

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
Effect of Column-to-beam Strength Ratio on Maximum Story Drift Angles of Steel Frames

○友澤 悟史*, 小川 厚治**
Satoshi TOMOZAWA, Koji OGAWA

ABSTRACT This paper presents the effect of column-to-beam strength ratio required for controlling damage concentration in steel moment frames. Quantitative information is provided for the degree of change in the maximum story drift angle with respect to column-to-beam strength ratio. Additional analysis was carried out to investigate the effects of stiffness ratio of column and beam, hysteretic dampers. Conclusions are summarized as follows; (1) Column-to-beam strength ratio required for controlling damage concentration does not change by number of stories; and (2) There is little influence for stiffness ratio of column and beam; and (3) Effect of column-to-beam strength ratio dose not appear easily by frames with hysteretic dampers.

Keywords: 柱梁耐力比, 変形集中, 最大層間変位角, 履歴型ダンパー

Column-to-beam Strength Ratio, Damage Concentration, Maximum Story Drift Angles, Hysteretic Dampers

1. 序

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¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。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。本論では、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⁵⁾⁶⁾、特定層で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する。

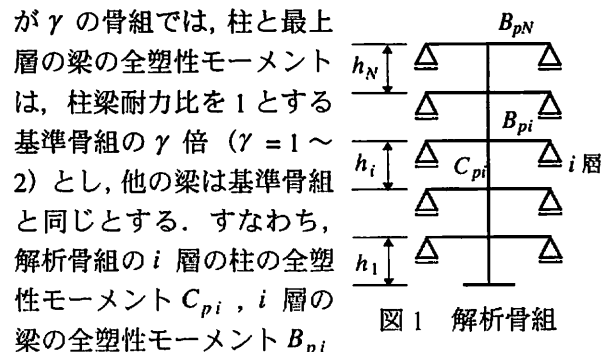
2. ラーメン骨組

2.1 解析骨組

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既に報告している⁷⁾。したがって、本論では、図1に

示す魚骨形骨組を解析対象にする。通常の重層骨組を魚骨形骨組にモデル化するには、各層毎の柱の全塑性モーメントの和を魚骨形骨組の柱の曲げ耐力に、各床レベルのフロアモーメント⁸⁾を魚骨形骨組の梁の曲げ耐力にすればよいことを報告している⁷⁾。従って、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。

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



* 熊本大学大学院自然科学研究科 大学院生 (〒 860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)
** 熊本大学工学部 教授 工博 (〒 860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

本論文の一部は、日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, 2005 に発表

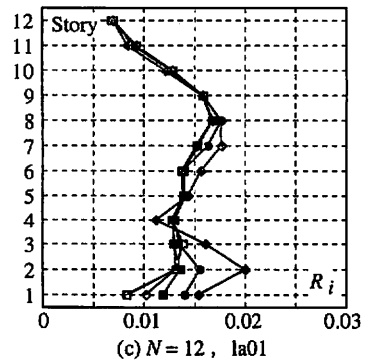
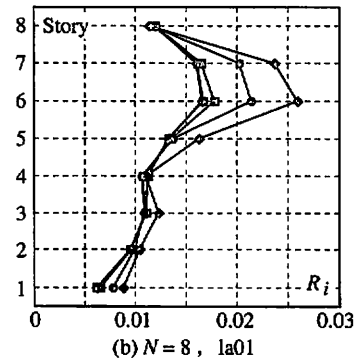
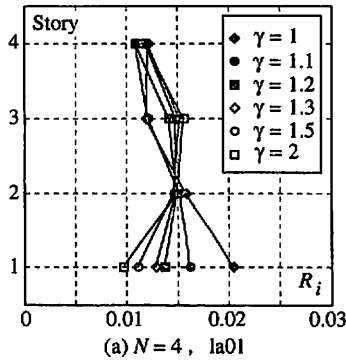


