

## 橋軸方向地震力を受ける逆L形鋼製橋脚の 終局挙動と設計法に関する考察

後藤 芳顯<sup>1</sup>・リ ショソン<sup>2</sup>・山口 栄輝<sup>3</sup>・奥村 徹<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

<sup>2</sup>正会員 工博 名古屋工業大学助手 工学部社会開発工学科 (同上)

<sup>3</sup>正会員 Ph.D. 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

<sup>4</sup>正会員 工修 岐阜工業高等専門学校助手 環境都市工学科 (〒501-0495 岐阜県本巣郡真正町上真桑 2236-2)

### 1. まえがき

直線高架橋システムの地震時終局挙動を照査する場合、設計においては、一般に地震力が橋軸方向と橋軸直角方向に作用する場合を独立に検討している。T形橋脚を持つ高架橋システムの橋軸方向に地震力が作用する場合、橋軸に対するT形橋脚の対称性により、橋軸を含む鉛直平面での挙動が支配的となるため、この面内での2次元的な構造のモデル化が可能になる。さらに、鉛直地震動を考慮しない場合は、不動ヒンジ支承を持つ橋脚に上部構の質量を適当に付加することにより、単一橋脚の2次元解析でT形橋脚の終局挙動を予測することが可能になる。

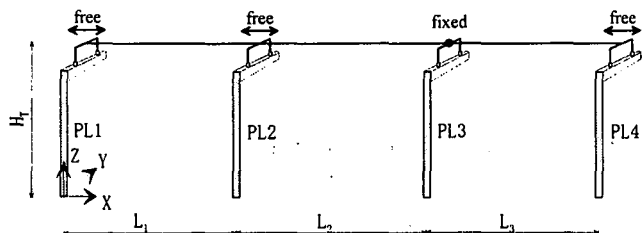
一方、既存の高架橋では逆L形橋脚を持つ場合も多い。このような構造が橋軸方向地震力を受ける場合、橋軸に関する逆L形橋脚の非対称性により、橋軸方向に不動ヒンジ支承を持つ橋脚の柱頂部には橋軸方向水平力とともにこの水平力の偏心に起因するねじりモーメントが作用すると考えられている<sup>1)</sup>。しかしながら、逆L形橋脚をもつ高架橋の上部構主桁が橋脚横ばり上の複数個の支承で支持される場合、上部構主桁の水平面内の剛性が非常に大きいことから、地震時の主桁の橋軸方向への移動に対しても逆L形橋脚柱のねじれはかなり拘束される可能性もある。本研究では、厳密に高架橋システムとして考えた全体系モデルと実務設計で用いることを想定した近似的な単一橋脚モデルの橋軸方向変位に対する復元力特性、ならびに橋軸方向地震動を受ける場合の動特性を数値解析により検討する。さらに、これらの高架橋システムの挙動特性をもとに、実務において逆L形橋脚を単一橋脚として設計する場合の解析モデルの設定方法について考える。

なお、逆L形鋼製橋脚を持つ高架橋システムの地震時終局挙動の数値解析では3次元空間での幾何学的非線形性の他、橋脚の作用断面力として軸力、せん断力、曲げモーメントさらにねじりモーメントの連成を考慮した材料的非線形性の考慮も必要である。逆L形橋脚の解析法としては著者らが過去に開発した曲げ剪断変形とSt.Venantのねじりを考慮した3次元薄肉Timoshenko非線形はり要素<sup>2)</sup>に基づく複合非線形解析を用いる。この解析では、幾何学的非線形性はCo-Rotational Method<sup>3)</sup>により、また、塑性域での材料非線形性は直応力と剪断応力の連成をJ2流れ則、硬化則としてはZieglerの移動硬化則と等方硬化則とを含んだ混合硬化則により考慮している。

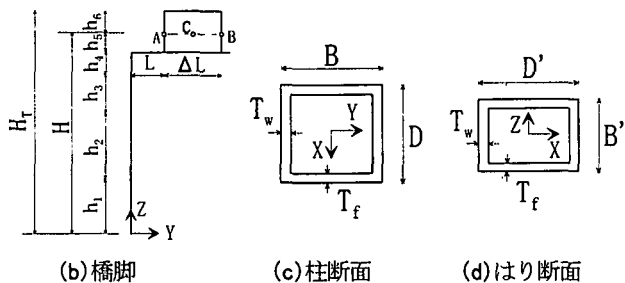
### 2. 解析モデル

対象とする逆L形鋼製橋脚を持つ連続高架橋システムのモデル(以下逆L形全体系モデルと呼ぶ)を座標系とともに図-1に示す。座標系(X, Y, Z)は、左端部橋脚基部の断面図心に原点をもち、Z軸を橋脚の長手方向に、X軸を橋軸方向に選ぶ右手系直交直線座標である。このモデルは実在の逆L形鋼製橋脚を持つ3スパン連続高架橋をもとに単純化したものである。上部構造と橋脚間の鋼製支承は各橋脚の橋軸直角方向の横ばり上に2点設置されている。支承の橋軸方向は中間橋脚PL3のみ不動ヒンジ支承とし、他は可動ヒンジ支承とする。橋軸直角方向はすべて不動ヒンジ支承である。これより、橋軸方向水平荷重はPL3がすべて負担する。各支承はねじり剛性(Z座標方向回りの剛性)を持たないものとする。

