

2. 9 医療法人元史会_ライフデザイン・カバヤ(株)

2. 9. 1 建築物の仕様一覧

事業名		(仮称)ふみの皮フ科新築工事の設計実証		
実施者(担当者)		医療法人元史会/ライフデザイン・カバヤ株式会社(担当者名: 難波 和也)		
建築物の概要	用途	診療所		
	建設地	高知県高知市		
	構造・工法	CLTパネル工法		
	階数	3		
	高さ(m)	10.66		
	軒高(m)	9.45		
	敷地面積(m ²)	10002.56		
	建築面積(m ²)	489.04		
	延べ面積(m ²)	979.39		
	階別面積(m ²)	1階	427.61	
2階		427.61		
3階		124.19		
CLTの仕様	CLT採用部位	壁、床、屋根		
	CLT使用量(m ³)	加工前製品量204.01m ³ 、建築物使用量185.46m ³		
	壁パネル	寸法	120mm厚×2	
		ラミナ構成	5層5プライ×2	
		強度区分	S90A相当	
		樹種	ヒノキ	
	床パネル	寸法	120mm厚	
		ラミナ構成	5層5プライ	
		強度区分	S60A相当	
		樹種	スギ	
	屋根パネル	寸法	120mm厚	
		ラミナ構成	5層5プライ	
強度区分		S60A相当		
樹種		スギ		
木材	主な使用部位 (CLT以外の構造材)	柱: 欧州赤松 梁: 欧州赤松		
	木材使用量(m ³) ※構造材、羽柄材、下地材、仕上材等とし、CLT以外とする	50.89m ³		
仕上	主な外部仕上	屋根	ガルバリウム鋼板(t=0.4) 立て付け葺き	
		外壁	窯業系サイディング 屋内側PB12.5貼	
		開口部	半外付け木造用複合サッシ(樹脂+アルミ)+二重複層ガラス	
	主な内部仕上	界壁	無	
		間仕切り壁	片面CLT現し(片面PB12.5mm+9.0mm)	
		床	塩ビタイル3mm、フリーフロアH200mm、構造用合板12mm	
天井	LGS天井下地+GB-F15mm			
構造	構造計算ルート	ルート2		
	接合方法	金物接合		
	最大スパン	5.14m		
	問題点・課題とその解決策	問題点: 一階ポスト柱のめり込み 解決策: 扁平柱を採用し柱断面増加によるめり込み防止 問題点: 3階位置による偏心 解決策: CLT壁パネルの配置、金物配置(剛心)考慮		
防火	防火上の地域区分	22条区域		
	耐火建築物等の要件	無		
	本建築物の耐火仕様	45分準耐火		
問題点・課題とその解決策	問題点: 二重壁採用による燃え代層の考え方 改善策: 二重壁同士を繋結し、繋結ボルト部の木栓を行う			
温熱	建築物省エネ法の該当有無	該当あり: 規制対象		
	温熱環境確保に関する課題と解決策	-		
	主な断熱仕様 (断熱材の種類・厚さ)	屋根(又は天井)	グラスウールt=50	
		外壁	グラスウールt=50	
床		1階床: スタイロフォームt=25、2階床: グラスウールt=50		
施工	遮音性確保に関する課題と解決策	-		
	建て方における課題と解決策	-		
	給排水・電気配線設置上の工夫	-		
	劣化対策	-		
工程	設計期間	2025年9月~2026年3月(7カ月)		
	施工期間	2026年6月~2027年3月(9カ月)		
	CLT躯体施工期間	2026年8月(0.5カ月)		
	竣工(予定)年月日	2027年3月31日		
体制	発注者	医療法人 元史会 理事長 池野 史典		
	設計者(複数の場合はそれぞれ役割を記載)	株式会社ハウジング総合コンサルタント 原一浩		
	構造設計者	ライフデザイン・カバヤ株式会社		
	施工者	未定		
	CLT供給者	銘建工業株式会社		
ラミナ供給者	銘建工業株式会社			

2. 9. 2 実証事業の概要

実証事業名：(仮称)ふみの皮フ科新築工事の設計実証

建築主等/協議会運営者：医療法人元史会/ライフデザイン・カバヤ株式会社

1. 実証した建築物の概要

用途	診療所		
建設地	高知県高知市		
構造・工法	CLT パネル工法 (LC-core 構法)		
階数	3		
高さ (m)	10.66	軒高 (m)	9.45
敷地面積 (m ²)	10,002.56	建築面積 (m ²)	489.04
階別面積 (m ²)	1階	427.61	延べ面積 (m ²) 979.39
	2階	427.61	
	3階	124.19	
CLT 採用部位	壁、床、屋根		
CLT 使用量 (m ³)	加工前製品量 204.01m ³ 、加工後建築物使用量 185.46m ³		
CLT を除く木材使用量 (m ³)	50.89m ³		
CLT の仕様	(部位)	(寸法 / ラミナ構成 / 強度区分 / 樹種)	
	壁	120mm 厚/5 層 5 プライ/S90A 相当/スギ×2	
	床	120mm 厚/5 層 5 プライ/S60A/相当/スギ	
	屋根	120mm 厚/5 層 5 プライ/S60A 相当/スギ	
設計期間	2025 年 9 月～2026 年 3 月 (7 カ月)		
施工期間	2026 年 6 月～2027 年 3 月 (9 カ月) 予定		
CLT 躯体施工期間	2026 年 8 月 (0.5 カ月) 予定		
竣工 (予定) 年月日	2027 年 3 月 31 日 (予定)		

2. 実証事業の目的と設定した課題

本実証事業の主たる目的は、地域の災害拠点となる施設を CLT (直交集成板) で計画し、大地震発生後の継続使用性が強く求められる重要度の高い建築物に向けて、CLT の高い耐震性能を活かした建築物の普及を図ることにある。

CLT 壁式構造は従来の木質構造と比較して極めて高い剛性を有するが、その普及を促進するためには、大地震時における建物の変形角を具体的に評価し、損傷の抑制や機能継続性を客観的に実証する必要がある。本実証では、極稀に発生する大地震 (震度 6 強程度) に対しても、構造躯体の損傷を「小破」に抑え、層間変形角を 1/75 rad 以内とすることを目標性能に設定した。これにより、発災後も最低限の活動に必要な機能が確保される「Ⅱ類相当」の状態を維持し、重要建築物における CLT 構造の優位性と実現性を実証することを目的と

している。また、本事業を通じて得られる性能設計の検討過程を取りまとめることで、他の事業者が同様の検討を行う際の有用な参考資料となり、CLT 建築のさらなる普及に寄与することを旨とする。

3. 協議会構成員

(設計) 株式会社ハウジング総合コンサルタント：原一浩

(構造設計) ライフデザイン・カバヤ株式会社：難波和也、守谷和弘、平田拓也
竹内幸生、友廣陽一、永田創一

株式会社構造計画研究所：篠原昌寿、野田卓見

(材料) 銘建工業株式会社：西本将晴

(金物) B X カネシン株式会社：榎田剛

4. 課題解決の方法と実施工程

以下の項目を実施する。

① 連続壁による高剛性・高耐力化

幅が広く転倒しにくい大版 CLT パネルを採用し、パネル間を鉛直せん断金物で連結して「連続壁」を構成することで、変形抑制効果を最大化させる。

② 壁倍率換算を用いた概算設計手法

実務での早期判断を可能にするため、代表構面の増分解析に基づき、目標性能（極稀地震時 1/75 rad 以内）を満足する耐力を「壁倍率」へ換算する。

③ 限界耐力計算による地震時応答の検証

建物全体モデルを用いて限界耐力計算に基づく応答評価を行い、安全性を詳細に検証する。

<協議会の開催>

2025 年 7 月：第 1 回開催、事業内容確認、構造計画の方針確認、スケジュールの確認

8 月：第 2.3 回開催、基本設計に向けた意匠・構造の方針確定

9 月：第 4.5 回開催、「地震時即時残余耐久システム」導入に向けた検討、
意匠プラン確定

11 月：第 6 回開催、関係者及び事務局の現地視察、構造検討状況の確認、
意匠プランの再確認、実証事業スケジュールの確認

2026 年 1 月：第 7 回開催、実証事業スケジュールの確認、実証事業の取りまとめ検討

<設計>

2025 年 9 月：実施設計

12 月：構造設計

2026 年 1 月：限界耐力計算、応答解析

3月：建築確認申請(予定)

5. 得られた実証データ等の詳細

設定した課題において次の結果が得られた。

① 目標性能の設定

地震リスクの高い地域や継続使用性が求められる建築物を想定し、極稀に発生する大地震（震度6強程度）時の損傷を「小破」に抑え、層間変形角を $1/75 \text{ rad}$ 以内とすることを目標とした。

