

中層鉄骨造建物の損傷度と変形角に基づく被災後の
継続使用評価に関する研究

Study on Post-Earthquake Safety Assessment for Mid-Rise Steel
BuildingsBased on Deformation Angles and Damage Degree

2026 年 3 月

徳永 真彦

MASAHIKO Tokunaga

京都工芸繊維大学

Kyoto Institute of Technology

目次

第1章 序論

1.1 研究背景と目的	1
1.2 建物種別	3
1.2.1 医療法による基本的な分類	3
1.2.2 病院の機能別分類	4
1.2.3 消防法による救急指定病院	6
1.2.4 防災基本計画による病院	6
1.2.5 開設者による分類	7
1.2.6 病床機能による分類	7
1.2.7 病棟種類による分類	8
1.2.8 建築計画上の特徴	9
1.3 論文の構成	10
1.4 発表論文リスト	11
参考文献	11

第2章 現行耐震基準建物の中層鉄骨造建物の回帰曲線による損傷度判定

2.1 はじめに	16
2.2 中層鉄骨造建物の設計	17
2.3 応急危険度判定と建物の崩壊余裕度評価の判定基準	27
2.4 地震応答解析	27

2.4.1	解析モデル	27
2.4.2	入力地震波	29
2.4.3	損傷度の判定	31
2.5	回帰曲線による判定基準	33
2.5.1	損傷度判定基準	33
2.5.2	危険度の評価基準	34
2.5.3	対象建物の危険度の判定基準値	36
2.5.4	解析結果と考察	43
2.6	回帰曲線と応急危険度判定・建物の崩壊余裕度評価との比較	43
2.7	まとめ	44
	参考文献	45

第3章 現行耐震基準建物の中層鉄骨造建物のフラジリティ曲線による損傷度判定

3.1	はじめに	48
3.2	中層鉄骨造建物の地震応答解析と損傷判定	49
3.3	フラジリティ曲線	50
3.4	フラジリティ曲線による判定基準	51
3.4.1	損傷度判定基準	51
3.4.2	危険度の評価基準	52
3.5	回帰曲線とフラジリティ曲線による損傷度判定基準の比較	53
3.5.1	判定基準の比較	53

3.5.2 解析結果と考察	55
3.6 まとめ	56
参考文献	57

第4章 旧耐震基準建物の中層鉄骨造建物の損傷度判定

4.1 はじめに	60
4.2 旧耐震設計基準の概要	61
4.3 中層鉄骨造建物の設計	73
4.4 応急危険度判定と建物の崩壊余裕度評価の判定基準	74
4.5 地震応答解析	74
4.5.1 解析モデル	74
4.5.2 入力地震波	75
4.5.3 損傷度の判定	75
4.6 回帰曲線による判定基準	79
4.6.1 損傷度判定基準	79
4.6.2 危険度の評価基準	80
4.6.3 対象建物の危険度の判定基準値	82
4.6.4 解析結果と考察	88
4.7 回帰曲線と応急危険度判定及び建物の崩壊余裕度評価との比較	89
4.8 フラジリティ曲線	90
4.8.1 フラジリティ曲線による判定基準	90

4.8.2 損傷度判定基準	90
4.9 回帰曲線とフラジリティ曲線による損傷度判定基準の比較	92
4.10 既往の判定基準値の変形角における損傷確率	93
4.11 避難判断のための判定基準値に関する検討	93
4.12 まとめ	95
参考文献	96
 第5章 旧耐震基準建物と現行耐震建物における判定基準値及び損傷確率の比較	
5.1 はじめに	99
5.2 旧耐震基準建物と現行耐震建物における 判定基準値及び損傷確率の比較	100
5.3 まとめ	102
参考文献	103
 第6章 結章	
参考文献	108
謝辞	107

第 1 章 序論

1.1 研究背景と研究目的

近年、日本各地で発生した大規模地震は、建築物に深刻な被害をもたらし、社会・経済活動に甚大な影響を及ぼしてきた。2011 年の東北地方太平洋沖地震や 2016 年の熊本地震では、建物の倒壊や大破が多数報告され、建築物の耐震性能の重要性が改めて認識された。また、今後発生が懸念されている東海地震、東南海・南海地震などの巨大地震に対しても、建物の安全性評価や災害対応能力の強化が喫緊の課題となっている。

大規模地震が発生した直後には、被災建物の安全性を迅速に確認する必要がある。特に余震が続く状況では、建物の損傷が進行し、二次災害が発生する危険性が高まるため、建物の使用可否を早急に判断することが求められる。この初動対応として実施されるのが「応急危険度判定」^{1.1)}である。応急危険度判定^{1.1)}は、資格を有する応急危険度判定士が建物の損傷状況を調査し、「危険」「要注意」「調査済」の 3 区分で建物の使用可否を判断する制度であり、地震後の安全確保において極めて重要な役割を担っている。被災後の落ち着いた段階では災害復旧に向けて、建築構造技術者による被災度区分判定^{1.2)}が行われる。

応急危険度判定^{1.1)}では、鉄筋コンクリート造、鉄骨造、木造といった構造種別ごとに判定基準が定められており、残留変形、部材損傷、接合部の破断などの観点から総合的に評価が行われる。特に残留変形は、専門知識を持たない一般の利用者でも比較的容易に確認できる指標であり、現行の応急危険度判定でも残留変形角が判定基準値として採用されている。例えば、傾斜が生じている階より上の階数が 2 階以上の場合、「危険」の判定基準として $\delta/h > 1/50$ (δ : 残留変形, h : 階高) が用いられている。しかし、この基準値は部材損傷や接合部破断などの総合評価を前提として設定されているため、残留変形のみで判断するには危険性が非常に高く、専門知識がなければ正確な判断ができない。災害拠点となる行政機関や病院などでは、被災直後から業務継続が求められる。特に災害拠点病院では、地震直後から多数の負傷者が搬送されるため、応急危険度判定士の到着を待つ時間的余裕はほとんどない。したがって、専門家が現地に到着するまでの間、建物の利用者自身が建物の使用可否を判断できる簡易な指標を求める必要があると考える。

一方、被災後の建物の損傷評価に関する研究は数多く行われている。特に、長周期地震動に対する高層鉄骨造建物の損傷評価に関して、多数繰返し载荷を受ける部材の安全性が検討されている^{1.3)~1.9)}。文献^{1.3), 1.4)}では超高層建物の崩壊余裕度に関する研究を進め、被災後の使用可否について判定基準を示している。これらの文献では余震を考慮した避難要否を検討し、実大振動台

実験によって梁の損傷程度を確認し、さらに解析モデルを用いて避難要否を検証している。文献 1.5)～1.7)では部材の疲労実験と骨組モデル・質点系モデルを用いた梁損傷度の評価方法が提案されている。また木村ら^{1.8), 1.9)}は長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の梁端部破断分布を調べ、変形性能や最大応答変位との関係を示している。このように、長周期地震動を受ける超高層建物では繰返し変形による部材端の損傷が顕著になることが明らかとなっている。しかし、強震動を受ける中低層建物については梁端部破断の分析はあるものの^{1.10)}、その結果を建物全体の損傷評価に結び付けているとは言い難い。多く存在する災害拠点としての中低層建物に対しても、高層建物と同様に損傷評価を行う必要があると考える。

地震動強さと被災建物の損傷確率の関係を表すフラジリティ曲線に関して、多くの研究がある（例えば、1.11, 1.12）。望月と中村^{1.11)}は最尤法に基づくフラジリティ曲線の推定手法を整理し、村尾と山崎^{1.12)}は実被害データを用いて構造種別や建築年代ごとの PGV 指標によるフラジリティ曲線を構築している。さらに、建物や非構造部材などのフラジリティ曲線を用いて、建物本体だけでなく、非構造部材や設備を含めた地震リスク評価や復旧に要する費用や日数を確率で評価することを目指した研究にもフラジリティ曲線が活用されており^{1.13)～1.15)}、損傷確率に基づく性能評価の重要性が高まっている。

さらに、日本の建築物における耐震基準は、1950 年の建築基準法制定以降、地震災害の経験を踏まえて段階的に改訂されてきた^{1.16)}。特に 1981 年に導入された新耐震基準は、耐震設計思想を大きく転換させた重要な節目であり、旧耐震基準建物^{1.17)}と新耐震基準建物^{1.18)}では設計理念、構造性能、被害傾向に大きな違いが存在する。ここでは新耐震基準を現行耐震基準と呼ぶ。旧耐震基準建物では、弾性範囲内での応力検討が中心であり、塑性化挙動や崩壊機構の形成が十分に考慮されていなかったため、大地震時に脆性的破壊が生じやすい。一方、現行耐震基準建物では、塑性化を前提とした靱性確保が重視され、倒壊防止の観点から必要な耐力と変形性能が体系的に評価されている^{1.18)}。1995 年兵庫県南部地震では、旧耐震基準建物に甚大な被害が集中し、倒壊・大破の多くが旧耐震基準建物であったことが報告されている^{1.19)}。このような被害傾向の違いは、地震後の安全性評価指標を検討する際に不可欠な知見であり、旧耐震基準建物に特化した損傷評価指標の構築が必要であると考えられる。

以上の背景から、本論文では、現行の耐震基準および旧耐震基準で設計された中層鉄骨造建物を対象に、強震記録を用いた地震応答解析を実施し、最大層間変形角や残留変形角と損傷度・損傷確率の関係を明らかにすることで、専門知識を持たない利用者でも地震直後に建物の使用可否を判断できる簡易指標の構築を目指し、以下の 3 つの観点に基づいて研究を行う。

1) 変形角と損傷確率の関係の明確化

全国 115 地点の強震記録を用いた中層鉄骨造建物の地震応答解析結果に基づき、最大層間変

形角および残留変形角と損傷の関係を明らかにする。これにより、変形角を用いた損傷推定の妥当性を確率的に評価し、既往研究で提案された残留変形角指標の信頼性を検証する。

2) 損傷確率を考慮した損傷度区分の判定基準値の検討

損傷確率に基づき、「安全」「要注意」「危険」「崩壊」の4区分に対応する変形角の判定基準値を再評価する。これにより、残留変形角のみを用いた簡易判定の実用性を高め、専門家が到着するまでの間に一般利用者が建物の使用可否を判断できる可能性を検討する。

3) 旧耐震基準建物と現行耐震基準建物の比較に基づく評価指標の構築

旧耐震基準建物と現行耐震基準建物では、設計思想、構造性能、被害傾向が大きく異なるため、両者を比較し、変形角と損傷度・損傷確率の関係の違いを明らかにする。これにより、旧耐震基準建物に特化した損傷評価指標の構築を目指す。

上記を実施することにより、地震発生直後に専門家が到着するまでの間、一般利用者が建物の使用可否を判断するための基礎的知見を得て、災害対応の迅速化に寄与することが本研究の目的である。

1.2 建物種別

1.2.1 医療法による基本的な分類

大規模地震等の発生した被災後に、建物の使用可否を早急に判断することが求められる。災害拠点となる医療機関^{1.20)}などでは、被災直後から業務継続が求められる。特に災害拠点病院^{1.21)}

では、地震直後から多数の負傷者が搬送されるため、専門家の到着を待つ時間的余裕はほとんどない。そのような観点から建物種別で継続使用の早急な判断を迫られる医療施設^{1.20)}はどのような分類になっているかをここでは整理する。

医療法^{1.20)}において医療を行うための場所を病院と診療所とに分類し、病院と診療所との区分については、病院は20床以上の病床を有するものとし、診療所は病床を有さないもの又は19床以下の病床を有するものとする。

医療法1条の5 1項及び2項より「病院」とは、医師又は歯科医師が、公衆又は特定多数人のため医業又は歯科医業を行う場所であって、20人以上の患者を入院させるための施設を有するものをいう。病院は、傷病者が、科学的でかつ適正な診療を受けることができる便宜を与えることを主たる目的として組織され、かつ、運営されるものでなければならない。「診療所」とは、医師又は歯科医師が、公衆又は特定多数人のため医業又は歯科医業を行う場所であって、患者を入院させるための施設を有しないもの又は19人以下の患者を入院させるための施設を有するものをいう。」^{1.20)}

- 1) 医療施設
 - 病院（20 床以上）
 - 診療所（0～19 床） 有床診療所（1～19 床）
 - 無床診療所（0 床）

2) 医療施設数及び病床数

1.1 表 医療施設数及び病床数 ^{1.21)}

施設数		病床数	
総数	178,724	総数	1,593,633
病院	8,238	病院	1,507,526
精神科病院	1,059	精神病床	324,481
一般病院	7,179	感染症病床	1,904
療養病床を有する	(3,554)	結核病床	4,107
病院（再掲）		療養病床	289,114
		一般病床	887,920
一般診療所	102,612	一般診療所	86,046
有床	6,303		
療養病床を有する			
一般診療所（再掲）	(699)	療養病床（再掲）	(6,936)
無床	96,309		
歯科診療所	67,874	歯科診療所	61

1.2.2 病院の機能別分類

ここでは医療法における病院の機能別分類について述べる。「病院のうち一定の機能を有する病院（特定機能病院、地域医療支援病院）について、一般の病院とは異なる要件（人員配置基準、構造設備基準、管理者の責務等）を定めている。また対象とする患者（精神病患者、結核患者）により一部の病床については、人員配置基準、構造設備基準を別にしている。」^{1.20)}となっており、以下の様に分類される。

- 1) 一般病院 20 床以上 約 7200 病院
- 2) 特定機能病院（高度の医療の提供等）400 床以上、88 病院

「医療施設機能の体系化の一環として、高度の医療の提供、高度の医療技術の開発及び高度の医療に関する研修を実施する能力等を備えた病院について、厚生労働大臣が個別に承認するもの。

- (1) 高度の医療の提供、開発及び評価、並びに研修を実施する能力を有すること。
- (2) 他の病院又は診療所から紹介された患者に対し、医療を提供すること。（紹介率 50%以上、逆紹介率 40%以上）
- (3) 病床数 ……400 床以上の病床を有することが必要。
- (4) 原則定められた 16 の診療科を標榜していること他。」^{1.20)}

※ 救急医療の提供は義務付けられていない。（救急医療の提供義務は地域医療支援病院）

※ 例）京都大学医学部附属病院（1121 床）、京都府立医科大学附属病院（1065 床）

- 3) 地域医療支援病院 200 床以上 685 病院

「患者に身近な地域で医療が提供されることが望ましいという観点から、紹介患者に対する医療提供、医療機器等の共同利用の実施等を行い、かかりつけ医等への支援を通じて地域医療の確保を図る病院として、平成9年の医療法改正において創設（都道府県知事が個別に承認）。二次医療圏当たり1つ以上存在することが望ましいとされている。」^{1.20)}

例) 国立病院機構京都医療センター（600床）、京都第一赤十字病院（745床）、京都市立病院（548床）他

4) 精神病院（精神病床のみを有する病院）（対象：精神病患者）

「対象とする患者（精神病患者、結核患者）の相違に着目して、一部の病床については、人員配置基準、構造設備基準の面で、取扱いを別にしている。」^{1.20)}

5) 結核病院（結核病床のみを有する病院）（対象：結核患者）

「対象とする患者（精神病患者、結核患者）の相違に着目して、一部の病床については、人員配置基準、構造設備基準の面で、取扱いを別にしている。」^{1.20)}

病院の機能別分類だけではなく区域によつての分類分けもある。医療法第30条の3（医療計画）において、都道府県は医療計画を作成する際に次の区域を定めることとされていて、以下の様になっている。

1)一次医療圏

（※医療圏とは都道府県が医療計画の中で病院の病床及び診療所の病床の整備を図るべき地域的単位として区分するものとされている。）

医療法では規定されていないが、診療や保健指導を受ける圏域であり、日常に密着した保健・医療サービスが提供され、完結するよう、概ね市町村の区域とされている。

2)二次医療圏（医療法第30条の4第2項第10号）

特殊な医療を除く一般の入院に係る医療を提供する医療圏で、「地理的条件等の自然的条件及び日常生活の需要の充足状況、交通事情等の社会的条件を考慮して、一体の区域として病院における入院に係る医療（前条に規定する特殊な医療並びに療養病床及び一般病床以外の病床に係る医療を除く。）を提供する体制の確保を図ることが相当であると認められるものを単位として設定すること。」^{1.20)}医療法施行規則第30条の29第1項と規定されている。

3)三次医療圏（医療法第30条の4第2項第11号）

特殊な医療を提供する医療圏で、「都道府県の区域を単位として設定すること。ただし、当該都道府県の区域が著しく広いことその他特別な事情があるときは、当該都道府県の区域内に二以上の当該区域を設定し、また、当該都道府県の境界周辺の地域における医療の需給の実情に応

じ、二以上の都道府県の区域にわたる区域を設定することができる。」^{1.20)}医療法施行規則第 30 条の 29 第 2 項と規定されている。

※特殊な医療の例

- ① 広範囲熱傷 指肢切断 急性中毒等の特に専門性の高い救急医療（高度救命救急センタなど）
- ② 経皮的カテーテル心筋焼灼術、腎移植等の先進的技術を必要とする医療（都道府県がん診療連携拠点病院など）
- ③ 高圧酸素療法、持続的血液濾過透析等特殊な医療機器の使用を必要とする医療
- ④ 先天性胆道閉鎖症等発生頻度が低い疾病に関する医療等

1.2.3 消防法による救急指定病院

1) 救急指定病院

医療法だけでなく消防法による分類分けがあり、次のようになる。消防法 2 条 9 項により 1964 年の「救急病院等を定める省令（昭和 39 年 2 月 20 日厚生省令第 8 号）」に基づき、都道府県知事が告示し指定する病院である。

また、別途救命救急センター等は厚生労働省により規定されている。

1.2.4 防災基本計画による病院

防災基本計画は、災害対策基本法（昭和 36 年法律第 223 号）第 34 条第 1 項の規定に基づき、中央防災会議が作成する、政府の防災対策に関する基本的な計画である。防災基本計画により厚生労働省が規定した病院が災害拠点病院等となり、他の病院とは経緯が異なる。

1) 基幹災害拠点病院（基幹災害拠点医療センター）

「災害拠点病院とは、災害発生時に災害医療を行う医療機関を支援する病院で下記要件が必要となる。

- (1) 24 時間緊急対応し、災害発生時に被災地内の傷病者等の受け入れ及び搬出を行うことが可能な体制を有すること。
- (2) 災害発生時に、被災地からの傷病者の受け入れ拠点にもなること。
- (3) 災害派遣医療チーム（DMAT）を保有し、その派遣体制があること。
- (4) 救命救急センター又は第二次救急医療機関であること。
- (5) ヘリコプター搬送の際には、同乗する医師を派遣できることが望ましいこと他」^{1.21)}

各都道府県の二次医療圏ごとに原則 1 か所以上整備される。

例) 京都第一赤十字病院（745 床）

2) 地域災害拠点病院（地域災害拠点医療センター）

「災害医療支援機能を有し、24 時間対応可能な救急体制を確保する病院をいう。多発外傷、挫滅症候群、広範囲熱傷等の災害時に多発する重篤救急患者の救命医療を行うための高度の診療機能、患者等の受入れ及び搬出を行う広域搬送への対応機能、自己完結型の医療救護チームの派遣機能、地域の医療機関への応急用器材の貸出し機能を有している。」^{1.21)}

例) 京都大学医学部附属病院 (1121 床)、京都府立医科大学附属病院 (1065 床) 他

1.2.5 開設者による分類

ここでは開設者による分類分けが出来る病院を次のように提示する。

1) 国

厚生労働省 - 国立ハンセン病療養所など、独立行政法人国立病院機構国立大学法人 (国立大学附属病院)、独立行政法人労働者健康安全機構 - (労災病院)、国立研究開発法人 (国立高度専門医療研究センター) 独立行政法人地域医療機能推進機構、その他の国の機関-防衛省 (自衛隊病院、防衛医大病院)、法務省 (医療刑務所、医療少年院)、宮内庁 (宮内庁病院) 等

2) 公的医療機関

都道府県 - 都道府県立病院、市区町村 - 市区町村立病院、地方独立行政法人-都道府県立病院・市区町村立病院の一部が移行公立大学法人 (公立大学附属病院) など、日本赤十字社、済生会、北海道社会事業協会、厚生連 - (JA 病院)、国民健康保険団体連合会

3) 社会保険関係団体

健康保険組合およびその連合会、共済組合及びその連合会 - 国家公務員共済組合連合会、日本私立学校振興・共済事業団、警察共済組合、公立学校共済組合など、国民健康保険組合

4) 社団法人・財団法人

公益法人 - 公益社団法人、公益財団法人、一般社団法人、一般財団法人

5) 医療法人

特定医療法人、社会医療法人

6) その他の法人

学校法人- (私立大学附属病院)、宗教法人、社会福祉法人、生活協同組合- (医療生協)、株式会社-企業立病院 (JR 各社、NTT 東日本、日本郵政 (通信病院)、東芝、東急など)

7) 個人 - (個人病院)

1.2.6 病床機能による分類

これまでは病院の機能別や法律上の定められた病院の位置付け及び開設者等の違いによる病院種別を示してきた。ここでは更に病床の機能による分類を示す。病床は医療法で明確に定義され、病院が届け出る際の正式区分になる。

日本全体の病床数は約 165 万床（令和 2 年度）あり，診療科によって 5 つの病床に分類される。医療法七条 2 項によると下記になる。

- | 病床の種類 | 病床数 | 特徴 |
|----------|--------|---|
| 1) 精神病床 | 32 万床 | 「病院の病床のうち，精神疾患を有する者を入院させるためのものをいう。」 ^{1.20)} |
| 2) 感染症病床 | 1.9 千床 | 「病院の病床のうち，感染症の予防及び感染症の患者に対する医療に関する法律(平成十年法律第百十四号)第六条第二項に規定する一類感染症，同条第三項に規定する二類感染症及び同条第八項に規定する新感染症の患者を入院させるためのものをいう。」 ^{1.20)} |
| 3) 結核病床 | 4 千床 | 「病院の病床のうち，結核の患者を入院させるためのものをいう。」 ^{1.20)} |
| 4) 療養病床 | 29 万床 | 「病院又は診療所の病床のうち，前三号に掲げる病床以外の病床であつて，主として長期にわたり療養を必要とする患者を入院させるためのものをいう。」 ^{1.20)} |
| 5) 一般病床 | 89 万床 | 「病院の病床のうち，前各号に掲げる病床以外のものをいう。」 ^{1.20)}
※この残りのベッドがクリニック（8.6 万床）になる。 |

1.2.7 病棟種類による分類

病床の分類に続き，ここでは病棟の分類を以下に示す。病棟は病床をどう運用するかによる分類となり，診療報酬制度と密接に結びつく。よって，病棟は診療報酬上の基準（看護配置，リハビリ体制，医師配置など）で細かく規定されるものである。

- 1) 一般病棟 入院期間 15 日以内
「外来や救急，手術等，急性期および高度急性期にある患者が入院対象となる。看護師の配置はじめ「重症度，医療・看護必要度」「平均在院日数」「在宅復帰率」といった基準により診療報酬が異なる。早期退院が図られ，不要な検査や入院をなくす方向となるが，在宅へ向けた支援が不十分であると，患者は自宅での療養に困難をきたすことがある。」^{1.23)}
- 2) 療養病棟 入院期間 90～180 日以内
「慢性期の患者が，医療の管理下にて長期の療養が可能となる。診療報酬は包括制で，患者の疾患・状態や医療処置による「医療区分」と身体状況による「ADL 区分」に応じて分類される。（医療用麻薬の使用は包括外で算定は可能）。看護体制が 20 対 1 または 25 対 1 と一般病棟と比べ薄いため，病状が悪化すると対応困難になることもある。」^{1.23)}
- 3) 回復期リハビリテーション病棟 入院期間 60～180 日

「脳血管疾患や骨折などにより、リハビリテーションが必要となった患者が対象となる。急性期経過後で引き続き入院医療が必要な患者に医療を提供する機能を持つ病床である。リハビリテーションが必要な患者に専門的リハビリテーションを提供する病床とそれ以外の病床がある。」^{1.23)}

4) 緩和ケア病棟 入院期間 30 日以内

「緩和ケアについては、「がんと診断された時からの緩和ケアの推進」が重点的に取り組むべき課題として位置付けられている。がん患者とその家族が、可能な限り質の高い治療・療養生活を送れるように、身体的症状の緩和や精神心理的な問題などへの援助が、終末期だけでなく、がんと診断された時からがん治療と同時に行われることが求められている。入院して症状緩和を行い、安定すれば在宅へ、病状悪化時は速やかに入院をという療養ができるよう、在宅移行の支援と緊急時の対応も病棟の施設基準となっている。」^{1.24)}

5) 地域包括ケア病棟 入院期間 60 日以内

「在宅生活の継続を目的とし、60 日間を限度に、機能は、急性期病院からの急性期後の受け入れ、在宅療養、介護施設等からの急性増悪の受け入れ、在宅・生活復帰の支援、とされている。」^{1.20)}

1.2.8 建築計画上の特徴

医療施設には前節までのような医療法をはじめ様々な規制があり、病院種別や病床、病棟による種別がある。ここでは建築計画上において医療施設にどのような配慮が必要かを検討する。

- 1) 防火避難計画の厳格さ
- 2) 高い耐震性能
- 3) 設備計画の冗長性
- 4) 建築基準法及び医療法への計画上の対応

1～4 の項目を配慮すれば医療施設に病棟部にある場合、居住するため従来は鉄筋コンクリート造や鉄骨鉄筋コンクリート造が多く建築されていた。昨今では工期の短縮化や材料費の高騰、柱スパンの長スパン化などによる計画上の変容などで鉄骨造の医療施設が増えている。国土交通省の実施している 2023 年度の建築着工統計調査によると医療福祉用建築物の鉄筋コンクリート造は床面積比率で 31%、鉄骨造が 42%となっている^{1.25)}。

鉄骨造の架構形式は病棟部などがあれば採光上の窓の確保が必要となるためブレース構造よりラーメン構造が適している。よって今回試行するモデル建物はラーメン構造を中心に検討した。

1.3 論文の構成

本論文は第 1 章から第 6 章で構成されている。各章の概要は以下のとおりである。

第 1 章では、本論文で実施する研究の背景や目的および本論文で対象とした医療施設について述べる。

第 2 章では、現行の耐震設計基準での中層鉄骨造建物のモデル、6 階建ての 2 スパンおよび 3 スパンと 3 階建て 2 スパンの鉄骨造建物を対象に、気象庁による震度 6 弱以上の 115 か所で計測された地震動を用いて地震応答解析を実施し、梁端部の損傷度 D と最大層間変形角、残留変形角の関係を評価し、建物の安全性及び危険度判定基準に関する検討を実施する。また、得られた判定基準値を、既往の応急危険度判定と建物の崩壊余裕度評価と比較し、損傷度判定について考察する。

第 3 章では、2 章での地震動と 3 種類の建物モデルを用いた地震応答解析結果から、残留変形角および最大層間変形角と損傷確率の関係を表す fragility 曲線を求め、求めた fragility 曲線と損傷度区分の割合に基づき、残留変形角による判定基準について検討する。また、2 章と同様に結果を既往の応急危険度判定と建物の崩壊余裕度評価との比較を実施して損傷度判定の考察を行う。損傷度判定基準値は損傷確率を建物の安全性の目的に応じて損傷度区分ごとの割合を変化させて安全性を評価できることを示し、専門家が到着するまでに建物の使用可否を一般の人でも判断できる可能性を示す。

第 4 章では、旧耐震基準で設計された建物モデルを対象に地震応答解析を実施し、2 章及び 3 章で実施した同様の検討を行う。具体的には気象庁による震度 6 弱以上の 115 か所で計測された地震動を用いて地震応答解析を実施し、梁端部の損傷度 D と最大層間変形角、残留変形角の関係を評価し、対数近似曲線を用いて建物の安全性及び危険度判定基準に関する検討を実施する。また、残留変形角および最大層間変形角と損傷確率の関係を表す fragility 曲線を求め、求めた fragility 曲線と損傷度区分の割合に基づき、残留変形角による判定基準について検討する。その結果、得られた判定基準値を、既往の応急危険度判定と建物の崩壊余裕度評価と比較し、旧耐震建物の損傷度判定について考察する。

第 5 章では本論文で研究対象とした建物の安全性について、2～4 章の内容を整理して、現行耐震基準と旧耐震基準の建物の梁端部の損傷度 D や損傷確率（fragility 曲線）及び最大層間変形角、残留変形角の関係や判定基準値等を比較する。また、耐震基準と損傷確率等の関係性を明確にするため、各層の水平力や層せん断力係数、ベースシア係数と損傷確率の関係について比較する。それらの結果により、現行耐震基準と旧耐震基準の建物の判定基準値における違いを確認する。

第 6 章では、各章をまとめ、結論を述べる。

1.4 発表論文リスト

[論文]

- 1) 被災後の継続使用評価のための中層鉄骨造建物の損傷度と残留変形角の関係
徳永真彦, 小島紘太郎, 金尾伊織
日本建築学会構造系論文集, 第 90 巻, 第 828 号, pp.252-261, 2025.2
- 2) 中層鉄骨造建物の損傷確率と層間変形角の関係に基づく損傷度判定に関する基礎的研究
徳永真彦, 松林悠子, 小島紘太郎, 金尾伊織
日本建築学会技術報告集, 第 31 巻, 第 79 号, pp.1361-1366, 2025.10

[研究発表]

- 1) 鉄骨造病院建築を対象とした応急危険度判定基準に関する考察
徳永真彦, 小島紘太郎, 金尾伊織
日本建築学会近畿支部研究報告集・構造系, 日本建築学会近畿支部, 第 62 号
pp.157-160, 2022.6
- 2) 計測震度と損傷度に基づく鉄骨造病院建物の応急危険度判定基準に関する考察
徳永真彦, 小島紘太郎, 金尾伊織
日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, 日本建築学会北海道大会, 2022, pp.835-836,
2022.7

参考文献

- 1.1) Japan Council for Quick Inspection of Earthquake Damaged Buildings: Hisaikenchikubutu oukyukikendohanntei manual, Japan Building Disaster Prevention Association・Japan Council for Quick Inspection of Earthquake Damaged Buildings, 1998 (in Japanese)
被災建築物応急危険度判定研究会: 被災建築物応急危険度判定マニュアル, 一般財団法人日本建築防災協会・全国被災建築物応急危険度判定協議会, 1998
- 1.2) Supervised by National Institute for Land and Infrastructure Management (NILIM) and Building Research Institute, Editorial assistance provided by Building Guidance Division, Housing Bureau, the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT): 2015 kaiteiban Shinsaikenchikubutsu no hisaidokubunhanteikijun oyobi fukkogijutsushishin, Japan Building Disaster Prevention Association, 2016 (in Japanese)
国土交通省国土技術政策研究所・国立研究開発法人建築研究所 監修, 国土交通省住宅局建築指導課 編集協力: 2015年改訂版 再使用の可能性を判定し, 復旧するための震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 一般財団法人日本建築防災協会, 2016

- 1.3) Toshi no zeijakusei ga hikiokosu gekijinsaigai no keigenka project sub-pro②toshikinou no iji・kaifuku no tame no chosa・kenkyu: Tatemono no houkaiyoyudohyoka no tame no gijutsushiryō — Kousoutekotsuzotate-monohen —, 2017 (in Japanese)
都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクトサブプロ②都市機能の維持・回復のための調査・研究：建物の崩壊余裕度評価のための技術資料－高層鉄骨造建物編－, 2017
- 1.4) M. Takahashi et al.: Quantification of Collapse Margin of Steel High-Rise Buildings (Part2～20), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III, 2013～2016 (in Japanese)
高橋元美（ほか15名）：鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発（その2～20）, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2013～2016年
- 1.5) Y. Suzuki, T. Ishida, M. Abe, N. Koshika and T. Hasegawa: Safety Evaluation Methods for High Rise Steel Buildings Using Fatigue Properties Against Long-period Ground Motions, Journal of Structural Engineering, Architectural Institute of Japan, Vol.61B, pp.439-445, 2015 (in Japanese)
鈴木芳隆, 石田隆司, 阿部雅史, 小鹿紀英, 長谷川隆：部材疲労曲線を用いた長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の耐震安全性評価方法の検討, 構造工学論文集, Vol. 61B, pp.439-445, 2015.3
- 1.6) T. Hasegawa et al.: Study on Seismic Performance for Super-High-Rise Steel Buildings against Long-Period Earthquake Ground Motions, Building Research Data, No.160, Building Research Institute Incorporated Administrative Agency, Japan, 2014 (in Japanese)
長谷川隆（ほか17名）：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討, 建築研究資料, 第160号, 独立行政法人建築研究所, 2014, <http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/160/index.html> (2022/3/3 参照)
- 1.7) Building Research Institute, National Research and Development Agency, Japan: Chokousoutekotsuzokenchikubutu no kurikaeshi henkei niyoru haritanbuhadan no kenshohoho Part2, Choshukijishin- dotaisaku ni kakawaru gijutsushiryō・data koukaitokusetu page, 2017 (in Japanese)
国立研究開発法人建築研究所：超高層鉄骨造建築物の繰り返し変形による梁端部破断の検証方法（その2）, 長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ, 2017, <https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/512.pdf>, (2022/6/13 参照)
- 1.8) M. Kimura, K. Hashimoto, T. Demizu, T. Sato, H. Kitamura, Y. Kimura, H. Aono, Y. Yamamoto: The Damage Evaluation for The Beem End of Super High Rise Steel Building for The Long Period Ground Motion (Part1. Study on Distribution of Height Direction), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure II, pp.377-378, 2015 (in Japanese)

木村暢志, 橋本航, 出水俊彦, 佐藤利昭, 北村春幸, 木村雄一, 青野英志, 山本優: 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の梁端部における損傷度 D の評価 (その 1 高さ方向分布の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.377-378, 2015

- 1.9) K. Hashimoto, M. Kimura, T. Demizu, T. Sato, H. Kitamura, Y. Kimura, H. Aono, Y. Yamamoto: The Damage Evaluation for The Beam End of Super High Rise Steel Building for The Long Period Ground Motion (Part2: Study on Distribution of a Plane And The Relation Between Fatigue Damage And Building Response), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure II, pp.379-380, 2015 (in Japanese)

橋本航, 木村暢志, 出水俊彦, 佐藤利昭, 北村春幸, 木村雄一, 青野英志, 山本優: 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の梁端部における損傷度 D の評価 (その 2 平面分布の検討および披露損傷と建物応答の関係), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.379-380, 2015

- 1.10) Y. Kaneshiro, T. Hasegawa, S. Hiroshima: Shaking Table Test on Seismic Response of Steel 2-story Frame Structure Considering Fracture at Beam-ends, AIJ Journal of Technology and Design. Vol. 26, No.62, pp.147-152, 2020 (in Japanese)

金城陽介, 長谷川隆, 廣嶋哲: 梁端破断を伴う鉄骨造 2 層骨組の地震応答に関する振動台実験, 日本建築学会技術報告集, 第 26 巻, 第 62 号, pp.147-152, 2020 (DOI : <https://doi.org/10.3130/aijt.26.147>)

- 1.11) Mochiduki. T, Nakamura. T, : Tahannoumoderu ni yoru Jishinji sonsyoudokyokusen no Toukeitei-kisuitei, Proceedings of Real-time Earthquake Disaster Prevention Symposium Vol.2, pp.47-50, 2000

望月智也, 中村孝明: 多項反応モデルによる地震時損傷度曲線の統計的推定, 第 2 回リアルタイム地震防災シンポジウム論文集, pp.47-50, 2000

- 1.12) Murao, O. and Yamazaki, F.: Development of fragility curves for buildings based on damage survey data of a local government after the 1995 Hyogoken-nanbu earthquake, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.65, No.527, pp.189-196, 2000.1 (in Japanese)

村尾修, 山崎文雄: 自治体の被害調査結果に基づく兵庫県南部地震の建物被害関数, 日本建築学会構造系論文集, 第65巻, 第527号, pp.189-196, 2000.1

- 1.13) Shimizu, Y., Motosaka, M. and Ishida, H.: Performance-based seismic evaluation focused on contribution of structural frame, non-structural elements and building equipments to seismic risk, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.77, No.672, pp.177-186, 2012.2 (in Japanese)

清水友香子, 源栄正人, 石田寛: 地震リスクに対する構造・非構造・設備の影響度に着目した建築物の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, 第77巻, 第672号, pp. 177-186, 2012.2

- 1.14)Yaosaka, R. and Takahashi, N.: Effect of fragility updating for LGS partition wall in RC building by the image monitoring on its seismic repair cost evaluation, Journal of Structural Engineering, Vol.70B, pp.241-249, 2024.4 (in Japanese)
八百坂僚祐, 高橋典之: 画像モニタリングを想定したフラジリティ曲線更新がRC造建物に設置したLGS間仕切り壁の耐震修復費用評価に与える影響, 構造工学論文集, Vol.70B, pp.241-249, 2024.4
- 1.15)Architectural Institute of Japan, Excel de manabu jishinrisukuhyouka, gihoudousyuppan, 2011
日本建築学会編:「Excelで学ぶ地震リスク評価」, 技報堂出版, 2011
- 1.16)Y. Ohashi: The History of Structural Codes of Buildings in Japan, 1995, The Building Center of Japan, (in Japanese)
大橋雄二, 日本建築構造基準変遷史, 日本建築センター, 1995
- 1.17)Nihon Tekkou renmei, Koukouzou sekkei ensyu, gihoudou, 1970
日本鉄鋼連盟, 鋼構造設計演習, 技法堂出版, 1970
- 1.18)A.Shibata: Saishintaishinkouzoukaiseki, Morikita Publishing Co., Ltd., 2021 (in Japanese)
柴田明德: 最新耐震構造解析 (第3版・補訂版), 森北出版株式会社, 2021
<https://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/content/001843016.pdf> (2024/7/15 参照)
- 1.19)A SURVEY REPORT FOR BUILDING DAMAGES DUE TO THE 1995 HYOGO-KEN NANBU EARTHQUAKE, Building Research Institute Ministry of Construction, March 1996
平成7年(1995年)兵庫県南部地震最終報告書, 国立研究開発法人 建築研究所
<https://www.kenken.go.jp/japanese/research/iisee/list/topics/hyogo/index.htm>
(2026/2/4 参照)
- 1.20)Act No. 205 of 1948: Medical Care Act, Ministry of Health, Labour and Welfare
昭和二十三年 法律第二百五号 医療法 厚生労働省 HP https://www.mhlw.go.jp/web/t_doc?dataId=80090000&dataType=0&pageNo=1 (2023/1/16 参照)
- 1.21)Disaster Base Hospital
災害拠点病院: 疾病又は事業ごとの医療体制について (平成十九年七月二十日医政指発第0720001 号厚生労働省医政局指導課長通知)
- 1.22)Ministry of Health, Labour and Welfare HP
厚生労働省 HP URL : <https://www.mhlw.go.jp/toukei/saikin/hw/iryosd/20a/> (20230116 参照)

1.23)Suginami City, Tokyo HP

東京都杉並区 HP URL : https://www.city.suginami.tokyo.jp/_res/projects/default_project/_page_001/004/663/byouinshubetuichiran3103.pdf (2023/1/16 参照)

1.24)Ministry of Health, Labour and Welfare HP, palliative care

厚生労働省 HP 緩和ケア https://www.mhlw.go.jp/stf/seisakunitsuite/bunya/kenkou_iryuu/kenkou/gan/gan_kanwa.html (2023/1/16 参照)

1.25)Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism Policy Bureau, Information Policy Division
Construction Economy Statistics Office

国土交通省総合政策局情報政策課建設経済統計調査室 https://www.e-stat.go.jp/stat-search/database?page=1&layout=datalist&toukei=00600120&tstat=000001016965&cycle=7&statdisp_id=0003114547&tclass1val=0 (2026/2/11 参照)

第 2 章 現行耐震基準建物の中層鉄骨造建物の回帰曲線による

損傷度判定

2.1 はじめに

近年、建物に深刻な被害をもたらす地震が多発している。東北地方太平洋沖地震や熊本地震をはじめ、さらに、東海地震や東南海・南海地震の発生も懸念されており、地震被害への迅速な対応は喫緊の課題となっている。

大規模地震が発生した際には、まず被災直後の安全性を確認するために応急危険度判定^{2.1)}が実施される。その後、被災状況が確認できて、余震等の発生も落ち着いた段階で、災害復旧のために建築構造技術者による被災度区分判定^{2.2)}が行われ、建物の復旧の可否や被災の程度が判定される。余震による二次災害を防ぐため、資格を有する応急危険度判定士が建物の被害状況を調査し、使用の可否を応急的に判断することを応急危険度判定という。残留変形や部材損傷を調査した上で「危険」「要注意」「調査済」といった 3 種類の区分に判定され、鉄筋コンクリート造、鉄骨造、木造の構造種別ごとに基準が定められている。

しかし、この判定は一般の人が被災建物の危険度を判断することは困難であり、高度な専門知識が必要である。一方で、行政機関や病院などの災害拠点施設は被災直後から活動を開始しなければならない、応急危険度判定士の到着を待つ余裕はない。特に災害拠点病院では、被災直後から治療対応を迫られるため、できるだけ早く活動を再開する必要がある。迅速な復興に貢献するには、最終的な判定は専門家によるものが不可欠であるが、専門家到着までの間に非専門家でも施設の継続利用の可否の判断が出来ることが望ましい。

そのため、残留変形であれば、専門知識を持たない人でも容易に計測・判定できる指標として注目されている。現行の応急危険度判定基準^{2.1)}では、残留変形角が判定基準値として用いられており、傾斜が生じている階が 2 階以上の場合、「危険」は $\delta h > 1/50$ (δ : 残留変形, h : 階高)と規定されている。しかし、実際の判定では残留変形に加えて部材や接合部の損傷も確認するため、基準値は大きく設定されている。この基準値を再評価すれば、残留変形のための判断で専門家到着までの使用可否を暫定的に判定できる可能性がある。

一方、建物の損傷評価に関する研究は数多く行われている。特に高層鉄骨造建物を対象とした長周期地震動による損傷評価では、多数繰返し载荷を受ける部材の安全性が検討されている^{2.3)}。

2.9)。文献 2.3),2.4)では超高層建物の崩壊余裕度に関する研究を進め、被災後の使用可否について判定基準を示している。ここでは余震を考慮した避難要否を検討し、実大振動台実験によって梁の損傷程度を確認し、さらに解析モデルを用いて避難要否を検証している。文献 2.5)～2.7)では部材の疲労実験と骨組モデル・質点系モデルを用いた梁損傷度の評価方法が提案されている。また木村ら 2.8),2.9)は長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の梁端部破断分布を調べ、変形性能や最大応答変位との関係を示している。

このように、長周期地震動を受ける超高層建物では繰返し変形による部材端の損傷が顕著になることが明らかとなっている。しかし、強震動を受ける中低層建物については梁端部破断の分析はあるものの 2.10)、その結果を建物全体の損傷評価に結び付けているとは言い難い。多く存在する中低層建物に対しても、高層建物と同様に損傷評価を行えることが必要と考える。

以上を踏まえ、地震発生から専門家到着までの間に非専門家でも建物使用可否を判断できる可能性を検討することを目的とする。医療施設は病棟部門もあれば、居住施設も付随されるため本来であれば鉄筋コンクリート造が望ましいが、昨今は大スパンなどの可変性や工期などを考慮して、鉄骨造の病院施設も増えてきている。病室のある 20 床以上の病院施設の 6 層 3 スパンの建物、及び 6 層 2 スパンの有床診療所と、3 層 2 スパンの病室のない無床診療所の鉄骨造建物を対象に地震応答解析を実施し、文献 2.3)～2.9)に示された梁端部損傷度 D と最大層間変形角・残留変形角の関係を評価し、建物の安全性および危険度判定基準に関する基礎的検討を行う。

