

## 履歴型ダンパー付骨組の応答層間変形角分布の改善法について

平田, 寛  
九州大学大学院人間環境学府空間システム専攻修士課程

河野, 昭彦  
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門

松竹, 勲臣  
九州大学大学院人間環境学府空間システム専攻修士課程

渡邊, 真  
九州大学工学部建築学科

<https://doi.org/10.15017/19110>

---

出版情報：都市・建築学研究. 13, pp.99-106, 2008-01-15. 九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門  
バージョン：  
権利関係：

## 履歴型ダンパー付骨組の応答層間変形角分布の改善法について

### A Method to Improve the Distribution of Story Drift Angle Responses In Steel Frames with Hysteretic Dampers under Earthquakes

平田 寛\*, 河野昭彦\*\*, 松竹勲臣\*, 渡邊 真\*\*\*

Hiroshi HIRATA, Akihiko KAWANO, Isaomi MATSUTAKE  
and Makoto WATANABE

As the performance-based design will be widely used, it will be more necessary for a frame to be evaluated by the responses obtained from a dynamic analysis. In this paper, we proposed a simple method to modify the hysteretic dampers strength so as to make the story-drift response distribution smooth over a multi-story height of the building. The method is based on a pre-calculated story response and is derived from the theory of damage concentration proposed by Hiroshi Akiyama. The applicability of the method was demonstrated by a numerical calculation of a full nonlinear frame analysis.

**Keywords:** *Hysteretic damper, Story shear, Theory of damage concentration,  
Story drift angle, Earthquake response analysis*

履歴型ダンパー, 層せん断力, 損傷集中則, 層間変形角, 地震応答解析

#### 1. 序

建築構造物の耐震設計では, 建築基準法の改定によって許容応力度や終局耐力に基づく従来の強度型の設計法に加えて, 建物の応答変形を求めて構成部材の損傷や骨組の安定性から耐震性能を評価する性能評価型設計法(性能設計)が取り入れられている。現在のところ, 具体的な性能設計法としては, 「限界耐力計算」や「エネルギーの釣り合いに基づく耐震計算」が利用されているが, 設計現場ではそのように設計された建物の応答を動的解析によってもしばしば確認している。つまり, 動的解析は安価で高性能なパーソナルコンピュータの普及で誰もが容易に行える環境が整っているわけである。したがって今後はさらに動的解析結果を直接利用する性能設計法の展開も十分に予想される。また, 履歴型ダンパーを設置していない骨組について動的解析を利用する応答改善法が提案されているが, ダンパー付骨組についても適用できれば便利である。

本研究では履歴型ダンパー付骨組を対象とし, 履歴型ダンパーの耐力を調節して地震時の最大層間変形角の高さ方向分布が平滑となるような応答改善法の提案を行う。

\*空間システム専攻修士課程

\*\*都市・建築学部門

\*\*\*工学部建築学科

#### 2. 履歴型ダンパー付骨組の応答改善法の仮定

##### 2.1 履歴型ダンパーの等価耐力

履歴型ダンパー付骨組の応答改善法は, 履歴型ダンパーの等価耐力に基づくものとする。履歴型ダンパーの等価耐力とは, 文献2)で提案されているものである。その概要を任意強さの地震荷重を受ける弾性骨組で説明する。図1に, 弾性骨組の層せん断力と層間変形角関係(実線)と, その最大応答値(丸印)が示されている。骨組の地震応答は, 一般に層剛性が大きい場合は最大層間変形角が小さく, 逆に層剛性が小さい場合は最大層間変形角が大きくなる性質がある。図2に示すように, 層剛性が小さいために地震を受けると大きな層間変形角 $R_f$ を生じる弾性骨組があるとする。ここで, 同じ地震を受けた場合のこの骨組の目標層間変形角 $R_{tar}$ を設定する。そのためには, 骨組の弾性剛性を増大して, 目標層間変形角 $R_{tar}$ のときの耐力が $F_f+F_{de}$ とすればよい。一方, 骨組の補強を履歴型ダンパーで行い, 骨組全体の耐力を $F_f+F_d$ としたときにちょうど目標層間変形角になった場合を考える。このとき,  $F_{de}$ は実際の履歴型ダンパー耐力 $F_d$ と制振効果が等しい骨組強度(弾性剛性)の増加分を表す。ここで,  $F_{de}$ を履歴型ダンパーの等価耐力と呼び,  $F_{de}$ と $F_d$ の比 $\alpha$ を履歴型ダンパーの等価耐力係数と呼ぶ。文献2)では,  $\alpha$ の値が骨組の1次固有周期と履歴型ダンパーの水平力分担率等に依存

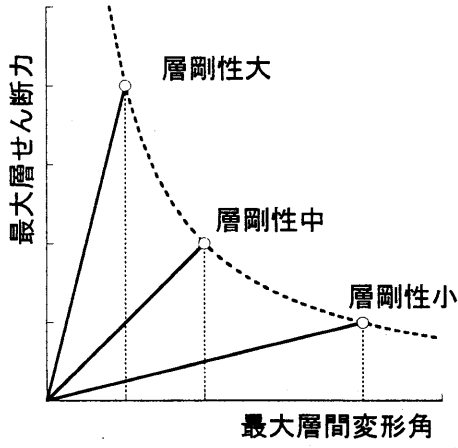


図1 弾性骨組の地震応答

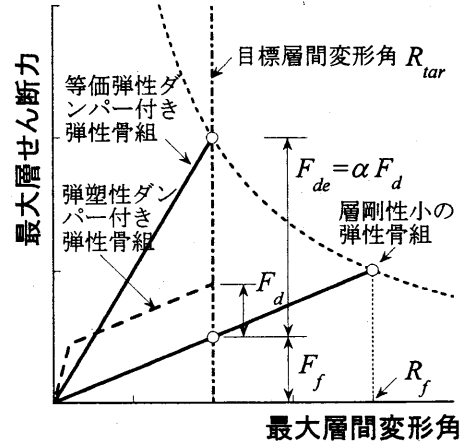


図2 ダンパー付弾性骨組の地震応答

して変化するため、それらを考慮した提案式を導いている。文献2)の解析結果によれば、 $\alpha$ は本研究が対象とする中低層の建物(固有周期1~2秒)において4~6の値を示しているため、本研究では骨組の1次固有周期と履歴型ダンパーの耐力等にかかわらず、 $\alpha$ を一定の値と仮定する。