② CLT パネルの大版化による高性能化

代表構面として、1.8m 幅の CLT パネル 2 枚を鉛直せん断金物によって連結した構面（2P 連続架構）と、2.0m 幅の CLT パネルをせい 1.0m の垂れ壁で連結した構面（門型架構）を用いて壁配置を計画した。いずれの構面も、事前解析により $1/75 \text{ rad}$ 時点で各部の変形が終局変形以内であることを確認した。

③ 概算設計手法の提示

実務の初期段階において、手計算レベルでの壁量計画を可能とするため、代表構面に対して荷重増分解析を行い、大地震時の変形量を考慮した「壁倍率換算」を行った。具体的には、応答変形が $1/75 \text{ rad}$ 以内になる条件として、1次設計時の最大層間変形角 $1/500 \text{ rad}$ 以内、保有水平耐力時のベースシア係数 0.7 以上を確保することとし、これを満足するように短期許容耐力を評価した。その結果、代表構面の壁倍率換算値は 10 倍となり、この値を用いて必要壁量を満足するように壁配置を計画した。

④ 限界耐力計算に基づく地震時応答の検証

建物全体モデルを用いた限界耐力計算の結果、大地震時の応答変形角は X 方向で $1/132 \text{ rad}$ 、Y 方向で $1/113 \text{ rad}$ となり、いずれも目標値 ($1/75 \text{ rad}$) を十分に下回っており、大地震時における建物の損傷を「小破」に抑え、機能を継続できる高い耐震性能を有することが実証できた。

6. 本実証により得られた成果

地震リスクが高い地域の建物や、地域の災害拠点となる施設など、継続使用性が求められる重要度の高い建築物に向けて、CLT 構造の優位性を客観的なデータで示すことができた。これにより、従来の木質構造では困難であった高性能建築への CLT 普及・推進が期待できる。

2. 9. 3 成果物

1) 設計図面(構造図)

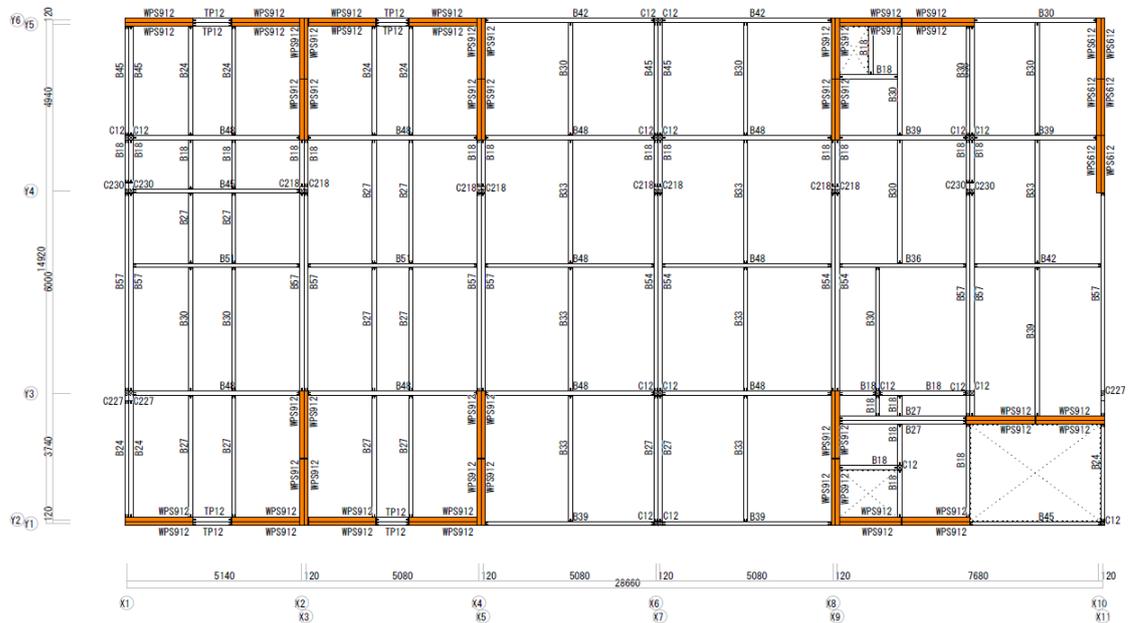


図-1 1階柱・梁伏図(CLT壁を橙色で示す)

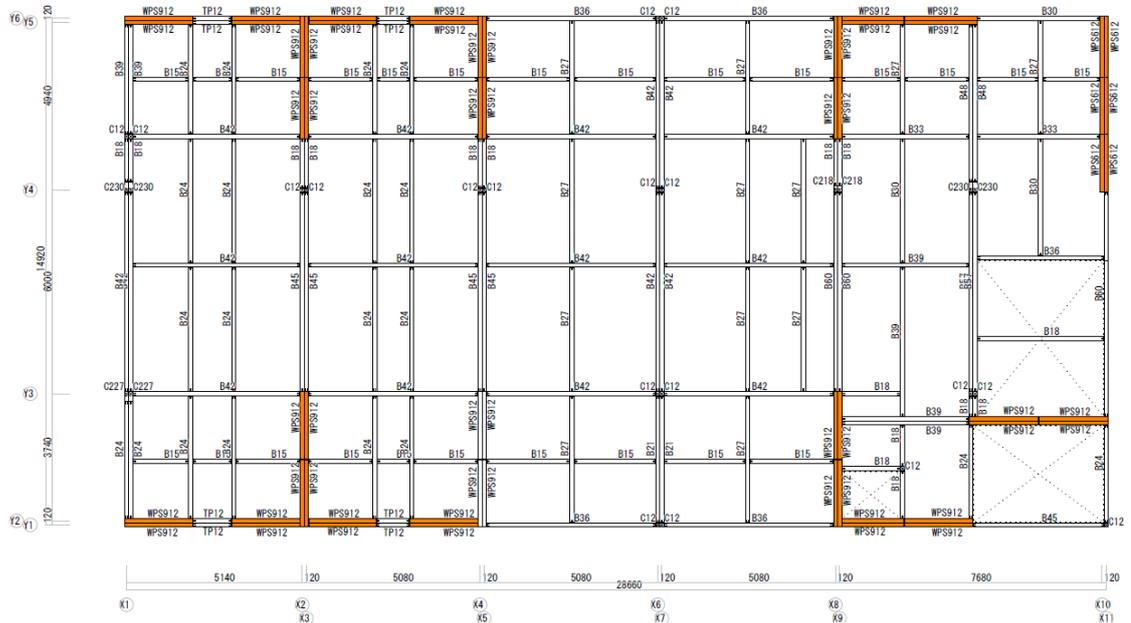


図-2 2階柱・梁伏図(CLT壁を橙色で示す)

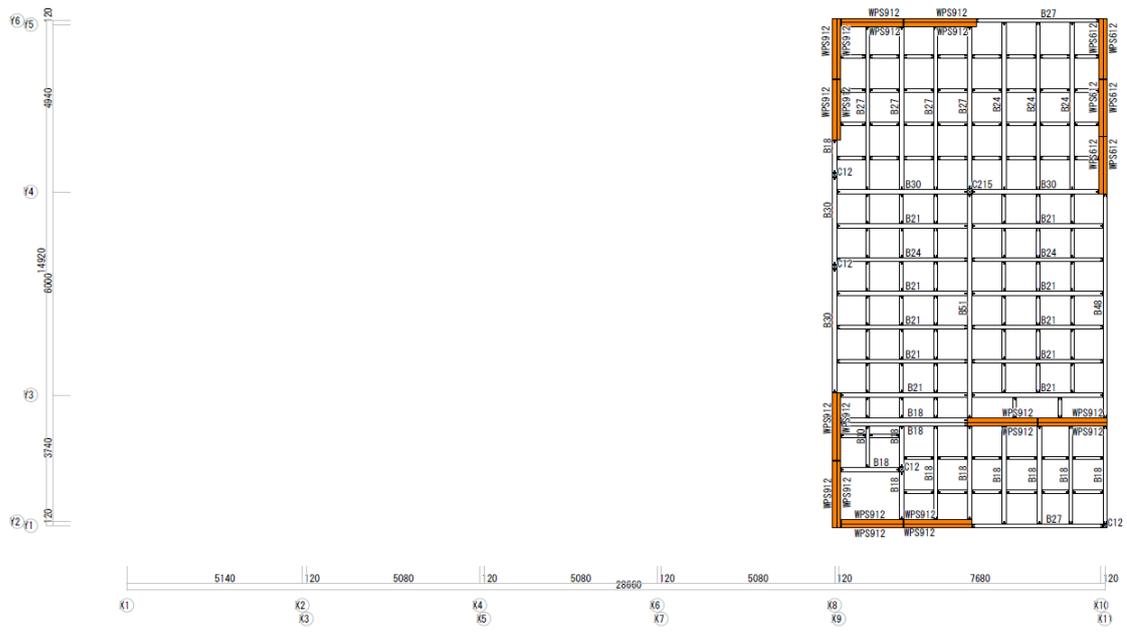


図-3 3階柱・梁伏図(CLT壁を橙色で示す)

