

Pushover 解析による多層鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法

宇佐美 勉*, 鄭 沂**, 葛 漢彬***

* フェロー会員 D.Sc. 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区)

** 学生会員 工修 名古屋大学大学院 工学研究科博士課程後期課程 (〒464-8603 名古屋市千種区)

*** 正会員 博士(工学) 名古屋大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区)

1. 緒言

鉄筋コンクリート構造物に比べ研究が遅れていた土木鋼構造物の耐震設計は、ここ数年の各機関での精力的な研究によりかなりの水準にまで達してきている。上部構造の重量が橋脚の中心軸に作用する単柱式鋼製橋脚に限定すれば、その耐震性能（強度と変形能）は橋脚の諸元が与えられれば、経験式、解析あるいは実験から精度良く推定できる状態にまでなっている¹⁾。この方面の研究水準を知るためには、平成9年、10年に土木学会で行われた「鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関するシンポジウム」の論文集^{2,3)}が格好の参考文献である。コンクリートを充填しない鋼製橋脚の強度および塑性率（最高荷重時および95%強度時）を求める経験式は補剛箱形、無補剛箱形、パイプ断面橋脚に対して提案されている⁴⁾。また、鋼材の繰り返し塑性モデルの開発も進み、数年前までは不可能であった繰り返し荷重下での局部座屈と全体座屈の連成解析も現在ではワークステーションレベルで可能であり、鋼製橋脚の繰り返し弾塑性挙動、強度、変形能などを解析のみから求めることも可能な状態になっている^{2,3)}。コンクリートを部分的に充填した橋脚の強度と変形能は、骨組構造の弾塑性有限変位理論（2次理論）に基づく静的解析（Pushover 解析）に局部座屈によって定まる破壊基準を導入することにより算定可能⁵⁾で、そのためのソフトも市販されている。

以上のように単柱式鋼製橋脚の耐震性能はかなりの所まで明らかにされ、現在の研究の主流は、逆L型橋脚（上部構造重量が偏心して作用する橋脚）、ラーメン橋脚、橋梁システム、長大橋（アーチ・斜張橋・吊橋）などの耐震に向かいつつある。本論文は、このうち多層ラーメン橋脚の耐震照査法について述べたものである。

Pushover 解析に基づく鋼製多層ラーメン橋脚の地震時保有耐力照査法については文献5)にその概要を述べた。本論文は、そこで述べた手法を構造物の振動特性を考慮して改良したもの^{6,7)}である。Pushover 解析に基づく耐

震解析法は、アメリカの研究者の間で高層ビルの耐震設計に適用され、数多くの研究成果がある⁸⁾。本論文の手法は、その内 Krawinkler らの手法を基本にしたものである。Pushover 解析を我が国の土木鋼構造物に適用した例は北田の論文⁹⁾に見られるが、構造物の振動特性を考慮した方法にはなっていない。

2. Pushover 解析による多層ラーメン構造物の耐震照査法

Pushover 解析に基づく提案耐震照査法^{6,7)}を図-1の流れ図を用いて説明する。①に示すような2層ラーメンで1層および2層のほりに上部構造（それぞれ、重量が W_1, W_2 ）が載るような構造の場合には、震度法における荷重状態は図に示したようになる。ここで、構造物の自重は簡単なために無視してあり、 k_{h1}, k_{h2} はそれぞれ1, 2層の設計水平震度である。現行道路橋示方書では水平震度の高さ方向の分布には触れられていないので、同示方書に従う場合には $k_{h1} = k_{h2}$ とすることになるが、ここでは一般的な場合を考え、 $k_{h1} \neq k_{h2}$ としておく。これについては次節で考察する。

この構造に対する解析モデルとして②に示したものを考える。ここで、鉛直力は左側の図の場合と同じであるが、水平力は2つの慣性力の比を保ちながら単調増大させていく。そのため、荷重係数を λ_f として上段の水平力を λ_f 、下段の水平力を $\lambda_f \cdot k_{h1} W_1 / k_{h2} W_2$ として、上部構造重量 W_i ($i=1, 2$)を一定に保ちながら λ_f を徐々に増加させ、終局状態に至るまで弾塑性有限変位解析（Pushover 解析）を行う。解析には軸力変動を考慮できるファイバーモデルを用いるのがよく、鋼およびコンクリートの応力-ひずみ関係、ならびに終局状態を定めるための破壊条件は文献1), 5)に詳述されている。

Pushover 解析により、③の太実線に示したようなV- δ 曲線が得られる。ここで、Vはベースシア（Base Shear）、すなわち全水平力の和で、この例では $V =$