## 2. 2 耐力修正式の導出

秋山の損傷集中則<sup>3)</sup>に基づいて次式が成立するとする。

$$\frac{W_{pi}}{\sum_j W_{pj}} = \frac{W_{pi}^* \cdot P_i^{-n}}{\sum_j W_{pj}^* \cdot P_j^{-n}} \quad (1)$$

ここで、 $W_{pi}$ は第*i*層の塑性歪エネルギー(損傷)、 $W_{pi}^*$ は降伏せん断力係数が $A_i$ 分布の時の第*i*層の損傷、 $P_i$ は $A_i$ 分布と実際の降伏層せん断力係数分布の比、 $n$ は損傷集中指数である。ここで、理想的な状態( $P_i=1$ )から僅かにずれがある場合は次式が成立する。

$$\frac{W_{pi}}{\sum_j W_{pj}} \cong \frac{W_{pi}^* + \Delta W_{pi}}{\sum_j W_{pj}^*} = \frac{W_{pi}^* (1 + \Delta P_i)^{-n}}{\sum_j W_{pj}^*} \quad (2)$$

$\Delta W_{pi}$ 、 $\Delta P_i$ はそれぞれの偏差量を表す。(2)式を書き換えると、

$$1 + \frac{\Delta W_{pi}}{W_{pi}^*} \cong (1 + \Delta P_i)^{-n} \quad (3)$$

また、文献3)では次式が与えられている。

$$\bar{\eta}_i^* = \frac{W_{pi}^*}{2Q_{ui} \delta_{ui}}, \quad \mu_i^* = \frac{\bar{\eta}_i^*}{n_i} \quad (4)$$

ここで、 $Q_{ui}$ は第*i*層の保有水平耐力、 $\delta_{ui}$ は第*i*層の降伏層間変形を表す。 $\mu_i$ 、 $\bar{\eta}_i$ は第*i*層の最大塑性変形倍率

と平均累積塑性変形倍率を表し、 $\mu_i^*$ と $\bar{\eta}_i^*$ は骨組の降伏層せん断力係数分布が $A_i$ 分布に従う時の $\mu_i$ と $\bar{\eta}_i$ を表す。 $n_i$ は平均累積塑性変形倍率と最大累積塑性変形倍率の比とする。これらの増分関係は次式で近似できる。

$$\Delta \bar{\eta}_i = \frac{\Delta W_{pi}}{2Q_{ui} \delta_{ui}}, \quad \Delta \mu_i = \frac{\Delta \bar{\eta}_i}{n_i} \quad (5)$$

$\Delta \mu_i$ 、 $\Delta \bar{\eta}_i$ はそれぞれの偏差量である。(4)式、(5)式においてそれぞれ比をとることにより次式が得られる。

$$\frac{\Delta \mu_i}{\mu_i^*} = \frac{\Delta \bar{\eta}_i}{\bar{\eta}_i^*} = \frac{\Delta W_{pi}}{W_{pi}^*} \quad (6)$$

(6)式より、 $\Delta \mu_i$ は次式で表すことができる。

$$\Delta \mu_i = \frac{\Delta W_{pi}}{W_{pi}^*} \cdot \mu_i^* \quad (7)$$

ここで、 $\mu_i^*$ は次式より与えられる。

$$\mu_i^* = \frac{\delta_{maxi}^* - \delta_{ui}^*}{\delta_{ui}^*} \quad (8)$$

$\delta_{maxi}$ は第*i*層の最大層間変形を表し、 $\delta_{maxi}^*$ と $\delta_{ui}^*$ は骨組の降伏層せん断力係数分布が $A_i$ 分布に従う時の $\delta_{maxi}$ と $\delta_{ui}$ を表す。 $\delta_{maxi}^*$ は降伏層間変形と最大塑性層間変形の和として次式で与えられる。

$$\delta_{maxi}^* = \delta_{ui}^* + (\mu_i^* + \Delta \mu_i) \cdot \delta_{ui}^* \quad (9)$$

(9)式に(7)式を代入すると、

$$\delta_{maxi} = \delta_{ui} + \left(1 + \frac{\Delta W_{pi}}{W_{pi}^*}\right) \cdot \mu_i^* \cdot \delta_{ui} \quad (10)$$

さらに、(10)式に(3)式と(8)式を代入することで、第*i*層の最大層間変形 $\delta_{maxi}$ と耐力変化量 $\Delta P_i$ の関係を表す

基礎式(11)が得られる。

$$\delta_{\max i} = \delta_{ui} \cdot \left\{ \frac{\delta_{\max i}^* - \delta_{ui}^*}{\delta_{ui}^*} \cdot (1 + \Delta P_i)^{-n} + 1 \right\} \quad (11)$$

ここで、第*i*層の耐力を理想状態とするための耐力の修正倍率を $s_i$ とすると、 $s_i$ は次式で表される。

$$s_i = \frac{1}{1 + \Delta P_i} \quad (12)$$

(11), (12)式より $\Delta P_i$ を消去すると、 $s_i$ の予測式(13)が得られる。<sup>1)</sup>

$$s_i = \left( \frac{\delta_{\max i} - \delta_{ui}}{\delta_{\max i}^* - \delta_{ui}^*} \right)^{\frac{1}{n}} \quad (13)$$