図-1に示す各部材の断面寸法を表-1に示す。支承と

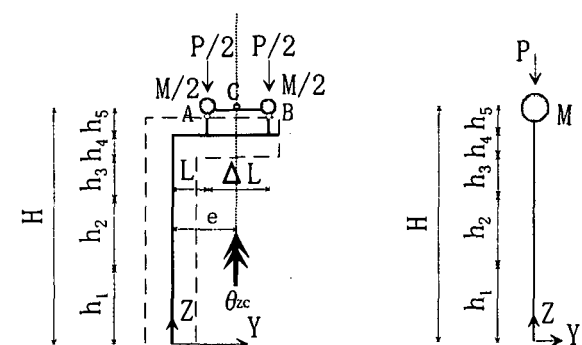


(a) 高架橋システム



(b) 橋脚 (c) 柱断面 (d) はり断面

図-1 逆L形全体系モデル(ModelWL)



(a) 逆L形モデル(PLS) (b) T形モデル(PTS)

図-2 単一橋脚モデル

連結される上部構の横桁および逆L橋脚のPanel-Zoneの剛性は無限大とする。上部構主桁はY軸回りの曲げ剛性とZ軸回りの曲げ剛性が実際の上部構の主桁と等しい一本の弾性はり部材でモデル化する。上部構造の質量は、主桁に等分布するものとする。鋼製橋脚の鋼材(SM490Y)の材料構成則としてはバイリニア移動硬化則(降伏応力:  $\sigma_y = 353\text{MPa}$ , 塑性剛性:  $E_p = E/100$ )を用いる。

逆L形橋脚の偏心量 $e$ としては図-1(b)に示す橋脚柱の断面図心軸線と逆L形橋脚の横ばり上の両支承の中点C間の距離  $e = (L + \Delta)/2$  を用いる。さらに、偏心量を橋脚高さで割った量  $e/H$  を偏心率として、逆L形橋脚の偏心の程度を表すパラメータとして導入する。この定義に従えば、橋脚PL3の偏心率は  $e/H = 0.41$  になる。

逆L形全体系モデルModelWLの橋軸方向に不動ヒンジ支承が設置されている橋脚PL3を近似化した単一橋脚モデルとして、図-2に示す逆L形単一橋脚モデルPLS, T形単一橋脚モデルPTSを設定する。PLSについては、主桁によるねじれの拘束を考慮したモデルとして、C点に関する

表-1 橋脚断面寸法

橋脚番号	PL1, PL4		PL2		PL3		
	柱 B×D		3.0×2.5		3.0×3.0		
h <sub>1</sub>	T <sub>f</sub>	7.298	0.03	7.048	0.041	3.6	0.039
	T <sub>w</sub>		0.028		0.043		0.043
h <sub>2</sub>	T <sub>f</sub>	1.25	0.027	1.5	0.04	3.448	0.034
	T <sub>w</sub>		0.033		0.044		0.039
h <sub>3</sub>	T <sub>f</sub>	0.0	0.0	0.0	0.0	1.5	0.039
	T <sub>w</sub>		0.0		0.0		0.039
はり B×D	2.6×2.5		2.6×2.5		2.6×3.0		
T <sub>f</sub>	0.027		0.04		0.04		
T <sub>w</sub>	0.027		0.04		0.04		
H=11.348, H <sub>T</sub> =13.348, h <sub>4</sub> =1.3, h <sub>5</sub> =1.5, h <sub>6</sub> =2.0, L=2.244, ΔL=4.75							
上部構造	主桁の面積 A=0.659m <sup>2</sup> , I <sub>y</sub> (面内)=6.867m <sup>4</sup> I <sub>y</sub> (面外)=0.445m <sup>4</sup> , I <sub>x</sub> (ねじり)=10m <sup>4</sup> L <sub>1</sub> =L <sub>3</sub> =40, L <sub>2</sub> =42 質量M=2153ton; P=7.86MN (PL3の支承鉛直反力の合計)						

単位: m

るZ軸まわりの回転 $\theta_z$ を固定したモデルPLS( $\theta_z$ :fixed)と、これを無視し、 $\theta_z$ を自由とした単一橋脚モデル PLS( $\theta_z$ :free) を設定する。さらに、PLSの横ばりの曲げ剛性が非常に大きい場合、あるいは偏心率( $e/H$ )が小さい場合を考え、PTSを設定している。これらの単一橋脚モデルには鉛直荷重として上部構造荷重の分担分Pを作用させる。水平動に対する上部構造の質量としては、他の橋脚の支承が橋軸方向にすべて可動ヒンジ支承であり、橋軸方向の地震時水平荷重をすべてこの橋脚が負担すると考えられることから、橋脚頂部に上部構の全質量Mを集中質量として与えている。2種類の逆L形全体系モデルModelWLについて、PとMの値は表-1に示している。

### 3. 橋軸方向水平力に対する各モデルの復元力特性

逆L形橋脚を持つ高架橋の橋軸方向(X軸方向)の復元力特性について、逆L形単一橋脚モデル PLS, T形単一橋脚モデルPTSによって検討する。これら3種類のモデルについて、橋軸方向に不動ヒンジ支承を持つ橋脚における2つの支承を結んだ線分の中間点Cの橋軸方向水平変位Uと橋脚基部水平反力R<sub>rc</sub>の関係を図-3に示す。これより、 $\theta_z$ を固定した単一逆L形橋脚モデル PLS( $\theta_z$ :fixed)の結果は逆L形全体系モデル ModelWL ほぼ一致する。また、T形単一橋脚モデルPTSについても逆L形全体系モデル ModelWL に近い挙動を示している。

