

断面が3段階に変化する補剛箱形鋼製橋脚の 変断面部座屈が生じない条件式と設計法の提案

葛 漢彬¹・丸山 陸也²

¹正会員 名城大学教授 理工学部社会基盤デザイン工学科 (〒468-8502 愛知県名古屋市天白区塩釜口1-501)

E-mail: gehanbin@meijo-u.ac.jp

²学生会員 名城大学大学院 理工学研究科建設システム工学専攻 (〒468-8502 愛知県名古屋市天白区塩釜口1-501)

E-mail: rikuya.maruyama@gmail.com

本論文は、断面が3段階に変化する補剛箱形鋼製橋脚の数値解析の結果および変断面部で座屈が生じない条件式、また、その条件式を用いた設計法の提案に関してまとめたものである。3段階変断面鋼製橋脚においていずれの変断面部で座屈が生じると、橋脚基部で生じる場合に比べて耐震性能が低下する懸念がある。また、変断面モデルと等断面モデルで共に基部座屈が生じた場合、変断面モデルでは応力の分散により変形性能や強度劣化の面で等断面モデルに比べ若干有利になる場合がある。そこで本研究では、補剛箱形3段階変断面鋼製橋脚モデルに対して繰り返し弾塑性有限変位解析を行い、変断面部で座屈しないための条件式および条件式を用いた設計法を提案する。結論として、今回提案した設計法を用いることで補剛箱形変断面鋼製橋脚の座屈位置および耐震性能の低下の有無を知ることができ、補剛箱形等断面鋼製橋脚より優れた補剛箱形変断面鋼製橋脚の設計が容易にできるといえる。

Key Words : variable stiffened box section, steel bridge pier, buckling, quasi-static analysis, earthquake resistant design method

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震以前における鋼製橋脚は、経済的な面あるいは軽量化のために断面寸法や材料強度を部材軸方向に変化させた変断面鋼製橋脚が使用されていた。ところが、兵庫県南部地震で生じた鋼製橋脚の被害のうち、変断面構造であることに起因して生じた被害（主に変断面部の局部座屈）がいくつか確認されたこともあり、兵庫県南部地震以降はより耐震性を考慮した等断面鋼製橋脚が主に用いられている。また、現在までに等断面鋼製橋脚に関するさまざまな研究が行われており¹⁾⁶⁾、耐震性能及び耐震設計に関する数多くの有用な知見が得られているが、一方で変断面鋼製橋脚に関する研究はさほど進んでいない⁷⁾⁹⁾。

しかし、変断面鋼製橋脚が等断面鋼製橋脚に対して持つ経済性や軽量化といった優位性に加え、設計条件次第では等断面鋼製橋脚に比べて優れた耐震性能を有することが確保できると考えられるため、変断面鋼製橋脚の耐震設計に関する研究の意義は大きいと考える。

本研究では、断面が2段階に変化する補剛箱形変断面

鋼製橋脚の変断面部で座屈しない条件式を提案した研究¹⁰⁾に引き続き、より経済性と軽量化についての優位性を高めるため、断面が3段階に変化する補剛箱形変断面鋼製橋脚を対象として行っ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、その結果をもとに主要な構造パラメータの影響を考慮した補剛箱形3段階変断面鋼製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を行う。

2. 研究の流れ

本研究の考え方¹⁰⁾として、変断面橋脚において橋脚基部に比べて薄肉である変断面部で局部座屈が生じると、橋脚基部で生じる場合に比べて耐震性能が低下することが懸念されるため、橋脚基部で局部座屈が生じるように設計を行い、かつその範囲内で変断面部周辺の板厚を薄くし、経済性を高めることが良い設計であると考え。以上を踏まえ、本研究の流れを図-1に示す。また、以下に図-1における各プロセスについての内容を示す。