(13)式を応答改善に使用する場合は変数には次の値を代入する。

$\delta_{ui}$  : 改善前の骨組の第*i*層の降伏層間変形

$\delta_{\max i}^*$  : 目標とする理想骨組の第*i*層の応答層間変形

$\delta_{\max i}$  : 改善前の骨組の第*i*層の応答層間変形

予測式(13)の $\delta_{ui}^*$ は理想骨組の降伏変形であるが、改善前には未定であるので、耐力の修正倍率が1.0から大きく外れないことを前提に、改善前の骨組の降伏層間変形を代入する。<sup>2)</sup>ただし、本研究では、さらに予測式を簡略化するため降伏層間変形は無視して、耐力の修正倍率 $s_i$ は次式で表すものとする。

$$s_i = \left( \frac{\delta_{\max i}}{\delta_{\max i}^*} \right)^{\frac{1}{n}} \quad (14)$$

なお、(14)式における $n$ は変形の集中の程度を表すものなので、変形集中指数と呼ぶことにする。履歴型ダンパー付骨組の応答改善法では、予測式(14)による層の耐力の修正倍率 $s_i$ によって修正する。ここで、本研究では耐力の修正分を骨組の柱・梁の部材断面は変えずに履歴型ダンパーの耐力を調整することで層の耐力の修正を行うこととする。ここで、履歴型ダンパーの耐力は等価耐力を用いて表すと次式が成立する。

$$(F_{fi} + \alpha \cdot F_{di}^*) = s_i (F_{fi} + \alpha \cdot F_{di}) \quad (15)$$

ここで、 $F_{fi}$ は第*i*層のフレームの耐力、 $F_{di}^*$ 、 $F_{di}$ は、それぞれ第*i*層における改善後の履歴型ダンパーの耐力と、改善前の履歴型ダンパーの耐力を表している。(15)式を $F_{di}^*$ について求めると、

$$F_{di}^* = \frac{s_i - 1}{\alpha} F_{fi} + s_i F_{di} \quad (16)$$

また、 $F_{di}^*$ と $F_{di}$ の比は $s_i$ 、 $\alpha$ 、 $\beta$ を用いて次式のように表

すことができる。

$$F_{di}^* = \left\{ \left( 1 + \frac{1 - \beta}{\alpha \beta} \right) s_i - \frac{1 - \beta}{\alpha \beta} \right\} F_{di} \quad (17)$$

ここで、 $\beta$ は改善前の履歴型ダンパーの水平力分担率を表している。また、改善後の履歴型ダンパーの水平力分担率は $\beta^*$ と表すことにする。なお、ここでは $\beta$ と $\beta^*$ は層間変形角が所定の値で、フレームと履歴型ダンパーの耐力に基づいて次式で算出するものとする。

$$\beta = \frac{F_{di}}{F_{fi} + F_{di}}, \beta^* = \frac{F_{di}^*}{F_{fi} + F_{di}^*} \quad (18)$$

履歴型ダンパー付骨組の応答は(14)式と(17)式により履歴型ダンパーの耐力を修正する。ただし、 $\beta$ や $\beta^*$ が大きすぎると、履歴型ダンパーの効果が発揮できないため<sup>4)</sup>、0.3程度を大きく超える場合は有効性を別途検討する必要がある。

## 2. 3 応答改善のための履歴型ダンパー耐力修正式 [(14), (17)式]の検討

履歴型ダンパー耐力修正式は以下の方法で検討する。

- 1) 骨組を長期荷重で設計する。
- 2) 履歴型ダンパーの耐力を任意の方法で試設計する。
- 3) 試設計した履歴型ダンパー付骨組について、静的・動的解析を行い、骨組及び履歴型ダンパーの耐力、最大層間変形を求める。
- 4) (14), (17)式における予測値(目標値)を動的解析結果と比較し、(14), (17)式の精度を検証する。

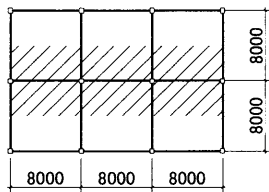
## 3. 解析概要

### 3. 1 解析方法

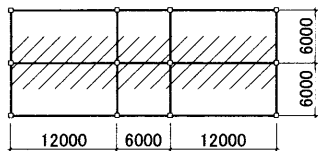
解析はファイバーモデルの柱梁要素を用いた弾塑性骨組に対する静的及び地震応答解析である。各要素は軸方向変形、曲げ変形のみ考慮するが、設置する履歴型ダンパーはせん断なので、せん断変形を考慮した要素とする。静的解析における外力分布は $A_1$ 分布とし、劣化域は変位制御とする。地震応答解析はNewmarkの $\beta$ 法( $\beta=1/4$ )を用いた微少時間刻み(0.005秒)による直接時間積分法である。減衰定数は1次の減衰が2%の剛性比例型とする。質量は柱梁接合部及び梁中央に集中質量として与える。

### 3. 2 解析モデル

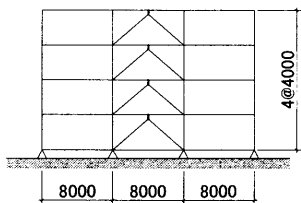
解析モデルは図3の通りである。層数は4層、8層、12層の3種類設定し、基準階高さを4mとしている。平面をスパン長さ8m-8m-8m(骨組A)、12m-6m-12m(骨組B)の2種類設定している。履歴型ダンパーは真中の