2.2 中層鉄骨造建物の設計

建物用途は医療施設であり、医療施設は厚生労働省により医療法 2.1)で種別が定義されており、以下のように分類される。

医療法 2.11)において医療を行うための場所を病院と診療所とに分類し、病院と診療所との区分については、病院は 20 床以上の病床を有するものとし、診療所は病床を有さないもの又は 19 床以下の病床を有するものとする。参考に厚生労働省による医療施設数及び病床数の表 2.1 を掲示する。また、病院の類型として分類分けが病院機能、種類、開設者別等に様々に分かれている。本論文では冒頭に記載したように被災後も継続的に持続可能な機能としての判断が迫られるため、医療施設を対象の建築物として選定した。医療機能や避難安全性及び耐震性の確保などの機能性が求められる建物となる。

表 2.2 に示す 6 層 2 スパン(6F-2)、6 層 3 スパン(6F-3)および 3 層 2 スパン(3F-2)の鉄骨造建築物を現行の基規準を満足するように設計ルート 3 で設計し、地震応答解析を実施する。地震応答解析結果より、梁端部の損傷度を算定し、それに基づいて対象建物の崩壊危険度を判定し、残留変形と危険度を関連付ける。

設計には、一貫構造計算ソフト「Super Build®/SS7」を用いる。図 2.1 に 6 層 2 スパンの建物を示す。対象建物の主体構造は 1 章で記載したように鉄骨ラーメン構造であり、積載荷重は表 2.3 に示す通りである。3 種類の対象建物は、X 方向、Y 方向共にルート 3 で設計している。対象とする 3 つの建物において、PH 部分を除く主架構鉄骨梁部分の検定比の最大値は 0.99，最小値は 0.73 である。6 層 3 スパン建物および 3 層 2 スパン建物の概要を図 2.2，2.3 に示す。

表 2.1 医療施設数及び病床数（令和二年十月一日現在）^{2.2), 2.12)}

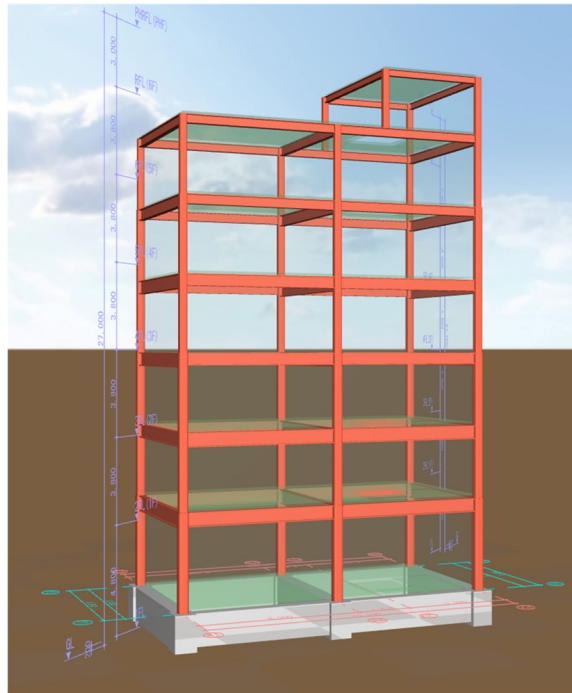
施設数		病床数	
総数	178,724	総数	1,593,633
病院	8,238	病院	1,507,526
精神科病院	1,059	精神病床	324,481
一般病院	7,179	感染症病床	1,904
療養病床を有する 病院（再掲）	(3,554)	結核病床	4,107
		療養病床	289,114
		一般病床	887,920
一般診療所	102,612	一般診療所	86,046
有床	6,303		
療養病床を有する 一般診療所（再掲）	(699)	療養病床（再掲）	(6,936)
無床	96,309		
歯科診療所	67,874	歯科診療所	61

表 2.2 建物形状

	階数	スパン数	スパン(mm)	階高(mm)	
6F-2	6	1×2	8000	1F	4800
				2～6F	3800
				PH	3000
6F-3	6	1×3	8000	1F	4800
				2～6F	3800
				PH	3000
3F-2	3	1×2	8000	1F	4800
				2～3F	3800
				PH	3000

表 2.3 積載荷重一覧(N/m²)

積載荷重	スラブ用	小梁用	ラーメン用	地震用
病室、廊下	1800	1800	1300	600
スタッフ諸室	2900	2900	1800	800
厨房他	3500	3500	3200	2100
非歩行屋根	900	900	650	300
倉庫、リネン	3900	3900	2900	2000
診察室、処置室	3900	3250	2400	1600
手術室	3900	2600	2400	1600
C T室、機械室	4000	4000	3500	2800
設備置場	4000	4500	4000	2600
E Vピット	21000	21000	21000	21000
内部階段	2900	2350	1800	800

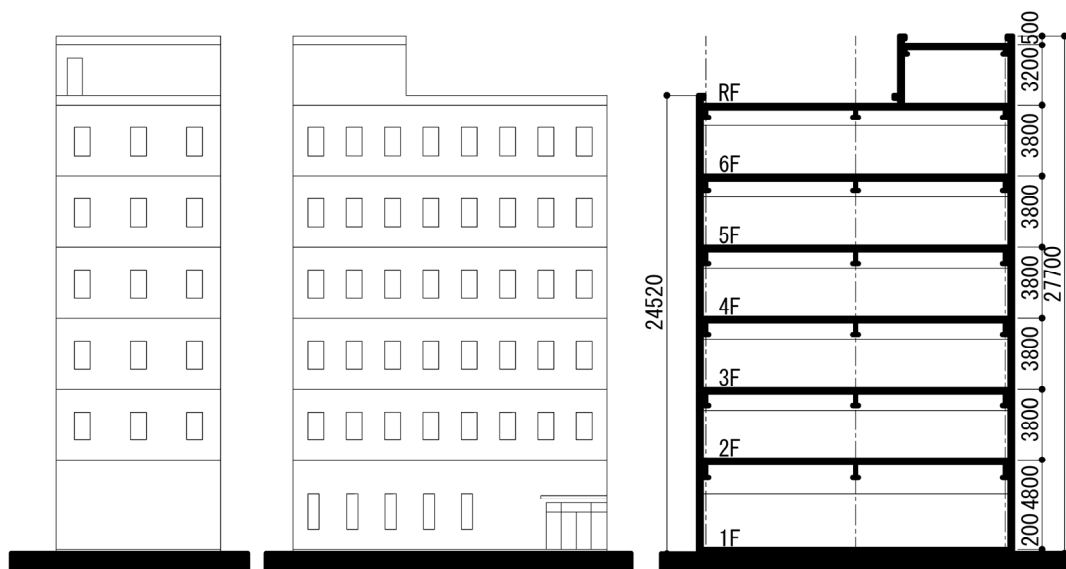


(a) 架構モデル

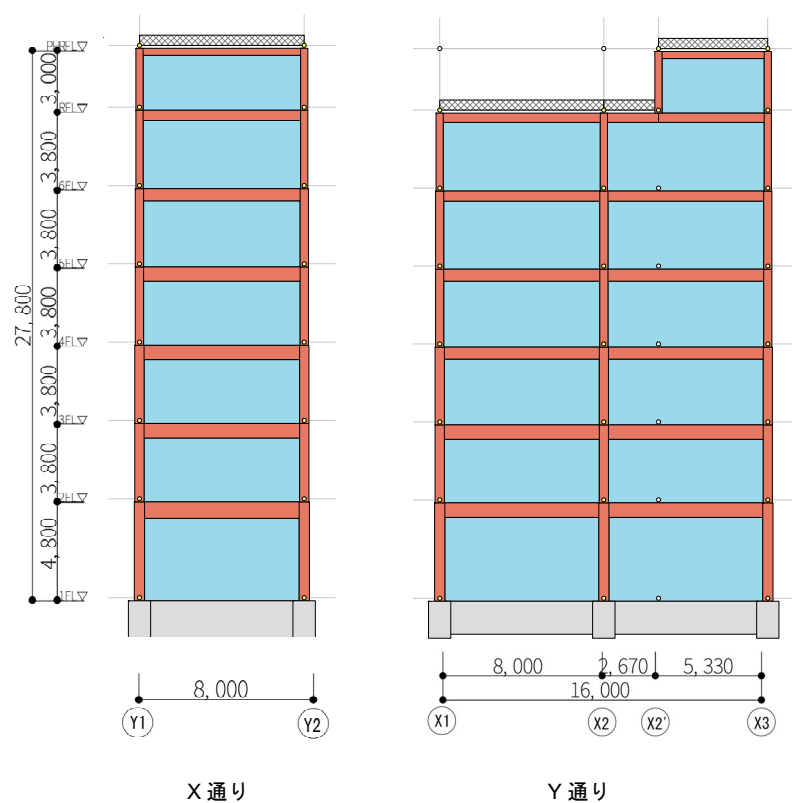


(b) 平面図

図 2.1 6 層 2 スパン建物

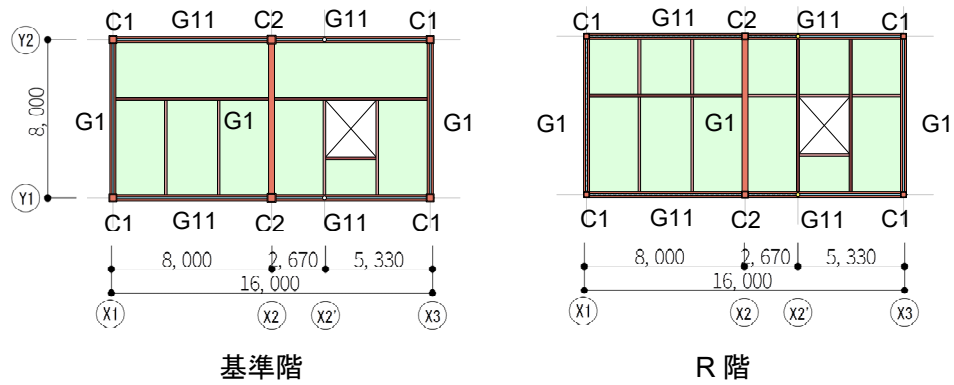


(c) 立面図，断面図



(d) 軸組図

図 2.1 6 層 2 スパン建物

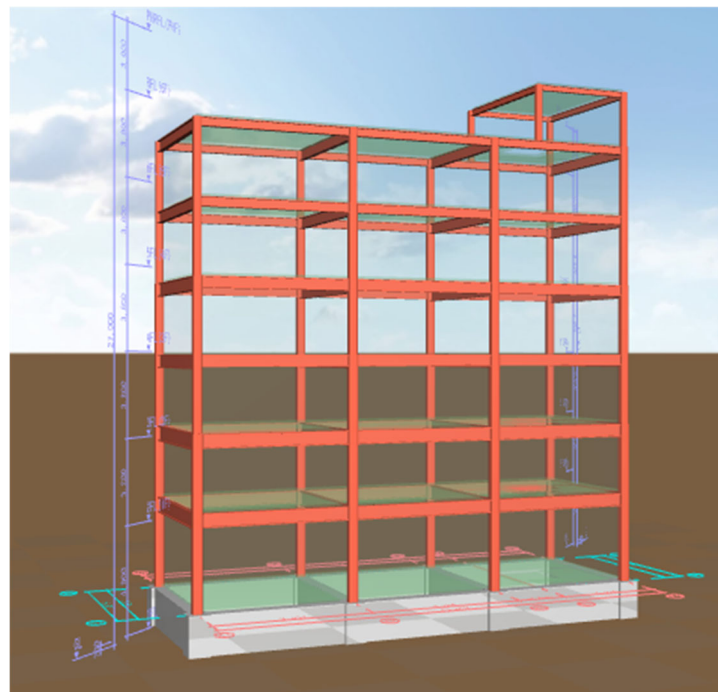


(e) 伏図

6階2スパン	G1	G11	C1	C2
PHRFL	H-294x200x8x12	H-244x175x7x11		
RFL	H-440x300x11x18		□-300x300x12	
6FL	H-488x300x11x18	H-440x300x11x18	□-350x350x12	□-350x350x19
5FL	H-588x300x12x20	H-488x300x11x18	□-350x350x16	
4FL	H-594x302x14x23	H-588x300x12x20	□-350x350x16	□-400x400x16
3FL	H-700x300x13x24	H-594x302x14x23	□-400x400x16	
2FL	H-800x300x14x26	H-700x300x13x24	□-400x400x19	□-400x400x22
1FL	地中梁2300x1000	地中梁2300x800	□-500x500x22	

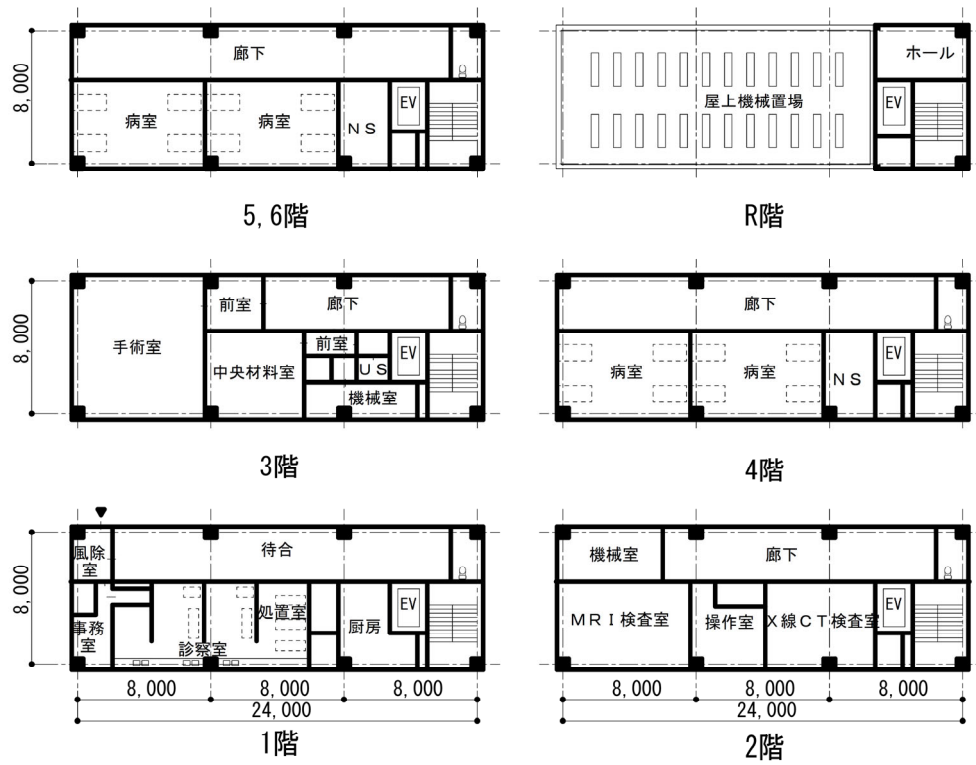
(f) 部材リスト

図 2.1 6 層 2 スパン建物

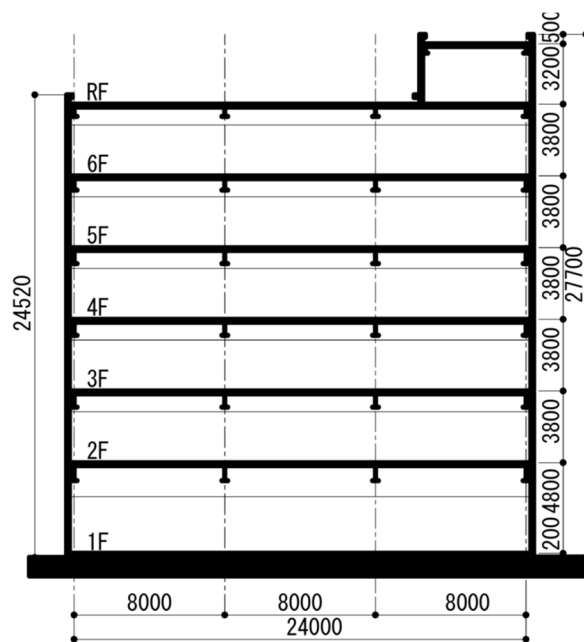


(a) 架構モデル

図 2.2 6 層 3 スパン建物

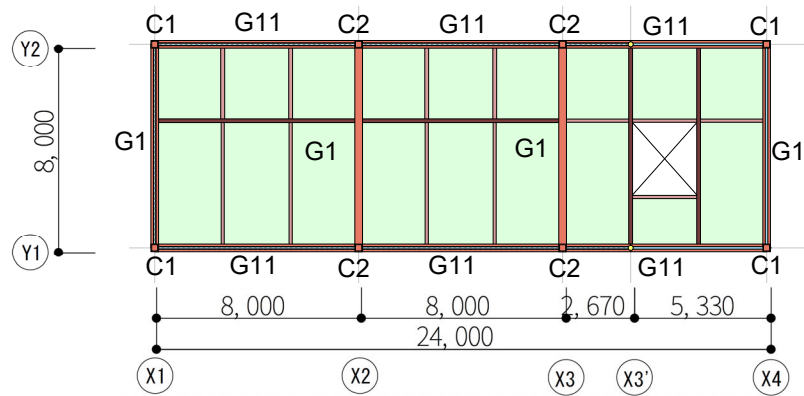


(b) 平面図

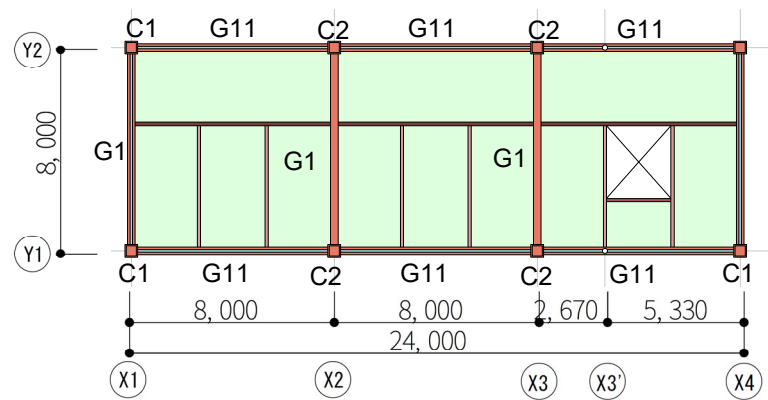


(c) 断面図

図 2.2 6 層 3 スパン建物



(f-2) R 階伏図

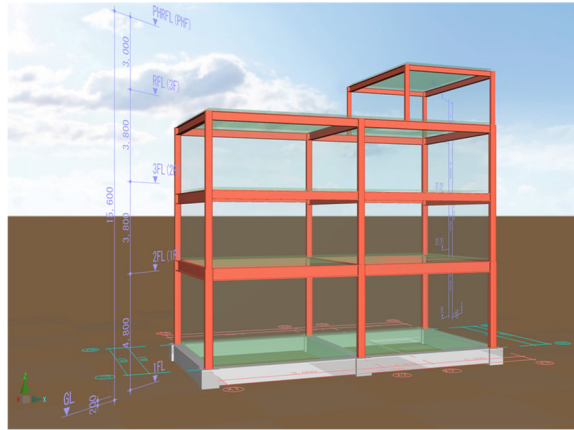


(f-1) 基準階伏図

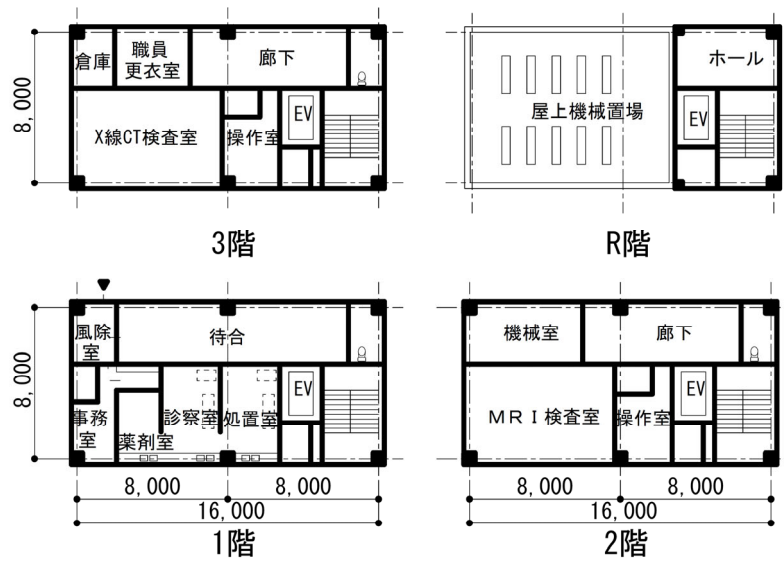
6階3スパン	G1	G11	C1	C2
PHRFL	H-340x250x9x14	H-294x200x8x12		
RFL	H-588x300x12x20	H-440x300x11x18	□-350x350x16	
6FL	H-594x302x14x23	H-488x300x11x18	□-400x400x22	
5FL	H-700x300x13x24	H-588x300x12x20	□-400x400x22	□-450x450x19
4FL	H-700x300x13x24	H-588x300x12x20	□-450x450x19	
3FL	H-800x300x14x26	H-700x300x13x24	□-450x450x19	□-500x500x19
2FL	H-800x300x14x26	H-700x300x13x24	□-500x500x19	
1FL	地中梁2000x700		□-500x500x22	

(g) 部材リスト

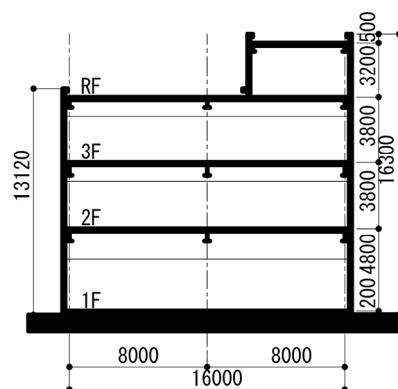
図 2.2 6 層 3 スパン建物



(a) 架構モデル

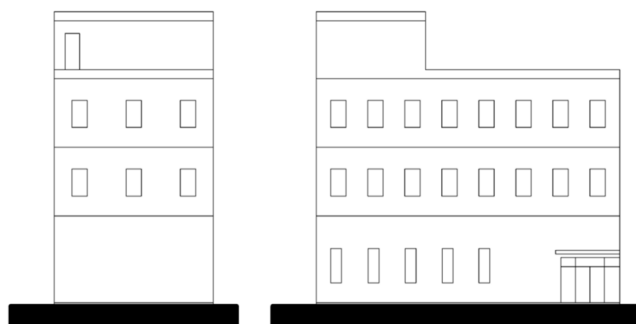


(b) 平面図

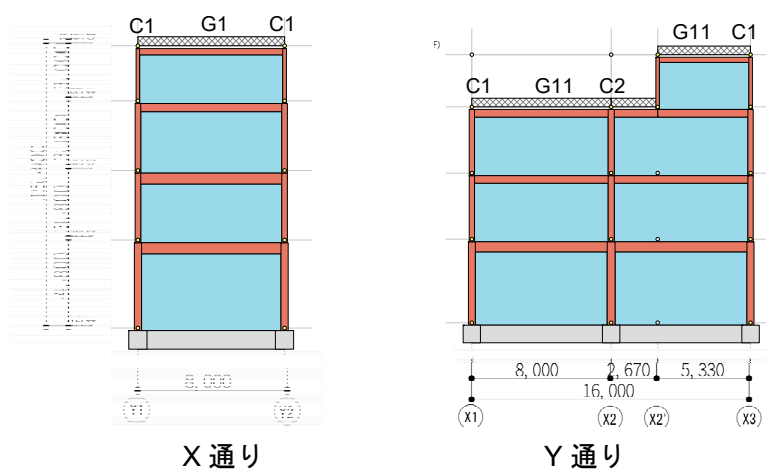


(c) 断面図

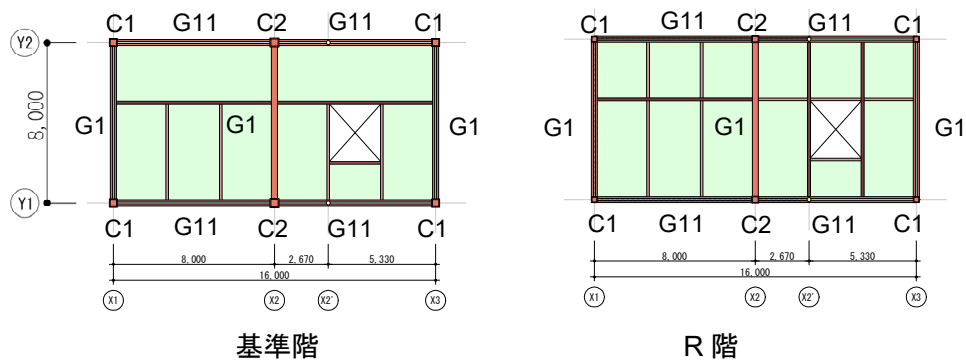
図 2.3 3 層 2 スパン建物



(d) 立面図



(e) 軸組図



(f) 伏せ図

3階2スパン	G1	G11	C1	C2
PHRFL	H-340x250x9x14	H-294x200x8x12		
RFL	H-440x300x11x18		□-250x250x19	
3FL	H-588x300x12x20	H-440x300x11x18	□-350x350x16	
2FL	H-594x302x14x23	H-582x300x12x17	□-350x350x19	
1FL	地中梁900x600	地中梁800x600	□-400x400x19	

(g) 部材リスト

図 2.3 3 層 2 スパン建物

表 2.4 既往の研究における危険度判定基準値

応急危険度判定 ¹⁾	Aランク (調査済み)	Bランク (要注意)	Cランク (危険)	
1F 残留変形角	$\delta/h \leq 1/100$	$1/100 < \delta/h \leq 1/30$	$1/30 < \delta/h$	
2F以上 残留変形角	$\delta/h \leq 1/200$	$1/200 < \delta/h \leq 1/50$	$1/50 < \delta/h$	
建物の崩壊余裕度評価 ³⁾	安全	要注意	危険	崩壊点
最大層間変形角	$\theta_{\max} < 1/100$	$1/100 \leq \theta_{\max} < 1/50$	$1/50 \leq \theta_{\max}$	$1/25 = \theta_{\max}$

2.3 応急危険度判定と建物の崩壊余裕度評価の判定基準

以下の検討では、文献 2.1)の応急危険度判定と、文献 2.3)の「建物の崩壊余裕度評価のための技術資料（以下、建物の崩壊余裕度評価と呼ぶ）」に示された判定基準を参考とする。それぞれの判定基準について本章でまとめる。

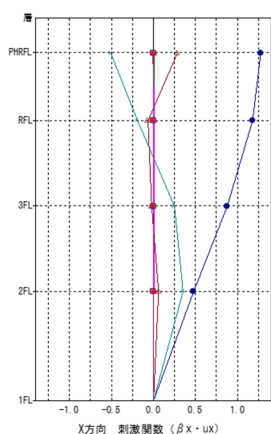
応急危険度判定基準^{2.1)}では、「調査済」、「要注意」、「危険」の 3 つの区分に判定され、それぞれの判定基準値として、残留変形角が用いられている。

建物の崩壊余裕度評価^{2.3)}では、鉄骨造高層建物を対象に長周期地震動に対する崩壊余裕度を最大層間変形角に基づいて定量的に評価する手法を提案しており、崩壊余裕度は「安全」、「要注意」、「危険」の 3 段階で判定される。ここで、「安全」は軽微損傷以下であり、「要注意」とは健全度が低下した状態、「危険」とは余震による崩壊の危険性がある状態として提案されている。それぞれの領域の境界として、「避難準備限界」と「避難限界」が提案されており、最大層間変形角で定義されている。また、「崩壊点」を最大変形角 1/25 として提案している。文献 2.1), 2.3)の判定基準値を表 2.4 にまとめる。

2.4 地震応答解析

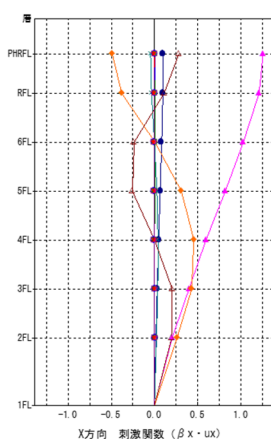
2.4.1 解析モデル

地震応答解析には、立体フレーム動的弾塑性応答解析ソフト「SS21/3D・DynamicPRO」を使用し、SS7 のデータを移行して用いる。剛床仮定を用い、減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数 $h=0.02$ とする。応答解析の時間刻みは 0.001 秒、 $P-A$ 効果を考慮し、柱と梁の復元力特性はバイリニア型とする。バイリニアの降伏点は、全塑性モーメントに達した点とし、降伏後の勾配は弾性時の 1/1000 とする。対象建物の 1～3 次の固有周期は 1.04～0.75 秒であり、6 層 2 スパンと 6 層 3 スパンの 1 次モードは短辺方向である Y 方向、2 次モードでは長辺方向である X 方向、3 次モードではねじれ方向である θ_z 方向が卓越するモードであり、3 層 2 スパンの 1 次モードは X 方向、2 次モードは Y 方向、3 次モードは θ_z 方向が卓越するモードである。図 2.4.1 及び 2 に固有周期を示す。



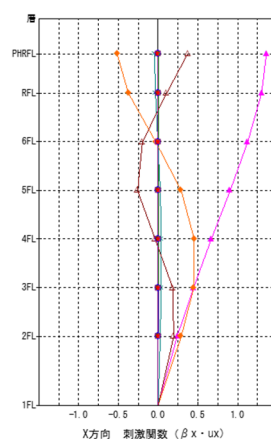
- 1次 T=0.8445s
- ▲ 2次 T=0.8278s
- 3次 T=0.7471s
- ◆ 4次 T=0.2988s
- ✕ 5次 T=0.2780s
- ★ 6次 T=0.2553s
- 7次 T=0.2385s
- △ 8次 T=0.1862s
- 9次 T=0.1724s

(a)3 層 2 スパン



- 1次 T=1.0356s
- ▲ 2次 T=1.0259s
- 3次 T=0.9161s
- ◆ 4次 T=0.3791s
- ✕ 5次 T=0.3746s
- ★ 6次 T=0.3384s
- 7次 T=0.2217s
- △ 8次 T=0.2130s
- 9次 T=0.1954s

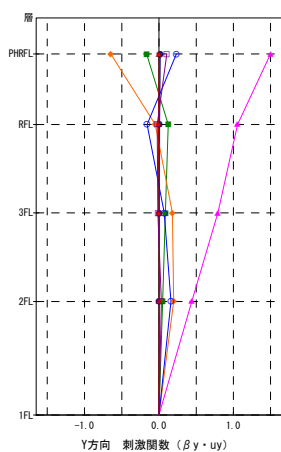
(b)6 層 2 スパン



- 1次 T=1.0213s
- ▲ 2次 T=0.9988s
- 3次 T=0.9134s
- ◆ 4次 T=0.3646s
- ✕ 5次 T=0.3624s
- ★ 6次 T=0.3302s
- 7次 T=0.2163s
- △ 8次 T=0.2057s
- 9次 T=0.1886s

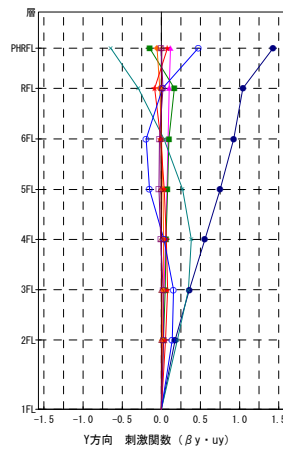
(c)6 層 3 スパン

図 2.4.1 固有周期 X 方向



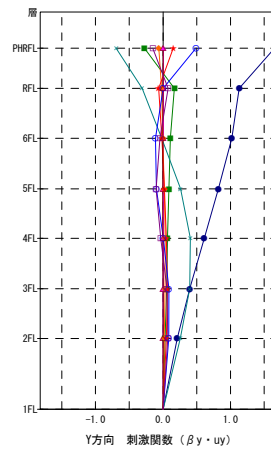
- 1次 T=0.8445s
- ▲ 2次 T=0.8278s
- 3次 T=0.7471s
- ◆ 4次 T=0.2988s
- ✕ 5次 T=0.2780s
- ★ 6次 T=0.2553s
- 7次 T=0.2385s
- △ 8次 T=0.1862s
- 9次 T=0.1724s

(a)3 層 2 スパン



- 1次 T=1.0356s
- ▲ 2次 T=1.0259s
- 3次 T=0.9161s
- ◆ 4次 T=0.3791s
- ✕ 5次 T=0.3746s
- ★ 6次 T=0.3384s
- 7次 T=0.2217s
- △ 8次 T=0.2130s
- 9次 T=0.1954s

(b)6 層 2 スパン



- 1次 T=1.0213s
- ▲ 2次 T=0.9988s
- 3次 T=0.9134s
- ◆ 4次 T=0.3646s
- ✕ 5次 T=0.3624s
- ★ 6次 T=0.3302s
- 7次 T=0.2163s
- △ 8次 T=0.2057s
- 9次 T=0.1886s

(c)6 層 3 スパン

図 2.4.2 固有周期 Y 方向

2.4.2 入力地震波

地震応答解析では、地動加速度の EW 方向と NS 方向成分をそれぞれ X 方向と Y 方向に 2 方向同時入力する。入力地震波は、気象庁強震観測データおよび地方公共団体の震度計で計測された 115 か所の様々な地域の震度 6 弱以上の強震記録を用いる。図 2.5 に JMA 神戸と震度 6 強（計測震度 6.0～6.4）の加速度波形の速度応答スペクトルを示す。応答解析に用いた強震記録の観測地点等の情報を表 2.5 に示す。入力地震動として、気象庁および地方公共団体の震度計にて計測された地震波データを用いている。JMA 神戸および震度 6 弱以上の地震波の計測地点、地震名称、日付を計測震度別に、年代の古い順番に記載している。

地震波を 1 回のみ入力した場合と 2 回連続で同じ地震波を入力した場合について地震応答解析を行う。同一地震波を 2 回連続で入力するのは、本震と同規模の余震が発生することを想定したものである。1 回目と 2 回目の地震波の間には 60 秒の自由振動時間を設けている。また、地震波の後に 60 秒の自由振動時間を設け、変形が概ね一定となることを確認の上、残留変形を求めている。なお、建物の崩壊は X 方向と Y 方向で別々に判定し、1 回目の入力で崩壊した方向に関しては 1 回目のデータのみを採用し、そうでない場合は、1 回目と 2 回目のデータを採用している。図 2.6 に入力地震波の一例で熊本市南区城南町・計測震度 5.9 地震波 2 連続の時刻歴を示す。

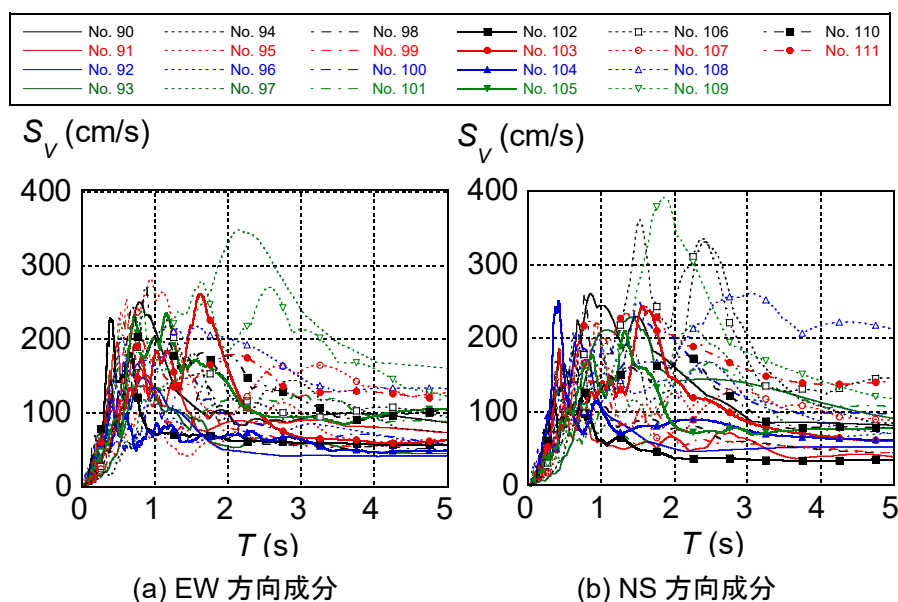


図 2.5 JMA 神戸(No.90)と震度 6 強の強震記録の速度応答スペクトル

表 2.5 入力地震波 1 ※は地方公共団体の震度計データ，無印は気象庁の強震観測データ

NO	震度	計測地点	地震名称	日付	NO	震度	計測地点	地震名称	日付
1	5.5	栗原市栗駒	宮城県沖の地震	2003年5月26日	46	5.6	浪江町幾世橋	福島県沖の地震	2021年2月13日
2	5.5	石巻市泉町	宮城県沖の地震	2003年5月26日	47	5.7	新冠町北星町	十勝沖地震（本震）	2003年9月26日
3	5.5	涌谷町新町	宮城県沖の地震	2003年5月26日	48	5.7	守門村須原	新潟県中越地方	2004年10月23日
4	5.5	静内町ときわ	十勝沖地震（本震）	2003年9月26日	49	5.7	新潟川西町水口沢	新潟県中越地方	2004年10月23日
5	5.5	鹿追町東町	十勝沖地震（本震）	2003年9月26日	50	5.7	福岡中央区舞鶴	福岡県北西沖の地震	2005年3月20日
6	5.5	豊頃町茂岩本町	十勝沖地震（本震）	2003年9月26日	51	5.7	御前崎市御前崎	駿河湾の地震	2009年8月11日
7	5.5	幕別町忠類錦町	十勝沖地震（本震）	2003年9月26日	52	5.7	大崎市古川三日町	宮城県沖の地震	2011年4月7日
8	5.5	長岡市幸町	新潟県中越地方	2004年10月23日	53	5.7	涌谷町新町	宮城県沖の地震	2011年4月7日
9	5.5	広神村今泉	新潟県中越地方	2004年10月23日	54	5.7	宇城市松橋町	熊本県熊本地方の地震	2016年4月14日
10	5.5	新潟三島町上岩井	新潟県中越地方	2004年10月23日	55	5.7	菊池市隈府	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
11	5.5	栃尾市大町	新潟県中越地方	2004年10月23日	56	5.7	玉名市天水町_	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
12	5.5	入込瀬村六沢	新潟県中越地方	2004年10月23日	57	5.7	御船町御船	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
13	5.5	鉾田市鉾田	茨城県沖の地震	2011年3月11日	58	5.7	南阿蘇村河陰	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
14	5.5	松島町高城	宮城県沖の地震	2011年4月7日	59	5.7	氷川町島地	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
15	5.5	大船渡市大船渡町	宮城県沖の地震	2011年4月7日	60	5.7	和水町江田	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
16	5.5	登米市中田町	宮城県沖の地震	2011年4月7日	61	5.7	本宮市白岩	福島県沖の地震	2021年2月13日
17	5.5	天草市五和町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日	62	5.8	大船渡市大船渡町	宮城県沖の地震	2003年5月26日
18	5.5	八代市鏡町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日	63	5.8	涌谷町新町	宮城県北部の地震	2003年7月26日
19	5.5	上天草市大矢野町	熊本県熊本地方の地震	2016年4月16日	64	5.8	浦河町潮見	十勝沖地震（余震）	2003年9月26日
20	5.5	別府市鶴見	熊本県熊本地方の地震	2016年4月16日	65	5.8	釧路町別保	十勝沖地震（本震）	2003年9月26日
21	5.5	箕面市栗生外院	大阪府北部の地震	2018年6月18日	66	5.8	幕別町本町	十勝沖地震（本震）	2003年9月26日
22	5.5	和水町江田	熊本県熊本地方の地震	2019年1月3日	67	5.8	五戸町古館	岩手県沿岸北部の地震	2008年7月24日
23	5.5	須賀川市八幡町	福島県沖の地震	2021年2月13日	68	5.8	阿蘇市内牧	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
24	5.5	川内村上川内早渡	福島県沖の地震	2021年2月13日	69	5.8	菊陽町久保田	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
25	5.5	福島伊達市前川原	福島県沖の地震	2021年2月13日	70	5.8	熊本北区植木町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
26	5.5	福島伊達市梁川町	福島県沖の地震	2021年2月13日	71	5.8	鶴岡市温海川	山形県沖の地震	2019年6月18日
27	5.5	亘理町悠里	福島県沖の地震	2021年2月13日	72	5.8	登米市追町	福島県沖の地震	2021年2月13日
28	5.6	浦河町潮見	十勝沖地震（本震）	2003年9月26日	73	5.9	十日町市千歳町	新潟県中越地方	2004年10月23日
29	5.6	大崎市古川三日町	岩手・宮城内陸地震	2008年6月14日	74	5.9	新潟中里村田沢	新潟県中越地方	2004年10月23日
30	5.6	栗原市栗駒	宮城県沖の地震	2011年4月7日	75	5.9	堀之内町堀之内	新潟県中越地方	2004年10月23日
31	5.6	いわき市三和町	福島県中通りの地震	2011年4月12日	76	5.9	出雲崎町米田	新潟県上中越沖	2007年7月16日
32	5.6	菊池市泗水町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日	77	5.9	栗原市栗駒	岩手・宮城内陸地震	2008年6月14日
33	5.6	玉名市横島町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日	78	5.9	熊本西区春日	熊本県熊本地方の地震	2016年4月14日
34	5.6	合志市御代志	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日	79	5.9	宇城市不知火町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
35	5.6	茨木市東中条町	大阪府北部の地震	2018年6月18日	80	5.9	熊本南区城南町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
36	5.6	大阪北区茶屋町	大阪府北部の地震	2018年6月18日	81	5.9	熊本南区富合町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
37	5.6	枚方市大垣内	大阪府北部の地震	2018年6月18日	82	5.9	熊本美里町馬場	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
38	5.6	宮城川崎町前川	福島県沖の地震	2021年2月13日	83	5.9	由布市湯布院町川上	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
39	5.6	桑折町谷地	福島県沖の地震	2021年2月13日	84	5.9	南阿蘇村中松	熊本県熊本地方の地震	2016年4月16日
40	5.6	山元町浅生原	福島県沖の地震	2021年2月13日	85	5.9	札幌東区元町	胆振地方中東部の地震	2018年9月6日
41	5.6	川俣町五百田	福島県沖の地震	2021年2月13日	86	5.9	厚真町鹿沼	胆振地方中東部の地震	2019年2月21日
42	5.6	双葉町岡竹	福島県沖の地震	2021年2月13日	87	5.9	郡山市朝日	福島県沖の地震	2021年2月13日
43	5.6	大熊町大川原	福島県沖の地震	2021年2月13日	88	5.9	石巻市桃生町	福島県沖の地震	2021年2月13日
44	5.6	南相馬市小高区	福島県沖の地震	2021年2月13日	89	5.9	天栄村下松本	福島県沖の地震	2021年2月13日
45	5.6	福島市五老内町	福島県沖の地震	2021年2月13日	90	—	JMA神戸	兵庫県南部地震	1995年1月17日

