

履歴型ダンパーの必要塑性変形性能に関する研究

DUCTILITY DEMANDED OF HYSTERETIC DAMPERS

小川 厚治*1, 平野 智久*2

Koji OGAWA and Tomohisa HIRANO

This paper presents a seismic design procedure to estimate the ductility demanded of hysteretic dampers in steel frames. Critical parameters that control the earthquake response of steel frames with hysteretic dampers are characterized and incorporated into the equivalent SDOF representation. Maximum and cumulative plastic deformations induced in hysteretic dampers are derived in explicit forms as functions of these parameters, and the accuracy of the estimations of plastic deformations is demonstrated through a comparison with numerical results.

Keywords: seismic design, hysteretic damper, ductility demand, maximum plastic deformation, cumulative plastic deformation

耐震設計, 履歴型ダンパー, 必要塑性変形性能, 最大塑性変形, 累積塑性変形

1. 序

履歴型ダンパー付骨組では塑性変形は専ら履歴型ダンパーに生じるので、履歴型ダンパーに生じる塑性変形を予め予測し、それ以上の塑性変形性能を履歴型ダンパーに付与することが重要である。履歴型ダンパーがその機能を喪失するまでの累積塑性変形倍率は、各サイクルの変形振幅に依存する¹⁾。したがって、履歴型ダンパーに要求される必要塑性変形性能は、少なくとも最大塑性率と累積塑性変形倍率の2つの指標で定義する必要がある。この研究は、静的手段だけで設計を完結する中低層骨組を対象にして、履歴型ダンパーの最大塑性率と累積塑性変形倍率を、地震応答解析によらずに予測する方法を確立しようとするものである。

筆者らは既に、履歴型ダンパーの最大塑性率の予測法を提案している^{2,3)}。本論では、その後の研究成果を踏まえて最大塑性率の予測法を精緻化すると共に、累積塑性変形倍率の予測法を提案する。

本論で提案する応答予測法は、地震入力エネルギーと構造物の吸収エネルギーとの釣合に基づくものである。このようなエネルギーの釣合に基づく応答予測法としては秋山らの提案⁴⁾があり、その他、施行令にも採用されている等価線形化法に基づく方法や、膨大な応答解析結果から求めた実験式を用いた石丸らの方法⁵⁾など、既に多くの応答予測法が提案されている⁶⁾。ここで提案している方法は、エネ

ルギーの釣合式を重視したもので、物理的意味が理解し難い実験式の採用を極力避けているのが特徴である。

予測手順の全体的な流れは、既報^{2,3)}と基本的に同じであり、次の3つの段階で構成している。すなわち、

- (1) 骨組を等価1自由度系に置換する。
- (2) 等価1自由度系の応答を予測する。
- (3) 等価1自由度系の応答予測値から骨組各層の応答値を予測する。

本論では、既報と重複する部分もあるが、応答値の予測に必要な式を、上記の順に整理して示す。ここで提案する応答予測法の合理性は、地震応答解析結果との比較によって検証している。

2. 等価1自由度系置換

本論で示す等価1自由度系は、地動による入力エネルギーおよび構造物のエネルギー吸収性能の等価性を重視したものである。施行令の限界耐力計算では、1次モードだけに注目した等価1自由度系が利用されている。しかし、損傷に寄与する地震入力エネルギーは構造物の全質量に依存するので⁷⁾、等価1自由度系の質量は、1次モードの有効質量ではなく構造物の全質量でなければならない。

2.1 対象骨組と基本仮定

対象とするのは、 i 層の重量が w_i 、階高が h_i の N 層骨組であ

*1 熊本大学工学部環境システム工学科 教授・工博

*2 熊本大学大学院自然科学研究科環境科学専攻 大学院生

Prof., Dept. of Architecture and Civil Eng., Faculty of Eng., Kumamoto Univ., Dr. Eng.

Graduate Student, Dept. of Environmental Science, Graduate School of Science and Technology, Kumamoto Univ.

る。本論では数式表現を単純にするために、各層の荷重-変形関係が他層の応力状態に影響されないせん断形多質点系によって元の骨組の挙動が近似できることを前提としている。等価1自由度系に置換するにあたって用いた主な仮定は、既報³⁾と同じ次の4つである。

[1] 骨組の地震応答は、次式に示す設計用層せん断力分布 \bar{Q}_i の荷重を繰り返し比例荷重したときの挙動で近似できる。

$$\bar{Q}_i = A_i \sum_{j=1}^N w_j = A_i \alpha_i W_T \quad (1)$$

ただし、 \bar{Q}_i はベースシヤ係数が1のときの i 層の層せん断力である。また、

$$A_i = \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} \quad \text{ただし、} \quad \alpha_i = \frac{\sum_{j=i}^N w_j}{\sum_{j=1}^N w_j} = \frac{\sum_{j=i}^N w_j}{W_T} \quad (2)$$

ここで、 W_T は骨組の全重量である。

[2] 設計用地震荷重を比例荷重したときの骨組の転倒モーメント M_{OVT} - 有効構造回転角 R^{EF} 関係を、等価1自由度系の層モーメント M - 層間変位角 R 関係とみなす。

[3] 等価1自由度系の重量および固有周期は、骨組の全重量および基本固有周期に等しい。

[4] 骨組の基本固有振動形は、設計用地震荷重を比例荷重した時の弾性変形分布に等しい。

仮定 [1] の層せん断力係数分布 A_i は、地動の擬似速度応答スペクトルが周期によらず一定であると仮定して、質量および剛性が異なるせん断弾性棒のモード重畳法解析から求めたものである⁸⁾。地震下での最大層せん断力の分布形を表す A_i は基本固有周期に依存し、告示においても A_i は基本固有周期の関数として表されているが、(2) 式の A_i は現実的な鋼構造骨組については告示の A_i と近い値を与える。本論では、数式表現を簡便にするために、基本固有周期の影響を無視した (2) 式を用いている。

地震外乱下での動的地震荷重分布は設計用地震荷重分布を比例荷重した場合と異なり、各層の層間変位・層せん断力には位相のずれがあり、各層の最大応答は同時には生じない。ここでは、この時間差をなくすように時間軸をずらして、応答の極大値が一致するように補正すれば、多層骨組の地震応答は適切な地震荷重を比例荷重したときの挙動と類似したものになると考えている。

仮定 [2] は、等価1自由度系に骨組と同じエネルギー吸収性能を持たせるために設けたものである。有効構造回転角 R^{EF} は、重層骨組の荷重-変形関係を1本の曲線で表すための変形指標として提案されたもので、転倒モーメント M_{OVT} - 有効構造回転角 R^{EF} 関係で囲まれた面積は、骨組の歪エネルギーの総量を表す⁹⁾。

仮定 [3] は、等価1自由度系の地震入力エネルギーが骨組への地震入力エネルギーを近似するように設けたものである。

仮定 [4] は、骨組の基本固有周期の略算値をRayleigh法で求める際に用いている。

2.2 等価1自由度系への置換

柱・梁で構成されるラーメン部分を主体骨組、支持部材などを含め履歴型ダンパーを構成する部分をダンパー系と呼ぶ。ここでは、主体骨組は弾性を維持するものとし、ダンパー系は完全弾塑性の荷重-変形関係をもつものとする。このような条件を設けなくとも、前節2.1の仮定に基づいて履歴型ダンパー付骨組を等価1自由度系に置換することは可能である。ここでは、応答予測式の数式表現を単純化するために上記の条件を設けている。主体骨組の一部が降伏するような骨組に対しても、ここで述べる等価1自由度系から合理的な応答値の近似が得られることは、後述の応答解析例において示す。

