

魚骨形骨組の等価 1 自由度系への置換に関する研究

EQUIVALENT SINGLE-DEGREE-OF-FREEDOM SYSTEMS FOR FISHBONE-SHAPED FRAMES

小川 厚治*
Koji OGAWA

This paper deals with equivalent single-degree-of-freedom systems that can simulate the seismic response of fishbone-shaped frames. The response of a multi-story frame subjected to an earthquake is strongly affected by the collapse mechanism that forms in the frame. In this paper, a method for predicting the collapse mechanism under earthquake excitations is devised, taking into consideration the correlations between dynamic horizontal forces acting on each story. In addition, load-deformation relationships of equivalent single-degree-of-freedom systems are determined based on the collapse mechanism. A good correlation is achieved between the results calculated by the equivalent single-degree-of-freedom systems and the seismic response of fishbone-shaped frames.

Keywords: seismic design, seismic response, equivalent SDOF system, column-to-beam strength ratio, collapse mechanism

耐震設計, 地震応答, 等価 1 自由度系, 柱梁強度比, 崩壊機構

1. 序

骨組構造物の地震応答性状は、骨組を構成するすべての部材の剛性・耐力の影響を受ける。しかし、基本固有周期や終局ベーク係数などの数少ない構造パラメータが地震応答性状に支配的な影響を持つことは明らかであり、骨組の構造特性をこのような少数のパラメータだけに集約できなければ、実構造物の耐震設計法を構築することは非常に困難になる。

1 自由度系は構造物の地震応答性状を捉える最も単純な動力モデルである。骨組構造物の地震応答が 1 自由度系の地震応答で近似できれば、1 自由度系の地震応答に関する既往の研究成果を直接設計に応用することができる。更に、骨組構造物の地震応答を近似する等価な 1 自由度系は、骨組の地震応答に支配的な影響を持つ構造特性を凝縮した形で保存しているはずであり、等価な 1 自由度系への置換は地震応答を支配する構造パラメータの抽出を意味する。

基本固有周期と終局ベーク係数が等しい 1 自由度系から多層骨組の挙動を解明しようとする研究を含め、等価 1 自由度系については種々の方法が提案されている。筆者は既に、部材の塑性挙動がその層の層間変位に依存する履歴型ダンパー付骨組¹⁾や全体崩壊形をとるラーメン骨組²⁾を対象にして、エネルギー吸収性能の等価性を重視した等価 1 自由度系を提案している。また、文献 3) では、等価

線形化法の利用を前提として、1 次モードの影響を重視した等価 1 自由度系も提案されている。これらの研究では¹⁻³⁾、設計用地震荷重を静的に繰り返し比例載荷したときの挙動によって、重層骨組の地震応答が近似できることが前提となっている。しかし、既往の研究によれば⁴⁻¹⁰⁾、通常のラーメン骨組の地震応答は崩壊機構の影響を強く受けることと共に、地震外乱下で形成される崩壊機構（以下、動的崩壊機構と呼ぶ）は設計用地震荷重を静的に比例載荷したときの崩壊機構と異なることや、柱の損傷を抑制するにはかなり大きな柱梁耐力比を設定する必要があることなどが報告されている。本論では、地震外乱下で各層に作用する水平力には位相のずれがあることを考慮することによって、動的崩壊機構や柱梁耐力比の影響を組み込んだ形で、重層骨組を等価 1 自由度系に置換する方法を示す。

本論では、柱梁耐力比の影響を包含できる最も単純な骨組構造物として魚骨形骨組を対象としている。一般の多層多スパン骨組の地震応答を近似する魚骨形骨組については、既に文献 11) に報告している。本研究は魚骨形骨組を更に等価 1 自由度系に置換することを目的とするものであるが、本論では対象を極力単純化しており、部材の荷重-変形関係は完全弾塑性とし、 $P\Delta$ 効果は無視している。ここでは、主に梁降伏先行型に設計された魚骨形骨組を対象に、1 自由度系への置換について検討する。

* 熊本大学工学部環境システム工学科 教授・工博

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

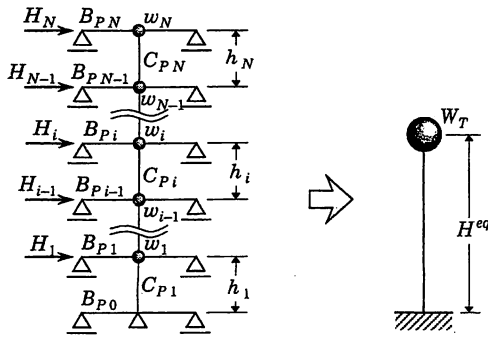


図1 解析対象

2. 基本仮定

図1に示す N 層の魚骨形骨組を考察対象とする。 i 層の階高は h_i 、重量は w_i とし、節点の回転慣性は考慮していない。図1に示す各層両側2本の梁は同じもので同じ挙動をとる。 i 層の2本の梁の塑性モーメント和を B_{Pi} 、柱の塑性モーメントを C_{Pi} とする。

等価1自由度系への置換に用いた主な仮定は、次の5つである。

[1] 地震外乱を受ける骨組に作用する水平力分布は次式で与えられる。

$$E[H_i^2] = w_i W_T \quad (1)$$

$$E[H_i H_j] = 0 \quad \text{ただし, } i \neq j \quad (2)$$

上式で、 $E[\]$ は期待値を表す演算記号で、本論では地震応答中の平均値の意味で用いている。また、 H_i は i 層に作用する水平力であり、 W_T は骨組の全重量である。すなわち、

$$W_T = \sum_{i=1}^N w_i \quad (3)$$

[2] 骨組の各部の応力や変形は、2乗平均値の平方根に荷重係数 λ を乗じた値とする。

[3] 上記[1]の地震荷重を漸増させたとき、荷重係数 λ と骨組が吸収したエネルギー（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）との関係は、等価1自由度系の荷重-変形関係から得られるものと等しいとする。

[4] 等価1自由度系の固有周期は骨組の基本固有周期と等しいとする。

[5] 等価1自由度系の重量は骨組の全重量と等しいとする。

仮定[1]の地震荷重分布は、地動の擬似速度応答スペクトル S_V が周期によらず一定であると仮定して、質量および剛性が一樣なせん断弾性棒のモード重量法解析から求めたものである⁷⁾。文献⁷⁾では、 i 層の層せん断力 Q_i を用いて地震荷重分布を次のように表している。

$$E[Q_i Q_j] = W_T \sum_{k=j}^N w_k \quad \text{ただし, } i \leq j \quad (4)$$

(4)式を用いると、(1)式は次のように導かれる。

$$\begin{aligned} E[H_i^2] &= E[(Q_i - Q_{i+1})^2] \\ &= E[Q_i^2 - 2Q_i Q_{i+1} + Q_{i+1}^2] = w_i W_T \end{aligned} \quad (5)$$

(1)、(2)式は(4)式の別の表現であり、水平力の相乗平均値に関する(2)式も(4)式から同様に導くことができる。

地震外乱下での動的な地震荷重分布は、水平力を静的に比例載荷した場合と異なり、各層に作用する水平力や層せん断力には位相のずれがある。この位相差を考慮するために、仮定[1]の荷重分布と共に、仮定[2]を採用している。2乗平均値の平方根の分布は応答の最大値分布を近似する性質がある¹²⁾。本論では、僅かな時間的ずれをもって生じる変形・応力の極大値の分布を近似する値として、2乗

