パイプ変断面鋼製橋脚の
 耐震設計法の一提案に関する解析的研究

鈴木 元哉¹·葛 漢彬²

¹学生会員 名城大学大学院 理工学研究科社会基盤デザイン工学専攻(〒468-8502名古屋市天白区塩釜口1-501) E-mail: 120437035@ccalumni.meijo-u.ac.jp

²フェロー 名城大学教授 理工学部社会基盤デザイン工学科 (〒468-8502名古屋市天白区塩釜口1-501) E-mail: gehanbin@meijo-u.ac.jp

本研究では、パイプ変断面鋼製橋脚の繰り返し弾塑性有限変位解析の結果より、変断面部で座屈が生じ ない条件式およびその条件式を用いた設計法の一提案に関してまとめたものである.変断面橋脚の変断面 部で座屈が生じると、基部で座屈が生じる場合に比べて耐震性能が低下する懸念がある.このことから、 本研究ではパイプ変断面鋼製橋脚において、構成則に修正二曲面モデルを適用し、構造パラメータの変動 を考慮した変断面部で座屈しない条件式を提案し、またそれを用いた設計法を提示・検証する.その結果、 本設計法を用いることでパイプ等断面鋼製橋脚と同等程度の耐震性能を有するパイプ変断面鋼製橋脚の耐 震設計が可能となることが分かった.

Key Words: pipe section, steel bridge pire, cyclic analysis, inelastic behavior, modified 2 surface model

1. 緒言

兵庫県南部地震では、コスト削減や軽量化のために設 計された板厚が上部で薄くなっているパイプ変断面鋼製 橋脚の変断面部において、板厚が円周方向にはらみ出す 提灯座屈と呼ばれる座屈形状が見られた¹⁾. この座屈が 生じた原因は、上部工重量に相当する軸圧縮力と地震荷 重である水平繰り返し荷重が作用したことによるものと 思われる.このような損傷事例を踏まえた結果,1995 年以降は変断面鋼製橋脚の変断面部での座屈によって耐 震性能が低下することを危惧し、等断面鋼製橋脚が主に 使用されるようになった.一方,変断面鋼製橋脚に関し ては、現状の設計法において変断面区間で弾性域に抑え る領域は、局部座屈を考慮した許容応力を用いて設計さ れているが、大地震時に繰り返し弾塑性荷重を受けた際 の耐震性や設計法に関する研究はさほど進んでいない² 4. しかし,設計条件次第では等断面鋼製橋脚と同等の 耐震性能を有する変断面鋼製橋脚の設計が可能であるこ とがわかっており、経済性の向上や基礎における負荷の 軽減につながるため、変断面鋼製橋脚の有用性を証明す る意義は大きいと考えられる. 文献 5), 6)では断面が 2 段階および3段階に変化する単柱式鋼製補剛箱形断面橋 脚に対して行われた繰り返し弾塑性有限変位解析の結果 より、局部座屈の発生箇所の検証を行い、その結果を基 に主要な構造パラメータの影響を考慮した変断面橋脚の 変断面部で座屈しない条件式の提案および条件式を用い た設計法の提案が行われている.

本研究では、文献 5)、6)に準じ、パイプ変断面鋼製橋 脚に対し、既往の研究で行われた構成則にバイリニア型 移動硬化則を用いた変断面鋼製橋脚に関する解析的検討 ⁷⁾を踏まえ、構成則に鋼材の塑性域での繰り返し特性を 精度よく模擬することができる修正二曲面モデル⁸を用 いることで、信頼性の高い変断面部で座屈しない条件式 の提案および条件式を用いた設計法の提示・検証を行う.

2. 研究のフロー

変断面鋼製橋脚において,基部に比べ薄肉である変断 面部で座屈が生じると,耐震性能の大幅な低下が懸念さ れる.そこで,本研究では,等断面鋼製橋脚と同様な基 部座屈が生じる限界の板厚を求めることとした.これに より,経済性の向上や基礎構造における負荷の軽減につ ながると考えられる.本研究の流れは図-1 と共に以下 に示す.