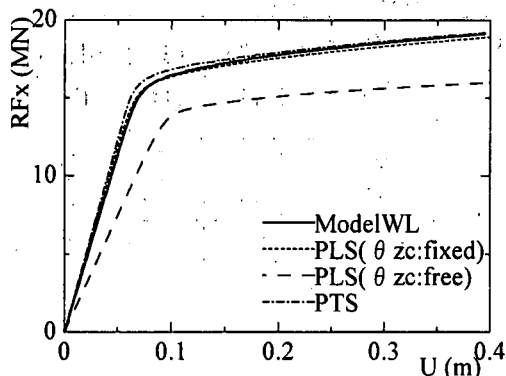


図-3 逆L形全体系モデルと各種単一橋脚モデルの復元力特性 ( $e/H=0.41$ )

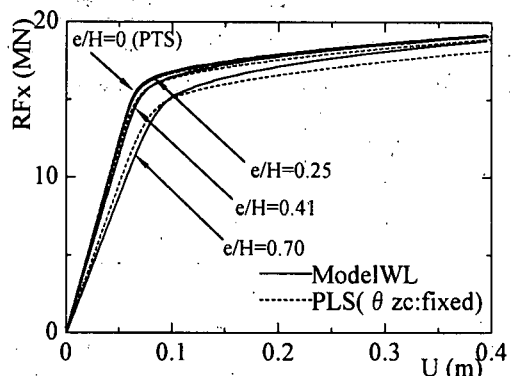


図-4 偏心率の変化による逆L形全体系モデルと単一橋脚モデルの復元力特性

一方、 $\theta_x$  を自由とした逆L形単一橋脚モデル PLS ( $\theta_x$ :free)の挙動は逆L形全体系モデルと大きく異なっており、単一橋脚モデルとして適当でないことがわかる。以上のような結果が得られた理由として、逆L形全体系モデル ModelWL では、PL3 橋脚について上部構主桁が A,B 二カ所で剛性の高い鋼製不動ヒンジ支承を介して橋脚の横ばりに連結され、主桁の水平方向の高い曲げ剛性により、橋脚横ばりの水平面内での回転  $\theta_x$  が拘束されたことによると考えられる。さらに、横ばりの曲げ剛性が大きいことにより、橋脚柱頂部のねじりモーメントの影響が小さくなり、T形単一橋脚モデル PTS についても逆L形全体系モデル ModelWL に近い挙動を示すと考えられる。

さらに、逆L形全体系モデル ModelWL について支承間隔  $\Delta L$  を一定として、実際の橋脚で考え得る範囲の偏心率として  $e/H=0, 0.25, 0.41, 0.70$  と変化させた場合の全体系モデル ModelWL と単一橋脚モデル PLS( $\theta_x$ :fixed) の C 点の水平変位と基部の水平反力の関係を計算し、その結果を図-4 に示す。  $e/H=0$  の場合は T 形単一橋脚モデル PTS に対応する。この図より、全体系モデルと T 形単一橋脚モデルとの復元力特性については、偏心率  $e/H$  が大きくなるにつれ、逆L形橋脚横ばりの剛性や上部構主桁の平面内曲げ剛性の影響により、やや差が現れる。逆L形単一橋脚モデル PLS( $\theta_x$ :fixed) では  $e/H \leq 0.7$  の範囲で逆L形全体系モデル ModelWL の復元力特性とはほぼ一致する。また、T 形単一橋脚モデル PTS も  $e/H \leq 0.41$  の範囲で精度がよい。

逆L形全体系モデル ModelWL と逆L形単一橋脚モデル PLS( $\theta_x$ :fixed) の C 点の橋軸方向水平変位と A, B 点の支承水平反力  $R_A, R_B$  の関係を図-5 に示す。この図からわかるように、支承反力に関しても Z 軸まわりの回転  $\theta_x$  を固定した逆L形単一橋脚モデル PLS( $\theta_x$ :fixed) は全体系モデル ModelWL とよく一致する。また、A, B 点の支承の橋軸方向水平反力が逆の符号であり、橋脚柱のねじれが拘束されていることがわかる。

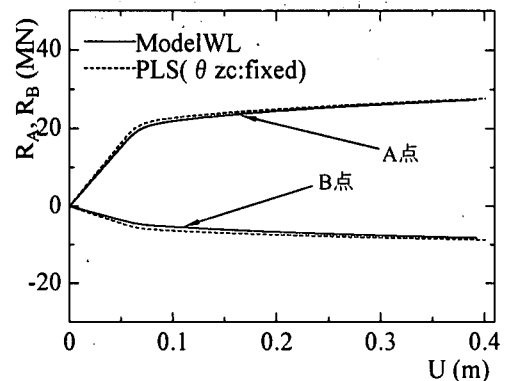


図-5 逆L形橋脚C点の橋軸方向変位と A, B 点の支承反力 ( $e/H=0.41$ )