表1 解析骨組の概要

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

は(1)式で表される。

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

$$B_{pi} = \frac{Q_i h_i + Q_{i+1} h_{i+1}}{2} \quad (1)$$

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

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。

$$Q_i = C_0 R_i A_i \alpha_i W_i \quad (2)$$

上式で W_i 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_i 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。

$$A_i = \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} \quad (3)$$

- ・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

図2 各層の最大層間変位角 R_i

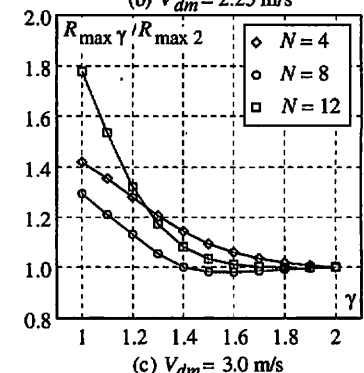
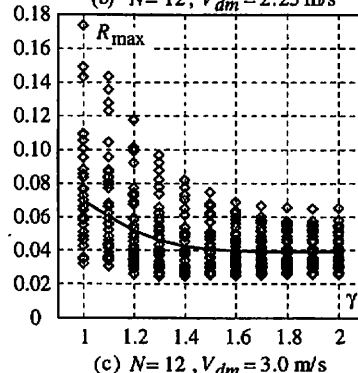
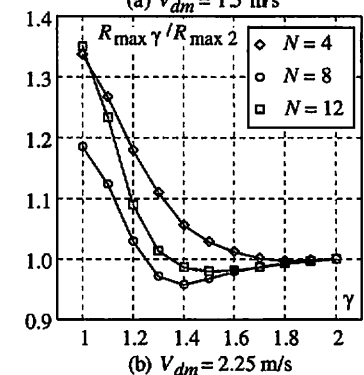
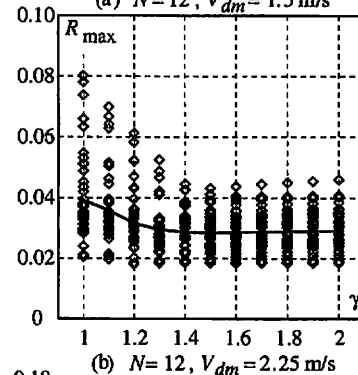
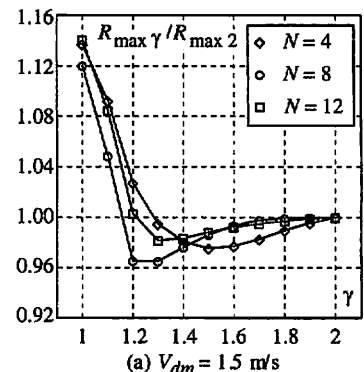
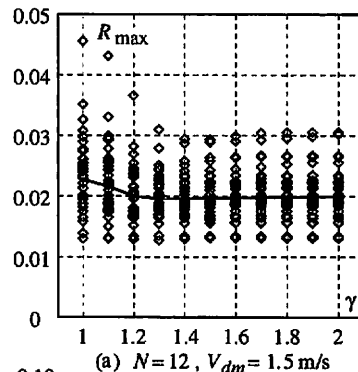


図3 R_{max} 応答値

図4 $R_{max} \gamma / R_{max 2}$

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 bilinear 形とし、歪硬化係数は0.02とした。解析ではP Δ 効果を考慮している。また粘性減衰は剛性比例型を仮定し、