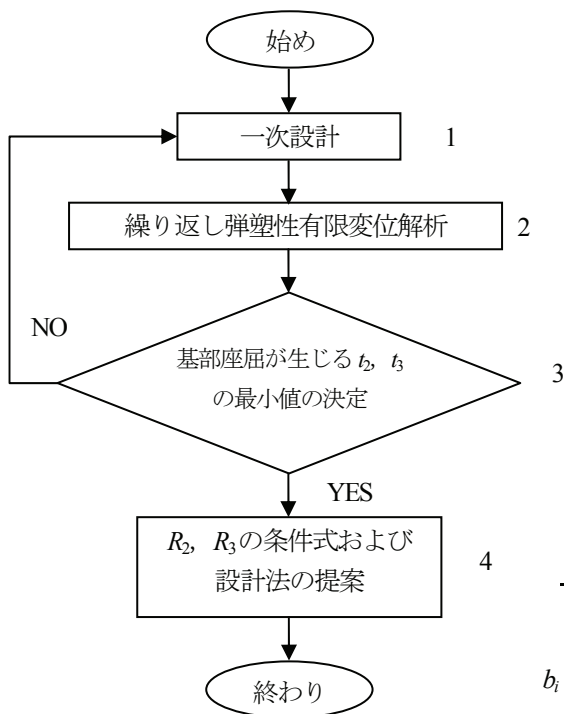
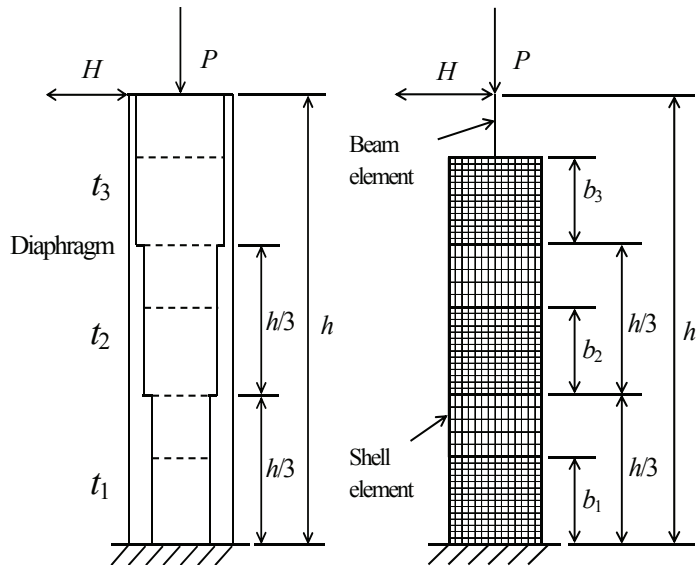
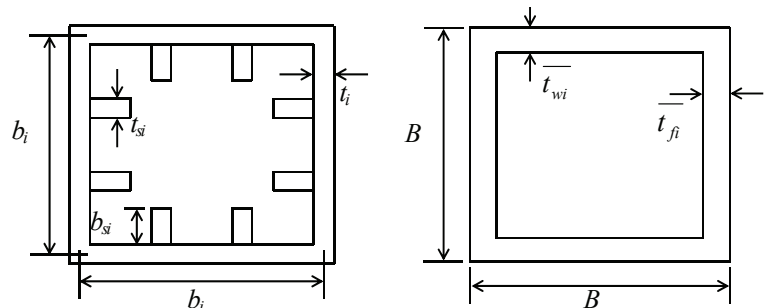


図-1 研究の流れ



(a) 3段階変断面橋脚の概要図と解析モデル



(b) 補剛箱形断面橋脚と等価無補剛箱形断面橋脚の断面図

図-2 鋼製補剛箱形断面橋脚

1. 橋脚基部および変断面部に適用される構造パラメータ等を用いて一次設計を行い、変断面橋脚の橋脚高さ、断面寸法および作用軸力等を決定する。
2. プロセス1より得られた諸量をもとに作成した変断面橋脚モデルを対象に弾塑性有限変位解析を行う。
3. 解析結果をもとに、橋脚基部で局部座屈が生じる際の中段および上段の変断面部の板厚 t_2 、 t_3 の最小値を決定する。この値が定まるまでは、それぞれ変断面部の板厚を増減させてプロセス1~3を繰り返す。
4. 定まった t_2 、 t_3 の最小値の結果をもとに、主要な構造パラメータの変動を考慮した変断面部で局部座屈しない条件式を変断面部の幅厚比パラメータの式として示し、その条件式を取り入れた変断面橋脚の耐震設計法を提案する。

3. 解析概要

(1) 解析モデル

解析の対象となる橋脚は、図-2に示すように、柱頂部

に一定鉛直力と変動変位振幅の繰り返し水平力を受ける鋼製補剛箱形断面橋脚である。ここに、図-2において、 b =フランジおよびウェブ幅、 t =板厚、 h =橋脚の高さ、 t_s =補剛材の板厚、 b_s =補剛材の幅、 \bar{t}_j =はり要素適用断面におけるフランジの板厚、 \bar{t}_w =はり要素適用断面におけるウェブの板厚である。また、図中の断面を構成するパラメータの添え字に示される数字は、基部断面を1として断面変化に伴い数字を大きくする($i=1, 2, 3$)。等断面橋脚のモデル化に際しては、局部座屈が柱基部近辺に発生することから、柱基部の高さ $3b$ までシェル要素を用い、残りの部分は解析の効率化を考慮し、はり要素を用いている。図-2(a)に示す3段階変断面橋脚は高さ $h/3$ ごとに断面変化が生じる橋脚となっている。本研究における変断面橋脚の設計手順は、橋脚基部に適用する構造パラメータより一次設計を行い、橋脚基部の断面寸法、橋脚高さ、作用軸力等を求め、その後に変断面部の板厚を定めることで、変断面部の断面寸法が求まる。また、変断面橋脚のモデル化に際しては、局部座屈が生じる柱基部および変断面部周辺にシェル要素を適用し、残りの部分にははり要素を適用する。図-2(a)に示すモデルの断面に関し

表-1 解析モデルの諸元

No.	R_i	$\bar{\lambda}_i$	$\gamma\gamma^*$	α	h (mm)	b_i (mm)	t_i (mm)	b_{s1} (mm)	P/P_{y1}	H_y (MN)	δ_y (mm)
Case 1	0.30	0.30	3.0	1.0	4023	875	20	172	0.17	1.57	15.23
Case 2	0.40				5460	1167		184	0.18	2.02	21.06
Case 3	0.50				6895	1459		195	0.17	2.38	26.09
Case 4	0.30	0.40			5364	875		172	0.14	1.23	28.27
Case 5	0.40				7280	1167		184	0.14	1.58	39.13
Case 6	0.50				9194	1459		195	0.14	1.87	48.51
Case 7	0.30	0.50			6705	875		172	0.11	1.01	45.40
Case 8	0.40				9099	1167		184	0.12	1.30	62.88
Case 9	0.50				11492	1459		195	0.11	1.54	77.96