図-2 パイプ変断面鋼製橋脚

- 一次設計として、構造パラメータから、橋脚高さ、 断面寸法および作用軸力等を求める.
- 解析モデルを作成し、繰り返し弾塑性有限変位解析 を行う.また、解析では構成則に修正二曲面モデル を用いる.
- 3) 解析結果から変断面橋脚の座屈箇所を確認する.変 断面モデルにおける変断面部の板厚を 0.1mm ずつ 変動させ、基部のみで座屈が発生する場合の変断面 部パイプ肉厚の最小値を決定する.
- 4) 3)で求めた変断面部における最小の肉厚を基に、変 断面部で座屈しない条件式を作成し、検証モデルに より、条件式の妥当性を示す。

3. 解析概要

(1) 解析モデル概要

解析対象は、図−2に示すように、柱頂部に一定鉛直荷 重Pと変動変位振幅の繰り返し水平変位δを受けるパイ プ変断面鋼製橋脚である.ここで, h, h =肉厚, h =橋脚 高さ, D =断面の直径である.なお,図中のパラメータ の添え字に示される数字は,基部を1として,変断面部 を2としている.モデル作成に関して,等断面モデルの 場合は基部から2Dの高さをシェル要素で,残りの高さ をはり要素で作成した.変断面モデルの場合はD+h/2の 高さをシェル要素で,残りの高さをはり要素で作成した. メッシュ分割数に関しては,橋脚基部および変断面部か ら0.5Dの高さまでを40分割,残りの高さを20分割とした. このように設定した理由は,既往の研究で橋脚基部,お よび変断面部から0.5Dの高さで局部座屈が発生するため である⁹.

なお、解析には汎用構造解析プログラムABAQUSを使用し、解析モデルに用いる要素としては、同ソフトに提供されているTimoshenkoのはり理論に基づくはり要素B31OSHと4節点の低減積分有限膜ひずみシェル要素S4Rを用いた.





図-3 修正二曲面モデルの概要3

表-1 解析モデルの構造諸元

No.	R_{t1}	$\overline{\lambda}$	D (mm)	<i>t</i> ₁ (mm)	<i>h</i> (mm)	H _y (MN)	δ_y (mm)	P / P _y	P (MN)
Model 1	0.04	0.3	633	20	2700	0.60	9.52	0.163	2.04
Model 2	0.06		950		4048	0.90	14.40	0.164	3.08
Model 3	0.08		1267		5397	1.21	19.28	0.165	4.13
Model 4	0.1		1583		6746	1.52	24.16	0.165	5.17
Model 5	0.04	0.4	633		3599	0.47	17.63	0.128	1.60
Model 6	0.06		950		5398	0.71	26.67	0.129	2.43
Model 7	0.08		1267 20	7196	0.95	35.71	0.130	3.25	
Model 8	0.1		1583		8995	1.18	44.76	0.130	4.07
Model 9	0.04	0.5	633	533 950 267	4499	0.38	28.26	0.105	1.32
Model 10	0.06		950		6747	0.58	42.76	0.106	2.00
Model 11	0.08		1267		8995	0.78	57.26	0.107	2.68
Model 12	0.1		1583		11243	0.97	71.77	0.107	3.36

表-2 修正二曲面モデルにおける材料特性

鋼種	SM490
ヤング係数 : E(MPa)	206000
降伏棚消失後の接線硬化係数: E ^p (MPa)	7004
初期降伏応力: σ_y (MPa)	315
ポアソン比: v	0.30
板厚: <i>t</i> (mm)	20
一軸単調載荷での降伏棚消失後における塑性ひずみ : ɛs̥²	0.00918
境界線の傾きの初期値: <i>E</i> _{0i} n ^o (MPa)	2080.6
初期弾性域の大きさ:k ₀ (MPa)	355.95
定数:e	316
定数:f	99704
定数:a	-0.528
定数:b	1.88
定数: c	18.7
定数:α	0.217
定数:M	-0.522
初期弾性域の極値: k_{∞} (→鋼材の引張強度 σ_u (MPa))	507.15
定数:ζ	650.07
定数: <i>ω</i> (mm ² /N)	0.0127



図-5 座屈箇所の違いが耐震性能に及ぼす影響

(2) 解析モデル諸元

表-1に解析モデルの諸元を示す.表中は橋脚基部に適用した構造パラメータおよびそれらを基に行った一次設計より得られた値を示しており, R_{n} =径厚比パラメータ, $\overline{\lambda}$ =細長比パラメータ, P/P_{y} =軸力比(P=軸圧縮力, P_{y} = 全断面降伏軸力), H_{y} =降伏水平荷重, δ_{y} =降伏水平変位である. $R_{n} \geq \overline{\lambda}$ は式(1), (2)で定義される.

$$R_{t1} = \sqrt{3(1 - \nu^2)} \frac{\sigma_y}{E} \frac{D}{2t_1}$$
(1)

$$\overline{\lambda} = \frac{Kh}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$$
(2)