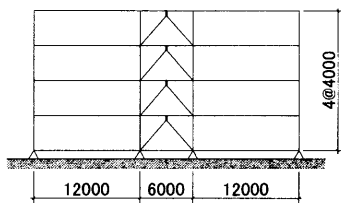
(a) 基準階床伏図, 骨組 A



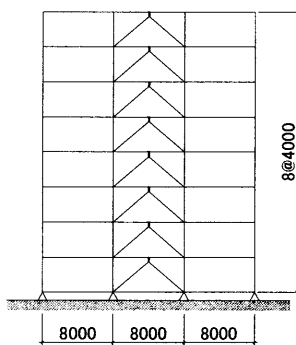
(b) 基準階床伏図, 骨組 B



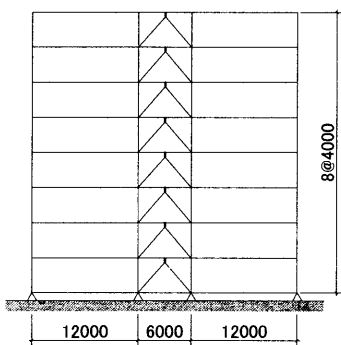
(c) 4層骨組 A, 軸組図



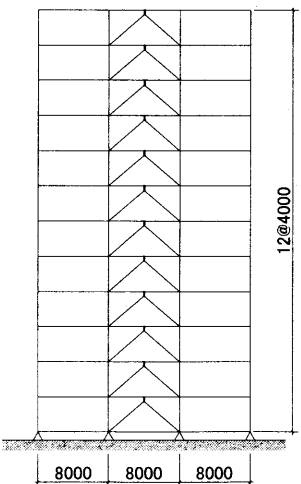
(d) 4層骨組 B, 軸組図



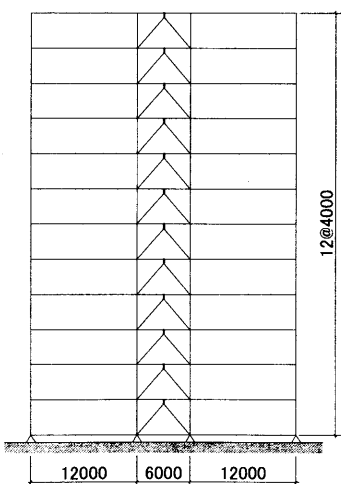
(e) 8層骨組 A, 軸組図



(f) 8層骨組 B, 軸組図



(g) 12層骨組 A, 軸組図



(h) 12層骨組 B, 軸組図

図3 骨組モデル

スパン部分に設置している。設置する履歴型ダンパーの種類はシャパネルをブレースで支持するブレース支持型とする。

骨組は履歴型ダンパーを設置していない状態において、許容応力度等計算の長期荷重時の設計要件を満たすように設計し、地震荷重は履歴型ダンパーが負担するものとする。

- 1) 単位床面積あたりの重量は  $8\text{kN/m}^2$  とする。
- 2) 柱と梁はそれぞれの層で同一断面とする。各層における部材断面寸法を表1,2に示す。
- 3) 設計用層せん断力は第二種地盤を対象として  $A_1$  分布に従うものとする。地域係数を1.0, 設計用固有周期は  $T=0.03h$  ( $h$ : 建物高さ) により算定する。
- 4) 骨組に用いる鋼材は, SM490を想定し, 降伏応力度はそれぞれ柱鋼管が  $392\text{N/mm}^2$ , H形鋼梁が  $363\text{N/mm}^2$  である。また, 材料の特性は文献5)で示されているものと同様のものを用いる。
- 5) 履歴型ダンパーのシャパネルには  $100\text{N/mm}^2$  級の極低降伏点鋼を用いることとし, 材料の特性は文献6)で示されているものと同様のものを用いる。

改善前(試設計)の履歴型ダンパー付骨組における履歴型ダンパーの耐力は, 層間変形角が  $1/100$  の場合に

表1 部材断面寸法 (骨組 A)

骨組A	Story	部材	STEEL
4層	1~4	柱	□-400×12
		梁	H-500×225×12×20
8層	6~8	柱	□-400×12
		梁	H-500×225×12×20
	3~5	柱	□-400×19
		梁	H-600×300×12×20
1~2	柱	□-400×22	
	梁	H-600×300×16×20	
12層	10~12	柱	□-400×12
		梁	H-500×225×12×20
	7~9	柱	□-400×19
		梁	H-600×300×12×22
	4~6	柱	□-450×19
		梁	H-600×300×16×22
1~3	柱	□-450×22	
	梁	H-600×300×19×25	

表2 部材断面寸法 (骨組 B)

骨組A	Story	部材	STEEL
4層	1~4	柱	□-400×19
		梁	H-600×300×12×20
8層	6~8	柱	□-400×19
		梁	H-600×300×12×20
	1~5	柱	□-400×22
梁		H-600×300×16×20	
12層	7~12	柱	□-400×19
		梁	H-600×300×12×20
	4~6	柱	□-400×22
		梁	H-600×300×16×22
	1~3	柱	□-400×25
		梁	H-600×300×16×25

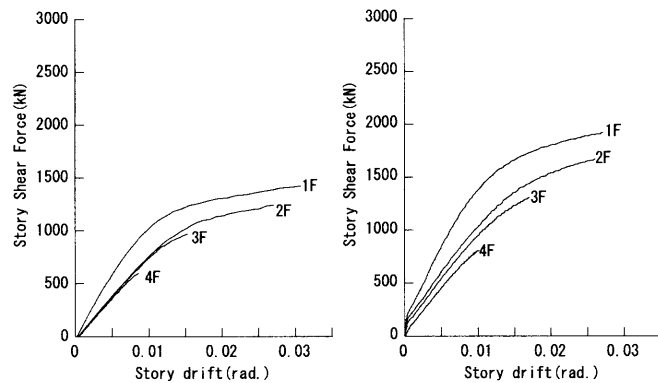
ついて次式が成り立つように算定する。

$$Q_m = F_{fi} + \alpha F_{di} \quad (19)$$

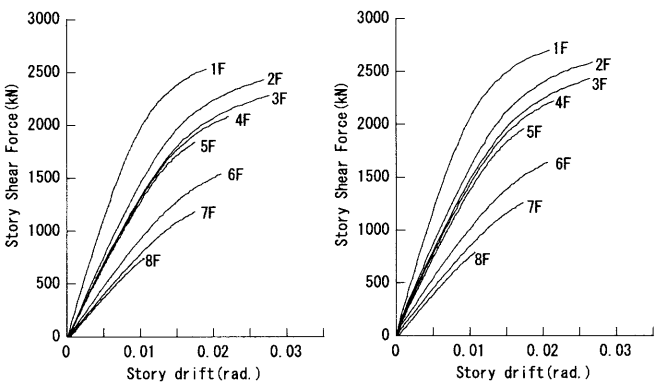
ここで、 $Q_m$ は各層における必要保有水平耐力で、4層骨組は $D_s=0.40$ 、8層骨組、12層骨組は $D_s=0.25$ として算定する。 $\alpha$ の値は、文献2)を参考にして4層骨組、8層骨組、12層骨組について、それぞれ、5.5、4.5、4.0として $F_{di}$ の値を算出することとする。なお、履歴型ダ