表-2 材料定数

SM490	E (GPa)	E_{st}^p/E	σ_y (MPa)	ν	$\varepsilon_{st}^p/\varepsilon_y$	$E_{0,in}^p/E$	κ_0/σ_y	e
	206	3.4×10^2	315, 325	0.3	6	1.01×10^2	1.13	316
f/E	a	b	c	α	M	σ_u/σ_y	$\zeta(\varepsilon_y)^2$	$\omega\sigma_y$
0.48	-0.53	1.88	18.7	0.22	-0.52	1.6	1.52×10^{-3}	4

ては、シェル要素適用部分は図-2(b)に示す補剛箱形断面を、はり要素適用部分は補剛箱形断面を等価な無補剛箱形断面に置き換えたものを用いている²⁾。ダイヤフラムに関して、等断面橋脚モデルはシェル要素を用いた板パネルの区間に対して縦横比 $\alpha=1.0$ ($\alpha=a/b$, a =ダイヤフラム間隔)のピッチで、変断面橋脚モデルは断面変化点および各断面区間それぞれに対して $\alpha=1.0$ のピッチでそれぞれ配置し、板パネルと同じシェル要素を用いた。また、本研究の解析モデルは構造と荷重の対称性から1/2モデルとして解析を行った⁴⁾。解析には汎用構造解析プログラムABAQUSを用い、解析モデルに用いる要素として、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。

(2) 解析モデルの諸元

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もとに行った一次設計より得られた結果を示しており、 R_i =幅厚比パラメータ、 $\bar{\lambda}_i$ =細長比パラメータ、 $\gamma\gamma^*$ =補剛材剛比(γ^* =線形座屈理論から求められる必要最小剛比)、 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 =降伏変位である。ここで、 R_i と $\bar{\lambda}_i$ は次式で定義される。

$$R_i = \frac{b_i}{t_i} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (1)$$

$$\bar{\lambda}_i = \frac{Kh}{r_i} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2)$$

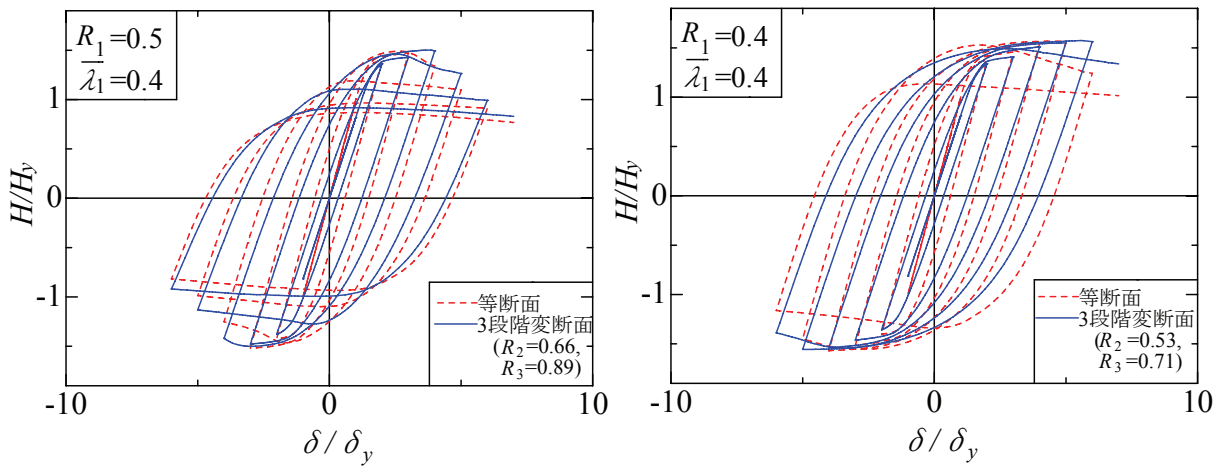
上式中、 σ_y =降伏応力、 E =弾性係数、 ν =ポアソン比、 k =座屈係数= $4n^2$ (n はサブパネル数)、 K =有効座屈長係数(片持柱では $K=2$)、および r_i =鋼断面の断面2次半径である。また、主要な構造パラメータの変動範囲として、基部の幅厚比パラメータおよび細長比パラメータが0.3~0.5となっており、このような各パラメータの範囲は耐震設計において実用的な範囲であると考えられる。

