限界耐力計算による履歴型ダンパー付き建物の応答変形推定法

EVALUATING METHOD FOR EARTHQUAKE RESPONSE OF BUILDINGS WITH HYSTERETIC DAMPER BASED ON LIMIT STRENGTH CALCULATION

藤本利昭 —*1 稲井栄一 —*2
神永敏幸 —*3 ハッ繁公 —*4

Toshiaki FUJIMOTO —*1 Eiichi INAI —*2
Toshiyuki KAMINAGA —*3 Koichi YATSUSHIGE —*4

キーワード：
履歴型ダンパー, 限界耐力計算, 地震応答解析, 等価粘性減衰

Keywords:
Hysteretic damper, Limit strength calculation, Earthquake response analysis, Equivalent viscous damping

Along with the revision of the Building Standard Law, the limit strength calculation was introduced as a new method of verifying the safety of structures against earthquakes. In this paper, evaluation method for earthquake response of buildings with hysteretic damper using the response spectrum method by equivalent single-degree-of-freedom model based on limit strength calculation was examined. As a result, in case that the equivalent viscous damping is appropriately evaluated, the maximum displacement response can be predicted by the response spectrum method using proposed evaluation method of equivalent viscous damping.

1. はじめに

近年, 建築物にエネルギー吸収機構(以下, ダンパー)を設け, 地震時の応答を制御しようとする構造の開発が盛んに行われている¹⁾。実際の設計においては, ダンパーによる応答低減効果についてパラメトリックな時刻歴応答解析を行い, ダンパー補強量を決定する場合が多い。

一方, 建築基準法(以下, 基準法と略記)の改正により, 建築物の地震時の安全性を検証する方法として新たに限界耐力計算²⁾³⁾が導入された。限界耐力計算では, 建物の復元力特性を等価な1自由度系に縮約し応答スペクトルを用いて, 建物の応答変形を推定することができる。

本報告では, 限界耐力計算に準じた応答スペクトル法を用いることにより, ダンパーによる応答低減効果ならびに必要なダンパー量を, 簡便に推定する方法を検討した⁴⁾。

2. 1自由度系建物の応答予測

2.1 1自由度系建物の応答性状

図1にフレーム, ダンパー, およびフレームとダンパーからなる架構全体の定常応答時の復元力特性を示す。建築物を構成するフレームとダンパーがそれぞれ図1に示すようなバイリニア型の復元力特性を有する場合について検討する。同図において, $\beta \cdot Q_y$ はダンパーの降伏耐力レベルであり, β はフレームの降伏耐力 Q_y に対するダンパーの降伏耐力の比を表す。

また, ダンパーの剛性 K_D とフレームの剛性 K_F の比を剛性比 κ と呼び, 次式で定義する。

$$\kappa = K_D / K_F \quad (1)$$

剛性 K_D , K_F は次式で表される。

$$K_D = \frac{\beta \cdot Q_y}{\delta_{Dy}}, \quad K_F = \frac{Q_y}{\delta_{Fy}} = \frac{\mu_F \cdot Q_y}{\mu_D \cdot \delta_{Dy}} \quad (2)$$

ここで, μ_F : フレームの塑性率
 δ_{Fy} : フレームの降伏層間変形
 μ_D : ダンパーの塑性率
 δ_{Dy} : ダンパーの降伏層間変形

ダンパーが降伏するときの架構全体の耐力を $\alpha \cdot Q_y$ とすると, 係数 α は次式で表される。

$$\alpha = \left(\frac{\kappa + 1}{\kappa} \right) \beta \quad (3)$$

(1), (2)式より, フレームおよびダンパーの塑性率 μ_F , μ_D と β , κ の間には次の関係が成り立つ。

$$\beta = \kappa \cdot \mu_F / \mu_D \quad (4)$$

ダンパーがフレームより先に降伏する条件は, $\mu_F \cdot \delta_{Fy} = \mu_D \cdot \delta_{Dy}$,

*1 安藤建設技術研究所 研究員・博士(工学)
(〒356-0058 埼玉県入間郡大井町中央1-19-61)

*2 山口大学工学部 助教授・工博

*3 安藤建設技術研究所 研究員・工修

*4 安藤建設技術研究所 副所長・工修

*1 Research Engineer, ANDO Corporation Research Center, Dr. Eng.

