

M- Φ 関係を利用した矩形断面鋼製ラーメン橋脚面内方向の 耐震性能評価に関する一検討

小野潔¹・西村宣男²・高橋実³・野中哲也⁴・坂本佳子⁵

¹正会員 工修 大阪大学大学院助手 工学研究科 土木工学専攻（〒565-0871 吹田市山田丘2-1）

²正会員 工博 大阪大学大学院教授 工学研究科 土木工学専攻（〒565-0871 吹田市山田丘2-1）

³正会員 工修 独立行政法人土木研究所研究員 構造物研究グループ（〒305-8516 つくば市南原1-6）

⁴正会員 ヤマト設計（株）企画開発部長（〒460-0002 名古屋市中区丸の内3-17-6）

⁵正会員 ヤマト設計（株）企画開発部（〒889-1403 宮崎県児湯郡新富町大字上富田3191-1）

1. はじめに

平成7年1月に発生した兵庫県南部地震では、道路橋の鋼製橋脚も初めて大きな被害を受け、矩形断面の鋼製橋脚2基については倒壊に至っている¹⁾。これら鋼製橋脚の被害を受け、平成8年に改訂された道路橋示方書・同解説V耐震設計編²⁾（以下、「道示V」という。）において、鋼製橋脚については初めて塑性域での耐力や変形性能を考慮した設計法が導入された。また、兵庫県南部地震以降、実験や解析により鋼製橋脚の耐震性能を評価するための研究が集中的に行われ³⁾、それら研究から得られた知見の一部は、道示Vの規定に反映されるとともに、新たな鋼製橋脚の耐震性能評価手法もいくつか提案されている。

しかし、これら研究の多くは単柱式の鋼製橋脚を対象としたものであり、鋼製ラーメン橋脚を対象にしたものは少ない。ラーメン構造が面内方向に水平力を受けた場合、単柱式とは異なり柱に軸力変動が生じるため、単柱式の鋼製橋脚の耐震性能評価手法が鋼製ラーメン橋脚面内方向の耐震性能評価に適用できるかは不明である。また、単柱式の鋼製橋脚に比較して数少ない鋼製ラーメン橋脚に関する研究⁴⁾
^{5), 6), 7), 8), 9), 10)}も、実験や弾塑性有限変位解析を基にした鋼製ラーメン橋脚面内方向の耐震性能を把握することに主目的がおかれており、設計を対象にした簡易な手法による耐震性能評価手法を提案しているもの^{8), 9)}は特に少なくなっている。

そこで、本稿では、鋼製ラーメン橋脚面内方向の簡易的な耐震性能評価手法に関する検討を行うた

め、単柱式でコンクリートを充填しない矩形断面の鋼製橋脚の実験結果をもとに提案されたM- Φ 関係^{11), 12)}による計算結果とコンクリートを充填しない矩形断面の鋼製ラーメン橋脚（以下、「鋼製ラーメン橋脚」という。）の正負交番載荷実験結果⁴⁾との比較を行ったので報告する。

2. 矩形断面鋼製ラーメン橋脚の正負交番載荷実験

鋼製ラーメン橋脚を対象にした実験供試体による面内方向の正負交番載荷実験等の実験は、単柱式の鋼製橋脚に比べて数は少ない^{4), 6), 7), 8), 9), 10)}ものの、いくつか行われている。本研究では、これら正負交番載荷実験のうち、構造諸元や縦リブ配置が実橋脚に近いこと、構造パラメータがM- Φ 関係^{11), 12)}の適用範囲内にあること等を考慮し、建設省土木研究所を中心として行われた鋼製ラーメン橋脚の正負交番載荷実験を対象とすることとした。

(1) 実験供試体

実験供試体は図-1に示すように、柱間隔 5.0m × 高さ 5.8m、柱およびはり断面は 600mm × 600mm の補剛矩形断面で構成される1層の門型鋼製ラーメン橋脚である。図-1の実験供試体の構造諸元は、既往の鋼製ラーメン橋脚の調査結果を基にして、より一般的な構造とすること、実験措置の能力を勘案して決定されている。また、当該実験では、鋼製ラ