平均値の平方根を用いている。地震外乱下での層せん断力分布が(4)式で近似できることや、仮定[1]、[2]を用いれば動的崩壊機構が予測できることは、文献^{7,8)}に報告している。

仮定[1]、[2]を用いて算定した $\lambda=1$ での層せん断力を \bar{Q}_i とすると、 \bar{Q}_i は次式となる。

$$\bar{Q}_i = \sqrt{W_T \sum_{k=i}^N w_k} = \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} \sum_{k=i}^N w_k \quad (6)$$

ここで、 α_i は i 層より上部の重量と全重量の比である。上式の層せん断力係数分布 $1/\sqrt{\alpha_i}$ は、既に文献^{1,2)}の等価1自由度系置換においても利用したものであり、建設省告示による層せん断力係数分布 A_i や、実骨組の応答解析から求めた層せん断力係数分布とも近い値を与える¹³⁾。なお、(1)、(4)式は荷重の分布形状を示すものであって、その大きさには意味はない。ここでは、 $\lambda=1$ の時の最下層層せん断力 \bar{Q}_1 がベースシヤー係数1に対応するように、その大きさを設定している。

仮定[3]は、等価1自由度系に、魚骨形骨組と同じエネルギー吸収特性を持たせるために設けたものである。

地震動による構造物への入力エネルギーは、基本固有周期に対応する擬似速度応答スペクトル S_V と構造物の全重量 W_T に主に依存する。仮定[4]、[5]は、等価1自由度系への入力エネルギーが、骨組への入力エネルギーを近似するように設けている。

以上の仮定の基本的な考え方は文献^{1,2)}で用いたものと同じである。文献^{1,2)}では、静的地震荷重を比例載荷したときの荷重係数 λ と吸収エネルギー $E_e + E_p$ の関係から、等価1自由度系の荷重-変形関係の形状を決定している。しかし、静的比例載荷を受ける場合に比べて、地震外乱を受ける重層骨組では、動的水平力の位相差の影響で梁材が相対的に降伏し難くなり、全層にわたる崩壊機構が形成され難くなる傾向がある。このような影響を考慮して準静的な方法で荷重係数 λ と吸収エネルギー $E_e + E_p$ の関係を得るために、(6)式の静的地震荷重分布の代わりに本論では仮定[1]、[2]を採用している。

3. 等価1自由度系

3.1 魚骨形骨組の荷重-変形関係

図1の魚骨形骨組を対象に、仮定[1]、[2]の荷重条件の下での荷重係数 λ と骨組の吸収エネルギー $E_e + E_p$ の関係を求める。

まず、弾性状態から考える。弾性域での i 層の水平変位 u_i は、次のように表される。

$$u_i = \sum_{j=1}^N f_{ij} H_j \quad (7)$$

上式で、 f_{ij} は魚骨形骨組の全体柔性マトリックスの成分である。(7)式から、弾性時の i 層の層間変位角 ${}^e R_i$ は次式となる。

$${}^e R_i = \frac{u_i - u_{i-1}}{h_i} = \frac{1}{h_i} \sum_{j=1}^N H_j (f_{ij} - f_{i-1j}) \quad (8)$$

仮定[1]、[2]を用いると、荷重係数 λ の下での弾性層間変位角 ${}^e R_i$ は、次のように算定できる。

$$\begin{aligned} {}^e R_i &= \frac{\lambda}{h_i} \sqrt{E \left\{ \left(\sum_{j=1}^N H_j (f_{ij} - f_{i-1j}) \right)^2 \right\}} \\ &= \frac{\lambda}{h_i} \sqrt{\sum_{j=1}^N \{ E [H_j^2] (f_{ij} - f_{i-1j})^2 \}} \\ &= \frac{\lambda}{h_i} \sqrt{\sum_{j=1}^N \{ w_j W_T (f_{ij} - f_{i-1j})^2 \}} \end{aligned} \quad (9)$$

上式の1行目は仮定 [2] に基づいており、2行目への変形には (2) 式、更に3行目への変形には (1) 式を用いている。

荷重係数 λ の下での弾性歪エネルギー E_e は、次式で算定できる。

$$E_e = \frac{\lambda^2}{2} E \left[\sum_{i=1}^N H_i u_i \right] = \frac{\lambda^2}{2} \sum_{i=1}^N w_i W_T f_{ii} \quad (10)$$

荷重係数 λ を漸増させたときの $\lambda - E_e + E_p$ 関係を表現する1自由度の荷重-変形関係を導くために、変形指標として有効構造回転角 R_{EF} を次式で定義する¹⁴⁾。

$$d R_{EF} = \frac{d(E_e + E_p)}{\lambda \overline{M}_{OVT}} \quad (11)$$

ここで、

$$\overline{M}_{OVT} = \sum_{i=1}^N \overline{Q}_i h_i \quad (12)$$

文献 14) で提案された有効構造回転角 R_{EF} の定義では、(11) 式右辺の分母は転倒モーメントとしている。しかし、仮定 [1], [2] で示した地震荷重の下では $\lambda \overline{M}_{OVT}$ は転倒モーメントを表すものではない。

(11) 式右辺の分母を λ に比例するどのような値で定義しても、その値は最終的な結果に影響しないので、ここでは、(6) 式の \overline{Q}_i を静的に載荷したときの転倒モーメント \overline{M}_{OVT} を用いている。

(10), (11) 式から、荷重係数 λ での弾性状態における有効構造回転角 R_{EF} は次式となる。

$$R_{EF} = \frac{\lambda \sum_{i=1}^N w_i W_T f_{ii}}{\overline{M}_{OVT}} \quad (13)$$

次に、塑性ヒンジ形成後の挙動について考える。仮定 [1], [2] にしたがって、塑性ヒンジ形成後も地震荷重分布に変化がないことを仮定すれば、 i 層柱頭に作用する曲げモーメント M_{iT} と柱脚に作用する曲げモーメント M_{iB} は、次のように表される。

$$M_{iT} = \sum_{j=1}^N i_T a_j H_j \quad (14.a)$$

$$M_{iB} = \sum_{j=1}^N i_B a_j H_j \quad (14.b)$$

ここで、 $i_T a_j, i_B a_j$ は、弾性解析結果から求められる定数である。

魚骨形骨組の塑性ヒンジ形成状態としては、骨組各部について最も大きな変形が生じる状態を網羅するように、図 2 の 4 種を考える。図 2 の例は、すべて i 層から j 層の変形が増大するヒンジ形成状態を例示しており、 i 層から $j-1$ 層の梁に塑性ヒンジが形成されている。(a) 図の状態 ijN は、梁だけに塑性ヒンジが形成されている状態であり、(b) 図の状態 ijB は梁の他、 i 層の柱脚にも塑性ヒンジが形成されている。また、(c) 図の状態 ijT では梁の他、 j 層の柱頭に塑性ヒンジが形成されている。(d) 図の状態 ijM は、 i 層の柱脚と j 層の柱頭にも塑性ヒンジが形成された状態であり、この状態では荷重

