

第2章 損傷限界・安全限界変形の妥当性に関する検討

第2章 損傷限界・安全限界変形の妥当性に関する検討

2.1 損傷限界・安全限界変形に関するLCC的要素を含めた検討

2.1.1 検討の目的

下記の長期優良住宅に関する、長期使用構造とするための措置及び維持保全の方法の基準 (平21国交告第209号)、第3 長期使用構造とするための措置、2. 耐震性の規定(以下「長期優良耐震規定」)の妥当性に関する検討を行う。

長期使用構造とするための措置及び維持保全の方法の基準 (平21国交告第209号)

第3 長期使用構造とするための措置

2. 耐震性

(2) 基準

① 評価方法基準 第5の1の1-1(3)イ【限界耐力計算】による場合

次のイ～ハのいずれかに適合すること

イ 安全限界変形を階高の1/40 (木造以外は1/100)以下とする

ロ 安全限界変形を75%以下に低減する (木造のみ)

ハ 耐震等級(構造躯体の倒壊防止等)を2または3とする

安全限界変形は階高の1/30 (木造以外は1/75)以下

本規定を図2.1.1-1に図解する。上記①のうち「ハ」が長期優良住宅に相応しい耐震性能に関する直接的規定であり、長期優良住宅の耐震性能は長期優良住宅以外の一般住宅の耐震性能の1.25倍以上であることが求められる。「イ」、「ロ」については、長期有力住宅の耐震性能を限界耐力計算によって評価する場合に設定する安全限界変形を一般

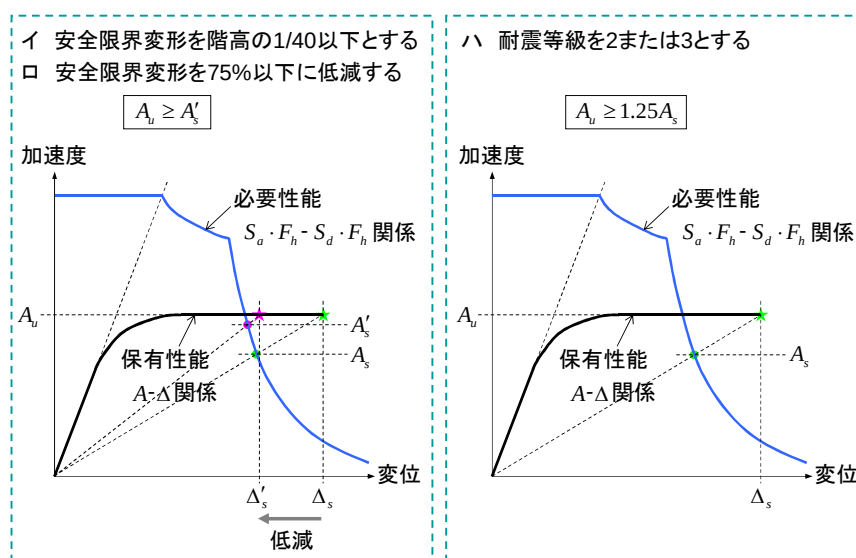


図2.1.1-1 長期優良耐震規定の意味

住宅の安全限界変形に対して低減することにより、「ハ」と同等の耐震性能を確保しようとする規定である。

2.1.2 検討の方法

長期優良耐震規定の妥当性に関する検討を行うに当たり、地震による損傷・倒壊リスクを考慮した建築物のライフサイクルコスト(以下「LCC」)、総費用最小化原理およびそれに基づく最適耐震性能を指標とする。LCC, $C_L(\alpha, T_{life})$ は図2.1.2-1(a)のように初期建設コスト $C_I(\alpha)$ と地震損傷リスク $C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life}$ として表されるものとする。ここで、 α は建築物の耐震性能、 T_{life} は供用期間であり、 α の増加に伴って $C_I(\alpha)$ は増加し、 $C_R(\alpha) \cdot T_{life}$ は減少する。その結果として $C_L(\alpha, T_{life})$ は極小点を持ち、それに対応する α を最適耐震性能 α_{opt} と定義する。 T_{life} をパラメータに加えて $C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life}$ を三次元的に表すと図2.1.2-1(b)のようになり、 α_{opt} は T_{life} の増加に伴い増加する。したがって、このようなLCC分析は、一般住宅に比べて供用期間の長い長期優良住宅の耐震性能を割増すことの一つの理論的根拠となり、さらに、一般住宅と長期優良住宅それぞれの供用期間を特定すればその割増率の妥当性を定量的に検討することができる。

本検討の概略フローを図2.1.2-2に示す。まず、建築物のLCCを算定するための定式化を行う。それに基づいて T_{life} と α_{opt} の関係を求め、一般住宅の供用期間 $T_{life,0}$ と長期優良住宅の供用期間 $T_{life,LL}$ を設定して両者の最適耐震性能 $\alpha_{opt,0}, \alpha_{opt,LL}$ およびその比率 $\alpha_{opt,LL} / \alpha_{opt,0}$ を求める。この結果に基づいて長期優良耐震規定「ハ」の妥当性を検討する。続いて、限界耐力計算により耐震性能が $\alpha_{opt,0}, \alpha_{opt,LL}$ である場合の極稀地震動に対する応答変位 $\delta_{max,0}, \delta_{max,LL}$ およびそれらの比率 $\delta_{max,LL} / \delta_{max,0}$ を求め、長期優良耐震規定「イ」、「ロ」の妥当性を検討する。

建築物の安全限界変位は耐震性能を表す指標の一つであるが、それを決定するため

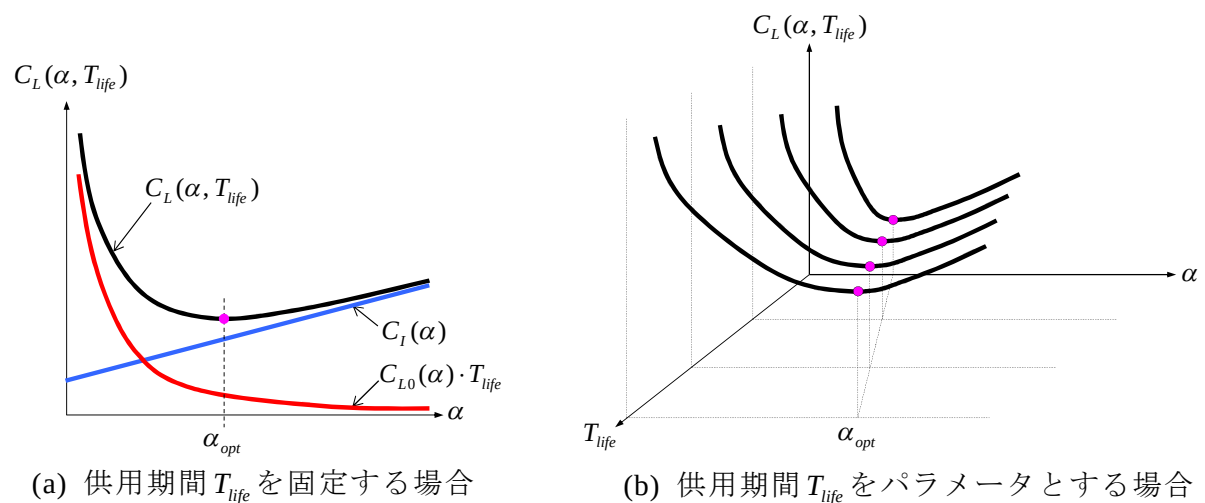


図2.1.2-1 ライフサイクルコスト(LCC)の模式図

には図2.1.2-3のように地震応答のばらつきを考慮して、本来の限界である耐力保持限界あるいは倒壊限界に対する安全率を設定する必要がある。この点に関して、上記の方法では最適耐震性能である場合の極稀地震動に対する最大応答変位を安全限界変位とすることによりそれらの安全率が考慮される。また、最適耐震性能 α_{opt} の設定では中小の地震動による損傷を考慮に含めるため、最適耐震性能である場合の稀地震動に対する最大応答変位が損傷限界変位の最適値となる。

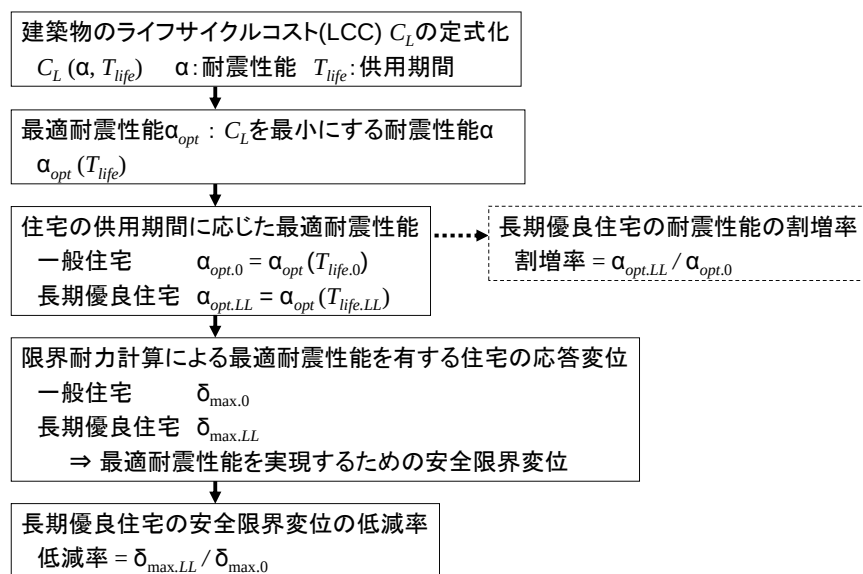


図2.1.2-2 検討の概略フロー

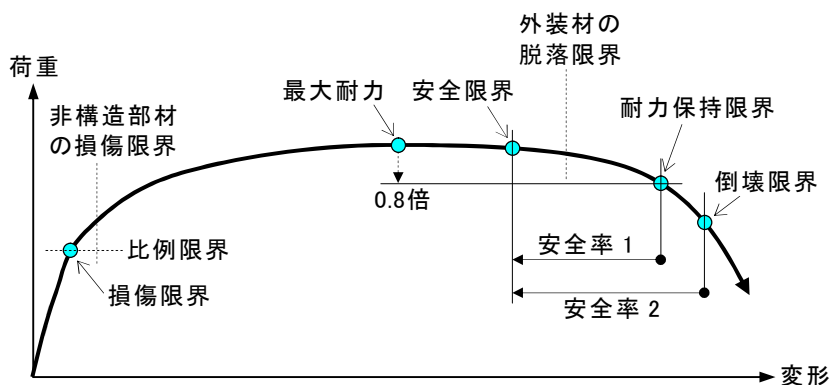


図2.1.2-3 損傷限界・安全限界とその他の限界との関係

2. 1. 3 ライフサイクルコスト(LCC)の算定方法

(1) ライフサイクルコスト(LCC)の定式化

本資料では文献1)に準じ、建築物の耐震強度 α 、供用期間 T_{life} とライフサイクルコスト $C_L(\alpha, T_{life})$ の関係を(1)式のように設定する。 α は1階が支持する建築物重量に対する1階の終局耐力 P_u の比率、すなわち終局せん断力係数とする。 P_u は1階の層せん断力-層間変位曲線に対応する完全弾塑性モデルの降伏耐力とする。

$$C_L(\alpha, T_{life}) = C_{I0} + (\alpha - \alpha_0) \cdot C_{IS} + C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life} \quad (1)$$

ここで、 C_{I0} : 終局せん断力係数が α_0 の建物の初期建設費用

α : 1階の終局せん断力係数

$$\alpha = \frac{P_u}{\sum_i w_i} \quad (2)$$

P_u : 1階の終局耐力

w_i : i 階の重量

α_0 : 基準とする終局せん断力係数

C_{IS} : α を1.0増加させるための費用

$C_{L0}(\alpha)$: 年間地震損失の期待値

T_{life} : 供用期間(年)

年間地震損失の期待値 $C_{L0}(\alpha)$ は次のように求める。

$$C_{L0}(\alpha) = \int_0^\infty R(A, \alpha) \cdot p_A(A) dA \quad (3)$$

ここで、 $R(A, \alpha)$: 1階の終局せん断力係数が α である建物の最大加速度 A の地震動による損失の期待値。新築費用に対する百分率で表す。

$$R(A, \alpha) = \{1 - R_{col}(A, \alpha)\} \cdot \int_0^\infty L(\gamma) \cdot p_\gamma(A, \alpha, \gamma) d\gamma + 100R_{col}(A, \alpha) \quad (4)$$

$R_{col}(A, \alpha)$: 1階の終局せん断力係数が α である建物の最大加速度 A の地震動による倒壊確率

$L(\gamma)$: 地震損失関数 (最大応答層間変形角 γ と修復費用(%) の関係)

$p_\gamma(A, \alpha, \gamma)$: 最大加速度 A の地震動によって1階の終局せん断力係数が α である建物に生じる最大層間変形角 γ の確率密度関数

$$p_\gamma(A, \alpha, \gamma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \hat{\sigma}} \cdot \exp\left(-\frac{(\ln \gamma - \hat{\mu})^2}{2\hat{\sigma}^2}\right) \quad (5)$$

$\hat{\mu}, \hat{\sigma}$: A, α に応じた γ の対数平均値と対数標準偏差
 $p_A(A)$: 最大加速度 A の地震動の年間発生確率密度関数

上記のうち、倒壊確率 $R_{col}(A, \alpha)$ 、最大層間変形角 γ の確率密度関数 $p_\gamma(A, \alpha, \gamma)$ を規定する $\hat{\mu}, \hat{\sigma}$ はモンテカルロシミュレーション(以下「MCS」)に基づいて設定する。

(2) 地震損失関数 $L(\gamma)$

地震損失関数 $L(\gamma)$ の設定に当たり、地震応答による最大層間変形角と修復費用の関係を、文献2,3)を参考にして表2.1.3-1のような確定的関係として設定する。表2.1.3-1のうち「案1」は内装クロスの「しわ」・「切れ」および下地石こうボードの「接合釘の浮き」など建築物の機能に影響を及ぼさない損傷は修復しない場合である。「案2」は内装クロスの「しわ」・「切れ」および下地石こうボードの「接合釘の浮き」のうち目立つものは修復するほか、下地石こうボードの交換、軸組補強金物の交換および設備の部分的補修が必要となる層間変形角を「案1」より小さくする場合である。なお、内装クロスの「しわ」・「切れ」は「案2」の設定よりさらに小さな層間変形角で生じるが、それらは地震終了後にはほとんど目視できなくなると判断して、「案2」においても修復は行わないこととしている。

表2.1.3-1の関係に基づいて地震損失関数 $L(\gamma)$ を図2.1.3-1のように設定する。後述のように、本検討では建築物の復元力は層間変形角 $\gamma_{col} = 0.1572$ (1/6.36)radで0となるものとし、地震応答における層間変形角 γ が γ_{col} に達する場合は倒壊したものとみなす。これに対して $L(\gamma)$ は $\gamma > \gamma_{col}$ においてもそれ以前の値と同じとしているが、これは地震損失の期待値 $R(A, \alpha)$ が(4)式のように倒壊しない場合と倒壊する場合の期待値の和として求められることによる。

また、「案1」、「案2」のいずれについても軸組と設備については層間変形角と補修費用の関係について有効な情報が得られなかったので推測値としている。したがってこれらについては必ずしも精度が高いとは言えないことを考慮して、以降の検討では「案1」、「案2」に加え、すべての補修費用を1.5倍とする場合も考慮する。

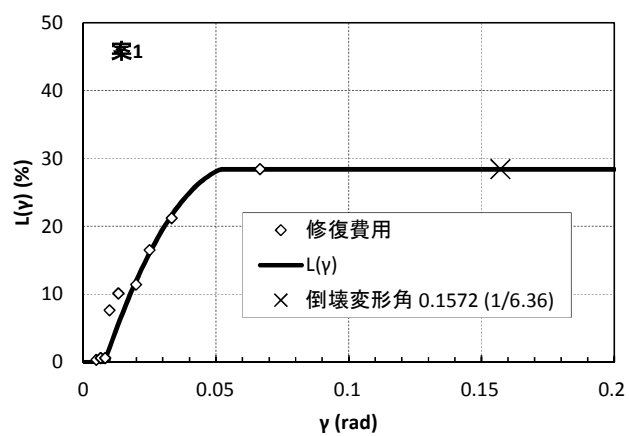
表2.1.3-1 地震応答による最大層間変形角と修復費用の関係
(補修費用は新築費用を100とする場合の値)

(a) 案1

部 位			最大層間変形角 γ (rad)													
			1/960	1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/40	1/30	1/15	
外装	サイディング								目地シール補修 0.3%		0.3%	0.3%	0.5%	0.5%	0.5%	
	サッシ										サッシ枠補修 0.3%		0.3%	0.4%	0.5%	
内装	クロス	壁							部分的貼り替え 0.3%		0.3%	全面貼り替え 2.5%	2.5%	2.5%	2.5%	2.5%
		天井										部分的貼り替え 0.3%		0.3%	0.3%	
	石こうボード	壁							部分的補修 0.3%		0.5%	ボード交換 3.0%	4.0%	5.0%	5.0%	
		天井										部分的ボード交換 2.0%		2.0%	2.0%	
	開口枠											開口枠交換 1.0%		1.5%	2.0%	2.0%
建具															建具交換 2.0%	
軸組											補強金物交換 3.0%		3.0%	3.0%	筋かい・壁面材交換 5.0%	10.0%
設備	配管									部分的補修 0.3%		0.3%	0.4%	0.5%	0.6%	
	機器									部分的交換 1.0%		1.0%	2.0%	3.0%	3.0%	
合計								0.3%	0.9%			11.4%	16.5%	21.2%	28.4%	

(b) 案2

部 位			最大層間変形角 γ (rad)												
			1/960	1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/40	1/30	1/15
外装	サイディング								目地シール補修 0.3% 0.3%		0.3%	0.5%	0.5%	0.5%	
	サッシ										サッシ枠補修 0.3% 0.3%		0.4%	0.5%	
内装	クロス	壁				部分的貼り替え 0.3% 0.3%		0.3%	全面貼り替え 2.5% 2.5%		2.5%	2.5%	2.5%	2.5%	
		天井										部分的貼り替え 0.3% 0.3%		0.3%	
	石こうボード	壁					部分的補修 0.3% 0.3%		0.5%	ボード交換 3.0%		3.0%	4.0%	5.0%	5.0%
		天井										部分的ボード交換 2.0% 2.0%		2.0%	
	開口枠											開口枠交換 1.0% 1.5%		2.0%	2.0%
建具														建具交換 2.0%	
軸組									補強金物交換 3.0% 3.0%		3.0%	3.0%	5.0%	10.0%	
設備	配管								部分的補修 0.3% 0.3%		0.3%	0.4%	0.5%	0.6%	
	機器								部分的交換 1.0% 1.0%		1.0%	2.0%	3.0%	3.0%	
合計							0.3%	0.6%	0.6%	7.6%	10.1%	11.4%	16.5%	21.2%	28.4%

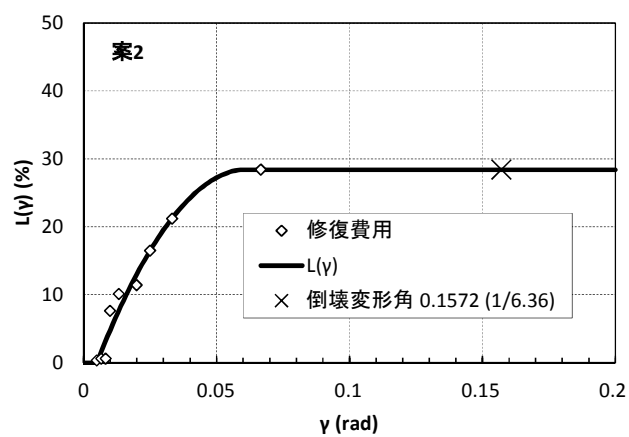


$$L(\gamma) = 0 \text{ for } [\gamma \leq 0.00803]$$

$$L(\gamma) = -11125\gamma^2 + 1314.4\gamma - 9.8336 \text{ for } [0.00803 < \gamma \leq 0.05179]$$

$$L(\gamma) = 28.4 \text{ for } [0.05179 < \gamma]$$

(a) 案1



$$L(\gamma) = 0 \text{ for } [\gamma \leq 0.00495]$$

$$L(\gamma) = -8718.3\gamma^2 + 1083.6\gamma - 5.1531 \text{ for } [0.00495 < \gamma \leq 0.05848]$$

$$L(\gamma) = 28.4 \text{ for } [0.05848 < \gamma]$$

(b) 案2

図2.1.3-1 地震損失関数 $L(\gamma)$

(3) 最大層間変形角の確率密度関数 $p_\gamma(A, \alpha, \gamma)$ 、倒壊確率 $R_{col}(A, \alpha)$

$p_\gamma(A, \alpha, \gamma)$ を規定する γ の対数平均値 $\hat{\mu}$ と対数標準偏差 $\hat{\sigma}$ 、および倒壊確率 $R_{col}(A, \alpha)$ はモンテカルロシミュレーション(MCS)に基づいて設定する。

1) 解析モデル

対象建物は木造軸組構法の総2階建て住宅とし、せん断型2質点系にモデル化する。1階と2階の重量比は1:0.7とし、総重量 $\sum w_i$ は終局降伏せん断力係数 α をパラメータとして次のように設定する。

$$\sum w_i = \frac{P_u}{\alpha} \quad (6)$$

MCSでは α を0.1から1.0の範囲で0.1刻みで設定する。

層の荷重変形曲線は、文献1)において新築建物の平均的特性として設定される「基準化モデル」とする。基準化モデルと、本事業の一環として実施された安曇野および西宮の引き倒し実験による荷重変形関係を比較して図2.1.3-2に示す。1/15(rad)程度の変形までは基準化モデルと引き倒し実験結果は良く一致している。基準化モデルに対する耐力壁の許容耐力評価方法による評価結果を図2.1.3-3に示す。許容耐力、終局耐力、終局変形は次のようになる。

許容耐力 $P_a = 0.630$

終局耐力 $P_u = 0.902$

終局変形 $\delta_u = 0.0586 \text{ (rad)} = 1/17$

MCSでは基準化モデルに基づいて、1階の復元力モデルの骨格曲線を図2.1.3-4のように設定する。2階については1階の0.88倍の耐力とする。

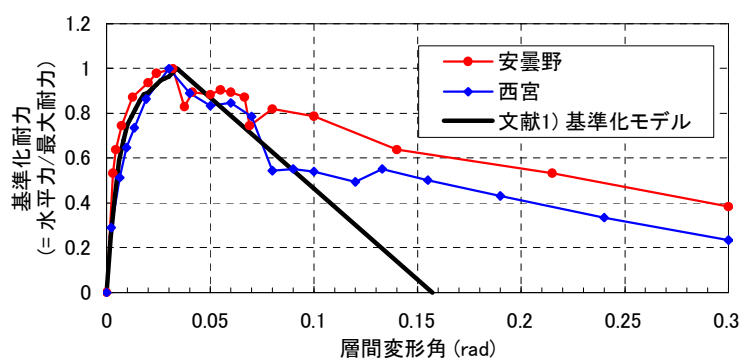


図2.1.3-2 基準化モデルと引き倒し実験結果

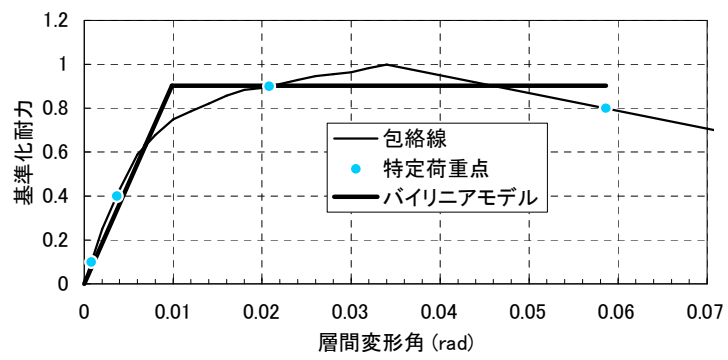


図2.1.3-3 基準化モデルの耐力評価

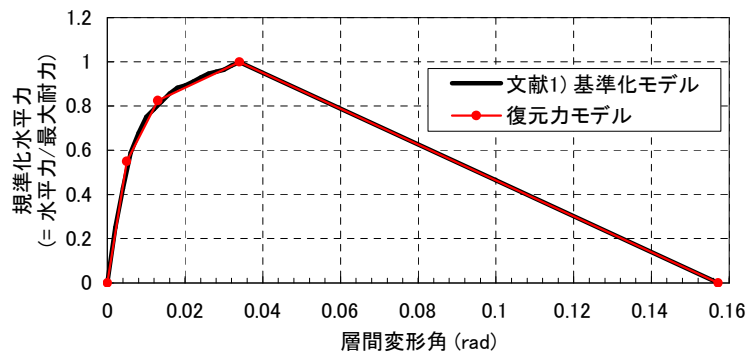


図2.1.3-4 復元力モデルの骨格曲線

2) 入力地震動

入力地震動は限界耐力計算に規定される加速度応答スペクトルに適合する50個の模擬地震動を基準模擬地震動とし、その加速度に再現期間に応じた倍率 a を乗じる。加速度応答スペクトルを設定には、平12建告1457号第10第一号による第1種～第3種地盤の表層地盤増幅係数 G_s を用いる。基準模擬地震動の加速度応答スペクトルを図2.1.3-5に示し、加速度時刻歴の例を図2.1.3-6に示す。なお、継続時間は30(秒)とする。

地震動の再現期間 r と最大加速度 $A_{\max}$ の関係をAIJ荷重指針に基づいて次のように設定する。

$$r = 100 \cdot \left(\frac{A_{\max}}{a_0} \right)^k \quad (7)$$

$$\text{ここで、} k = \frac{\ln 500 - \ln 100}{\ln a_{500} - \ln a_0} \quad (8)$$

a_0, a_{500} : 再現期間100, 500(年)に対する最大加速度 (建設地を東京として $a_0 = 190\text{gal}, a_{500} = 340\text{gal}$ とする)

入力地震動の加速度に乘じる倍率 a は次のように算定する。

$$a = \frac{a_0}{A_{\max 0}} \cdot \left(\frac{r}{100} \right)^{1/k} \quad (9)$$

ここで、 $A_{\max 0}$: ターゲットとする加速度応答スペクトルの固有周期0に対応する値(480gal)

MCSでは表2.1.3-2に示すように、再現期間 r を20年から1000年の範囲を10段階に等比分割して設定する。また、以上のようにして得られる模擬地震動の加速度に、限界耐力計算による係数 p (2階建てで0.85)を乗じる。

表2.1.3-2 MCSにおける $r, a, A_{\max}$ の設定

r (年)	a	$A_{\max}$ (gal)
1.000	0.075	35.9
2.154	0.099	47.4
4.642	0.130	62.6
10.00	0.172	82.6
21.54	0.227	109.1
46.42	0.300	144.0
100.0	0.396	190.0
215.4	0.522	250.8
464.2	0.690	331.0
1000	0.910	436.8

