# 補剛箱形変断面鋼製橋脚の耐震設計法の開発に 関する一検討

# 中村 佳昭1・葛 漢彬2

 <sup>1</sup>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:e0628512@ccalummi.meijo-u.ac.jp
 <sup>2</sup>名城大学教授 理工学部建設システム工学科 (〒468-8502 愛知県名古屋市天白区塩釜口1-501)
 E-mail:gehanbin@meijo-u.ac.jp

本論文は、補剛箱形変断面鋼製橋脚の耐震設計法の開発に関して行った数値解析の結果をまとめたも のである。断面が2段階に変化する変断面橋脚において、断面変化部の板厚がそれぞれ異なる変断面橋脚 モデルを作成し、Pushover解析に基づく損傷度評価による設計法を満たす変断面橋脚モデルを導き、そ のモデルに対して準静的解析を行い、変断面橋脚モデルと等断面橋脚モデルによる弾塑性挙動の比較お よび座屈発生箇所の検証を行い、等断面橋脚と同等の耐震性能を有する変断面橋脚の耐震設計法に関し て検討する.本研究の結論として、今回提案した手法によって設計された変断面橋脚は等断面橋脚に対 して様々な面で優れており、提案手法は有効であるといえる.

# *KeyWords:* variablestiffenedboxsections, steelbridgepier , bucklingmode, elasto-plastic behavior, earthquakeresistant designmethod

# 1. はじめに

1995年に発生した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(主に断面変化部の局部座屈)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,橋脚断面が高さ方向に一様な等 断面鋼製橋脚が主に用いられ,現在までに多くの研 究が行われている<sup>1)-6</sup>.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.

しかし、変断面橋脚が等断面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 では変断面橋脚が等断面橋脚と同等の耐震性能を有 することが確保できると考えられるため、変断面橋 脚の弾塑性挙動や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、橋脚の高さ方向に板厚が2段階に変 化する補剛箱形変断面鋼製橋脚のモデルに対して Pushover 解析による損傷度評価および準静的解析の 結果をもとにした変断面鋼製橋脚モデルと等断面鋼 製橋脚モデルの履歴特性の比較および局部座屈の発 生箇所の検証等を行い、等断面鋼製橋脚モデルに比 べ経済的で、かつ同等の耐震性能を有する変断面鋼 製橋脚モデルの最適な設計条件に関して解析的に検 討することを目的とする.

# 2. 設計の流れと考え方

図-1に本研究における変断面鋼製橋脚モデルの 設計の流れを示す.また,以下に図-1における各 プロセスについての内容を記す.

- 基部および断面変化部に適用される構造パラメ ータより一次設計を行い,解析に用いる変断面 橋脚モデルの寸法等を求める.
- はり要素を用いて変断面橋脚モデルを作成し、 Pushover 解析を行う.
- 解析結果より、有効破壊長領域として定められた基部および断面変化部周辺における損傷度 D<sub>i</sub>を算出する.
- 基部の損傷度 D<sub>1</sub>が 1.0 となり局部座屈が生じた ときに断面変化部周辺の損傷度 D<sub>2</sub>が 0.7 程度と なるか判定を行う.これについては後述する.
- 5. 条件を満たす変断面橋脚モデルを用いて準静的 解析を行い,局部座屈発生箇所の検証,等断面 モデルとの履歴特性の比較等を行う.



図-1 中のプロセス 3,4 について詳細に述べる と、本研究で対象となる構造物は静定構造物である ので、各有効破壊長領域における損傷度のうち、ど ちらかが 1.0 に達すれば破壊ということになり、設 計にあたっては、変断面橋脚において基部よりも薄 肉である断面変化部周辺で局部座屈が生じると耐震 性能が低下すると考えられるため、モデル基部で局 部座屈が生じる, すなわち断面変化部周辺よりも先 に基部の損傷度が 1.0 に達するように設計する. ま た, 耐震性だけでなく経済性も追求するため, モデ ル基部で局部座屈が生じる条件で、断面変化部周辺 の板厚を薄くし、経済性を高める.ただし、モデル 基部で局部座屈が生じた際、断面変化部の損傷度が 0.9~1.0 となる設計は危険側になる可能性があると 考え、また、安全度を考慮して設計した過去の変断 面橋脚が断面変化部で局部座屈が生じたという経緯 を踏まえると、やや安全余裕度を高めておく必要が ある.よって、本研究では試行錯誤的ではあるが、 基部の損傷度が 1.0 となり局部座屈が生じたときに, 断面変化部周辺の損傷度が 0.7 程度となる断面変化 部周辺の板厚を決定する.