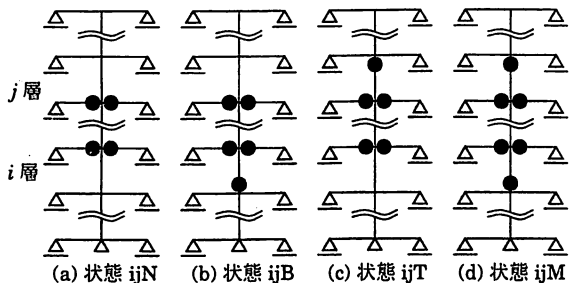


図 2 塑性ヒンジ形成状態

の増大なしに変形が進行するので、終局的な崩壊機構となる。なお、上記の記号則にしたがって、状態 ijB は i 層の柱脚だけに塑性ヒンジが形成された状態、状態 ijT は i 層の柱頭だけに塑性ヒンジが形成された状態、状態 ijM は i 層の柱頭と柱脚に塑性ヒンジが形成された状態を表す。

状態 ijN が生じるためには i 層から $j-1$ 層の梁端の曲げモーメント和がその塑性モーメント和に到達しなければならないので、状態 ijN が生じるための荷重係数を λ_{ijN} とすると、 λ_{ijN} は次式を満たす。

$$\begin{aligned} \sum_{k=i}^{j-1} B_{Pk} &= \lambda_{ijN} \sqrt{E \left\{ \sum_{k=i}^{j-1} (M_{kT} + M_{k+1B}) \right\}^2} \\ &= \lambda_{ijN} \sqrt{E \left\{ \sum_{l=1}^N \left\{ H_l \sum_{k=i}^{j-1} ({}_k T a_l + {}_{k+1} B a_l) \right\} \right\}^2} \\ &= \lambda_{ijN} \sqrt{\sum_{l=1}^N \left\{ E [H_l^2] \left\{ \sum_{k=i}^{j-1} ({}_k T a_l + {}_{k+1} B a_l) \right\}^2 \right\}} \\ &= \lambda_{ijN} \sqrt{\sum_{l=1}^N \left\{ w_l W_T \left\{ \sum_{k=i}^{j-1} ({}_k T a_l + {}_{k+1} B a_l) \right\}^2 \right\}} \end{aligned} \quad (15)$$

したがって、 λ_{ijN} は次式となる。

$$\lambda_{ijN} = \frac{\sum_{k=i}^{j-1} B_{Pk}}{\sqrt{\sum_{l=1}^N \left\{ w_l W_T \left\{ \sum_{k=i}^{j-1} ({}_k T a_l + {}_{k+1} B a_l) \right\}^2 \right\}}} \quad (16)$$

同様に、状態 ijB が生じる荷重係数 λ_{ijB} 、状態 ijT が生じる荷重係数 λ_{ijT} 、状態 ijM が生じる荷重係数 λ_{ijM} は次のように表される。

$$\lambda_{ijB} = \frac{C_{Pi} + \sum_{k=i}^{j-1} B_{Pk}}{\sqrt{\sum_{l=1}^N \left\{ w_l W_T \left(i_B a_l + \sum_{k=i}^{j-1} ({}_k T a_l + {}_{k+1} B a_l) \right)^2 \right\}}} \quad (17)$$

$$\lambda_{ijT} = \frac{C_{Pj} + \sum_{k=i}^{j-1} B_{Pk}}{\sqrt{\sum_{l=1}^N \left\{ w_l W_T \left(j_T a_l + \sum_{k=i}^{j-1} ({}_k T a_l + {}_{k+1} B a_l) \right)^2 \right\}}} \quad (18)$$

$$\lambda_{ijM} = \frac{C_{Pi} + C_{Pj} + \sum_{k=i}^{j-1} B_{Pk}}{\sqrt{\sum_{l=1}^N \left\{ w_l W_T \left(i_B a_l + j_T a_l + \sum_{k=i}^{j-1} ({}_k T a_l + {}_{k+1} B a_l) \right)^2 \right\}}} \quad (19)$$

ただし、いずれかの層に渡って図 2 (d) のような崩壊機構 ijM が形成されると、この荷重係数の下で変形は無限に増大するので、荷重係数の上限値 λ_{max} は λ_{ijM} の最小値で表される。

$$\lambda_{max} = \min(\lambda_{ijM}) \quad (20)$$

さて、荷重係数 λ での変形を考える。この荷重係数に到達するまでには、 λ 以下の荷重係数 $\lambda_{ijN}, \lambda_{ijB}, \lambda_{ijT}$ をもつすべての塑性ヒンジ形成状態が生じている。しかし、これらの塑性ヒンジ形成状態の発生時刻にはずれがあり、同時に生じるとは考えていない。

状態 ijN による変形を考える。この状態における変形は、図 3 (a) に示すように、形成された塑性ヒンジを実ヒンジと見なし、仮想の実ヒンジの両側に塑性モーメントに相当する外力を与えれば計算できる。塑性ヒンジを実ヒンジに置き換えた骨組の弾性解析によると、状態 ijN による k 層の層間変位角 ${}_{ijN} R_k$ や、 k 層の梁の塑性ヒンジ回転角 ${}_{ijN} \theta_{Bk}$ などの変形 ${}_{ijN} D$ は一般的に次のように表される。

$${}_{ijN} D = \sum_{k=1}^N H_k {}_{ijN} b_k + {}_{ijN} C \quad (21)$$

ここで、 ${}_{ijN} b_k$ は k 層に単位水平力を載荷したときの変形であり、 ${}_{ijN} C$ は仮想ヒンジ両側に塑性モーメントを載荷することによって生

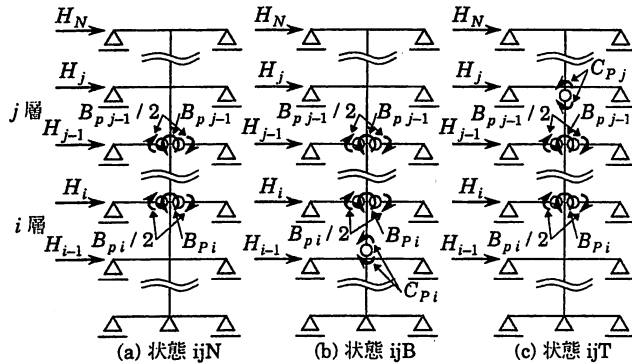


図3 変形の算定

じる変形である。

荷重係数 λ の下での変形 ${}_{ijN}D$ は、(21) 式を (9) 式と同様に変形すると次式で表される。

$${}_{ijN}D = \lambda \sqrt{\sum_{k=1}^N w_k W_T {}_{ijN}b_k^2} + {}_{ijN}C \quad (22)$$

状態 ijB や状態 ijT についても、図 3 (b), (c) に示しているように、形成された塑性ヒンジを実ヒンジと見なし、仮想の実ヒンジの両側に塑性モーメントに相当する外力を与えれば、状態 ijB における i 層柱脚の塑性ヒンジ回転角 ${}_{ijB}\theta_{CBi}$ や状態 ijT における j 層柱頭の塑性ヒンジ回転角 ${}_{ijT}\theta_{CTj}$ を含めて、各変形が状態 ijN と同様に計算できる。