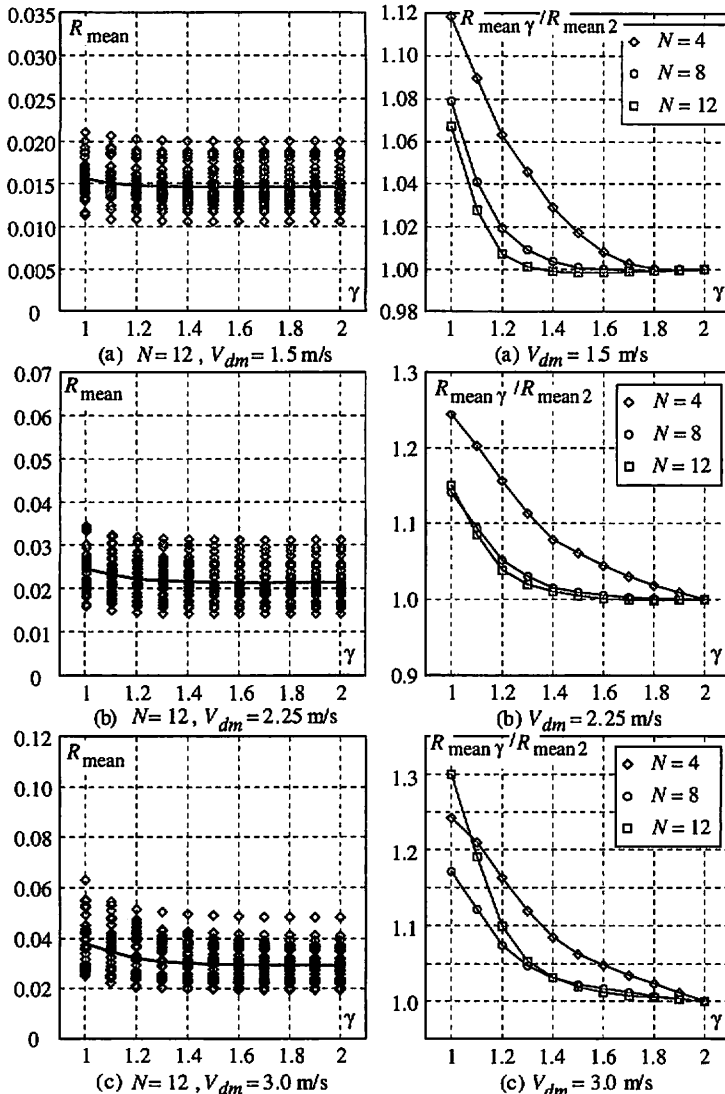


図5 R_{mean} 応答値

図6 $R_{mean} \gamma / R_{mean 2}$

1次の減衰定数を0.02とした。

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1に示しておく。

2.2 入力地震波

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⁹⁾。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。

2.3 解析結果

図2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3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◇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。

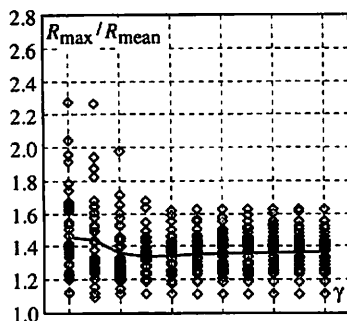
図4は、図3の実線で示した中央値について、柱梁耐力比が γ のときの値 $R_{max \gamma}$ と柱梁耐力比が2のときの値 $R_{max 2}$ の比を示したものである。さらに、4層、8層骨組についても示している。

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。

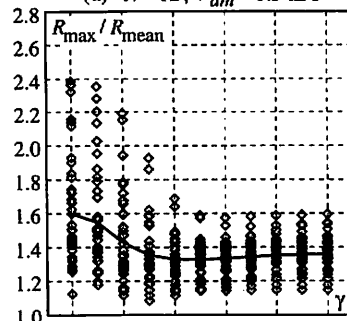
図3、図4によると、 $\gamma = 1$ のとき、 R_{max} は大きい、 γ がある値を超えると R_{max} はほぼ一定の値となる。 R_{max} が一定となる γ の値は、 V_{dm} が 1.5 m/s のときは1.2、 V_{dm} が 2.25 m/s のときは1.4、 V_{dm} が 3.0 m/s のときは1.5程度である。この値は層数によってほとんど変化しない。

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。

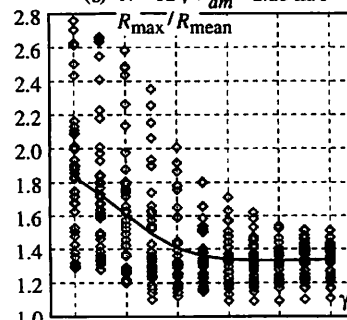
図5は、各層の最大層間変位角の平均値 R_{mean} と柱梁耐力比 γ との関係を図3と同様に示している。図6は、 R_{mean} の中央値について、 γ が2のと



