

# 水平2方向地震動を受けるパイプ断面鋼製橋脚 の耐震設計法

坪井 久幸1・鳥居 純子2・葛西 昭3・宇佐美 勉4

<sup>1</sup>名古屋大学大学院博士課程前期課程 工学研究科社会基盤工学専攻(〒464-8603 名古屋市千種区不老町) E-mail:tsuboi@struct.civil.nagoya-u.ac.jp

2東京ガス株式会社 (〒105-8527 東京都港区海岸1丁目5-20)

3名古屋大学講師 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

E-mail:kasai@civil.nagoya-u.ac.jp

<sup>4</sup>名城大学教授 理工学部建設システム工学科 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口1丁目501番地) E-mail:usamit@ccmfs.meijo-u.ac.jp

本研究は、パイプ断面鋼製橋脚が水平2方向成分を有する地震動を受ける際の挙動とその限界値を 解明し、水平2方向地震動を想定した耐震設計法を確立することが目的である.まず、水平2方向地 震動の変位軌跡の外形を楕円とみなす手法を提案した.また、それに基づいて変位応答平面上に限界 値曲線を描き、耐震照査を行なった.さらに、そして、2方向地震動を考慮したパイプ断面鋼製橋脚 の終局ひずみを算定し、得られたひずみ履歴による耐震照査も行い、前述の変位照査との値と比較・ 検討した.最後に、得られた結果より構造パラメータが及ぼす影響を検討した.

Key Words : bi-direction horizontal earthquake motions, steel bridge piers, seismic design method

## 1. 緒言

構造物に入射する地震動は、3次元的な波形となって いるのが一般的である. 例えば、南北方向成分、東西方 向成分と鉛直方向成分である. これらの影響を考慮する 耐震設計法が旧首都高速道路公団などで見受けられるが、 この種の研究成果が完備されているとは言えない.現行 の道路橋示方書<sup>1)</sup>では、このような多方向の慣性力が同 時に最大値を取る可能性が低いこととも考慮に入れて、 従来の慣行に従い、水平2方向の慣性力を橋軸方向と橋 軸直角方向に対して独立に耐震検討するとしている.入 力波が3方向同時に最大値となる可能性が低いとしても、 一直線的なものに比べ、平面的あるいは立体的に加わる 地震外力の方が、より強力であることは言うまでもない. とりあえず, 鉛直動を除いた水平2方向成分について, 文献2)では、地震外力を2方向から入力することを想定 した検討を行っており、 簡易的に取り扱う方法を提示し ている. その骨子は、地震動の水平2方向入力による橋 脚の応答値を求める際に,ある1方向の地震力に対して, その直交方向の地震力の一部を考慮するというものである. 昨今では、実験技術や解析能力の向上に伴い、このよ

うな簡易な扱いだけでなく、より忠実に水平2方向地震

動に対する挙動の解明に力が注がれている。Watanabe ら<sup>3)</sup> は、鋼製橋脚を対象に実験的に橋脚が持つ強度や変形 能と2方向水平外力との関係を導いている. この研究を 発端に国内では多くの研究が行われている. 日本におけ る最も初期の研究は、杉浦ら<sup>4</sup>によって行われ、角形鋼 管柱に対しての実験の結果,1方向載荷時と比べ2方向 載荷時では、強度劣化、及びエネルギー吸収能の低下が 著しいということを明らかにした. 著者らも応答性状に 着目し、岡崎ら5では2方向地震加速度を同時に入力し た場合の地震応答性状は、1 方向に独立に入力した場合 の応答性状と比較して大幅に増大される可能性があるこ とを示唆した.無補剛箱形断面鋼製橋脚に関しては葛西 ら<sup>の</sup>が実験結果と解析結果を比較している.後藤ら<sup>の</sup>は 脚頂部の3次元的な変位を高精度に制御できる載荷シス テムを構築し、2 方向載荷による薄肉円形断面鋼製橋脚 柱の耐震性能低下についての予測式を提案している.小 畑ら<sup>8</sup>は、この実験手法における制御誤差について詳細 な検討をしている. また, 永田ら<sup>9,10)</sup>は, 角形鋼製橋脚 や免震支承を有する橋脚に対しての応答性状をまとめる に至っている. RC 橋脚に関しては、永田ら<sup>11)</sup>の実験的 なアプローチや, 荻本ら<sup>12)</sup>, 藤倉ら<sup>13)</sup>そして早川ら<sup>14)</sup> の種々の検討がこれにあたる. これらの検討は、構造物



#### 表-1 解析モデルの材料定数

鋼種	SM490			
E [GPa]	200			
$\sigma_{y}$ [MPa]	315			
$\mathcal{E}_{y}$ [%]	0.157			
$E_{st}$ [GPa]	6.67			
$\mathcal{E}_{st}$ [%]	1.10			
V	0. 300			
a. [MPa]	490			

(a) パイプ断面橋脚
 (b)1 質点系はりモデル
 図-1 無補剛パイプ断面橋脚の解析モデル

が持つ限界性能や応答性状に着目した検討がほとんどであり、矢部ら<sup>15</sup>などの検討は存在するものの、2方向地震動に対する設計法を念頭に置いた検討例は多くはない.