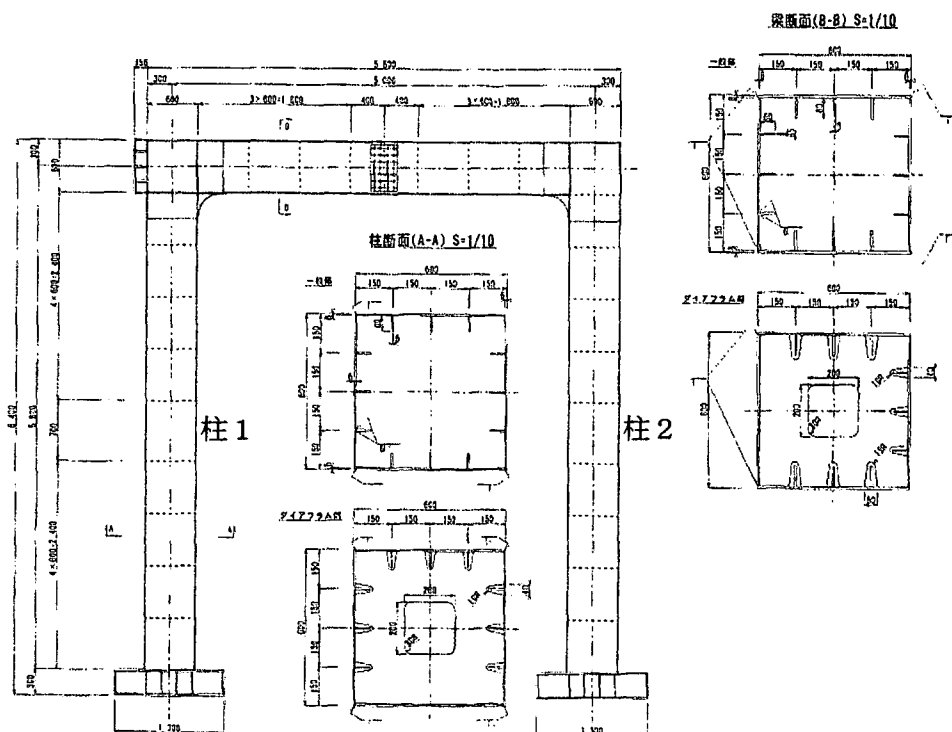


図-1 実験供試体

表-1 主な構造諸元等

		外形寸法 (mm)	板厚 t (mm)	補剛材で 区切られる パネル数	鋼種	下降伏点 応力度 (N/mm ²)	縦補剛材 寸法 (mm)	幅厚比パラメータ R _R R _F		γ_i/γ_1^*	軸力比 N/N _y
柱		600×600	6	4	SS400	292	60×6	0.49	0.38	1.70	0.12
はり	Fig. Web	600×600	8	4	SS400	306	80×8	0.37	0.26	2.06	-
			6	4		292	60×6	0.48	0.37	1.69	

(備考)

- ・ R_R , R_F , N_y は表-1 の下降伏点応力度を用いて計算した値
- ・ R_R , R_F は道示Ⅱで定義される幅厚比パラメータ
- ・ γ_1 は道示Ⅱで定義される縦補剛材剛比で、 γ_1 は弾性座屈理論による補剛材の限界剛比

一メン橋脚の柱部を塑性化させることを主目的としているため、柱部が塑性化しても梁部は塑性化しないよう断面としている。表-1 に主な実験供試体の構造諸元等を示す。また、柱部の細長比パラメータ λ は、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編¹³⁾（以下、「道示Ⅱ」という。）に規定される有効座屈長係数 $\beta=1.5$ ($k \leq 5$)を用いた場合、0.46 となる。他方、座屈設計ガイドライン¹⁴⁾によれば、本実験供試体の柱部に対するはり部の剛比 $k(=1.46)$ の領域では、 $\beta=1.1$ 程度の値をなっており、その値に基づけば $\lambda=0.34$ となる。なお、図-1 中で、向かって左側の載荷ジャッキのある柱部を「柱1」、その反対側の柱部を「柱2」と呼ぶこととする。