以上の結果より、今回解析対象とした逆L形橋脚を持つ高架橋の橋軸方向復元力特性は Z 軸まわりの回転  $\theta_x$  を固定した逆L形単一橋脚モデル PLS( $\theta_x$ :fixed) により精度よく解析できること、また、偏心率が比較的小さい場合 ( $e/H \leq 0.41$ ) や逆L形橋脚の横ばり剛性が大きい場合には T 形単一橋脚モデルともよく一致することが判明した。この結果をふまえ、つぎに、レベル2地震動が橋軸方向に作用する場合の動的特性について検討を行う。

#### 4. 橋軸方向地震力を受ける場合の動的応答特性

ここでは鉛直地震動は無視し、橋軸方向に地震波を入力したときの動的応答特性について考える。動的応答の検討に用いる地震波は、兵庫県南部地震における、神戸海洋気象台 (JMA) N-S 成分、JR 鷹取駅 (JRT) N-S 成分、東神戸大橋 (HKB) T-R 成分の三つのレベル2の地震波で、それぞれ30秒間橋軸方向に作用させる。減衰マトリックスは質量比例型を用い、減衰定数は弾性1次固有振動に対応した  $h=0.01$  とする。

解析に用いるモデルは逆L形全体系モデル ModelWL と対応する単一橋脚モデル (PLS) について偏心率  $e/H$  を変化させて検討する。

表-2 各種逆L形橋脚モデルおよびT形橋脚モデルの最大応答水平変位

地震波	全体系モデル	単一逆L形橋脚モデル	単一逆L形橋脚モデル	単一T形橋脚モデル	(2)	(3)	(4)
	ModelWL (1)	PLS( $\theta_{zc}$ :fixed) (2)	PLS( $\theta_{zc}$ :free) (3)	PTS (4)	(1)	(1)	(1)
JMA N-S	0.229	0.202	0.294	0.294	0.882	1.284	0.865
JRT N-S	0.194	0.184	0.358	0.358	0.948	1.845	0.897
HKB T-R	0.082	0.077	0.939	0.156	0.939	0.890	0.890

単位 : m

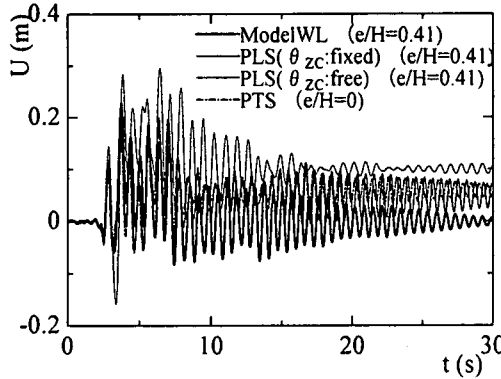
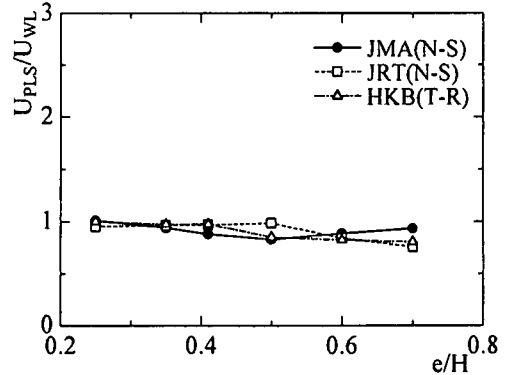
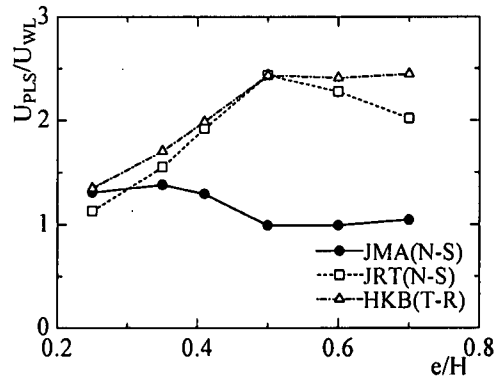


図-6 各種逆L形橋脚モデルにおける水平変位の時刻歴応答(地震波 JMA)



(a)  $\theta_{zc}$ :fixed



(b)  $\theta_{zc}$ :free

図-7 最大応答水平変位に関する逆L形単一橋脚モデルPLSの精度

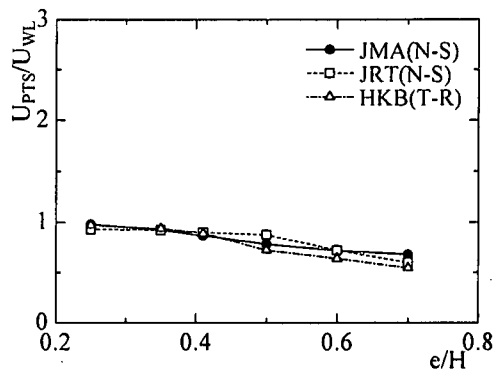


図-8 最大応答水平変位に関するT形単一橋脚モデルPTSの精度

まず、逆L形全体系モデルModelWL( $e/H=0.41$ )に神戸海洋気象台での地震波(JMA)N-S成分を作用させた場合において、橋軸方向に不動ヒンジ支承を持つ橋脚横ばり上の支承A,Bを結んだ線分中点Cにおける橋軸方向水平変位の時刻歴応答を図-6に示す。また、逆L形単一橋脚モデルPLS( $e/H=0.41$ )とT形単一橋脚モデルPTS( $e/H=0$ )の結果も示す。また、三種類の地震波での、各モデルの最大応答水平変位を表-2にまとめている。図-6および表-2からわかるように、復元力特性の検討と同様、単一橋脚モデルPLSで $\theta_{zc}$ を自由としたモデルは逆L形全体系モデルの挙動と大きく異なり、 $\theta_{zc}$ を固定したモデルは逆L形全体系モデルの挙動を精度よく表している。