*2 Assoc. Prof., Faculty of Engineering, Yamaguchi Univ., Dr. Eng.

*3 Research Engineer, ANDO Corporation Research Center, M. Eng.

*4 Vice-Head, ANDO Corporation Research Center, M. Eng.

$\delta_{D_y} < \delta_{R_y}$ から $\mu_D > \mu_F$ であり, (4)式より β が次式の範囲にある必要がある。

$$\beta < \kappa \quad (5)$$

検討対象とした入力地震動は, 限界耐力計算において想定している極めて希に発生する地震動を対象とした。解放工学的基盤において定義された地震動の応答スペクトル S_{as} ($h=0.05$) を以下に示す²⁾³⁾。

$$S_{as} = \begin{cases} (3.2 + 30T_s) \cdot Z & (T_s < 0.16) \\ 8 \cdot Z & (0.16 \leq T_s < 0.64) \\ (5.12/T_s) \cdot Z & (0.64 \leq T_s) \end{cases} \quad (6)$$

ここで, T_s : 安全限界固有周期(sec.)
 Z : 地震地域係数

表層地盤上の建築物の加速度応答 S_{af} は(7)式に示すように, 解放工学的基盤において定義された地震動の応答スペクトル S_{as} ($h=0.05$) に建築物全体の減衰による応答低減率 F_h , 地盤の増幅率 G_s を乗ずることで評価される。

$$S_{af} = S_{as} \cdot F_h \cdot G_s \quad (7)$$

$$F_h = \frac{1.5}{(1+10h)} \quad (8)$$

ここで, h : 建築物全体の減衰を表す値

表層地盤の増幅率 G_s はその建築物の立地条件により定まるが, 減衰による応答低減率 F_h は建築物の変形状態により変化する値である。

表層地盤上の建築物の加速度応答スペクトルは, 地震地域係数を $Z=1.0$, 地盤種別を第2種地盤とし, 表層地盤の増幅率 G_s は告示に示された旧基準の地盤種別による簡易な増幅率を用いた。地震応答解析は, 日本建築センター「設計用入力地震動作成手法技術指針案」⁹⁾に基づき作成した位相の異なる3種の模擬地震動 (JMA Kobe NS 位相, Hachinohe EW 位相, Random 位相) を用いて行った。模擬地震動の加速度時刻歴を図2に, 加速度応答スペクトルを S_{as} , S_{af} ($h=0.05$) と比較して図3に示す。

まずフレーム単独での応答性状を確認するため, 表1に示すとおり, フレームの弾性固有周期 T_F と降伏耐力 Q_y を解析変数とした1自由度系の地震応答解析を行った。またダンパー付きフレームについても同様に, 表2に示す解析変数によりダンパーとフレームの並列1自由度系の地震応答解析を行った。なお減衰は, 弾性固有周期に対して減衰定数 $h_0=0.05$ とし初期剛性比例型とした。

図4に, 降伏耐力と最大応答塑性率 μ_F との関係をフレームの固有周期 $T_F=1.0, 1.5$ (sec.) について示す。図中の白抜き印は, フレームの降伏

耐力を変化させたときの応答値を表し, 黒塗り印が $Q_y/(m_e \cdot g)=0.30$ のフレームに耐力比 β を変化させた剛性比 $\kappa=3$ のダンパーを付けたときの応答値を表す。

ダンパーの有無による比較では, フレームの耐力を高くするよりも, ダンパーを付けた場合の応答塑性率の低減効果が大いことがわかる。

2.2 1自由度系建物の応答予測

表層地盤上の建築物の加速度応答 S_{af} は(7)式に示すように, 建物の減衰性能の評価方法により大きく影響されることから, 応答値を精度良く推定するためには減衰を適切に評価することが重要となる。

(a) JMA Kobe EW 位相

(b) Hachinohe NS 位相

(c) Random 位相

図2 地表面の地震動の加速度時刻歴

図3 地表面の地震動の加速度応答スペクトル($h=0.05$)

(a) $T_F=1.0$ (sec.)