(a) $N=12, V_{dm}=1.5 \text{ m/s}$

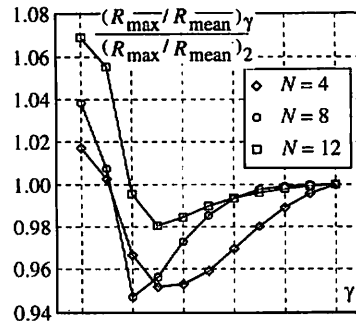


(b) $N=12, V_{dm}=2.25 \text{ m/s}$

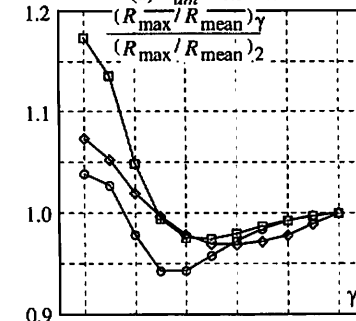


(c) $N=12, V_{dm}=3.0 \text{ m/s}$

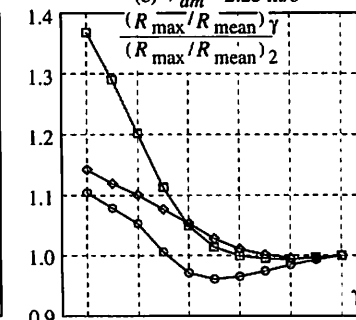
図7 R_{max}/R_{mean} 応答値



(a) $V_{dm}=1.5 \text{ m/s}$



(b) $V_{dm}=2.25 \text{ m/s}$



(c) $V_{dm}=3.0 \text{ m/s}$

図8 $\frac{(R_{max}/R_{mean})^\gamma}{(R_{max}/R_{mean})^2}$

きの値との比で $R_{mean}^\gamma/R_{mean}^2$ を示している。ここで、最大層間変位角の平均値 R_{mean} は、(4)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。

$$R_{mean} = \frac{\sum (R_i Q_i h_i)}{\sum Q_i h_i} \quad (4)$$

図5、図6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_{mean} を、層間変位角の一樣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

変位角が一樣化する構造物と考える。

図7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8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 $(R_{max}/R_{mean})^\gamma / (R_{max}/R_{mean})^2$ を示している。

図7、図8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、層間変位角が一樣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にも認められる。

3. 柱と梁の剛比による影響

2章では、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。この章では、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する³⁾。

3.1 解析骨組

解析骨組は、層数 N が、4、8、12の3種類とし、前章のラーメン骨組と、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章のラーメン骨組と同じ $3/400$ とする。柱と梁の剛比を2と