著者らはこのような中,角部の影響のないパイプ断面 を有する鋼製橋脚を対象に,水平2方向から様々な繰り 返し水平変位を与えた上で,その結果から合理的な限界 値(強度および変形能)を定義し,水平2方向地震動を 想定した設計法の提案をしている<sup>16</sup>.この中では,応答 値の取扱について明確な記述がなく,設計法が完備され ていないのが実情である.

そこで、本研究では、無補剛パイプ断面鋼製橋脚にお いて2方向地震動同時入力を行い、応答変位の評価法を 確立することで、鳥居ら<sup>16</sup>が提案した2方向地震動を想 定した変位照査法の確立を目指す.さらに、シェル要素 およびはり要素を用いた解析モデルの2種のモデルに対 してパラメトリック解析を行うことにより、2方向地震 動を想定した終局ひずみの算定を行った.そして、算出 された2方向地震動を想定した終局ひずみをもとに、応 答ひずみの観点からも水平1方向単独入力および2方向 同時入力による評価の違いを論ずる.最後には、その変 位照査とひずみ照査による破壊点の違いを検討する.

#### 2. 対象橋脚とその解析概要

解析モデルの構造特性を定める主パラメータとして, 径厚比パラメータ及び細長比パラメータを掲げ,これら を種々に定めた合計11種類の橋脚モデルによる解析を実 施する.

#### (1) 解析モデル

単柱式のパイプ断面鋼製橋脚は図-1(a)に示すとおり

(c)断面図

である.本研究では、主にパイプ断面部分の耐震性能に 着目するため、パイプ断面上端より上方部分を上載され る桁重量も含めて1つの質点とみなしてモデル化するも のとする. したがって, 解析モデルは図-1(b)に示される ようなものとなる. 橋脚基部に、X 方向に EW 成分の地 震動を、Y 方向に NS 成分の地震動を同時入力し、その 地震応答性状を求めた. 解析に用いたソフトは汎用構造 解析プログラム ABAOUS<sup>17)</sup>である. 鋼材に適用する構成 則は修正2曲面モデル<sup>18)</sup>を用いた.また要素としては、 同ソフトで提供されている Timoshenko のはり理論に基 づくはり要素 B31 を用い,有効破壊長を5分割,残りの 要素を15分割した.なお、鋼材はSM490とし、表-1に 材料定数を示す.表中においてE:弾性係数, $\sigma_{y}$ :降 伏応力,  $\varepsilon_{y}$ :降伏ひずみ,  $E_{st}$ :初期硬化係数,  $\varepsilon_{st}$ : ひずみ硬化開始ひずみ、 $\sigma_{\mu}$ :引張強度、v:ポアソン比 である.また、減衰定数は0.01として質量比例型減衰を 用いた.

#### (2) 対象橋脚の固有周期の算出

解析モデルには、径厚比パラメータ及び柱の細長比パ ラメータの異なる 11 体を用い、各構造諸元を**表-2** に示 す. 径厚比パラメータ  $R_t$ 及び細長比パラメータ $\overline{\lambda}$  は、 次式(1)、(2)より定義される.

$$R_t = \sqrt{3(1 - \nu^2)} \frac{\sigma_y}{E} \frac{d}{2t}$$
(1)

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

ここで, *h*: 柱長, *d*(=*D*-*t*): パイプ断面の直径, *t*: 板厚, *T*: 固有周期, *r*: 断面二次半径である. モデル名は, UP が無補剛パイプ断面を, 最初の数字が径厚比パラメータの 小数点以下3桁を, 次の数字が柱の細長比パラメータの小

モデル	$R_t$	$\overline{\lambda}$	D	t	h	<i>T</i> [s]		
			[m]	[mm]	[m]	I 種地盤	Ⅱ種地盤	Ⅲ種地盤
UP50-20	0.050	0.20	0.789	20	2.15	0.306	0.283	0.264
UP50-40	0.050	0.40	0.789	20	4.30	0.616	0.561	0.518
UP50-60	0.050	0.60	0.789	20	6.46	0.939	0.851	0.782
UP75-20	0.075	0.20	1.17	20	3.23	0.376	0.347	0.324
UP75-30	0.075	0.30	1.17	20	4.84	0.563	0.516	0.478
UP75-40	0.075	0.40	1.17	20	6.45	0.757	0.690	0.637
UP75-50	0.075	0.50	1.17	20	8.07	0.955	0.868	0.798
UP75-60	0.075	0.60	1.17	20	9.68	1.156	1.048	0.961
UP100-20	0.100	0.20	1.56	20	4.30	0.435	0.402	0.375
UP100-40	0.100	0.40	1.56	20	8.60	0.877	0.799	0.737
UP100-60	0.100	0.60	1.56	20	12.9	1.338	1.214	1.112

表-2 解析モデルの構造諸元(無補剛パイプ断面橋脚)

数点以下2桁を表している.各パラメータに対して,集中 質量は,震度法設計を満足するように定め,同時に固有周 期を算出した.