(b) $T_F=1.5$ (sec.)

図4 フレームおよびダンパー付きフレームの最大応答塑性率の比較

表1 フレームの解析パラメータ

フレームの固有周期 T_F (sec.)	0.5, 1.0, 1.5
フレームの降伏耐力 $Q_y/(m_e \cdot g)$ (m_e : 建物の有効質量, g : 重力加速度)	0.20~1.00 (@0.1)
フレームの降伏後の剛性 K_{F2}	$0.01 \cdot K_F$

表2 ダンパー付きフレームの解析パラメータ

フレームの固有周期 T_F (sec.)	0.5, 1.0, 1.5
フレームの降伏耐力 $Q_y/(m_e \cdot g)$	0.20, 0.30, 0.40
ダンパーの剛性比 κ	3~15
ダンパー付きフレームの降伏耐力 $(1+\beta)Q_y/(m_e \cdot g)$	0.30~1.0
フレームの降伏後の剛性 K_{F2}	$0.01 \cdot K_F$
ダンパーの降伏後の剛性 K_{D2}	$0.01 \cdot K_D$

限界耐力計算における建築物全体の減衰を表す h は個々の部材の減衰特性 ${}_mhe_i$ から求める場合は、次式による。

$$h = \frac{\sum_{i=1}^N {}_mhe_i \cdot {}_mW_i}{\sum_{i=1}^N {}_mW_i} + 0.05 \quad (9)$$

ここで、 ${}_mW_i$: 弾性ポテンシャルエネルギー
 ΔW_i : 1 サイクルの履歴吸収エネルギー

告示では、各部材の減衰特性を表す ${}_mhe_i$ は以下の 2 式により算定し、求める値のうち小さい方を探る。

$${}_mhe_i = \gamma_1 \left(1 - 1/\sqrt{{}_mDf_i} \right) \quad (10)$$

$${}_mhe_i = \gamma_2 \cdot \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W_i}{{}_mW_i} \quad (11)$$

ここで、 γ_1 : 部材の構造形式に応じた減衰特性を表す係数 (=0.25)
 ${}_mDf_i$: 各部材の塑性率 (但し、 ${}_mDf_i > 1$)
 ${}_mDf_i = {}_m\delta_{si} / {}_m\delta_{di}$
 ${}_m\delta_{si}$: 建築物の安全限界変形時に各部材に生ずる変形
 ${}_m\delta_{di}$: 各部材の損傷限界変形
 γ_2 : 低減係数 (=0.8)

(10)式中の ${}_mDf_i$ をフレームの塑性率 μ_F で置き換えると、フレームの減衰特性 ${}_mhe_F$ は(10)、(11)式より、(12)、(13)式で表され、建物全体の減衰 h は(9)式より、(14)、(15)式で表される。

$${}_mhe_F = \gamma_1 \left(1 - 1/\sqrt{\mu_F} \right) \quad (12)$$

$${}_mhe_F = \gamma_2 \frac{2}{\pi} \left(1 - 1/\mu_F \right) \quad (13)$$

$$h = \gamma_1 \left(1 - 1/\sqrt{\mu_F} \right) + 0.05 \quad (14)$$

$$h = \gamma_2 \frac{2}{\pi} \left(1 - 1/\mu_F \right) + 0.05 \quad (15)$$

(12)、(13)式の比較により、完全弾塑性型の復元力を有する建物の減衰 ${}_mhe_F$ は(12)<(13)となることから告示では(12)式を用いることになる。

図 5 に、フレーム単独での応答塑性率 μ_F と限界耐力計算による応答推定値とを比較して示す。減衰を(13)式で評価した場合には、応答予測値が応答解析結果を下回り、危険側の評価になることがわかる。一方減衰を告示に従い(12)式で評価した場合には、3 波の応答解析結果をほぼ包絡する結果となり、応答解析結果との対応がよい。

図 6 に応答解析結果と、限界耐力計算による応答予測結果を表 1 に示した全ケースについて比較して示す。同図からも減衰 ${}_mhe_F$ を(13)式で評価した場合は、応答値を危険側に評価する傾向があり、 ${}_mhe_F$ を(12)式