2) 設計方針

① CLT パネルの大版化による高剛性・高耐力化

CLT パネルは従来の木質面材よりも大版での製造が可能であり、アスペクト比（高さ／幅）の小さい面材はそれ自身が転倒しにくい特性を有する。本設計では、大版 CLT パネルを鉛直せん断金物で連結し、「連続壁」を構成することで、高耐力・高剛性な架構を実現する。従来の木質面材では難しい大版パネルを活かした架構により、大地震時の建物の変形量を抑制し、損傷を最小限にとどめる計画とする。

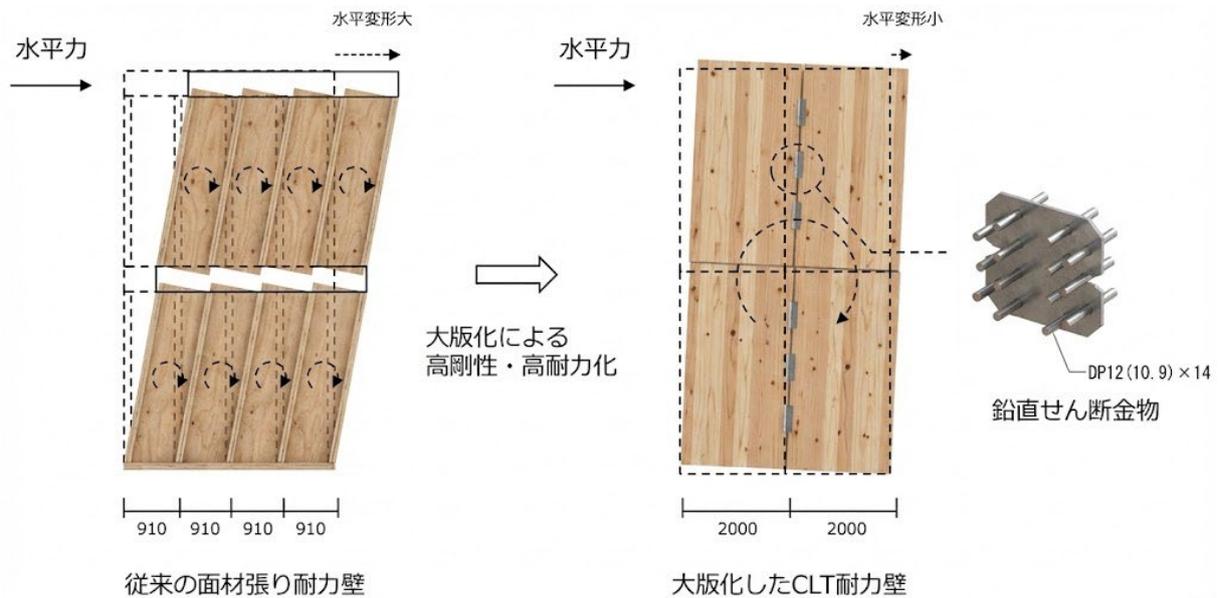


図-4 CLT パネルと鉛直せん断金物による高剛性・高耐力化

② 大地震時の変形を考慮した概算設計

地震リスクが高い地域の建築物や、被災後の継続使用性が求められる建築物において、大地震時の応答変位を評価することが不可欠である。本設計では、実務の初期段階において「限界耐力計算」の考え方をベースとし、事前の解析評価に基づいて大地震時の変形量を考慮した「壁倍率換算手法」を適用する。これにより、簡易な壁量計算の段階で、目標性能（層間変形角）を満足する設計を可能とする。

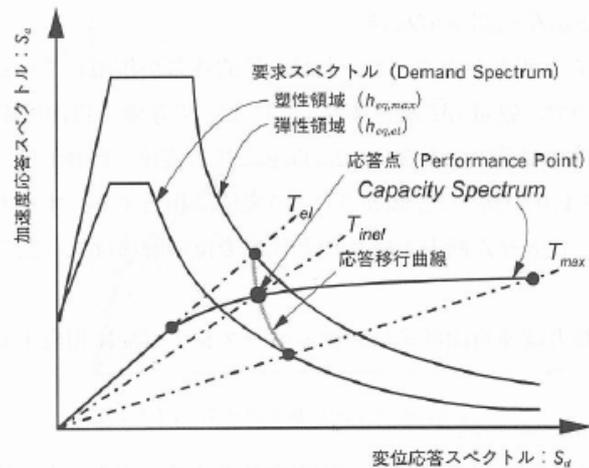


図-5 限界耐力計算に基づく応答予測

3) 設計クライテリア

① 性能目標

本建物の構造躯体は、大地震後に「業務など最低限の活動に必要な機能が確保されている状態（Ⅱ類相当）」を目指し、基準法の極稀地震に対する被害の程度を「小破」に抑えることを目標とする。

表-1 構造躯体の耐震安全性の目標（文献¹より抜粋）

本ガイドラインの 目標性能（耐震）	「官庁施設の総合耐震・対津波計画基準」	
	分類	耐震安全性の目標
機能継続に支障と なるような損傷と 生じない	I類	大地震動後、構造体の補修をすることなく建築物を使用できることを目標とし、人命の安全確保に加えて十分な機能確保が図られる。
	II類	大地震動後、構造体の大きな補修をすることなく建築物を使用できることを目標とし、人命の安全確保に加えて十分な機能確保が図られる。
	III類	大地震動により構造体の部分的な損傷は生じるが、建築物の耐力の低下は著しくないこと。

表-2 性能マトリクス（文献²より抜粋）

(1) 耐震構造・制振構造

地震の 大きさ 被害の程度	稀に 発生する地震動 【震度5弱程度】	かなり稀に 発生する地震動 【震度5強程度】	極めて稀に 発生する地震動 【震度6強程度】	余裕度 検証用の地震動 【震度7程度】
無被害～ 軽微な被害	基準級	上級	特級	—
小破	—	基準級	上級	特級
中破 (～大破)	—	—	基準級	上級

表-3 建物の状態

被害の程度	軽微な被害	小破	中破	大破
構造部材	無被害	ほぼ無被害	ブレースなどの一部に座屈などの損傷が生じる	建物を支持する部材に座屈・破断が生じる
外壁	ほぼ無被害	窓目のシール材に剥離、ずれなどの損傷が生じる	外装材の一部に損傷が生じるが、脱落はしない	外装材が破損し、脱落が生じる
内壁	下地材の継目で仕上げ材（クロス）に亀裂などの損傷が生じる	下地材の一部に損傷が生じる	下地材に損傷が生じ、一部で脱落する	下地材が破損し、脱落が生じる
天井	ほぼ無被害	天井材の一部に損傷が生じる	天井材に損傷が生じ、一部で脱落する	天井材が破損し、脱落が生じる

¹ 国総研資料 第1004号 災害拠点建築物の設計ガイドライン（案）2018.1

² 一般社団法人 日本建築構造技術者協会（JSCA） JSCA 性能設計【耐震性能編】2018.2

② 数値目標（層間変形角）

前述の耐震性能を実現するための具体的な数値目標は、以下の文献を参考に設定する。

参考文献

- ・文献²：JSCA 性能設計説明書 2017 年版【耐震性能編】
- ・文献³：建築構造設計アンブレラコード「部材検定と応答評価（案）」
- ・文献⁴：東京都 建築構造設計指針

表-4 数値目標のまとめ

文献名	内容
JSCA 性能設計説明書 2017 年版【耐震性能編】	木質構造を対象とした性能数値は定められていないが、中層 S 造もしくは中層 RC フレーム造が参考になる。基準法の極稀地震に対して小破を目標とした「上級」に対応する層間変形角は 1/75 以下とされている。
建築構造設計アンブレラコード「部材検定と応答評価（案）」	木質構造の応答変形角の提示例が示されており、上級（Ⅱ類）で 1/50、特級（Ⅰ類）で 1/100 とされている。
東京都 建築構造設計指針	木質構造の被害ランクが被災度区分判定基準を参考に示されている。小破に対応する最大変形角は 1/60 未満とされている。