ここで、v=ポアソン比, σ_{y} =降伏応力, E=ヤング率, Kは有効座屈係数(片持柱の場合ではK=2), r=断面二次 半径である. **表**-1に示すように基部の径厚比パラメータ R_{d} を0.04~0.1, 細長比パラメータ $\frac{1}{2}$ を0.3~0.5の範囲で変 動させ、計12ケースのモデルを作成した. 加えて、変断 面モデルと比較を行うために、同様のパラメータを用い て等断面モデルも作成している. なお、この種の問題の ような解析において、初期不整の影響は小さいと考えら れるため^{10,12}考慮していない.

(3) 材料諸元,構成則および載荷パターン

本研究では図-3に示すような修正二曲面モデルを構成 則として解析に取り入れている.表-2に修正二曲面モデ ルにおける材料特性を示す.ここで,文献13)では修正 二曲面モデル開発時の材料試験より得られた材料特性が 推奨値として提案されているが,本検討では道路橋示方 書¹⁹に則り公称値を用い,修正二曲面モデルの材料特性 を算出している.なお,修正二曲面モデルに関する詳細 は文献8)を参照されたい.

4. 解析結果

(1) 変断面部での座屈の影響

ここでは、変断面鋼製橋脚において座屈箇所の異なり が耐震性能に及ぼす影響について検討するために、変断 面モデルと等断面モデルの履歴曲線から考察を行う.図 -5 に等断面モデルの履歴曲線と変断面モデルの基部座 屈および変断面部座屈の荷重一変位履歴曲線との比較を 示す.なお、各グラフにおいて縦軸を降伏水平荷重 H, で、横軸を降伏水平変位 δ,で無次元化してある.なお、 H,は震度法における橋脚の1次設計に用いる終局強度相 関式(3)および弾性限強度相関式(4)から得られる次の2つ の式から求められたものの小さい方の値である¹⁵.

$$H_{y} = \frac{M_{y}}{0.85h} (1 - \frac{P}{P_{E}})(1 - \frac{P}{P_{u}})$$
(3)

$$H_{y} = \frac{M_{y}}{h} (1 - \frac{P}{P_{y}})$$
(4)

ここで, $M_{j=}$ 降伏モーメント, P_{E} 片持柱のオイラー座 屈荷重, $P_{u=}$ 中心軸圧縮柱の強度である. さらに δ_{j} は次 に示す式(5)より算出することができる.

$$S_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \tag{5}$$

ここでは、例としてModel 1 (R_1 =0.04、 $\overline{\lambda}$ =0.3)の結果 を示す. 図-5(a)の荷重-変位履歴曲線からわかるよう に変断面部で座屈が生じた変断面モデルは等断面モデル に比べると最大荷重到達後から耐力低下が著しく大きく なっている.逆に、図-5(b)の荷重-変位履歴曲線から わかるように、基部で座屈が生じた変断面モデルは等断 面モデルに比べると最大荷重到達後以降、変断面モデル の方が僅かながら大きな変形性能を有していることがわ

D	$\overline{\lambda}$	バイリニ	アモデル	修正二曲面モデル		
κ_{t1}		<i>t</i> ₂ (mm)	R_{t2}	<i>t</i> ₂ (mm)	R_{t2}	
0.04		11.8	0.0678	12.2	0.0656	
0.06	0.3	12.1	0.0992	12.4	0.0960	
0.08		12.4	0.1290	12.8	0.1250	
0.1		12.8	0.1563	13.2	0.1370	
0.04	0.4	11.7	0.0684	11.8	0.0678	
0.06		11.9	0.1008	12.2	0.0984	
0.08		12.3	0.1301	12.4	0.1290	
0.1		12.5	0.1600	13.1	0.1527	
0.04		11.4	0.0702	11.5	0.0696	
0.06	0.5	11.8	0.1012	11.9	0.1008	
0.08		12.2	0.1311	12.3	0.1301	
0.1		12.5	0.1600	12.8	0.1563	

表-3 構成則の違いが「基部で座屈が生じる変断面部の肉厚」に及ぼす影響



図-7 構成則の違いが座屈モードに及ぼす影響 (Model 1: $R_{\rm fl}$ =0.04, $\overline{\lambda}$ =0.3)

(左:バイリニアモデル,右:修正二曲面モデル)