図 5 フレーム降伏耐力と塑性率の関係

で評価した場合、応答解析結果との対応が良いことがわかる。よって、(12)式に従い減衰を評価することでフレームの応答値を予測できるものと考えられる。

次にダンパー付きフレームの減衰の評価方法を検討する。

フレームの場合と同様に(10)式中の ${}_mDf_i$ をダンパーの塑性率 μ_D で置き換えると、ダンパーの減衰特性を表す数値 ${}_mhe_D$ を(10)、(11)式で評価した場合以下の式により表せる。

$${}_mhe_D = \gamma_1 \left(1 - 1/\sqrt{\mu_D} \right) \quad (16)$$

$${}_mhe_D = \gamma_2 \frac{2}{\pi} \left(1 - 1/\mu_D \right) \quad (17)$$

ダンパー付き建物についても同様に、地震応答解析結果との比較を行った結果を、表 2 に示した全ケースについて図 7 に示す。なおフレームの減衰 ${}_mhe_F$ は(12)式を用いた。ダンパーの減衰を(16)式で評価した場合には、安全側とはなるものの応答解析結果に比べ応答予測値がかなり大きくなっている。このことは、ダンパーの減衰効果が、(16)式による評価以上に有効に働いているものと考えられる。一方(17)式によってダンパーの

図 6 フレームの最大応答塑性率の比較

図 7 ダンパー付きフレームの最大応答塑性率の比較

図 8 フレーム降伏耐力と塑性率の関係

図9 層せん断力-絶対変位関係(5層モデル)

減衰を評価した場合、同図(b)に示すとおり応答解析結果とほぼ平均的な対応を示すことがわかった。

また図 8 に、図 4 に示したダンパー付きフレームの応答解析結果に(12)、(16)式を用いた場合、および(12)、(17)式を用いた場合の応答推定値を比較して示す。同図からも、減衰の取り方としてフレームは(12)式、ダンパーは(17)式を用いることで最大応答値をほぼ平均的に評価できることがわかる。この場合のダンパー付きフレームの減衰 h は、(9)式より、

$$h = \frac{\gamma_1 \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_F}}\right) + \gamma_2 \cdot \frac{2}{\pi} \left\{1 - \frac{1}{\mu_D}\right\} \beta}{(1 + \beta)} + 0.05 \quad (18)$$

$$= \frac{\gamma_1 \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_F}}\right) + \gamma_2 \cdot \frac{2}{\pi} \left\{1 - \frac{\beta}{\kappa \cdot \mu_F}\right\} \beta}{(1 + \beta)} + 0.05$$

で表される。

このようにフレームとダンパーで減衰効果が異なる理由として最大応答変形の偏りが考えられる。フレーム単独の場合には、降伏後剛性が低いいためフレームが塑性化すると変形が片方向に大きく進展する傾向が認められた。しかしながらダンパー付きフレームでは、ダンパー降伏後もフレームが弾性であるため、変形の偏りがかなり改善されていることが応答解析により認められ、よってダンパーの減衰は大きく評価できるものと考えられる。

3. 多自由度系建物の応答予測

次に多自由度系建物について応答予測を行う。本章では、まず多自由度系建物の Push-over 解析を実施し、多自由度系のせん断型モデルにより応答解析を行う。次に建物の各層の復元力を等価1自由度系に縮約し、同様に1自由度系の応答解析を行い、多自由度系の応答値との比較を行う。ダンパー付き建物は、並列多自由度系、並列1自由度系モデルとし、フレーム、ダンパーの復元力にバイリニア型を適用し、降伏後の剛性は弾性剛性の1/100とした。最後に2章で検討した(18)式を用いた減衰の評価手法を基に応答値を推定し、精度を検証する。なお多自由度系の応答解析での減衰は、弾性1次モードに対して減衰定数 $h_0 = 0.05$ の初期剛性比例型とした。