さらに、三種類のレベル2地震波に対し、全体系モデルModelWLの偏心率を $e/H=0.25, 0.35, 0.50, 0.60, 0.70$ と変化させた場合のC点の最大応答水平変位を計算し、対応する逆L形単一橋脚モデルPLS、T形単一橋脚モデルPTSの結果と比較する。C点の橋軸方向最大応答水平変位に関して、逆L形単一橋脚モデルPLSと逆L形全体系モデルModelWLの比を図-7(a),(b)に、T形単一橋脚モデルPTSと逆L形全体系モデルModelWLとの比を図-8に示す。

図-7(a)より、最大応答水平変位に関して、逆L形単一橋脚モデルで $\theta_{zc}$ を固定したモデルと全体系モデルの比は、偏心率 $e/H \leq 0.41$ において、 $0.88 \sim 1.01$ である、それ以降は $e/H$ の増加に伴い差が若干広がるが、 $e/H=0.6$ で最大応答変位の比は最低でも $0.83$ 程度である。一方、図-7(b)より、 $\theta_{zc}$ を自由としたモデルは偏心率 $e/H \leq 0.41$ の範囲でも全体系モデルとの比は最大 $1.98$ となり、最大応答変位はかなり

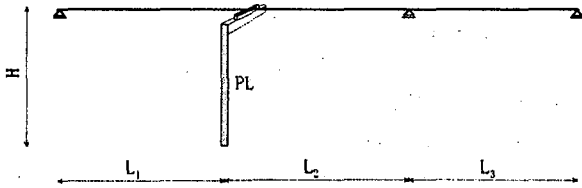


図-9 逆L高架橋全体系の簡易モデル

大きく算定される。偏心率が増加すると誤差はさらに拡大する。図-8から、T形単一橋脚モデルについては、偏心率 $e/H \leq 0.41$ 時、C点の最大応答水平変位に関する逆L形全体系モデルとT形単一橋脚モデルの比は地震波によらず、偏心による影響は小さいと言える。 $e/H=0.41$ を越えると両モデルの差は大きくなっていく。

以上から、復元力特性の検討と同様、逆L形単一橋脚モデルPLSで $\theta_x$ を固定したモデルは、すべての偏心率 $e/H$ の範囲で最も全体系モデルの挙動を良く表すといえる。T形単一橋脚モデルも $e/H \leq 0.41$ の範囲であれば、ほぼ、同程度の精度を確保できる。ただ、復元力特性の差に比べ、動特性における差はいずれのモデルにおいてもやや大きくなっている。これは、全体系モデルと単一橋脚モデルの復元力特性に差がない場合も、固有周期に差があるので、これにより動特性における差が増幅されるものと考えられる。

## 5. 単一橋脚モデルを用いた設計に向けて

3. 4. での数値解析による検討により、逆L形橋脚を持つ高架橋システムの橋軸方向地震力に対する挙動は上部構主桁の拘束の影響が大きい場合、Z軸まわりの回転 $\theta_x$ を固定した逆L形単一橋脚モデルPLS( $\theta_x$ :fixed)により、さらに、偏心率 $e/H$ が小さい場合においてはT形単一橋脚モデルPTSによる解析が近似的に可能であることが判明した。これらの近似の程度は逆L橋脚と上部構主桁の剛性や偏心率によって変化するため、その近似の程度を把握し、適当な設計モデルを選択する必要がある。また、橋軸方向の2個の不動ヒンジ支承では2つの橋軸方向水平反力が大きく異なり、従来のような均等に反力を分担するという仮定を用いると一方の支承については危険側の外力評価になる。したがって、設計ではこのような支承反力を正しく算定する必要がある。ここでは、単一橋脚モデルによる実務設計を視野に入れ、各単一橋脚モデルの近似度評価式ならびに支承反力の算定式の誘導を試みる。

高架橋のモデルとして最も一般的な3径間連続高架橋の中間橋脚の1つが橋軸方向に固定ヒンジ支承を持ち、他が可動ヒンジ支承の場合を扱う。まず、弾性微小変位問題として近似度の評価式、反力算定式を解析的に誘導

し、幾何学的非線形性と材料的非線形性を考慮した数値解析による結果を用いて補正することを考える。弾性微小変位問題として解析的に支承反力ならびに近似度の評価式を誘導するための逆L形全体系モデルとしては、橋脚頂部の鉛直方向変位が十分小さく無視できるものと考え、図-9に示すような簡略モデルを用いる。