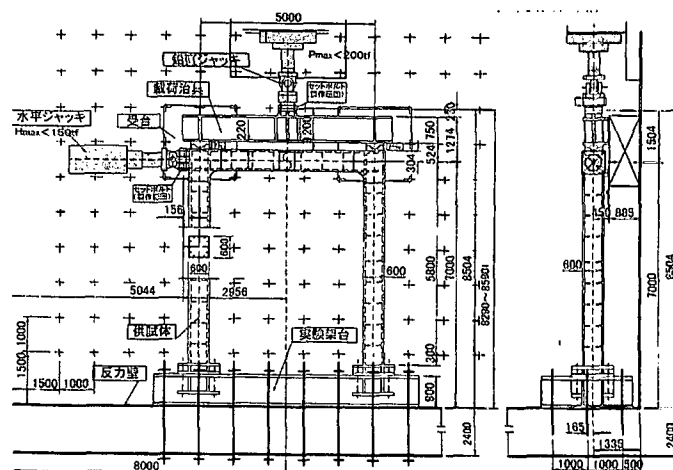


圖-2 載荷裝置

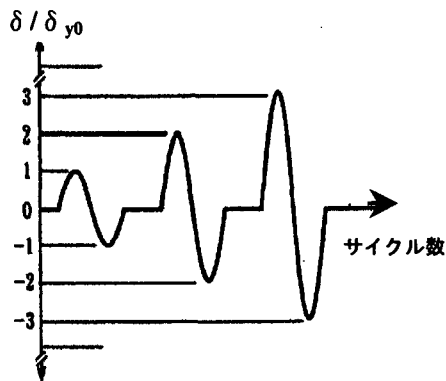


図-3 水平変位載荷パターン

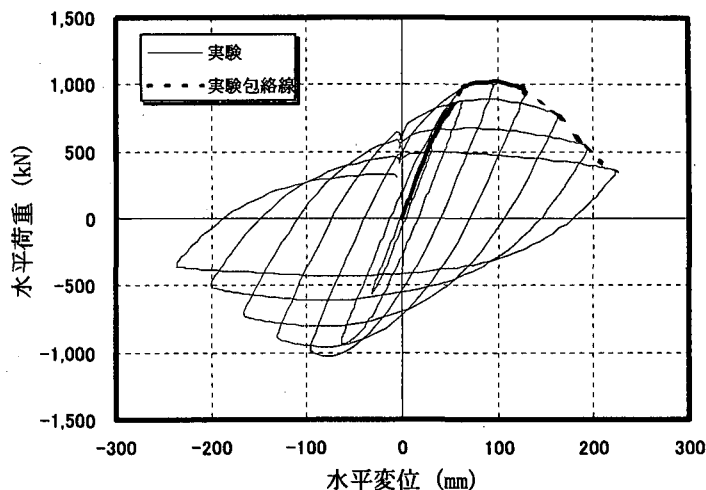


図-4 水平荷重－水平変位関係

(2) 載荷方法

載荷装置を図-2に示す。載荷は上部構造を想定した一定軸力（1本の柱あたり $0.15N_{y0}$: N_{y0} は基準降伏点に基づき算出した値）を載荷した後、柱1の頭頂部に水平力を載荷した。水平力の載荷は変位制御で行い、図-3に示すように降伏水平変位 δ_{y0} の整数倍の変位を片振幅として、各振幅における載荷繰返し回数を1回とする両振りの正負交番載荷を行った。水平力載荷の基準となる降伏水平変位 δ_{y0} は、はり要素を用いた骨組解析から圧縮側柱部のフランジが降伏応力（材料試験結果の値）に達した時の水平変位とし、本実験では $\delta_{y0}=31.7\text{mm}$ である。なお、実験から得れる水平変位には柱基部の回転による水平変位が含まれるが、その値が小さいことおよび補正方法が不確定である等を考慮し、水平変位量の補正は行っていない⁹⁾。

(3) 実験結果

図-4に正負交番載荷実験から得られた水平荷重－水平変位関係および包絡線を、表-2に主な実験結果を示す。なお、図-4の水平変位は柱2側のはり中心に設置された変位計により計測されたものである。表-1または図-4より、最大水平荷重は、水平変位がほぼ $3\delta_{y0}$ の時に発生し、それ以降、載荷が進むにつれて耐力が低下していることがわかる。

表-2 主な実験結果

	最大水平荷重	最大水平荷重時変位
	$P_{\max}$ (kN)	δ_m (mm)
実験結果	1,028	95

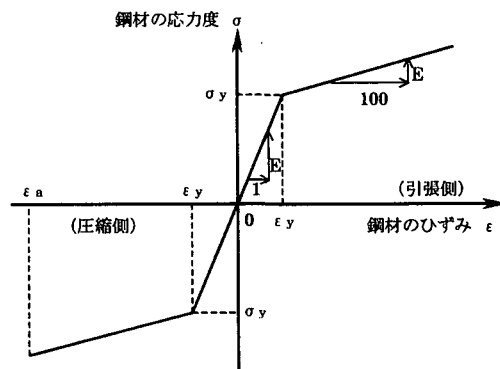


図-5 鋼材の応力－ひずみ関係

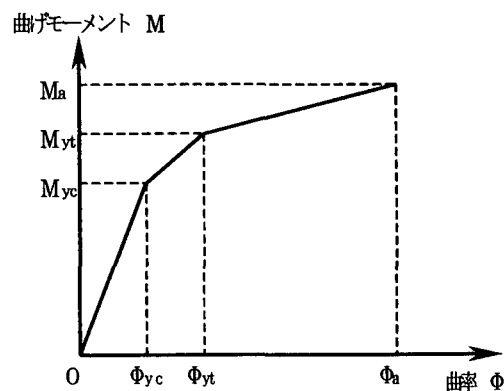


図-6 トリリニア型のM－φ関係

3. M－φ関係を利用したコンクリートを充填しない鋼製橋脚の耐震性能評価手法

(1) 矩形断面鋼製橋脚の耐震性能評価手法

単柱式のコンクリートを充填しない矩形断面の鋼製橋脚については、正負交番載荷実験結果や弾塑性解析結果をもとに簡易的な耐震性能評価手法がいくつか提案されている。それら耐震性能評価手法は大きく下記のように分類できると考えられる。