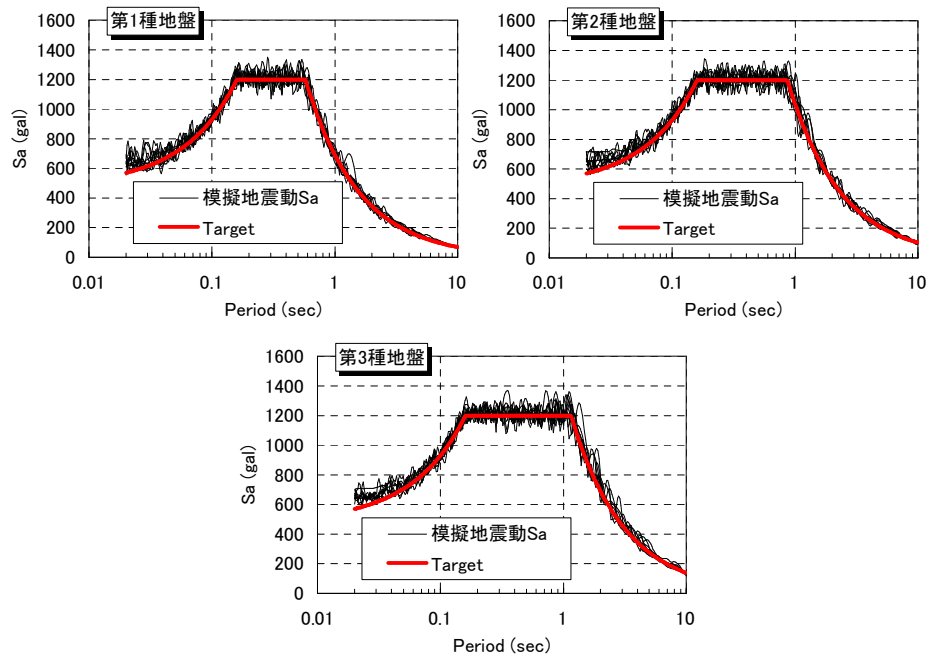


図2.1.3-5 基準模擬地震動の加速度応答スペクトル ($h = 0.05$)

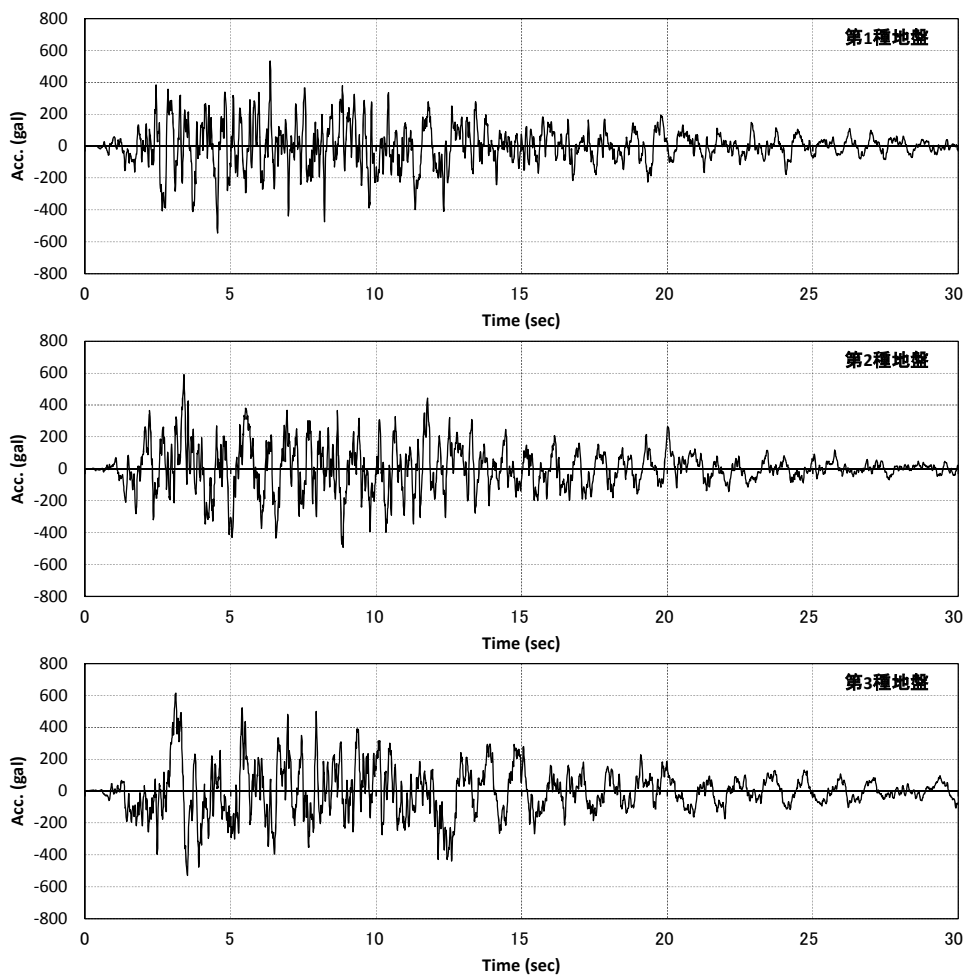


図2.1.3-6 基準模擬地震動の加速度時刻歴の例

3) 倒壊確率 $R_{col}(A, \alpha)$

それぞれ10種類の A_{max} 、 α ごとに、50個の入力地震動による最大層間変形角が層の復元力が0となる変形角 γ_{col} ($= 0.1572, 1/6.36$)以上となるものの比率を倒壊確率 $R_{col}(A, \alpha)$ とする。

4) $p_\gamma(A, \alpha, \gamma)$ の対数平均値 $\hat{\mu}$ と対数標準偏差 $\hat{\sigma}$

それぞれ10種類の A_{max} 、 α ごとに、50個の入力地震動による最大層間変形角が γ_{col} 未満となるものを対象とし、その自然対数値を母集団として $p_\gamma(A, \alpha, \gamma)$ を規定する γ の対数平均値 $\hat{\mu}$ と対数標準偏差 $\hat{\sigma}$ を以下の方法により設定する。

A_{max} 、 α が同一である場合の最大応答層間変位の発生確率分布を対数正規分布と仮定し、最大層間変形角が γ を以下となる確率、すなわち非超過確率 $P(\gamma)$ は次式で表されるものとする。

$$P(\gamma) = \Phi(s) \quad (10)$$

ここで、 $\Phi()$ ：標準正規確率分布関数

(Excel関数 NORMDIST)

$$s = \frac{\ln \gamma - \hat{\mu}}{\hat{\sigma}}$$

(10)式より、

$$\ln \gamma = \hat{\sigma} \cdot s + \hat{\mu} \quad (11)$$

MCSにおいて A_{max} 、 α ごとに、最大層間変形角が γ_{col} 未満となるものの数を N とし、 N 個の最大層間変形角を小さい順に並べ替える。この母集団の i 番目の最大層間変形角を γ_i とすれば最大層間変形角が γ_i 以下であるものの比率 $\bar{P}(\gamma_i)$ は次のようになる。

$$\bar{P}(\gamma_i) = \frac{i}{N} \quad (12)$$

$\bar{P}(\gamma_i)$ は(10)式の $P(\gamma)$ に相当する。ここで、(10)式の関係に準じて s_i を次のように定義する。

$$s_i = \Phi^{-1}(\bar{P}(\gamma_i)) \quad (12)$$

ここで、 $\Phi^{-1}()$ ：標準正規確率分布関数の逆関数

(Excel関数 NORMSINV)

s_i を横軸、 $\ln \gamma_i$ を縦軸にとって N 個のデータをプロットし、その分布を最小二乗法により s_i の線形関数に近似し、(11)式の関係 considering、その切片を $\hat{\mu}$ 、勾配を $\hat{\sigma}$ とする。

(4) 最大加速度 $A_{\max}$ の地震動の年間発生確率密度関数 $p_A(A_{\max})$

最大加速度 $A_{\max}$ の再現期間の逆数を年間発生確率 $H(A_{\max})$ とする。

$$H(A_{\max}) = \frac{1}{r} = \frac{1}{100} \cdot \left(\frac{a_0}{A_{\max}} \right)^k \quad (13)$$

この $H(A_{\max})$ は年間に生じる地震動の最大加速度が $A_{\max}$ を超過する確率であり、非超過確率 $F(A_{\max})$ は次のようになる。

$$F(A_{\max}) = 1 - H(A_{\max}) \quad (14)$$

$F(A_{\max})$ は地震動の年間最大加速度の累積分布関数であり、年間に生じる地震動の最大加速度の確率密度関数 $p(A_{\max})$ は $F(A_{\max})$ を $A_{\max}$ に関して微分して得られる。

$$p(A_{\max}) = \frac{d F(A_{\max})}{d A_{\max}} = \frac{a_0^k}{100} \cdot k \cdot A_{\max}^{-k-1} \quad (15)$$

$F(A_{\max})$ 、 $p(A_{\max})$ を図10, 11に示す。

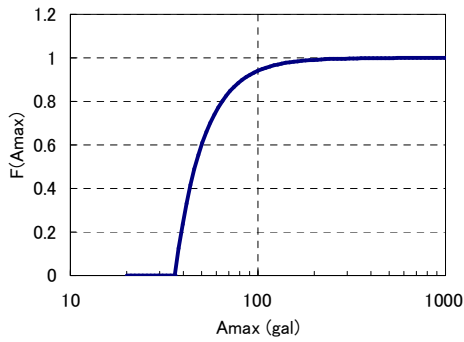


図2.1.3-7 $F(A_{\max})$ - $A_{\max}$ 関係

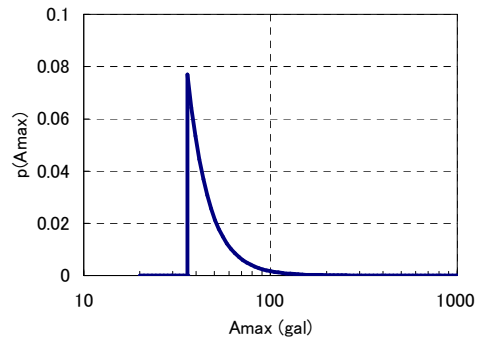


図2.1.3-8 $p(A_{\max})$ - $A_{\max}$ 関係

(5) その他のパラメータ

1) 基準とする終局せん断力係数 α_0

0.5とする。

2) α を1.0増加させるための費用 C_{I5}

C_{I0} の25%とする。 ※文献1), 2)では C_{I0} の20%程度

2. 1. 4 ライフサイクルコスト(LCC)の算定結果

(1) 地震損失の期待値 $R(A, \alpha)$

最大加速度 A の地震動による損失の期待値 $R(A, \alpha)$ と α の関係を図2.1.4-1～4に示す。第1種地盤、第2種地盤、第3種地盤の順で $R(A, \alpha)$ は大きくなっている。地震層損失関数 $L(\gamma)$ を「案1」とする場合と「案2」とする場合の $R(A, \alpha)$ の差異は顕著ではないが、前述のように「案2」は内装クロスと下地石こうボードの補修を「案1」より小さな層間変形角に対して行うこととしているため、特に最大加速度 A が小さい場合の $R(A, \alpha)$ が「案1」より大きくなっていることが看取できる。後述のように、この $R(A, \alpha)$ の違いが最適降伏せん断力係数の値に大きく影響する。

(2) 年間地震損失の期待値 $C_{L0}(\alpha)$

年間地震損失の期待値 $C_{L0}(\alpha)$ と α の関係を図2.1.4-5～8に示す。地震層損失関数 $L(\gamma)$ の相違により、「案1」、「案1×1.5」、「案2」、「案2×1.5」の順で $C_{L0}(\alpha)$ が大きくなっている。

(3) ライフサイクルコスト $C_L(\alpha)$ と最適降伏せん断力係数 α_{opt}

建築物の共用期間 T_{life} に応じて、初期建設コストの標準値 C_{I0} に対するライフサイクルコスト $C_L(\alpha)$ の比率 $\lambda (= C_L(\alpha) / C_{I0})$ と α の関係、およびその関係の極小点に対応する最適降伏せん断力係数 α_{opt} を図2.1.4-9～12に示す。 α_{opt} の算定については λ が最小となる点とその前後の計3点を通過する α の2次関数を設定し、その極小点に対応する値とした。 T_{life} は10～100年の範囲で10年刻みとし、その他に150年、200年の計12通りとした。

(4) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} と共用期間 T_{life} の関係

最適降伏せん断力係数 α_{opt} 、 $T_{life} = 100$ 年を基準とした α_{opt} の比率および $T_{life} = 200$ 年を基準とした α_{opt} の比率と T_{life} の関係を図2.1.4-13に示す。図2.1.4-13(a)では $C_{L0}(\alpha)$ と同様に α_{opt} の値は地震層損失関数 $L(\gamma)$ の相違により、「案1」、「案1×1.5」、「案2」、「案2×1.5」の順で大きくなっている。「案1」と「案1×1.5」、「案2」と「案2×1.5」の差異に対して「案1」と「案2」、「案1×1.5」と「案2×1.5」の差異が顕著であり、中小地震動による内装クロス・下地石こうボードの補修を行うか否かが α_{opt} の値に強く影響している。また、 T_{life} の増加に伴い α_{opt} は増加するが、 T_{life} が大きくなると α_{opt} の増加率は鈍化する傾向が看取できる。

図2.1.4-13(b)に示す $T_{life} = 100$ 年を基準とした α_{opt} の比率は「案1」、「案1×1.5」、「案2」、「案2×1.5」のいずれもほぼ同じ値となっており、 T_{life} に応じた α_{opt} の増減率に対しては $L(\gamma)$ の相違はほとんど影響を及ぼさないといえる。「長期優良耐震規定」による耐震強

度の割増率の一つの基準値は1.25である。図2.1.4-13(b)から α_{opt} の比率が1.25であるときの T_{life} を読み取ると第1種地盤では50年程度、第2種地盤と第3種地盤では40年程度である。すなわち、長期優良住宅の供用期間を100年とし、一般住宅の供用期間を40～50年とすれば、長期優良住宅に耐震等級2相当の耐震強度を求めることは妥当な措置といえる。

図2.1.4-13(c)に示す $T_{life} = 200$ 年を基準とした α_{opt} の比率についても「案1」、「案1×1.5」、「案2」、「案2×1.5」のいずれもほぼ同じ値となっている。図2.1.4-13(c)では $T_{life} = 40 \sim 50$ 年に対応する α_{opt} の比率は1.5程度であり、長期優良住宅の供用期間を200年と想定する場合は耐震等級3相当の耐震強度を求めることが妥当といえる。

2. 1. 5 安全限界変位の最適値

(1) 安全限界変位の低減率

階高を280cmと仮定して、2.1.4項(3)で設定した最適降伏せん断力係数 α_{opt} を有する建物の限界耐力計算に規定される極稀地震動による最大応答変位を時刻歴応答解析および限界耐力計算により求める。この最大応答変位を安全限界として限界耐力計算を実行すれば最適降伏せん断力係数 α_{opt} が保証されることになるので、これを最適安全限界変位と称する。最大応答変位の計算結果を図2.1.5-1～4に示し、1階の最大層間変位と供用期間の関係を図2.1.5-5に示す。なお、時刻歴応答解析による最大応答変位は50波の模擬地震動による最大応答の平均値としている。

図2.1.5-1～4によれば第1種地盤では時刻歴応答解析と限界耐力計算による最大応答変位は概ね同等の値となっているが、第2種地盤では第1種地盤と比べて両者の適合性が悪くなっており、時刻歴応答解析に対して限界耐力計算では最大応答値を過大に評価する結果となっている。第3種地盤ではその傾向がさらに顕著であり、時刻歴応答解析では T_{life} が20年以上であれば最大応答変位は20cm程度以下であるのに対して、限界耐力計算では必要耐力曲線と保有耐力曲線が交点を持たず、「倒壊」と判定されるものが多く存在している。これらの誤差は、限界耐力計算の計算手順の中で特に減衰による加速度の低減率 F_h の評価精度に起因すると考えられる。しかし、この問題は本検討の対象外であるので、ここでは時刻歴応答解析による最大応答値を正解値として検討を進める。

図2.1.5-5から $T_{life} = 50$ 年、100年、200年に対応する最大応答変位を読み取ると表2.1.5-1のようになる。 $T_{life} = 50$ 年に対する最大応答変位の比率は最適降伏せん断力係数 α_{opt} と同様に「案1」、「案1×1.5」、「案2」、「案2×1.5」のいずれの場合も概ね同じ値となっている。この結果に基づいて $T_{life} = 50$ 年に対する最大応答変位の比率の大略的な値を地盤種別ごとに表2.1.5-2のように設定する。この値を一般住宅の供用期間を50年とし、長期優良住宅の供用期間を100年および200年と想定する場合の、本検討による安全限界変位の

低減率の推奨値とする。この推奨値を限界耐力計算に適用すれば、長期優良住宅に相応しい降伏せん断力の増加率がほぼ保証されることになる。 $T_{life} = 100$ 年、第2種地盤の低減率は「長期優良耐震規定」イ、ロと同じ値であり、第1種地盤ではそれより大きく、第3種地盤ではそれより小さい値となる。また、 $T_{life} = 200$ 年とする場合は $T_{life} = 100$ 年とする場合より小さい値とする必要がある。

表2.1.5-1 最適安全限界変位 (cm)

地盤種別	地震損失関数	T_{life} (年)		
		50	100	200
第 1 種	案 1	8.26	6.87 (0.83)	5.99 (0.72)
	案 2	6.27	5.40 (0.86)	4.36 (0.70)
	案 1×1.5	7.31	6.42 (0.88)	5.47 (0.75)
	案 2×1.5	5.81	4.92 (0.85)	3.60 (0.62)
第 2 種	案 1	10.83	8.12 (0.75)	6.18 (0.57)
	案 2	7.66	5.82 (0.76)	4.58 (0.60)
	案 1×1.5	9.04	6.92 (0.77)	5.44 (0.60)
	案 2×1.5	6.39	5.04 (0.79)	4.03 (0.63)
第 3 種	案 1	14.08	9.53 (0.68)	6.56 (0.47)
	案 2	9.32	6.66 (0.71)	4.78 (0.51)
	案 1×1.5	11.08	7.63 (0.69)	5.40 (0.49)
	案 2×1.5	7.80	5.46 (0.70)	3.88 (0.50)

※()内は $T_{life} = 50$ 年に対する比率

表 2.1.5-2 安全限界変位の低減率

地盤種別	T_{life} (年)	
	100	200
第 1 種	0.85	0.70
第 2 種	0.75	0.60
第 3 種	0.70	0.50

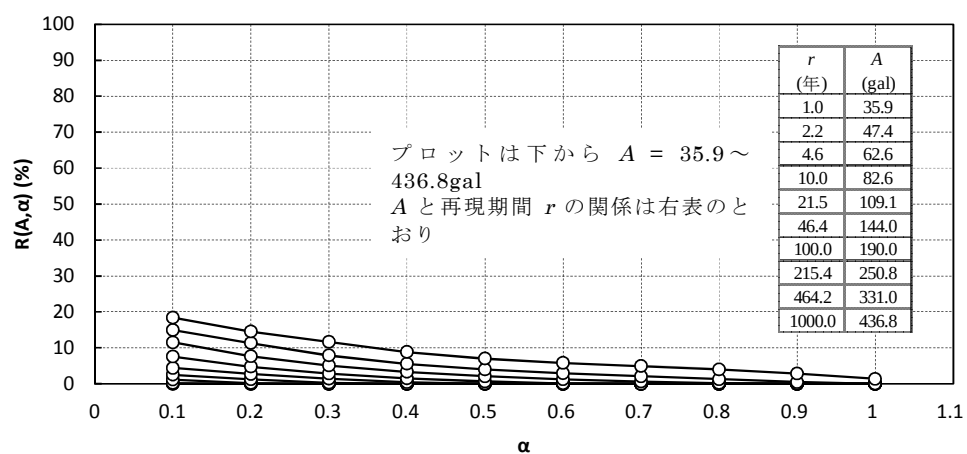
(2) 安全限界変位の値

表2.1.5-1に示すように最適安全限界変位の値は地震損失関数の設定によって変化する。ここでは、実態としての耐震強度は非構造部材の寄与によりほとんどの場合構造躯体によって決まる値の1.5倍以上であることを考慮して、最適安全限界変位が最も大きくなる「案1」による値を採ることとし、その大略的な値を本検討による推奨値として表2.1.5-3のように設定する。

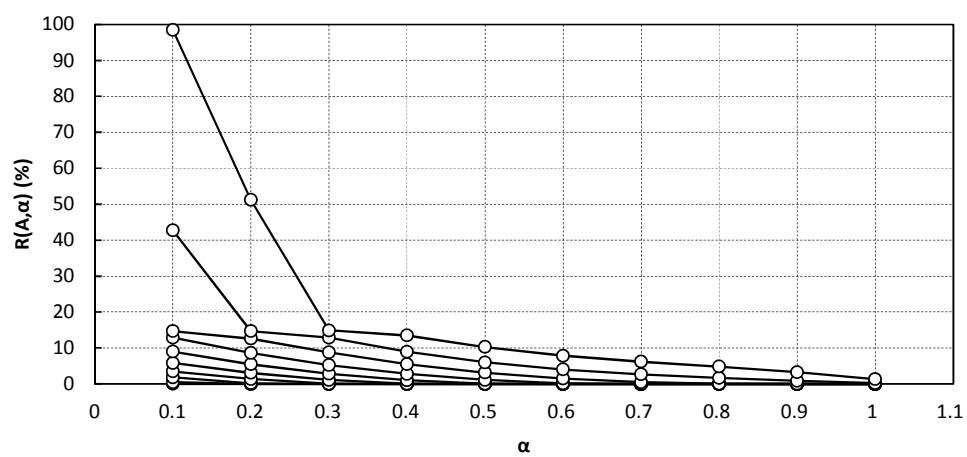
表 2.1.5-2 安全限界変位の推奨値 (cm)

地盤種別	T_{life} (年)		
	50	100	200
第 1 種	9.33 (1/30)	7.00 (1/40)	5.60 (1/50)
第 2 種	11.20 (1/25)	8.00 (1/35)	6.22 (1/45)
第 3 種	14.00 (1/20)	9.33 (1/30)	7.00 (1/40)

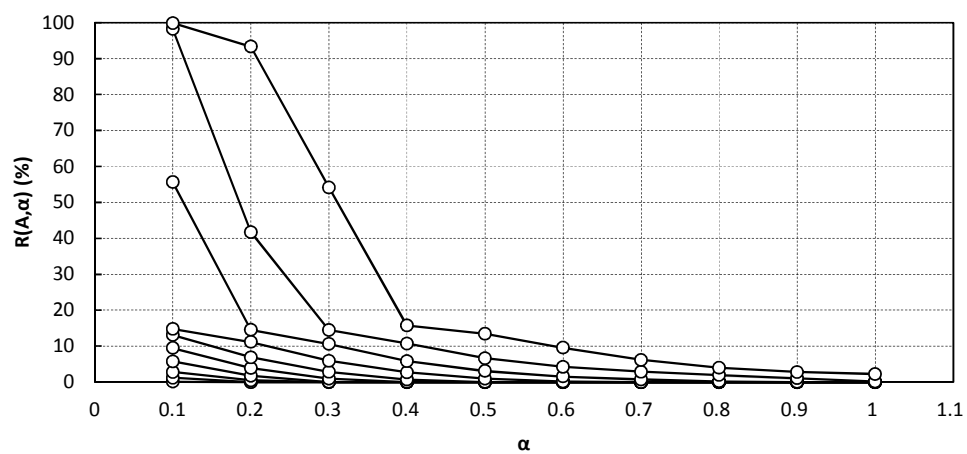
※()内は層間変形角



(a) 第1種地盤

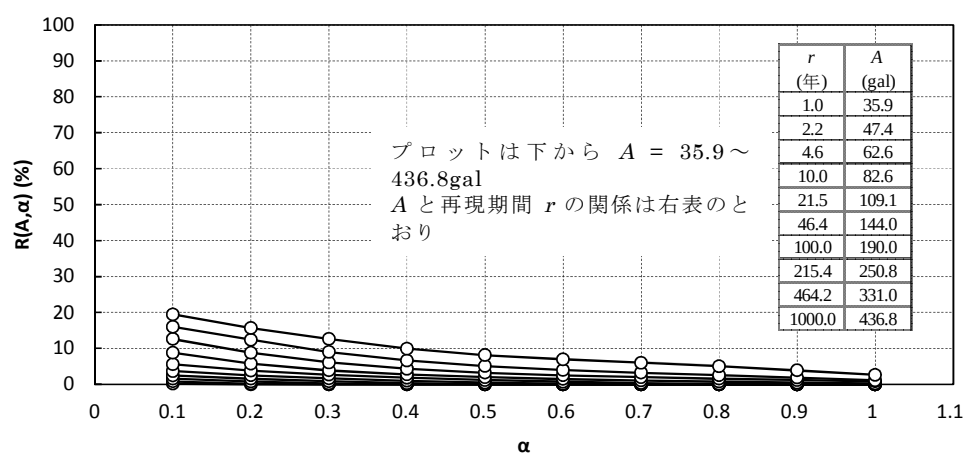


(b) 第2種地盤

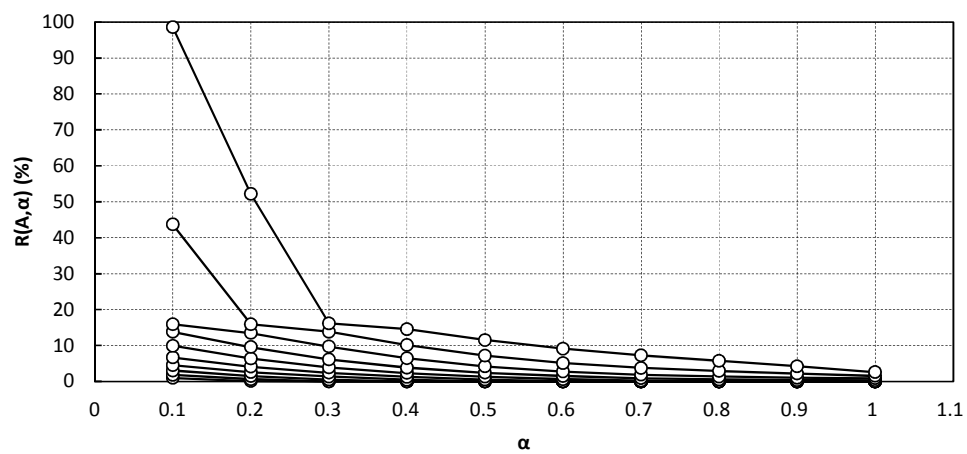


(c) 第3種地盤

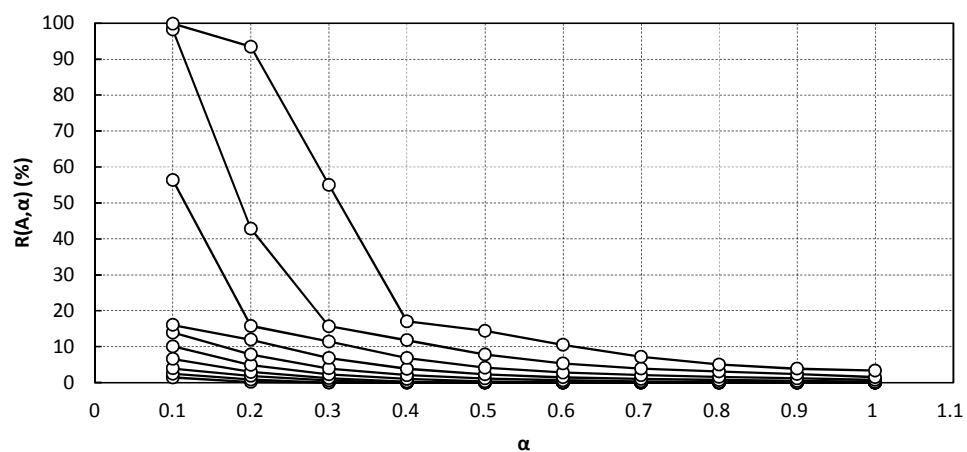
図2.1.4-1 最大加速度 A の地震動による損失の期待値 $R(A, \alpha)$ (地震損失関数：案1)