表 2.5 入力地震波 2 ※は地方公共団体の震度計データ，無印は気象庁の強震観測データ

NO	震度	計測地点	地震名称	日付	NO	震度	計測地点	地震名称	日付
91	6.0	新潟小国町法坂	新潟県中越地方	2004年10月23日	106	6.2	嘉島町上島	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
92	6.0	富士宮市弓沢町	静岡県東部の地震	2011年3月15日	107	6.2	合志市竹迫	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
93	6.0	宇城市松橋町	熊本県熊本地方の地震	2016年4月16日	108	6.2	南阿蘇村河陽	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
94	6.0	宇城市小川町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日	109	6.3	山古志村竹沢	新潟県中越地方	2004年10月23日
95	6.0	熊本中央区大江	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日	110	6.3	小千谷市城内	新潟県中越地方	2004年10月23日
96	6.0	熊本西区春日	熊本県熊本地方の地震	2016年4月16日	111	6.4	菊池市旭志	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
97	6.0	厚真町京町	胆振地方中東部の地震	2018年9月6日	112	6.5	川口町川口	新潟県中越地方	2004年10月23日
98	6.0	相馬市中村	福島県沖の地震	2021年2月13日	113	6.5	厚真町鹿沼	胆振地方中東部の地震	2018年9月6日
99	6.0	蔵王町円田	福島県沖の地震	2021年2月13日	114	6.6	西原村小森	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
100	6.1	宇城市豊野町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日	115	6.7	益城町宮園	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
101	6.1	大津町大津	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日					
102	6.1	村上市府屋	山形県沖の地震	2019年6月18日					
103	6.1	国見町藤田	福島県沖の地震	2021年2月13日					
104	6.1	新地町谷地小屋	福島県沖の地震	2021年2月13日					
105	6.2	宇土市蒲田町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日					

2.4.3 損傷度の判定

以下の検討において，建物の崩壊判定は各層の梁端部の破断により判定する。梁端部の破断は，文献 2.3)～2.7)に示す損傷度 D を用いて判定する。損傷度 D は，梁端部の塑性率の時刻歴からレインフロー法および Miner 則によって，一定振幅の繰り返し実験より求めた破断までの繰り返し回数から判定される値であり，式(2.1.a)で評価し，損傷度 D が 1.0 を超えると破断と判定する。疲労曲線は式(2.1.b)であり，本論文では，参考文献 2.6) により係数を $C=5.0$, $\beta=1/3$ とする^{2.6)}。 μ_i はレインフロー法により求めた塑性率の各振幅であり， N_{fi} は μ_i に対応する破断までの繰り返し回数である。損傷度 D は「SS21／3D・DynamicPRO」によって計算される。

$$D = \sum D_i = \sum \frac{1}{N_{fi}} = \sum \left(\frac{\mu_i}{C} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (2.1.a)$$

$$\mu_i = C \times (N_{fi})^{-\beta} \quad (2.1.b)$$

図 2.6.1 に層せん断力・層間変形角(重心位置)関係の一例を示す。6 層 2 スパンの建物において，2016 年 4 月 16 日熊本県熊本地方地震の熊本市南区城南町での観測地震波を入力した結果であり，1 回目の地震波で Y 方向の一部梁端が破断 ($D_{\max}=1.75$)，2 回目の地震波で，3FL の Y 方向の全梁端部が破断 ($D_{\min}=1.61$) したと判定された解析例である。1 回目の地震応答を赤色，2 回目の地震応答を青色で示している。

図 2.6.2 及び図 2.6.3 に図 2.6.1 と同様の地震波の 6F-2 の層せん断力-時刻歴（2 層目）及び層間変形角-時刻歴（2 層目）を示す。

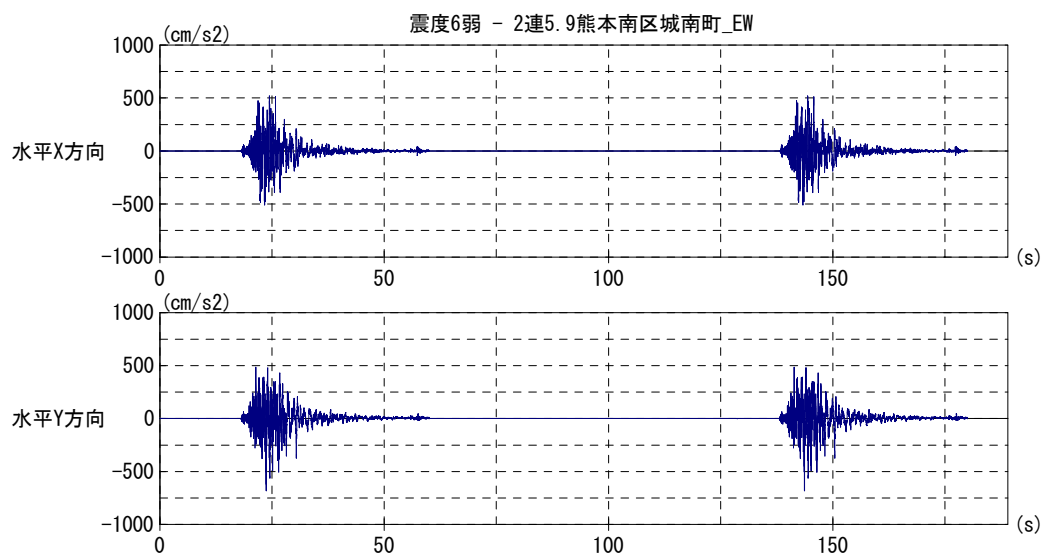
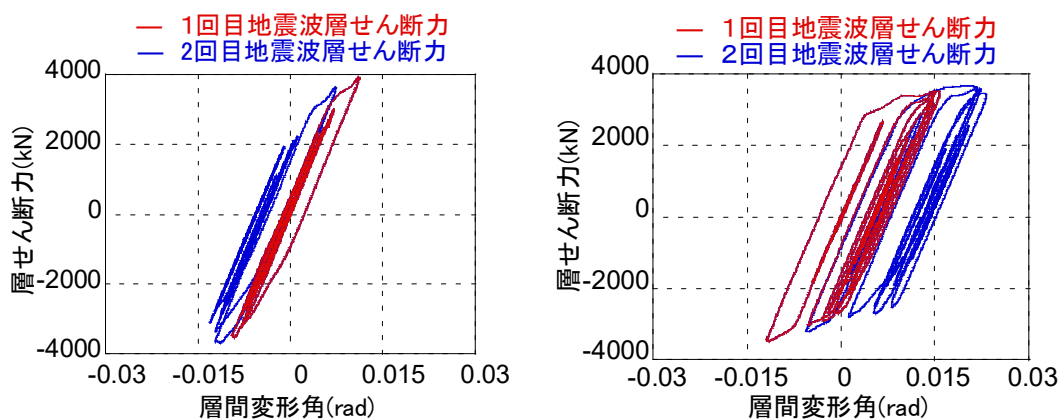


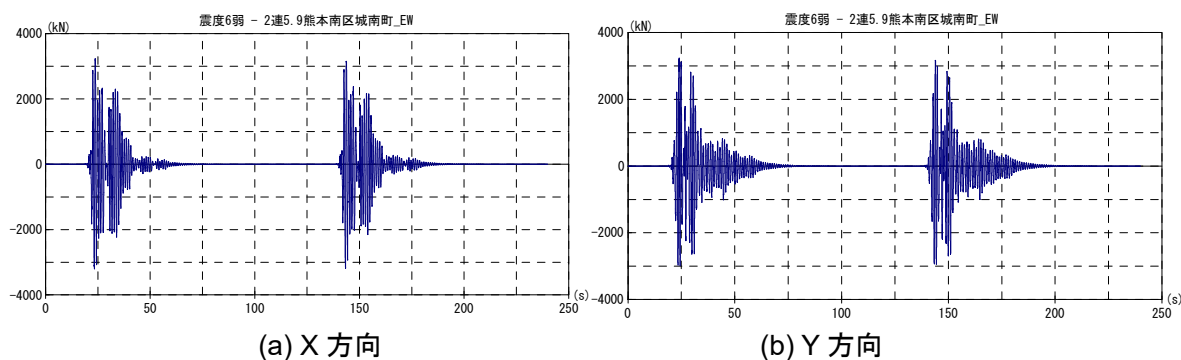
図 2.6 熊本市南区域南町-計測震度 5.9 地震波 2 連続の時刻歴



(a) X 方向

(b) Y 方向

図 2.6.1 6F-2 の層せん断力-層間変形角関係（2 層目）



(a) X 方向

(b) Y 方向

図 2.6.2 6F-2 の層せん断力-時刻歴（2 層目）

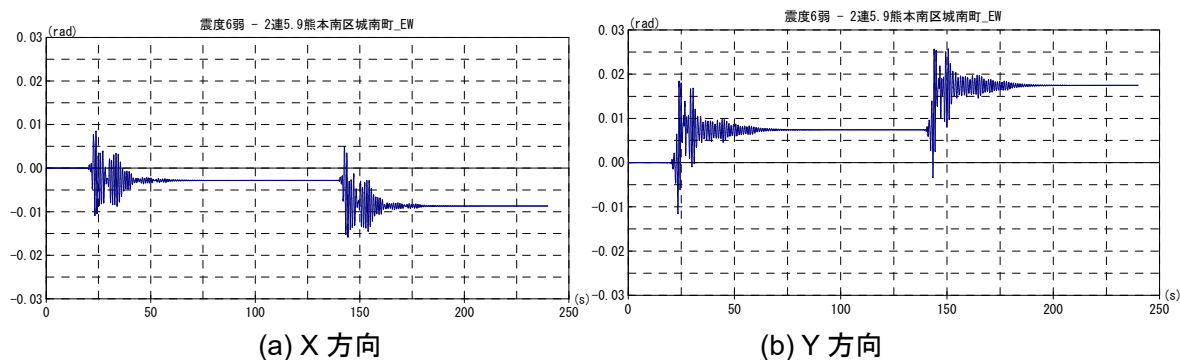


図 2.6.3 6F-2 の層間変形角-時刻歴（2 層目）

表 2.6 危険度の判定基準

安全	要注意	危険	崩壊
${}_1D_{\max} < 1.0$ and ${}_2D_{\max} < 1.0$	${}_1D_{\max} < 1.0$ and ${}_2D_{\max} \geq 1.0$ and ${}_2D_{\min} < 1.0$	$({}_1D_{\min} < 1.0 \text{ and } {}_1D_{\max} \geq 1.0)$ or $({}_1D_{\min} < 1.0 \text{ and } {}_2D_{\min} \geq 1.0)$	${}_1D_{\min} \geq 1.0$

2.5 回帰曲線による判定基準

2.5.1 損傷度判定基準

本論文における建物の「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の判定基準について、文献 2.3)を参考に以下のように定義する。

文献 2.3)において、『安全（軽微損傷以下）』は、無損傷から一部損傷の範囲であって、建物を継続使用できる状態である。」と定義されている。ここでは、損傷とは梁端部の損傷度 $D \geq 1.0$ と定義し、「安全」とは、同規模の地震が 2 回来た場合においても、全ての梁端部が $D < 1.0$ の状態とする。

文献 2.3)では、『要注意（健全度低下）』は、一部の部材に劣化を伴う損傷が生じる状態まで」であり、継続使用には検査が必要な状態であると定義されている。ここでは、1 回目の地震では全梁端部の損傷度が $D < 1.0$ であり、同規模の地震が 2 回来た場合に損傷度が $D \geq 1.0$ となる梁端が存在する場合とする。

文献 2.3)では、『危険（余震により崩壊の危険性あり）』は、『要注意（健全度低下）』からさらに損傷が進んだ状態であって、余震により崩壊点に達する場合である。」と定義されている。ここでは、1 回目の地震では一部の梁端の損傷度が $D \geq 1.0$ 、または、同規模の地震が 2 回来た場合に、ある層の全梁端の損傷度が $D \geq 1.0$ となる状態であるとする。「崩壊」は、1 回の地震入力で、ある層の X 方向もしくは Y 方向のいずれか 1 方向の全梁端の損傷度が $D \geq 1.0$ となる状態とする。

以上の「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の判定について、表 2.6 にまとめる。 $D_{\min}$ は、第 j 層の全ての梁端部の損傷度 D の内の最小値 $D_{j,\min}$ を計算し、全層の $D_{j,\min}$ の最大値を取ったものである。 $D_{\max}$ は、第 j 層の全ての梁端部の損傷度 D の内の最大値 $D_{j,\max}$ を計算し、全層の $D_{j,\max}$ の最大値を取ったものである。表 2.6 中において、 $D_{\min} \geq 1.0$ とは、ある層の全ての梁端部が破断していることを示す。また、 $D_{\max} \geq 1.0$ のとき、梁端部が一か所以上破断していることを示す。 ${}_1D_{\max}$ は 1 回目の地震を受けたときの損傷度 $D_{\max}$ 、 ${}_1D_{\min}$ は 1 回目の地震を受けたときの損傷度 $D_{\min}$ 、 ${}_2D_{\max}$ は 2 回連続の地震を受けたときの損傷度 $D_{\max}$ 、 ${}_2D_{\min}$ は 2 回連続の地震を受けたときの損傷度 $D_{\min}$ である。

2.5.2 危険度の評価基準

震度 6 弱以上の地震動を 1 回入力および 2 回連続して入力したときの対象建物の地震応答解析を実施し、建物の柱梁節点位置での最大層間変形角及び残留変形角と損傷度を求め、それらの関係を調べる。損傷度と変形角の関係から、「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の危険度の基準を求める。

図 2.7 に 6 層 2 スパンの 1 回目の地震動入力に対する解析結果を示す。図 2.7(a)は、最大層間変形角 $\theta_{\max}$ と損傷度 ${}_1D_{\min}$ の関係、図 2.7(b)は残留変形角 θ_R と損傷度 ${}_1D_{\min}$ の関係、図 2.7(c)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ と残留変形角 θ_R の関係を示す。 $\theta_{\max}$ 、 θ_R はいずれも 1 回目の地震を受けたときの変形角である。 ${}_1D_{\max}$ と変形角の関係も同様であることを確認している。地震波は 2 方向同時入力しているが、損傷度、最大層間変形角、残留変形角は X 方向と Y 方向に対して別々に算定し、それぞれの方向に対するそれらの関係を評価に用いる。X 方向と Y 方向それぞれに、全ての層の柱梁節点位置での最大層間変形角の内、最大のものを最大層間変形角 $\theta_{\max}$ とし、同様にすべての層の柱梁節点位置での残留変形角の内、最大の残留変形角を θ_R とする。剛床仮定をもちいているが、骨組全体がねじれ変形しており、各節点の X 方向変位、Y 方向変位の値が異なっているため、最大の値を採用している。最大層間変形角 $\theta_{\max}$ は、SS21/3D・DynamicPRO で出力された分数 (1/整数) の値を用い、以降の図の作成および近似式の導出を行う。

図 2.7(a), (b)を比較すると、残留変形角よりも最大層間変形角と損傷度 D の関係は比較的ばらつきが少ない。図中の実線は、それぞれの関係を対数近似した結果である。残留変形角と損傷度 D の関係式の決定係数は $R^2=0.53$ 、最大層間変形角と損傷度 D の場合の決定係数は $R^2=0.79$ であり、最大層間変形角と損傷度の方が精度は高い。本来であれば、変形角が比較的大きい範囲のデータについて検討すべきであることから、最大層間変形角 1/100 以上の範囲で最大層間変形角と損傷度 D の関係を対数近似した結果、決定係数は $R^2=0.76$ となり、同様に最大層間変形角と損傷度 D の関係の方が残留変形角と損傷度 D の関係より精度は高いことを確認してい

る。また、1/100 以上で評価した場合の近似式における $D=1$ のときの $\theta_{\max}$ の値は、全体データで評価した場合の近似式における $D=1$ の $\theta_{\max}$ の値よりも大きくなる傾向であることから、ここでは、判定基準値を過大に評価しないように、全体で評価した式を採用するものとする。また、図 2.7 (c) より、残留変形角と最大層間変形角の関係式の決定係数は $R^2=0.77$ である。以上より、損傷度と最大層間変形角の関係式から、危険度の基準を最大層間変形角で評価し、その最大層間変形角を残留変形角に変換することで、最終的には残留変形角による危険度の判定基準値を示す。なお、応急危険度判定基準の判定値は、1 階と 2 階以上を分けて示されているが、解析結果より層間変形角の最大値が必ずしも 1 階ではなかったことから、全階のデータをまとめて整理する。

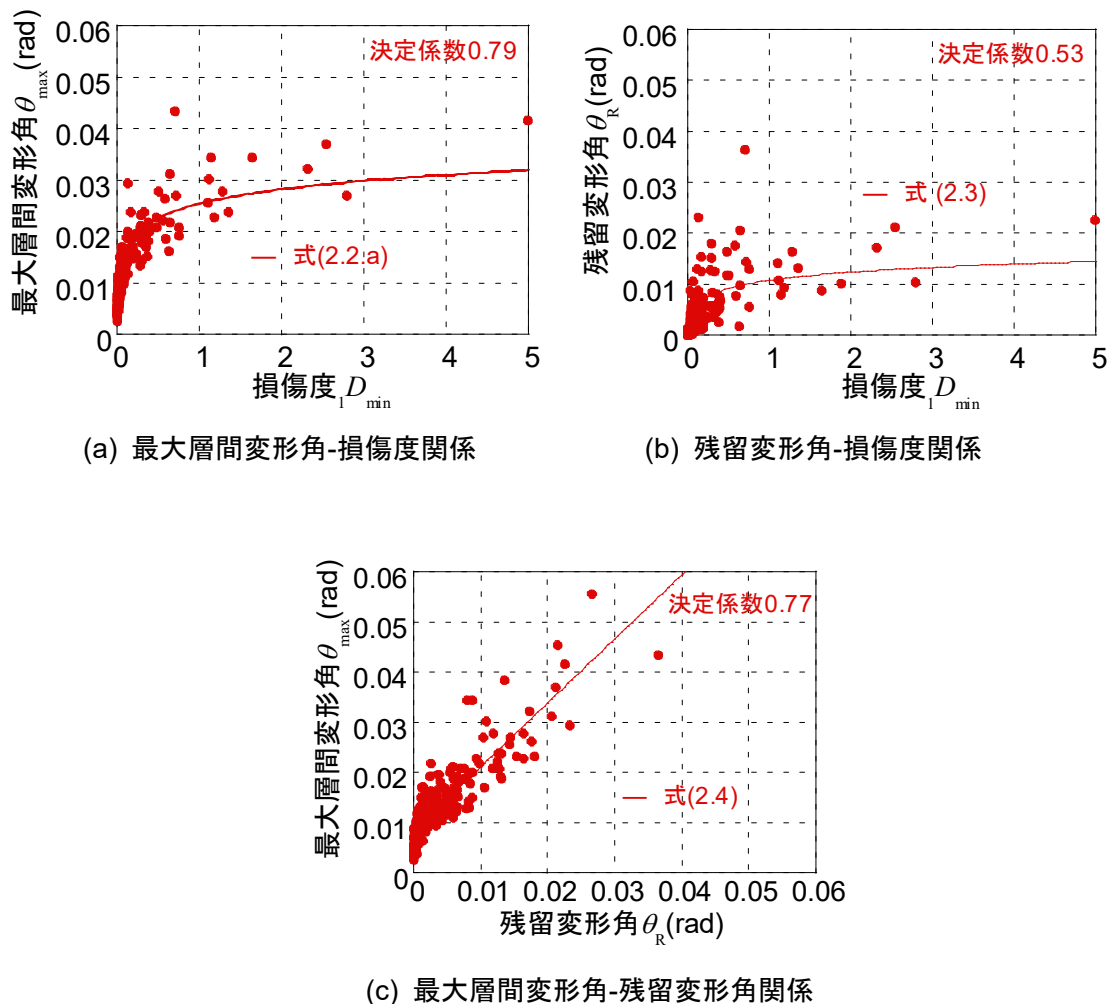


図 2.7 変形角と損傷度の関係 (6 層 2 スパン)

2.5.3 対象建物の危険度の判定基準値

(a) 6 層 2 スパン (6F-2)

図 2.8 に、6 層 2 スパンの最大層間変形角 $\theta_{\max}$ と損傷度 D の関係を示す。図 2.8(a)は $D_{\min}$ 、図 2.8(b)は $D_{\max}$ を示し、1 回目の地震波を受けた場合の結果 ($\theta_{\max-1}D_{\min}$ 関係および $\theta_{\max-1}D_{\max}$ 関係) を赤、続けて 1 回目の地震波による最大層間変形角 $\theta_{\max}$ と 2 回連続の地震波を受けた場合の損傷度 ${}_2D_{\min}$ および ${}_2D_{\max}$ の結果を青で示す。最大層間変形角 $\theta_{\max}$ と損傷度 ${}_1D_{\min}$, ${}_2D_{\min}$, ${}_1D_{\max}$, ${}_2D_{\max}$ の関係を対数関数で近似すると、式(2.2)が得られる。また、図 2.9(c)より、1 回目の残留変形角 θ_R と最大層間変形角 $\theta_{\max}$ の関係を線形近似すると、式(2.4)が得られる。ここでは、1 回目の地震を受けた後の最大変形角から 1 回目および 2 回目の損傷度を判定するため、 $\theta_{\max}$ を用いる。

$$\theta_{\max} = 0.004051 \ln({}_1D_{\min}) + 0.02541 \quad (2.2.a)$$

$$\theta_{\max} = 0.003241 \ln({}_2D_{\min}) + 0.01999 \quad (2.2.b)$$

$$\theta_{\max} = 0.003826 \ln({}_1D_{\max}) + 0.02071 \quad (2.2.c)$$

$$\theta_{\max} = 0.002828 \ln({}_2D_{\max}) + 0.01565 \quad (2.2.d)$$

$$\theta_R = 0.002295 \ln({}_1D_{\min}) + 0.01078 \quad (2.3)$$

$$\theta_{\max} = 1.275 \theta_R + 0.008386 \quad (2.4)$$

続いて、文献 2.3)を参考に定めた 2.5.1 章の判定基準の定義および表 2.6 に基づいて、式(2.2), (2.4)を用いて、「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の判定基準値について検討する。

「崩壊」については、 ${}_1D_{\min} \geq 1$ の領域が「崩壊」に相当することから、図 2.8(a), 式(2.2.a)より、1 回目で崩壊する場合の最大層間変形角として、 $\theta_{\max} \geq 1/39$ が得られる。式(2.4)を用いて最大層間変形角から残留変形角に変換すると、 $\theta_R \geq 1/75$ が得られる。

「危険」については、(${}_1D_{\min} < 1$ かつ ${}_2D_{\min} \geq 1$)または、(${}_1D_{\min} < 1$ かつ ${}_1D_{\max} \geq 1$)の領域が相当することから、図 2.8(a), (b), 式(2.2.a), (2.2.b), (2.2.c)より、 $1/50 \leq {}_1\theta_{\max} < 1/39$ が得られる。また、残留変形角に変換すると、 $1/110 \leq \theta_R < 1/75$ となる。

「要注意」については、 ${}_1D_{\max} < 1$ かつ ${}_2D_{\max} \geq 1$ かつ ${}_2D_{\min} < 1$ の領域が相当することから、図 2.8(a), (b), 式(2.2.b)~(2.2.d)より、 $1/64 \leq \theta_{\max} < 1/50$ が得られ、残留変形角は $1/176 \leq \theta_R < 1/110$ が得られる。

「安全」については、 ${}_1D_{\max} < 1$ かつ ${}_2D_{\max} < 1$ の領域が相当するこ

とから、図 2.8(b), 式(2.2.c), (2.2.d)より、 $\theta_{\max} < 1/64$ が得られる。残留変形角に変換すると、 $\theta_R < 1/176$ が得られる

(b) 6 層 3 スパン (6F-3)

6 層 2 スパンと同様に、6 層 3 スパンの「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の判定基準値を求める。図 2.9 に 6 層 3 スパンの解析結果を示す。図 2.9(a)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ - $D_{\min}$ 関係、図 2.9 (b)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ - $D_{\max}$ 関係、図 2.9(c)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ -残留変形角 θ_R 関係を示す。図 2.9 より、最大層間変形角と損傷度の関係、残留変形角と最大層間変形角の関係の近似式は次式で得られる。

$$\theta_{\max} = 0.003914 \ln({}_1D_{\min}) + 0.02382 \quad (2.5.a)$$

$$\theta_{\max} = 0.003266 \ln({}_2D_{\min}) + 0.01904 \quad (2.5.b)$$

$$\theta_{\max} = 0.003772 \ln({}_1D_{\max}) + 0.01982 \quad (2.5.c)$$

$$\theta_{\max} = 0.002989 \ln({}_2D_{\max}) + 0.01535 \quad (2.5.d)$$

$$\theta_{\max} = 1.327\theta_R + 0.008106 \quad (2.6)$$

図2.9(a)より、「崩壊」は ${}_1D_{\min} \geq 1$ であることから、式(2.5.a)より、最大層間変形角は $\theta_{\max} \geq 1/42$ 、残留変形角は $\theta_R \geq 1/84$ が得られる。

「危険」については、 $({}_1D_{\min} < 1 \text{ かつ } {}_2D_{\min} \geq 1)$ または、 $({}_1D_{\min} < 1 \text{ かつ } {}_1D_{\max} \geq 1)$ であることから、図 2.9(a), (b), 式(2.5.a), (2.5.b), (2.5.c)より、最大層間変形角は $1/53 \leq \theta_{\max} < 1/42$ が得られる。また、残留変形角は $1/121 \leq \theta_R < 1/84$ となる。

「要注意」については、 ${}_1D_{\max} < 1 \text{ かつ } {}_2D_{\max} \geq 1 \text{ かつ } {}_2D_{\min} < 1$ であることから、図2.9(a), (b), 式(2.5.b) ~ (2.5.d)より、 $1/65 \leq \theta_{\max} < 1/53$ が得られる。残留変形角に変換すると、 $1/183 \leq \theta_R < 1/121$ が得られる。

「安全」は、 ${}_1D_{\max} < 1 \text{ かつ } {}_2D_{\max} < 1$ より、図 2.9(b), 式(2.5.c), (2.5.d)より、 $\theta_{\max} < 1/65$, $\theta_R < 1/183$ が得られる。

(c) 3 層 2 スパン (3F-2)

3 層 2 スパンの「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の判定基準値を求める。図 2.10 に 3 層 2 スパンの解析結果を示す。図 2.10(a)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ - $D_{\min}$ 関係、図 2.10(b)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ - $D_{\max}$ 関係、図 2.10(c)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ -残留変形角 θ_R を示す。図 2.10 より、最大層間変形角と損傷度の関係、残留変形角と最大層間変形角の関係の近似式は次式で得られる。ただし、3F-2 モデルでは、 ${}_1D_{\min}$ が 0 の地震動が一つあり、近似曲線の導出に用いることができないため、その結果は図 2.10 および本項と次項の近似曲線の導出には使用しない。

$$\theta_{\max} = 0.004446 \ln({}_1D_{\min}) + 0.02694 \quad (2.7.a)$$

$$\theta_{\max} = 0.003229 \ln({}_2D_{\min}) + 0.02049 \quad (2.7.b)$$

$$\theta_{\max} = 0.004043 \ln({}_1D_{\max}) + 0.02091 \quad (2.7.c)$$

$$\theta_{\max} = 0.002887 \ln({}_2D_{\max}) + 0.01583 \quad (2.7.d)$$

$$\theta_{\max} = 1.351\theta_R + 0.01019 \quad (2.8)$$

図 2.10(a)より, 「崩壊」は ${}_1D_{\min} \geq 1$ より, 式(2.7.a)より $\theta_{\max} \geq 1/37$, 式 (2.8)より $\theta_R \geq 1/81$ が得られる。

「危険」については, $({}_1D_{\min} < 1 \text{ かつ } {}_2D_{\min} \geq 1)$ または, $({}_1D_{\min} < 1 \text{ かつ } {}_1D_{\max} \geq 1)$ である。図 2.10 (a), (b), 式(2.7.a), (2.7.b), (2.7.c)より, $1/49 \leq \theta_{\max} < 1/37$, が得られる。また, 残留変形角は $1/131 \leq \theta_R < 1/81$ となる。

「要注意」については, ${}_1D_{\max} < 1$ かつ ${}_2D_{\max} \geq 1$ かつ ${}_2D_{\min} < 1$ であることから, 図 2.10 (a), (b), 式(2.7.b)～(2.7.d)より, $1/63 \leq \theta_{\max} < 1/49$, $1/240 \leq \theta_R < 1/131$ が得られる。「安全」は, ${}_1D_{\max} < 1$, ${}_2D_{\max} < 1$ より, 図 2.10 (b), 式(2.7.c), (2.7.d)より, $\theta_{\max} < 1/63$, $\theta_R < 1/240$ が得られる。

以上の 3 つの対象建物に関して, 得られた「安全」～「崩壊」の判定基準値をまとめて表 2.6 に示す。

(d) 全モデルのデータによる判定基準値

表 2.6 より, 対象建物形状は異なるものの, 判定基準値は極めて近い値を示していることから, 3 つの建物の解析データを全て用いて, 検討する。図 2.11(a)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ - $D_{\min}$ 関係, 図 2.11(b)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ - $D_{\max}$ 関係, 図 2.11(c)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ -残留変形角 θ_R 関係を示す。図 2.11 より, 最大層間変形角と損傷度の関係, 残留変形角と最大層間変形角の関係は次式で得られる。それぞれの決定係数は, $\theta_{\max}$ - ${}_1D_{\min}$ で $R^2=0.75$, $\theta_{\max}$ - ${}_2D_{\min}$ で $R^2=0.73$, $\theta_{\max}$ - ${}_1D_{\max}$ で $R^2=0.72$, $\theta_{\max}$ - ${}_2D_{\max}$ で $R^2=0.80$ である。

$$\theta_{\max} = 0.004175 \ln({}_1D_{\min}) + 0.02553 \quad (2.9.a)$$

$$\theta_{\max} = 0.003252 \ln({}_2D_{\min}) + 0.01984 \quad (2.9.b)$$

$$\theta_{\max} = 0.003904 \ln({}_1D_{\max}) + 0.02055 \quad (2.9.c)$$

$$\theta_{\max} = 0.002908 \ln({}_2D_{\max}) + 0.01561 \quad (2.9.d)$$

$$\theta_{\max} = 1.329\theta_R + 0.008851 \quad (2.10)$$

式(2.9)と式(2.10)および表 2.5.1 より、「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の領域が以下のように得られる。「崩壊」は、最大層間変形角で $\theta_{\max} \geq 1/39$ 、残留変形角で ${}_1\theta_R \geq 1/80$ が得られる。「危険」の領域として、 $1/50 \leq \theta_{\max} < 1/39$ が得られる。また、残留変形角は $1/121 \leq \theta_R < 1/80$ となる。

「要注意」は、 $1/64 \leq \theta_{\max} < 1/50$ 、 $1/197 \leq \theta_R < 1/121$ 、「安全」は、 $\theta_{\max} < 1/64$ 、 $\theta_R < 1/197$ が得られる。これらの値を表 2.6 に示す。

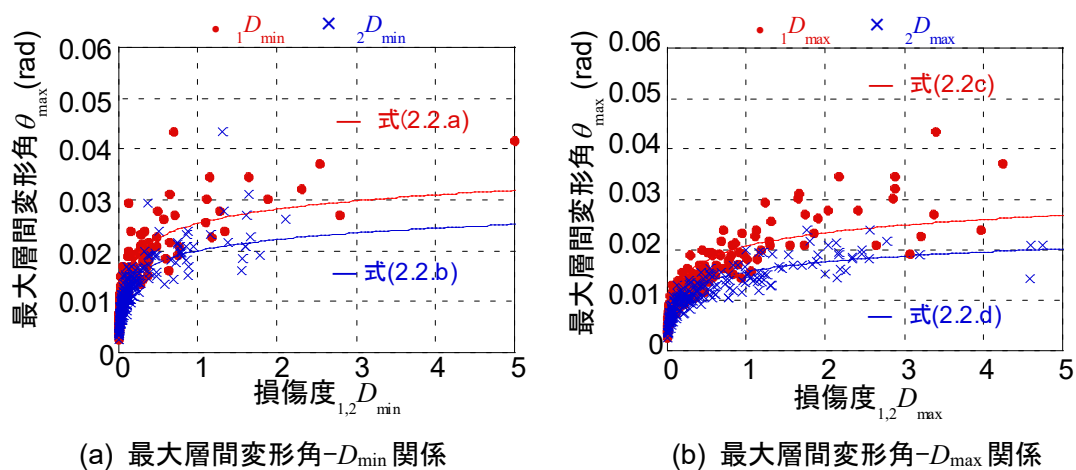


図 2.8 最大層間変形角-損傷度関係 (6 層 2 スパン)

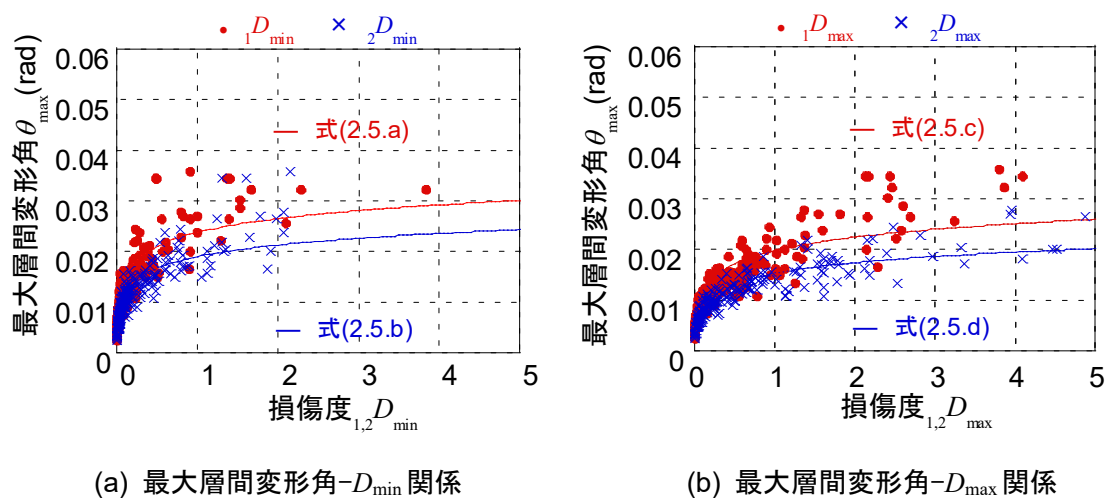
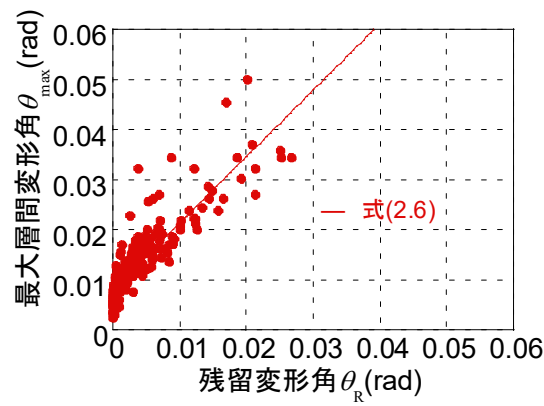
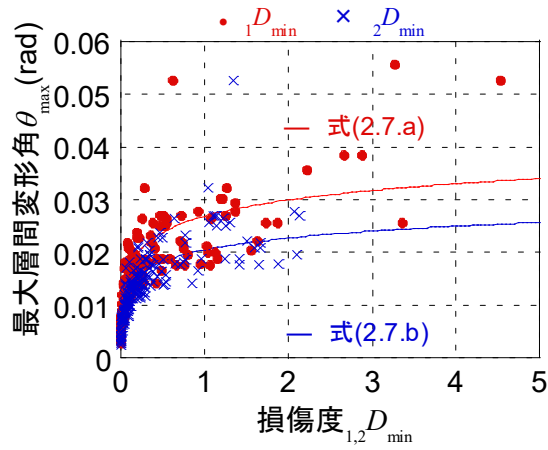


図 2.9 変形角と損傷度の関係 (6 層 3 スパン)

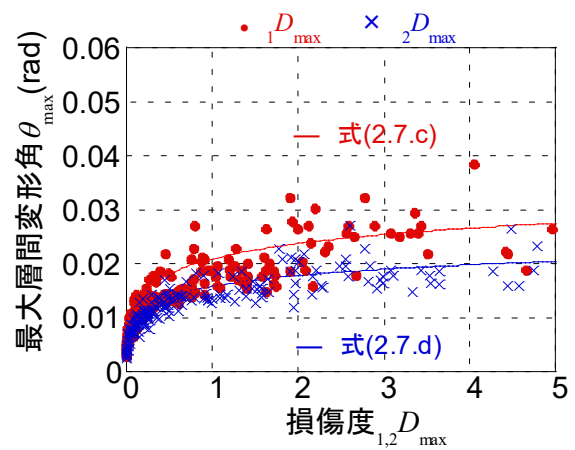


(c) 最大層間変形角-残留変形角関係

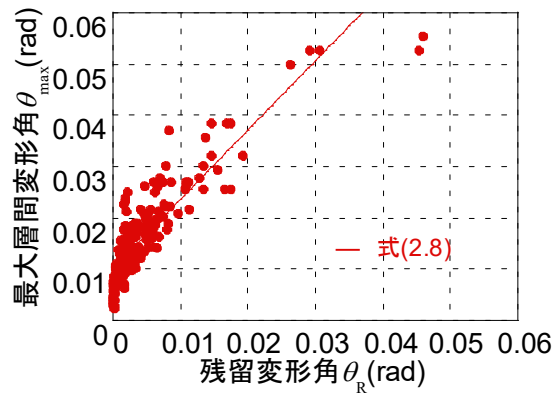
図 2.9 変形角と損傷度の関係 (6 層 3 スパン)



(a) 最大層間変形角- $D_{\min}$ 関係

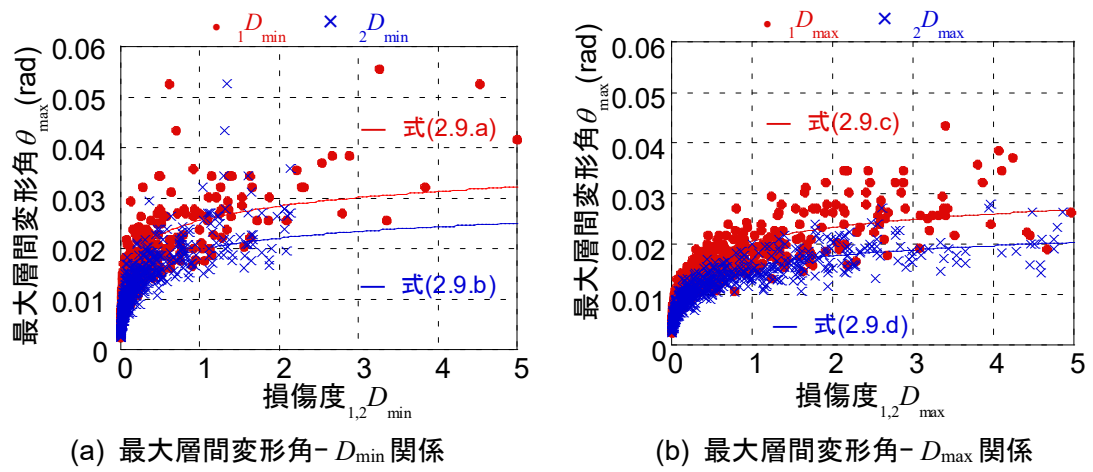


(b) 最大層間変形角- $D_{\max}$ 関係



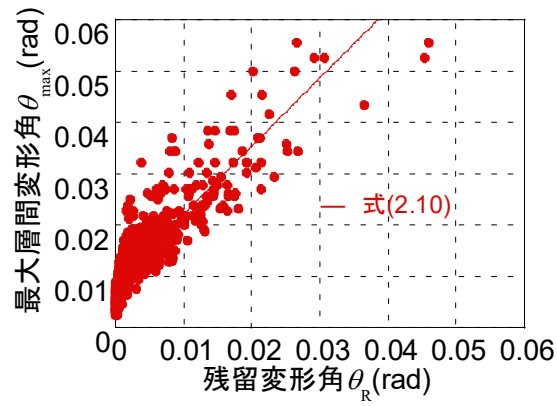
(c) 最大層間変形角-残留変形角関係

図 2.10 変形角と損傷度の関係 (3 層 2 スパン)



(a) 最大層間変形角- $D_{\min}$ 関係

(b) 最大層間変形角- $D_{\max}$ 関係



(c) 最大層間変形角-残留変形角関係

図 2.11 変形角と損傷度の関係 (全建物)

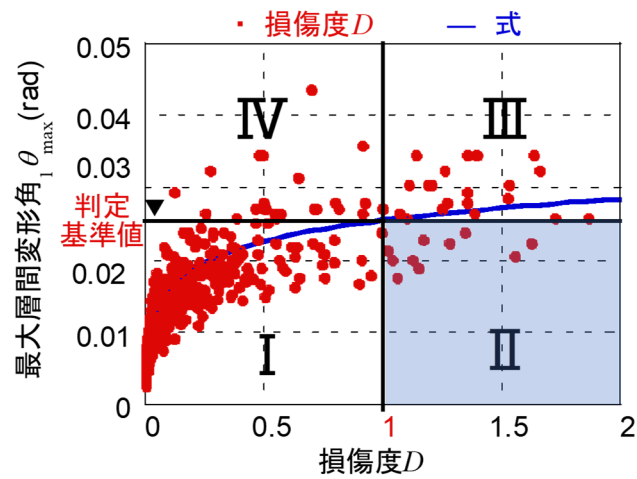


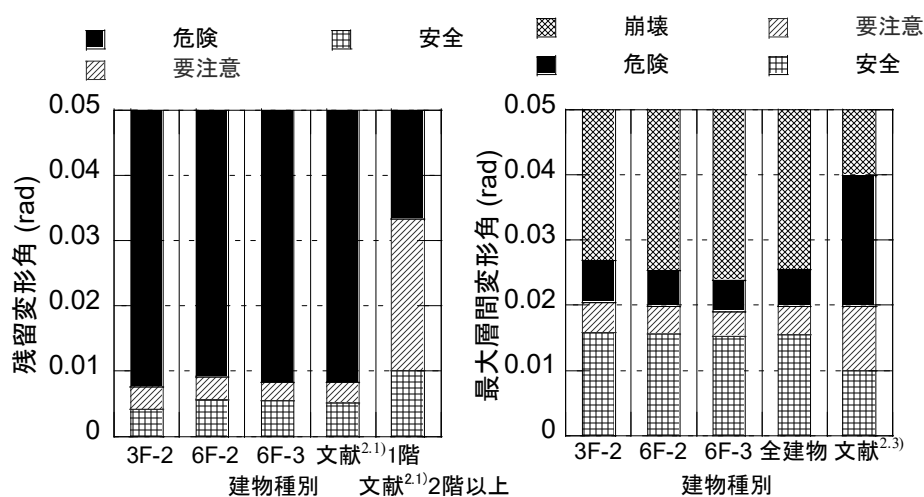
図 2.12 判定基準値と解析結果の関係

表 2.6 危険度判定基準値

最大層間変形角	3F-2	6F-2	6F-3	全建物
安全	～ 1/63	～ 1/64	～ 1/65	～ 1/64
要注意	1/63～ 1/49	1/64～ 1/50	1/65～ 1/53	1/64～ 1/50
危険	1/49～ 1/37	1/50～ 1/39	1/53～ 1/42	1/50～ 1/39
崩壊	1/37	1/39	1/42	1/39
残留変形角	3F-2	6F-2	6F-3	全建物
安全	～ 1/240	～ 1/176	～ 1/183	～ 1/197
要注意	1/240～ 1/131	1/176～ 1/110	1/183～ 1/121	1/197～ 1/121
危険	1/131～ 1/81	1/110～ 1/75	1/121～ 1/84	1/121～ 1/80
崩壊	1/81～	1/75～	1/84～	1/80～