表-4 解析結果一覧

No	R.		t_1	二段階変断面橋脚		
140.	\mathbf{R}_{t1}	X	(mm)	<i>t</i> ₂ (mm)	R_{t2}	
Model 1	0.04		20	12.2	0.066	
Model 2	0.06	0.2		12.4	0.096	
Model 3	0.08	0.5		12.8	0.125	
Model 4	0.1			13.2	0.152	
Model 5	0.04			11.8	0.068	
Model 6	0.06	04		12.2	0.098	
Model 7	0.08	0.1		12.4	0.129	
Model 8	0.1			13.1	0.153	
Model 9	0.04			11.5	0.070	
Model 10	0.06	05		11.9	0.101	
Model 11	0.08	0.0		12.3	0.130	
Model 12	0.1			12.8	0.156	



かる.これは、等断面ならば応力が基部に集中するが、 断面が変化していることにより応力の一部が変断面部に 分散され、基部への負荷が等断面モデルに比べて少なく なっているためであると考えられる.ただし、応力が分 散することは損傷箇所が分散することに繋がり、1995年 の被災後の復旧性の観点から考えると、損傷を集中させ た方が良いと考えられるが、本研究は変断面橋脚を基部 で座屈させることが大前提であり、変断面部における応 力の分散は非常に限定的な現象であるため、損傷の分散 には繋がらないと考えられる.

(2) 構成則の異なりによる解析結果への影響

表-3からわかるように、全ケースにおいて、修正二曲 面モデルを用いたケースの方が、バイリニアモデルを用 いたケースよりも基部で座屈が生じる限界の肉厚_bの値 が大きいことがわかる.このことから、修正二曲面モデ ルによる結果は、耐震設計法の提案を行う際に、より安 全側をとることができ、実用性に優れているといえる. 図-6では、荷重-変位履歴曲線の包絡線を用いてバイリ ニアモデルと修正二曲面モデルの比較を行ったが、いず れの座屈箇所における包絡線を見ても共通する傾向は見 られなかった.なお、包絡線の定義に関しては各サイク ル毎の折り返し点(荷重は引張側と圧縮側での絶対値の 平均)を結んだものである.また、異なる構成則を用い た座屈モードの比較を示した図-7では、バイリニアモデ ルでみられなかったパイプ特有の提灯座屈が、修正二曲 面モデルを適用することにより確認できた.

5. 耐震設計に関する一提案

(1) 変断面部で座屈しない条件式

本研究で行った繰り返し弾塑性有限変位解析より得られた,各解析モデルにおける基部座屈が生じる変断面部の径厚 t_0 の最小値とその値から求まる変断面部の径厚比パラメータ R_2 の結果の一覧を表-4に示す.同表より,細長比パラメータ $\overline{\lambda}$ が0.1増加する毎に, R_2 の値は0.001~0.004程度しか変動していない.このため, $\overline{\lambda}$ による変断面部への影響は小さいことが伺える.

以上のことを踏まえて、同表に示した結果を基に、変 断面部で座屈しない条件式を次のように提案する.

$$R_{t2,b} = 1.435R_{t1} + 0.012$$
 (S=0.001) (6)

$$R_{t2,b} = 1.435R_{t1} + 0.01\tag{7}$$

ここで、式(6)は解析値の平均値直線(M 直線)であり、 式(7)は平均値直線から標準偏差の2倍を差し引いた直線



図-9 条件式を用いた変断面橋脚の設計法

(M-2S 直線)である.図-8に式(6),(7)によるR₂-R₁関係を示す.設計する変断面橋脚がこの実線よりも下側であれば基部で座屈が発生すると考えられるので等断面橋脚と同等程度の性能を有する.逆に,実線よりも上側であれば変断面部で座屈する可能性があり,設計において危険性が伴われる.

(2) 条件式を用いた設計法の一提案

提案する変断面部で座屈しない条件式を用いたパイプ 変断面鋼製橋脚の設計法を図-9に示す.また,以降に図 -9における各プロセスの内容の詳細について示す.

- 震度法に基づく一次設計から橋脚基部における断 面寸法,橋脚高さ等の構造パラメータおよび作用 軸力を決定する.この過程により基部の径厚比パ ラメータRaが定まる.
- 2) 変断面部の径厚hを与え、変断面部の断面諸量を決 定する.この過程により条件式との比較に用いる 変断面部の径厚比パラメータR₂が求まる.
- 3) プロセス2)で得られたR₂と提案した条件式より得ら れるR_{2,b}とを比較する.変断面部の径厚比パラメー タR₂の値が提案した条件式から得られたR_{2,b}の値を 上回った場合は、変断面部で座屈が生じると考え られるので危険となり、一次設計をやり直す必要 がある.一方、変断面部の径厚比パラメータR₂の

値が提案した条件式から得られたR_aの値以下であった場合は基部で座屈が生じると考えられるため、 等断面橋脚と同等程度の性能を有する変断面橋脚 が設計可能である.