(a) 第1種地盤

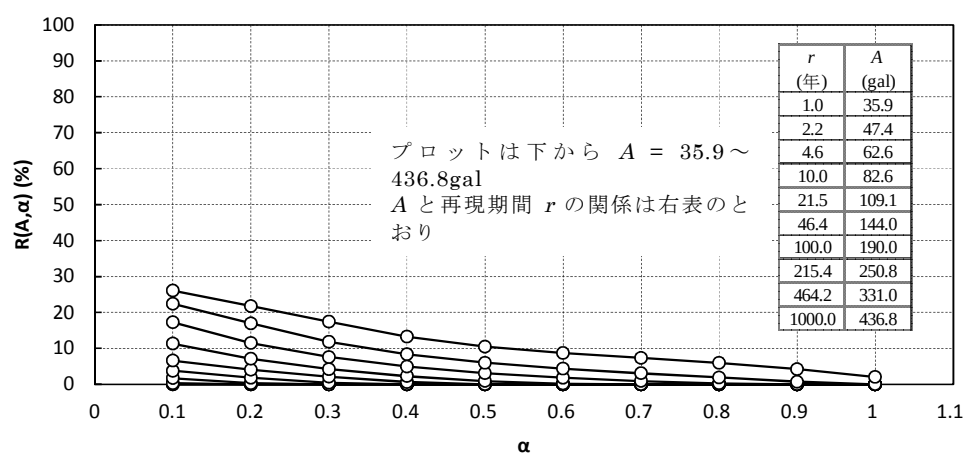


(b) 第2種地盤

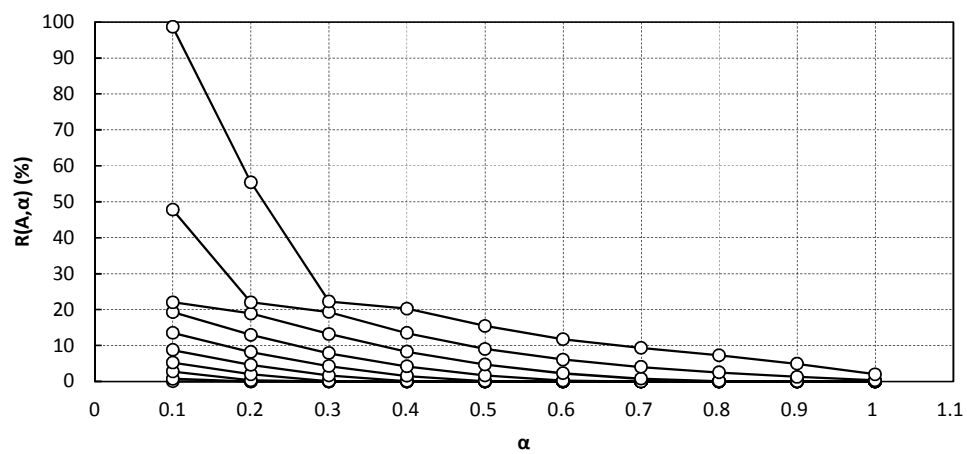


(c) 第3種地盤

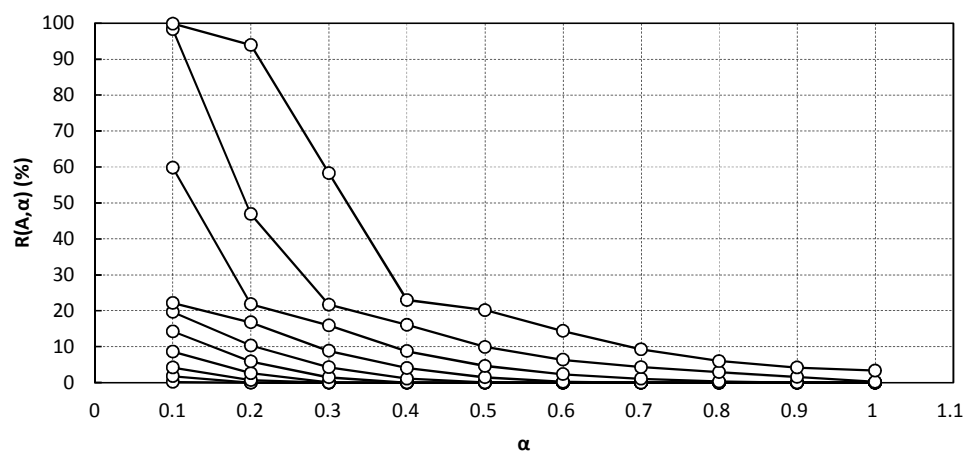
図2.1.4-2 最大加速度 A の地震動による損失の期待値 $R(A, \alpha)$ (地震損失関数：案2)



(a) 第1種地盤

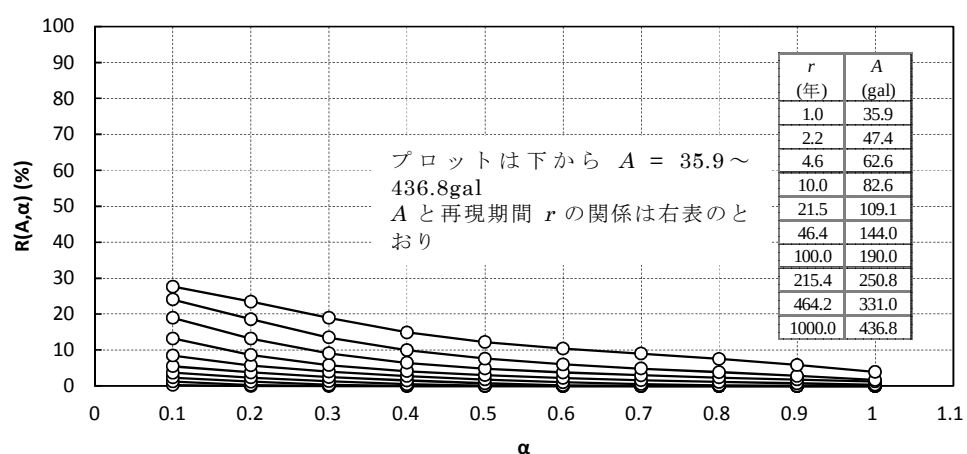


(b) 第2種地盤

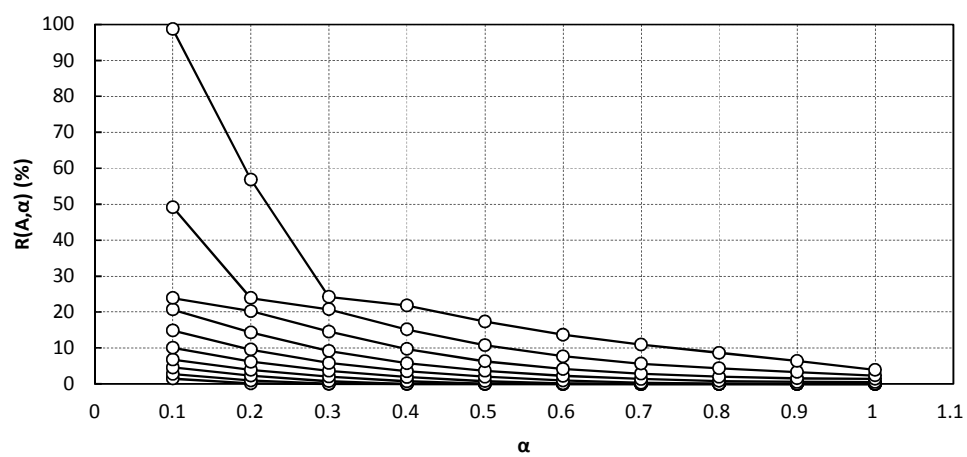


(c) 第3種地盤

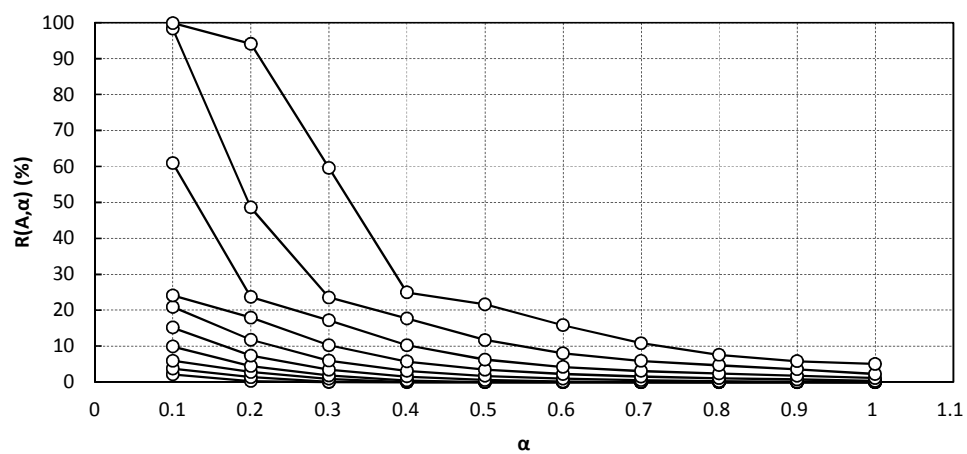
図2.1.4-3 最大加速度 A の地震動による損失の期待値 $R(A, \alpha)$ (地震損失関数：案1×1.5)



(a) 第1種地盤



(b) 第2種地盤



(c) 第3種地盤

図2.1.4-4 最大加速度 A の地震動による損失の期待値 $R(A, \alpha)$ (地震損失関数：案2×1.5)

4.2 年間地震損失の期待値 $C_{L0}(\alpha)$

年間地震損失の期待値 $C_{L0}(\alpha)$ と α の関係を図16～19に示す。

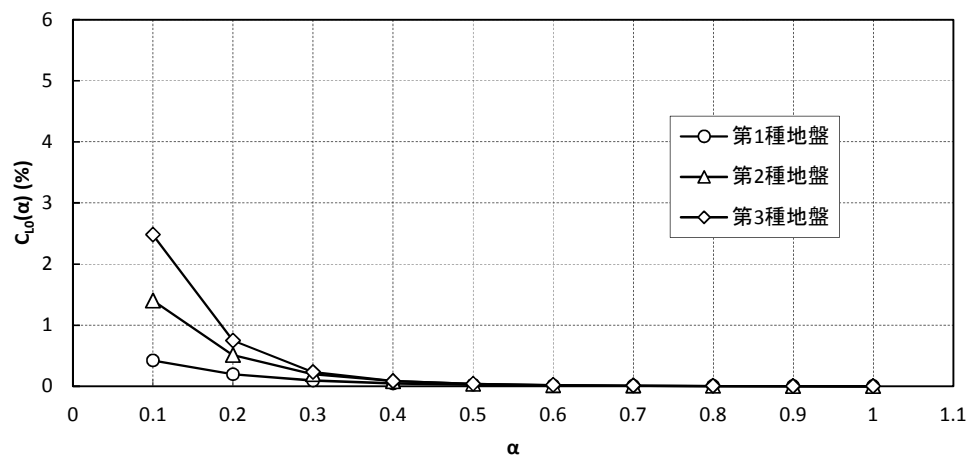


図2.1.4-5 年間地震損失の期待値 $C_{L0}(\alpha)$ (地震損失関数：案1)

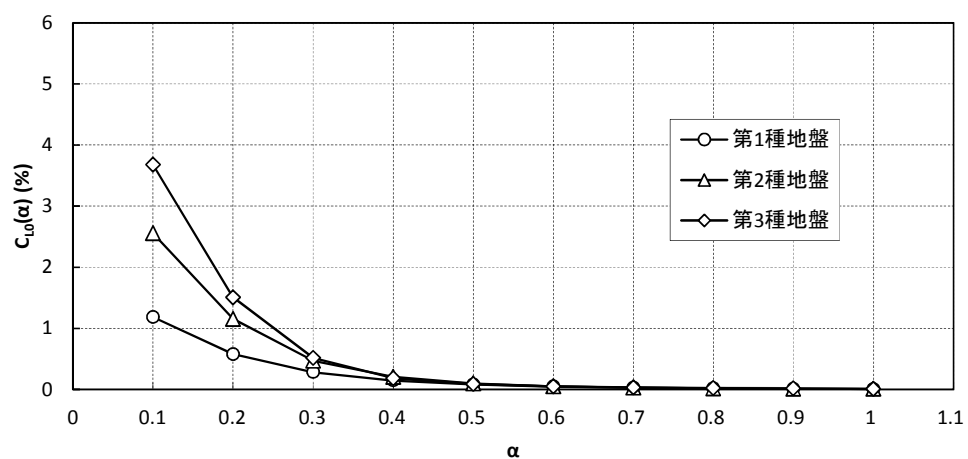


図2.1.4-6 年間地震損失の期待値 $C_{L0}(\alpha)$ (地震損失関数：案2)

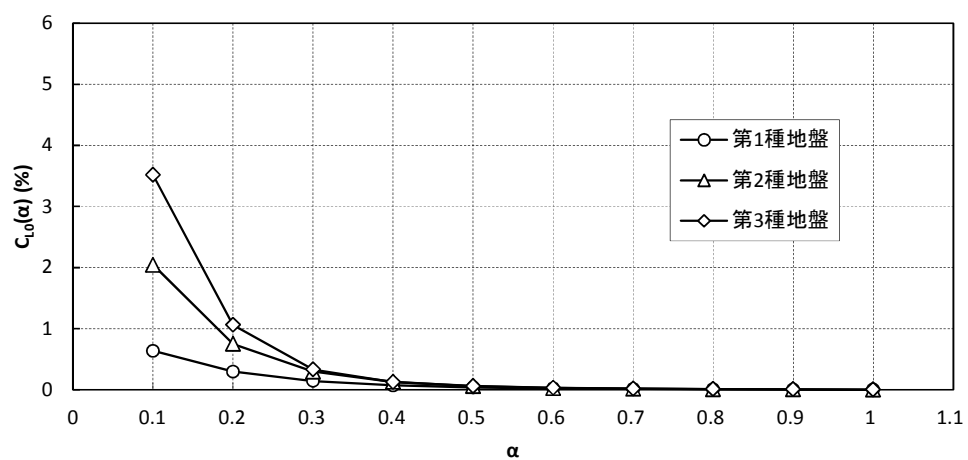


図2.1.4-7 年間地震損失の期待値 $C_{L0}(\alpha)$ (地震損失関数：案1×1.5)

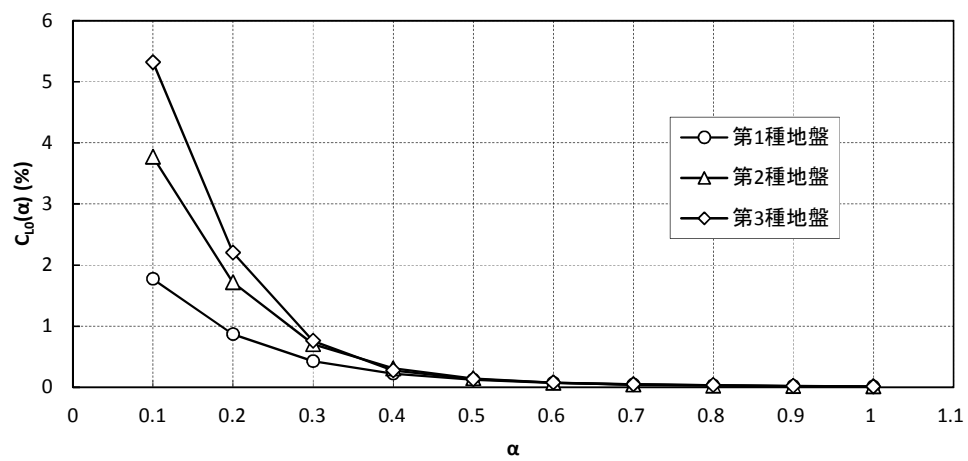
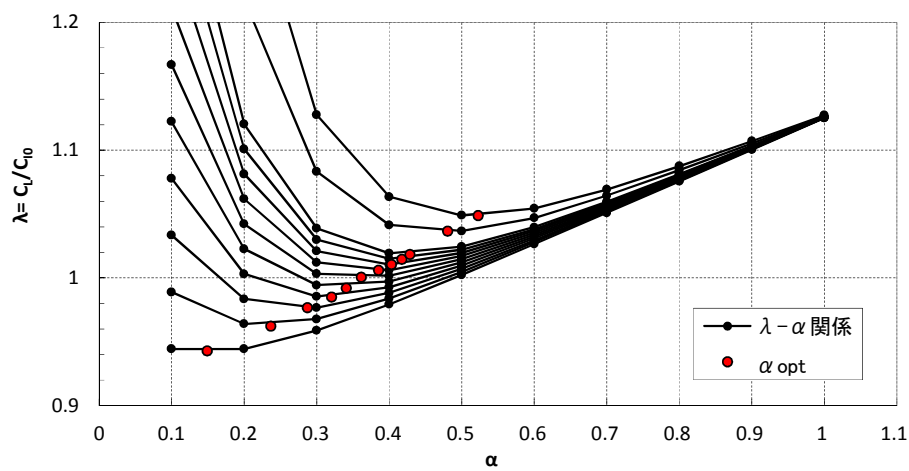
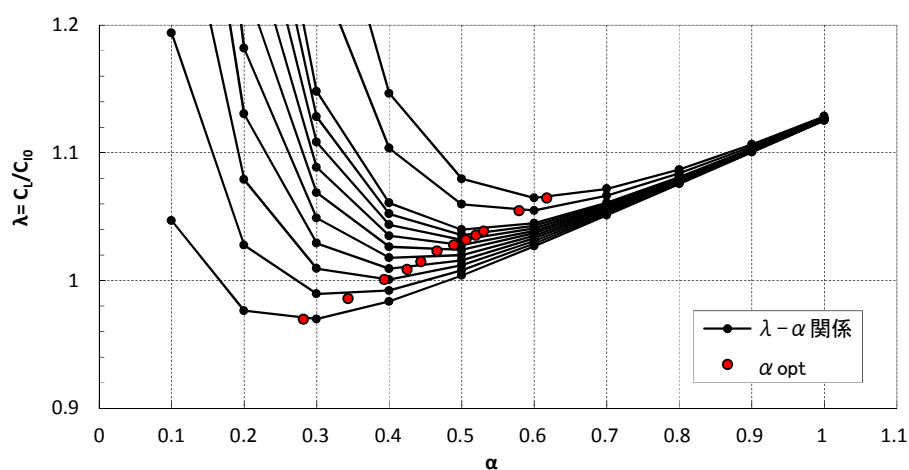


図2.1.4-8 年間地震損失の期待値 $C_{L0}(\alpha)$ (地震損失関数：案2×1.5)



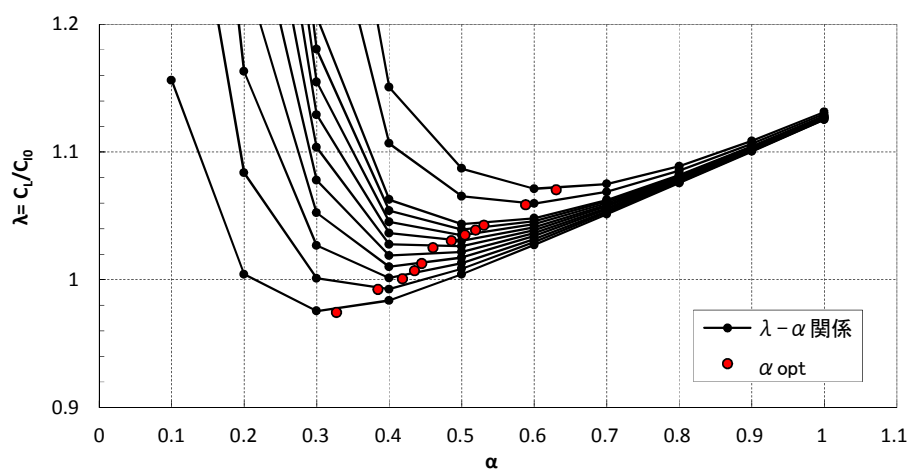
T_{life} (年)	α_{opt}	λ
10	0.15	0.94
20	0.24	0.96
30	0.29	0.98
40	0.32	0.98
50	0.34	0.99
60	0.36	1.00
70	0.39	1.01
80	0.40	1.01
90	0.42	1.01
100	0.43	1.02
150	0.48	1.04
200	0.52	1.05

(a) 第1種地盤



T_{life} (年)	α_{opt}	λ
10	0.28	0.97
20	0.34	0.99
30	0.39	1.00
40	0.43	1.01
50	0.44	1.01
60	0.47	1.02
70	0.49	1.03
80	0.51	1.03
90	0.52	1.04
100	0.53	1.04
150	0.58	1.05
200	0.62	1.06

(b) 第2種地盤

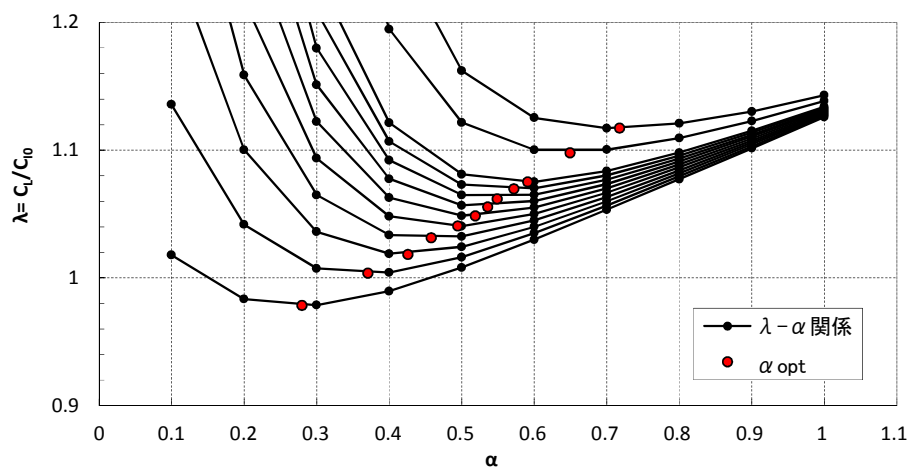


T_{life} (年)	α_{opt}	λ
10	0.33	0.97
20	0.38	0.99
30	0.42	1.00
40	0.44	1.01
50	0.45	1.01
60	0.46	1.03
70	0.49	1.03
80	0.50	1.03
90	0.52	1.04
100	0.53	1.04
150	0.59	1.06
200	0.63	1.07

(c) 第3種地盤

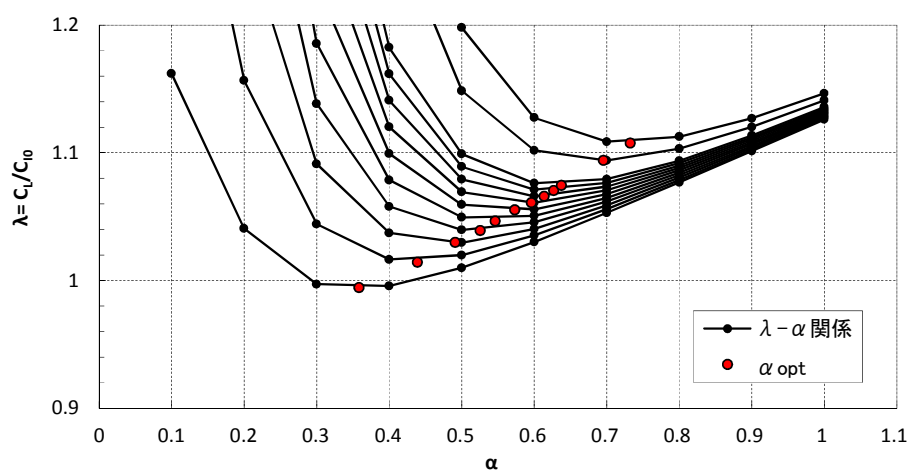
図2.1.4-9 ライフサイクルコスト $C_L(\alpha)$ と最適降伏せん断力係数 α_{opt}

下から $T_{life} = 10 \sim 100 @ 10, 150, 200$ 年 (地震損失関数: 案1)



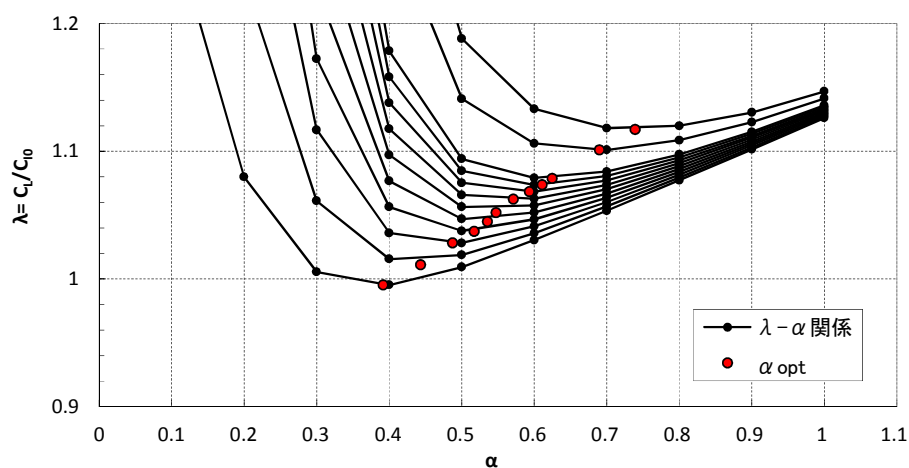
Tlife (年)	α opt	λ
10	0.28	0.98
20	0.37	1.00
30	0.43	1.02
40	0.46	1.03
50	0.49	1.04
60	0.52	1.05
70	0.54	1.06
80	0.55	1.06
90	0.57	1.07
100	0.59	1.08
150	0.65	1.10
200	0.72	1.12