## (3) 入力地震動

解析に使用する入力地震動は、道路橋示方書<sup>1)</sup>で推奨 されている時刻歴応答解析用標準地震波である。その中 で2次設計に用いられるレベル2は、2種類に分けられてい る.このうち、直下型地震動を想定しているタイプIIに 属する地震波は地盤種ごとに3種類ずつが用意されてい る.本研究は対象地盤をI種・II種・III種地盤とし、入 力地震波は東西方向、南北方向がはっきりとしている各 地震波を用いた.I種地盤用として神戸海洋気象台(以 下JMA)、II種地盤用としてポートアイランド内(以下 PIS)を用いた.

## 3. 変位応答照査

本章では、前章までで定義した条件のもとに解析を行 ったときに得られる変位応答軌跡曲線に着目し、耐震性 能を論ずる.新たな2方向同時地震波入力の設計方法を 提案し、検討を加える.

#### (1)2方向地震動を考慮した耐震設計法の概略

著者らが推奨する水平2方向地震動を考慮した耐震設計法は、図-2で示される通りである<sup>10</sup>. その手法の概要を以下にまとめる.

まず,これまでの設計手法と同様に,橋軸方向と橋軸 直角方向に対して独立に検討し,その時点の照査条件を 満足しない場合は,設計のやり直し,あるいは,耐震性





向上策の適用を行う.そして,この両者を満足した場合 について,以下の概略で示される設計方法を適用するこ とを考える.

- 鋼製橋脚に,橋軸及び橋軸直角方向に同時に地震動 を入力する地震応答解析を行う.
- ② 上記①より橋脚頂部と基部との相対変位の変位軌跡 が得られるため、その結果より、応答の外形を楕円



(例:耐震安全性を満足した場合)

とみなしたときの長径(卓越方向),短径(卓越直 角方向)の大きさを算出する.

- ③ 長径と短径の比(本研究では短長径比と称する)を 定め、構造パラメータから短長径比に応じた限界値 曲線を算出する。
- ④ 図-3 に示すように、応答軌跡に限界値曲線を書き込み、応答が限界値曲線内にあれば耐震安全性を満足、限界値曲線を超える場合は、設計のやり直し、又は耐震性向上策の適用を必要とする。

また,同時に鳥居ら<sup>16</sup>はパラメトリック解析によって 得られた結果をもとに,以上のフローチャートの③で必 要とする $\delta_{ss}$ の推定式を,以下で示される式で定義した.

$$r_{\delta_{95})_{CIR}} \equiv \frac{\delta_{95)CIR}}{\delta_{95)UNI}} = 9.50R_t \overline{\lambda} + 0.525 \tag{3}$$

(標準偏差*s* = 0.133)

$$\delta_{95} = \left\{ \left(9.50R_t \,\overline{\lambda} + 0.525 - 1\right) \frac{b}{a} + 1 \right\} \cdot \delta_{95)UNI} \tag{4}$$

ただし、 $\Gamma_{\delta_{95}}_{CIR}$ :限界値曲線を円としたときの低減率,  $\delta_{95)CIR}$ :限界値曲線を円としたときのその半径,  $\delta_{95)UNI}$ :一方向載荷時の限界値,b:変位応答外形の短 軸,a:変位応答外形の長軸,適用範囲は $0.050 \leq R_i \leq \leq 0.100$ ,  $0.20 \leq \overline{\lambda} \leq 0.60$ である.また、上式で用いら れる $\delta_{95)UNI}$ は、日本鋼構造協会<sup>19)</sup>により与えられている以下の推定式を用いる。

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_{y}} = \frac{0.24}{\left(1 + P / P_{y}\right)^{\frac{3}{2}} \overline{\lambda}^{\frac{1}{3}} R_{t}}$$
(5)

ただし,適用範囲は $0.03 \le R_t \le 0.11, 0.25 \le \overline{\lambda} \le 0.5, 0.0 \le P/P_y \le 0.3$ である.

上記フローチャートの②においての,変位応答履歴 曲線から応答外形楕円の描画方法が完備されていない. そこで本研究では次節にてその方法をまとめる.