表 2.7 文献 2.1),2.3)と提案判定基準値の比較

	残留変形角			最大層間変形角	
	応急危険度判定基準 ^{2.1)} 1層以下場合	応急危険度判定基準 ^{2.1)} 2層以上場合	提案基準値	建物の崩壊余裕度評価 ^{2.3)}	提案基準値
安全	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{100}$	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{200}$	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{197}$	$\theta_{\max} < \frac{1}{100}$	$\theta_{\max} < \frac{1}{64}$
要注意	$\frac{1}{100} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{30}$	$\frac{1}{200} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{50}$	$\frac{1}{197} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{121}$	$\frac{1}{100} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{50}$	$\frac{1}{64} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{50}$
危険	$\frac{1}{30} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{50} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{121} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{80}$	$\frac{1}{50} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{25}$	$\frac{1}{50} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{39}$
崩壊			$\frac{1}{80} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{25} \leq \theta_{\max}$	$\frac{1}{39} \leq \theta_{\max}$



(a) 応急危険度判定

(b) 建物の崩壊余裕度評価

図 2.13 既往の判定基準値と提案判定基準値

3つの対象建物の個別判定と、全データによる判定には、大きな差異は無いことが確認できる。なお、梁端の破断の判定には、ばらつきが大きいことが知られている。梁の破断を $D=1.0$ で判断しているが、ばらつきを考慮して $D=0.8$ で判定したところ、「危険」の判定基準値は残留変形角 $1/129$ 以上であり、 $D=1.0$ で判定した基準値との違いは 0.0005rad 程度に留まったことから、建物の損傷評価に与える影響は限定的であると判断できる。

2.5.4 解析結果と考察

判定基準値である層間変形角は損傷度 $D=1.0$ を境界として決定しており、最大層間変形角－損傷度の関係は、図 2.12 に示す様に 4つの領域に分割される。Ⅰの領域は実際の解析結果が判定基準値未満であり、 $D<1.0$ であることから、判定結果と実際の解析結果が整合している。Ⅱの領域は実際の解析結果が判定基準値未満であるが、 $D\geq 1.0$ であり、判定結果と実際の解析結果が整合していない。Ⅲの領域は実際の解析結果が判定基準値以上であり、 $D\geq 1.0$ であることから、判定結果と実際の解析結果が整合している。Ⅳの領域は実際の解析結果が判定基準値以上であるが $D<1.0$ であることから、判定結果と実際の解析結果が整合していない。この 4つの領域のうち、Ⅳの領域は実際には破断していないが破断と判定される領域であり、Ⅱの領域は実際には破断しているが破断していないと判定される領域である。Ⅱの領域が破断を過小評価している領域であることから、この領域に存在するプロット数の割合を算出し、これに基づいて妥当性を検証する。ここでは全モデルのデータから得られた式(9.a)～(9.d)に基づき、 $1D_{\max}$, $2D_{\max}$, $1D_{\min}$, $2D_{\min}$ について検討する。

全応答解析データにおいて $\theta_{\max} \geq 1/100$ のデータのうち、応答解析結果では破断しているが、式(2.9.a)～(2.9.d)では破断と判断されない領域Ⅱの解析データの割合について考える。ここで、 $\theta_{\max} \geq 1/100$ とするのは、安全である小さい範囲の変形角までふくめてしまうと、母数が大きくなり、実際には破断しているが破断と判断されない事例の比率が小さくなりすぎる懸念があるためである。領域Ⅱの解析データの割合は、 $\theta_{\max}-1D_{\min}$ 関係では 2.2%、 $\theta_{\max}-2D_{\min}$ 関係では 3.5%、 $\theta_{\max}-1D_{\max}$ 関係では 10.2%、 $\theta_{\max}-2D_{\max}$ 関係では 12.9%である。専門家が到着するまでの建物の使用判断においては、要注意と危険の境界を見極めることが重要であり、その境界を決定する $\theta_{\max}-2D_{\min}$ 関係においては、領域Ⅱのデータ数は 5%未満である。

2.6 回帰曲線と応急危険度判定・建物の崩壊余裕度評価との比較

表 2.6 に提案した危険度の判定基準値と現行の応急危険度判定^{2.1)}および建物の崩壊余裕度評価^{2.3)}の基準値の比較を表 2.7, 図 2.13 に示す。表 2.7 より、提案した判定基準値は、応急危険度判定

2.1)における2階以上の「調査済み(安全)」と「要注意」の境界および文献2.3)の「安全」と「要注意」の境界を除いて、文献2.1), 2.3)の判定基準値よりも小さい値となっている。

応急危険度判定との比較では、1階の「調査済み」の残留変形角は $1/100$ 以下に対して、相当する提案した判定基準値における「安全」は $1/197$ 未満であり、およそ2倍の差が生じている。しかし、2階以上の「調査済み」の残留変形角は、 $1/200$ 以下であり、提案する「安全」と「要注意」の境界である $1/197$ よりもわずかに小さい。「危険」の判定においては、提案した判定基準値の方が小さな値となっており、応急危険度判定の1階の基準値では $1/30$ 超、2階以上では $1/50$ 超であるが、提案した判定基準値では $1/121$ 以上であり、1階と比較して4倍程度、2階以上でも2倍以上の違いが生じている。応急危険度判定では、残留変形角のみに着目すれば、大変形にならなければ「危険」と判定されない。

建物の崩壊余裕度評価との比較では、「安全」の最大層間変形角は $1/100$ 未満であるが、提案した最大層間変形角は $1/64$ 未満となり、提案した変形角の方が大きな値となっている。文献2.3)では、「避難準備限界」は「要注意」の下限であり、「要注意」は最大層間変形角で $1/100 \sim 1/50$ であるが、提案した判定基準値では「要注意」は $1/64 \sim 1/50$ である。また、文献2.3)における「避難限界」は「危険」の下限であり、「危険」は最大層間変形角で $1/50 \sim 1/25$ であるが、提案する「危険」の領域は $1/50 \sim 1/39$ であり、提案した「危険」の領域は、文献2.3)より狭くなっている。「崩壊」においても、文献2.3)では $1/25$ を「崩壊点」としているが、提案した判定基準値では $1/39$ 以上を「崩壊」の領域としており、本論文での判定基準値の方が小さな値となっている。

以上より、本論文で提案した判定基準値は、残留変形角においては、2階以上の「安全」と「要注意」の境界を除いて、文献2.1)よりも小さな値を取る。最大変形角においては、「安全」では、提案式の方が文献2.3)よりも大きい値を取るが、「危険」「崩壊」では文献2.3)以下の値を取る。これは、残留変形角と建物の損傷度を関連付けて整理することで、既往の判定基準値よりも小さな値で「危険」が分類されることを示している。提案した判定基準値を用いれば、一般の人が計測可能な残留変形角のみを用いて、建物の危険度を簡易に判定できる可能性を示唆している。

2.7 まとめ

応急危険度判定^{2.1)}の判定する指標を見直すことで、地震発生から専門家が到着するまでの間、一般の人が建物の使用ができるかどうかを判断できる可能性を検討する目的で、6層2スパン、6層3スパンおよび3層2スパンの3種類の鉄骨造建物を対象に、震度6弱以上の強震動を最大2回連続で入力した場合の地震応答解析を実施し、最大層間変形角、残留変形角と損傷度 D の関係

を求め、残留変形角に基づく、「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の判定基準値の提案を試みた。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 6層2スパン, 3スパン及び3層2スパンの3つの対象建物について地震応答解析を実施し、最大層間変形角、残留変形角、損傷度 D の関係を明らかにし、それらの関係式を提案した。中層鉄骨造病院の残留変形角から、損傷度を推定できる可能性を示した。
- (2) 3つの対象建物の変形角と損傷度 D の関係は、同様の傾向にあることを示した。このことから、全ての建物データを用いて変形角と損傷度 D の関係式を求め、建物の安全性について残留変形角と最大層間変形角による危険度の判定基準値を提案し、その妥当性を検証した。提案した残留変形角による判定基準値は、「安全」で $1/197$ 未満、「要注意」で $1/197 \sim 1/121$ であり、「危険」は $1/121$ 以上である。
- (3) 応急危険度判定^{2.1)}に示された残留変形角の判定基準値と今回提案した判定基準値では、2階以上の「調査済み」と「要注意」の境界を除いて、提案の値の方が小さいことを示した。特に、応急危険度判定の1階の「危険」の判定基準値と提案基準値においては、4倍程度の違いがあることを示した。また、建物の崩壊余裕度評価のための技術資料^{2.3)}との比較においても、「安全」の判定基準値を除いて、今回提案した基準値の方が小さいことを示した。
- (4) 判定する指標を見直すことで、地震発生から専門家が到着するまでの間、一般の人が建物の使用ができるかどうかを判断できる可能性を示した。

参考文献

- 2.1) Japan Council for Quick Inspection of Earthquake Damaged Buildings: Hisaikenchikubutu oukyukikendohanntei manual, Japan Building Disaster Prevention Association・Japan Council for Quick Inspection of Earthquake Damaged Buildings, 1998 (in Japanese)
被災建築物応急危険度判定研究会：被災建築物応急危険度判定マニュアル，一般財団法人日本建築防災協会・全国被災建築物応急危険度判定協議会, 1998
- 2.2) Supervised by National Institute for Land and Infrastructure Management (NILIM) and Building Research Institute, Editorial assistance provided by Building Guidance Division, Housing Bureau, the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism (MLIT): 2015 kaiteiban Shinsaikenchikubutsu no hisaidokubunhanteikijun oyobi fukkogijutsushishin, Japan Building Disaster Prevention Association, 2016 (in Japanese)
国土交通省国土技術政策研究所・国立研究開発法人建築研究所 監修，国土交通省住宅局建築指導課 編集協力：2015年改訂版 再使用の可能性を判定し、復旧するための震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，一般財団法人日本建築防災協会，2016

- 2.3) Toshi no zeijakusei ga hikiokosu gekijinsaigai no keigenka project sub-pro②toshikinou no iji・kaifuku no tame no chosa・kenkyu: Tatemono no houkaiyoyudohyoka no tame no gijutsushiryo－Kousoutekkotsuzotate-monohen－, 2017 (in Japanese)
都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクトサブプロ②都市機能の維持・回復のための調査・研究：建物の崩壊余裕度評価のための技術資料－高層鉄骨造建物編－, 2017
- 2.4) M. Takahashi et al.: Quantification of Collapse Margin of Steel High-Rise Buildings (Part2 ～ 20), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III, 2013～2016 (in Japanese)
高橋元美（ほか15名）：鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発（その2～20），日本建築学会大会学術講演梗概集，2013～2016年
- 2.5) Y. Suzuki, T. Ishida, M. Abe, N. Koshika and T. Hasegawa: Safety Evaluation Methods for High Rise Steel Buildings Using Fatigue Properties Against Long-period Ground Motions, Journal of Structural Engineering, Architectural Institute of Japan, Vol.61B, pp.439-445, 2015 (in Japanese)
鈴木芳隆，石田隆司，阿部雅史，小鹿紀英，長谷川隆：部材疲労曲線を用いた長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の耐震安全性評価方法の検討，構造工学論文集，Vol. 61B, pp.439-445, 2015.3
- 2.6) T. Hasegawa et al.: Study on Seismic Performance for Super-High-Rise Steel Buildings against Long-Period Earthquake Ground Motions, Building Research Data, No.160, Building Research Institute Incorporated Administrative Agency, Japan, 2014 (in Japanese)
長谷川隆（ほか 17 名）：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討，建築研究資料，第 160 号，独立行政法人建築研究所,2014, <http://www.kenken.go.jp/japanese/cont-ents/publications/data/160/index.html> (2022/3/3 参照)
- 2.7) Building Research Institute, National Research and Development Agency, Japan: Chokousoutekkotsuzokenchikubutu no kurikaeshi henkei niyoru haritanbuhadan no kenshohoho Part2, Choshukijishin- dotaisaku ni kakawaru gijutsushiryo・data koukaitokusetu page, 2017 (in Japanese)
国立研究開発法人建築研究所：超高層鉄骨造建築物の繰り返し変形による梁端部破断の検証方法（その 2），長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ，2017, <https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/512.pdf>, (2022/6/13 参照)
- 2.8) M. Kimura, K. Hashimoto, T. Demizu, T. Sato, H. Kitamura, Y. Kimura, H. Aono, Y. Yamamoto: The Damage Evaluation for The Beem End of Super High Rise Steel Building for The Long Period Ground Motion (Part1. Study on Distribution of Height Direction), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure II, pp.377-378, 2015 (in Japanese)
木村暢志，橋本航，出水俊彦，佐藤利昭，北村春幸，木村雄一，青野英志，山本優：長周期地

震動に対する超高層鉄骨造建築物の梁端部における損傷度 D の評価（その 1 高さ方向分布の検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，pp.377-378，2015

- 2.9) K. Hashimoto, M. Kimura, T. Demizu, T. Sato, H. Kitamura, Y. Kimura, H. Aono, Y. Yamamoto: The Damage Evaluation for The Beam End of Super High Rise Steel Building for The Long Period Ground Motion (Part2: Study on Distribution of a Plane And The Relation Between Fatigue Damage And Building Response), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure II, pp.379-380, 2015 (in Japanese)

橋本航，木村暢志，出水俊彦，佐藤利昭，北村春幸，木村雄一，青野英志，山本優：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の梁端部における損傷度 D の評価（その 2 平面分布の検討および披露損傷と建物応答の関係），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造II，pp.379-380，2015

- 2.10) Y. Kaneshiro, T. Hasegawa, S. Hiroshima: Shaking Table Test on Seismic Response of Steel 2-story Frame Structure Considering Fracture at Beam-ends, AIJ Journal of Technology and Design. Vol. 26, No.62, pp.147-152, 2020 (in Japanese)

金城陽介，長谷川隆，廣嶋哲：梁端破断を伴う鉄骨造 2 層骨組の地震応答に関する振動台実験，日本建築学会技術報告集，第 26 巻，第 62 号，pp.147-152，2020 (DOI : <https://doi.org/10.3130/aijt.26.147>)

- 2.11) Act No. 205 of 1948: Medical Care Act, Ministry of Health, Labour and Welfare

昭和二十三年 法律第二百五号 医療法 厚生労働省 HP https://www.mhlw.go.jp/web/t_doc?dataId=80090000&dataType=0&pageNo=1 (2023/1/16 参照)

- 2.12) Ministry of Health, Labour and Welfare HP

厚生労働省 HP URL : <https://www.mhlw.go.jp/toukei/saikin/hw/iryosd/20a/> (2023/1/16 参照)

- 2.13) M. Tokunaga, K. Kojima, I. Kanao: Study of Quick Inspection of Steel Hospital Buildings, AIJ Kinki Chapter Architectural Research Meeting, Vol.62, pp.157-160, 2022 (in Japanese)

徳永真彦，小島紘太郎，金尾伊織：鉄骨造病院建築を対象とした応急危険度判定基準に関する考察，日本建築学会近畿支部研究報告集・構造系，Vol.62，pp.157-160，2022

- 2.14) M. Tokunaga, K. Kojima, I. Kanao: Study of quick inspection of steel hospital buildings via seismic intensity and residual deformation, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III, pp.835-836, 2022 (in Japanese)

徳永真彦，小島紘太郎，金尾伊織：計測震度と損傷度に基づく鉄骨造病院建物の応急危険度判定基準に関する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造III，pp.835-836，2022

第3章 現行耐震基準建物の中層鉄骨造建物のフラジリティ曲線による

損傷度判定

3.1 はじめに

近年、大規模地震の発生に伴い深刻な被害が生じた場合、余震等による被災建物の二次的な危険を回避するため、資格を有する専門家が建築物の損傷状況を調査する応急危険度判定が実施されている^{3.1)}。この判定では、建物の残留変形や各部材の損傷状態を確認し、「危険」「要注意」「調査済」の3区分で使用可否を判断する。しかし、この判定は応急危険度判定士による専門的判断を前提としており、専門知識を持たない一般の利用者が被災建物の危険度を即時に評価することは容易ではない。一方で、行政施設や医療機関など災害対応の中核となる施設では、被災直後から業務継続が求められるため、判定士の到着を待つ一刻一秒が争われる。

そのような背景から、残留変形と骨組損傷度の関係に着目し、応急危険度判定士が現地に到着するまでの間、専門知識を持たない者でも残留変形角のみを用いて建物の使用可否を判断できる可能性を2章で示した^{3.2)}。2章では、中層鉄骨造建物を対象として、全国115地点の震度6弱以上の強震記録を2回入力した地震応答解析を行い、梁端部の破断を損傷度指標として「安全」「要注意」「危険」「崩壊」の4区分を設定し、それぞれに対応する残留変形を提案している。

また、最大速度（PGV）などの地震強さと建物損傷度の関係を確率的に表現するフラジリティ曲線を用いた研究も数多く報告されている^{3.3),3.4)}。望月と中村^{3.3)}は、最尤法に基づき、二項反応モデルおよび多項反応モデルによる地震フラジリティ曲線の推定手法を整理している。村尾と山崎^{3.4)}は、実被害データを基に、構造種別や建築年代ごとにPGVを指標としたフラジリティ曲線を構築している。さらに、建物本体や非構造部材のフラジリティ曲線は、地震被害予測やリスク評価に広く活用されている^{3.5-3.7)}。清水ら^{3.5)}は、非構造部材や設備を含めた建物の地震リスクを考慮した耐震性能評価法を提案し、フラジリティ曲線を用いて被害確率を評価している。八百坂と高橋^{3.6)}は、非構造部材の継続使用性・修復性評価を目的として、画像解析に基づきフラジリティ曲線を逐次更新する修復費用算定手法を示している。しかし、2章では最大層間変形角や残留変形角と損傷確率の関係については検討されていない。

以上を踏まえ、3章では2章で実施された中層鉄骨造建物の解析データを用いて、変形角と損傷確率の関係を明らかにし、2章で提案された指標に対応する損傷確率を検証する。さらに、損傷確率を考慮した損傷度区分の判定基準値について検討を行う。

3.2 中層鉄骨造建物の地震応答解析と損傷判定

ここでは、2章で実施した中層鉄骨造建物の地震応答解析結果を用いる。2章では、3層2スパン、6層2スパン、6層3スパン建物を対象とした地震応答解析を実施し、レインフロー法および Miner 則によって、破断までの繰り返し回数から判定される損傷度 $D^{3.8) \sim 3.12)}$ を用いて梁の破断を判断し、骨組の損傷および倒壊を判定している。本節では、2章における対象建物モデルと地震応答解析および損傷度評価の条件の概要を示す。詳細は、2章を参照頂きたい。

対象建物は3層2スパン、6層2スパン、6層3スパンの鉄骨ラーメン構造であり、X方向、Y方向共にルート3で設計している。地震応答解析には、立体フレーム動的弾塑性応答解析ソフト「SS21/3D・DynamicPRO」を使用している。剛床仮定を用い、減衰は、減衰定数2%の瞬間剛性比例型とする。地震応答解析では、地動加速度のEW方向とNS方向成分をそれぞれX方向とY方向に2方向同時入力する。入力地震波は、気象庁強震観測データおよび地方公共団体の震度計で計測された115か所の様々な地域の震度6弱以上の強震記録を用いる。地震波を1回のみ入力した場合と、本震と同規模の余震が発生することを想定して、60秒の自由振動時間を設けて、2回連続で同じ地震波を入力した場合について地震応答解析を行う。入力地震波は2章で用いた強震記録と同様になる。

建物の崩壊判定は各層の梁端部の破断より判定する。梁端部の破断は、文献3.8)～3.12)に示す損傷度 D が1.0を超えると破断と判定する。損傷度 D の算定は、レインフロー法および Miner 則を用い、「SS21/3D・DynamicPRO」により計算する。疲労曲線は式(3.1)であり、ここでは、参考文献3.12)により係数を $C=5.0$ 、 $\beta=1/3$ とする^{3.12)}。 μ_i はレインフロー法により求めた塑性率の各振幅であり、 N_{fi} は μ_i に対応する破断までの繰り返し回数である。

$$\mu_i = C \times (N_{fi})^{-\beta} \quad (3.1)$$

文献3.8)を参考に、建物の「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の判定基準を表3.1のように定義している。 $D_{\min}$ は、第 j 層の全ての梁端部の損傷度 D の内の最小値 $D_{j,\min}$ を計算し、全層の $D_{j,\min}$ の最大値を取ったものである。 $D_{\max}$ は、第 j 層の全ての梁端部の損傷度 D の内の最大値 $D_{j,\max}$ を計算し、全層の $D_{j,\max}$ の最大値を取ったものである。表3.1中において、 $D_{\min} \geq 1.0$ とは、ある層の全ての梁端部が破断していることを示す。また、 $D_{\max} \geq 1.0$ のとき、梁端部が一か所以上破断していることを示す。 ${}_1D_{\max}$ は1回目の地震を受けたときの損傷度 $D_{\max}$ 、 ${}_1D_{\min}$ は1回目の地震を受けたときの損傷度 $D_{\min}$ 、 ${}_2D_{\max}$ は2回連続の地震を受けたときの損傷度 $D_{\max}$ 、 ${}_2D_{\min}$ は2回連続の地震を受けたときの損傷度 $D_{\min}$ である。 $D_{\min}$ 、 $D_{\max}$ はX方向、Y方向ごとに算出し、大きい方の値を採用している。

数値解析から得られたデータに基づき、「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の判定基準となる

表 3.1 損傷度区分の判定基準^{3.2)}

安全	要注意	危険	崩壊
${}_1D_{\max} < 1.0$ and ${}_2D_{\max} < 1.0$	${}_1D_{\max} < 1.0$ and ${}_2D_{\max} \geq 1.0$ and ${}_2D_{\min} < 1.0$	$({}_1D_{\min} < 1.0 \text{ and } {}_2D_{\min} \geq 1.0)$ or $({}_1D_{\min} < 1.0 \text{ and } {}_1D_{\max} \geq 1.0)$	${}_1D_{\min} \geq 1.0$

表 3.2 文献 3.1), 3.8)と 2 章の判定基準値の比較^{3.2)}

	残留変形角			最大層間変形角	
	応急危険度判定基準 ^{3.1)} 1層以下場合	応急危険度判定基準 ^{3.1)} 2層以上場合	提案基準値	建物の崩壊余裕度評価 ^{3.8)}	提案基準値
安全	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{100}$	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{200}$	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{197}$	$\theta_{\max} < \frac{1}{100}$	$\theta_{\max} < \frac{1}{64}$
要注意	$\frac{1}{100} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{30}$	$\frac{1}{200} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{50}$	$\frac{1}{197} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{121}$	$\frac{1}{100} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{50}$	$\frac{1}{64} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{50}$
危険	$\frac{1}{30} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{50} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{121} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{80}$	$\frac{1}{50} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{25}$	$\frac{1}{50} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{39}$
崩壊			$\frac{1}{80} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{25} \leq \theta_{\max}$	$\frac{1}{39} \leq \theta_{\max}$

変形角を 2 章では表 3.2 のように提案している。表 3.2 の δ/h は 1 回目の地震動による残留変形角， $\theta_{\max}$ は 1 回目の地震動による最大層間変形角である。表 3.2 には，応急危険度判定^{3.1)}および文献 3.8)の建物の崩壊余裕度評価の判定基準値についても参考のため示している。

3.3 フラジリティ曲線

地震時の建物の損傷確率と変形角の関係を評価する。ここでは，地震時の鉄骨造建物の損傷発生確率と最大層間変形角および残留変形角の関係を表すフラジリティ曲線を求める。文献 3.7)に示された望月，中村^{3.3)}の手法に基づき，「最尤法」を用いてフラジリティ曲線を作成する。被災後に対象建物の損傷度区分が，「要注意以上」，「危険以上」あるいは「崩壊」となる損傷確率を F_Y とする。それぞれの損傷度区分に対応する損傷確率 F_Y が最大層間変形角または残留変形角 a_i の関数であり，対数正規分布でモデル化できると仮定する。最尤法は，地震応答解析結果から尤度を最大化する対数正規分布のパラメータ（対数平均値 λ_R ，対数標準偏差 ξ_Z ）を推定する方法である。従って，地震応答解析結果から得られた損傷度区分の情報（ q_i ）と最大層間変形角または残留変形角 a_i より，式(3.2)の左辺が最大となる対数平均値 λ_R ，対数標準偏差 ξ_Z を求める^{3.7)}。

$$\ln L(\lambda_R, \xi_Z) = \sum_{i=1}^n \left[q_i \ln F_Y(a_i; \lambda_R, \xi_Z) + (1 - q_i) \ln \{1 - F_Y(a_i; \lambda_R, \xi_Z)\} \right] \quad (3.2)$$

式(3.2)の q_i は、それぞれの損傷度区分（「要注意」、「危険」、「崩壊」）に対して、その損傷度区分以上になる場合は $q_i = 1$ 、その損傷度区分未満の場合は $q_i = 0$ とする。

3.4 フラジリティ曲線による判定基準

3.4.1 損傷度判定基準

表 3.1 の分類に従って、損傷度 D から地震波ごとの建物の損傷度を判定し、横軸に変形角、縦軸にそれぞれの損傷度以上になる損傷確率をとったフラジリティ曲線を図 3.1 に示す。図 3.1(a) は 1 回目の地震動による残留変形角 (θ_R) と損傷確率の関係、図 3.1(b) は 1 回目の地震動による最大層間変形角 ($\theta_{\max}$) と損傷確率の関係であり、損傷度区分に対応する「要注意以上」、「危険以上」、「崩壊」の曲線を示す。本論文では、最大層間変形角 $\theta_{\max}$ 、残留変形角 θ_R は、層ごとに X 方向、Y 方向のすべての柱の最大変形角および残留変形角を算出し、そのうちの最大値とする。応急危険度判定^{3.1)}では残留変形角、文献 3.8)では最大層間変形角が指標として用いられている。図 3.1 中には、2 章で提示した判定基準値も示している。

図 3.1 より、残留変形角 θ_R では 0.083rad (1/12)、最大層間変形角 $\theta_{\max}$ では 0.05rad (1/20) 程度で、崩壊が概ね 100%となっている。また、最大層間変形角よりも残留変形角のフラジリティ曲線の方が、増大し始めてから損傷確率 1 に到達するまでの増加が緩やかである。これは、崩壊のフラジリティ曲線における対数標準偏差は、残留変形角で 0.72、層間変形角で 0.48 であり、残留変形角と損傷度 D の関係においてばらつきが大きいことが原因と考えられる。2 章においても、同様の傾向がみられた。

図 3.1 のフラジリティ曲線は、「ある損傷度以上」と判定される確率が示されている。個々の損傷度区分の損傷確率と変形角の関係を求めるために、ある損傷度区分以上のフラジリティ曲線の

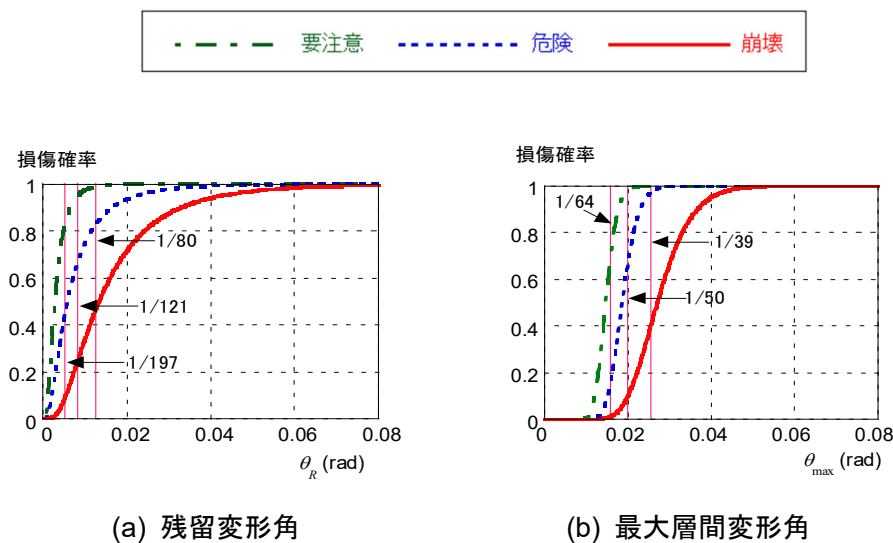


図 3.1 フラジリティ曲線

値と、その区分より1つ被害の大きい損傷度区分以上のフラジリティ曲線の値の差を求める^{3.13)}。
 損傷度区分の確率は、式(3.3)より算出される。

$$\text{「安全」の損傷確率} = 1 - \text{「要注意以上」の損傷確率} \quad (3.3.a)$$

$$\text{「要注意」の損傷確率} = \text{「要注意以上」の損傷確率} - \text{「危険以上」の損傷確率} \quad (3.3.b)$$

$$\text{「危険」の損傷確率} = \text{「危険以上」の損傷確率} - \text{「崩壊」の損傷確率} \quad (3.3.c)$$

$$\text{「崩壊」の損傷確率} = \text{「崩壊」の損傷確率} \quad (3.3.d)$$

3.4.2 危険度の評価基準

図 3.2 に、それぞれの損傷度区分が発生する確率と変形角の関係を示す。図 3.2 において、各曲線の交点は損傷度区分の割合が入れ替わる点である。図 3.2(a)より、残留変形角が 0.0035 rad (1/288) よりも小さい範囲では、損傷度区分のうち、「安全」の確率が最も高くなるが、0.0035 rad よりも大きい範囲では「要注意」の確率が最も高くなる。残留変形角 0.0035 rad では、「安全」および「要注意」はそれぞれ 37%である。同様に、0.0056 rad (1/179) では、「要注意」と「危険」の割合が入れ替わる点であり、「要注意」、「危険」の確率は 37%である。0.011 rad (1/91) では、「危険」と「崩壊」の割合が入れ替わる点であり、「危険」、「崩壊」の確率は 39%である。最大層間変形角についても同様に読み取ることができる。交点における確率とそのときの残留変形角と最大層間変形角を表 3.3 にまとめて示す。表 3.3 より、各曲線の交点は、損傷度区分の比率が逆転する点であり、いずれもその時の確率は 40%前後である。なお、表 3.3 の値は、小数点以下を四捨五入している。

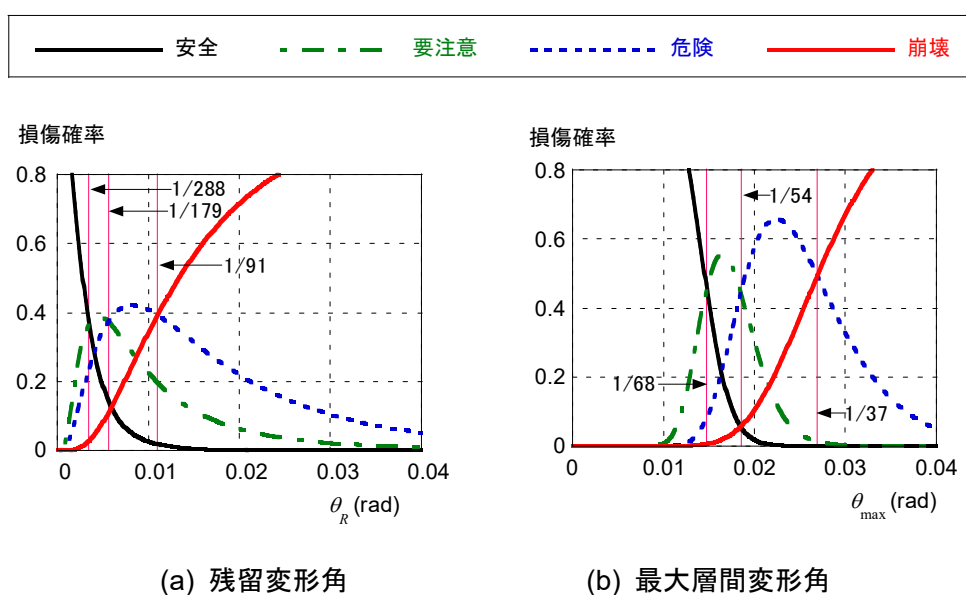


図 3.2 各損傷度区分の損傷確率と変形角の関係

表 3.3 損傷度区分の境界値と損傷確率

(a) 残留変形角

損傷度区分	境界値(θ_R)	安全	要注意	危険	崩壊
安 全	0	100%	0%	0%	0%
	↓				
要 注 意	1/288	37%	37%	24%	3%
	↓				
危 険	1/179	14%	37%	37%	11%
	↓				
崩 壊	1/91	2%	20%	39%	39%
	↓				
	1/12	0%	0%	0%	100%

(b) 最大層間変形角

損傷度区分	境界値(θ_{max})	安全	要注意	危険	崩壊
安 全	0	100%	0%	0%	0%
	↓				
要 注 意	1/68	46%	46%	8%	1%
	↓				
危 険	1/54	5%	44%	44%	6%
	↓				
崩 壊	1/37	0%	1%	49%	49%
	↓				
	1/20	0%	0%	0%	100%

3.5 回帰曲線とフラジリティ曲線による損傷度判定基準の比較

3.5.1 判定基準の比較

表 3.2 に示す 2 章で提案した判定基準値と図 3.1 のフラジリティ曲線から得られる損傷確率の関係について考察する。

2 章に示した残留変形角の判定基準値は、「安全」は 0～1/197, 「要注意」は 1/197～1/121, 「危険」は 1/121～1/80, 「崩壊」は 1/80～である。同様に, 最大層間変形角の判定基準値は, 0～1/64, 1/64～1/50, 1/50～1/39, 1/39～である。図 3.1, 図 3.2 より, 各損傷度区分の境界の判定基準値における損傷確率を求め, 表 3.4 に示す。表 3.4 の値は, 小数点以下を四捨五入している。

表 3.4(a)より, 残留変形角 1/197 は「安全」の上限・「要注意」の下限であり, 「安全」の確率が 18%, 「要注意以上」(「要注意」・「危険」・「崩壊」)の確率が 82%である。「要注意」の上限・「危険」の下限である 1/121 では, 「危険未満」(「安全」・「要注意」)は 33%, 「危険以上」(「危険」・「崩壊」)は 67%である。「危険」の上限・「崩壊」の下限である 1/80 では, 「崩壊未満」(「安全」・「要注意」・「危険」)は 54%, 「崩壊」は 46%である。

同様に表 3.4(b)より, 最大層間変形角で, 「安全」の上限・「要注意」の下限である 1/64 では「安全」が 32%, 「要注意以上」が 68%である。「要注意」の上限・「危険」の下限である 1/50 では「危険未満」は 32%, 「危険以上」は 68%であり, 「危険」の上限・「崩壊」の下限である 1/39 では「崩壊未満」は 59%, 「崩壊」は 41%である。

表 3.4 2 章の判定基準値における損傷確率

(a) 残留変形角

損傷度区分	境界値(θ_R)	安全	要注意	危険	崩壊
安 全	0	100%	0%	0%	0%
要 注 意	1/197	18%	82%		
		18%	38%	35%	9%
危 険	1/121	33%	67%		
		5%	28%	42%	25%
崩 壊	1/80	54%	46%		
		1%	16%	37%	46%
	1/12	0%	0%	0%	100%

(b) 最大層間変形角

損傷度区分	境界値($\theta_{\max}$)	安全	要注意	危険	崩壊
安 全	0	100%	0%	0%	0%
要 注 意	1/64	32%	68%		
		32%	53%	14%	1%
危 険	1/50	32%	68%		
		2%	30%	58%	10%
崩 壊	1/39	59%	41%		
		0%	3%	56%	41%
	1/20	0%	0%	0%	100%

表 3.5 損傷確率が 50%となる判定基準値

(a) 残留変形角

損傷度区分	境界値(θ_R)	安全	要注意	危険	崩壊
安 全	0	100%	0%	0%	0%
要 注 意	1/360	50%	50%		
		50%	32%	17%	1%
危 険	1/172	50%	50%		
		13%	37%	38%	11%
崩 壊	1/75	50%	50%		
		1%	14%	35%	50%
	1/12	0%	0%	0%	100%

(b) 最大層間変形角

損傷度区分	境界値($\theta_{\max}$)	安全	要注意	危険	崩壊
安 全	0	100%	0%	0%	0%
要 注 意	1/69	50%	50%		
		50%	43%	7%	0%
危 険	1/54	50%	50%		
		6%	44%	45%	5%
崩 壊	1/37	50%	50%		
		0%	1%	49%	50%
	1/20	0%	0%	0%	100%

2 章では、多数の解析値から最小二乗法を用いて最大層間変形角と損傷度 D の近似曲線および最大層間変形角と残留変形角の近似直線を算出し、その式を用いて判定値を提案した。2 章の判定基準値は、「要注意」と「危険」の境界において、「危険以上」の確率は、60%以上の確率で含まれることを示している。

3.5.2

解析結果と考察

残留変形角のみから建物の使用の可否を応急的に判断する場合、「要注意」と判断された場合には「要注意以上」の割合をある程度抑える必要がある。一方、変形のみから、建物の使用の可否ではなく、建物の損傷度を判定する場合には、「要注意以上」の確率が高い方が精度よく判定できる。このように、損傷度の割合を目的に応じた値に設定することで、目的に合った判定基準値を提案することが可能であると考えられる。

2 章で示した残留変形角の判定基準値において、「安全」と「要注意」の境界では「要注意以上」が 82%であり、その内訳をみると、「危険」が 35%含まれている。一方、最大層間変形角の判定基準値では、「安全」と「要注意」の境界では「要注意以上」が 68%であり、そのうち「危険」は 14%に留まっている。このことから、残留変形による判断基準値において、ある損傷度区分に対応する損傷度以上の損傷確率を指定することで、それぞれの損傷度区分の確率がどのように変化するかを検討する。3.4.2 節で、隣り合う損傷度区分が同じ確率になる場合の変形角を求め、その変形角の時の確率を表 3.3 にまとめた。表 3.3 より、そのときの各損傷度区分に対応する損傷度以上の確率が 39~63%の範囲に収まっていたことから、一例として、各損傷度以上の確率を 50%として検討する。

「安全」と「要注意」の境界として、「要注意以上」がおおよそ 50%、「要注意」と「危険」の境界として、「危険以上」がおおよそ 50%、「危険」と「崩壊」の境界として、「崩壊」がおおよそ 50%になる変形角を表 3.5 にまとめる。表 3.5.2 の値は、小数点以下を四捨五入している。

表 3.5 より、残留変形角では「安全」と「要注意」の境界値が $1/360$ 、「要注意」と「危険」の境界値が $1/172$ 、「危険」と「崩壊」の境界値が $1/75$ であり、最大層間変形角では、それぞれ $1/69$, $1/54$, $1/37$ となる。「安全」と「要注意」、「要注意」と「危険」の境界値は、2 章で示した判定基準値よりも小さくなっている。特に、残留変形角では、「要注意」と「危険」の境界の判定基準値が $1/121$ から $1/172$ と約 30%小さくなっている。一方、「危険」と「崩壊」の基準値は 2 章よりもわずかに大きくなっている。

また、「安全」と「要注意」の境界において、「危険」の確率は残留変形角において 35%から 17%、最大層間変形角では 14%から 7%まで低下している。「要注意」と「危険」の境界において、「崩

壊」の確率は残留変形角において 25%から 12%、最大層間変形角では 10%から 6%まで低下している。

このように、それぞれの損傷度区分における損傷度の割合を変化させることで、目的に応じた判定基準値を提案することができる可能性を示唆している。

3.6 まとめ

2 章の 3 つの鉄骨造建物を対象とした時刻歴応答解析結果のデータに基づき、各塑性率に対応する繰返し回数から判定される梁の損傷度を判断し、それを用いて判定した骨組の損傷度区分における損傷確率と 1 回目の地震動による最大層間変形角および残留変形角の関係を表すフラジリティ曲線を求めた。さらに、対象建物において、1 回目の地震による残留変形角および最大層間変形角とそれぞれの損傷度区分における損傷確率について考察し、残留変形角を用いて建物安全性を判断できる可能性について検討した。得られた知見は以下の通りである。

- (1) フラジリティ曲線に基づく損傷確率から、2 章で求めた建物の危険度を推定する残留変形角および最大層間変形角の判定基準値と損傷確率の関係について検証し、「要注意」と「危険」の境界において、「危険以上」の損傷確率は 60%以上である。
- (2) 各損傷度以上の確率を示すフラジリティ曲線から、損傷度ごとの確率を求め、隣り合う損傷度区分（「安全」と「要注意」、「要注意」と「危険」、「危険」と「崩壊」）の確率が同じになるときの変形角を求めた。その変形角のときの隣り合う損傷度区分の確率は 40%前後である。
- (3) 各損傷度区分に相当する損傷確率を目的に応じた値にすることで、それぞれの目的に合った判定基準値を提案できる可能性を示した。2 章で提案した「要注意」・「危険」の判定基準値では、約 33%が「要注意」以下であり、「危険」以上に相当する割合の方が大きかったが、各損傷度区分において、損傷度区分以上の確率がおおよそ 50%となる変形角を新たな判定基準値として示した。2 章で提案した判定基準値よりも「要注意」・「危険」の境界を示す残留変形角の判定基準値は約 30%も小さくなることを示した。また、「安全」と「要注意」の境界において、「危険」の確率は残留変形角では 35%から 17%、最大層間変形角では 14%から 7%まで低下し、「要注意」と「危険」の境界において、「崩壊」の確率は残留変形角では 25%から 12%、最大層間変形角では 10%から 6%まで低下することを示した。以上により、損傷確率を考慮して判定基準を検討することで適切な判定基準が提案できる可能性を示した。損傷度のみの判定ではなく、損傷確率も考慮することが望ましいと考えられる。

参考文献

- 3.1) Japan Council for Quick Inspection of Earthquake Damaged Buildings: Hisaikenchikubutu oukyukikendohanntei manual, Japan Building Disaster Prevention Association・Japan Council for Quick Inspection of Earthquake Damaged Buildings, 1998 (in Japanese)
被災建築物応急危険度判定研究会：被災建築物応急危険度判定マニュアル，一般財団法人日本建築防災協会・全国被災建築物応急危険度判定協議会，1998
- 3.2) Tokunaga, M., Kojima, K. and Kanao, I.: Relation between damage and residual deformation angle of mid-rise steel buildings for evaluation of business continuity after earthquake, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.90, No.828, pp.252-261, 2025.2 (in Japanese)
徳永真彦，小島紘太郎，金尾伊織：被災後の継続使用評価のための中層鉄骨造建物の損傷度と残留変形角の関係，日本建築学会構造系論文集，第90巻，第828号，pp.252-261，2025.2
- 3.3) Mochiduki, T, Nakamura, T, :Tahannoumoderu ni yoru Jishinji sonsyoudokyokusen no Toukeitekisuitei, Proceedings of Real-time Earthquake Disaster Prevention Symposium Vol.2, pp47-50,2000
望月智也，中村孝明：多項反応モデルによる地震時損傷度曲線の統計的推定，第2回リアルタイム地震防災シンポジウム論文集，pp.47-50，2000
- 3.4) Murao, O. and Yamazaki, F.: Development of fragility curves for buildings based on damage survey data of a local government after the 1995 Hyogoken-nanbu earthquake, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.65, No.527, pp.189-196, 2000.1 (in Japanese)
村尾修，山崎文雄：自治体の被害調査結果に基づく兵庫県南部地震の建物被害関数，日本建築学会構造系論文集，第65巻，第527号，pp.189-196，2000.1
- 3.5) Shimizu, Y., Motosaka, M. and Ishida, H.: Performance-based seismic evaluation focused on contribution of structural frame, non-structural elements and building e-equipments to seismic risk, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.77, No.672, pp.177-186, 2012.2 (in Japanese)
清水友香子，源栄正人，石田寛：地震リスクに対する構造・非構造・設備の影響度に着目した建築物の耐震性能評価，日本建築学会構造系論文集，第77巻，第672号，pp. 177-186，2012.2
- 3.6) Yaosaka, R. and Takahashi, N.: Effect of fragility updating for LGS partition wall in RC building by the image monitoring on its seismic repair cost evaluation, Journal of Structural Engineering, Vol.70B, pp.241-249, 2024.4 (in Japanese)
八百坂僚祐，高橋典之：画像モニタリングを想定したフラジリティ曲線更新がRC造建物に