(a) 第1種地盤



Tlife (年)	α opt	λ
10	0.36	0.99
20	0.44	1.01
30	0.49	1.03
40	0.53	1.04
50	0.55	1.05
60	0.57	1.06
70	0.60	1.06
80	0.61	1.07
90	0.63	1.07
100	0.64	1.07
150	0.70	1.09
200	0.73	1.11

(b) 第2種地盤



Tlife (年)	α opt	λ
10	0.39	1.00
20	0.44	1.01
30	0.49	1.03
40	0.52	1.04
50	0.54	1.04
60	0.55	1.05
70	0.57	1.06
80	0.59	1.07
90	0.61	1.07
100	0.63	1.08
150	0.69	1.10
200	0.74	1.12

(c) 第3種地盤

図2.1.4-10 ライフサイクルコスト $C_L(\alpha)$ と最適降伏せん断力係数 α_{opt}

下から $T_{life} = 10 \sim 100 @ 10, 150, 200$ 年 (地震損失関数: 案2)

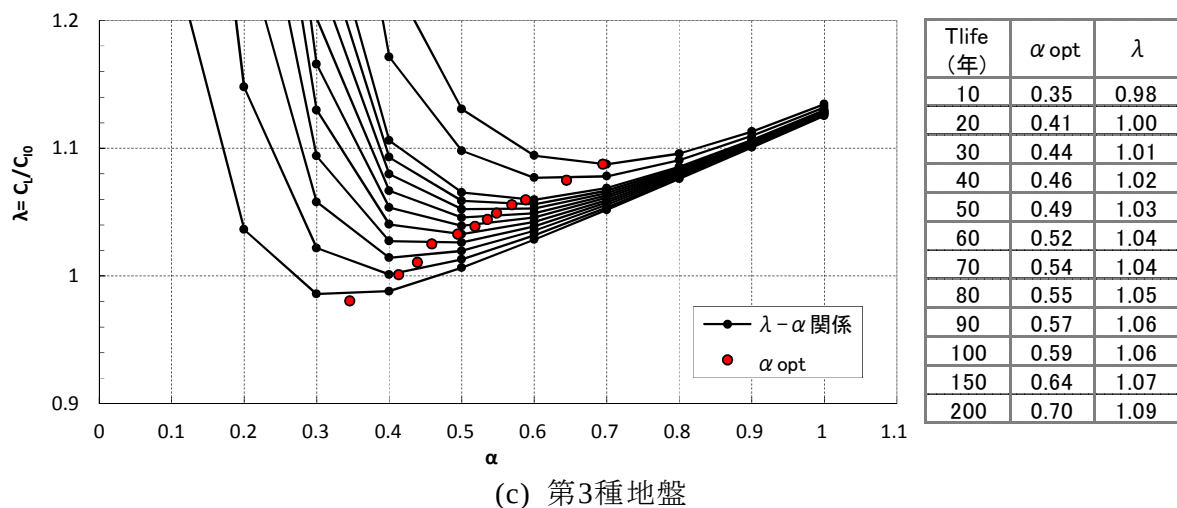
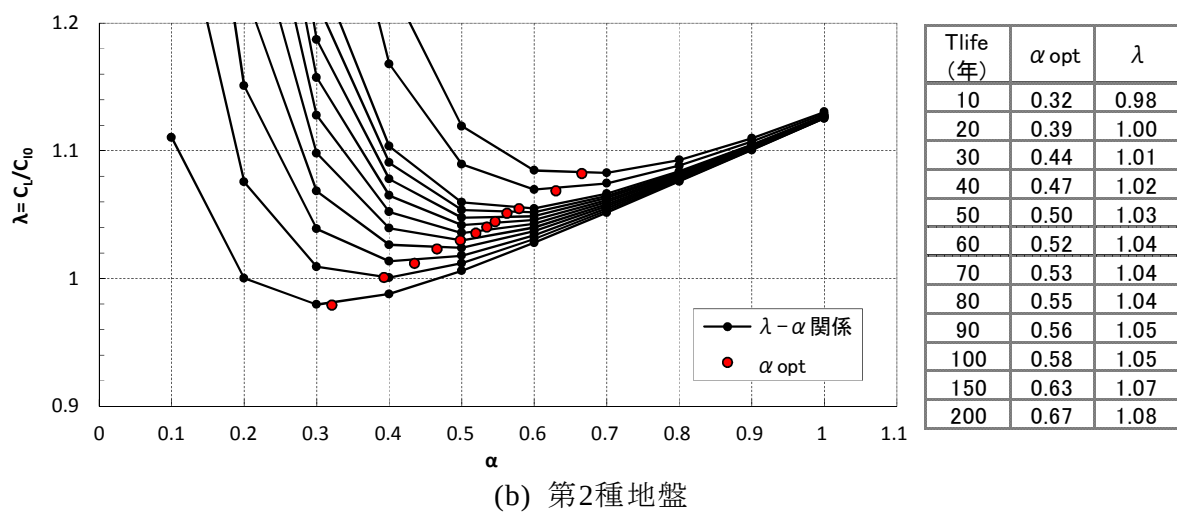
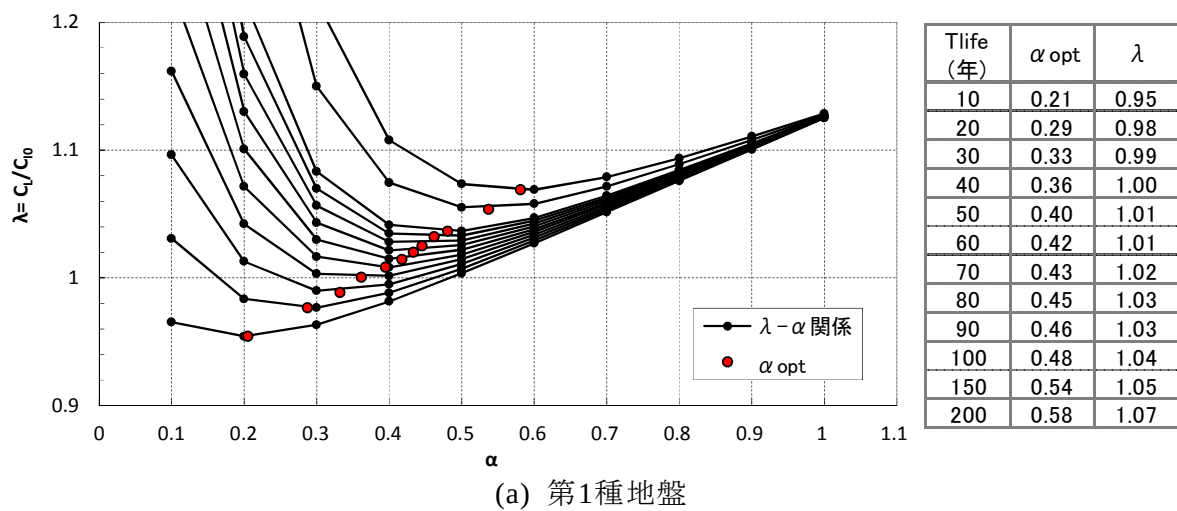
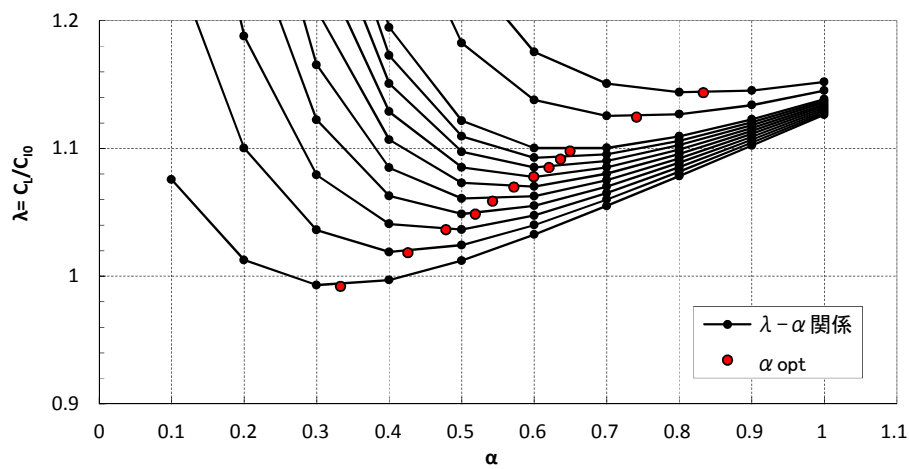
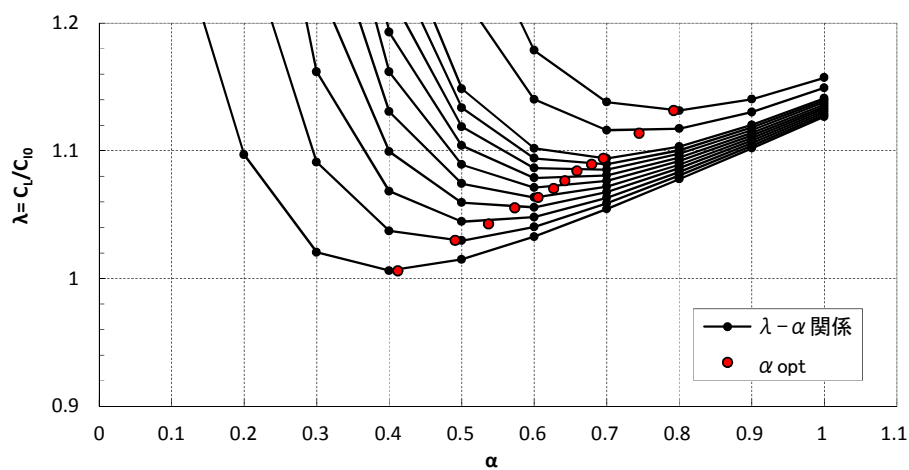


図2.1.4-11 ライフサイクルコスト $C_L(\alpha)$ と最適降伏せん断力係数 α_{opt}
 下から $T_{life} = 10 \sim 100 @ 10, 150, 200$ 年 (地震損失関数: 案1×1.5)



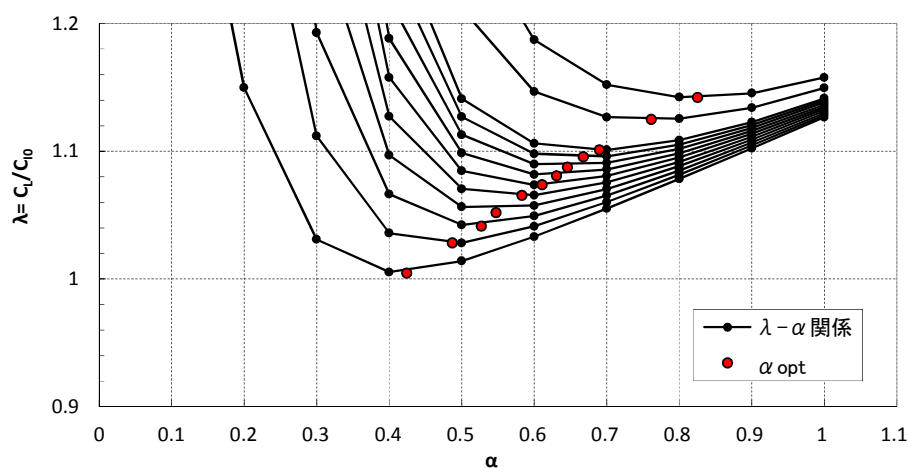
Tlife (年)	α_{opt}	λ
10	0.33	0.99
20	0.43	1.02
30	0.48	1.04
40	0.52	1.05
50	0.54	1.06
60	0.57	1.07
70	0.60	1.08
80	0.62	1.08
90	0.64	1.09
100	0.65	1.10
150	0.74	1.12
200	0.83	1.14

(a) 第1種地盤



Tlife (年)	α_{opt}	λ
10	0.41	1.01
20	0.49	1.03
30	0.54	1.04
40	0.57	1.06
50	0.61	1.06
60	0.63	1.07
70	0.64	1.08
80	0.66	1.08
90	0.68	1.09
100	0.70	1.09
150	0.74	1.11
200	0.79	1.13

(b) 第2種地盤

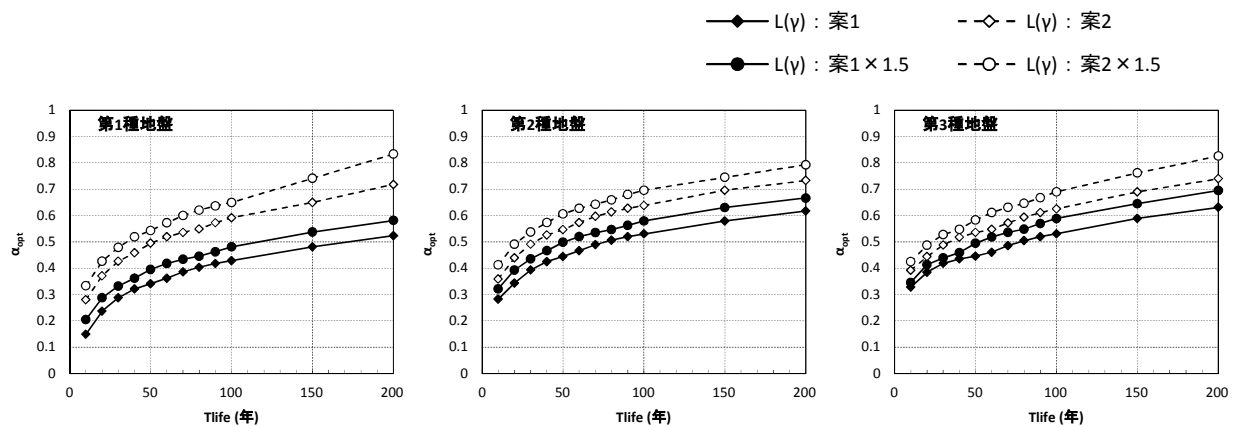


Tlife (年)	α_{opt}	λ
10	0.42	1.00
20	0.49	1.03
30	0.53	1.04
40	0.55	1.05
50	0.58	1.07
60	0.61	1.07
70	0.63	1.08
80	0.65	1.09
90	0.67	1.10
100	0.69	1.10
150	0.76	1.12
200	0.83	1.14

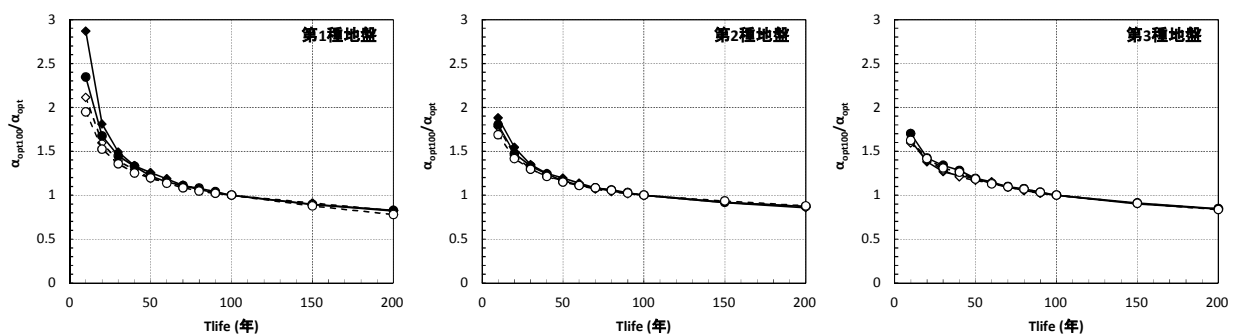
(c) 第3種地盤

図2.1.4-12 ライフサイクルコスト $C_L(\alpha)$ と最適降伏せん断力係数 α_{opt}

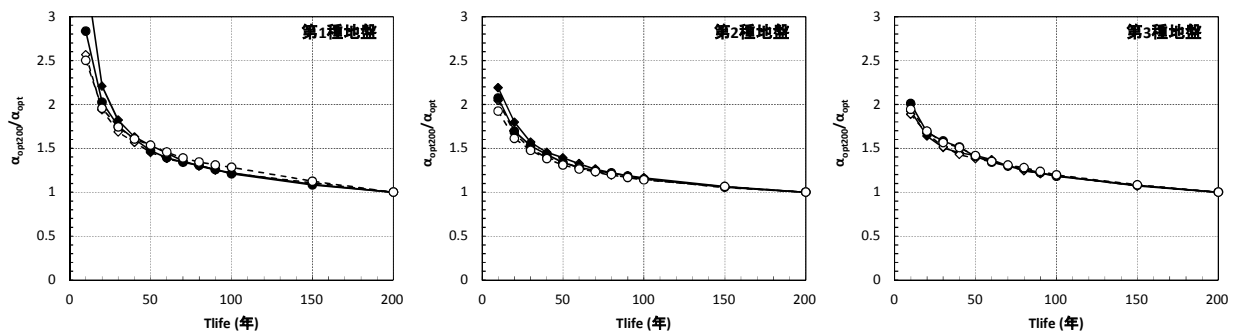
下から $T_{life} = 10 \sim 100 @ 10, 150, 200$ 年 (地震損失関数: 案2×1.5)



(a) 最適降伏せん断力係数 α_{opt}



(b) $T_{life} = 100$ 年に対する α_{opt} の比率



(c) $T_{life} = 200$ 年に対する α_{opt} の比率

図2.1.4-13 最適降伏せん断力係数 α_{opt} と共用期間 T_{life} の関係

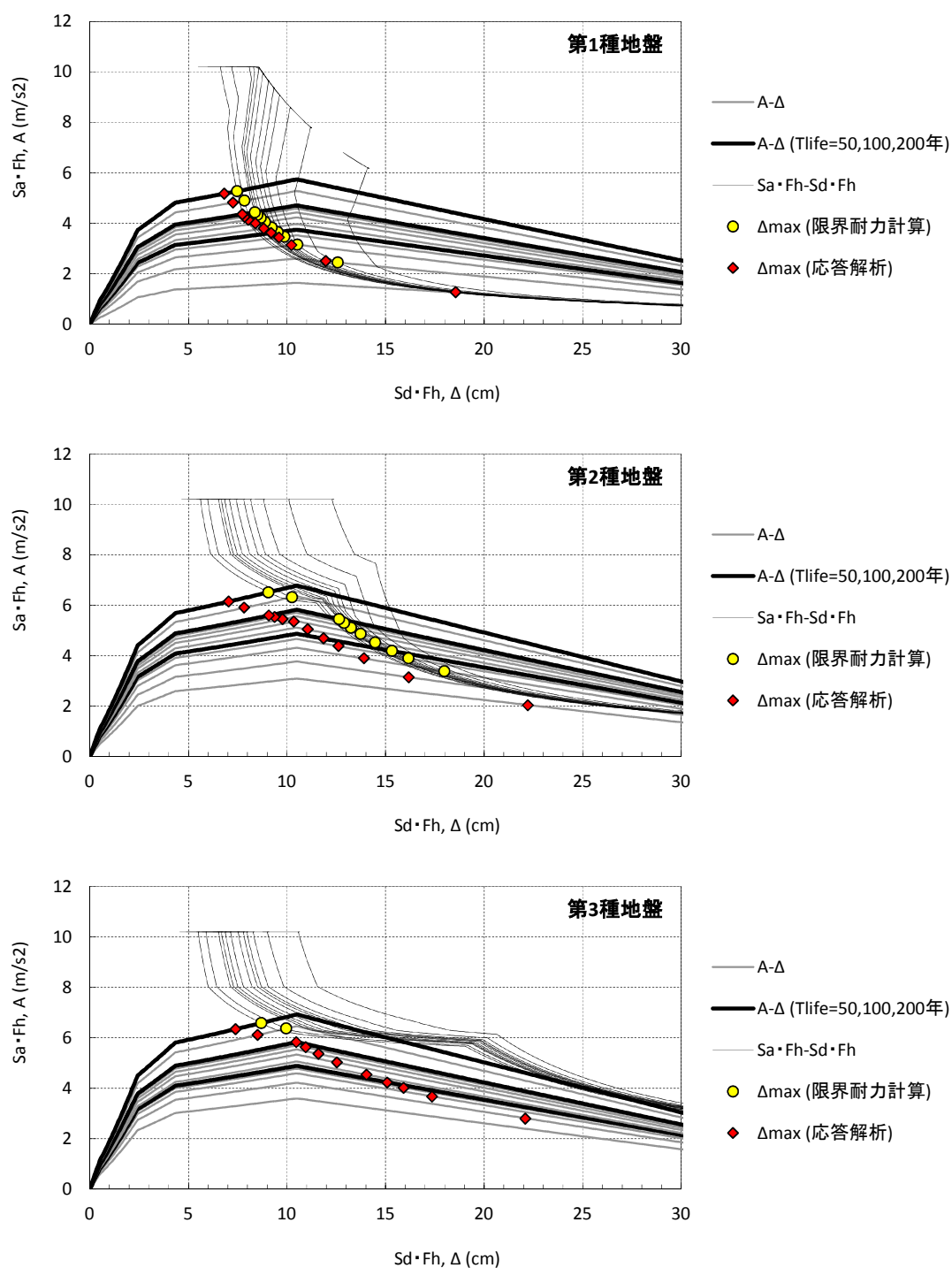


図2.1.5-1 最適耐震強度 α_{opt} を有する建物の最大応答変位
 下から $T_{life} = 10 \sim 100 @ 10, 150, 200$ 年 (地震損失関数：案1)

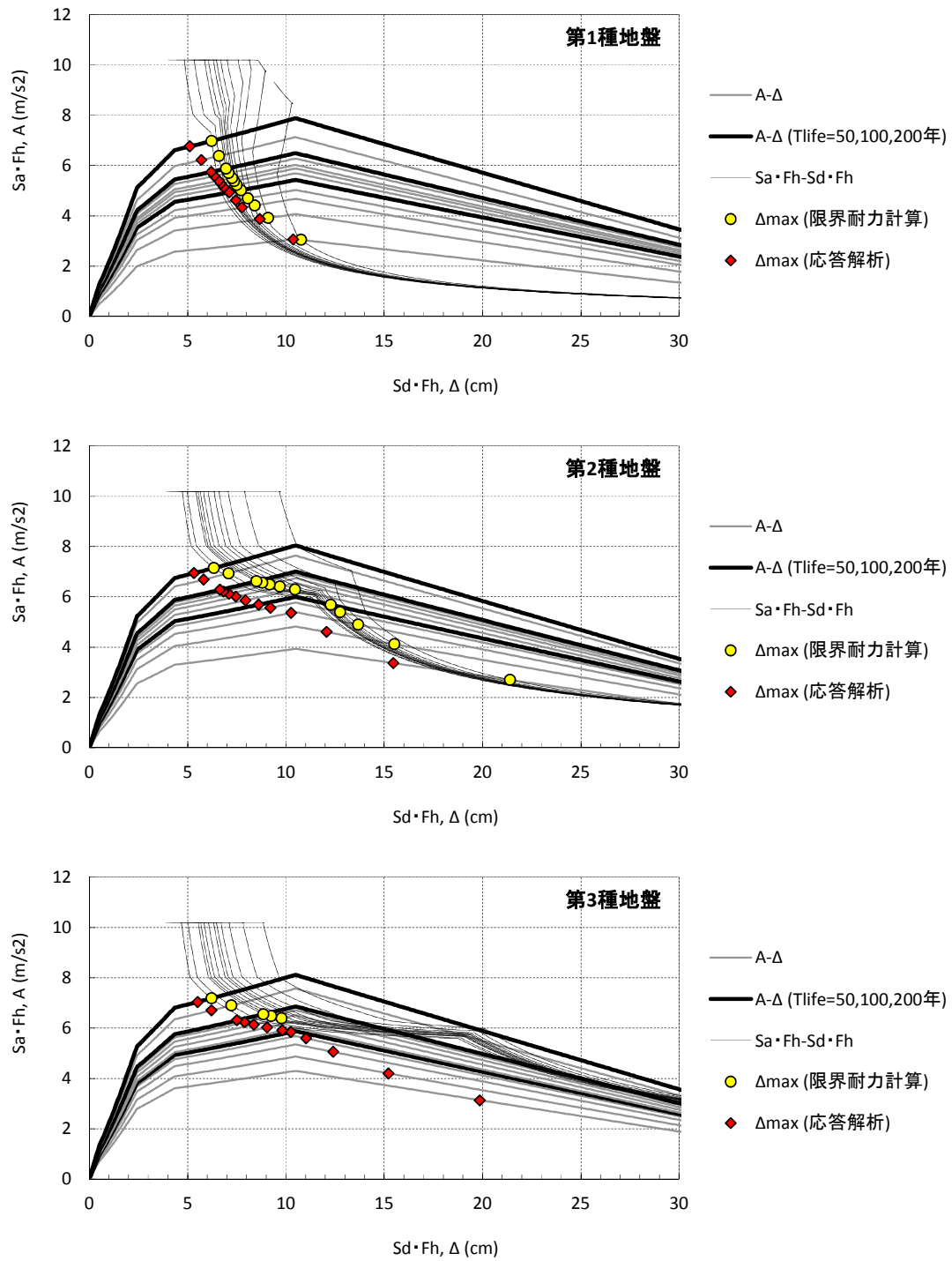


図2.1.5-2 最適耐震強度 α_{opt} を有する建物の最大応答変位
下から $T_{life} = 10 \sim 100 @ 10, 150, 200$ 年 (地震損失関数: 案2)

