

鋼構造ラーメン骨組の部材耐力分布の 適正化に関する研究

平成 21 年 3 月

熊本大学大学院自然科学研究科

川島 敏夫

目次

第1章 序論	1
1.1 本研究の背景および目的	1
1.2 本論文の構成	1
参考文献	2
第2章 部材耐力分布に関する既往の研究	3
2.1 序	3
2.2 魚骨形地震応答モデルの有効性	3
2.2.1 魚骨形地震応答モデルへの置換	3
2.2.2 魚骨形骨組による地震応答解析	5
2.3 各層の最大層間変位角を一様化のための柱梁耐力比の要求値	6
2.3.1 柱梁耐力比が最大層間変位角応答に及ぼす影響	7
2.3.2 柱梁剛性比が最大層間変位角応答に及ぼす影響	11
2.4 結論	13
参考文献	13
第3章 柱梁耐力比及び柱梁剛性比の調査検討	15
3.1 序	15
3.2 調査内容	15
3.2.1 対象骨組	15
3.2.2 柱梁耐力比と柱梁剛性比の定義	15
3.3 解析用骨組, 実在骨組の柱梁剛性比	17
3.4 解析用骨組, 実在骨組の柱梁耐力比	19
3.5 結論	23
参考文献	24
第4章 適正な層せん断力係数分布	25
4.1 序	25
4.2 層せん断力係数分布の誘導	25
4.3 解析概要	27
4.4 解析結果	29
4.5 減衰の違いによる影響	33
4.5.1 減衰定数の違いによる影響	33
4.5.2 減衰型の違いによる影響	34
4.6 実鋼構造物の減衰特性	38
4.6.1 検討概要	38
4.6.2 検討結果	39
4.7 結論	40
参考文献	40

第 5 章 部材耐力分布の適正化手法に関する提案	41
5.1 序	41
5.2 部材耐力分布の適正化	41
5.3 適正化の具体例	42
5.3.1 J 骨組	42
5.3.2 L 骨組	45
5.3.3 K 骨組	49
5.3.4 G 骨組	51
5.4 適正化の妥当性の検討	53
5.4.1 検討概要	53
5.4.2 鋼材量と応答値との関係	54
5.5 結論	57
参考文献	57
 第 6 章 総 括	 59
 付録 粘性減衰が鋼構造骨組の弾塑性地震応答に及ぼす影響	 61
A.1 序	61
A.2 解析の概要	61
A.3 減衰定数の影響	62
A.4 減衰型の影響	64
A.5 履歴型ダンパー付骨組での取り扱い	66
A.6 結論	70
参考文献	71
 謝辞	 73

第1章 序 論

1.1 本研究の背景および目的

1995年の兵庫県南部地震においては、多数の鋼構造建築構造物が甚大な被害を受けた。その被害は、原形を留めないほどに全壊したものから、多数の梁端接合部が破断したもの、構造体の損傷は軽微でも外壁の崩落や設備機器が壊滅的な被害を受けたものなど様々である^{1.1, 1.2)}。この結果を受けて、このような被害を繰り返さないために、鋼構造の保有耐震性能の評価・改善に関する研究^{1.3)}や、必要耐震性能の定量化に関する研究^{1.4)}が精力的に行われ、それらは着実な成果を挙げつつある。

しかし、現行の耐震規定においては、大地震時には構造物に相応の被害が生じることを許容していることや、兵庫県南部地震における激震地域の地動は、少なくとも固有周期1秒程度以下の建築物にとって法令の想定を遙かに越えるものであったこと、更に、建設地に想定される地震動の上限は明確に予測できないことなどを考慮すると、地震下での被害レベルをどの程度まで許容するかは、構造安全性という観点だけでは判断しがたい非常に複雑な問題である。建物全体の被害の許容限度に関しては、社会的影響や経済効果、施主の意志なども考慮して決定されるべき問題と考えている。

上記のような建物全体に生じた被害とは少し性質が異なる被害形態として、兵庫県南部地震においては、「中間層崩壊」という言葉で代表される特定層だけに被害が集中する例も多数報告されている^{1.1, 1.2)}。すなわち、大部分の層はほとんど被害を被っていない状態で、地震による変形・損傷が特定層に集中し、集中層が修復不能な壊滅的な被害を受けている。全体崩壊した建物とは異なり、このような部分層崩壊した建物に関しては、構造設計者が部材断面算定時に、構成部材耐力分布に関して一定の配慮を行えば回避できたと推察されるものも少なくない。本研究は、地震応答を一定値以下に収めるような耐震設計手法を論じるものではなく、与えられた耐力レベル・経済レベルの範囲内で、部材耐力分布の適正化によって、地震下での変形集中を抑制することを検討の対象としている。

強震を受ける重層骨組の塑性変形が特定層に集中することを抑制する適正な耐力分布に関しては、 A_i 分布に代表される高さ方向の耐力分布に関する研究と、柱梁耐力比に関する研究があり、これら2つの研究は全く独立に進められてきた感が強い。しかし、高さ方向の耐力分布が不適切であれば柱梁耐力比を大きくしても部分層崩壊が避けられず、高さ方向の耐力分布が最適でも柱梁耐力比が小さければ層崩壊が起こることは自明である。鋼構造ラーメン骨組の各層の最大層間変位角などの巨視的地震応答値は、小川らの提案する方法でモデル化した魚骨形骨組によって近似できることが報告されており^{1.5)}、この結果は、魚骨形骨組が各層の最大層間変位角応答に影響をもつ重要な構造特性を保存していることを示すものと考えている。この魚骨形モデルでは、柱の耐力は元の骨組の柱の塑性モーメント和で表され、梁の耐力は元の骨組のフロアモーメントで表される。

本研究は、各層の最大層間変位角応答の一様化、特定層への変形集中の抑制を目指すものであり、最大層間変位角応答については魚骨形骨組によって十分な近似が得られることから、置換された魚骨形骨組の耐力分布を研究の対象とする。置換された魚骨形骨組の耐力分布を対象にして、高さ方向の耐力分布と柱梁耐力比との2つの観点から、各層の最大層間変位角応答が一様化するような適正な部材耐力分布について明らかにすることが、本研究の目的である。

1.2 本論文の構成

本論文は6章から構成され、各章の概要は以下のとおりである。

第1章「序論」では、本研究の背景および目的を述べた。

第2章「部材耐力分布に関する既往の研究」では、本研究の基礎となる2つの既往の研究を紹介する。1つめは小川らの研究^{1.5)}で、鋼構造骨組に生じる最大層間変位角などの巨視的地震応答量は、適切に

モデル化された魚骨形骨組によって近似できることが報告されている。

2 つめは友澤らが行った研究^{1.6)}で、魚骨形骨組を対象にして、各層の最大層間変位角応答を一様化するための柱梁耐力比の要求値を検討している。

本研究は、この 2 つの研究に基づきそれを発展させたものである。

第 3 章「鋼構造骨組の柱梁耐力比に関する調査検討」では、現実的な鋼構造ラーメン骨組を魚骨形骨組にモデル化することによって、各床レベルの柱梁耐力比を調べている。その結果、現実的な鋼構造ラーメン骨組においては、各層床レベルで定義される柱梁耐力比は、比較的大きな値となるのが一般的であることなどを明らかにしている。

第 4 章「設計用地震荷重の高さ方向分布」では、連続せん断棒のモード重畳法解析から層せん断力分布係数を導きその妥当性を検討した。設計用地震荷重分布については古くから多くの研究があるが、本論では、現行の耐震規定で用いられている地震荷重分布、並びに秋山が提案した地震荷重分布と比較検討し、連続せん断棒のモード重畳法解析から得られる層せん断力分布係数が最適であることを確認している。

第 5 章「部材耐力分布の適正化手法に関する提案」では、第 3 章の結果に基づいて鋼構造骨組においては柱は梁に比して十分に強い場合が多いことを考慮して、鋼構造ラーメン骨組の部材耐力分布を適正化する方法を提案した。また、この方法によって実在骨組の部材耐力分布を適正化する具体例を 4 例示し、本論で提案した適正化手法の有効性を明らかにしている。

第 6 章「結論」では、各章で得られた主な結論を総括している。

付録は、粘性減衰が鋼構造骨組の地震応答に及ぼす影響について検討したものである。第 4 章では、設計用地震荷重の高さ方向分布について検討したが、その適正值に及ぼす減衰型の影響についても言及している。減衰型が鋼構造骨組の地震応答に及ぼす影響については、本研究に着手する以前に著者が行った研究があるので、ここに付録として掲載している。

参考文献

- 1.1) 日本建築学会：1995 年兵庫県南部地震災害調査速報,1995.3
- 1.2) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995 年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書,1995.5
- 1.3) 井上一朗・甲津功夫・多田元英・立山英二・田淵基嗣・豊田政男・中島正愛・丸岡義臣・森迫清貴・森田耕次：通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合される H 形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験, (その 1～5), 日本鋼構造協会鋼構造論文集, Vol.4, No.16, 27-104 頁, 1997.12
- 1.4) 日本建築センター：鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン・同解説, 2003.9
- 1.5) 小川厚治・加村久哉・井上一朗：鋼構造ラーメン骨組の魚骨形地震応答解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 521 号, 119-126 頁, 1999.7
- 1.6) 友澤悟史・小川厚治：鋼構造骨組の柱梁耐力比が最大層間変位角応答に及ぼす影響, 日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集, Vol.13, 593-600 頁, 2005.11

第2章 部材耐力分布に関する既往の研究

2.1 序

本章では、本研究の基礎となる2つの既往の研究について紹介する。

1つめは2.2節で紹介する小川らの研究^{2.1)}で、鋼構造ラーメン骨組の各層の最大層間変位角などの巨視的地震応答値は、適切にモデル化した魚骨形骨組によって精度良く近似できることが報告されている。この結果は、小川らの提案する方法で求めた魚骨形モデルが、各層の最大層間変位角応答に影響をもつ重要な構造特性を保存していることを保証するものと考えている。この魚骨形モデルでは、柱の耐力は元の骨組の柱の塑性モーメント和で表され、梁の耐力は元の骨組のフロアモーメントで表される。本研究は、各層の最大層間変位角応答を対象とするものであるため、これらの値によって骨組の耐力特性が表現できることを前提としている。

2つめは2.3節で紹介する友澤らが行った研究^{2.2)}で、魚骨形骨組を用いた広範な地震応答解析結果に基づいて、各層の最大層間変位角応答に及ぼす柱梁耐力比および柱梁剛性比の影響を検討し、特定層への変形集中を抑制するために必要な柱梁耐力比を明らかにしている。

本論は、この2つの研究に基づきそれを発展させたものであるため、この章でこれら2つの既往の研究の概要について紹介する。

2.2 魚骨形地震応答モデルの有効性

文献2.1)では、鋼構造ラーメン骨組を魚骨形骨組にモデル化する方法を提示し、この方法でモデル化された魚骨形骨組によって鋼構造ラーメン骨組の層間変位角応答が精度よく近似できることが報告されている。これは、この方法でモデル化された魚骨形骨組が、層間変位角応答に影響をもつ柱梁耐力比などの構造特性を保存していることを表している。したがって骨組の各床レベルでの柱、梁の弾性剛性や耐力は、文献2.1)に示された方法で、魚骨形骨組にモデル化することによって評価する。以下、魚骨形骨組へのモデル化に用いた式を示す。ただし、本節では、モデル化された魚骨形骨組の柱および梁を元の骨組の柱、梁と区別するために、それぞれ魚骨柱、魚骨梁と呼ぶ。本節で単に柱、梁と呼ぶのは元の骨組の部材である。また、本節では、図2.1に示すように*i*層柱の直上を*i*層の床レベルと呼び、その梁を*i*層の梁と呼ぶことにする。

2.2.1 魚骨形地震応答モデルへの置換

(1) 魚骨柱の弾性剛性

接合部パネルの大きさを考慮した*i*層の柱の弾性剛性 $K_{C_i}^*$ は次式で表される。

$$K_{C_i}^* = \frac{1}{(h_i/6EI) + (2/GA_s h_i)} \frac{H_i^2}{h_i^2} \quad (2.1)$$

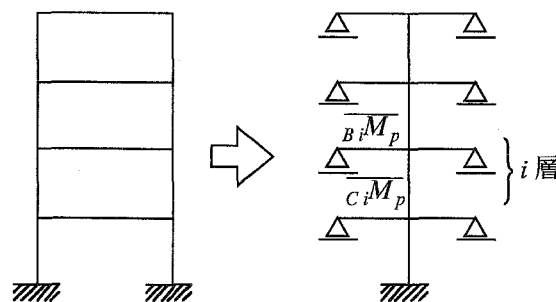


図2.1 ラーメン骨組の魚骨形骨組へのモデル化

$E I$: 部材断面の曲げ剛性

$G A_s$: せん断剛性

h_i : 柱の実長

H_i : 階高

i 層の魚骨柱の弾性剛性 \overline{K}_{Ci} は i 層を構成するすべての柱の剛性和として次式で求められる。

$$\overline{K}_{Ci} = \sum K_{Ci}^* \quad (2.2)$$

(2) 魚骨梁の弾性剛性

i 層の梁の弾性剛性は、梁と接合部パネルの弾性変形を考慮して (2.3) 式で表される。接合部パネルがせん断変形すると、梁が曲げ変形した場合と同様に、上下の柱端に同じ節点回転角を生じるので、接合部パネルの変形は魚骨梁の変形として考慮している。

$$K_{Bi}^* = \frac{1}{\frac{l^2}{L^2} \left(\frac{l}{6EI} + \frac{2}{GA_s l} \right) + \frac{m(h_i/H_i - B/L)^2}{GV_p}} \quad (2.3)$$

m : パネルに取り付く梁の数

GV_p : 接合部パネルに作用する曲げモーメントとせん断変形角との弾性剛性

l : 梁の実長

L : 節点間距離

B : 接合部パネルの幅

ただし、上下階で柱寸法が異なる場合、接合部パネル部はテーパ管を用いていると考え、解析上は上下柱幅の平均値の長方形に近似した。パネルの板厚は上下柱の板厚の厚い方を用いている。また、左右の梁材のせいが異なる内側節点でのパネルについては、パネルのせい D は左右の梁材のせいの大きい方の値とした。

i 層の魚骨梁の弾性剛性 \overline{K}_{Bi} は、次式で表される。

$$\overline{K}_{Bi} = \sum K_{Bi}^* \quad (2.4)$$

(3) 魚骨柱の曲げ耐力

i 層の節点位置での柱の塑性モーメントは次式で与えられる。

$$c_i M_{pc}^* = \frac{H_i}{h_i} c_i M_{pc} \quad (2.5)$$

ここで、 $c_i M_{pc}^*$ は、設計用地震荷重を比例载荷した静的解析によって、最上層での水平変位が建物の高さに 0.02 を乗じた値に達したときの軸力に応じて算定した柱の塑性モーメントである。

i 層の魚骨柱の柱頭及び柱脚の塑性モーメント $\overline{c}_{iT} M_p^*$ 、 $\overline{c}_{iB} M_p^*$ は、次式となる。

$$\overline{c}_{iT} M_p^* = \sum c_{iT} M_{pc}^* \quad (2.6)$$

$$\overline{c}_{iB} M_p^* = \sum c_{iB} M_{pc}^*$$

図 2.2 に示すように、上層でのスパン数が少なくなっているセットバック骨組では、A 節点において、柱、梁、接合部パネルの耐力のうち、最小の値を柱の柱頭の耐力とする。

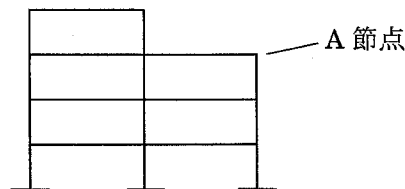


図 2.2 セットバック骨組概略図

(4) 魚骨梁の曲げ耐力

梁降伏時の i 層の節点位置での梁の塑性モーメント $_{Bi}M_p^*$ は次式で表される。

$$_{Bi}M_p^* = \frac{L}{l} {}_{Bi}M_p \quad (2.7)$$

$_{Bi}M_p$: 梁の塑性モーメント

接合部パネルが降伏するときの i 層の節点位置でのパネルの塑性モーメント $_{Pi}M_p^*$ は次式で表される。

$$_{Pi}M_p^* = {}_{Pi}M_p / \left(\frac{h_i}{H_i} - \frac{B}{L} \right) \quad (2.8)$$

$_{Pi}M_p$: 接合部パネルの塑性モーメント

接合部パネルの寸法, パネル厚については, (2.3) 式に関するただし書きと同様の近似を用いる。

以上の値を用いて, 魚骨梁の塑性モーメントは次式のフロアモーメント^{2.3)}で表される。

$$\overline{M}_p = \Sigma \min ({}_{CiB}M_{pc}^* + {}_{CiT}M_{pc}^*, {}_{BiL}M_p^* + {}_{BiR}M_p^*, {}_{Pi}M_p^*) \quad (2.9)$$

本項で示した式は, 文献 2.1) で提案されたものである。文献 2.1) では更に, 梁端に生じる最大塑性回転角や累積塑性回転角などについても魚骨形骨組の応答値で近似することを目的として, 魚骨梁の荷重-変形関係を Tri-linear 形で表す等の工夫が加えられている。しかし, この研究では, 部材端に生じる塑性回転角の大きさは対象としないので, 各部材が本項に示した式で算定される弾性剛性と曲げ耐力をもつ魚骨形骨組を用いる。

2.2.2 魚骨形骨組による地震応答解析

文献 2.1) では, 鋼構造ラーメン骨組の各層の最大層間変位角などの巨視的地震応答値は, 魚骨形骨組によって近似できることが詳細に報告されている。しかし, 前項で述べたように本研究で採用した魚骨形骨組への置換方法は若干の単純化が行われているので, ここでも, 置換した魚骨形骨組によって元の骨組の最大層間変位角応答が近似できることを, 詳細解析と比較することによって検討しておく。

検討する骨組は, 一般的な鋼構造骨組の地震応答性状を解析的に検討するために設計された骨組^{2.4)}である AR04 と実在骨組^{2.5)}の K 骨組の 2 骨組とする。2 つの骨組の形状寸法を図 2.3 に示しておく。

比較に用いた詳細解析は, 部材レベルの解析で, 柱梁には歪硬化を考慮した一般化ヒンジ法を用い, 接合部パネルは大きさと共に弾塑性のせん断変形も考慮している^{2.6)}。詳細解析では, 歪硬化係数は, 柱梁材, 接合部パネルとも 0.02 とする。魚骨形骨組の魚骨柱, 魚骨梁の復元力特性はいずれも Bi-linear

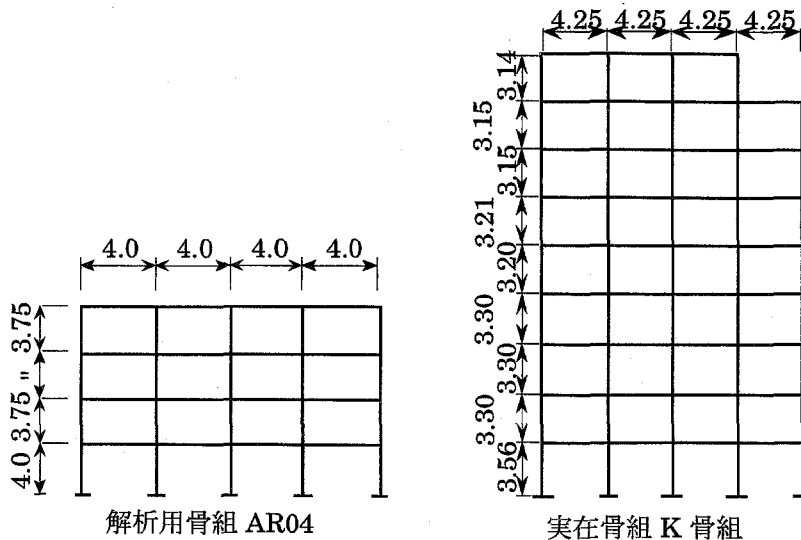


図 2.3 詳細解析骨組

形とし、歪硬化係数は 0.02 とする。粘性減衰は剛性比例型とし、1 次の減衰定数を 0.02 とする。

入力地震動は El-Centro NS, Taft EW の 2 種類を用いている。魚骨形骨組では、骨組の応答レベルを揃えるために、損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値^{2.7)} V_{dm} が一定となるように、入力地震動の最大加速度を調整している。ここでは $V_{dm} = 1.5 \text{ m/s}$ とした。詳細解析での水平方向の地動最大加速度は、魚骨形骨組での解析によって調整された最大加速度と同じである。図 2.4 は魚骨形骨組と元の骨組の最大層間変位角 R_{max} を比較した例である。(a) (b) 図は解析用骨組 AR04, (c) (d) 図は実在骨組 K 骨組について示している。

図 2.4 に示しているように、いずれの骨組についても魚骨形骨組の最大層間変位角は元の骨組の応答値とほぼ一致し、良好な近似が得られている。この結果は、前項の方法で求めた魚骨形骨組が、各層の最大層間変位応答に影響をもつ重要な構造特性を保存していることを示すものであり、各層の魚骨柱・魚骨梁の耐力、剛性の評価法の合理性を明らかにするものと考えている。

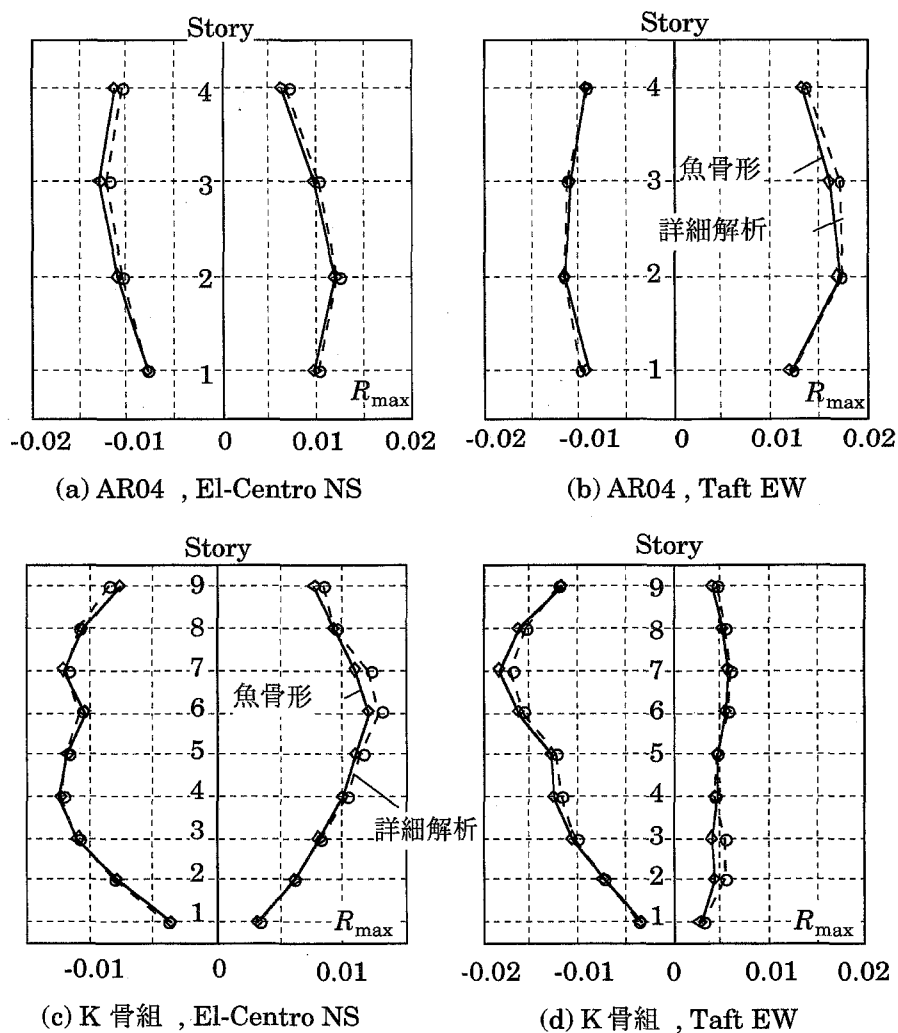


図 2.4 魚骨形骨組の最大層間変位角 R_{max}

2.3 各層の最大層間変位角を一様化のための柱梁耐力比の要求値

柱梁耐力比が、ラーメン骨組の地震応答に及ぼす影響に関しては、既に多くの研究がある^{2.8)-2.11)}。これらの研究の目的には、柱の塑性変形を抑制することと、全体崩壊型を実現し特定層での変形集中を回避することの 2 つがある。しかし、既往の研究では、この 2 つの目的を必ずしも明確に区別せずに行われているものも多い。文献 2.2) では、中低層骨組を対象に、柱材の塑性変形性能が比較的大きい場

合を想定し 2.12), 2.13), 特定層への変形集中を回避することによって, 各層の最大層間変位角の最大値を抑制し, 全層の層間変位角を一様に指定値以下に収める耐震設計法の実現を目指して, 柱梁耐力比の影響を検討している. 本節では, 文献 2.2) の概要を紹介しておく.

2.3.1 柱梁耐力比が最大層間変位角応答に及ぼす影響

(1) 解析の概要

重層骨組各層の最大層間変位角などの地震応答値は, 魚骨形モデルによって近似できることは前節で示した通りである. したがって, この研究でも, 図 2.5 に示す魚骨形骨組を解析対象にしており, ここで柱梁耐力比と呼ぶ値は, 現実的な形状の骨組では, 柱の全塑性モーメント和とフロアモーメントの比として, 各床レベル毎に定義される値である.

柱梁耐力比の必要値の検討にあたって, 解析した骨組の層数 N は 4, 8, 12 の 3 種類とし, 階高 h_i を全層 4 m, 重量も全層同じとしている. 柱梁耐力比が γ の骨組では, 柱と最上層の梁の全塑性モーメントは, 柱梁耐力比を 1 とする基準骨組の γ 倍 ($\gamma = 1 \sim 2$) とし, 他の梁は基準骨組と同じとする. すなわち, 解析骨組の i 層の柱の全塑性モーメント C_{pi} , i 層の梁の全塑性モーメント B_{pi} は (2.10) 式で表される.

$$C_{pi} = \gamma \frac{Q_i h_i}{2}$$

$$B_{pi} = \frac{Q_i h_i + Q_{i+1} h_{i+1}}{2} \tag{2.10}$$

$$B_{pN} = \gamma \frac{Q_N h_N}{2}$$

上式で Q_i は i 層の設計用層せん断力であり, 次式で表される.

$$Q_i = C_0 R_t A_i \alpha_i W_t \tag{2.11}$$

上式で W_t は骨組の全重量であり, α_i は i 層より上部の重量と全重量の比である.

部材の剛性, 耐力は, 現行の耐震規定を参考にして以下のように設定した.

- ・ 振動特性係数 R_t 算定用の基本固有周期は, 建物の高さに 0.03 を乗じた値とする.
- ・ 層せん断力係数は, 次式の A_i 分布に従う.

$$A_i = \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} \tag{2.12}$$

- ・ 柱と梁の剛比を 1 とする.
- ・ 柱の反曲点位置を部材中央と仮定すると, 標準せん断力係数 C_0 が 0.2 に対応する層せん断力が作

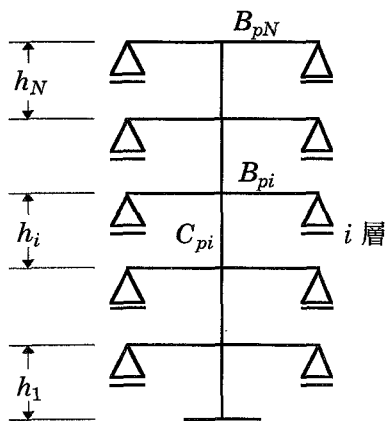


図 2.5 魚骨形骨組

表 2.1 解析骨組の概要

層数	C_B	T_1 (sec)
4	0.300	0.95
8	0.278	1.37
12	0.200	1.98

用したとき、全ての柱、梁は $1/400$ の材端弾性回転角を生じる。

・柱梁耐力比が 1 の基準骨組では、標準せん断力係数 C_0 が 0.3 に対応する層せん断力が作用したとき、全ての部材端が全塑性モーメントに至る。このとき、 $3/400$ の層間変位角を生じる。

柱、梁の復元力特性は、いずれも Bi-linear 形とし、歪硬化係数は 0.02 とした。解析では $P\Delta$ 効果を考慮している。柱梁耐力比が 1 の基準骨組が、崩壊機構を形成するときの終局ベースシヤ係数 C_B と基本固有周期 T_1 を表 2.1 に示しておく。

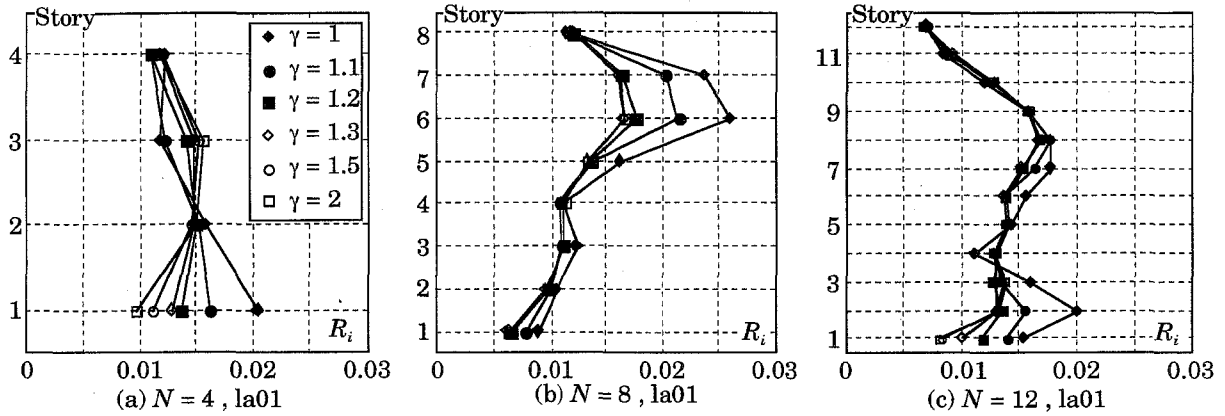


図 2.6 各層の最大層間変位角 R_i

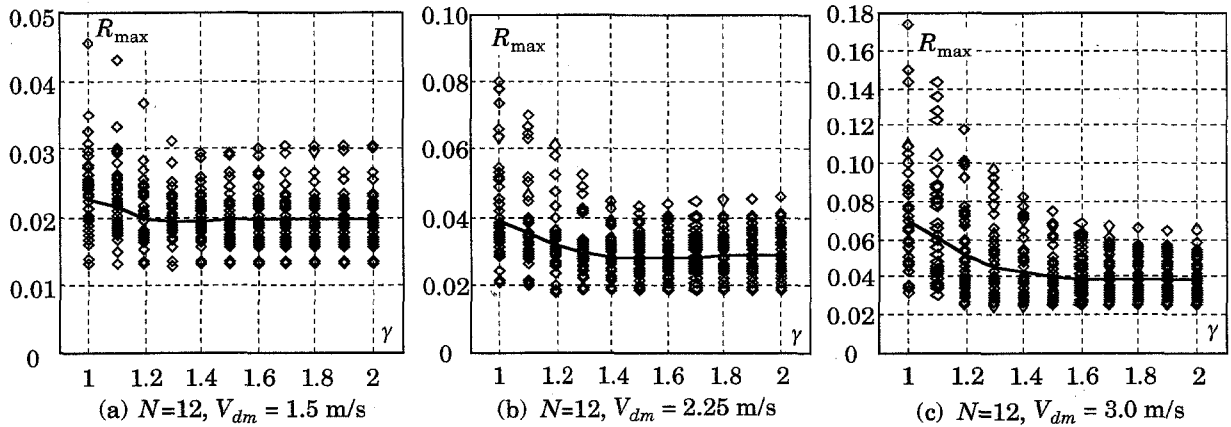


図 2.7 R_{max} 応答値

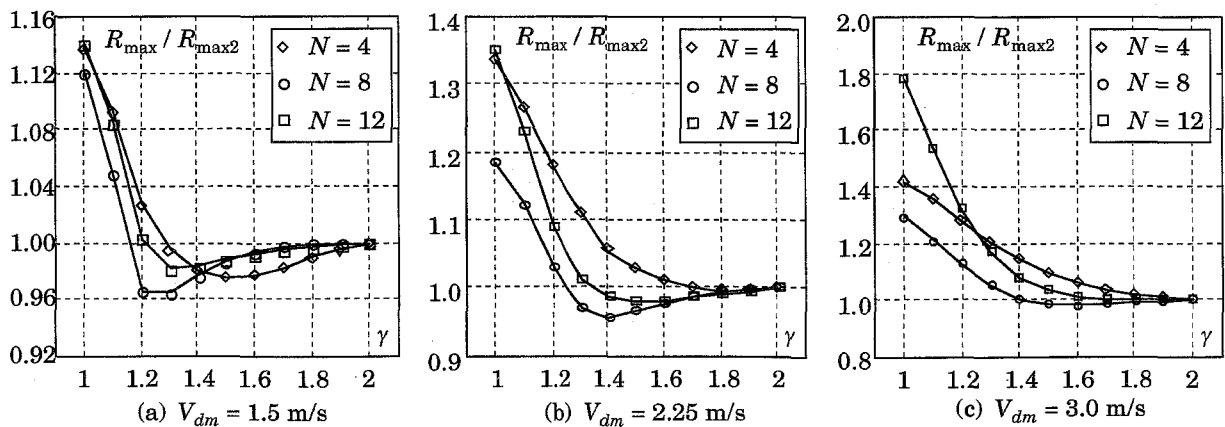


図 2.8 R_{max} / R_{max2}

入力地震波は la01 から la20 と呼ばれる、ロサンゼルスでの 50 年間の発生確率が 10 % の地震波、la21 から la40 と呼ばれる 50 年間の発生確率が 2 % の地震波、計 40 波を用いた^{2,14)}。40 波の入力地震は、骨組の応答レベルを揃えるために、損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値 V_{dm} が一定となるように、個々の入力地震動の最大加速度を調整し、3 種類の入力レベル $V_{dm} = 1.5 \text{ m/s}$, 2.25 m/s , 3.0 m/s を用いて解析を行った。なお、粘性減衰は剛性比例型を仮定し、1 次の減衰定数を 0.02 とした。

(2) 解析結果

図 2.6 は $V_{dm} = 1.5 \text{ m/s}$ 、地震波 la01 を入力したときの、柱梁耐力比 γ と各層の最大層間変位角 R_i との関係を示したものである。 $\gamma = 1$ のとき、4 層骨組では最下層で、8 層骨組では第 6 層で、12 層骨組では第 2 層で最大層間変位角が大きくなっており、特定層で変形が集中する傾向が現われている。変形が集中している層の最大層間変位角は、 γ の増大に伴い減少していく。しかし、 γ を 1.2 まで増大させると急激に減少するが、それ以上 γ を大きくしても変化はほとんど認められない。

柱梁耐力比を大きくすることによって特定層への変形集中を抑制する目的は、最大層間変位角 R_i の全層に関する最大値 R_{max} を小さくすることである。

図 2.7 は、12 層骨組において、各層の最大層間変位角の最大値 R_{max} と柱梁耐力比 γ との関係を示したものである。図中の \diamond で示した点は、la01 から la40 の各地震波を用いたときの R_{max} の応答値である。また、実線は、応答値が対数正規分布すると仮定したときの中央値である。