- ・鋼製橋脚の構造パラメータ等から直接構造物としての耐震性能を表現する指標（例えば、最大水平荷重および最大水平荷重時変位等）を評価するもの¹⁵⁾
- ・断面のM- θ 関係を設定し、そのM- θ 関係を利用して構造物としての耐震性能を表現する指標を評価するもの^{16),17)}
- ・断面のM- Φ 関係を設定し、そのM- Φ 関係を利用して構造物としての耐震性能を表現する指標を評価するもの^{11),12)}
- ・鋼材の応力-ひずみ関係を直接利用して構造物としての耐震性能を表現する指標を評価するもの¹⁵⁾

上記の手法は、それぞれ特徴を有している。このうち、本稿では著者らにより既に提案されている単柱式のコンクリートを充填しない矩形断面鋼製橋脚のM- Φ 関係の鋼製ラーメン橋脚面内方向の耐震性能評価への適用性の検討を行うこととした。

(2) M- Φ 関係の設定方法

著者らは、単柱式のコンクリートを充填しない矩形断面鋼製橋脚について、正負交番載荷実験結果を基にM- Φ 関係の設定手法を提案し、その妥当性を正負交番載荷実験結果および弾塑性有限変位解析結果等と比較することにより検証している^{11),12)}。著者らの提案するM- Φ 関係の設定手順を以下に示す。

- ①対象とする鋼製橋脚のフランジの幅厚比パラメータ R_F から下記の式(1)により許容ひずみ ε_a を算出する。

$$\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y} = 20 - 25 \times R_F \quad (1)$$

- ②鋼材の応力-ひずみ関係として図-5に示すバイリニア型の応力-ひずみ関係を仮定し、軸力を考慮して、板厚中心位置において、圧縮側フランジのひずみが降伏ひずみに達する時の点(Φ_{ys} , M_{ys})、引張側フランジのひずみが降伏ひずみに達する時の点(Φ_{yt} , M_{yt})、圧縮側フランジのひずみが許容ひずみに達する点(Φ_a , M_a)を求める。

- ③②で求めた3点と原点を結んで、図-6に示すトリリニア型のM- Φ 関係を決定する。
なお、上記M- Φ 関係決定に必要な許容ひずみ ε_a 、

は、正負交番載荷実験結果を基に設定されているため、実験供試体の構造パラメータを考えると適用範囲は概ね以下の通りであると考えられる。

$$\left. \begin{aligned} 0.25 \leq R_R \leq 0.5, 0.2 \leq R_F \leq 0.5 \\ 0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.4, 1.0 \leq \gamma / \gamma_i \\ 0 \leq N / N_y \leq 0.2 \end{aligned} \right\} (2)$$

ここに、

R_R , R_F : 道示Ⅱで定義される幅厚比パラメータ

$\bar{\lambda}$: 道示Ⅱで定義される細長比パラメータ

γ_i : 道示Ⅱで定義される縦リブの剛比

γ_i : 補剛材の限界剛比（弾性座屈理論による）

N / N_y : 軸力比

よって、構造パラメータの範囲が(2)から大きくはずれる鋼製橋脚に上記のM- Φ 関係を適用する場合には別途検討が必要であると考えられる。

本稿で対象とする鋼製ラーメン橋脚の脚部の構造パラメータは、表-1および座屈設計ガイドラインの規定に基づき算出した $\bar{\lambda}$ (=0.34)の値から、すべて式(2)に示すM- Φ 関係の範囲内にあることがわかる。

4. M- Φ 関係による鋼製ラーメン橋脚面内方向の耐震性能評価に関する検討

M- Φ 関係の設定を行う場合、ある特定の軸力を対象として設定する場合が多い。他方、ラーメン橋脚が面内方向に地震力を受けた場合、軸力は一定でなく変動する。実設計において、このような軸力変動が生じる構造物に対してM- Φ 関係により耐震性能評価を行う場合、下記の①および②の2種類のM- Φ 関係の両者を用いて照査する場合がある¹⁸⁾。

- ①死荷重時相当の軸力（以下、「初期軸力」という）を考慮して設定したM- Φ 関係

- ②発生する最大および最小軸力を考慮して設定したM- Φ 関係

コンクリートを充填しない鋼製橋脚については、軸力が大きい方が耐震性能が劣ることから、本稿では、上記の①のM- Φ 関係と②のうち最大軸力を考慮して設定したM- Φ 関係の2種類を用いて検討を行うことにした。