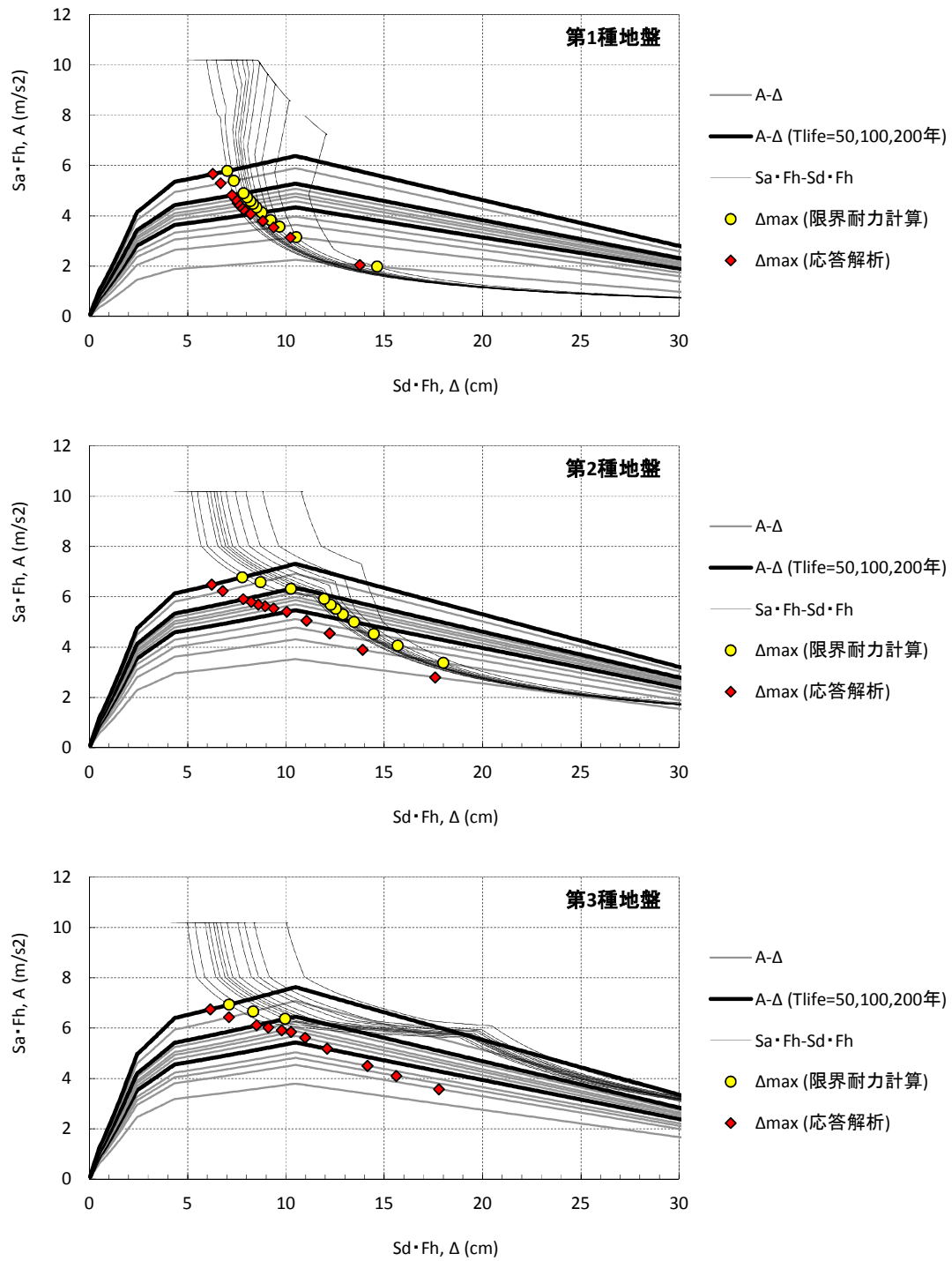


図2.1.5-3 最適耐震強度 α_{opt} を有する建物の最大応答変位
 下から $T_{life} = 10 \sim 100 @ 10, 150, 200$ 年 (地震損失関数：案1 $\times 1.5$)

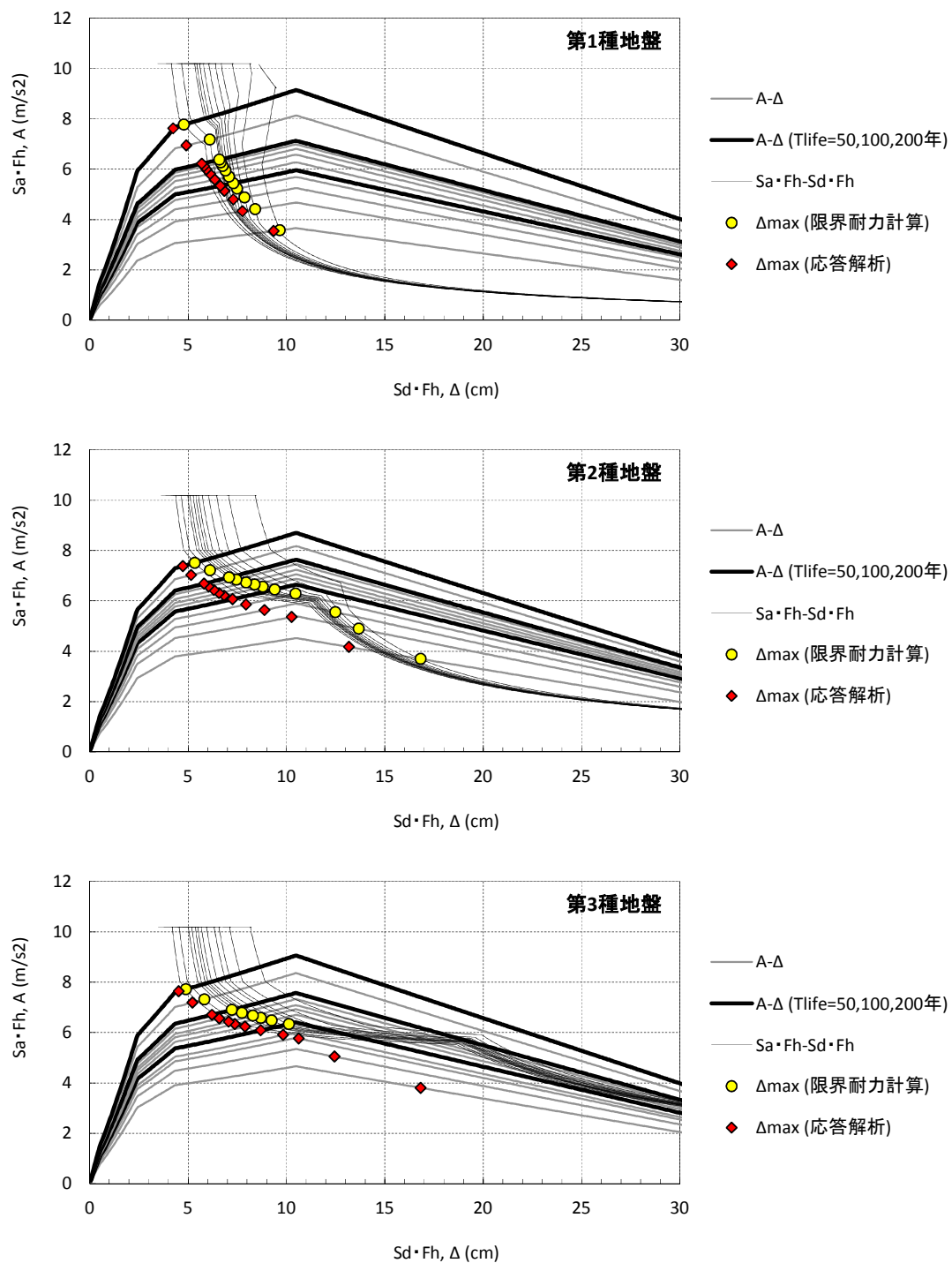
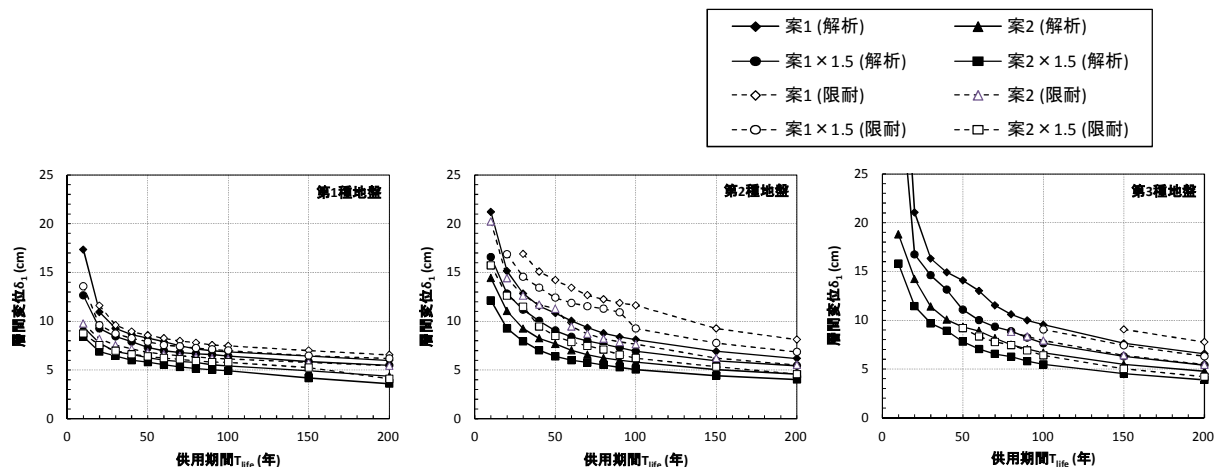
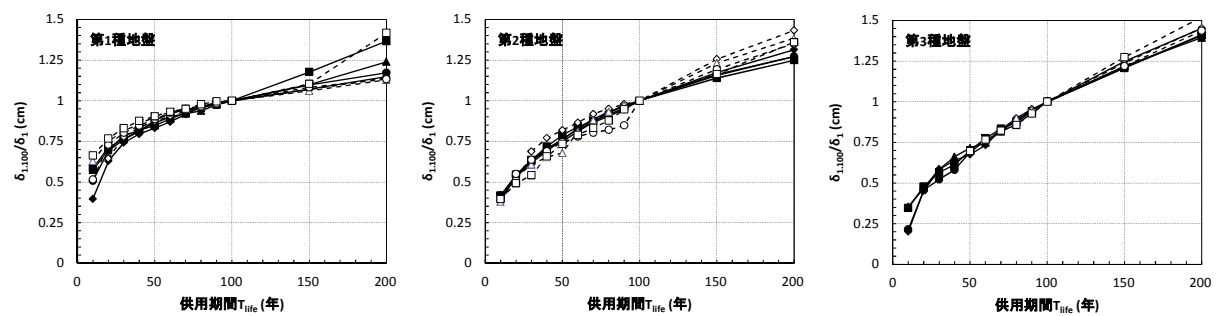


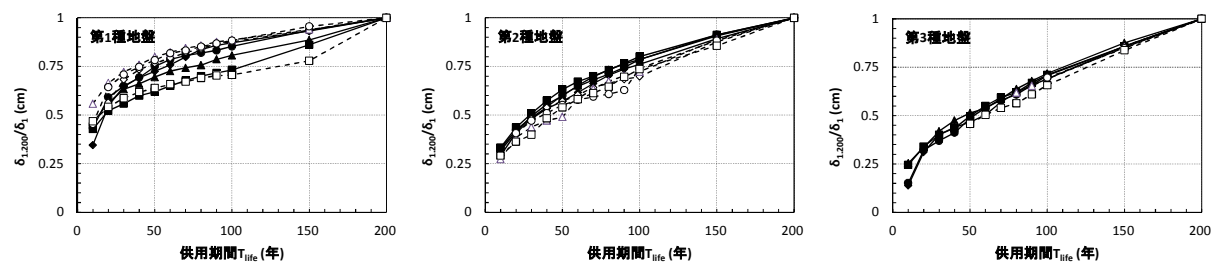
図2.1.5-4 最適耐震強度 α_{opt} を有する建物の最大応答変位
 下から $T_{life} = 10 \sim 100 @ 10, 150, 200$ 年 (地震損失関数：案2 $\times 1.5$)



(a) 安全限界変位



(b) $T_{life} = 100$ 年に対する安全限界変位の比率



(c) $T_{life} = 200$ 年に対する安全限界変位の比率

図2.1.5-5 最適な安全限界変位 (α_{opt} を有する建築物の最大層間変位)

2. 1. 6 まとめ

地震による損傷・倒壊リスクを考慮した建築物のライフサイクルコスト(以下「LCC」)、総費用最小化原理およびそれに基づく最適耐震性能を指標として、長期優良住宅に関する「長期使用構造とするための措置及び維持保全の方法の基準 (平21国交告第209号)」、第3 長期使用構造とするための措置、2. 耐震性の規定(以下「長期優良耐震規定」)に規定される耐震強度の割増率および安全限界変形の低減率の妥当性に関する検討を行った。結果の要約を以下に示す。

- 1) LCCを最小にする最適降伏せん断力係数 α_{opt} は大地震による大破・倒壊などのリスクよりも、むしろ中小地震による内装クロス・下地石膏ボードの損傷リスクに強く依存し、地震損傷関数の設定においてそれらの損傷を修復とするか否かによって α_{opt} の値は大きく変化する。
- 2) しかし、供用期間 $T_{life} = 100$ 年および200年を基準とした α_{opt} の比率は地震損傷関数の設定にはほとんど依存せず、本検討で設定した4種類の地震損傷関数のいずれを用いても $T_{life} - \alpha_{opt}$ 比率関係はほぼ同一であった。
- 3) 一般住宅の T_{life} を40～50年とし、長期優良住宅の T_{life} を100年とすれば α_{opt} の割増率はほぼ1.25となり、「長期優良耐震規定」において長期優良住宅に耐震等級2相当の耐震強度を求めることは妥当である。
- 4) 長期優良住宅の T_{life} を200年とする場合は α_{opt} の割増率は1.5程度となり、耐震等級3相当の耐震強度を求めることが妥当である。
- 5) α_{opt} に相当する耐震強度を有する建築物に生じる最大層間変位を最適安全限界変位と定義した。 $T_{life} = 100$ 年および200年を基準とした最適安全限界変位の比率は地震損傷関数にはほとんど依存しないが、地盤種別によって異なる値となった。
- 6) 長期優良住宅の T_{life} を100年とする場合の第2種地盤における最適安全限界変位の低減率は0.75程度であり、「長期優良耐震規定」に一致するが、第1種地盤における低減率はそれよりも大きく、第3種地盤ではそれより小さな値となる。また、長期優良住宅の T_{life} を200年とする場合は100年とする場合より小さい値とする必要がある。
- 7) 最適安全限界変位の値は地震損傷関数の設定によって異なる値となる。本検討では、実態としての耐震性能は非構造部材の寄与により構造躯体によって決まる値の1.5倍程度以上であることを考慮して、最も大きな最適安全限界変位をもたらす地震損傷関数を採用してその推奨値を設定した。結果として、長期優良住宅の T_{life} を100年とする場合は、第1種地盤における推奨値は「長期優良耐震規定」に一致し、第2種地盤、第3種地盤ではそれよりやや大きな値となった。長期優良住宅の T_{life} を200年とする場合は、第3種地盤における推奨値が「長期優良耐震規定」に一致し、第1種地盤、第2種地盤ではそれよりやや小さな値となった。

参考文献

- 1) 佐藤基志, 五十田博, 佐藤友彦, 三宅辰哉: 木造住宅用耐震補強技術の費用対効果に関する試算, 日本建築学会構造系論文集, No. 637, pp. 519-526, 2009.3
- 2) 小山雅人, 松山智恵, 三宅辰哉, 青木博文: 非構造部材を考慮した低層鉄骨造住宅の最適耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, No. 576, pp. 149-156, 2004.2
- 3) 鶴田 修, 坂本 功, 大橋好光, 平田俊次, 岡部潤一: 木質系住宅の地震時仕上げ損傷と建物変形角に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 613, pp. 73-80, 2007.3

2. 2 枠組壁工法の安全限界に関する検討

2. 2. 1 はじめに

木造長期優良住宅の総合的検証事業の検討項目の 1 つである「損傷限界・安全限界変形の妥当性に関する検討」において、各種木質系住宅の経験最大変形量と損傷の関係を収集することは、部材のローカル損傷度曲線（LSFC）や地震損傷度曲線（SFC）をより実態に近いモデルとするのに重要である。

そこで本節では、2009 年度に実施した引き倒し実験および既往の実験的検討より、枠組壁工法住宅における経験最大変形量と損傷の関係について技術資料の収集・整理を行った。

2. 2. 2 検討内容

既往の枠組壁工法に関する実験的検討のうち、経験最大変形量と損傷の関係についての情報を有するものは、村上、河合らによる枠組壁工法住宅の実大振動台実験¹⁾、小松、沖浦らによる枠組壁工法住宅の引き倒し実験²⁾程度であった。そこで、これら既往研究から経験最大変形量と外装材・内装材等の損傷の関係を整理・収集した。

（1）枠組壁工法住宅の実大振動台実験

1) 試験体概要

写真 2.2.2-1 に試験体全景を、図 2.2.2-1 に試験体平面を示す。試験体は、枠組壁工法による二世帯住宅を想定した 3 階建て木造住宅である。試験体の寸法は、各階、梁間方向（以下、X 方向とする）が 7.28m、桁行方向（以下、Y 方向とする）が 7.28m、階高が 1 階及び 2 階が 2700mm、3 階が 2450mm である。枠組材には、JAS 枠組壁工法構造用製材（規格：甲種枠組材 2 級、樹種：S-P-F）を使用した。たて枠は 1 階が寸法型式 206（38mm×140mm）、2 階及び 3 階が寸法型式 204（38mm×89mm）とした。面材は、床に JAS 構造用合板 15mm 厚（規格：2 級特類、樹種：ラーチ）、壁に JAS 構造用合板 9mm（規格、樹種：床同様）及びせっこうボード厚 12.5mm（JIS A 6901 GB-R）を使用した。なお壁面材の割り付けは、開口部周りで掛け渡しをし、それに伴い原則、面材幅は 455mm とし、一部 910mm 幅を使用した。

試験体の仕様は、仕上げの有無により 2 種類あり、1 体目は、枠組材、壁（耐力壁・準耐力壁面材、間仕切り壁）及び床による構造躯体のみで構成された試験体（以下、A 試験体とする）、2 体目は、A 試験体の仕様に屋根（屋根形状：切妻）を設け、外装仕上げ及び一部内装仕上げを施した試験体（以下、B 試験体とする）であり、屋根仕上げ材には平形スレート板を、外壁仕上げ材には窯業系サイディングを、それぞれくぎ留めにより取り付けた。

A 試験体では、垂壁・腰壁及び間仕切壁の有無により仕様変更を行っており、試

験体の特徴を大別すると,表 2.2.2-1 に示す 4 タイプ(STAGE1~STAGE4)となる。
B 試験体に関しては仕様変更を行っていない。

2) 加振計画

加振は,表 2.2.2-2 に示す加振スケジュールにて行った。実験に用いた地震波は建築センター波レベル 1, 1995 年兵庫県南部地震波(1995 年 1 月 17 日, 神戸海洋気象台で得られた地震波(以下, JMA 神戸海洋波という))及び 2004 年新潟県中越地震(川口町川口気象台で得られた地震波(以下, JMA 川口波(余震)という))とした。これらの地震波の入力方向は, JMA 神戸海洋波で試験体の X 方向に NS 成分, Y 方向に EW 成分, JMA 川口波(余震)で X 方向に EW 成分, Y 方向に NS 成分とした。加振時間は, JMA 神戸海洋波が 30 秒間, JMA 川口波(余震)は 45 秒間とした。

また試験体の振動特性を把握するために, 主要な加振及び仕様変更の前後において, 最大入力加速度 50gal (振幅±1mm の矩形波) による自由振動試験及び最大入力加速度 30gal のホワイトノイズ (0.1~50Hz) を用いたランダム波加振を行い, 試験体の固有振動数および減衰定数の推移を調査した。



(1) A 試験体 (2) B 試験体
写真 2.2.2-1 試験体外観

表 2.2.2-1 A 試験体の仕様

STAGE1	1階部分の壁組について、耐力壁のみに面材貼付
STAGE2	1階部分の面材を全て貼替
STAGE3	耐力壁と垂れ壁・腰壁に面材貼付
STAGE4	雑壁を含む全ての壁組に面材貼付

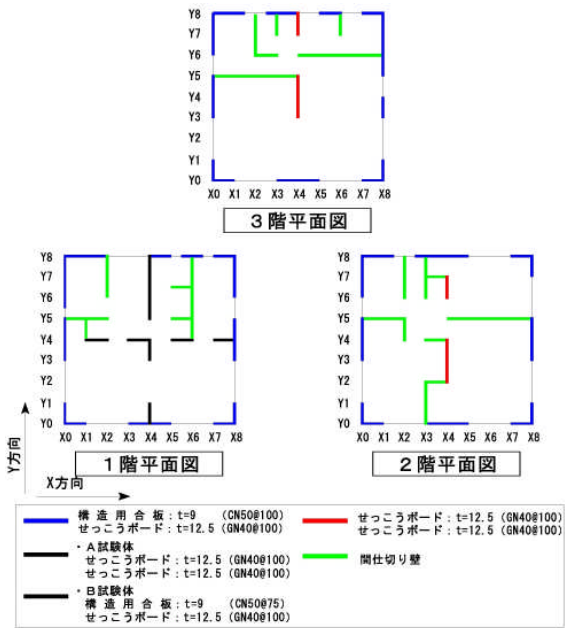


図 2.2.2-1 試験体各階平面図

表 2.2.2-2 加振スケジュール

試験体記号		加振記号	加振波形	入力		
				レベル [%]	方向	加振軸
A試験体	STAGE1	加振1	試験開始前	—	—	—
		加振2	BCJ波レベル1	33	X・Y	1軸
			JMA神戸海洋波	10		
		加振3	JMA神戸海洋波	50		
	JMA神戸海洋波		60			
	STAGE2	加振4	試験開始前	—	—	—
			JMA神戸海洋波	10	—	—
	STAGE3	加振5	BCJ波レベル1	33	X・Y	1軸
		加振6	JMA神戸海洋波	10	X・Y・Z	3軸
	STAGE4	加振7	試験開始前	—	—	—
		加振8	BCJ波レベル1	33	X・Y	1軸
加振9		JMA神戸海洋波	10	X・Y・Z	3軸	
加振10		JMA神戸海洋波	100			
加振11		JMA川口波(余震)	100			
	JMA神戸海洋波	100	Y	1軸		
B試験体	加振1	試験開始前	—	—	—	
	加振2	JMA神戸海洋波	10	X・Y・Z	3軸	
	加振3	JMA神戸海洋波	100			
	加振4	JMA川口波(余震)	100			
	加振5	JMA神戸海洋波	120			

3) 検討結果

A試験体及びB試験体について、JMA 神戸海洋波 100%加振及び JMA 川口波(余震)100%加振(大地震)時の挙動について述べる。

a) A試験体

JMA 神戸海洋波 100%加振では、構造用合板耐力壁及びせっこうボード壁に数多くの損傷が認められ、それらはNS成分を入力した1階X方向で顕著であった。主な損傷状況は、構造用合板耐力壁がくぎ抜け、せっこうボード壁が、面材を掛け渡しして張り付けた開口周りの隅角部で割れが見られた。JMA 川口波(余震)100%加振では、JMA 神戸海洋波 100%加振の損傷は殆ど進展しなかった。

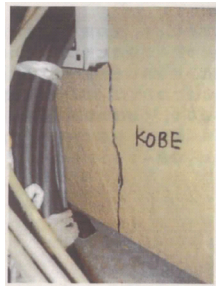
b) B試験体

JMA 神戸海洋波 100%加振では、A試験体同様、せっこうボード壁の面材を掛け渡しして張り付けた開口周りの隅角部で割れが見られ、それらは1階X方向において、概ね生じた。しかし、その損傷の程度は、A試験体に比べて極めて小さかった。

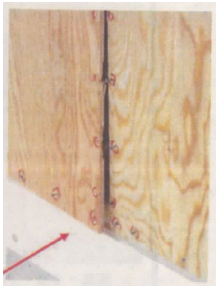
表 2.2.2-3 に経験最大変形角と損傷の関係をまとめた結果を示す。また写真 2.2.2-2 に対応する観察写真を示す。

表 2.2.2-3 枠組壁工法住宅振動実験 経験最大変形角と残留変形時損傷の関係

		経験 最大 変形角	1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
外 壁	サイディング (B)	壁・開口隅部								亀裂 (①)		→
	構造用合板 (A)	壁										はがれ (②) →
		壁開口隅部										割れ (④) →
		くぎ									抜け・めり込み (③) →	
内 壁	クロス (B)	壁						クロス切れ (⑤)				→
	石膏ボード (B)	ビス周り						亀裂・浮き (⑥)				→
		壁開口隅部			割れ (⑦)							→



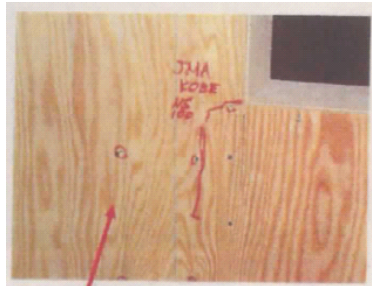
① 外装仕上材の割れ



② 合板はがれ



③ 合板釘抜け



④ 開口部周り合板



⑤ 内装仕上材の切れ



⑥ 釘周り石膏ボード圧壊



⑦ 開口部周りの石膏ボード割れ

写真 2.2.2-2 損傷状況

(2) 枠組壁工法住宅の引き倒し実験

1) 試験体概要

実験対象建物の概要を以下に示す。また建物外観を写真 2.2.2-3 に、各階平面図を図 2.2.2-2～4 に、立面図を図 2.2.2-5 に示す。

- ・ 物件名：三井ホーム西宮モデルハウス
- ・ 建築地：西宮市両度町 1-27
- ・ 用途：専用住宅
- ・ 構造：枠組壁工法 地上 3 階建
(小屋裏 3 階)
- ・ 面積 建築面積：133.68 m²
1 階床面積：126.10 m²
2 階床面積：93.26 m²
3 階床面積：48.43 m²
延床面積：267.79 m²
- ・ 高さ：最高 9.978m、軒高 6.066m



