

粘性減衰が鋼構造骨組の弾塑性地震応答に及ぼす影響  
Effect of Viscous Damping on Inelastic Earthquake Response of Steel Moment Frames

○川島敏夫\* 小川厚治\*\*  
Toshio KAWASHIMA Koji OGAWA

**ABSTRACT** This paper presents the results of analytical studies in order to evaluate effects of viscous damping on inelastic earthquake response on the case in which damping ratio and type of viscous damping are made to change in the steel moment frame. And, the damping coefficient increase by the installation of hysteresis damper in steel moment frame when damping ratio dose not change. The authors examined the response analysis result when the stiffness of hysteretic damper is not considered. The effects of viscous damping are described by using maximum story drift angles.

**Keywords:** 粘性減衰, 魚骨形骨組, 最大層間変位角, 履歴型ダンパー  
Viscous Damping, Generic Frame Model, Maximun Story Drift Angles, Hysterisis Damper

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<sup>1,2)</sup>。本論では、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。

2. 解析の概要

本論で主に考察の対象としたのは図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。

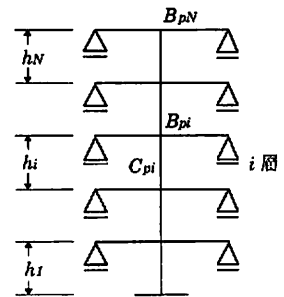


図1 解析骨組

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

表1 解析骨組の概要

層数	$C_B$	$T_1(\text{sec})$	$T_2(\text{sec})$
4	0.300	0.95	0.35
8	0.278	1.37	0.51
12	0.200	1.98	0.74

\* (有) 川島構造計画事務所

(〒 861-8038 熊本市長嶺東 6-27-6)

\*\* 工博 熊本大学 工学部 教授

(〒 860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

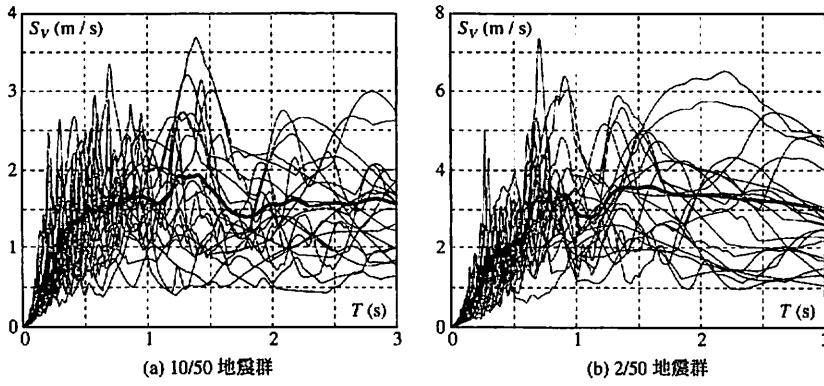


図2 入力外乱の擬似速度応答スペクトル  $S_v$

応答スペクトル  $S_v$  を図2に細線で示す. 図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2(b)に示す2/50地震群の  $S_v$  の2乗平均値の平方根は,

有周期  $T_2$  を表1に示す. なお, 柱, 梁の復元力特性はいずれも Bilinear 形とし, 歪硬化係数は 0.02 とした. P  $\Delta$  効果は考慮している.

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.

入力地震動としては, 40波の強震記録波形を用いた. これらは, la01 から la20 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 la21 から la40 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を用いた<sup>3)</sup>.