図 2.8 は、図 2.7 の実線で示した中央値について、柱梁耐力比が γ のときの値 R_{mean} と柱梁耐力比

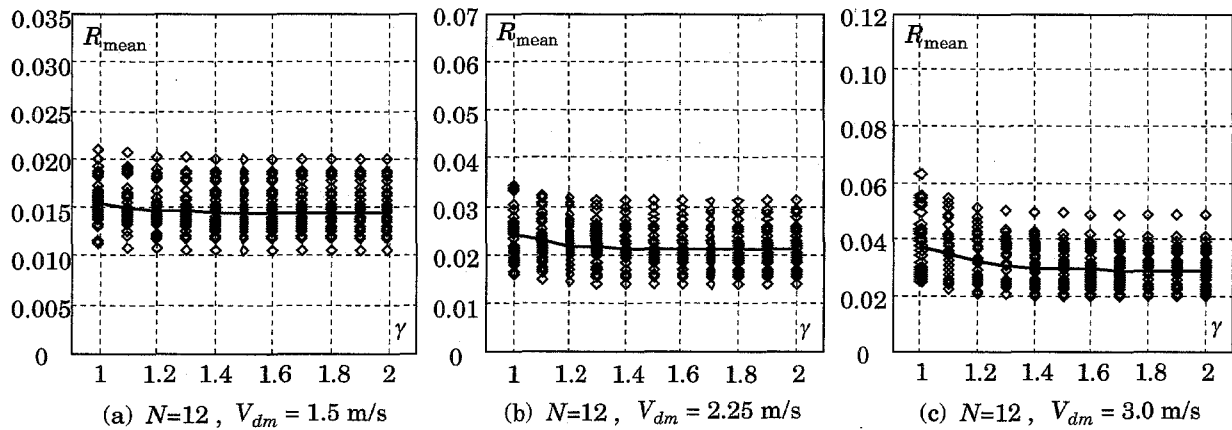


図 2.9 R_{mean} 応答値

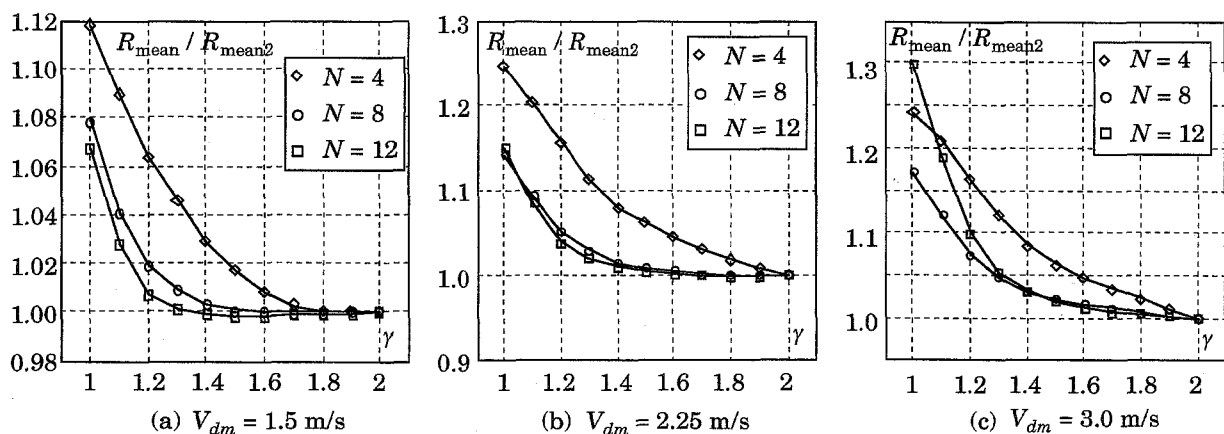


図 2.10 R_{mean} / R_{mean2}

が2のときの値 $R_{\max 2}$ の比を示したものである。さらに、4層、8層骨組についても示している。ただし、 $\gamma = 2$ の骨組は柱が十分な耐力をもつ骨組と本論では考えている。

図 2.7, 図 2.8 によると、 $\gamma = 1$ のとき、 R_{\max} は大きい、 γ がある値を超えると R_{\max} はほぼ一定の値となる。 R_{\max} が一定となる γ の値は、 V_{dm} が 1.5 m/s のときは 1.2, V_{dm} が 2.25 m/s のときは 1.4, V_{dm} が 3.0 m/s のときは 1.5 程度である。この値は層数によってほとんど変化しない。

柱梁耐力比の増大に伴い R_{\max} が小さくなる現象には、各層の最大層間変位角が全体的に小さくなる場合と、全層の最大層間変位角が一様化することによって小さくなる場合とがある。

図 2.9 は、各層の最大層間変位角の平均値 R_{mean} と柱梁耐力比 γ との関係を図 2.7 と同様に示している。図 2.10 は、 R_{mean} の中央値について、 γ が 2 のときの値との比で $R_{\text{mean}} / R_{\text{mean}2}$ を示している。ここで、最大層間変位角の平均値 R_{mean} は、(2.15) 式で示すように、設計用層モーメント $Q_i h_i$ を重み関数として定義している。

$$R_{\text{mean}} = \frac{\sum (R_i Q_i h_i)}{\sum Q_i h_i} \quad (2.15)$$

図 2.9, 図 2.10 によると、 R_{\max} と同様に γ の値が小さいとき R_{mean} は柱梁耐力比の影響を大きく受けており、 γ の増大とともに R_{mean} は減少しほぼ一定の値になっていく。ここで、 R_{\max} , R_{mean} のいずれとも、柱梁耐力比の増大にともない減少していく。

各層の最大層間変位角の最大値 R_{\max} を最大層間変位角の平均値 R_{mean} で除した値 $R_{\max} / R_{\text{mean}}$ を、

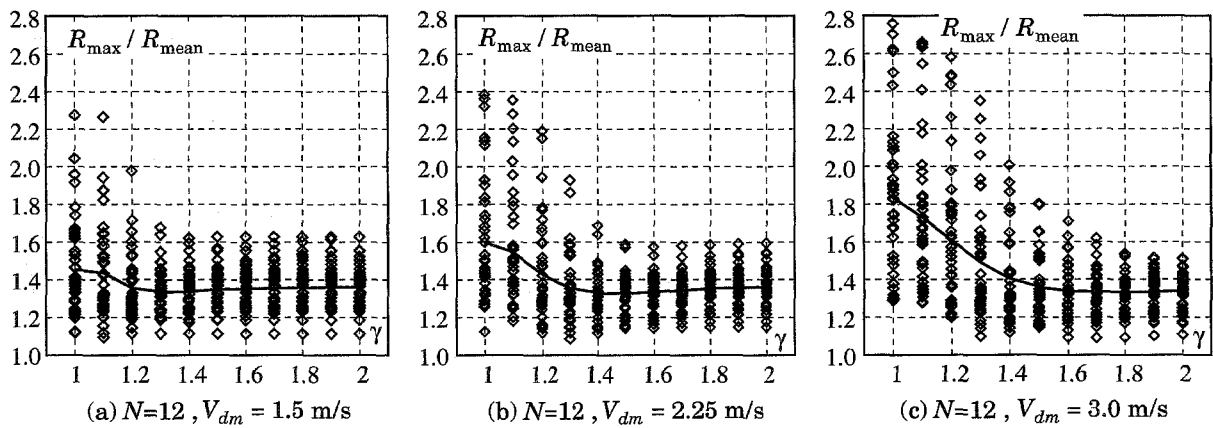


図 2.11 $R_{\max} / R_{\text{mean}}$ 応答値

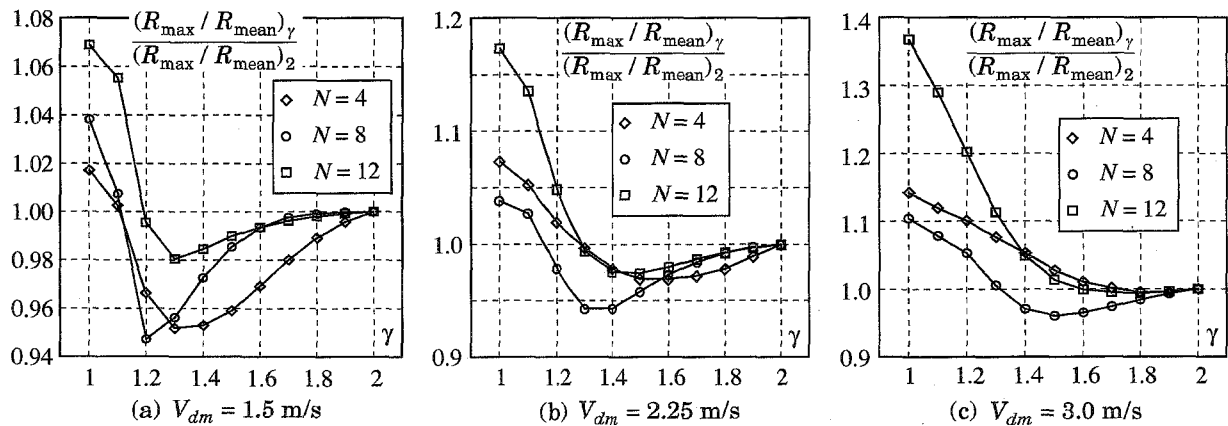


図 2.12 $\frac{(R_{\max} / R_{\text{mean}})^\gamma}{(R_{\max} / R_{\text{mean}})^2}$

層間変位角の一様化の程度を表す指標とする。すなわち、 R_{\max}/R_{mean} の値が 1 に近づくことで層間変位角が一様化する構造物と考える。

図 2.11 は 各層の最大層間変位角の最大値/平均値 R_{\max}/R_{mean} と柱梁耐力比 γ との関係を示している。図 2.12 は、 R_{\max}/R_{mean} の中央値について、 γ が 2 のときの値との比で $(R_{\max}/R_{\text{mean}})_{\gamma}/(R_{\max}/R_{\text{mean}})_2$ を示している。

図 2.11, 図 2.12 によると、 γ の増大に伴い R_{\max}/R_{mean} は小さくなっていくが、 γ がある値を超えるとほぼ一定となる。

以上述べてきたように、柱梁耐力比を増大させることにより、層間変位角が一様化するということに加え、各層の最大層間変位角の平均値も減少する傾向がある。これは、柱梁耐力比を増大させると、変形集中層の過大な変形が小さくなり、他の層の変形はあまり影響を受けないためであろう。その傾向は図 2.6 にも認められる。

2.3.2 柱梁剛性比が最大層間変位角応答に及ぼす影響

前項では、柱と梁の剛比を 1 とした骨組について、解析結果を示した。この項では、柱と梁の剛比を変化させた骨組について、柱梁耐力比が変形集中に及ぼす影響を検討した結果を紹介する^{2.10)}。

(1) 解析の概要

解析骨組は、層数 N が 4, 8, 12 の 3 種類とし、前項のラーメン骨組と、柱や梁の耐力は変えず、骨組全体としての剛性も変えずに、柱と梁の剛比を変化させている。柱と梁の剛比は 2 と 0.5 の 2 種類とした。部材の剛性、耐力は以下のように設定する。

・剛比 2 の骨組

骨組の弾性限での層間変位角を前節のラーメン骨組と同じ $3/400$ とする。柱と梁の剛比を 2 とし、骨組の弾性限で、柱は $1/400$ 、梁は $1/200$ の材端回転角を生じる。

・剛比 0.5 の骨組

骨組の弾性限での層間変位角を $3/400$ とする。柱と梁の剛比を 0.5 とし、骨組の弾性限で、柱は $1/200$ 、梁は $1/400$ の材端回転角を生じる。

図 2.13 は、解析骨組各層の荷重-変形関係を模式的に示したものである。縦軸は層せん断力のベースシヤ係数相当値を振動特性係数 R_t で除した値で、横軸は層間変位角である。

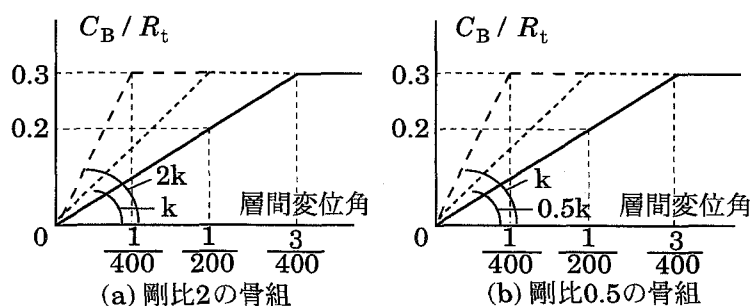


図 2.13 解析骨組の荷重-変形関係

(2) 解析結果

図 2.14 は、3 種類の剛比を用いた 8 層、12 層骨組において、各層の最大層間変位角の最大値 R_{\max} と柱梁耐力比 γ の関係を示したものである。図中の実線は、図 2.7 で示した剛比 1 のときの R_{\max} の中央値を示している。また、破線は、剛比 2, 0.5 のときの R_{\max} の応答値が対数正規分布すると仮定したときの中央値を示している。

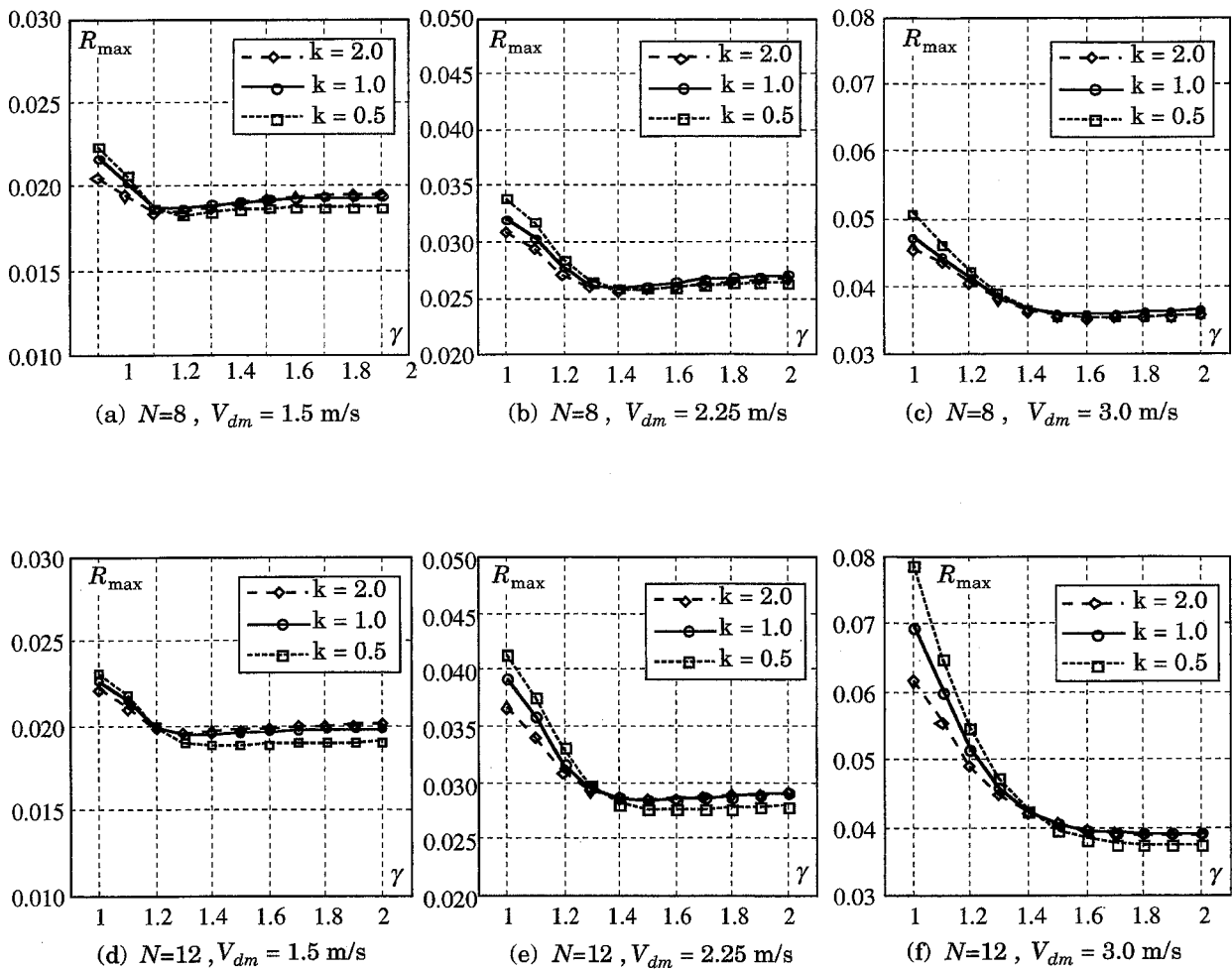


図 2.14 R_{\max} 応答値が対数正規分布すると仮定したときの中央値

図 2.14 より、剛比に関わらず、 R_{\max} は γ の増大に伴い減少していき、 γ がある値を超えると一定となる。 R_{\max} が一定となる値は、実線で示す剛比 1 の骨組とほぼ等しい。柱と梁の剛比が変化しても、 R_{\max} が一定となる柱梁耐力比の値は変化しない。

図 2.15 (a) の縦軸は、 R_{\max} について、図 2.14 の破線で示す剛比 2 の骨組の中央値を、実線で示す剛比 1 の骨組の中央値で除した値である。また、(b) の縦軸は、剛比 0.5 の骨組の中央値を、剛比 1

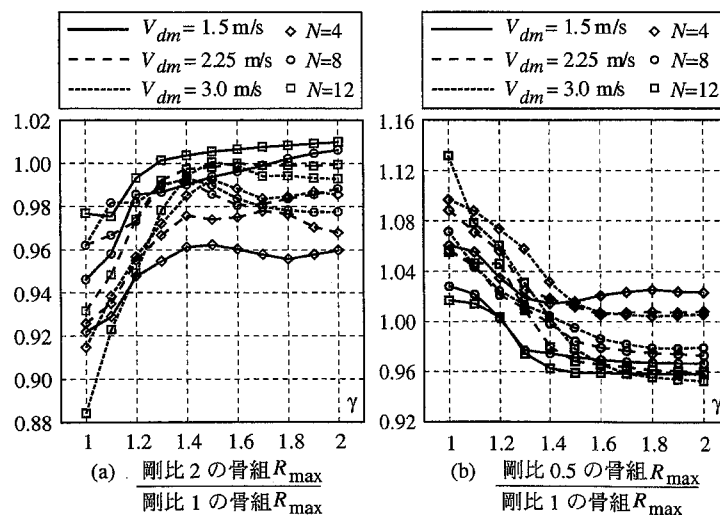


図 2.15 R_{\max} の比

の骨組の中央値で除した値である。

図 2.15 より、 γ が小さいとき、(a) 図では 1.0 以下、(b) 図では 1.0 以上の値を示していることから、図 2.14 から認められるように、柱の剛性が小さいと、柱梁耐力比が R_{\max} に与える影響は大きくなり、逆に柱の剛性が大きいと影響は小さくなる傾向がある。しかし、 V_{dm} が 3.0 m/s のときの 12 層骨組を除くと、(a) 図、(b) 図共に、 R_{\max} の増減は 1 割以下にほぼ収まっていることから、柱梁耐力比が R_{\max} に与える影響は、剛比によってあまり変化しないことが認められる。

2.4 結論

本章では、本研究の基礎となる 2 つの既往の研究を紹介した。

まず 2.2 節では、鋼構造ラーメン骨組を魚骨形骨組にモデル化する方法を示し、この魚骨形モデルによって各層の最大層間変位角が精度良く近似できることを示した。この結果から、2.2 節で示した方法で求めた魚骨形モデルが、各層の最大層間変位角応答に影響をもつ重要な構造特性を保存していることを保証するものと考えた。この魚骨形モデルでは、柱の耐力は元の骨組の柱の塑性モーメント和で表され、梁の耐力は元の骨組のフロアモーメントで表される。本研究は、各層の最大層間変位角応答を対象とするものであるため、魚骨形モデルで用いられているこれらの値を、骨組の耐力特性が表現する値として利用する。

2.3 節では、魚骨形骨組を用いた広範な地震応答解析結果に基づいて、各層の最大層間変位角応答を一様化するため柱梁耐力比の要求値の検討結果を示した。その結果は、現行の耐震規定の 2 次設計時に想定している程度の地震 ($V_{dm} = 1.5 \text{ m/s}$) であれば、柱梁耐力比が 1.2 程度で各層の層間変位角応答は一様化し、その 2 倍程度の地震 ($V_{dm} = 3.0 \text{ m/s}$) でも柱梁耐力比が 1.5 程度で各層の層間変位角応答は一様化することを示している。上記の結果は、柱梁剛性比が 0.5 から 2.0 の範囲で求めたものであるが、柱梁剛性比が大きいほど、柱梁耐力比が特定層への変形集中に及ぼす影響は小さくなるという結果も得られている。

参考文献

- 2.1) 小川厚治・加村久哉・井上一朗：鋼構造ラーメン骨組の魚骨形地震応答解析モデル，日本建築学会構造系論文集，No.521，119-126 頁，1999.7
- 2.2) 友澤悟史・小川厚治：鋼構造骨組の柱梁耐力比が最大層間変位角応答に及ぼす影響，日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集，Vol.13，593-600 頁，2005.11
- 2.3) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990），310-334 頁，1990.10
- 2.4) 井上一朗・東清仁・小川厚治・多田元英・長谷川隆：角形鋼管柱・H 形鋼梁ラーメン構造の地震応答（その 1 解析骨組の設計），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 構造 III，269-270 頁，1995.8
- 2.5) 川島敏夫・友澤悟史・小川厚治：現実的な鋼構造骨組における柱梁剛性比及び柱梁耐力比の検討（その 1 検討概要と柱梁剛性比），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 構造 III，713-714 頁，2006.9
- 2.6) 小川厚治・多田元英：柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発，第 17 回情報・システム・利用・技術シンポジウム論文集，79-84 頁，1994.12
- 2.7) 小川厚治・井上一朗・中島正愛：損傷に寄与する地震入力エネルギーに関する考察，日本建築学会構造系論文集，第 530 号，177-184 頁，2000.4
- 2.8) 中島正愛・澤泉紳一：鉄骨骨組の地震応答に及ぼす柱梁耐力比の影響（その 1：梁崩壊機構を形成するために必要な柱梁耐力比），日本鋼構造協会鋼構造論文集，Vol.6，No.23，117-132 頁，1999.9
- 2.9) 澤泉紳一・中島正愛：鉄骨骨組の地震応答に及ぼす柱梁耐力比の影響（その 2：柱の塑性化を許

- す鉄骨骨組の地震応答), 日本鋼構造協会鋼構造論文集, Vol.6, No.23, 133-148 頁, 1999.9
- 2.10) 呉相勲・山田哲・秋山宏: 梁柱耐力比及び剛性比を考慮した梁降伏型鋼構造多層骨組の損傷分布則, 日本建築学会構造系論文集, No.506, 171-177 頁, 1998.4
- 2.11) 河野昭彦・松井千秋・清水るみ: SRC 構造多層ラーメン架構の全体崩壊機構形成に要求される柱梁耐力比の基礎的性質, 日本建築学会構造系論文集, No. 505, 153-159 頁, 1998.3
- 2.12) 中村敏治: 充填型大口径鋼管コンクリート柱及び架構の力学的性状に関する研究, 九州大学学位論文, 1999.4
- 2.13) 佐藤孝典・寺田岳彦・邵立・西村拓也: 粘弾性ダンパーを用いた細柱制震構造(その3: 細柱制震構造のコンセプトと設計例), 鉄構技術(STRUTECH), 65 - 71 頁, 2001.2
- 2.14) P.Somerville, et al. : Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project, SAC Background Document, Report No. SAC/BD-97-04, SAC Joint Venture, 555 University Ave., Sacramento, CA, 1997

第3章 柱梁耐力比及び柱梁剛性比の調査検討

3.1 序

本章は、図3.1のように現実的な鋼構造ラーメン骨組を魚骨形骨組にモデル化することによって、各床レベルの柱梁耐力比や柱梁剛性比がどのような値を取るかを調査し、変形集中抑制のために必要な柱梁耐力比と比較しその特性を検討するものである。検討の結果、一般的な鋼構造ラーメン骨組の柱梁耐力比が常に十分大きいという結果が得られれば、柱梁耐力比に注意して設計を進める必要性は薄らぐであろうし、逆の結果となれば柱梁耐力比が断面決定を支配する重要な要因となる可能性もある。なお、本章では、コンクリートスラブの合成効果による梁耐力の上昇は無視しており、柱脚は固定として設計された骨組を考察対象にしている。

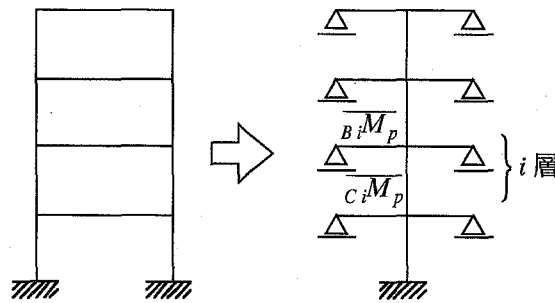


図 3.1 ラーメン骨組の魚骨形骨組へのモデル化

3.2 調査内容

3.2.1 対象骨組

調査対象とする骨組を次頁の図3.2，図3.3に示す。図3.2に示す18の骨組（一部のみ記載）は解析用骨組と呼ぶもので、一般的な鋼構造骨組の地震応答性状を解析的に検討する目的で設計されたものである。AR, BR, CRは文献3.1)で、BRIは文献3.2)で用いられている。AR, BRには図3.2に示した4層の他、スパンや基準階階高が等しい2, 8, 12層の骨組があり、CRには4層の他、2, 8層の骨組がある。BRI3とBRI9には骨組形状は同じで設計者が異なるAとBの2種の骨組がある。EXは著者が設計したもので図3.2に示した3層の他、スパン、階高が等しい6, 9層の骨組がある。

図3.3は実在骨組で、筆者を含む4名の実務設計者によって設計された12の骨組である。表3.1に12の骨組の層数、用途、設計者を示す。実在骨組については、図3.3に示す骨組形状、部材の断面形状、鋼種、各層の重量、地震地域係数Zの他、断面算定の際に留意した事項などの設計情報も、設計者から聞き取り調査を行った。部材の鋼種は、I骨組の柱はBCR295であるが、それ以外の柱はSTKR400である。梁材は全骨組でSS400となっている。地震地域係数Zは、B骨組、H骨組では0.8、その他の骨組は0.9である。

3.2.2 柱梁耐力比と柱梁剛性比の定義

2.2節で示したように、鋼構造骨組の層間変位応答は、適切にモデル化された魚骨形骨組によって近似できる。したがって、本研究では骨組の各床レベルでの柱、梁の弾性剛

表 3.1 考察対象とした実在骨組

骨組	層数	用途	設計者
A	3	店舗	K設計
B	3	店舗	K設計
C	3	工場	U設計
D	3	保育園	U設計
E	3	工場	KU設計
F	4	工場	KU設計
G	4	病院	KU設計
H	4	店舗	K設計
I	6	病院	KU設計
J	7	事務所	T設計
K	9	店舗	K設計
L	9	店舗	K設計

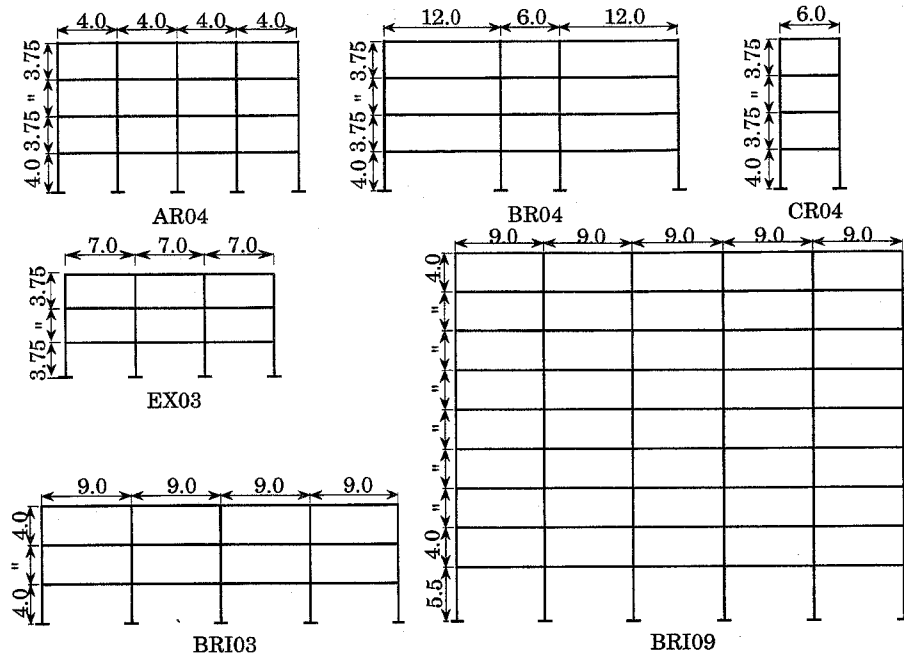


图 3.2 解析用骨組概略图

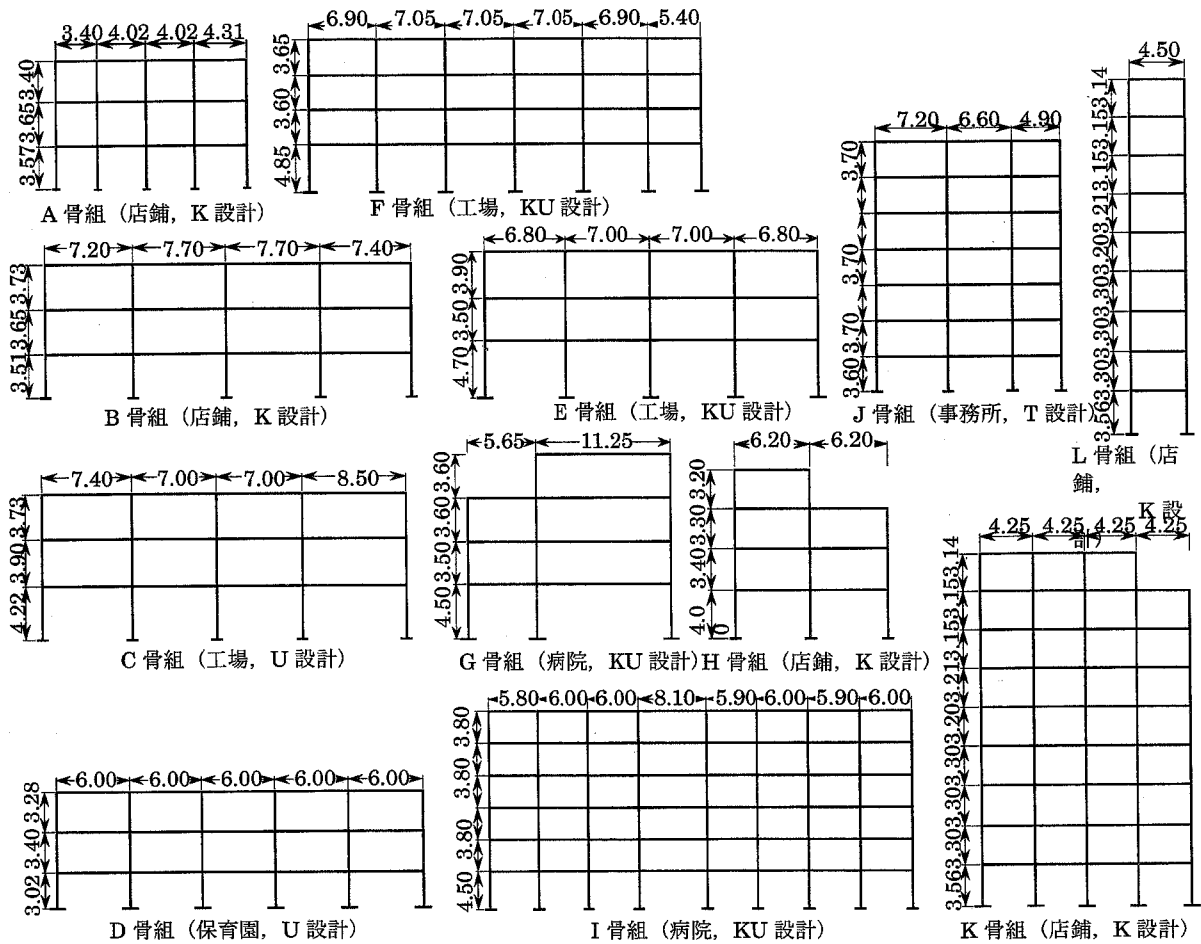


图 3.3 实在骨組概略图

性や耐力は、2.2節で示した方法で魚骨形骨組にモデル化することによって評価する。調査対象とする柱梁剛性比、および、柱梁耐力比は、モデル化された魚骨形骨組の諸量を用いて以下のように定義する。

柱梁剛性比

i 層の床レベルでの魚骨形骨組の柱の弾性剛性は、 i 層と $i+1$ 層での柱の弾性剛性の和として定義する。 i 層の床レベルでの柱梁剛性比 k は、魚骨形骨組における柱の弾性剛性を梁の弾性剛性で除した値として次式で与える。

$$k = \frac{(\overline{K_{Ci}} + \overline{K_{Ci+1}})}{\overline{K_{Bi}}} \tag{3.1}$$

ここで、

$\overline{K_{Ci}}$: (2.2) 式で定義した魚骨形骨組の i 層の柱の弾性剛性

$\overline{K_{Bi}}$: (2.4) 式で定義した魚骨形骨組の i 層の梁の弾性剛性

柱梁耐力比

i 層の床レベルでの魚骨柱の耐力は、 i 層での柱頭と $i+1$ 層での柱脚の魚骨柱の耐力の和として与える。 i 層の床レベルでの柱梁耐力比 γ は、魚骨形骨組における柱の耐力を梁の耐力で除した値と定義し、次式で与える。

$$\gamma = \frac{(\overline{C_i T M_p^*} + \overline{C_{i+1} B M_p^*})}{\overline{B_i M_p}} \tag{3.2}$$

ここで、

$\overline{C_i T M_p^*}$: (2.6.a) 式で定義した魚骨形骨組の i 層の柱頭の塑性モーメント

$\overline{C_{i+1} B M_p^*}$: (2.6.b) 式で定義した魚骨形骨組の i 層の柱脚の塑性モーメント

$\overline{B_i M_p}$: (2.9) 式で定義した魚骨形骨組の i 層の梁の塑性モーメント

3.3 解析用骨組、実在骨組の柱梁剛性比

表 3.2 は解析用骨組、表 3.3 は実在骨組について、魚骨形骨組へモデル化した際の柱梁剛性比を示している。

表 3.2によると、解析用骨組の柱梁剛性比は、一部の骨組の最上層を除くと、最小値は 1.47 で、2.0 程度以上の値をとるものが多い。また、最上層を除くと、いずれの骨組においても、上層へいくにしたがって大きな値となる傾向が認められるが、これは、各層の柱の外形寸法を同程度とした骨組が多く含まれているためである。また、表 3.3 に示す実在骨組においても、解析用骨組と同じような傾向が認められる。30 の骨組のうち BR02 では、他の骨組と比べると剛性比は小さくなっているが、これは、低層骨組であり、また、ロングスパンによる長期応力の影響によって、梁部材が柱部材に比べて比較的大きくなっているためである。