写真 2.2.2-2 建物外観

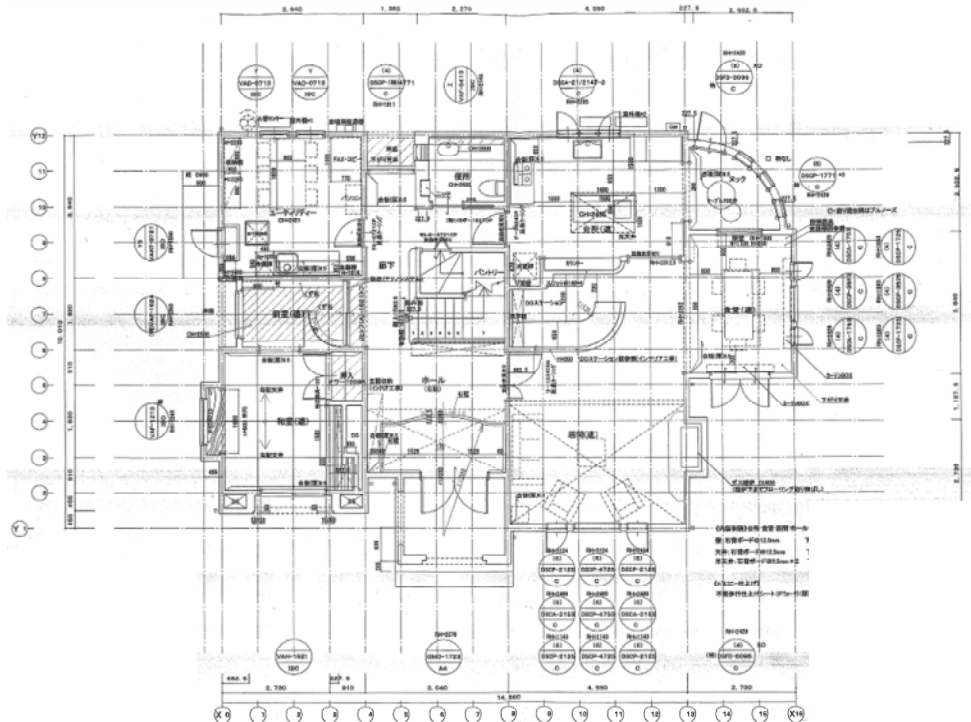


図 2.2.2-2 1 階平面図

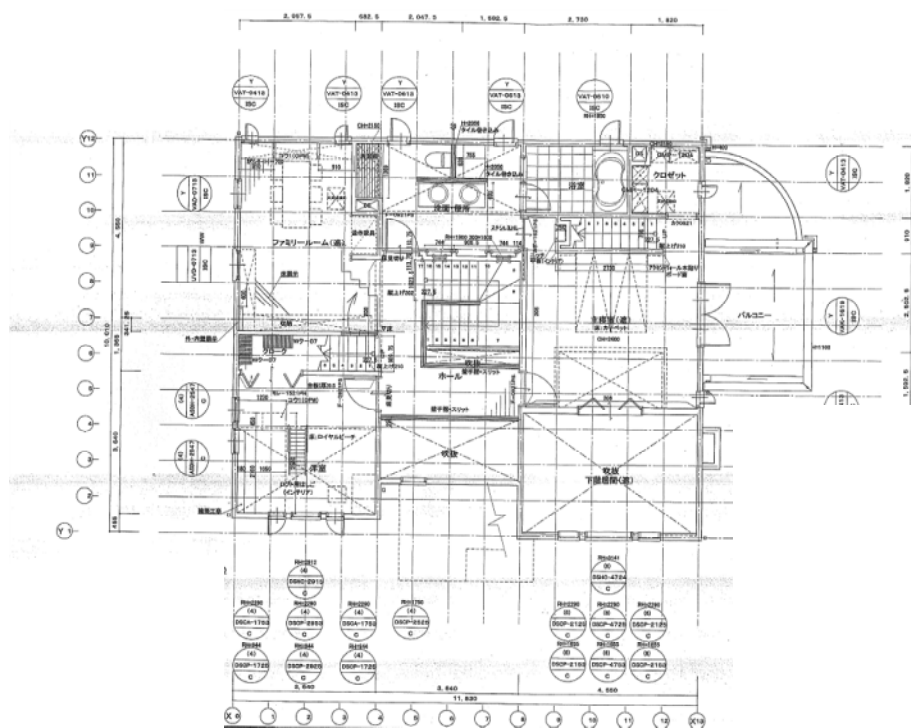


図 2.2.2-3 2 階平面図

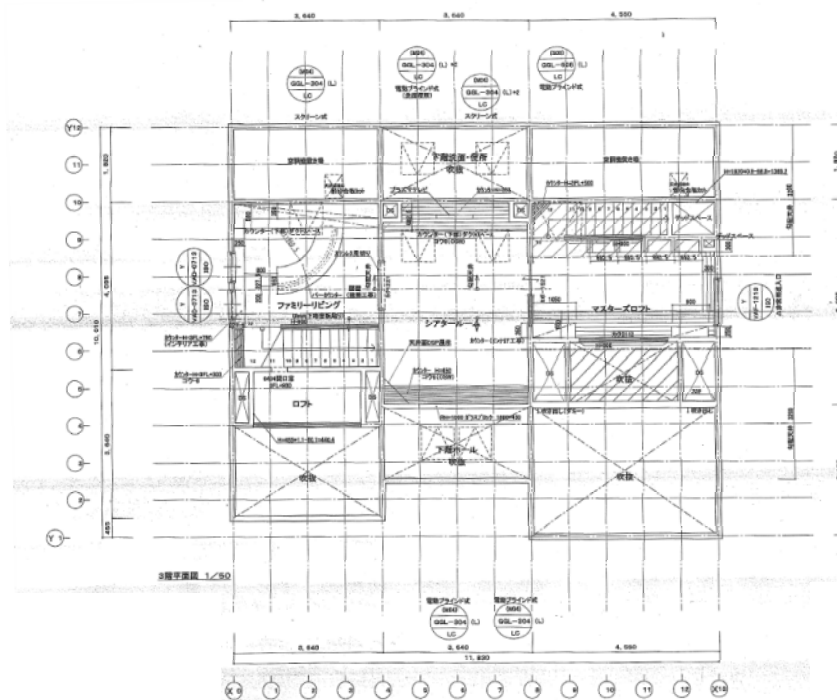


図 2.2.2-4 3 階平面図

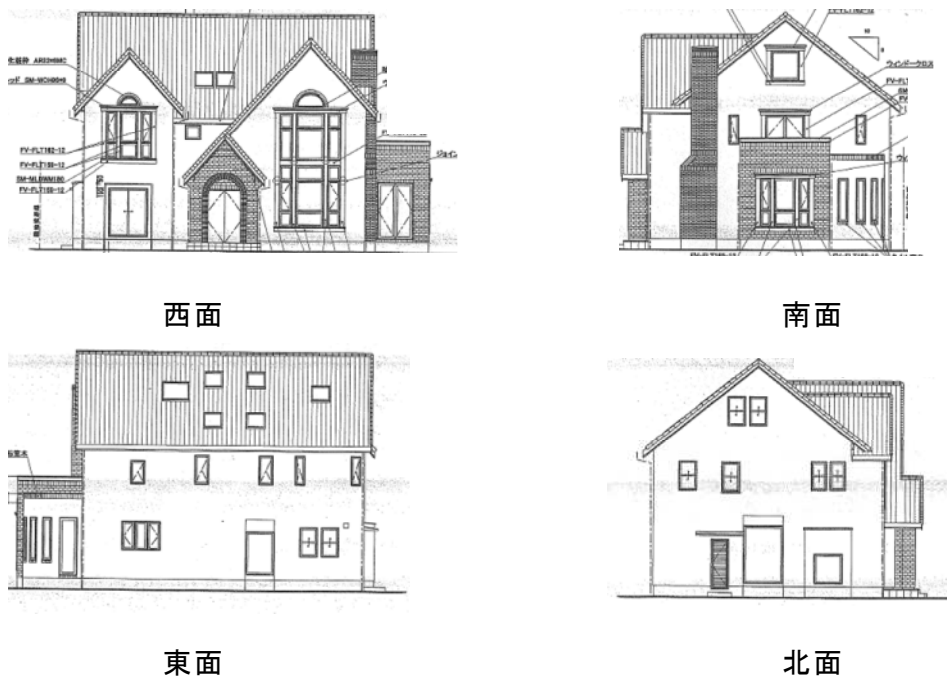


図 2.2.2-5 立面図

2) 実験方法

大変形加力実験では、対象建物に北側隣地方向への静的水平荷重を作用させることにより、図 2.2.2-6 に示すように各特定変形角（ $1/480$ ， $1/240$ ， $1/120$ ， $1/60$ ， $1/30$ ， $1/15\text{rad.}$ ）に到達した段階で除荷する手順を 1 回ずつ繰り返した後、大変形もしくは倒壊に至るまで加力する履歴とした。なお、変形角は 1 階の階高を 3000mm（1 階壁高さ：2750mm+2 階床根太：210 製材 235mm+2 階床下地材：構造用合板 15mm）として計算した。また、建物の左右 2 ヶ所における加力において、水平変位を概ね揃えることにより制御を行った。加力方法の概要を図 2.2.2-7～2.2.2-8、写真 2.2.2-4～2.2.2-7 に示す。

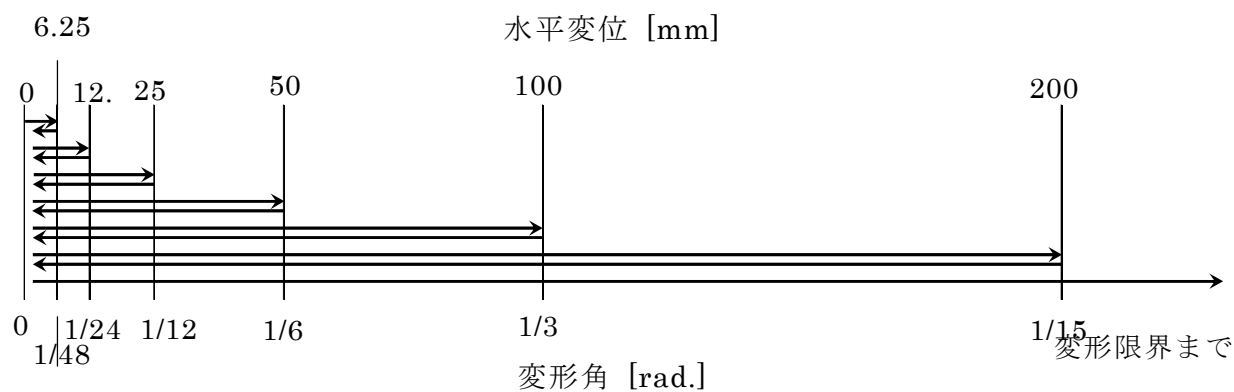


図 2.2.2-6 大変形加力実験の加力履歴

敷鋼板 1000kN×2山

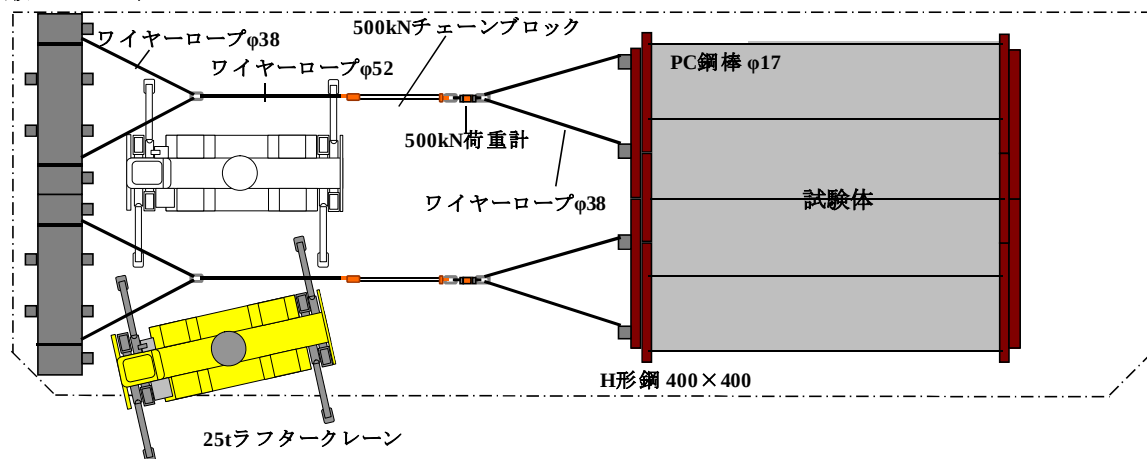


図 2.2.2-7 加力実験時における仮設概要（平面）

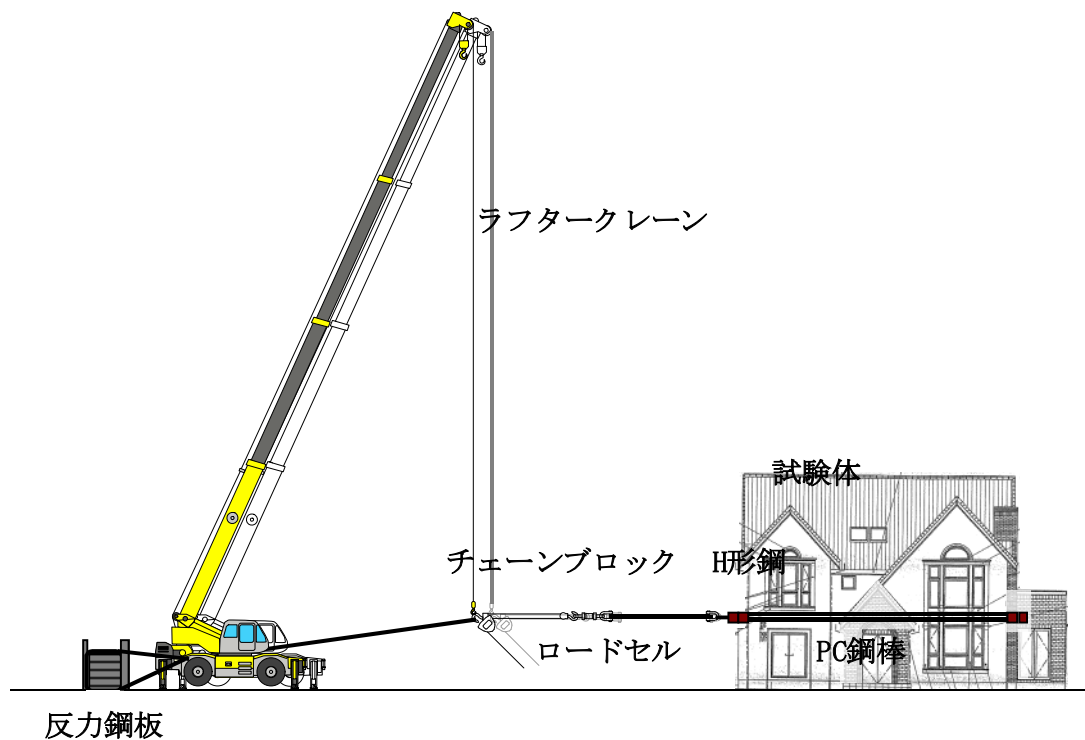


図 2.2.2-8 加力実験時における仮設概要（立面）



写真 2.2.2-4 敷鋼板 2000kN 分の
設置状況



写真 2.2.2-5 500kN チェーン
ブロックの設置状況



写真 2.2.2-6 H 形鋼および
スチフナーの設置状況



写真 2.2.2-7 PC 鋼棒と H 形鋼の
緊結状況

(3) 実験結果

試験体の破壊性状を写真 2.2.2-8 に示す。また $1/120\text{rad.}$ までの損傷観察シートを図 2.2.2-9 に示す。

- $1/480\text{rad.}$ 付近に、東側のモルタル外壁に若干のひび割れが観察された。西側の外壁及び内壁には損傷は観察されなかった。
- $1/240\text{rad.}$ 付近に、西側のモルタル外壁に若干のひび割れが観察された (1)。また東側モルタル外壁のひび割れの進展が観察された。
- $1/120\text{rad.}$ 付近に、西側及び東側のモルタル外壁のひび割れの進展が観察された。内壁にも、加力方向の壁にある開口の周りに、ひび割れの発生が観察された。
- $1/60\text{rad.}$ 付近に、モルタル外壁開口部の隅角部に圧縮による膨らみが観察された (2)。加力点である H 形鋼と外壁の接触部分で H 形鋼がめり込み始めているのが観察された。また、1 階北東側居室の東面の開口部が若干傾いているのが観察された (3)。1 階南西リビングルームの西側開口部の窓枠に 10mm 程度の浮きも観察された (4)。
- 最大荷重を記録した $1/30\text{rad.}$ 付近に、建物全体のひび割れが進展し、建物全体の開口部からのひび割れが天井、床まで進展するのが観察された。例として 1 階北西側

和室の東開口部から天井へのひび割れを示す (5)。耐力壁への釘の若干のめり込みが観察された (6)。玄関開口部の隅角部に割れによる開きが観察された (7)。

- 1/15rad. 付近に、加力方向に直交する外壁にもひび割れの発生が観察された。例として加力桁に隣接する北側モルタル外壁のひび割れを示す (8)。1 階北東側居室の東面の開口部では変形に伴いモルタル外壁および外壁側構造用合板が面外方向に剥離するのが観察された (9)。玄関の枠材の隅角部が開口部の変形に追従できず、外れるのが観察された (10)。1 階北西側居室の加力桁に隣接する西側モルタル外壁が圧縮により面外方向に剥離するのが観察された (11)。南側外壁線の土台の浮き上がりが観察された (12)。開口部がないところでも大きくひび割れが生じ (13)、室内の壁面および階段が大きく変形しているのが観察された (14)。
1/2. 1rad. 時に、西側に傾くように倒壊した (15)。

以上をまとめると、表 2.2.2-5 となる。



(1)



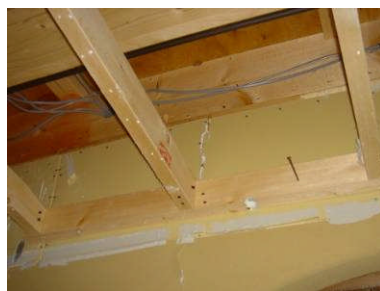
(2)



(3)



(4)



(5)



(6)



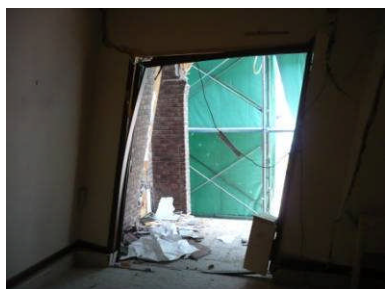
(7)



(8)



(9)



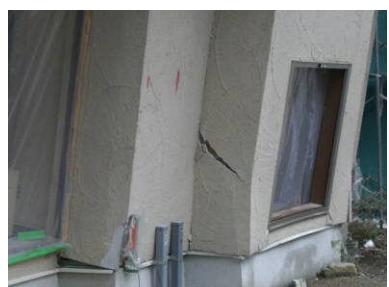
(10)



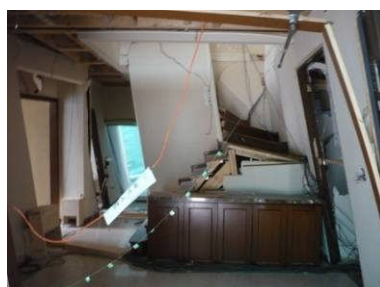
(11)



(12)



(13)

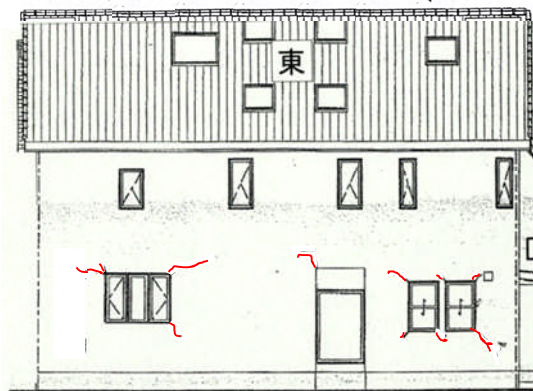


(14)

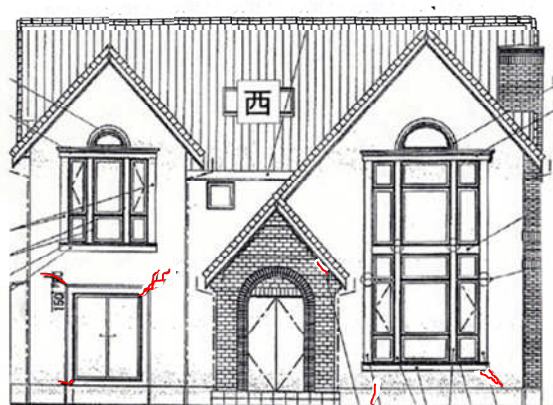


(15)

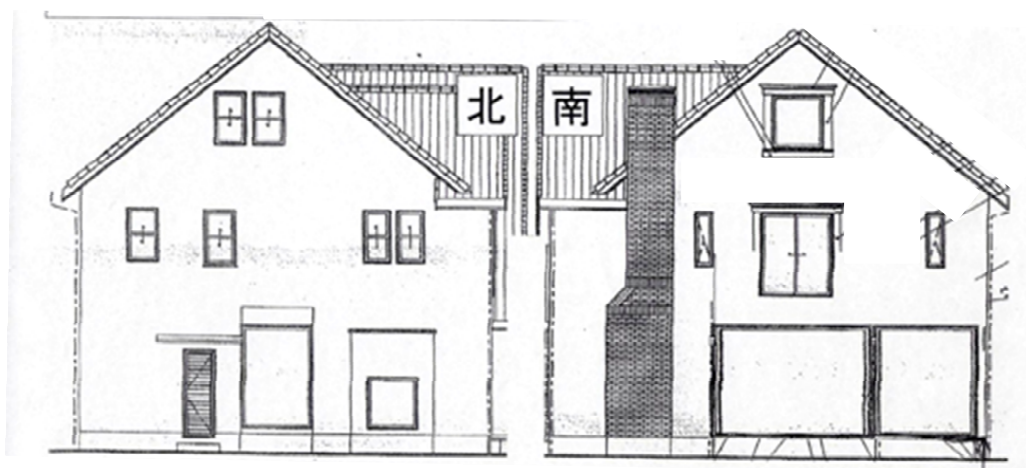
写真 2. 2. 2-8 試験体破壊性状



(1) 東面



(2) 西面



(3) 北面

(4) 南面

図 2.2.9 1/120rad. 時損傷観察シート

表 2.2.2-4 層間変形角と各部位の損傷の関係

層間 変形角 (rad.)	1/480	1/240	1/120	1/60	1/30	1/15
外壁	東側のモルタル外壁に若干のひび割れ	西側のモルタル外壁に若干のひび割れ				
内壁			内壁（加力方向と直交方向の壁）にひび割れ		開口部からのひび割れが天井、床まで進展	荷重に対して耐力を持たない壁にもひび割れ
玄関				傾き始める	タイルが崩れ始める	枠の釘が抜け、大きく変形
階段				特になし	少し変形し始める	釘が抜け大きく変形
その他				窓枠に 10mm 程度の浮き	合板や金物の、釘やビスの浮き	全体的に柱脚に 10mm 程度の浮き

3) 考察

木質系住宅の経験最大変形量、残留変形量と損傷の関係に関する既往研究として、鶴田らによる「木質系住宅の地震時仕上げ損傷と建物変形角に関する実験的研究」³⁾がある（以下「既往研究」と呼ぶ）。既往研究における経験最大変形量等と損傷の関係を表 2.2.2-5 に示す。

表 2.2.2-5 既往研究における経験最大変形量等と損傷の関係

経験最大変形角		1/960	1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/100	1/75	1/50	1/30
外装材	サイディング 横張り	最大変形 時損傷	横目地水平ズレ 0.5mm	←→	横目地水平ズレ 1.0mm	横目地水平ズレ 2.0mm	横目地水平ズレ 2.0mm超え シーリングの切れ 開口隅部割れ	割れ拡大	←→	防水シール材露出	
		残留変形 時損傷				横目地水平ズレ 0.5mm	横目地水平ズレ 1.0mm 割れ残る	横目地水平ズレ拡大 割れ拡大	←→	防水シール材露出	
		残留変形 0時損傷					割れ残る	横目地水平ズレ1.0mm 割れ拡大	←→	防水シール材露出	
	サイディング 縦張り	最大変形 時損傷		縦目地上下ズレ 0.5mm	←→	縦目地上下ズレ 1.0mm 防水シール材見え る	縦目地上下ズレ 1.5mm 防水シール材露出 シーリングの切れ	縦目地上下ズレ 2.0mm 防水シール材露出 シーリングの切れ	←→	縦目地上下ズレ 2.0mm超え サイディングの傾 き	
		残留変形 時損傷				防水シール材見え る	縦目地上下ズレ 0.5mm 防水シール材露出 シーリングの切れ		←→	縦目地上下ズレ1.0mm超え サイディングの傾き シーリングの切れ	
		残留変形 0時損傷							←→		
	モルタル塗り	最大変形 時損傷	開口上部に微細な ひびが生じる	開口上部のひびが 拓材まで達する	←→	開口上部のひび 間が塗り上がる	開口上部のひび 間が塗り上がる	開口上部のひび 間が塗り上がる	←→	開口上部のひび 間が塗り上がる	
		残留変形 時損傷		開口上部のひびが 残る	←→	開口上部のひび 間が塗り上がる がもとに戻る	開口上部のひび 間が塗り上がる	開口上部のひび 間が塗り上がる	←→	開口上部のひび 間が塗り上がる	
		残留変形 0時損傷			←→				←→		
内装材	ビニールクロス	最大変形 時損傷	開口上部に浮き	開口上部断続的な 切れ クロスは縦目開く	開口上部切れ 内部終端の開き	開口上部切れ拡大 400mm 内部終端の開き 内部終端の開き	石膏ボードの割れ	石膏ボードの割れ	←→	石膏ボード割れ 拡大	
		残留変形 時損傷	開口上部に浮き	開口上部断続的な 切れ クロスは縦目開く	開口上部切れ 内部終端の開き	開口上部切れ 内部終端の開き	石膏ボードの割れ	石膏ボードの割れ	←→	石膏ボード割れ 拡大	
		残留変形 0時損傷	開口上部に浮き	開口上部断続的な 切れ クロスは縦目開く	開口上部切れ 内部終端の開き	開口上部切れ 内部終端の開き	石膏ボードの割れ	石膏ボードの割れ	←→	石膏ボード割れ 拡大	
	紙質クロス	最大変形 時損傷	開口上部に浮き	開口上部断続的な 切れ クロスは縦目開く	開口上部切れ 内部終端の開き	開口上部切れ 内部終端の開き	石膏ボードの割れ	石膏ボードの割れ	←→	石膏ボード割れ 拡大	
		残留変形 時損傷	開口上部に浮き	開口上部断続的な 切れ クロスは縦目開く	開口上部切れ 内部終端の開き	開口上部切れ 内部終端の開き	石膏ボードの割れ	石膏ボードの割れ	←→	石膏ボード割れ 拡大	
		残留変形 0時損傷	開口上部に浮き	開口上部断続的な 切れ クロスは縦目開く	開口上部切れ 内部終端の開き	開口上部切れ 内部終端の開き	石膏ボードの割れ	石膏ボードの割れ	←→	石膏ボード割れ 拡大	
	漆喰塗り壁	最大変形 時損傷	開口上部に浮き	開口上部断続的な 切れ クロスは縦目開く	開口上部切れ 内部終端の開き	開口上部切れ 内部終端の開き	石膏ボードの割れ	石膏ボードの割れ	←→	石膏ボード割れ 拡大	
		残留変形 時損傷	開口上部に浮き	開口上部断続的な 切れ クロスは縦目開く	開口上部切れ 内部終端の開き	開口上部切れ 内部終端の開き	石膏ボードの割れ	石膏ボードの割れ	←→	石膏ボード割れ 拡大	
		残留変形 0時損傷	開口上部に浮き	開口上部断続的な 切れ クロスは縦目開く	開口上部切れ 内部終端の開き	開口上部切れ 内部終端の開き	石膏ボードの割れ	石膏ボードの割れ	←→	石膏ボード割れ 拡大	

1) 既往研究と 3 階建枠組壁工法住宅振動実験（以下「振動実験結果」と呼ぶ）との比較

a) 外壁：サイディング

既往研究では亀裂には至らないが、振動実験結果では $1/50\text{rad.}$ で亀裂が発生している。振動実験結果では目地ズレまでは観察されていない。

b) 外壁：構造用合板

既往研究では外装材の下地に構造用合板が使用されているが、損傷の観察は行われてない。振動実験結果では、 $1/30\text{rad.}$ を超える変形領域で構造用合板の割れや剥がれ、釘の抜けやめり込みといった損傷が観察されている。

c) 内壁：クロス

既往研究では、内装材ビニールクロスにおいて、経験最大変形角が $1/150$ 付近で残留変形 0 時にクロスの切れが残るようになっている。一方振動実験結果では、経験最大変形角が $1/100\text{rad.}$ 付近で加振終了後の観察でクロスの切れが観察されている。

d) 内装材：石膏ボード

既往研究では、内装材の下地に石膏ボードが使用されている。石膏ボードの割れが観察されるのは経験最大変形角が $1/200 \sim 1/150\text{rad.}$ 付近である。一方振動実験結果では、経験最大変形角が $1/300\text{rad.}$ 付近で加振終了後の観察で石膏ボードの割れが観察されている。