#### 3. 解析手法

## (1) Pushover 解析

#### a)解析モデル

解析の対象となる橋脚は,図-2に示す高さ h/2 で断面が変化する変断面橋脚である.本研究におけ る変断面モデルの設計手順は,はじめに基部に適用 されている構造パラメータをもとに一次設計を行い, 基部の断面寸法,橋脚高さ,作用軸力を求め,次に 断面変化部周辺の板厚を定め,断面変化部周辺の断 面寸法を決定する.そして,これらの手順により設 計した変断面橋脚をはり要素によりモデル化し,後 述する損傷度評価を行うため,変断面橋脚において 局部座屈が考慮される基部と断面変化部周辺におい て,ダイアフラム間隔またはフランジ幅 b の 0.7 倍 のうち,小さいほうを有効破壊長領域 l<sub>e</sub>と定め<sup>1)</sup>, 有効破壊長領域をそれぞれ5分割し,解析を行う.

#### b) 等価断面の決定

解析に際しては補剛箱形断面をそのまま用いても 良いが、計算の簡略化のため、等価な無補剛箱形断 面に置き換える.置換は、次の条件で行う<sup>2</sup>(図-3

No.	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6 C	lase7 C	ase8
$R_{f1}$	0.5	0.45	0.4	0.35	0.5	0.45	0.4	0.35
$\overline{\lambda_1}$	0.3	0.3	0.3	0.3	0.5	0.5	0.5	0.5
γ/γ <sup>*</sup>	3	3	3	3	3	3	3	3
α	1	1	1	1	1	1	1	1
$\overline{\lambda_{s1}}$	0.32	0.29	0.26	0.23	0.32	0.29	0.26	0.23
h (mm)	6895	6178	5460	4741	11492	10296	9099	7902
<i>b</i> 1(mm)	1459	1313	1167	1021	1459	1313	1167	1021
$t_1 = t_{s1}$ (mm)	20	20	20	20	20	20	20	20
<i>b</i> <sub><i>s</i>1</sub> (mm)	195	190	184	178	195	190	184	178
$P/P_{y1}$	0.17	0.18	0.18	0.18	0.11	0.12	0.12	0.12
$H_y(MN)$	2.38	2.23	2.02	1.79	1.54	1.44	1.3	1.16
$\delta_y$ (mm)	29.28	26.82	23.63	20.36	81.38	74.55	65.64	56.51

表-1 解析諸元

表-2 材料定数

$\sigma_y$ (MPa)	E(GPa)	v
315	206000	0.3

参照).

- (1) 断面の外形は不変(断面の幅 B, 高さ D<sub>w</sub>は不 変).
- (2) 断面積は不変.
- (3) z軸回りの全塑性モーメントは不変.

これらの条件により、置換断面のフランジおよび ウェブの板厚 $t_f$ ,  $t_w$ は、条件(2)、(3)を表す次式 を解くことによって容易に求められる.

$$2\left\{\overline{Bt_f} + \left(D - 2\overline{t_f}\right)\overline{t_w}\right\} = A \tag{1}$$

$$B\overline{t_f}\left(D-\overline{t_f}\right)\sigma_{yf} + \frac{1}{2}\left(D-2\overline{t_f}\right)^2\overline{t_w}\sigma_{yw} = M_p(2)$$

ここで、 $\sigma_{yf} = フランジ降伏応力, \sigma_{yw} = ウェブ降伏応力, A = 補剛断面の全断面積, <math>M_p = 補剛箱形断面の全塑性モーメントである.$ 

式(1), (2)において,フランジとウェブの降伏応 力が等しいとすることで, $t_f$ および $t_w$ は次式で与 えられる.

$$\overline{t_f} = \frac{4Z - AD}{2(BD - A)} (3)$$
$$\overline{t_w} = \frac{A - 2B\overline{t_f}}{2(D - 2\overline{t_f})} (4)$$

ここで、Zは補剛箱形断面の塑性断面係数を表し、 $Z = M_x/\sigma_x$ とすることで求められる.

#### c)構成則および載荷パターン

構成則はバイリニア型応力-ひずみ関係に移動硬 化則を適用したものを用い,載荷パターンは単調載 荷を用いる.

## d)解析諸元

表-1に解析モデルの諸元を示す.表-1は、基部 に適用した構造パラメータおよびそれらを用いた一 次設計によって得られたパラメータを示しており、 解析に際してはこれらを用いる.また、材料定数は、 表-2に示すようになっており、鋼材はSM490とし ている.