C骨組は第 3 層の柱梁剛性比が他の階に比べて大きくなっているが、これは施工性を考慮して柱は最下層から全て同寸法とし、梁は応力に対して相応の部材が用いられているためである。

I 骨組、J 骨組のような中層の骨組では、層数が増えたことによる軸力の影響で柱寸法が大きくなり柱梁剛性比は 2.5 程度以上となっている。

K 骨組と L 骨組は互いに直交した骨組である。L 骨組はアスペクト比が 6.5 の塔状骨組である。層間変位角を小さくするために柱の寸法は大きく設計されているため、柱梁剛性比は全体的に大きな値となっている。直交フレームの K 骨組はスパンが短いことで梁の断面は比較的小さいため、柱梁剛性比は L 骨組よりさらに大きいものとなっている。

表 3.2 解析用骨組の柱梁剛性比

骨組 \ Story	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
AR02											1.65	1.71
AR04									2.87	2.48	2.05	1.78
AR08					3.22	5.02	3.34	3.28	2.89	2.84	2.67	2.31
AR12	4.01	6.14	4.82	3.96	4.04	4.20	3.67	3.51	3.61	3.80	3.82	2.79
BR02											0.93	1.47
BR04									1.58	2.57	2.24	2.06
BR08					2.70	4.06	3.58	3.61	3.06	3.20	2.94	2.48
BR12	3.70	5.30	4.78	4.75	4.25	4.23	4.24	4.13	4.22	4.22	4.22	3.36
CR02											2.03	2.30
CR04									3.13	3.43	2.84	2.13
CR08					3.29	4.07	2.49	2.30	2.29	2.11	2.11	1.81
BRI03A										1.56	3.22	2.93
BRI09A				2.19	4.37	4.40	3.36	3.90	3.92	3.43	3.72	2.12
BRI03B										1.26	2.39	2.27
BRI09B				1.67	3.34	3.46	3.34	3.38	2.47	2.66	2.70	1.76
EX03										2.73	3.02	2.88
EX06							2.73	3.07	3.41	3.80	4.59	3.45
EX09				4.58	4.16	3.75	3.74	3.80	3.12	3.81	3.81	3.54

表 3.3 実在用骨組の柱梁剛性比

骨組 \ story	9	8	7	6	5	4	3	2	1
A							2.08	2.42	2.39
B							1.94	2.08	2.23
C							7.96	3.83	2.88
D							1.21	1.82	1.80
E							2.91	2.15	2.61
F						2.57	3.81	2.84	2.44
G						3.54	2.13	2.61	2.09
H						2.04	1.89	2.24	2.64
I				2.18	2.52	2.50	2.70	2.53	2.41
J			2.63	3.93	3.32	2.98	2.90	2.80	2.48
K	3.71	4.29	5.56	4.73	4.49	4.79	5.51	5.37	5.84
L	1.91	3.52	2.77	3.81	3.83	4.32	5.04	4.23	4.46

2.3節で述べたように、魚骨形骨組を用いて柱梁耐力比の影響について調べた研究では、柱梁剛性比が0.5～2.0の範囲で最大層間変位角に及ぼす影響を検討し、柱梁剛性比が増大するに連れてその影響は減少することを報告している。現実的な骨組では、上述のように、柱梁剛性比は概ね2.0を超えており、柱梁耐力比の影響は現れにくい状態になっている。

3.4 解析用骨組，実在骨組の柱梁耐力比

多スパンの解析用骨組各層の柱梁耐力比を図3.4に、実在骨組各層の柱梁耐力比を図3.5に、また、1スパン骨組の柱梁耐力比を図3.6に、それぞれ△印で示す。図3.4、図3.5によると、解析用骨組の柱梁耐力比は、大部分が1.5以上であり、2.0を超えているものも多い。BR02の下層の柱梁耐力比は1.22しかないが、この骨組は低層大スパンの骨組であるので、鉛直荷重に対する設計が断面決定に支配的な役割を果たしたためであろう。ただし、層数が多い骨組では、全層に分配されるべき損傷が特定層に集中すれば損傷集中層の負担は大きくなるが、BR02は2層の骨組であるので、柱梁耐力比が不足して特定層への変形集中が起こっても極端に応答が変化するとは考えにくい。また、CR08も柱梁耐力比が1.4と相対的に小さいが、この骨組は8層1スパンの骨組であり、梁せん断力による柱付加軸力が大きく、軸力によって柱の曲げ耐力が低減されていることも影響している(軸力の影響は後で記述)。このような一部の例外を除くと、解析用骨組の柱梁耐力比は概ね1.5以上であり、2.3節で述べた既往の研究結果と比べると、層間変位応答を一様化するために必要な柱梁耐力比をもつ骨組と判断できる。

解析用骨組の柱梁耐力比が比較的大きな値を取る理由としては、これらの骨組は地震応答解析を行うために設計された骨組であるので、設計者が強くは意識していないとしても、良好な地震応答解析結果を得るために柱梁耐力比の大きな骨組を設計したという可能性もある。

図3.5によると、実在骨組についても柱梁耐力比は1.5を超えるものが大部分となっている。実在骨組については、冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル(改訂版)^{3.3)}の規定を考慮して柱梁耐力比が1.5以上になるように設計された骨組が含まれている可能性はあるが、少なくとも過半数の骨組はこのような規定を考慮せずに設計されている。このように特に柱梁耐力比に配慮せずに設計された骨組においても、柱梁耐力比が比較的大きな値をとることに關しては、以下のような理由が挙げられる。

(1) 定義式から柱梁耐力比は1.0以下にはならない値である。

ある層のほとんどの節点において梁耐力の方が柱耐力より上回っていても、1つの節点だけ十分に強い柱があれば層崩壊は起こさないはずである。そのような性状を考慮して魚骨形骨組への置換は行われているので、1つでも柱の耐力が梁または接合部パネルの耐力を上回る節点があれば、柱梁耐力比は1.0より大きくなる。このような性状を考慮したのが前章で示した魚骨形骨組へのモデル化であり、(3.2)式で与えられる柱梁耐力比は最小で1.0となる。

梁の耐力が柱の耐力に比べてかなり大きい骨組においても、接合部パネルの耐力が柱耐力より小さい節点が1つでもあれば柱梁耐力比は1.0より大きくなる。接合部パネルの耐力は柱の耐力より小さいことが多いので^{3.4), 3.5)}、柱梁耐力比は比較的大きな値を示すことになる。

B骨組、F骨組では、梁材は柱材に比べて、塑性断面係数が大きい断面を使用している骨組であるが、上記の理由で、図3.5で示す柱梁耐力比の値は、両骨組とも1.5を上回っている。

(2) 外柱は内柱と同一断面で設計されることも多い。

図3.8で示すように、外柱と内柱の耐力が等しく、内側節点での左右の梁の塑性モーメントが等しいと仮定すると、内側節点での梁耐力は $2 B_i M_p$ 、外側節点での梁耐力は $B_i M_p$ となり、外側節点での柱梁耐力比は内側節点の2倍程度大きな値を示すことになる。したがって、外柱と内柱を同一断面で設計すると、外柱は梁の曲げ耐力に対して大きな余力を持つことになる。

図3.6、図3.7の◇の破線は、外側節点での柱梁耐力比、○の破線は内側節点での柱梁耐力比、■は

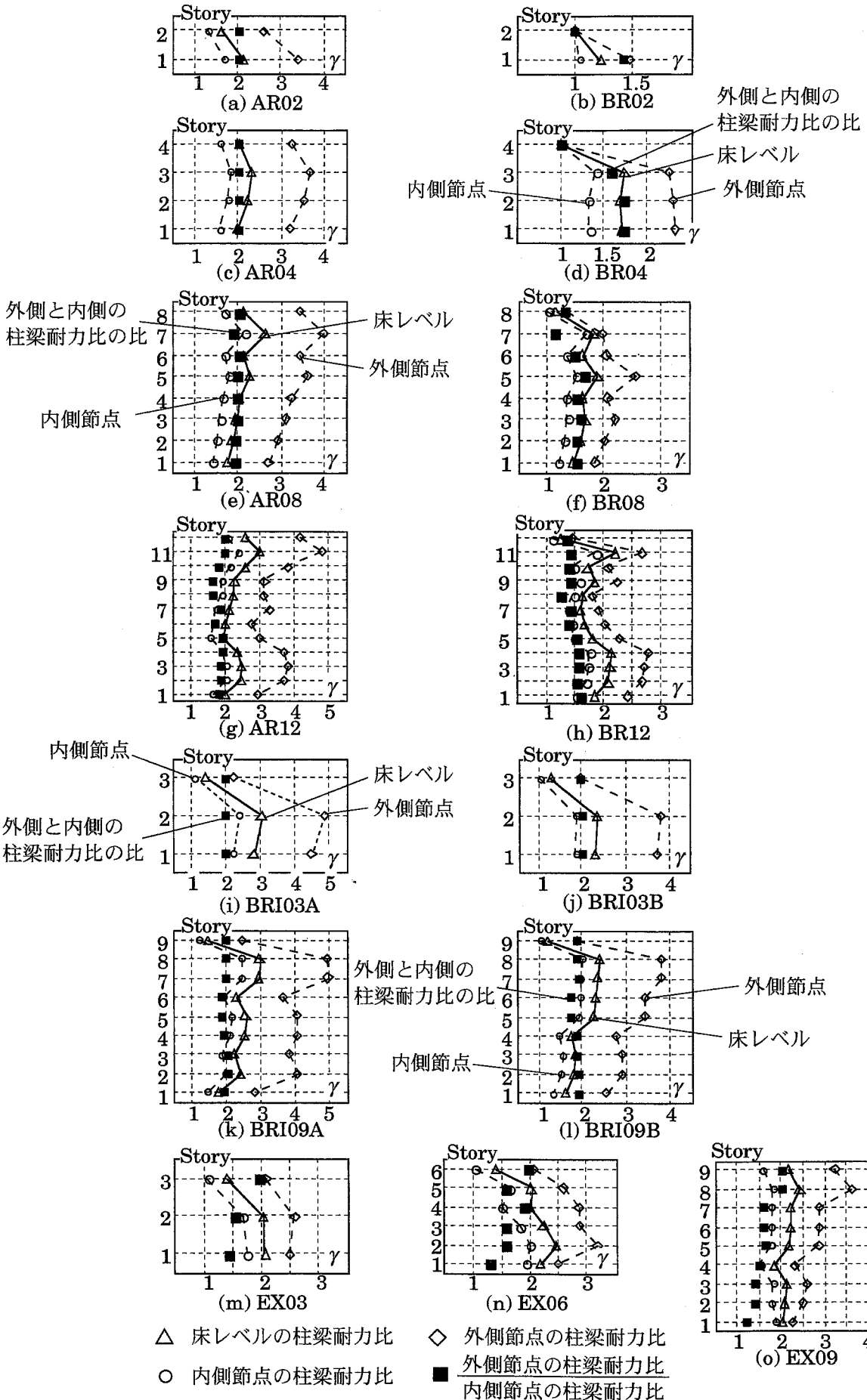


図 3.4 解析用骨組の柱梁耐力比 γ

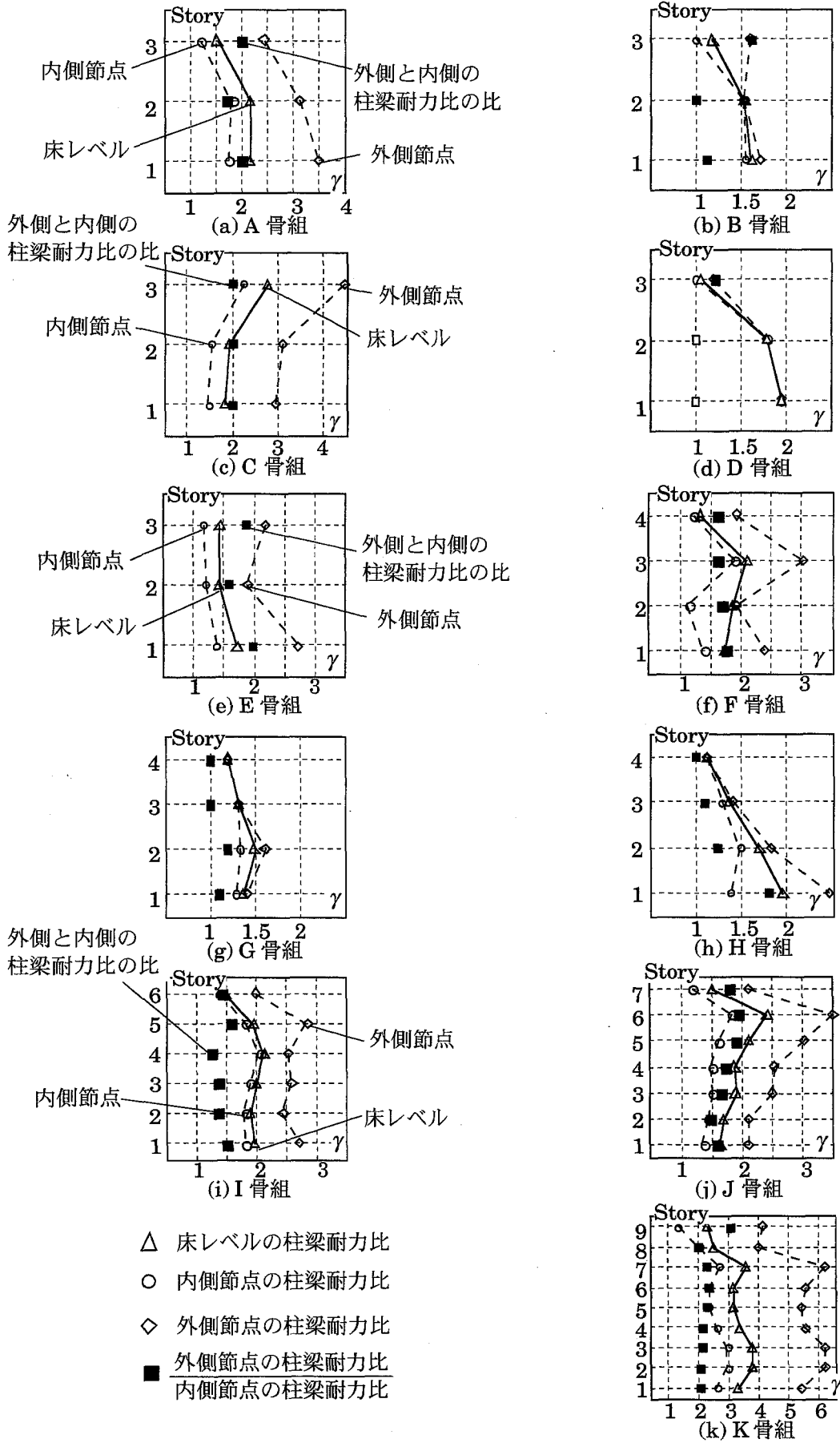


図 3.5 実在骨組の柱梁耐力比 γ

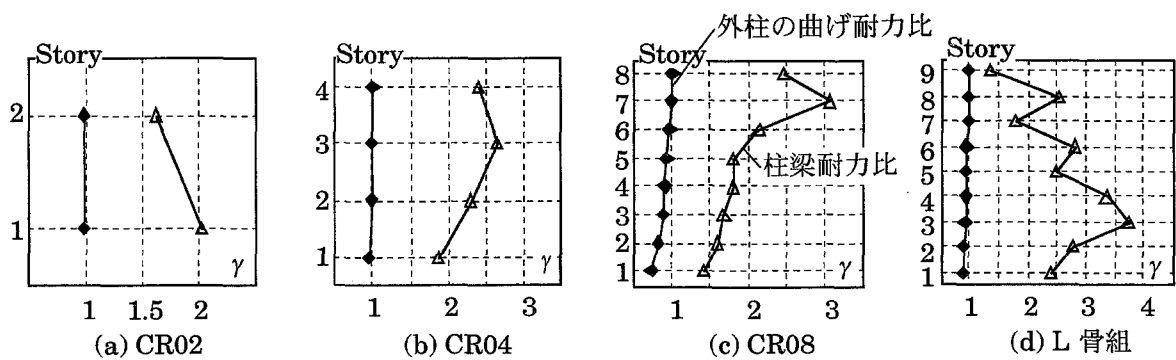


図 3.6 1 スパン骨組の柱梁耐力比 γ 及び外柱の曲げ耐力比

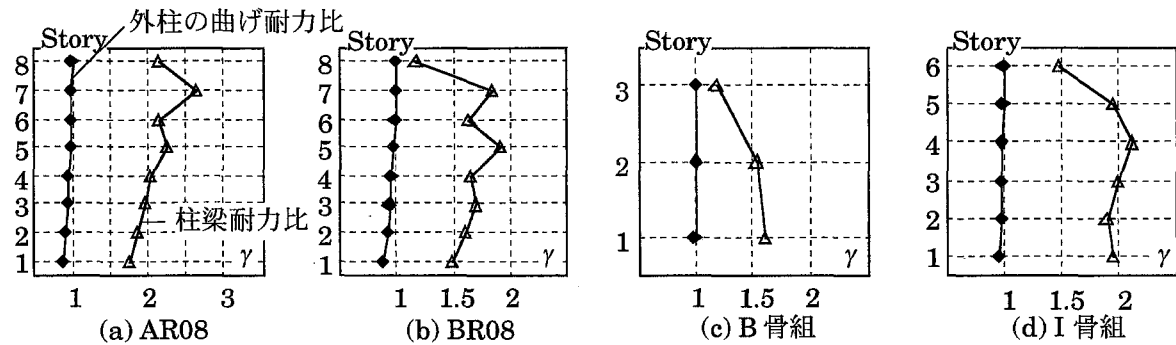


図 3.7 多スパン骨組の柱梁耐力比 γ 及び外柱の曲げ耐力比

外側節点での柱梁耐力比を内側節点での柱梁耐力比で除した値である。

図 3.6, 図 3.7 より, 全ての骨組で, \diamond で示す外側節点での柱梁耐力比が \circ で示す内側節点での柱梁耐力比を上回り, \blacksquare は上記で述べたように 2.0 程度となるものも多い。

(3) 柱梁耐力比の算定に用いているのは, 節点塑性モーメントである。

前章(2.5)式で示したように, 柱の節点塑性モーメントは, 階高 H_i を柱の実長 h_i で除した値を乗じることによって算定している。また, 梁の節点塑性モーメントは, (2.7)式より梁の節点間距離 L を梁の実長 l で除した値を乗じることによって算定している。すなわち, 節点位置での塑性モーメントは, 柱・梁共に増大し, 増大分の割合は柱では D/h_i , 梁では B/l となる。したがって増大分の割合の柱と梁の比は次のように表される。

$$\frac{D/h_i}{B/l} = \frac{D}{B} \cdot \frac{l}{h_i} \quad (3.3)$$

一般的には, 最上層を除く多くの層で, 梁せいが柱幅より大きいことから, 接合部パネルは, 概ね, パネルせい D はパネル幅 B より大きい。また, 鋼構造骨組では梁の内法長さ l が柱の内法長さ h_i より長いのが普通であろう。その結果, 節点位置での柱の塑性モーメントの増大率は梁の塑性モーメントの増大率より大きくなり, 柱と梁の断面の塑性モーメントが同じであっても, 柱梁耐力比は 1.0 より大きくなる。

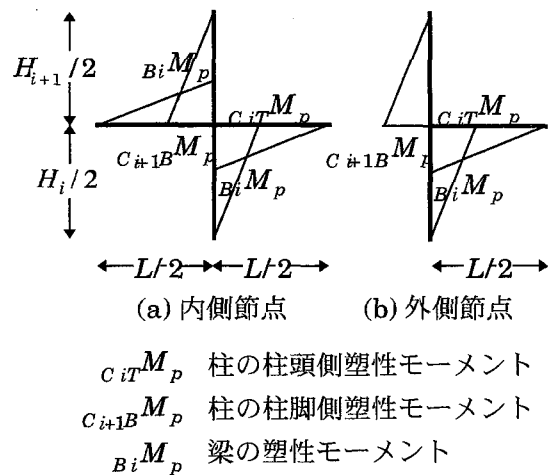


図 3.8 内側節点, 外側節点での耐力

$C_{iT}M_p$ 柱の柱頭側塑性モーメント
 $C_{i+1B}M_p$ 柱の柱脚側塑性モーメント
 B_iM_p 梁の塑性モーメント

(4) 柱の外形寸法は、上層でもあまり変化させない設計も多い。

実設計では、施工性を重視して、柱の外形寸法が最下層と同程度になるように設計される場合が多い。

C, D, F, J 骨組は、施工性を考慮し、柱材の外形寸法をほとんど変化させていない。このため、上層での柱の耐力が過大となり、柱梁耐力比は大きな値を示す。さらに、解析用骨組においても上層の柱材の外形寸法を最下層とほとんど変化させていないので、柱梁耐力比が大きくなっており、上層ほどその傾向が強く現れている。

(5) 中低層骨組では、軸力による柱の曲げ耐力の低下は小さい。

中低層骨組の最下部では、柱の軸力比は 0.1 ~ 0.2 程度の値であることが多い。柱に生じる曲げモーメントの許容値は、軸力比が 0.1 であれば 1 割程度低減される。一方、軸力による塑性モーメントの低減は、1 割程度の軸力比ではほとんど無視できる程度である。このように、軸力による曲げモーメントの許容値の低減に比べて、塑性モーメントの低減は小さいので、柱も梁も同時に許容応力度に達するように設計された骨組であっても、終局耐力について求めた柱梁耐力比は 1.0 以上の値になる。

図 3.6 の◆は、1 スパン骨組について、図 3.7 の◆は、多スパン骨組について、水平荷重によって圧縮軸力が付加される側の外柱の曲げ耐力を、引張軸力が付加される側の外柱の曲げ耐力で除した値を示している。なお、図 3.7 の多スパン骨組は、AR, BR の 8 層骨組、実在骨組は両側外柱の鋼材が等しい B, I 骨組について示している。

図 3.6, 図 3.7 によると、CR08 を除く骨組では、軸力による柱の曲げ耐力の影響はほとんど認められない。CR08 では、柱梁耐力比が小さくなるに連れて、柱軸力の影響は大きくなっていき、最下層では、圧縮軸力が付加される側の柱の曲げ耐力は反対側の 70 % 程度となっている。CR08 のように付加軸力による外柱の曲げ耐力の変化が顕著な骨組については、許容応力度設計を行なうにしても、塑性設計的な方法をとるにしても、付加圧縮軸力が生じるとして外柱の断面は決定されるはずであり、両側外柱の耐力差分の余力を圧縮軸力が減少する側の外柱は持つことになる。

(6) その他

以上に述べた理由に比べると一般性は低いですが、次のような理由も挙げられる。

・直交構面が影響するとき

A 骨組は直交構面が大スパンの骨組であり、K 骨組は直交構面の塔状比が大きい骨組である。このような骨組では、直交構面の設計で柱断面が大きくなり、柱梁耐力比が大きくなる。

・最下層の階高が他層より高いとき

F 骨組は、最下層の階高が大きいため、最下層の柱の耐力を大きくする必要があり、さらに、(3.4) で示したように、施工性を考慮し同寸法の柱を 2 層毎に用いた骨組である。このため、柱の耐力が過大となり、上層で柱梁耐力比は大きな値を示す。

・柱と梁の鋼材種が異なるとき

I 骨組では、柱に BCR295 が用いられている。このような場合でも降伏点が高いことを特に考慮することなく断面算定が行なわれる場合も多く、柱梁耐力比が大きくなる。

3.5 結論

18 の解析用骨組、12 の実在骨組について、床レベルでの柱梁耐力比を調査した。その結果、中低層鋼構造骨組の柱梁耐力比は、特に強い意志を持って設計されない場合でも 1.5 程度を大きく超える傾向があることを示した。したがって、特定層への変形集中を抑制するための柱梁耐力比が鋼構造骨組を設計する上での厳しい条件となる可能性は低いと考える。なお、ここで対象とした柱梁耐力比はあくまで特定層への変形集中を抑制するための値であり、柱の塑性化を抑制するための柱梁耐力比は節点ごとに定義された値を用いて別途論じられるべきであると考えている。

参考文献

- 3.1) 井上一朗・東清仁・小川厚治・多田元英・長谷川隆：角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の地震応答（その1 解析骨組の設計），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 構造 III，269-270 頁，1995.8
- 3.2) 長谷川隆・高橋賢司・関光雄・長尾直治・向井裕貴・福田浩司：日米の鉄骨造建物の耐震性能比較（その1 建物の概要と力学特性），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 構造 III，903-904 頁，1998.9
- 3.3) 日本建築センター：冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル(改訂版)，2005.6
- 3.4) 柳原秀和・井上一朗・多田元英・桑原進：角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の弾性層間変形成分とパネル・柱降伏比，日本建築学会大会学術講演梗概集，C 構造 II，1559-1560 頁，1993.9
- 3.5) 桑原進・小川厚治・井上一朗：柱梁接合部パネルを考慮した部材間耐力比と保有水平耐力略算法，日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集，Vol.6，357-362 頁，1998.11

第4章 適正な層せん断力係数分布

4.1 序

この章では、地震下で重層骨組に用いる層せん断力について検討し、高さ方向の最適な耐力分布を明らかにする。すなわち、本章ではまず、層せん断力係数分布 A_i についての既往の研究から得られた知見をもとに、層せん断力係数分布 A_i を誘導する。更に、層せん断力係数分布 A_i について既に提示されている提案式の中から2つの式を取り上げ、それらの2つの式、本章で誘導した式、以上3つの設計用地震荷重分布に関する提案式を比較し、その妥当性を検討する。

4.2 層せん断力係数分布の誘導

本節では、層せん断力係数分布 A_i についての既往の研究から得られた知見をもとに、層せん断力係数分布 A_i を誘導する。

弾性系の最大層せん断力分布、および、弾塑性系の各層の塑性変形を一様化する最適層せん断力分布に関しては、次のような性質があることが知られている^{4.1-4.3)}。

- (1) その層より上部の重量を構造物の全重量で除した無次元高さ α_i の関数として、層せん断力係数を表すと、その分布形は層数や剛性分布、質量分布などに影響されず概ね狭い帯域に収まる。
- (2) 弾塑性構造物の各層の損傷を一様化する層せん断力係数分布は、弾性構造物の最大層せん断力係数分布と比べると、上層部で若干小さくなる傾向は認められるが、かなり類似している。

現行の耐震規定が、無次元高さ α_i の関数として層せん断力係数分布を表していること、弾性挙動を前提とした1次設計と、弾塑性挙動を前提とした2次設計で層せん断力係数分布を変えていないことは、上記のような研究成果に基づいている。

以上の結果を前提とすると、無次元高さ α_i の連続関数として設計用層せん断力係数分布を求めるためには、できるだけ多くの質点数を持つせん断形多自由度系モデルの応答解析結果によるのが適当である。このような意味で、上記の文献4.2)では最大21質点系、文献4.4)では最大20質点形の地震応答解析を行っている。しかし、できる限り多くの質点を持つ系の地震応答解析結果に基づくことが有利であるなら、むしろ、最初から無限数の質点を持つせん断形モデル(せん断棒)の地震応答解析を行う方が適当である。更に、上記の既往の研究成果から、無次元高さ α_i の関数として表された設計用層せん断力係数分布が剛性分布や質量分布、弾性・弾塑性の区別にも影響されないと考えれば、設計用層せん断力分布を得るための解析には、質量・剛性が一様分布する弾性体を用いるのが、単純で、かつ、合理的である。

したがって、ここでは、一様な剛性分布、質量分布を持つせん断弾性棒の最大せん断力応答から設計用地震荷重分布を定量化する。ただし、ここではせん断弾性棒の最大せん断力応答を主に扱うが、その最大値の大きさは全く問題にしない。弾性構造物の最大せん断力応答を扱うのは、その荷重分布の形が弾塑性構造物についても類似したものになると考えているからである。

図4.1に示すような、地動加速度 \ddot{y} を受ける長さ H の一様せん断棒を考え、 x を高さ方向座標、 v を水平変位、 ρ を分布質量、 G をせん断剛性とする、減衰を無視した場合の動的釣合方程式は次式となる^{4.5-4.7)}。

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} - G \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = -\rho \ddot{y} \quad (4.1)$$

上式の右辺、外力項を無視した自由振動方程式を、境界条件を考慮して解くと、 k 次の固有円振動数 ω_k 、固有周期 T_k 、固有振動形 $f_k(x)$ は次のようになる。

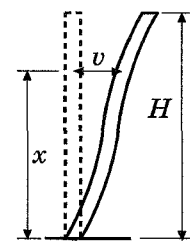


図4.1 一様せん断棒

$$\omega_k = \frac{\pi(2k-1)}{2H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (4.2)$$

$$T_k = \frac{2\pi}{\omega_k} = \frac{4H}{(2k-1)} \sqrt{\frac{\rho}{G}} \quad (4.3)$$

$$f_k(x) = \sin \frac{\pi(2k-1)x}{2H} \quad (4.4)$$

水平変位 $v(t, x)$ は、各振動形の和の形で次のように表される。

$$v(t, x) = \sum_{k=1}^{\infty} a_k(t) f_k(x) \quad (4.5)$$

(4.5) 式を (4.1) 式に代入して、固有振動形の直交性を利用して整理し、更に、粘性減衰を考慮すると、 k 次振動の運動方程式は次のようになる。

$$\ddot{a}_k(t) + 2\zeta_k \omega_k \dot{a}_k(t) + \omega_k^2 a_k(t) = -\beta_k \ddot{y} \quad (4.6)$$

ただし、 ζ_k および β_k は、それぞれ k 次の減衰定数、刺激係数であり、 β_k は次式で与えられる。

$$\beta_k = \frac{\int_0^H \rho f_k(x) dx}{\int_0^H \rho f_k(x) f_k(x) dx} = \frac{8}{\pi(2k-1)} \quad (4.7)$$

ここで、入力地震外乱 \ddot{y} に対する擬似速度応答スペクトルを周期 T の関数として $S_V(T)$ と表すと、 $a_k(t)$ の最大応答値 $a_{k, \max}$ は次式となる。

$$a_{k, \max} = \frac{\beta_k}{\omega_k} S_V(T_k) = \frac{16H}{\pi^2(2k-1)^2} \sqrt{\frac{\rho}{G}} S_V(T_k) \quad (4.8)$$

解析目的であるせん断力 $Q(t, x)$ は次式で表される。

$$Q(t, x) = \sum_{k=1}^{\infty} a_k(t) G \frac{df_k(x)}{dx} \quad (4.9)$$

最大応答値を得るために 2 乗和の平方根法を用いると、最大せん断力 $Q_{\max}(x)$ は次式となる。

$$Q_{\max}(x) = \sqrt{\sum_{k=1}^{\infty} \{a_{k, \max} G \frac{df_k(x)}{dx}\}^2} = \frac{8\sqrt{\rho G}}{\pi} \sqrt{\sum_{k=1}^{\infty} \frac{S_V^2(T_k)}{(2k-1)^2} \cos^2 \frac{\pi(2k-1)x}{2H}} \quad (4.10)$$

地震外乱の擬似速度応答スペクトルは短周期域を除くと概ね一定となる性質があることを考慮して、次式を仮定する。

$$S_V(T) = S_{VO} \quad (\text{定数}) \quad (4.11)$$

(4.10) 式は、次のようになる。

$$\begin{aligned} Q_{\max}(x) &= \frac{8\sqrt{\rho G} S_{VO}}{\pi} \sqrt{\sum_{k=1}^{\infty} \frac{1}{(2k-1)^2} \cos^2 \frac{\pi(2k-1)x}{2H}} \\ &= \frac{8\sqrt{\rho G} S_{VO}}{\pi} \sqrt{\sum_{k=1}^{\infty} \frac{1}{(2k-1)^2} \frac{1 + \cos \frac{\pi(2k-1)x}{H}}{2}} \\ &= S_{VO} \sqrt{8\rho G \frac{H-x}{H}} \end{aligned} \quad (4.12)$$

ただし、上式の整理には次の級数公式を用いている^{4.8)}。

$$\begin{aligned} \sum_{k=1}^{\infty} \frac{1}{(2k-1)^2} &= \frac{\pi^2}{8} \\ \sum_{k=1}^{\infty} \frac{1}{(2k-1)^2} \cos \frac{\pi(2k-1)y}{c} &= \frac{\pi^2(\frac{c}{2} - y)}{4c} \quad \text{ただし、} \quad 0 < y < c \end{aligned}$$

(4.12) 式の最大せん断力 $Q_{\max}(x)$ をこの位置より上の重量 $g\rho(H-x)$ (g : 重力加速度) で除いてせん断力係数を求め、更に、基部のせん断力係数で除いてせん断力係数分布 A_i を求めると、次のよ

うになる。

$$A_i = \frac{Q_{\max}(x)}{g \rho (H-x)} / \frac{Q_{\max}(0)}{g \rho H} = 1 / \sqrt{\frac{H-x}{H}} \quad (4.13)$$

ここで、無次元高さ α_i の表現を用いる。すなわち、

$$\alpha_i = \frac{\int_x^H g \rho dx}{\int_0^H g \rho dx} = \frac{H-x}{H} \quad (4.14)$$

せん断力係数分布 A_i は次式となる。

$$A_i = \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} \quad (4.15)$$

上式は弾性構造物の各層の最大層せん断力応答分布を表すものであり、各層の弾性限界せん断耐力の分布が上式と一致する骨組は、層が降伏する可能性がどの層でも同じとなることが期待できる。ただし、上式は、地震外乱の擬似速度応答スペクトルが周期にかかわらず一定値であるという仮定に基づいている。地震動の擬似速度応答スペクトルは短周期域では周期に比例して減少する性質があるので、(4.15)式は高次モードの影響を過大に評価する傾向をもつ。

4.3 解析概要

本節では既に提案されている中から A_i 分布についての2つの式を取り上げ、それらの2つの式、前節で誘導した式、以上の設計用地震荷重分布に関する3つの提案式について比較、検討する。

まず、国土交通省告示は、層せん断力係数分布 A_i が基本固有周期 T_1 に依存することを考慮した次式を規定している^{4.9)}。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T_1}{1 + 3T_1} \quad (4.16)$$

ここで α_i は i 層より上部の重量を全重量で除した値である。 T_1 は厳密には固有値解析によって求められるが、部材寸法が指定されていなければ計算できない。 T_1 は主に建物の高さ H に関係するという経験則に基づいて、鋼構造骨組では建物の高さ H に 0.03 を乗じた値とする。

秋山らは、強震を受けるせん断形多自由度系の各層の累積塑性変形倍率を一様化する最適降伏せん断力係数分布として、数値解析により試行錯誤的に次式を求め、提案している^{4.3, 4.4)}。

$$A_i = 1 + 1.5927\xi_i - 11.8519\xi_i^2 + 42.5833\xi_i^3 - 59.4827\xi_i^4 + 30.1586\xi_i^5 \quad (4.17)$$