3.1 多自由度系建物の応答性状

検討に用いた建物は、比較が容易な最も単純なモデルを想定し、5、10、15層で、建物の弾性一次固有周期 T_F が、それぞれ $T_F = 0.5, 1.0, 1.5(\text{sec})$ となるような逆3角形1次変形モードをもつ均等質量せん断系モデルとした⁶⁾。建物の保有水平耐力はベースシア係数 $C_B = 0.3$ となるように設定し、1次モードの外力分布に対して各階が同時に降伏するような

建物を想定した。

次にこれらのフレームにダンパーを取り受けた場合の応答値について検討を行った。ダンパー量としては、応答の低減効果が明確になるように各層のダンパーの配置は、各層の剛性、耐力に対して均等に $\beta = 1, \kappa = 3$ のダンパーを配置した。多自由度系の建物の応答値が等価1自由度系で応答予測できると考えれば、フレーム単独での応答塑性率は、図4の $Q_y/(m_e \cdot g) = 0.3$ の時の応答塑性率から、ダンパー付き建物の応答塑性率は図4の $(1 + \beta)Q_y/(m_e \cdot g) = 0.6$ の時の応答塑性率から予測できる。同図によれば、ダンパー設置後の応答値は、概ね $\mu_F = 1.0 \sim 2.0$ 程度に収まるものと考えられる。

図9に、5層モデルのフレーム、ダンパー、および全体の各層のせん断力-層の絶対変位関係を例示する。

図10に多自由度系建物の応答解析結果を示す。フレームのみでの応答変位に対し、ダンパーを取り付けることにより応答変位が小さくなっていることがわかる。

3.2 1自由度系への縮約

1自由度系への縮約は、文献7)、8)に基づき下式により行った。

i 層の質量を m_i 、1次モード比例分布の静的外力が作用している場合の i 層の変位を δ_i 、とすると1次の等価質量 M は、

$${}_1M = \frac{\left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i\right)^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2} \quad (19)$$

となり1次の応答加速度 ${}_1S_a$ 、応答変位 ${}_1S_d$ は次式で表せる。

$${}_1S_a = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2}{\left(\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i\right)^2} {}_1Q_B \quad (20)$$

図10 各モデルの最大応答変位

$${}_1S_d = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\delta_i^2}{\sum_{i=1}^N {}_1P_i \cdot {}_1\delta_i} {}_1S_a \quad (21)$$

ここで ${}_1Q_B$ はベースシア, ${}_1P_i$ は i 層の外力である。

ダンパー付き建物の1自由度系への縮約は, (21)式を ${}_1S_d$ について解けば,

$${}_1S_d = \frac{\sum_{i=1}^N {}_1P_i \cdot {}_1\delta_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\delta_i^2} {}_1S_d = \frac{\sum_{i=1}^N {}_1P_{Fi} \cdot {}_1\delta_i + \sum_{i=1}^N {}_1P_{Di} \cdot {}_1\delta_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot {}_1\delta_i^2} {}_1S_d \quad (22)$$

となり, ダンパーとフレームの分担がわかり, 並列 1 自由度系への縮約が可能である。

5 層モデルについて 1 自由度系に縮約したベースシア代表変位関係を図 9 中に示す。各モデルの等価 1 自由度系モデルの有効質量比(1 次有効質量/全質量)は, それぞれ 5 層が 0.818, 10 層が 0.786, 15 層が 0.774 である。

3.3 多自由度系建物の応答予測

フレーム単体での多自由度系と等価1自由度系の応答解析結果を比較して図 11(a)に, ダンパー付きフレームについて応答解析結果を図 11(b)に示す。ダンパーの有無に関わらず, 等価 1 自由度系の応答解析と多自由度系の解析結果の対応はよい。

図 12 には, ダンパー付き建物の多自由度系の応答解析による各層の層間変形の最大応答塑性率と, 減衰を(18)式で評価した時の応答推定値(塑性率)とを比較して示す。応答推定値は, 5 層モデルでは Random 波のみ下層階において応答値が大きめの値をとっているが, 10 層, 15 層モデルでは応答値との対応は良く, (18)式の減衰評価を用いれば, 多層建物の応答変形を推定できるものと考えられる。