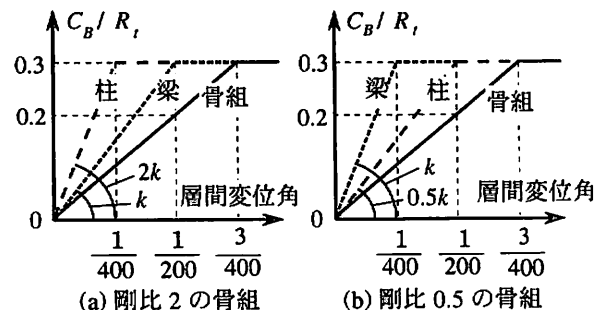


図9 解析骨組の荷重-変形関係

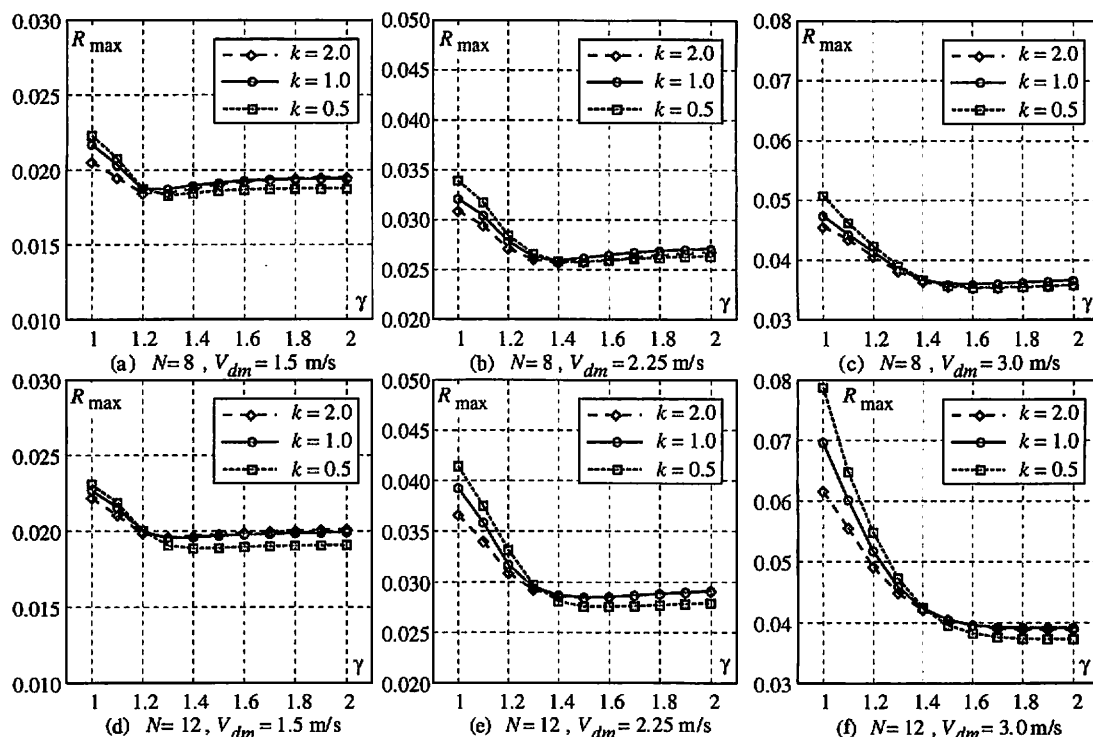


図10 R_{max} 応答値が対数正規分布すると仮定したときの中央値

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9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_i で除した値で、横軸は層間変位角である。

3.2 解析結果

図10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3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10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。

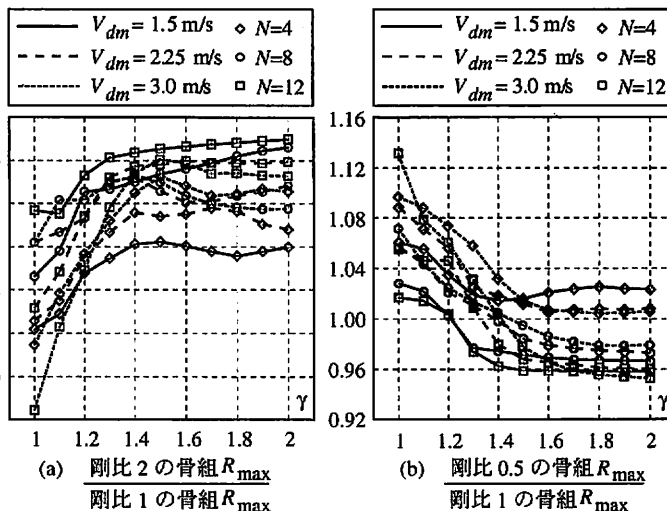


図11

図11 (a) の縦軸は、 R_{max} について、図10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の骨組の中央値で除した値である。

図11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10からも認められるように、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。

4. ダンパー付骨組

履歴型ダンパーのような耐震要素は各層独立にせん断耐力を付与するので、履歴型ダンパー付骨組は通常のラーメン骨組より特定層に変形が集中し層崩壊を起こしやすい可能性がある。ここでは、履歴型ダンパー付骨組について、柱梁耐力比の影響を検討しておく。

4.1 解析骨組

解析骨組は、層数 N が、4、8、12 の 3 種類とし、すべての層にダンパーを取り付けた。ダンパーは、図 1 の骨組にせん断バネとして取り付けている。ここで、2 章のラーメン骨組の結果と対比させながら検討を進めるため、以後、ここで示す骨組をダンパー付骨組と呼ぶ。階高 h_i 、重量はラーメン骨組と同じとし、柱脚は固定とする。部材の剛性、耐力は、主体骨組の弾性限層間変位角、骨組の 1 次設計用標準せん断力係数をラーメン骨組と同様の値とし、既往の中低層ダンパー付骨組の設計例等を参照して¹⁰⁾¹¹⁾、以下のように設定する。

- ・振動特性係数 R_i 、算定用の基本固有周期は、現行の耐震規定を参考にして、建物の高さに 0.03 を乗じた値とする。
 - ・層せん断力係数は (3) 式の A_i 分布に従う。
 - ・主体骨組の弾性限での層間変位角をラーメン骨組と同じ 3/400 とする。柱と梁の剛比は 1 であり、それぞれの材端弾性回転角を 3/800 とした。主体骨組、ダンパーの復元力特性はいずれも bilinear 形とした。
 - ・標準せん断力係数 C_0 が 0.2 のとき全ての層のダンパーが降伏する。
 - ・ダンパーの影響が大きく現れる場合を検討対象とし、ダンパーと主体骨組の弾性剛性比を 2 とする。
 - ・トリガーレベル係数を 0.5 とし、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 0.4 のとき全ての柱、梁端が全塑性モーメントに至る。
 - ・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、柱梁耐力比が 1 の基準骨組の γ 倍とし、他の梁は基準骨組と同じとする。
- 図 12 は、ダンパー付骨組各層の荷重 - 変形関係