1自由度系に置換する骨組の i 層の層せん断力 Q_i - 層間変位 δ_i 関係を図1(a)に示す。主体骨組を弾性、ダンパー系を完全弾塑性と仮定しているため、 $Q_i - \delta_i$ 関係はBilinear型となる。この図で C_{max} はベースシヤ係数の最大応答値である。また、 β_i は最大層せん断力時のダンパー系の層せん断力分担率、 ψ_i は弾性限層せん断力と最大層せん断力の比であり、トリガレベル係数と呼ぶ。これらの量は i 層に関する量であることを表すために添字 i を付けている。図1(a)には示していないが、ダンパー系と主体骨組の弾性剛性の比を k_i とすると、これらのパラメータ間には次の関係がある。

$$\psi_i = \left(1 + \frac{1}{k_i}\right) \beta_i \quad (3)$$

更に、 R_{Dy_i} はダンパー系の弾性限層間変位角、 μ_{Dy_i} はダンパー系の最大塑性率である。 μ_{Dy_i} は次のように表される。

$$\mu_{Dy_i} = \frac{k_i(1-\beta_i)}{\beta_i} \quad (4)$$

図1(a)に示す $Q_i - \delta_i$ 関係をもつ骨組に設計用地震荷重を比例荷重したときの転倒モーメント M_{OVT} - 有効構造回転角 R^{EF} 関係を、図1(b)に示すようにBilinear型で近似する。

各層の ψ_i が一定でない骨組の $M_{OVT} - R^{EF}$ 関係は、一般に図1(b)に示すようなBilinear型とはならない。これを、線形弾性の主体骨組と完全弾塑性のダンパー系の並列結合によるBilinear型で近似するために、 $M_{OVT} - R^{EF}$ 関係の次の3つの量だけを考慮する。

(i) 初期剛性

(ii) 全層のダンパー系降伏後の剛性

(iii) 全層のダンパー系降伏後のダンパー系による消費エネルギー
上記の量の等価性を考慮すると、ダンパー系と主体骨組の剛性比 k^{eq} 、最大層せん断力時のダンパー系の耐力分担率 β^{eq} 、ダンパー系の弾性限変位角 R_{Dy}^{eq} は次式で算定できる。

$$k^{eq} = \frac{\sum_{i=1}^N (\bar{M}_i R_{Dy_i} k_i / \psi_i)}{\sum_{i=1}^N (\bar{M}_i R_{Dy_i} / \psi_i)} \quad (5)$$

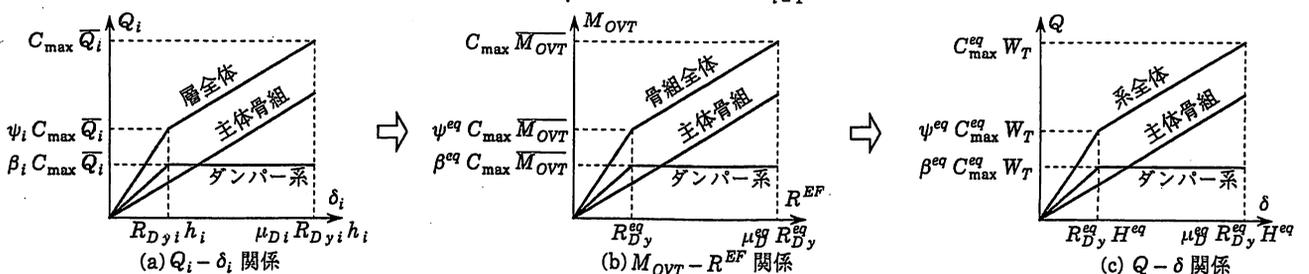


図1 等価1自由度系の復元力特性

$$\beta^{eq} = \frac{\sum_{i=1}^N \beta_i \bar{M}_i R_{Dy_i} (1+k_i) / \psi_i}{\sum_{i=1}^N \bar{M}_i R_{Dy_i} (1+k_i) / \psi_i} \quad (6)$$

$$R_{Dy}^{eq} = \frac{\psi^{eq} \sum_{i=1}^N (\bar{M}_i R_{Dy_i} / \psi_i)}{\bar{M}_{OVT}} \quad (7)$$

ただし、ここで、 \bar{M}_{OVT} および \bar{M}_i は、ベースシヤ係数が 1 のときの転倒モーメントおよび i 層の層モーメントである。すなわち、

$$\bar{M}_i = \bar{Q}_i h_i, \quad \bar{M}_{OVT} = \sum_{i=1}^N \bar{M}_i \quad (8)$$

また、上記の k^{eq} および β^{eq} を用いれば、ダンパー系降伏時の転倒モーメントと最大転倒モーメントの比 ψ^{eq} やダンパー系の最大塑性率 μ_{ψ}^{eq} は次式で表される。

$$\psi^{eq} = (1 + \frac{1}{k^{eq}}) \beta^{eq} \quad (9)$$

$$\mu_{\psi}^{eq} = \frac{k^{eq} (1 - \beta^{eq})}{\beta^{eq}} \quad (10)$$

次に、図 1(b) のように得られた骨組の転倒モーメント M_{OVT} - 有効構造回転角 R^{EF} 関係を等価 1 自由度系の層モーメント M - 層間変位角 R 関係とみなし、これを図 1(c) の層せん断力 Q - 層間変位 δ 関係に変換する。変換に必要な等価 1 自由度系の高さ H^{eq} は仮定 [3], [4] より求められる。

骨組の基本固有周期 T_1 は、Rayleigh 法を用いると仮定 [4] から次式で与えられる。

$$T_1^2 = \frac{(2\pi)^2 \sum_{i=1}^N \{w_i (\sum_{j=1}^i \frac{R_{Dy_j} h_j}{\psi_j})^2\}}{g C_{max} \sum_{i=1}^N \frac{R_{Dy_i} \bar{M}_i}{\psi_i}} \quad (11)$$

等価 1 自由度系の固有周期 T_1 は次式となる。

$$T_1^2 = \frac{(2\pi)^2 R_{Dy}^{eq} H^{eq}}{g \psi^{eq} C_{max}^{eq}} \quad (12)$$

また、骨組のベースシヤ係数 C_B と等価 1 自由度系のベースシヤ係数 C_B^{eq} には次の関係がある。

$$C_B^{eq} = \frac{C_B \bar{M}_{OVT}}{H^{eq} W_T} \quad (13)$$

(11), (12) 式の固有周期を等置し、(13) 式の関係を用いると、等価 1 自由度系の高さ H^{eq} は次式で表される。

$$H^{eq} = \frac{\bar{M}_{OVT} \sqrt{\sum_{i=1}^N \{ \frac{w_i}{W_T} (\sum_{j=1}^i \frac{R_{Dy_j} h_j}{\psi_j})^2 \}}}{\sum_{i=1}^N \frac{R_{Dy_i} \bar{M}_i}{\psi_i}} \quad (14)$$