また、構造物の変形には曲げ変形およびせん断変形が含まれているが、一般に曲げ変形がせん断変形より大きいため、単柱式の鋼製橋脚の実設計においては曲げ変形のみを考慮する場合が多い¹⁹⁾。しかし、構造諸元によってはせん断変形の影響が大きい場合が考えられること、単柱式の鋼製橋脚に比べて鋼製

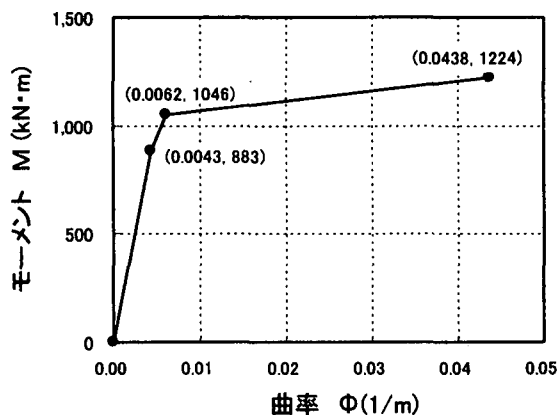


図-7 柱部のM- Φ 関係

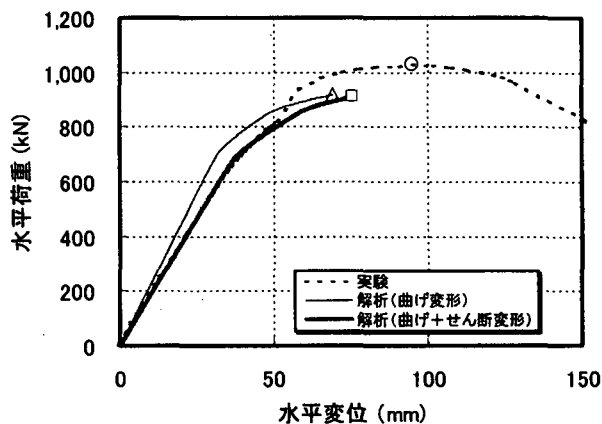


図-8 水平荷重-水平変位関係の比較

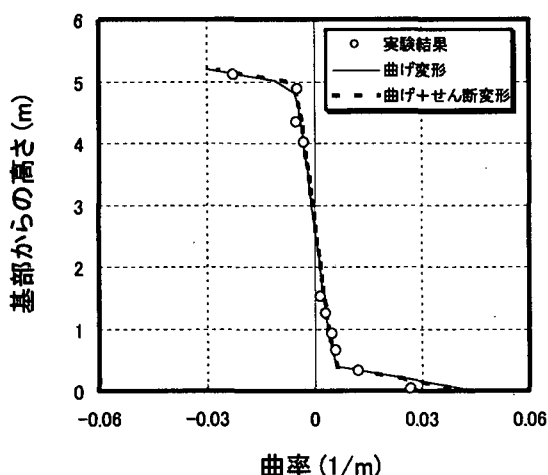


図-9 柱1の曲率分布

表-3 実験結果と解析結果の比較

実験		解析(曲げ変形のみ)		解析(曲げ+せん断変形)	
最大水平荷重(kN)	最大水平荷重時変位(mm)	(Φ _a , M _a)時		(Φ _a , M _a)時	
		水平荷重(kN)	水平変位(mm)	水平荷重(kN)	水平変位(mm)
1,028	95	917	69	911	76

表-4 (Φ_a, M_a)時の軸力

解析	(Φ _a , M _a)時			
	軸力(kN)		軸力比	
	柱1	柱2	柱1	柱2
曲げ変形のみ	82	1,228	0.02	0.23
曲げ+せん断変形	89	1,221	0.02	0.23

ラーメン橋脚のせん断変形の影響に関する研究は少ないと考えられる。よって、本稿では変形量の算出にあたり、

- ①M- Φ 関係による曲げ変形のみを考慮したもの
- ②M- Φ 関係による曲げ変形の他にせん断変形も考慮したもの

の2種類により行った。なお、②の変形量算出においては、曲げ変形とせん断変形のカップリングは考慮せず、曲げ変形量とせん断変形量を単独で算出して、両者を単純に足し合わせる形で行った。

(1) 初期軸力で設定したM- Φ 関係による検討

まず、初期軸力で設定したM- Φ 関係による鋼製ラーメン橋脚面内方向の耐震性能評価に関する検討を行った。図-7に初期軸力で設定した鋼製ラーメン橋脚柱部のM- Φ 関係を示す。なお、図-7の非線形性を考慮したM- Φ 関係は脚部のみに適用し、

