# 高変形能低強度断面を有する鋼製橋脚に支持された高架橋の耐震性能評価

Seismic performance evaluation of a viaduct supported by steel bridge piers with Embedded Plastic Segment

松村 政秀\*,内田 諭\*\*,北田 俊行\*\*\* Masahide Matsumura, Satoshi Uchida, Toshiyuki Kitada

\*博(工),大阪市立大学大学院講師,工学研究科都市系専攻(〒558-8585大阪市住吉区杉本3-3-138) \*\*修(工),㈱ニュージェック,道路グループ橋梁チーム(〒531-0074大阪市北区本庄東2-3-20) \*\*\*工博,大阪市立大学大学院教授,工学研究科都市系専攻(〒558-8585大阪市住吉区杉本3-3-138)

ABSTRACT Embedded Plastic Segment (EPS), which has been developped as a seismic retrofitting technique for existing steel bridge piers, can enhance the ductility with less increment in the ultimate strength of the column members. In this paper, the seismic performance of a viaduct of the total length 200m with 5 spans supported by the steel bridge piers with the EPS is analytically investigated. The effectiveness of the steel bridge piers with the EPS is revealed in comparison with a viaduct supported by concrete filled steel bridge piers. It is concluded that the EPS enables the reduction of the construction cost of piles and footing concrete and the enhancement of redundancy of the viaduct.

Key Words: embedded plastic segment, seismic performance, viaduct, steel bridge pier, dynamic response analysis キーワード: 制御塑性区間, 耐震性能, 高架橋, 鋼製橋脚, 動的応答解析

## 1. はじめに

鋼製橋脚の建設費は RC 橋脚と比較して高価である. その一方で,鋼製橋脚は,複雑で多様な形状の橋脚を形 成でき,現場での工期短縮も図れることから,空間的な 制約が多く建築限界等の規制が厳しい都市内,地盤条件 の軟弱な海上部・沿岸埋立地,および複雑な橋脚形状が 必要となる場所等, RC 橋脚での建設が困難な場所に建 設されることが多い.

しかしながら、兵庫県南部地震において、既設の鋼製 橋脚は、板厚変化部や中詰めコンクリート充填断面直上 の鋼断面で局部座屈変形などの損傷を受けた.柱部材に 座屈損傷が生じなかった場合には、柱基部付近の鋼板の 割れ、アンカーボルトの伸びや破断などの被害も認めら れた<sup>1)</sup>.ここで、路面下にある橋脚基部の定着構造ある いはフーチングコンクリートや杭などの基礎構造への 損傷発生は、震災後の緊急点検や応急復旧、補修・補強 が困難であるため、耐震設計上好ましいとは言えない

(図-1,曲線(4)). そのため,兵庫県南部地震以降には, 既設鋼製橋脚(図-1,曲線(1))の柱部材の変形性能を 向上するため,定着部の補強が必要とならない範囲で, 鋼製橋脚の耐震補強が実施されてきた.

一方,高い耐震性能が要求される新設の鋼製橋脚には, 比較的厚肉の鋼板を使用したサイズの大きな小数の縦 補剛材を溶接接合するコンパクトな補剛断面を有する 鋼製橋脚について検討がすすめられている. このように, 耐荷力が大きい橋脚を採用すると、補剛板の耐荷力不足 は解消され変形性能の向上も期待できる. ところが、大 きな塑性ひずみが繰り返し生じることに起因して低サ イクル疲労の問題が懸念されている.また、定着構造お よび基礎構造は、これらへの損傷発生を防止するため、 柱部材よりも大きい耐荷力を保有するように設計され ている<sup>2)</sup>. したがって,設計地震力が大きくなったこと に伴う耐荷力の大きい橋脚柱部材の採用により、アンカ ーボルトやアンカーフレーム、ひいてはフーチングまで も大型化し、その施工性が問題となっている、定着構造 の建設コストが、鋼製橋脚全体の建設コストに占める割 合が大きいため、基礎構造の大型化は、建設コストの増 大にもつながってくるものと推察される. 例えば、文献 3) では、T型鋼製橋脚を対象として、橋脚本体(梁およ び柱部材)とアンカー部(アンカーフレームおよびアン カーボルトを含む)とに区分し、その構成比率(その重

量および受注金額(材料から製作までの費用))が調査 されている.その結果,T型鋼製橋脚ではアンカー部の 鋼重および工費の全体重量に対する比率は,それぞれ10 ~15%,および18~30%と,アンカー部の橋脚全体コス トに占める割合がかなり大きいことが述べられている.

