

異なる橋脚長を有する高架橋のPushover解析について

北海道大学大学院工学研究科 F 会員 林川 俊郎
北海道大学工学部 学生員 渡部 大和
北海道大学大学院工学研究科 学生員 村井 健二
北海道大学大学院工学研究科 F 会員 佐藤 浩一

1. まえがき

1995年に発生した兵庫県南部地震では、種々の橋梁構造物が甚大な被害を受けた。そこで、強震下における耐震安全の確保が必須条件となっている現在、道路橋示方書の改訂にともない橋梁構造物の耐震照査についての研究が精力的に進められている。現在主流となっている動的解析による耐震照査は、複雑な橋梁構造物の応答性状をとらえ、地震時における構造物の損傷レベルを把握できるものと考えられる。しかし、設計計画時に動的解析を行なうことは時間的、経済的な面において非効率であり実用的とはいえない。そこで近年、それに替わる静的解析による橋梁構造物の損傷度を算定するための簡易解析としてPushover解析の研究が進められている。しかし、研究報告はまだ数少なく、その適用性については未知な部分がある。

そこで本研究では、多自由度系モデル(MDOF)を塑性ヒンジ解析と変形モードベクトルを用いて、等価な一自由度系モデル(ESDOF)の諸量に置換して解析する方法を行なった。その等価一自由度系モデルに時刻歴応答変位解析、あるいはエネルギー一定則などの経験則を用いて、等価一自由度系の最大応答変位などの算定を行なう。その結果と多自由度系モデルの時刻歴応答変位解析による結果を比較・検討し、このPushover解析の有効性についてを考察するのが本研究の目的である。

2. 解析条件

2.1 解析モデル

本研究では、Pushover解析の有効性を明らかにすることを目的とするため、図-1のような等橋脚3スパン連続高架橋および不等橋脚3スパン連続高架橋を対象とし解析を行なった。解析に際しては断面二次モーメントと総重量が等価な、鋼断面に換算した。上部構造および橋脚断面および諸元は以下(図-2、表-1)に示す。またヤング率は $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、降伏応力を 215 N/mm^2 とし、構造減衰に関しては質量比例型を仮定し、一次の固有振動モードに対する減衰定数を0.05とした。ひずみ硬化は1%とする。

2.2 荷重分布

本研究では、荷重分布の相違による解析結果への影響を検討するために、橋脚における水平荷重比分布を、頂部を1.0として、(a)各質点に一樣に分布、(b)頂部を最大とした逆三角形、(c)上部構造のみに分布し橋脚はゼロ、(d)多自由度系モデルの一次モードの4つにモデル化した。それぞれを図-3に示す。なお、上部構造についての水平荷重比分布については、各質点の質量比を一樣に分布した。

2.3 入力地震波

兵庫県南部地震発生時に観測されたJR 鷹取駅観測波、さらにこの記録などから求められたII種地盤標準波のN-S成分を入力地震波として用い、解析モデルの橋軸方向に作用させた。最大加速度は 641.73 gal となっている。

表-1 上部構造物・橋脚の断面諸元

	上部構造	橋脚
断面幅 B (m)	1.612	2.00
断面厚 t (m)	0.082	0.050
断面積 A (m^2)	0.5019	0.3900
断面二次モーメント I (m^4)	0.1963	0.2473

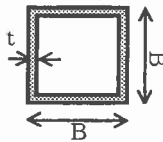


図-2 断面形状

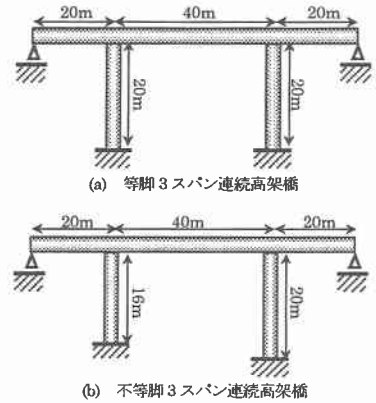


図-1 解析構造物のモデル

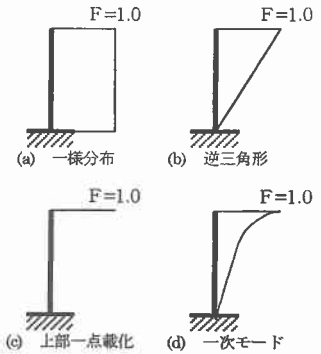


図-3 橋脚の水平荷重比分布

Pushover Analysis of Viaducts with Different Pier Lengths
by Toshiro HAYASHIKAWA, Hirokazu WATANABE, Kenji MURAI, and Koichi SATO