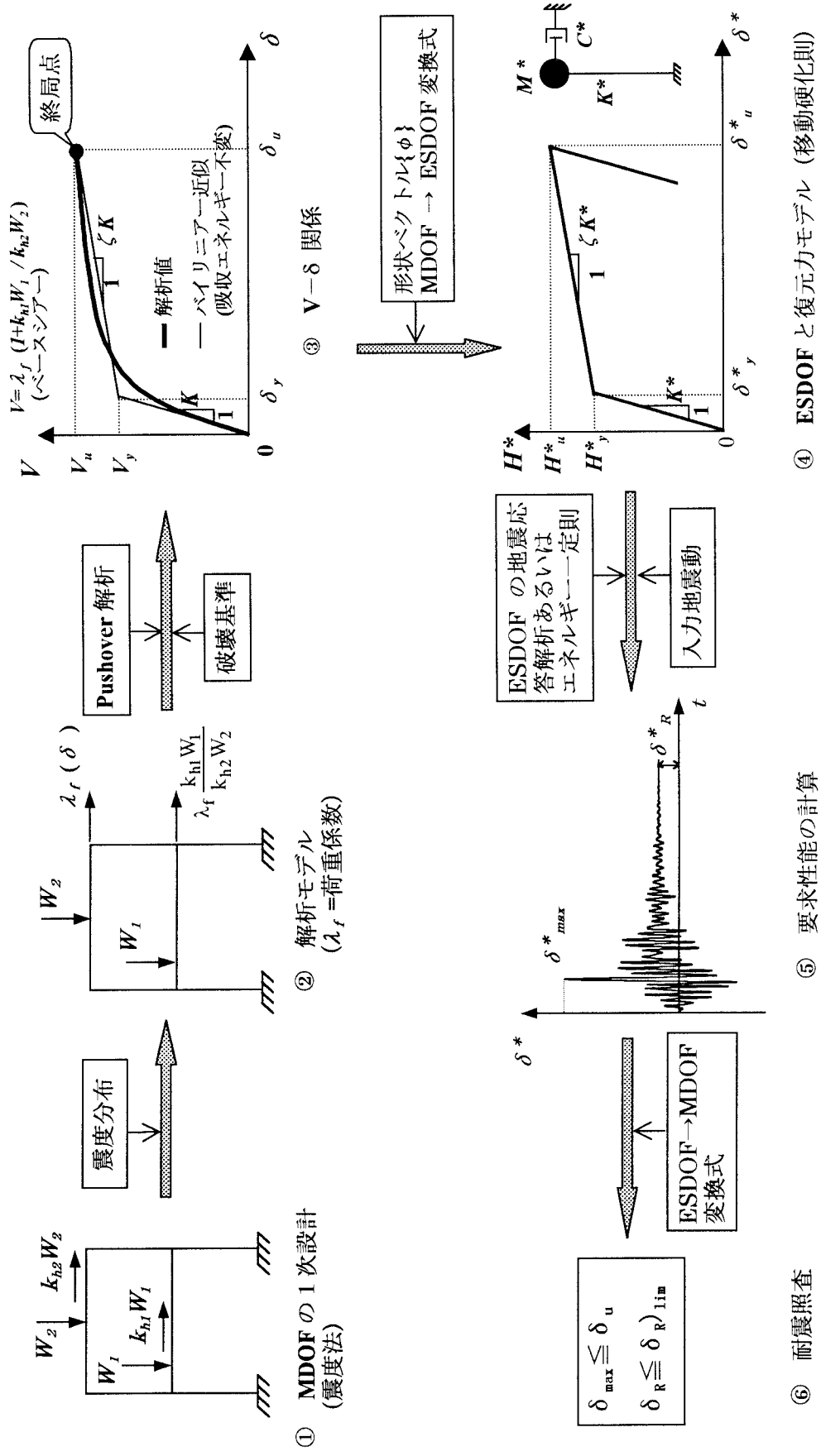


図-1 提案耐震設計法の流れ

$\lambda_f \cdot (1 + k_{h1}W_1 / k_{h2}W_2)$ である。 δ は代表的な慣性力の作用位置の水平変位であるが、本論文では最上段の水平力の水平変位をとる。また、 V_u 、 δ_u はそれぞれ終局状態での V 、 δ である。この V - δ 曲線を、後述の手法により等価な1自由度系モデル (ESDOF) の水平力 (H^*) - 水平変位 (δ^*) 曲線に変換する。③において、 V - δ 曲線をまずバイリニア (V_y = 降伏ベースシア、 δ_y = 降伏水平変位、 K = 弾性 (1次) 剛性、 ζK = 弾塑性 (2次) 剛性) に近似し、それを④のように ESDOF の H^* - δ^* 曲線に変換する。ここで、 H_y^* 、 δ_y^* 、 K^* 、 ζK^* 、 H_u^* 、 δ_u^* はそれぞれ ESDOF の、降伏水平力、降伏変位、弾性剛性、弾塑性剛性、終局水平力、終局変位である。以後、右肩に * を付けた量は ESDOF の量であることを示す。さらに、ESDOF の質量 M^* 、減衰定数 C^* 、復元力 H^* 、固有周期 T^* などが後述の方法で求められるので、このモデルの弾塑性地震応答解析あるいは加速度応答スペクトルとエネルギー—定則などの経験則を用いた方法により、⑤要求性能 (最大応答変位 δ_{max}^* および残留変位 δ_R^*) が算定できる。それらを元の構造物 (MDOF) の変位に変換し、それぞれの保有性能 (δ_u と残留変位制限値 δ_{Rlim}) と比較することにより耐震安全性、並びに機能保持性の照査 (⑥) が出来る。