表-5 性能数値表・中層 S 造（文献²より抜粋）

地震の大きさ 耐震性能 グレード	稀に 発生する地震動 【震度 5 弱程度】	かなり稀に 発生する地震動 【震度 5 強程度】	極めて稀に 発生する地震動 【震度 6 強程度】	余裕度 検証用の地震動 【震度 7 程度】
特 級	（無被害） 層間変形角 1/300 以下 短期許容応力度以下	（無被害） 層間変形角 1/200 以下 短期許容応力度以下	（軽微な被害） 層間変形角 1/150 以下 層塑性率 1.5 以下 部材塑性率 2.5 以下 部材の累積塑性変形倍率 $\eta_{mu}/4.0$ 以下	（小破） 層間変形角 1/75 以下 層塑性率 2.0 以下 部材塑性率 3.75 以下 部材の累積塑性変形倍率 $\eta_{mu}/1.77$ 以下
上 級	（無被害） 層間変形角 1/200 以下 短期許容応力度以下	（軽微な被害） 層間変形角 1/150 以下 層塑性率 1.5 以下 部材塑性率 2.5 以下 部材の累積塑性変形倍率 $\eta_{mu}/4.0$ 以下	（小破） 層間変形角 1/75 以下 層塑性率 2.0 以下 部材塑性率 3.75 以下 部材の累積塑性変形倍率 $\eta_{mu}/1.77$ 以下	（中破） 層間変形角 1/50 以下 層塑性率 3.0 以下 部材塑性率 5.0 以下 部材の累積塑性変形倍率 η_{mu} 以下
基準級	（無被害） 層間変形角 1/200 以下 短期許容応力度以下	—	（中破～大破） 層間変形角 1/50 以下 層塑性率 3.0 以下 部材塑性率 5.0 以下 部材の累積塑性変形倍率 η_{mu} 以下	—

³ 建築構造設計アンブレラコード「部材検定と応答評価（案）」

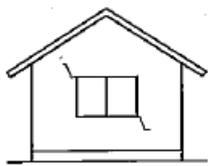
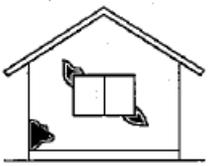
⁴ 東京都財務局 建築構造設計指針・同解説

表-6 応答層間変形角のクライテリア（木質構造）（文献³より抜粋）

木質構造の具体的クライテリア(応答層間変形角)提示例

	1次設計用外乱 に対する構造体	2次設計用外乱 に対する構造体	2次設計用外乱 に対する外内装	
特級(I類) Platinum	1/300	1/100(骨組損傷無)	1/120(外装損傷無)	←防災拠点等 (靱性壁付骨組 ・免震構造含む)
上級(II類) Gold	1/200	1/50	1/60(脱落無し)	
普通級(III類) Silver	1/120	1/30	1/50	

表-7 木造の被害ランク（文献⁴より抜粋）

被害ランク		軽微	小破	中破	大破
概念図					
状況	外壁モルタル	開口隅角部にわずかなひび割れ	各所で仕上げが脱落	仕上げの大半が剥離または脱落	仕上材の大部分が脱落
	外壁ボード	目地部にわずかなずれ	目地部にひび割れやずれ	目地部に著しいずれ、部分的な浮き上り	釘の浮き上り、一部が脱落
	サッシュ	—	開閉が不能	ガラスが破損	枠ごと外れ、破損
経験最大変形角		1/120 未満	1/60 未満	1/45 未満	1/20 未満

以上を踏まえ、本設計では2次設計用外乱に対する層間変形角を1/75rad以内とする。

4) 大地震時の変形を考慮した概算設計

本設計では構造躯体の耐震安全性に着目し、大地震時の層間変形角が 1/75rad 以内となるように架構を計画する。大地震時の塑性化を考慮した建物の変形量は、以下に示す方法で算出することができる。

大地震時の建物変形の算出方法

- ① 時刻歴応答解析
- ② 限界耐力計算
- ③ エネルギー一定則もしくは変位一定則に基づく概算

本設計では②の方法に基づき大地震時の応答変形量を予測する。しかし、実務の初動段階など早期に判断を求められる場面では、限界耐力計算をそのまま活用することは難しい。そこで本設計では、事前の解析評価によって、大地震時の変形量を考慮した壁倍率換算の手法を適用する。具体的には以下の式によって、耐力壁の短期許容水平耐力を評価し、簡易な壁量計算によって壁配置を計画する。

短期許容水平耐力 Q_a の評価方針

$$Q_a = \min \begin{cases} Q_{ASD} \\ Q_{1/500} \\ Q_u \cdot 0.2/D_s \end{cases}$$

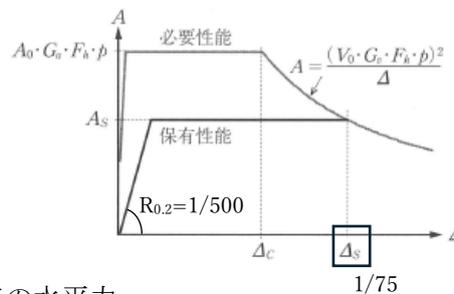
ここで、

Q_{ASD} : 部材が短期許容応力度に達する時点の水平力

$Q_{1/500}$: 最大層間変形角が 1/500rad 時の水平力

Q_u : 保有水平耐力 (ただし、層間変形角のクライテリアを 1/75rad とする)

D_s : 等価 1 自由度系の安全限界変位に基づく D_s (0.7 とする)



$$D_s = \min \left[A_0 G_v F_h p, \frac{(V_0 G_v F_h p)^2}{\Delta_s} \right] \cdot \frac{R_m}{g \cdot R_f} \quad (3.2.14)$$

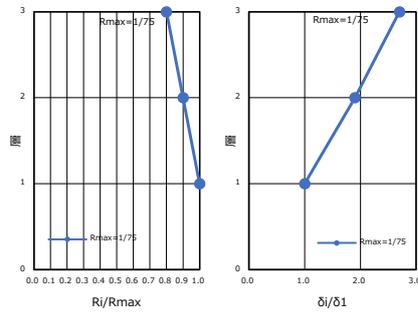
ここに、 Δ_s : 等価一自由度系の代表変位(=目標変位), F_h : 減衰による加速度低減率(等価一自由度系の減衰定数による), p : 階数による調整係数, R_f : 昭 55 建告第 1793 号による振動特性係数, R_m : 安全限界時の有効質量比, A_0, V_0, G_v, G_v : 地盤種別に応じた係数, g : 重力加速度である。上式において [] 内第 1 項が加速度一定領域, 第 2 項が速度一定領域に対応し, 時刻歴応答解析結果と良く整合すること, $R_f=1/100$ の場合, 3 層~8 層の CLT 構造では応答変形 1/50 に対し $D_s=0.6\sim 0.4$, 応答変形 1/75 に対し $D_s=0.75$ 程度になることが報告されている^{3.2.14)}。なお, 式(3.2.14) の D_s 値は物理量としては保有水平耐力計算上の各層の D_s 値ではなく, 限界耐力計算における等価 1 自由度系の応答せん断力係数に相当する値であることに注意する必要がある。

図-6 等価 1 自由度系の安全限界変位に基づく D_s

前述の短期許容水平耐力の評価式における、層間変形角およびDsの目標値は、下図のような等価1自由度系の完全弾塑性モデルを用いて設定した。以下に検討条件を示す。

目標性能の検討条件

- ・ 階数：N=3
- ・ 階高：H=3.2m
- ・ 変形角分布：a=0.8
- ・ 質量分布： $m_i:m_N=1:0.7$
- ・ 地盤種別：第2種地盤