## (2) 限界値曲線の引き方

前に述べたとおり,限界値曲線を引くには変位応答履 歴曲線を楕円とみなしたとき(この楕円を変位外形楕円 と呼ぶ)の長径(卓越方向),短径(卓越直角方向)の 大きさの比(短長径比)を求める必要がある.そこで以下 に本研究の決定法をまとめる.

図-4 に沿って説明する. ここでは X 方向を EW 成分 を入力する方向, Y 方向を NS 成分を入力する方向とし, それぞれ降伏変位 $\delta_y$  で除して無次元化した. 以下の手順 の記号と図の記号は一致する.

(a)変位応答履歴曲線のうちで原点と最も離れた点を 探す.

(b)その点と原点を結んだ線分を長軸とする.

(c)その長軸と最も距離のある点を探す.

(d)その点を通るように楕円を引く.

以上の手順を踏み,変位外形楕円を描き,その短軸長 bと長軸長 aの比である短長径比 b/aを求める.

## (3) 応答変位照査

横軸にX方向の変位,縦軸にY方向の変位をとること で、変位応答軌跡曲線が得られる.図-5のように、その 上に先の手順で得られる限界値曲線を重ね合わせ、応答 変位による耐震照査を行った.この図はUP50-60の場合 であるが、この例では変位応答履歴曲線が限界値曲線を 越えているので、破壊に至ったと判断する.すなわち、耐 震安全性を満足しない.なお、変位はそれぞれ降伏変位







 $\delta_{v}$ で除して無次元化してある.

なお、これらの照査は2. (3)節で説明した設計地震動 のみを用いた事例であり、実際に観測された地震動の例 ではないことに注意されたい.この点については、実地 震動を含めより多くの地震動に対する検証を必要とする. そこで、橋梁をシステムでとらえる検討を行う際に、こ の種の問題にも着手したいと考えている.

## 4. 2方向載荷を考慮した終局ひずみの算定

前章では変位応答に着目して耐震設計を論じたが、本 章と次章ではひずみ応答に着目した破壊基準を論じる. しかし、水平2方向地震動を想定した場合の終局ひずみ の算定方法が完備されていない.そこで、本章では、局 部座屈を考慮したシェル要素を用いた解析モデル、およ び局部座屈を考慮しない簡易なはり要素を用いた解析モ デル対するパラメトリック解析を通じて、2方向に外力 を受ける場合でも適用可能な終局ひずみについて論じる.

#### (1) シェル要素を用いた解析手法

解析モデルは、図-6に示すシェル要素を用いた解析モ デルを用意する.シェル要素で分割した部分のメッシュ 分割に関しては、柱軸方向に基部から1つ目のダイアフ ラム区間を30分割、残りの上部のシェル要素については 1つのダイアフラム区間をそれぞれ5分割、円周方向に 30分割とした.なお、全断面降伏軸力の15%に相当する 軸力比を載荷しておく.また、載荷経路は図-7に示すよ うならせん状の楕円を描くものとし、図-6の解析モデル の頂部に強制変位を与えた.図-7に示すように、楕円の 長径をa、短径をbとして、b/aを短長径比とする.すな わち、短長径比 b/a=1 は、らせん状の円を描く載荷であ り, b/a=0 は1 方向繰り返し載荷(以下,載荷経路 UNI) にあたる. 解析では短長径比の影響を見るために,各解 析モデルにおいて,短長径比0(UNI),0.1,0.25,0.5, 0.75,0.9,1(CIR)とする計7パターンの載荷経路で解 析した.

#### (2) 有効破壊長と等価ひずみ

局部座屈を考慮したシェル要素を用いた解析では、各 要素で得られるひずみが局所的であるので、この量を用 いて現象を把握するのは難しい.そこで、本研究では局 部座屈に伴う変形を考慮した等価なひずみ量を定義し、 この等価ひずみで現象の把握を試みる.ここで、この等 価ひずみは、局部座屈を考慮しないはり要素を用いた解 析から得られるひずみ量(後述の平均圧縮ひずみ)とは異 なっているので注意されたい.

まず、等価なひずみを定義するのに必要な有効破壊長 について説明する.有効破壊長*L<sub>e</sub>*とはひずみによる破壊 の判定を行うために有効な長さのことである.部材基部 からのこの長さの部材セグメントにおいて破壊基準を論 じることになる.本研究で用いられている無補剛パイプ 断面鋼製橋脚では、次式で表される.

$$L_e = 1.2 \left( \frac{1}{R_t^{0.08}} - 1 \right) D \tag{6}$$

基部から有効破壊長*L<sub>e</sub>*の高さの領域は、脚頂部に水 平力を受ける際、局部座屈が発生する領域である.動的 解析による安全性の照査では、この領域の平均ひずみ(た だし、この場合は局部座屈を考慮しないはり要素を用い たもの)を用いて、終局の判定を行っている.この有効 破壊長の概念に従って、シェル要素を用いた解析によっ て得られる等価ひずみを求める.