以上が提案法の流れであるが、照査過程で問題となる検討項目について次章で述べる。

3. 種々の検討項目

(1) 高さ方向の震度分布

高さ方向の震度分布は設計基準により種々のものが用いられている¹⁰⁾。典型的なものは、一様分布 (道路橋示方書)、逆三角形分布、頂部集中荷重と逆三角形分布を組み合わせた分布 (アメリカの Uniform Building Code)、放物線分布、その他 (例えば我が国の建築基準法のいわゆる A_1 分布) である。これらの相互比較については、文献 10) が詳しいが、ここでは、図-2 に示すような、

- a) 震度一様分布
- b) 震度逆三角形分布

の2種類を考える。実際の数値計算では震度の大きさそのものは必要ないので、頂部の大きさを 1.0 とする。

(2) Pushover 解析と破壊基準

Pushover 解析は棒要素を用いた骨組の弾塑性2次解析による。局部座屈は解析には考慮しないが、図-1③の V - δ 曲線の終局点を求めるために別途定めた破壊条件でその影響が考慮される。詳細については文献 1), 5) を参照されたい。

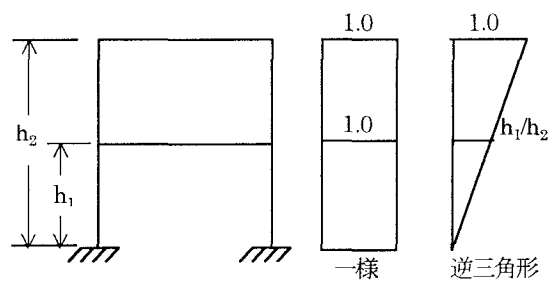


図-2 震度分布形

(3) V - δ 曲線のバイリニア近似

Pushover 解析から求められた V - δ 曲線からバイリニアモデルを求める方法である。ここでは、終局点までの吸収エネルギー (V - δ 曲線と基線との間に囲まれる面積) が元の曲線と近似曲線で変わらない条件から得られるモデルを用いる。ただし、弾性域の剛性および終局点は近似の前後で変わらないものとする。

(4) 形状ベクトル $\{\phi\}$

形状ベクトルは慣性力の作用位置の水平変位を頂部の変位によって表すときの内挿ベクトルであり、基本 (1次) モードのみを採用したときのモードマトリックスに相当する。形状ベクトルとして、

- a) 弾性固有値解析から求められる1次固有ベクトル
 - b) Pushover 解析における終局状態での変位ベクトル
- が考えられるが、結果に大きな差がないので、ここでは a) のみを考える。いずれの場合も、頂部の水平変位に対応する要素を 1.0 とおいて正規化する。

(5) MDOF から ESDOF の諸量への変換式

元の構造物 (MDOF) の諸量から等価1自由度系モデル (ESDOF) の諸量への変換式は、モーダルアナリシスと同じような手法で次式のように求められる^{7,8)}。式の誘導は APPENDIX に示す。

$$H^* = \{\phi\}^T \{H\} \quad (1)$$

$$\delta^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{1\}} \delta \quad (2)$$

$$K^* = \frac{H_y^*}{\delta_y^*} \quad (3)$$

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{1\} \quad (4)$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (5)$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad (6)$$

ここで、 $\{H\}$ = 水平力ベクトル、 $\{1\}$ = 要素がすべて 1.0 のベクトル、 $[M]$ = 質量マトリックス、 $[C]$ = 減衰マトリッ

表-1 例題の構造物の諸元

(材質: SM490)

	B (mm)	D (mm)	t (mm)	b _s (mm)	t _s (mm)	l _d (mm)	R _f	$\bar{\lambda}_s$	γ/γ^*
Column	3000	2500	29	250	23	2100	0.354	0.348	1.114
Beam	3000	2000	29	250	23	2100	0.354	0.348	1.114

l_d: ダイアフラム間隔, R_f: フランジの幅厚比パラメータ, $\bar{\lambda}_s$: フランジ補剛材の細長比パラメータ,
b_s: 補剛材幅, t_s: 補剛材厚, γ : 補剛材剛比, γ^* : 補剛材最適剛比