### 3. 減衰定数の影響

減衰定数を 0.01 としたときの各地震の擬似速度

まず, 減衰定数の大きさについて検討する. 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のであ

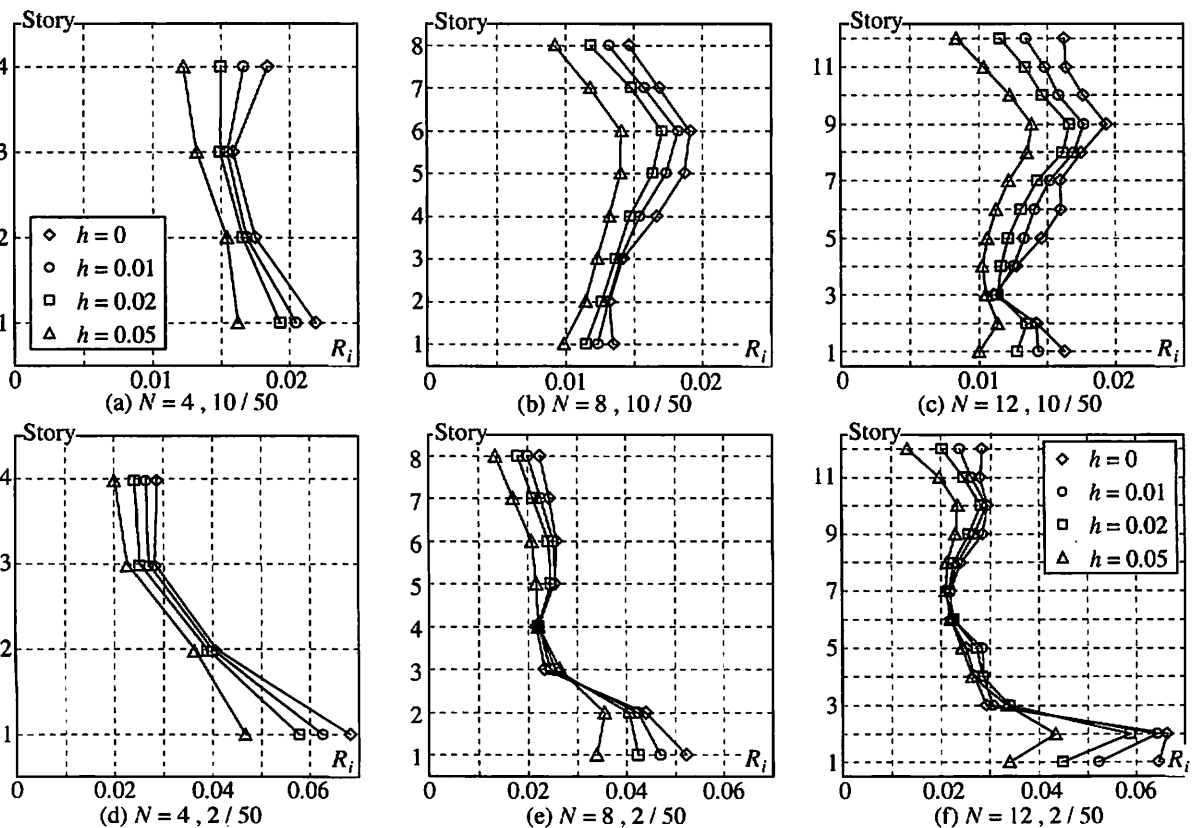


図3 減衰定数  $h$  による各層の最大層間変位角  $R_i$  の変化

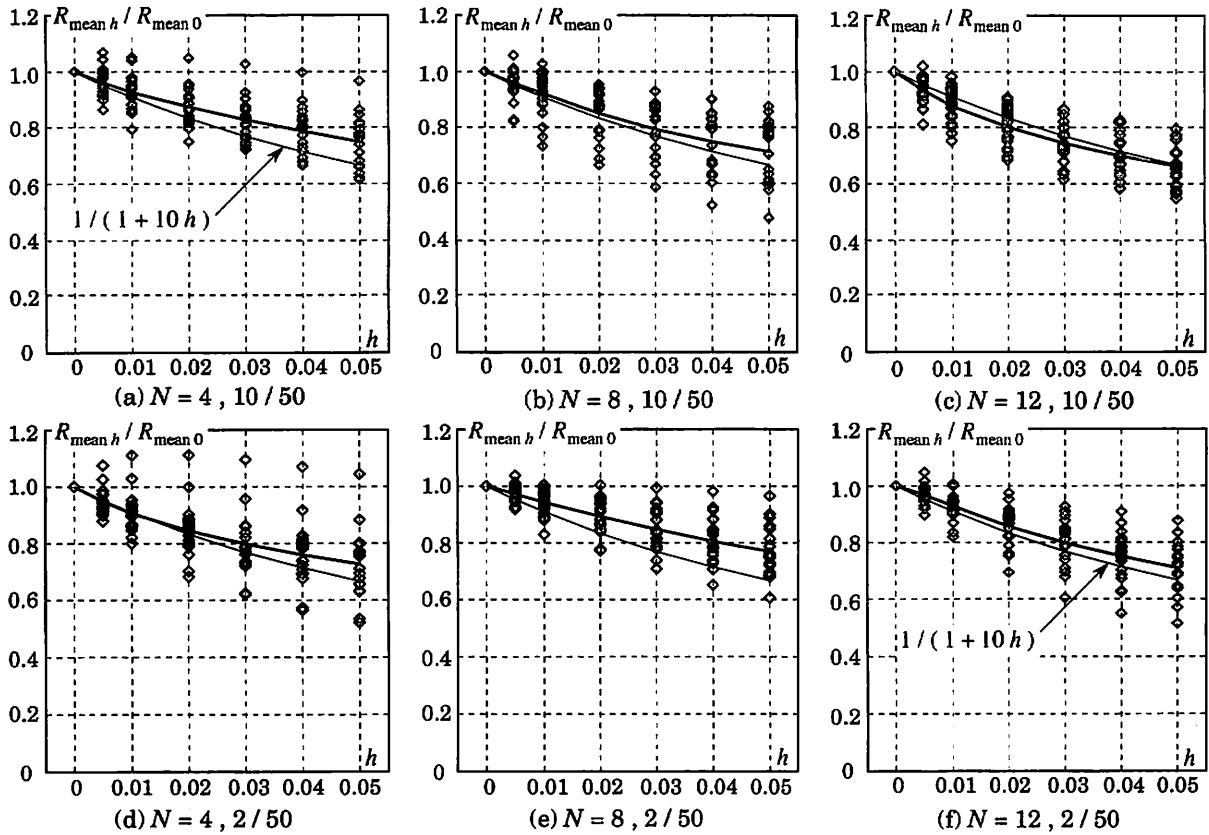


図4 減衰定数  $h$  -  $R_{\text{mean } h} / R_{\text{mean } 0}$  関係

る。図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  $R_{\text{mean}}$  を採用した。すなわち、

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

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4に減衰定数が  $h$  のときの  $R_{\text{mean}}$  の値  $R_{\text{mean } h}$  と減衰定数が0のときの  $R_{\text{mean}}$  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  $R_{\text{mean}}$  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<sup>1, 4, 5)</sup>。

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

(2) 式の値は図3に細線で示している。図3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(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(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(2)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。

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

上式によれば、減衰定数の影響は  $1 / (1 + 10h_{eq})$  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。