変形角分布の想定

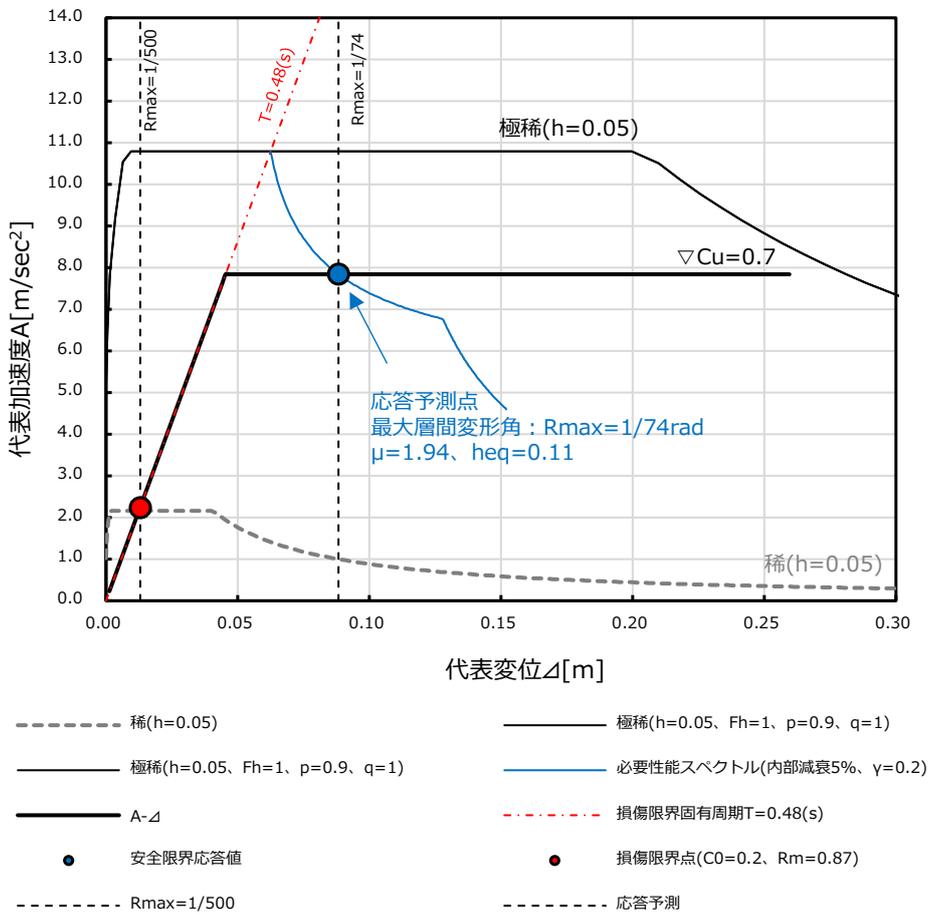


図-7 等価1自由度系の目標性能

上記のモデルを用いた検討により、大地震時の層間変形角を 1/75rad 以内に抑えるための目標値として、以下の項目を設定した。

耐震性能の目標

- ・ 1次設計時の層間変形角：1/500rad 以内
- ・ 保有水平耐力時のベースシア係数：Cu>0.7

5) 代表構面の事前解析による壁倍率の評価

本設計では下図に示す 2P 連続架構および門型架構を代表的な構面として配置を計画した。ここでは、解析によって代表構面の短期許容水平耐力を評価する。

2P 連続架構は 1.8m 幅の CLT パネル 2 枚を鉛直せん断金物によって連結した構面であり、2 階建て部分と 3 階建て部分のモデルとする。門型架構は 2.0m 幅の CLT パネルをせい 1.0m の垂れ壁で連結した構面であり、2 階建て部分のモデルとする。いずれも、壁の仕様は強度等級 S90-5-5(t=120)とする。解析モデルは CLT マニュアルに例示される詳細ばねモデルとし、壁-基礎および壁-床間の圧縮ばねは 100mm ピッチで配置した。長期荷重は各階壁長さあたり 20kN を考慮し、地震力算定用の質量分布は $RF : 2 \sim 5F : 1F = 0.8 : 1 : 1.1$ とした。水平荷重は A_i 分布で算定した。なお、 $P\Delta$ 効果を考慮する。

本設計では床勝ち架構となるため床要素をモデル化しているが、床パネルの強軸方向や継ぎ目位置の影響を安全側に評価するため、床の面外方向の剛性・耐力は無視している。面内方向については剛床仮定とした。鉛直せん断金物は全ての壁パネル同士の継ぎ目に 3 個ずつ配置する。

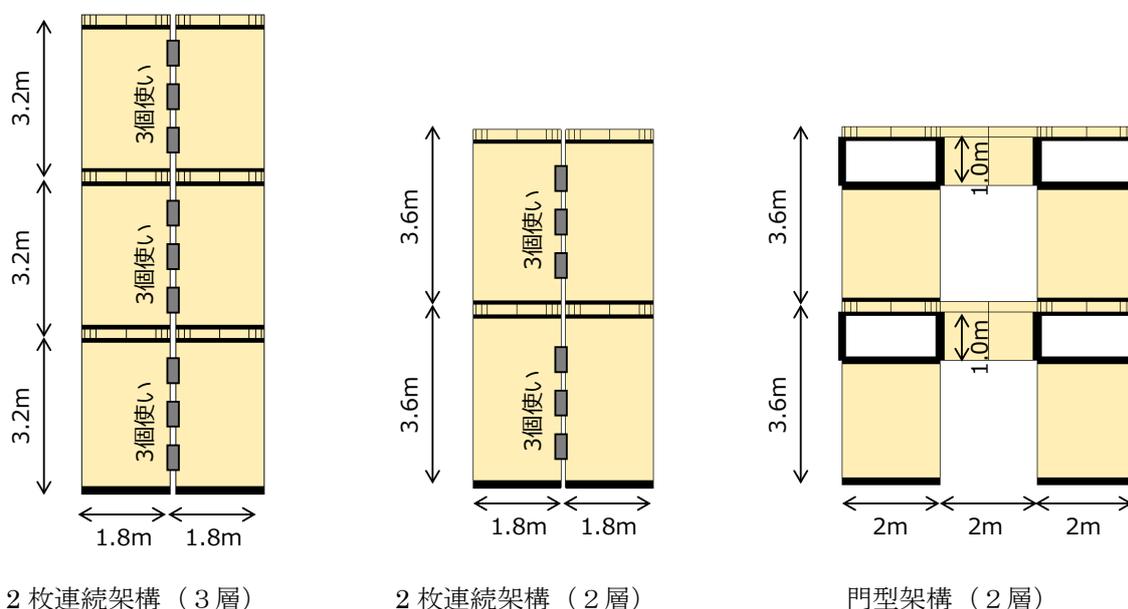


図-8 代表構面の解析モデル

表-8 保有水平耐力のクライテリア

項目	クライテリア
1次設計用地震力に対する層間変形角	1/500rad
保有水平耐力 Q_u 時	1/75 rad 以内かつ各部分が限界変形に達した時点

① 2枚連続架構（3層）の検証結果
荷重増分解析の結果を以下に示す。

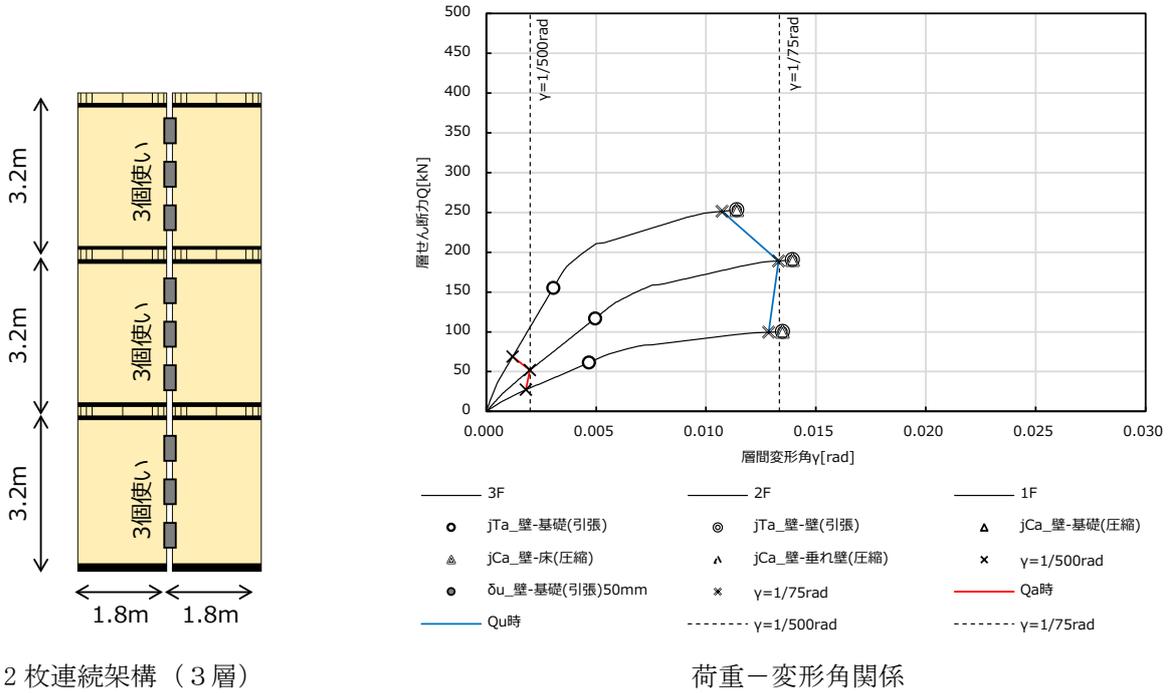


図-9 2枚連続架構（3層）の解析結果

解析の結果、最大層間変形角 1/75rad 時点で、各部の変形が終局変形以内であることが確認できた。よって保有水平耐力は最大層間変形角が 1/75rad に到達した時点の耐力とした。

大地震時 1/75rad 以内に抑えるための壁倍率評価 ($R_{0.2}=1/500rad, D_s=0.7$)

短期許容水平耐力 Q_a を以下のように算出する。

$$Q_a = \min \left\{ \begin{array}{l} Q_{1/500} \\ Q_u \cdot \frac{0.2}{0.7} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 68.8 \\ 251.4 \cdot \frac{0.2}{0.7} \end{array} \right. = 71.8 = 68.8kN$$