表3 解析変数

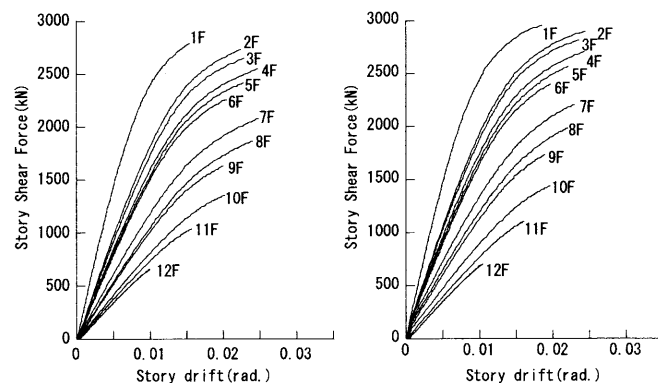
骨組モデル	層数	入力地震波	PGV(kine)
骨組A	4層	LA01~LA20	50
骨組B	8層		75
	12層		100



(a) 4層骨組, 純フレーム (b) 4層骨組, ダンパー付



(c) 8層骨組, 純フレーム (d) 8層骨組, ダンパー付



(c) 12層骨組, 純フレーム (d) 12層骨組, ダンパー付

図4 静的解析結果, 骨組A

ンパーの耐力の修正式の $\beta$ や $\beta^*$ は層間変形角が1/100の場合のフレーム、及び履歴型ダンパーの耐力に基づいて算定する。

### 3.3 解析変数

解析変数は表3に示すとおり、(1)骨組のスパン、(2)骨組の層数、(3)入力地震波、(4)地震強さの4種類である。入力地震波は米国SACプロジェクトで使用されている地震波LA01~LA20の計20波を利用した。これらは、現地50年で10%の超過確率(再現期間475年)である。ここでは、PGVを50kine、75kine、100kineの3つのレベルで、層間変形角がそれぞれの目標値になるように応答改善を行う場合を検討した。

### 4. 静的解析結果

3.2で設計した各骨組に対して静的解析を行った。解析は最上層の水平変位が建物高さの2%に達するまでの一方向載荷である。骨組Aの静的解析結果を図4に示す。すべての骨組モデルにおいて載荷の最終段階まで安定した挙動を示した。表3~5は改善前の履歴型ダンパー付骨組について、各層の層間変形角が1/100の時の履歴型ダンパーの水平力分担率 $\beta$ の値を示している。改善前における履歴型ダンパーの耐力は(19)

表3 4層骨組A, 水平力分担率 $\beta$  (改善前)

Story	$F_{\beta} + \alpha F_{\Delta}(kN)$	$F_{\beta}(kN)$	$\alpha F_{\Delta}(kN)$	$F_{\Delta}(kN)$	$\beta$
4	868	700	168	31	0.01
3	1398	745	653	119	0.14
2	1788	767	1021	186	0.19
1	2057	1000	1057	192	0.16

表4 8層骨組A, 水平力分担率 $\beta$  (改善前)

Story	$F_{\beta} + \alpha F_{\Delta}(kN)$	$F_{\beta}(kN)$	$\alpha F_{\Delta}(kN)$	$F_{\Delta}(kN)$	$\beta$
8	625	712	-87	10	0.01
7	997	784	213	47	0.06
6	1301	938	363	81	0.08
5	1553	1280	273	61	0.05
4	1759	1310	449	100	0.07
3	1925	1340	585	130	0.09
2	2050	1480	570	127	0.08
1	2138	1970	168	37	0.02

表5 12層骨組A, 水平力分担率 $\beta$  (改善前)

Story	$F_{\beta} + \alpha F_{\Delta}(kN)$	$F_{\beta}(kN)$	$\alpha F_{\Delta}(kN)$	$F_{\Delta}(kN)$	$\beta$
12	543	657	-114	5	0.01
11	859	746	113	28	0.04
10	1122	816	306	76	0.09
9	1350	1020	330	82	0.07
8	1549	1050	499	125	0.11
7	1722	1200	522	131	0.10
6	1872	1500	372	93	0.06
5	2000	1540	460	115	0.07
4	2107	1600	507	127	0.07
3	2192	1750	442	111	0.06
2	2258	1830	428	107	0.06
1	2304	2400	-96	5	0.00

式により算出した。なお、履歴型ダンパーの必要耐力が負となる場合は履歴型ダンパーが不必要と判断する。ただし本研究のモデルではわずかな耐力の履歴型ダンパーを設置した。

## 5. 動的解析結果

### 5.1 変形集中指数 $n$ の検討

改善前の履歴型ダンパー付骨組において地震応答解析により得られた最大層間変形角応答に対して、応答改善法を適用するためには変形集中指数  $n$  の値を明らかにする必要がある。図5は  $PGV=75\text{kin}$ 、8層骨組Bに対して、各入力地震波に対する最大層間変形角応答の平均値を示したもので、層間変形角の目標値を  $1/100$ 、 $\alpha=4.0$  として、変形集中指数  $n$  を変化させたものである。 $n=1$  を応答改善法に適用した場合が最も目標値に近く、改善前に目標値を超えていた層の層間変形角が一律に目標値に近い値を示していることがわかる。よって、とりあえず  $n=1$  と仮定する。