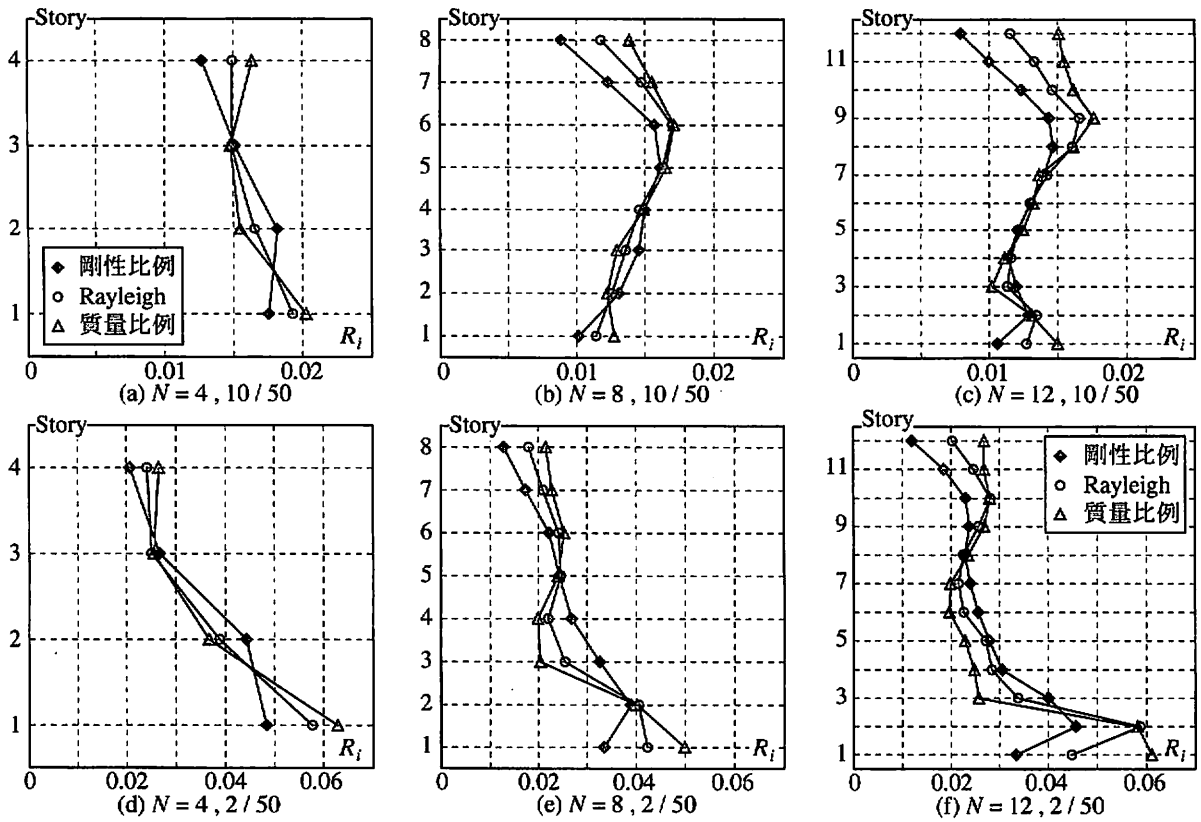


図5 減衰型による各層の最大層間変位角  $R_i$  の変化

#### 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 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 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<sup>1,6)</sup>。

図 6 は (1) 式で定義した  $R_{mean}$  を用いて, 減衰型が異なるときの変形の大きさを直接比較したものである。図 6 中にも示したように, 剛性比例型

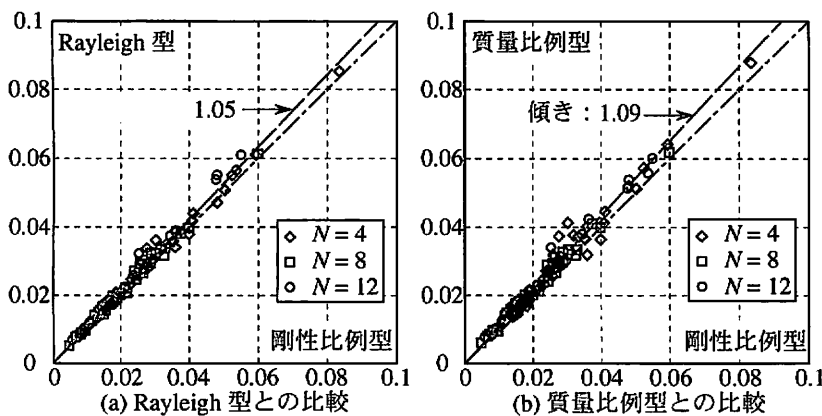


図 6 減衰型が異なるときの  $R_{mean}$  の比較

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、高次ほど小さ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般的なもの<sup>1)</sup>と推察される。