2) 既往研究と枠組壁工法住宅引き倒し実験結果（以下「引き倒し実験結果」と呼ぶ）との比較

a) 外壁

引き倒し実験では $1/480\text{rad.}$ で外壁モルタルにひび割れが観察されたのに対し、既往研究では経験最大変形角 $1/600\text{rad.}$ 経験後に外壁モルタルのひび割れが残るのが観察されている。

b) 内壁

引き倒し実験では $1/120\text{rad.}$ で内壁石膏ボードにひび割れが観察されたのに対し、既往研究では経験最大変形角 $1/200 \sim 1/150\text{rad.}$ 経験後に石膏ボードの割れが残るのが観察されている。

以上、まとめると、外壁サイディングおよび構造用合板については既往研究とは異なる、あるいは新規の経験最大変形角と残留変形時損傷の関係を得ることができた。また、内壁について既往研究と振動実験結果はほぼ同様の経験最大変形角と残留変形時損傷の関係と考えられる。

2. 2. 3 まとめ

2009 年度に実施した引き倒し実験および既往研究より、枠組壁工法住宅における経験最大変形量と損傷の関係について技術資料の収集・整理を行った。

外壁サイディングおよび構造用合板については既往研究とは異なる、あるいは新規の経験最大変形角と残留変形時損傷の関係を得ることができた。また、内壁について既往研究と振動実験結果はほぼ同様の経験最大変形角と残留変形時損傷の関係と考えられる。

参考文献

- 1) 村上、河合他、実大木造住宅の振動台実験手法に関する研究 その 24、2007 年度日本建築学会学術講演梗概集 C1、p. 543-544、2007 年 8 月
- 2) 小松、沖浦他、実大木造住宅の振動台実験手法に関する研究 その 24、2007 年度日本建築学会学術講演梗概集 C1、p. 543-544、2010 年 9 月
- 3) 鶴田、坂本他、木質系住宅の地震時仕上げ損傷と建物変形角に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集 (613)、 p. 73-80、 2007 年 3 月

2. 3 木質接着パネル工法の安全限界に関する検討

2. 3. 1 はじめに

木質接着パネル工法に関しては、既往の研究にて数件の実大実験の報告が行われている。それらの報告で倒壊まで至ったものはなく、安全限界について直接報告されてはいないが、安全限界の検討に必要と考えられる層間変形角まで加力を行っている 2 件について、荷重変形関係を整理した。

2. 3. 2 木質接着パネル構法における立体建物の水平抵抗機構に関する研究^{*1)}

当該文献におけるフェーズ・4 の荷重変形関係について報告する。

(1) 試験体の概要

試験体図を図 1～図 3 に示す。試験体は木質接着パネル^{#1}により構成される 5,460mm×7,280mm×7,280mm（高さ）の偏心を有する 2 層箱形建物である。外装材及び内装材（せっこうボードを含む）は設けていない。床面には外装材及び内装材分の固定荷重並びに積載荷重を想定したおもりを図 3 に示すように設置した。

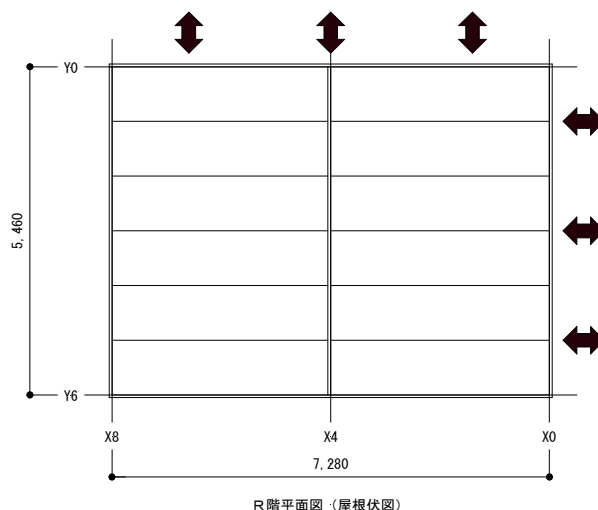
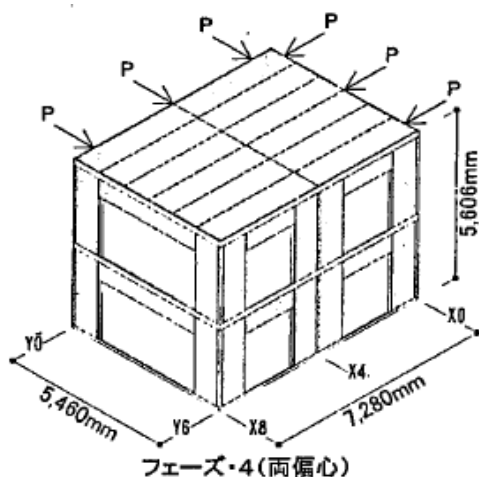


図 1 試験体図（概要）

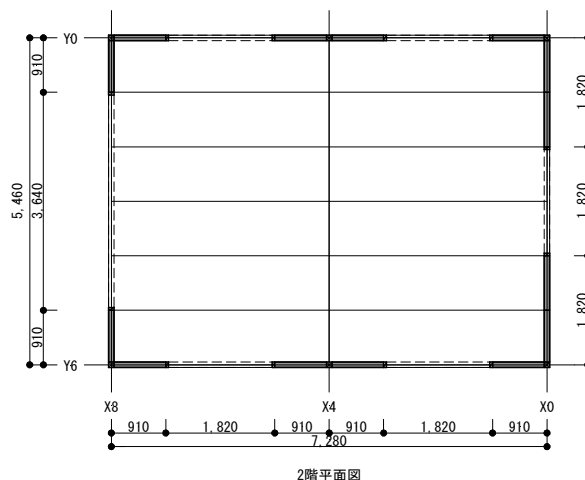
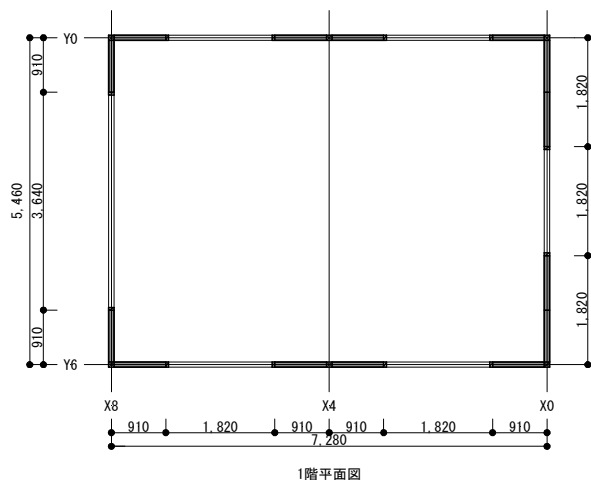


図 2 試験体図（平面図・屋根伏図）

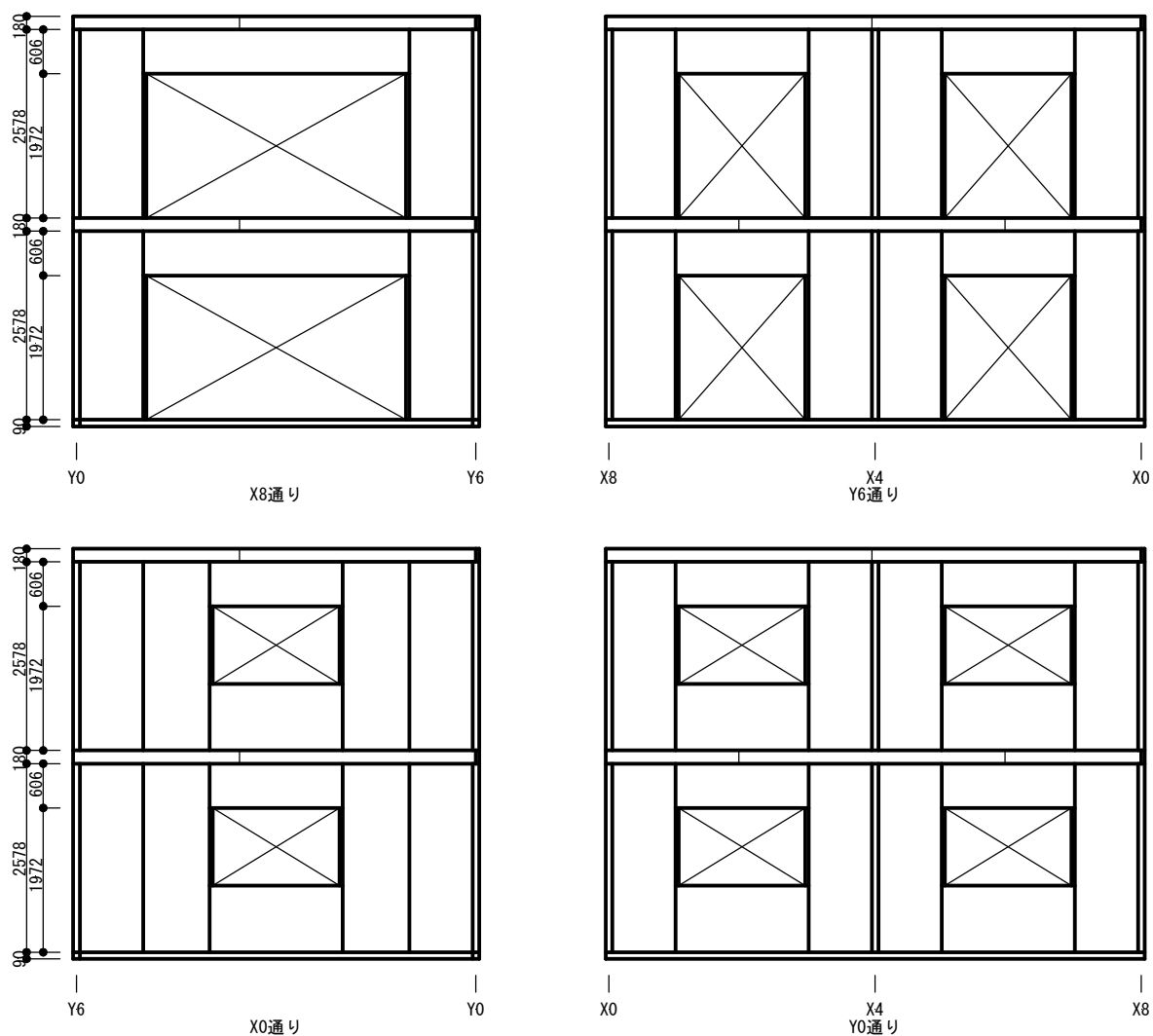


図 3 試験体図（壁エレメント図）

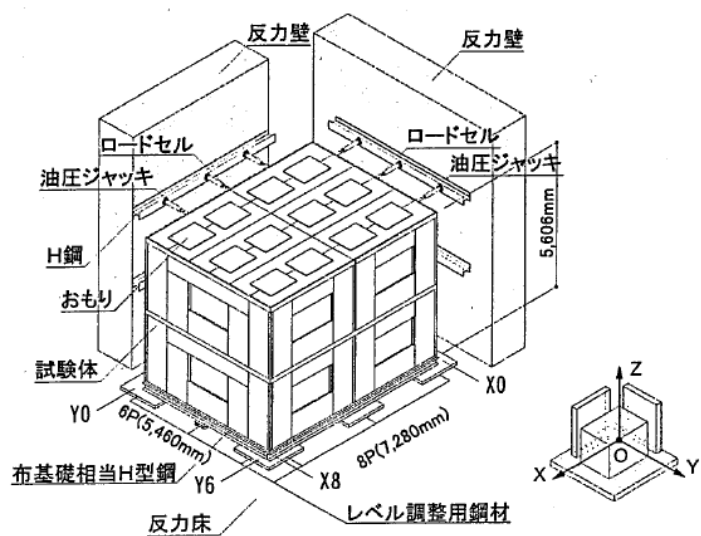
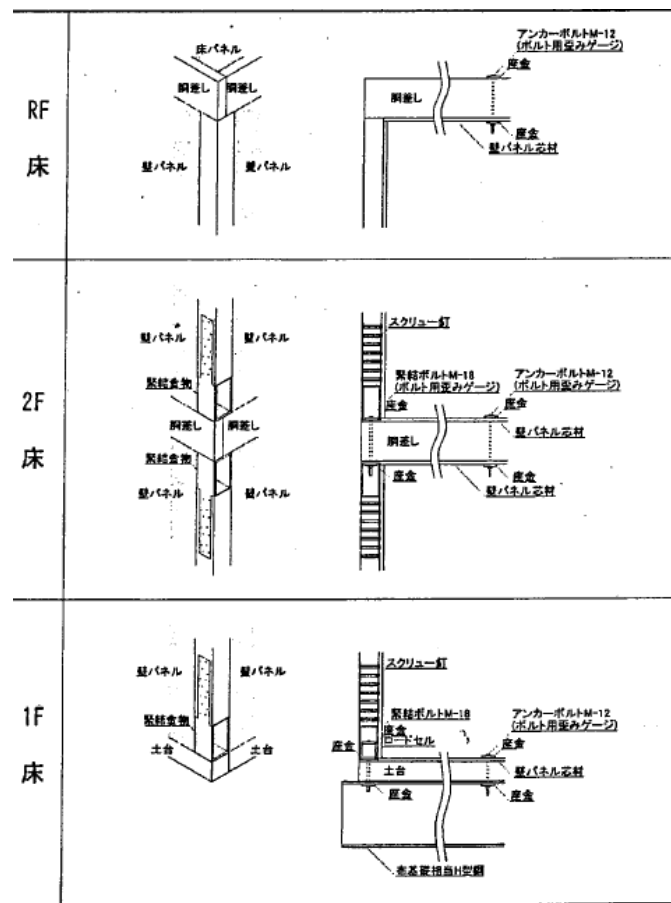


図 4 実験概要図（壁の配置はフェーズ・4 とは異なる）

表 1 各部の納まり



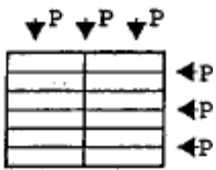
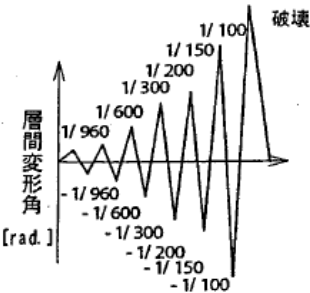
#1：合板-JAS 構造用合板 1 級（壁パネル：両面張り 4.0mm・5.5mm、床パネル 12mm）

枠材-JAS 針葉樹構造用製材の甲種構造材 2 級（スプルース）

（２）加力方法

加力は、図 3 に示す反力壁に水平に並列して設置した油圧ジャッキを用い、反力床の上に設置した試験体の R 階床を押し引きして行った。加力は 2 方向加力（各方向それぞれ透過の 3 点加力）とした。加力は変位量が最大となる壁面の層間変形角で制御し、表 2 に示す加力スケジュールに従って行った。

表 2 加力スケジュール

加力方法	加力スケジュール
2 方向加力 	

(3) 実験結果

図 5 に 1 層の X0 通り、X8 通り及び平均の層間変形角と水平荷重の関係を示す。表 3 に図 5 における①～④の箇所における破壊性状を示す。破壊は X8 通りの壁構面の合板がローリングシヤー破壊を起こし、最大荷重後 X0-Y0 の脚部において結合材の金物の釘の破損による結合材の破損や土台のめり込みが起こった。最大耐力は X 方向 Y 方向それぞれ 146.75kN (45° 方向では 207.54kN) であった。最大耐力を決定する破壊性状としては、合板のローリングシヤー破壊が挙げられる。

なお、最終的に、X0 通りと X8 通りの平均で 1/16 まで加力を行ったが、倒壊には至らなかった。

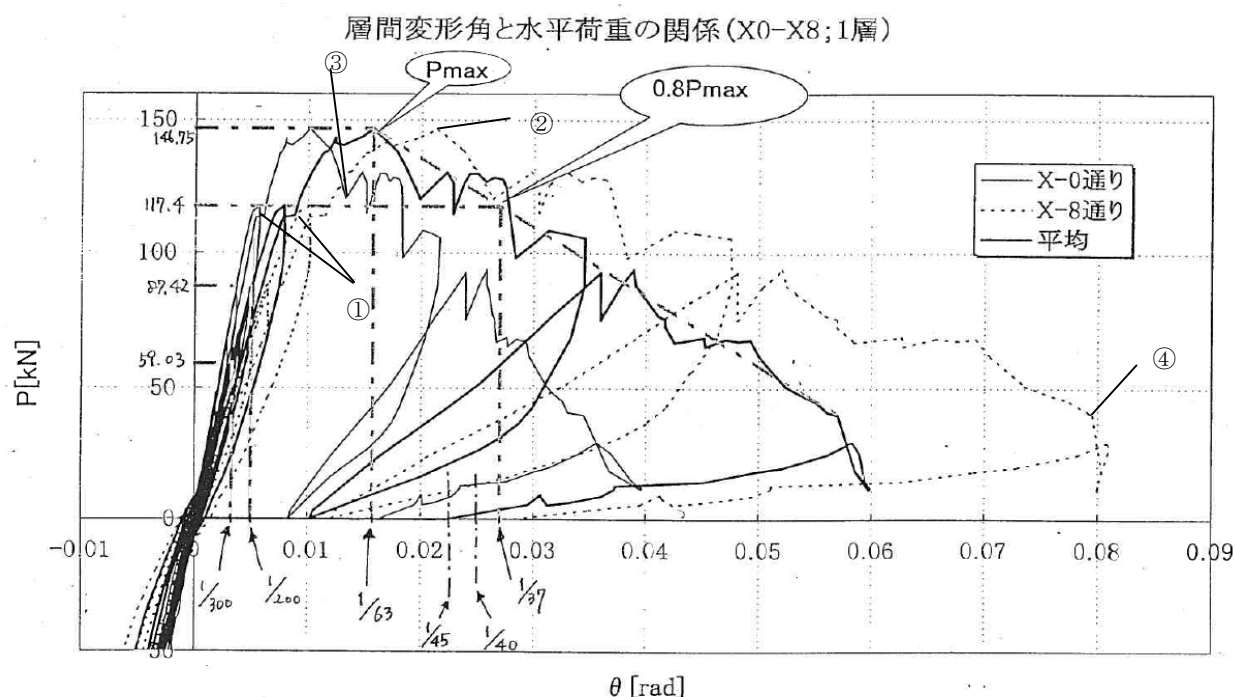
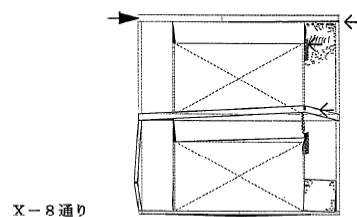
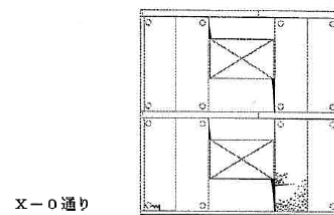
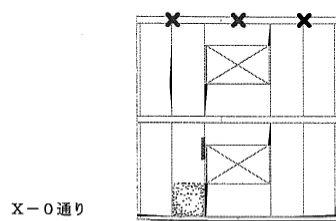


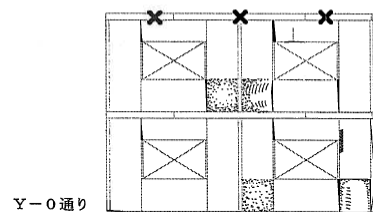
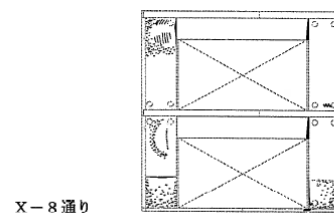
図 5 水平荷重－層間変形角曲線

表 3 破壊性状

	破壊性状
①	耐力壁の小壁（垂壁・腰壁）の接合部が開く
②	X8 通り壁パネルの合板の面外座屈及びローリングシヤー破壊（Pmax）
③	（X0, Y0）の脚部においてホルダダウン金物の釘が破損し柱が引き抜けた
④	X8 通り側の柱が破壊し 2F 床の胴差しが折れ曲がった



- ・ 壁パネル (WoXa3) が剥離した。
- ・ 壁パネル (WoXa3) の芯材が座屈した。



- ・ 胴差し (GYo5) に亀裂が生じた。

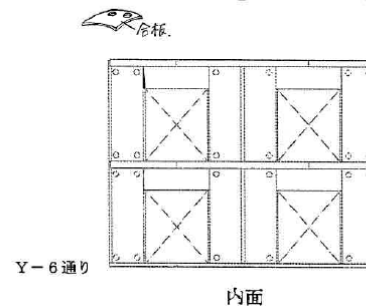
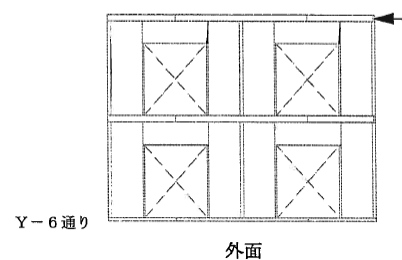
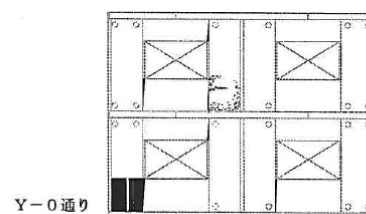
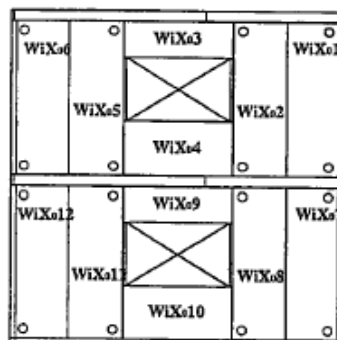
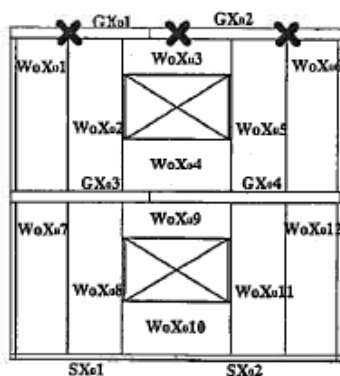


図 6 加力終了時の破壊性状

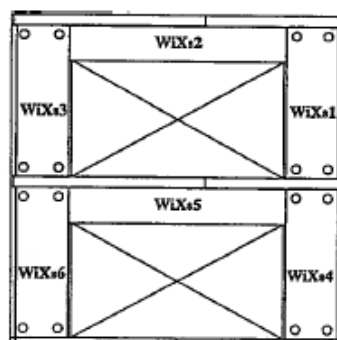
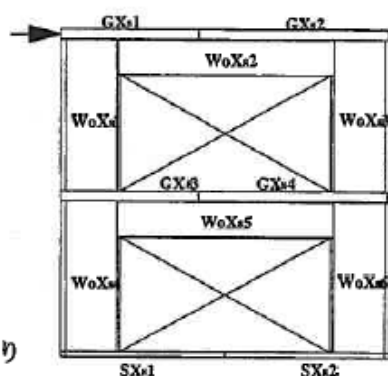
外面

内面

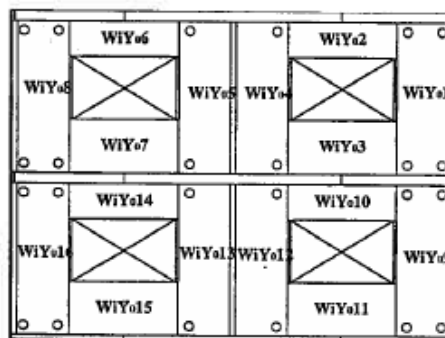
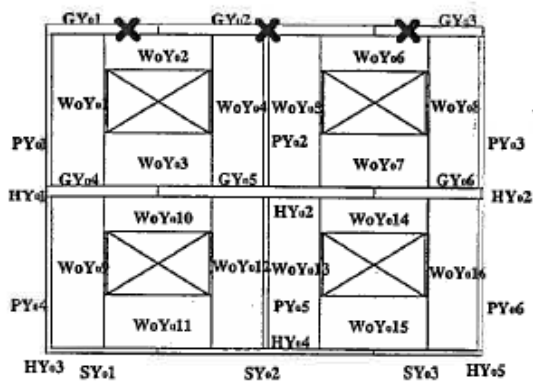
X-0 通り



X-8 通り



Y-0 通り



Y-6 通り

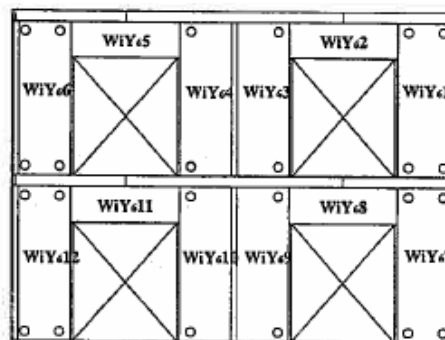
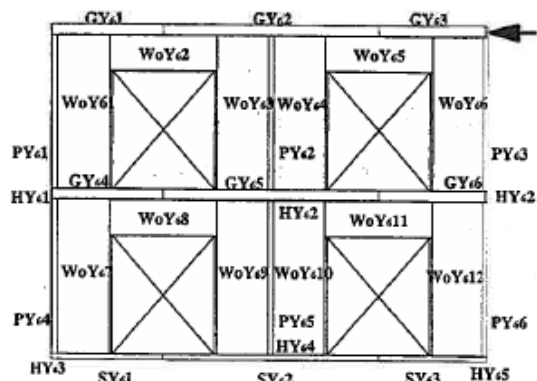


図 7 部材番号図

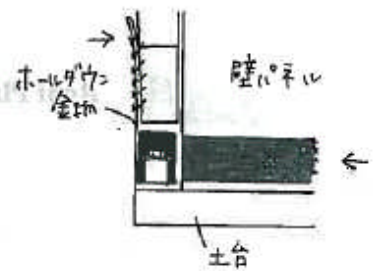
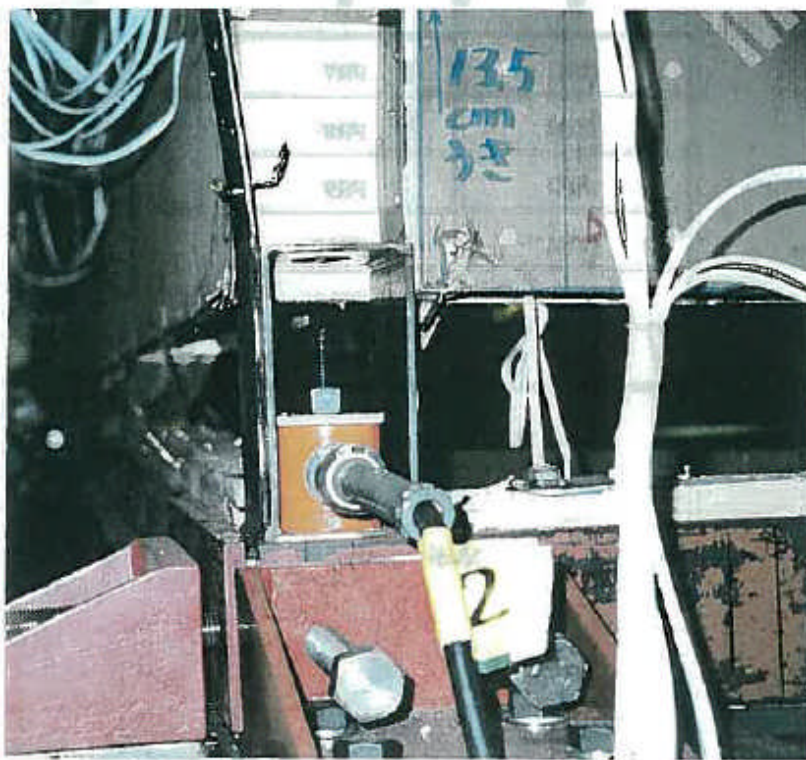