荷重係数 λ の下で生じる変形は、弾性状態を含めて荷重係数 λ 以下で生じるすべての状態における変形の最大値として算定する。 k 層の層間変位角 R_k は、次のように表される。

$$R_k = \max({}_eR_k, {}_{ijN}R_k, {}_{ijB}R_k, {}_{ijT}R_k) \quad (23)$$

ただし、上式に含まれるすべての状態は、その状態が発生するときの荷重係数が λ 以下のものである。すなわち、

$$\lambda_{ijN} \leq \lambda, \lambda_{ijB} \leq \lambda, \lambda_{ijT} \leq \lambda \quad (24)$$

各部材の塑性ヒンジ回転角も、(24) 式の条件を満たすすべての状態における回転角の最大値として算定する。

$$\begin{aligned} \theta_{Bk} &= \max({}_{ijN}\theta_{Bk}, {}_{ijB}\theta_{Bk}, {}_{ijT}\theta_{Bk}) \\ \theta_{CBk} &= \max({}_{ijN}\theta_{CBk}, {}_{ijB}\theta_{CBk}, {}_{ijT}\theta_{CBk}) \\ \theta_{CTk} &= \max({}_{ijN}\theta_{CTk}, {}_{ijB}\theta_{CTk}, {}_{ijT}\theta_{CTk}) \end{aligned} \quad (25)$$

荷重係数 λ_{\max} に到達し、状態 ijM が生じると、それ以上の荷重の増大はないので、状態 ijM 以外の状態による変形は増大しない。したがって、荷重係数 λ_{\max} に到達した後は、 i 層から j 層の層間変位角 R_k 、および i 層から $j-1$ 層の梁の塑性ヒンジ回転角 θ_{Bk} 、 i 層柱脚の塑性ヒンジ回転角 θ_{CBi} 、 j 層柱頭の塑性ヒンジ回転角 θ_{CTj} がすべて一様に増大するようになる。

塑性変形による消費エネルギー E_p は、各塑性ヒンジの回転角を用いて次式で表される。

$$E_p = \sum_{i=0}^N B_{pi} \theta_{Bi} + \sum_{i=1}^N C_{pi} (\theta_{CBi} + \theta_{CTi}) \quad (26)$$

また、荷重係数 λ の下での弾性歪エネルギー E_e は (10) 式で近似できるものとする。

魚骨形骨組の $\lambda - (E_e + E_p)$ 関係を表現する $\lambda \overline{M_{OVT}} - R_{EF}$ 関係は、(16)~(19) 式で与えられる荷重係数のうちで最も小さな荷重係数から始めて、小さい順に新たな状態が生じる荷重係数毎に、 R_{EF} を求めることによって算定できる。現ステップの荷重係数を λ 、前ステッ

プでの荷重係数を λ_0 とし、このステップ間の $E_e + E_p$ の増大量を $\Delta(E_e + E_p)$ とすると、この間の R_{EF} の増大量 ΔR_{EF} は次式となる。

$$\Delta R_{EF} = \frac{2 \Delta(E_e + E_p)}{(\lambda_0 + \lambda) \overline{M_{OVT}}} \quad (27)$$

以上、この節の方法で求めた $\lambda \overline{M_{OVT}} - R_{EF}$ 関係は、静的比例載荷の条件で求めた転倒モーメント-有効構造回転角関係と同様に、履歴曲線の下面積が $E_e + E_p$ を表すと共に、この曲線上のすべての点に対して魚骨形骨組の各部の変形が計算済みであるという性質も持っている。

3.2 等価1自由度系

前節 3.1 で求めた $\lambda \overline{M_{OVT}} - R_{EF}$ 関係は、その下側の面積である $E_e + E_p$ と、荷重の相対的な大きさを表す指標との関係を表すものである。したがって、縦軸 $\lambda \overline{M_{OVT}}$ を一定値 H^{eq} で除し、横軸 R_{EF} に H^{eq} を乗じてその性質は基本的に変わらない。このような操作によって、仮定 [3], [4] の条件を満たす等価1自由度系の荷重 Q - 変形 u 関係を導く。本論の等価1自由度系には高さの概念は必要ないが、魚骨形骨組の $\lambda \overline{M_{OVT}} - R_{EF}$ 関係を等価1自由度系の層モーメント-層間変位角関係と見なし、これを $Q - u$ 関係に変換すると考えれば、 H^{eq} は等価1自由度系の高さという物理的概念をもつ値である^{1,2)}。 H^{eq} を用いると、等価1自由度系の荷重 Q - 変形 u 関係の初期剛性 K_e は (13) 式から次式で表される。

$$K_e = \frac{\lambda \overline{M_{OVT}} / H^{eq}}{R_{EF} H^{eq}} = \frac{\overline{M_{OVT}}^2}{H^{eq2} \sum_{i=1}^N w_i W_T f_{ii}} \quad (28)$$

H^{eq} は仮定 [4] から決定する。等価1自由度系の重量は仮定 [5] より W_T であるので、等価1自由度系の固有周期 T_0 は次式となる。

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{W_T}{g K_e}} = 2\pi \frac{W_T H^{eq}}{\overline{M_{OVT}}} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N w_i f_{ii}}{g}} \quad (29)$$

ここで、 g は重力加速度である。魚骨形骨組の基本固有周期を T_1 とすると、 T_1 を上式の T_0 と等置して、 H^{eq} は次式となる。

$$H^{eq} = \frac{T_1 \overline{M_{OVT}}}{2\pi W_T \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N w_i f_{ii}}{g}}} \quad (30)$$

以上の方法で、等価1自由度系の単調載荷時の荷重 Q - 変形 u 関係を算定した。繰り返し載荷時の挙動は移動硬化型の履歴則を仮定し、既に経験した最大振幅内での履歴曲線は単調載荷時の $Q - u$ 関係と相似で丁度2倍の大きさになるとした。これは、既に1つの塑性ヒンジ形成状態が発生していた状態から逆載荷すると、この逆載荷で再び同じ塑性ヒンジ形成状態に到達するまでの荷重係数の変化量は、初期載荷でこの状態が発生するときの荷重係数の2倍になると考えたものである。

4. 解析例による検討

4.1 解析の概要

魚骨形骨組の地震応答と前節の方法で求めた等価1自由度系の地震応答を比較する。解析対象とした魚骨形骨組は、梁の降伏が先行する性質がある8層の魚骨形骨組で、最上および最下の梁は弾性としている。また、各層の階高 h_i 、重量 w_i は一定としている。

$$\begin{aligned} B_{p0} &= \infty, B_{p8} = \infty \\ h_i &= h = 3.5 \text{ m}, w_i = w \end{aligned} \quad (31)$$

各部材の塑性モーメントは、(6)式の層せん断力分布に対して適正な耐力分布となるように次式で与えた。

$$C_{pi} = \frac{r_C C_B h \bar{Q}_i}{2} \quad (32.a)$$

$$B_{pi} = \frac{C_B h (\bar{Q}_i + \bar{Q}_{i+1})}{2} \quad \text{ただし, } 1 \leq i \leq 7 \quad (32.b)$$

上式で r_C は柱梁耐力比であり、本論では、 $r_C = 1.5$ の骨組 F15 と $r_C = 1.1$ の骨組 F11 を主な解析対象としている。また、 C_B は設計用のベースシャー係数であり、いずれも 0.3 としている。

部材の弾性剛性は、1次設計用地震荷重を想定した $0.2 \bar{Q}_i$ の層せん断力を静的に荷重したとき、すべての節点回転角が $1/400$ となり、すべての層間変位角が $1/200$ となるように設定した。したがって、解析骨組の基本固有周期はすべて同じで 1.026 秒である。