表2 鋼構造ラーメン骨組の概要

名称	層数	$C_B$	$T_1(\text{sec})$	$T_2(\text{sec})$
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

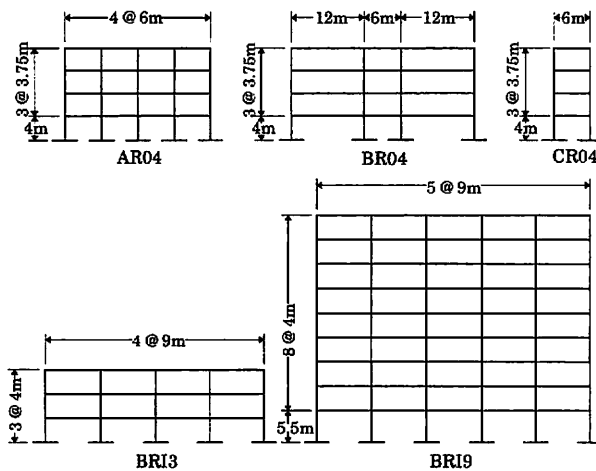


図7 鋼構造ラーメン骨組

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7に示すが、AR、BRには図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型については2次の減衰定数も0.02とした。

図8,9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8は10/50地震波群20波についての平均値であり、図9は2/50地震群20波についての平均値である。図8,9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8,9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。

### 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增大することになる。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は次の(4)式となり、減衰係数 $C$ は(5)式で表される。