まず、図-8に示すように、有効破壊長に相当する高さ





図-9  $\Delta L(\bar{t})_i$ の定義

 $L_e$ の位置の全ての節点(30節点)について、図-9のように z 方向における変化量 $\Delta L(\bar{t})_i$ (i = 1, 2, ..., 30)を求める( $\bar{t}$ は経路の弧長を示す). この $\Delta L(\bar{t})_i$ は、有効破壊長領域内で座屈することによって発生する面外変形が、卓越する程大きくなる.経路上の各地点における $\Delta L(\bar{t})_i$ の最大値(ただし鉛直下方を正とする)を $\Delta L(\bar{t})_{max}$ とする. これより、シェル要素を用いた解析によって得られる等価ひずみ $\bar{\epsilon}_{ms}$ を、式(7)のように定義する.

$$\overline{\varepsilon}_{ms} = \frac{\Delta L(\overline{t})_{\max}}{L_e} \tag{7}$$

### (3)終局状態の定義

2 方向から水平外力を受ける場合,例えば X 方向について荷重の低下があっても,Y 方向の荷重が増加しており,橋脚の性能は低下しておらず終局状態に至っていないなどの場合が考えられる.そこで本研究では,シェル要素を用いた解析における復元力 H に着目し,終局状態の定義を行う.ここで X 方向,Y 方向は図-6 で定義されている通りである.

ここで、1 方向から水平力を入力する場合の、終局状態の定義に着目する、1 方向地震動のみを考慮した場合の、動的解析による安全性照査に用いられる終局ひずみ $\varepsilon_u$ は、1 方向載荷によって得られた強度が、最大時から95%まで低下したときの平均圧縮ひずみを求めたものである.よって、2 方向載荷時の終局状態に関しても、1 方向載荷時と比較し易い様、同様の方法を用いて求めることとする.

具体的には、図−10 に示す様に、折り返し点、つまり 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3, …サイクル目における復元力*H* と、はり要素を用いた解析で求められる等価ひずみ*ī*<sub>ms</sub> をプロットした包絡線を用いて,終局状態の定義を行う. 図−10 において、復元力*H* の最大値を最大荷重*H*<sub>max</sub> と し、*H*<sub>max</sub> に達した時のサイクル数をC<sub>max</sub> とする.また、



図-11 等価ひずみとはり要素を用いた平均ひずみの比較

 $C_{max}$ 時の等価ひずみの値を,最大荷重時の等価ひずみ  $\bar{\varepsilon}_{ms,max}$ と定義する.そして,復元力Hが,最大荷重 $H_{max}$ から 95%まで強度が低下したときを終局状態とし,この時の等価ひずみの値を,95%強度時の等価ひずみ $\bar{\varepsilon}_{ms,95}$ と定義する.

## (4) はり要素を用いた解析

前節まではシェル要素を用いた解析による等価ひず みを用いて終局状態を論じてきたが、地震動を入力した 時刻歴応答解析を行うには、はり要素を用いた解析を行 うのが一般的である。そして、前述のとおり、前節で示 した等価ひずみと、局部座屈を考慮しないはり要素を用 いた平均ひずみは異なっている(一例として、等価ひずみ とはり要素を用いた平均ひずみの比較を図-11 に示す). そこで、終局状態におけるはり要素を用いたひずみ量を 算出するために、図-1(b)で示されるはり要素を用いたモ



デルにも、同様にパラメトリック解析を行った.軸力比 と載荷経路はシェル要素を用いた解析と同様なものを用 いた. 有効破壊長領域内での損傷度-変位応答関係を判断 するために、解析モデルの有効破壊長領域内を5要素に 分割し、それぞれにひずみを求め、そのひずみの平均を とり照査する.また、水平2方向載荷を受ける繰り返し 載荷解析では、断面内でのひずみが卓越する点が時々 刻々と変化してゆく. そこで、はり要素を用いた解析モ デルに図-12のように断面内に24の積分点を設ける.こ のため解析を行うと、一節点で24通りのひずみ履歴が得 られる. ここで必要な諸量は最も破壊に近い値なので, 24のひずみの中で最大の圧縮ひずみの値に着目する.す なわち、各時刻で得られる平均圧縮ひずみのうち、最大 のものを平均圧縮ひずみ *ē*m とする. 終局状態も前節で 定義したものと同様に、復元力Hが、最大荷重 $H_{max}$ か ら95%まで強度が低下したとき(こちらはシェル要素を 用いた解析)を終局状態とし、この時と同じサイクル数 における平均圧縮ひずみの値を、95%強度時の平均圧縮 ひずみ $\bar{\varepsilon}_{ms,95}$ と定義する.