- 設置したLGS間仕切り壁の耐震修復費用評価に与える影響，構造工学論文集，Vol.70B，pp.241-249，2024.4
- 3.7) Architectural Institute of Japan, Excel de manabu jishinrisukuhyouka, gihoudousyuppan, 2011,
日本建築学会編：「Excelで学ぶ地震リスク評価」，技報堂出版，2011
- 3.8) Toshi no zeijakusei ga hikiokosu gekijinsaigai no keigenka project sub-pro②toshikinou no iji・
kaifuku no tame no chosa・kenkyu: Tatemono no houkaiyoyudohyoka no tame no gijutsushiryo－
Kousoutekkotsuzotatemonohen－，2017 (in Japanese)
都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクトサブプロ②都市機能の維持・回復のための調査・研究：建物の崩壊余裕度評価のための技術資料－高層鉄骨造建物編－，
2017
- 3.9) M. Takahashi et al.: Quantification of Collapse Margin of Steel High-Rise Buildings (Part2 ～ 20),
Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III,
2013～2016 (in Japanese)
高橋元美（ほか15名）：鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発（その2～
20），日本建築学会大会学術講演梗概集，2013.8～2016.8
- 3.10) Suzuki, Y., Ishida, T., Abe, M., Koshika, N. and Hasegawa, T.: Safety evaluation methods for
high rise steel buildings using fatigue properties against long-period ground motions, Journal of
Structural Engineering, Architectural Institute of Japan, Vol.61B, pp.439-445, 2015.3 (in Japanese)
鈴木芳隆，石田隆司，阿部雅史，小鹿紀英，長谷川隆：部材疲労曲線を用いた長周期地震
動に対する鉄骨造超高層建物の耐震安全性評価方法の検討，構造工学論文集，Vol. 61B，
pp.439-445, 2015.3
- 3.11) T. Hasegawa et al.: Study on Seismic Performance for Super-High-Rise Steel Buildings against
Long-Period Earthquake Ground Motions, Building Research Data, No.160, Building Research
Institute Incorporated Administrative Agency, Japan, 2014 (in Japanese)
長谷川隆（ほか17名）：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する
検討，建築研究資料，第160号，独立行政法人建築研究所，2014，
<http://www.kenken.g - o.jp/japanese/contents/publications/data/160/index.html> (2022/3/3 参照)
- 3.12) Building Research Institute, National Research and Development Agency, Japan: Chokousoute
-kkotsuzokenchikubutu no kurikaeshi henkei niyoru haritanbuhadan no kenshohoho Part2, Chos
-hukijishindotaisaku ni kakawaru gijutsushiryo・data koukaitokusetu page, 2017 (in Japanese)

国立研究開発法人建築研究所：超高層鉄骨造建築物の繰り返し変形による梁端部破断の検証方法（その2），長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ，2017

<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/512.pdf> (2022/6/13 参照)

3.13) Fragility of reinforced concrete buildings based on damage classification

松林悠子，小島紘太郎，金尾伊織：鉄筋コンクリート造建物の被災度区分に基づく損傷確率，日本建築学会近畿支部研究報告集，第 64 号・構造，pp.217-220，2024.6

第4章 旧耐震基準建物の中層鉄骨造建物の損傷度判定

4.1 はじめに

日本の建築物に適用される耐震基準は、歴史的に発生した地震災害の経験を踏まえながら、制度面・技術面の両側面から段階的に高度化されてきた。1950年の建築基準法制定当初における耐震規定は、長期および短期の許容応力度設計法を基本とし、水平震度係数は0.2と設定されていた^{4.1)}。当時は、偏心や剛性分布の不均衡、塑性化挙動、崩壊防止といった概念が十分に考慮されておらず、計算機が普及していなかったことも相まって、単純化した架構モデルによる応力解析が主流であった^{4.2)}。

その後、1978年の宮城県沖地震を契機として耐震基準は大幅に見直され、1981年の建築基準法施行令改正により、いわゆる「新耐震基準」が導入された。一般に、1981年以前の基準を旧耐震基準、1981年以降を新耐震基準というがここでは現行耐震基準と呼ぶ。現行耐震基準では、「中規模地震で損傷せず、大規模地震でも倒壊しない」という設計理念のもと、許容応力度計算による一次設計と保有水平耐力計算による二次設計が体系化され、 A_i 分布を考慮した層せん断力係数、偏心率・剛性率、構造特性係数などが導入されることで、建物形状や靱性を評価する枠組みが整備された^{4.1),4.3)}。

1995年の兵庫県南部地震では、旧耐震基準で設計された建物に甚大な被害が集中したことから、新耐震基準の有効性が改めて確認された。同年には「耐震改修促進法」が制定され、既存建築物の耐震診断および改修を推進する制度が整えられた^{4.3)}。さらに2013年には、学校・病院・ホテル等を要緊急安全確認大規模建築物、避難路沿道建築物、庁舎や避難所などの防災拠点建築物を要安全確認計画記載建築物として位置づけ、耐震診断の義務化および結果の公表が制度化された^{4.4)}。文献4.4)によれば、2024年3月時点で要緊急安全確認大規模建築物の耐震化率は90%以上に達している一方、要安全確認計画記載建築物では約40%にとどまっており、耐震診断義務のない建物ではさらに低い耐震化率であることが推察される。

地震後に建物の使用可否を判断するためには、被災建物の安全性を迅速に評価する必要がある。代表的な手法として「応急危険度判定」^{4.5)}があり、余震による二次災害を防ぐ目的で、応急危険度判定士が暫定的に建物の危険度を評価する。しかし、この判定には高度な専門知識が不可欠であり、専門家が現地に着くまで建物の安全性を判断できないという課題がある。また、文献4.6)では、建物に加速度計やひずみ計を設置し、地震後に被害シミュレーションを行うことで迅速に被災度を推定するシステムが提案されているが、専用機器の導入が前提となるため、すべての

建物に容易に適用できるわけではない。

災害後の早期復旧を実現するためには、専門家の到着を待たずに建物の暫定的な使用可否を判断できる仕組みを整備することが極めて重要である。この観点から、2 章^{4.7)}、3 章^{4.8)}では現行基準で設計された中層鉄骨造建物を対象に地震応答解析を行い、変形角と損傷度、さらには変形角と損傷確率の関係を整理し、残留変形を用いた損傷度推定の可能性を示している。

一方で、これまでの研究は主として現行耐震基準に基づいて設計された建物を対象としており、耐震改修が行われていない旧耐震基準建物に対する検討は十分ではない。旧耐震基準建物は、現行基準が要求する靱性確保や崩壊防止の考え方が十分に反映されておらず、地震においても現行耐震基準建物と比較して被害が集中しやすいことが過去の被災例から明らかとなっている。加えて、旧耐震基準建物は依然として多数存在しており、これらの建物が被災した際に迅速に使用可否を判断できることは、地域の早期復興の観点からも極めて重要である。

しかし、旧耐震基準建物における残留変形角や最大層間変形角と損傷確率の関係は十分に整理されておらず、現行耐震基準建物と同様の指標が適用可能かどうかとも明らかではない。したがって、旧耐震基準建物に特有の構造性能や損傷進展特性を踏まえた評価指標の構築が求められる。

以上を踏まえ、4 章では旧耐震基準に基づいて設計された鉄骨造建物を対象とし、専門知識を有しない者でも地震後の使用可能性を迅速に判断できる指標を構築するための基礎的データを得ることを目的とする。具体的には、2 章で示された手法を踏襲し、震度 6 弱以上の地震動を 1 回入力および 2 回連続して入力したときの対象建物の地震応答解析を実施し、建物の柱梁節点位置での最大層間変形角及び残留変形角と損傷度を求め、それらの関係を調べる。損傷度と変形角の関係から、「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の危険度の基準を求める。また、3 章で示された手法を踏襲し、残留変形角および最大層間変形角と損傷確率の関係を明らかにする。さらに、得られた損傷確率に基づき、避難判断に用いる残留変形角の判定基準値について検討を行う。

4.2 旧耐震設計基準の概要

旧耐震基準では、許容応力度設計のみで構造安全性を評価していた^{4.1), 4.3)}。地震力に関しては震度法が用いられ、建物高さに応じて水平震度が決まり、地震力は各階の建物重量に水平震度を乗じて算定されていた。建築物の地上部分に作用する水平震度は、その地盤面からの高さが 16m 以下の部分では 0.2、16m を超える部分は高さ 4m 以内を増すごとに水平震度 0.2 に 0.01 を加えた数値以上とされていた。また、露出柱脚は固定として骨組解析が行われていた^{4.2)}。

4 章では、旧耐震基準で設計された建物を対象とするため、文献 4.2)を参考にして、旧耐震基準を満足するように、表 4.1 に示す 6 層 2 スパン(6F・2)、6 層 3 スパン(6F・3) および 3 層 2 スパン(3F・2)の鉄骨造建物を設計する。6F・2 を例として、旧耐震基準に従う設計手順を示す。設計には

一貫構造計算ソフト「Super Build®/SS7」を用いる。

6F-2 の概要を図 4.1 に示す。柱脚は図 4.1(ii)に示すように露出柱脚とする。積載荷重を表 4.2、各階重量および地震力を表 4.3、6F-2 の解析モデルの概要を図 4.4 に示す。表 4.2 の積載荷重は、2 章、3 章で用いた現行基準と同じ値を用いている。表 4.3 には、現行基準（新耐震基準）に従って算出される地震力も合わせて示す。表 4.3 に示すように、地震力に関しては、現行基準と比較して、旧耐震基準における 1 階の層せん断力 Q_1 は 6.7%程大きく、旧耐震基準における 2 階床レベルの地震力 P_1 は 2.4 倍程度大きい。しかし、上層部に行くほど、現行基準による地震力が大きくなり、旧耐震基準と比較して、層せん断力 Q_i は 2 階以上で現行基準の方が大きくなり、地震力 P_i は 6 階床レベル以上で現行基準の方が大きくなる。参考までに表 4.4 に 2 章と 4 章で設計した現行耐震基準と旧耐震基準で設計した 6 層 2 スパンの鉄骨造建物の地震力比較を示す。この 2 つの建物の重量が異なり現行耐震基準の方が重い場合、表 4.3 に重量が同じ場合、旧耐震基準と現行耐震基準による地震力の違いを示した。表 4.4 の場合も同重量の時と同様に層せん断力 Q_1 は旧耐震基準建物の方が大きく、層せん断力 Q_i は 2 階以上で現行基準の方が大きくなり、地震力 P_i は 6 階床レベル以上で現行基準の方が大きくなった。

旧耐震基準建物を以下の手順で設計する 4.2)。「Super Build®/SS7」を用いて、図 4.1 に示すように、文献 4.2)を参考に、露出柱脚を固定柱脚としたラーメンに対して、長期荷重および、上記の水平震度に基づいて計算した地震力から算定した断面力（曲げモーメント、せん断力、軸力）について、許容応力度を満足するように部材および柱脚部、ベースプレートとアンカーボルトを設計する。現行基準では、露出柱脚の場合、露出柱脚の曲げ剛性を考慮した応力解析を行う必要があるが、旧耐震基準では一般的に柱脚を固定として応力を算定したうえで、柱脚の設計を行っていたため、設計時の部材応力が実状と異なる可能性がある。

上記の手順で設計した部材一覧を図 4.1(i)に、露出柱脚の詳細を図 4.1(ii)に示す。同様に 6F-3 および 3F-2 を設計する。6F-3 と 3F-2 の概要も引き続き図 4.2 以降に示す。

対象とする 3 つの建物において、現行耐震基準建物の PH 部分を除く主架構鉄骨梁部分の検定比の最大値は 0.99、最小値は 0.73 である。同様に旧耐震基準建物の検定比の最大値は 0.99、最小値は 0.73 である。よって、どちらも同程度の許容応力度に対する検定値を有している。

表 4.1 建物形状

	階数	スパン数	スパン(mm)	階高(mm)	
6F-2	6	1×2	8000	1F	4800
				2～6F	3800
				PH	3000
6F-3	6	1×3	8000	1F	4800
				2～6F	3800
				PH	3000
3F-2	3	1×2	8000	1F	4800
				2～3F	3800
				PH	3000

表 4.2 積載荷重一覧 (N/m²)

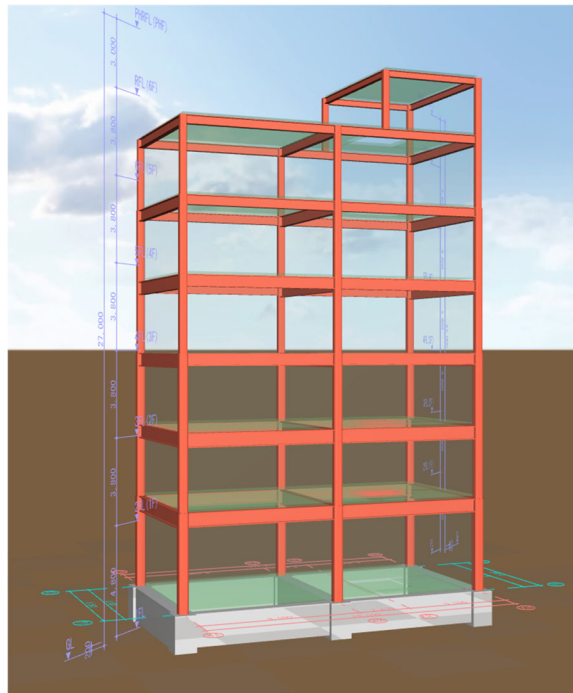
積載荷重	スラブ用	小梁用	ラーメン用	地震用
病室、廊下	1800	1800	1300	600
スタッフ諸室	2900	2900	1800	800
厨房他	3500	3500	3200	2100
非歩行屋根	900	900	650	300
倉庫、リネン	3900	3900	2900	2000
診察室、処置室	3900	3250	2400	1600
手術室	3500	3500	3200	2100
C T 室、機械室	4000	4000	3500	2800
設備置場	4000	4500	4000	2600
E V ピット	21000	21000	21000	21000
内部階段	2900	2350	1800	800

表 4.3 同重量の地震力比較

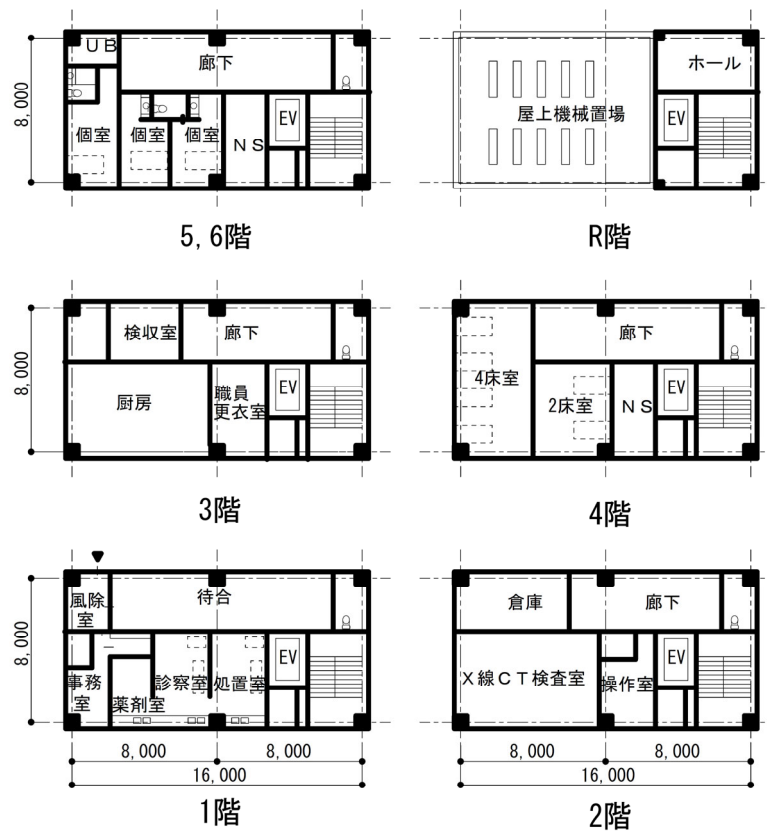
層(階)	総高 (m)	wi(kN)	Σwi(kN)	旧耐震基準による地震力			新耐震基準による地震力		
				水平震度	Pi(kN)	Qi(kN)	Ci	Pi(kN)	Qi(kN)
6F-2									
PHRFL(PHF)	26.8	295.6	295.6	0.300	88.7	88.7	1.000	295.6	295.6
RFL(6F)	23.8	1601.0	1896.5	0.220	352.2	440.9	0.363	393.1	688.7
6FL(5F)	20.0	1088.5	2984.9	0.220	239.5	680.4	0.313	245.9	934.6
5FL(4F)	16.2	1092.1	4077.0	0.210	229.3	909.7	0.279	204.5	1139.1
4FL(3F)	12.4	1107.2	5184.2	0.200	221.4	1131.2	0.252	170.3	1309.4
3FL(2F)	8.6	1370.0	6554.1	0.200	274.0	1405.2	0.224	163.3	1472.7
2FL(1F)	4.8	1477.2	8031.3	0.200	295.4	1700.6	0.198	120.7	1593.4

表 4.4 現行耐震基準と旧耐震基準の地震力比較

層(階)	総高 (m)	旧耐震設計建物					新耐震設計建物			
		wi kN	Σwi kN	水平震度	階毎 kN	各層に与える 水平力(kN)	wi kN	Σwi kN	Ci	各層に与える 水平力(kN)
6F-2										
PHRFL(PHF)	26.8	295.6	295.6	0.300	88.7	88.7	301.1	301.1	1.000	301.1
RFL(6F)	23.8	1601	1896.5	0.220	352.2	440.9	1602.6	1903.7	0.364	693.8
6FL(5F)	20.0	1088.5	2984.9	0.220	239.5	680.4	1118.6	3022.2	0.313	947.2
5FL(4F)	16.2	1092.1	4077	0.210	229.3	909.7	1126.5	4148.7	0.279	1158.2
4FL(3F)	12.4	1107.2	5184.2	0.200	221.4	1131.2	1135.2	5283.8	0.252	1332.3
3FL(2F)	8.6	1370	6554.1	0.200	274.0	1405.2	1390.3	6674	0.224	1497.4
2FL(1F)	4.8	1477.2	8031.3	0.200	295.4	1700.6	1481.4	8155.3	0.198	1618.1

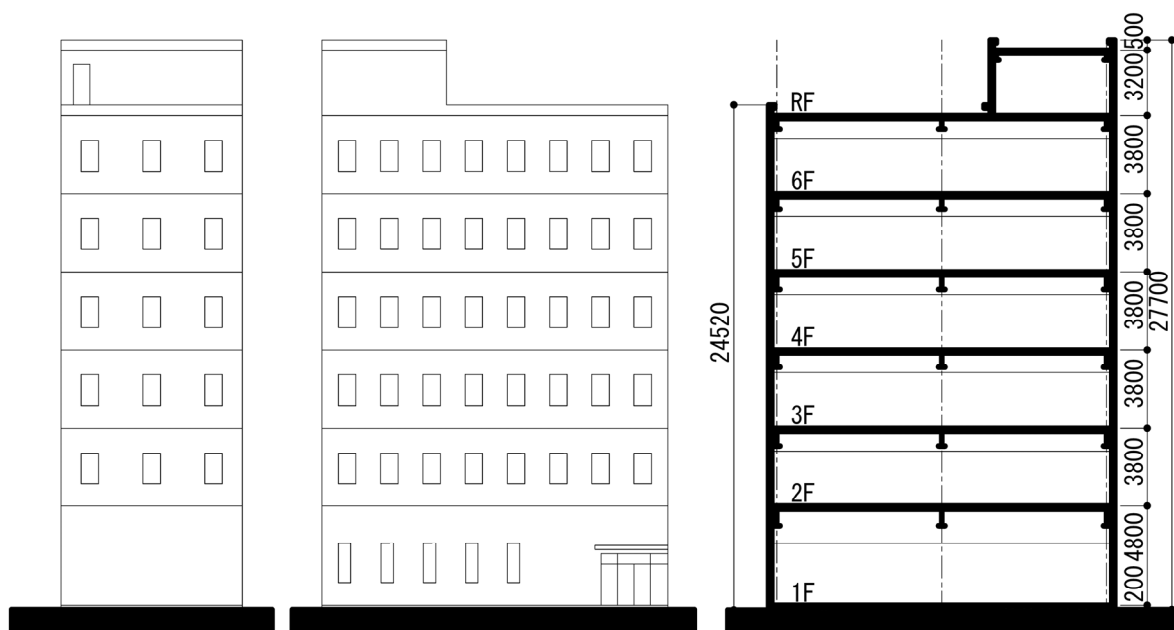


(a) 架構モデル

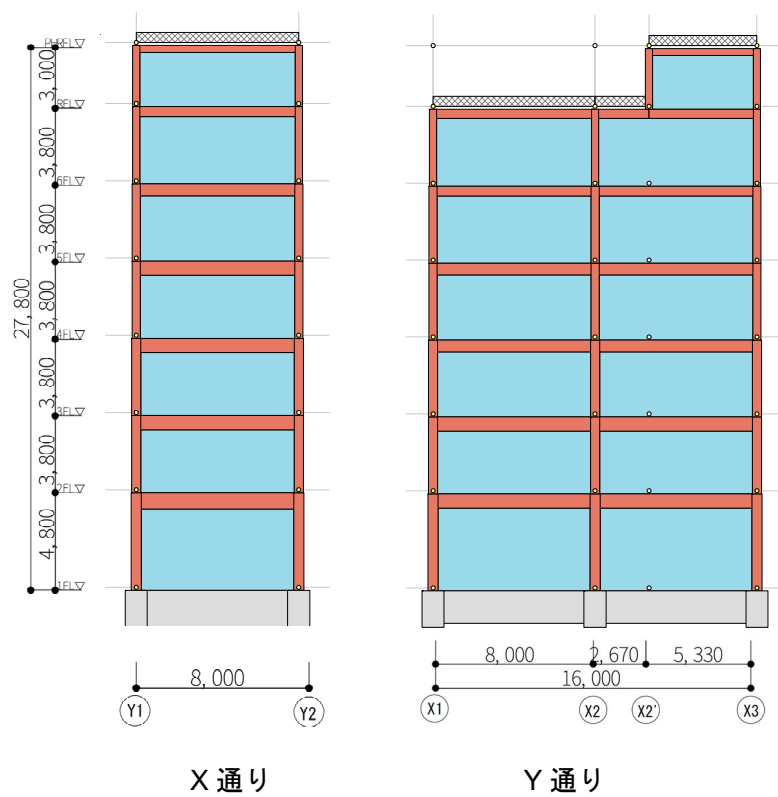


(b) 平面図

図 4.1 6 層 2 スパン建物

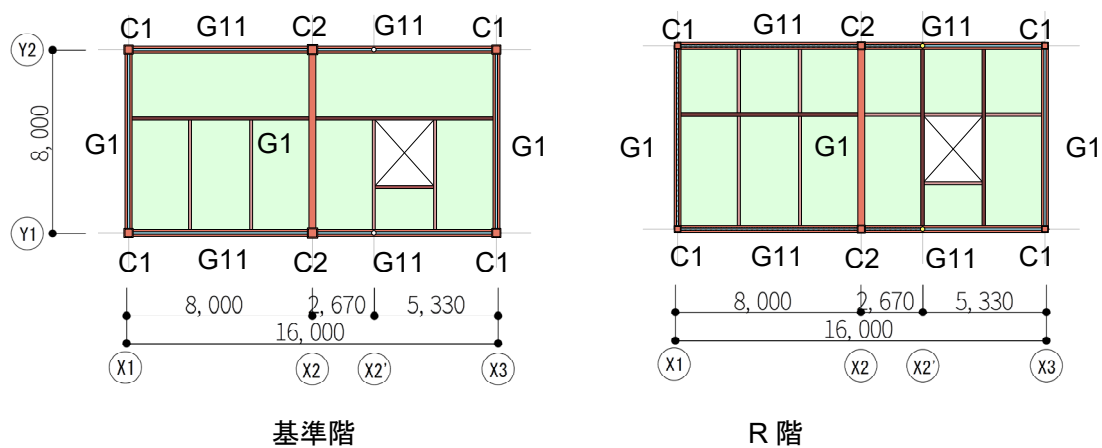


(c) 立面図，断面図



(d) 軸組図

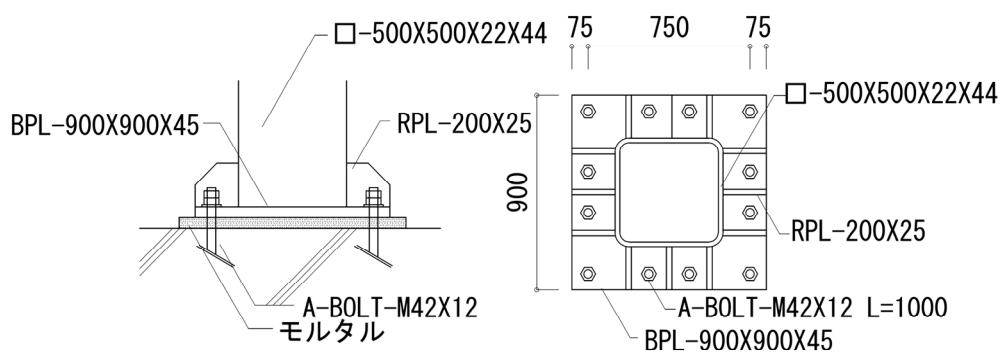
図 4.1 6 層 2 スパン建物



(d) 伏図

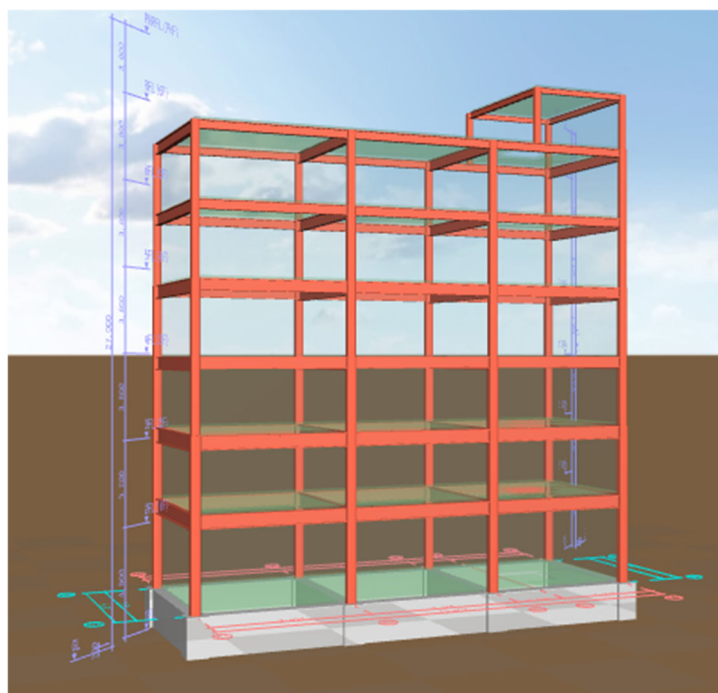
6階2スパン	G1	G11	C1	C2
PHRFL	H-294x200x8x12	H-244x175x7x11		
RFL	H-440x300x11x18		□-300x300x12	
6FL	H-488x300x11x18	H-440x300x11x18	□-350x350x12	□-350x350x19
5FL	H-588x300x12x20	H-488x300x11x18	□-350x350x16	
4FL	H-594x302x14x23	H-588x300x12x20	□-350x350x16	□-400x400x16
3FL	H-700x300x13x24	H-594x302x14x23	□-400x400x16	
2FL	H-800x300x14x26	H-700x300x13x24	□-400x400x19	□-400x400x22
1FL	地中梁2300x1000	地中梁2300x800	□-500x500x22	

(i) 部材リスト



(ii) 柱脚部

図 4.1 6 層 2 スパン建物

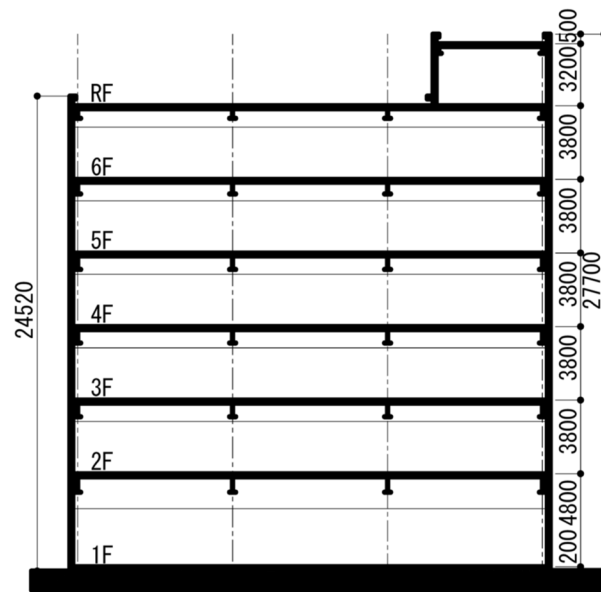


(a) 架構モデル

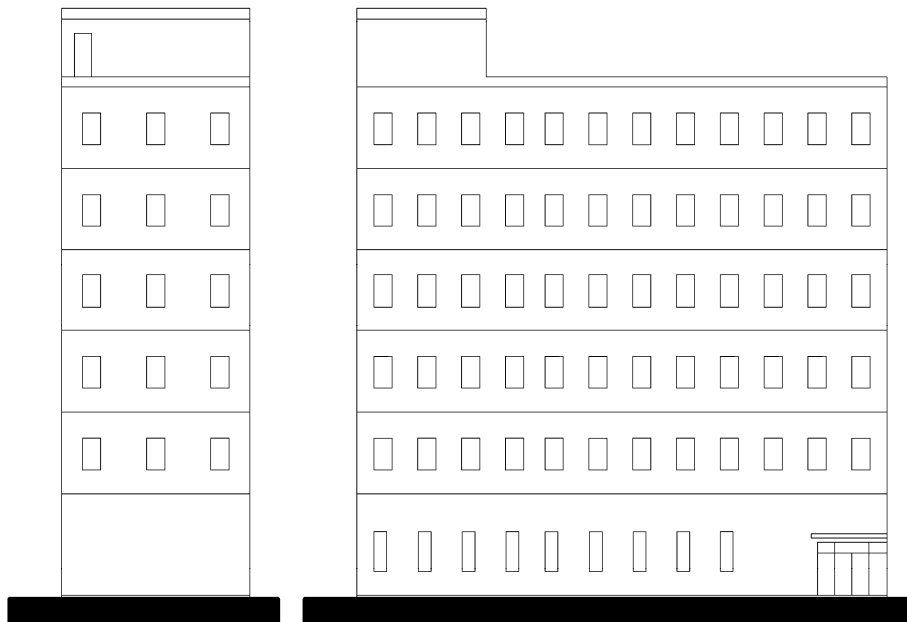


(b) 平面図

図 4.2 6 層 3 スパン建物

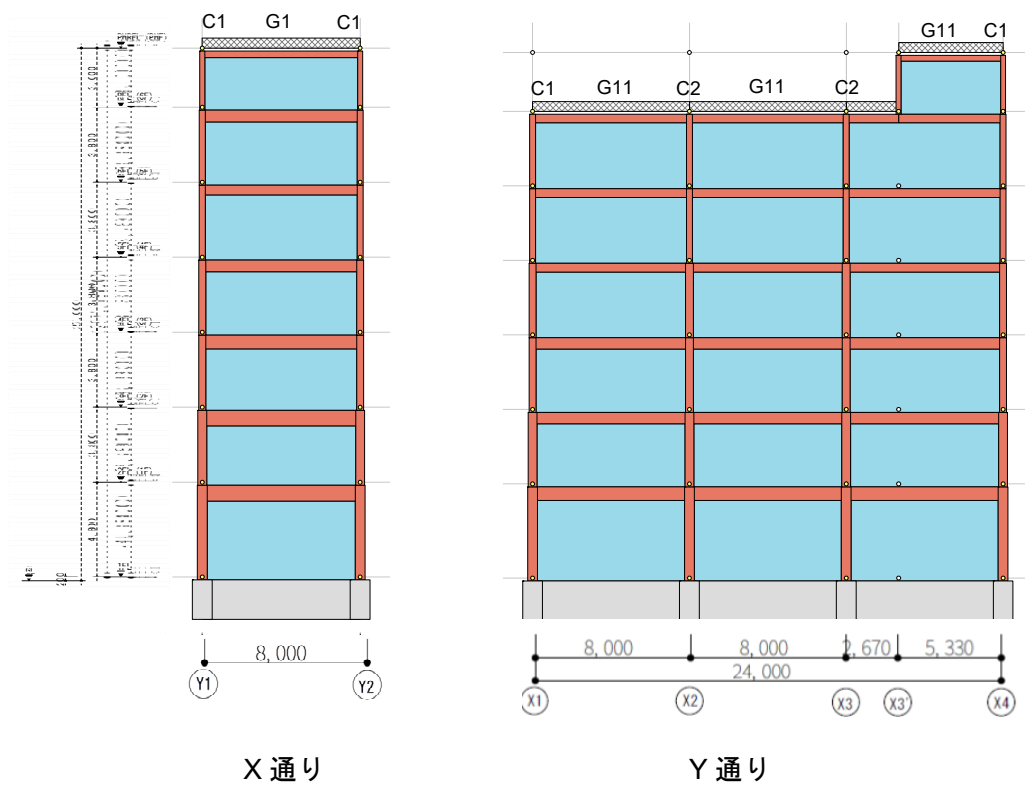


(b)断面図

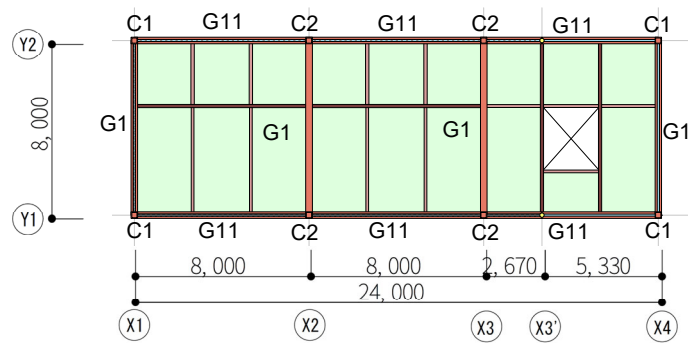


(c) 立面図

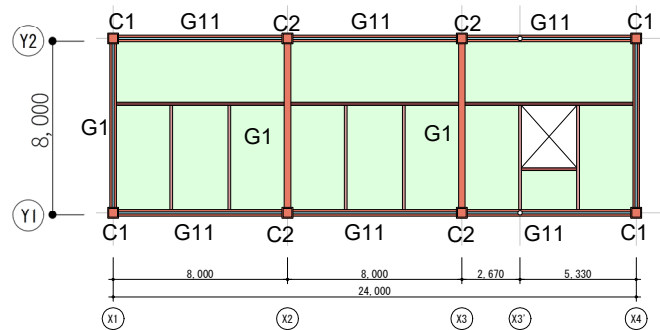
図 4.2 6 層 3 スパン建物



(d) 軸組図



(e-2) R 階伏せ図

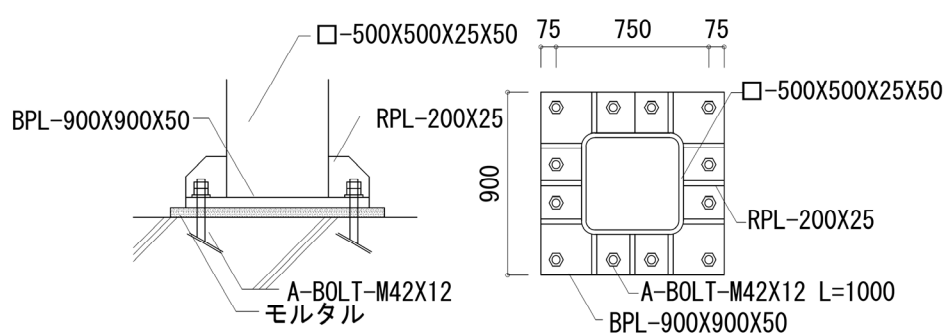


(e-1) 基準階伏

図 4.2 6 層 3 スパン建物

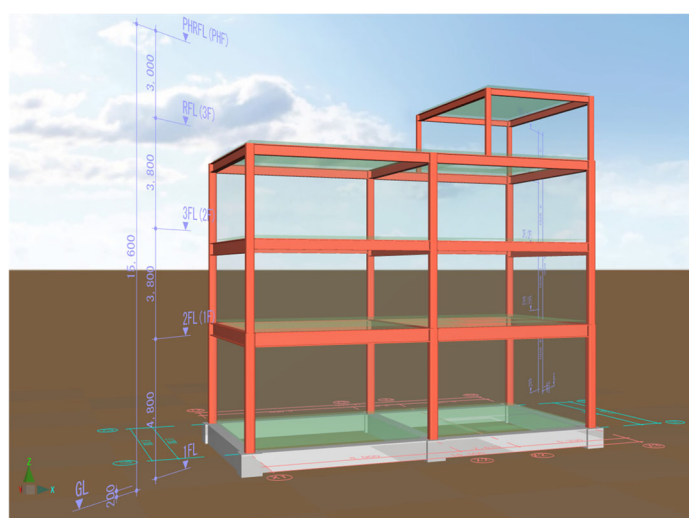
6階3スパン	G1	G11	C1	C2
PHRFL	H-340x250x9x14	H-294x200x8x12		
RFL	H-588x300x12x20	H-440x300x11x18	□-350x350x16	
6FL	H-594x302x14x23	H-488x300x11x18	□-400x400x22	
5FL	H-700x300x13x24	H-588x300x12x20	□-400x400x22	□-450x450x19
4FL	H-700x300x13x24	H-588x300x12x20	□-450x450x19	
3FL	H-800x300x14x26	H-700x300x13x24	□-450x450x19	□-500x500x19
2FL	H-800x300x14x26	H-700x300x13x24	□-500x500x19	
1FL	地中梁2000x700		□-500x500x22	

(i) 部材リスト



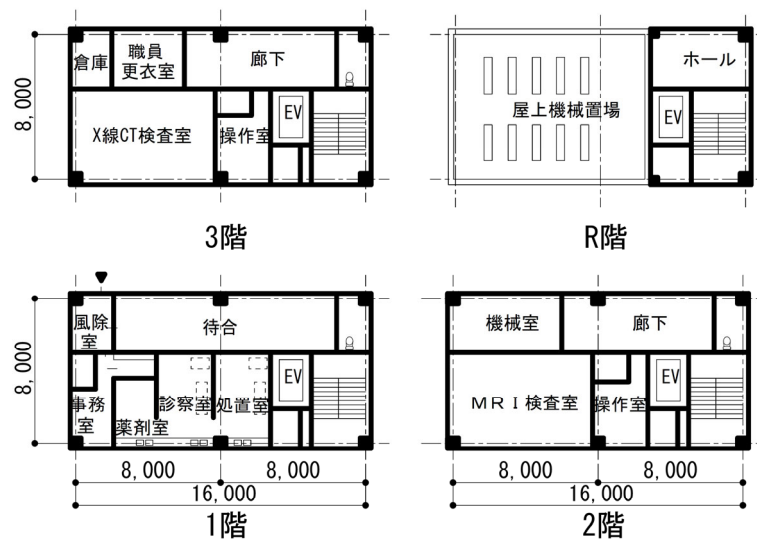
(ii) 柱脚部

図 4.2 6 層 3 スパン建物

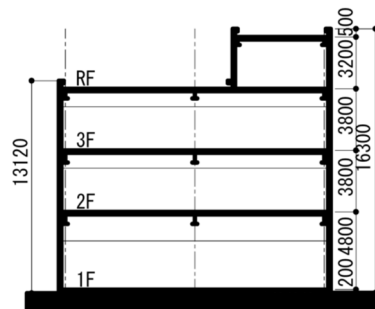


(a) 架構モデル

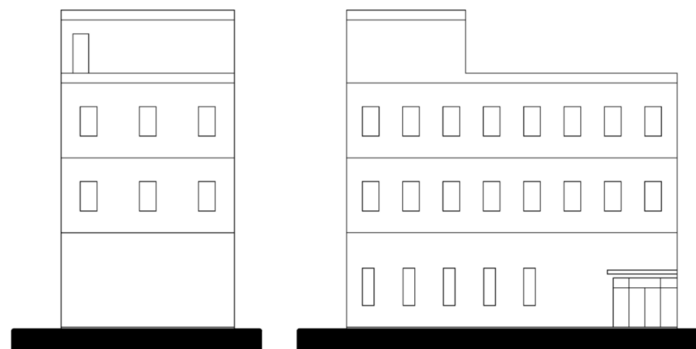
図 4.3 3 層 2 スパン建物



(b) 平面図

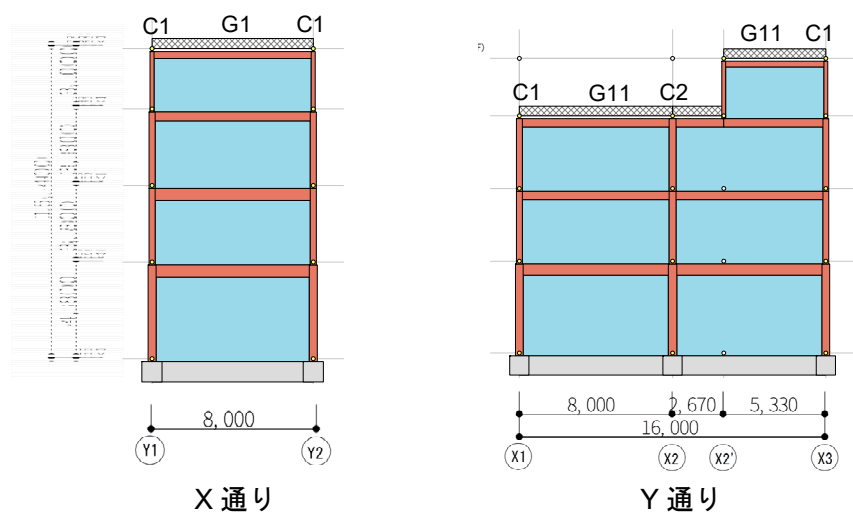


(c) 断面図

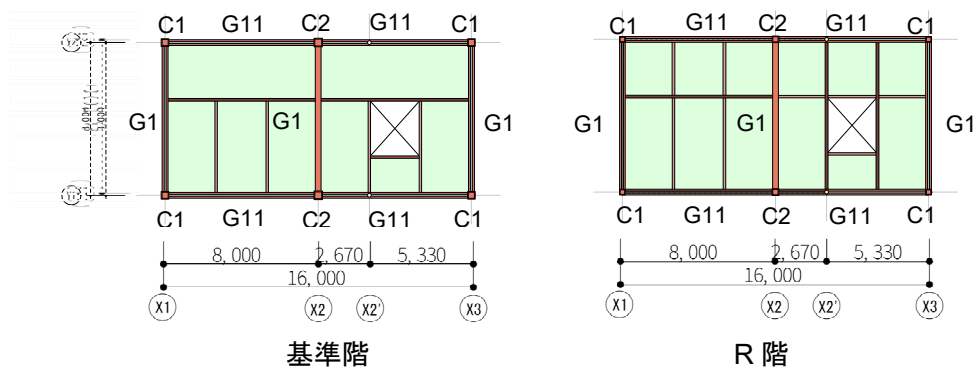


(d) 立面図

図 4.3 3 層 2 スパン建物



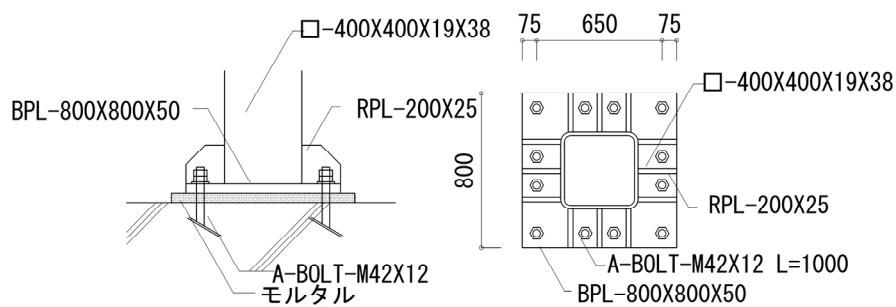
(e) 軸組図



(f) 伏せ図

3階2スパン	G1	G11	C1	C2
PHRFL	H-340x250x9x14	H-294x200x8x12		
RFL	H-440x300x11x18		□-250x250x19	
3FL	H-588x300x12x20	H-440x300x11x18	□-350x350x16	
2FL	H-594x302x14x23	H-582x300x12x17	□-350x350x19	
1FL	地中梁900x600	地中梁800x600	□-400x400x19	