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = 0 \quad (4)$$

$$C = 2 h \sqrt{M K} \quad (5)$$

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。

(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

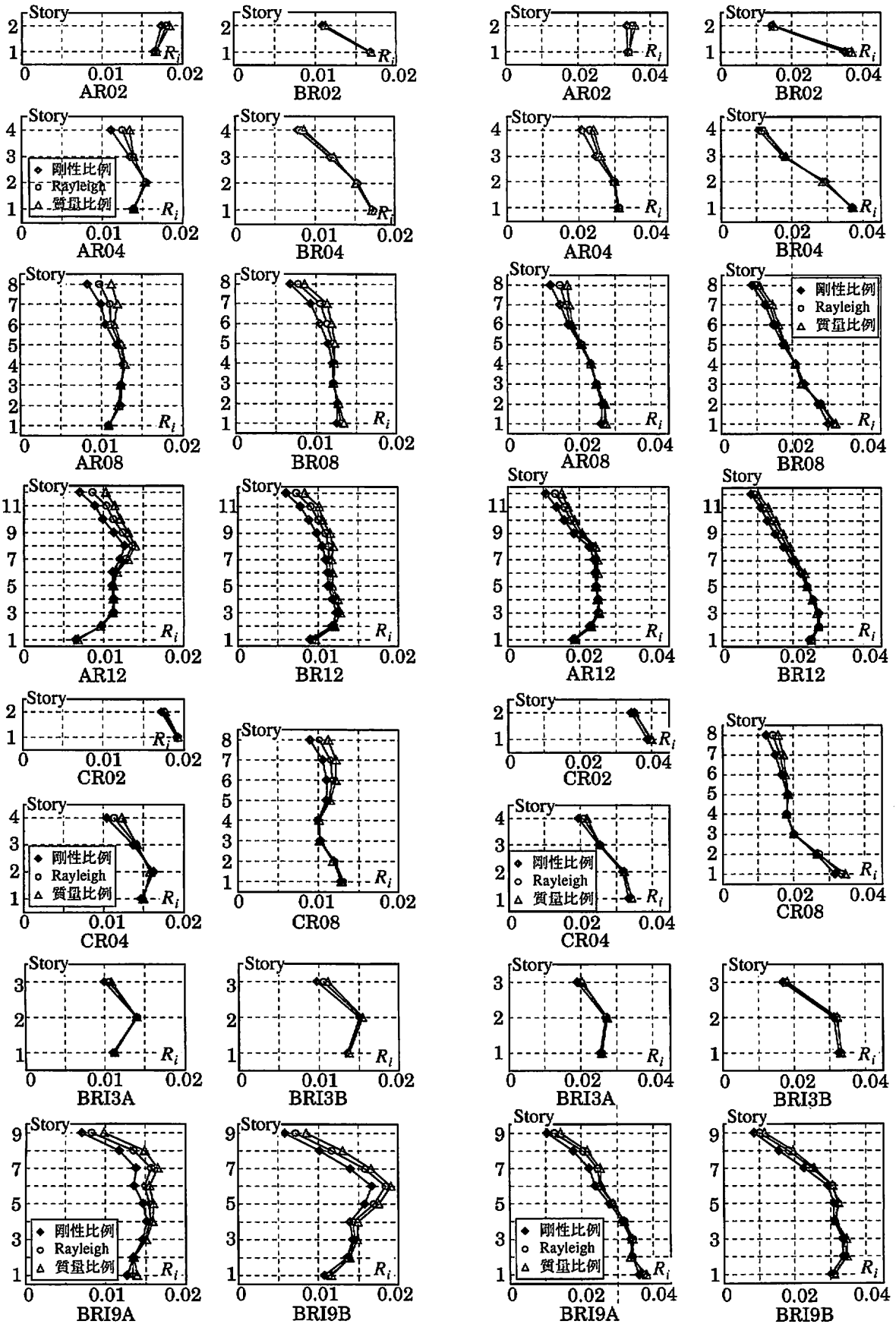


図8 減衰型による $R_i$ の変化 (10/50地震群)

図9 減衰型による $R_i$ の変化 (2/50地震群)

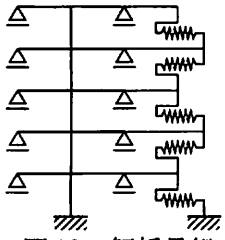


図10 解析骨組

表3 解析骨組の概要

層数	$C_D$	$T_1(\text{sec})$	$T_2(\text{sec})$
4	0.400	0.60	0.23
8	0.371	0.85	0.32
12	0.267	1.21	0.45

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3に示しておく。

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<sup>2,7)</sup>。

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2章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10に示すようにせん断バネとして扱った。

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2章の魚骨形骨

図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、(1)式で定義した  $R_{\text{mean}}$  を用いて直接比較し