(3) 材料定数、構成則および载荷パターン

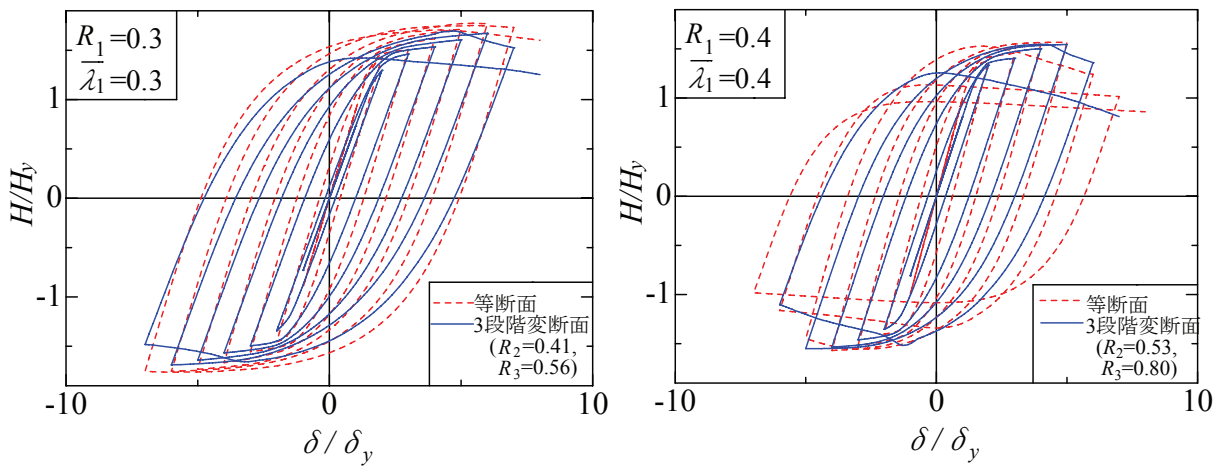
材料定数は表-2に示されており、鋼材はSM490として用いる。ここで、表中において σ_y =降伏応力、 E =弾性係数、 ν =ポアソン比である。構成則は文献³⁾⁵⁾と同様に、修正2曲面モデルを用い¹⁾、载荷パターンは漸増繰り返し载荷としている。なお、解析においては、初期たわみと残留応力はこの種の問題では影響が小さいと考えられるため考慮しない³⁾⁵⁾。

4. 解析結果

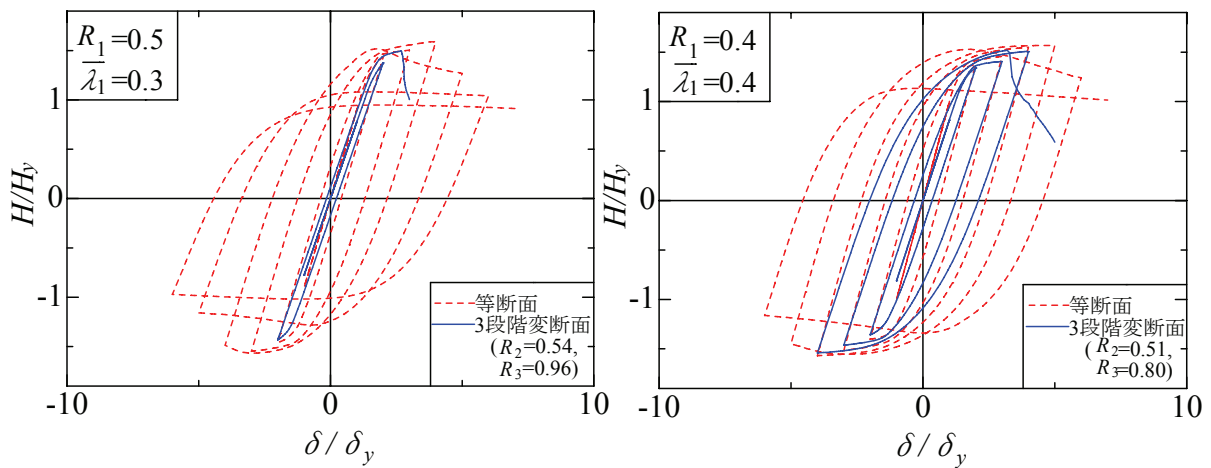
この章では、変断面橋脚における座屈箇所が耐震性能に及ぼす影響について検討する。例として、異なる幅厚比または細長比パラメータを用いて設計を行った変断面