写真1 ホールダウン金物の釘接合部が破断し、柱（結合材）が引抜けた。（HY₀₃, PY₀₄）

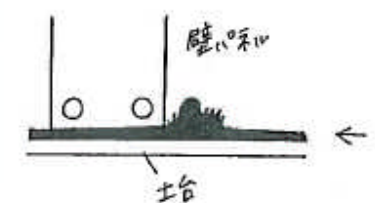
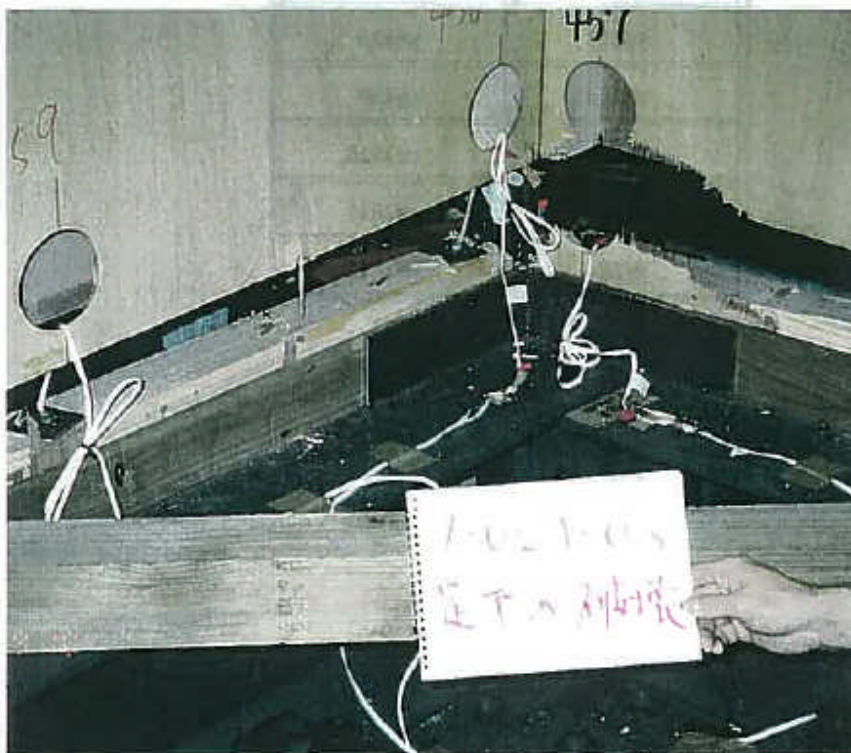


写真2 壁構面が土台から浮き上がった。（WiY₀₁₂, WiY₀₁₆, SY₀₂, SX₀₃）

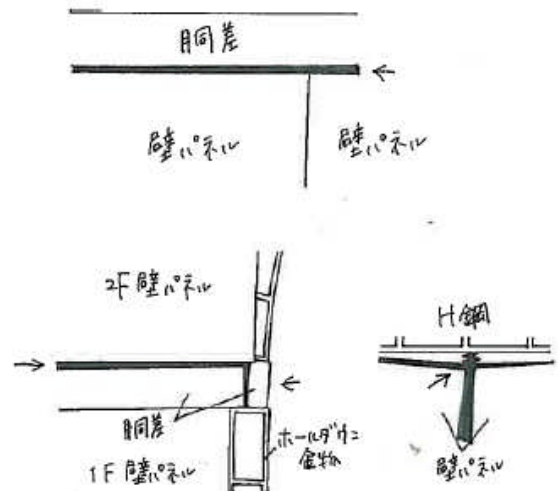


写真3 壁から床が離れた。(GX₈2, WoX₈2, WoX₈3)

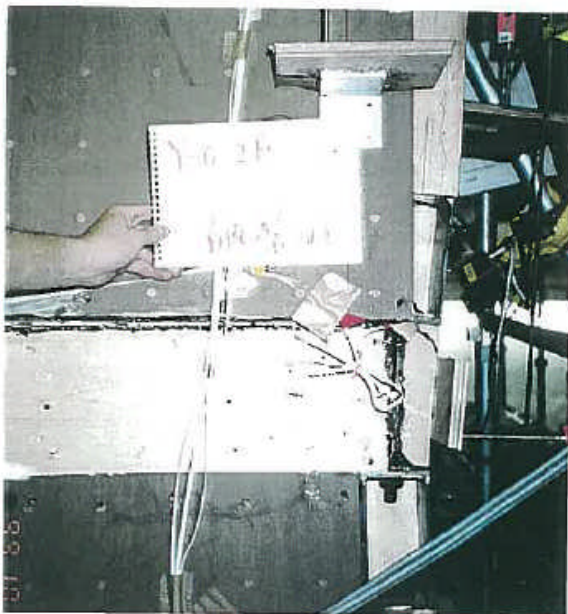


写真4 胴差しと壁が離れた。(GY₀6, WoY₀8)

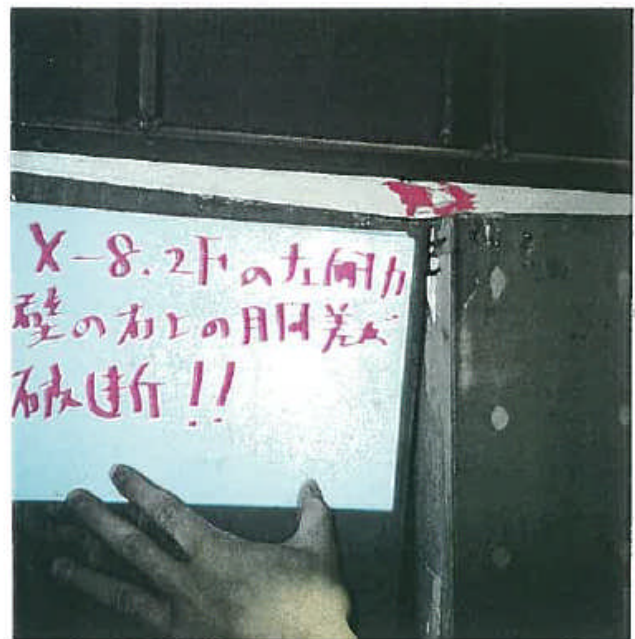


写真5 胴差が破断した。(GX₈4)

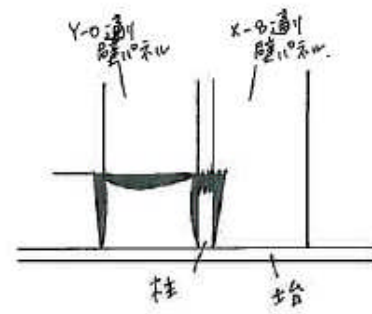
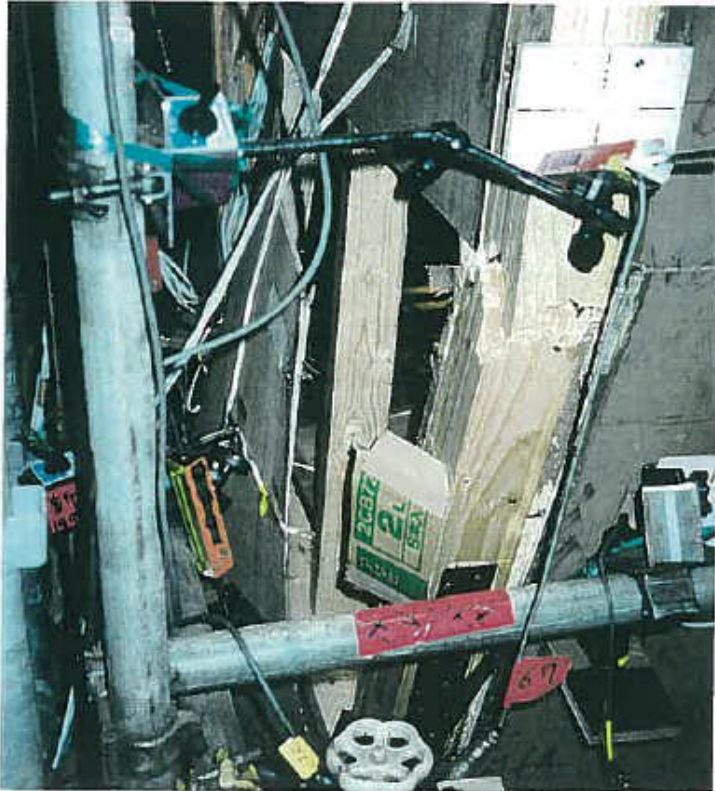


写真6 柱（結合材）が破断した。(PY₀4)

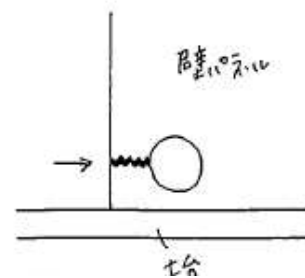


写真7 合板がせん断破壊した。(WiX₈4)

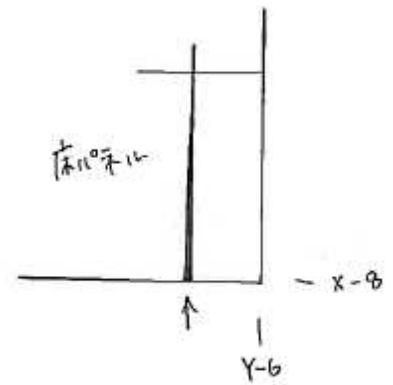
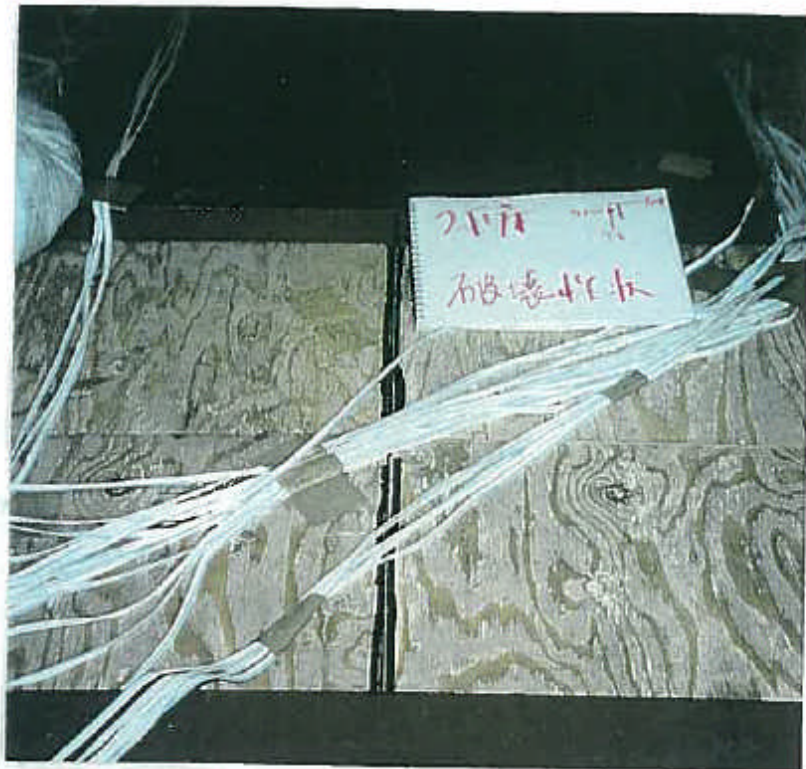


写真 8 床パネル間が剥離した。(F2F5, F2F6)

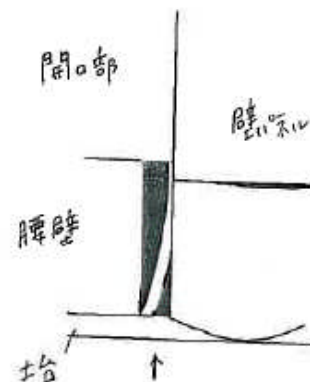


写真 9 小壁と耐力壁の接合部が剥離した。(WoY₀15, WoY₀16)

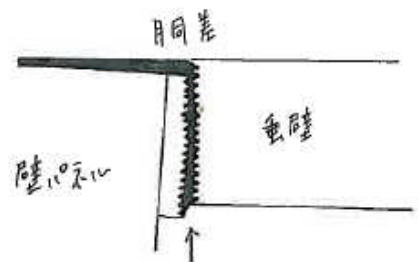


写真 10 小壁パネルのせん断破壊。(WoY₀5, WoY₀6)

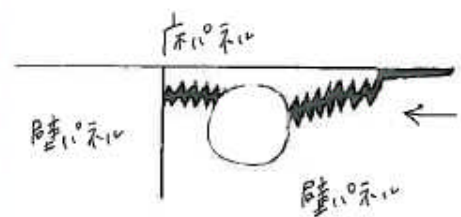
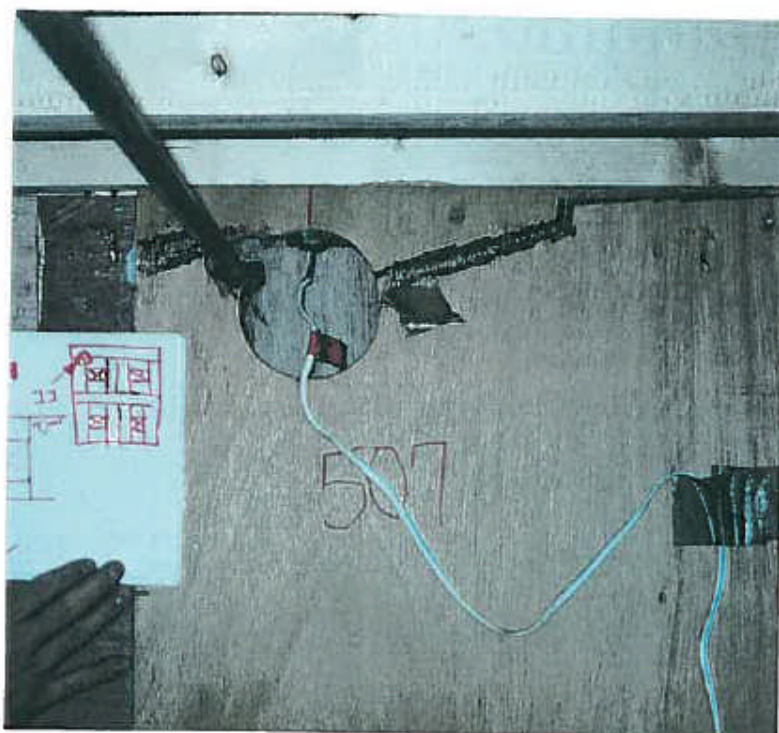


写真 11 ボルト締め穴回りの合板の破断。(WiY₀4)

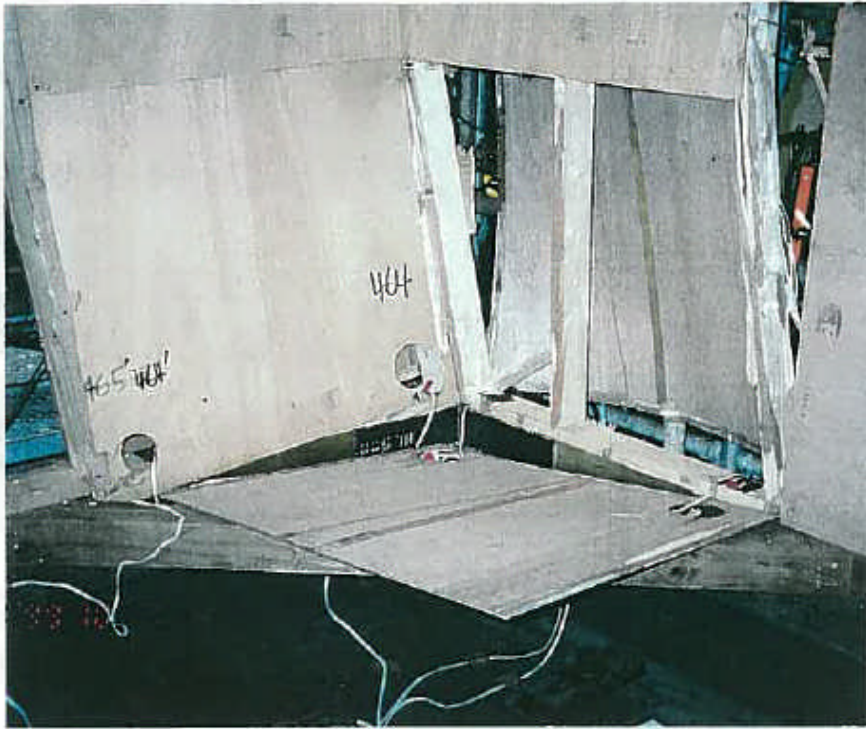


写真 12 壁パネルの土台へのめり込み、合板のローリングシャー。(WiY₀16)



写真 13 壁パネルの面外座屈。(WoX₈2, WoX₀3)

2. 3. 3 木質パネル構造 3 階建ての実大水平加力実験^{*2)}

当該文献における TEST4 の荷重変形関係について整理する。

(1) 試験体の概要

試験体図を図 1 及び図 2 に示す。試験体は木質接着パネルにより構成される 6,370mm×7,280mm×8,062mm（軒の高さ）の 3 層建物である。外装材及び内装材（せっこうボードを含む）は設けていない。床面には外装材及び内装材分の固定荷重並びに積載荷重を想定したおもりを設置している。

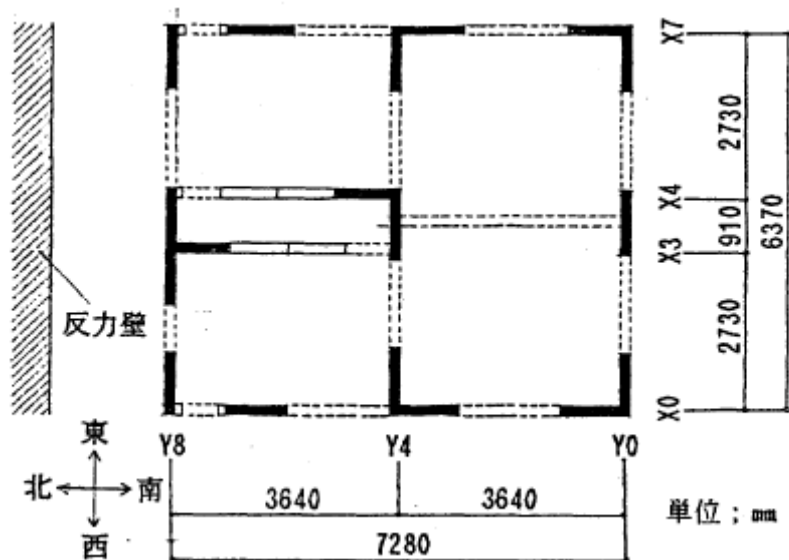


図 8 1 階平面図

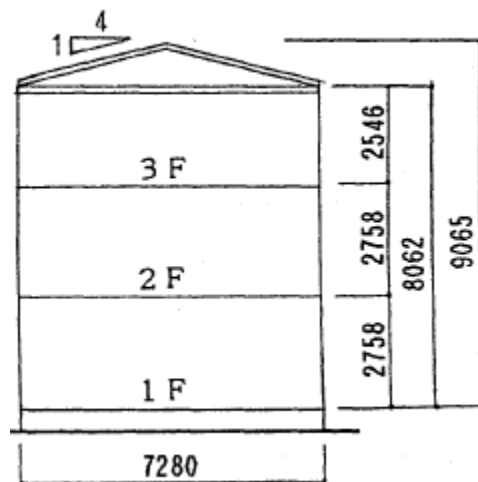


図 9 立面の寸法

(2) 加力方法

加力は図 10 に示すように 50t 串型油圧ジャッキにて正負繰り返しで行った。加力位置は、一般地域において建物にかかる外力の荷重心高さ考慮して 3 階床位置としている。

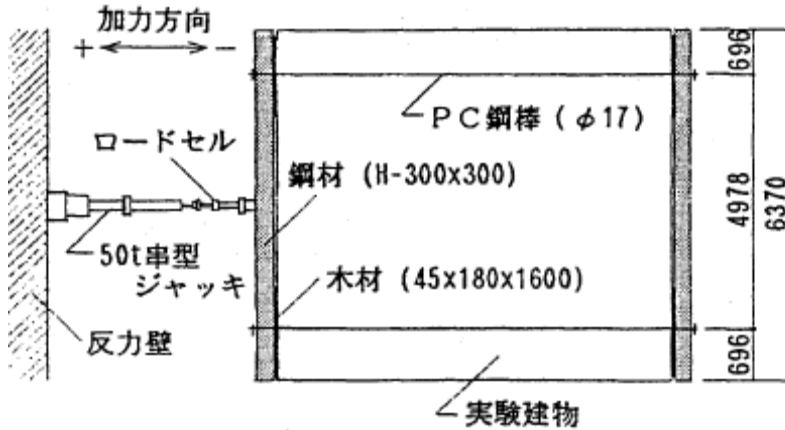


図 10 実験方法

(3) 実験結果

28.7tf で西側外壁面の 2 階壁パネルの中央の高さで、壁パネルの合板のせん断破断により、最大荷重に達した。この時点で 3 階壁頂部の水平変位は 82mm、2 階壁頂部は 72mm、1 階壁頂部は 39mm であった。さらに、3 階壁頂部で 130mm を超えるまで加力を続け、その後除荷している。なお、倒壊までの加力が行っていない。

2 層部分の荷重と層間変形を図 12 に示す。

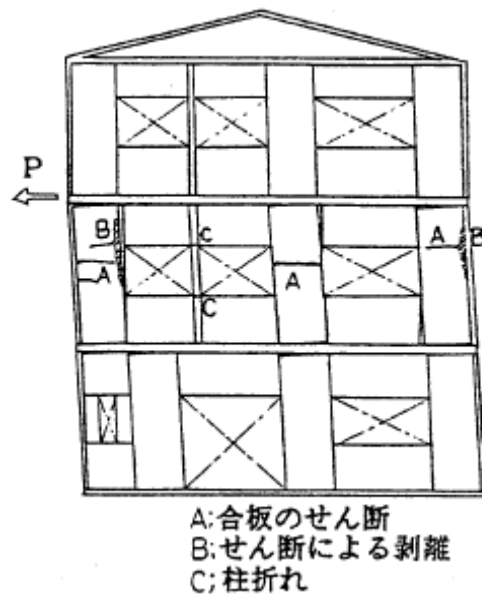


図 11 破壊状況（西側外壁面）

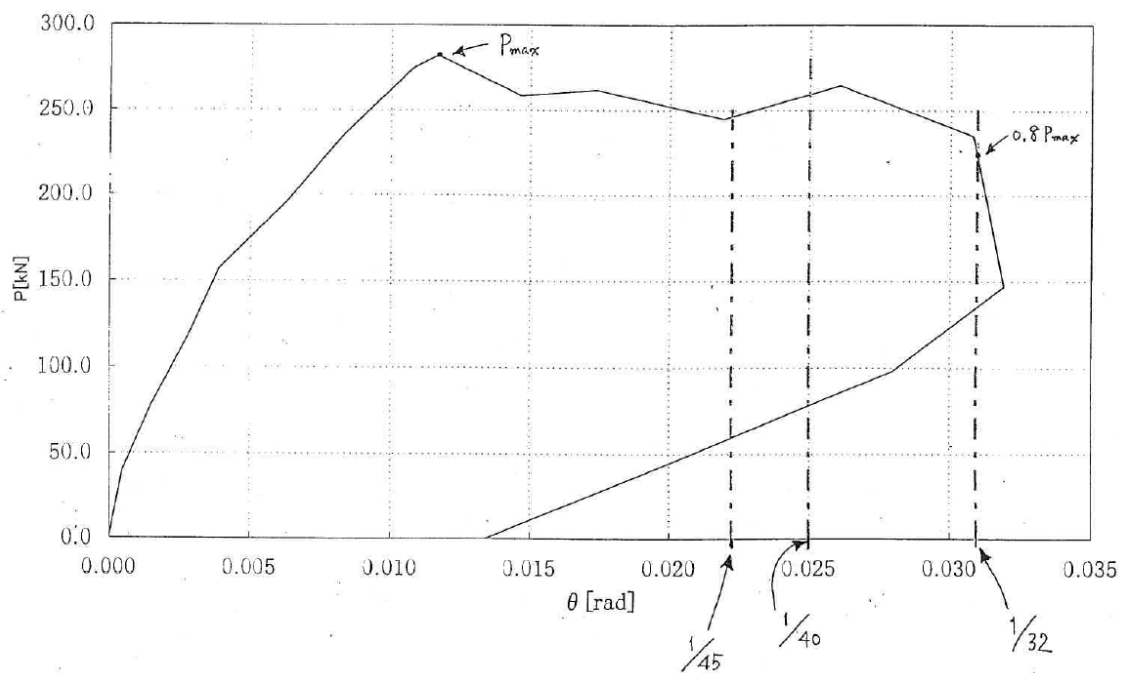


図 12 水平荷重一層間変形角曲線（2 層）

2. 3. 4 まとめ

既往の研究として、木質接着複合パネルを用いた木質接着パネル工法の偏心を有する 2 層建物及びほぼ整形な 3 層建物の実大静加力実験の荷重－変形関係を示した。2 層建物の 1 層では、最大荷重時の平均変形角が $1/63\text{rad}$ 、 $0.8P_{\text{max}}$ の平均変形角が $1/37\text{rad}$ であった。その後、平均変形角で $1/16\text{rad}$ まで加力を続けたが接合部及び結合材の破断により実験を終了している。なお、3 層建物では、 $0.8P_{\text{max}}$ 時の変形角は $1/32$ であった。

参考文献

- 1) 梶川久光，野口弘之：木質接着パネル構法における立体建物の水平抵抗機構に関する研究，日本建築学会構造系論文集 第 581 号，PP.93～100，2004.7
- 2) 坂本功，杉山英雄，野口弘之，平嶋義彦，石坂明，平田俊次：木質パネル構造 3 階建ての実大水平加力実験（その 1，2），日本建築学会大会学術講演集梗概，1997.10