#### e)損傷度評価

Pushover 解析を行った変断面モデルにおいて,有 効破壊長領域として定めた基部および断面変化部周 辺に対する損傷度を算出する.ここで,各領域にお ける損傷度  $D_i$ は以下のように定義する<sup>3)</sup>.

$$D_i = \frac{\varepsilon_{ai}}{\varepsilon_{ui}}$$
(5)

ここで、 $\epsilon_{ai}$ は有効破壊長領域 $l_{ei}$ におけるフランジ に発生する圧縮ひずみの平均値、 $\epsilon_{ui}$ は終局ひずみで ある.終局ひずみの算出式は過去の研究よりさまざ まな式が提案されているが<sup>4).5)</sup>、本研究では局部座 屈に着目していることから、その条件に最も近い次 式から終局ひずみを求める<sup>6)</sup>.



No.	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6 (	Case7 C	ase8
$R_{f1}$	0.5	0.45	0.4	0.35	0.5	0.45	0.4	0.35
$\overline{\lambda_1}$	0.3	0.3	0.3	0.3	0.5	0.5	0.5	0.5
$t_1 = t_{s1}$ (mm)	20	20	20	20	20	20	20	20
$\overline{\lambda_{s1}}$	0.32	0.29	0.26	0.23	0.32	0.29	0.26	0.23
$t_2 = t_{s2}$ (mm)	13	12.9	12.9	13	12.7	12.7	12.5	12.6
$\overline{\lambda_{s2}}$	0.53	0.47	0.41	0.35	0.55	0.48	0.43	0.36
$D_{2}$ at $D_{1}=1.0$	0.71	0.72	0.71	0.7	0.71	0.7	0.71	0.72

**表-3** 解析結果

$$\frac{\varepsilon_{ui}}{\varepsilon_y} = \frac{0.145}{\left(\overline{\lambda_{si}} - 0.2\right)^{1.11}} + 1.19 \le 20.0$$
(6)

ただし,  $\overline{\lambda_{si}} \leq 0.2$ のときは,  $\varepsilon_{ui}/\varepsilon_y = 20.0$ とする. また, 式中の $\overline{\lambda_{si}}$ は各断面における補剛材細長比パ ラメータである.

# (2) 準静的解析

ここでは、Pushover 解析における設計手法より得 られた断面変化部周辺の板厚を用いて作成したシェ ル解析モデルに対して準静的解析を行う.解析の対 象となるモデルを図-4 に示す.解析モデルにおい て、局部座屈は基部および断面変化部で発生するこ とから、基部および断面変化部にシェル要素を用い、 残りの部分にははり要素を用いた.ダイアフラムに ついては、断面変化点および上下の断面の区間それ ぞれに対して縦横比 α が 1.0 となる高さ b の箇所に 設置する.シェル要素適用部分の断面は, 図-3(a) に示す補剛断面を用い,はり要素適用部分の断面は 図-3(b)に示す等価無補剛断面を用いた<sup>7).8)</sup>.なお, 構成則は Pushover 解析時と同様にバイリニア型移 動硬化則を用い,載荷パターンは漸増繰り返し載荷 を用いる.

# 4. 解析結果および考察

## (1) Pushover解析

各解析モデルのPushover解析を用いた設計手法よ り得られた結果を表-3に示す。今回解析を行った 基部の幅厚比パラメータが0.35~0.5のモデルに対し, 基部座屈が生じた際の断面変化部周辺の損傷度が 0.7程度となる断面変化部周辺の板厚は12.5mm ~ 13mmの範囲となった。これらの結果を踏まえ,以 降に述べる準静的解析を行う。



#### (2) 準静的解析

## a)等断面モデルとの比較

図-5および図-6に基部における幅厚比パラメー タおよび細長比パラメータが等しい変断面モデルと 等断面モデルの履歴曲線および包絡線による比較を 示す.図より,今回解析を行った変断面モデルは等 断面モデルに対して若干の剛性の低下が見られるも のの,最大荷重値およびその後の挙動が比較的近く, 等断面モデルと同等の耐震性能を有しているといえ る.







# b)幅厚比パラメータの影響

図-7に、  $\lambda$ =0.3、0.5の変断面モデルにおける幅 厚比パラメータの影響を包絡線を用いて示す. 図中 の最大荷重とそのときの変位に着目すると、幅厚比 パラメータが0.5から0.3と小さくなるにつれて、最 大荷重とそれに対応する変位が大きくなり高い変形 性能を有することがわかる. また、最大荷重後の強 度劣化は幅厚比パラメータの小さいものほど緩やか になっている.