4. ダンパー付きフレームの最大応答変形の制御設計

前章までの検討結果から, 限界耐力計算に準じて(18)式の減衰評価を用いることでダンパー付きフレームの最大応答変形をほぼ推定できることがわかった。

そこで本章では, 限界耐力計算に準じて(18)式の減衰評価を用いた応答予測法を用いて, ダンパーとフレームの剛性比 κ , ダンパーの耐力比 β が応答性状に与える影響を検討する。また, 目標応答塑性率を設定した場合のダンパー量の設定方法について述べる。なお本章での検討は, 前述の告示の第2種地盤の地震動を対象とした場合を想定して行った。

4.1 ダンパー付きフレームの応答性状

図13は, κ が μ_F におよぼす影響を β をパラメータにして固有周期 $T_F=1.0(\text{sec})$, $Q_y/(m_g \cdot g)=0.30$ のフレームについて例示したものである。同図から β を一定とした場合, κ が小さい領域では, κ を大きくすることによりフレームの最大応答塑性率 μ_F の低減が期待できるが, κ が大きくなると μ_F は一定値に収束して, κ による応答低減効果が頭打ちになることがわかる。例えばフレームの最大応答塑性率を $\mu_F < 1.0$ になるよう考えたときに, ダンパーの耐力比を $\beta=0.6$ と設定した場合(図13中口印), ダンパーの剛性比を $\kappa \geq 10$ と高くしても最大応答塑性率を $\mu_F < 1.0$ にはできないことがわかる。よって β の設定によっては, 目標とする応答変形に低減できない場合があることを表している。

また同じ建物について, β が μ_F におよぼす影響を κ をパラメータにして図14に示す。 κ を一定にした場合, β を大きくすることにより μ_F が減少することがわかる。但し β の最大値は, (5)式に示したとおり $\beta < \kappa$ であるので, κ の設定によって設定可能な β の最大値が決定するので目標とする応答変形まで低減することができない場合が生じる。また, 設定した各 β において取りうる最小の応答値が図中の $\kappa=\infty$ とした線(図10中△印)であり, その β における低減可能な応答塑性率の最小値である。

図11 多自由度系と1自由度系による応答解析結果の比較

図12 多自由度系による応答解析結果と応答推定値との比較 (ダンパー付きフレーム)

図13 $\kappa - \mu_F$ 関係

図14 $\beta - \mu_F$ 関係

4.2 ダンパーの必要降伏耐力の概略設定

ダンパーの設計において重要となるのは、ダンパーの降伏耐力と剛性であり、その設定を誤ると十分な応答変形の低減効果は得られないことは前節で示した通りである。よってここでは、目標応答変位に建築物の変形を納めるために必要な最小のダンパーの降伏耐力を概算する方法を示す。

図13に示したように応答塑性率は、ダンパーの耐力比 β を一定値とした場合には、ダンパー剛性の増加に伴い減少するものの、ある値で頭打ちになる。このことは、 β が決まったダンパーでは、応答低減の限界値があることを示している。

建築物全体の減衰を表す h は(18)式において、各 β における低減可能な応答塑性率の最小値を考えれば、 $\kappa=\infty$ とすると(23)式になる。

$$h = \frac{\gamma_1 \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_F}}\right) + \gamma_2 \cdot \frac{2}{\pi} \beta}{(1 + \beta)} + 0.05 \quad (23)$$

したがってこの場合、目標とするフレームの応答塑性率 μ_F を決めれば h の必要とする値は β で決まることになる。

例えば固有周期が $T_F=1.0$ 、降伏耐力が $Q_y/(m_e \cdot g)=0.30$ のフレームの最大応答値を弾性範囲に収める場合を考えるとダンパーの耐力比 $\beta=1.0$ と仮定し、フレームを弾性に納める場合には $\mu_F=1.0$ とすると、(23)式より減衰 $h=0.305$ が導かれる。この $h=0.305$ を用いて所要加速度-変位スペクトル(S_a-S_d)曲線を描き、設定した耐力 $(1+\beta)Q_y$ および変形 δ_{Fy} の値とスペクトルとの関係より、目標としたフレームの応答塑性率に収まるかがわかる。但し、このとき求まる β は、ダンパーの剛性を無限大にしたときであるので、一応の目安である。

