

第10章 損傷限界・安全限界変形に関する

LCC的要素を含めた検討

10.1 検討の目的

平成22年度および24年度に、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)に規定される、長期優良住宅の必要耐震性能の割増率に関して、ライフサイクルコスト(以下「LCC」)の最小化を指標とした検討を行った。ここではそれらの過程と結果を統合して報告する。

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10.1.1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。

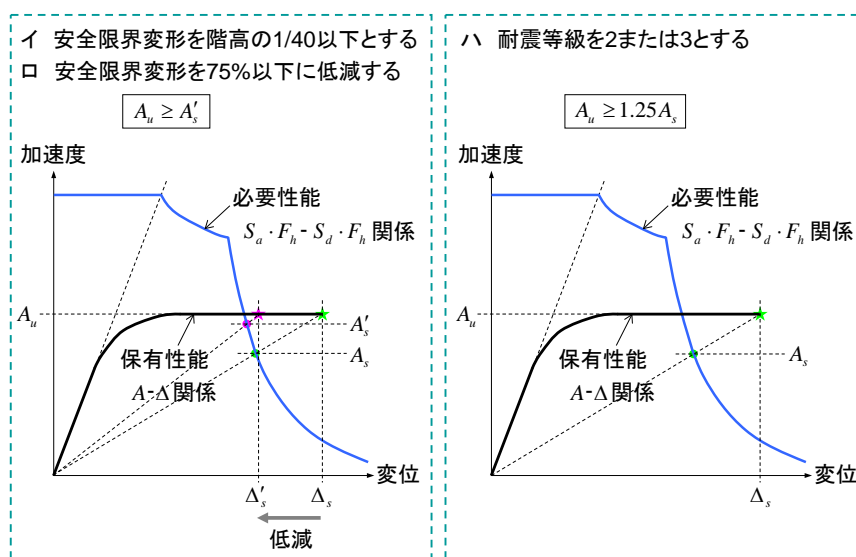


図10.1.1 長期優良耐震規定の意味

10.2 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10.2.1(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、 $C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life}$ 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10.2.1(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10.2.2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には図10.2.3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。

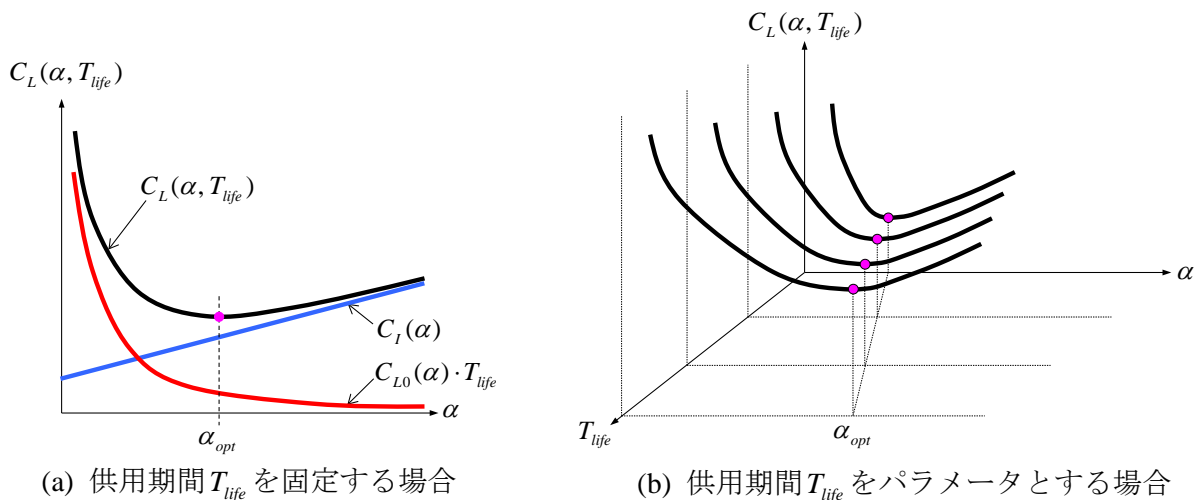


図10.2.1 ライフサイクルコスト(LCC)の模式図

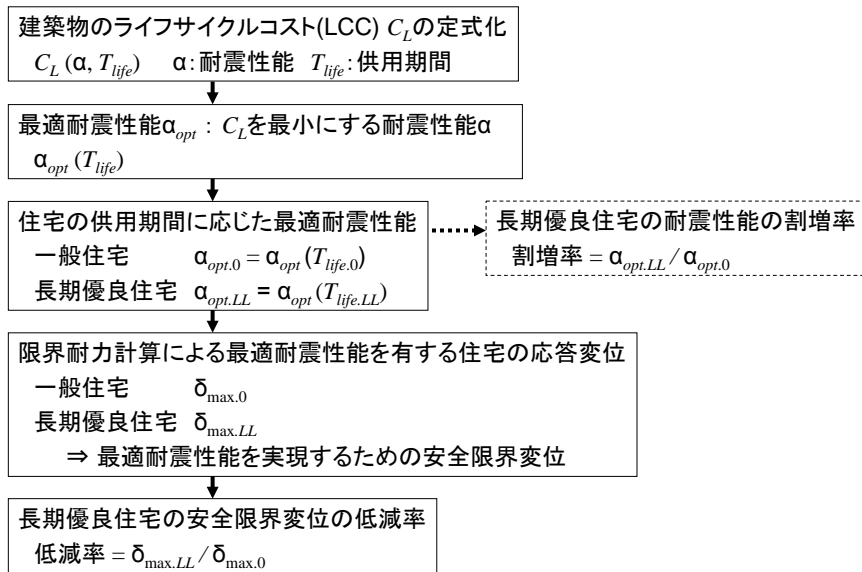


図10.2.2 検討の概略フロー

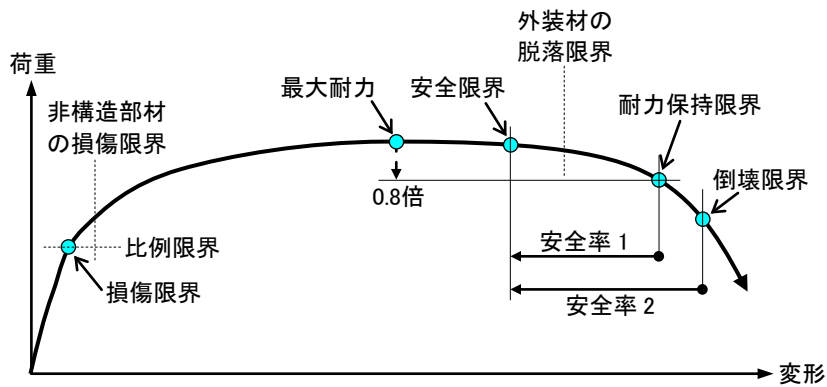


図10.2.3 損傷限界・安全限界とその他の限界との関係

10.3 ライフサイクルコスト(LCC)の算定方法

10.3.1 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 (0.5とする)

C_{IS} : α を1.0増加させるための費用 (10.3.2項参照)

$C_{L0}(\alpha)$: 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。

10.3.2 耐震性能向上費用について

α を1.0増加させるための費用 C_{IS} に関連する情報として、文献1)では耐震補強費用 C_{SR} を次のように設定している。

$$C_{SR} = 1.22x + 77.9y + 458z - 149 \quad (\text{万円}) \quad (6)$$

ここで、 x ：延べ床面積(m²)

y ：補強前評点

z ：評点上昇値

$x = 120(\text{m}^2)$ 、 $y = 1.0$ 、 $z = 1.0$ とすれば $C_{SR} = 533.3(\text{万円})$ となり、 C_{I0} の標準的な額を2000万円とすれば $C_{IS} \cong 0.25C_{I0}$ である。また、文献1)では比較対象として次の算定式²⁾を引用している。

$$y < 0.7 \text{ のとき} \quad z = 0.85 \ln C_{SR} - 11.69 \quad (7a)$$

$$0.7 \leq y < 1.0 \text{ のとき} \quad z = 1.45 \ln C_{SR} - 19.48 \quad (7b)$$

上式より、

$$y < 0.7 \text{ のとき} \quad C_{SR} = \exp\left(\frac{z + 11.69}{0.85}\right) \quad (\text{円}) \quad (8a)$$

$$0.7 \leq y < 1.0 \text{ のとき} \quad C_{SR} = \exp\left(\frac{z + 19.48}{1.45}\right) \quad (\text{円}) \quad (8b)$$

(8b)式において $z = 1.0$ とすれば $C_{SR} = 136.2(\text{万円})$ となる。文献1)にも述べられているように、耐震補強費用のばらつきは大きく、評価方法によってこのように大きく異なる。また、本検討で対象とする耐震性能向上費用 C_{IS} は既存建物に対する耐震補強費用 C_{SR} と異なり、新築工事費の増加分である。したがって、耐震性能向上が同じであれば C_{SR} より少額になるはずであり、 α の増加率が1.25～1.50程度であれば実態としての新築工事費の増額は数十万円程度に納まる場合が多いと考えられる。これを考慮して、 C_{IS} は次の3種類を設定する。

$$C_{I0} = 0.050 C_{IS}、C_{I0} = 0.125 C_{IS}、C_{I0} = 0.250 C_{IS}$$

10.3.3 地震損失関数 $L(\gamma)$

(1) 既往文献に基づく設定 — 案1, 2

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3, 4)を参考にして表10.3.1のような確定的関係として設定する。表10.3.1のうち「案1」は内装クロス「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「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「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10.3.1の関係に基づいて地震損失関数 $L(\gamma)$ を図10.3.1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 $\gamma_{col} = 0.1572 (1/6.36)\text{rad}$ 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。

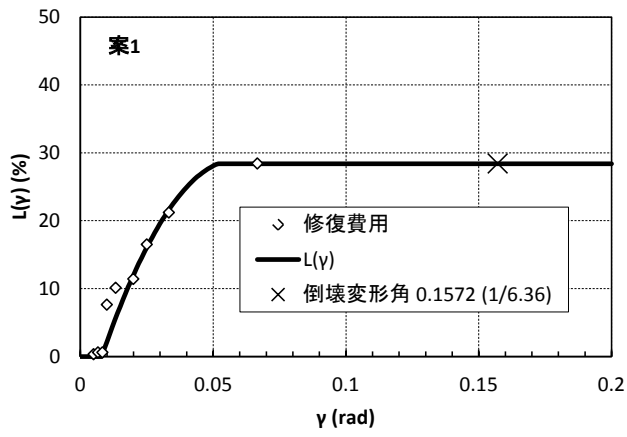
表10.3.1 地震応答による最大層間変形角と修復費用の関係
(補修費用は新築費用を100とする場合の値)

(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%	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%	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%	7.6%	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%	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%	0.3%	
	石こうボード	壁						部分的補修 0.3%	0.3%	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%	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%	0.3%	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%