この逆L形全体系簡略モデルに橋軸方向に水平力が作用したときの2個の固定ヒンジ支承A,Bの橋軸方向反力と橋脚柱基部の水平反力 $R_{FX}$ との関係を求めると

$$R_A = R_{FX} / (1 - \mu), \quad R_B = -\mu R_{FX} / (1 - \mu) \quad (1a,b)$$

さらに、この固定ヒンジ支承を持つ逆L橋脚のC点の橋軸方向水平変位 $U_{wlc}$ と橋脚基部水平反力 $R_{FX}$ の関係を求めると

$$U_{wlc} / H = \frac{R_{FX} H^2}{3EI_{CY}} \cdot F(\mu) \quad (2)$$

ここに

$$F(\mu) = \left[ 1 + \frac{3EI_{CY} a_1 a_2}{2GJ_C H H} \right] \times \left[ 1 + \frac{GJ_C (a_1/H)(3a_2/H - a_1/H)}{6EI_{BZ} (a_2/H)} \right] + \frac{3EI_{CY}}{2(1-\mu)GJ_C} \times \left[ \left( \frac{a_1}{H} \right)^2 - \mu \left( \frac{a_2}{H} \right)^2 + \frac{GJ_C}{3EI_{BZ}} \left[ \left( \frac{a_1}{H} \right)^3 - \mu \left( \frac{a_2}{H} \right)^3 \right] \right] \quad (3)$$

$$\mu = \left[ \frac{2K_G H}{GJ_C} \left( \frac{a_1}{H} \right) \frac{H}{(a_2 - a_1)} \left\{ 1 + \frac{GJ_C}{2EI_{BZ}} \left( \frac{a_1}{H} \right) \right\} - 1 \right] \div \left[ \frac{2K_G H}{GJ_C} \left( \frac{a_2}{H} \right) \frac{H}{(a_2 - a_1)} \left\{ 1 + \frac{GJ_C}{6EI_{BZ}} \times \frac{2(a_2/H)^2 + 2(a_2/H)(a_1/H) - (a_1/H)^2}{(a_2/H)} \right\} + 1 \right] \quad (4)$$

$$K_G = 3 \frac{EI_{GZ1}}{L_1} + 4 \frac{EI_{GZ2}}{L_2} - \frac{4(EI_{GZ2}/L_2)^2}{4(EI_{GZ2}/L_2) + 3(EI_{GZ3}/L_3)} \quad (5)$$

$$a_1 = e - \Delta L / 2, \quad a_2 = e + \Delta L / 2 \quad (6a,b)$$

ここに、 $EI_{CY}$ 、 $GJ_C$ は逆L橋脚柱のそれぞれ、Y軸回りの曲げ剛性、Z軸回りのねじり剛性、 $EI_{BZ}$ は逆L橋脚の横ばりのZ軸回りの曲げ剛性である。また、 $EI_{GZi}$ 、 $L_i$ は上部構主桁の*i*スパンのZ軸回りの曲げ剛性とスパン長を表す。

さらに、同じ簡略化したモデルで横ばり上のC点での水

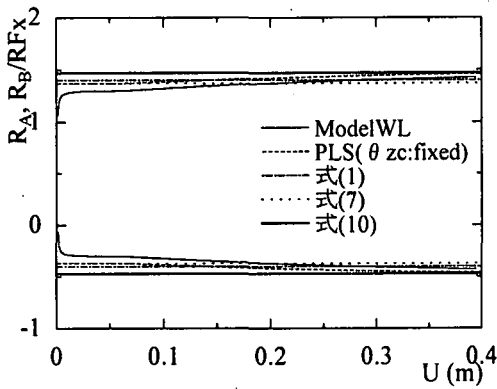
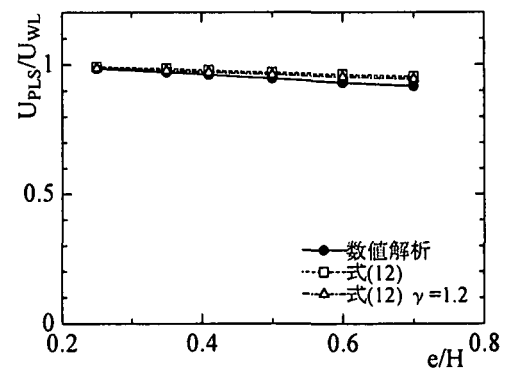
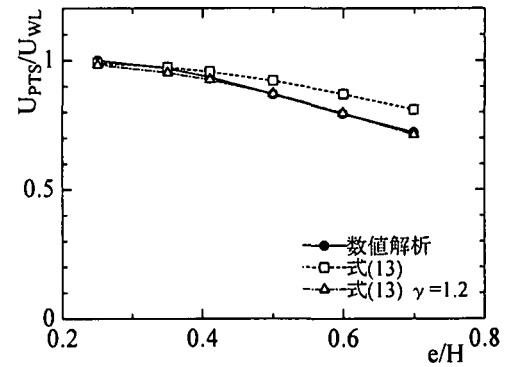