3. 解析方法

本研究では、塑性ヒンジ解析の結果を用いて、荷重係数－変位関係から降伏点および終局点を算定する。これらの解析結果と変形モードベクトル $\{\phi\}$ を利用して、多自由度系(MDOF)を等価一自由度系(ESDOF)の諸量に変換する。そこで、この ESDOF の時刻歴応答変位解析やエネルギー一定則のような経験則を用いた方法により最大応答変位が求められる。これらを MDOF の時刻歴応答変位解析結果や降伏変位、終局変位と比較することにより Pushover 解析の有効性の検討を行なうこととする。

3.1 変形モードベクトル

変形モードベクトルとは、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時の内挿ベクトルである。変形モードベクトルとして種々の形状が考えられるが、本研究では固有振動解析から求められる一次固有ベクトルを採用した。最大変位となる要素を 1.0 とおき正規化する。

3.2 ESDOF の諸量への変換式

本研究では、MDOF から ESDOF の諸量への変換式は、モーダルアナリシスによる多自由度線形構造解析と同様に、次式(1)～(6)に示すような手法で行われる。ここで、 $[M]$:質量マトリックス、 $\{H\}$:水平力ベクトル、 $[C]$:減衰マトリックス、 $\{\phi\}$:変形モードベクトル、 $\{b\}$:要素がすべて 1.0 のベクトル、 K :弾性係数とする。 H については各要素の単位体積重量に断面積および荷重比分布を掛け合わせたものである。また右肩に $*$ の付けた量は ESDOF の量を示す。

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

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

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad (3)$$

$$K^* = \frac{H_y^*}{\delta_y^*} \quad (4)$$

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

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{b\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \quad (6)$$

3.3 ESDOF の最大応答変位

最大応答変位の算定法としては、(a)ESDOF モデルの時刻歴応答解析、(b)エネルギー一定則等の経験則の 2 つについてを考える。(a)については次式(7)、(b)については次式(8),(9)に示す。(9)について S_A は固有周期 T^* を用いて求められる ESDOF の弾性応答加速度スペクトルである。なお、 ζ については塑性ヒンジ解析で求められる。

$$M^* \ddot{x} + C^* \dot{x} + K^* x = F(t) \quad (7)$$

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

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

4. 数値計算結果

解析手順の有効性を示すために、数値計算の一例を 4.1 示す。さらに、等橋脚長および不等脚長を有する 3 径間連続高架橋の数値計算結果を 4.2 に示す。

4.1 数値計算結果の一例

図－1(a)に示すような等脚 3 スパン連続高架橋を取り上げ、橋脚における水平荷重比分布は各質点一様分布を用いて、Pushover 解析の手順を以下に示す。

(1) P-δ関係

塑性ヒンジ解析による荷重係数 P と変位 δ の関係を図-4 に示す。着目点は高架橋の上部構造の右端とし、水平荷重は慣性力の比を一定に保ちながら単調増大させていく。これより、降伏点、終局点が図のように求められる。ここで、降伏点および終局点の変位、荷重係数はそれぞれ、 $\delta_y=0.380\text{m}$ 、 $\delta_u=0.534\text{m}$ 、 $P_y=5.749$ 、 $P_u=6.647$ となる。また初期設定荷重の全水平力の和 $V=7.10\times10^3\text{kN}$ より、弾性剛性 K、弾塑性剛性 ζK はそれぞれ $K=P_yV/\delta_y=1.08\times10^5\text{kN/m}$ 、 $\zeta K=(P_u-P_y)V/(\delta_u-\delta_y)=4.14\times10^4\text{kN/m}$ となる。また、これらより $\zeta=0.39$ が求められる。

(2) 固有振動解析と ESDOF の諸量

固有振動解析より、固有周期 $T=0.512(\text{s})$ および変形モードベクトル $\{\phi\}$ が求められ、式(1)～(6)より算定された ESDOF の諸量は表-2 にまとめて示す。