さて、ここまで述べた式をよって、重層骨組は等価 1 自由度系に置換できるが、理論的に導かれるままの形で式を表示しているので、現実の骨組に適用するには計算がかなり面倒である。また、最大ベースシヤ係数 C_{max} や最大塑性率 μ_{D_i} は応答値であるので、この時点では算定できない。以下では、次に挙げる計算値を用いることを前提に、ここまで述べた式を実際に用いる形に整理しておく。

(i) i 層のダンパー系の負担層せん断耐力 Q_{Dy_i} 。

(ii) ベースシヤ係数 C_B の設計用地震荷重を受ける履歴型ダンパー付骨組の静的弾性解析から求めた i 層の層間変位 δ_i 、 i 床の水平変位 u_i 、 i 層のダンパー系と主体骨組の剛性比 k_i 。

上記の弾性解析に用いるベースシヤ係数 C_B は任意でよいので、1 次設計の際の値を用いるが合理的である。また、ダンパー系の剛性

比 k_i は、ダンパー系が負担している層せん断力と、主体骨組が負担している層せん断力 (柱のせん断力) の比として算定できる。

上記の値を用いると、まず、 i 層の構造パラメータは次式で計算できる。

$$\beta_i C_{max} = \frac{Q_{Dy_i}}{Q_i} \quad (15.a)$$

$$\psi_i C_{max} = \frac{1+k_i}{k_i} \beta_i C_{max} \quad (15.b)$$

$$R_{Dy_i} = \frac{\psi_i C_{max} \delta_i}{e C_B h_i} \quad (15.c)$$

(14) 式では $R_{Dy_i} h_i / \psi_i$ が弾性時の各層の層間変位の分布形を表すことを考慮すると、等価 1 自由度系の高さ H^{eq} は次式で表される。

$$H^{eq} = \frac{\bar{M}_{OVT} \sqrt{\sum_{i=1}^N \{ \frac{w_i}{W_T} u_i^2 \}}}{\sum_{i=1}^N (\bar{Q}_i \delta_i)} \quad (16)$$

ダンパー系と主体骨組との弾性剛性の比 k^{eq} は、次式から得られる。

$$k^{eq} = \frac{\sum_{i=1}^N (\bar{Q}_i \delta_i k_i)}{\sum_{i=1}^N (\bar{Q}_i \delta_i)} \quad (17)$$

終局時にダンパー系が負担するベースシヤ係数 $\beta^{eq} C_{max}$ は次式となる。

$$\beta^{eq} C_{max} = \frac{\sum_{i=1}^N \{ Q_{Dy_i} \delta_i (1+k_i) \}}{\sum_{i=1}^N \{ \bar{Q}_i \delta_i (1+k_i) \}} \quad (18)$$

ダンパー系降伏時のベースシヤ係数 $\psi^{eq} C_{max}$ は次式で得られる。

$$\psi^{eq} C_{max} = (1 + \frac{1}{k^{eq}}) \beta^{eq} C_{max} \quad (19)$$

ダンパー系の弾性限変位角 R_{Dy}^{eq} は次式となる。

$$R_{Dy}^{eq} = \frac{\psi^{eq} C_{max} \sum_{i=1}^N (\bar{Q}_i \delta_i)}{e C_B \bar{M}_{OVT}} \quad (20)$$

3. 等価 1 自由度系の地震応答

応答を予測するには、骨組の特性と共に、地震動の特性も明確に与えられなければならない。本論では、応答を予測する際には、想定する地震動の擬似速度応答スペクトル S_V が与えられていることを前提としている。 S_V は設計者が決めるべきものであるが、ここでは説明を明確にするために、施行令の限界耐力計算に準じて、加速度応答スペクトル S_A が次式で与えられていることを前提に記述する。

$$T < T_u = 0.864 \text{ sec} : S_A(T) = 12 \text{ (m/sec}^2\text{)} \quad (21.a)$$

$$T \geq T_u = 0.864 \text{ sec} : S_A(T) = \frac{10.368}{T} \text{ (m/sec}^2\text{)} \quad (21.b)$$

上式は、第 2 種地盤を対象としたものであり、地域係数は 1 としている。(21) 式の加速度応答スペクトル S_A から、擬似速度応答スペクトル S_V は次のように得られる。

$$T < T_u = 0.864 \text{ sec} : S_V(T) = \frac{6T}{\pi} \text{ (m/sec)} \quad (22.a)$$

$$T \geq T_u = 0.864 \text{ sec} : S_V(T) = \frac{5.184}{\pi} \approx 1.65 \text{ (m/sec)} \quad (22.b)$$

3.1 最大塑性率

等価 1 自由度系におけるダンパー系の最大塑性率 μ_{ψ} は、文献 10, 11) で既に報告した研究成果を組み合わせることによって得られる。

まず、文献 10) によると、損傷に寄与する地震入力エネルギー E_{dm} は、弾性歪エネルギー E_e と塑性変形による消費エネルギー E_p の和の最大応答値であり、次式で近似できる。

$$E_{dm} = (E_e + E_p)_{\max} = \frac{W_T}{2g} \{S_V(f T_1)\}^2 \quad (23)$$

上式で、 g は重力加速度 (9.8 m/sec^2) であり、 $S_V(f T_1)$ は見かけの周期 $f T_1$ に応じた擬似速度応答スペクトル S_V である。塑性変形に伴う見かけの周期の伸び率 f は次式で表される。

$$f = \sqrt{\frac{1 + \mu\eta}{2 + \frac{\mu\eta - 1}{1 + k^{eq}}}} \quad (24)$$

$f T_1$ は (12), (24) 式から次式で与えられる。

$$f T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{k^{eq} R_{Dy}^{eq} H^{eq} (1 + \mu\eta)}{g \beta^{eq} C_{\max}^{eq} (1 + 2k^{eq} + \mu\eta)}} \quad (25)$$

損傷に寄与する地震入力エネルギー E_{dm} を初期弾性限歪エネルギー E_y で無次元化した値を、入力エネルギー指標 e_{dm} と定義する。

$$e_{dm} = \frac{E_{dm}}{E_y} \quad (26)$$

$$\text{ただし、} E_y = \frac{\psi^{eq} C_{\max}^{eq} W_T R_{Dy}^{eq} H^{eq}}{2} \quad (27)$$

一方、文献 11) では、変形が 1 方向に進む半サイクルの間に地動によって入力されるエネルギー ΔE_j を大きい順に並べ、 i 番目までの和を求めると、次式で近似できることを報告している。

$$\sum_{j=1}^i \Delta E_j = \{1 - (1 - r_{\text{cycle}})^i\} E_{dm} \quad (28)$$

ここで、 r_{cycle} は半サイクルの最大地震入力エネルギー率と呼ぶ値であり、直下型地震とそれ以外の地震に分けて、次の値を提案している。

$$\text{直下型地震以外：} r_{\text{cycle}} = 0.25 \quad (29.a)$$

$$\text{直下型地震：} r_{\text{cycle}} = 0.4 \quad (29.b)$$

また、(28) 式の関係を用いて、ダンパー系の最大塑性率 $\mu\eta$ と e_{dm} の関係を次のように導いている。

$$\mu\eta = \min\{\mu_{1D}, \max(\mu_{1D}, \mu_{2D})\} \quad (30)$$

ここで、 μ_{1D} は 1 方向変形で E_{dm} をすべて吸収するとしたときの塑性率であり、 μ_{2D} は弾性限に達した後の初回の塑性変形で半サイクルの最大地震入力エネルギー $r_{\text{cycle}} E_{dm}$ を吸収すると考えたときの塑性率である。この 2 つの値は次式で表される。

$$\mu_{1D} = \sqrt{(k^{eq} + 1)(k^{eq} + e_{dm}) - k^{eq}} \quad (31.a)$$

$$\mu_{2D} = \sqrt{(k^{eq} + 1)(k^{eq} + 1 + r_{\text{cycle}} e_{dm}) - k^{eq}} \quad (31.b)$$