## (5) 2 方向載荷を考慮した終局ひずみの算定

図-13(a), (b)は, 縦軸は 95%強度時の平均圧縮ひずみ  $\bar{\varepsilon}_{mb,95}$ を, 1 方向単独入力を想定した場合の終局ひずみ  $\varepsilon_u$ で無次元化したものである.なお、 $\varepsilon_u$ の推定法には 式(8)に示される推定式<sup>20)</sup>を利用する.横軸は図-13(a)は 径厚比パラメータをとったもの、図-13(b)は細長比パラ メータをとっている.

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.14(1.1 - P/P_y)^{1.8}}{\left(R_t - 0.03\right)^{1.4}} + \frac{3.0}{\left(1 + P/P_y\right)^{0.7}} \le 20.0 \quad (8)$$

ただし、適用範囲は $0.03 \le R_t \le 0.09$ ,  $0.0 \le P/P_y$ 

≤1.0 である.

図-13(a), (b)において, UP75-20モデル, 及びUP100-40 モデルに関しては,載荷履歴の影響によって値が縦にば らついている.

続いて、 $\bar{\varepsilon}_{mb,95} / \varepsilon_u$ の値に着目すると、UP75-20, UP75-25 モデルを除いて、他のモデルに関しては  $\bar{\varepsilon}_{mb,95} / \varepsilon_u > 1$ となり、 $\bar{\varepsilon}_{mb,95}$ が終局ひずみ $\varepsilon_u$ よりも大 きくなる.ここで、UP75-20、UP75-25 モデルにおいて  $\bar{\varepsilon}_{mb,95} / \varepsilon_u < 1$ となる載荷履歴は、短長径比 b/a=0.75~1 のときであり、2 方向載荷の影響によって、 $\bar{\varepsilon}_{mb,95}$ が終 局ひずみ $\varepsilon_u$ よりも小さくなることが分かる.なお、 UP75-20、UP75-25 に顕著に表れているような載荷経路の 違いによるばらつきにはさらに検討をすすめ、別途報告 する予定である.

以上の結果より,終局ひずみ $\varepsilon_u$ は,細長比パラメータ の小さい短柱( $\overline{\lambda} \leq 0.25$ )を除いて,水平2方向地震動を 考慮した動的解析による耐震安全性照査に,概ね適用可 能であることが分かる.ただし,現段階では, $\overline{\varepsilon}_{mb,95}$ の 値に関して定性的な評価に留まっているため,今後,定 量化するための検討が必要である.また,本研究では, らせん状の楕円載荷に関する検討を行った.これが載荷 経路の違いによるばらつきを発生させたが,ばらつきの 大きさを正しく評価するには,それ以外の水平2方向繰 り返し載荷の載荷経路に関する検討も必要である.

## 5. ひずみ応答照査

前章において,式(8)で表される終局ひずみ $\varepsilon_u$ は,細 長比パラメータの小さい短柱を除いて,水平2方向地震 動を考慮した動的解析による耐震安全性照査に概ね適用 可能であることが分った.そこで,本章ではひずみ応答 に着目し、鋼製橋脚モデルに2方向 地震波を入力したときに得られる ひずみ応答履歴曲線から破壊基準 を論ずる.また、第3章での変位応 答照査と、本章で行うひずみ応答照 査の結果の違いも検討する.

## ひずみ応答照査



本章での破壊の判定は、有効破壊

長の概念に基づき,有効破壊長領域における平均圧縮ひ ずみを用いて損傷度Dを定義することによって行う.損 傷度Dは(9)式で定義される.

$$D = \frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_u} \tag{9}$$

ここで、 $\mathcal{E}_a$ :有効破壊長領域での平均圧縮ひずみ、  $\mathcal{E}_u$ :終局ひずみである.なお、 $\mathcal{E}_u$ の推定法には式(8)に 示される推定式<sup>19</sup>をそのまま利用する.

また、この解析においても前章の考え方を用い、図-12 のように断面内に 24 の積分点を設ける. 同様に解析を行 うと、一節点で 24 通りのひずみ履歴が得られるので、各 時刻で得られる、断面内の 24 の有効破壊長領域における 平均ひずみのうち最大の圧縮ひずみを $\varepsilon_{max}$  とし、この値 によって破壊を照査する. すなわち、この $\varepsilon_{max}$  が終局ひ ずみ $\varepsilon_{u}$  に達した時点で破壊とする.

## (2) 変位照査とひずみ照査の比較

そこで得られた最大圧縮ひずみを縦軸に,時刻を横軸 にとると,図-14(a)のような,最大圧縮ひずみ履歴を得 ることができる.(ここでは例として,JRTのUP50-40を 示す)この履歴曲線上において破壊に至る点,つまり最大 圧縮ひずみ $\varepsilon_{max}$ が終局ひずみ $\varepsilon_u$ に達した点をプロットした.同時に前章で述べた変位照査による破壊点も同一 平面の中に併記した.