このような状況のもと、文献4)では、耐荷力をあまり 上昇させずに変形性能の向上が可能な、既設鋼製橋脚の 耐震補強方法として、コンクリート充填柱の中程に柱下 端の断面よりも先行して塑性化させる高変形能低強度 断面(以下、EPS 断面(Embedded Plastic Segment)とい う)を設置し、EPS 断面を制御断面とする、隙間空けコ ンクリート充填補強法が提案されている.また、このEPS 断面を設置した合成柱では、EPS 断面の耐荷力と変形性 能により、柱基部付近での損傷の確実な防止と柱部材の 十分な変形性能の確保が可能であることが、載荷実験お よび数値解析により明らかにされている<sup>5,0</sup>.

より合理的で経済的な鋼製橋脚あるいは高架橋の建 設には、橋脚自体の高機能化と大幅な建設費の縮減とを 図ることが必要である.そこで、本研究では、高架橋を 支持する新設の鋼製橋脚に EPS 断面を適用する場合を 対象として、高架橋を試設計し、動的応答解析によりそ の耐震性能を評価するとともに、既設鋼製橋脚の耐震補 強のために開発された EPS 断面の新設橋脚への適用可 能性、および基礎構造の小型化による建設コスト低減の 可能性について検討する.

### 2. 隙間空けコンクリート充填補強法の概要<sup>6)</sup>

図-2 には、隙間空けコンクリート充填補強法を施し た鋼製橋脚柱部材の概略を示す.この補強方法では、鋼 断面柱部材に、鋼断面のみからなる EPS 断面と追加充填 コンクリートとを追加するが、EPS 断面に他の部分より も先行して大きな塑性変形を発生させる.EPS 断面の設 置は、とりわけ、レベル2 地震動に対して、コンクリー ト充填補強法を施すことによる橋脚下端の耐力上昇、す なわち補強に伴う基礎への負担増が許容できない鋼製 橋脚への適用が有用である.

なお、文献 5)において、EPS 断面の高さを複数設定し て行った柱部材の繰返し載荷実験を実施している.その 結果、EPS 断面の高さを縦補剛材間隔と同じ長さに設定 したとき、補強に伴う強度上昇が最小となり、変形性能 の向上も認められた.このとき、EPS 断面では、縦補剛 材間の板パネルに局部座屈変形が発生するが、補剛板パ ネル全体や縦補剛材の座屈変形の発生を防止できるた め、補強に伴う耐荷力の上昇を抑制した上で、変形性能 を向上することが可能である.一方、EPS 断面の高さが 長い場合には EPS 断面内の補剛板全体や縦補剛材に座 屈変形が早期に発生するため、柱部材の変形性能が低下 する.

また, EPS 断面は, 曲げモーメント分布を考慮して,







(a)鋼製ダイアフラム構造
 (b)RC ダイアフラム構造
 図-3 EPS 断面の設置例<sup>5</sup>

柱部材の中で EPS 断面が最初に降伏に至る位置に設置 する.したがって,EPS 断面が最初に塑性化するため, 最終的な崩壊箇所,すなわち修復すべき箇所もEPS 断面 に限定できる.また,EPS 断面の終局強度が,EPS 断面 を設置した柱部材の耐荷力の決定に支配的であるため, 耐荷力や変形性能の推定が,合成断面を制御断面とする 場合よりも高い精度で可能であり,EPS 断面以外の区間 は,座屈発生防止のみを目的とした強度設計が可能であ る.とりわけ,座屈等の変形は,EPS 断面のみに生じる ため,合成断面が損傷する場合に比べて,損傷後の補修 や補強が容易であると考えられる.

EPS 断面を用いる耐震補強効果については,文献 5), 6)において,載荷実験および数値解析により詳しく述べ られている.このうち,文献 6)では,鋼製ダイアフラム 構造(図-3(a))を用いた載荷実験の結果に基づいて, 適切な EPS 断面の高さは,ダイアフラムと縦補剛材とで 区切られたパネルのアスペクト比αが約 1.0 であり,こ



図-4 対象橋梁の概要(単位:mm)