(i) 部材リスト



(ii) 柱脚部

図 4.3 3 層 2 スパン建物

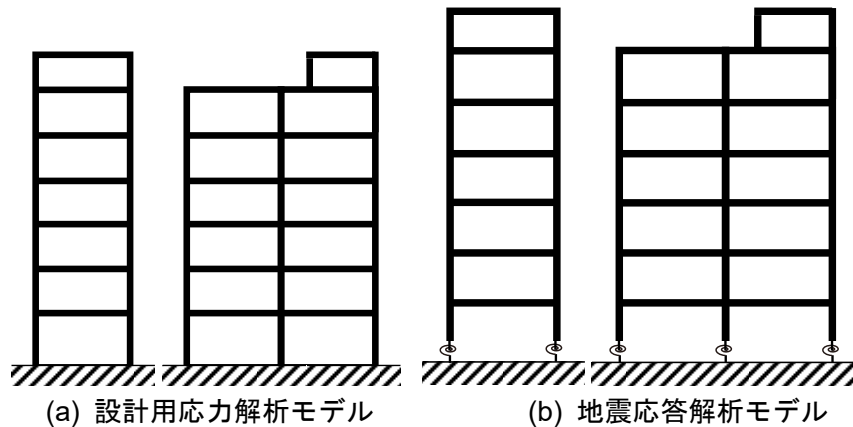


図 4.4 解析モデル

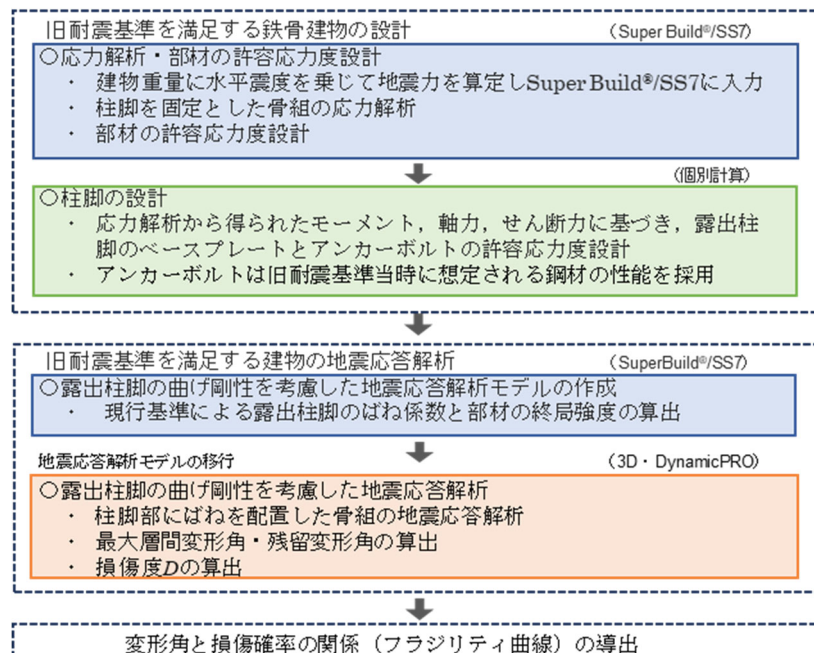


図 4.5 計算手順

4.3 中層鉄骨造建物の設計

2章で計画した現行耐震基準での建物用途と同様に考えて、建物用途は医療施設とした。医療施設は病棟部門もあれば、居住施設も付随されるため本来であれば鉄筋コンクリート造が望ましいが、鉄骨造の病院施設も以前から存在する。本論文では病室のある20床以上の病院施設の鉄骨造6層3（6F・3）スパンの建物、及び鉄骨造6層2スパン（6F・2）の有床診療所と、鉄骨造3層2スパン（3F・2）の病室のない無床診療所を比較検討のために計画した。表4.1に示す鉄骨造建築物を前節の旧耐震設計基規準を満足するように許容応力設計し、地震応答解析を実施する。地震応答解析結果より、梁端部の損傷度を算定し、それに基づいて対象建物の崩壊危険度を判定し、残留変形と危険度を関連付ける。

表 4.5 既往の研究における危険度判定基準値

応急危険度判定 ^{4.5)}	Aランク (調査済み)	Bランク (要注意)	Cランク (危険)	
1F 残留変形角	$\delta/h \leq 1/100$	$1/100 < \delta/h \leq 1/30$	$1/30 < \delta/h$	
2F以上 残留変形角	$\delta/h \leq 1/200$	$1/200 < \delta/h \leq 1/50$	$1/50 < \delta/h$	
建物の崩壊余裕度評価 ^{4.9)}	安全	要注意	危険	崩壊点
最大層間変形角	$\theta_{\max} \leq 1/100$	$1/100 < \theta_{\max} \leq 1/50$	$1/50 < \theta_{\max}$	$1/25 = \theta_{\max}$

4.4 応急危険度判定と建物の崩壊余裕度評価の判定基準

2章と同様に以下の検討では、文献 4.5)の応急危険度判定と、文献 4.9)の「建物の崩壊余裕度評価のための技術資料（以下、建物の崩壊余裕度評価と呼ぶ）」に示された判定基準を参考とする。それぞれの判定基準について再掲する。

応急危険度判定基準^{4.5)}では、「調査済」、「要注意」、「危険」の3つの区分に判定され、それぞれの判定基準値として、残留変形角が用いられている。

建物の崩壊余裕度評価^{4.9)}では、鉄骨造高層建物を対象に長周期地震動に対する崩壊余裕度を最大層間変形角に基づいて定量的に評価する手法を提案しており、崩壊余裕度は「安全」、「要注意」、「危険」の3段階で判定される。ここで、「安全」は軽微損傷以下であり、「要注意」とは健全度が低下した状態、「危険」とは余震による崩壊の危険性がある状態として提案されている。それぞれの領域の境界として、「避難準備限界」と「避難限界」が提案されており、最大層間変形角で定義されている。また、「崩壊点」を最大変形角 1/25 として提案している。文献 4.5), 4.9)の判定基準値を表 4.5 にまとめる。

4.5 地震応答解析

4.5.1 解析モデル

4章では、2章,3章に従い、「SS21/3D・DynamicPRO」を用いて中層鉄骨造建物の地震応答解析を行い、建物の損傷度を各層の梁端部の破断に基づいて評価する。梁の破断は、文献 4.9)～4.13)に示す損傷度 D が 1.0 を超えると破断と判定する。損傷度 D の算定は、レインフロー法および Miner 則を用い、「SS21/3D・DynamicPRO」により計算する。詳細は2章,3章を参照されたい。旧耐震基準の鉄骨造建物の地震応答解析の手順は以下の通りである。4.1節で旧耐震基準に基づいて設計した建物に対して、「Super Build®/SS7」を用いて荷重増分解析を実施し、柱脚部の剛性および部材の終局強度を現行基準と同様に評価する。そして、そのデータを「SS21/3D・DynamicPRO」に移行して、図 4.4(b)に示すように、回転ばねにより柱脚の剛性を考慮したモデルの地震応答解析を実施する。柱脚の剛性を考慮することによって地震時挙動が大きく異なると

考えられるため、設計時のモデル（図 4.4(a)）と地震応答解析時のモデル（図 4.4(b)）を変更している。設計から地震応答解析までの一連の手順を図 4.5 に示す。なお、アンカーボルトには、当時製作されていた伸び能力のない切削ねじアンカーボルトの強度を用いている。

6F・2 と 6F・3 の 1～3 次の固有周期は 1.1～1.2 s 程度であり、1 次モードは短辺方向である Y 方向、2 次モードでは長辺方向である X 方向、3 次モードではねじれ方向である θ_z 方向が卓越するモードである。3F・2 の 1～3 次の固有周期は 0.8～0.9s 程度であり、1 次モードは X 方向、2 次モードは Y 方向、3 次モードは θ_z 方向が卓越するモードである。地震応答解析では、地動加速度の EW 方向と NS 方向成分をそれぞれ X 方向と Y 方向に 2 方向同時入力する。

4.5.2 入力地震波

入力地震波は、文献 4.7), 4.8)と同様に気象庁強震観測データおよび地方公共団体の震度計で計測された 115 か所の様々な地域の震度 6 弱以上の強震記録を用いる。地震波を 1 回のみ入力した場合と、本震と同規模の余震が発生することを想定して、60 秒の自由振動時間を設けて、2 回連続で同じ地震波を入力した場合について地震応答解析を行う。なお、6F・3 のみ、2016 年 4 月 16 日熊本県熊本地方の地震における益城町宮園（震度 6.7）について解析が完了出来なかったため、対象外としている。

4.5.3 損傷度の判定

以下の検討において、建物の崩壊判定は各層の梁端部の破断により判定する。梁端部の破断は、文献 4.3)～4.7)に示す損傷度 D を用いて判定する。損傷度 D は、梁端部の塑性率の時刻歴からレインフロー法および Miner 則によって、一定振幅の繰り返し実験より求めた破断までの繰り返し回数から判定される値であり、式(4.1.a)で評価し、損傷度 D が 1.0 を超えると破断と判定する。疲労曲線は式(4.1.b)であり、本論文では、2 章と同様に係数を $C=5.0$ 、 $\beta=1/3$ とする。 μ_i はレインフロー法により求めた塑性率の各振幅であり、 N_{fi} は μ_i に対応する破断までの繰り返し回数である。損傷度 D は「SS21/3D・DynamicPRO」によって計算される。

$$D = \sum D_i = \sum \frac{1}{N_{fi}} = \sum \left(\frac{\mu_i}{C} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (4.1.a)$$

$$\mu_i = C \times (N_{fi})^{-\beta} \quad (4.1.b)$$

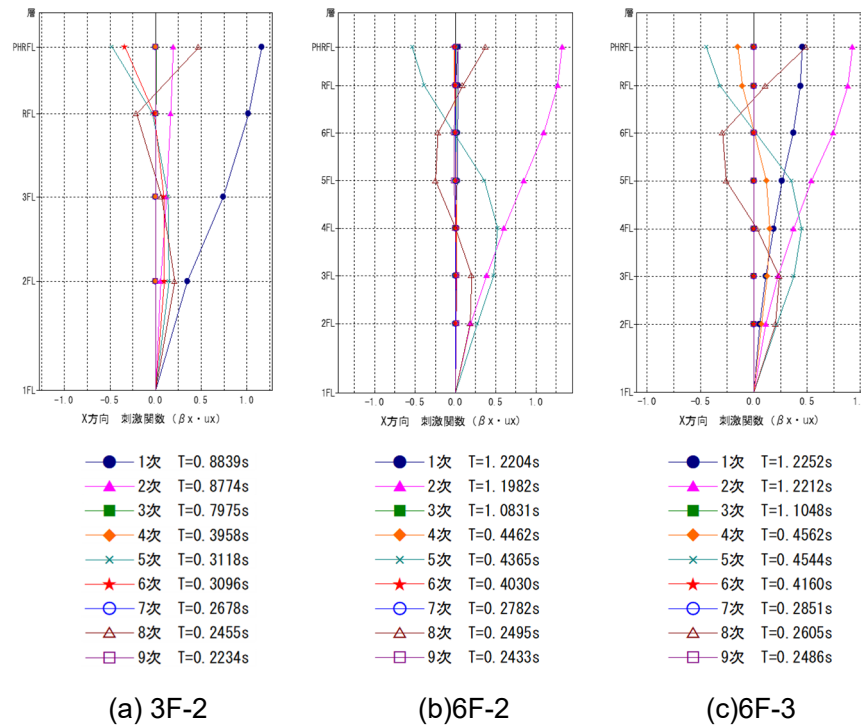


図 4.6.1 固有周期 X 方向

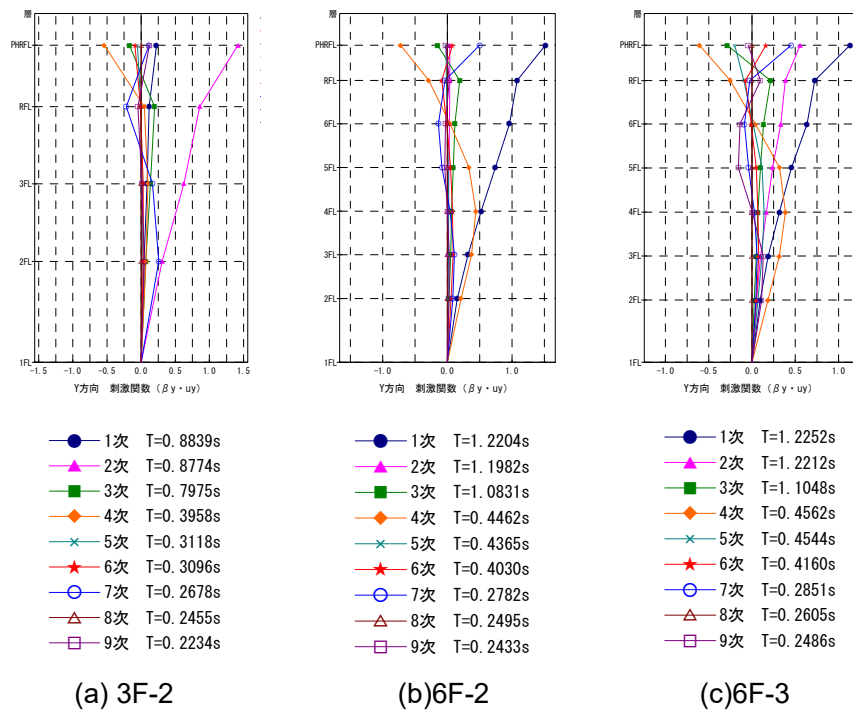


図 4.6.2 固有周期 Y 方向

図 4.7 に層せん断力・層間変形角(重心位置)関係の一例を示す。6 層 2 スパンの建物において、2016 年 4 月 16 日熊本県熊本地震の熊本市南区城南町での観測地震波を入力した結果であり、現行耐震基準の場合に 1 回目の地震波で Y 方向の一部梁端が破断 ($D_{\max}=1.75$)、2 回目の地震波で、3FL の Y 方向の全梁端部が破断 ($D_{\min}=1.61$) したと判定された解析例である。今回の旧耐

表 4.6 入力地震波 1 ※は地方公共団体の震度計データ、無印は気象庁の強震観測データ

NO	震度	計測地点	地震名称	日付	NO	震度	計測地点	地震名称	日付
1	5.5	栗原市栗駒	宮城県沖の地震	2003年5月26日	46	5.6	浪江町幾世橋	福島県沖の地震	2021年2月13日
2	5.5	石巻市泉町	宮城県沖の地震	2003年5月26日	47	5.7	新冠町北星町	十勝沖地震（本震）	2003年9月26日
3	5.5	涌谷町新町	宮城県沖の地震	2003年5月26日	48	5.7	守門村須原	新潟県中越地方	2004年10月23日
4	5.5	静内町ときわ	十勝沖地震（本震）	2003年9月26日	49	5.7	新潟川西町水口沢	新潟県中越地方	2004年10月23日
5	5.5	鹿追町東町	十勝沖地震（本震）	2003年9月26日	50	5.7	福岡中央区舞鶴	福岡県北西沖の地震	2005年3月20日
6	5.5	豊頃町茂岩本町	十勝沖地震（本震）	2003年9月26日	51	5.7	御前崎市御前崎	駿河湾の地震	2009年8月11日
7	5.5	幕別町忠類錦町	十勝沖地震（本震）	2003年9月26日	52	5.7	大崎市古川三日町	宮城県沖の地震	2011年4月7日
8	5.5	長岡市幸町	新潟県中越地方	2004年10月23日	53	5.7	涌谷町新町	宮城県沖の地震	2011年4月7日
9	5.5	広神村今泉	新潟県中越地方	2004年10月23日	54	5.7	宇城市松橋町	熊本県熊本地方の地震	2016年4月14日
10	5.5	新潟三島町上岩井	新潟県中越地方	2004年10月23日	55	5.7	菊池市隈府	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
11	5.5	栃尾市大町	新潟県中越地方	2004年10月23日	56	5.7	玉名市天水町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
12	5.5	入込瀬村穴沢	新潟県中越地方	2004年10月23日	57	5.7	御船町御船	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
13	5.5	鉢田市鉢田	茨城県沖の地震	2011年3月11日	58	5.7	南阿蘇村河陰	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
14	5.5	松島町高城	宮城県沖の地震	2011年4月7日	59	5.7	永川町島地	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
15	5.5	大船渡市大船渡町	宮城県沖の地震	2011年4月7日	60	5.7	和水町江田	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
16	5.5	登米市中田町	宮城県沖の地震	2011年4月7日	61	5.7	本宮市白岩	福島県沖の地震	2021年2月13日
17	5.5	天草市五和町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日	62	5.8	大船渡市大船渡町	宮城県沖の地震	2003年5月26日
18	5.5	八代市鏡町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日	63	5.8	涌谷町新町	宮城県北部の地震	2003年7月26日
19	5.5	上天草市大矢野町	熊本県熊本地方の地震	2016年4月16日	64	5.8	浦河町潮見	十勝沖地震（余震）	2003年9月26日
20	5.5	別府市鶴見	熊本県熊本地方の地震	2016年4月16日	65	5.8	釧路町別保	十勝沖地震（本震）	2003年9月26日
21	5.5	箕面市栗生外院	大阪府北部の地震	2018年6月18日	66	5.8	幕別町本町	十勝沖地震（本震）	2003年9月26日
22	5.5	和水町江田	熊本県熊本地方の地震	2019年1月3日	67	5.8	五戸町古館	岩手県沿岸北部の地震	2008年7月24日
23	5.5	須賀川市八幡町	福島県沖の地震	2021年2月13日	68	5.8	阿蘇市内牧	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
24	5.5	川内村上川内早渡	福島県沖の地震	2021年2月13日	69	5.8	菊陽町久保田	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
25	5.5	福島伊達市前川原	福島県沖の地震	2021年2月13日	70	5.8	熊本北区植木町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
26	5.5	福島伊達市梁川町	福島県沖の地震	2021年2月13日	71	5.8	鶴岡市温海川	山形県沖の地震	2019年6月18日
27	5.5	亶理町悠里	福島県沖の地震	2021年2月13日	72	5.8	登米市追町	福島県沖の地震	2021年2月13日
28	5.6	浦河町潮見	十勝沖地震（本震）	2003年9月26日	73	5.9	十日町市千歳町	新潟県中越地方	2004年10月23日
29	5.6	大崎市古川三日町	岩手・宮城内陸地震	2008年6月14日	74	5.9	新潟中里村田沢	新潟県中越地方	2004年10月23日
30	5.6	栗原市栗駒	宮城県沖の地震	2011年4月7日	75	5.9	堀之内町堀之内	新潟県中越地方	2004年10月23日
31	5.6	いわき市三和町	福島県中通りの地震	2011年4月12日	76	5.9	出雲崎町米田	新潟県上中越沖	2007年7月16日
32	5.6	菊池市泗水町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日	77	5.9	栗原市栗駒	岩手・宮城内陸地震	2008年6月14日
33	5.6	玉名市横島町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日	78	5.9	熊本西区春日	熊本県熊本地方の地震	2016年4月14日
34	5.6	合志市御代志	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日	79	5.9	宇城市不知火町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
35	5.6	茨木市東中条町	大阪府北部の地震	2018年6月18日	80	5.9	熊本南区城南町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
36	5.6	大阪北区茶屋町	大阪府北部の地震	2018年6月18日	81	5.9	熊本南区富合町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
37	5.6	枚方市大垣内	大阪府北部の地震	2018年6月18日	82	5.9	熊本美里町馬場	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
38	5.6	宮城川崎町前川	福島県沖の地震	2021年2月13日	83	5.9	由布市湯布院町川上	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
39	5.6	桑折町谷地	福島県沖の地震	2021年2月13日	84	5.9	南阿蘇村中松	熊本県熊本地方の地震	2016年4月16日
40	5.6	山元町浅生原	福島県沖の地震	2021年2月13日	85	5.9	札幌東区元町	胆振地方中東部の地震	2018年9月6日
41	5.6	川俣町五百田	福島県沖の地震	2021年2月13日	86	5.9	厚真町鹿沼	胆振地方中東部の地震	2019年2月21日
42	5.6	双葉町両竹	福島県沖の地震	2021年2月13日	87	5.9	郡山市朝日	福島県沖の地震	2021年2月13日
43	5.6	大熊町大川原	福島県沖の地震	2021年2月13日	88	5.9	石巻市桃生町	福島県沖の地震	2021年2月13日
44	5.6	南相馬市小高区	福島県沖の地震	2021年2月13日	89	5.9	天栄村下松本	福島県沖の地震	2021年2月13日
45	5.6	福島市五老内町	福島県沖の地震	2021年2月13日	90	—	JMA神戸	兵庫県南部地震	1995年1月17日

表 4.6 入力地震波 2 ※は地方公共団体の震度計データ，無印は気象庁の強震観測データ

NO	震度	計測地点	地震名称	日付	NO	震度	計測地点	地震名称	日付
91	6.0	新潟小国町法坂	新潟県中越地方	2004年10月23日	106	6.2	嘉島町上島	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
92	6.0	富士宮市弓沢町	静岡県東部の地震	2011年3月15日	107	6.2	合志市竹迫	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
93	6.0	宇城市松橋町	熊本県熊本地方の地震	2016年4月16日	108	6.2	南阿蘇村河陽	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
94	6.0	宇城市小川町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日	109	6.3	山古志村竹沢	新潟県中越地方	2004年10月23日
95	6.0	熊本中央区大江	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日	110	6.3	小千谷市城内	新潟県中越地方	2004年10月23日
96	6.0	熊本西区春日	熊本県熊本地方の地震	2016年4月16日	111	6.4	菊池市旭志	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
97	6.0	厚真町京町	胆振地方中東部の地震	2018年9月6日	112	6.5	川口町川口	新潟県中越地方	2004年10月23日
98	6.0	相馬市中村	福島県沖の地震	2021年2月13日	113	6.5	厚真町鹿沼	胆振地方中東部の地震	2018年9月6日
99	6.0	蔵王町円田	福島県沖の地震	2021年2月13日	114	6.6	西原村小森	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
100	6.1	宇城市豊野町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日	115	6.7	益城町宮園	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日
101	6.1	大津町大津	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日					
102	6.1	村上市府屋	山形県沖の地震	2019年6月18日					
103	6.1	国見町藤田	福島県沖の地震	2021年2月13日					
104	6.1	新地町谷地小屋	福島県沖の地震	2021年2月13日					
105	6.2	宇土市蒲田町	熊本県熊本地方の地震※	2016年4月16日					

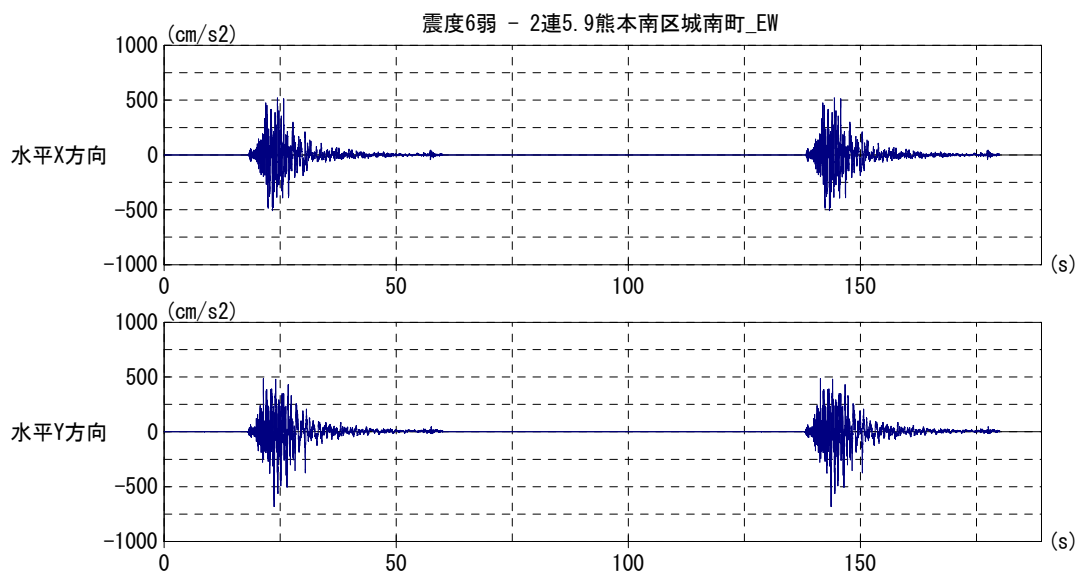


図 4.7 入力地震波 熊本市南区城南町_計測震度 5.9

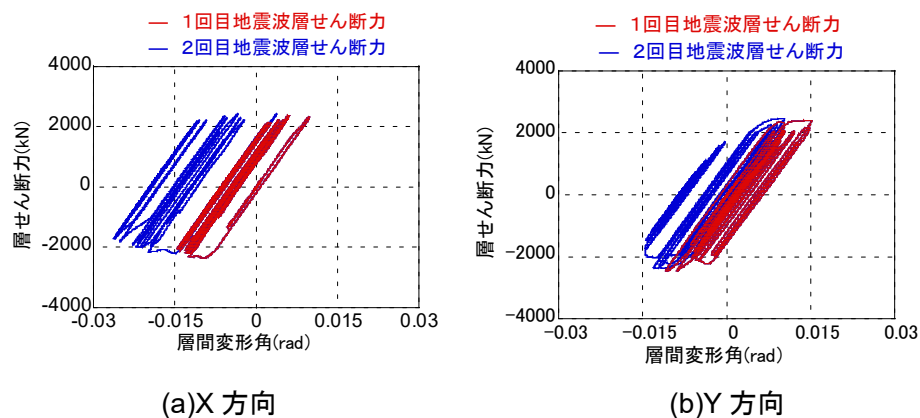


図 4.7.1 層せん断力-層間変形角 熊本市南区城南町_計測震度 5.9 (2 層目)

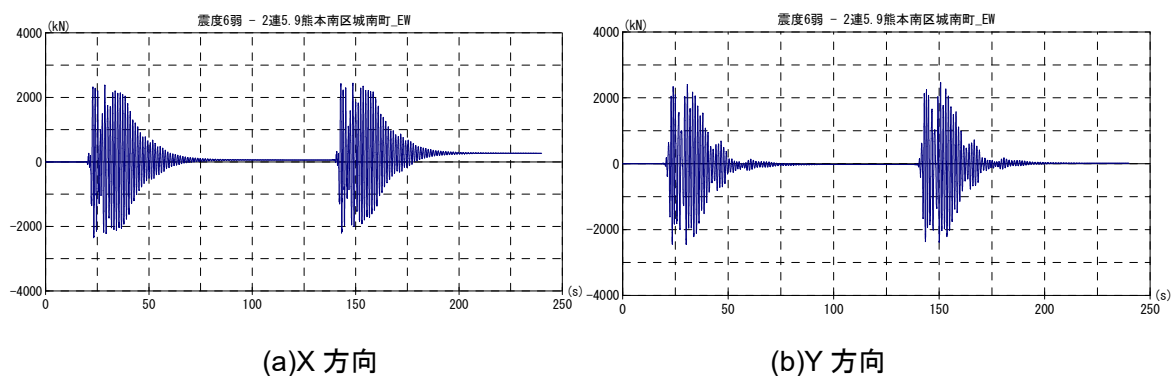


図 4.7.2 層せん断力時刻歴 熊本市南城区南町_計測震度 5.9 (2 層目)

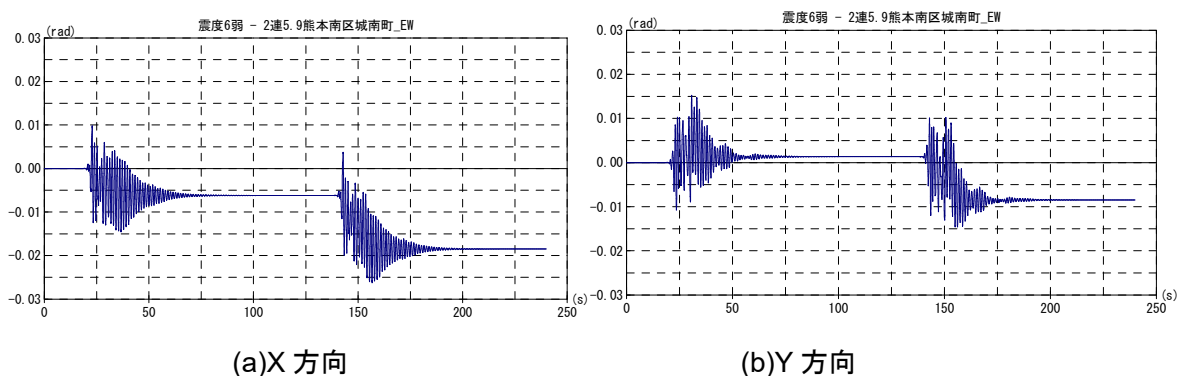


図 4.7.3 層間変形角時刻歴 熊本市南城区南町_計測震度 5.9 (2 層目)

震基準の場合は 1 回目の地震波で Y 方向の一部梁端が破断 ($D_{\max}=1.09$), 2 回目の地震波で, Y 方向の一部梁端が破断 ($D_{\min}=0.72$) していると判定された解析例である。現行耐震基準建物と旧耐震基準でやや異なる挙動をしていることが判る。1 回目の地震応答を赤色, 2 回目の地震応答を青色で示している。図 4.7.1~4.7.3 及び図 4.7 と同様の地震波の 6F-2 (2 層目) の層せん断力・層間変形角, 層間せん断力及び層間変形角の時刻歴 (2 層目) を示す。

4.6 回帰曲線による判定基準

4.6.1 損傷度判定基準

本論文における建物の「安全」, 「要注意」, 「危険」, 「崩壊」の判定基準について, 文献 4.9)を参考に以下のように定義する。

文献 4.9)において, 「『安全 (軽微損傷以下)』は, 無損傷から一部損傷の範囲であって, 建物を継続使用できる状態である。」と定義されている。ここでは, 損傷とは梁端部の損傷度 $D \geq 1.0$ と定義し, 「安全」とは, 同規模の地震が 2 回来た場合においても, 全ての梁端部が $D < 1.0$ の状態とする。

表 4.7 危険度の判定基準

安全	要注意	危険	崩壊
${}_1D_{\max} < 1.0$ and ${}_2D_{\max} < 1.0$	${}_1D_{\max} < 1.0$ and ${}_2D_{\max} \geq 1.0$ and ${}_2D_{\min} < 1.0$	$({}_1D_{\min} < 1.0 \text{ and } {}_1D_{\max} \geq 1.0)$ or $({}_1D_{\min} < 1.0 \text{ and } {}_2D_{\min} \geq 1.0)$	${}_1D_{\min} \geq 1.0$

文献 4.9)では、『要注意（健全度低下）』は、一部の部材に劣化を伴う損傷が生じる状態まで」であり、継続使用には検査が必要な状態であると定義されている。ここでは、1 回目の地震では全梁端部の損傷度が $D < 1.0$ であり、同規模の地震が 2 回来た場合に損傷度が $D \geq 1.0$ となる梁端が存在する場合とする。

文献 4.9)では、『危険（余震により崩壊の危険性あり）』は、『要注意（健全度低下）』からさらに損傷が進んだ状態であって、余震により崩壊点に達する場合である。」と定義されている。ここでは、1 回目の地震では一部の梁端の損傷度が $D \geq 1.0$ 、または、同規模の地震が 2 回来た場合に、ある層の全梁端の損傷度が $D \geq 1.0$ となる状態であるとする。「崩壊」は、1 回の地震入力で、ある層の X 方向もしくは Y 方向のいずれか 1 方向の全梁端の損傷度が $D \geq 1.0$ となる状態とする。以上の「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の判定について、表 4.7 にまとめる。 $D_{\min}$ は、第 j 層の全ての梁端部の損傷度 D の内の最小値 $D_{j,\min}$ を計算し、全層の $D_{j,\min}$ の最大値を取ったものである。 $D_{\max}$ は、第 j 層の全ての梁端部の損傷度 D の内の最大値 $D_{j,\max}$ を計算し、全層の $D_{j,\max}$ の最大値を取ったものである。表 4.7 中において、 $D_{\min} \geq 1.0$ とは、ある層の全ての梁端部が破断していることを示す。また、 $D_{\max} \geq 1.0$ のとき、梁端部が一か所以上破断していることを示す。 ${}_1D_{\max}$ は 1 回目の地震を受けたときの損傷度 $D_{\max}$ 、 ${}_1D_{\min}$ は 1 回目の地震を受けたときの損傷度 $D_{\min}$ 、 ${}_2D_{\max}$ は 2 回連続の地震を受けたときの損傷度 $D_{\max}$ 、 ${}_2D_{\min}$ は 2 回連続の地震を受けたときの損傷度 $D_{\min}$ である。

4.6.2 危険度の評価基準

震度 6 弱以上の地震動を 1 回入力および 2 回連続して入力したときの対象建物の地震応答解析を実施し、建物の柱梁節点位置での最大層間変形角及び残留変形角と損傷度を求め、それらの関係を調べる。損傷度と変形角の関係から、「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の危険度の基準を求める。

図 4.8 に 6 層 2 スパンの 1 回目の地震動入力に対する解析結果を示す。図 4.8(a)は、最大層間変形角 $\theta_{\max}$ と損傷度 ${}_1D_{\min}$ の関係、図 4.8(b)は残留変形角 θ_R と損傷度 ${}_1D_{\min}$ の関係、図 4.10(c)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ と残留変形角 θ_R の関係を示す。 $\theta_{\max}$ 、 θ_R はいずれも 1 回目の地震を受けたときの変形角である。 ${}_1D_{\max}$ と変形角の関係も同様であることを確認している。地震波は 2 方向同時入力しているが、損傷度、最大層間変形角、残留変形角は X 方向と Y 方向に対して別々に算定し、それぞれの方向に対するそれらの関係を評価に用いる。X 方向と Y 方向それぞれに、全ての層の

柱梁節点位置での最大層間変形角の内、最大のものを最大層間変形角 $\theta_{\max}$ とし、同様にすべての層の柱梁節点位置での残留変形角の内、最大の残留変形角を θ_R とする。剛床仮定をもちいているが、骨組全体がねじれ変形しており、各節点の X 方向変位、Y 方向変位の値が異なっているため、最大の値を採用している。最大層間変形角 $\theta_{\max}$ は、SS21/3D・DynamicPRO で出力された分数（1/整数）の値を用い、以降の図の作成および近似式の導出を行う。

図 4.8(a), (b)を比較すると、残留変形角よりも最大層間変形角と損傷度 D の関係は比較的ばらつきが少ない。図中の実線は、それぞれの関係を対数近似した結果である。残留変形角と損傷度 D の関係式の決定係数は $R^2=0.45$ 、最大層間変形角と損傷度 D の場合の決定係数は $R^2=0.61$ であり、最大層間変形角と損傷度の関係の方が精度は高い。本来であれば、変形角が比較的大きい範囲のデータについて検討すべきであることから、最大層間変形角 1/100 以上の範囲で最大層間変形角と損傷度 D の関係を対数近似した結果、決定係数は $R^2=0.66$ となり、同様に最大層間変形角と損傷度 D の関係の方が残留変形角と損傷度 D の関係より精度は高いことを確認している。また、1/100 以上で評価した場合の近似式における $D=1$ のときの $\theta_{\max}$ の値は、全体データで評価した場合の近似式における $D=1$ の $\theta_{\max}$ の値よりも大きくなる傾向であることから、ここでは、判定基準値を過大に評価しないように、全体で評価した式を採用するものとする。また、図 4.8 (c)より、残留変形角と最大層間変形角の関係式の決定係数は $R^2=0.85$ であり、精度が高いことがわかる。以上より、損傷度と最大層間変形角の関係式から、危険度の基準を最大層間変形角で評価し、その最大層間変形角を残留変形角に変換することで、最終的には残留変形角による危険度の判定基準値を示す。なお、応急危険度判定基準の判定値は、1 階と 2 階以上を分けて示されているが、解析結果より層間変形角の最大値が必ずしも 1 階ではなかったことから、全階のデータをまとめて整理する。

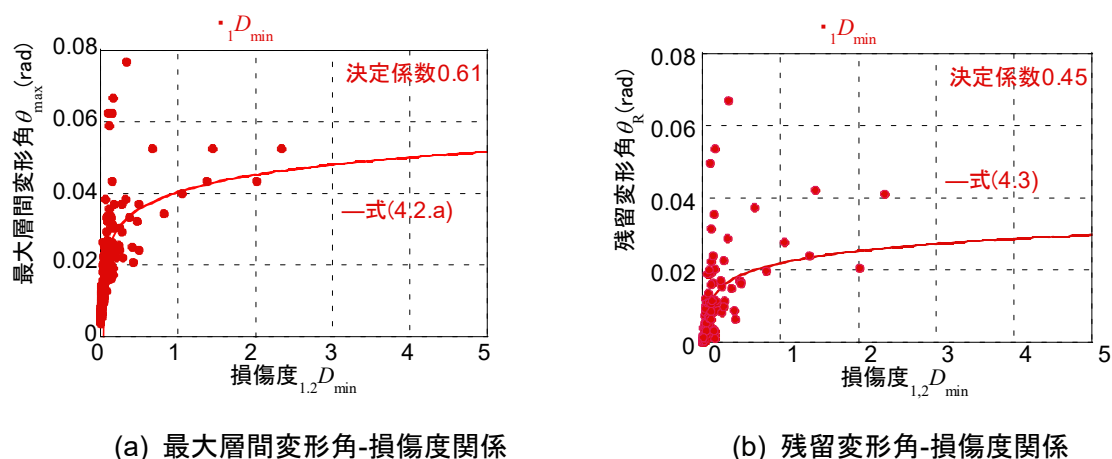
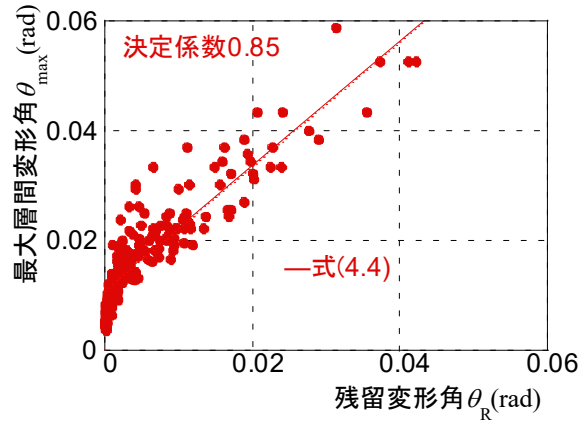


図 4.8 変形角と損傷度の関係（6 層 2 スパン）



(c) 最大層間変形角-残留変形角関係

図 4.8 変形角と損傷度の関係 (6 層 2 スパン)

4.6.3 対象建物の危険度の判定基準値

(a) 6 層 2 スパン (6F-2)

図 4.9 に、6 層 2 スパンの最大層間変形角 $\theta_{\max}$ と損傷度 D の関係を示す。図 4.9(a)は $D_{\min}$ 、図 4.9(b)は $D_{\max}$ を示し、1 回目の地震波を受けた場合の結果 ($\theta_{\max-1}D_{\min}$ 関係および $\theta_{\max-1}D_{\max}$ 関係) を赤、続けて 1 回目の地震波による最大層間変形角 $\theta_{\max}$ と 2 回連続の地震波を受けた場合の損傷度 ${}_2D_{\min}$ および ${}_2D_{\max}$ の結果を青で示す。最大層間変形角 $\theta_{\max}$ と損傷度 ${}_1D_{\min}$, ${}_2D_{\min}$, ${}_1D_{\max}$, ${}_2D_{\max}$ の関係を対数関数で近似すると、式(4.2)が得られる。また、図 4.9(c)より、1 回目の残留変形角 θ_R と最大層間変形角 $\theta_{\max}$ の関係を線形近似すると、式(4.4)が得られる。ここでは、1 回目の地震を受けた後の最大変形角から 1 回目および 2 回目の損傷度を判定するため、 $\theta_{\max}$ を用いる。

$$\theta_{\max} = 0.006932 \ln({}_1D_{\min}) + 0.04044 \quad (4.2.a)$$

$$\theta_{\max} = 0.006172 \ln({}_2D_{\min}) + 0.03295 \quad (4.2.b)$$

$$\theta_{\max} = 0.006153 \ln({}_1D_{\max}) + 0.02984 \quad (4.2.c)$$

$$\theta_{\max} = 0.005127 \ln({}_2D_{\max}) + 0.02299 \quad (4.2.d)$$

$$\theta_R = 0.004845 \ln({}_1D_{\min}) + 0.02197 \quad (4.3)$$

$$\theta_{\max} = 1.133\theta_R + 0.01088 \quad (4.4)$$

続いて、文献 4.9)を参考に定めた 4.6.1 章の判定基準の定義および表 4.7 に基づいて、式(4.2), (4.4)を用いて、「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の判定基準値について検討する。

「崩壊」については、 ${}_1D_{\min} \geq 1$ の領域が「崩壊」に相当することから、図 4.9(a), 式(4.2.a)より、1 回目で崩壊する場合の最大層間変形角として、 $\theta_{\max} \geq 1/39$ が得られる。式(4.4)を用いて最大層間変形角から残留変形角に変換すると、 $\theta_R \geq 1/75$ が得られる。

「危険」については、(${}_1D_{\min} < 1$ かつ ${}_2D_{\min} \geq 1$)または、(${}_1D_{\min} < 1$ かつ ${}_1D_{\max} \geq 1$)の領域が相当することから、図 4.9(a), (b), 式(4.2.a), (4.2.b), (4.2.c)より、 $1/50 \leq {}_1\theta_{\max} < 1/39$ が得られる。また、残留変形角に変換すると、 $1/110 \leq \theta_R < 1/75$ となる。