μ_{2D} は、塑性変形を伴う繰返し載荷によって骨組が大きな弾性歪エネルギーを蓄えた後に到達する塑性率で、次式の解として得られる。

$$\frac{e_{dm} (1 + k^{eq}) \ln(1 - r_{\text{cycle}})}{2 k^{eq} (\mu_{2D} - 1)} - \frac{(\mu_{2D} + 1) \ln(1 - r_{\text{cycle}})}{2 k^{eq}} + \ln e_{dm} + 1 - \ln \frac{-2 k^{eq} (\mu_{2D} - 1)}{(1 + k^{eq}) \ln(1 - r_{\text{cycle}})} = 0 \quad (31.c)$$

以上の式からダンパー系の最大塑性率 $\mu\eta$ は算定できる。ただし、(30), (31) 式の $\mu\eta$ は e_{dm} の関数であり、 e_{dm} は (23), (25) 式に示すように $\mu\eta$ の関数として表しているため、算定には収束計算が必要である。

等価 1 自由度系について、ダンパー系の最大塑性率 $\mu\eta$ が得られると、最大変位角 R_{\max}^{eq} は次式となり、この値が各層の平均的な最大層間変位角を表す。

$$R_{\max}^{eq} = \mu\eta R_{Dy}^{eq} \quad (32)$$

また、トリガーレベル係数 ψ^{eq} は次式で得られる。

$$\psi^{eq} = \frac{1 + k^{eq}}{\mu\eta + k^{eq}} \quad (33)$$

$\psi^{eq} C_{\max}$ は既に (19) 式で求めているので、上記の ψ^{eq} から最大ベ-

スシヤ係数 C_{\max} が算定できる。

3.2 累積塑性変形倍率

1 自由度系では、ダンパー系の累積塑性変形倍率 $\eta\eta$ は、外乱終了時のエネルギーの釣合から算定できる。履歴型ダンパー付骨組では、外乱終了時には残留変形はほとんど残らないので¹²⁾、外乱終了時の系の弾性振動エネルギーは初期弾性限歪エネルギー E_y で近似できる。また、外乱終了時の歪エネルギーをその最大応答値である損傷に寄与する地震入力エネルギー E_{dm} で近似すると、1 自由度系の外乱終了時のエネルギーの釣合式は次のように表される。

$$E_{dm} = \eta\eta R_{Dy}^{eq} H^{eq} \beta^{eq} C_{\max}^{eq} W_T + E_y \quad (34)$$

上式左辺の E_{dm} は前節 3.1 で算定済みである。また、右辺第 1 項はダンパー系が塑性変形で消費したエネルギーを表している。上式を整理した次式から $\eta\eta$ は算定できる。

$$\eta\eta = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{k^{eq}}\right) (e_{dm} - 1) \quad (35)$$

4. 骨組各層の地震応答

4.1 最大塑性率

設計用地震荷重を比例載荷したときに、有効構造回転角が R_{\max}^{eq} に到達するときの各層の変形として、最大層間変位応答を求める。

図 2 は、縦軸の荷重レベルが対応するように、骨組の転倒モーメント M_{OVT} - 有効構造回転角 R^{EF} 関係と、 i 層の層モーメント M_i - 層間変位角 R_i 関係を描いたものである。 i 層の第 2 分枝剛性比が $1/(1 + k_i)$ であることを考慮すると、ベースシヤ係数が C_{\max} のときの i 層の塑性率として最大塑性率 μ_{Di} は次式で算定できる。

$$\mu_{Di} = \frac{(C_{\max} - \psi_i C_{\max})(1 + k_i)}{\psi_i C_{\max}} + 1 \quad (36)$$

上式を整理すると、次式を得る。

$$\mu_{Di} = k_i \left\{ \frac{\beta^{eq} (\mu\eta + k^{eq})}{k^{eq} \beta_i} - 1 \right\} \quad (37)$$

また、 i 層の最大層間変位角 $R_{\max i}$ は、次式で得られる。

$$R_{\max i} = \mu_{Di} R_{Dy i} \quad (38)$$

4.2 累積塑性変形倍率

i 層のダンパー系に生じる累積塑性変形倍率 η_{Di} を求めるにあたって用いた仮定は次の 2 つである。

- (i) 地震外乱を受ける骨組の変形挙動は設計用地震荷重を静的に繰返し比例載荷した場合と同じである。
- (ii) 各層の半サイクル毎の振幅 (塑性率) を大きい順に並べると等差級数になる。

上記の仮定 (i) は、等価 1 自由度系を考える基本仮定としているものであり、仮定 (ii) は、文献 13) で提唱されたもので、(31.c) 式を導くために文献 11) でも用いている。

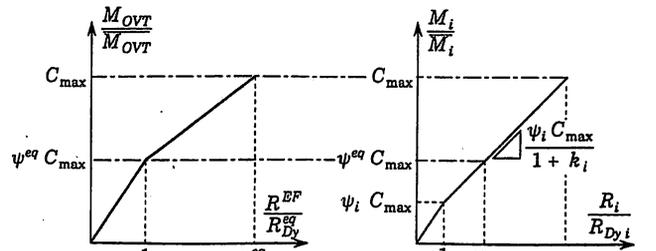


図 2 i 層の最大塑性率

図2の例では、 i 層のトリガーレベル係数 ψ_i は ψ^{eq} より小さいので、等価1自由度系のダンパー系が降伏する荷重レベルでは、 i 層のダンパー系は降伏している。等価1自由度系および i 層のダンパー系のいずれもが降伏しているとき、等価1自由度系のダンパー系に生じる塑性変形と i 層のダンパー系に生じる塑性変形との比は仮定(i)から常に一定であり、その比は $(\mu_{Dy} - 1) R_{Dy}^{eq} / (\mu_{Di} - \mu_{ci}) R_{Dyi}$ となる。ここで、 μ_{ci} は、ベースシヤ係数が $\psi^{eq} C_{max}$ のときの i 層のダンパー系の塑性率であり、 $(\mu_{Di} - \mu_{ci})$ は次式で求められる。

$$\mu_{Di} - \mu_{ci} = \frac{(C_{max} - \psi^{eq} C_{max})(1 + k_i)}{\psi_i C_{max}} = \frac{k_i \beta^{eq} (\mu_{Dy} - 1)}{k^{eq} \beta_i} \quad (39)$$

ψ_i が ψ^{eq} に等しい層の累積塑性変形倍率 η_{Di} は、次式で得られる。

$$\eta_{Di} = \frac{\mu_{Di} - \mu_{ci}}{\mu_{Dy} - 1} \eta_{Dy} = \frac{k_i \beta^{eq}}{k^{eq} \beta_i} \eta_{Dy} \quad \text{ただし、} \psi_i = \psi^{eq} \quad (40)$$