を示したものである。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_i で除した値で、横軸は層間変位角である。主体骨組、ダンパーの歪硬化係数は 0.02 とし P Δ 効果も考慮している。

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。

入力地震波は、

2.2 節で示したものと同一である。

柱梁耐力比が 1 のときのダンパー付骨組の終局ベースシヤ係数 C_B と基本固有周期 T_1 を表 2 に示しておく。

4.2 解析結果

ダンパー付骨組の各層の最大層間変位角の最大値 R_{max} を検討する。図 13 は、12 層のダンパー付骨組の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 \diamond 印は、1a01 から 1a40 の各地震波を用いたときの、ダンパー付骨組の応答値である。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。さらに、図 3 で示したラーメン骨組の R_{max} の中央値を図中の破線で示している。

図 13 より、ラーメン骨組に比べて、ダンパー付骨組の R_{max} が全体的にかなり小さいことが認められる。

図 14 は、図 13 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 $R_{max \gamma}$ と柱梁耐力比が 2 のときの値 $R_{max 2}$ の比を示したものである。実線はダンパー付骨組、破線はラーメン骨組を示しており、また 4 層、8 層骨組についても示している。

図 13、図 14 によると、ダンパー付骨組ではラーメン骨組と同様に、 R_{max} は γ の増大に伴い減少していき、 γ がある値を超えればほぼ一定になる。しかし、ダンパー付骨組の R_{max} では、ラーメン骨組よりも柱梁耐力比の影響は小さく、また、 R_{max} が一定となる値は、4 層のダンパー付骨組ではラーメン

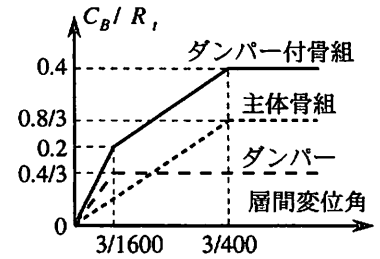


図 12 ダンパー付骨組各層の荷重 - 変形関係

表 2 ダンパー付骨組の概要

層数	C_B	T_1 (sec)
4	0.400	0.60
8	0.371	0.85
12	0.267	1.21

骨組とほぼ等しいが、8層、12層のダンパー付骨組では、ラーメン骨組の場合より若干小さい値で一定となる。

図15(a)は、ダンパー付骨組とラーメン骨組の

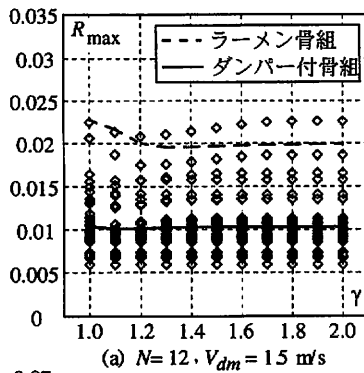
R_{max} を比較したもので、縦軸は、図13で示した R_{max} について、ダンパー付骨組の中央値をラーメン骨組の中央値で除した値である。さらに、4層、8層骨組についても示している。また、(b)図では、

(4)式で定義した R_{mean} について、(c)図では R_{max}/R_{mean} について、(a)図と同様に、ダンパー付骨組とラーメン骨組の比を示している。 R_{max} 、 R_{mean} 共に、縦軸の値は、1.0を大きく下回り、さらに、 $\gamma = 1$ 付近で減少している。柱梁耐力比によって R_{mean} が受ける影響は、 R_{max} と同程度である。また、(c)図では、一定の傾向は認められないが、縦軸の値がほぼ1.0付近に集中している。このことは、ダンパー付骨組の方がラーメン骨組よりも変形集中が起こり易い傾向は認められないことを示唆している。

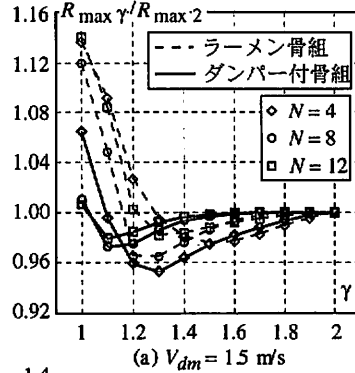
このように、ダンパー付骨組は、ダンパーによる履歴減衰効果によって、ラーメン骨組に比べて、最大層間変位角はかなり小さくなり、柱や梁に生じる塑性変形も小さくなる。柱梁耐力比の影響があまり顕著に現れていないのは、柱や梁の塑性変形が小さいことが一因である。