「要注意」については、 ${}_1D_{\max} < 1$ かつ ${}_2D_{\max} \geq 1$ かつ ${}_2D_{\min} < 1$ の領域が相当することから、図 4.9(a), (b), 式(4.2.b)~(4.2.d)より、 $1/64 \leq \theta_{\max} < 1/50$ が得られ、残留変形角は $1/176 \leq \theta_R < 1/110$ が得られる。

「安全」については、 ${}_1D_{\max} < 1$ かつ ${}_2D_{\max} < 1$ の領域が相当することから、図 4.9(b), 式(4.2.c), (4.2.d)より、 $\theta_{\max} < 1/64$ が得られる。残留変形角に変換すると、 $\theta_R < 1/176$ が得られる。

(b) 6 層 3 スパン (6F-3)

6 層 2 スパンと同様に、6 層 3 スパンの「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の判定基準値を求める。図 4.10 に 6 層 3 スパンの解析結果を示す。図 4.10(a)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ - $D_{\min}$ 関係、図 4.10 (b)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ - $D_{\max}$ 関係、図 4.10(c)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ -残留変形角 θ_R 関係を示す。図 4.10 より、最大層間変形角と損傷度の関係、残留変形角と最大層間変形角の関係の近似式は次式で得られる。

$$\theta_{\max} = 0.01061 \ln({}_1D_{\min}) + 0.05746 \quad (4.5.a)$$

$$\theta_{\max} = 0.009356 \ln({}_2D_{\min}) + 0.04533 \quad (4.5.b)$$

$$\theta_{\max} = 0.009492 \ln({}_1D_{\max}) + 0.04094 \quad (4.5.c)$$

$$\theta_{\max} = 0.007927 \ln({}_2D_{\max}) + 0.03055 \quad (4.5.d)$$

$$\theta_{\max} = 1.112\theta_R + 0.01358 \quad (4.6)$$

図4.10(a)より、「崩壊」は ${}_1D_{\min} \geq 1$ であることから、式(4.4.a)より、最大層間変形角は $\theta_{\max} \geq 1/42$ ，式 (4.6)より残留変形角は $\theta_R \geq 1/84$ が得られる。

「危険」については、(${}_1D_{\min} < 1$ かつ ${}_2D_{\min} \geq 1$)または、(${}_1D_{\min} < 1$ かつ ${}_1D_{\max} \geq 1$)であることから、図

4.10(a), (b), 式(4.5.a), (4.5.b), (4.5.c)より, 最大層間変形角は $1/53 \leq \theta_{\max} < 1/42$ が得られる。また, 残留変形角は $1/121 \leq \theta_R < 1/84$ となる。

「要注意」については, ${}_1D_{\max} < 1$ かつ ${}_2D_{\max} \geq 1$ かつ ${}_2D_{\min} < 1$ であることから, 図4.10(a), (b), 式(4.5.b)～(4.5.d)より, $1/65 \leq \theta_{\max} < 1/53$ が得られる。残留変形角に変換すると, $1/183 \leq \theta_R < 1/121$ が得られる。

「安全」は, ${}_1D_{\max} < 1$ かつ ${}_2D_{\max} < 1$ より, 図4.10(b), 式(4.5.c), (4.5.d)より, $\theta_{\max} < 1/65$, $\theta_R < 1/183$ が得られる。

(c) 3層2スパン (3F-2)

3層2スパンの「安全」, 「要注意」, 「危険」, 「崩壊」の判定基準値を求める。図4.11に3層2スパンの解析結果を示す。図4.11(a)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ - $D_{\min}$ 関係, 図4.11(b)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ - $D_{\max}$ 関係, 図4.11(c)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ -残留変形角 θ_R を示す。図4.11より, 最大層間変形角と損傷度の関係, 残留変形角と最大層間変形角の関係の近似式は次式で得られる。

$$\theta_{\max} = 0.006826 \ln({}_1D_{\min}) + 0.03740 \quad (4.7.a)$$

$$\theta_{\max} = 0.004600 \ln({}_2D_{\min}) + 0.02631 \quad (4.7.b)$$

$$\theta_{\max} = 0.006006 \ln({}_1D_{\max}) + 0.02791 \quad (4.7.c)$$

$$\theta_{\max} = 0.004010 \ln({}_2D_{\max}) + 0.01982 \quad (4.7.d)$$

$$\theta_{\max} = 1.076\theta_R + 0.01112 \quad (4.8)$$

図4.11(a)より, 「崩壊」は ${}_1D_{\min} \geq 1$ より, 式(4.7.a)より $\theta_{\max} \geq 1/37$, 式(4.8)より $\theta_R \geq 1/81$ が得られる。

「危険」については, (${}_1D_{\min} < 1$ かつ ${}_2D_{\min} \geq 1$)または, (${}_1D_{\min} < 1$ かつ ${}_1D_{\max} \geq 1$)である。図4.11(a), (b), 式(4.7.a), (4.7.b), (4.7.c)より, $1/49 \leq \theta_{\max} < 1/37$, が得られる。また, 残留変形角は $1/131 \leq \theta_R < 1/81$ となる。

「要注意」については, ${}_1D_{\max} < 1$ かつ ${}_2D_{\max} \geq 1$ かつ ${}_2D_{\min} < 1$ であることから, 図4.11(a), (b), 式(4.7.b)～(4.7.d)より, $1/63 \leq \theta_{\max} < 1/49$, $1/240 \leq \theta_R < 1/131$ が得られる。「安全」は, ${}_1D_{\max} < 1$, ${}_2D_{\max} < 1$ より, 図4.11(b), 式(4.7.c), (4.7.d)より, $\theta_{\max} < 1/63$, $\theta_R < 1/240$ が得られる。

以上の3つの対象建物に関して, 得られた「安全」～「崩壊」の判定基準値をまとめて表4.8に示す。

(d) 全モデルのデータによる判定基準値

表 4.7 より、対象建物形状は異なるものの、判定基準値は極めて近い値を示していることから、3つの建物の解析データを全て用いて、検討する。図 4.12(a)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ - $D_{\min}$ 関係、図 4.12(b)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ - $D_{\max}$ 関係、図 4.12(c)は最大層間変形角 $\theta_{\max}$ -残留変形角 θ_R 関係を示す。図 4.12 より、最大層間変形角と損傷度の関係、残留変形角と最大層間変形角の関係は次式で得られる。それぞれの決定係数は、 $\theta_{\max}$ - ${}_1D_{\min}$ で $R^2=0.75$ 、 $\theta_{\max}$ - ${}_2D_{\min}$ で $R^2=0.73$ 、 $\theta_{\max}$ - ${}_1D_{\max}$ で $R^2=0.72$ 、 $\theta_{\max}$ - ${}_2D_{\max}$ で $R^2=0.80$ である。

$$\theta_{\max} = 0.007913 \ln({}_1D_{\min}) + 0.04440 \quad (4.9.a)$$

$$\theta_{\max} = 0.006705 \ln({}_2D_{\min}) + 0.03478 \quad (4.9.b)$$

$$\theta_{\max} = 0.007142 \ln({}_1D_{\max}) + 0.03280 \quad (4.9.c)$$

$$\theta_{\max} = 0.005667 \ln({}_2D_{\max}) + 0.02447 \quad (4.9.d)$$

$$\theta_{\max} = 1.118\theta_R + 0.01177 \quad (4.10)$$

式(4.9)と式(4.10)および表 4.7 より、「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の領域が以下のように得られる。「崩壊」は、最大層間変形角で $\theta_{\max} \geq 1/39$ 、残留変形角で ${}_1\theta_R \geq 1/80$ が得られる。「危険」の領域として、 $1/50 \leq \theta_{\max} < 1/39$ が得られる。また、残留変形角は $1/121 \leq \theta_R < 1/80$ となる。

「要注意」は、 $1/64 \leq \theta_{\max} < 1/50$ 、 $1/197 \leq \theta_R < 1/121$ 、「安全」は、 $\theta_{\max} < 1/64$ 、 $\theta_R < 1/197$ が得られる。これらの値を表 4.8 に示す。

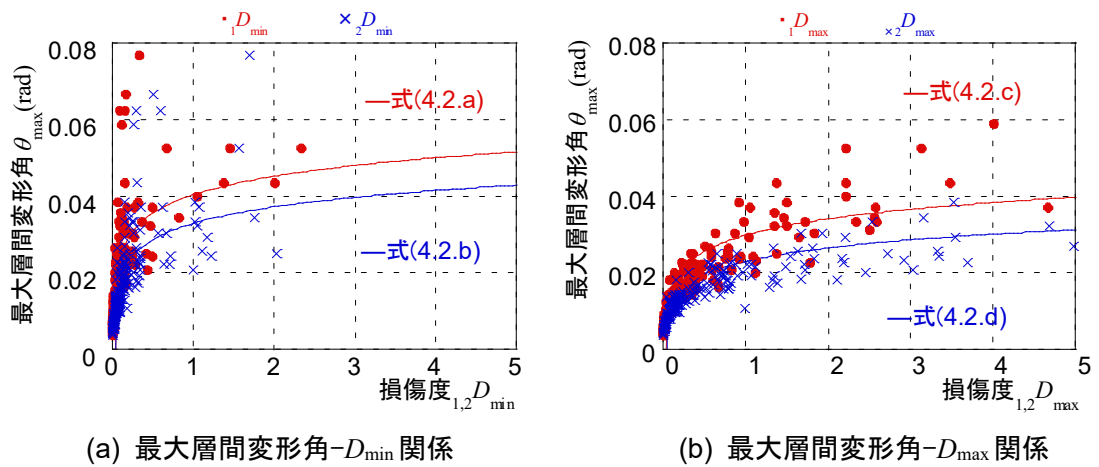
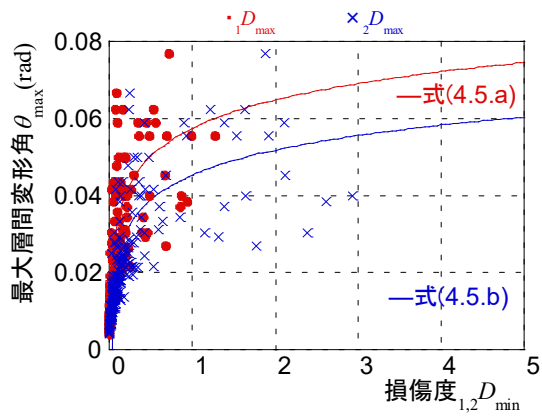
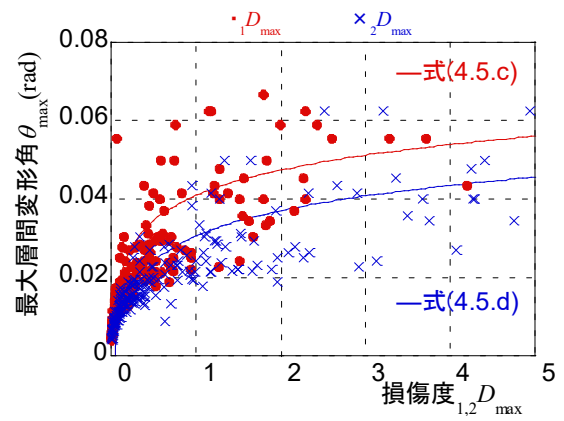


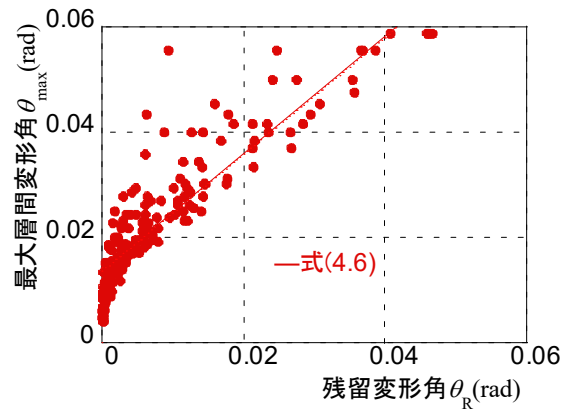
図 4.9 最大層間変形角-損傷度関係 (6 層 2 スパン)



(a) 最大層間変形角- $D_{\min}$ 関係

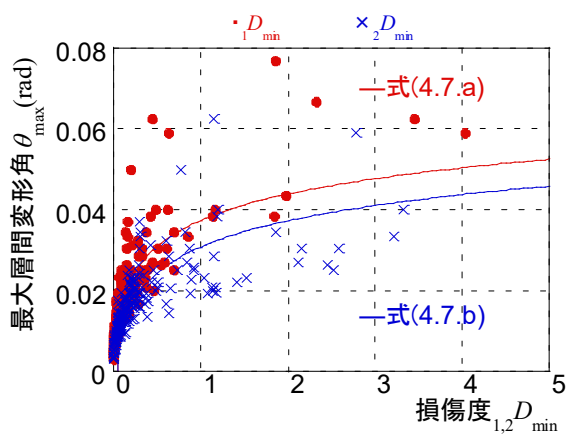


(b) 最大層間変形角- $D_{\max}$ 関係

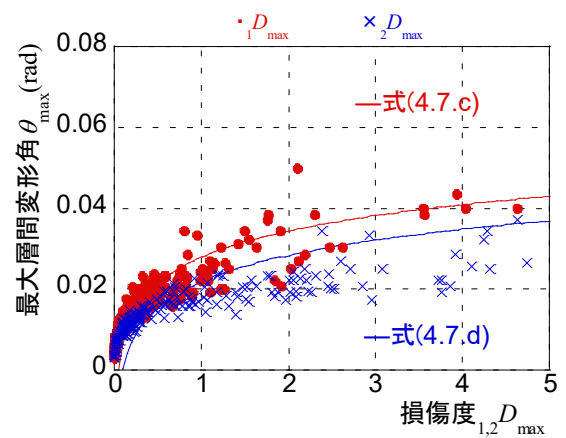


(c) 最大層間変形角-残留変形角関係

図 4.10 変形角と損傷度の関係 (6 層 3 スパン)

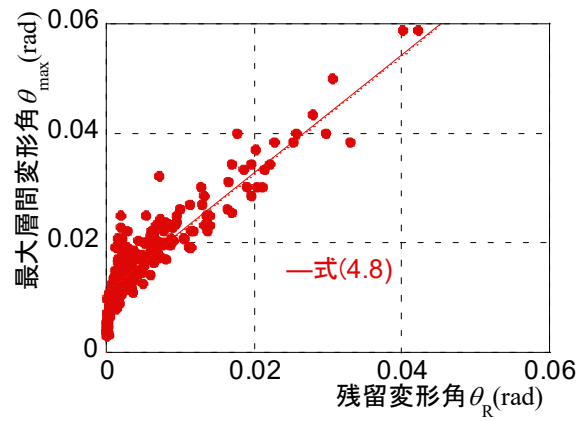


(a) 最大層間変形角- $D_{\min}$ 関係



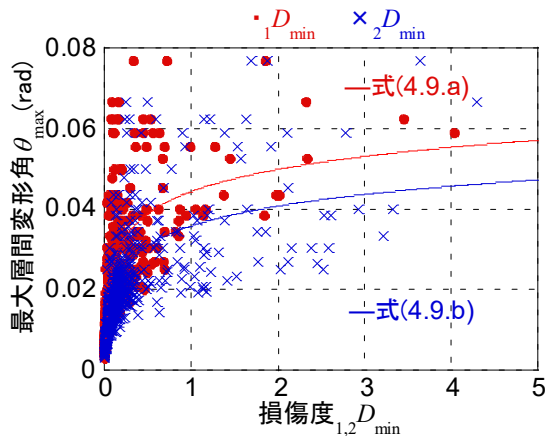
(b) 最大層間変形角- $D_{\max}$ 関係

図 4.11 変形角と損傷度の関係 (3 層 2 スパン)

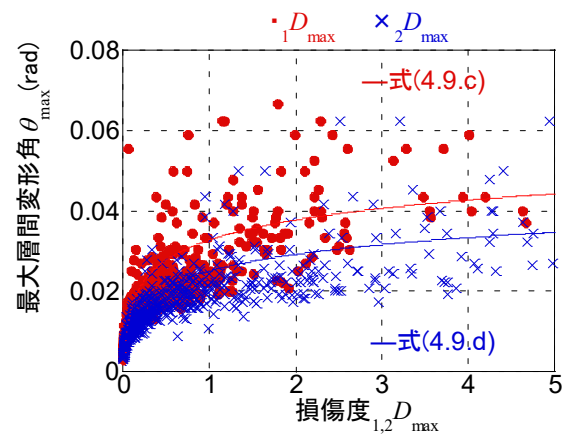


(c) 最大層間変形角-残留変形角関係

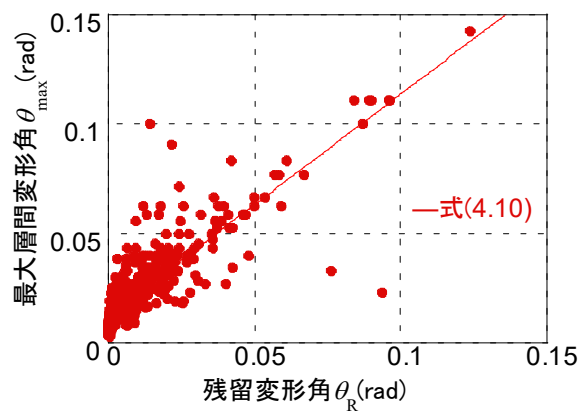
図 4.11 変形角と損傷度の関係 (3 層 2 スパン)



(a) 最大層間変形角- $D_{\min}$ 関係



(b) 最大層間変形角- $D_{\max}$ 関係



(c) 最大層間変形角-残留変形角関係

図 4.12 変形角と損傷度の関係 (全建物)

表 4.8 危険度判定基準値

旧耐震設計基準

最大層間変形角	3F-2	6F-2	6F-3	全建物
安全	~1/50	~1/43	~1/33	~1/41
要注意	1/50~1/38	1/43~1/34	1/33~1/24	1/41~1/31
危険	1/38~1/27	1/34~1/25	1/24~1/17	1/31~1/23
崩壊	1/27	1/25	1/17	1/23
残留変形角	3F-2	6F-2	6F-3	全建物
安全	~1/139	~1/100	~1/60	~1/88
要注意	1/139~1/77	1/100~1/62	1/60~1/38	1/88~1/53
危険	1/77~1/44	1/62~1/39	1/38~1/25	1/53~1/34
崩壊	1/44~	1/39~	1/25~	1/34~

表 4.9 文献 4.5), 4.9)と提案判定基準値の比較

旧耐震設計基準

	残留変形角			最大層間変形角	
	応急危険度判定基準 ^{4.5)} 傾斜を生じた階の上の階が1層以下の場合	応急危険度判定基準 ^{4.5)} 傾斜を生じた階の上の階が2層以上の場合	対数近似曲線による基準値	建物の崩壊余裕度評価 ^{4.9)}	対数近似曲線による基準値
安全	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{100}$	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{200}$	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{88}$	$\theta_{\max} < \frac{1}{100}$	$\theta_{\max} < \frac{1}{41}$
要注意	$\frac{1}{100} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{30}$	$\frac{1}{200} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{50}$	$\frac{1}{88} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{53}$	$\frac{1}{100} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{50}$	$\frac{1}{41} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{31}$
危険	$\frac{1}{30} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{50} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{53} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{34}$	$\frac{1}{50} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{25}$	$\frac{1}{31} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{23}$
崩壊			$\frac{1}{34} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{25} \leq \theta_{\max}$	$\frac{1}{23} \leq \theta_{\max}$

4.6.4 解析結果と考察

判定基準値である層間変形角は損傷度 $D=1.0$ を境界として決定しており、最大層間変形角-損傷度の関係は、図 4.12 に示される。表 4.8 に示される 3 つの対象建物の個別判定と、全データによる判定には、大きな差異は無いことが確認できる。なお、梁端の破断の判定には、ばらつきが大きいことが知られている。ここでは、梁の破断を $D=1.0$ で判断しており、現行耐震基準で検討したように梁端の破断の判定のばらつきについて建物の損傷評価に与える影響は限定的であると考える。

4.7 回帰曲線と応急危険度判定及び建物の崩壊余裕度評価との比較

表 4.8 に示した本研究の提案判定基準値と既往の応急危険度判定^{4.5)}および建物の崩壊余裕度評価^{4.9)}の基準値の比較結果を表 4.9 にまとめる。表 4.9 で明らかなように、本研究で提案した判定基準値は、応急危険度判定^{4.5)}における 2 階以上、ならびに 1 階以下の「要注意」と「危険」の境界を除いて、文献 4.5)、4.9)に示される判定基準値よりも大きな値を示している。

応急危険度判定との比較に着目すると、1 階における「調査済み」の残留変形角は 1/100 以下とされているのに対し、これに対応する提案判定基準値の「安全」は 1/88 未満であり、やや緩やかな基準となっている。一方、2 階以上では「調査済み」の残留変形角が、1/200 以下であり、提案する「安全」と「要注意」の境界である 1/88 とは 2 倍以上の差が存在する。「危険」の判定に関しては、提案判定基準値と同等の値になっており、応急危険度判定では 1 階で 1/30 超、2 階以上では 1/50 超とされているのに対し、提案判定基準値では 1/53 以上となる。これは 1 階の基準と比較して 1.8 倍程度、2 階以上ではほぼ同等であることを示している。すなわち、応急危険度判定では、残留変形角のみを指標とした場合、大きな変形が生じない限り「危険」と判定されにくい傾向にある。

次に、建物の崩壊余裕度評価との比較を行うと、「安全」の最大層間変形角は 1/100 未満であるのに対し、本研究で提案した最大層間変形角は 1/41 未満となり、提案した変形角の方が 2 倍以上大きな値となっている。文献 4.9) では、「避難準備限界」は「要注意」の下限であり、「要注意」は最大層間変形角で 1/100～1/50 であるが、提案した判定基準値では「要注意」は 1/41～1/31 とされている。また、文献 4.9) における「避難限界」は「危険」の下限であり、「危険」は最大層間変形角で 1/50～1/25 であるが、提案した判定基準値では「危険」の領域は 1/31～1/23 であり、文献 4.9) より狭い範囲となっている。「崩壊」においても、文献 4.9) では 1/25 を「崩壊点」としているが、提案した判定基準値では 1/23 以上を「崩壊」の領域としており、本論文での判定基準値の方がより大きな変形角を許容する値となっている。

以上の比較から、本論文で提案した判定基準値は、残留変形角に関しては、2 階以上の「要注意」と「危険」の境界を除き、文献 4.5)よりも大きな値を示すことが判る。最大層間変形角においては、「安全」の判定領域において提案判定基準値の方が文献 4.9)よりも大きい値を採用している。これは、残留変形角と建物の損傷度を体系的に整理した結果、既往の判定基準値よりも大きな値で「危険」が分類されることを示している。更に提案した判定基準値を用いることで、一般の人でも計測が可能な残留変形角のみを指標として、建物の危険度を簡易的に評価できる可能性を示している。

4.8 フラジリティ曲線

4.8.1 フラジリティ曲線による判定基準

地震時の建物の損傷確率と変形角の関係を評価する。ここでは、地震時の鉄骨造建物の損傷発生確率と最大層間変形角および残留変形角の関係を表すフラジリティ曲線を求める。文献 4.14) に示された望月、中村^{4.15)}の手法に基づき、「最尤法」を用いてフラジリティ曲線を作成する。被災後に対象建物の損傷度区分が、「要注意以上」、「危険以上」あるいは「崩壊」となる損傷確率を F_Y とする。それぞれの損傷度区分に対応する損傷確率 F_Y が最大層間変形角または残留変形角 a_i の関数であり、対数正規分布でモデル化できると仮定する。最尤法は、地震応答解析結果から尤度を最大化する対数正規分布のパラメータ（対数平均値 λ_R 、対数標準偏差 ξ_Z ）を推定する方法である。従って、地震応答解析結果から得られた損傷度区分の情報（ q_i ）と最大層間変形角または残留変形角 a_i より、式(4.11)の左辺が最大となる対数平均値 λ_R 、対数標準偏差 ξ_Z を求める⁷⁾。

$$\ln L(\lambda_R, \xi_Z) = \sum_{i=1}^n \left[q_i \ln F_Y(a_i; \lambda_R, \xi_Z) + (1 - q_i) \ln \{1 - F_Y(a_i; \lambda_R, \xi_Z)\} \right] \quad (4.11)$$

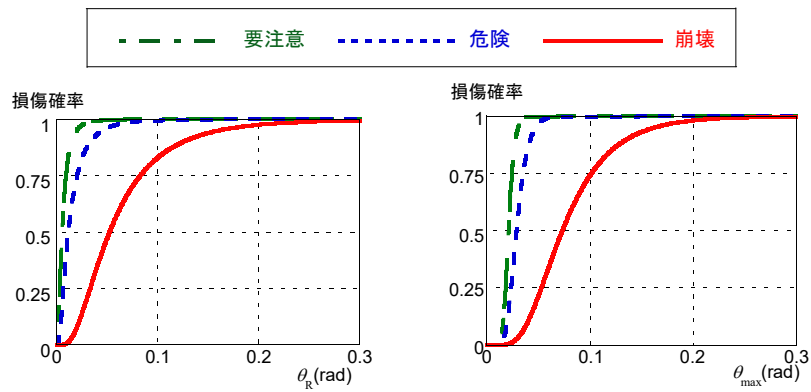
式(4.11)の q_i は、それぞれの損傷度区分（「要注意」、「危険」、「崩壊」）に対して、その損傷度区分以上になる場合は $q_i = 1$ 、その損傷度区分未満の場合は $q_i = 0$ とする。

4.8.2 損傷度判定基準

地震応答解析結果に基づいて、地震時の建物の損傷確率と変形角の関係を評価する。ここでは、3 章に従い、地震時の鉄骨造建物の損傷発生確率と最大層間変形角および残留変形角の関係を表すフラジリティ曲線を求める。損傷度を、表 4.7 に示すように損傷度 D を用いて「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」に分類する。2 回の地震を受けても破断箇所が無い場合を「安全」、1 回目の地震である層の梁端が全て破断する場合を「崩壊」、1 回目の地震では破断箇所が無いが 2 回目の地震で部分的に破断箇所がある場合を「要注意」、1 回目の地震で部分的に破断箇所がある場合または 2 回目の地震である層の梁端部がすべて破断する場合を「危険」と分類する。各地震波において損傷度を判定したデータから、それぞれの損傷度以上となる確率を算出し、フラジリティ曲線を求める。詳細は 3 章を参照されたい。応急危険度判定^{4.5)}、文献 4.9) では、損傷度判定のための変形角として、それぞれ残留変形角と最大層間変形角が指標として用いられている。それぞれの判定基準値を表 4.10 に示す。

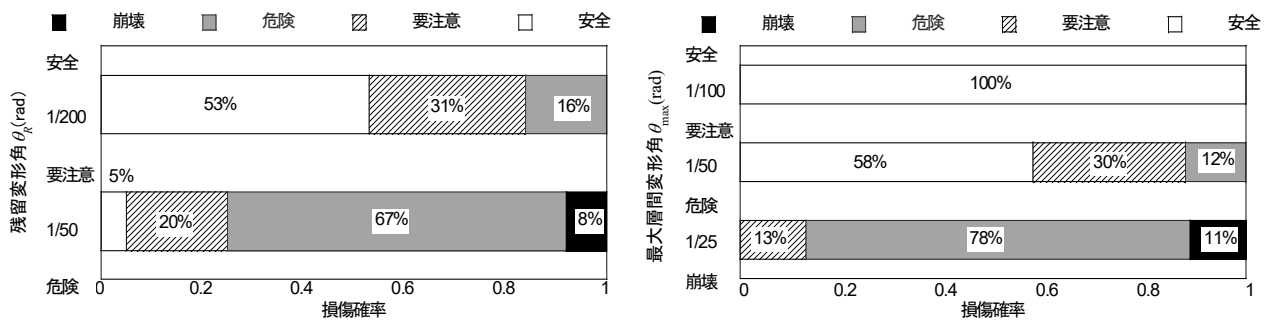
表 4.10 文献 4.5),4.9)による基準値

	残留変形角	最大層間変形角
	応急危険度判定基準 ¹⁾ 傾斜を生じた階の上の階が2層以上の場合	建物の崩壊余裕度評価 ²⁾
安全	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{200}$	$\theta_{\max} < \frac{1}{100}$
要注意	$\frac{1}{200} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{50}$	$\frac{1}{100} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{50}$
危険	$\frac{1}{50} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{50} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{25}$
崩壊		$\frac{1}{25} \leq \theta_{\max}$

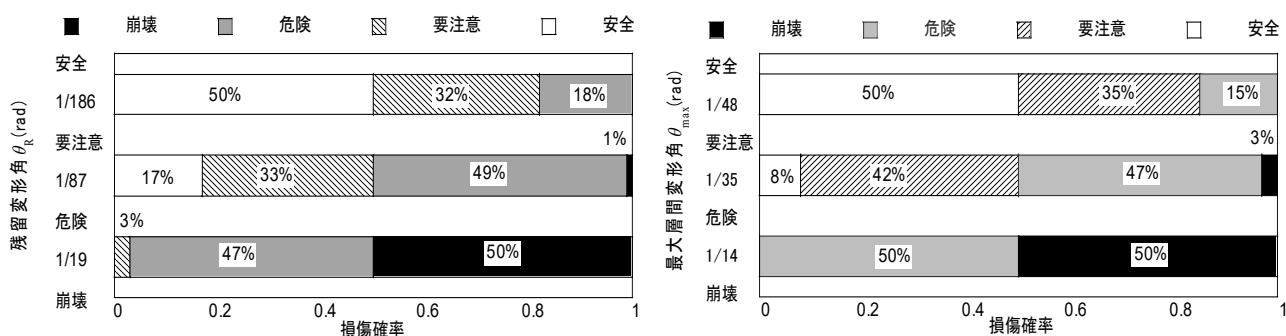


(a) 残留変形角 (b) 最大層間変形角

図 4.13 フラジリティ曲線

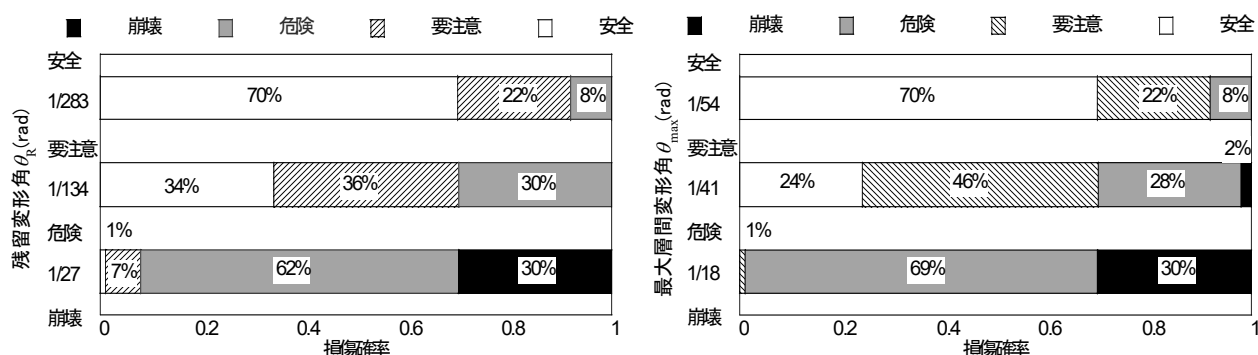


(a) 応急危険度判定 (b) 建物の崩壊余裕度評価
図 4.14 文献 4.5),4.9)の判定基準値における損傷度区分割合



(a) 残留変形角 (b) 最大層間変形角

図 4.15 損傷割合を変化させた場合 (50%)



(a) 残留変形角 (b) 最大層間変形角

図 4.16 損傷割合を変化させた場合 (30%)

4.9 回帰曲線とフラジリティ曲線による損傷度判定基準の比較

表 4.7 の分類に従って、損傷度 D から地震波ごとの建物の損傷度区分を判定し、横軸に残留変形角 (θ_R) および最大層間変形角 (θ_{max})、縦軸にそれぞれの損傷度以上になる損傷確率をとったフラジリティ曲線を図 4.13 に示す。ここで、フラジリティ曲線は、「ある損傷度以上」と判定される確率を示す。図 4.13(a) は 1 回目の地震動による残留変形角 (θ_R) と損傷確率の関係、図 4.13(b) は 1 回目の地震動による最大層間変形角 (θ_{max}) と損傷確率の関係であり、表 4.7 の損傷度区分に対応する「要注意以上」、「危険以上」、「崩壊」の曲線を示す。なお、 θ_{max} 、 θ_R は、層ごとに X 方向、Y 方向のすべての柱の最大層間変形角および残留変形角を算出し、そのうちの最大値を採用している。 θ_R では 0.30 rad、 θ_{max} では 0.25 rad 程度で、崩壊が概ね 100% となっている。 θ_{max} よりも θ_R のフラジリティ曲線の方が、増大し始めてから損傷確率が概ね 1.0 に到達するまでの増加が緩やかである。これは、崩壊のフラジリティ曲線における対数標準偏差は、 θ_R で 0.68、 θ_{max} で 0.48 であり、 θ_R の方が損傷度区分との関係においてばらつきが大きいことが原因と考えられる。2 章、3 章でも、同様の傾向がみられた。

4.10 既往の判定基準値^{4.5), 4.9)}の変形角における損傷確率

図 4.14 に、表 4.10 に示す応急危険度判定^{4.5)}およびの建物の崩壊余裕度評価^{4.9)}の判定基準値に従った場合のそれぞれの損傷度区分の比率を示す。各損傷度の比率は、ある変形角において、求めたい損傷度以上のフラジリティ曲線から、その損傷度より 1 つ大きい損傷度以上のフラジリティ曲線を引いて求める^{4.8)}。

図 4.14 より、応急危険度判定における「安全」と「要注意」の境界 ($1/200 \text{ rad}$) では、「要注意」以上が 47 %、「危険」以上が 16 %である。また、「要注意」と「危険」の境界 ($1/50 \text{ rad}$) では、「危険」以上が 75 %であり、「崩壊」が 8 %である。従って、「要注意」と「危険」の境界 ($1/50 \text{ rad}$) でも、「危険」以上が 75 %と高い確率で含まれる可能性がある。一方、建物の崩壊余裕度評価^{4.9)}では、「安全」と「要注意」の境界 ($1/100 \text{ rad}$) では、「要注意」以上が概ね 0 %であり、「要注意」と「危険」の境界 ($1/50 \text{ rad}$) では、「危険」以上が 12 %、「危険」と「崩壊」の境界 ($1/25 \text{ rad}$) では「崩壊」が 11 %であり、その損傷度区分の危険度の高い区分が 10 %程度の損傷確率の判定基準値となっていることが判る。

4.11 避難判断のための判定基準値に関する検討

専門知識を持たない人が、残留変形角 θ_R から建物の使用の可否を応急的に判断することを考える。「要注意」と判断する場合、安全性を上げるためには「要注意以上」の割合をある程度の値に抑える必要がある。3 章では、各損傷度区分以上の確率を調整することで、要求される判定基準に応じた基準値を提案できる可能性を示している。

3 章に従い、各損傷度区分の境界において、境界の上下の損傷度区分の割合を 50 %にした場合の変形角を図 4.15、表 4.11 に示す。 θ_R では「安全」と「要注意」の境界値が $1/186 \text{ rad}$ 、「要注意」と「危険」の境界値が $1/87 \text{ rad}$ 、「危険」と「崩壊」の境界値が $1/19 \text{ rad}$ である。避難を判断する上で特に重要なのは、「要注意」と「危険」の判断であり、残留変形角の $1/87 \text{ rad}$ であれば計測が可能と考えられる。最大層間変形角 $\theta_{\max}$ について見ると、それぞれの境界値は $1/48 \text{ rad}$, $1/35 \text{ rad}$, $1/14 \text{ rad}$ となる。

各損傷度区分の境界において、その境界以上の損傷度区分の割合を 30 %にした場合の変形角を図 4.16、表 4.12 に示す。 θ_R では「安全」と「要注意」の境界値が $1/283 \text{ rad}$ 、「要注意」と「危険」の境界値が $1/134 \text{ rad}$ 、「危険」と「崩壊」の境界値が $1/27 \text{ rad}$ であり、50 %のときよりも変形角は随分と小さくなっている。 $\theta_{\max}$ では、それぞれの境界値は $1/54 \text{ rad}$, $1/41 \text{ rad}$, $1/18 \text{ rad}$ となる。以上より、各損傷度の境界において損傷度の割合を調整することで、要求される判定基準値を求めることができる可能性を示した。なお、避難判断のための基準を提案するには、どの程度の割合で基準を引くのかを検討する必要がある。

表 4.11 損傷確率が 50%となる判定基準値

(a) 残留変形角

損傷度区分	境界値 (θ_R)	安全	要注意	危険	崩壊
安全	0	100%	0%	0%	0%
	↓	50%			
要注意	1/186	50%	32%	18%	0%
	↓	50%			
危険	1/87	17%	33%	49%	1%
	↓	50%			
崩壊	1/19	0%	3%	47%	50%
	↓	100%			
	1/3	0%	0%	0%	100%

(b) 最大層間変形角

損傷度区分	境界値 (θ_{max})	安全	要注意	危険	崩壊
安全	0	100%	0%	0%	0%
	↓	50%			
要注意	1/48	50%	35%	15%	0%
	↓	50%			
危険	1/35	8%	42%	47%	3%
	↓	50%			
崩壊	1/14	0%	0%	50%	50%
	↓	100%			
	1/4	0%	0%	0%	100%

表 4.12 損傷確率が 30%となる判定基準値

(a) 残留変形角

損傷度区分	境界値 (θ_R)	安全	要注意	危険	崩壊
安全	0	100%	0%	0%	0%
	↓	70%			
要注意	1/283	70%	22%	8%	0%
	↓	70%			
危険	1/134	34%	36%	30%	0%
	↓	70%			
崩壊	1/27	1%	7%	62%	30%
	↓	100%			
	1/3	0%	0%	0%	100%

(b) 最大層間変形角

損傷度区分	境界値 (θ_{max})	安全	要注意	危険	崩壊
安全	0	100%	0%	0%	0%
	↓	70%			
要注意	1/54	70%	22%	8%	0%
	↓	70%			
危険	1/41	24%	46%	28%	2%
	↓	70%			
崩壊	1/18	0%	1%	69%	30%
	↓	100%			
	1/4	0%	0%	0%	100%

4.12 まとめ

旧耐震基準の建物において、応急危険度判定¹⁾の判定する指標を見直すことで、地震発生から専門家が到着するまでの間、一般の人が建物の使用ができるかどうかを判断できる可能性を検討する目的で、6層2スパン、6層3スパンおよび3層2スパンの3種類の鉄骨造建物を対象に、震度6弱以上の強震動を最大2回連続で入力した場合の地震応答解析を実施し、最大層間変形角、残留変形角と損傷度 D の関係を求め、残留変形角に基づく、「安全」、「要注意」、「危険」、「崩壊」の判定基準値を検討した。さらに、同様に損傷度区分における損傷確率と1回目の地震動による最大層間変形角および残留変形角の関係を表すフレンジ曲線を求めた。対象建物において、1回目の地震による残留変形角および最大層間変形角とそれぞれの損傷度区分における損傷確率50%、30%について検討し、残留変形角を用いて建物安全性を判断できる可能性について検討した。得られた知見は以下の通りである。

- (1) 回帰曲線により提案した判定基準値は、残留変形角においては、2階以上の「要注意」と「危険」の境界を除いて、文献4.5)よりも大きな値を取る。最大変形角においては、「安全」では、提案式の方が文献4.9)よりも大きい値を取る。これは、残留変形角と建物の損傷度を関連付けて整理することで、既往の判定基準値よりも大きな値で「危険」が分類されることが判った。
 - (2) 6層2スパン、3スパン及び3層2スパンの3つの対象建物について地震応答解析を実施し、最大層間変形角、残留変形角、損傷区分の関係を明らかにした。応急危険度判定^{4.5)}に示された残留変形角の判定基準値と今回提案した判定基準値では、「要注意」と「危険」の境界の1/50と旧耐震基準の損傷割合50%の提案値1/87の方が小さく安全側であることを示した。また、建物の崩壊余裕度評価のための技術資料^{4.9)}との比較においては、全ての判定基準値は、今回提案した旧耐震建物の判定基準値の方が大きいことを示した。
 - (3) フレンジ曲線に基づく損傷確率から、3章で求めた建物の危険度を推定する残留変形角および最大層間変形角の判定基準値と損傷確率の関係について検証し、損傷度区分において、損傷度区分以上の確率がおおよそ30%と50%になる変形角を新たな判定基準値として示した。それぞれ比較すると「要注意」・「危険」の境界を示す残留変形角の旧耐震建物の判定基準値は1/134から1/87と約1.5倍も大きくなることが判った。また、層間変形角の判定基準値は1/41から1/35と約1.2倍大きくなることが判った。「安全」と「要注意」の境界において、「危険」の確率は残留変形角では8%から18%、最大層間変形角では8%から15%と増加した。「要注意」と「危険」の境界において、「崩壊」の確率は残留変形角では0%から1%、最大層間変形角では2%から3%まで上がることを示した。
- これらのことから使用する状況に応じて、損傷確率を定めて評価できる可能性を示した。

参考文献

- 4.1) Y. Ohashi: The History of Structural Codes of Buildings in Japan, 1995, The Building Center of Japan, (in Japanese)
大橋雄二, 日本建築構造基準変遷史, 日本建築センター, 1995
- 4.2) Nihon Tekkou renmei, Koukouzou sekkei ensyu, gihoudou, 1970
日本鉄鋼連盟, 鋼構造設計演習, 技法堂出版, 1970
- 4.3) A. Shibata: Saishintaishinkouzoukaiseki, Morikita Publishing Co., Ltd., 2021 (in Japanese)
柴田明德: 最新耐震構造解析 (第3版・補訂版), 森北出版株式会社, 2021
- 4.4) Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism: Kenchikubutu no Taishinka no Shihyotou ni tuite, 2024.11.18, Syakaishihonseibishingikaikenchikubunkakai, Kenchikubutsutoujiko・saigaitaisakubukai(vol.31)
国土交通省: 資料2 建築物の耐震化の指標等について, 令和6年11月18日, 社会資本整備審議会建築分科会, 建築物等事故・災害対策部会 (第31回)
<https://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/content/001843016.pdf> (2024/7/15 参照)
- 4.5) Japan Council for Quick Inspection of Earthquake Damaged Buildings: Hisaikenchikubutu oukyukikendohanntei manual, Japan Building Disaster Prevention Association・Japan Council for Quick Inspection of Earthquake Damaged Buildings, 1998 (in Japanese)
被災建築物応急危険度判定研究会: 被災建築物応急危険度判定マニュアル, 一般財団法人日本建築防災協会・全国被災建築物応急危険度判定協議会, 1998
- 4.6) Tsuneki.Y et al: Research on seismic design methods for steel structural buildings based on resilience assessment, and on measures for continued use and restoration after earthquakes, Part 1~12 Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III, pp.807-830, 2024 (in Japanese)
常木康弘(他25人): レジリエンス評価に基づく鋼構造建築物の耐震設計法および地震後の継続使用・復旧対応に関する研究, その1~12, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, 2024
- 4.7) Tokunaga, M., Kojima, K. and Kanao, I.: Relation between damage and residual deformation angle of mid-rise steel buildings for evaluation of business continuity after earthquake, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.90, No.828, pp.252-261, 2025 (in Japanese)
徳永真彦, 小島紘太郎, 金尾伊織: 被災後の継続使用評価のための中層鉄骨造建物の損傷

度と残留変形角の関係, 日本建築学会構造系論文集, 第90巻, 第828号, pp.252-261, 2025

(DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.90.252>)