※事前の検討により部材が短期許容応力度以内であることは明らかであったため、 Q_{ASD} は無視して算定した。

得られた短期許容水平耐力を壁倍率換算する。

壁倍率：68.8/3.6/1.96=9.8 倍

② 2枚連続架構（2層）の検証結果
荷重増分解析の結果を以下に示す。

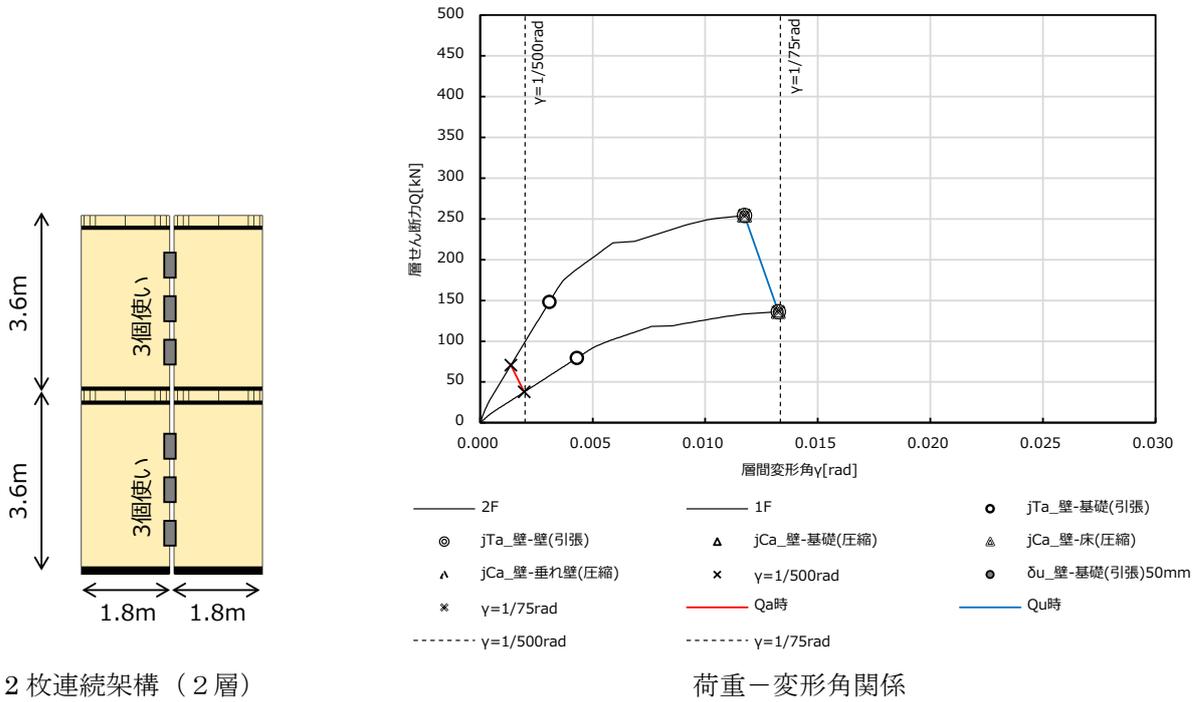


図-10 2枚連続架構（2層）の解析結果

解析の結果、最大層間変形角 1/75rad 時点で、各部の変形が終局変形以内であることが確認できた。よって保有水平耐力は最大層間変形角が 1/75rad に到達した時点の耐力とした。

大地震時 1/75rad 以内に抑えるための壁倍率評価 ($R_{0.2}=1/500rad, D_s=0.7$)

短期許容水平耐力 Q_a を以下のように算出する。

$$Q_a = \min \left\{ \begin{array}{l} Q_{1/500} \\ Q_u \cdot \frac{0.2}{0.7} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 70.6 \\ 254.0 \cdot \frac{0.2}{0.7} = 72.5 \end{array} \right. = 70.6kN$$

※事前の検討により部材が短期許容応力度以内であることは明らかであったため、 Q_{ASD} は無視して算定した。

得られた短期許容水平耐力を壁倍率換算する。

壁倍率 : $70.6/3.6/1.96=10$ 倍

③ 門型架構（２層）の検証結果

荷重増分解析の結果を以下に示す。

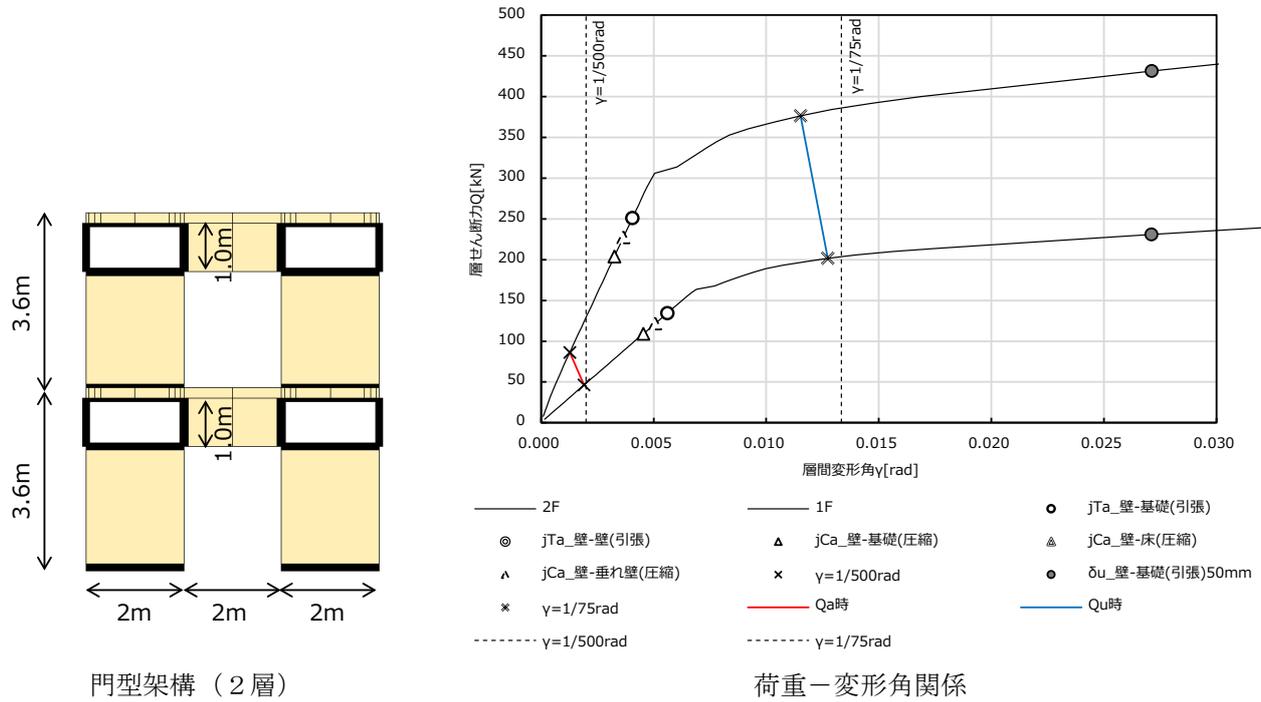


図-11 門型架構（２層）の解析結果

解析の結果、最大層間変形角 1/75rad 時点で、各部の変形が終局変形以内であることが確認できた。よって保有水平耐力は最大層間変形角が 1/75rad に到達した時点の耐力とした。

大地震時 1/75rad 以内に抑えるための壁倍率評価 ($R_{0.2}=1/500rad, D_s=0.7$)

短期許容水平耐力 Q_a を以下のように算出する。

$$Q_a = \min \left\{ \begin{array}{l} Q_{1/500} \\ Q_u \cdot \frac{0.2}{0.7} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 86.2 \\ 376.3 \cdot \frac{0.2}{0.7} \end{array} \right. = 107 = 86.2 kN$$

※事前の検討により部材が短期許容応力度以内であることは明らかであったため、 Q_{ASD} は無視して算定した。

得られた短期許容水平耐力を壁倍率換算する。

壁倍率 : $86.2/4/1.96=11$ 倍

以下に検証結果のまとめを示す。いずれの構面も、1/75 rad 時点で各部の変形が終局変形以内であることが確認できた。

【検証結果まとめ】

構面タイプ	Q _{1/500} (kN)	Q _{u1/75} (kN)	Q _a (kN)	換算 壁倍率
2枚連続壁(3層)	68.8	251.4	68.8	9.8倍
2枚連続壁(2層)	70.6	254.0	70.6	10.0倍
門型架構(2層)	86.2	376.3	86.2	11.0倍