入力地震波形は、表 1 の 2 種である。表 1 には、最大地動速度 \dot{y}_{max} が 0.5 m/sec のときの最大加速度 \ddot{y}_{max} を示しているが、応答解析では \dot{y}_{max} を 1 m/sec 以下の範囲で変化させている。

減衰は粘性減衰を仮定し、等価 1 自由度系では減衰定数を 0.01 とした。魚骨形骨組では、1 次および 2 次の減衰定数を 0.01 として、Rayleigh 型の減衰マトリックスを用いている。運動方程式の数値積分には 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。

4.2 結果の検討

図 4 には、3.1 節の方法で導いた荷重係数 λ - 有効構造回転角 R_{EF} 関係を太線で示し、静的に層せん断力 \bar{Q}_i を比例荷重したときの $\lambda - R_{EF}$ 関係を細線で示して比較している。図中で、 $\lambda - R_{EF}$ 関係上の \circ 印は崩壊機構の発生源を示している。また、この $\lambda - R_{EF}$ 関係の諸量を表 2 に示す。図 4 から分かるように、3.1 節の方法で導いた $\lambda - R_{EF}$ 関係は、静的な $\lambda - R_{EF}$ 関係とさほど変わるものではない。表 2 でも弾性剛性や初期弾性限荷重係数はほぼ一致しており、本法による弾性剛性は静的解析結果に比べ 3% 高く、弾性限荷重係数は 2% 高い程度である。崩壊荷重係数には 2 つの結果に図 4 でも認められるような差が生じており、いずれも本法による崩壊荷重係数の方が大きく、その差は F11 では 5% 程度であるが、F15 では 1 割程度となっている。柱梁耐力比が大きい骨組ほど、本法による崩壊荷重係数は静的解析結果より大きくなる性質がある。また、機構形成時の有効構造回転角 R_{EF} は、F11 では静的解析結果に比べて本法の方が小さいのに対して、F15 ではその関係が逆転していることも注目される。その結果、F15 が機構形成までに吸収できるエネルギー量は、本法による方が 2 割程度大きくなっている。

図 4 の解析における塑性ヒンジ形成位置を図 5 に示す。図 5 中の \bullet 印は崩壊機構における塑性ヒンジ位置を示し、 \circ 印は崩壊機構以前に形成された塑性ヒンジを示している。本法による方が静的解析より崩壊機構に関わる層数が少なくなる性質があり⁷⁾、静的解析ではいずれも全層にわたる崩壊機構が形成されるのに対して、本法では F15 は下部 5 層に渡る機構、F11 は下部 3 層に渡る崩壊機構を形成している。本法によると、柱梁耐力比の違いによって崩壊機構特性が変化する。更に、本法による結果では、機構形成時の塑性ヒンジ以外にも柱に塑性ヒンジが形成される。なお、例えば F11 の本法による解析結果では、2 層および 3 層の柱頭と柱脚に塑性ヒンジが形成されているが、これは異なる時刻に形成されると考えており、層機構の形成を意味するものではない。

表 1 入力地震波形

	\dot{y}_{max} (m/sec)	\ddot{y}_{max} (m/sec ²)	継続時間
El Centro NS, 1940	0.5	5.108	50.5 sec
NTT Kobe NS, 1995	0.5	1.859	53.8 sec

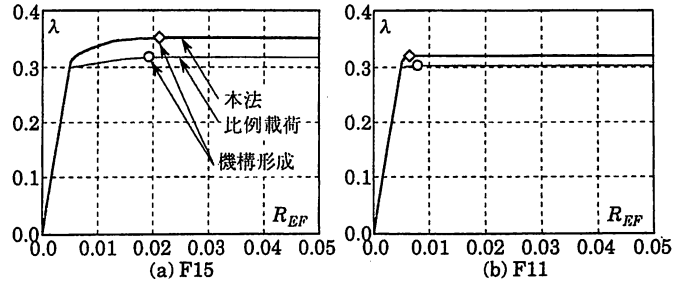


図 4 荷重係数 λ - 有効構造回転角 R_{EF} 関係

表 2 $\lambda - R_{EF}$ 関係の諸量

		初期剛性	弾性限 λ	機構形成時		
				λ	R_{EF}	$(E_e + E_p)/M_{OVT}$
F15	本法	61.8	0.306	0.352	0.0211	0.00626
	静的	60.0	0.300	0.318	0.0192	0.00515
F11	本法	61.8	0.306	0.320	0.0065	0.00124
	静的	60.0	0.300	0.304	0.0078	0.00161

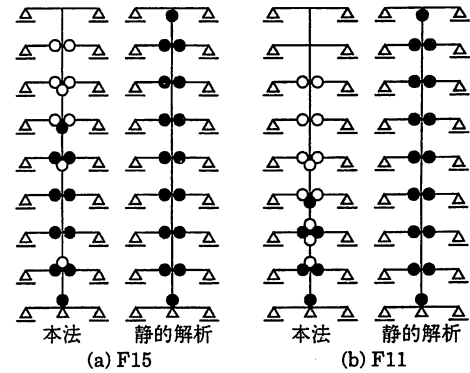


図 5 塑性ヒンジ形成位置

次に、本論による等価 1 自由度系の地震応答を魚骨形骨組の地震応答と比較する。以下の応答解析結果を示す図中では、魚骨形骨組の応答値は fish と略称し、等価 1 自由度系の応答値に基づく結果は SDOF と略称している。なお、等価 1 自由度系の応答値に基づく魚骨形骨組各部の最大変形は、等価 1 自由度系の最大変位応答に対応する魚骨形骨組の変形として、3.1 節の方法で求めている。

まず図 6 は、損傷に寄与する地震入力エネルギー E_{dm} の速度換算値 V_{dm} を示している。ただし、 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る¹⁵⁾。

$$V_{dm} = \sqrt{\frac{2g(E_e + E_p)_{max}}{W_T}} \quad (33)$$

また、図 6 中の鎖線は基本固有周期に対応する擬似速度応答スペクトル S_V である。

図 6 によると、等価 1 自由度系の V_{dm} は魚骨形骨組の V_{dm} を良く近似しており、 S_V と近い値をとる。特に、El Centro に対する応答では、最大地動速度 \dot{y}_{max} が增大すると見かけの周期が伸び、その結果 V_{dm} が S_V より小さくなる傾向が現れているが、このような傾向についても、等価 1 自由度系は魚骨形骨組の地震応答を近似している。NTTNS に対する応答では、最大地動速度 \dot{y}_{max} が增大するに