以上の提案する設計法を用いることにより,解析を実施することなく,変断面鋼製橋脚の局部座屈の発生箇所 と耐震性能の状態を把握することが可能である.

(3) 耐震設計法の妥当性の検証

ここでは、提案したパイプ変断面鋼製橋脚の設計法の 妥当性について示す.表-5 には、基部と変断面部にお ける主なパラメータと、作用させる軸力比 P/P_yの値を示 した.式(6)より求めた、変断面部の径厚比パラメータ R_{2,b}の値(=0.0818)から±0.002 した値を R₂とし、変断面部 の板厚 t₂を決定した.ここで、同表より Model A は等断 面モデル Model B および Model C は変断面モデルである. この解析結果を図-10 に解析結果の荷重 - 変位履歴曲線 の包絡線示す.設計段階で、板厚の大きい Model B で基 部座屈、板厚の小さい Model C で変断面部座屈が発生す ると推定され、解析結果では推定と同様の結果となった ため、提案した条件式の妥当性が証明できたと言える.

表-5 検証モデルの構造諸元

No.	R_{t1}	$\overline{\lambda}$	<i>t</i> ₁ (mm)	<i>P/P</i> _y	R_{t2}	$\begin{array}{c} R_{l2,b} \\ (t_{2,b}) \end{array}$	<i>t</i> ₂ (mm)
Model A							
Model B	0.05	0.3	20	0.163	0.0798	0.0818	12.6
Model C					0.0838	(12.2mm)	12.0



図-10 検証モデルの解析結果を示した包絡線

6. 結言

(1) 結論

本研究では、バイリニアモデルと修正二曲面モデルを 構成則に適用することにより、パイプ変断面鋼製橋脚の 繰り返し弾塑性解析を行った.解析結果から耐震性や経 済性に優れた設計法の提案を行った.以下に得られた知 見を示す.

- 変断面橋脚が変断面部で座屈する場合,等断面 橋脚と比較すると耐震性能の低下を招いてしま うが,変断面橋脚の基部で座屈する設計を行う ことで,等断面橋脚と同等程度の耐震性能を確 保することが可能であることを確認した。
- 2. 構成則の違いが変断面橋脚の解析結果に及ぼす 影響を明らかにした上で,変断面部で座屈しな い条件式を提案した.
- 3. 本提案式を用いることにより,主要な構造パラ メータを考慮したパイプ変断面鋼製橋脚の耐震 設計ができたと言える.
- 本研究で提案した条件式を耐震設計法に用いる ことで、解析を実施することなく、変断面橋脚 の局部座屈の発生箇所および耐震性能の低下の 有無を把握することができる。

(2) 今後の課題

本研究では解析的検討により変断面部で座屈しない条件式を提案したが、今後は提案した設計法の妥当性を実

験的検討結果との比較により確認する必要がある.しか しながら、実務における鋼材の製作誤差(例えば、径厚 の異なり)が、今回のような0.1mm単位で変動させた変 断面への影響を考慮した条件式に対して、製作誤差の影 響を考慮した検討を行う必要がある.

また、断面変化数を多くするほど材料費が削減できる ため、より経済性といった面で優れた橋脚が設計できる ように思われるが、溶接箇所が増えてより多くの労力や 時間が必要となり、人件費がさらにかかってしまうため、 より経済性といった面で優れた橋脚とはならない場合が ある.しかし、発展途上国では材料費よりも人件費の方 が安くなる場合があるため、今後は断面変化数を多くし たパイプ変断面鋼製橋脚の解析的検討を行うことが有意 義である.

付録 降伏応力を増大させた場合の影響

実務において、鋼材の実際の公称応力が公称値よりも 10%~20%程度高いという状況が多々あるため、ここで は降伏応力を20%増大させた解析モデルに対して検討を 行う.表-A1には例として、本文で取り扱ったModel 1 (σ=315(MPa))と公称応力を20%増大させたModel 1A (σ=378(MPa))の解析モデルの諸元を示す.図-A1を見 ると、降伏応力を20%増大させたモデルを用いても、公 称値のモデルと同等の耐震性能であることがわかる.こ のため、降伏応力の増大による影響は少ないと言えよう.