表-1 設計条件

表-2 死荷重反力および上部構造分担重量まとめ

P3

9,610

0.10

9,837

10.097

9,836

10,097

P4

9.610

0.10

10,088

10,097

10.087

10,097

P5

11,230

0.12

9,548

9.886

P6

3,880

0.09

5.589

4.737 5.591

4,741

形式	5 径間連続 I 桁橋		権期釆号		<b>P</b> 1	P7	
支間	40 m×5 径間		11610011111111111111111111111111111111		11	12	
幅員	19.0 m		死荷重反力 $R_d(kN)$		3,880	11,230	
活荷重	B 活荷重		軸力比 σ/σ <sub>v</sub>		0.09	0.12	
地盤種別	Ⅲ種地盤						
地域区分	C <sub>7</sub> =1.0			従来型	橋軸	3,965	10,414
古承冬州	反力分散支承		上部工	鋼製橋脚	橋軸直角	4,737	9,886
又小木叶	(橋軸,橋軸直角方向)		$W_{u}(kN)$	EPS	橋軸	3,970	10,410
下部構造	T型鋼製橋脚(鋼材:SM490Y,			鋼製橋脚	橋軸直角	4 741	9 882
						1,7 11	2,002

のとき,終局ひずみを  $\epsilon_{\mu}/\epsilon_{\nu}=30$  と設定できることが確 認されている. この EPS 断面の終局ひずみε,,は,縦補 剛材間の板パネルに局部座屈変形は認められるが、補剛 板パネル全体の座屈変形は発生せず, EPS 断面が耐荷力 の減少や鋼材の割れは発生せず安定した変形性能を確 保できる限界値である.

EPS 断面の構造例として、図-3(b)に示すような RC ダイアフラム構造の適用も考えられる. すなわち, ダイ アフラムにより下方に位置するコンクリートは密閉さ れる. また, EPS 断面の上下境界面において剛性が急変 するが、文献5)の載荷実験において特に問題ないことが 確認されている.

隙間空けコンクリート充填補強工法の利点をまとめ ると、以下のとおりである.

①変形性能の向上・強度レベルのコントロール ②施工性・経済性に有利 ③損傷の早期発見 ④損傷後の早期復旧(補修・補強が容易)

### 3. 高架橋の鋼製橋脚への EPS 断面の適用

ここでは、隙間空けコンクリート充填工法で提案され ている耐力抑制機能を有する EPS 断面を, 新設橋脚に適 用することを目的として, 高架橋を支持する鋼製橋脚柱 基部へ適用した場合について試設計を行っている.

そして、コンクリートを充填した鋼製橋脚を下部構造 として適用する場合を比較検討することによって、EPS 断面が高架橋の全体挙動へ及ぼす影響,およびEPS 断面 設置の得失を検討している.



### 3.1 対象橋梁の設計

試設計した検討対象の橋梁の概要を図-4 に示す. 対 象橋梁は橋長200mの5径間連続I桁橋であり、下部構 造は鋼製橋脚(地盤種別:Ⅲ種地盤,基礎形式:鋼管杭) であり、平成14年道路橋示方書・同解説 つにしたがい設 計した. なお, 各橋脚上には積層ゴム支承を設置し, 長 周期化と地震力の分散を図っている.対象橋梁の設計条 件を表-1に示す.

試設計の結果のうち、上部構造反力を表-2 に、橋脚 寸法を図-5 に示す. 鋼製橋脚の断面寸法(外形および 板厚)は、レベル1地震時により決定している.また、 EPS 鋼製橋脚では、柱基部の耐力が低いため、必要最小 なコンクリートの充填高さを従来型鋼製橋脚に比べて 低くできる可能性があり、これを考慮するとより合理的 なEPS 鋼製橋脚の設計も可能である。ただし、本研究で

は、EPS 断面の設置が柱基部の耐力に及ぼす影響に着目 するため、EPS 鋼製橋脚と従来型鋼製橋脚とでコンクリ ート充填高さを同じ高さに設定している.EPS 断面は、 柱下端に挿入し、EPS 断面の高さは既往の実験結果<sup>5</sup>に 基づいて縦補剛材間の板パネルのアスペクト比αが1と なるように、500 mm と設定している.なお、レベル2 地震動に対する耐震性能の照査は、「4.レベル2 地震時 おける耐震性評価」において後述する.

# 3.2 橋脚単体解析モデルによる Push-Over 解析

柱下部にコンクリートを充填し、なおかつ鋼断面の幅 厚比パラメータを制御することによりじん性を確保し、 耐震性能を向上した鋼製橋脚(以下、「従来型鋼製橋脚」 という)と、従来型鋼製橋脚の柱基部にEPS 断面を設置 したコンクリート充填鋼製橋脚(以下、「EPS 鋼製橋脚」 という)との挙動を、それぞれの橋脚単体解析モデルを 対象とした Push-Over 解析により検討する.なお、 Push-Over 解析では、上部構造慣性力載荷位置に強制変 位を漸増載荷し、水平変位の載荷方向は橋軸直角方向と した.