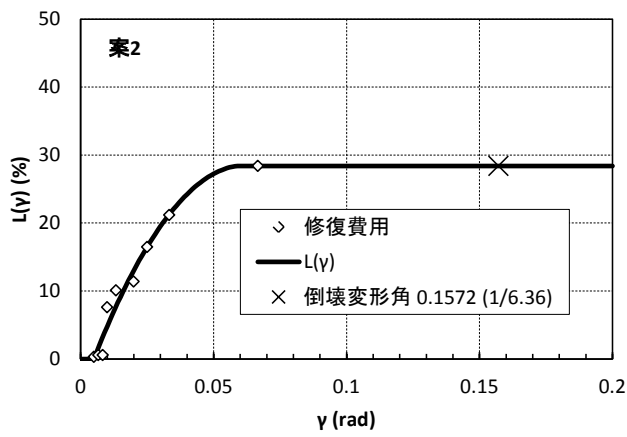


$$L(\gamma) = 0 \text{ for } [\gamma \leq 0.00803]$$

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

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

(a) 案1



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

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

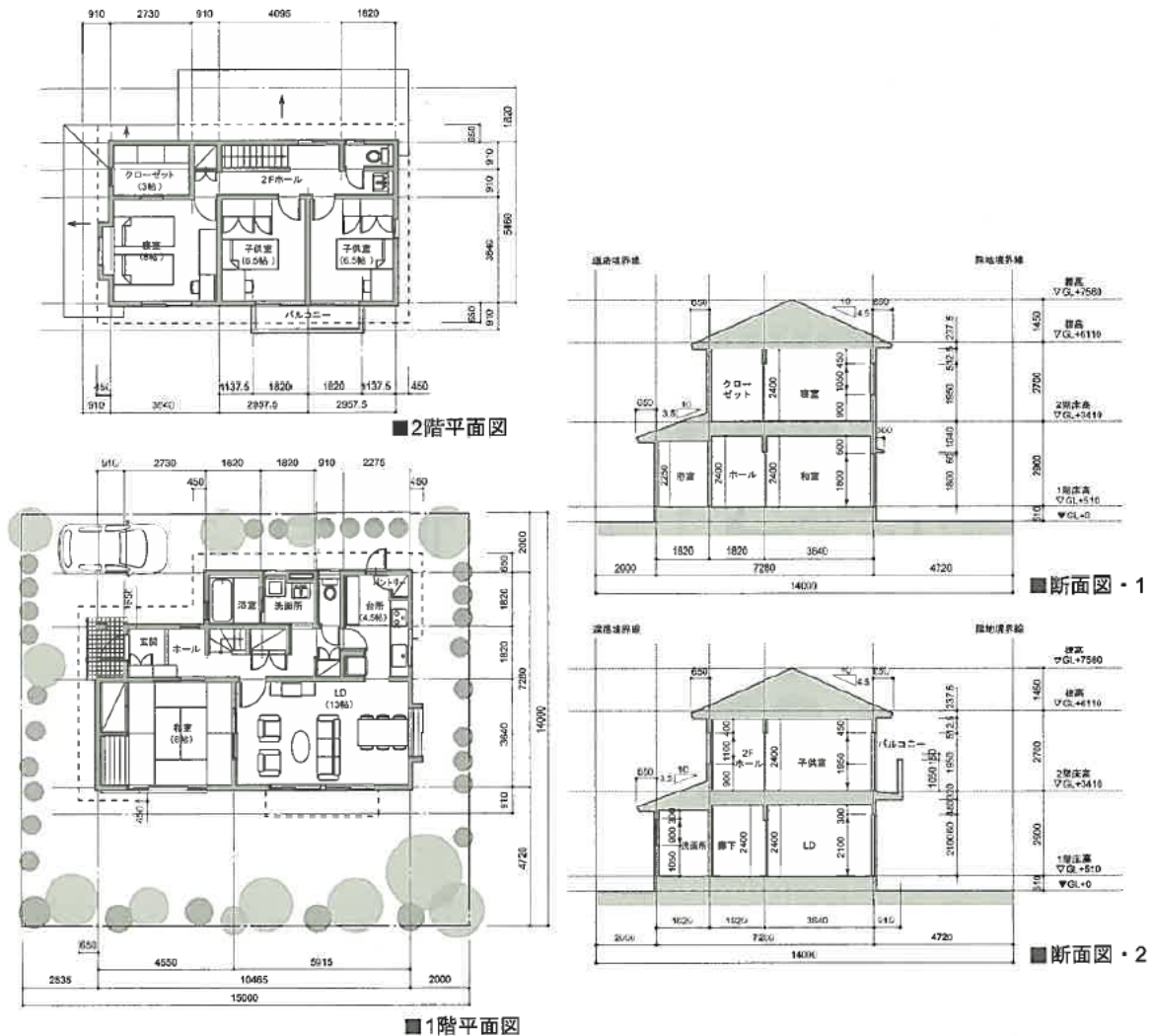
$$L(\gamma) = 28.4 \text{ for } [0.05848 < \gamma]$$

(b) 案2

図10.3.1 地震損失関数 $L(\gamma)$

(2) 修復費用の実態調査に基づく設定

図10.3.2に示す2階建て住宅に表10.3.2に示す損傷がX,Y方向いずれかの壁面に一様に生じた場合の損傷修復費用の見積りを工務店に依頼した。結果を表10.3.3～10.3.5に示す。なお、対象建物の坪単価は長期優良住宅という前提で60万円/坪程度(設備機器・内装は一般的なレベルを想定)であり、新築工事費は約2200万円とのことである。



※本住宅の設計は株式会社アルセッド建築研究所大倉靖彦氏、山口克己氏による。出典は、国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所監修「自立循環型住宅への設計ガイドライン」財団法人建築環境・省エネルギー機構刊行 2005 年。

図10.3.2 修復費用調査対象建物

表10.3.2 想定した損傷状態⁴⁾

経緯最大変形角		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 開口隅角部割れ	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 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	サイディングの縦き
		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 サイディングの縦き 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	開口上部に発縮な ひびが生じる	開口上部のひびが 石材まで達する			開口上部のひび幅 間が盛り上がる		開口上部のひび幅間の毛 欠が剥離する			
		残留変形時損傷		開口上部のひびが 残る			開口上部のひび幅 間の盛り上がり もどに残る		開口上部のひび幅間の毛 欠が剥離する			
		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 クロスの継ぎ目開く	開口上部切れ 内部枠角の露き	開口上部切れ拡大 0.0mm 内部枠角の露き 内部枠周囲の露き	石膏ボードの割れ			石膏ボード割れ拡大		
		残留変形時損傷	同浮きが微小のし わとして残る		切れが閉じしわと なる	切れ残る	クロス破れ、石膏 ボードの割れ残る		石膏ボードビス浮き残る			
		残留変形0時損傷										
	紙質クロス	最大変形時損傷	開口上部に浮き	開口上部切れ 内部枠周囲のシール 切れ		石膏ボードの割れ	石膏ボードの割れ 浮き多数	開口上部切れ拡大 内部枠周囲のシール切れ 拡大 石膏ボードビス浮き拡大			せん断方向の切れ、浮き	
		残留変形時損傷	同浮きが微小のし わとして残る	切れ残る	内部枠周囲のシール の切れ部分約1/2に 残る	石膏ボードの割れ 残る	石膏ボードの割れ 浮き残る	開口上部切れ拡大 内部枠周囲のシール切れ 拡大 石膏ボードビス浮き拡大			せん断方向の切れ、浮き	
		残留変形0時損傷										
	漆喰塗り壁	最大変形時損傷				柱-漆喰の隙間			ラスボード継ぎ目にひび 発生	ひび割れ拡大		
		残留変形時損傷						漆喰周囲の隙間残る	ラスボード継ぎ目にひび 残る	ひび割れ拡大		
		残留変形0時損傷										
その他 クレーセント 障子	最大変形時損傷		障子のズレ1.0mm			障子のズレ3.0mm クレーセントの引っか かり有り		障子のズレ8.0mm		障子のズレ14.0mm クレーセント局部変 形	和室障子紙の剥が れ	
	残留変形時損傷						障子のズレ1.0mm クレーセント初期より やや抵抗有り			障子のズレ4.0mm クレーセント局部変 形	和室障子紙の剥が れ	
	残留変形0時損傷											

仕上げ損傷度合い:

- 小: 日常生活で目視確認できない程度
- 中: 日常生活で目視確認できる程度
- 大: 明確な損傷(切れ・割れ等)が目視確認できる程度

* 仕上げ損傷の定義: 居住者等が日常生活において、目視確認できる各仕上げ材の美観上の事象をいう

表 10.3.3 修復費用見積り結果 ($\gamma = 1/300$)

(a) サイディング

NO	工事区分	摘要	数量	単価	金額	備考
共通仮設工事						
	仮設足場		301 ¹ m ²	800	240,800	
	足場養生ネット		301 ¹ m ²	250	75,250	
	廃材処分費(2t車)		0.5 ¹ 台	35,000	17,500	
	内部養生費		124 ¹ m ²	800	99,200	
	清掃片付け費		124 ¹ m ²	400	49,600	
		小計			482,350	
内装工事費						
	既存クロスはがし		72 ¹ m ²	200	14,400	
	内部パテ処理		72 ¹ m ²	150	10,800	
	量産クロス貼り(開口部付近部分貼り換え)		72 ¹ m ²	1,000	72,000	
		小計			97,200	
外装工事費						
	サイディング釘 調査・打ち換え		88 ¹ m ²	800	70,400	
	釘その他材料費		1 ¹ 式	5,000	5,000	
		小計			75,400	
合 計					654,950	

(b) モルタル

NO	工事区分	摘要	数量	単価	金額	備考
共通仮設工事						
	仮設足場		301 ¹ m ²	800	240,800	
	足場養生ネット		301 ¹ m ²	250	75,250	
	廃材処分費(2t車)		0.5 ¹ 台	35,000	17,500	
	内部養生費		124 ¹ m ²	800	99,200	
	清掃片付け費		124 ¹ m ²	400	49,600	
		小計			482,350	
内装工事費						
	既存クロスはがし		72 ¹ m ²	200	14,400	
	内部パテ処理		72 ¹ m ²	150	10,800	
	量産クロス貼り(開口部付近部分貼り換え)		72 ¹ m ²	1,000	72,000	
		小計			97,200	
外装工事費						
	クラック部 Vカット防水材充填		30 ¹ 箇所	1,500	45,000	
	補修箇所 モルタル吹き付け パターン合わせ		30 ¹ 箇所	2,400	72,000	
	補修箇所 再塗装		30 ¹ 箇所	2,100	63,000	
	窓まわり等養生費		30 ¹ 箇所	1,300	39,000	
		小計			219,000	
合 計					798,550	

表 10.3.4 修復費用見積り結果 ($\gamma = 1/100$)

(a) サイディング

NO	工事区分	摘要	数量	単価	金額	備考
共通仮設工事						
	仮設足場		301 [㎡]	800	240,800	
	足場養生ネット		301 [㎡]	250	75,250	
	廃材処分費(2t車)		21台	35,000	70,000	
	内部養生費		124 [㎡]	800	99,200	
	清掃片付け費		124 [㎡]	400	49,600	
		小計			534,850	
内装工事費						
	既存クロスはがし		163 [㎡]	200	32,600	
	既存せつこうボード撤去		72 [㎡]	800	57,600	
	せつこうボード張替え		72 [㎡]	1,400	100,800	
	せつこうボードビス増し締め・点検		163 [㎡]	500	81,500	
	内部パテ処理		163 [㎡]	150	24,450	
	量産クロス貼り		163 [㎡]	1,000	163,000	
	内部建具調整		13箇所	3,000	39,000	
		小計			498,950	
外装工事 (部分貼り換えは色柄違い等で困難であるとして、面単位の貼り換えを想定)						
	既存サイディングはがし(役物残し)		84 [㎡]	2,000	168,000	
	新規サイディング貼り手間		84 [㎡]	2,800	235,200	
	サイディング材料費 (標準単価¥5,000/枚 付属品含む)		84 [㎡]	6,400	537,600	
	シーリング打設		94m	1,200	112,800	
	外部建具 サッシ調整		11箇所	3,000	33,000	
		小計			1,086,600	
		合計			2,120,400	

(b) モルタル

NO	工事区分	摘要	数量	単価	金額	備考
共通仮設工事						
	仮設足場		301 [㎡]	800	240,800	
	足場養生ネット		301 [㎡]	250	75,250	
	廃材処分費(2t車)		1.51台	35,000	52,500	
	内部養生費		124 [㎡]	800	99,200	
	清掃片付け費		124 [㎡]	400	49,600	
		小計			517,350	
内装工事費						
	既存クロスはがし		163 [㎡]	200	32,600	
	既存せつこうボード撤去		72 [㎡]	800	57,600	
	せつこうボード張替え		72 [㎡]	1,400	100,800	
	せつこうボードビス増し締め・点検		163 [㎡]	500	81,500	
	内部パテ処理		163 [㎡]	150	24,450	
	量産クロス貼り		163 [㎡]	1,000	163,000	
	内部建具調整		13箇所	3,000	39,000	
		小計			498,950	
外装工事						
	外部モルタル解体		30箇所	5,000	150,000	
	モルタル下地補修		30箇所	8,000	240,000	
	補修箇所 モルタル吹き付け パターン合わせ		30箇所	2,800	84,000	
	補修箇所 再塗装		30箇所	2,400	72,000	
	窓まわり等養生費		30箇所	2,500	75,000	
	外部建具 サッシ調整		11箇所	3,000	33,000	
		小計			654,000	
		合計			1,670,300	

表 10.3.5 修復費用見積り結果 (γ = 1/30)

(a) サイディング

NO	工事区分	摘要	数量	単価	金額	備考
共通仮設工事						
		仮設足場	301 m ²	800	240,800	
		足場養生ネット	301 m ²	250	75,250	
		廃材処分費(2t車)	3.5 台	35,000	122,500	
		内部養生費	124 m ²	800	99,200	
		清掃片付け費	124 m ²	400	49,600	
		小計			587,350	
内装工事費						
		既存クロスはがし	163 m ²	200	32,600	
		既存せつこうボード撤去	163 m ²	800	130,400	
		せつこうボード受け棧追加	1 式	50,000	50,000	
		せつこうボード張替え	163 m ²	1,400	228,200	
		内部パテ処理	163 m ²	150	24,450	
		量産クロス貼り	163 m ²	1,000	163,000	
		幅木交換	160 m	1,800	288,000	
		廻り縁交換	172 m	1,500	258,000	
		窓枠・建具枠交換	104 m	2,800	291,200	
		内部建具調整・丁番交換	13 箇所	4,500	58,500	
		小計			1,524,350	
外装工事						
		既存サイディングはがし(役物残し)	84 m ²	2,000	168,000	
		新規防水シート	84 m ²	800	67,200	
		新規胴縁	84 m ²	1,000	84,000	
		新規サイディング貼り手間	84 m ²	2,800	235,200	
		サイディング材料費 (標準単価¥5,000/枚 付属品含む)	84 m ²	6,400	537,600	
		シーリング打設	94 m	1,200	112,800	
		外部建具 サッシ調整・クレセント交換	11 箇所	3,800	41,800	
		小計			1,246,600	
躯体工事						
		外部構造用合板撤去	84 m ²	2,000	168,000	
		筋交い撤去	10 本	1,200	12,000	
		外部からの構造金物(柱・筋交いのプレート類)交換 (ホールダウン、羽子板等はボルト締め直し)	84 m ²	800	67,200	
		残留変形建ておこし	84 m ²	600	50,400	
		筋交い設置(45*90mm)	10 本	2,400	24,000	
		構造用合板貼り(9mm)	84 m ²	3,400	285,600	
		小計			607,200	
合計					3,965,500	