さて、 i 層が変位角 $j\mu_{Di} R_{Dyi}$ から逆方向の変位角 $k\mu_{Di} R_{Dyi}$ に至る半サイクルの間にダンパー系に生じる塑性変形角は、 $(j\mu_{Di} + k\mu_{Di} - 2) R_{Dyi}$ となるので、各振幅の塑性率 $j\mu_{Di}$ が1を越える場合について $(j\mu_{Di} - 1)$ の和をとり、その和の2倍の値を用いることで、累積塑性変形倍率 η_{Di} は近似することができる。

$$\eta_{Di} = 2 \sum_{j\mu_{Di} > 1} (j\mu_{Di} - 1) \quad (41)$$

一方、(40)式は ψ_i が ψ^{eq} に等しい層の累積塑性変形倍率 η_{Di} であった、 ψ_i が ψ^{eq} より小さい層については、 μ_{ci} 以上の塑性率の範囲で生じる累積塑性変形倍率を表している。

$$2 \sum_{j\mu_{Di} > \mu_{ci}} (j\mu_{Di} - \mu_{ci}) = \frac{k_i \beta^{eq}}{k^{eq} \beta_i} \eta_{Dy} \quad (42)$$

仮定(ii)にしたがって、図3に示すように、各半サイクルの塑性率 $j\mu_{Di}$ を大きい順に並べると等差級数になると考えると、(42)式の総和項は図3で濃い灰色で示した三角形の面積で近似でき、(41)式の総和項は図3で灰色で示した三角形の面積で近似できる。したがって、2つの三角形の面積の比を考慮すると、(41)式の η_{Di} は次式で与えられる。

$$\eta_{Di} = \left(\frac{\mu_{Di} - 1}{\mu_{Di} - \mu_{ci}} \right)^2 \cdot \frac{k_i \beta^{eq}}{k^{eq} \beta_i} \eta_{Dy} \quad (43)$$

上式に(39)式を代入すると、次の η_{Di} の算定式が得られる。

$$\eta_{Di} = \left(\frac{\mu_{Di} - 1}{\mu_{Dy} - 1} \right)^2 \cdot \frac{k_i \beta^{eq}}{k^{eq} \beta_i} \eta_{Dy} \quad (44)$$

5. 応答解析例との比較

5.1 解析の概要

前節までの方法による予測結果を地震応答解析結果と比較する。解析骨組は、いずれも図4に示すように、履歴型ダンパー系をせん断バネとしてもつ魚骨形骨組で、各層の重量 w_i および階高 h_i は一定としている。

$$h_i = h = 4 \text{ m}, \quad w_i = w \quad (45)$$

また、5.5節に示す解析例IV以外は、各層の R_{Dyi} 、 ψ_i 、 k_i は一定とし、次の条件を設定して、構造各部の剛性・耐力を算定している。

まず、ダンパー降伏時の骨組のベースシヤ係数 $\psi^{eq} C_{max}$ は、現行の耐震規定に準じて、次のように設定した。

$$\psi^{eq} C_{max} = 0.2 R_f(T_0) \quad (46)$$

ここで、 $R_f(T)$ は振動特性係数であり次式で与える。

$$T < T_c \text{ の場合、} \quad R_f(T) = 1 \quad (47.a)$$

$$T_c \leq T < 2T_c \text{ の場合、} \quad R_f(T) = 1 - 0.2(T/T_c - 1)^2 \quad (47.b)$$

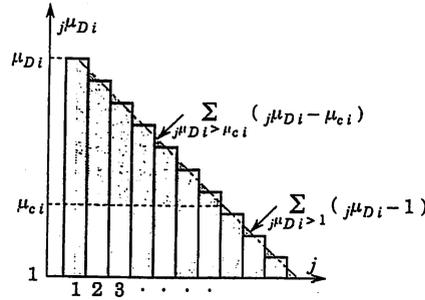


図3 半サイクル毎の塑性率の仮定

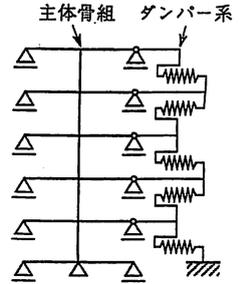


図4 解析骨組

$$2T_c < T \text{ の場合、} \quad R_f(T) = 1.6 T_c / T \quad (47.c)$$

$$\text{ただし、} \quad T_c = 0.6 \text{ sec} \quad (47.d)$$

振動特性係数 $R_f(T)$ の算定に用いる固有周期の概算値 T_0 は、骨組の高さ H の関数として次式で与える。

$$T_0 = 0.03 H = 0.03 \sum_{i=1}^N h_i \quad (48)$$

設計用地震荷重を比例載荷したときの主体骨組の弾性変形は全層一様で、層間変位角が R のとき節点回転角は全層 $R/2$ になるとして、主体骨組の柱・梁の剛性分布は算定している。

粘性減衰はRayleigh型を仮定し、1次および2次の減衰定数は0.01とした。数値積分にはNewmark β 法($\beta=1/4$)を用い、時間増分は基本固有周期の1/500以下になるように設定している。

5.2 解析例I：層数の影響

まず、層数の影響を調べるため、2, 4, 8, 12層の骨組を解析した。ここでの解析骨組では、主体骨組は弾性に留まると仮定しており、ダンパー系の剛性比 k_i やダンパー系の弾性限変位角 R_{Dyi} 、ダンパー降伏時のベースシヤ係数 $\psi_i C_{max}$ は表1に示す値としている。

入力地震波形は表2に示す5波を用いたが、これらの地震の実記録の擬似速度応答スペクトルは、予測に用いる(22)式の S_v と一致しない。2, 4層の低層骨組の解析には、周期0.2~0.8秒の範囲の加速度応答スペクトルのRMS(自乗平均値の平方根)が12 m/sec²になるように地動加速度を調整して入力しており、8, 12層の中層骨組の解析には、周期1~2秒の範囲の擬似速度応答スペクトルのRMSが1.65 m/secになるように地動加速度を調整して入力している。入力地震波の最大加速度を表2に示し、図5には各地震波の擬似速度応答スペクトルを表2に示した線種を用いて示している。

図5中には、応答解析結果による損傷に寄与する地震エネルギー E_{dm} の速度換算値 V_{dm} を、横軸に見かけの周期 $f T_1$ をとって、表2の記号を用いて示している。ただし、 $f T_1$ は E_{dm} を用いて(30)式から算定される最大塑性率 μ_{Dy} から(25)式で求めた値である。なお、

$$V_{dm} = \sqrt{\frac{2g E_{dm}}{W_T}} \quad (49)$$

図5では、5つの地震についての結果を重ねて表しているのが見づらいが、 $V_{dm} - f T_1$ 関係は擬似速度応答スペクトルと近い値を取って

表1 解析骨組(解析例I)

N	k_i	R_{Dyi}	$\psi_i C_{max}$	H^{eq} (m)	基本固有周期(sec)		
					精算値	(11)式	$f T_1$
2	1.0	1/400	0.200	6.32	0.543	0.543	0.673
4			0.200	11.00	0.703	0.701	0.864
8			0.186	20.20	0.986	0.980	1.164
12			0.133	29.40	1.403	1.390	1.650