クスであり、右肩に * がついた量はすべて ESDOF の量を示す。δ_y^{*}, H_y^{*}はそれぞれ MDOF の降伏点に対応する ESDOF の水平変位 δ^{*}, 水平力 H^{*}である (図-1④)。{H}は図-1①の例では次式のようになる。

$$\{H\} = \lambda_f [1, k_{k1}W_1/k_{k2}W_2] \quad (7)$$

なお、形状ベクトルとして1次固有モードを用いれば、T*は元の構造物の1次固有周期とほぼ等しくなる。

(6) ESDOF の最大応答変位 δ_{max}^{*}および残留変位 δ_R^{*}
最大応答変位の計算方法として次のような方法が考えられる。

- a) 等価1自由度系モデルの弾塑性地震応答解析
- b) エネルギー一定則または変位一定則などの経験則
- c) 非弾性応答スペクトル

方法 a)の場合は復元力特性が必要であるが、等価1自由度系のバイリニア型 H* - δ*関係を骨格曲線とする移動硬化型の復元力モデルが考えられる (図-1④)。なお、H* - δ*関係には P-δ 効果がすでに含まれているので、地震応答解析は微小変位理論 (一次理論) によればよい。この方法では残留変位は応答計算の結果として求められる。

方法 c) は方法 a) により ESDOF の地震応答計算を想定地震動に対してあらかじめ実施しておき、最大応答変位 δ_{max}^{*} (あるいは応答塑性率) および残留変位 δ_R^{*}を縦軸、固有周期 T*を横軸にとってスペクトルとして図化しておく方法である。

方法 b) ではエネルギー一定則を用いればバイリニア型 H* - δ* 関係を用いて次式より求められる。

$$\begin{aligned} \delta_{\max}^* &= \frac{\delta_y^*}{\zeta} \left\{ \zeta - 1 + \sqrt{1 - \zeta + \zeta \left(\frac{\delta_E^*}{\delta_y^*} \right)^2} \right\} \quad (\zeta \neq 0) \\ &= \frac{\delta_y^*}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{\delta_E^*}{\delta_y^*} \right)^2 \right\} \quad (\zeta = 0) \end{aligned} \quad (8)$$

$$\delta_E^* = \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 S_a(T^*) \quad (9)$$

ここで、S_a(T*) は固有周期 T* を用いて求められた ESDOF の弾性加速度応答スペクトルである。なお、変位一定則を用いる場合は、δ_{max}^{*} = δ_E^{*}である。方法 b) では残留変位は直接求めることが出来ないので、経験式¹⁾を用いる。

(7) 耐震照査

δ_{max}^{*}, δ_R^{*}を変換式(2)を用いてラーメン構造物最上部の最大応答変位 δ_{max}, 残留変位 δ_Rに変換し、それぞれの保有性能としての δ_u, 残留変位制限値¹⁾ δ_R_{lim}と比較する。すなわち、

$$\delta_{\max} \leq \delta_u \quad (10)$$

$$\delta_R \leq \delta_{R\lim} \quad (11)$$

であれば、安全性および機能保持性を満足することになる。残留変位制限値は、想定地震動ならびに構造物の重要度に応じて h/300 ~ h/100 の値 (h = 橋脚の全高) が文献 1) に規定されている。

4. 計算例

図-3, 表-1 に示すような2層のラーメン橋脚を例にとり、提案手法により終局変位, 最大応答変位, 残留変位を求める手順の説明し、その後にパラメトリック解析結果について述べる。

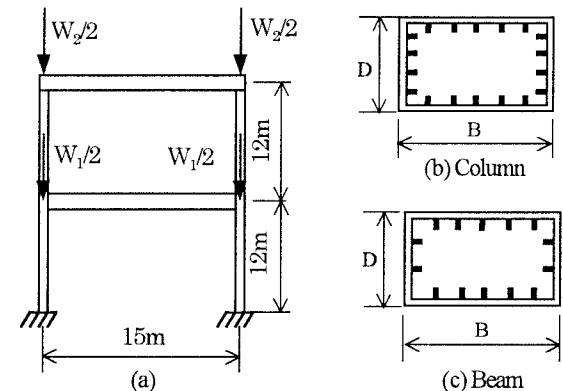


図-3 例題の構造物

表-2 終局変位, 最大応答変位および残留変位

震度 分布	終局変位 δ_u/δ_y	最大応答変位 δ_{max}/δ_y				残留変位 δ_R/h_2		
		動的解析		(2)(3)	動的解析		(4)(5)	
		ESDOF (1)	MDOF (2)		ESDOF (4)	MDOF (5)		
一様	4.43	4.30	3.00	2.89	1.04	1/972	1/349	0.359
逆三角	4.40	4.12	2.85	2.76	1.03	1/784	1/349	0.445