(b) モルタル

NO	工事区分	摘要	数量	単価	金額	備考
共通仮設工事						
		仮設足場	301 m^2	800	240,800	
		足場養生ネット	301 m^2	250	75,250	
		廃材処分費(2t車)	31台	35,000	105,000	
		内部養生費	124 m^2	800	99,200	
		清掃片付け費	124 m^2	400	49,600	
		小計			569,850	
内装工事費						
		既存クロスはがし	163 m^2	200	32,600	
		既存せつこうボード撤去	163 m^2	800	130,400	
		せつこうボード受け棧追加	1式	50,000	50,000	
		せつこうボード張替え	163 m^2	1,400	228,200	
		内部パテ処理	163 m^2	150	24,450	
		量産クロス貼り	163 m^2	1,000	163,000	
		幅木交換	160 m	1,800	288,000	
		廻り縁交換	172 m	1,500	258,000	
		窓枠・建具枠交換	104 m	2,800	291,200	
		内部建具調整・丁番交換	13箇所	4,500	58,500	
		小計			1,524,350	
外装工事						
		外部モルタル解体	84 m^2	1,800	151,200	
		新規防水シート	84 m^2	800	67,200	
		ラス網貼り	84 m^2	700	58,800	
		新規モルタル下地	84 m^2	4,200	352,800	
		モルタル吹き付け パターン合わせ	84 m^2	2,800	235,200	
		塗装	84 m^2	2,400	201,600	
		窓まわり等養生費	30箇所	2,500	75,000	
		外部養生費	11式	45,000	45,000	
		外部建具 サッシ調整・クレセント交換	11箇所	3,800	41,800	
		小計			1,228,600	
躯体工事						
		外部構造用合板撤去	84 m^2	2,000	168,000	
		筋交い撤去	10本	1,200	12,000	
		外部からの構造金物(柱・筋交いのプレート類)交換 (ホールダウン、羽子板等はボルト締め直し)	84 m^2	800	67,200	
		残留変形建ておこし	84 m^2	600	50,400	
		筋交い設置(45*90mm)	101本	2,400	24,000	
		構造用合板貼り(9mm)	84 m^2	3,400	285,600	
		小計			607,200	
合計					3,930,000	

(3) 検討に用いる地震損失関数 $L(\gamma)$

前記(1)項における「案 1」、案 2」の地震損失関数 $L(\gamma)$ 設定の前提とした修復費用と γ の関係、(2)項における工務店による修復費用見積額および文献 1)に示される修復費用と γ の関係を図 10.3.3 に示す。なお、文献 1)では、修復が可能であっても所有者の判断により建替えられる場合があり、その比率を調査したうえで、そのような建物は倒壊と扱う場合(建替比率考慮)についても同様の関係が示されている。これらの関係に基づき、下記の Case 1~4 に対応する地震損失関数 $L(\gamma)$ を図 10.3.4~10.3.7 のように設定する。

Case 1 (1)項の「案 1」と同様

Case 2 (1)項の「案 2」と同様

Case 3 (1)項の「案 2」と(2)項の工務店見積額の大きい方に準拠する

Case 4 文献 1)「建替比率無視」に準拠する

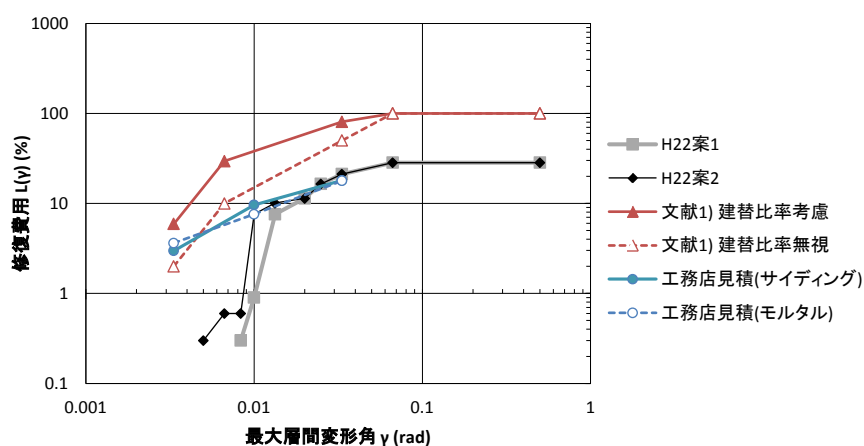
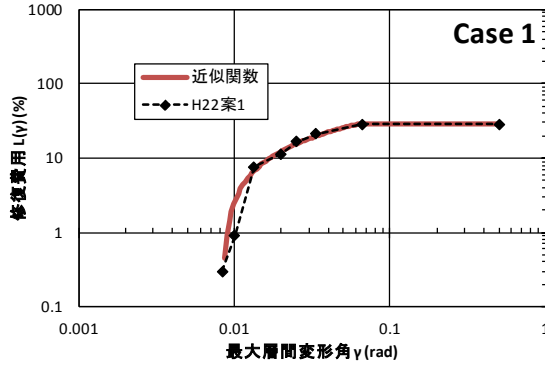
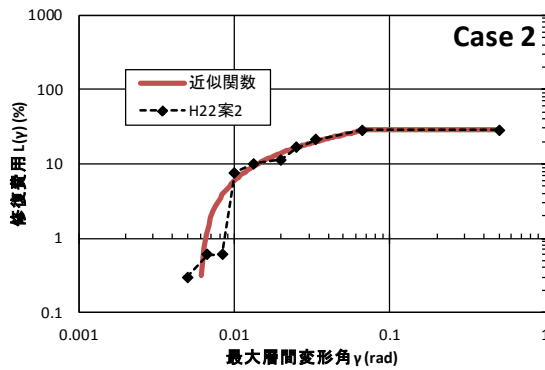


図10.3.3 修復費用と γ の関係



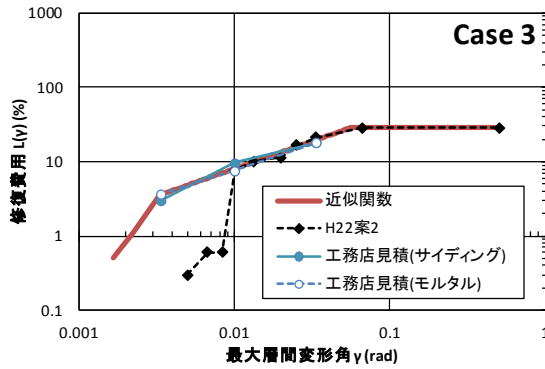
$\gamma < 0.0084$ のとき $L(\gamma) = 0$
 $0.0084 \leq \gamma < 0.0615$ のとき $L(\gamma) = 14.247 \ln(\gamma) + 68.135$
 $0.0615 < \gamma$ のとき $L(\gamma) = 28.4$

図10.3.4 地震損失関数 $L(\gamma)$ Case 1



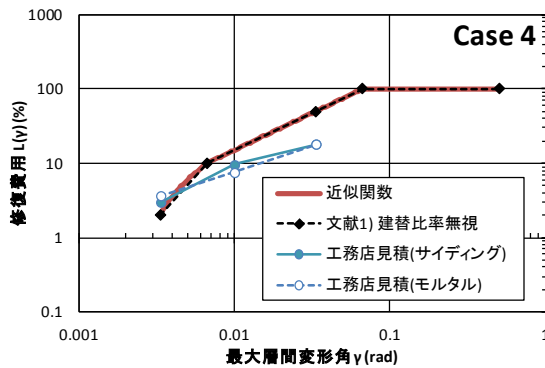
$\gamma < 0.0060$ のとき $L(\gamma) = 0$
 $0.0060 \leq \gamma < 0.0694$ のとき $L(\gamma) = 11.589 \ln(\gamma) + 59.325$
 $0.0694 < \gamma$ のとき $L(\gamma) = 28.4$

図10.3.5 地震損失関数 $L(\gamma)$ Case 2



$\gamma < 1/600$ のとき $L(\gamma) = 0$
 $1/600 \leq \gamma < 1/300$ のとき $L(\gamma) = 0.5 \sim 3.5755$ (線形)
 $1/300 \leq \gamma < 0.0578$ のとき $L(\gamma) = 238.77 \gamma^{0.7366}$
 $0.0578 \leq \gamma$ のとき $L(\gamma) = 28.4$

図10.3.6 地震損失関数 $L(\gamma)$ Case 3



$\gamma < 1/300$ のとき $L(\gamma) = 0$
 $1/300 \leq \gamma < 1/150$ のとき $L(\gamma) = 2 \sim 10$ (線形)
 $1/150 \leq \gamma < 1/15$ のとき $L(\gamma) = 10 \sim 100$ (線形)
 $1/15 < \gamma$ のとき $L(\gamma) = 100$

図10.3.7 地震損失関数 $L(\gamma)$ Case 4

10.3.4 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。

$$\sum w_i = \frac{P_u}{\alpha} \quad (9)$$

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10.3.8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10.3.9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10.3.10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。

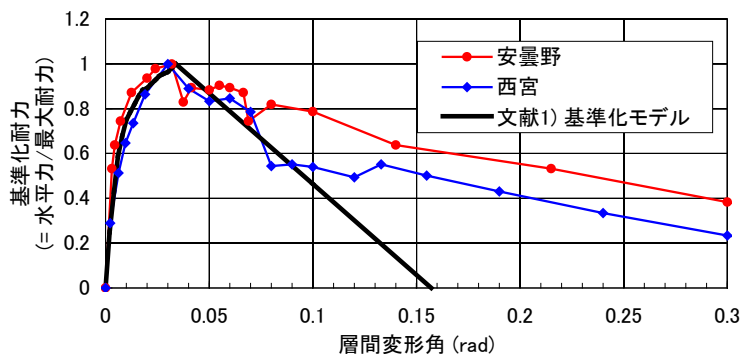


図10.3.8 基準化モデルと引き倒し実験結果

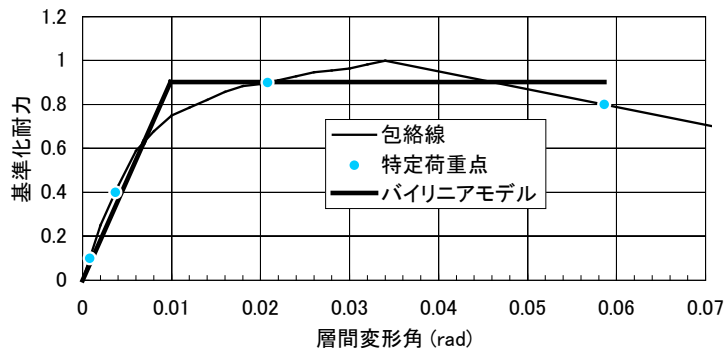


図10.3.9 標準化モデルの耐力評価

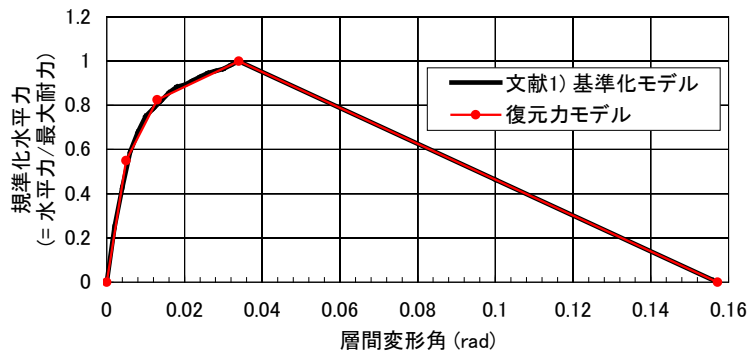


図10.3.10 復元力モデルの骨格曲線

(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10.3.11に示し、加速度時刻歴の例を図10.3.12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。

$$r = 100 \cdot \left(\frac{A_{\max}}{a_0} \right)^k \quad (10)$$

$$\text{ここで、} k = \frac{\ln 500 - \ln 100}{\ln a_{500} - \ln a_0} \quad (11)$$

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乗じる倍率 a は次のように算定する。

$$a = \frac{a_0}{A_{\max 0}} \cdot \left(\frac{r}{100} \right)^{1/k} \quad (12)$$

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10.3.6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10.3.6 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