はり部および隅角部は線形要素を用いた。また、断面剛性は実断面から計算される実剛性を原則としたが、隅角部のうち柱部とはり部の重なる領域については、剛域であるとし実剛性の2倍の剛性を与えた。鋼製ラーメン橋脚面内方向の正負交番載荷実験結果とM- Φ 関係によるプッシュオーバー解析結果について、図-8に水平荷重-水平変位関係の包絡線を比較したもの、図-9に柱1の高さ方向の曲率分布を比較したもの、表-3に正負交番載荷実験結果から得られる最大水平荷重および水平荷重時変位と各解析において鋼製ラーメン橋脚柱部の1つの断面が初めてM- Φ 関係の(Φ_a, M_a)に達した時の水平荷重および水平変位をそれぞれ示す。図-8において、○印は正負交番載荷実験から得られる最大水平荷重時の点を、△印は曲げ変形のみを考慮したプッシュオーバー解析において鋼製ラーメン橋脚柱部の1つの断面が初めてM- Φ 関係の(Φ_a, M_a)に達した点

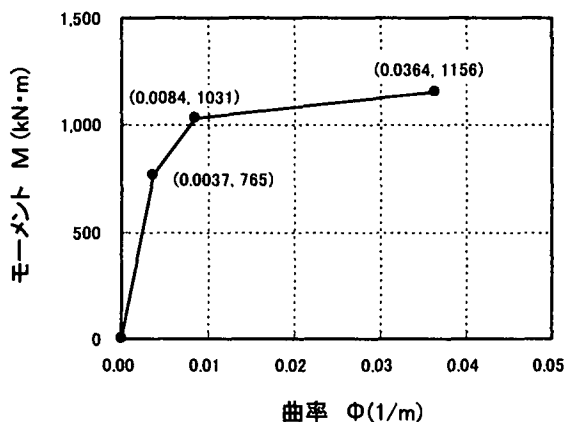


図-10 柱部のM- Φ 関係

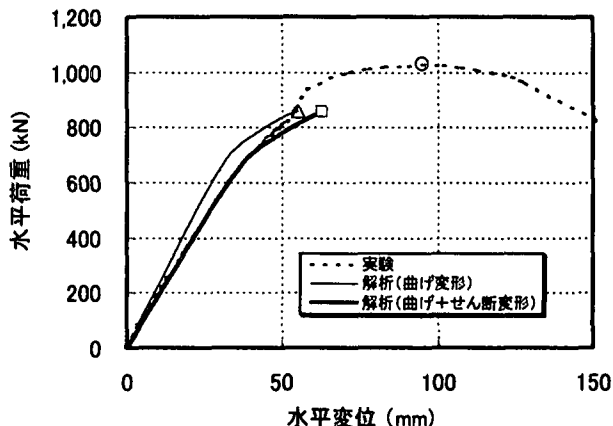


図-11 水平荷重－水平変位関係の比較

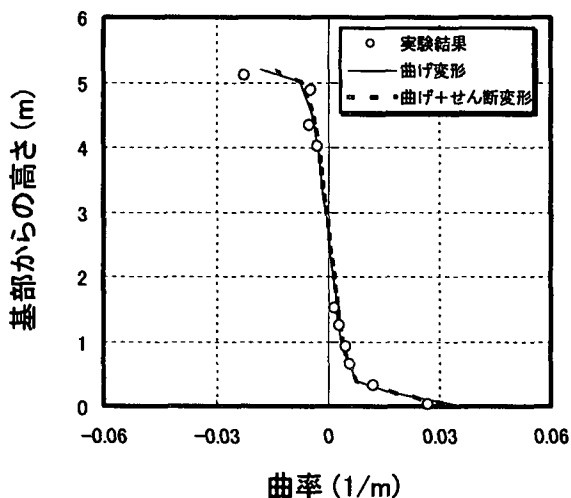


図-12 柱1の曲率分布

表-5 実験結果と解析結果の比較

実験		解析(曲げ変形のみ)		解析(曲げ+せん断変形)	
最大水平荷重 (kN)	最大水平荷重時変位 (mm)	(Φ_a, M_a)時		(Φ_a, M_a)時	
		水平荷重 (kN)	水平変位 (mm)	水平荷重 (kN)	水平変位 (mm)
1,028	95	858	55	855	63

表-6 (Φ_a, M_a)時の軸力

解析	(Φ_a, M_a)時			
	軸力(kN)		軸力比	
	柱1	柱2	柱1	柱2
曲げ変形のみ	122	1,188	0.02	0.22
曲げ+せん断変形	130	1,180	0.02	0.22