実務上の安全側評価として、以降の設計では一律 10 倍 を採用する。

6) 壁量計算による概算壁配置計画

増分解析によって得られた短期許容水平耐力および壁倍率を用いて、壁量計算により壁配置を検討する。事前解析の結果に基づき、壁倍率はいずれの構面も10倍として検討した。必要壁量は各階の単位面積あたり重量を、1・2階：5.0kN/m²、R階：3.5kN/m²と仮定して算出した。耐力壁はすべて二重壁（t=120mm×2）として配置し、存在壁量は実長の2倍として算出した。以下に地震力算定用重量と1階の壁量計算の結果を示す。

表-9 壁配置検討時の地震力算定用重量

階	種別	Hi [m]	A [m ²]	Wi/A [kN/m ²]	Wi [kN]	Σwi [kN]	ai	Ai	Ci	Qi [kN]	Qi分布 [-]	Pi [kN]
3F	R階	3.20	118.00	3.50	413.0	413.0	0.087	2.019	0.40	166.8	0.18	166.8
2F	一般階	3.20	432.00	5.00	2160.0	2573.0	0.544	1.251	0.25	643.8	0.68	477.0
1F	一般階	3.20	432.00	5.00	2160.0	4733.0	1.000	1.000	0.20	946.6	1.00	302.8

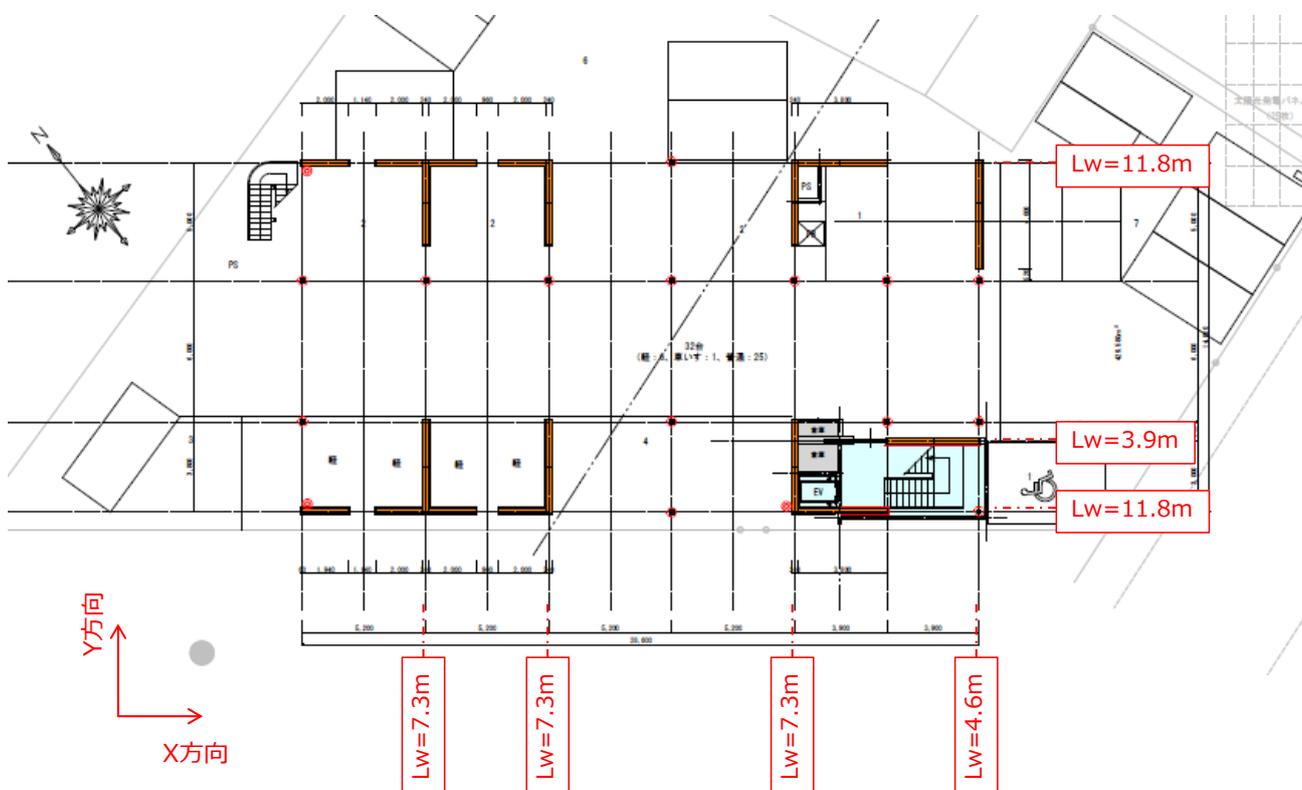


図-12 概算壁配置の結果（Lwは1階の耐力壁の実長を示す）

壁量計算

<p>X方向</p> <p>必要壁量：947/(10×1.96)=48.3m</p> <p>存在壁量：(11.8+3.9+11.8)×2=55.0m</p> <p>検定比（必要/存在）：48.3/55.0=0.88 → OK</p>	<p>Y方向</p> <p>必要壁量：947/(10×1.96)=48.3m</p> <p>存在壁量：(7.3+7.3+7.3+4.6)×2=53.0m</p> <p>検定比（必要/存在）：48.3/53.0=0.91 → OK</p>
--	--

7) 限界耐力計算に基づく地震時応答の検証

建物全体モデルを用いて荷重増分解析を行い、限界耐力計算に基づく応答値の評価を行った。算出手順を以下に示す。

- ① 建築物の代表質点の荷重変形曲線より Sa - Sd の関係図を作成する。 Sa は下記式より、 Sd は4.2節代表変位の算定方法より求める。

$$Sa = \frac{Q}{Mu}$$

Q : 1階の層せん断力

Mu : 有効質量

- ② 増分解析における各ステップの荷重変形から得られる等価周期を算定する（損傷限界固有周期，安全限界固有周期の算定と同方法）。
- ③ 各ステップにおける建築物の減衰を算定する。（安全限界における減衰の算定と同方法）。
- ④ 各ステップにおける建築物の減衰を考慮した，等価周期の建築物への入力加速度 San を算定する。

$$San = \frac{Qsn}{Mu}$$

Qsn : 各ステップにおける等価周期及び建築物の減衰より求まる必要安全限界耐力

- ⑤ San を，そのステップの Sa - Sd (建築物の荷重変形) と原点を結ぶ直線上にプロットする。
- ⑥ 各ステップの入力加速度 San から求まる曲線と建物の荷重変形曲線より求まる曲線との交点が真の応答値となる。

図-13 応答値の算出手順（文献⁵⁾）

各方向の検証結果を次ページ以降に示す。損傷限界はいずれかの要素が短期許容耐力に到達する時点、安全限界は最大層間変形角が $1/75\text{rad}$ に達する1ステップ前の時点とした。建築物の減衰特性を表す係数 γ は 0.2 とした。

減衰による加速度の低減率

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10h}$$

$$h = 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05$$

⁵⁾ 国土交通省住宅局建築指導課編 限界耐力計算法の計算例とその解説：2001年版

1. X方向（長辺方向）

損傷限界時・安全限界時の Sa-Sd 曲線および各層の荷重-変形角関係を以下に示す。なお、荷重-変形角関係のグラフには、Sa-Sd 曲線の応答値と対応するステップの点をプロットしている。