ただし、 $\xi_i = 1 - \alpha_i$

この研究では前節で次式を導いた。

$$A_i = \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} \quad (4.18)$$

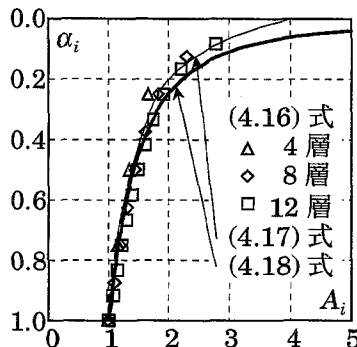


図4.2 A_i の比較

以上の3つの提案式を図4.2で比較する。この図によると、 α_i が0.2程度以下の最上層近傍で差異が生じ、(4.18)式による層せん断力係数分布が大きめの値を与える傾向が認められるが、最上層近傍以外では、全体的に概ね一致する結果を与えている。

解析骨組は、表4.1に示すせん断型多質点系である。層数は12, 8, 4の3種、階高はすべて3.5mとし、各層重量は一定とする。各層の荷重-変形関係はBi-linearの移動硬化型とし、第二分枝剛性比 τ は0, 1/3, 2/3の3種とする。設計用層せん断力を比例载荷すれば、全層が同時に降伏する骨組で、初期降伏時のベースシヤ係数 C_y は次式とする。

$$C_y = R_t C_0 \quad (4.19)$$

振動特性係数 R_t は第2種地盤を仮定し、基本固有周期 T_1 は建物の高さ H に0.03を乗じた値を用いる。 C_0 と初期降伏時の層間変位角 R_y を表4.1に示す。 C_0 は、 $\tau=0$ の骨組では0.3, $\tau=1/3$ または $2/3$ の骨組では0.2とした。 R_y は、 $C_0=0.2$ に相当するせん断力に対応する層間変位角が1/200, 1/400の2種の値をとるように設定している。層せん断力係数分布 A_i は、(4.16)式, (4.17)式, (4.18)式の3つの提案式を用いる。

図4.3は、表4.1で示した各骨組の基本固有周期 T_1 と、全層の設計用層せん断力 Q_y の和の関係を示したものである。横軸には、各骨組について求めた設計用層せん断力 Q_y の和を、(4.18)式の A_i を用いて設定した骨組の設計用層せん断力 Q_y の和で除した値 q_i をとっている。ここでは、採用した A_i の算定式によらず初期降伏時の層間変位角 R_y は一定としているので、各層の耐力と剛性は比例する。図4.3によると、耐力が大きい、つまり剛性が大きいほど基本固有周期が小さいという関係が認められるが、採用した A_i による基本固有周期 T_1 の差異は小さい。設計用層せん断力の和は、 q_i が1.02から0.96の間に収まり、どの A_i 分布で設定した骨組も耐力はほとんど変わらないが、12層骨組では(4.16)式が少し大きく、8層骨組では(4.16)式と(4.18)式は同程度で、4層骨組で(4.18)式が少し大きめの値をとっている。これは図4.2に示すように、(4.18)式による A_i 分布が最上層付近において、少し大きめの値をとる傾向があるが、建物中央部より少し下あたりでは、(4.16)式の A_i 分布の方が大きいためである。

地震応答解析の入力地震波は、ロサンゼルスでの50年間の発生確率が10%の20波の地震波(10/50地震群)、50年間の発生確率が2%の20波の地震波(2/50地震群)、計40波を用いた^{4.10)}。

いずれの解析でも PA 効果は無視している。また、数値積分の時間増分は基本固有周期の1/200以下

表4.1 解析骨組

骨組	層数	C_0	R_y	τ	T_1		
					(4.16)	(4.17)	(4.18)
F12k0d2	12	0.3	0.00750	0	1.715	1.759	1.737
F12k0d4			0.00375		1.213	1.243	1.228
F12k1d2		0.2	1/3	0.00500	1.715	1.759	1.737
F12k1d4				0.00250	1.213	1.243	1.228
F12k2d2			2/3	0.00500	1.715	1.759	1.737
F12k2d4				0.00250	1.213	1.243	1.228
F08k0d2	8	0.3	0.00750	0	1.275	1.294	1.278
F08k0d4			0.00375		0.902	0.915	0.904
F08k1d2		0.2	1/3	0.00500	1.275	1.294	1.278
F08k1d4				0.00250	0.902	0.915	0.904
F08k2d2			2/3	0.00500	1.275	1.294	1.278
F08k2d4				0.00250	0.902	0.915	0.904
F04k0d2	4	0.3	0.00750	0	0.948	0.943	0.931
F04k0d4			0.00375		0.670	0.667	0.658
F04k1d2		0.2	1/3	0.00500	0.948	0.943	0.931
F04k1d4				0.00250	0.670	0.667	0.658
F04k2d2			2/3	0.00500	0.948	0.943	0.931
F04k2d4				0.00250	0.670	0.667	0.658

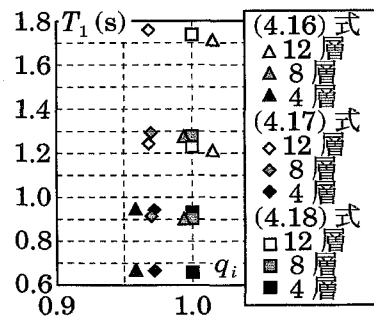


図4.3 基本固有周期 T_1 の比較

になるように設定している。

4.4 解析結果

まず、粘性減衰を1次、2次の減衰定数を共に0.01としたRayleigh型として解析を行った。

図4.4は12層骨組において、図4.5は8層骨組において、図4.6は4層骨組において、各地震群の20波に対する最大層間変位角の中央値 R_i と84%限界を示している。中央値 R_i は対数正規分布を仮定して求めており、各地震波に対する最大層間変位角 r_i の自然対数の平均値の指数関数として次式により求めた値である。

$$R_i = \exp \left(\frac{\sum_{n=1}^{20} \ln(r_i)}{20} \right) \quad (4.20)$$

また、84%限界は、最大層間変位角の自然対数の標準偏差を求め、この標準偏差の指数関数を中央値に掛けて求めている。

図4.4から図4.6に示す第二分枝剛性が1/3、2/3の骨組では、採用した A_i によらず、ほぼ全層の R_i が近い値をとっており、これら3つの式の A_i が適正值を近似するものであることを裏付けている。採用した A_i による差異は、いずれの図においてもあまり大きくないが、図4.1からも予想されるように、最上層付近において、(4.16)式の A_i を用いた骨組では R_i が大きくなり、(4.18)式の A_i を用いた骨組では R_i が小さくなる傾向が認められる。

表4.2は、各層の最大層間変位角の中央値 R_i の全層に関する最大値 R_{\max} を、すべての骨組について示したものである。また、各骨組について前節で述べた3つの式による層せん断力係数分布 A_i で設定した骨組の R_{\max} を比較し、最小となる R_{\max} の欄を灰色で示している。表4.2によると、採用した A_i による違いは小さいが、大半の解析例において、(4.18)式の A_i を用いた骨組の R_{\max} が最も小さくなっている。特に、第二分枝剛性が0の骨組や層数が多い骨組では、 A_i による差異が大きくなり、(4.18)式の A_i 分布を用いた骨組の R_{\max} が小さくなる傾向が顕著になっている。基本固有周期の関数で A_i を表した(4.16)式を用いた骨組の R_{\max} が小さくなるという傾向は認められない。

表4.2 Rayleigh型減衰 ($h_1=h_2=0.01$) を用いた場合の最大層間変位角応答の全層に関する最大値

骨組	$R_{\max}(\times 10^{-2})$					
	10/50地震群			2/50地震群		
	(4.16)	(4.17)	(4.18)	(4.16)	(4.17)	(4.18)
F12k0d2	2.00	2.03	1.72	6.58	5.63	5.16
F12k0d4	1.82	1.32	1.20	7.46	6.43	5.95
F12k1d2	1.41	1.31	1.19	2.72	2.80	2.68
F12k1d4	0.83	0.86	0.87	2.21	2.24	2.20
F12k2d2	1.55	1.46	1.29	3.25	3.33	3.06
F12k2d4	1.00	0.99	0.94	2.09	2.23	2.16
F8k0d2	1.93	1.92	1.65	7.03	5.82	5.73
F8k0d4	1.79	1.57	1.56	6.09	5.54	5.67
F8k1d2	1.41	1.38	1.32	3.17	3.21	3.19
F8k1d4	0.93	0.97	0.95	2.14	2.26	2.20
F8k2d2	1.69	1.54	1.41	3.32	3.32	3.23
F8k2d4	1.02	1.02	1.00	1.90	1.96	1.95
F4k0d2	2.35	2.43	2.38	7.06	6.43	7.14
F4k0d4	2.17	1.99	2.22	7.52	7.25	7.52
F4k1d2	1.93	1.89	1.83	4.50	4.32	4.21
F4k1d4	1.30	1.28	1.26	2.97	3.00	2.92
F4k2d2	2.16	1.93	1.91	3.91	3.77	3.71
F4k2d4	1.32	1.23	1.21	2.76	2.79	2.71

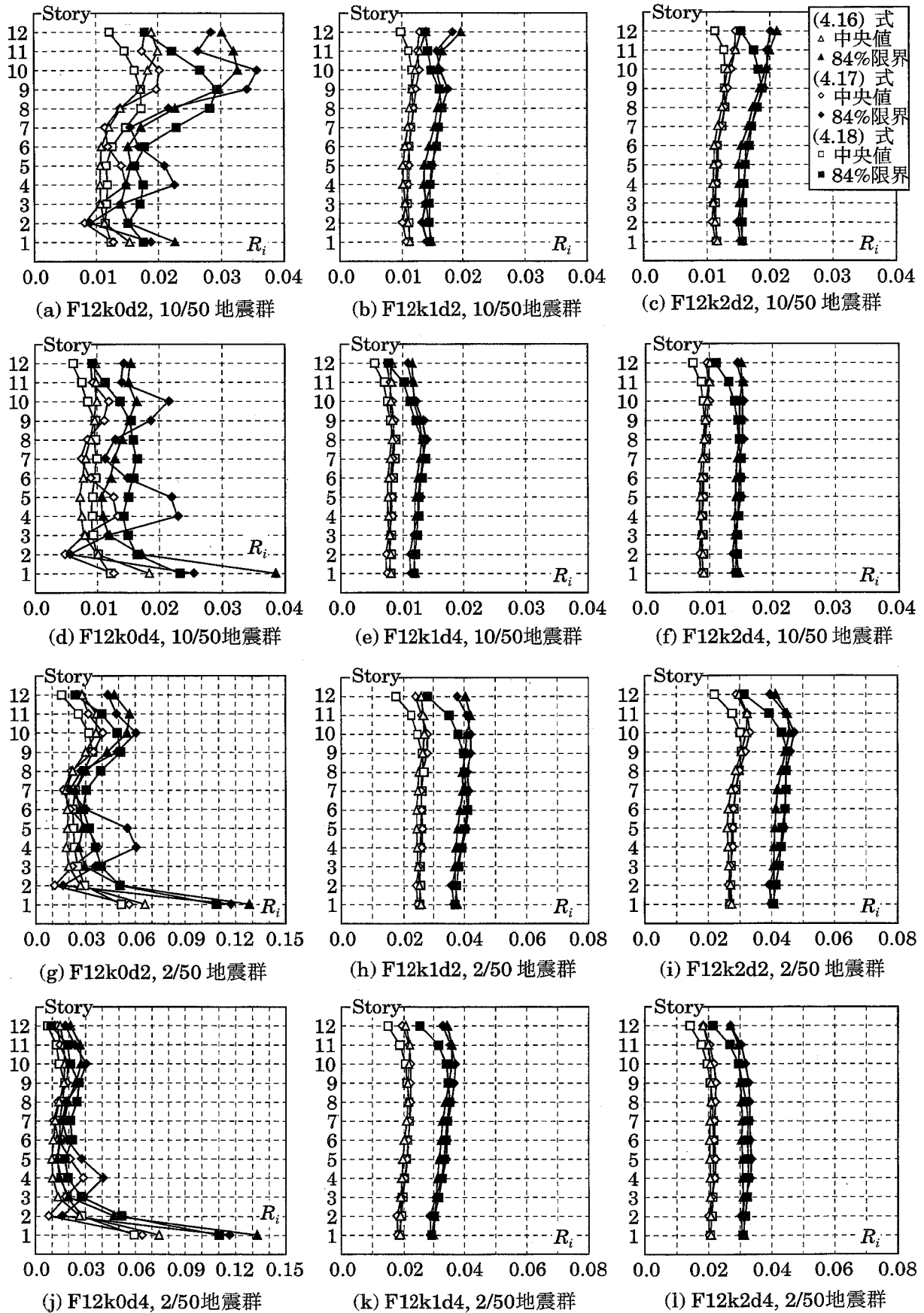


图 4.4 最大層間変位角応答

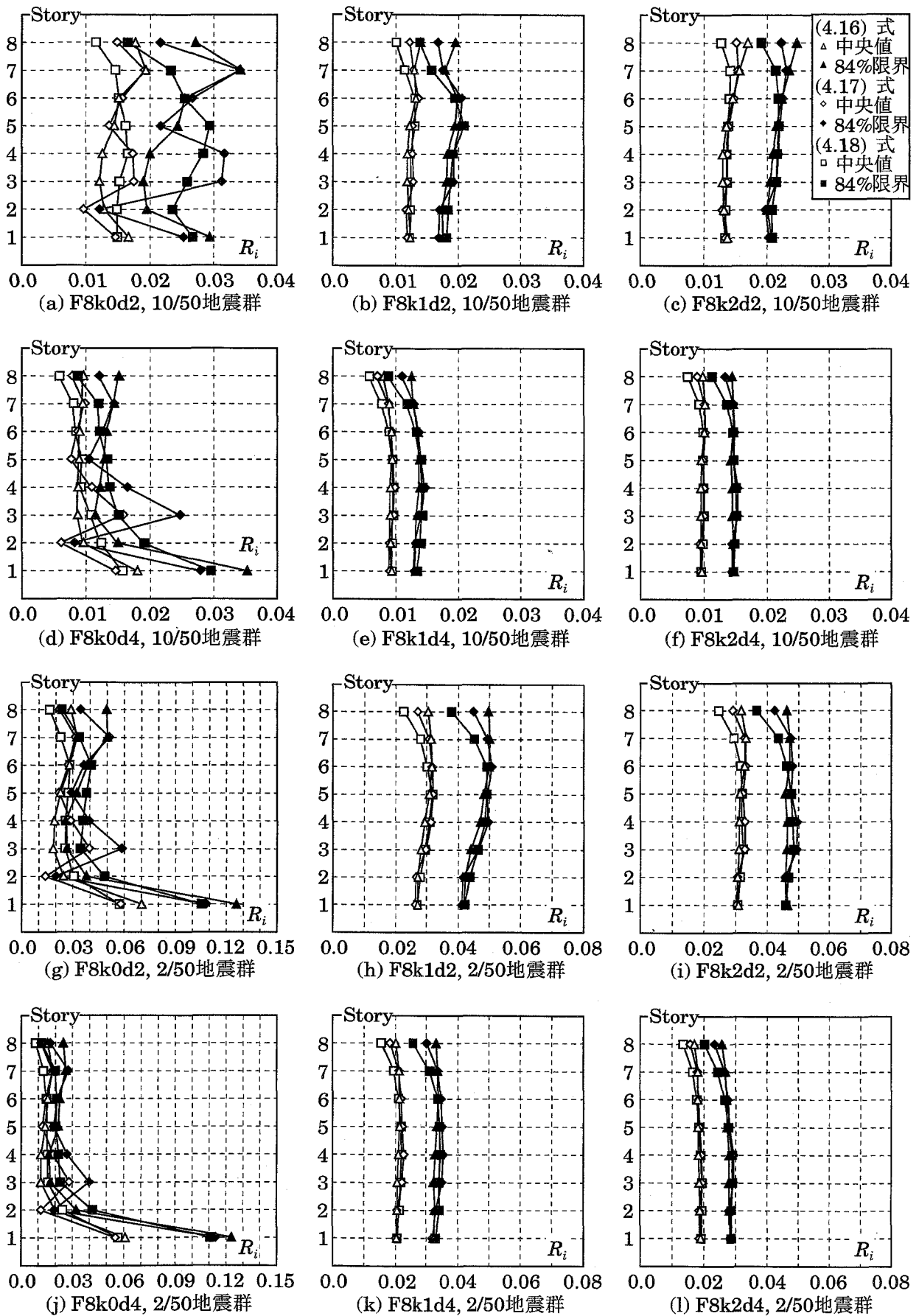
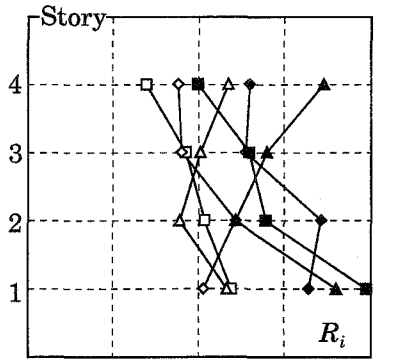
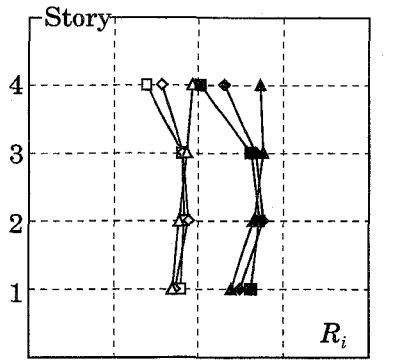


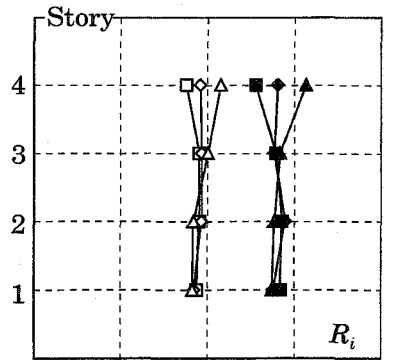
图4.5 最大層間変位角応答



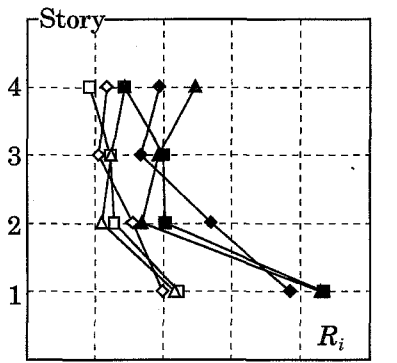
(a) F4k0d2, 10/50地震群



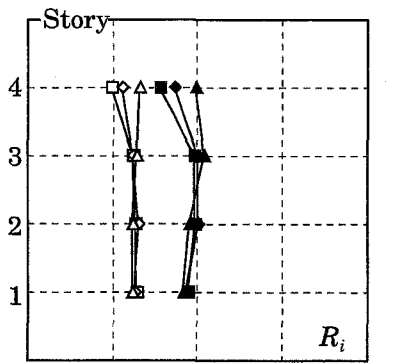
(b) F4k1d2, 10/50地震群



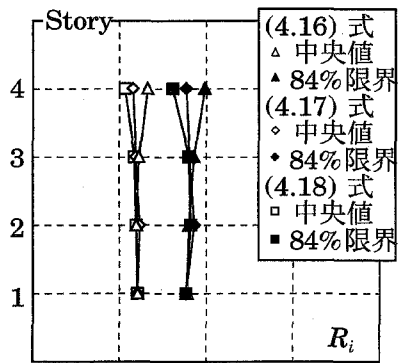
(c) F4k2d2, 10/50地震群



(d) F4k0d4, 10/50地震群

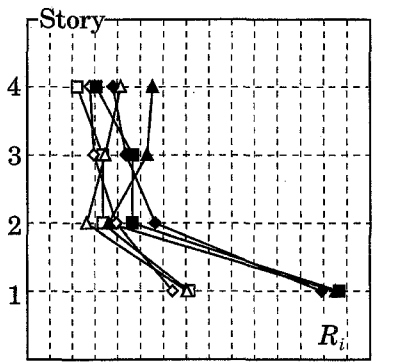


(e) F4k1d4, 10/50地震群

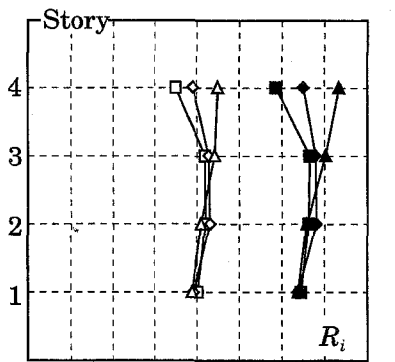


(f) F4k2d4, 10/50地震群

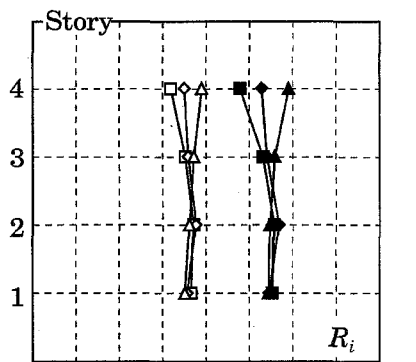
(4.16) 式
 \triangle 中央値
 \blacktriangle 84% 限界
(4.17) 式
 \diamond 中央値
 \blacklozenge 84% 限界
(4.18) 式
 \square 中央値
 \blacksquare 84% 限界



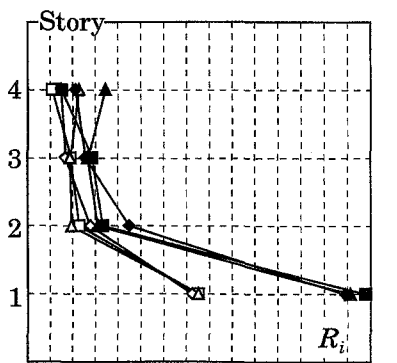
(g) F4k0d2, 2/50地震群



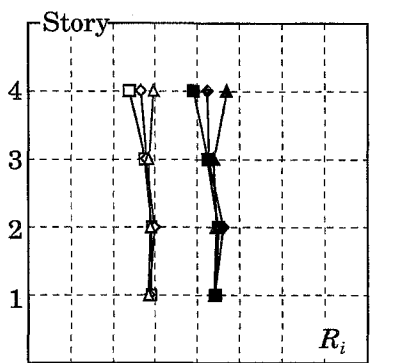
(h) F4k1d4, 2/50地震群



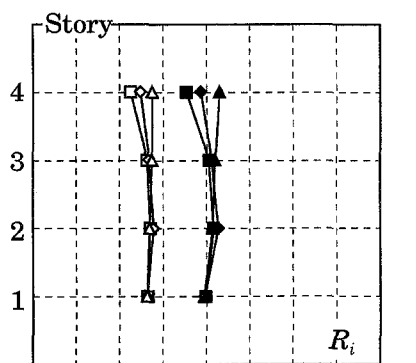
(i) F4k2d4, 2/50地震群



(j) F4k0d4, 2/50地震群



(k) F4k1d4, 2/50地震群



(l) F4k2d4, 2/50地震群

图4.6 最大層間変位角応答

4.5 減衰の違いによる影響

前節では、粘性減衰を1次、2次の減衰定数を共に0.01としたRayleigh型として地震応答解析を行った。しかし、鉄骨建物の実務設計では1次の減衰定数を0.02とした剛性比例型が多く用いられており^{4.11)}、地震下で生じる層せん断力分布が減衰型によって変化することは付録でも示している。そこで、本節では減衰定数、減衰型を変えて地震応答解析を行い、その結果を基に粘性減衰の違いが最大層間変位角応答に及ぼす影響について検討する。

4.5.1 減衰定数の違いによる影響

ここでは減衰定数の違いによる影響を検討する。前節では、粘性減衰を1次、2次の減衰定数を共に0.01としたRayleigh型として解析を行った。そこで、ここでは、1次、2次の減衰定数を共に0.02としたRayleigh型として地震応答解析を行う。

表4.3は、1次、2次の減衰定数を共に0.02としたRayleigh型とした場合の最大層間変位角の中央値 R_i の全層に関する最大値 R_{max} を、表4.2と同様に全ての骨組について示したものである。表4.3によると、10/50地震群においては、1次、2次の減衰定数を共に0.01とした場合と同様に、(4.18)式の A_i を用いた骨組の R_{max} が最も小さくなっている場合が多数となっている。

外乱レベルが大きい2/50地震群について R_{max} が最小となる骨組の数を数えると、(4.16)式は7骨組、(4.17)式は3骨組、(4.18)式は8骨組で、(4.16)式を用いた骨組と(4.18)式を用いた骨組では同数程度となっている。ただし、第二分枝剛性が0の12層骨組(F12k0d2, F12k0d4)などでは、(4.18)式の A_i を用いた骨組の R_{max} が(4.16)式を用いた骨組に比べてかなり小さくなっているが、(4.16)式の A_i を用いた骨組の R_{max} が最小になる場合であっても、(4.18)式の A_i を用いた骨組の R_{max} との差は小さい。以上の結果から、1次、2次の減衰定数が0.02のRayleigh型とした場合についても、(4.18)式の A_i を用いた骨組では R_{max} が小さくなる傾向が認められると判断した。

表4.3 Rayleigh型減衰 ($h_1=h_2=0.02$) を用いた場合の最大層間変位角応答の全層に関する最大値

骨組	$R_{max}(\times 10^{-2})$					
	10/50地震群			2/50地震群		
	(4.16)	(4.17)	(4.18)	(4.16)	(4.17)	(4.18)
F12k0d2	1.76	1.85	1.61	5.64	4.97	4.65
F12k0d4	1.57	1.16	1.08	6.02	5.22	4.88
F12k1d2	1.27	1.23	1.14	2.55	2.64	2.56
F12k1d4	0.79	0.83	0.83	2.03	2.11	2.08
F12k2d2	1.41	1.34	1.22	3.04	3.13	2.90
F12k2d4	0.92	0.92	0.88	1.94	2.07	2.02
F8k0d2	1.72	1.77	1.55	6.12	5.20	5.09
F8k0d4	1.61	1.46	1.42	5.30	4.79	4.91
F8k1d2	1.30	1.30	1.27	2.97	3.04	3.02
F8k1d4	0.90	0.94	0.92	2.00	2.13	2.07
F8k2d2	1.54	1.43	1.33	3.07	3.08	3.03
F8k2d4	0.96	0.96	0.95	1.82	1.87	1.86
F4k0d2	2.21	2.29	2.27	6.53	6.06	6.78
F4k0d4	2.44	2.27	2.51	6.96	6.67	6.98
F4k1d2	1.81	1.83	1.78	4.18	4.09	3.99
F4k1d4	1.20	1.22	1.21	2.77	2.85	2.78
F4k2d2	2.02	1.84	1.82	3.68	3.60	3.54
F4k2d4	1.23	1.16	1.14	2.54	2.58	2.51

4.5.2 減衰型の違いによる影響

ここでは、減衰型の違いによる影響を検討する。そこで、ここでは粘性減衰を1次の減衰定数を0.02

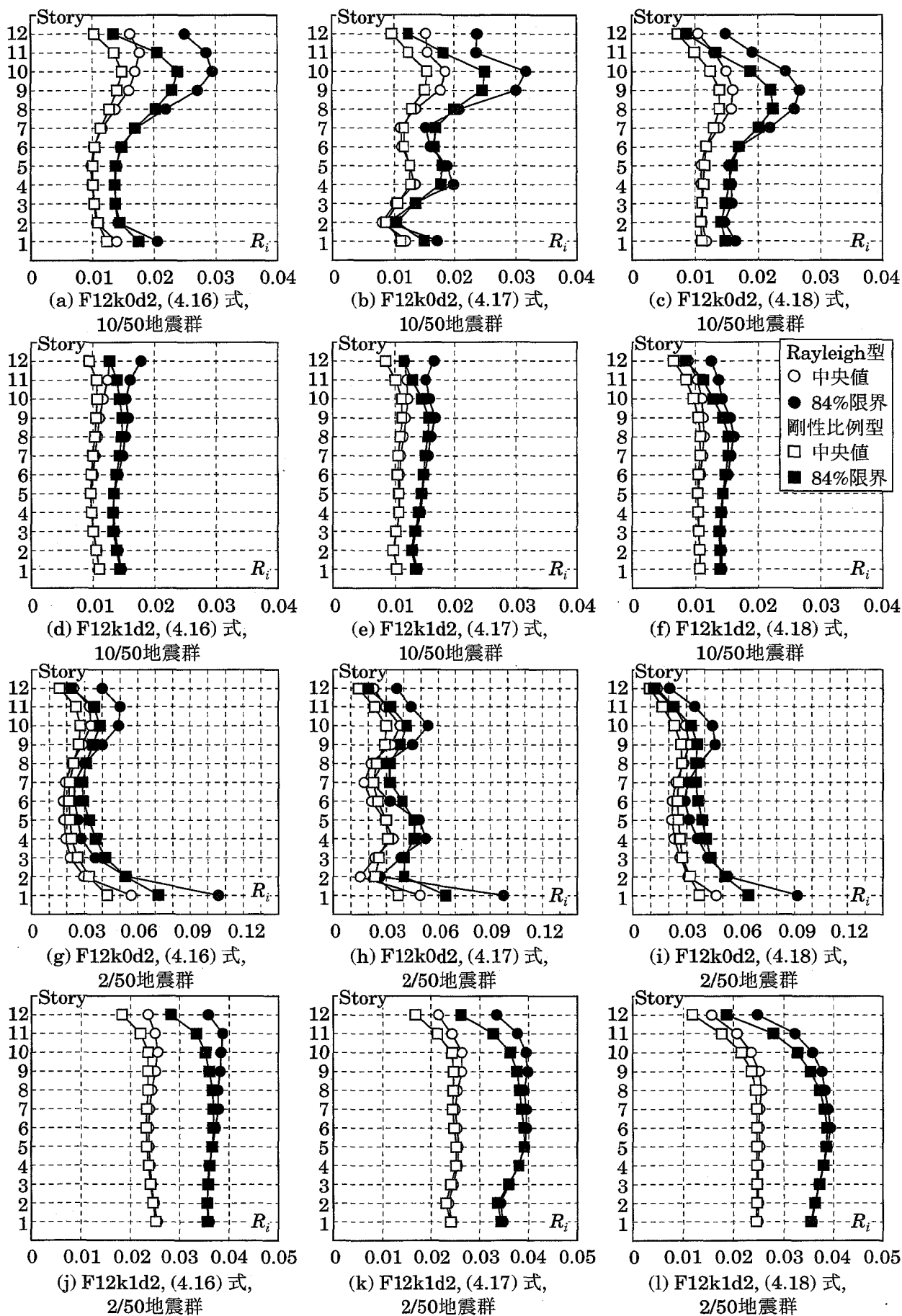
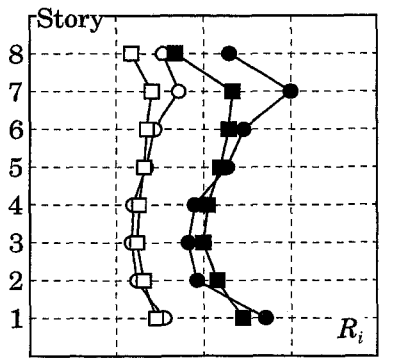
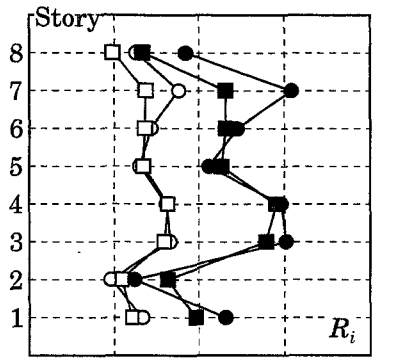