表-A1 解析結果の比較

No.	R_{t1}	$\overline{\lambda}$	<i>t</i> ₁ (mm)	R_{l2}	<i>t</i> ₂ (mm)	
Model 1	0.04	0.30	20	0.066	12.2	
Model 1A	0.048	0.33	20	0.079		

参考文献

- 三木千寿, Jorge MULLER, 佐々木哲也:断面変化部を有 する円形断面鋼製橋脚の耐震性能の検討, 土木学会論文 集, No.605/I-45, pp.117-127, 1998.
- 永松寿隆,山口栄輝,久保喜延,南野能克:鋼製円形変 断面橋脚の有限要素解析における要素分割,pp.55-56,土 木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集,土木学会,I-028, 2002.
- 3) 後藤芳顕,山口栄輝,濱崎義弘,礒江暁,野中哲也,林 正挙:鋼製円形変断面橋脚の耐震性評価に関する解析的 研究,pp.197-205,構造工学論文集,土木学会,Vol45A, 1999.
- 櫻井孝昌,忠 和男:変断面を有する既設円筒鋼製橋脚の靱性向上の為の補強法,pp.203-208,第4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,土木学会,2002.
- 5) 中村佳昭, 葛漢彬:補剛箱形変断面鋼製橋脚の変断面部 座屈が生じない条件に関する解析的研究, pp.I_440-I_447, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学),土木学会, Vol.69, No.4 (地震工学論文集第 32巻), 2013.
- 6) 丸山陸也,葛漢彬:補剛箱形3段階変断面鋼製橋脚設計 法の一提案に関する解析的研究,pp.I_150-I_160,土木学会 論文集 A1(構造・地震工学),土木学会,Vol.70,No.4 (地震工学論文集第33巻),2014.
- 7) 岸本直也,萩野勝哉,葛漢彬:パイプ変断面鋼製橋脚の 強度と変形能に関する解析的研究,土木学会中部支部平 成23年度研究発表会講演概要集,I-019, pp.37-38, 2011.



図-A1 降伏応力の変動を考慮した解析結果の比較

- Shen, C., Mamaghani, I. H. P., Mizuno, E., and Usami, T.: Cyclic Behavior of Structural Steels. II: Theory, J. of Eng. Mech., ASCE, Vol.121, No.11, pp.1165-1172, 1995.
- 葛漢彬,高聖彬,宇佐美勉,松村寿男:鋼製パイプ断面 橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値的解析的研究, 土木学会論文集,No.577/141, pp.181-190, 1997.
- 10) 葛漢彬, 宇佐美勉, 高聖彬: 鋼製補剛箱形断面橋脚の繰 り返し弾塑性挙動に関する解析的研究, pp.109-118, 構造 工学論文集, 土木学会, Vol46A, 2000.
- 11) 葛漢彬,高聖彬,宇佐美勉:鋼構造物の繰り返し弾塑性 解析用構成則の実験データによる検証,pp201-210,構造 工学論文集,土木学会,Vol44A, 1998.
- 12) Usami, T., Gao, S. B. and Ge, H. B. : Elastoplastic analysis of steel members and frames subjected to cyclic loading, pp.135-145, Engineering Structures, Vol.22, No.2, 2000.
- Mamaghani, I. H. P., Usami, T., and Mizuno, E.: Cyclic Elastoplastic Large Displacement Behaviour of Steel Compression Members., Journal of Structural Engineering, Vol.42A, 1996.
- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説書 V耐震設計編, 丸善, 2002.
- 宇佐美勉,鈴木森晶, Iraj H.P. Mamaghani, 葛漢彬: コンク リートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐 力照査法の提案,土木学会論文集, No.525/I-33, pp.69-82, 1995.

(2017.9.1 受付)

ANALYTICAL STUDY ON A PROPOSAL OF SEISMIC DESIGN METHOD FOR STEPPED STEEL BRIDGE PIERS WITH PIPE SECTIONS

Motoya SUZUKI and Hanbin GE

In this study, cyclic analyses of variable pipe cross-section steel piers are conducted aiming to propose an earthquake resistant design method. If buckling occurs at pier base, steel piers with variable pipe sections have almost the same the seismic performance as those with uniform pipe sections. Based on analytical results by employing a modified 2 surface model, a conditional expression for avoiding buckling in the part of variable sections is derived. The analytical results show that the steel piers of variable pipe sections as good as that of uniform pipe sections can be designed easily by using the proposed design method.