### (1) 橋脚単体解析モデル

橋脚単体解析モデルを図-6 に示す. 解析モデルは, ファイバー要素を用いた非線形骨組構造モデルを用い た. 今回用いたファイバー要素は、要素の変位関数と形 状関数を同じ1次の多項式で与え,要素間で一定の曲率 となる2節点の梁要素である.また、文献5)で終局ひず みが EPS 断面の平均ひずみとして与えられていること から, EPS 断面の要素分割は1とし, ひずみが集中する ことが考えられる橋脚下端の要素長は 500mm に設定し た、ここで、鋼材およびコンクリートの非線形特性は、 図-7 に示すとおりであり、文献 7)に規定されている鋼 製橋脚の鋼材および充填コンクリートの応力ーひずみ 関係をもとに設定している. 鋼断面およびコンクリート 充填鋼断面の許容ひずみ  $\epsilon_a$ は  $\epsilon_a=7 \epsilon_v$ と設定した<sup>7)</sup>. ま た, EPS 断面の許容ひずみは, EPS 断面の終局ひずみ  $(\epsilon_{\mu}=30\epsilon_{\nu})$ に安全率 $\alpha=1.5$ を考慮し、 $\epsilon_{\alpha}=20\epsilon_{\nu}$ とし た.



図-6 橋脚単体解析モデル (EPS 鋼製橋脚,単位:mm)



#### (2) 解析結果

図-8 には、橋脚単体解析モデルの上部構造慣性力載 荷位置における水平荷重 Pと水平変位 δとの関係を示す. なお、図中の降伏変位は、道路橋示方書 V 耐震設計編<sup>7</sup> における鋼製橋脚の降伏の定義に従い、圧縮側縁端が降 伏応力に達した時の変位とした.図-8 より、それぞれ の橋脚の初期剛性は同程度であるが、EPS 鋼製橋脚の降 伏荷重は、従来型鋼製橋脚の約70%であり、EPS 鋼製橋 脚では EPS 断面の降伏に伴い、水平変位が100 mm 前後 から、剛性が低下している.また、EPS 鋼製橋脚の終局 耐力は、従来型鋼製橋脚の約85%であり、EPS 断面を設 置する方が、橋脚基礎への作用曲げモーメントを低減で きることがわかる.

終局耐力時の水平変位を降伏水平変位で除して求ま る塑性率µに着目すると, EPS 鋼製橋脚の塑性率µは, 従来型鋼製橋脚よりも約15%改善されている.これには, EPS 断面の降伏曲げモーメントが,コンクリート充填断 面に比べて小さいため, EPS 鋼製橋脚の降伏変位が従来 型鋼製橋脚よりも小さいことも一因である.

また,図-9 には,終局時における圧縮ひずみの高さ 方向の分布を示す.なお,今回用いたファイバー要素で は,要素内のひずみは一定であるため,圧縮ひずみは要 素中心位置の値を用いている.



図-8 慣性力載荷位置における荷重-変位曲線



同図より, EPS 鋼製橋脚では, EPS 断面にひずみが集 中し, 塑性化が生じる箇所を EPS 断面のみに限定できる ため, EPS 断面直上のコンクリート充填部では損傷は生 じない. 一方, 従来型鋼製橋脚では, 塑性領域がより広 い範囲に分散されていることがわかる.

さらに、補剛鋼断面にコンクートを充填した合成断面 の終局耐力は、充填コンクリートの強度やダイアフラム や補剛板によるコンクリートのコンファインド効果等 により変動するため、合成断面の終局耐力の設計値は、 安全側に評価・算定しているのが通常であり、実際の終 局耐力は、設計値よりも大きいことが推察される.一方、 EPS 断面のような鋼断面は、機械的性質が安定した単一 の材料から構成されるため、合成断面に比較して、高精 度で終局耐力を算定することが可能である.

以上より, EPS 鋼製橋脚は, 従来型鋼製橋脚に比べて, 終局耐力を高い精度で算定可能であり,数値解析の結果 によっても基礎構造への確実な負担低減が期待できる とともに,橋脚柱部材の中で塑性化する領域の特定も容 易となることがわかる.

### 3.3 橋脚基礎の設計

前述の従来型鋼製橋脚,ならびに EPS 鋼製橋脚の終局 耐力の違いが橋脚基礎の設計に及ぼす影響を検討する.

本検討では、橋脚基礎は軟弱地盤での実績が多く、長い杭長にも対応可能な鋼管杭とした.また、杭径は鋼管杭の一般的な杭径である外径 800 mm と設定した.なお、地盤物性は III 種地盤を想定し、文献 8)を参考に設定した.表-3 には、基礎の設計に用いた設計条件をまとめている.