### 5.2 応答改善法の適用

骨組の種類、層数、地震強さを変えて応答改善を行った。図6～8に  $PGV=75\text{kin}$ 、層間変形角の目標値を  $1/100$  とした各骨組における改善前及び改善後の最大層間変形角応答を示しており、各入力地震波に対する応答

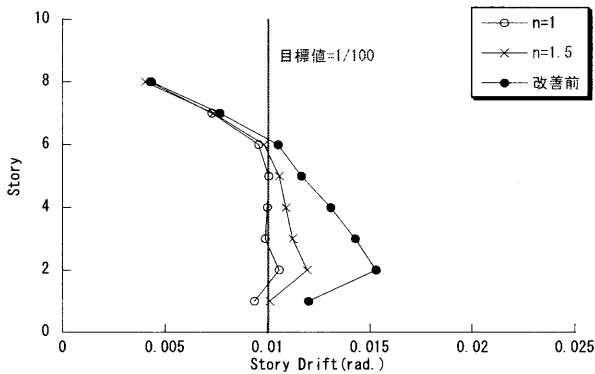


図5 変位の集中係数  $n$  の検討，8層骨組B， $\alpha=4.0$

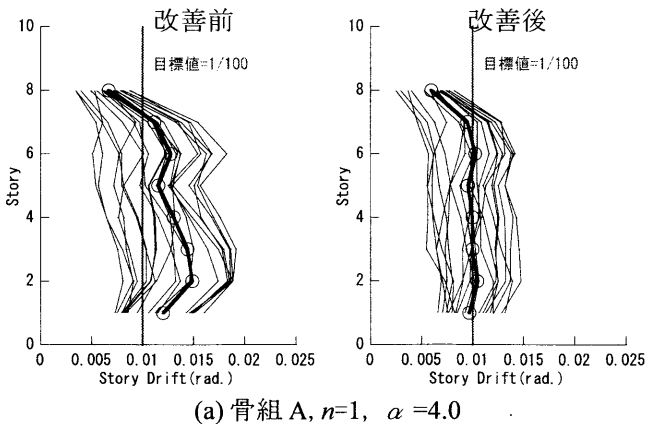
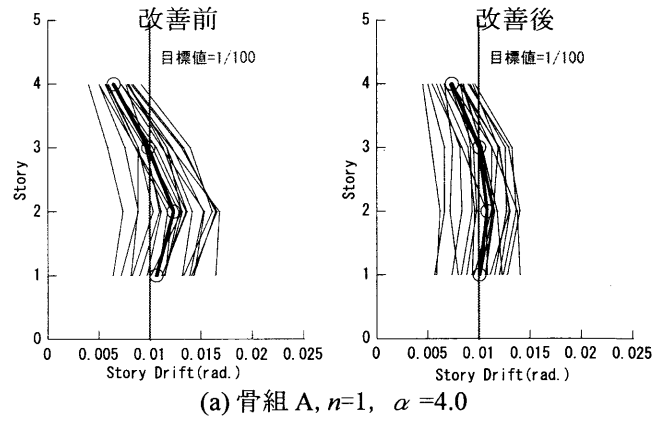
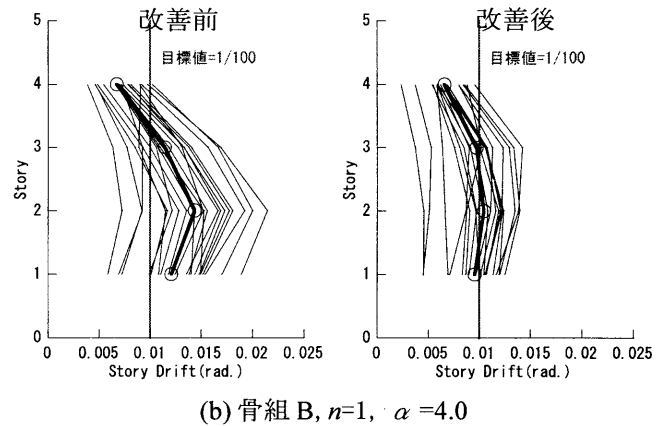


図6 8層骨組における応答改善， $PGV=75\text{kin}$

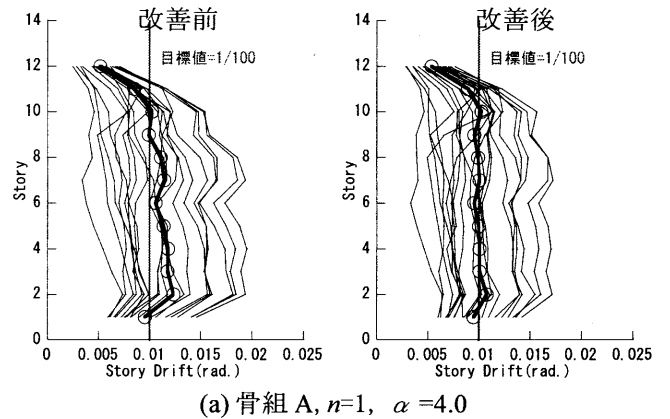


(a) 骨組A， $n=1$ ， $\alpha=4.0$

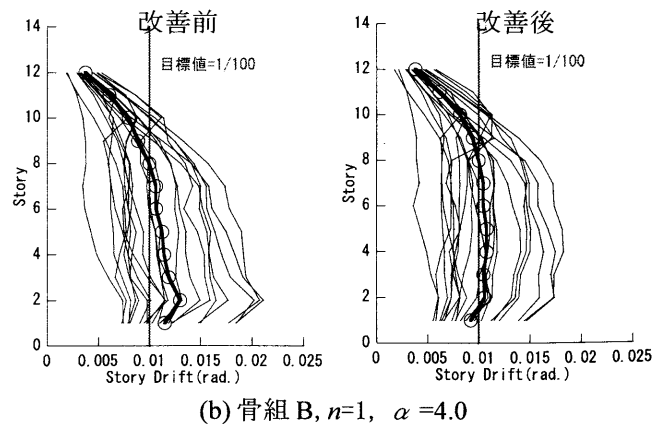


(b) 骨組B， $n=1$ ， $\alpha=4.0$

図7 4層骨組における応答改善， $PGV=75\text{kin}$



(a) 骨組A， $n=1$ ， $\alpha=4.0$



(b) 骨組B， $n=1$ ， $\alpha=4.0$

図8 12層骨組における応答改善， $PGV=75\text{kin}$

表6 4層骨組A, 水平力分担率 $\beta^*$  (改善後)