を、□印は曲げ変形およびせん断変形を考慮したプッシュオーバー解析において鋼製ラーメン橋脚柱部の1つの断面が初めてM- Φ 関係の(Φ_a, M_a)に達した点をそれぞれ示す。なお、今回対象とした鋼製ラーメン橋脚の鉛直力は柱の位置で与えられており柱部に鉛直力による曲げモーメントが発生していないため、いずれの解析においても柱1および柱2の基部がほぼ同時に(Φ_a, M_a)に達している。

図-8および表-3より、プッシュオーバー解析から得られるM- Φ 関係の(Φ_a, M_a)に対応する点の水平荷重および水平変位と正負交番載荷実験から得られる最大水平荷重および最大水平荷重時変位を比較した場合、以下のことがわかる。

- ・水平変位については、曲げ変形のみを考慮した解析結果、曲げ変形およびせん断変形を考慮した解析結果いずれも実験結果より小さめの値となっており、安全側の評価をしていることがわ

かる。

- ・水平荷重については、曲げ変形のみを考慮した解析結果、曲げ変形およびせん断変形を考慮した解析結果いずれも実験結果より小さめの値となっており、安全側の評価をしていることがわかる。なお、2種類の解析結果の値は近いことがわかる。

また、初期剛性に着目した場合、図-8より曲げおよびせん断変形を考慮した解析の初期剛性は、実験の初期剛性に近いことがわかる。

曲率分布については、図-9より曲げ変形のみを考慮した解析結果と曲げ変形およびせん断変形を考慮した解析結果はあまり差がなく、柱基部や上部において解析値が実験値より絶対値が大きめになっているものの、いずれの解析による曲率分布も実験の曲率分布を概ね精度よく再現できていることがわかる。なお、図-9の解析の曲率分布より、柱基部か

ら約 3m のところで曲率が 0 となっており、この位置が変形の変曲点となっているものと考えられる。よって、この曲率分布から柱部の有効座屈長を求めると約 6.0m となり、座屈設計ガイドラインから求まる有効座屈長(約 6.3m)と近い値となっていることがわかる。

ところで、本稿では柱 1 から柱 2 の向きに水平荷重を載荷している。よって、プッシュオーバー解析の進展に伴い柱 1 では軸力が減少、柱 2 では軸力が増加して、 $M-\Phi$ 関係の (Φ_u, M_u) に達した時(図-8 の△印および□印に対応する点の時)に、柱 1 の軸力は最小、柱 2 の軸力は最大となると考えられる。表-4 に (Φ_u, M_u) に達した時の柱 1 および柱 2 の軸力と軸力比を示す。表-4 より、柱 1 および柱 2 いずれの軸力比も概ね式(2)の $M-\Phi$ 関係の軸力比の適用範囲内に収まっていることがわかる。

(2) 最大軸力で設定した $M-\Phi$ 関係による検討

次に、最大軸力で設定した $M-\Phi$ 関係による鋼製ラーメン橋脚の耐震性能評価に関する検討を行った。最大軸力としては、柱 1 および柱 2 とも表-4 の柱 2 の軸力を採用することにした。図-10 に表-4 の柱 2 の軸力(曲げ変形のみを考慮した解析)で設定した鋼製ラーメン橋脚柱部の $M-\Phi$ 関係を示す。なお、表-4 の曲げ変形のみを考慮した解析と曲げおよびせん断変形を考慮した解析で (Φ_u, M_u) の時の軸力が若干異なっているため、 $M-\Phi$ 関係も若干異なったものとなっているがその差は非常に小さいものであった。また、その他の部材のモデル化については 4.(1) の初期軸力で設定した $M-\Phi$ 関係の場合と同様である。

鋼製ラーメン橋脚の正負交番載荷実験結果と $M-\Phi$ 関係によるプッシュオーバー解析結果のうち、図-11 に水平荷重-水平変位関係の包絡線を比較したもの、図-12 に柱 1 の高さ方向の曲率分布を比較したもの、表-5 に正負交番載荷実験結果から得られる最大水平荷重および水平荷重時変位と各解析において鋼製ラーメン橋脚柱部の 1 つの断面が初めて $M-\Phi$ 関係の (Φ_u, M_u) に達した時の水平荷重および水平変位をそれぞれ示す。図-11 の○印、△印、□印の定義は 4.(1) の図-8 の定義と同じである。

図-11 および表-5 より、プッシュオーバー解析から得られる $M-\Phi$ 関係の (Φ_u, M_u) に対応する点の水平荷重および水平変位と正負交番載荷実験から得られる最大水平荷重および最大水平荷重時変位を比較した場合、以下のことがわかる。