表—3	其礎檢討用地般物性 <sup>8)</sup>
1X J	

層厚 <i>L</i>	土質	平均 N値	粘着力 <i>c</i>	せん断抵抗角	単位体 (kN	積重量 /m <sup>3</sup> )	変形係数 <i>Eo</i>
(m)		-	(kN/m~)	φ(度)	γ	γ́	(kN/m <sup>-</sup> )
4.50	粘土質シルト	2	30	0	18.0	9.0	700
1.50	シルト	2	30	0	18.0	9.0	1,400
7.00	粘土	3	30	0	18.0	9.0	2,100
7.00	粘土	6	80	0	19.0	10.0	4,200
20.00	粘土混り細砂	14	0	35	18.0	9.0	39,200
1.40	砂礫	50	0	38	19.0	10.0	140,000



表-4 レベル2地震時における基礎耐震照査結果

橋脚の種類	従来型鋒	剛製橋脚	EPS鋼製橋脚		
形 状 図		横軸 ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ○ ↓ ↓ ↓ ↓ ○ ○ ○ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ○ ○ ○ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓ ↓			
方向	橋軸	橋軸直角	橋軸	橋軸直角	
柱基部終局曲げ モーメント M <sub>u</sub> (kN・m)	160,035	140,063	143,126	122,711	
判定	降伏しない	降伏しない	降伏しない	降伏しない	
最大曲げモーメント M <sub>max</sub> (kN・m)	741	590	666	986	
降伏曲げモーメント M <sub>max</sub> (kN・m)	1,065	1,065	1,065 1,065		
判定	$M_{max} \leq M_y$ OK	$M_{max} \leq M_y$ OK	$M_{max} \leq M_y \text{ OK}$	$M_{max} \leq M_y \text{ OK}$	
杭頭最大鉛直 反力 <i>P<sub>N</sub></i> (kN)	5,436	4,559	5,102	5,167	
押込み支持力の 上限P <sub>Nu</sub> (kN)	6,391	6,391	6,391	6,391	
判定	$P_N \leq P_{Nu}$ OK	$P_N \leq P_{Nu}$ OK	$P_N \leq P_{Nu}$ OK	$P_N \leq P_{Nu}$ OK	

本検討では、杭基礎の設計は次の手順で行った.

- レベル1地震時の照査:レベル1地震時における設 計水平震度 k<sub>i</sub>=0.3 を載荷した場合に、基礎の安定、 および鋼管杭の発生応力を照査し、杭配置、鋼管杭 の板厚を決定する.
- ② レベル2地震時の照査:橋脚の終局耐力を①で設定した基礎に作用させ、基礎が降伏しないことを照査する.なお、基礎が降伏する場合には、杭配置、および鋼管杭板厚を見直す.

試設計の結果を,表-4にまとめて示す.

本検討では、橋脚の終局耐力が、設計上必要な鋼管杭 基礎の杭本数算定に及ぼす影響が大きく、表-4より、



図-11 動的応答解析に用いる橋梁全体モデル

従来型鋼製橋脚の場合には25本(5×5列), EPS 鋼製橋 脚では20本(5×4列)となった. すなわち, EPS 鋼製 橋脚の終局耐力が, 従来型鋼製橋脚よりも約85%と小さ く, EPS 鋼製橋脚の場合には, 従来型鋼製橋脚に比して, 橋軸直角方向に1列分(5本)の杭本数の低減が期待で きる.

よって、橋脚柱部材が十分な変形性能を有している場 合で、柱部材の終局耐力が小さい場合には、従来設計の 鋼製橋脚の場合よりも、フーチングや杭などの基礎構造 の小規模化、すなわち建設コストの低減が期待できる. もちろん、地盤物性、杭種ならびに常時、レベル1地震 時に基礎へ作用する断面力違い等により、EPS 断面の設 置効果や杭本数の低減の程度は異なるため、柱部材の終 局耐力の低減が、必ずしも基礎構造の小規模化に繋がら ない場合も考えられる.

### 4. レベル2 地震時における耐震性評価

上部構造-支承-橋脚-基礎からなる高架橋全体を モデル化した全体解析モデルを用いる動的応答解析に より、レベル2地震動に対する耐震性能を評価し、EPS 鋼製橋脚と従来型鋼製橋脚とを設置する場合の高架橋 全体の地震時挙動の差違について検討した.入力地震動 は、III 種地盤を対象としたタイプIおよびタイプII地震 動であり、文献7)のスペクトル特性に合う振幅調整波各 3波を橋軸方向および橋軸直角方向に入力した.