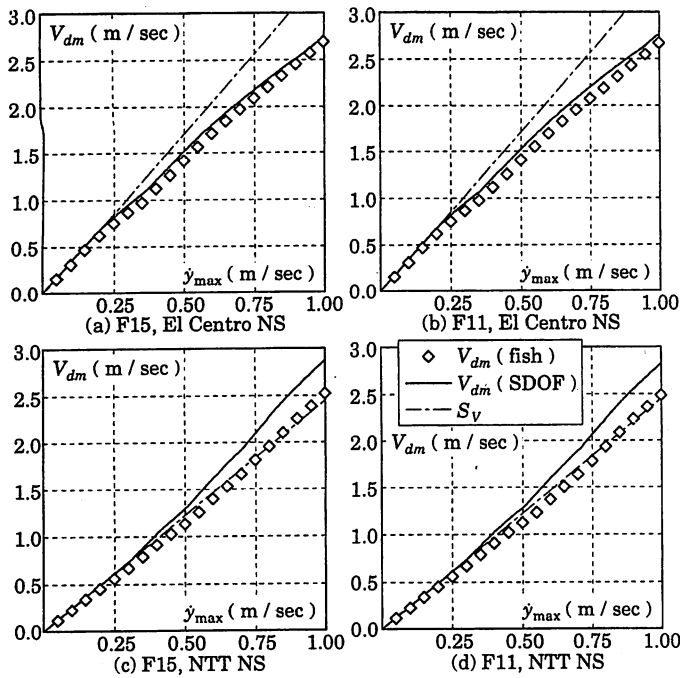


図6 $V_{dm} - \dot{y}_{max}$ 関係

つれて、等価1自由度系の V_{dm} が S_V より大きくなる傾向が認められるのに対して、魚骨形骨組の V_{dm} は S_V 程度であり、最大1割程度の差が現れている。これは、魚骨形骨組の2次以降の振動モードによる地震入力エネルギーが、塑性化の進行に伴って相対的に減少することが原因と考えている¹⁵⁾。

図7には、各層の最大層間変位角 R_{max} の全層についての最大値 $\max R_{max}$ の値を比較している。図中の等価1自由度系の $\dot{y}_{max} - \max R_{max}$ 関係上の◆印は、それ以上の \dot{y}_{max} では崩壊機構が形成されることを示している。等価1自由度系の応答から予測される $\max R_{max}$ は、全体的に魚骨形骨組の $\max R_{max}$ を良く近似していると考えられ、機構形成後は等価1自由度系の応答から予測される値の方が大きくなる傾向が認められる。

図8は、4種の外乱強度について、等価1自由度系から予測される各層の最大層間変位角 R_{max} を、魚骨形骨組の応答値と比べたものである。機構が形成される程度以下の外乱強度での応答として、F15の応答や \dot{y}_{max} が0.25 m/secでのF11の応答に注目すると、各層の R_{max} についても等価1自由度系による結果は魚骨形骨組の応答を近似している。しかし、機構形成後は、形成された崩壊機構による変形だけが進行するとしているので、F11の等価1自由度系による結果には崩壊層の層間変位が急増する傾向が顕著に現れている。

完全弾塑性型の荷重-変形関係をもつせん断型多質点系では、相対的に弱い層に損傷の集中が起こるが、他の層にも損傷は分配される^{16, 17)}。一方、このせん断型多質点系に本論の方法を適用すれば、相対的に最も弱い層に損傷がすべて集中することになる。

表3は、F11のすべての崩壊機構 ijM についてその荷重係数 λ_{ijM} を示したものである。本法で予測する機構13Mの荷重係数 λ_{13M} と機構12Mの荷重係数 λ_{12M} との差はわずか0.1%程度であり、機構14M、23M、24M、34Mの荷重係数との差も1%以下である。本論の方法は、近い崩壊荷重係数をもつ崩壊機構への損傷の分配を考慮していないので、機構形成後は極端な変形の集中を予測する傾向

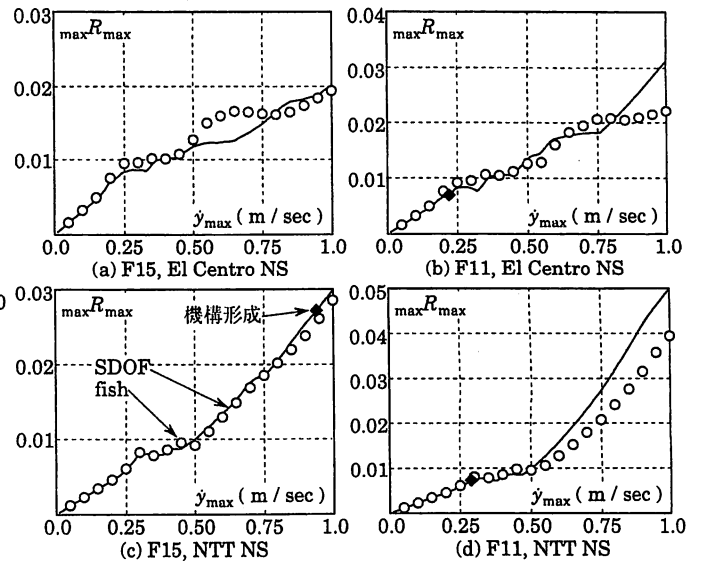


図7 最大層間変位角の最大値 $\max R_{max}$

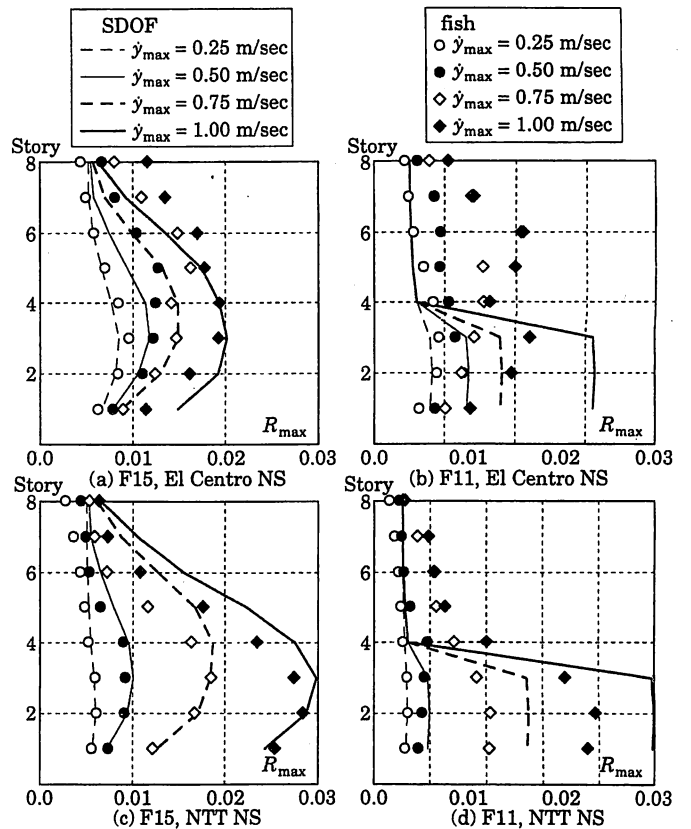


図8 各層の最大層間変位角 R_{max}

表3 F11の崩壊荷重係数 λ_{ijM}

i	j							
	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0.3300	0.3202	0.3198	0.3222	0.3263	0.3318	0.3386	0.3465
2		0.3300	0.3210	0.3214	0.3249	0.3303	0.3376	0.3463
3			0.3300	0.3221	0.3237	0.3287	0.3362	0.3461
4				0.3300	0.3236	0.3270	0.3346	0.3456
5					0.3300	0.3261	0.3326	0.3449
6						0.3300	0.3304	0.3434
7							0.3300	0.3401
8								0.3300