Story	$R_i$	$R_i^*$	$s_i$	$\beta$	$\alpha$	$F_{d,i}^*/F_{d,i}$	$\beta^*$
4	0.0067	0.0100	0.67	0.04	4.0	0.00	0.00
3	0.0104	0.0100	1.04	0.14	4.0	1.11	0.15
2	0.0129	0.0100	1.29	0.19	4.0	1.59	0.35
1	0.0113	0.0100	1.13	0.16	4.0	1.29	0.22

表7 8層骨組A, 水平力分担率 $\beta^*$  (改善後)

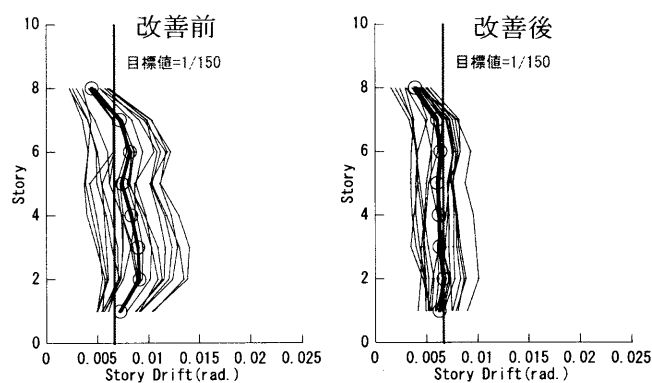
Story	$R_i$	$R_i^*$	$s_i$	$\beta$	$\alpha$	$F_{d,i}^*/F_{d,i}$	$\beta^*$
8	0.0064	0.0100	0.64	0.01	4.0	0.00	0.00
7	0.0106	0.0100	1.06	0.06	4.0	1.32	0.08
6	0.0121	0.0100	1.21	0.08	4.0	1.82	0.15
5	0.0110	0.0100	1.10	0.05	4.0	1.61	0.07
4	0.0123	0.0100	1.23	0.07	4.0	1.98	0.15
3	0.0135	0.0100	1.35	0.09	4.0	2.24	0.22
2	0.0138	0.0100	1.38	0.08	4.0	2.48	0.22
1	0.0111	0.0100	1.11	0.02	4.0	2.61	0.05

表8 12層骨組A, 水平力分担率 $\beta^*$  (改善後)

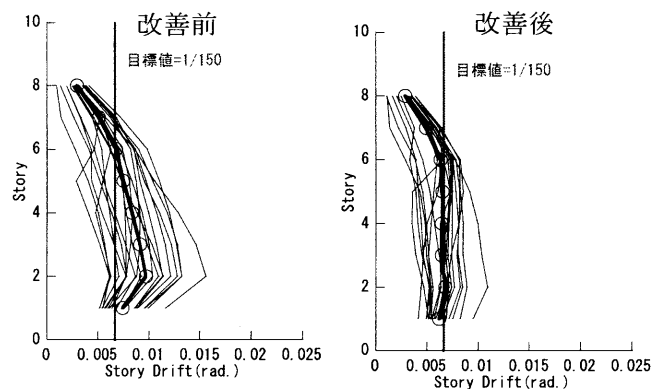
Story	$R_i$	$R_i^*$	$s_i$	$\beta$	$\alpha$	$F_{d,i}^*/F_{d,i}$	$\beta^*$
12	0.0051	0.0100	0.51	0.01	3.54	0.00	0.00
11	0.0083	0.0100	0.83	0.04	4.00	0.00	0.00
10	0.0100	0.0100	1.00	0.09	4.00	1.00	0.09
9	0.0098	0.0100	0.98	0.07	4.00	0.90	0.07
8	0.0109	0.0100	1.09	0.11	4.00	1.29	0.14
7	0.0113	0.0100	1.13	0.10	4.00	1.42	0.15
6	0.0105	0.0100	1.05	0.06	4.00	1.26	0.07
5	0.0113	0.0100	1.13	0.07	4.00	1.57	0.11
4	0.0117	0.0100	1.17	0.07	4.00	1.71	0.13
3	0.0117	0.0100	1.17	0.06	4.00	1.83	0.11
2	0.0123	0.0100	1.23	0.06	4.00	2.21	0.13
1	0.0097	0.0100	0.97	0.00	4.00	0.00	0.00

を細線で、平均値を太線で示している。表6~8に改善後の水平力分担率 $\beta^*$ を示している。なお、改善後の履歴型ダンパー耐力が負となる場合は、履歴型ダンパーを設置していない。等価耐力係数 $\alpha$ は4層骨組, 8層骨組, 12層骨組のすべての骨組モデルにおいて4.0としている。どの骨組も改善後の最大層間変形角応答がほぼ目標値に近づいており、応答改善法がいずれの骨組に対しても有効であることがわかる。4層の骨組Aにおいて、改善後の最大層間変形角応答が若干大きく出ているが、これは、応答改善後の水平力分担率 $\beta^*$ の値が0.35とかなり高い値になっており、履歴型ダンパーの適正範囲を超えている可能性がある。