$h_2 = 24 \text{ m}$ (橋脚の全高)

(1) 提案手法の説明用例題

解析条件

- 上部構造重量 : $W_1 = W_2 = 2.51 \times 10^4 \text{ kN}$ (2,570 tonf)
- 地震動: 道路橋示方書・レベル2, タイプII, II種
地盤スペクトル適合地震動 (JR 鷹取 NS 成分修正地震波)
- 柱のワッパの限界ひずみ $\epsilon_u / \epsilon_y = 12.8$
- 1次固有周期 $T = 0.803 \text{ sec}$ ($\omega = 7.83 \text{ rad/sec}$)
- 初期軸力比: $N_1/N_y = 0.191$ (1層の柱)
 $N_2/N_y = 0.096$ (2層の柱)
- 1次固有モード $\{\phi\}^T = [1, 0.435]$
- 1次減衰定数: $\xi = 0.05$

震度一様分布の場合

- a) $k_{h1} = k_{h2}$, $W_1 = W_2 \rightarrow \{H\}^T = \lambda_f [1, 1]$,
 $V = 2 \lambda_f \rightarrow \{H\}^T = (V/2) [1, 1]$
- b) λ_f を単調に増大させた弾塑性2次解析 (汎用構造解析プログラム ABAQUS を使用) より, 図-4 の太線で表される $V-\delta$ 曲線を得る. この結果より, $\delta_u = 516 \text{ mm}$, $\{\Delta_u\}^T = [516, 270] = 516 [1, 0.523]$, $V_u = 3.69 \times 10^4 \text{ kN}$.
- c) $V-\delta$ 曲線をバイリニア-近似 (図-4 の細線) することにより, $\delta_y = 116 \text{ mm}$, $\delta_u/\delta_y = 4.43$, $V_y = 3.06 \times 10^4 \text{ kN}$, $V_u/V_y = 1.21$, $K = V_y/\delta_y = 2.63 \times 10^5 \text{ kN/m}$, $\zeta K = (V_u - V_y)/(\delta_u - \delta_y) = 1.57 \times 10^4 \text{ kN/m}$, $\zeta = 0.06$.
- d) 形状ベクトル
形状ベクトルとして一次固有ベクトルを用いる.
 $\{\phi\}^T = [1, 0.435]$.

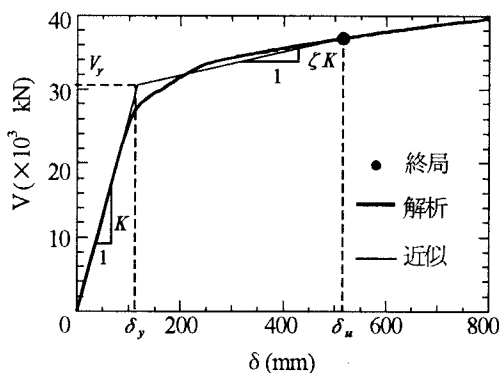


図-4 $V-\delta$ 曲線の計算結果

e) ESDOF の諸量

$$[M] = \begin{bmatrix} 257 & 0 \\ 0 & 257 \end{bmatrix} \times 10^6 \text{ kg}$$

$$H^* = \{\phi\}^T \{H\} = \{\phi\}^T \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \frac{V}{2} = 0.718 V$$

$$\delta^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{1\}} \delta = 0.829 \delta$$

$$H_y^* = 0.718 V_y = 2.20 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$\delta_y^* = 0.829 \delta_y = 96.4 \text{ mm}$$

$$K^* = \frac{H_y^*}{\delta_y^*} = 2.28 \times 10^5 \text{ kN/m}$$

$$\zeta K^* = 0.06 K^* = 1.37 \times 10^5 \text{ kN}$$

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{1\} = 3.68 \times 10^6 \text{ kg}$$

$$C^* = \frac{\{\phi\}^T [C] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} = 2\xi\omega M^* = 2.88 \times 10^6 \text{ kg/sec}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} = 0.799 \text{ sec}$$

ここで, 減衰は質量比例型の減衰を用いている.

f) 地震応答解析結果

エネルギー一定則を用いて式(10), (11)より算定した最大応答値, ESDOF および MDOF (元のラーメン橋脚) の弾塑性地震応答解析から得られた最大応答変位, 残留変位を比較したものが表-2 である. ただし, MDOF の応答解析での構成則は応力-ひずみ関係をバイリニア- (ひずみ硬化係数は弾性係数の 1/100) とした移動硬化則を用いた. 図-5 は MDOF と ESDOF の応答変位解析結果を比較したものである.