を持っている。このような損傷の分配の問題は今後の課題である。

図9には、各部材に生じた最大塑性回転角 θ_{max} の最大値 $\max \theta_{max}$ を、梁、最下層柱脚、および最下層柱脚以外の柱端に分けて示している。なお、等価1自由度系の応答値による予測結果は図9中に曲線で示しているが、F11については全梁、最下層柱脚、中間部柱の3本の曲線が概ね一致している。また、等価1自由度系が機構を形成する最大地動速度の値を、図9中では2点鎖線で示している。

$\max R_{max}$ について既に述べたように、機構形成後は、等価1自由度系による結果が魚骨形骨組の応答を過大に評価する傾向があるが、それ以下の外乱強度では、等価1自由度系による結果は魚骨形骨組の応答値を近似しており、各部材に塑性ヒンジが発生する最小の外乱強度レベルも概ね近似できている。図5で述べたように、F11やF15では、最下層柱脚と最上層柱頭を除く他の柱端に塑性ヒンジが生じることは、通常的设计用地震荷重に対する静的解析では予測できない。

最大地動速度 \dot{y}_{max} が0.5, 1 m/secのときの各梁の最大塑性回転角 θ_{Bmax} を図10に、柱の最大塑性回転角 θ_{Cmax} を図11に示す。この図においても、機構形成程度以下の応答を示しているF15については、等価1自由度系の応答から、魚骨形骨組の各部材に生じる最大塑性変形は粗方予測できることがわかる。しかし、機構形成後は等価1自由度系によれば極端な変形集中の傾向が現れる。特に、 \dot{y}_{max} が1 m/secのときのF11については、等価1自由度系は1, 2層の梁と最下層柱脚、3層の柱頭に極端に大きな塑性回転角の発生を予測している。既に述べたように機構形成後の損傷の分散を無視しているので、等価1自由度系から求めた機構形成後の最大塑性回転角は、魚骨形骨組の応答の上界を与えるものとなっている。

図12には、各部材が塑性変形で消費したエネルギー E_p を、梁の総和、最下層柱脚、および最下層柱脚以外の柱端の総和に分けて示している。なお、ある接線係数の下で生じた等価1自由度系の変形

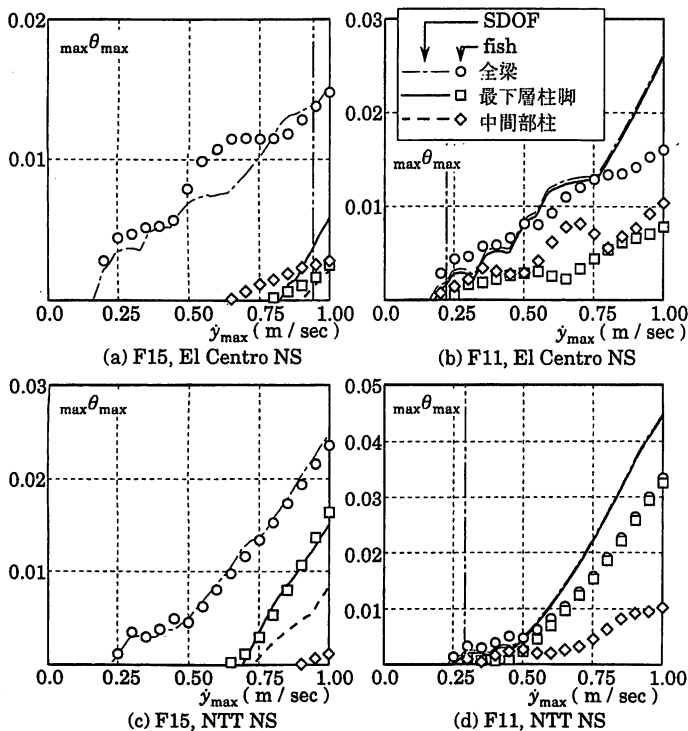


図9 部材種別毎の最大塑性回転角 θ_{max} の最大値 $\max \theta_{max}$

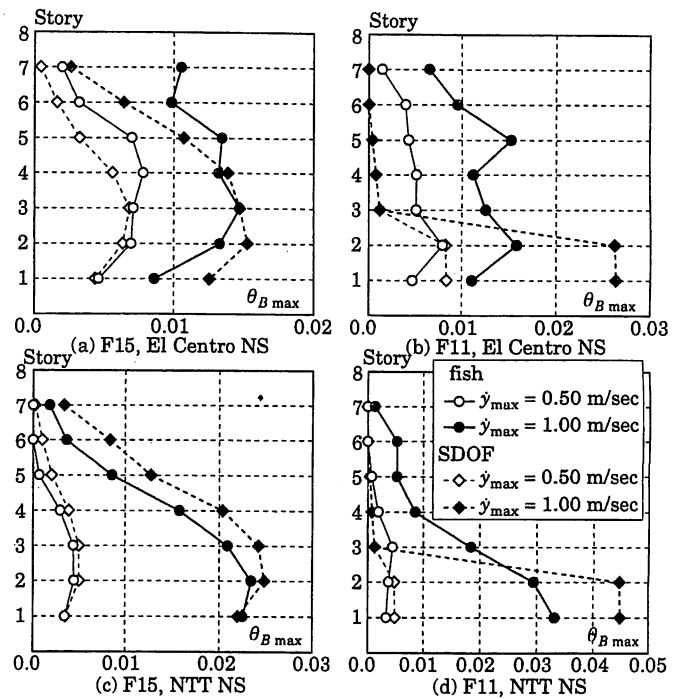


図10 梁の最大塑性回転角 θ_{Bmax}

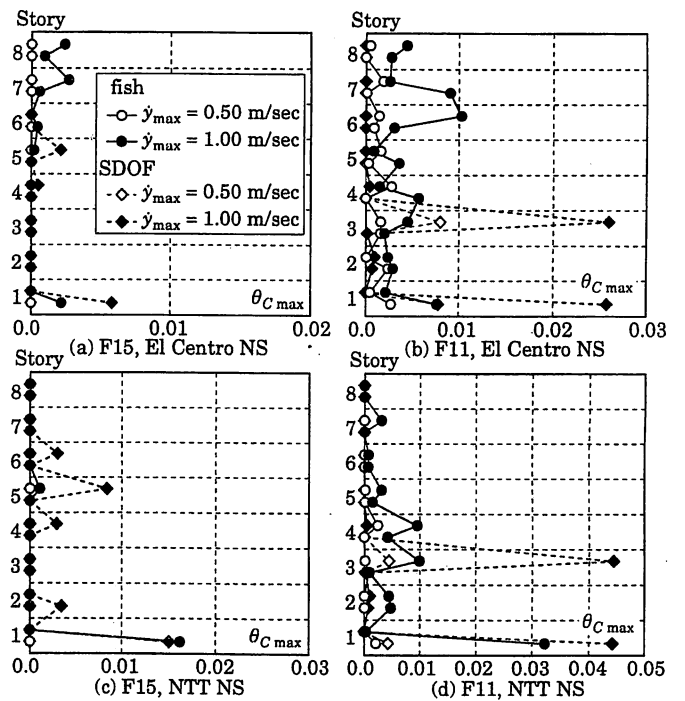


図11 柱の最大塑性回転角 θ_{Cmax}

増分と魚骨形骨組の各部材の塑性変形増分との関係は、同じ接線係数の下で3章で求めた関係と同じであることを仮定して、 E_p の計算に必要な各部材の累積塑性回転角は求めている。図12は、既に図9に示したものと類似の結果ではあるが、柱に生じる E_p は梁の E_p に比べてかなり小さいこと示し、等価1自由度系と魚骨形骨組のいずれにおいても、F15の柱に生じる E_p は無視し得る程度となっている。これは、梁に比べて柱に形成される塑性ヒンジの数が少なく柱の最大塑性回転角に大きなばらつきがあることと共に、柱に塑性ヒンジが生じる回数は梁に比べて少ないことが原因である。