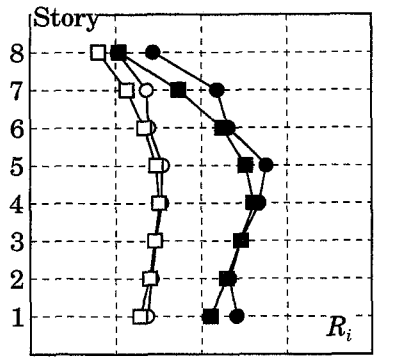
图4.7 最大層間変位角応答



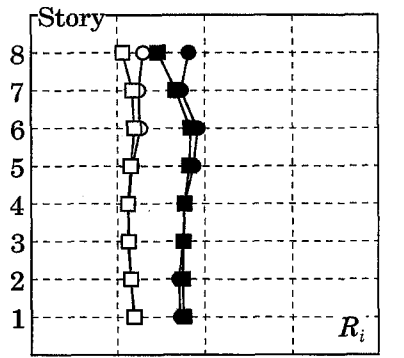
(a) F8k0d2, (4.16) 式,
10/50地震群



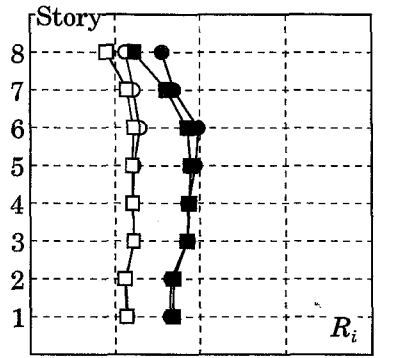
(b) F8k0d2, (4.17) 式,
10/50地震群



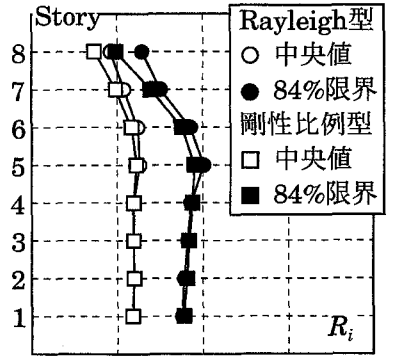
(c) F8k0d2, (4.18) 式,
10/50地震群



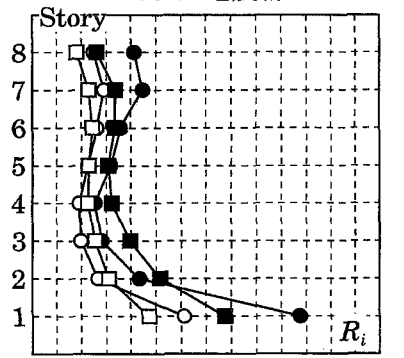
(d) F8k1d2, (4.16) 式,
10/50地震群



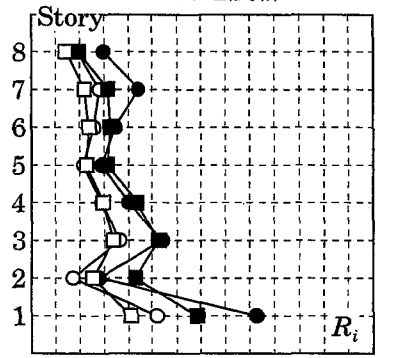
(e) F8k1d2, (4.17) 式,
10/50地震群



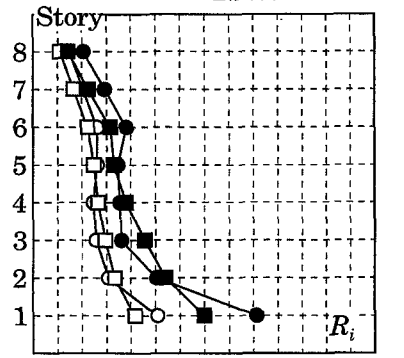
(f) F8k1d2, (4.18) 式,
10/50地震群



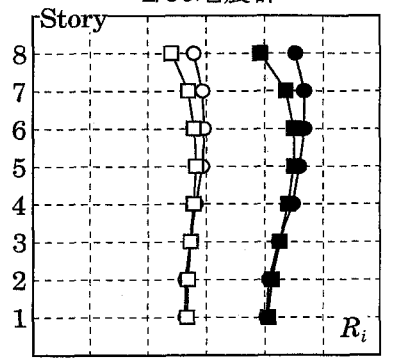
(g) F8k0d2, (4.16) 式,
2/50地震群



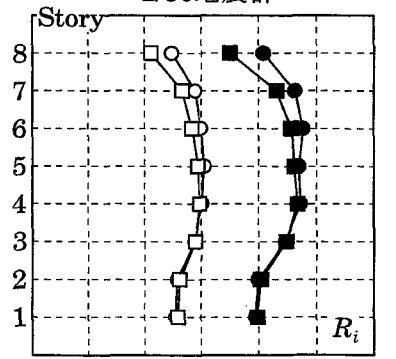
(h) F8k0d2, (4.17) 式,
2/50地震群



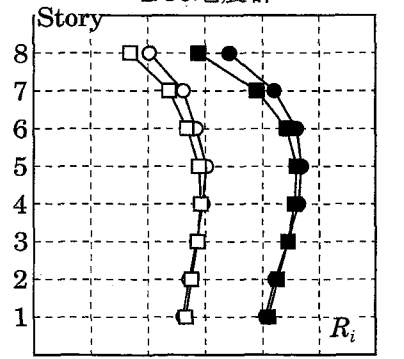
(i) F8k0d2, (4.18) 式,
2/50地震群



(j) F8k1d2, (4.16) 式,
2/50地震群



(k) F8k1d2, (4.17) 式,
2/50地震群



(l) F8k1d2, (4.18) 式,
2/50地震群

图4.8 最大層間変位角応答

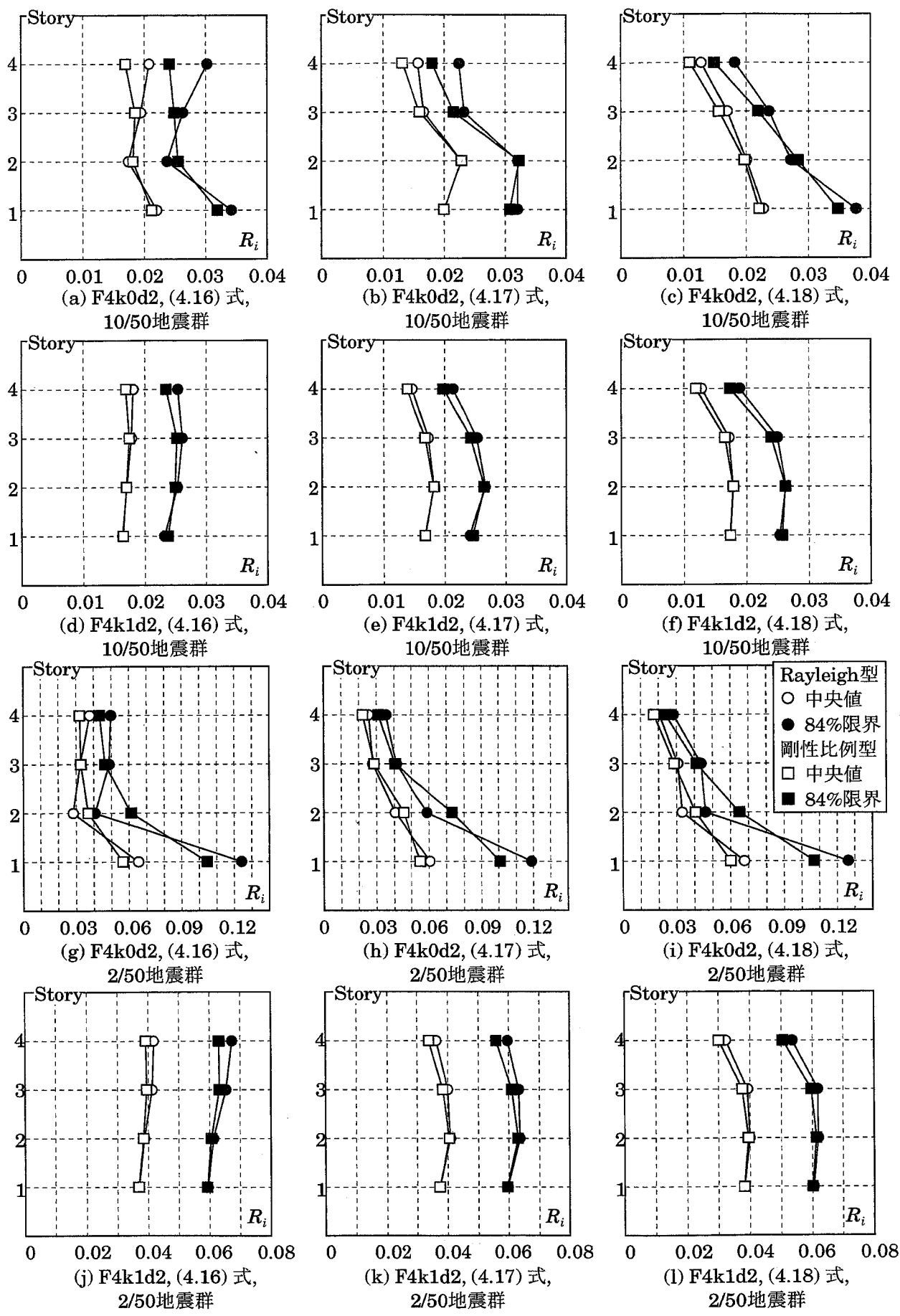


图4.9 最大層間変位角応答

とした剛性比例型として地震応答解析を行い、その結果と前項の1次、2次の減衰定数を共に0.02としたRayleigh型とした地震応答解析結果を比較する。

図4.7はF12k0d2とF12k1d2において、図4.8はF8k0d2とF8k1d2において、図4.9はF4k0d2とF4k1d2において、各地震群の20波に対する最大層間変位角の中央値 R_i を設定した A_i 分布ごとに示している。 R_i は前節と同様に中央値と84%限界を示し、図4.7から図4.9では粘性減衰をRayleigh型と剛性比例型とした場合の地震応答解析結果を比較した。

図4.7から図4.9によると、どの A_i 分布で設定した骨組も、最上層付近において、粘性減衰を剛性比例型とした場合の R_i が、Rayleigh型とした場合の R_i より小さくなっている。また、採用した A_i による差異は、図4.5のいずれの結果においてもあまり大きくないが、最上層付近において、他の2つの式の A_i を用いた骨組に比べて、(4.18)式の A_i を用いた骨組では R_i が小さくなる傾向が認められる。

表4.4は、表4.2と同様に、粘性減衰を剛性比例型とした場合の最大層間変位角の中央値 R_i の全層に関する最大値 R_{max} を全ての骨組について示したものである。

表4.4 剛性比例型減衰 ($h_1=0.02$) を用いた場合の最大層間変位角応答の全層に関する最大値

骨組	$R_{max}(\times 10^{-3})$					
	10/50地震群			2/50地震群		
	(4.16)	(4.17)	(4.18)	(4.16)	(4.17)	(4.18)
F12k0d2	1.48	1.55	1.89	4.29	3.63	3.69
F12k0d4	1.27	1.09	0.98	3.94	3.34	3.38
F12k1d2	1.10	1.12	1.08	2.51	2.53	2.47
F12k1d4	0.79	0.80	0.81	1.91	2.08	2.01
F12k2d2	1.18	1.19	1.13	2.77	2.86	2.69
F12k2d4	0.83	0.86	0.84	1.92	2.05	2.01
F8k0d2	1.46	1.64	1.51	4.73	4.10	4.17
F8k0d4	1.37	1.31	1.23	3.83	3.45	3.61
F8k1d2	1.20	1.22	1.22	2.82	2.97	2.93
F8k1d4	0.90	0.94	0.93	1.95	2.08	2.04
F8k2d2	1.32	1.30	1.28	2.91	3.04	2.99
F8k2d4	0.91	0.96	0.95	1.73	1.86	1.84
F4k0d2	2.12	2.28	2.20	5.66	5.51	6.01
F4k0d4	1.89	1.73	1.96	5.83	5.56	5.90
F4k1d2	1.75	1.83	1.79	3.95	4.05	3.95
F4k1d4	1.17	1.22	1.21	2.70	2.83	2.76
F4k2d2	1.88	1.84	1.82	3.48	3.56	3.50
F4k2d4	1.15	1.16	1.13	2.53	2.58	2.50

表4.4によると、 A_i による差異はほとんど認められないが、各骨組について R_{max} が最小となる骨組は10/50地震群において、(4.16)式は9骨組、(4.17)式は1骨組、(4.18)式は8骨組で、(4.16)式を用いた骨組と(4.18)式を用いた骨組では同数程度であるが、外乱レベルが大きい2/50地震群においては、(4.16)式は9骨組、(4.17)式は6骨組、(4.18)式は3骨組で(4.16)式を用いた骨組の方が多くなる。このように、少なくとも2/50地震群に対しては、粘性減衰をRayleigh型とした場合にみられた(4.18)式の A_i 分布を用いた骨組の R_{max} が小さくなるという傾向は認められない。この原因としては、次の2点が挙げられる。

- 1) 図4.7から図4.9において認められるように、粘性減衰を剛性比例型とした場合、最上層付近において応答値が小さくなる傾向があることから、最上層付近の耐力は小さくてもよいので、最上層付近の耐力を小さく設定する(4.16)式を用いた骨組の R_{max} の方が小さくなる。
- 2) 既に報告されているように^{4.1)}、塑性変形が大きくなるにしたがって、上層部の層せん断力の適

正值は相対的に小さくなる傾向がある。最上層付近の耐力を小さく設定する(4.16)式と(4.17)式が、粘性減衰をRayleigh型とした場合の R_{max} より小さくなることによるものである。

4.6 実鋼構造物の減衰特性

前節より、減衰型によって適正な設計用地震荷重分布は変化するので、本節では実鋼構造骨組の減衰特性について調べてみた。

4.6.1 検討概要

ここで採用した減衰データは、2000年10月に日本建築学会の荷重運営委員会に属する減衰資料作成小委員会（主査：曾田五月也，早稲田大学）によって、ホームページに公開された実測減衰データベースを参照している。これは、建物の減衰を精度良く評価する観点から、減衰資料作成小委員会が、比較的新しく、質の良い減衰実測データを収集、整理したものである。対象は国内の建物とし、民間会社（建設会社，設計事務所など）や大学など40余りの機関の協力を得て収集したデータに、減衰資料作成小委員会およびワーキンググループの文献調査に基づくデータを加えたものである。

収録データは、一般建物（205棟）と塔状その他の構造（25棟）に分けられる。一般建物の内訳は、鋼構造建物が137棟，鉄骨鉄筋コンクリート造建物が43棟，鉄筋コンクリート造建物が25棟となっている。

対象建物は、鋼構造建物に限定し、制震装置・免震構造を含む建物，基準階平面が特殊な建物を除き，実測方法として人力や起振機による強制振動実験により得られたデータのみを抽出した。さらに，建物の長辺・短辺方向共に，実測時の固有周期および減衰定数が2次モード以上明らかとなっているデータのみを抽出し，複数のデータがある場合は高次モードまで値が得られているデータを採用した。以上の方法により抽出したデータ（29棟）を対象建物とした。

4.6.2 検討結果

図4.10は，対象建物の長短辺方向の1次固有周期 T_1 と1次減衰定数 h_1 との関係を示したものである。この図によると，1次減衰定数 h_1 は，0.28～2.33%の範囲にありばらつきは大きい，全体的に見ると1%程度とみなせる。単純に平均値をとると，1.24%となっている。

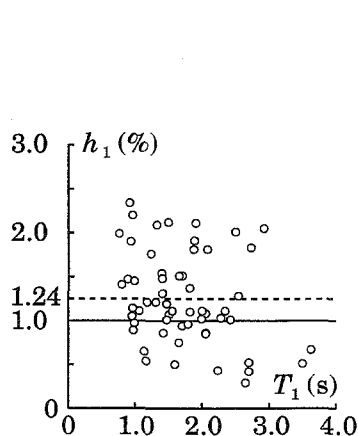


図4.10 T_1-h_1 関係

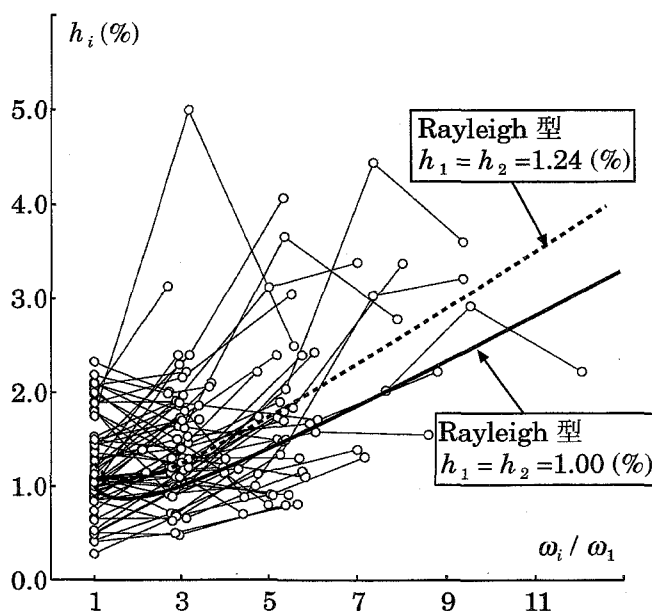


図4.11 $h_i-\omega_i/\omega_1$ 関係

図 4.11 は、対象建物の減衰実測データに基づいて各次の減衰定数 h_i と固有円振動数 ω_i の関係をまとめたものである。横軸には、固有円振動数 ω_i を 1 次固有円振動数 ω_1 で基準化した ω_i / ω_1 をとっている。図 4.11 によると、高次の減衰定数と 1 次減衰定数との関係は大きくばらつくが、固有円振動数に伴い緩やかに増加する傾向が認められる。

Rayleigh 型減衰の $h_i - \omega_i / \omega_1$ 関係は次式で表される。

$$h_i = \frac{\alpha + \beta \omega_i^2}{2 \omega_i} \quad (4.21)$$

ここで、図 4.11 よりほぼ $\omega_2 / \omega_1 = 3$ という結果を考慮し、また、図 4.10 から $h_1 = 1.24\%$ と $h_1 = 1.00\%$ を採用して、図 4.11 に $h_1 = h_2 = 1.24\%$ として求めた(4.21) 式の値を点線、 $h_1 = h_2 = 1.00\%$ とした値を実線で示している。図 4.11 によると、Rayleigh 型減衰は、高次モードの減衰定数に認められる固有円振動数に伴う増大傾向を、概ね捉えていることがわかる。

4.7 結論

本章では、一様な剛性分布、質量分布を持つせん断弾性棒の最大せん断力応答から、地震外乱の速度スペクトルが周期にかかわらず一定値であるという仮定からせん断力係数分布 $A_i = 1 / \sqrt{\alpha_i}$ を誘導した。更に、層せん断力係数分布 A_i について既に提示されている提案式の中から、告示によるものと秋山の提案式を取り上げ、それらの 2 つの式と $A_i = 1 / \sqrt{\alpha_i}$ を比較した。その結果を整理すると以下のようになる。

- ・ 3 つの層せん断力係数分布 A_i を比較すると、全体的に概ね一致する結果を与える。ただし、 $A_i = 1 / \sqrt{\alpha_i}$ は最上層近傍で他より大きい値となり、告示式は骨組中央より少し下付近で他より大きい値となる。
- ・ 粘性減衰を 1 次、2 次の減衰定数が等しい Rayleigh 型とした場合、減衰定数の大きさにかかわらず、 A_i を $1 / \sqrt{\alpha_i}$ とした骨組の最大層間変位角の全層に関する最大値が最も小さくなるという傾向が認められる。
- ・ 粘性減衰を剛性比例型とした場合、少なくとも 2/50 地震群に対しては、粘性減衰を Rayleigh 型とした場合にみられた層せん断力係数分布 A_i を $A_i = 1 / \sqrt{\alpha_i}$ として用いた骨組の R_{\max} が小さくなるという傾向は認められない。

また、本章では、実在鋼構造建物の減衰データに基づいて検討した。その結果、鋼構造建物の各次の減衰定数は固有円振動数に伴って緩やかに増大する傾向があり、その傾向は 1 次および 2 次の減衰定数を 1% としたときの Rayleigh 型減衰によって概ね近似できることを示した。したがって、鋼構造骨組の粘性減衰は 1 次および 2 次の減衰定数が等しい Rayleigh 型を用いることが適当であり、このような減衰を前提とすれば、層せん断力係数分布 A_i は、 $A_i = 1 / \sqrt{\alpha_i}$ が最も適当と判断できる。

参考文献

- 4.1) 久徳敏治：弾塑性高層建築構造物の地震応答性状と適正耐震設計資料について（その 1 基本構造物系モデル）、竹中技術研究報告、第 6 号、31-54 頁、1971.6
- 4.2) 久徳敏治：弾塑性高層建築構造物の地震応答性状と適正耐震設計資料について（その 2 特殊な構造物系モデル）、竹中技術研究報告、第 7 号、62-83 頁、1971.12
- 4.3) 加藤勉・秋山宏・大井謙一：強震による損傷を一定にする最適降伏せん断力係数分布について（中低層鋼構造骨組を対象として）、日本建築学会大会学術講演梗概集 < 構造系 >、647-648 頁、1976.10
- 4.4) 秋山宏：最適降伏せん断力係数分布、「建築物の極限設計」、66-69 頁、1980.9
- 4.5) 田治見宏：建築振動学、コロナ社、1995.5

- 4.6) N. M. Newmark and E. Rosenblueth : *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, pp.305-319
- 4.7) 小川厚治：鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究（その1 動的崩壊機構特性とエネルギー吸収能力），日本建築学会論文報告集，第323号，13-22頁，1983.1
- 4.8) ピーアス・フォスター：簡約積分表，公式834，99頁，公式889，105頁，ブレイン図書出版
- 4.9) 国土交通省住宅局建築指導課，日本建築主事会議，（財）日本建築センター編集：1997年版建築物の構造規定－建築基準法施行令第3章の解説と運用－，第8章，2007.8
- 4.10) P.Somerville, et al. : *Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project* , SAC Background Document , Report No. SAC/BD-97-04, SAC Joint Venture, 555 University Ave. , Sacramento, CA, 1997
- 4.11) 日本鋼構造協会：CFT柱を用いた鉄骨骨組の動的耐震設計法ガイドライン，2006.8

第 5 章 部材耐力分布の適正化手法に関する提案

5.1 序

重層骨組の一部に相対的に弱い層があれば、地震時の変形はその層に集中する。本章では、強震下で特定層への変形集中が起こらないように、部材耐力分布を適正化する手法を検討する。

強震を受ける重層骨組の塑性変形が特定層に集中することを抑制する適正な耐力分布に関しては、 A_i 分布で表現される高さ方向の耐力分布に関する研究と、柱梁耐力比に関する研究があり、これら 2 つの研究は全く独立に進められてきた感が強い。しかし、高さ方向の耐力分布が不適切であれば柱梁耐力比を大きくしても部分層崩壊が避けられず、高さ方向の耐力分布が最適でも柱梁耐力比が小さければ層崩壊が起こることは自明である。ここでは、置換された魚骨形骨組の耐力分布を対象にして、高さ方向の耐力分布と柱梁耐力比との 2 つの観点から、各層の最大層間変位角応答が一様化するように部材耐力分布を適正化する方法について検討する。

2 章で述べた既往の研究によると、現行の耐震規定の 2 次設計時に想定している程度の地震であれば、柱梁耐力比が 1.2 程度で各層の最大層間変位角応答は一様化し、その 2 倍程度の地震でも柱梁耐力比が 1.5 程度で各層の最大層間変位角応答は一様化する。3 章では、実在骨組を含む鋼構造骨組の柱梁耐力比について調べた結果、各層の最大層間変位角応答を一様にするために要求される上記の値に比して、標準的な鋼構造骨組の柱梁耐力比は十分に大きいのが一般的であることを確認した。したがって、鋼構造骨組においては柱は梁に比して十分に強いことを前提とすれば、梁の耐力分布が最大層間変位角の分布に支配的な影響をもつと推測される。

本章は、強震下で特定層への変形集中が起こらないように、部材耐力分布を適正化する手法を提案するものである。本章では、置換された魚骨形骨組の耐力分布に注目し、梁の高さ方向の耐力分布を適正值に近づけ、梁耐力に比して十分な柱耐力が確保されているかを確認することによって、部材耐力分布を適正化する方法を示し、このような部材耐力分布の適正化によって各層の最大層間変位角応答が一様化するかを検討する。

5.2 部材耐力分布の適正化

前章の結果に基づき、各層の最大層間変位角応答を一様化する設計用層せん断力分布として、ベースシヤ係数が 1.0 のときの i 層の層せん断力 \bar{Q}_i を次式で与える。

$$\bar{Q}_i = \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} W_i = \sqrt{\alpha_i} W_T \quad (5.1)$$

上式で、 W_i は i 層より上部の重量で、 W_T は骨組の全重量、 α_i は i 層より上部の重量と全重量の比である。

$$\alpha_i = \frac{W_i}{W_T} \quad (5.2)$$

したがって、柱の反曲点高さ比を 0.5 とし、 i 層の階高を h_i とすると、ベースシヤ係数が 1.0 のときの値として、図 5.1 に示す魚骨形骨組の i 層の柱の適正な耐力 \bar{C}_i 、梁の適正な耐力 \bar{B}_i は次のように表される^{5.1)}。

$$\bar{C}_i = \frac{\bar{Q}_i h_i}{2} \quad (5.3-a)$$

$$\bar{B}_i = \frac{\bar{Q}_i h_i + \bar{Q}_{i+1} h_{i+1}}{2} \quad (5.3-b)$$

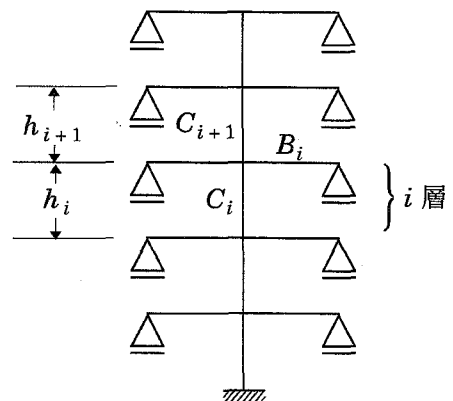


図 5.1 魚骨形骨組

ここで、元の骨組の柱の塑性モーメント和として求められる置換された魚骨形骨組の i 層の柱の耐力を C_i とすると、柱が終局耐力に達する時のベースシヤ係数相当値 $c_i C_B$ は次式となる。

$$c_i C_B = \frac{C_i}{\bar{C}_i} \quad (5.4-a)$$

また、元の骨組のフロアモーメントとして求められる置換された魚骨形骨組の i 層の梁の耐力を B_i とすると、梁が終局耐力に達する時のベースシヤ係数相当値 $B_i C_B$ は次式となる。

$$B_i C_B = \frac{B_i}{\bar{B}_i} \quad (5.4-b)$$

梁の耐力レベルを表す指標である $B_i C_B$ を、最上層を除く^{5.2, 5.3, 5.4}中間層において同程度の値にすれば、これらの梁に一樣な塑性変形が生じることが期待できる。また、中間層の $B_i C_B$ に比べて、最上層の梁の $B_i C_B$ と柱の耐力レベルを表す指標である $c_i C_B$ とを一定比率以上にすれば、層崩壊が起こりにくくなり全層の層間変位角は一樣化すると考えられる。

鋼構造骨組では部材断面は許容応力度設計で決定されることが多いので、耐力分布の適正化に際して断面を小さくしないことを原則とした。(5.4-b) 式の値が最大となる相対的に最も強い梁は断面を変更しないことにし、この梁のベースシヤ係数相当値 $\max \{B_i C_B\}$ を基準に、柱耐力比 γ_i 、梁耐力比 β_i を次式で定義する。

$$\gamma_i = \frac{c_i C_B}{\max \{B_i C_B\}} \quad (5.5-a)$$

$$\beta_i = \frac{B_i C_B}{\max \{B_i C_B\}} \quad (5.5-b)$$

上記の値を用いると、本章で提案する耐力分布の適正化の方法は以下の通りとなる。

- (1) 最上層を除く中間層において、梁耐力比 β_i が小さい梁は、 β_i が 1.0 を越えない範囲で 1.0 に近づけるように梁断面を選定し直す。
- (2) 柱耐力比 γ_i が一定値以下の柱は、一定値以上となるように柱断面を選定し直す。また、最上層の梁についても、梁耐力比 β_i が一定値以下の場合は、一定値以上となるように梁断面を選定し直す。ただし、上記 (2) の過程で最上層梁や柱の断面変更が必要になることは稀であると本研究では考えている。

5.3 適正化の具体例

耐力分布の適正化の具体例を示す。検討対象とする骨組は 3 章でも利用したもので、筆者を含む実務設計者によって設計された実在骨組^{5.4}である。これらの骨組の内、7 層 3 スパンの J 骨組、9 層 1 スパンの L 骨組、同じく 9 層 4 スパンの K 骨組、4 層 2 スパンの G 骨組の合計 4 骨組をここでは対象にする。いずれも柱脚は固定としている。これらの実在骨組は断面変更を行う前の骨組を、断面変更後の骨組と区別するために、「-o」の記号を添えて、J-o 骨組のように呼ぶことにする。これに対して、前節で示した方法で断面修正を行った骨組は「-p」の記号を添えて J-p 骨組のように呼び、前節とは異なる後述する方法で断面修正を行った骨組は「-s」の記号を付けて示している。

5.3.1 J 骨組

図 5.2 には J 骨組を示す。次項以降の骨組についても同様であるが、図 5.2 には部材断面形状を示しており、断面形状を 2 段にわたって示している場合は、上段は元の骨組の断面で、下段は耐力分布の適正化を考慮して変更した断面である。図 5.2 の J 骨組では断面変更したのは梁だけで、各梁の上側に元の断面、下側に変更後の断面を示している。

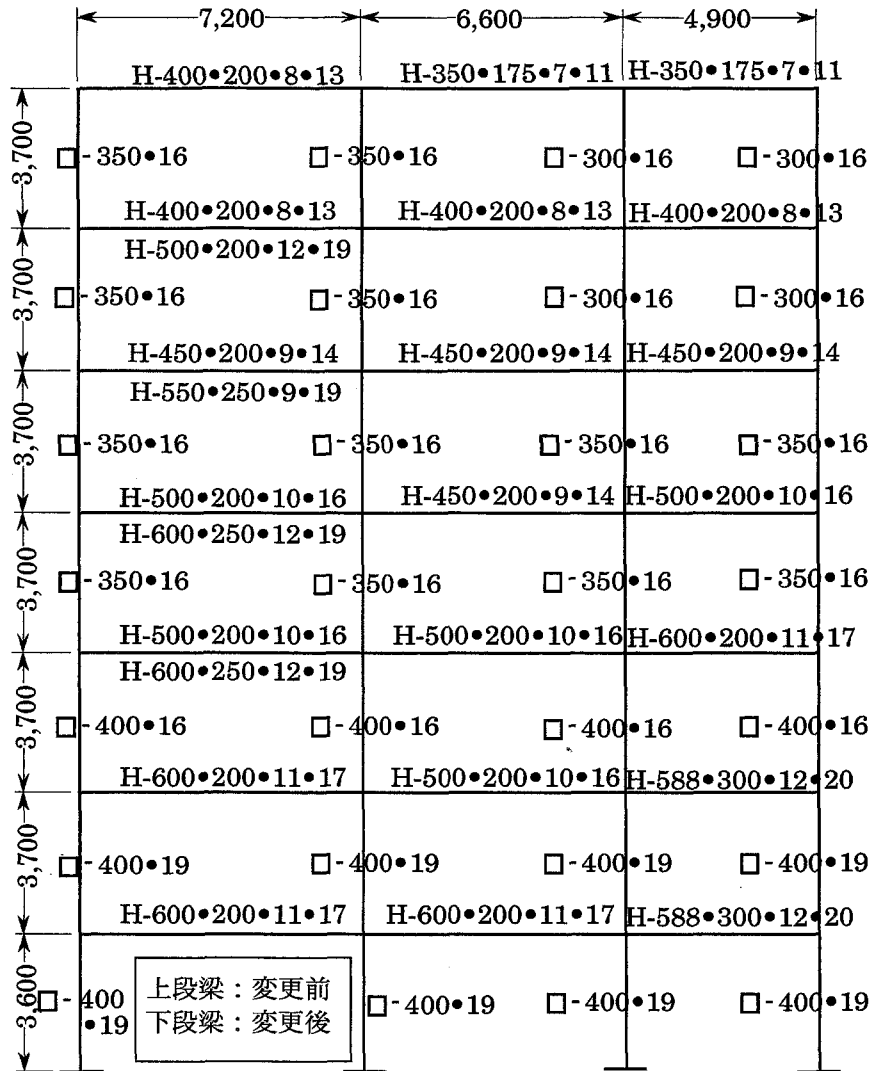


図 5.2 J 骨組

表 5.1 には J 骨組の梁の耐力分布を示す。表 5.1 によると変更前の J-o 骨組では最上層を除くと 2 層の梁の $B_i C_B$ が最も大きく、他の層では梁耐力比 β_i は 0.76 ~ 0.98 の範囲にある。1 層の梁は梁耐力比 β_i が 0.98 と十分に 1.0 に近いので断面変更は行わないことにし、梁耐力比 β_i が比較的小さい 3 ~ 6 層の梁断面を大きくする。この変更ではフローアモーメントを大きくすれば良いので、3 つのスパンのうちいずれの梁を大きくするかは全く任意である。したがって、最も短い 1 つのスパンの梁断面だけを大きくするのが最も経済的であるが、ここでは常時荷重による梁たわみや日常振動の軽減などの実務設計では重視される効果も考慮して、最も長い 1 つのスパンの梁断面だけを大きくした。断面修正後の梁耐力比 β_i は 0.94 ~ 1.0 となっている。

表 5.2 には J-o 骨組の柱の耐力分布を示す。柱耐力比 γ_i は最も小さい 4 層においても 1.39 であるので、柱の断面は変更しないことにした。J-p 骨組の柱の耐力分布は省略したが、梁の断面を大きくした層では柱の内法長さが短くなり、J-o 骨組より柱の耐力が若干大きくなっている。なお、表 5.1 には各床レベルでの柱梁耐力比も示している。耐力分布の適正化のために梁部材の耐力を大きくしたので、断面変更した J-p 骨組の方が元の J-o 骨組より小さくなっているが、それでも柱梁耐力比は 1.5 以上となっている。

本章で提案する部材耐力分布の適正化は、梁耐力比 β_i と柱耐力比 γ_i の値だけに基づいて断面変更を

表 5.1 J 骨組の梁耐力分布

階	骨組	適正梁耐力 \bar{B}_i (kNm)	保有梁耐力 B_i (kNm)	$B_i C_B = \frac{B_i}{\bar{B}_i}$	梁耐力比 β_i	変更の有無	柱梁耐力比
7	J-o	2769.2	1660.8	0.60	1.50		1.50
	J-p		1660.8	0.60	1.50		1.50
6	J-o	6604.1	2065.7	0.31	0.78		2.43
	J-p		2640.6	0.40	1.00	有	1.90
5	J-o	8465.2	2551.9	0.30	0.76		2.15
	J-p		3184.2	0.38	0.94	有	1.72
4	J-o	9945.5	3105.5	0.31	0.78		1.90
	J-p		3778.6	0.38	0.95	有	1.56
3	J-o	11283.1	3696.2	0.33	0.82		1.88
	J-p		4397.0	0.39	0.98	有	1.58
2	J-o	12541.7	4998.8	0.40	1.00		1.72
	J-p		4998.8	0.40	1.00		1.72
1	J-o	13510.0	5255.8	0.39	0.98		1.64
	J-p		5255.8	0.39	0.98		1.64

表 5.2 J 骨組の柱耐力分布

層	骨組	適正柱耐力 \bar{C}_i (kNm)	保有柱耐力 C_i (kNm)	$C_i C_B = \frac{C_i}{\bar{C}_i}$	柱耐力比 γ_i	変更の有無
7	J-o	2733.8	2495.3	0.91	2.26	
6	J-o	3786.0	2518.3	0.67	1.65	
5	J-o	4571.1	2962.4	0.65	1.61	
4	J-o	5247.4	2947.8	0.56	1.39	
3	J-o	5891.5	4013.6	0.68	1.69	
2	J-o	6490.0	4574.7	0.70	1.75	
1	J-o	6865.7	4067.1	0.59	1.47	

行うもので、地震応答解析結果に基づいて断面変更^{5.5)}を行うものではないが、ここで提案した方法による部材耐力分布の適正化の効果を検証するために、地震応答解析を行った。入力地震動としては、2、4章と同様に40波の強震記録波形を用いた^{5.6)}。これらは、1a01から1a20と呼ばれるロサンジェルスでの50年間の発生確率が10%の20波の地震(10/50地震群)、1a21から1a40と呼ばれる50年間の発生確率が2%の20波の地震(2/50地震群)として収集・整理されたものである。10/50地震群の擬似速度応答スペクトル S_v の2乗平均値の平方根は、2次設計で保有水平耐力を検討するときや、限界耐力計算の安全限界を検討する際に想定されている設計用擬似速度応答スペクトル S_v と近い値となる。一方、2/50地震群の S_v の2乗平均値の平方根は、10/50地震群の S_v の2乗平均値の平方根のおよそ2倍程度になる^{5.7)}。

解析に際しては、骨組の柱梁には歪硬化を考慮した一般化ヒンジ法を用い、接合部パネルは大きさと共に弾塑性のせん断変形も考慮している^{5.8)}。復元力特性はいずれもBi-linear形とし、歪硬化係数は、柱材、梁材、接合部パネルとも0.02とした。粘性減衰はRayleigh型とし、1次及び2次の減衰定数

は 0.01 としている。

図 5.3 に J 骨組の各層の最大層間変位角の 20 波の地震に関する中央値と 84% 限界を示す。これらは各層の最大層間変位角が対数正規分布すると仮定して算定した値で、中央値は各地震波に対する最大層間変位角の自然対数の平均値の指数関数であり、84% 限界は最大層間変位角の自然対数の標準偏差の指数関数を前記の中央値に乗じて求めている。

図 5.3 によると、10/50 地震群と 2/50 地震群のいずれの結果においても、耐力分布の適正化を図った J-p 骨組の方が元の J-o 骨組に比べて全層の最大層間変位角が一様化し、最大層間変位角の全層に関する最大値が減少する傾向が認められる。