表2 入力地震動

	継続時間 (sec)	最大加速度 (m/sec ²)			記号	線種
		実記録	低層用	中層用		
El Centro NS, 1940	53.7	3.417	3.849	7.160	○	-----
Taft EW, 1952	36.0	1.759	3.368	6.019	□	-----
Hachinohe EW, 1968	54.4	1.829	2.876	3.074	△	-----
NTT Kobe NS, 1995	50.5	3.307	3.856	2.194	◆	-----
JMA Kobe NS, 1995	30.0	8.206	3.223	5.809	▲	-----

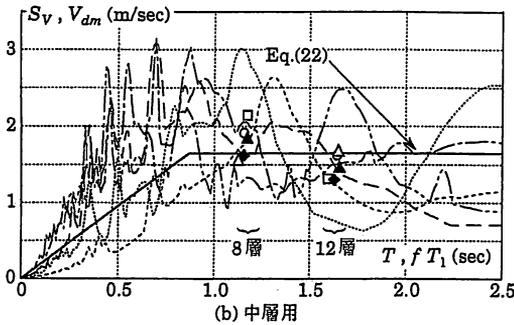
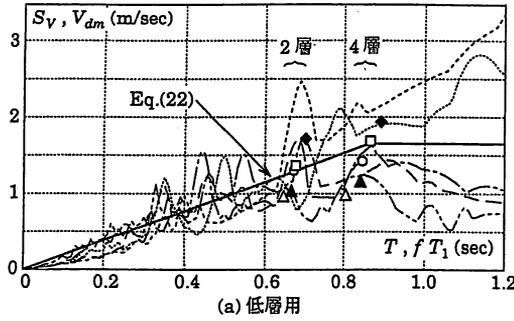


図5 S_V, V_{dm}

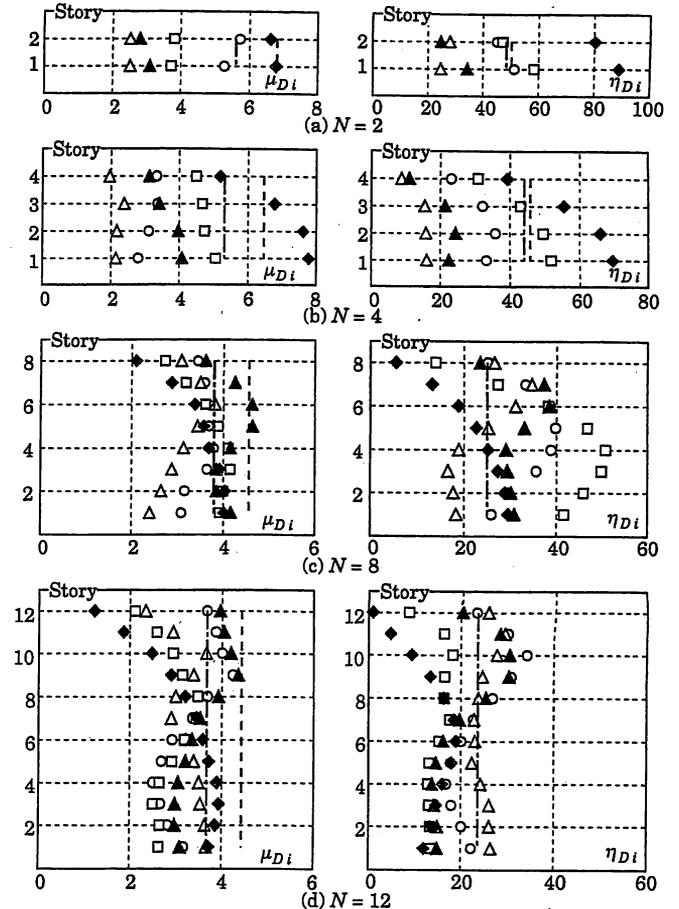


図6 応答値と予測値の比較 (解析例I)

いる。想定する入力地震波と予測に用いる擬似速度応答スペクトルとの関係をいかに設定すべきかという問題は残しているが、図5の結果は、(25)式の fT_1 を用いることによって E_{dm} が(23)式で予測できることを検証したものである^{7,10)}。

各層のダンパー系の最大塑性率 μ_{Di} と累積塑性変形倍率 η_{Di} を図6に示す。応答値と予測値とを比較した以降の図も同じであるが、図6では、各地震動に対する応答値を表2の記号を用いて表している。また、 $r_{cycle} = 0.25$ として求めた予測値を鎖線で示し、予測値が r_{cycle} の値に依存する場合には、 $r_{cycle} = 0.4$ として求めた予測値を破線で示している。 $r_{cycle} = 0.4$ として求めた予測値は、直下型地震に対するもので、NTT KobeやJMA Kobeの応答(◆、▲印)に対応する。

図6に示すように、全層の構造パラメータ(ψ_i, k_i)が一定の骨組では、予測値は μ_{Di}, η_{Di} 共に全層一定となり、その値は等価1自由度系の予測値 μ_{Dj}, η_{Dj} と一致する。また、 r_{cycle} の値は μ_{Dj} の予測値には影響するが、 η_{Dj} の予測値にはあまり影響しない。2,4層骨組において、 r_{cycle} の値によって η_{Dj} の予測値が変動しているのは、 μ_{Dj} によって見かけの周期が変わり、 E_{dm} が変化するためである。

μ_{Di} および η_{Di} の予測値は全層一定であるのに対して、各層の応答値は一定ではなくばらついており、入力地震波によっても応答値の大きさはかなり変動している。しかし、いずれの地震波も(22)式が擬似速度応答スペクトルの近似式となるように加速度を調整しているので、予測値は層数にかかわらず応答値の平均を概ね捉えている。

図6によると、 μ_{Di} に比べて、 η_{Di} の応答値は予測値を大幅に超える例が多く認められる。これは次の2つの理由による。

- ・本論の予測値は応答の上限をターゲットとしたものではないが、 μ_{Di} の算定に用いる r_{cycle} の値には上限値的な性質がある。
 - ・ μ_{Di} は V_{dm} と比例的な関係がある量であるが¹¹⁾、 η_{Di} は E_{dm} と線形関係、すなわち、 V_{dm} の2乗と線形関係があるので、 V_{dm} のばらつきは η_{Di} の応答値に大ききばらつきとして現れる。
- したがって、図6で η_{Di} の応答値が予測値を特に大きく上回っているのは、NTT Kobeを入力した2,4層骨組(◆印)や、Hachinoheを入力した8層骨組(□印)などであり、これらについては予測を上回るエネルギー入力があったことを図5に示している。

各地震波に対する応答値は層方向にも一定ではない。例えば、El Centroを入力した12層骨組(○印)では、図5に示す V_{dm} は予測に用いた1.65 m/sec程度であるが、一部の層で予測値を超える応答値が現れている。これは、本論で提案した予測法が、各地震波の周波数特性や動的地震荷重分布の違いを考慮していないことによるもので、本法がもつ不可避の誤差である。この例では、 μ_{Di} は予測値の最大1.2倍程度、 η_{Di} は予測値の最大1.4倍程度となっている。

5.3 解析例II：剛性比 k_i の影響

解析例Iに示したように、応答値のばらつきは V_{dm} がばらつくことの影響が大きいため、これ以降の解析では V_{dm} が1.65 m/secとなるように地動加速度を調整した。層数は10に固定している。