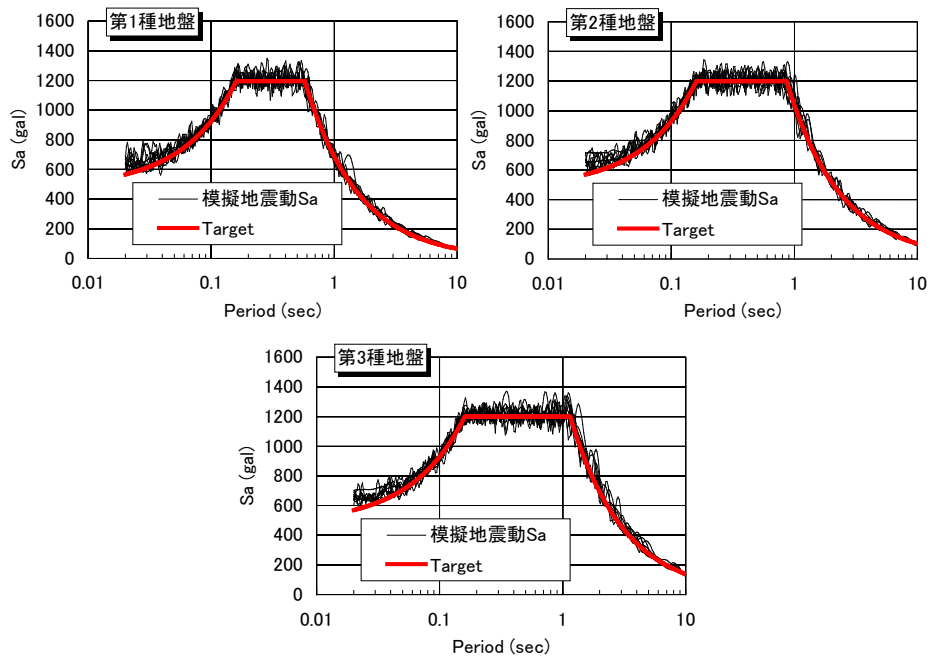


図10.3.11 基準模擬地震動の加速度応答スペクトル ($h = 0.05$)

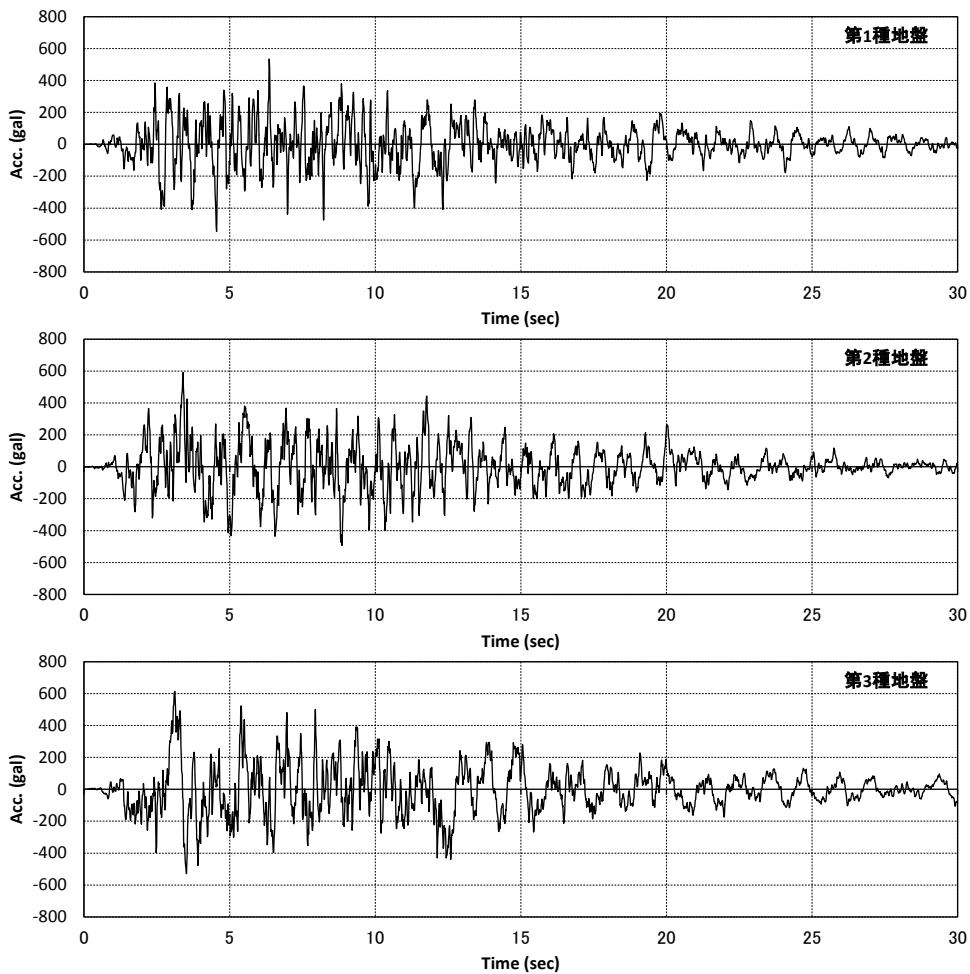


図10.3.12 基準模擬地震動の加速度時刻歴の例

(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。

$$P(\gamma) = \Phi(s) \quad (13)$$

ここで、 $\Phi()$: 標準正規確率分布関数

(Excel関数 NORMDIST)

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

(13)式より、

$$\ln \gamma = \hat{\sigma} \cdot s + \hat{\mu} \quad (14)$$

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。

$$\bar{P}(\gamma_i) = \frac{i}{N} \quad (15)$$

$\bar{P}(\gamma_i)$ は(10)式の $P(\gamma)$ に相当する。ここで、(13)式の関係に準じて s_i を次のように定義する。

$$s_i = \Phi^{-1}(\bar{P}(\gamma_i)) \quad (16)$$

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、(14)式の関係を考慮して、その切片を $\hat{\mu}$ 、勾配を $\hat{\sigma}$ とする。

10.3.5 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。

$$H(A_{\max}) = \frac{1}{r} = \frac{1}{100} \cdot \left(\frac{a_0}{A_{\max}} \right)^k \quad (17)$$

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。

$$F(A_{\max}) = 1 - H(A_{\max}) \quad (18)$$

$F(A_{\max})$ 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。

$$p(A_{\max}) = \frac{dF(A_{\max})}{dA_{\max}} = \frac{a_0^k}{100} \cdot k \cdot A_{\max}^{-k-1} \quad (19)$$

$F(A_{\max})$ 、 $p(A_{\max})$ を図10.3.13, 10.3.14に示す。

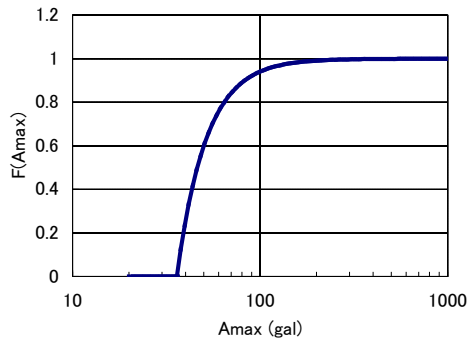


図10.3.13 $F(A_{\max}) - A_{\max}$ 関係

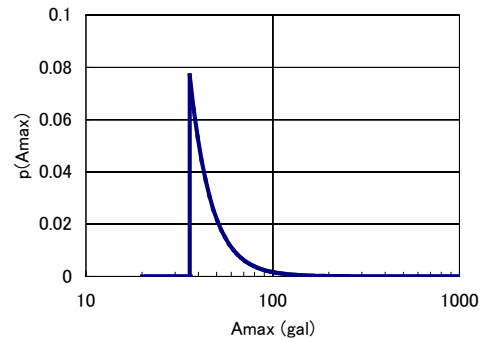


図10.3.14 $p(A_{\max}) - A_{\max}$ 関係

10.4 最適耐震性能の評価

10.4.1 最適耐震性能等の計算結果

10.3.3 項(3)で設定した地震損失関数 $L(\gamma)$ を用い、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_{10} に対するライフサイクルコスト $C_L(\alpha)$ の比率 $\lambda (=C_L(\alpha)/C_{10})$ 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 10.4.1~10.4.12 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。また、地盤種別は第一種~第三種の 3 種類とし、このうち、第二種地盤の Case 1, 2 では 10.3.2 の結果に基づいて耐震性能向上費用 C_{IS} を $0.050 C_{10}$ 、 $0.125 C_{10}$ 、 $0.250 C_{10}$ の 3 種類とし、その他の場合は $0.250 C_{10}$ のみとした。このほか、(6.1.1)式右辺第三項の地震損失リスク $\beta (=C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life})$ と α の関係を示すとともに、 $T_{life}=50$ (年)の β が、 $T_{life}=150, 200$ (年)で $\alpha=1.0$ の場合の β と等しくなる α を $\alpha_{150}, \alpha_{200}$ として併記した。この $\alpha_{150}, \alpha_{200}$ は、 $T_{life}=150, 200$ (年)の建築物の $T_{life}=50$ (年)に対する所要耐力割増率の一つの指標となる。

10.4.2 木造長期優良住宅の必要耐震性能の割増率について

上述の計算結果に基づき、一般住宅の T_{life} を 50(年)とし、長期優良住宅の T_{life} を 100(年)および 200(年)と仮定して、一般住宅を基準とした長期優良住宅の必要耐震性能の割増率を求めると表 10.4.1 のようになる。地震損失関数 $L(\gamma)$ を Case 1, 2 とする場合は一部を除きすべての T_{life} について λ - α 関係に極小点が現れ、 α_{opt} を定義することができるので、 $T_{life}=50$ (年)の場合の α_{opt} に対する $T_{life}=100$ (年)および $T_{life}=200$ (年)の場合の α_{opt} を割増率とした。計算対象とした α の範囲(0.1~1.0)に極小点が現れないものについては $\alpha_{150}, \alpha_{200}$ の逆数を割増率とした。

表 10.4.1 長期優良住宅の必要耐震性能の割増率

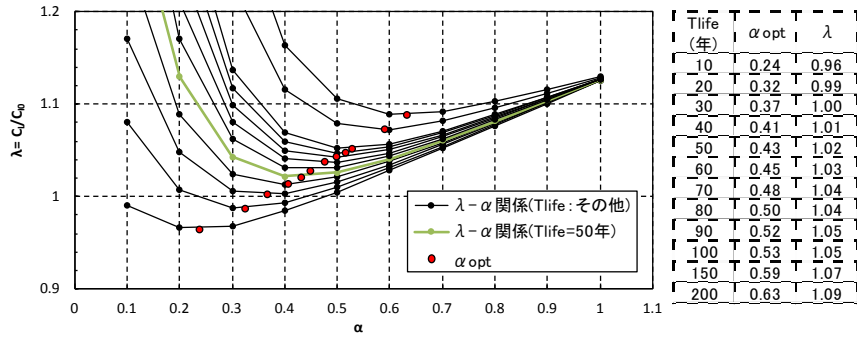
地盤種別	C_{IS} 低減率	地震損失関数 $L(\gamma)$			
		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
一種	1.0	1.23 1.47	1.23 1.61	(1.28) (1.72)	(1.25) (1.57)
二種	0.2	1.19 1.38	(1.39) (1.50)	(1.33) (1.73)	(1.36) (1.69)
	0.5	1.17 1.36	1.16 1.32		
	1.0	1.18 1.38	1.17 1.35		
三種	1.0	1.18 1.40	1.17 1.38	(1.42) (1.84)	(1.27) (1.66)

左側数値： $T_{life}=100$ (年)に対する所要耐力割増率

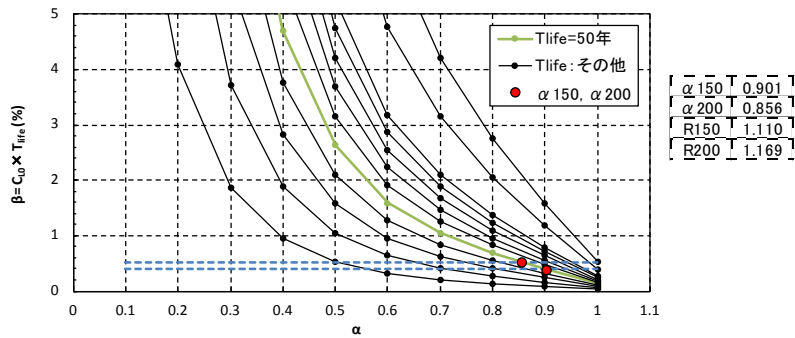
右側数値： $T_{life}=200$ (年)に対する所要耐力割増率

()内数値：地震損失リスク β を等しくする所要耐力割増率 ($\alpha_{150}, \alpha_{200}$ の逆数)

表 10.4.1 の結果によれば、地震損失関数 $L(\gamma)$ を Case 1, 2 とする場合は、長期優良住宅の T_{life} を 100(年)および 200(年)と仮定する場合の必要耐震性能の割増率をそれぞれ 1.25(耐震等級 2 相当)、1.50(耐震等級 3 相当)とすれば安全側といえるが、地震損失関数 $L(\gamma)$ を Case 3, 4 とする場合は割増率が明らかに増加している。図 10.3.4~10.3.6 に見るように、Case 3 の $L(\gamma)$ は $\gamma \geq 1/100$ (rad) の領域では Case 1, 2 とほぼ同じであるが、 $\gamma < 1/100$ (rad) の領域では Case 1, 2 に比べて $L(\gamma)$ の値が大きい。すなわち、 $1/100$ (rad)程度以下の層間変形角によって生じる損傷の修復費用の評価によって必要耐震性能の割増率は大きく変化する。このような損傷は耐震安全性とはほとんど無関係であるが、その修復に要する費用も地震リスクと考える場合は、本結果によれば長期優良住宅の必要耐震性能の割増率は少なくとも 1.50(耐震等級 3 相当)とする必要がある。