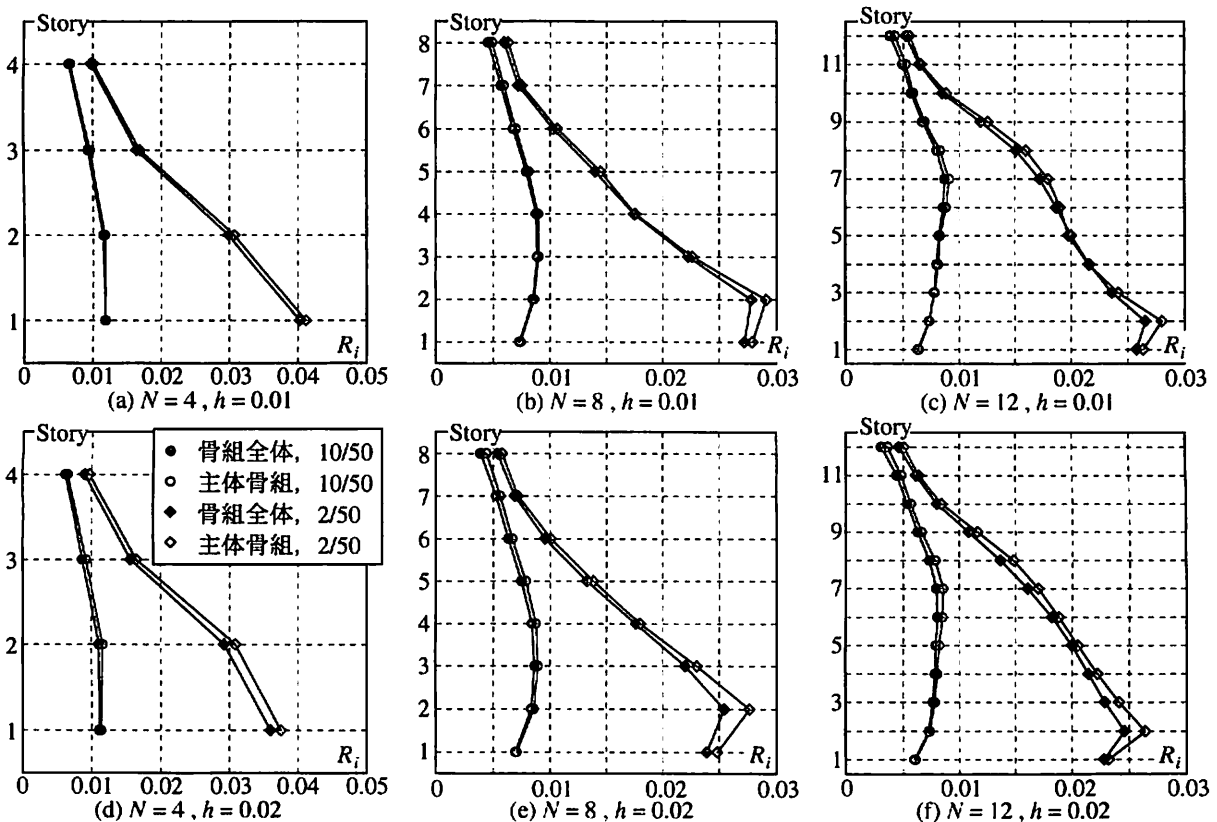


図11 履歴型ダンパーの考慮の有無による各層の最大層間変位角  $R_i$  の変化

たものである。図 12 の (a) は減衰定数  $h$  を 0.01, 図 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,  $R_{\text{mean}}$  は増大するという傾向が認められる。しかし, 図 12 中にも示したように,  $R_{\text{mean}}$  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, (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, 3 章の図 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 12(a) では 3%, 減衰定数  $h$  を 0.02 とした図 12(b) では 6% 程度の差が生じると推察されるが, 図 12 に現れた差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。

## 6. 結論

本論では, 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のようになる。

- (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。

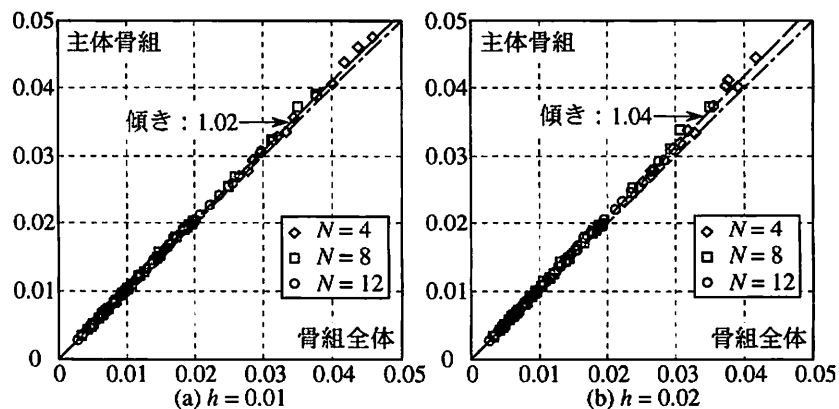


図 12 履歴型ダンパーの考慮の有無による  $R_{\text{mean}}$  の比較

- (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】

- 1) 日本建築学会：建築物の減衰, 51-59 頁, 2000.1
- 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
- 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
- 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
- 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集, 構造 II, B-2, 621-622 頁, 1996.9
- 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
- 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