この節の解析骨組は剛性比 k_i を0.5, 1, 2の3種に変化させたもので、ここでも、ダンパー系の弾性限変位角 R_{Dyi} は1/400とし、主体骨組は弾性としている。結果を図7に示す。

図7によると、 k_i の値は μ_{Di} の応答値にはあまり影響しないが、

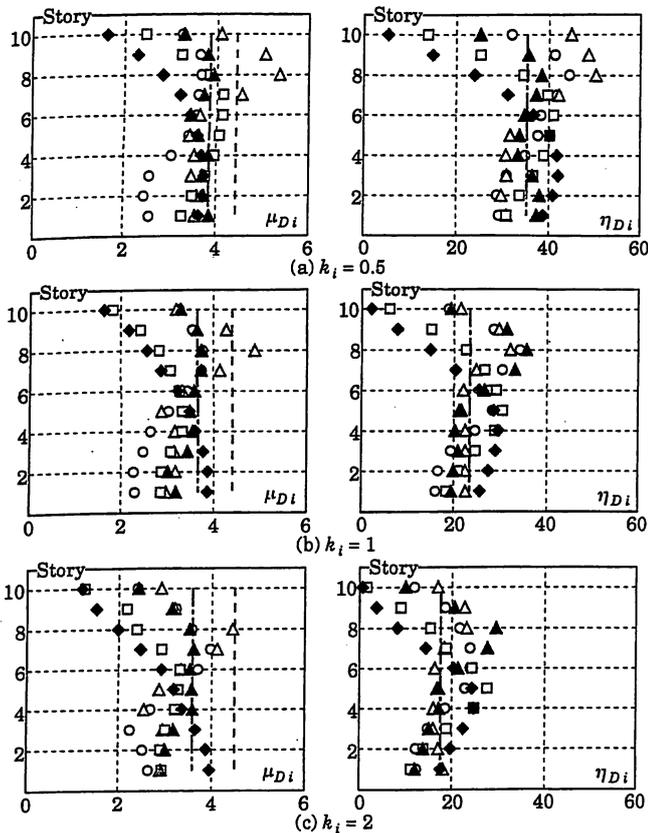


図7 応答値と予測値の比較 (解析例 II)

η_{Di} の応答値には強い影響を持つ。このような傾向を含め、予測値は応答値の平均的な値を近似している。しかし、各地震波に対する応答値は層方向にばらついているので、図7(a)に示す Taft 入力時の μ_{Di} の応答値 (Δ 印) は予測値の最大 1.4 倍程度の値を取っており、図7(c)に示す JMA Kobe 入力時の η_{Di} の応答値 (\blacktriangle 印) は予測値の最大 1.6 倍程度となっている。

5.4 解析例 III：主体骨組が部分降伏する影響

ここでの解析骨組のダンパー系は解析例 II と全く同じで、主体骨組の弾性剛性も解析例 II と同じであるが、主体骨組の降伏を考慮している。梁の荷重-変形関係は、図8に示すような Trilinear 型とし、実骨組では梁端が順次降伏する

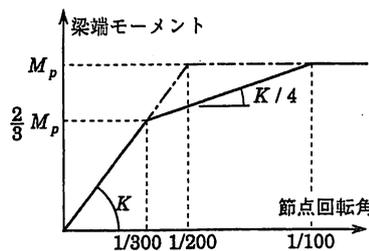


図8 梁の荷重-変形関係

ことを考慮している¹⁴⁾。柱端の塑性ヒンジは完全剛塑性とし、柱梁耐力比が 1.5 となるように柱の全塑性モーメントを決定した。

解析結果を図9に示す。本論の予測では、主体骨組の降伏は無視しているので、図9に示した予測値は図7と同じものである。

図9を図7と見比べればわかるように、この解析例のように主体骨組の軽微な塑性化は、ダンパー系の応答にほとんど影響しない。

5.5 解析例 IV：全層の柱・梁が等しい骨組

前節までの解析例では、各層の構造パラメータを一定としたが、この節では構造パラメータが層毎に異なる場合を示す。

ダンパー系の弾性限変位角 R_{Dyi} は、図10(a)に示すように、最上

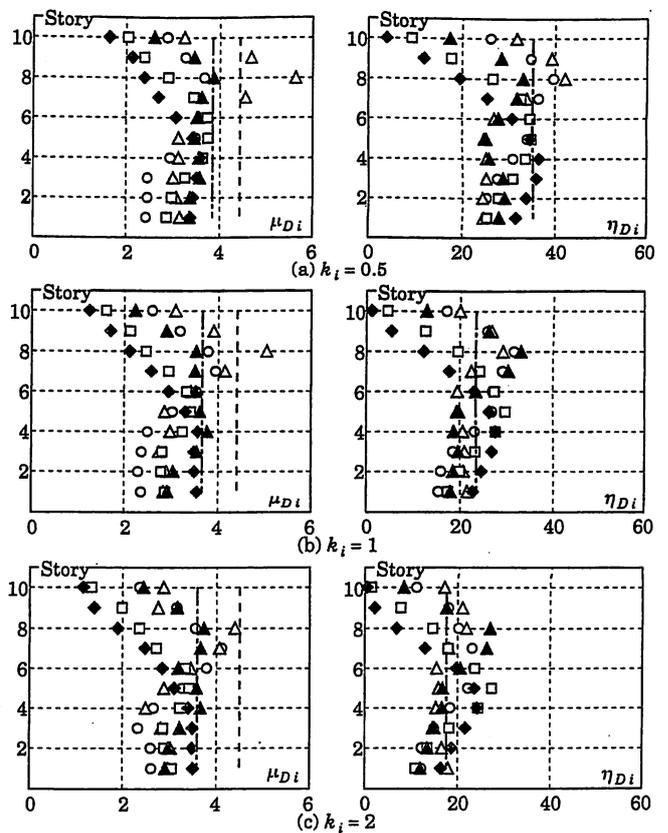


図9 応答値と予測値の比較 (解析例 III)

層で 1/300、最下層で 1/600 とし、層方向には直線的に変化するとしている。これは、ダンパー系支持柱の伸縮によって上層のダンパー系の弾性限変位角が大きくなることを考慮したものである。また、柱・梁はそれぞれ、全層で同じとした。これは、静的鉛直荷重に対して主体骨組を設計した場合を想定したものである。

前節の解析例 III と同様に、ここでも主体骨組の降伏を考慮し、梁の荷重-変形関係は図8に示す Trilinear 型、柱の塑性ヒンジは完全剛塑性とし、柱梁耐力比は 1.5 としている。骨組の終局ベースシヤ係数 C_B は次式で与えている。

$$C_B = D_S R_f(T_0) \quad (50)$$

構造特性係数 D_S は 0.3, 0.4, 0.5 の 3 種とした。

主体骨組は、全層一定の層せん断力 $(C_B - \beta_{10} C_{max}) \bar{Q}_{10}$ が作用すると、全層の梁が全塑性モーメント M_p に達して機構を形成し、この荷重に対する弾性層間変位角は全層 1/100 となるように設計した。ここでも、弾性層間変位に占める柱・梁の寄与率はそれぞれ 0.5 として各部材の弾性剛性は算定している。(46) 式の 1 次設計時の層