g) 変位ベクトル

MDOF の最大応答時の変位ベクトル(最上部の水平変位

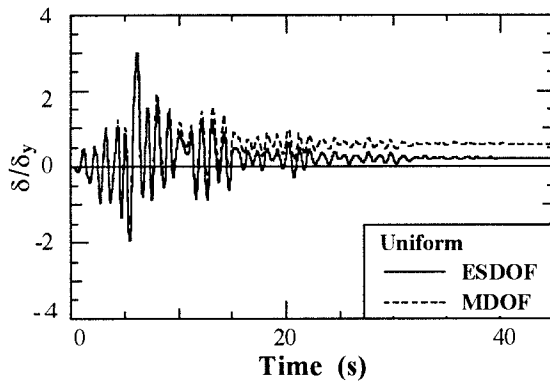


図-5 MDOF と ESDOF の応答変位の比較

δ を 1.0 としたときの相対水平変位) を Pushover 解析結果と比較すると表-3 のようになる。

表-3 変位ベクトルの比較

変位ベクトル	動的解析	Pushover 解析	
		震度一様	震度逆三角形
	$\begin{Bmatrix} 1 \\ 0.505 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} 1 \\ 0.534 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} 1 \\ 0.503 \end{Bmatrix}$

h) 塑性域の進展順序および最大ひずみ

図-6 に示すひずみ照査領域 (有効破壊長領域¹⁾) での平均ひずみが降伏ひずみを越える順番を示すと、

Pushover 解析: E→A→I→J→K→L

動的解析: E→A→I→J→L→K

となり、Pushover 解析と動的解析は最後の 2 つの順番が違うだけである。また、最初に塑性域に入り、最も大きなひずみが生ずる E 領域の最大ひずみ $\epsilon_{max}/\epsilon_y$ を比較すると、表-4 のようになる。

表-4 最大ひずみの比較 (E 領域)

$\epsilon_{max}/\epsilon_y$	動的解析	Pushover 解析	
		震度一様	震度逆三角形
	9.28	8.61	8.27

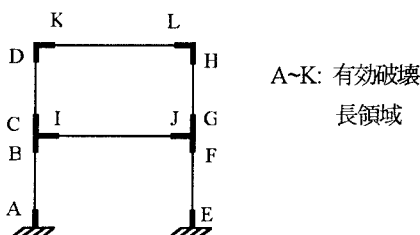


図-6 ひずみの照査領域

震度逆三角形分布の場合

$$k_{h1}=0.5k_{h2} \rightarrow \{H\}^T = \lambda_1 [1, 1/2], \quad V=3\lambda_1/2$$

$$\rightarrow \{H\}^T = (V/3) [2, 1]$$

上と同様にして Pushover 解析より表-5 の諸量を求めることが出来、最大応答変位、残留変位、変位ベクトル、最大ひずみは表-2~表-4 に示す通りである。

表-5 震度逆三角形分布の諸量

V_y ($\times 10^4 kN$)	δ_y (mm)	K ($\times 10^5 kN/m$)	ζ
2.79	122	2.30	0.056

(注) $H^*=0.812V$, $\delta^*=0.829\delta$, $K^*=2.24 \times 10^5 kN/m$,

$T^*=0.805 sec$, M^*, C^* は一様分布と同じ。

考察

- ①震度分布形状の相違は終局変位、応答変位の計算結果にほとんど影響を及ぼさない。
- ②ESDOF と MDOF の最大応答変位、周期特性はほぼ等しい。しかし、残留変位には大きな差がある。
- ③エネルギー一定則による最大応答変位は MDOF 地震応答解析結果に比べかなり大きくなる (安全側の予測値を与える)。
- ④変位ベクトルは 3 方法ともほとんど等しい。
- ⑤降伏域にはいる領域の順番は MDOF の動的解析と Pushover 解析でほとんど一致する。
- ⑥最大ひずみは動的解析の方が Pushover 解析に比べ若干大きくなる。
なお、形状ベクトルとして Pushover 解析の終局時の変位ベクトル(表-3)を利用して計算も行ったが、結果は 1 次固有ベクトルを用いて行った計算結果とほとんど変わらなかった。

(2) パラメトリック解析

図-3 の橋脚についてパラメトリック解析を行う。用いた解析条件は下記のような。

条件

上部構造重量: 表-6 の 6 種類。これらは、安全率 ν および 1 階と 2 階の重量の比をそれぞれ 3 種類変えて、震

表-6 パラメトリック解析条件

Case	W_1 ($\times 10^4 kN$)	W_2/W_1	N_1/N_y	ϵ_u/ϵ_y	T (sec)	ν
1	3.09	1.0	0.235	12.0	0.902	1.14
2	1.40	3.0	0.213	12.2	0.985	
3	2.71	1.0	0.206	12.5	0.845	1.3
4	2.51	1.0	0.191	12.8	0.803	
5	3.40	1/2	0.194	12.7	0.713	1.4
6	3.95	1/3	0.200	12.8	0.658	