(a) 基部座屈した変断面モデルと等断面モデルとの比較



(b) 中段変段面部座屈した変断面モデルと等断面モデルとの比較



(c) 上段変段面部座屈した変断面モデルと等断面モデルとの比較

図-3 等断面モデルと3段階変断面モデルの履歴曲線

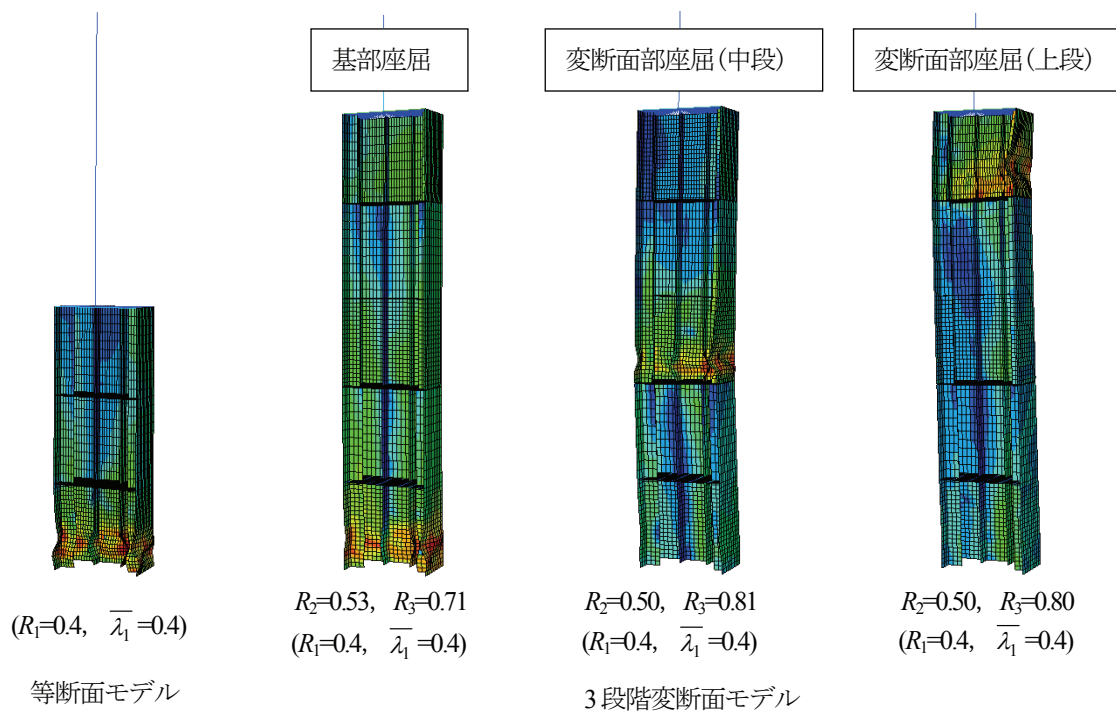


図-4 等断面モデルと3段階変断面モデルの座屈モード

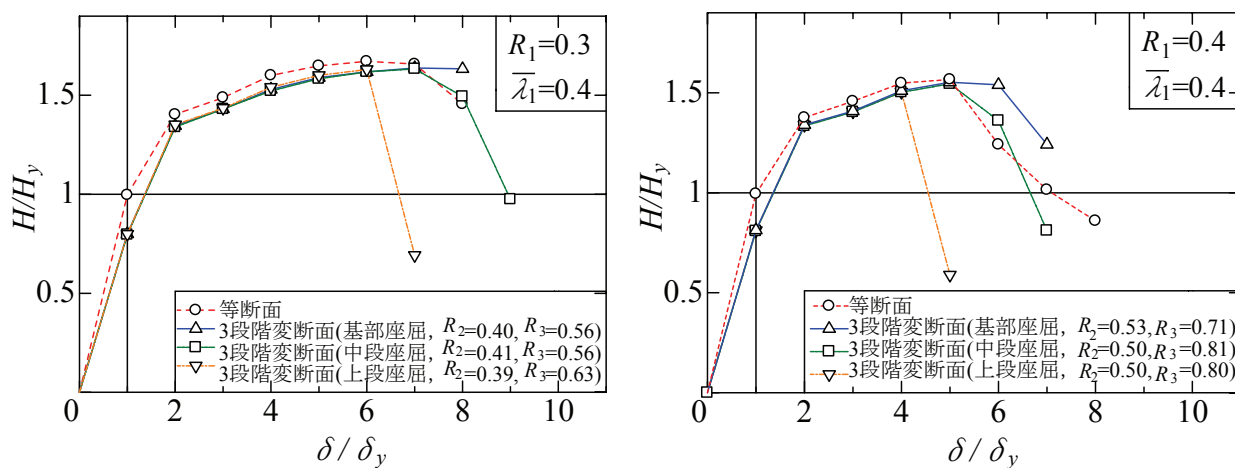


図-5 等断面モデルと3段階変断面モデルの包絡線を用いた履歴特性の比較

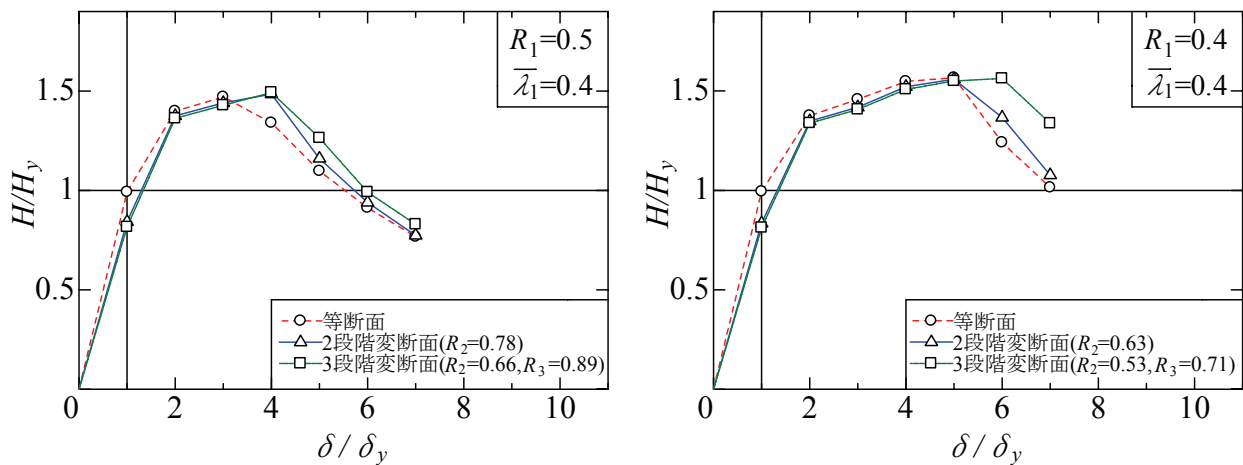


図-6 基部座屈した等断面モデルと変断面モデルの比較からみられる断面変化数の影響

表-3 解析結果

No.	R_1	$\bar{\lambda}_1$	t_1 (mm)	3段階変断面橋脚			
				R_2	t_2 (mm)	R_3	t_3 (mm)
Case1	0.30	0.30	20	0.40	15.2	0.57	10.8
Case2	0.40			0.52	15.7	0.77	10.8
Case3	0.50			0.65	15.7	0.95	10.8
Case4	0.30	0.40		0.41	15.0	0.63	10.0
Case5	0.40			0.53	15.4	0.80	10.2
Case6	0.50			0.66	15.5	1.00	10.2
Case7	0.30	0.50		0.41	15.0	0.66	9.6
Case8	0.40			0.54	15.2	0.82	10.0
Case9	0.50			0.66	15.4	1.00	10.2