図-10 支点A,Bの橋軸方向反力算定式の精度



(a) 式(12)の精度



(b) 式(13)の精度

図-11 震度法レベルの静的弾性解析における誤差評価式の精度

平面内のねじれを完全に拘束した単一逆L形橋脚モデル PLS( $\theta_{zc}$ :fixed)による固定ヒンジ支承A,Bの反力  $R_A, R_B$  と橋軸方向の変位  $U_{PLSC}$  は

$$R_A = R_{FX} / (1 - \bar{\mu}), R_B = -\bar{\mu} R_{FX} / (1 - \bar{\mu}) \quad (7a,b)$$

$$U_{PLSC} / H = \frac{R_{FX} H^2}{3EI_{CY}} \cdot F(\bar{\mu}) \quad (8)$$

ここに,

$$\bar{\mu} = \frac{\left(\frac{a_1}{H}\right) \left\{1 + \frac{GJ_C}{2EI_{BZ}} \left(\frac{a_1}{H}\right)\right\}}{\left(\frac{a_2}{H}\right) \left\{1 + \frac{GJ_C}{6EI_{BZ}} \frac{2(a_2/H)^2 + 2(a_2/H)(a_1/H) - (a_1/H)^2}{(a_2/H)}\right\}} \quad (9)$$

また、上記の単一逆L形橋脚モデルで横ばりの曲げ剛性と脚柱のねじり剛性比  $EI_{BZ} / GJ_C$  が非常に大きい場合の反力は、

$$R_A = a_2 R_{FX} / (a_2 - a_1), R_B = -a_1 R_{FX} / (a_2 - a_1) \quad (10a,b)$$

この式は橋脚柱頂部のねじりモーメントがゼロとなるつり合い条件のみで支承反力を求めた場合と一致する。

$EI_{BZ} / GJ_C$  が非常に大きい場合の橋軸方向の水平変位は下記の示す単一T形橋脚モデルの橋軸方向の変位  $U_{PTSC}$  に一致する。

$$U_{PTSC} / H = \frac{R_{FX} H^2}{3EI_{CY}} \quad (11)$$

式(2), (8), (11)より、2種類の単一橋脚モデルの逆L形全体系モデルに対する橋軸方向変位の算定精度を評価する指標として次式を用いることができる。

(単一逆L形橋脚モデル PLS( $\theta_{zc}$ :fixed))

$$U_{PLSC} / U_{WLC} = F(\bar{\mu}) / F(\mu) \quad (12)$$

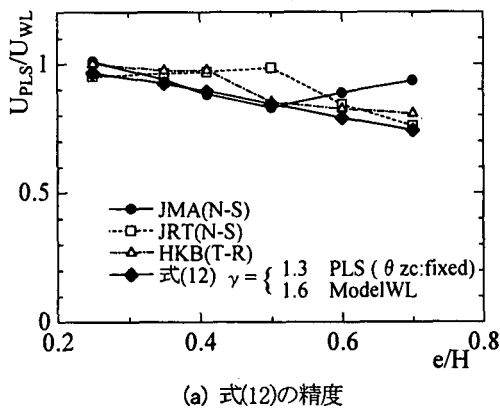
(単一T形橋脚モデル PTS)

$$U_{PTSC} / U_{WLC} = 1 / F(\mu) \quad (13)$$

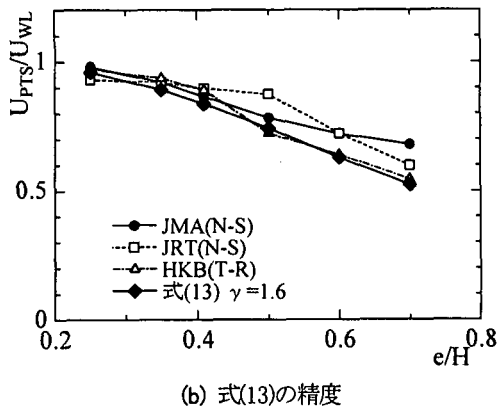
ここで求めた支点反力の算定式と単一橋脚モデルの近似度評価式の妥当性を検討するために、3, 4. に示した数値解析による結果と比較する。

支点反力については、図-5に示したケースについて個別の支点反力と全支点反力の比とC点の水平変位の関係を図-10に示す。図-10から橋脚が弾塑性挙動を示す場合にも個別の支点反力と全支点反力の比はほぼ一定値であり、弾性計算で求めた式(1),(7)いずれも十分な精度を有していると考えられる。また、このケースでは橋脚横ばりが十分剛とした場合の簡略式である式(10)の結果とも良く一致しており、安全側の値を与える。

単一橋脚モデルによる橋軸方向変位算定の近似度評価



(a) 式(12)の精度



(b) 式(13)の精度

図-12 レベル2地震動に対する  
複合動的非線形解析での誤差評価式の精度

式については、まず6種類の偏心率を持つ逆L形全体系モデルModelWLに対して震度法レベルでの精度を検討するため、式(12),(13)による近似値と正確なモデルを用いた弾性数値解析による値との比較を図-11に示す。この図より、近似度評価式は数値解による誤差をやや低めに評価するので、修正が必要である。試行錯誤的に検討した結果、震度法レベルの弾性解析の場合は式(6)に重み係数 $\gamma$ を用いて以下のように修正すると精度が改善されることが判明した。

$$a_1 = \Delta L/2 - \gamma e, \quad a_2 = \Delta L/2 + \gamma e \quad (14a,b)$$

ここに $\gamma = 1.2$

さらに、6種類の偏心率と3種類の異なった主桁の平面内曲げ剛性 $EI_z$ を持つ全体系モデルModelWLと対応する単一逆L橋脚モデルPLS( $\theta_{zc}$ :fixed)と単一T形橋脚モデルPTSの橋軸方向に3種類のレベル2の地震波を入力し、橋脚の材料ならびに幾何学的非線形性を考慮したときの橋軸方向最大応答変位に関する式(12),(13)の適用性につい