最後に図13には、柱梁耐力比 r_c を1から2の範囲で0.05刻みで変

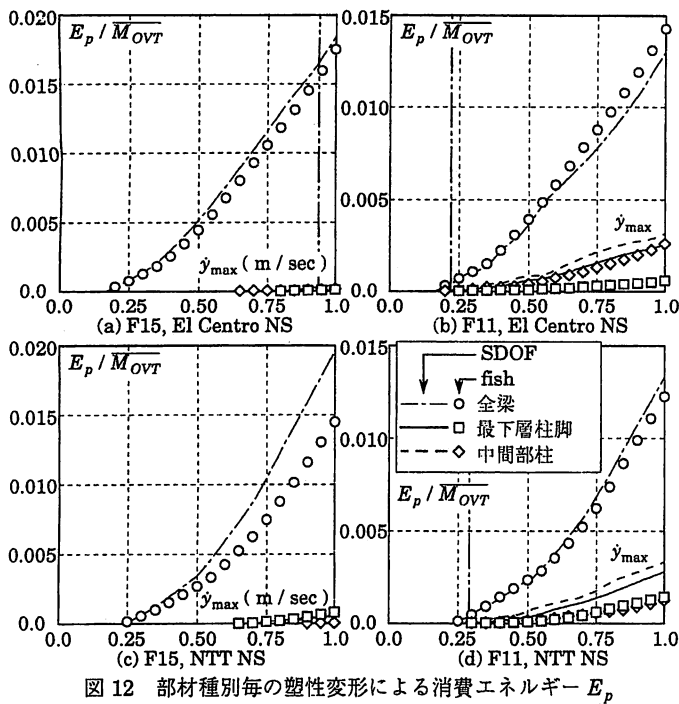


図 12 部材種別毎の塑性変形による消費エネルギー E_p

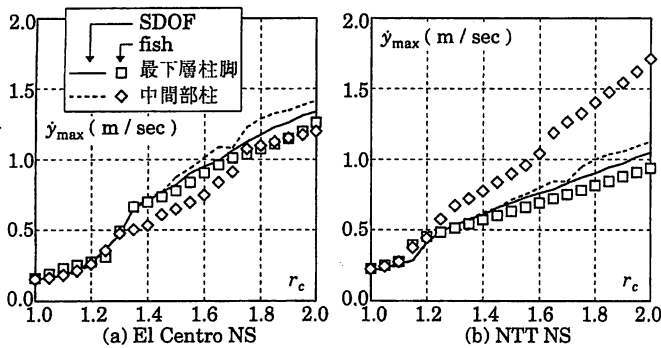


図 13 柱に塑性ヒンジが生じる最大地動速度 \dot{y}_{max}

化させたときの、柱に塑性ヒンジが生じる最小の最大地動速度 \dot{y}_{max} の値を示している。魚骨形骨組の応答値の方が若干小さな外乱強度で柱に塑性ヒンジが生じる傾向はあるが、柱に塑性ヒンジを生じるときの外乱強度を等価 1 自由度系によって概ね予測できることがわかる。なお、梁に塑性ヒンジが生じる最小の最大地動速度 \dot{y}_{max} は、 $r_c=1$ の骨組を除けば r_c にかかわらず一定で、等価 1 自由度系では El Centro で 0.160 m/sec, NTT で 0.223 m/sec であり、魚骨形骨組では El Centro で 0.152 m/sec, NTT で 0.222 m/sec となっている。

5. 結論

地震外乱下で骨組各層に作用する動的水平力には位相のずれがある。本論では、この位相差を考慮するために、各層水平力の 2 乗および相乗平均値を使って表された地震荷重分布を採用し、この荷重を漸増させたときの骨組の変形挙動の算定法を示した。また、そのときの荷重係数-吸収エネルギー-関係を基に等価 1 自由度系の荷重-変形関係を算定する方法を提案している。

本論で提案した等価 1 自由度系を用いれば、通常の静的解析では予測し難い梁降伏型骨組の中間層柱の塑性化を含めて、骨組の概括的な地震応答性状の良好な近似が得られることは、魚骨形骨組の地震応答解析例と対比させて示している。この結果は、本論で採用し

た地震荷重分布から得られる変形挙動によって、地震外乱下での骨組の変形挙動が近似できることを示唆するものである。

本論の等価 1 自由度系では、損傷の分散を全く考慮していないので、機構形成後は極端な損傷集中を予測する傾向がある。このような問題は、本論で無視した部材の荷重-変形関係の形状の影響や P- Δ 効果の取り扱いと共に、今後の検討課題である。

謝辞

本研究は、文部省科学研究費補助金（基盤研究C）の助成を受けて行いました。ここに記して、謝意を表します。

参考文献

- 1) 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，第 5 巻第 17 号，pp.29-44，1998.3
- 2) 建設省総合技術開発プロジェクト/次世代鋼材による構造物安全性向上技術の開発「崩壊形と破壊分科会」：全体崩壊型鋼構造ラーメン部材の必要塑性変形性能，(社)鋼材倶楽部，pp.5-1-5-8，1999
- 3) 平石久廣・緑川光正他：工学的基盤の加速度応答スペクトルを用いた建築物の耐震性能評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II B-2，pp.1125-1140，1999.9
- 4) 坂本順・小浜芳朗：静的崩壊機構特性と動的応答性状について，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.963-964，1974.2
- 5) 小堀鐸二・南井良一郎・藤原梯三：弾塑性ジョイントを含む架構の地震応答（梁柱の強度分布と応答分布の関係），京都大学防災研究所年報，第 12 号 A，pp.321-338，1969.3
- 6) 秋山宏：地震時における鋼構造ラーメン骨組の損傷分布則，日本建築学会論文報告集，第 309 号，pp.53-59，1981.11
- 7) 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
- 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 2 動的応答解析例による検討），日本建築学会論文報告集，第 328 号，pp.18-25，1983.6
- 9) 中島正愛・澤泉純一：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，第 6 巻第 23 号，pp.117-132，1999.9
- 10) 澤泉純一・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，第 6 巻第 23 号，pp.133-148，1999.9
- 11) 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
- 12) 多治見宏：建築振動学，コロナ社，pp.187-201，1976.3
- 13) 松島豊：ホワイトノイズを受ける多自由度系の最適せん断力係数分布，日本建築学会論文報告集，第 342 号，pp.22-29，1984.8
- 14) 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
- 15) 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
- 16) 加藤勉・秋山宏：地震時における鋼構造せん断型多層骨組の損傷分布則，日本建築学会論文報告集，第 270 号，pp.61-68，1978.8
- 17) 小川厚治・黒羽啓明・上遠野明夫：強震をうける重層骨組の損傷分布に関する基礎的考察，日本建築学会構造系論文集，第 479 号，pp.83-92，1996.1