それでは、ダンパー付骨組の柱や梁がラーメン骨組と同程度の塑性変形を受けたとき、柱梁耐力比の影響はどのようになるかを考える。

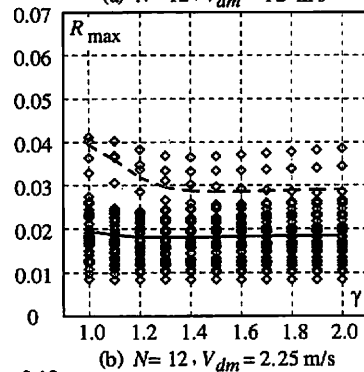
図13によると、 $V_{dm} = 1.5 \text{ m/s}$ のときのラーメン骨組と、 $V_{dm} = 2.25 \text{ m/s}$ のときのダンパー付骨組は、 R_{max} の中央値がいずれも0.02程度で近い値となっている。また、 $V_{dm} = 2.25 \text{ m/s}$ のラーメン骨組と $V_{dm} = 3.0 \text{ m/s}$ のダンパー付



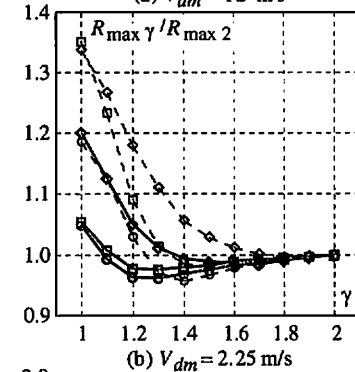
(a) $N=12, V_{dm}=1.5 \text{ m/s}$



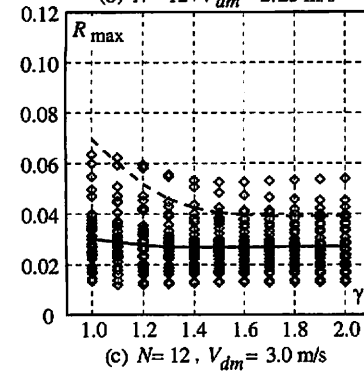
(a) $V_{dm}=1.5 \text{ m/s}$



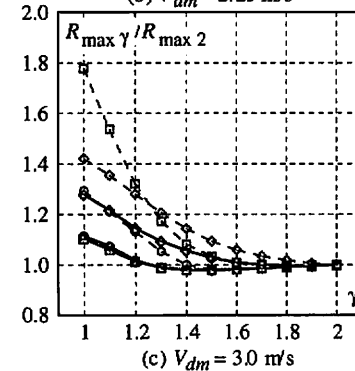
(b) $N=12, V_{dm}=2.25 \text{ m/s}$



(b) $V_{dm}=2.25 \text{ m/s}$



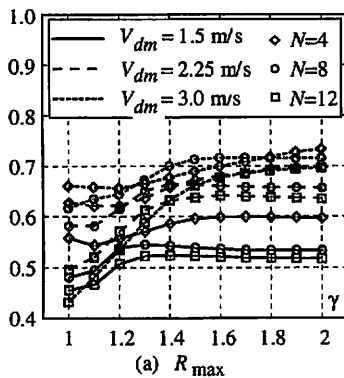
(c) $N=12, V_{dm}=3.0 \text{ m/s}$



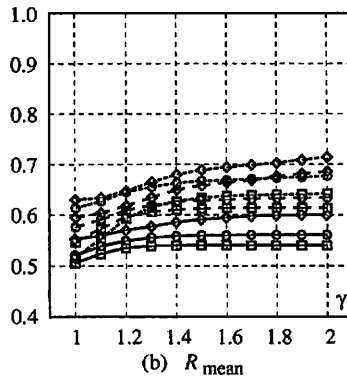
(c) $V_{dm}=3.0 \text{ m/s}$

図13 ダンパー付骨組 R_{max} 応答値

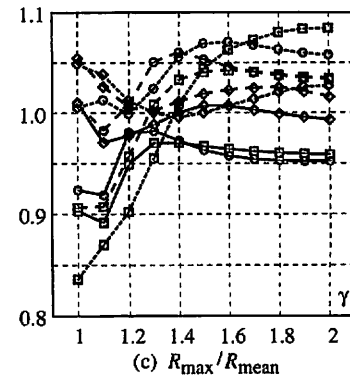
図14 $R_{max} \gamma / R_{max 2}$



(a) R_{max}



(b) R_{mean}



(c) R_{max}/R_{mean}

図15 ダンパー付骨組とラーメン骨組における最大層間変位角応答の比

骨組においても、中央値がいずれも0.03程度で近い値となっている。ここでは、この R_{max} の中央値が近い値を取る骨組の応答を比べることにした。なお、主体骨組の弾性限界変形角は、ラーメン骨組もダンパー付骨組も同じであるので、最大層間変位角が等しいことは主体骨組の塑性率が等しいことを意味している。