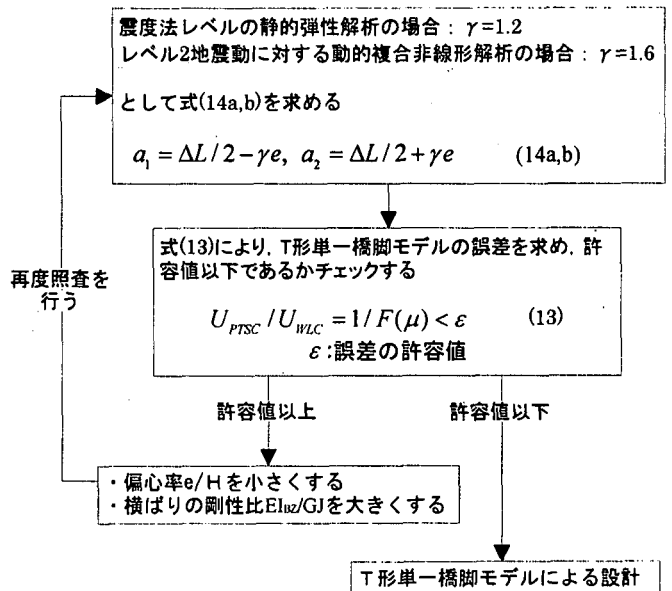


図-13 単一T形橋脚モデルによる設計と誤差の照査

て検討する。図-12に結果を示すように、式(2)の $U_{WLC}$ の計算には式(2)において $\gamma = 1.6$  また、式(8)の $U_{PLS}$ の計算においては $\gamma = 1.3$  とおけばよいことが明らかになった。このように、レベル2の地震動に対する解析においては、弾性解析の場合に比べて、塑性化により、偏心率 $e/H$ の影響がより大きく現れるためその重み係数である $\gamma$ の値も大きくなる。この近似度の評価式を用いることにより、2種類の単一橋脚モデルの精度を評価することができる。

以上の検討により単一橋脚モデルを用いて設計するときモデル選択に関する必要な情報は得られると考えられる。しかしながら、逆L形単一橋脚モデルでは、現状において対応した1自由度系の復元力モデルが開発されていないので3次元骨組解析が避けられず、実務における導入は困難であろう。現段階においては式(13)の近似度評価式によりT形単一橋脚モデルの誤差が許容値以内になるように、偏心率 $e/H$ を抑えるか、横ばり剛性比 $EI_{bz}/GJ_c$ を大きくして、1自由度系の復元力モデルが提示されているT形単一橋脚モデルを用いるのが良いと考えられる。このようにすれば既存のT形単一橋脚の耐震設計ツールと支承反力算定式である式(1),(7),(10)のうち最も安全側の値を与える式(10)を用いることにより逆L橋脚を持つ高架橋はほぼ設計が可能となる。図-13に単一T形橋脚モデルによる設計と誤差の照査のフローを示す。

なお、ゴム支承などの剛性の低い支承の場合は逆L形橋脚のねじりを含めた3次元的な挙動は無視できず、その

設計はかなり複雑なものになると考えられる。このような地震時挙動予測が困難な構造を用いるべきか否かについては今後十分検討する必要がある。

## 6. まとめ

剛性の高い鋼製支承を介して逆L形橋脚で支持された高架橋システムの橋軸方向地震力に対する終局挙動の解析を行い、実務において簡便的に用いることができる単一橋脚モデルの精度と適用限界について検討を行った。得られた結論を以下にまとめる。

- (1) 横ばりの水平面内の回転を支承位置を結ぶ剛な線分で拘束した逆L形単一橋脚モデルにおいて、逆L形橋脚柱の挙動ならびに横ばり上の支承反力は精度良く算定することができる。また、偏心率 $e/H$ が小さい場合にはT形単一橋脚モデルにおいても逆L形橋脚柱の挙動を精度良く算定することができる。
- (2) 設計に用いる逆L形橋脚横ばり上の2個の支承反力算定式と単一橋脚モデルの近似度の評価式を提示した。この評価式を用いることにより、逆L形単一橋脚モデル、T形単一橋脚モデルの適用限界を評価することができる。
- (3) 逆L形橋脚の偏心率 $e/H$ を抑えるか、橋脚横ばり剛性比 $EI_{BZ}/GJ_C$ を大きくすれば、支承反力算定式と既存のT形単一橋脚の設計ツールを用いることで、逆L橋脚を持つ高架橋の現実的な設計法が可能となる。

## 参考文献

- 1) 高 聖彬, 葛 漢彬, 宇佐美勉: 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚の繰返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp. 271-284, 2000.
- 2) Li, X.S. and Goto, Y.: A Three-Dimensional Nonlinear Seismic Analysis of Frames Considering Panel Zone Deformation, 土木学会論文集, No.605/I-45, pp.1-13, 1998.
- 3) Goto, Y., Li, X.S., Kasugai, T. and Obata, M.: Analysis of Greenhill Problem by a Co-Rotational Method, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.411-420, 1995.