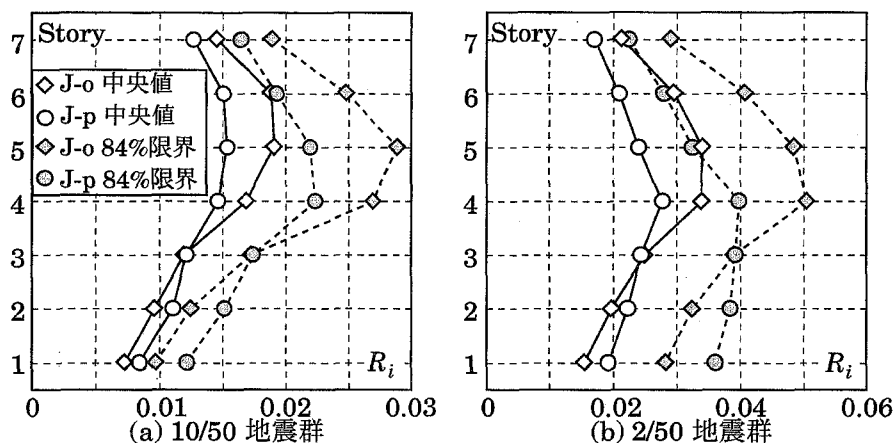


図 5.3 J 骨組の最大層間変位角

5.3.2 L 骨組

L 骨組は搭状比 6.5 の 1 スパン 9 層骨組である。この建物を設計するにあたっては、当該建物の外壁面が敷地境界線からわずかな距離しか離れていないために、確認申請時の行政指導によって、1 次設計時の建物頂部の水平変位について厳しい条件が課せられた。一般的に中低層の鋼構造ラーメン骨組では、層間変位角の規定を順守するように部材断面を決定すれば、部材の応力度は許容応力度を満足することが多い。L 骨組では通常の層間変位角の規定だけでなく、前述のようにより厳しい設計条件が課せられたので、設計用地震荷重時の水平変位を小さく抑えるために部材は大きめの断面になっており、応力度には余裕がある骨組である。

そこで変更案として 2 つの骨組を考える。まず第一に考えたのは、前節で示した方法に従って断面変更した骨組である。この骨組を L-p 骨組と呼び、L-p 骨組の断面寸法を図 5.4(a) に示す。

表 5.3 には L 骨組の梁の耐力分布を示す。表 5.3 によると、元の L-o 骨組では 7 層の梁の耐力が他の層に比べてかなり大きく、7 層以外の層では梁耐力比 β_i が 0.53 ~ 0.74 の範囲となっている。L-p 骨組における梁断面の変更は 7 層と最上層を除くすべての層で行い、変更後の梁耐力比 β_i が 0.94 ~ 1.0 となるように梁断面を大きくした。

前述のように、元の L-o 骨組では 7 層の梁が他の層に比べて相対的にかなり強いことが、梁耐力分布が適正值から外れる原因となっており、また、この L-o 骨組は部材の応力度に余裕があるので、行政指導による付加的な変形制限がなければ、梁断面を小さくすることも可能である。L-o 骨組の梁耐力比 β_i が比較的大きい層の梁断面を小さくした骨組を考え、その骨組を L-s 骨組と呼ぶ。L-s 骨組の断面寸法を図 5.4(b) に示す。元の L-o 骨組では梁耐力比 β_i が大きい 2, 7, 9 層の梁断面を小さくすることで、L-s 骨組の梁耐力比 β_i は 0.76 ~ 1.0 の範囲になっている。

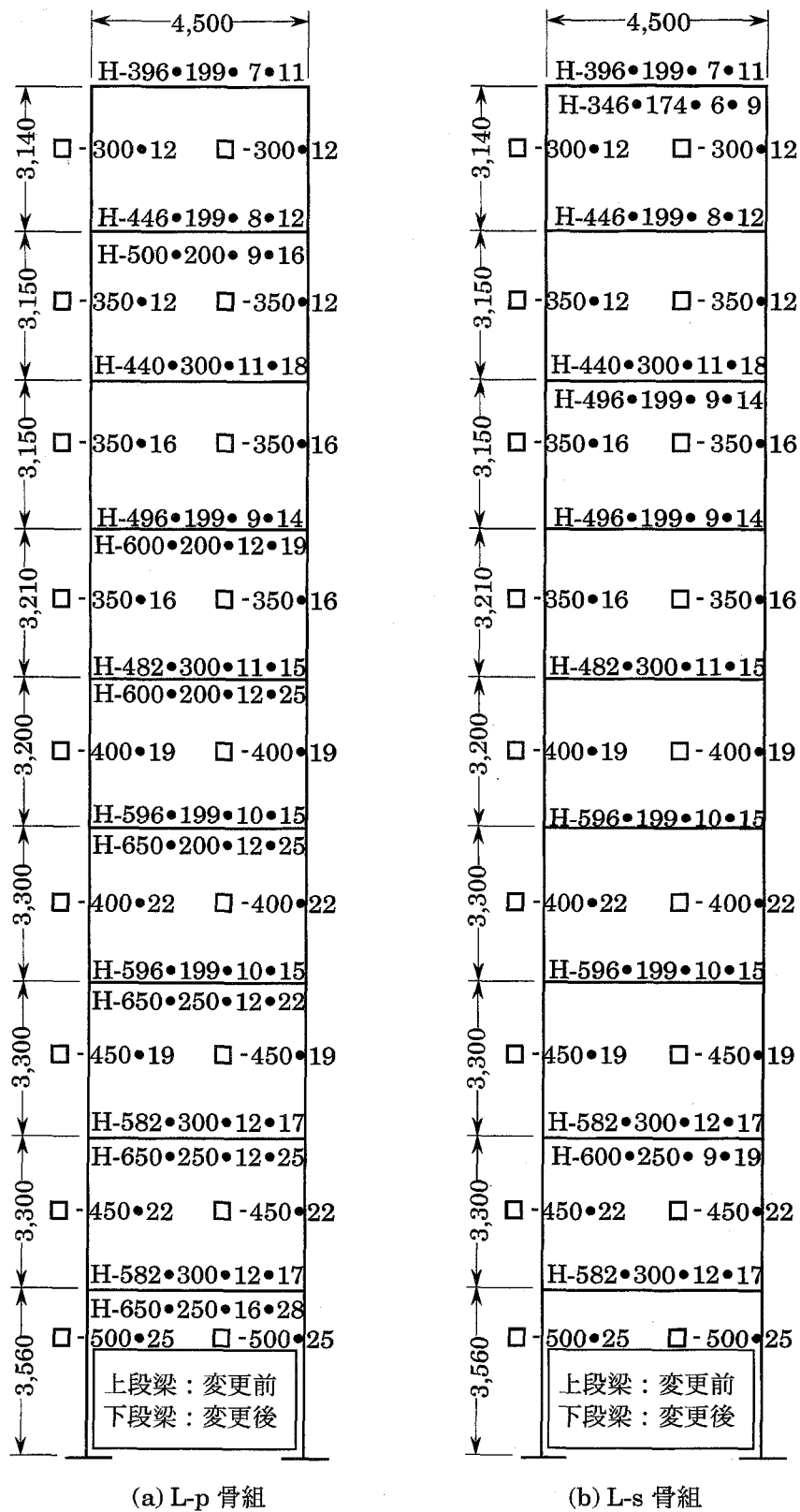


图 5.4 L 骨組

表 5.3 L 骨組の梁耐力分布

層	骨組	適正梁耐力 \bar{B}_i (kNm)	保有梁耐力 B_i (kNm)	$B_i C_B = \frac{B_i}{\bar{B}_i}$	梁耐力比 β_i	変更の有無	柱梁 耐力比
9	L-o	693.4	617.6	0.89	1.36		1.37
	L-p		617.6	0.89	1.33		1.38
	L-s		394.7	0.57	1.24	有	2.14
8	L-o	1737.5	792.0	0.46	0.69		2.55
	L-p		1160.1	0.67	1.00	有	1.76
	L-s		792.0	0.46	0.99		2.55
7	L-o	2353.7	1546.9	0.66	1.00		1.73
	L-p		1546.9	0.66	0.98		1.76
	L-s		1049.2	0.45	0.97	有	2.55
6	L-o	2869.4	1048.7	0.37	0.56		2.84
	L-p		1795.5	0.63	0.94	有	1.71
	L-s		1048.7	0.37	0.80		2.84
5	L-o	3320.6	1524.1	0.46	0.70		2.48
	L-p		2156.3	0.65	0.97	有	1.82
	L-s		1524.1	0.46	1.00		2.48
4	L-o	3770.2	1463.0	0.39	0.59		3.37
	L-p		2413.7	0.64	0.96	有	2.09
	L-s		1463.0	0.39	0.85		3.37
3	L-o	4197.2	1471.9	0.35	0.53		3.74
	L-p		2628.5	0.63	0.94	有	2.14
	L-s		1471.9	0.35	0.76		3.74
2	L-o	4527.6	2197.4	0.49	0.74		2.77
	L-p		2891.9	0.64	0.96	有	2.16
	L-s		2018.0	0.45	0.97	有	3.02
1	L-o	5041.9	2211.0	0.44	0.67		3.28
	L-p		3158.6	0.63	0.94	有	2.34
	L-s		2211.0	0.44	0.96		3.28

本章での断面の変更にあたっては、対象としたのがすべて実在骨組であることも考慮して、できる限り現実的な断面の選定に心がけている。しかし、L-o 骨組では、階高を押さえ塔状比を小さくする目的から梁に中幅の H 形鋼が多用されている。これを梁せいに関する制約条件と考えて断面を大きくすることは既製の形鋼を用いる限り不可能に近く、また、中幅の H 形鋼であることを選定の条件にすると、断面選択の自由度が極端に狭くなるので、このような条件を無視して上述の L 骨組における梁断面の変更は行っている。

表 5.4 には L 骨組の柱の耐力分布を示す。元の L-o 骨組の柱耐力比 γ_i は最も小さい 6 層においても 1.44 であるので、いずれの骨組においても柱の断面は変更していない。

図 5.5 に L 骨組の各層の最大層間変位角の中央値と 84% 限界を示す。L-p 骨組の応答解析結果については、10/50 地震群に対する応答では耐力分布を適正化した効果は明確でないが、地動が大きい 2/50 地震群に対する応答では、最大層間変位角の全層に関する最大値が減少する傾向が認められる。

L-s 骨組の応答解析結果については、2 種の地震群についての中央値と 84% 限界の 4 種の応答値共に、その全層に関する最大値は L-o 骨組より若干小さくなっている。その差は極めて小さいが、梁断面を小さくした L-s 骨組の応答が元の L-o 骨組よりも大きくはならないことは、注目に値するであろう。実設計では、大地震時の最大層間変位角以外にも考慮すべき条件がこの骨組のように様々課せられ

表 5.4 L 骨組の柱耐力分布

層	骨組	適正柱耐力 \overline{C}_i (kNm)	保有柱耐力 C_i (kNm)	$C_i C_B = \frac{C_i}{\overline{C}_i}$	柱耐力比 γ_i	変更の有無
9	L-o	693.4	846.7	1.22	1.86	
	L-p		855.1	1.23	1.85	
	L-s		838.9	1.21	2.65	
8	L-o	1044.1	1175.9	1.13	1.71	
	L-p		1187.7	1.14	1.70	
	L-s		1188.1	1.14	2.50	
7	L-o	1309.6	1500.1	1.15	1.74	
	L-p		1529.8	1.17	1.75	
	L-s		1516.0	1.16	2.54	
6	L-o	1559.8	1474.8	0.95	1.44	
	L-p		1537.5	0.99	1.48	
	L-s		1474.8	0.95	2.07	
5	L-o	1760.8	2311.4	1.31	2.00	
	L-p		2388.6	1.36	2.03	
	L-s		2311.4	1.31	2.88	
4	L-o	2009.4	2613.2	1.30	1.98	
	L-p		2666.5	1.33	1.99	
	L-s		2613.2	1.30	2.85	
3	L-o	2187.8	2891.4	1.32	2.01	
	L-p		2958.0	1.35	2.03	
	L-s		2901.0	1.33	2.91	
2	L-o	2339.8	3201.9	1.37	2.08	
	L-p		3284.0	1.40	2.10	
	L-s		3212.5	1.37	3.01	
1	L-o	2702.1	4058.2	1.50	2.29	
	L-p		4100.9	1.52	2.27	
	L-s		4058.2	1.50	3.29	

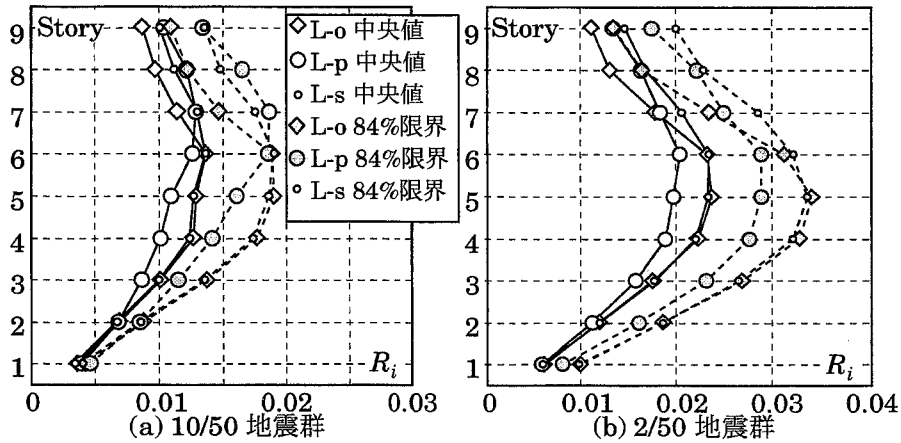


図 5.5 L 骨組の最大層間変位角

ているのが普通あり、断面を小さくすることは容易ではない。しかし、一部部材の断面を小さくすることも、各層の最大層間変位角を一様化するための手段として有効であることをこの解析例は示唆している。

L 骨組の地震応答解析結果では、部材耐力分布の改善の効果があまり明瞭には現れていない。この原因としては、L-o 骨組が元々、柱耐力比や柱梁耐力比が大きき、全層の最大層間変位角が一様化し易い性質をもっていることが挙げられる。

5.3.3 K 骨組

K 骨組は、L 骨組の直交構面骨組であり、前述した理由により柱断面は比較的大きい。梁は応力相当の断面で構成されており、柱梁耐力比は L 骨組より大きい骨組である。

図 5.6 には K 骨組の断面寸法を示し、表 5.5 には K 骨組の梁の耐力分布を、表 5.6 には K 骨組の柱の耐力分布を示す。表 5.5 によると 8 層の梁耐力が相対的に最も大きく、他の層での梁耐力比 β_i は 0.74 ~ 0.90 の範囲にある。均等 3 ~ 4 スパンの骨組であり、元の骨組においても各層の梁は同一断面が用

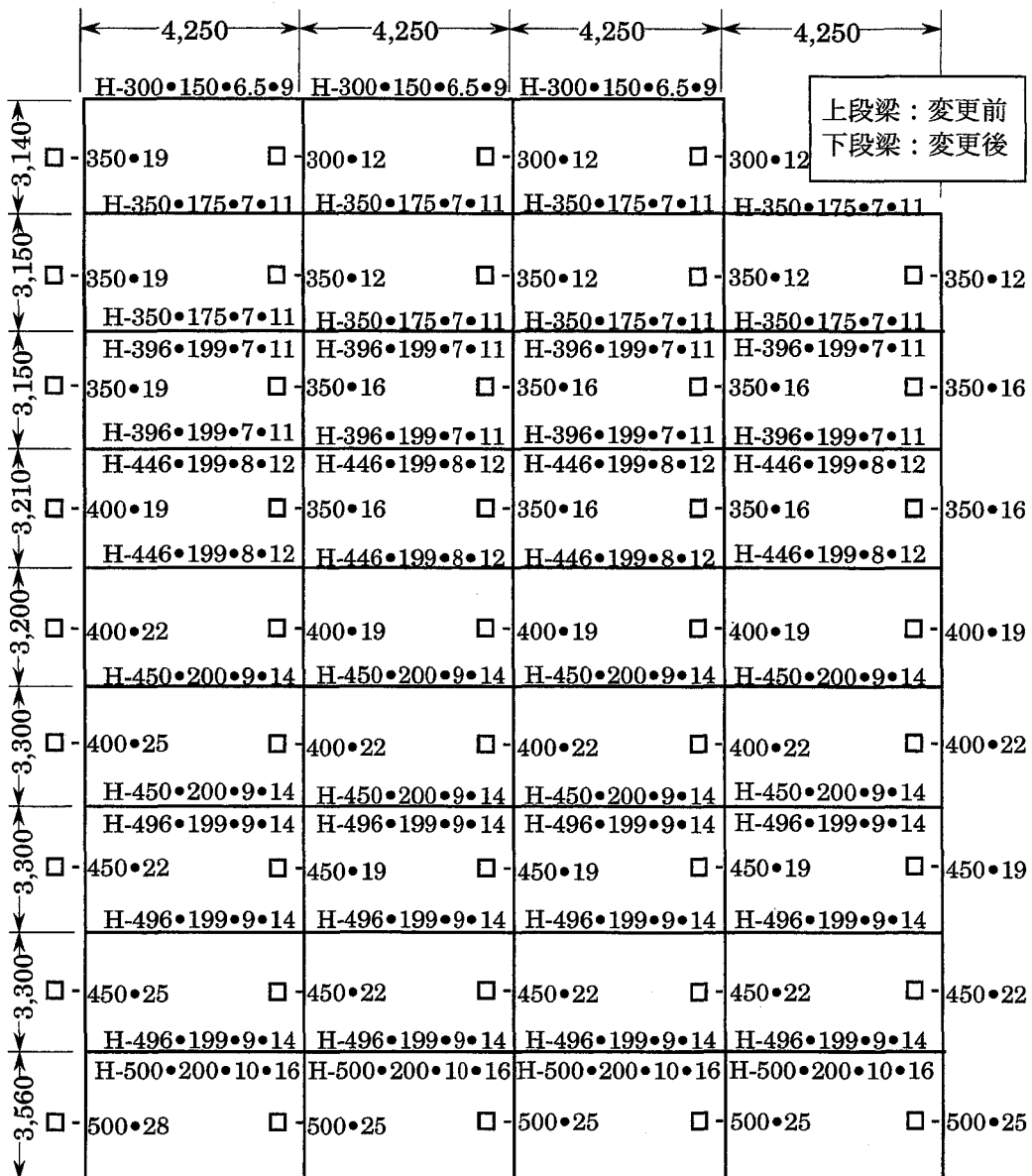


図 5.6 K 骨組

表 5.5 K 骨組の梁耐力分布

層	骨組	適正梁耐力 \bar{B}_i (kNm)	保有梁耐力 B_i (kNm)	$B_i C_B = \frac{B_i}{\bar{B}_i}$	梁耐力比 β_i	変更の有無	柱梁耐力比
9	K-o	1765.3	907.3	0.51	1.17		2.28
	K-p		907.3	0.51	1.17		2.28
8	K-o	4423.4	1936.3	0.44	1.00		2.69
	K-p		1936.3	0.44	1.00		2.69
7	K-o	5992.2	1949.2	0.33	0.74		3.56
	K-p		2503.6	0.42	0.95	有	2.77
6	K-o	7305.1	2514.7	0.34	0.79		3.16
	K-p		3205.4	0.44	1.00	有	2.48
5	K-o	8453.8	3232.9	0.38	0.87		3.12
	K-p		3232.9	0.38	0.87		3.12
4	K-o	9598.3	3774.5	0.39	0.90		3.34
	K-p		3774.5	0.39	0.90		3.34
3	K-o	10685.2	3799.2	0.36	0.81		3.60
	K-p		4298.2	0.40	0.92	有	3.18
2	K-o	11526.5	4326.5	0.38	0.86		3.62
	K-p		4326.5	0.38	0.86		3.62
1	K-o	12835.9	4355.1	0.34	0.78		4.53
	K-p		5452.7	0.42	0.97	有	3.62

表 5.6 K 骨組の柱耐力分布

層	骨組	適正柱耐力 \bar{C}_i (kNm)	保有柱耐力 C_i (kNm)	$C_i C_B = \frac{C_i}{\bar{C}_i}$	柱耐力比 γ_i	変更の有無
9	K-o	1765.3	2067.8	1.17	2.68	
8	K-o	2658.1	3133.9	1.18	2.69	
7	K-o	3334.1	3804.6	1.14	2.61	
6	K-o	3971.0	4135.4	1.04	2.38	
5	K-o	4482.8	5952.1	1.33	3.03	
4	K-o	5115.5	6637.8	1.30	2.96	
3	K-o	5569.7	7021.7	1.26	2.88	
2	K-o	5956.8	8656.8	1.45	3.32	
1	K-o	6879.1	11056.5	1.61	3.67	

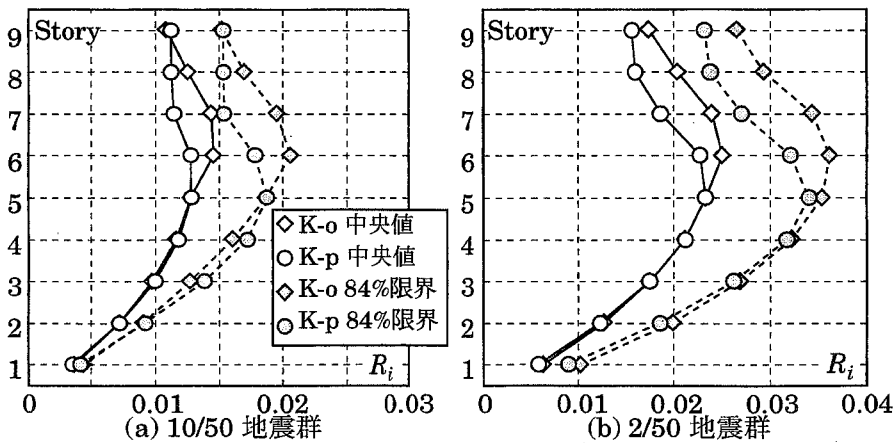


図 5.7 K 骨組の最大層間変位角

いられているので、変更後も全スパンの梁断面を同じ寸法に保ちながら一斉に大きくすることにした。変更は梁耐力比 β_i が 0.85 より小さい 1, 3, 6, 7 層の梁断面を大きくし、 β_i が 0.92~1.0 となるようにしている。この骨組を K-p 骨組と呼ぶ。元の K-o 骨組の柱耐力比 γ_i は、表 5.6 に示すように 2.38 以上で、この骨組についても柱の断面変更は行っていない。

K 骨組の地震応答解析結果を図 5.7 に示す。K-p 骨組は元の K-o 骨組に比べて、各層の最大層間変位角応答の一樣化が認められ、最大層間変位角の全層に関する最大値も減少している。ここでは、1つの層のすべての梁の断面を同時に大きくするような断面変更を考えたので、断面選択の自由度の拘束も強く、梁耐力比 β_i が 0.85 より大きい層は断面変更を行わなかったが、耐力分布を適正化した効果は明確に現れている。

5.3.4 G 骨組

G 骨組は、図 5.8 に示す 4 層骨組で最上層がセットバックした骨組である。この骨組は、3 章で検討した実在骨組の中で唯一、柱梁耐力比が全層 1.5 を下回り 1.35 程度の骨組である。

G 骨組の梁の耐力分布を表 5.7 に、柱の耐力分布を表 5.8 に示す。この G-o 骨組では 4 階に重量の大きな機器を設置する目的から、第 3 層の梁がかなり強くなっており、最上層を除く中間層の梁では、この梁の $B_i C_B$ は 1.23 と一番大きな値になっている。終局耐力に達するときのベースシヤ係数相当値がこの梁よりも大きいのは、最上層の柱、梁と第 3 層の柱だけで、他の部材は第 3 層の梁よりも相対的

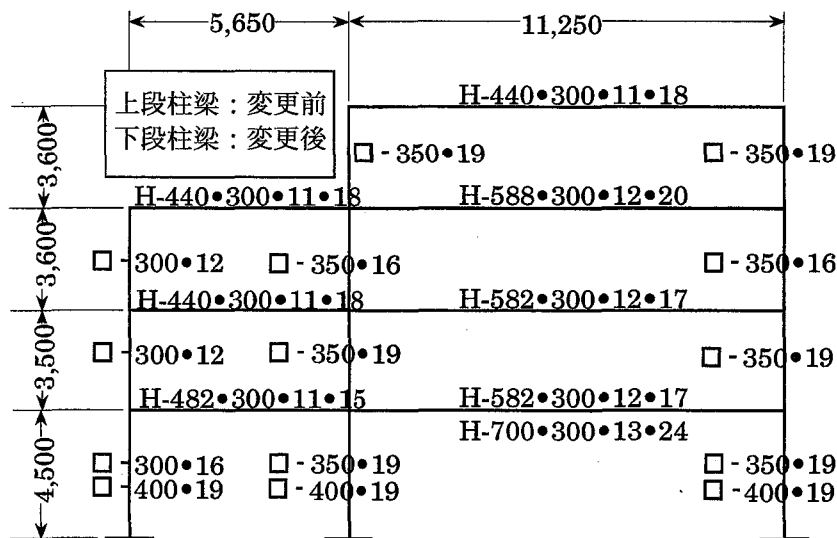


図 5.8 G 骨組

表 5.7 G 骨組の梁耐力分布

層	骨組	適正梁耐力 \bar{B}_i (kNm)	保有梁耐力 B_i (kNm)	$B_i C_B = \frac{B_i}{\bar{B}_i}$	梁耐力比 β_i	変更の有無	柱梁耐力比
4	G-o	780.5	1472.4	1.89	2.12		1.19
	G-p		1472.4	1.89	2.12		1.19
3	G-o	2242.4	2759.3	1.23	1.39		1.35
	G-p		2759.3	1.23	1.39		1.35
2	G-o	3361.8	2985.1	0.89	1.00		1.39
	G-p		2985.1	0.89	1.00		1.41
1	G-o	4833.8	3105.5	0.64	0.72		1.37
	G-p		4254.2	0.88	0.99	有	1.28

表 5.8 G 骨組の柱耐力分布

層	骨組	適正柱耐力 \bar{C}_i (kNm)	保有柱耐力 C_i (kNm)	$C_i C_B = \frac{C_i}{\bar{C}_i}$	柱耐力比 γ_i	変更の有無
4	G-o	780.5	1757.3	2.25	2.54	
	G-p		1757.3	2.25		
3	G-o	1461.9	1974.5	1.35	1.52	
	G-p		1974.5	1.35		
2	G-o	1899.9	2189.9	1.15	1.30	
	G-p		2226.8	1.17		
1	G-o	2933.9	2054.7	0.70	0.79	
	G-p		3210.9	1.09		

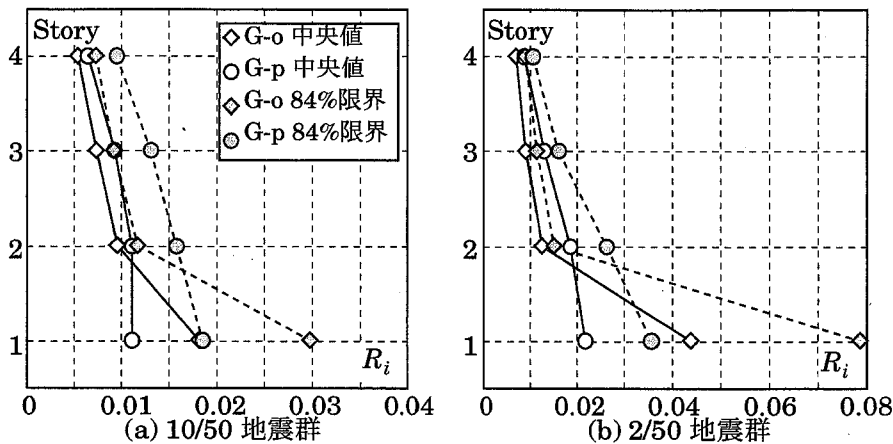


図 5.9 G 骨組の最大層間変位角

にかなり弱い。したがって、第 3 層の梁の耐力を基準に部材耐力分布の適正化を行うと多くの部材の断面を大幅に大きくする必要があるので、この骨組については、最上層が塑性変形してエネルギー吸収に寄与することを期待しないことにし、1～3 層について最大層間変位角の一様化を図ることにした。

最上層と第 3 層の梁を除くと、第 1 層に比べて第 2 層の方が $B_i C_B$ が大きいので、この梁の耐力を基準として各部材の梁耐力比 β_i と柱耐力比 γ_i は算定している。第 1 層の梁耐力比 β_i を 1.0 に近づけるようにスパンが長い方の梁の断面を大きくし、第 1 層の柱耐力比 γ_i が 1.2 程度以上になるように最下層の柱の断面を大きくしたのが、耐力分布を適正化した骨組として示す G-p 骨組である。

G 骨組の地震応答解析結果を図 5.9 に示す。この図によると、G-o 骨組は 1 層の最大層間変位角だけが極端に大きくなっており、1 層で層崩壊する傾向がある骨組であることがわかる。G-p 骨組では層間変位角応答の一様化が認められ、最大層間変位角の全層に関する最大値はかなり小さくなっている。

層崩壊を抑制する目的では、その指標として柱梁耐力比が多くの研究で注目されてきた。しかし、表 5.7 に示すように、元の G-o 骨組の第 1 層の柱梁耐力比は 1.37 であり、断面変更した G-p 骨組の柱梁耐力比は 1.28 で小さくなっているにもかかわらず、第 1 層への変形集中の傾向は断面変更によってほぼ無くなっている。柱梁耐力比は、柱または梁が、高さ方向に適正な耐力分布をもつとき、層崩壊の起こりやすさを表す指標として適当である。しかし、柱と梁のいずれもが、必ずしも高さ方向に適正な耐力分布とはなっていない現実の骨組では、この G 骨組の例のように層崩壊の起こりやすさを表す指標として機能しない。本章で採用した柱耐力比 γ_i は、塑性変形を期待する梁の耐力レベルを基準に各柱の相対的な耐力レベルを表現するものであり、層崩壊の起こりやすさを表す指標として実務設計においても有用な値であることを、この骨組例は明らかにしている。

5.4 適正化の妥当性の検討

前節の具体例では、梁の高さ方向の耐力分布を適正化することにより、各層の最大層間変位角応答が一様化し最大層間変位角の全層に関する最大値が減少することを示した。ここで提示した耐力分布の適正化は、部材断面を大きくするように断面変更することを原則としたもので、単純に部材断面を大きくすれば応答値が全体的に減少するという効果も含んでいるはずである。したがって、この適正化によって、どれほど各層の最大層間変位角応答が一様化し最大層間変位角の全層に関する最大値が減少したかは必ずしも明確ではない。そこで、本章で行った耐力分布の適正化の有効性を調べるために、鋼材量と応答値との関係について検討する。

5.4.1 検討概要

鋼材量と応答値との関係について検討するために、5.2 節の方法で耐力分布の適正化を図った骨組（「p」の記号を付けた骨組）を基準骨組と考え、基準骨組の部材断面の断面積を 1.2 倍、1.5 倍、2.0 倍した骨組を作成した。1.2 倍した骨組を骨組名称の後に「-1.2」を付けて表し、同様に、1.5 倍、2.0 倍した断面の骨組を「-1.5」「-2.0」を付けて表す。断面積を α 倍すると、現実問題としては断面寸法が大きくなるので、天井高さを変えないためには建物の階高を上げる必要が生じるが、本章ではこれらの問題を無視している。

検討対象とする骨組は、表 5.9 に示す 21 種の骨組とし、これらの骨組の地震応答を比較し、鋼材量と最大層間変位角との関係について検討する。

断面積を α 倍した断面は、既成形鋼のリストから選定した。選定方法は以下の通りである。

- ・基準骨組の断面のせいを $\sqrt{\alpha}$ 倍した値に最も近いせいを決定し、せい以外の断面寸法も基準骨組の断面寸法を下回らないものの中から、基準骨組の断面の断面積を α 倍した値に最も近い断面積をもつ角形鋼管柱、H 形鋼梁を採用する。

表 5.9 解析骨組

骨組	鋼材量比 q	終局ベースシヤ係数		基本固有周期		
		C_B	基準骨組との比	T_1 (s)	基準骨組との比	
J	J-o	0.96	0.37	0.87	1.19	1.06
	J-p	1.00	0.43	1.00	1.12	1.00
	J-1.2	1.16	0.56	1.31	0.94	0.84
	J-1.5	1.48	0.81	1.90	0.76	0.68
	J-2.0	1.99	1.32	3.09	0.57	0.51
L	L-o	0.94	0.51	0.72	0.95	1.14
	L-p	1.00	0.71	1.00	0.84	1.00
	L-s	0.92	0.47	0.66	0.96	1.15
	L-1.2	1.18	0.94	1.32	0.71	0.85
	L-1.5	1.49	1.34	1.88	0.58	0.69
	L-2.0	1.98	2.09	2.94	0.46	0.55
K	K-o	0.99	0.41	0.89	0.99	1.06
	K-p	1.00	0.46	1.00	0.94	1.00
	K-1.2	1.17	0.61	1.33	0.79	0.85
	K-1.5	1.49	0.87	1.89	0.65	0.69
	K-2.0	1.99	1.44	3.13	0.49	0.53
G	G-o	0.93	0.66	0.66	0.69	1.19
	G-p	1.00	1.01	1.00	0.58	1.00
	G-1.2	1.18	1.33	1.32	0.48	0.83
	G-1.5	1.49	1.96	1.95	0.38	0.66
	G-2.0	1.97	3.07	3.05	0.29	0.51

・ F 値は基準骨組と同じとする。角形鋼管柱については、基準骨組と同じ F 値をもつ角形鋼管の中から選定する。

各骨組の鋼材量は、部材断面積に節点間距離を乗じて求めた部材の体積を全部材について総和した値とし、基準骨組の鋼材量に対する他の骨組の鋼材量の比 q を表 5.9 に示す。表 5.9 によれば、各骨組の鋼材量比 q は、断面算定時に設定した断面積比である 1.2, 1.5, 2.0 に近い値になっている。

5.4.2 鋼材量と応答値との関係

断面寸法を比例的に増大させることで、断面積を α 倍した場合、断面寸法は $\sqrt{\alpha}$ 倍程度になっている。したがって塑性断面係数は $\alpha^{1.5}$ 倍、耐力も $\alpha^{1.5}$ 倍となる。また、断面 2 次モーメントは α^2 倍となり、部材の曲げ剛性が α^2 倍となる。軸剛性やせん断剛性の影響が無視できるとすれば、固有周期が $1/\alpha$ となる。表 5.9 には、各骨組の終局ベースシヤ係数 C_B と基本固有周期 T_1 を示している。ただし、終局ベースシヤ係数 C_B は、骨組の頂部の水平変位が建物高さの 2% に達するまで設計用地震荷重を比例載荷したときのベースシヤ係数の最大値として求めた値である。表 5.9 によれば、断面積を 1.2 倍した骨組の終局ベースシヤ係数 C_B は基準骨組のほぼ $1.2^{1.5} (= 1.31)$ 倍、基本固有周期 T_1 は $1/1.2$ 倍となっている。また、1.5 倍した骨組の C_B は $1.5^{1.5} (= 1.84)$ 倍となり、 T_1 はほぼ $1/1.5$ となっている。また、2.0 倍した骨組の C_B はほぼ $2.0^{1.5} (= 2.83)$ 倍となり、 T_1 はほぼ $1/2.0$ となっている。