#### 4.1 解析モデル

橋梁全体モデルの概要を図-11 に示す.同図に示すように、解析モデルは、上部構造-支承-橋脚-基礎からなり、それぞれ、上部構造は線形梁要素、反力分散支承は線形バネ要素、橋脚はファイバー要素、および基礎は上下・水平・回転方向をモデル化した連成バネ要素によりモデル化している.表-5 および表-6 には、それぞれ動的応答解析で用いた反力分散支承および文献7)に従い算出した基礎のバネ定数をまとめる.

ファイバーモデルの材料履歴特性は図-12 に示すと おりである.鋼材の硬化則は移動硬化則を,コンクリー トの応力-ひずみ曲線の骨格曲線は Push-Over 解析と同 様とし,除荷と再載荷は初期勾配に沿うものとした.

また、鋼部材、コンクリート充填部材、および杭基礎の減衰定数を、それぞれ 0.01、0.02、および 0.2 と設定した.また、剛部材の減衰定数は 0.00 と設定した.なお、



表-5 反力分散支承バネ定数

支承位置	P1, P6 支承	P2~P5 支承			
支承バネ K <sub>s</sub> (kN/m)	14,583	31,609			

表-6 基礎バネ定数

橋脚タイプ		従来型鋼製橋脚	EPS 釗	戰橋脚	
バネ方向		橋軸·橋軸直角	橋軸	橋軸直角	
水平	Ass(kN/m)	3.601E+6	2.881E+6	2.886E+6	
連成	Asr(kN/rad)	4.087E+6	3.269E+6	3.269E+6	
回転	Arr(kN•m/rad)	3.391E+7	2.713E+7	1.974E+7	
鉛直	Avv(kN/m)	3.079E+6	2.463E+6	2.463E+6	

動的応答解析時の解析モデル全体の減衰は、粘性減衰を 考慮できる全体レイリー減衰により設定している.

質量マトリックスをM,剛性マトリックスをKとする と、全体レイリー減衰は粘性減衰 $\alpha M$ と部材減衰 $\beta K$ と の和で与えられる.ここで、卓越振動モードにおいて適 切な減衰を考慮するため、レイリー減衰の算出に用いる 振動数 $f_i$ および $f_i$ は、固有値解析の結果、最も卓越する 1次モードおよび2次モードの振動数とした.ここで、 係数 $\alpha$ 、および $\beta$ は、式(1)および式(2)で表される.

$$\alpha = \frac{4\pi f_1 f_2 (f_1 h_2 - f_2 h_1)}{f_1^2 - f_2^2}$$
(1)  
$$\beta = \frac{f_1 h_1 - f_2 h_2}{\pi (f_1^2 - f_2^2)}$$
(2)

### 4.2 固有值解析結果

表-7 には各モデルの固有周期を,図-13 には EPS 鋼 製橋脚を設置した高架橋の固有振動モードを示す.また, 動的応答解析に設定したレイリー減衰を図-14 に示す. 固有値解析結果より,橋軸方向の1次の固有振動周期は, いずれの鋼製橋脚の場合も1.3s程度であるが、橋軸直角 方向の1次の固有振動周期は、EPS 鋼製橋脚が1.67 s、 従来型鋼製橋脚が1.53 sとなり、EPS 鋼製橋脚の方が若 干長周期である.すなわち、橋軸方向では、EPS 鋼製橋 脚と従来型鋼製橋脚の杭列数が同じ5列であるため、両 者の固有振動数および減衰定数は、ほぼ同じ値である. 一方、橋軸直角方向では、EPS 鋼製橋脚の基礎の橋軸直 角方向の杭列が従来型鋼製橋脚より1列少ないため、基 礎のバネ値が小さくなり、基礎による影響が大きい.

	表7	各モデルの	固有周期	
	橋脚タイプ	橋軸	橋軸直角	]
	従来型鋼製橋脚	1.33 (s)	1.53 (s)	
	EPS 鋼製橋脚	1.37 (s)	1.66 (s)	
1	P2	P3 1	24 P5	P6
	(a) 1 次打	辰動モード(	橋軸方向)	
	P1 P2 P2	P4	P5 P6	
5.0	(b) I 次振	朝七一下(橋 ニード)(橋	<b>駟旦角方问)</b>	`
X	一 <b>13</b> 固有振動	Jモー下図(E	PS 輌聚懎脚モアル	)
	0. 30		<ul> <li>EPS鋼製橋脚</li> </ul>	7
	0.25	モート減衰定数	<ul> <li>○ 従来型鋼製橋脚</li> <li>● 接軸直角</li> </ul>	
4		LPS 却 設 にPS	- <sub>简知道内</sub>	
燅	0.20	従来型鋼製橋脚 レイリー減衰	│─────橋軸直角 ・・・・・・ 橋軸	
長	0.15			