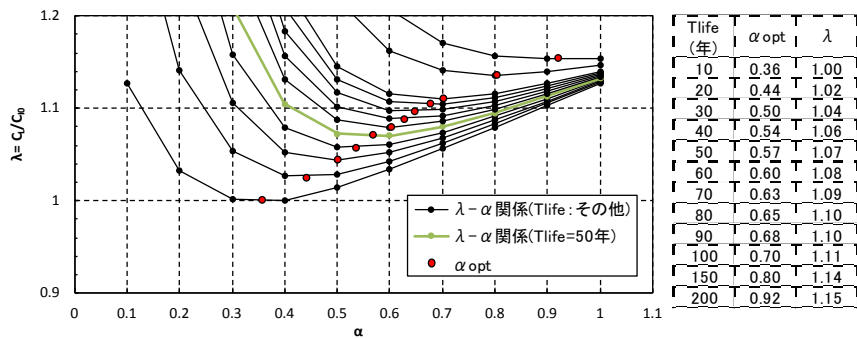


(a) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} $C_{IS} = 0.25 C_{I0}$

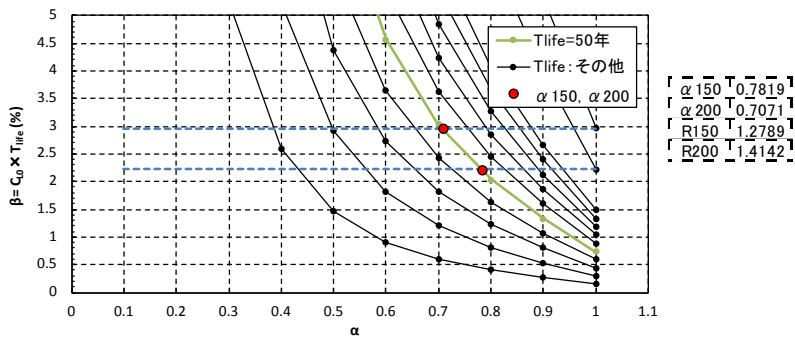


(d) 共用期間ごとの地震損失リスク $C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life}$

図10.4.1 最適降伏せん断力係数 (第一種地盤・地震損失関数: Case 1)
下から $T_{life} = 10 \sim 100@10, 150, 200$ 年

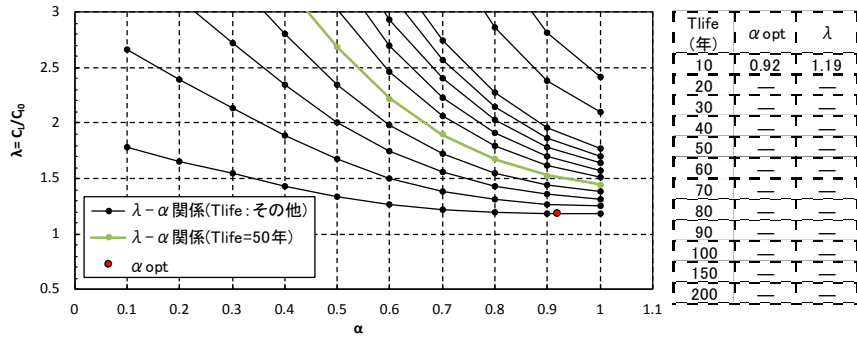


(a) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} $C_{IS} = 0.25 C_{I0}$

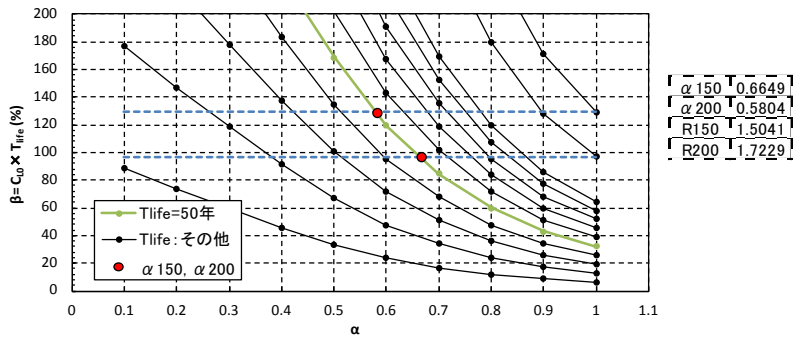


(d) 共用期間ごとの地震損失リスク $C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life}$

図10.4.2 最適降伏せん断力係数 (第一種地盤・地震損失関数: Case 2)
下から $T_{life} = 10 \sim 100@10, 150, 200$ 年

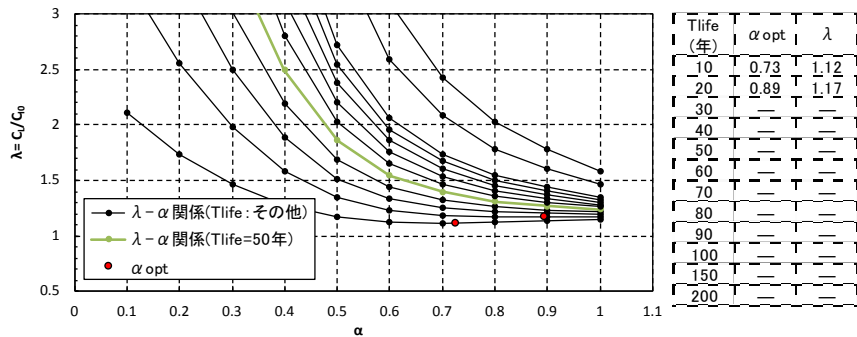


(a) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} $C_{IS} = 0.25 C_{I0}$

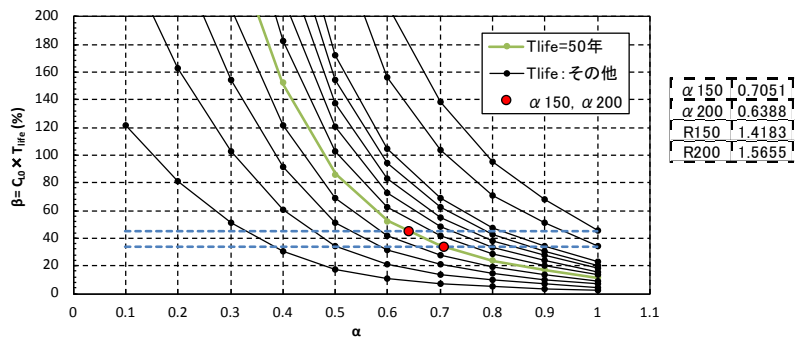


(d) 共用期間ごとの地震損失リスク $C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life}$

図10.4.3 最適降伏せん断力係数 (第一種地盤・地震損失関数: Case 3)
下から $T_{life} = 10 \sim 100@10, 150, 200$ 年

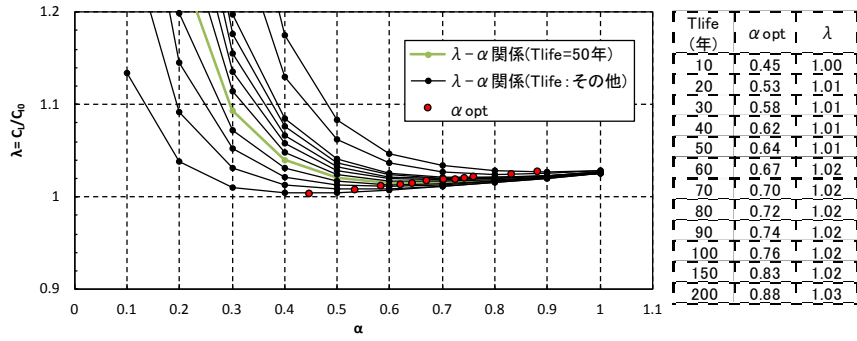


(a) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} $C_{IS} = 0.25 C_{I0}$

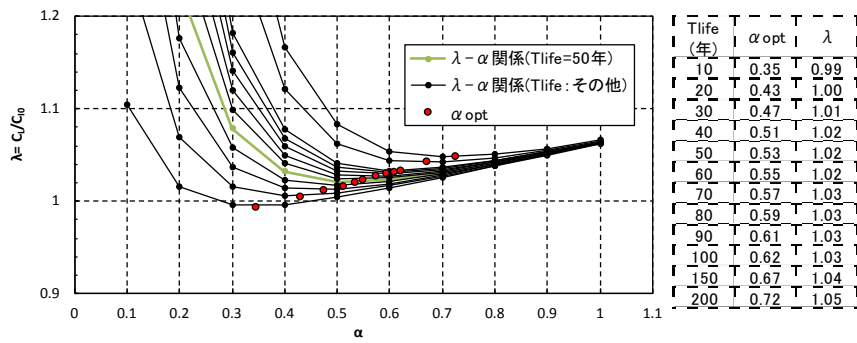


(d) 共用期間ごとの地震損失リスク $C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life}$

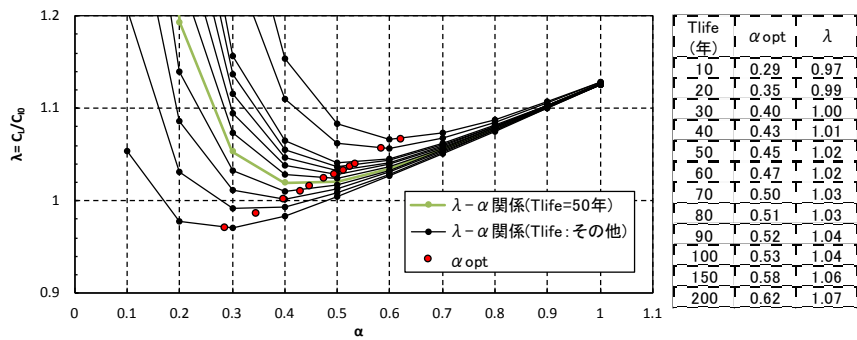
図10.4.4 最適降伏せん断力係数 (第一種地盤・地震損失関数: Case 4)
下から $T_{life} = 10 \sim 100@10, 150, 200$ 年



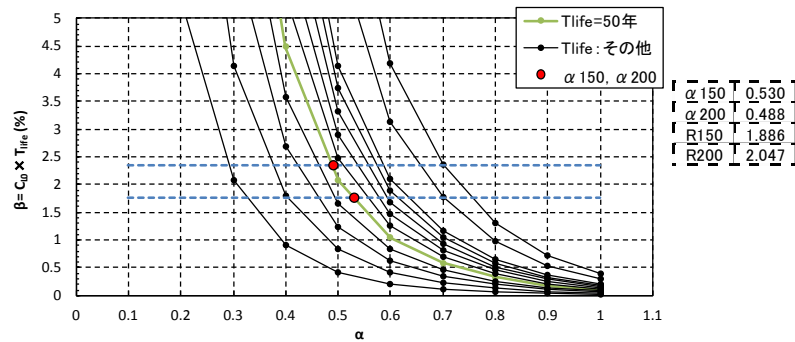
(a) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} $C_{IS} = 0.05 C_{I0}$



(b) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} $C_{IS} = 0.125 C_{I0}$

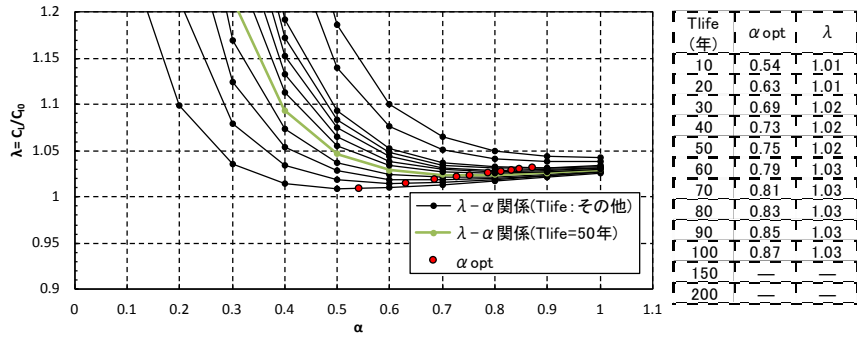


(c) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} $C_{IS} = 0.25 C_{I0}$

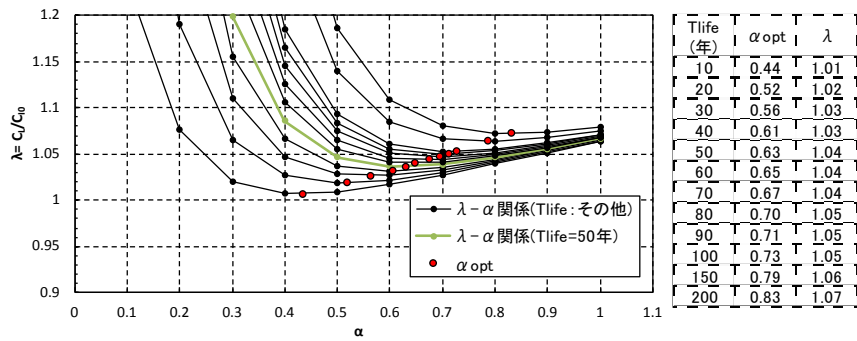


(d) 共用期間ごとの地震損失リスク $C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life}$

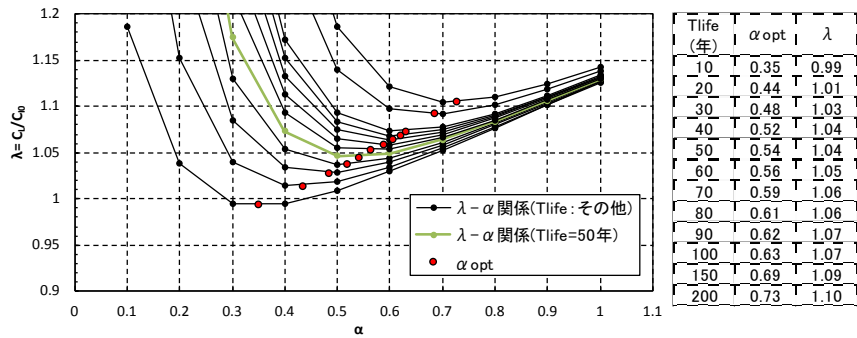
図10.4.5 最適降伏せん断力係数 (第二種地盤・地震損失関数: Case 1)
下から $T_{life} = 10 \sim 100 @ 10, 150, 200$ 年