8層骨組,  $PGV=50$  kine, 100 kineについて、層間変形角の目標値をそれぞれ1/150, 1/75とした場合の改善前及び改善後の最大層間変形角応答を図9, 10に示す。いずれの場合も、改善後の最大層間変形角応答が目標値に近い値を示している。ここには示していないが、他の骨組モデルについても応答改善法は精度よく目標値へ最大層間変形角応答を近づけており、この方法が有効であることは明らかである。また、変形集中指数 $n$ や等価耐力係数 $\alpha$ についても以上の結果より $n=1$ ,  $\alpha=4.0$ と考えて良いことがわかる。

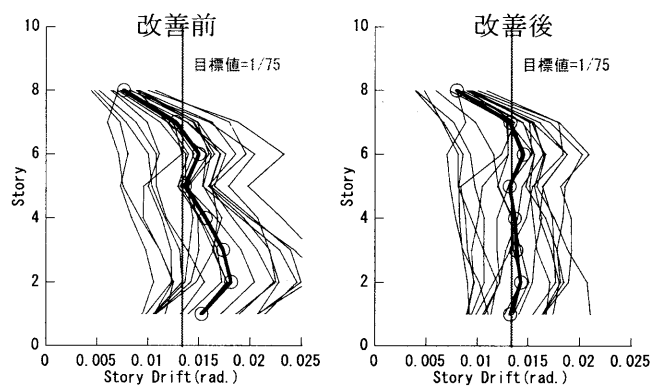


(a) 骨組A,  $n=1$ ,  $\alpha=4.0$

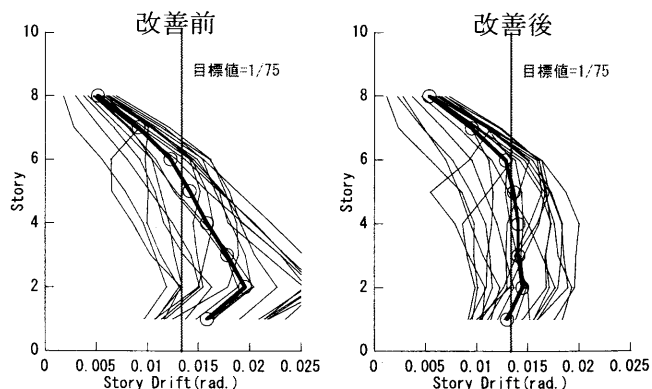


(b) 骨組B,  $n=1$ ,  $\alpha=4.0$

図9 8層骨組における応答改善,  $PGV=50$  kine



(a) 骨組A,  $n=1$ ,  $\alpha=4.0$



(b) 骨組B,  $n=1$ ,  $\alpha=4.0$

図10 8層骨組における応答改善,  $PGV=100$  kine



## 6. 結論

ブレース支持型シヤパネルの履歴型ダンパーを設置した骨組に対し、提案する応答改善法を適用し、以下の結論を得た。

- 1) 履歴型ダンパーを設置した鉄骨造の中低層建物に対して、 $n=1$ 、 $\alpha=4.0$ とした場合において、履歴型ダンパーの等価耐力の考え方をを用いた動的応答改善法を適用することにより十分な応答改善が得られた。
- 2) 応答改善法適用後の水平力分担率 $\beta^*$ の値が大きい骨組に対しては、 $\alpha$ に対する $\beta^*$ の影響が大きいので、そのような骨組については応答改善法適用後の最大層間変形角応答に若干の誤差が見られるが、 $\beta^*$ の値が0.3以下の場合にはほとんど影響が見られない。

今後は骨組の種類を増やし、履歴型ダンパーの支持方式（アンボンドブレース型、間柱型等）を変化させた場合について解析し、入力地震波についても、JSCA波等について検証する予定である。また、今回の解析では鋼材の復元力特性等を無視した簡単な骨組について解析を行ったが、今後はより実際の鉄骨骨組に近いモデルについて解析を行い、提案している応答改善法に対する影響を調べ、応答改善法が適用できるか検討する予定である。

## 参考文献

- 1) 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.
- 2) 松竹勲臣, 河野昭彦, 日高桃子: 累積塑性変形による制振効果を反映した履歴型ダンパーの等価耐力について, 鋼構造年次論文集, 2007.11.
- 3) 秋山宏: エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 技報堂, 1999.11.
- 4) 国土交通省告示: 建築基準法関連告示(エネルギーの釣合に基づく耐震計算等の構造計算を定める件) 制定に関する意見の募集について, 2003.6.
- 5) 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, 第 505 号, pp.153-159,1998.3.
- 6) 形山忠輝, 徐培蓁, 河野昭彦, 崎野健治: 極低降伏点鋼を用いたせん断型ダンパーモデル, 鋼構造論文集, 第 10 巻第 37 号, 2003.3.
- 7) 崔恩珠, 河野昭彦, 松井千秋, 上川正春: 構コンク

リート合成構造の終局限界地震強さ, 鋼構造年次論文集, 第 8 巻, pp.357-364,2000.11.

- 8) 徳田正嗣, 河野昭彦, 副島武人, 徐培蓁: 履歴型ダンパー付 CFT 骨組の地震応答の改善法について, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 44 号, pp189-196, 2005.3.
- 9) 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.
- 10) (社)日本構造協会, (社)鋼材倶楽部: 履歴型ダンパー付骨組の地震応答性状と耐震設計法, 1998.9
- 11) 徐培蓁, 河野昭彦: 柱降伏を許容した CFT ラーメン構造の動的安定性について, 日本建築学会構造系論文集第 595 号, pp.139-144,2005.9.
- 12) ダンパー用鋼材利用技術開発委員会: 履歴型ダンパー付骨組の設計法, 建築研究所/日本鉄鋼連盟市場センター共同研究「先端技術による新しい鋼構造システムの開発」報告書, (社)日本鉄鋼連盟建築開発課, 2003.3.

(受理:平成 19 年12月 6 日)