モード減 橋軸1次 0.10 0.05 0 000 0 BO 8 喬軸直角1次 0 0 1.5 2.0 0.5 1.0 2.5 3.0 固有周期 T(s)



# 4.3 動的応答解析結果

### (1)最大ひずみ

図-15 には、動的応答解析の結果得られた橋脚基部に 発生した最大ひずみを示す. 図-15 より、EPS 鋼製橋脚 には従来型鋼製橋脚よりも大きいひずみが発生し、それ らの最大値は、許容ひずみ ( $\epsilon_a=20 \epsilon_y$ ) に対して、最大 でも約 $6 \epsilon_y$ であり、レベル2 地震動に対して十分な耐震 性能を有していることがわかる. 従来型鋼製橋脚も同様 に許容ひずみ ( $\epsilon_a=7 \epsilon_y$ ) 以内であり, 耐震性能を満足している.

橋軸方向では、EPS 鋼製橋脚の柱基部の発生ひずみが 従来型鋼製橋脚よりも大きく、EPS 断面が有効に機能し ていることがわかる.また,橋軸直角方向も同様に、EPS 断面の設置効果が認められるが,橋軸方向の場合よりも, EPS 鋼製橋脚と従来型鋼製橋脚とで発生ひずみの差違は 小さいことが明かとなった.



### (2) 最大水平変位

図-16には、橋脚柱天端に発生する最大応答変位をま とめている.同図より、橋軸方向では、EPS 鋼製橋脚の 最大変位が従来型鋼製橋脚よりも大きい.一方、橋軸直 角方向では、EPS 鋼製橋脚の最大応答変位が必ずしも従 来型鋼製橋脚よりも大きいとは限らないことが明かと なった.





# (3) 最大曲げモーメント

図-17には、橋脚下端の最大曲げモーメントをまとめ て示す.同図より、橋脚下端の最大曲げモーメントは、 EPS 鋼製橋脚および従来型鋼製橋脚ともに、橋脚の終局 耐力以下であり、3.3 で設計した橋脚基礎がともに適用 可能であることがわかる.また、EPS 鋼製橋脚では、従 来型鋼製橋脚に比べて、タイプII 地震動が作用する場合 の最大発生曲げモーメントを、10~15%程度低減可能で あることがわかる.



### (4) 軸方向ひずみの橋脚高さ方向の分布

図-18 には、橋軸直角方向地震時の発生ひずみが大き い橋脚 P3 を例に、発生ひずみの最大値の高さ方向分布 を示す. 同図より従来型鋼製橋脚においては橋脚基部で 最も大きなひずみが発生し、高さ方向に徐々に減少する. 一方、EPS 鋼製橋脚では、柱基部の EPS 断面に集中して ひずみが発生していることがわかる.いずれも、図-9 に

- 示した静的な Push-Over 解析の結果と同様な傾向である
- が、EPS 鋼製橋脚では、地震加速度の入力方向に関係な

く, EPS 断面が有効に機能していることが確認できる.



図-18 橋脚 P3 の最大ひずみ分布 (タイプ II, 3 波平均)

### (5) 橋脚の累積ひずみエネルギー

柱全体の累積吸収ひずみエネルギーに対する EPS 橋 脚の累積吸収ひずみエネルギーの割合を明らかにする ために,図-19 には,橋軸直角方向地震時における P3 橋脚柱全体の累積吸収ひずみエネルギーに対する各部 材の比率を示す.同図より,柱に発生する累積ひずみエ ネルギーの内,約26%が EPS 断面で発生していること がわかる.



以上のとおり, 地震時における柱基部の断面力を制御 する場合に, EPS 断面を設置することで材料強度のばら つきが小さい鋼材で柱の耐力が設定可能であり, 基礎に 作用する断面力を確実に制御できることがわかった.

#### 5. 対象橋梁のコスト比較

EPS 鋼製橋脚と従来型鋼製橋脚では、橋脚の終局耐力 が異なるため、3.3 で述べたとおり検討対象地盤におい ては、基礎の大きさも異なる.そこで、本検討では、基 礎構造の直接工事費に着目し建設コストの比較を行う. 図-20 には、従来型鋼製橋脚、ならびに EPS 鋼製橋脚 の基礎の直接工事費を示す.

図-20より, EPS 鋼製橋脚の基礎の工事費は, 従来型

鋼製橋脚の約80%となることがわかる.これは, 杭本数 の違いが基礎工の建設コストの低減効果に著しい影響 を及ぼしているためである.フーチング工および床堀 工・仮設工の建設コストも,フーチングの大きさに応じ て減少するが, 杭本数低減の場合よりも建設コストの縮 減効果は軽微である.