モデルおよび比較に用いる等断面モデルの履歴曲線と座屈モード、包絡線、断面変化数の影響についてそれぞれ図-3、図-4、図-5、図-6に示す。いずれの図においても、横軸に δ_y で無次元化した柱上端部の水平変位、縦軸に H_y で無次元化した水平荷重とした。 H_y は次の2つの式から求められたものの小さい方の値である。

$$H_y = \frac{M_y}{h} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \quad (3)$$

$$H_y = \frac{M_y}{0.85h} \left(1 - \frac{P}{P_E} \right) \left(1 - \frac{P}{P_u} \right) \quad (4)$$

ここに、 M_y =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、降伏変位は以下に示す式より求めることができる。

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (5)$$

各例における履歴曲線および座屈モードを見てみると、基部で座屈が生じた3段階変断面モデルは同じく基部で座屈が生じた等断面モデルと比べて変形性能が若干大きくなり、最大荷重後の強度劣化も緩やかである。これは、モデル基部に集中する応力の一部が2か所の変断面部に分散されることにより局部座屈の発生および進展が遅れたことが原因と考えられる。図-3(b)に示す中段の変断面部で局部座屈が生じたときの履歴曲線は、最大荷重後の強度劣化が等断面モデルに比べて大きいことがわかる。また、図-3(c)に示す上段の変断面部で局部座屈が生じ

たときの履歴曲線は、上段の幅厚比パラメータが基部の2倍近くの値となっており、非常に薄肉な断面である。図を見てみると、等断面モデルに比べて耐荷力および変形性能が大きく低下しており、最大荷重後の強度劣化が著しく大きいことがわかる。図-5に示す包絡線による履歴特性の比較を見てみると、局部座屈の発生位置が薄肉であるほど強度および変形性能が小さく、強度劣化が大きいことが見て取れる。変断面部で座屈が生じたモデルの方が薄肉であることから、変断面橋脚における過度な経済性の追求は変断面部での座屈を引き起こし、耐震性能の低下に繋がるといえる。

断面変化数の影響を調査するために図-6に基部座屈時における等断面モデルと変断面モデルの比較を示す。既往の研究で得られた2段階変断面モデルについても検討する。図を見てみると、最大荷重後の強度劣化が断面変化数の多いモデルほど緩やかであることがわかる。また、ケースによっては変断面構造にすることで変形性能が大きくなるものもある。これは前述した原因によるものである。以上の結果を踏まえると、変断面橋脚は変断面部の局部座屈による耐震性能の低下のリスクはあるものの、安全面をよく考慮すれば等断面橋脚と比べて優れた変断面橋脚の設計が可能であるといえる。

表-3に変断面部の板厚を増減させて行った変断面モデルの繰り返し弾塑性有限変位解析の結果を示す。表中の t_2 および t_3 はモデル基部で座屈が生じたときの変断面部の板厚の最小値、 R_2 および R_3 はそのときの変断面部の幅厚比パラメータを示している。