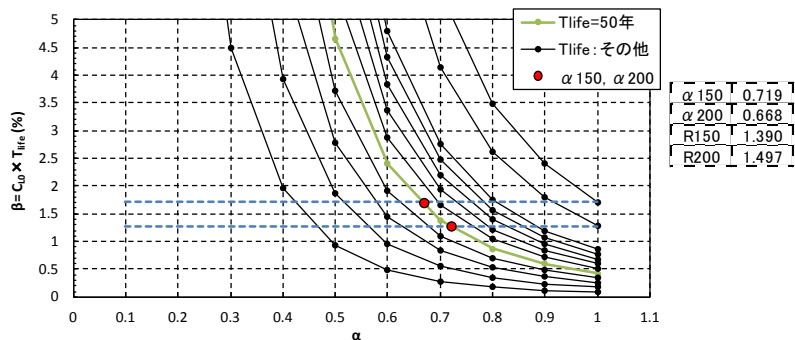
(a) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} $C_{IS} = 0.05 C_{I0}$



(b) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} $C_{IS} = 0.125 C_{I0}$

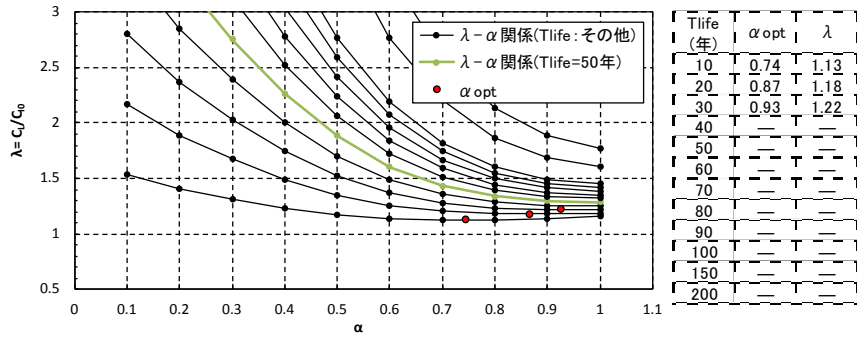


(c) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} $C_{IS} = 0.25 C_{I0}$

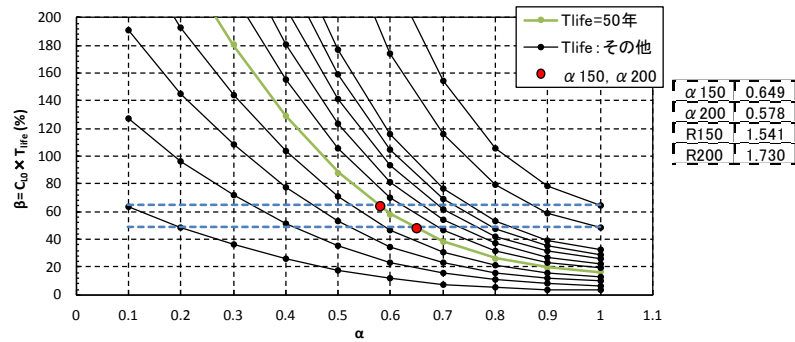


(d) 共用期間ごとの地震損失リスク $C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life}$

図10.4.6 最適降伏せん断力係数 (第二種地盤・地震損失関数: Case 2)
下から $T_{life} = 10 \sim 100 @ 10, 150, 200$ 年

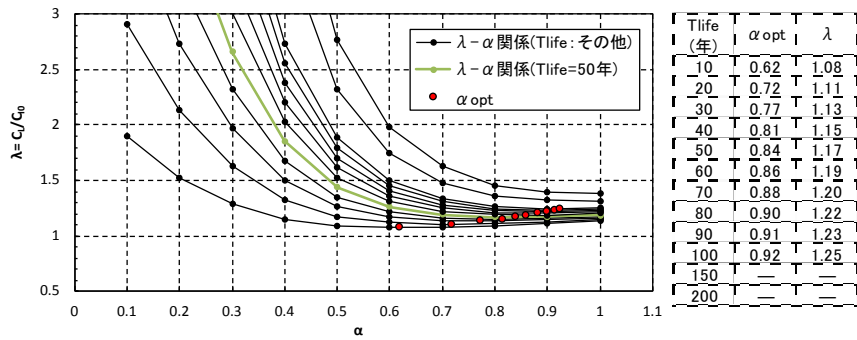


(a) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} $C_{IS} = 0.25 C_{I0}$

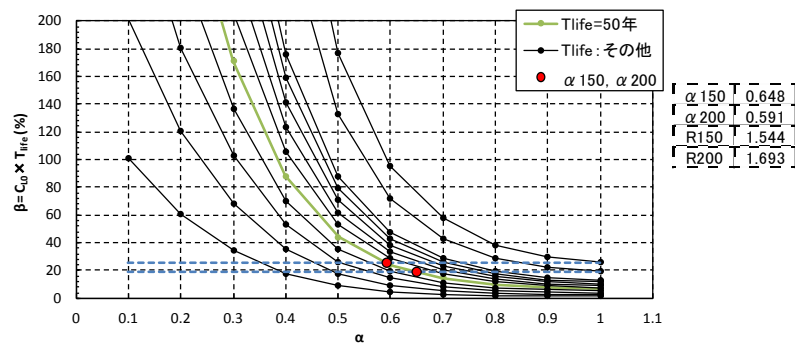


(d) 共用期間ごとの地震損失リスク $C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life}$

図10.4.7 最適降伏せん断力係数 (第二種地盤・地震損失関数: Case 3)
下から $T_{life} = 10 \sim 100 @ 10, 150, 200$ 年

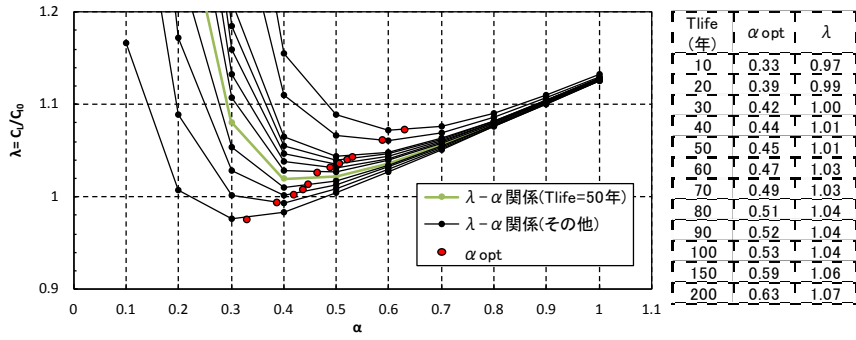


(a) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} $C_{IS} = 0.25 C_{I0}$

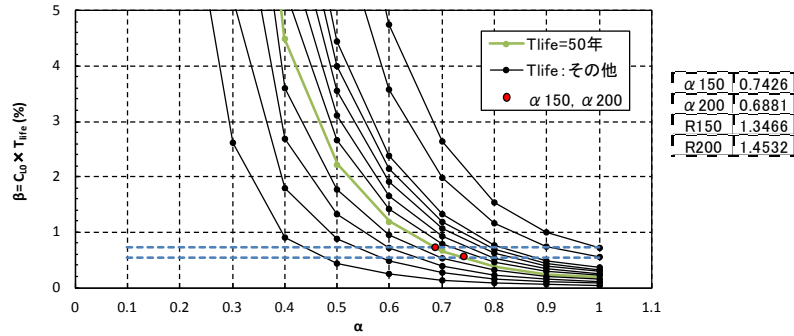


(d) 共用期間ごとの地震損失リスク $C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life}$

図10.4.8 最適降伏せん断力係数 (第二種地盤・地震損失関数: Case 4)
下から $T_{life} = 10 \sim 100 @ 10, 150, 200$ 年

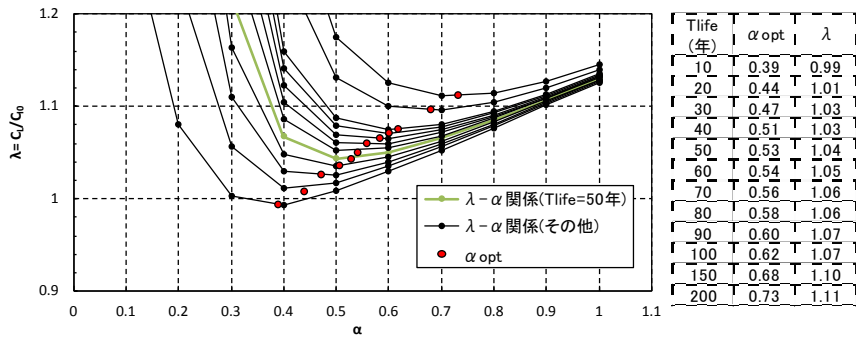


(a) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} $C_{IS} = 0.25 C_{I0}$

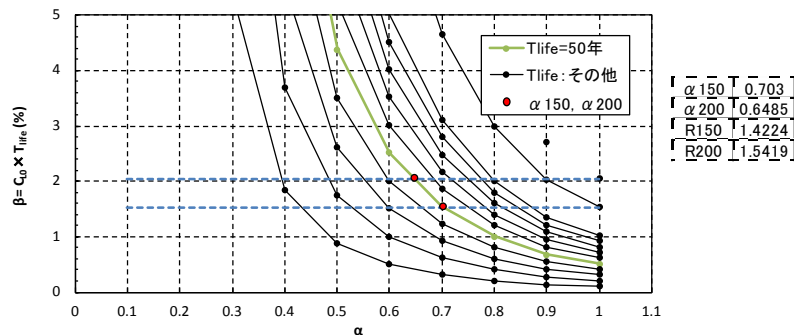


(d) 共用期間ごとの地震損失リスク $C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life}$

図10.4.9 最適降伏せん断力係数 (第三種地盤・地震損失関数: Case 1)
下から $T_{life} = 10 \sim 100@10, 150, 200$ 年

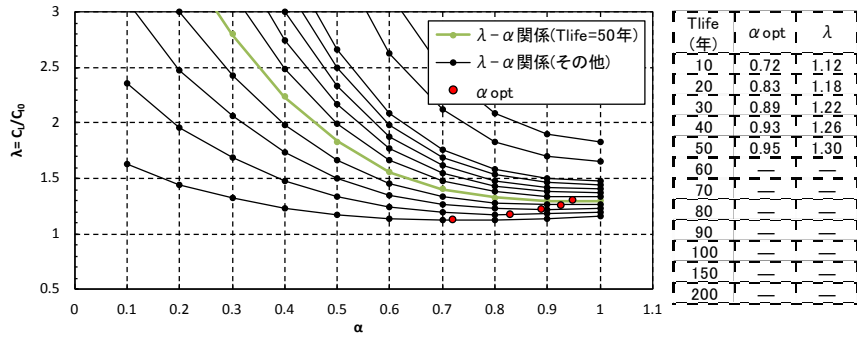


(a) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} $C_{IS} = 0.25 C_{I0}$

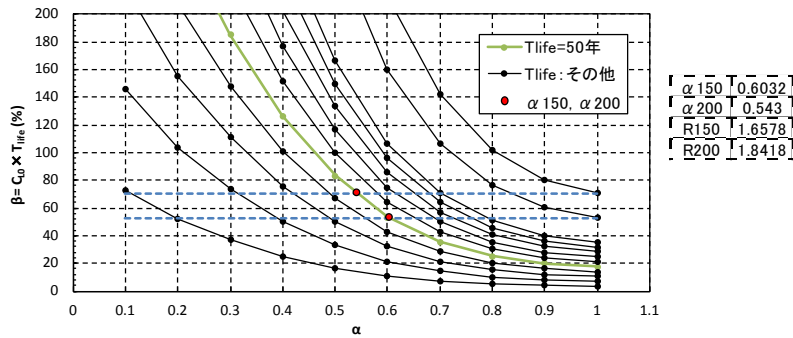


(d) 共用期間ごとの地震損失リスク $C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life}$

図10.4.10 最適降伏せん断力係数 (第三種地盤・地震損失関数: Case 2)
下から $T_{life} = 10 \sim 100@10, 150, 200$ 年