- 4.8) M. Tokunaga, Y. Matsubayashi, K. Kojima, I. Kanao: Basic Study on Degree Evaluation Based on Relation Between Damage Probability and Inter-Story Drift Angle of Mid-Rise Steel Building, AIJ J Technol. Vol.31, No.79, pp.1361-1366, 2025 (in Japanese)

徳永真彦, 松林悠子, 小島紘太郎, 金尾伊織: 中層鉄骨造建物の損傷確率と層間変形角の関係に基づく損傷度判定に関する基礎的研究, 日本建築学会技術報告集, 第31巻, 第79号, pp.1361-1366, 2025

(DOI: <https://doi.org/10.3130/aijt.31.1361>)

- 4.9) Toshi no zeijakusei ga hikiokosu gekijinsaigai no keigenka project sub-pro②toshikinou no iji・kaifuku no tame no chosa・kenkyu: Tatemono no houkaiyoyudohyoka no tame no gijutsushiryô -Kousoutekkkotsuzotatemonohen-, 2017 (in Japanese)

都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクトサブプロ②都市機能の維持・回復のための調査・研究: 建物の崩壊余裕度評価のための技術資料-高層鉄骨造建物編-, 2017

- 4.10) M. Takahashi et al.: Quantification of Collapse Margin of Steel High-Rise Buildings (Part2 ~ 20), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III, 2013~2016 (in Japanese)

高橋元美 (ほか15名): 鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発 (その2~20), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2013~2016年

- 4.11) Suzuki, Y., Ishida, T., Abe, M., Koshika, N. and Hasegawa, T.: Safety evaluation methods for high rise steel buildings using fatigue properties against long-period ground motions, Journal of Structural Engineering, Architectural Institute of Japan, Vol.61B, pp.439-445, 2015 (in Japanese)

鈴木芳隆, 石田隆司, 阿部雅史, 小鹿紀英, 長谷川隆: 部材疲労曲線を用いた長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の耐震安全性評価方法の検討, 構造工学論文集, Vol. 61B, pp.439-445, 2015

- 4.12) T. Hasegawa et al.: Study on Seismic Performance for Super-High-Rise Steel Buildings against Long-Period Earthquake Ground Motions, Building Research Data, No.160, Building Research Institute Incorporated Administrative Agency, Japan, 2014 (in Japanese)

長谷川隆 (ほか17名): 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討, 建築研究資料, 第160号, 独立行政法人建築研究, 2014,

<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/160/index.html>

(2022/3/3 参照)

- 4.13) Building Research Institute, National Research and Development Agency, Japan:
Chokousoutekkototsuzokenchikubutu no kurikaeshi henkei niyuru haritanbuhadan no
kenshohoho Part2, Choshukijishindotaisaku ni kakawaru gijutsushiryō・data
koukaitokusetu page, 2017 (in Japanese)
国立研究開発法人建築研究所：超高層鉄骨造建築物の繰り返し変形による梁端部破断の検
証方法（その2），長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ, 2017,
<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/512.pdf>, (2022/6/13 参照)
- 4.14) Architectural Institute of Japan, Excel de manabu jishinrisukuhyouka,
gihoudousyuppan, 2011, 日本建築学会編：「Excelで学ぶ地震リスク評価」，技報堂出版，
2011
- 4.15) Mochiduki. T, Nakamura. T. :Tahannoumoderu ni yoru Jishinji sonsyoudokyokusen no
Toukeitekisuitei, Proceedings of Real-time Earthquake Disaster Prevention Symposium
Vol.2, pp47-50,2000
望月智也，中村孝明：多項反応モデルによる地震時損傷度曲線の統計的推定，第2回リア
ルタイム地震防災シンポジウム論文集，pp.47-50，2000

第5章 旧耐震基準建物と現行耐震基準建物における判定基準値及び

損傷確率の比較

5.1 はじめに

5章では2～4章検討した旧耐震基準建物の判定基準値及び損傷確率を現行耐震基準建物の判定基準値及び損傷確率との比較検討を実施する。

日本の建築物における耐震基準は、1950年の建築基準法制定以降、地震災害の経験を踏まえて段階的に改訂されてきた^{5.1)}。その中でも、1978年宮城県沖地震を契機として1981年に導入された新耐震基準（ここでは現行耐震基準と呼ぶ）は、耐震設計思想を大きく転換させた重要な節目である。旧耐震基準と現行耐震基準では、以下の点が異なる。

設計方針が大きく異なる。旧耐震基準では、許容応力度設計法に基づき、主として弾性範囲内の応力検討が中心であり、水平震度係数0.2を用いた弾性解析が基本であった^{5.2),5.3)}。このため、建物の塑性化後の挙動や崩壊機構の形成といった非線形領域の挙動は十分に考慮されていなかった。また、偏心や偏った剛性分布による層間変形の集中など、地震時に顕在化しやすい構造特性に対する評価もなかった。一方、現行耐震基準では「中規模地震で損傷せず、大規模地震でも倒壊しない」という性能目標が明確に示され、一次設計（許容応力度計算）に加えて二次設計（保有水平耐力計算）が導入された。これにより、建物の塑性域まで考慮した靱性確保が求められ、崩壊防止の観点から必要な耐力と変形性能が体系的に評価されるようになった^{5.1),5.3)}。

また、旧耐震基準では、耐震壁やブレースのバランスの良い配置への配慮、柱梁接合部の溶接部の不良などでの靱性が十分ではない場合が多く、地震時に脆性的な破壊を示す傾向がある。これに対し、現行耐震基準建物では、偏心率・剛性率・耐力壁量などの規定が導入された。また、建物の靱性を考慮した構造特性係数 D_s 値の導入により、靱性の低い建物には高い耐力が要求され、変形性能の確保を重視した設計法となっている^{5.1),5.3)}。

これらの設計法の違いは、地震被害の違いにも顕著に現れている。1995年兵庫県南部地震では、旧耐震基準建物に甚大な被害が集中し、倒壊・大破の多くが旧耐震基準建物であったが、現行耐震基準建物では、損傷は生じて倒壊に至らないケースが多く、1981年に導入された耐震基準の有効性が実証された。この事を契機に、耐震改修が積極的に進められたが、既存建物の耐震化は必ずしも十分ではなく、特に耐震診断義務の対象外となる建物では耐震化率^{5.4)}が低いままである。旧耐震基準建物は全国に多数存在しており、地震後の迅速な利用判断は極めて重要である。

以上のように、旧耐震基準建物と現行耐震基準建物には大きな違いがあり、2～4章で示した基準

を共通化できるかを検討する目的で、旧耐震基準建物の判定基準値及び損傷確率と現行耐震基準建物の判定基準値及び損傷確率を比較検討する。

5.2 旧耐震基準建物と現行耐震建物における判定基準値及び損傷確率の比較

3章 5.5)では、現行の耐震基準を満足する中層鉄骨造建物（以下、現行耐震建物）について、各損傷度 5.6)~5.9)以上の確率を 50%とした場合の判定基準値として、表 5.1 の値を示している。

表 5.1 には、旧耐震基準による建物（以下、旧耐震建物）の各損傷度 5.6)~5.9)以上の確率 50%とした場合の判定基準値も合わせて示している。旧耐震建物の「安全」と「要注意」、「要注意」と「危険」の境界値は、3章で示した判定基準値よりも大きくなっている。「要注意」と「危険」の境界の判定基準値を比較すると、現行耐震建物の $1/172 \text{ rad}$ から旧耐震建物の $1/87 \text{ rad}$ と約 2 倍大きくなる。また、最大層間変形角の「要注意」と「危険」の基準値も $1/54$ から $1/35$ と約 1.6 倍大きくなっている。

現行耐震建物よりも旧耐震建物の判定基準値の方が大きくなっているのは、旧耐震建物の剛性の方が低く大きな変形が生じるためである。地震力に対する損傷確率を検討するため、図 5.1 に現行耐震建物と旧耐震建物の残留変形角、最大層間変形角、ベースシア係数を横軸にとったフラジリティ曲線 5.10), 5.11)の比較を示し、図中の実線は現行耐震建物、破線は旧耐震建物を示す。

図 5.1(a)および(b)より、現行耐震建物と旧耐震建物を比較すると、旧耐震建物の変形角が非常に大きくなっている。特に、「崩壊」では損傷確率が 50%において、 θ_R では 3.9 倍、 $\theta_{\max}$ では 2.7 倍となっている。これは、旧耐震建物の方が粘り強い建物というわけではなく、旧耐震建物の部材断面の方が小さいため、骨組剛性が低く、同じ地震力を受けた場合、大きな変形が生じるためと考えられる。

図 5.1(c)および表 5.2 より、ベースシア係数においては、旧耐震建物と現行耐震建物について損傷度区分毎に比較すると、現行基準建物の方が、旧耐震建物よりも同じ損傷確率におけるベースシア係数が大きい。「要注意以上」、「危険以上」、「崩壊」のフラジリティ曲線 5.10), 5.11)において、損傷確率 0.1%のときの旧耐震建物のベースシア係数は 0.24, 0.26, 0.33 であり、現行耐震建物では 0.31, 0.35, 0.39 である。また、「崩壊」において損傷確率が 50%の表 5.2.3 の場合、旧耐震建物のベースシア係数は 0.55 であるが、現行耐震建物のベースシア係数は 0.67 で、現行耐震建物の方が 22%程度大きくなっている。現行耐震建物の方が大きな耐力を有していると判断できる。このことから、耐震基準によって挙動が大きく異なるため、変形角で建物の損傷度を判定する場合、耐震基準に応じた判定基準値が必要となる可能性がある。

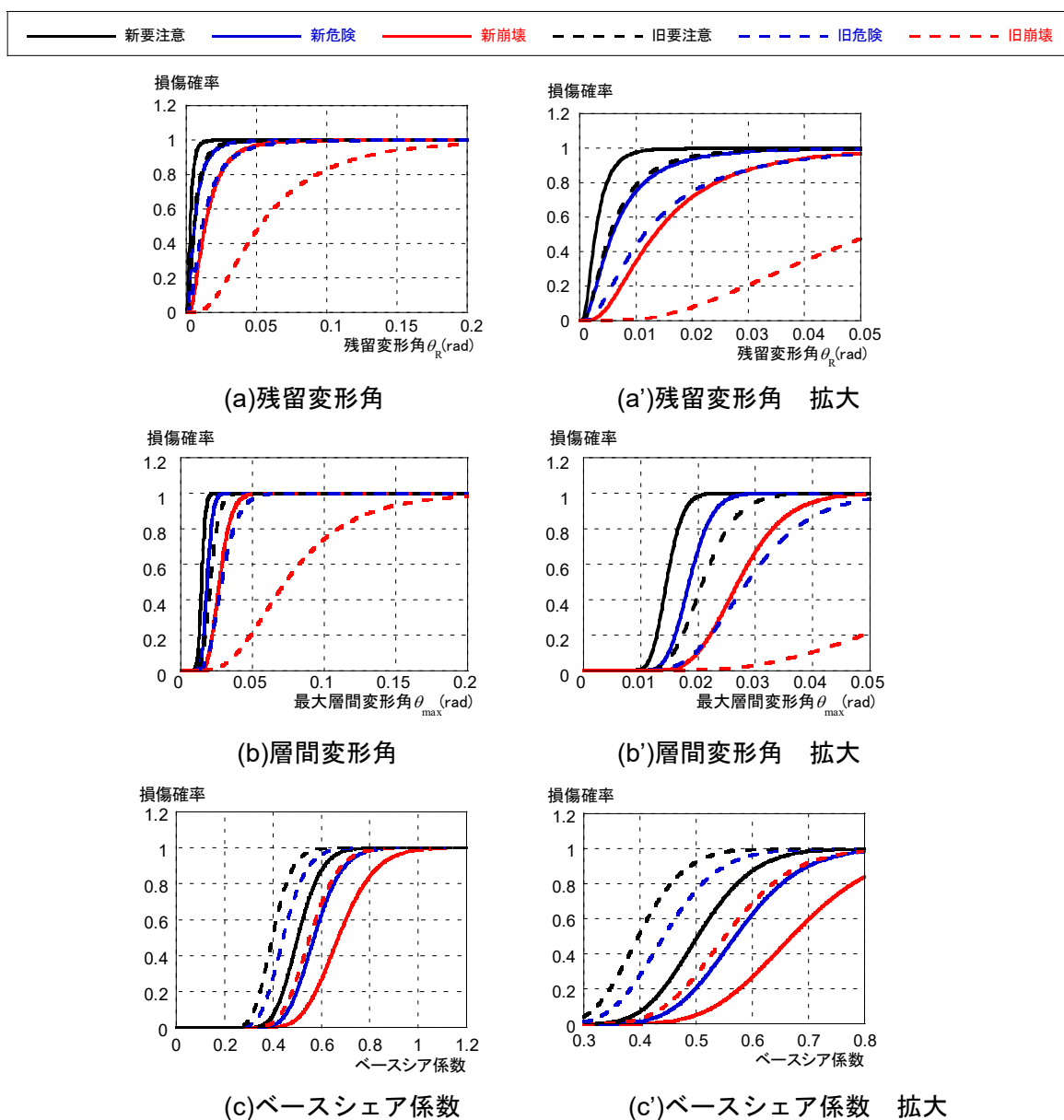


図 5.1 旧耐震基準と現行耐震基準のフラジリティ曲線比較

表 5.1 旧耐震基準と現行耐震基準の損傷確率 50%と変形角の比較

残留変形角	安全	要注意	危険	崩壊
旧耐震基準建物	～1/186	1/186～1/87	1/87～1/19	1/19～
現行耐震基準建物	～1/360	1/360～1/172	1/172～1/75	1/75～
最大層間変形角	安全	要注意	危険	崩壊
旧耐震基準建物	～1/48	1/48～1/35	1/35～1/14	1/14～
現行耐震基準建物	～1/69	1/69～1/54	1/54～1/37	1/37～

表 5.2 旧耐震基準と現行耐震基準の損傷確率 0.1%のベースシア係数の比較

ベースシア係数	要注意	危険	崩壊
旧耐震基準建物	0.24～0.26	0.26～0.33	0.33～
現行耐震基準建物	0.31～0.35	0.35～0.39	0.39～

表 5.3 旧耐震基準と現行耐震基準の損傷確率 50%のベースシア係数の比較

ベースシア係数	要注意	危険	崩壊
旧耐震基準建物	0.40～0.44	0.44～0.55	0.55～
現行耐震基準建物	0.50～0.57	0.57～0.67	0.67～

5.3 まとめ

2 章から 4 章において、旧耐震基準建物と現行耐震建物の中層鉄骨造建物において、専門知識を有しない人が被災後の使用可能性を判断できる指標として、残留変形による判定基準値を提案した。

旧耐震基準建物では一般的に柱脚を固定として応力を算定したうえで、柱脚の設計を行っていたため、設計時の部材応力が実状と異なる可能性がある。また、旧耐震基準建物と現行耐震建物の同重量の地震力に関しては、旧耐震基準における 1 階の層せん断力 Q_1 は 6.7%程大きく、旧耐震基準における 2 階床レベルの地震力 P_1 は 2.4 倍程度大きい。しかし、上層部に行くほど、現行基準による地震力が大きくなり、旧耐震基準と比較して、層せん断力 Q_i は 2 階以上で現行基準の方が大きくなり、地震力 P_i は 6 階床レベル以上で現行基準の方が大きくなる。

以上のような耐震基準の違いがどのような影響を与えるかを検討し、下記の知見を得た。

- (1) 旧耐震基準建物と現行耐震建物の変形角の判定基準値は旧耐震基準建物の方が大きい値になっている。旧耐震基準建物と現行耐震建物の判定基準値を比較すると、図 5.1(a), (b)より旧耐震建物の損傷確率が 50%において、特に、「崩壊」は θ_R では 3.9 倍、 θ_{max} では 2.7 倍となっている。これは、旧耐震建物の方が粘り強い建物というわけではなく、旧耐震建物の部材断面の方が小さいため、骨組剛性が低く、同じ地震力を受けた場合、大きな変形が生じるためと考えられる。なぜならば、表 5.2 及び表 5.3 の fragility 曲線におけるベースシア係数の比較では損傷確率 0.1%時および 50%時も全ての損傷区分で現行基準建物より小さな値を取っているからである。それらを考慮すると、旧耐震基準建物の剛性は低く大きな変形が生じるためだと判断できる。
- (2) 旧耐震基準の建物を対象としたときの該当の損傷度区分以上の確率を 50 %としたときの判定基準値は、応急危険度判定 5.5)に示す現行の耐震基準の建物に対する基準値よりも大きくなった。これは、旧耐震建物の方が剛性と強度が低く、現行耐震建物と比較して、大きな変形が発生する

ためである。一方、耐力は現行耐震建物の方が大きく、「崩壊」における損傷確率 50%の時のベースシア係数を比較すると、旧耐震建物のベースシア係数は 0.55 であるが、現行耐震建物のベースシア係数は 0.67 で、現行耐震建物の方が 22%程度大きくなっている。

「要注意以上」、「危険以上」、「崩壊」における損傷確率 0.1%時のベースシア係数の比較では、現行耐震建物の方がそれぞれ 29%、35%、18%程度大きくなっている。

- (3) 旧耐震建物は現行基準建物と比較して剛性が低いため、崩壊までの変形角が現行耐震建物より大きいことを示した。一方、崩壊に至るときのベースシア係数は、現行耐震基準建物の方が旧耐震基準建物よりも大きく、現行耐震基準建物の耐力の方が大きいことを確認した。

以上を考慮すると、耐震基準によって建物の変形が大きく異なるため、残留変形に基づく判定基準値も耐震基準によって変化させる必要があると考えられる。また、判定する建物が旧耐震基準建物か現行耐震建物かを把握しておく必要があることが判った。

参考文献

- 5.1) Y. Ohashi: The History of Structural Codes of Buildings in Japan, 1995, The Building Center of Japan, (in Japanese)
大橋雄二，日本建築構造基準変遷史，日本建築センター，1995
- 5.2) Nihon Tekkou renmei, Koukouzou sekkei ensyu, gihoudou, 1970
日本鉄鋼連盟，鋼構造設計演習，技法堂出版，1970
- 5.3) A. Shibata: Saishintaishinkouzoukaiseki, Morikita Publishing Co., Ltd., 2021 (in Japanese)
柴田明德：最現行耐震構造解析（第3版・補訂版），森北出版株式会社，2021
- 5.4) Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism: Kenchikubutu no Taishinka no Shihyotou ni tuite, 2024.11.18, Syakaishihonseibishingikaikenchikubunkakai, Kenchikubutsutoujiko・saigaitaisakubukai(vol.31)
国土交通省：資料2 建築物の耐震化の指標等について，令和6年11月18日，社会資本整備審議会建築分科会，建築物等事故・災害対策部会（第31回）
<https://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/content/001843016.pdf> (2024/7/15 参照)
- 5.5) M. Tokunaga, Y. Matsubayashi, K. Kojima, I. Kanao: Basic Study on Degree Evaluation Based on Relation Between Damage Probability and Inter-Story Drift Angle of Mid-Rise Steel Building, AIJ J Technol. Vol.31, No.79, pp.1361-1366, 2025 (in Japanese)
徳永真彦，松林悠子，小島紘太郎，金尾伊織：中層鉄骨造建物の損傷確率と層間変形角の関係に基づく損傷度判定に関する基礎的研究，日本建築学会技術報告集，第31巻，第79号，pp.1361-1366, 2025（DOI: <https://doi.org/10.3130/aijt.31.1361>）

- 5.6) M. Takahashi et al.: Quantification of Collapse Margin of Steel High-Rise Buildings (Part2～20), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III, 2013～2016 (in Japanese)
高橋元美（ほか15名）：鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発（その2～20），日本建築学会大会学術講演梗概集，2013～2016年
- 5.7) Suzuki, Y., Ishida, T., Abe, M., Koshika, N. and Hasegawa, T.: Safety evaluation methods for high rise steel buildings using fatigue properties against long-period ground motions, Journal of Structural Engineering, Architectural Institute of Japan, Vol.61B, pp.439-445, 2015 (in Japanese)
鈴木芳隆，石田隆司，阿部雅史，小鹿紀英，長谷川隆：部材疲労曲線を用いた長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の耐震安全性評価方法の検討，構造工学論文集，Vol. 61B, pp.439-445, 2015
- 5.8) T. Hasegawa et al.: Study on Seismic Performance for Super-High-Rise Steel Buildings against Long-Period Earthquake Ground Motions, Building Research Data, No.160, Building Research Institute Incorporated Administrative Agency, Japan, 2014 (in Japanese) 長谷川隆（ほか17名）：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討，建築研究資料，第160号，独立行政法人建築研究，2014，
<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/160/index.html> (2022/3/3 参照)
- 5.9) Building Research Institute, National Research and Development Agency, Japan: Chokousoutekotsuzokenchikubutu no kurikaeshi henkei niyoru haritanbuhadan no kenshohoho Part2, Choshukijishindotaisaku ni kakawaru gijutsushiryo・data koukaitokusetu page, 2017 (in Japanese)
国立研究開発法人建築研究所：超高層鉄骨造建築物の繰り返し変形による梁端部破断の検証方法（その2），長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ，2017，
<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/512.pdf>, (2022/06/13 参照)
- 5.10) Architectural Institute of Japan, Excel de manabu jishinrisukuhyouka, gihoudousyuppan, 2011
日本建築学会編：「Excelで学ぶ地震リスク評価」，技報堂出版，2011
- 5.11) Mochiduki, T, Nakamura, T, :Tahannoumoderu ni yoru Jishinji sonsyoudokyokusen no Toukeitekisuitei, Proceedings of Real-time Earthquake Disaster Prevention Symposium Vol.2, pp47-50,2000
望月智也，中村孝明：多項反応モデルによる地震時損傷度曲線の統計的推定，第2回リアルタイム地震防災シンポジウム論文集，pp.47-50，2000

第 6 章 結章

近年、日本列島では大規模地震が相次いで発生し、建築物に甚大な被害が生じている。東北地方太平洋沖地震や熊本地震では、多くの建物が倒壊・大破し、地域社会の機能が長期間にわたり失われた。また、今後も東海地震や南海トラフ巨大地震の発生が予測されており、地震後の迅速な安全性評価の重要性はますます高まっている。大地震が発生した直後には、余震による二次災害を防ぐため、建物の危険性を速やかに判断する必要がある。この初動対応として実施されるのが「応急危険度判定」^{6.1)}であり、専門資格を持つ応急危険度判定士が建物の損傷状況を調査し、「危険」「要注意」「調査済」の 3 区分で使用可否を判断する。

応急危険度判定^{6.1)}では、鉄筋コンクリート造、鉄骨造、木造といった構造種別ごとに基準が定められており、残留変形や部材損傷、接合部破断などを総合的に評価する。しかし、この判定には高度な専門知識が必要であり、一般の利用者が自ら建物の危険性を判断することは容易ではない。一方で、行政施設や医療機関^{6.2)}など、災害対応の中核となる施設では、地震直後から業務継続が求められる。特に災害拠点病院では、被災直後から多数の負傷者が搬送されるため、判定士の到着を待つ時間的余裕はほとんどない。このような状況では、専門家が現地に到着するまでの間、一般の利用者でも建物の使用可否を判断できる簡易な指標が求められる。

現行の応急危険度判定基準^{6.1)}では、残留変形角が判定基準値として採用されており、傾斜が生じている階より上の階数が 2 階以上の場合、 $\delta/h > 1/50$ が「危険」の目安とされている。しかし、この基準値は部材損傷や接合部破断などの総合評価を前提として設定されているため、残留変形のみで判断するには安全側に大きく設定されている可能性がある。残留変形角のみを用いた簡易判定を実現するためには、この基準値の再評価が必要となる。

本研究では、専門家が到着するまでの間に一般利用者が建物の使用可否を判断できる可能性を検討することを目的として、現行耐震基準^{6.4)}および旧耐震基準^{6.3)}で設計された鉄骨造建物を対象に、気象庁が震度 6 弱以上を記録した 115 地点の強震記録を用いて地震応答解析を実施した。対象建物は、6 階建て 2 スパン、6 階建て 3 スパン、3 階建て 2 スパンの 3 種類であり、梁端部の損傷度 D 、損傷確率、最大層間変形角、残留変形角の関係を詳細に評価した。

第 1 章では、本研究の対象とした医療施設^{6.2)}及び既往研究^{6.1), 6.5)}の概要や本論文の研究の目的について述べている。

第 2 章では、新耐震基準^{6.4)}で設計された 6 層 2 スパン、3 スパン及び 3 層 2 スパンの 3 つの対象建物について地震応答解析を実施し、最大層間変形角、残留変形角、損傷度 D ^{6.5)-6.15)}の関係を

明らかにし、それらの関係式を提案した。さらに、既往の応急危険度判定基準^{6.1)}および建物の崩壊余裕度評価^{6.5)}との比較を行い、既存基準の妥当性と課題を検討した。残留変形角による判定基準値は、「安全」で 1/197 未満、「要注意」で 1/197～1/121 であり、「危険」は 1/121 以上を提案した。また、応急危険度判定^{6.1)}に示された残留変形角の判定基準値と今回提案した判定基準値では、2 階以上の「調査済み」と「要注意」の境界を除いて、提案の値の方が小さいことを示した。また、建物の崩壊余裕度評価のための技術資料^{6.5)}との比較においても、「安全」の判定基準値を除いて、今回提案した基準値の方が小さいことを示した。

第 3 章では、フラジリティ曲線を用いて損傷確率^{6.16)～6.19)}を評価し、損傷度区分と変形角の関係を確率論的に整理した。これにより、損傷度区分に対応する変形角の新たな判定基準値を提案した。

フラジリティ曲線に基づく損傷確率^{6.16)～6.19)}から、2 章で求めた建物の危険度を推定する残留変形角および最大層間変形角の判定基準値と損傷確率^{6.16)～6.19)}の関係について検証し、「要注意」と「危険」の境界において、「危険以上」の損傷確率^{6.16)～6.19)}は 60%以上であることを確認した。各損傷度区分に相当する損傷確率^{6.16)～6.19)}を目的に応じた値にすることで、それぞれの目的に合った判定基準値を提案できる可能性を示し、損傷度区分以上の確率がおよそ 50%となる変形角を新たな判定基準値として示した。損傷確率^{6.16)～6.19)}を考慮して判定基準を検討することで適切な判定基準が提案できる可能性を示した。

第 4 章では、旧耐震基準^{6.3)}で設計された建物モデルを構築し、新耐震基準建物^{6.4)}と同様の解析を実施した。旧耐震建物^{6.3)}は新耐震建物^{6.4)}と比較して構造性能が大きく異なるため、変形角と損傷度の関係も異なる傾向を示した。特に、旧耐震建物^{6.3)}では上層部の地震力が小さく算定されるため、部材断面が小さく、変形しやすい架構となっている。

第 5 章では、新旧耐震基準建物の比較を通じて、耐震基準の違いが損傷確率や変形角に与える影響を整理し、耐震基準に応じた判定基準値の必要性を示した。特に、旧耐震建物^{6.3)}では「要注意」と「危険」の境界となる残留変形角が新耐震建物^{6.4)}の約 2 倍となるなど、耐震基準によって判定基準値が大きく異なることが確認された。また、層間変形角の判定基準値も旧耐震建物^{6.3)}では 1.6 倍程度大きくなることを示した。これは、旧耐震建物^{6.3)}が靱性に富んでいて粘り強い構造形式であることを示しているわけではなく、同じ損傷確率の時のベースシアを新耐震基準^{6.4)}と旧耐震基準^{6.3)}の建物で比較すると、新耐震基準^{6.4)}の建物のベースシア係数が明らかに大きな数値になっており、新耐震基準^{6.4)}の建物の耐力が大きいことを確認している。旧耐震基準^{6.3)}では上層部の地震力が小さいため、新耐震基準^{6.4)}よりも小さい部材で構成されているため、剛性が低くなり変形しやすいため、判定基準値が大きくなっていると考えられる。これは、建物の耐震基準によって判定基準値を変える必要を示唆している。

表 11 提案基準値

(a) 旧耐震設計における既往の研究と提案基準値

旧耐震基準建物	残留変形角				最大層間変形角		
	既往の研究		提案基準値		既往の研究	提案基準値	
	応急危険度判定基準 ¹⁾ 傾斜を生じた階の上の階が1層以下の場合	応急危険度判定基準 ¹⁾ 傾斜を生じた階の上の階が2層以上の場合	対数近似曲線による基準値	損傷割合50%による基準値	建物の崩壊余裕度評価 ²⁾	対数近似曲線による基準値	損傷割合50%による基準値
安全	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{100}$	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{200}$	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{88}$	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{186}$	$\theta_{\max} < \frac{1}{100}$	$\theta_{\max} < \frac{1}{41}$	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{48}$
要注意	$\frac{1}{100} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{30}$	$\frac{1}{200} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{50}$	$\frac{1}{88} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{53}$	$\frac{1}{186} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{87}$	$\frac{1}{100} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{50}$	$\frac{1}{41} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{31}$	$\frac{1}{48} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{35}$
危険	$\frac{1}{30} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{50} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{53} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{34}$	$\frac{1}{87} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{19}$	$\frac{1}{50} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{25}$	$\frac{1}{31} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{23}$	$\frac{1}{35} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{14}$
崩壊			$\frac{1}{34} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{19} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{25} \leq \theta_{\max}$	$\frac{1}{23} \leq \theta_{\max}$	$\frac{1}{14} \leq \frac{\delta}{h}$

(b) 新耐震設計における既往の研究と提案基準値

新耐震基準建物	残留変形角				最大層間変形角		
	既往の研究		提案基準値		既往の研究	提案基準値	
	応急危険度判定基準 ^{2,1)} 傾斜を生じた階の上の階が1層以下の場合	応急危険度判定基準 ^{2,1)} 傾斜を生じた階の上の階が2層以上の場合	対数近似曲線による基準値	損傷割合50%による基準値	建物の崩壊余裕度評価 ^{2,3)}	対数近似曲線による基準値	損傷割合50%による基準値
安全	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{100}$	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{200}$	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{197}$	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{360}$	$\theta_{\max} < \frac{1}{100}$	$\theta_{\max} < \frac{1}{64}$	$\frac{\delta}{h} < \frac{1}{69}$
要注意	$\frac{1}{100} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{30}$	$\frac{1}{200} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{50}$	$\frac{1}{197} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{121}$	$\frac{1}{360} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{172}$	$\frac{1}{100} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{50}$	$\frac{1}{64} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{50}$	$\frac{1}{69} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{54}$
危険	$\frac{1}{30} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{50} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{121} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{80}$	$\frac{1}{172} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{75}$	$\frac{1}{50} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{25}$	$\frac{1}{50} \leq \theta_{\max} < \frac{1}{39}$	$\frac{1}{54} \leq \frac{\delta}{h} < \frac{1}{37}$
崩壊			$\frac{1}{80} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{75} \leq \frac{\delta}{h}$	$\frac{1}{25} \leq \theta_{\max}$	$\frac{1}{39} \leq \theta_{\max}$	$\frac{1}{37} \leq \frac{\delta}{h}$

第 6 章では、本研究で得られた結果について述べている。

表 1 の提案基準値が本論文の成果をしめす。災害拠点となる行政機関や病院などでは、被災直後から業務継続が求められる。特に災害拠点病院では、地震直後から多数の負傷者が搬送されるため、応急危険度判定士の到着を待つ時間的余裕はほとんどない。したがって、専門家が現地に到着するまでの間、建物の利用者自身が建物の使用可否を判断できる簡易な指標を求める必要があると考える。そこで上記の判定基準値を求めた。

個々の建物で挙動が異なるため、その建物の設計時点もしくは耐震診断時点で建物固有の判定基準値を設計者が予め求めておき、施設管理者が把握しておけば、震災後に施設管理者が残留変形角を測定して運用できる可能性がある。なお、損傷割合についての判定基準値は専門家が予め使用する施設において決めておく必要がある。どの程度の損傷割合まで許容出来るのかが施設の役割によって損傷割合が異なるため、その閾値を予め決めておき、なおかつ下げ振りなどの簡易的に測定できる仕組みを構築しておけば、速やかに判断が可能となる。

以上より、これらの成果は、地震発生直後に専門家が到着するまでの間、一般利用者が建物の使用可否を判断するための基礎的知見を提供するものであり、災害対応の迅速化に寄与する可能性を有している。

参考文献

- 6.1) Japan Council for Quick Inspection of Earthquake Damaged Buildings: Hisaikenchikubutu oukyukikendohannte manual, Japan Building Disaster Prevention Association・Japan Council for Quick Inspection of Earthquake Damaged Buildings, 1998 (in Japanese)
被災建築物応急危険度判定研究会：被災建築物応急危険度判定マニュアル，一般財団法人日本建築防災協会・全国被災建築物応急危険度判定協議会，1998
- 6.2) Act No. 205 of 1948: Medical Care Act, Ministry of Health, Labour and Welfare
昭和二十三年 法律第二百五号 医療法 厚生労働省 HP https://www.mhlw.go.jp/web/t_doc?dataId=80090000&dataType=0&pageNo=1 (2023/1/16 参照)
- 6.3) Nihon Tekkou renmei, Koukouzou sekkei ensyu, gihoudou, 1970
日本鉄鋼連盟，鋼構造設計演習，技法堂出版，1970
- 6.4) A. Shibata: Saishintaishinkouzoukaiseki, Morikita Publishing Co., Ltd., 2021 (in Japanese)
柴田明徳：最新耐震構造解析（第3版・補訂版），森北出版株式会社，2021
- 6.5) Toshi no zeijakusei ga hikiokosu gekijinsaigai no keigenka project sub-pro②toshikinou no iji・kaifuku no tame no chosa・kenkyu: Tatemono no houkaiyoyudohyoka no tame no gijutsushiryo－Kousoutekkotsuzotate-monohen－, 2017 (in Japanese)
都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクトサブプロ②都市機能の維持・回復のための調査・研究：建物の崩壊余裕度評価のための技術資料－高層鉄骨造建物編－，2017
- 6.6) M. Takahashi et al.: Quantification of Collapse Margin of Steel High-Rise Buildings (Part2 ～ 20), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III, 2013～2016 (in Japanese)
高橋元美（ほか15名）：鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発（その2～20），日本建築学会大会学術講演梗概集，2013～2016年
- 6.7) Y. Suzuki, T. Ishida, M. Abe, N. Koshika and T. Hasegawa: Safety Evaluation Methods for High Rise Steel Buildings Using Fatigue Properties Against Long-period Ground Motions, Journal of Structural Engineering, Architectural Institute of Japan, Vol.61B, pp.439-445, 2015 (in Japanese)

- 鈴木芳隆, 石田隆司, 阿部雅史, 小鹿紀英, 長谷川隆: 部材疲労曲線を用いた長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の耐震安全性評価方法の検討, 構造工学論文集, Vol. 61B, pp.439-445, 2015.3
- 6.8) T. Hasegawa et al.: Study on Seismic Performance for Super-High-Rise Steel Buildings against Long-Period Earthquake Ground Motions, Building Research Data, No.160, Building Research Institute Incorporated Administrative Agency, Japan, 2014 (in Japanese)
長谷川隆 (ほか 17 名): 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討, 建築研究資料, 第 160 号, 独立行政法人建築研究所, 2014, <http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/160/index.html> (2022/3/3 参照)
- 6.9) Building Research Institute, National Research and Development Agency, Japan: Chokousoutekkotsuzokenchikubutu no kurikaeshi henkei niyoru haritanbuhadan no kenshohoho Part2, Choshukijishin- dotaisaku ni kakawaru gijutsushiryo・data koukaitokusetu page, 2017 (in Japanese)
国立研究開発法人建築研究所: 超高層鉄骨造建築物の繰り返し変形による梁端部破断の検証方法 (その 2), 長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ, 2017, <https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/512.pdf>, (2022/6/13 参照)
- 6.10) M. Kimura, K. Hashimoto, T. Demizu, T. Sato, H. Kitamura, Y. Kimura, H. Aono, Y. Yamamoto: The Damage Evaluation for The Beam End of Super High Rise Steel Building for The Long Period Ground Motion (Part1. Study on Distribution of Height Direction), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure II, pp.377-378, 2015 (in Japanese)
木村暢志, 橋本航, 出水俊彦, 佐藤利昭, 北村春幸, 木村雄一, 青野英志, 山本優: 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の梁端部における損傷度 D の評価 (その 1 高さ方向分布の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.377-378, 2015
- 6.11) K. Hashimoto, M. Kimura, T. Demizu, T. Sato, H. Kitamura, Y. Kimura, H. Aono, Y. Yamamoto: The Damage Evaluation for The Beam End of Super High Rise Steel Building for The Long Period Ground Motion (Part2: Study on Distribution of a Plane And The Relation Between Fatigue Damage And Building Response), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure II, pp.379-380, 2015 (in Japanese)
橋本航, 木村暢志, 出水俊彦, 佐藤利昭, 北村春幸, 木村雄一, 青野英志, 山本優: 長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の梁端部における損傷度 D の評価 (その 2 平面分布の検討および披露損傷と建物応答の関係), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.379-380, 2015
- 6.12) Y. Kaneshiro, T. Hasegawa, S. Hiroshima: Shaking Table Test on Seismic Response of Steel 2-story Frame Structure Considering Fracture at Beam-ends, AIJ Journal of Technology and Design. Vol. 26, No.62, pp.147-152, 2020 (in Japanese)

- 金城陽介，長谷川隆，廣嶋哲：梁端破断を伴う鉄骨造 2 層骨組の地震応答に関する振動台実験，日本建築学会技術報告集，第 26 巻，第 62 号，pp.147-152，2020 (DOI : <https://doi.org/10.3130/aijt.26.147>)
- 6.13)M. Tokunaga, K. Kojima, I. Kanao: Study of Quick Inspection of Steel Hospital Buildings, AIJ Kinki Chapter Architectural Research Meeting, Vol.62, pp.157-160, 2022 (in Japanese)
徳永真彦，小島紘太郎，金尾伊織：鉄骨造病院建築を対象とした応急危険度判定基準に関する考察，日本建築学会近畿支部研究報告集・構造系，Vol.62，pp.157-160，2022
- 6.14)M. Tokunaga, K. Kojima, I. Kanao: Study of quick inspection of steel hospital buildings via seismic intensity and residual deformation, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structure III, pp.835-836, 2022 (in Japanese)
徳永真彦，小島紘太郎，金尾伊織：計測震度と損傷度に基づく鉄骨造病院建物の応急危険度判定基準に関する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造III，pp.835-836，2022
- 6.15) Tokunaga, M., Kojima, K. and Kanao, I.: Relation between damage and residual deformation angle of mid-rise steel buildings for evaluation of business continuity after earthquake, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.90, No.828, pp.252-261, 2025 (in Japanese)
徳永真彦，小島紘太郎，金尾伊織：被災後の継続使用評価のための中層鉄骨造建物の損傷度と残留変形角の関係，日本建築学会構造系論文集，第90巻，第828号，pp.252-261，2025
(DOI: <https://doi.org/10.3130/aijs.90.252>)
- 6.16) M. Tokunaga, Y. Matsubayashi, K. Kojima, I. Kanao: Basic Study on Degree Evaluation Based on Relation Between Damage Probability and Inter-Story Drift Angle of Mid-Rise Steel Building, AIJ J Technol. Vol.31, No.79, pp.1361-1366, 2025 (in Japanese)
徳永真彦，松林悠子，小島紘太郎，金尾伊織：中層鉄骨造建物の損傷確率と層間変形角の関係に基づく損傷度判定に関する基礎的研究，日本建築学会技術報告集，第31巻，第79号，pp.1361-1366，2025
- 6.17)Mochiduki. T, Nakamura. T. :Tahannoumoderu ni yoru Jishinji sonsyoudokyokusen no Toukeitekisuitei, Proceedings of Real-time Earthquake Disaster Prevention Symposium Vol.2, pp47-50,2000
望月智也，中村孝明：多項反応モデルによる地震時損傷度曲線の統計的推定，第2回リアルタイム地震防災シンポジウム論文集，pp.47-50，2000
- 6.18)Architectural Institute of Japan, Excel de manabu jishinrisukuhyouka, gihoudousyuppan, 2011
日本建築学会編：「Excelで学ぶ地震リスク評価」，技報堂出版，2011
- 6.19) Yaosaka, R. and Takahashi, N.: Effect of fragility updating for LGS partition wall in RC building by the image monitoring on its seismic repair cost evaluation, Journal of Structural Engineering, Vol.70B,

pp.241-249, 2024.4 (in Japanese)

八百坂僚祐，高橋典之：画像モニタリングを想定したフラジリティ曲線更新がRC造建物に設置したLGS間仕切り壁の耐震修復費用評価に与える影響，構造工学論文集，Vol.70B，pp.241-249，2024.4

謝

辞

本論文の作成にあたり、研究の構想段階から論文完成に至るまで、多くの方々より多大なるご指導ならびにご支援を賜りました。ここに、本研究を支えてくださったすべての皆様に対し、謹んで感謝の意を表します。

金尾伊織先生（現 京都工芸繊維大学 教授）には、修士課程より博士課程に至るまでの5年間の長きにわたり、指導教官として一貫してご指導を賜りました。研究計画の立案における大きな方向性の提示から、解析方法や論文構成に関する細部に至るまで、常に的確かつ丁寧なご助言を頂き、本論文を完成させることができました。また、私が社会人学生であったことから、平日に研究指導を受けることが困難であったにもかかわらず、土日開催のゼミにおいて継続的にご指導の機会を設けていただき、休日出勤という多大なご負担をお掛けいたしました。これらのご厚意とご尽力に対し、心より深く感謝申し上げます。

小島紘太郎先生（現 京都工芸繊維大学 准教授）には、研究内容に関する専門的かつ具体的なお助言を数多く頂きました。解析結果の解釈や論文表現に関する細やかなご指摘は、本研究の完成度を高める上で極めて重要なものでした。また、土日開催のゼミにおいてもご指導を賜り、研究遂行に多大なご協力を頂きましたこと、ここに深く感謝申し上げます。

満田衛資先生（現 京都工芸繊維大学 教授）には、博士論文審査委員として、ご多忙の中にもかかわらず、貴重なお時間を割いて本論文を詳細にご審査いただきました。研究内容の妥当性や論理構成に関する有益なご指摘は、本論文の学術的価値を高める上で大きな示唆を与えてくださいました。ここに、心より感謝申し上げます。

村本真先生（現 京都工芸繊維大学 准教授）にも、博士論文審査委員として、本論文を丁寧にご審査いただき、研究の位置付けや表現方法に関して貴重なご意見を賜りました。これらのご指摘を通じて、本研究をより客観的に見直す機会を得ることができましたこと、深く御礼申し上げます。

本研究の一部は、日本学術振興会科学研究費助成事業（JSPS 科研費 No.21H04598）の支援を受けて実施されたものであり、ここに記して感謝の意を表します。

また、本研究で用いた地震動データは、国土交通省気象庁が公開・提供する強震観測データおよび地方公共団体（熊本県、大分県）の震度計で観測した波形データを使用しており、ここに記して謝意を表します。

株式会社奥村組博士号取得支援委員会より博士後期課程での学費を支援頂き、ここに記して感謝の意を表します。

最後になりますが、私の我儘を理解し、5年間にわたり大学院での研究生活を支えてくれた家内には、日常生活全般において多大なる協力を得ました。その支えがあったからこそ、研究活動に専念し、本論文を完成させることができました。ここに、心より感謝いたします。また、修士課程への入学時および博士課程への進学時に温かく見守り、心から喜んでくれた両親にも、深く感謝の意を表します。論文完成の報告を果たすことが叶わなかった父、ならびに現在入院中の母に対し、これまでの支えへの感謝の気持ちを込めて、ここに深く感謝申し上げます。