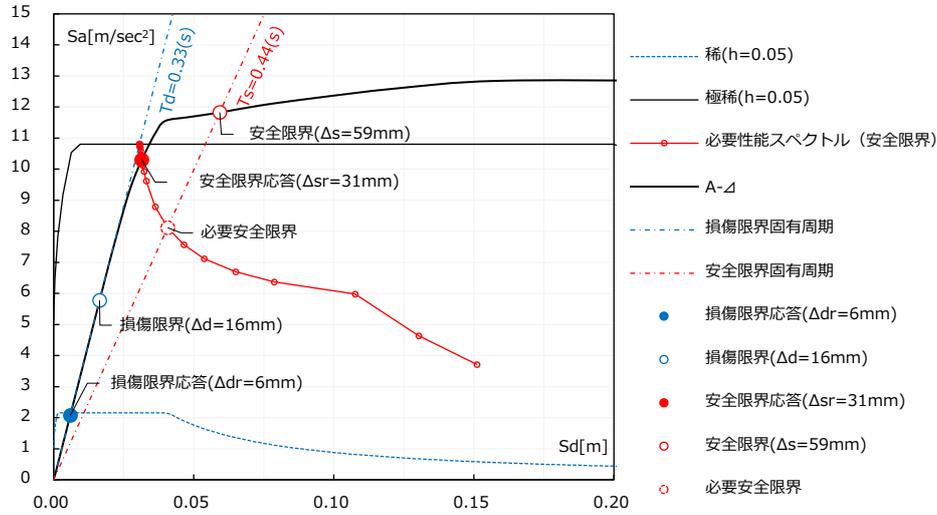


図-14 Sa-Sd 関係 | X方向（長辺方向）

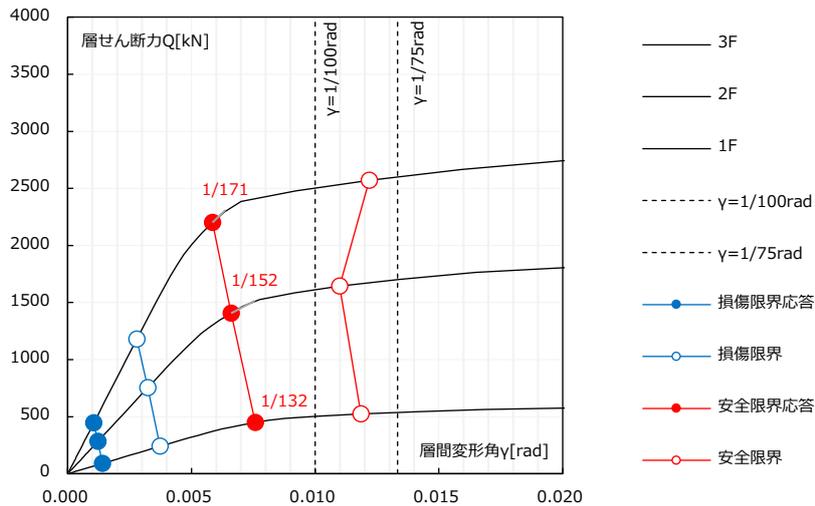


図-15 荷重-変形角関係 | X方向（長辺方向）

表-10 地震時検証のまとめ | X方向（長辺方向）

		代表加速度	代表変位	等価周期	最大層間変形角	ベースシア係数	耐力
		A	Δ	Te	Rmax	C _B	Q
		[m/sec ²]	[mm]	[sec]	[rad]	[-]	[kN]
損傷限界	保有値	7.15	20.3	0.33	1/217	0.55	1457
	応答値	2.08	5.9	0.33	1/711	0.17	444
安全限界	保有値	11.8	59.3	0.44	1/82	0.97	2572
	応答値	10.3	31.5	0.35	1/132	0.83	2200

安全限界時の応答は最大で 1/132rad となり、設定したクライテリアの 1/75rad を下回ることが確認できた。

2. Y 方向（短辺方向）

損傷限界時・安全限界時の Sa-Sd 曲線および各層の荷重－変形角関係を以下に示す。なお、荷重－変形角関係のグラフには、Sa-Sd 曲線の応答値と対応するステップの点をプロットしている。

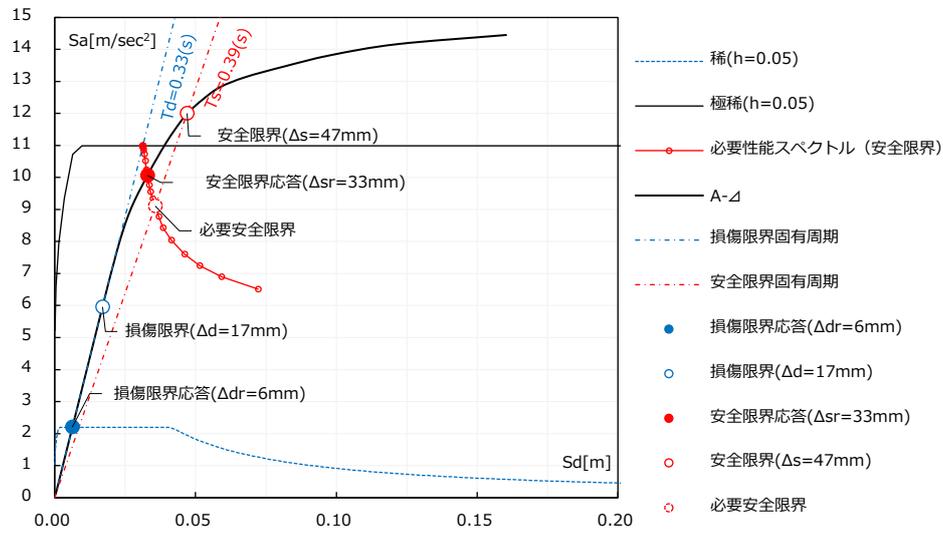


図-16 Sa-Sd 関係 | Y 方向（短辺方向）

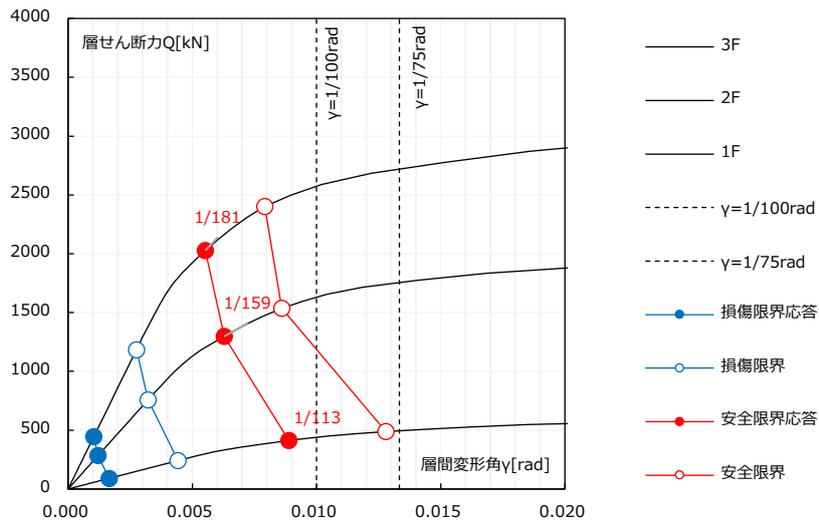


図-17 荷重－変形角関係 | Y 方向（短辺方向）

表-11 地震時検証のまとめ | Y 方向（短辺方向）

		代表加速度	代表変位	等価周期	最大層間変形角	ベースシア係数	耐力
		A	Δ	Te	Rmax	C _B	Q
		[m/sec ²]	[mm]	[sec]	[rad]	[-]	[kN]
損傷限界	保有値	5.96	16.9	0.33	1/226	0.45	1185
	応答値	2.21	6.3	0.33	1/604	0.17	444
安全限界	保有値	12.0	47.0	0.39	1/78	0.91	2402
	応答値	10.1	32.9	0.36	1/113	0.77	2027

安全限界時の応答は最大で 1/113rad となり、設定したクライテリアの 1/75rad を下回ることが確認できた。

8) まとめ

本設計では、CLT パネルの大版化による高い耐震性能を活かした建築計画を提案した。以下にその成果を記す。

➤ 目標性能の設定

地震リスクの高い地域や継続使用性が求められる建築物を想定し、極稀に発生する大地震（震度 6 強程度）時の損傷を「小破」に抑え、層間変形角を $1/75 \text{ rad}$ 以内とすることを目標とした。

➤ CLT パネルの大版化による高性能化

代表構面として、1.8m 幅の CLT パネル 2 枚を鉛直せん断金物によって連結した構面（2P 連続架構は）と、2.0m 幅の CLT パネルをせい 1.0m の垂れ壁で連結した構面（門型架構）を用いて壁配置を計画した。いずれの構面も、事前解析により $1/75 \text{ rad}$ 時点で各部の変形が終局変形以内であることを確認した。

➤ 概算設計手法の提示

実務の初期段階において、手計算レベルでの壁量計画を可能とするため、代表構面に対して荷重増分解析を行い、大地震時の変形量を考慮した「壁倍率換算」を行った。具体的には、応答変形が $1/75 \text{ rad}$ 以内になる条件として、1 次設計時の最大層間変形角 $1/500 \text{ rad}$ 以内、保有水平耐力時のベースシア係数 0.7 以上を確保することとし、これを満足するように短期許容耐力を評価した。その結果、代表構面の壁倍率換算値は 10 倍となり、この値を用いて必要壁量を満足するように壁配置を計画した。

➤ 限界耐力計算に基づく地震時応答の検証

建物全体モデルを用いた限界耐力計算の結果、大地震時の応答変形角は X 方向で $1/132 \text{ rad}$ 、Y 方向で $1/113 \text{ rad}$ となり、いずれも目標値 ($1/75 \text{ rad}$) を十分に下回っており、大地震時における建物の損傷を「小破」に抑え、機能を継続できる高い耐震性能を有することが実証できた。

以上の一連の検討により、継続使用性が求められる重要度の高い建築物における CLT 構造の優位性と実現性を実証した。

9) 外観イメージ



図-18 建物正面イメージ



図-19 南側立面イメージ



図-20 北側立面イメージ



図-21 西側立面イメージ