(3) 最大応答変位

ESDOF の時刻歴応答変位解析より得られた最大応答変位 δ_u^* 、エネルギー一定則を用いて式(8)、(9)より算定された最大応答変位 δ_b^* 、また MDOF の時刻歴応答変位解析より得られた最大応答変位 δ_c^* を表-3 に示す。また、降伏変位および終局変位を ESDOF に換算したものも同時に示す。これより、すべての最大応答変位が弾性域にあるものの、それぞれの最大応答変位は大きく異なる値となっている。

4.2 高架橋の応答変位の比較

(1) 水平荷重比分布形状の影響

等脚3スパン連続高架橋および不等脚3スパン連続高架橋を対象として、橋脚の水平荷重比分布別に解析を行なった。塑性ヒンジ解析理論による結果を表-4 に示す。これより、水平荷重比分布による影響は、V および P に若干の差違はあるものの等橋脚長および不等橋脚長ともにほとんど無いと思われる。また、等脚3スパン連続高架橋の ESDOF の諸量を表-5 に、不等脚3スパン連続高架橋の ESDOF の諸量を表-6 に示す。これより、水平荷重比分布の影響は等橋脚長および不等橋脚長ともに少ないと考えられる。

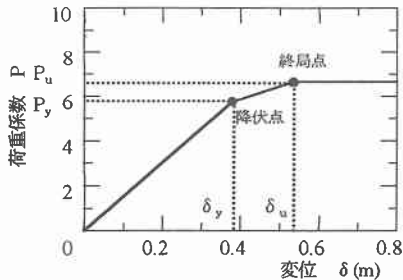


図-4 P-δ関係

表-2 ESDOF の諸量

H^* (kN)	δ_y^* (m)	K^* (kN/m)
3.70×10^4	0.370	1.00×10^5
M^* (kg)	C^* (kg/sec)	T^* (sec)
6.56×10^2	8.05×10^2	0.509

表-3 終局変位および最大応答変位

δ_u^*	δ_y^*	δ_a^*	δ_b^*	δ_c^*
0.370	0.520	0.118	0.162	0.064

表-4 塑性ヒンジ解析結果

	等脚3スパン連続高架橋					不等脚3スパン連続高架橋				
	$\delta_y(\text{m})$	$\delta_u(\text{m})$	P_y	P_u	V (kN)	$\delta_y(\text{m})$	$\delta_u(\text{m})$	P_y	P_u	V (kN)
一様分布	0.380	0.534	5.749	6.647	7.10×10^3	0.263	0.531	5.637	7.542	6.90×10^3
逆三角形	0.377	0.574	5.728	6.721	6.62×10^3	0.262	0.546	5.653	7.656	6.50×10^3
上部一点載荷	0.372	0.560	6.144	7.321	5.90×10^3	0.261	0.560	6.030	8.231	5.90×10^3
一次モード	0.376	0.549	5.736	6.745	6.56×10^3	0.262	0.548	5.662	7.680	6.40×10^3

表-5 ESDOF の諸量 (等脚3スパン連続高架橋)

	H_y^* (kN)	δ_y^* (m)	K^* (kN/m)	M^* (kg)	C^* (kg/sec)	T^* (sec)
一様分布	3.70×10^4	0.370	1.00×10^5	6.56×10^2	8.05×10^2	0.5090
逆三角形	3.67×10^4	0.367	1.00×10^5	6.56×10^2	8.05×10^2	0.5091
上部一点載荷	3.62×10^4	0.362	1.00×10^5	6.56×10^2	8.05×10^2	0.5088
一次モード	3.66×10^4	0.366	1.00×10^5	6.56×10^2	8.05×10^2	0.5087

表-6 ESDOF の諸量 (不等脚3スパン連続高架橋)

	H_y^* (kN)	δ_y^* (m)	K^* (kN/m)	M^* (kg)	C^* (kg/sec)	T^* (sec)
一様分布	3.58×10^4	0.256	1.40×10^5	6.48×10^2	9.44×10^2	0.4273
逆三角形	3.56×10^4	0.255	1.40×10^5	6.48×10^2	9.44×10^2	0.4278
上部一点載荷	3.54×10^4	0.254	1.40×10^5	6.48×10^2	9.44×10^2	0.4280
一次モード	3.56×10^4	0.255	1.40×10^5	6.48×10^2	9.44×10^2	0.4279