ここで、変位応答スペクトルが基本固有周期 T_1 に比例して増大する（擬似速度応答スペクトルが一定値）と考え、断面積を α 倍にすると、 T_1 が $1/\alpha$ となるので弾性系の変位応答値は $1/\alpha$ になる。したがって、弾塑性系の最大変位応答は同じ固有周期の弾性系の最大変位応答とあまり変わらないとする変位一定説^{5.9)}によれば、変位応答スペクトルが固有周期 T_1 に比例する場合には、断面積を α 倍すると、基本固有周期 T_1 が $1/\alpha$ となり、弾塑性応答するとしても変位応答値は $1/\alpha$ 程度になると推測できる。以上は、変位応答スペクトルが基本固有周期 T_1 に比例して増大する長周期域での考察であるが、変位応答スペクトルが基本固有周期 T_1 の 2 乗に比例して増大（擬似速度応答スペクトルが基本固有周期 T_1 に比例）する短周期域では、断面積を α 倍すると、変位応答値は $1/\alpha^2$ 程度になると推測できる。

重層骨組の変位応答の大きさを表す指標として、最大層間変位角の中央値 R_i の設計用層モーメント $\bar{Q}_i h_i$ を重み関数とする平均値 R_{mean} を採用した。すなわち、

$$R_{\text{mean}} = \frac{\sum_{i=1}^N R_i \bar{Q}_i h_i}{\sum_{i=1}^N \bar{Q}_i h_i} \quad (5.6)$$

ただし、上式で N は層数である。骨組全体の変形の大きさを表すのに、頂部の水平変位や単純な平均値を用いずに、上記のように重み付けした平均値を用いるのは、有効構造回転角^{5.10)}の考え方に倣ったものであり、(5.6) 式の平均値は等価な 1 自由度系^{5.11)}の層間変位角を表す量として採用している。

図 5.10 は、(5.6) 式で求めた R_{mean} と鋼材量比 q との関係を示したものである。太線は基準骨組の R_{mean} を通り q と反比例する曲線であり、細線は基準骨組の R_{mean} を通り q^2 と反比例する曲線である。図 5.10 によると、10/50 地震群に対する R_{mean} は、太線で示した q に反比例する曲線と近い値を取っている。また、2/50 地震群に対する R_{mean} は、基準骨組の基本固有周期が相対的に長い J 骨組や K 骨組では、断面積を 2 倍した骨組を除くと q に反比例する曲線と近い値を取り、基準骨組の基本固有周期が最も短い G 骨組では、細線で示した q^2 と反比例する曲線と近い値を取り、L 骨組では、 q に反比例する曲線と q^2 と反比例する曲線との中間程度の値となっている。

図 5.11 には、10/50 地震群と 2/50 地震群の擬似速度応答スペクトル S_V の中央値を実線で示し、各

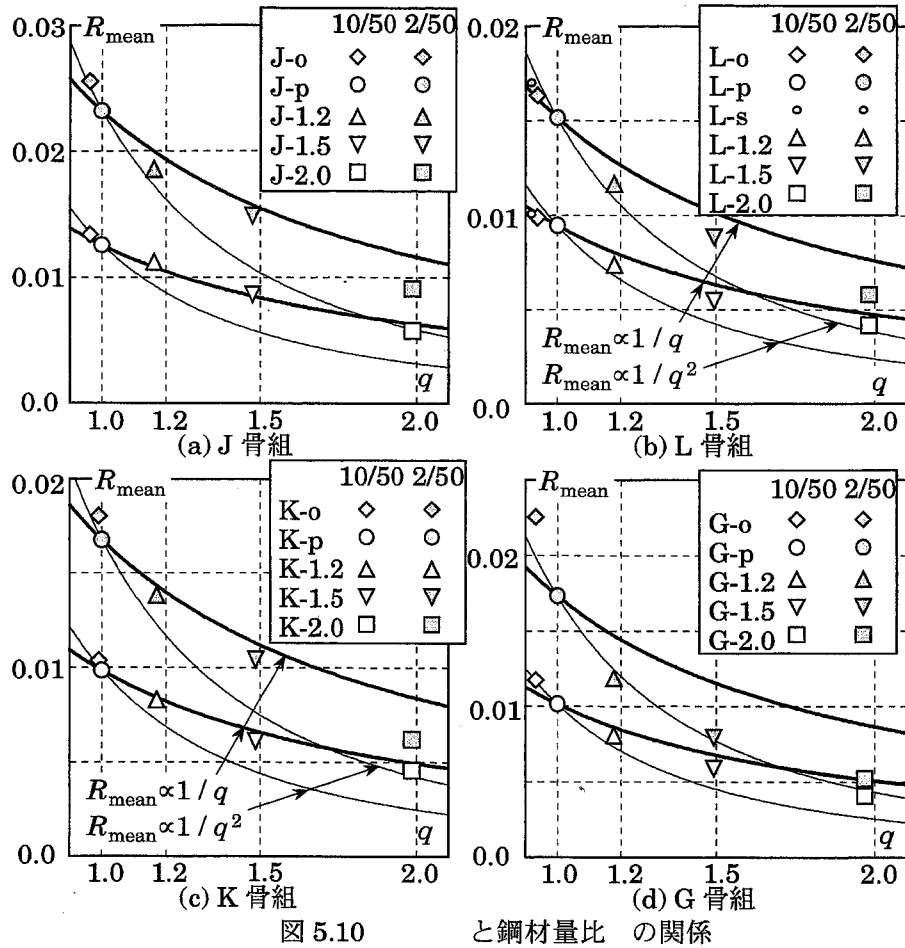


図 5.10

と鋼材量比 の関係

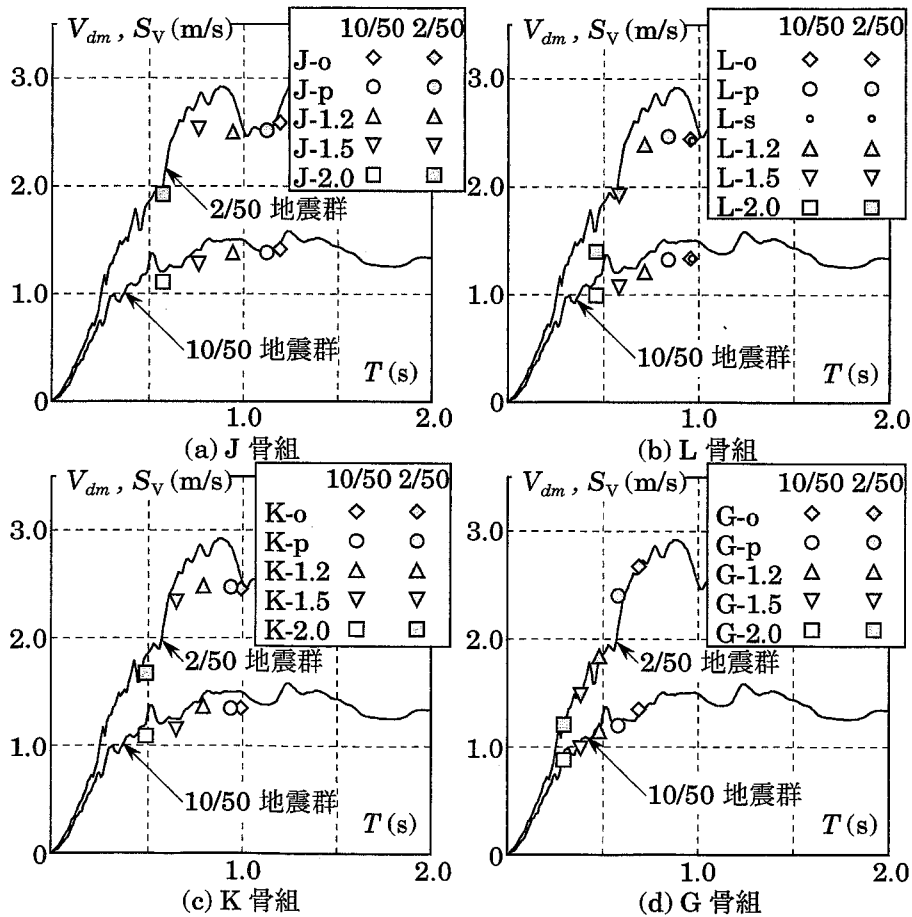


図 5.11 損傷に寄与する地震入力エネルギー

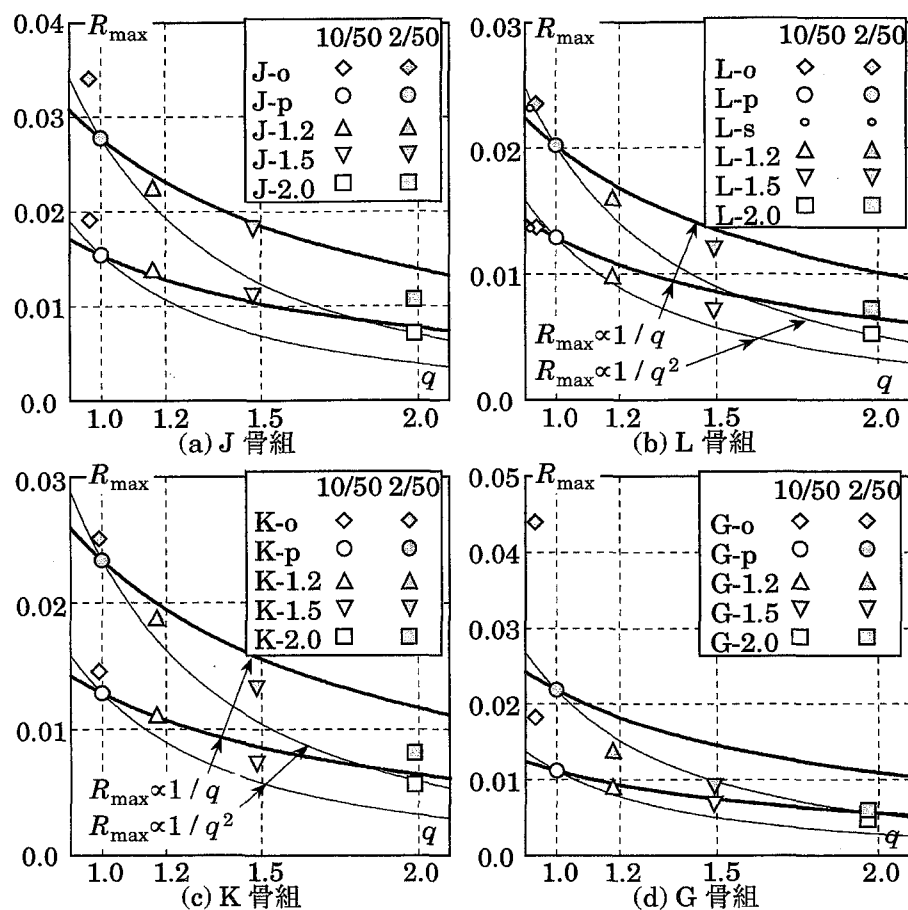


図 5.12 R_{max} と鋼材量比 q の関係

地震群に対する各骨組の損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値 V_{dm} の中央値を◇印などの記号で示している。なお、塑性化による見かけの固有周期の伸びを考慮して V_{dm} を表示すれば、 V_{dm} と S_V との対応関係は更に良くなると予想されるが^{5.12)}、ここではその影響を無視して基本固有周期の位置に表示している。

図 5.11 によると、 R_{mean} が図 5.10 に示した反比例の曲線を下回る骨組は、 S_V が固有周期にほぼ比例するような短周期領域にまで基本固有周期が短くなり、その結果 V_{dm} が減少している。2/50 地震群に対する応答では、断面積を 2 倍した骨組はいずれも短周期化による V_{dm} の減少が認められ、G 骨組はすべてが、 S_V が固有周期にほぼ比例する短周期領域にある。

図 5.10 において R_{mean} が反比例の曲線を下回る原因は、図 5.11 に示すように短周期化によって V_{dm} が減少するからである。このように V_{dm} が減少している場合を除くと、図 5.10 では R_{mean} は q にほぼ反比例している。ここで用いているような地動を対象とするのであれば、基本固有周期が 1 秒程度以上の骨組では、耐力分布の適正化に伴って鋼材量が数 % 程度変化する範囲では、 R_{mean} は q に反比例する傾向がある。L-s 骨組については、L-o 骨組より q が小さいにもかかわらず全層の最大層間変位角の最大値が小さくなることを前章で述べたが、 R_{mean} は L-o 骨組より大きくなっている。

各層の最大層間変位角の中央値の全層に関する最大値 R_{max} と鋼材量 q の関係を図 5.12 に示す。この図でも太線は基準骨組の R_{max} を通る反比例の曲線であり、細線は基準骨組の R_{max} を通る q^2 に反比例する曲線である。図 5.12 によると、L-o 骨組の応答値を除くと、耐力分布の適正化を行う前の元の骨組の R_{max} は q や q^2 に反比例する曲線よりかなり大きい。また、2/50 地震群に対する L-o 骨組は、図 5.11(b) によると V_{dm} が L-p 骨組より若干小さいにもかかわらず、図 5.12(b) の R_{max} はほぼ q^2 に

反比例する曲線上にある。更に、前章でも述べたように、L-s 骨組では L-o 骨組より鋼材量を減じているにもかかわらず、 R_{\max} が減少している。耐力分布の適正化に伴う鋼材量の増大の効果は、図 5.12 中に太線や細線で示した鋼材量に反比例か、または、2 乗に反比例するように変位応答値を減少させるだけであるので、図 5.12 に示した結果は、耐力分布の適正化によって全層の最大層間変位角応答が一様化し、その全層に関する最大値 R_{\max} が減少する明確な効果を示すものと判断できる。

5.5 結論

本章では、部材耐力分布を適正な分布に近づけるように一部の部材断面を変更する方法を提案した。また、具体例とその地震応答解析結果を示すことで、この方法による耐力分布の適正化によって、地震時に各層に生じる最大層間変位角を一様化し、最大層間変位角の全層に関する最大値を小さくする明瞭な効果が期待できることを明らかにした。本法によれば、設計時に地震応答解析を行わなくとも、単純な計算で耐力分布を調べるだけで、各層の最大層間変位角応答を一様化するように部材断面を修正することが可能となる。

なお、本章では、全層の最大層間変位角を一様化することだけを目的に、部材耐力分布の適正化の方法を検討したが、基本固有周期が 1 秒程度以上の骨組の全体的な変位応答の大きさは、鋼材量にほぼ反比例する傾向があることも示した。したがって、全層の最大層間変位角を設定値以下にすることを目的に、一様かつ大幅に変位応答を小さくするには、純ラーメン構造のまま断面を大きくするだけでは膨大な鋼材量の増大が必要となり、現実的な解決策とはなり難いことも明らかとなった。

参考文献

- 5.1) 小久保 彰・半貫 敏夫・秋山 宏：鋼構造梁降伏型魚骨多層骨組の損傷分布則，日本建築学会構造系論文集，第 614 号，pp.29-34，2007.4
- 5.2) 小川厚治：鋼構造骨組構成部材の適正強度分布に関する研究（その 1 動的崩壊機構特性とエネルギー吸収能力），日本建築学会論文報告集，第 323 号，pp.13-22，1983.11
- 5.3) 友澤悟史・小川厚治：鋼構造骨組の柱梁耐力比が最大層間変位角応答に及ぼす影響，日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集，Vol.13，pp.593-600，2005.11
- 5.4) 川島敏夫・小川厚治：鋼構造骨組における柱梁耐力比及び柱梁剛性比の調査検討，日本鋼構造協会鋼構造論文集，第 14 巻第 53 号，pp.23-32，2007.3
- 5.5) 川上秀二郎・河野昭彦・岡本勇紀：CFT 構造ラーメン骨組の地震時の応答層間変形角分布の改善法について，日本建築学会構造系論文集，第 585 号，pp.223-229，2004.11
- 5.6) P.Somerville, et al. : Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project, SAC Background Document, Report No. SAC/BD-97-04, SAC Joint Venture, 555 University Ave., Sacramento, CA, 1997
- 5.7) 小川厚治・中原寛章：強震を受ける鋼構造ラーメン骨組の梁に生じる塑性変形（その 1：最大変形），日本鋼構造協会鋼構造論文集，第 10 巻第 39 号，pp.89-104，2003.9
- 5.8) 小川厚治・多田元英：柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発，第 17 回情報・システム・利用・技術シンポジウム論文集，pp.79-84，1994.12
- 5.9) A. S. Veletsos and N. M. Newmark : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. of 2nd WCEE, Vol. II, pp.895-912, Tokyo and Kyoto, 1960
- 5.10) R. Tanabashi, T. Nakamura and S. Ishida: Overall Force-Deflection Characteristics of Multi-story Frames, Proc. of Symp. on Ultimate Strength of Structures and Structural Elements, 1969.12
- 5.11) 井上一朗・桑原進・多田元英・中島正愛：履歴型ダンパーを用いた架構の地震応答と設計耐力，日本鋼構造協会鋼構造論文集，第 3 巻第 11 号，pp.65-77，1996.9

5.12) 小川厚治・井上一朗・中島正愛：損傷に寄与する地震入力エネルギーに関する考察，日本建築学会構造系論文集，第 530 号，pp.177-184，2000.4

第6章 総括

兵庫県南部地震においては、「中間層崩壊」という言葉で代表される特定層だけに被害が集中する例が多数報告されている。このような「中間層崩壊」した建物に関しては、構造設計者が部材断面算定時に、構成部材耐力分布に関して一定の配慮を行えば回避できたと推察されるものも少なくない。本研究では、地震下での各層の最大層間変位角応答を一様化し、特定層への変形集中を抑制するような部材耐力分布の適正值を、高さ方向の耐力分布と柱梁耐力比との2つの観点から検討した。また、その結果に基づき、動的応答解析を用いず静的手段だけで部材耐力分布を適正化する手法を提案した。

本論は6章から成っているが、ここではその主な結果をまとめておく。

第1章では、本研究の背景および目的について述べた。

第2章では、本研究の基礎となる2つの既往の研究を紹介した。1つめは小川らの研究で、鋼構造骨組に生じる最大層間変位角などの巨視的地震応答量は、適切にモデル化された魚骨形骨組によって近似できることが報告されている。本研究では、一部の梁端が早期に降伏する影響などを無視し、より単純な魚骨形骨組へのモデル化手法を示し、このモデル化によっても鋼構造骨組に生じる最大層間変位角の精度良い近似が得られることを確認した。この魚骨形モデルでは、柱の耐力は元の骨組の柱の塑性モーメント和で表され、梁の耐力は元の骨組のフロアモーメントで表される。本研究は、各層の最大層間変位角応答を対象とするものであるため、魚骨形モデルで用いられているこれらの値を、骨組の耐力特性が表現する値として利用した。

2つめは友澤らが行った研究で、魚骨形骨組を対象にして、各層の最大層間変位角応答を一様化するための柱梁耐力比の要求値を検討したものである。その結果は、現行の耐震規定の2次設計時に想定している程度の地震（損傷に寄与する地震入力エネルギーの速度換算値 $V_{dm} = 1.5 \text{ m/s}$ ）であれば、柱梁耐力比が1.2程度で各層の層間変位角応答は一様化し、その2倍程度の地震（ $V_{dm} = 3.0 \text{ m/s}$ ）でも柱梁耐力比が1.5程度で各層の層間変位角応答は一様化することを示している。上記の結果は、柱梁剛性比が0.5から2.0の範囲で求めたものであるが、柱梁剛性比が大きいほど、柱梁耐力比が特定層への変形集中に及ぼす影響は小さくなるという結果も得られている。

本研究は、この2つの既往の研究に基づき、それを発展させたものである。

第3章では、現実的な鋼構造ラーメン骨組を魚骨形骨組にモデル化することによって、各床レベルの柱梁耐力比を調べた。検討対象としたのは、一般的な鋼構造ラーメン骨組の地震応答性状を調べるために設計された18の解析用骨組と、12の実在骨組である。調査の結果、中低層鋼構造骨組の柱梁耐力比は、特に強い意志を持って設計されない場合でも1.5程度を大きく超える傾向があることを示した。また、その原因についても考察を加え、設計者が柱梁耐力比に特に留意せず通常の許容応力度設計法に従って設計するだけでも、柱梁耐力比が大きくなるいくつかの原因が挙げられることを示した。したがって、一般的な鋼構造ラーメン骨組の柱梁耐力比は、前章で示した損傷集中を避けるために要求される柱梁耐力比より大きくなるのが普通であり、柱梁耐力比を確保することが鋼構造骨組を設計する上で厳しい条件となる可能性は低いことを明らかにした。

第4章では、高さ方向の耐力分布の適正值について検討した。まず、固有周期にかかわらず擬似速度応答スペクトルが一定であると仮定して、連続せん断棒のモード重畳法解析から層せん断力分布係数を導き、この層せん断力分布係数を本研究では採用した。設計用地震荷重分布については古くから多くの研究があるが、この章では、現行の耐震規定で用いられている地震荷重分布、並びに秋山が提案した地震荷重分布と比較検討した。すなわち、3つの式から算定される層せん断力係数が極めて近い値となることを明らかにすると共に、これらの式で表される層せん断耐力分布をもつせん断型多自由度系の地

震応答を比較した。その結果、連続せん断棒のモード重畳法解析から導いた層せん断力分布係数をもつ骨組の最大層間変位角が最も小さくなる傾向があることを示し、この式が最適であることを確認した。

第5章は、本研究が当初から目指した部分である。この章では、第3章の結果に基づいて鋼構造骨組の柱は梁に比して十分に強い場合が多いことを考慮して、鋼構造ラーメン骨組の部材耐力分布を適正化する方法を提案した。まず、降伏してエネルギー吸収に寄与することを期待する梁の中で、相対的に最も強い床レベルの梁を基準に、各層の柱や梁の相対的な耐力の大きさを柱耐力比、梁耐力比と定義した。最上層を除く中間層の梁耐力比を1に近づけ、最上層の梁耐力比と柱耐力比が一定値以上であることを確認することによって、部材耐力分布を適正化する方法を提案している。また、この方法によって実在骨組の部材耐力分布を適正化する具体例を4例示し、耐力分布を適正化した骨組に生じる最大層間変位角が元の骨組よりも一様化する傾向があることを示すことで、本論で提案した適正化手法の有効性を明らかにした。

なお、付録は、粘性減衰が鋼構造骨組の地震応答に及ぼす影響について検討したものである。第4章では高さ方向の適正な耐力分布に及ぼす粘性減衰の影響にも言及しているので、関連する研究成果として付けている。

付録 粘性減衰が鋼構造骨組の弾塑性地震応答に及ぼす影響

A.1 序

建築構造物の地震応答解析においては粘性減衰を仮定して行うのが一般的であるが、構造物が持つ粘性減衰の機構は非常に複雑であり、構造物の物理的特性に基づいて減衰特性を評価することは行われていない。通常は、類似した構造物の既往の振動実験結果から類推した低次の減衰定数を採用し、減衰型を仮定することで減衰特性を評価して、構造物の地震応答解析を行っている^{A.1, A.2)}。ここでは、鋼構造骨組において粘性減衰の評価方法が地震応答解析結果に及ぼす影響を、減衰定数や減衰型を変化させた場合などについて検討する。

また、履歴型ダンパー付骨組における影響についても検討する。骨組に履歴型ダンパーを設置する前後で減衰定数が変化しないと考えると、履歴型ダンパーの設置によって骨組全体の剛性が上がり、減衰係数が増大することになる。減衰マトリックス作成時に、履歴型ダンパーの剛性を考慮した場合と無視した場合とで、応答解析結果にどのような影響があるかを検討する。

A.2 解析の概要

本節で主に考察の対象としたのは図 A.1 に示す魚骨形骨組で、層数 N は 4, 8, 12 の 3 種、階高 h_i は全層 4m、重量も全層同じとした。解析骨組は現行の耐震規定に準じて設計したもので、標準層せん断力係数 C_0 が 0.2 に対応する層せん断力が作用したとき、各層の層間変位角が $1/200$ になり、標準層せん断力係数 C_0 が 0.3 に対応する層せん断力が作用したとき、すべての部材端が全塑性モーメントに達するようにした骨組である。終局ベースシャー係数 C_B と基本固有周期 T_1 および 2 次の固有周期 T_2 を表 A.1 に示す。なお、柱、梁の復元力特性はいずれも Bi-linear 形とし、歪硬化係数は 0.02 とした。P Δ 効果は考慮している。

入力地震動としては、2.3 節でも用いた 40 波の強震記録波形を使用した。これらは、1a01 から 1a20 と呼ばれるロサンジェルスでの 50 年間の発生確率が 10% の 20 波の地震 (10/50 地震群)、及び 1a21 から 1a40 と呼ばれる 50 年間の発生確率が 2% の 20 波の地震 (2/50 地震群) として提案されたものである^{A.3)}。

減衰定数を 0.01 としたときの各地震の擬似速度応答スペクトル S_V を図 A.2 に細線で示す。図 A.2 中の太実線は、20 波の S_V の 2 乗平均値の平方根である。図 A.2 (a) によると、10/50 地震群の S_V の 2 乗平均値の平方根は、2 次設計で保有水平耐力を検討するときや、限界耐力計算の安全限界を検討する際に想定されている設計用擬似速度応答スペクトル S_V と近い値となる。一方、図 A.2 (b) に示す 2

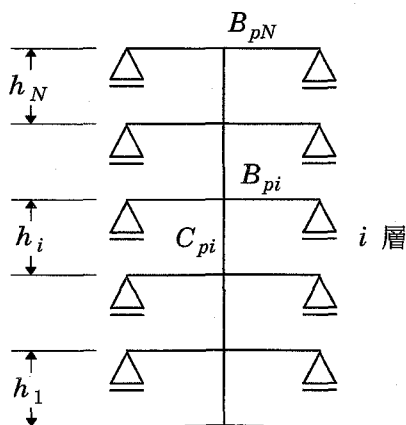


図 A.1 解析骨組

表 A.1 解析骨組の概要

層数	C_B	T_1 (sec)	T_2 (sec)
4	0.300	0.95	0.35
8	0.278	1.37	0.51
12	0.200	1.98	0.74

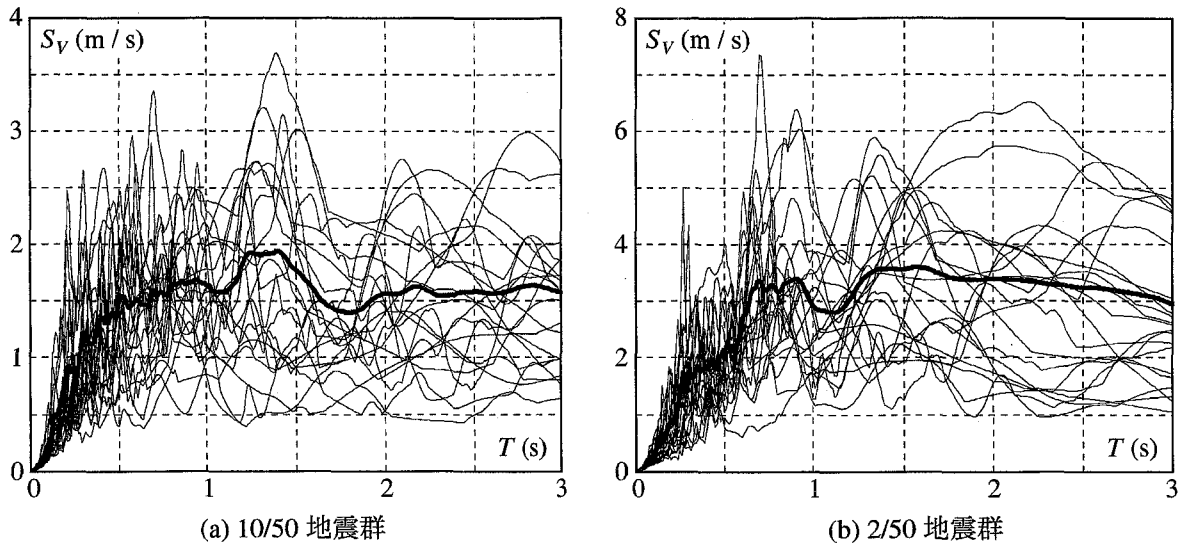


図 A.2 入力外乱の擬似速度応答スペクトル S_V

/50 地震群の S_V の 2 乗平均値の平方根は、10/50 地震群の S_V の 2 乗平均値の平方根のおよそ 2 倍程度になっている。

A.3 減衰定数の影響

まず、減衰定数の大きさの影響について検討する。減衰型は、すべて Rayleigh 型とし、1 次と 2 次の減衰定数は等しいとしている。図 A.3 は、減衰定数 h を 0, 0.01, 0.02, 0.05 の 4 種に変化させたときの各層の最大層間変位角 R_i の 10/50 地震群と 2/50 地震群の各 20 波についての平均値を示したも

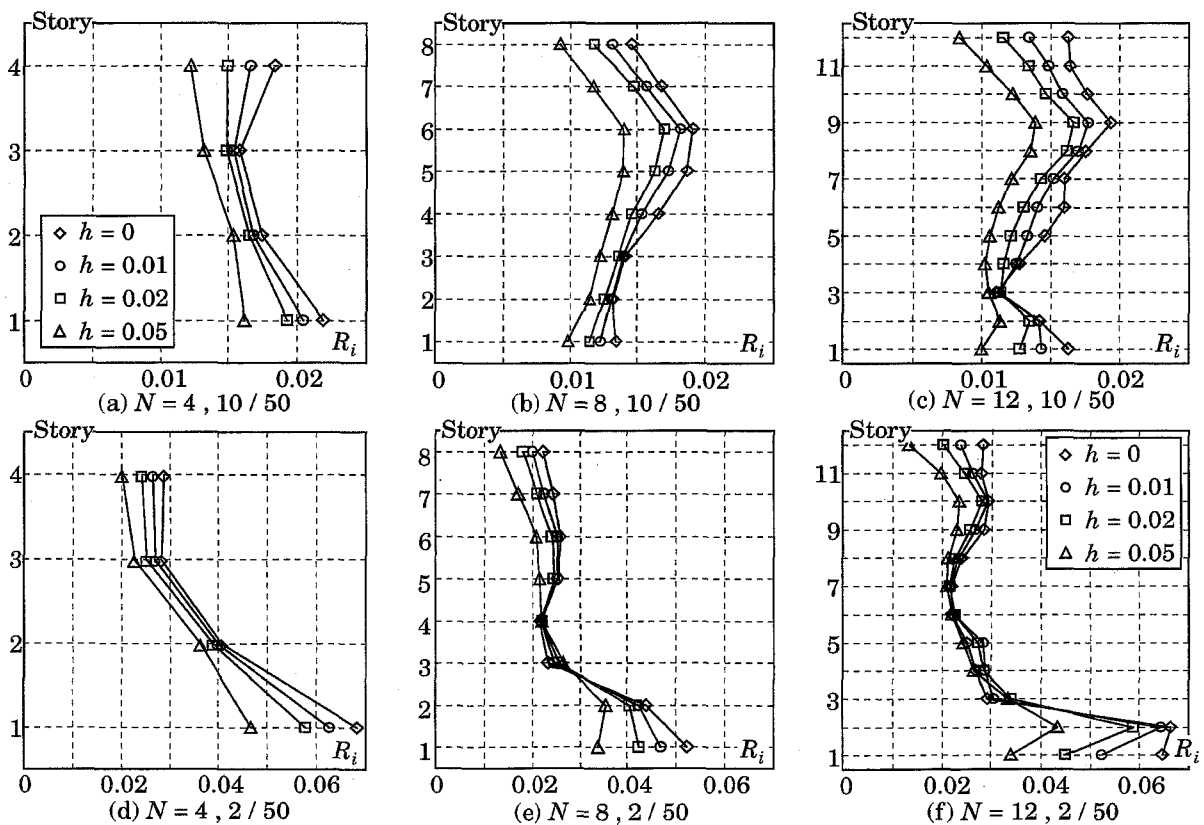


図 A.3 減衰定数 h による各層の最大層間変位角 R_i の変化

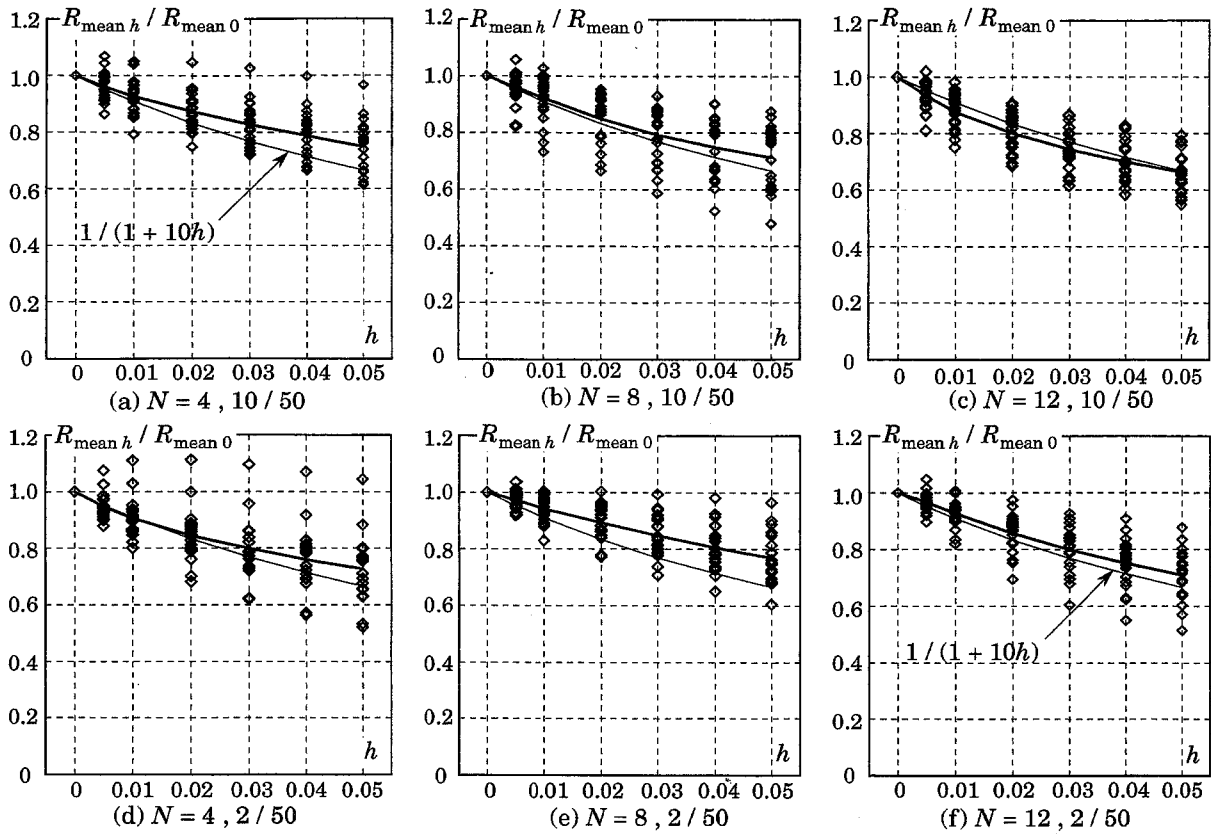


図 A.4 減衰定数 h - $R_{\text{mean } h} / R_{\text{mean } 0}$ 関係

のである。図 A.3 によると、減衰定数が大きくなるにつれて、概ね全層の最大層間変位角が一樣に減少している。

減衰定数による最大層間変位角の大きさの変化を調べるために、全層の最大層間変位角の大きさを概括的に表す指標として、最大層間変位角 R_i の設計用層モーメント $Q_i h_i$ を重み関数とする平均値 R_{mean} を採用した。すなわち、

$$R_{\text{mean}} = \frac{\sum_{i=1}^N R_i Q_i h_i}{\sum_{i=1}^N Q_i h_i} \quad (\text{A.1})$$