5. 耐震設計法に関する一提案

(1) 変断面部で座屈しない条件式

条件式の作成にあたっては、基部の構造パラメータで

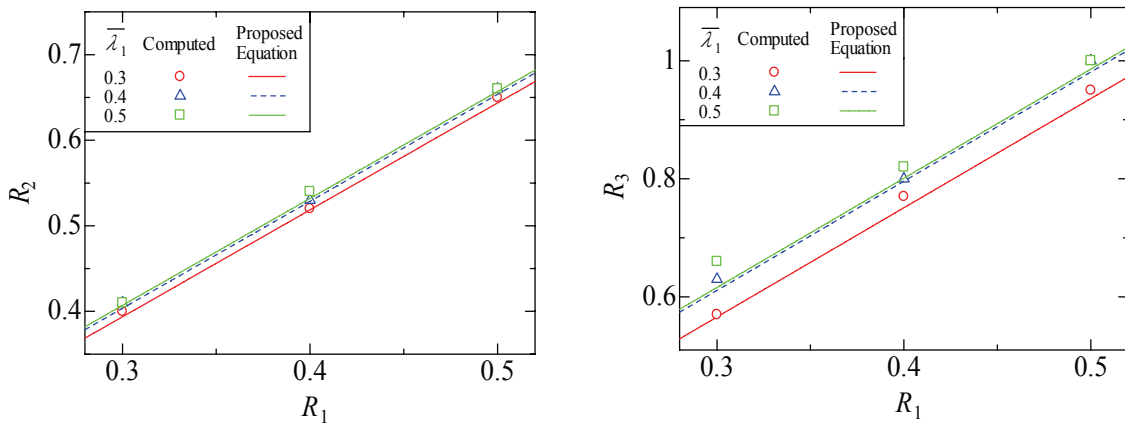


図-7 解析結果の R_1-R_2, R_1-R_3 関係および近似直線

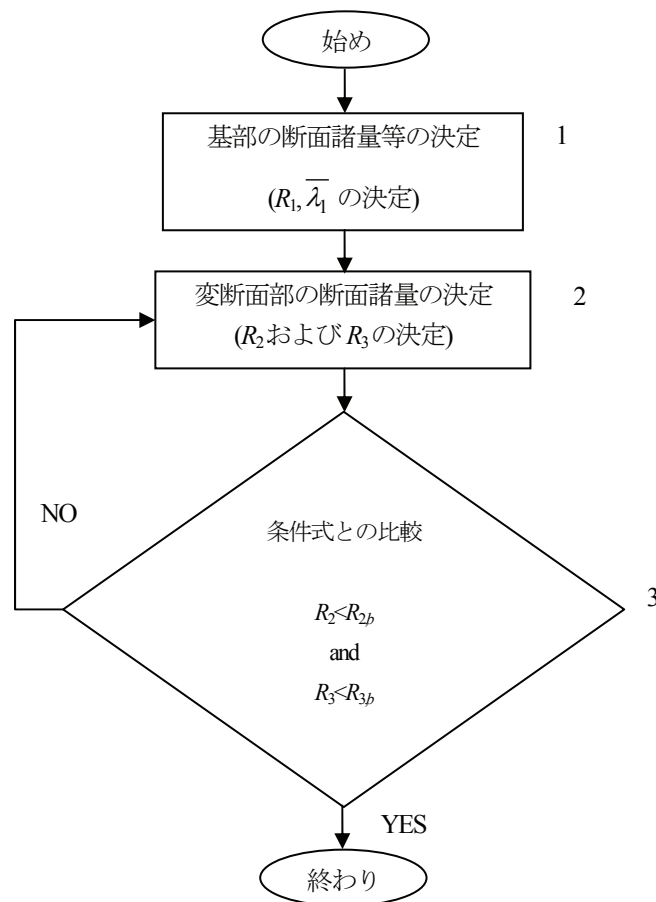


図-8 条件式を用いた3段階変断面橋脚の設計法

ある R_1 および $\bar{\lambda}_1$ を用いて変断面部の幅厚比パラメータ R_2 を導くと、以下の式となる。または R_3 の式として提案する。

$$R_{2,b} = 1.25 R_1 + 0.06 \bar{\lambda}_1 \quad (6)$$

$$R_{3,b} = 1.85 R_1 + 0.245 \bar{\lambda}_1 \quad (7)$$

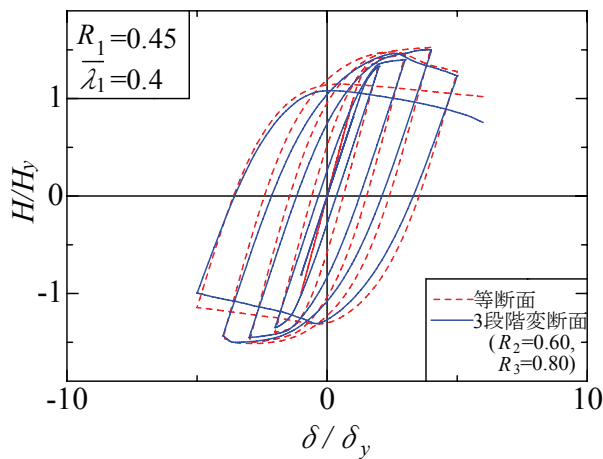
ここで、表-3の各ケースにおける基部の幅厚比パラメータ R_1 に対する変断面部の幅厚比パラメータ R_2 および R_3 の値をプロットしたものおよびその近似直線を図-7に示す。図中の各近似直線は、平均値直線から標準偏差の2倍を差し引いたもので、全ての解析結果に比べて安全側となるように定めている。この近似直線より、構造パラメータの影響を考慮した変断面部で座屈しない条件式

(2) 条件式を用いた耐震設計法の提案

条件式を用いた3段階変断面橋脚の設計法を図-8に示す。また、以下に図-8における各プロセスの内容を示す。

表-4 検証モデルの諸元

R_1	$\bar{\lambda}_1$	$t_1(\text{mm})$	P/P_y	R_2	R_{2b}	$t_2(\text{mm})$	R_3	R_{3b}	$t_3(\text{mm})$
0.45	0.40	20	0.14	0.60	0.59	15.2	0.80	0.92	11.5