図15に、フレームの降伏耐力が $Q_y/(m_e \cdot g)=0.20 \sim 0.45$ の場合についてフレームを弾性に納めるために必要となるダンパーの最小耐力比の計算結果を示す。図の横軸はフレームの固有周期であり、縦軸がフレームを弾性に納めるために必要となるダンパーの最小耐力比 β_{min} である。

図15 ダンパー最小耐力比 $\beta_{min}(\kappa=\infty)$

4.3 ダンパーの必要降伏耐力と剛性の詳細設定

フレームの変形制御設計にはダンパーの降伏耐力比 β 、および剛性比 κ の設定が重要であることからフレームの目標応答変形を仮定した場合に必要となる β と κ を詳細に設定する方法を示す。

図16に、目標とするフレームの応答塑性率 μ_F を設定した場合に必要な β と κ の関係を(18)式の減衰評価により求めた結果の一例を固有周期 $T_F=1.0(\text{sec.})$ 、 $Q_y/(m_e \cdot g)=0.30$ のフレームについて示す。図の縦軸は

β 、横軸は κ である。図中には、 $\mu_F=1.0, 1.5, 2.0, 3.0$ とした場合の結果を示している。図中の一点鎖線は $\beta=\kappa$ を示し、ダンパーとフレームの降伏変形が等しいことを表している。一点鎖線の左上の領域は $\kappa<\beta$ でダンパーより先にフレームが降伏する領域、一点鎖線の右下が $\beta<\kappa$ でありダンパーの有効な領域である。

例えば同図で、一点鎖線と $\mu_F=1.0$ の曲線で囲まれた右上の領域が $\mu_F<1.0$ の変形におさめることができるダンパーの設定領域、一点鎖線と $\mu_F=1.0, \mu_F=1.5$ の曲線で囲まれた領域が $1.0<\mu_F<1.5$ となるダンパーの設定領域である。ここで示した $\beta-\kappa$ 曲線は3章で検討した10層モデルに対応しており、 $\beta=1.0, \kappa=3.0$ のダンパーを付けると応答塑性率が $\mu_F<1.0$ の領域にあることから、多層モデルの応答をほぼ推測できるものと考えられる。

以上示した $\beta-\kappa$ 曲線群は、設計対象とする地震動が異なる場合にも同様に求めることができ、応答値の推定が可能である。

図16 目標応答塑性率に対する必要 $\beta-\kappa$ 曲線

5. まとめ

バイリニア型の復元力を有するダンパー付きフレームの応答変形の推定方法を限界耐力計算に準じた応答スペクトル法により検討した結果、検討範囲において以下の知見を得た。

- 1) 多層建物の応答変形は、ダンパーの有無に関わらず、縮約した等価1自由度系モデルによる応答値でほぼ評価できる。
- 2) 応答変形の推定は、本報告で示した減衰の評価方法により多層建物の応答変形を精度良く推定できる。
- 3) 目標応答変形を仮定したダンパーの設計手法を示すことができた。

以上のことから、本方法は設計初期段階におけるダンパー補強量の推定に有効な方法であると考えられる。

参考文献

- 1) 東京工業大学建築物物理研究センター:パッシブ制振構造シンポジウム 2000, 2000年3月10-11日
- 2) 建設省告示第1457号(平成12年5月31日)
- 3) 建築基準法施行令第82条の6,および建設省告示第1461号(平成12年5月31日)
- 4) 藤本利昭, 稲井栄一, 神永敏幸, ハッ繁公一:履歴型ダンパー付き建築物の変形制御設計—限界耐力計算法による検討—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.461~462, 2001年9月
- 5) 日本建築センター:設計用入力地震動作成手法技術指針案, 1992年3月
- 6) 柴田明徳:新建築学シリーズ9 最新耐震構造解析 森北出版, 1981年
- 7) 国土交通省建築研究所:改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景 ぎょうせい, 2001年
- 8) 倉本洋, 勅使川原正臣, 小鹿紀英, 五十田博:多層建築物の等価1自由度系縮約法と地震応答予測精度, 日本建築学会構造系論文集, 第546号, pp.79-85, 2001年8月

[2002年4月19日原稿受理 2002年7月23日採用決定]