上式で、 Q_i は i 層の設計用層せん断力、 h_i は i 層の階高である。

図 A.4 に減衰定数が h のときの R_{mean} の値 $R_{\text{mean } h}$ と減衰定数が 0 のときの R_{mean} の値 $R_{\text{mean } 0}$ との比 $R_{\text{mean } h} / R_{\text{mean } 0}$ を示す。この図で◇印は各地震波に対する応答値であり、太線は 20 波の地震に関する単純平均値である。図 A.4 に示すように、減衰定数 h が大きくなると、各層の最大層間変位角 R_i が全体的に減少するので R_{mean} は小さくなる。

弾性応答に関しては、減衰定数が h のときの応答値 S_h と減衰定数が 0 のときの応答値 S_0 の比については次式がよく引用されている A.1, A.4, A.5)。

$$\frac{S_h}{S_0} = \frac{1}{1 + 10h} \quad (\text{A.2})$$

(A.2) 式の値は図 A.4 に細線で示している。図 A.4 によると、個々の地震波に関する減衰定数 h と $R_{\text{mean } h} / R_{\text{mean } 0}$ の関係はかなりばらついているが、20 波の地震についての平均値を示す太線は (A.2) 式と近い値をとっている。しかし、細線に比べて太線の方が 1 に近く、減衰の影響が (A.2) 式よりも応答値に現れにくい傾向がある。履歴減衰による等価減衰定数を h_{eq} とし、履歴減衰についても (A.2)

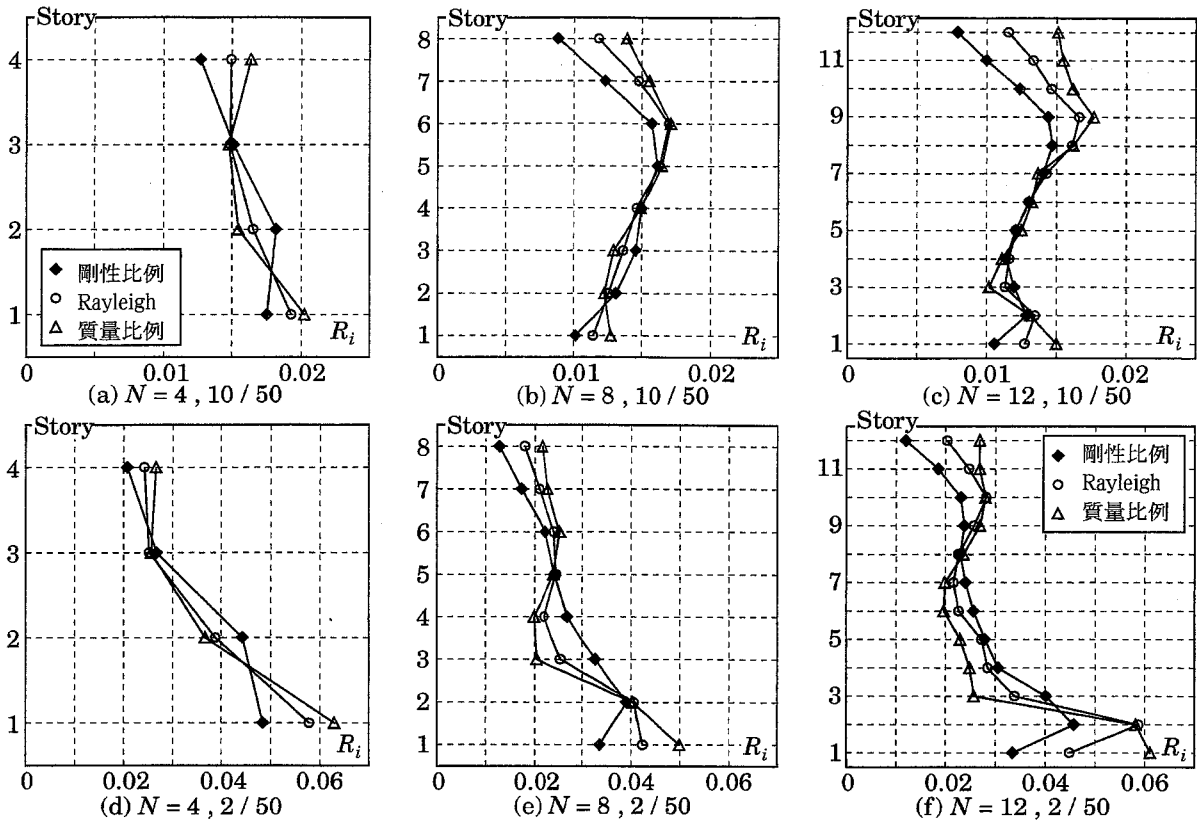


図 A.5 減衰型による各層の最大層間変位角 R_i の変化

式が適用できると仮定すると S_h/S_0 は次式で表される。

$$\frac{S_h}{S_0} = \frac{(1 + 10 h_{eq})}{(1 + 10 h_{eq}) + 10 h} \quad (\text{A.3})$$

上式によれば、減衰定数の影響は $1/(1 + 10 h_{eq})$ に縮小される。履歴減衰の存在によって粘性減衰の影響は小さくなる。

A.4 減衰型の影響

減衰型については (a) 剛性比例型, (b) Rayleigh 型, (c) 質量比例型の 3 種を考え応答値を比較した。ただし、1 次の減衰定数はすべて 0.02 としており、Rayleigh 型については 2 次の減衰定数も 0.02 とした。なお、剛性比例型は初期剛性比例型であり、瞬間剛性は考慮していない。

図 A.5 は減衰型を変化させたときの各層の最大層間変位角 R_i の 10/50 地震波群と 2/50 地震群各 20 波についての平均値を示したものである。図 A.5 から分かるように、減衰型の影響は骨組頂部付近の応答に顕著に現れる。すなわち、剛性比例型、Rayleigh 型、質量比例型の順に 2 次以降の高次の減衰定数が大きいので、最上層近傍の最大層間変位角が小さくなる (A.1, A.6)。

図 A.6 は (A.1) 式で定義した R_{mean} を用いて、減衰型が異なる时候の変形の大きさを直接比較したものである。図 A.6 中にも示したように、剛性比例型を用いた場合に比べて Rayleigh 型を用いると R_{mean} は 1.05 倍程度増大し、質量比例型を用いると R_{mean} は更に増大し 1.09 倍程度になる傾向が認められる。実構造物の高次の減衰定数は、剛性比例型のように、固有円振動数に比例するほどは急激に増大しないとしても、高次ほど大きくなる傾向は認められ、ここで採用した Rayleigh 型、または、Rayleigh 型と剛性比例型の間接的なものと推察される (A.1)。ここでの解析結果によれば、剛性比例型であっても Rayleigh 型であっても骨組頂部以外の最大層間変位角はあまり変わらない。骨組頂部付近の

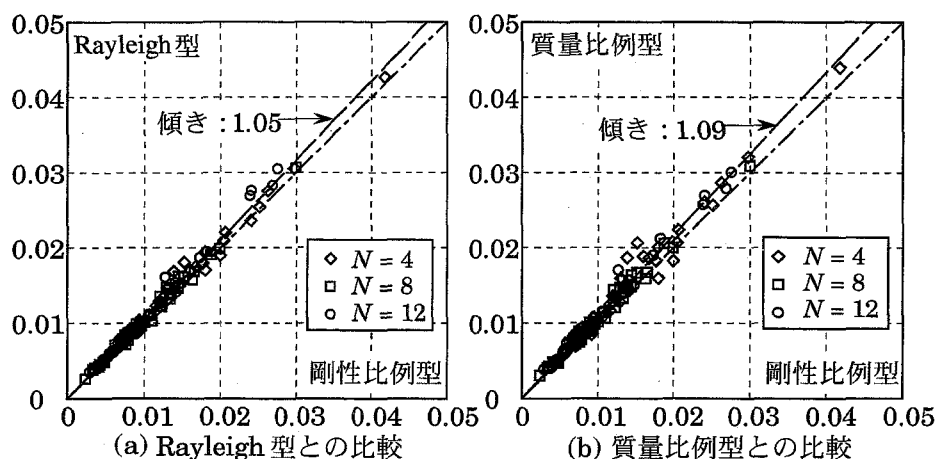


図 A.6 減衰型が異なるときの R_{mean} の比較

変形を重視する際には、減衰型の設定は慎重に行う必要がある。

上記の骨組頂部の応答値に影響するという傾向は、個々の骨組の構造特性によっても変化することが予想される。したがって、より現実的な鋼構造ラーメン骨組について検討を行う。検討するラーメン骨組は表 A.2 に示す 15 の鋼構造骨組である。いずれも、現行の耐震規定を満たすように設計された骨組で、柱は角形鋼管、梁はH形鋼を用いている。骨組形状を図 A.7 に示すが、AR、BR には図 A.7 に示した 4 層の他、スパンが等しい 2、8、12 層の骨組があり、CR には 4 層の他、2、8 層の骨組がある。BRI3 と BRI9 には骨組形状は同じで設計者が異なる A と B の 2 種の骨組がある。表 A.2 には、層数、終局ベースシャー係数 C_B 、基本固有周期 T_1 および 2 次の固有周期 T_2 を示す。

これらのラーメン骨組についても、魚骨形骨組と同様に減衰の型を (a) 剛性比例型、(b) Rayleigh 型、(c) 質量比例型の 3 種について応答値を比較した。1 次の減衰定数はいずれも 0.02 としており、Rayleigh

表 A.2 鋼構造ラーメン骨組の概要

名称	層数	C_B	T_1 (sec)	T_2 (sec)
AR02	2	0.572	0.606	0.190
AR04	4	0.425	0.823	0.286
AR08	8	0.405	1.180	0.423
AR12	12	0.284	1.639	0.583
BR02	2	0.813	0.543	0.234
BR04	4	0.526	0.809	0.266
BR08	8	0.492	1.162	0.407
BR12	12	0.345	1.598	0.563
CR02	2	0.501	0.628	0.187
CR04	4	0.404	0.845	0.279
CR08	8	0.365	1.159	0.410
BRI3A	3	0.557	0.644	0.198
BRI3B	3	0.506	0.694	0.222
BRI9A	9	0.209	1.918	0.683
BRI9B	9	0.227	1.879	0.667

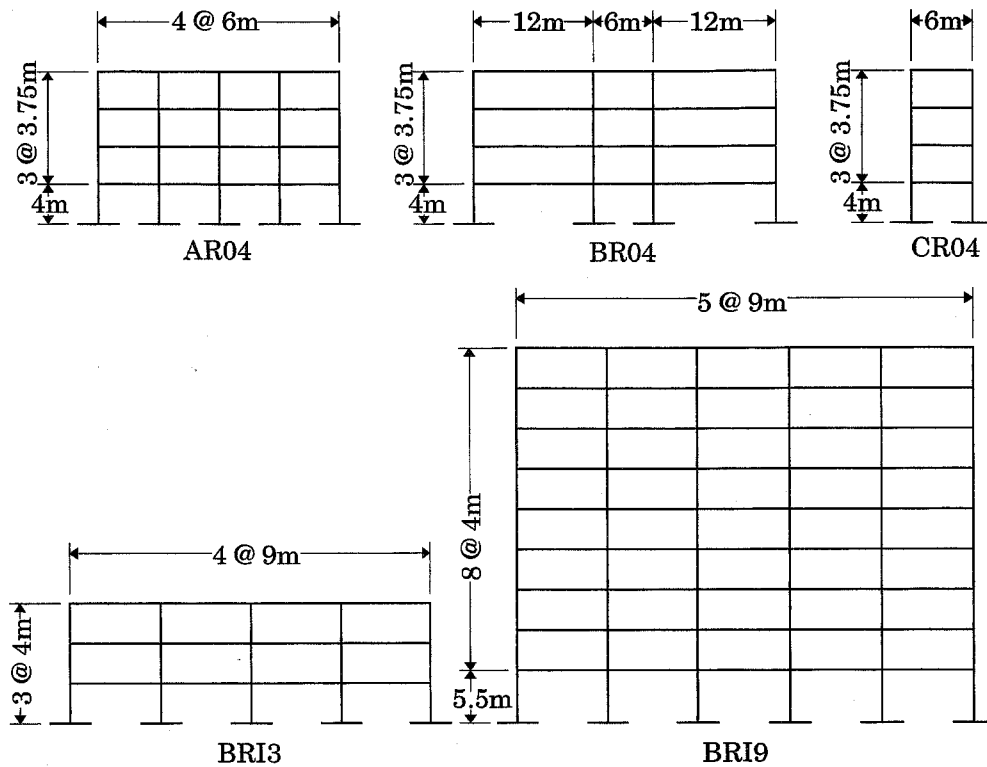


図 A.7 鋼構造ラーメン骨組

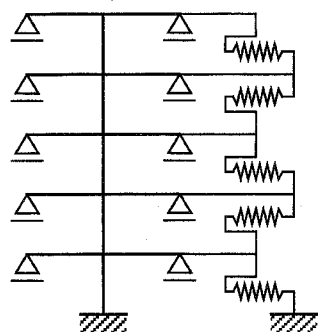
型については 2 次の減衰定数も 0.02 とした。

図 A.8, A.9 は、減衰型を変化させたときの各層の最大層間変位角 R_i を比較したもので、図 A.8 は 10 / 50 地震波群 20 波についての平均値であり、図 A.9 は 2 / 50 地震群 20 波についての平均値である。図 A.8, A.9 においても、減衰型の影響は骨組頂部付近の応答に顕著に現れ、剛性比例型、Rayleigh 型、質量比例型の順に最上層近傍の最大層間変位角が小さくなる。

通常の鋼構造ラーメン骨組の設計では、頂部付近の部材断面が鉛直荷重によって決まる場合が多く、地震荷重に対しては上層部は余力をもつのが一般的であろう。したがって、現実的な鋼構造ラーメン骨組では、図 A.8, A.9 においても認められるように、骨組頂部付近の最大層間変位角は他層に比べて小さくなる傾向があるので、頂部付近の最大層間変位角の変化が重要な問題となる可能性は小さいと考えられる。

A.5 履歴型ダンパー付骨組での取り扱い

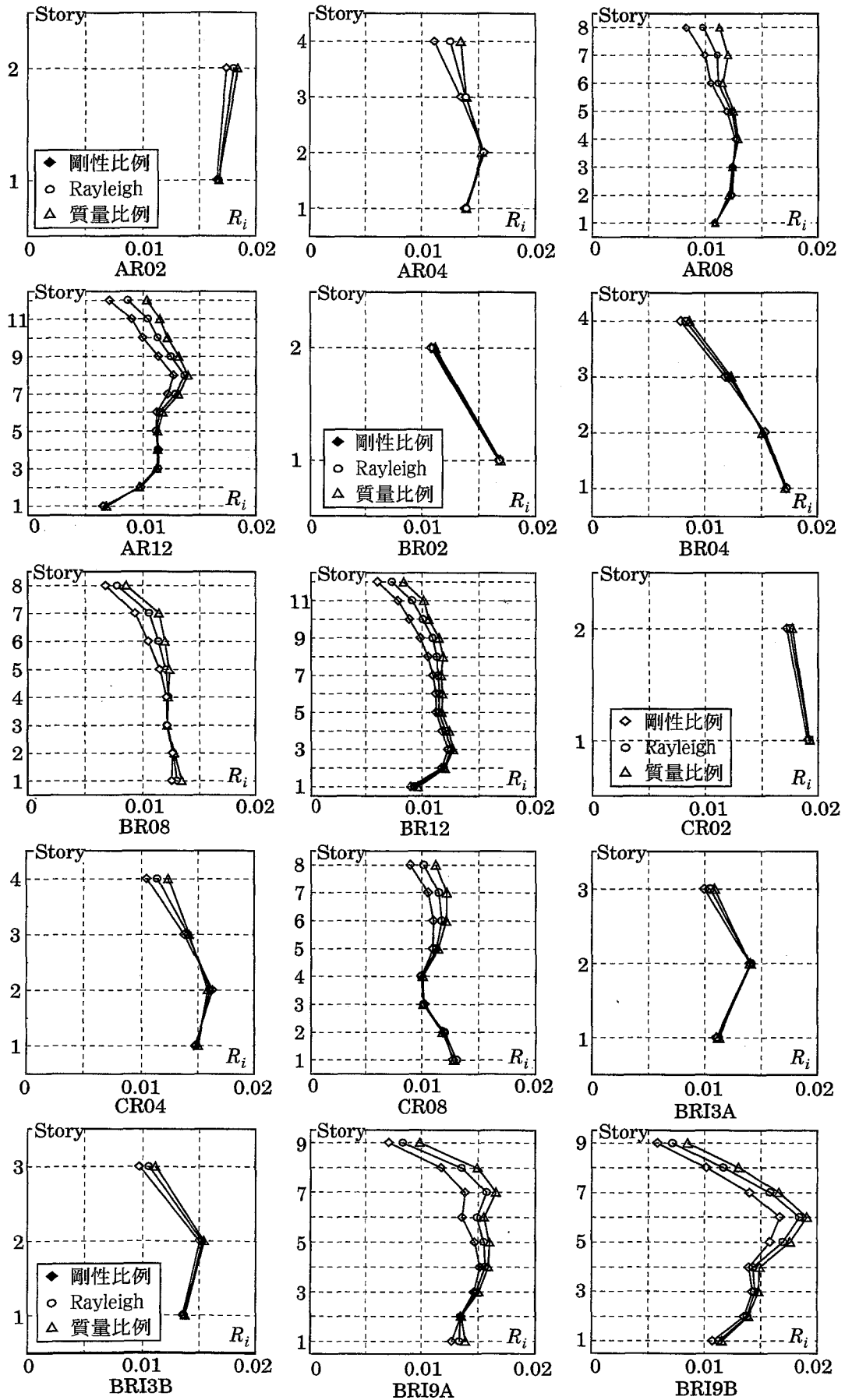
履歴型ダンパーを設置する前後で減衰定数が変化しないと考えると、履歴型ダンパーの設置によって減衰係数が増大することになる。すなわち、単純化のために 1 自由度系を考えると自由振動の方程式



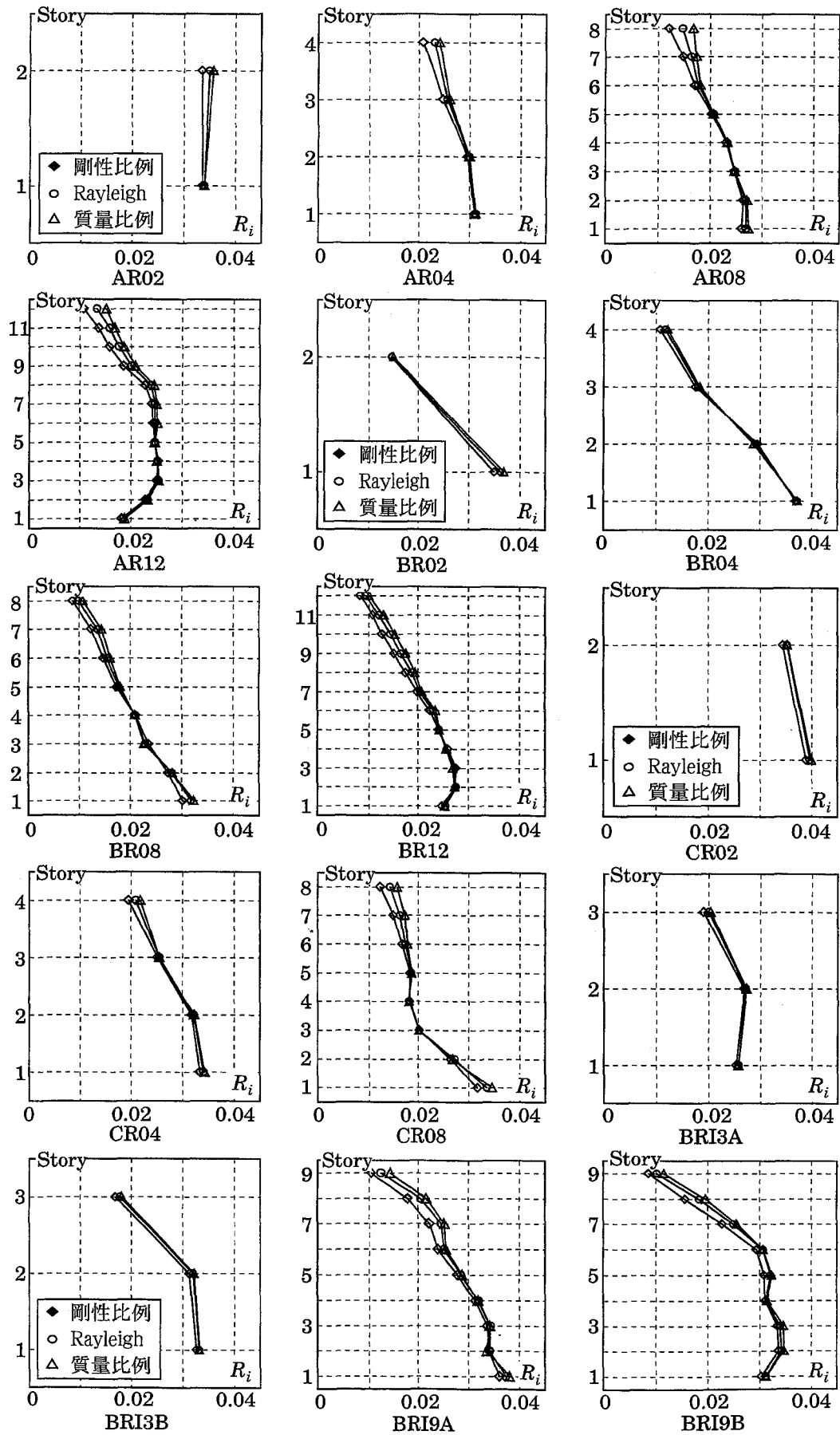
図A.10 解析骨組

表A.3 解析骨組の概要

層数	C_B	T_1 (sec)	T_2 (sec)
4	0.400	0.60	0.23
8	0.371	0.85	0.32
12	0.267	1.21	0.45



図A.8 減衰型による R_i の変化 (10/50地震群)



図A.9 減衰型による R_i の変化 (2/50地震群)

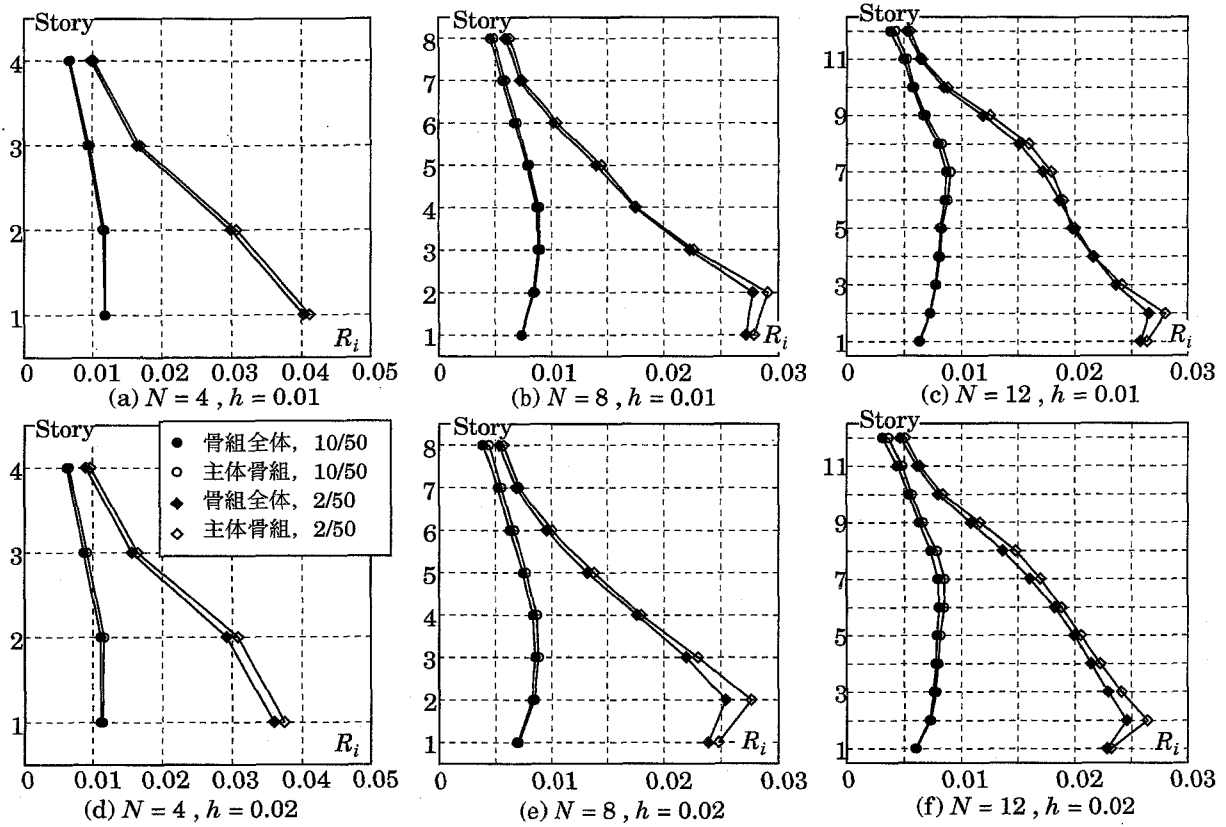


図 A.11 履歴型ダンパーの考慮の有無による各層の最大層間変位角 R_i の変化

は次の (A.4) 式となり、減衰係数 C は (A.5) 式で表される。

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = 0 \tag{A.4}$$

$$C = 2 h \sqrt{M K} \tag{A.5}$$

ここで、 M は質量、 K は弾性剛性であり、 u, \dot{u}, \ddot{u} はそれぞれ変位、速度、加速度である。

(A.5) 式から明らかなように、例えば、履歴型ダンパーを設置することによって剛性が 2 倍になるとすれば、減衰定数 h が一定なら、減衰係数 C は $\sqrt{2}$ 倍になる。履歴型ダンパーの設置によってこのように減衰係数を急変させるのは不合理であると考えれば、履歴型ダンパーを取り付ける前の柱・梁だけで構成される主体骨組について、設定した減衰定数から減衰マトリックスを作成し、これを履歴型ダンパー付骨組の減衰マトリックスとして利用する方法もある (A.2, A.7)。

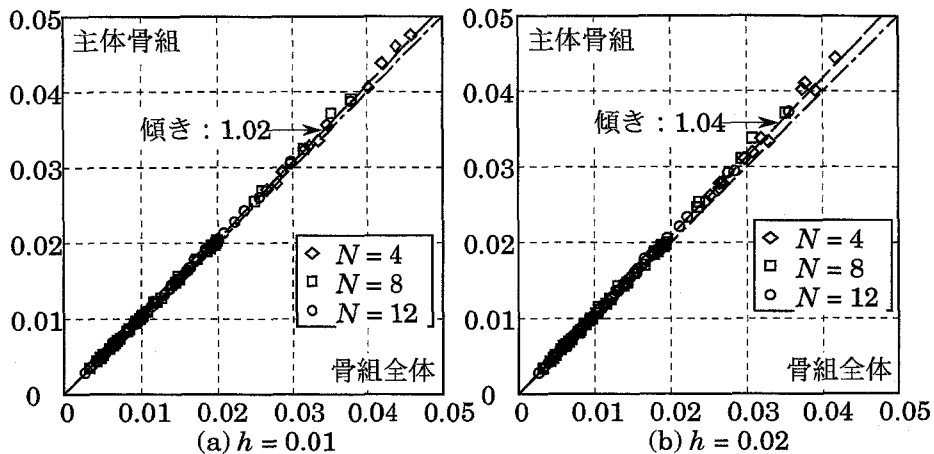


図 A.12 履歴型ダンパーの考慮の有無による R_{mean} の比較

上記のように作成した減衰マトリックスについて調べるために、履歴型ダンパー付骨組を解析した。ここでの解析骨組も A.2 節と同様の魚骨形骨組で、層数は 4, 8, 12 の 3 種、階高は全層 4m、重量も全層同じとした。履歴型ダンパーは図 A.10 に示すようにせん断パネとして扱った。

比較的剛強なダンパーを取り付けた骨組を想定して、ダンパー系と主体骨組の弾性剛性比 k は 2 とした。柱や梁の弾性限回転角は A.2 節の魚骨形骨組と同じとし、標準層せん断力係数 C_0 が 0.2 のときダンパーが降伏するように設定した。解析骨組の終局ベースシャー係数 C_B と基本固有周期 T_1 を表 A.3 に示しておく。

図 A.11 は各地震波群 20 波の地震に対する各層の最大層間変位角の平均値を示したもので、黒く塗りつぶした◆、●印は、ダンパー付骨組の全剛性を考慮して作成した減衰マトリックスを用いた解析結果で、白抜きの◇、○印は、ダンパーを取り付けない状態での主体骨組の剛性だけを考慮して作成した減衰マトリックスを用いた解析結果である。いずれも減衰型は剛性比例型を用いており、1 次の減衰定数は 0.01 と 0.02 の 2 種で解析した。

図 A.11 に示すように、履歴型ダンパーを無視し主体骨組の剛性だけを考慮して減衰マトリックスを作成すると減衰定数が低下し、最大層間変位角応答が大きくなる傾向があるが、その差は小さい。

図 A.12 は、減衰マトリックス作成時に履歴型ダンパーの剛性を考慮した場合と無視した場合の応答値を、(A.1) 式で定義した R_{mean} を用いて直接比較したものである。図 A.12 の (a) は減衰定数 h を 0.01、図 A.12 の (b) は減衰定数 h を 0.02 としたものである。

履歴型ダンパーを無視して減衰マトリックスを作ると、 R_{mean} は増大するという傾向が認められる。しかし、図 A.12 中にも示したように、 R_{mean} の比の平均値は、減衰定数が 0.01 のとき 1.02 程度であり、減衰定数が 0.02 のときも 1.04 程度と小さい。

ここでの解析骨組では、ダンパー系と主体骨組の弾性剛性比 k は 2 であり、ダンパーを設置することによって剛性は 3 倍に増大している。ダンパーの剛性を無視して減衰マトリックスを作れば、(A.5) 式から分かるように減衰定数は $1/\sqrt{3}$ 程度になる。したがって、A.3 節の図 A.4 で示した結果から判断すると、減衰定数 h を 0.01 とした図 A.12 (a) では 3%、減衰定数 h を 0.02 とした図 A.12 (b) では 6% 程度の差違が生じると推察されるが、図 A.12 に現れた差違はこれより更に小さい。ダンパー無しの骨組に比べて、ダンパー付骨組では粘性減衰の影響が小さくなるのは、履歴減衰の影響が強くなるためであろう。

ここでは、履歴型ダンパーを取り付けない状態で減衰マトリックスを作成した場合について検討したが、応答値に及ぼす影響は小さく、また、履歴型ダンパーの取り付けによって減衰係数は幾分かは増大するはずである。履歴型ダンパーを設置しない状態で減衰マトリックスを作成しておくような厄介な計算は、必要がないと考える。

A.6 結論

ここでは、主に魚骨形骨組を対象にした広範な地震応答解析結果に基づいて、粘性減衰の取り扱い方がその地震応答解析結果に及ぼす影響について検討した。主な結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 魚骨形骨組型を用いて減衰定数 h を変化させて解析した結果、減衰定数 h が大きくなると概ね全層の最大層間変位角は一様に減少する。
- (2) 弾塑性解析では弾性解析に比べて粘性減衰の影響は弾性解析に比べて応答値に現れにくくなる。
- (3) 減衰型の影響は骨組頂部付近の応答に顕著に現れ剛性比例型、Rayleigh 型、質量比例型の順に最大層間変位角が小さくなる。
- (4) 履歴型ダンパー付骨組では、粘性減衰を評価する際にダンパーの剛性を考慮したものと無視したものの応答値の差は小さい。

参考文献

- A.1) 日本建築学会：建築物の減衰, 51-59 頁, 2000.1
- A.2) 日本建築学会：動的外乱に対する設計 - 現状と展望 -, 526-531 頁, 1999.5
- A.3) P.Somerville, et al.: Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project, SAC Background Document, Report No.SAC/BD-97-04, SAC Joint Venture, 555 University Ave., Sacramento, CA, 1997
- A.4) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), 32-36 頁, 1990
- A.5) 福田久雄・山崎真司：粘性減衰が構造物の応答に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概
- A.6) 木下勝弘：建築構造物の振動減衰機構に関する研究, 早稲田大学学位論文, 1970.12
- A.7) 井澤保一・林 徳彦・小林正人・洪 忠喜：架構の塑性化を考慮した制振構造の耐震性能評価（その1：1質点系モデルを用いた制振構造の耐震性能評価）, 日本建築学会大会学術講演梗概集 187-188 頁, 2004.8

謝 辞

本研究を進めるにあたって多くの方々から貴重なご意見、ご指導を賜りました。ここに記して感謝の意を表します。

熊本大学教授 小川厚治先生には、辛抱強いご指導と終始丁寧なご指導を賜りました。私は昭和55年に熊本大学工学部建築学科を卒業しましたが、学部しか卒業していませんでしたので、博士後期課程の入学試験を受けるための資格がありませんでした。そこで小川先生には、博士前期課程修了同等の資格を得るところから、指導をして頂きました。その期間が2年間で、無事に博士後期課程の受験資格を得ることができました。博士後期課程に入学後も構造設計の実務しか知らない私に、学問という世界を懇切丁寧に教えて頂きました。この3年間小川、山成研究室で学んだことは、今後実務を続けていく上で、貴重な財産となるに違いありません。改めて感謝してやみません。

また、この研究を始める当初から最終段階に至るまで、熊本大学教授 最相元雄先生、同 准教授 山成實先生から、全般にわたるご指導とご助言を頂くことができました。更に、この研究を纏めるにあたっては熊本大学教授 矢野隆先生には、懇切なご助言を賜りました。謹んで感謝の意を表します。

この研究を進めるにあたっては、良き共同研究者・良き相談相手として、当時博士前期課程の学生であった友澤悟史様と出口義史様から全面的な協力を得ることができました。その他にも、同期の博士後期課程学生として様々なサポートをしていただいた隋偉寧様を始め、小川、山成研究室の皆様のご協力に深く感謝いたします。

また昭和55年の卒業当時に私が所属していました右田研究室の右田健兒元教授（現熊本大学名誉教授）からもいつも応援して頂き、学位論文公聴会には、わざわざ足をお運び頂きました。感謝の念に耐えません。

本論文に採用させて頂きました鋼構造実在骨組を提供して頂きました皆様方にもお礼申しあげます。

最後になりましたが、私が大学に行くことで仕事の上でいろいろと協力してくれました事務所のスタッフにも感謝の気持ちでいっぱいです。