さらに変位応答曲線上にも図-14(b)のように、その平 面内にも同様に変位照査による破壊点とひずみ照査によ る破壊点を両方記載した.ただし、変位応答履歴をプロ ットするのは変位照査による破壊とひずみ照査による破 壊の両方が起こる時刻までである.

変位照査とひずみ照査の違いを比較・検討するために、 変位照査の破壊時のひずみとひずみ照査時の破壊時の ひずみ(すなわち終局ひずみ)とを比較した.その結果を パラメータごとに比較したものが図-15 である.変位照 査の破壊時刻のひずみ $\varepsilon_{\lambda u}$ を得られたひずみ照査の破壊 時刻のひずみ(つまり終局ひずみ $\varepsilon_{u}$ )で除して無次元化 したものを縦軸にとり、固有周期を横軸にとった.

図-15 を見ると、ほとんどのモデルで変位照査の方が 早く破壊に至っており、ひずみ照査より安全側となって いる.その変位照査でのひずみと、ひずみ照査時のひず みの比は、モデルや地震波によってかなり差があるもの になった.JRT では全体的にその比は大きくないが、JMA や PIS では大きな値のモデルもある.特に、JMA の UP50-20 はその比が 0.0893、PIS の UP75-50 は 0.0463 と



なり、ひずみが小さい状態でも破壊基準 を満たしている状態になっている.この 2種のモデルの変位応答曲線を図-16、図 -17 に示す.この図を見ると、変位応答 が限界値曲線の短径方向で突き抜け、破 壊基準を満たしていることがわかる.こ れは、変位応答全体での卓越方向と、限 界値付近での卓越方向が一致していない ためである.このことより、このモデル においては限界値曲線の引き方はかなら ずしも適切ではない.したがって、応答 変位照査は安全側を呈しながら照査する 方法といえるので、より詳細な照査は応 答ひずみで照査することが好ましい.



## 6. 結言

本研究では、水平2方向地震動に対する耐震設計法の 確立を目指し、変位とひずみの両面での耐震照査よりそ の妥当性をパラメトリック解析により検討した.

まず,水平2方向地震動の複雑な変位軌跡の外形を楕 円とみなして表す手法を提案した.また,それに基づい て変位応答平面上に限界値曲線を描き,耐震照査を行っ た.求められた限界値曲線と変位応答履歴曲線から変位 応答照査を行い,一方向単独入力との比較を行った.そ して,はり要素を用いた解析モデルとシェル要素を用い た解析モデルの繰り返し載荷解析を行うことより,水平 2方向載荷を考慮した終局ひずみの算定式を導出した. さらに,得られたひずみ履歴と今回求めた終局ひずみ算 定式による耐震照査も行い,前述の変位照査との値と比 較・検討を行った.最後に,得られた結果より構造パラ メータが及ぼす影響を検討した.

本研究より得られた成果を以下にまとめる.

- 地震波を2方向同時入力した際に得られる応答変位 曲線から変位応答外形曲線を描く手法を提案し、限 界値曲線を求めた.
- ② 今回求めた限界値曲線より、応答変位に着目した 2 方向地震動を想定した変位照査法による耐震照査を 行った。
- ③ 1方向地震動を想定した終局ひずみ $\varepsilon_u$ は、細長比パ ラメータの小さい短柱( $\overline{\lambda} \leq 0.25$ )を除いて、水平 2

方向地震動を考慮した動的解析による耐震安全性照 査に、概ね適用可能である.

- ④ 提案した変位照査では、変位応答全体での卓越方向
  と、限界値付近での卓越方向が一致していない場合
  は、変位照査は大幅に安全側となる.
- ⑤ 水平2方向地震動を受ける鋼製パイプ橋脚の詳細な 耐震照査を行う場合は、応答ひずみで照査すること が好ましい。
- ⑥ 変位照査法の適用限界について、更なる検討が必要 である。

なお、本研究は変位照査法の提案にとどまらず、2 方 向地震動を考慮した終局ひずみを算定し、ひずみ照査法 の確立にまで至った.ただし、本研究では上部構造部分 を質点で表した単柱のみを対象としたが、実際の橋梁で は、上部構造の形状やその接続状況による影響も大きい. また、場合によってはこのため橋脚にかかる軸力変動が 無視できない.従って、実験的な検証を行うなどの多く の検討課題が残されている.本研究はその意味で基礎的 な研究にとどまっており、実モデルに対する検討などを 重ね、完備していく必要がある.

#### 参考文献

- (社)日本道路協会:道路橋示方書,同解説,V耐震設計 編,丸善,2002.3.
- 2) European Committee for Standardization : European

Prestandard, Eurocode 8-Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, Part 2-Bridges, 1994.