#### c)細長比パラメータの影響

図-8に、*R*<sub>fl</sub>=0.5, 0.4の変断面モデルにおける細 長比パラメータの影響を示す.図より、細長比パラ メータが小さいモデルの方が最大荷重が大きく,最 大荷重後の強度劣化が緩やかになり変形性能が高く なることがわかる.

# c) 座屈発生箇所による影響

図-9に、基部または断面変化部で局部座屈が生じたときの履歴特性への影響を示す。図中の断面変化部で局部座屈が生じたモデルは、Case1モデルと比較するため、本設計手法において、基部の損傷度が1.0となったとき、断面変化部の損傷度が0.9程度(t2=12.4mm)となるように設計を行ったときの変断面モデル(Case1Aと称する)である。図を見てみると、断面変化部で局部座屈が生じたときの最大荷重



およびそのときの変位は、基部で局部座屈が生じた ときに比べて小さくなり、最大荷重後の強度劣化も 急であることがわかる.また、設計手法の観点で考 察すると、本論文における損傷度評価を用いた変断 面モデルの設計において、経済性の過度な追求は耐 震性能を低下させることにつながるため、安全余裕 度を考慮した本設計手法の思想は妥当であるといえ る.

#### d) 座屈モードの比較

図-10から図-12に解析モデルの解析終了時における座屈モードを示す.本設計手法を用いた変断面 モデルは全てモデル基部で座屈が生じ,提案設計手法の条件を満たさないよりに設計を行ったCase 1A の変断面モデルは断面変化部で座屈が生じることが 確認できた.

# 5. 結論

本研究では、変断面橋脚モデルに対し、Pushover 解析および準静的解析を行い、補剛箱形等断面鋼製 橋脚に比べ耐震性や経済性で有利な補剛箱形変断面 鋼製橋脚の設計条件等を明らかにした.以下に得ら れた結論を示す.

1. 変断面モデルにおいて等断面モデルと断面寸 法が等しいモデル基部で局部座屈が生じるよ



図-12 Case1A(D<sub>2</sub>=0.91at D<sub>1</sub>=1.0)の座屈モード

うに設計することで、等断面モデルと同等の 耐震性能を得られた.

- 今回解析を行った変断面モデルは耐震性やコ スト面を考慮すると等断面モデルよりも有利 なモデルであるといえることから、本研究で 提案した手法は有効であると考えられる.
- 3. 変断面モデルの断面変化部で局部座屈が生じ ると,基部で局部座屈が生じた場合に比べて 強度と変形能が低下する.
- 幅厚比パラメータ、細長比パラメータを小さ くすることで強度と変形能を高めることがで

きる.

参考文献

- 1) 葛西 昭,宇佐美 勉,葛 漢彬(1997):コンクリ ート部分充填鋼製橋脚の耐震性能,橋梁と基礎, Vol.31,No.9,pp.23-29,1997.
- 天野 麻衣, 葛西 昭, 宇佐美 勉, 他(1998):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.
- 3) 葛 漢彬,宇佐美 勉,他(1995):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.
- Usami, T., Zheng, Y. and Ge, H. B.(2000) : Recent research developments in stability and ductility of bridge structures (general report), J. Constructiona 1Steel Research, Vol.55, pp.183-209,2000 .
- 5) Zheng, Y., Usami, T. and Ge, H. B.(2000) : Ductility of thin-walledsteelboxstub-columns.J.StructuralE nginner ing,ASCE,Vol.126,No.11,pp.1304-1311,2000 .
- (i) 渡辺 智彦, 葛 漢彬, 宇佐美 勉(1999): 繰り返 し載荷を受ける補剛板の強度と変形能に関する解析 的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.45A, pp.185-195,1999.
- ろ 漢彬,宇佐美 勉,高 聖彬(2000):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.
- 葛 漢彬,高 聖彬,宇佐美 勉(1998):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.

# Studyondevelopmentofearthquakeresistantdesign methodforsteelbridgepierswith variablestiffenedboxsections

# YoshiakiNAKAMURA, HanbinGE

The present study is aimed at proposing a design me box sections. For this purpose, pushover analysis a with variable sections, and comparisons of elasticand uniform section models are made. The results sh designed using the proposed method have the high se with uniform sections.

thod for steel bridge piers with variable stiffened ndquasi-static analysis are performed on bridge pi plastic behavior between the variable sections mode ow that the bridge piers with variable sections ismic performances as the same as the bridge piers