図16の(a)の縦軸は、 $V_{dm} = 2.25 \text{ m/s}$ のときのダンパー付骨組の中央値を $V_{dm} = 1.5 \text{ m/s}$ のときのラーメン骨組の中央値で除した値、また(b)の縦軸は、 $V_{dm} = 3.0 \text{ m/s}$ のときのダンパー付骨組の中央値を $V_{dm} = 2.25 \text{ m/s}$ のときのラーメン骨組の中央値で除した値である。

図16によると、(a)(b)共に縦軸の値はおよそ1.0程度になっており、 γ を小さくして1に近付けると、6例中(a)図の4層骨組を除く5例は縦軸の値が小さくなっている。これは、縦軸に表した値の分子であるダンパー付骨組の方が柱梁耐力比を小さくても変形集中が起こり難いことを表している。図16から判断すると、柱や梁に同程度の塑性変形が生じる場合でも、ダンパー付骨組の方がラーメン骨組より大きな柱梁耐力比を必要とする理由は認められない。

5. 結論

本論で得た主な結果を整理すると、以下のようになる。

- 中低層骨組では、変形集中を抑制するために必要な柱梁耐力比は、 $V_{dm} = 1.5 \text{ m/s}$ のときは1.2、 $V_{dm} = 2.25 \text{ m/s}$ のときは1.4、 $V_{dm} = 3.0 \text{ m/s}$ のときは1.5程度であり、この値は層数によってほとんど変化しない。
- 柱梁剛比が大きくなると、柱梁耐力比の影響は小さくなるが、変形集中を抑制するために必要な柱梁耐力比の値はあまり変わらない。
- ダンパーを付けると、最大層間変位角応答はかなり小さくなり、柱や梁に生じる塑性変形が小さくなるため、柱梁耐力比の影響は現れにくい。
- ラーメン骨組とダンパー付骨組が同程度の塑性変形を生じる場合でも、ダンパー付骨組の方がラーメン骨組より大きな柱梁耐力比を必要とする理由は認められない。

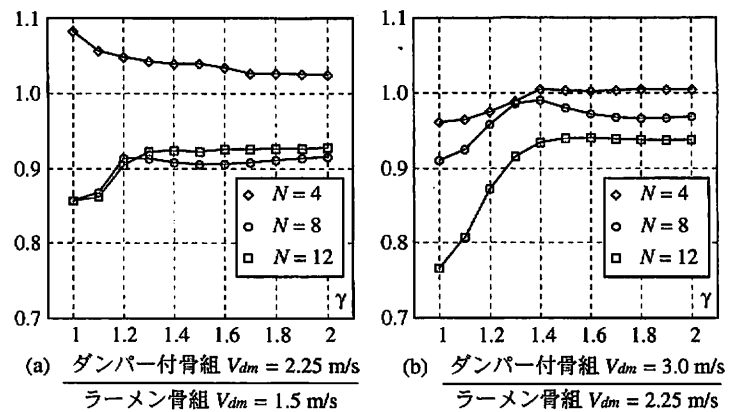


図16

参考文献

- 1) 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) 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
- 3) 呉相典・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
- 4) 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
- 5) 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
- 6) 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（STRUTEC），65-71頁，2001.2
- 7) 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
- 8) 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
- 9) 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
- 10) 井上一朗・小川厚治・高橋賢司：履歴型ダンパー付鋼構造骨組の最大層間変位指定型耐震設計，日本鋼構造協会鋼構造年次論文集，Vol.6，123-130頁，1998.11
- 11) 加村久哉・河村昌俊・小川厚治・井上一朗：許容応力度等計算に準拠して設計された履歴型ダンパー付鋼構造骨組の地震応答，日本鋼構造協会鋼構造論文集，Vol.10，No.38，91-104頁，2003.6