(注) W_i : i 層の上部構造重量, N_i/N_y : 1 層の柱の軸力比

T : 1 次固有周期, ν : 安全率

度法（Ⅱ種地盤で、地域別係数は 1.0 とする）で設計した時の許容上部構造重量である。

地震動： JR 鷹取（NS 成分）修正地震動。

終局ひずみ ϵ_u / ϵ_y ：表-6

結果と考察

図-7, 8 はそれぞれ MDOF と ESDOF の動的解析から得られた最大応答変位および残留変位の計算結果を比較したものである。解析は、震度一様分布および震度逆三角形分布の両方について行ったが、結果に有意な差がみられなかったことから、一様分布の結果のみ示してある。さらに、図-9 はエネルギー一定則から推定された最大応答変位を MDOF の動的解析結果と比較したものである。これらの図から、解析結果の一般的な傾向は 4.(1)の考察で示したことがそのまま当てはまるようである。

ESDOF と MDOF の地震応答解析結果は概略 10%以内の誤差で一致する。従って、等価 1 自由度モデルの地震応答解析から多自由度ラーメン橋脚の応答を推定する方法は有力な方法である。ただし、残留変位については相関が悪い。残留変位の推定は元々かなり難しく、特に、ここで示した例のように、残留変位が小さいときに精度が極端に悪くなる。

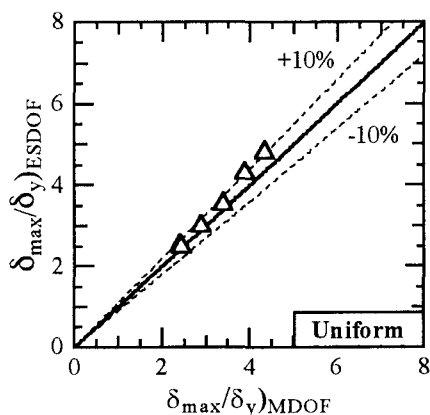


図-7 最大応答変位の比較

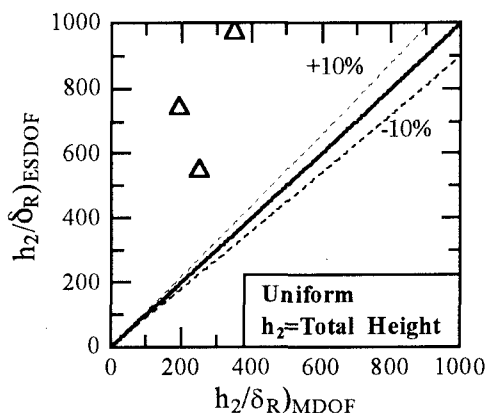


図-8 残留変位の比較

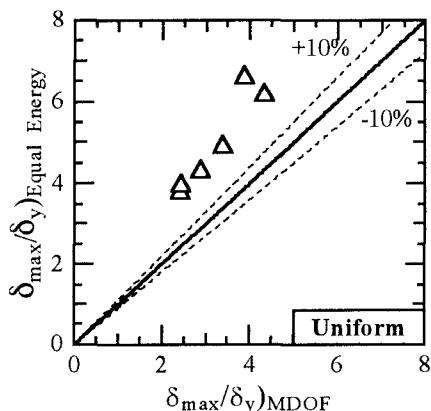


図-9 エネルギー一定則の精度

エネルギー一定則の精度を比較した図-9から、この推定法はかなり安全側の（大きめの）推定値を与えることが分かる。この事実は、一層のラーメン構造物について中島ら¹²⁾によっても指摘されている。

5. 結言

Pushover 解析を介して多層ラーメン構造物(MDOF)を等価な 1 自由度系(ESDOF)に置き換え、ESDOF の最大応答変位、残留変位から MDOF の対応する量を推定し、文献 1) と同様の方法により耐震照査を行う方法論を提示した。ESDOF の最大応答の推定法として、動的解析およびエネルギー一定則の両方法を検討した。

計算例（2層ラーメンで、固有周期 0.65~1.0 秒程度）は限られているが、その範囲内で得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 高さ方法の震度分布、形状ベクトルの相違による結果の敏感度は低い。
- (2) MDOF の最大応答変位は ESDOF の弾塑性地震応答解析により 10%程度以内の誤差で推定できる。
- (3) エネルギー一定則による MDOF の最大応答量の推定値は全般的にかなり安全側にある。
- (4) ESDOF による MDOF の残留変位の推定に関してはさらなる検討の必要がある。