水平荷重—水平変位履歴曲線の比較

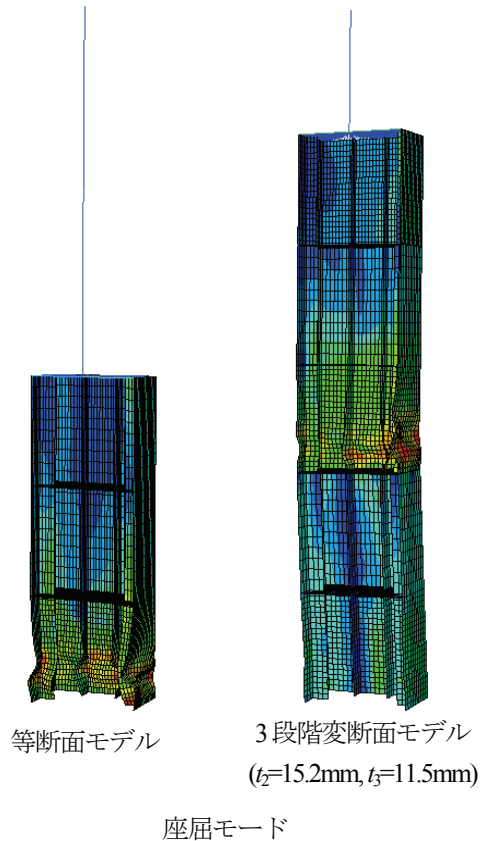


図-9 検証結果

1. 一次設計により橋脚基部の断面寸法，橋脚全体の高さ，作用軸力等を決定する．この過程で条件式に用いる R_1 および $\bar{\lambda}_1$ が定まる．
2. 変断面部の板厚を定め，変断面部の断面諸量を決定する．この過程で条件式との比較に用いる R_2 および R_3 が定まる．
3. プロセス 2 より得られた変断面部の幅厚比パラメータを条件式と比較する．3 段階変断面橋脚の場合は中段または上段が条件式の値を上回ると，設計を行った変断面橋脚は変断面部で局部座屈が生じると考えられるため再び設計を行う必要がある．一方で，変断面部の幅厚比パラメータが条件式の値を下回るときは，等断面橋脚に比べて耐震性および経済性の面で優れた変断面橋脚であるといえる．

この設計法を用いることで，解析を用いることなく，より簡易的に変断面橋脚の局部座屈の位置および耐震性能の低下の有無を知ることができる．

(3) 耐震設計法の適用例

ここでは，提案した変断面橋脚の設計法の妥当性を表-4に示すケースを例にとり検証を行う．表には基部と変断面部の主な構造パラメータとそれを用いて得た条件式の値を示している．表中の変断面部の幅厚比パラメータを条件式と比較すると，3段階変断面モデルは中段で局部座屈が生じると考えられる．図-9はその検証結果であり，解析した変断面モデルは予想した箇所で局部座屈が生じており，表のケースに関して条件式を用いた設計法の妥当性が証明できたといえる．

6. おわりに

(1) 結論

本研究では，構造用鋼材の構成則として開発された修正2曲面モデルを用い，補剛箱形3段階変断面鋼製橋脚の繰り返し弾塑性解析を行い，解析結果をもとに補剛箱形3段階変断面鋼製橋脚の履歴特性を明らかにし，補剛箱

形等断面鋼製橋脚に比べて耐震性や経済性が優位となる設計法の提案に関して解析的に検討した。以下に得られた結論を示す。

1. 3段階変断面橋脚は変断面部における局部座屈により、等断面橋脚に比べて大きな耐震性能の低下を招いてしまうが、基部で局部座屈が発生するような変断面橋脚の設計を行うことにより、等断面橋脚と同等またはそれ以上の耐震性能を得ることができる。
2. 本研究により、主要な構造パラメータの影響を考慮した3段階に断面が変化した補剛箱形変断面鋼製橋脚の変断面部で座屈しない条件式を提案できたといえる。
3. 本研究で提案した条件式を設計法に取り入れることで、解析を用いることなく、より簡易的に変断面橋脚の局部座屈の位置および耐震性能の低下の有無を知ることができる。

(2) 今後の課題

本研究にて提案を行った変断面部で座屈が生じない条件式および耐震設計法は解析の結果により得られたものである。このことから、提案を行った耐震設計法の妥当性を実験により検証する必要がある。

参考文献

- 1) 天野麻衣, 葛西昭, 宇佐美勉, 葛漢彬, 岡本真悟, 前野裕文: コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的および解析的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.179-188, 1998.
- 2) 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.
- 3) 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, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.46A, pp.109-118, 2000.
- 4) 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, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.201-210, 1998.
- 5) Usami, T., Gao, S. B. and Ge, H. B.: Elastoplastic analysis of steel members and frames subjected to cyclic loading, *Engineering Structures*, Vol.22, No.2, pp.135-145, 2000.
- 6) 永田和寿, 加藤慶太朗, 杉浦邦征, 橋本国太郎, 北原武嗣: 角部に腐食損傷を有する矩形鋼製橋脚の水平2方向挙動に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.58A, pp.299-309, 2012.3.
- 7) 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, 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, pp.55-56, 2002.
- 8) 後藤芳顕, 山口栄輝, 濱崎義弘, 磯江暁, 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, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.45A, pp.197-205, 1999.
- 9) 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, 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, pp.203-208, 2002.
- 10) 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, 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), pp.I_440-I_447, 2013.
- 11) 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.

A PROPOSAL FOR OPTIMUM DESIGN OF STEEL BRIDGE PIERS WITH 3- STEPS VARIABLE STIFFENED BOX SECTIONS

Rikuya MARUYAMA, and Hanbin GE

The present paper is aimed at proposing a conditional expression of avoiding local buckling in part of variable sections for steel bridge piers with 3-steps variable stiffened box sections and suggestion of the design method. For bridge piers with 3-steps variable sections, seismic performance of structures becomes lower because of occurring buckling in the part of variable sections compared with those with uniform sections. In addition when local buckling occurs base section in steel bridge piers with 3-steps variable sections, It may show the performance that is better than uniform sections. Base on this, a conditional expression for avoiding buckling in part of variable sections is proposed considering effects of structural parameters from results of quasi-static analysis performed on steel bridge piers with variable stiffened box-sectional models. The analytical results show that the positions of buckling and whether seismic performance will be lower or not for steel bridge piers with variable stiffened box sections can be evaluated easily by adopting the proposed conditional expression.