表-7 終局変位および最大応答変位

	等脚 3 スパン連続高架橋					不等脚 3 スパン連続高架橋				
	δ_v^*	δ_u^*	δ_a^*	δ_b^*	δ_c^*	δ_v^*	δ_u^*	δ_a^*	δ_b^*	δ_c^*
一様分布	0.370	0.520	0.118	0.162	0.062	0.256	0.516	0.067	0.116	0.039
逆三角形	0.367	0.559	0.118	0.165	0.062	0.255	0.530	0.067	0.116	0.039
上部一点載荷	0.362	0.545	0.118	0.159	0.062	0.254	0.544	0.067	0.116	0.039
一次モード	0.366	0.534	0.118	0.161	0.062	0.255	0.532	0.067	0.116	0.039

終局変位および最大応答変位は表-7 に示す。これより、橋脚における水平荷重比分布の形状による影響は少ない。これは、塑性ヒンジ解析および ESDOF の諸量が、水平荷重比分布の形状によりほとんど差違が生じなかったためと思われる。また、最大応答変位を比較すると、等橋脚長および不等脚長モデルともに、時刻歴応答変位解析より得られた ESDOF の最大応答変位は MDOF のおよそ 2 倍、エネルギー一定則より得られた最大応答変位はおよそ 3 倍となっている。これより、ESDOF の諸量から最大応答変位を予測するためには、さらなる検討が必要と考えられる。

(2) 時刻歴応答変位の解析結果

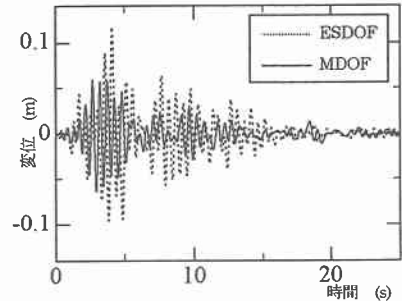
等橋脚長および不等脚長を有する 3 スパン連続高架橋の、ESDOF モデルおよび MDOF モデルの時刻歴応答変位の解析結果を図-5(a),(b)に示す。これより、等橋脚長モデルおよび不等脚長モデルともに、MDOF の時刻歴応答変位に比べて ESDOF の時刻歴応答変位の履歴が大きく現われている。とくに不等脚 3 スパン連続高架橋において、MDOF の履歴が減衰していく時刻において、ESDOF の履歴は減衰せずに、再び大きく振動するところが見られる。したがって、ESDOF の諸量から MDOF の時刻歴応答変位を推測するためには、さらに改善の必要があると考えられる。

5. あとがき

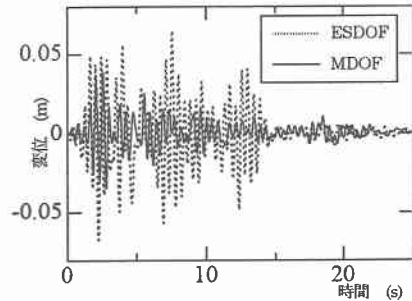
本研究では、等橋脚長および不等橋脚長を有する 3 スパン連続高架橋を対象として、Pushover 解析の有効性についてを検討し、また、水平荷重比分布の形状による応答変位への影響についても検討を行なった。ESDOF と MDOF の最大応答変位を比較すると、ESDOF の最大応答変位は MDOF の最大応答変位のおよそ 2~3 倍大きく算定された。また、時刻歴応答変位は ESDOF と MDOF では履歴が大きく異なるものとなった。よって、ESDOF の諸量への変換について、検討の余地がある。橋脚における水平荷重比分布の形状による解析結果への影響については、ほとんど影響がないことがわかった。これは、変形モードベクトルが橋脚においてゼロに近い値をとるためと思われる。以上のことより、Pushover 解析を用いて橋梁構造物の予備的設計・簡易的耐震照査を行なうためには、さらに多くの解析例をもとに研究が必要と思われる。

参考文献

- 1) 宇根寛、川島一彦、庄司学：プッシュオーバーアナリシスによるラーメン橋の解析、土木学会構造工学論文集 Vol.45A 1999.3
- 2) 宇佐美勉、鄭沂、葛漢彬：Pushover 解析と等価一自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法、土木学会第 2 回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論文集、1998.8
- 3) 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
- 4) 林川俊郎、村井健二、佐野雅章、山下敏夫：落橋防止装置の剛性が桁間相対変位に与える影響、土木学会北海道支部論文報告集、第 55 号(A)、pp.126-129、1998.2



(a) 等脚 3 スパン連続高架橋



(b) 不等脚 3 スパン連続高架橋

図-5 ESDOF と MDOF の時刻歴応答変位