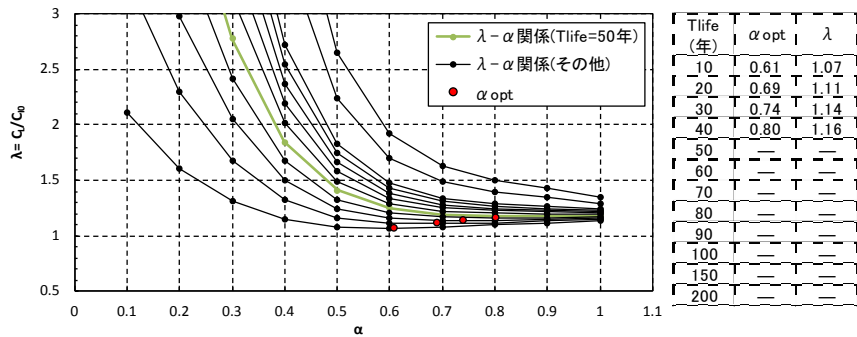


(a) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} $C_{IS} = 0.25 C_{I0}$

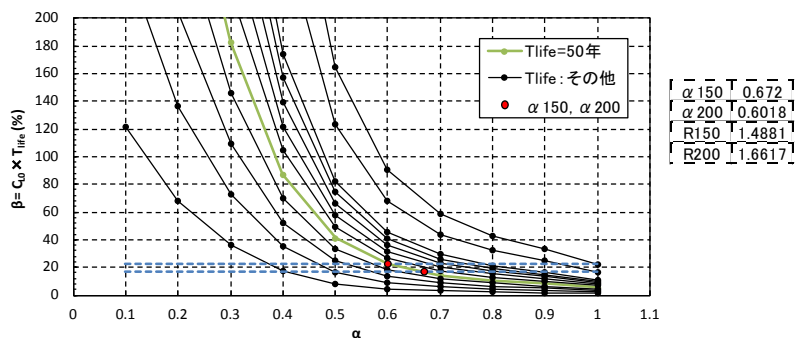


(d) 共用期間ごとの地震損失リスク $C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life}$

図10.4.11 最適降伏せん断力係数 (第三種地盤・地震損失関数: Case 3)
下から $T_{life} = 10 \sim 100@10, 150, 200$ 年



(a) 最適降伏せん断力係数 α_{opt} $C_{IS} = 0.25 C_{I0}$



(d) 共用期間ごとの地震損失リスク $C_{L0}(\alpha) \cdot T_{life}$

図10.4.12 最適降伏せん断力係数 (第三種地盤・地震損失関数: Case 4)
下から $T_{life} = 10 \sim 100@10, 150, 200$ 年

10.5 安全限界変位の最適値

10.5.1 安全限界変位の低減率

地震損失関数 $L(\gamma)$ を Case 1, 2 とする場合、およびそれらの1.5倍の値とする場合について、階高を280cmと仮定して、10.4.1項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10.5.1～4に示し、1階の最大層間変位と供用期間の関係を図10.5.5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10.5.1～4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10.5.5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10.5.1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10.5.2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

表10.5.1 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 10.5.2 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

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。そのほか、10.4.2項において、地震損失関数 $L(\gamma)$ をCase 3, 4とする場合の長期優良住宅の必要耐震性能割増率がCase 1, 2とする場合より大きいことから、Case 3, 4における安全限界変位の低減率はさらに小さくなると考えられる。すなわち、1/100(rad)程度以下の層間変形角によって生じる軽微な損傷も地震リスクと考える場合は、安全限界変位をさらに低減する必要がある。

10.5.2 安全限界変位の値

表10.5.1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10.5.3のように設定する。

表 10.5.3 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

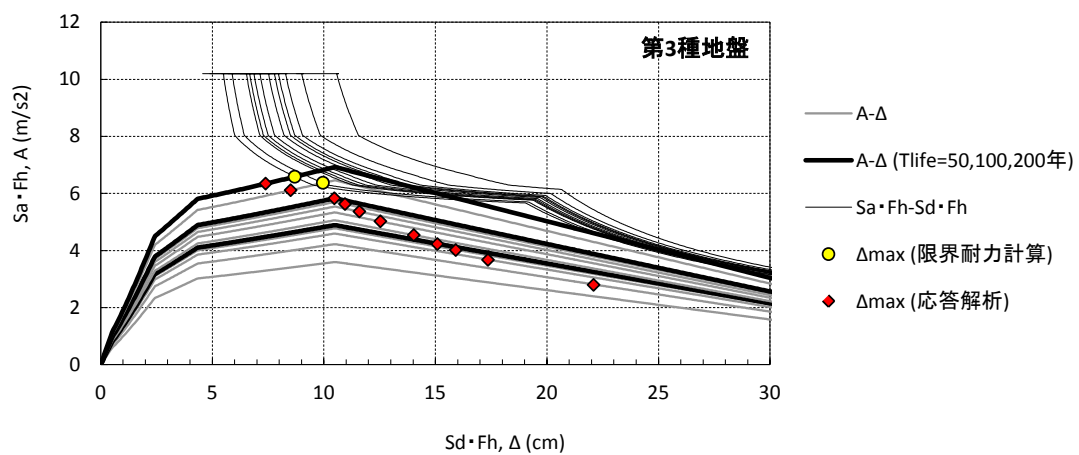
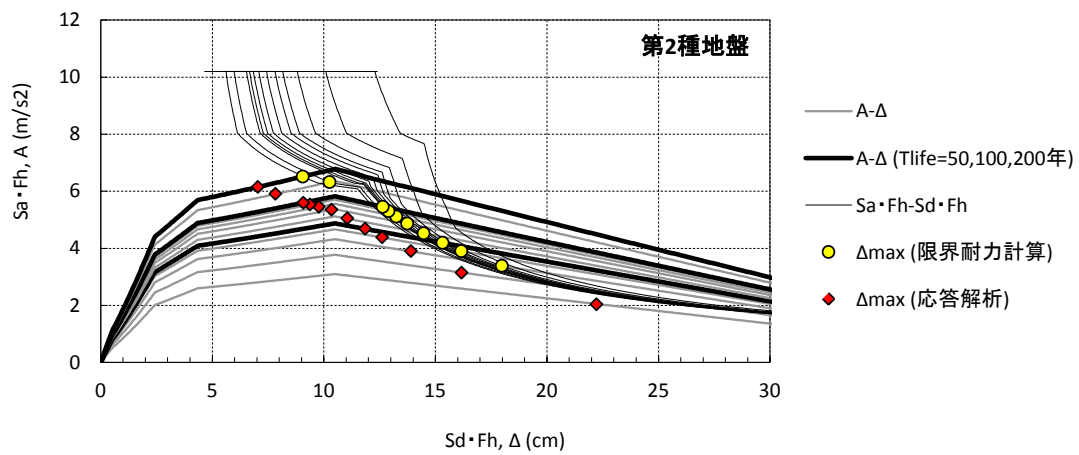
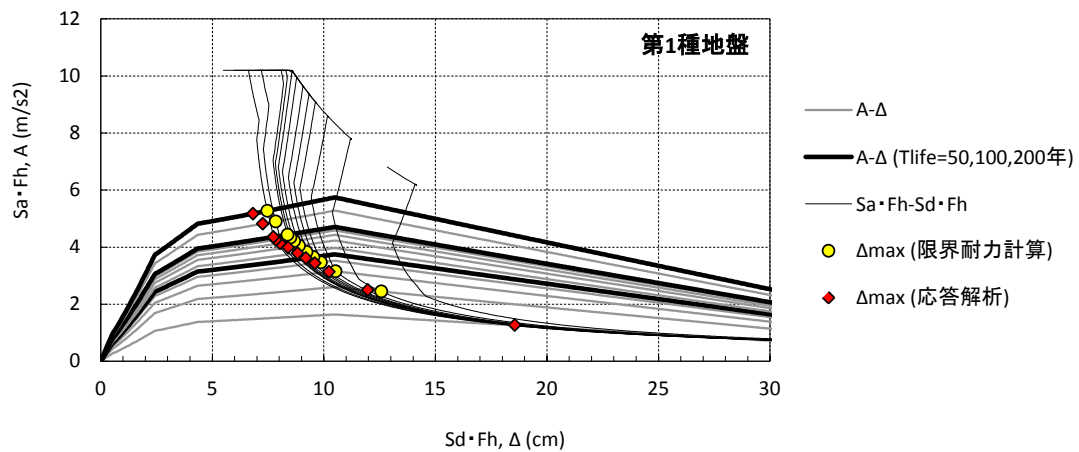


図10.5.1 最適耐震強度 α_{opt} を有する建物の最大応答変位
 下から $T_{life} = 10 \sim 100 @ 10, 150, 200$ 年 (地震損失関数: 案1)

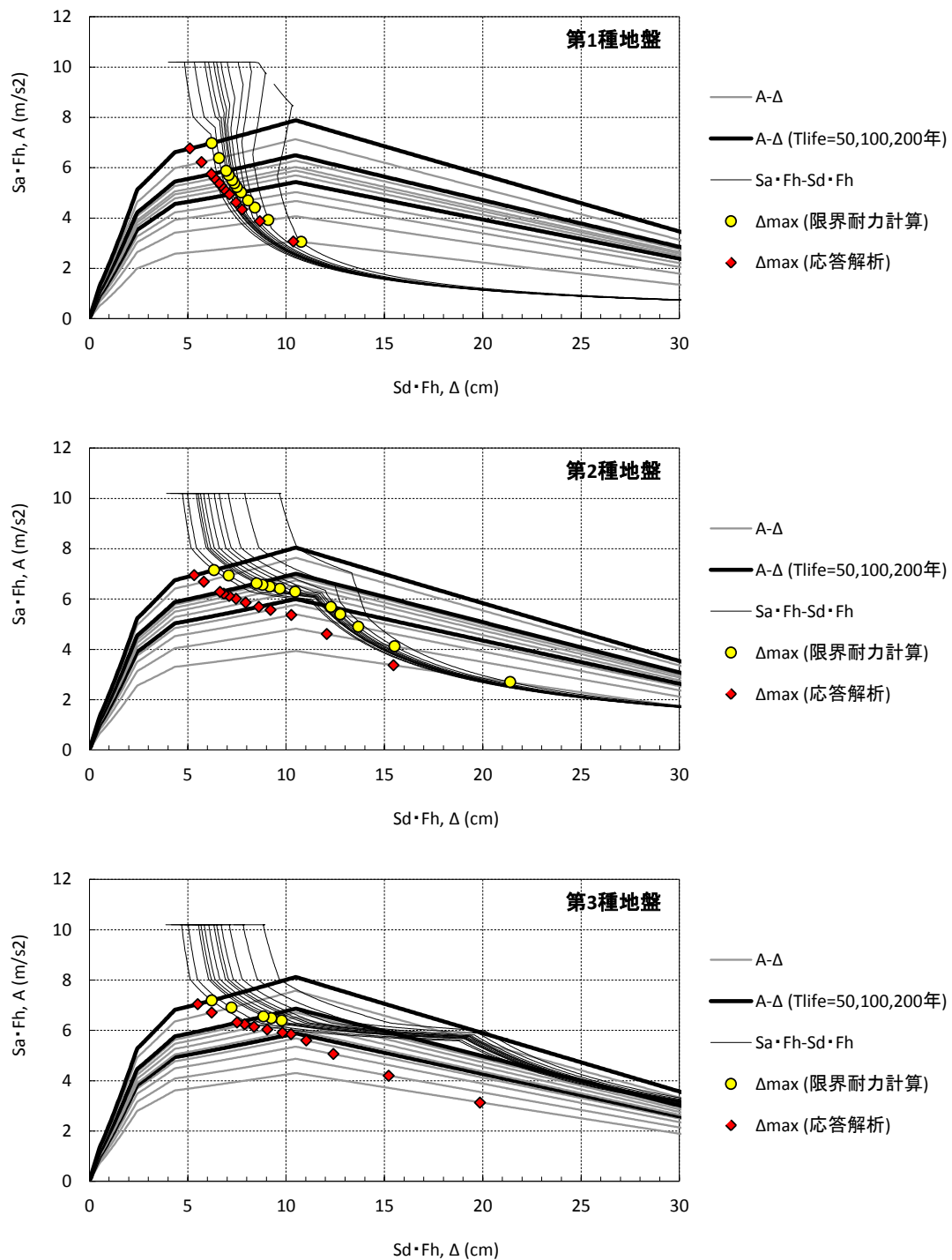


図10.5.2 最適耐震強度 α_{opt} を有する建物の最大応答変位
 下から $T_{life} = 10 \sim 100 @ 10, 150, 200$ 年 (地震損失関数: 案2)