参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計 WG（主査：宇佐美勉）：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996.7.
- 2) 土木学会・構造工学委員会：鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，1997.5.
- 3) 土木学会・鋼構造委員会：第 2 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，1998.11.
- 4) 宇佐美勉：ハイダクティリティー鋼製橋脚，橋梁と基礎，pp.30-36, 1997.6.
- 5) 宇佐美勉：Pushover 解析による鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査，第一回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震

- 設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.183-186,1998.1.
- 6) Zheng, Y. and Usami, T.: A Seismic Design Procedure for Frame Structures Through a Pushover Analysis, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, 第1部(B), pp.728-729, 1998.10.
 - 7) 宇佐美勉, 鄭沂, 葛漢彬: Pushover解析と等価1自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法, 第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 土木学会, pp.49-56, 1998.11.
 - 8) Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K.: Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, Engineering Structures, pp.452-464, 1998.
 - 9) 北田俊行: 鋼製橋脚の地震時保有水平耐力の解析法, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 土木学会構造工学委員会, pp.43-50, 1997.5.
 - 10) 日本建築学会: 地震荷重—その現状と将来の展望, pp.211-226, 1987.
 - 11) 日本道路協会: 道路橋示方書・V耐震設計編, 1996.12.
 - 12) 中島章典, 小野寺理: 鋼製門型ラーメン橋脚の大地震時弾塑性挙動と耐震設計法におけるエネルギー—一定則の適用性について, 第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 土木学会鋼構造委員会, pp.135-142, 1998.11.

APPENDIX 等価1自由度系(ESDOF)の諸量

式(1)~(6)の諸量の誘導を示す⁷⁾⁸⁾. 水平地震動を受ける多自由度系(MDOF)構造物の運動方程式は周知のように次式で表される.

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + \{Q\} = -[M]\{1\}\ddot{x}_g \quad (A.1)$$

ここで, $\{\ddot{x}\}, \{\dot{x}\}$ = 水平相対加速度ベクトル, 水平相対速度ベクトル, $\{Q\}$ = 復元力ベクトル, \ddot{x}_g = 地震動の水平加速度である. 一般には, 運動方程式の相対変位ベクトル $\{x\}$ には鉛直変位, 回転角も含むがそれらは縮約することによって取り除かれ, 水平相対変位成分のみ含むものとする. 従って, $\{\ddot{x}\}, \{\dot{x}\}$ にも水平加速度, 水平速度成分のみ含むこととなる.

いま, MDOF系の水平変位ベクトルが構造物の代表的な点(参照点)の水平変位 δ (この論文では, 頂部の慣性力の作用点の水平変位)によって

$$\{x\} = \delta \{\phi\} \quad (A.2)$$

と表されるものとする. ここで, $\{\phi\}$ は形状ベクトルで

あり, 参照点に対応する要素を1.0とおいて正規化されている. 式(A.2)を式(A.1)に代入し,

$$\delta^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{1\}} \delta \quad (A.3)$$

と置くことにより, 次式のESDOFの運動方程式を得る.

$$M^* \ddot{\delta}^* + C^* \dot{\delta}^* + Q^* = -M^* \ddot{x}_g \quad (A.4)$$

$$Q^* = \{\phi\}^T \{Q\} \quad (A.5)$$

ここで, M^*, C^* は式(4),(5)で与えられる. Q^* はESDOFの復元力であるが, 本論文では, この量をPushover解析での水平力ベクトル $\{H\}$ を式(A.5)の $\{Q\}$ に代入して求めた式(1)すなわち

$$Q^* = H^* = \{\phi\}^T \{H\} \quad (A.6)$$

より求めている.

上記の等価1自由度系への置換方法はKrawinkler⁹⁾によって示されたものであり, 式(A.4)の運動方程式が1自由度系の運動方程式と同じ形になるように, 式(A.3)のような変位の置換を行っている. しかし, この方法が唯一の方法ではなく, 例えば, 式(A.3)の代わりに $\delta^* = \delta$ と置き, 次式のようにESDOFの量を求めることも可能である.

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{\phi\} \quad (A.7)$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \quad (A.8)$$

$$Q^* = \{\phi\}^T \{Q\} \quad (A.9)$$

$$\beta = \frac{\{\phi\}^T [M] \{1\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (A.10)$$

このときESDOFの運動方程式は次のようになる.

$$M^* \ddot{\delta} + C^* \dot{\delta} + Q^* = -\beta M^* \ddot{x}_g \quad (A.11)$$

これはモーダルアナリシスでの運動方程式と同一であり, β は刺激係数といわれる量である.