すなわち,レベル2地震時における基礎への作用力を 低減することでき,かつ,基礎がコンパクトに設計でき る場合,工費に大きな差が出ることが明らかとなった.

また,地下埋設物が多い都市内においては,鋼管杭の 本数の低減,およびフーチングのコンパクト化は,計画, ならびに施工時に有用であると考えられる.また,基礎 工の施工工期を短縮することが出来る.

本研究では、橋脚柱部に EPS 断面を設置することによって、従来型鋼製橋脚よりも柱部材の終局耐力を低減することが可能であったが、地盤物性、杭種、ならびに常時、レベル1 地震時に基礎へ作用する断面力違い等により、橋脚柱の終局耐力の低減が、必ずしも基礎の小規模化に直結しない場合もある.



### 6. おわりに

本研究では、EPS 断面を橋脚基部に設置した EPS 鋼製 橋脚の高架橋への適用性について、静的解析および動的 応答解析により検討した.

本研究より得られた主な結論は以下のとおりである.

- 橋脚単体モデルを対象とした静的解析の結果,EPS 鋼製橋脚は、従来型鋼製橋脚と比較して、終局耐力 の上昇が抑制でき、かつ変形性能の向上に有効であ ることを明らかにした。
- 2) EPS 鋼製橋脚と従来型鋼製橋脚について,基礎の試 設計を行った結果,検討対象地盤においてはEPS 鋼 製橋脚には,従来型鋼製橋脚に比べてコンパクトな 基礎が採用可能であることがわかった.これは,EPS 鋼製橋脚の終局耐力が,従来型の鋼製橋脚の約85% となっていることによることが明らかとなった.
- 3) 動的応答解析の結果, EPS 鋼製橋脚では, 橋脚下端 の発生曲げモーメントが, 従来型鋼製橋脚に比べて

抑制されていることを明らかにした.また,EPS 鋼 製橋脚では、橋脚下端に発生ひずみが集中し、EPS 断面が有効に機能していることを明らかにした.

4) EPS 鋼製橋脚と従来型鋼製橋脚について、基礎構造の工費を比較した結果、検討対象地盤においては、 EPS 鋼製橋脚へ適用可能な基礎は従来型鋼製橋脚の約80%となり、大幅な建設コストの縮減を図ることができることを示した。

EPS 断面のように、特定した鋼断面にのみ塑性変形を 誘導する方法は、強度や変形性能の算定および損傷後の 補修や補強が、合成断面の場合に比較して容易であると 考えられ、また、設計で想定した以上の地震力が作用す る場合にもヒューズ的な機能が期待できるため、橋脚定 着部や基礎構造の確実な損傷防止にも極めて有効であ る.高軸力下の部材に EPS 断面を設置することの有用性 や実橋規模での検証など、検討の余地を残している.こ れらが今後の検討課題である.

#### 謝辞

本研究の一部は、科学研究費補助金・基盤研究(A)、課 題番号:20246077(桁端部における耐震・免震機能部材 間の連成を考慮した高架橋の耐震性評価、研究代表者: 北田俊行)の助成を受けたものである.

### 参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会:兵庫県南部地 震における道路橋の被災に関する調査報告書, 1995.12
- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説、VI.下部構造 編,2002.3
- 3) 土木学会関西支部: 共同研究グループ報告書, 高機能 な部材を用いた新しい橋梁の開発に関する調査およ び研究, 2003.3
- 4) 松村政秀,北田俊行,陳 生金:塑性変形の発生箇所 を限定した鋼製橋脚の耐震設計法について,第4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,土木学会, pp. 271-276, 2000.12
- 5) 松村政秀,北田俊行,乙黒幸年,中原嘉郎:復旧可能 な箇所にエネルギー吸収断面を有する既設鋼製橋脚 の耐震補強法に関する実験的研究,構造工学論文集, Vol.48A,土木学会, pp.129-140, 2002.3
- 6) 松村政秀, 北田俊行, 陵城成樹, 内田 諭, 西岡敬治: 座屈と変形性能とを制御した断面区間を設置する耐 震補強法の既設鋼製橋脚への適用性, 鋼構造論文集, 第11巻, 第44号, 日本鋼構造協会, pp.45-55, 2004.12
- 7)日本道路協会:道路橋示方書・同解説、V. 耐震設計 編,2002.3
- 8) 鋼管杭協会:鋼管杭 その設計と施工,2004.4 (2008年9月18日受付)