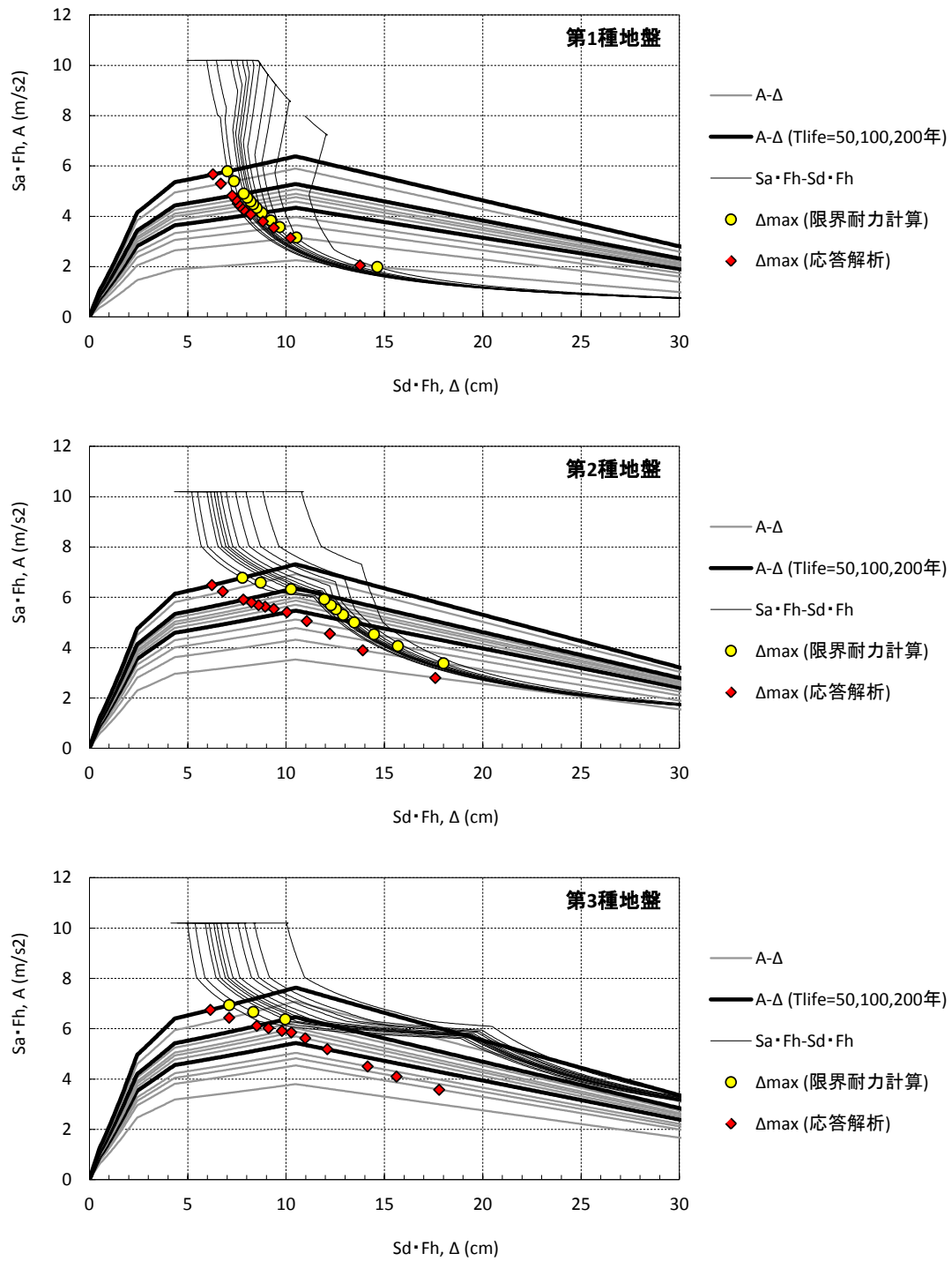


図10.5.3 最適耐震強度 α_{opt} を有する建物の最大応答変位
 下から $T_{life} = 10 \sim 100 @ 10, 150, 200$ 年 (地震損失関数: 案1 \times 1.5)

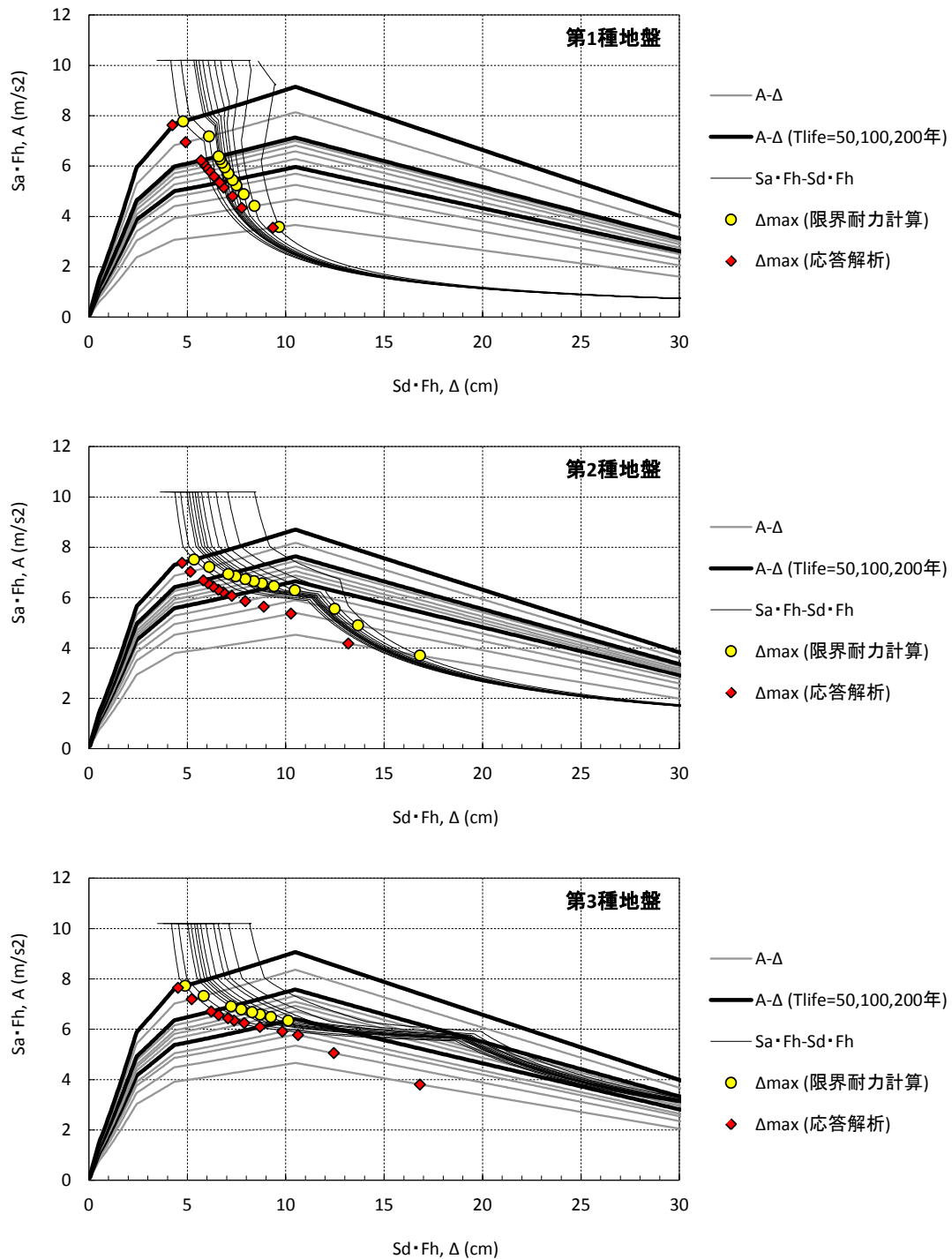
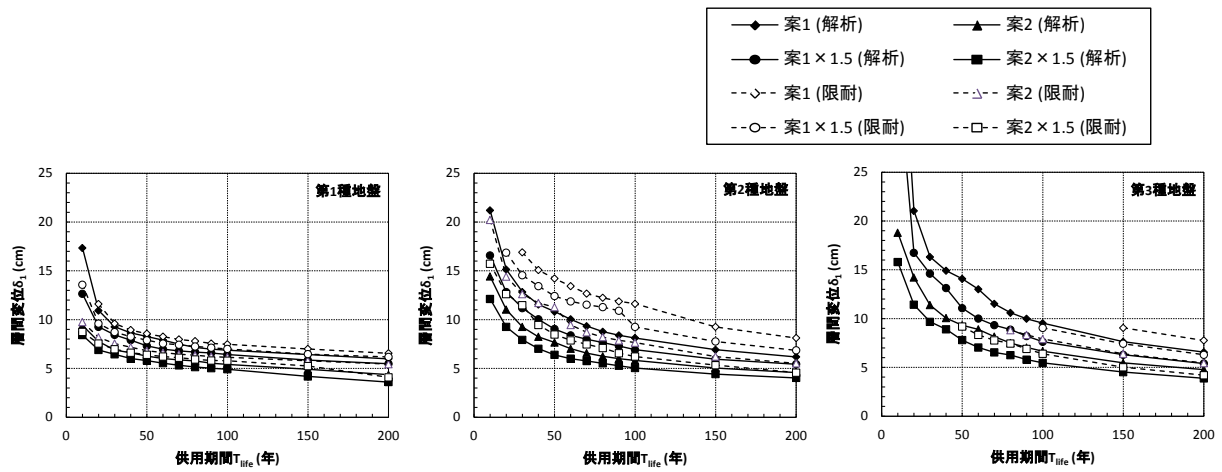
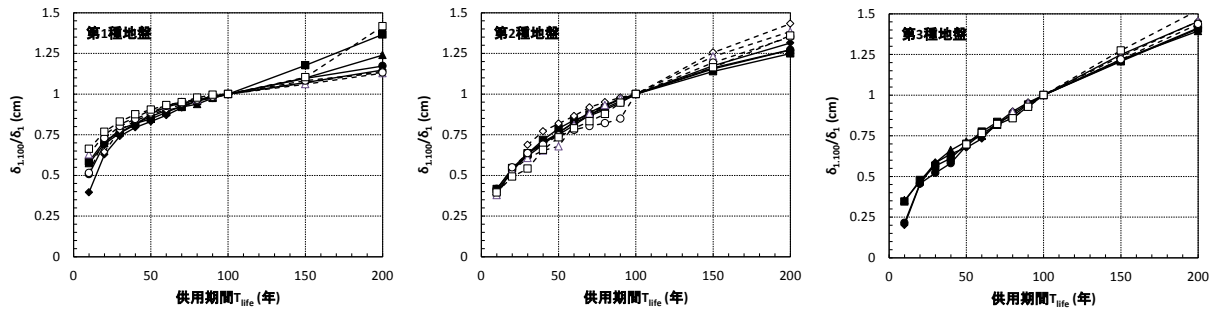


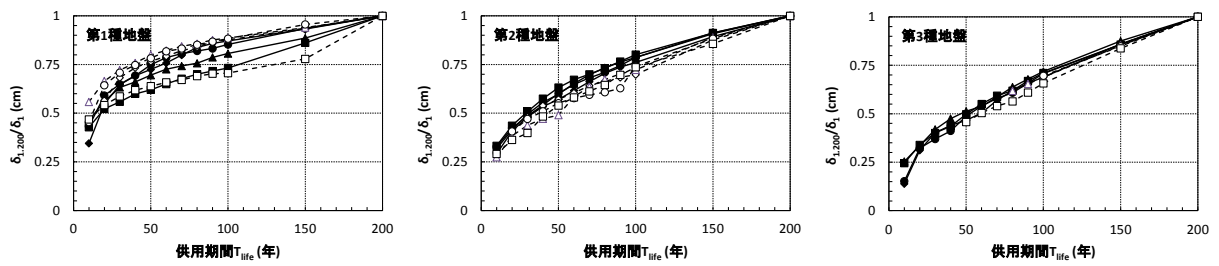
図10.5.4 最適耐震強度 α_{opt} を有する建物の最大応答変位
 下から $T_{life} = 10 \sim 100 @ 10, 150, 200$ 年 (地震損失関数: 案2 \times 1.5)



(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10.5.5 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)

10.6 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・下地石こうボードの内装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内装損傷を修復するとするか否かによって α_{opt} の値は大きく変化する。
- 2) 長期優良住宅の供用期間 $T_{life,L}$ を100年および200年とし、一般住宅の供用期間 T_{life} を50年として、後者の α_{opt} に対する前者の α_{opt} の比率を耐震強度割増率とした。
- 3) 内装損傷リスクを無視する場合は、 $T_{life,L}=100$ 年、200年についてそれぞれ耐震強度割増率を1.25(耐震等級2相当)、1.50(耐震等級3相当)とすれば安全側である。したがって、 $T_{life,L}=100$ 年が前提であれば現在の「長期優良耐震規定」による耐震強度の割増率は妥当といえる。
- 4) 内装損傷リスクを考慮する場合、すなわち中小地震による内装クロス・下地石こうボード等の内装の損傷を直ちに修復すると仮定する場合は、 $T_{life,L}=100$ 年については耐震強度割増率を1.50(耐震等級3相当)とすれば安全側である。 $T_{life,L}=200$ 年についてはそれを上回る(1.6～1.8程度の)割増が必要である。
- 5) 内装損傷リスクを無視する場合について、 $T_{life}=50$ 年、100年、200年に対応する α_{opt} を有する住宅を対象として時刻歴応答解析を行って最大応答変位を求め、 $T_{life}=50$ 年に対する $T_{life}=100$ 年および200年の最大応答変位の比率を計算した。
- 6) $T_{life,L}=100$ 年とする場合の第2種地盤における最大応答変位比率は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、 $T_{life,L}=100$ 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。 $T_{life,L}=200$ 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) 狩谷のぞみ, 村尾修, 熊谷良雄, 糸井川栄一: 実データに基づく耐震補強費用の実態と耐震性能向上効果, 地域安全学会論文集, 地域安全学会, No. 7, pp. 263-272, 2005.11
- 3) 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
- 4) 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