- Eiichi Watanabe, Kunitomo Sugiura and walter O. Oyawa : Effect of Multi-Directional Displacement Paths on the Cyclic Behavior of Rectangular Hollow Steel Colums, structural Eng. /Earthquake Eng., JSCE, Vol. 17, No. 1, 69s-85s, 2000.
- 4) 杉浦邦征、ウォルター オヤワ、渡邊英一:繰り返し 水平2方向力を受ける角形鋼管柱の弾塑性挙動、第
   3 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, pp.97-104, 2000.
- 5) 岡崎靖一郎,葛西昭,宇佐美勉:水平2方向地震動を受ける鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析,土木学会地震工学論文 集,Vol.27,2003.
- 6) 葛西昭,成田篤哉,宇佐美勉,青木徹彦:2方向水平力を 受ける鋼製箱形断面橋脚の実験と性能照査法の提案,第一 回性能規定型耐震設計に関する研究発表会講演論文集, pp.19-24,2004.
- (後藤芳顯,江坤間,小畑誠:2方向繰り返し外力を受ける 薄肉円形断面鋼製橋脚柱の履歴特性,土木学会論文集, No.780/I-70, pp.181-198. 2005.3.
- 小畑誠,羽根史浩,後藤芳顯:2方向擬似動的実験において制御誤差が精度に与える影響,土木学会構造工学論文集, Vol.52A, pp.511-519, 2006.3.
- 9) 永田和寿,渡邊英一,杉浦邦征:水平2方向に地震力を受ける角形鋼製橋脚の弾塑性応答性状に関する研究,土木学会構造工学論文集,Vol.50A,pp.1427-1436,2004.3.
- 10) 永田和寿, 尾関孝人, 渡邊英一, 杉浦邦征, 山口隆司:水 平2方向に地震力を受ける免震橋脚の応答性状に関する研 究, 土木学会構造工学論文集, Vol.52A, pp.583-592, 2006.3.
- 11) 永田聖二, 渡邊学歩, 川島一彦: 3 次元ハイブリッド載荷 実験におけるアクチュエータによる P-Δ 効果の補正法,

土木学会論文集, No.801/I-73, pp.197-212, 2005.10.

- 12) 荻本栄典,川島一彦,渡邊学歩,永田聖二:水平2方向地 震力の同時作用が RC 単柱式橋脚の耐震性に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.801/I-73, pp.33-50, 2005.10.
- 13)藤倉修一,川島一彦,早川涼二:2 方向載荷を受ける RC 橋脚の曲げ耐力劣化機構とファイバー要素解析,第1回性 能規定型耐震設計に関する研究発表会講演論文集, pp.161-166, 2004.5.
- 14) 早川涼二,川島一彦,渡邊学歩:水平2方向地震力を受ける単柱式 RC 橋脚の耐震性,土木学会論文集 No.759/I-67, pp.79-98, 2004.4.
- 15) 矢部正明,川島一彦,長谷川金二:橋梁の耐震設計における水平2成分地震力の影響;第18回土木学会地震工学研究 発表会,277-280,1985.
- 16) 鳥居純子,成田篤哉,葛西昭,宇佐美勉:2方向水平外力 を受ける鋼製橋脚の強度と変形能,第8回地震保有耐力法 に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム 講演論文集 pp.219-224,2005.
- 17) ABAQUS, Inc. : ABAQUS Standard User's Manual Ver. 6.5
- 18) 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.
- 19) 日本鋼構造協会:土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐 震性向上策,日本鋼構造協会,鋼橋の性能照査型耐震設計 法検討委員会,2003.
- 20) 葛漢彬,河野豪,宇佐美勉: 圧縮と曲げを受ける鋼部材セ グメントの終局ひずみと鋼アーチ橋の動的耐震照査への 応用,土木学会構造工学論文集, Vol.50A, pp.1479-1488, 2004.3.

(2007.4.6受付)

# The Seismic Design Method for Pipe-Section Steel Bridge Piers Subjected to Bi-Direction Horizontal Earthquake Motions

## Hisayuki TSUBOI, Junko TORII, Akira KASAI and Tsutomu USAMI

This study is aimed at investigating behavior and capacity of pipe-section steel bridge piers under bi-direction horizontal earthquake motions and development of seismic design method against bi-direction horizontal earthquake motions. Firstly, a method using an oval circle to approximate the complex displacement induced by bi-direction horizontal earthquake motions is proposed. On the basis of this concept, boundary curves are drawn in the place of displacement and seismic performance evaluation is conducted. In addition, critical strain of circular steel bridge piers subjected to bi-direction horizontal earthquake motions is determined. And, strain based evaluation is also performed. Finally, the influence of various structural parameters is examined.