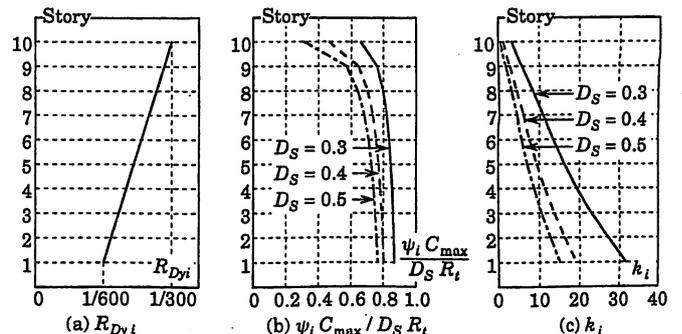


図10 構造パラメータ (解析例 IV)

せん断力が作用したときに、最上層のダンパー系がちょうど降伏するという条件から、次式で最上層のダンパー系が負担する層せん断耐力のベースシヤ係数相当値 $\beta_{10} C_{max}$ は求めている。

$$\psi_{10} C_{max} = \beta_{10} C_{max} + \frac{1}{100} (C_B - \beta_{10} C_{max}) = 0.2 R_i (T_0) \quad (51)$$

最上層以外は、必要耐力と主体骨組の耐力の差をダンパー系の耐力としている。すなわち、

$$\beta_i C_{max} \bar{Q}_i = C_B \bar{Q}_i - (C_B - \beta_{10} C_{max}) \bar{Q}_{10} \quad (52)$$

各層の降伏耐力と終局耐力の比 $\psi_i C_{max} / D_S R_i$ 、ダンパー系の剛性比 k_i も図 10 に示している。全体的には、ダンパー系の剛性比 k_i がかなり大きい骨組である。

解析結果を図 11 に示す。いずれの骨組の応答値に関しても、 μ_{Di} は下層で大きくなる傾向があり、 η_{Di} は上層で大きくなる傾向があるが、予測値はそのような傾向を良くとらえており、応答値の平均的な値を近似するものとなっている。

また、図 11 によると、構造特性係数 D_S を大きくし骨組の終局耐力を大きくするほど、 μ_{Di} や最上層近傍の一部の層を除く η_{Di} は小さくなっているが、 D_S を大きくすると最上層の η_{Di} は増大していることが注目される。これは、 D_S が大きいほど最上層のトリガーレベル係数が他層に比べて相対的に小さくなるためであり、履歴型ダンパー付骨組の設計では、各層のトリガーレベル係数が一定になるように設計することが重要であることを示唆するものである。

6. 結論

本論では、履歴型ダンパーに要求される必要塑性変形性能の評価

方法の確立を目的として、履歴型ダンパーに生じる最大塑性率と累積塑性変形倍率の予測法を提案した。

本法による予測値は、応答の上限を近似するものではなく、地震波毎に変動する各層の応答値の平均的な値を近似するものであるので、応答値が予測値を超える例も多く認められる。応答値と予測値の比は、本論の解析例だけから判断しても、最大塑性率については最大 1.4 程度、累積塑性変形倍率については最大 1.6 程度となっている。このような応答値のばらつきは、想定する地震の回数や、大きさなどと同時に考慮すべきで問題あると筆者らは考えている。

なお、ここで求めた最大塑性率や累積塑性変形倍率は、ダンパー系に関するものであって、履歴型ダンパーに関するものではない。ダンパー系の弾性変形には、支持部材の変形が含まれるので、注意が必要である。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金（基盤研究 C）の助成を受けて行いました。また、本研究を進めるにあたっては、京都大学教授 井上一朗 主査を始めとするダンパー用鋼材利用技術開発委員会（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建築物の開発）の皆様から貴重なご助言を頂きました。

参考文献

- 1) 例えば、佐伯英一郎・杉本充・山口種美・望月晴雄・和田章：低降伏点鋼の低サイクル疲労特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 472 号，pp.139-147，1995.6
- 2) 小川厚治・井上一朗・小野聡子：柱・梁を弾性域に留める履歴ダンパー付架構の設計耐力（1 質点系による考察），日本鋼構造協会 鋼構造論文集，Vol.5，No.17，pp.13-28，1998.3
- 3) 小川厚治・井上一朗・小野聡子：柱・梁を弾性域に留める履歴ダンパー付架構の設計耐力（多質点系のベースシヤ係数），日本鋼構造協会 鋼構造論文集，Vol.5，No.17，pp.29-44，1998.3
- 4) 秋山宏：建築物の極限耐震設計，東京大学出版会，1980.9
- 5) 石丸辰治 他：地震動のエネルギースペクトルの変数分離とその応用について，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2，構造 II，pp.697-704，1995.8
- 6) 日本建築学会：動的外乱に対する設計-現状と展望-，1999.5
- 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，pp.177-184，2000.4
- 8) 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.13-22，1983.1
- 9) 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, pp.87-100, 1969.12
- 10) 谷本憲郎・小川厚治：塑性化に伴う鋼構造骨組の地震入力エネルギーの変動に関する研究，日本鋼構造協会 鋼構造論文集，Vol.6，No.23，pp.71-79，1999.9
- 11) 小川厚治：半サイクルの地震入力エネルギーとバイリニア系の最大変位応答，日本建築学会構造系論文集，第 532 号，pp.185-192，2000.6
- 12) 小川厚治：履歴型ダンパー付骨組の残留変形に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 539 号，pp.143-150，2001.1
- 13) 多田元英：1 層 1 スパン鋼骨組の層間変位速度応答に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造 III，pp.745-746，1996.9
- 14) 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，pp.119-126，1999.7

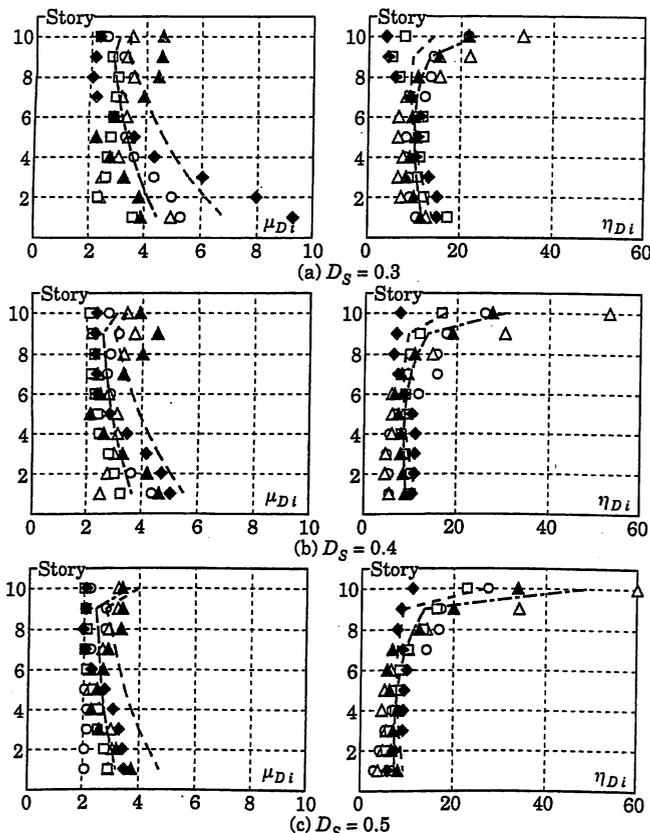


図 11 応答値と予測値の比較（解析例 IV）