- ・水平変位については、曲げ変形のみを考慮した解析結果、曲げ変形およびせん断変形を考慮し

た解析結果いずれも実験結果よりかなり小さめの値となっており、かなり安全側の評価をしていることがわかる。

- ・水平荷重については、曲げ変形のみを考慮した解析結果、曲げ変形およびせん断変形を考慮した解析結果いずれも実験結果より小さめの値となっており安全側の評価をしていることがわかる。なお、2 種類の解析結果の値は近いことがわかる。

表-3 および表-5 より、初期軸力で設定した $M-\Phi$ による解析結果と最大軸力で設定した $M-\Phi$ 関係による解析結果を比較した場合、 (Φ_u, M_u) に対応する点の水平荷重および水平変位いずれについても、最大軸力で設定した $M-\Phi$ 関係による解析の値が小さくなっていることがわかる。

また、初期剛性に着目した場合、図-11 より曲げおよびせん断変形を考慮した解析の初期剛性は、実験の初期剛性に近いことがわかる。

曲率分布については、図-12 より曲げ変形のみを考慮した解析結果と曲げ変形およびせん断変形を考慮した解析結果はあまり差がなく、隅角部付近で解析値が実験値より絶対値が小さめの値となっているものの、概ねいずれの解析による曲率分布も実験の曲率分布を比較的精度よく再現できていることがわかる。

(Φ_u, M_u) に達した時の柱 1 および柱 2 の軸力と軸力比を表-6 に示す。表-6 より、柱 1 および柱 2 いずれの軸力比も概ね式(2)の $M-\Phi$ 関係の軸力比の適用範囲内に収まっていることがわかる。

5. まとめ

本稿では、コンクリートを充填しない矩形断面の鋼製ラーメン橋脚面内方向の簡易的な耐震性能評価手法について検討を行うため、単柱式のコンクリートを充填しない矩形断面鋼製橋脚の $M-\Phi$ 関係による計算結果と鋼製ラーメン橋脚の正負交番載荷実験結果との比較を行った。なお、解析は、

- ・ $M-\Phi$ 関係については、初期軸力で設定したもの、初期軸力で設定した $M-\Phi$ 関係から求まる最大軸力で設定したものの 2 種類
- ・ 解析による変形量の算出に当たっては、曲げ変形のみを考慮したもの、曲げ変形およびせん断変形を考慮したものの 2 種類

の合計 4 種類により検討を行った。

以下にその概要を示す。

- ・実験結果の最大水平荷重時変位と解析結果の(Φ_s , M_s)に相当する水平変位を比較した結果、4種類の解析値とも実験値より小さめの値となっており、特に最大軸力のM- Φ 関係を用いて曲げ変形のみを考慮した場合の解析値はかなり小さめの値となっていることがわかった。
- ・実験結果の最大水平荷重と解析結果の(Φ_s , M_s)に相当する水平荷重を比較した結果、4種類の解析値とも実験値より小さめの値となっていることがわかった。また、最大軸力で設定したM- Φ 関係による解析値が初期軸力で設定したM- Φ 関係の解析値より小さいことがわかった。
- ・初期剛性に関して、初期軸力または最大軸力で設定したM- Φ 関係いずれを用いた場合も、曲げ変形およびせん断変形を考慮した解析結果が実験結果と近いものとなった。
- ・柱部の曲率分布に関して、4種類の解析結果とも実験結果を概ね精度よく再現していることがわかった。

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，平成7年12月。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，平成8年12月。
- 3) 例えば、建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，(社)鋼材倶楽部，(社)日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(Ⅰ)～(Ⅷ)，(総括編)，1997年4月～1999年3月。
- 4) 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，(社)鋼材倶楽部，(社)日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(XⅠ)-矩形断面鋼製橋脚の正負交番載荷繰返し実験，平成12年3月。
- 5) 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，(社)鋼材倶楽部，(社)日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(XⅡ)-矩形断面鋼製橋脚の正負交番載荷繰返し実験，平成12年7月。
- 6) 西川和廣，村越潤，高橋実，岡本隆，池田学，森下泰光：鋼製ラーメン橋脚の耐力と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.45，pp.235-244，1999年3月。
- 7) 山田正人，市川篤司，池田学，安原真人：鋼製ラーメン橋脚の耐震性能評価実験，鉄道総研報告書，Vol.13，No.4，pp.47-52，1999年4月。
- 8) 池田学，山田正人，市川篤司，安波博道，富永知徳，寺田昌弘：鉄道鋼ラーメン橋脚の耐震設計法に関する検討，第2回非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.143-150，1998年11月。
- 9) 池田学，山田正人，市川篤司，安波博道，富永知徳：鉄道鋼ラーメン橋脚の耐震設計法に関する一研究，第3回非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.17-24，2000年1月。
- 10) 森下泰光，高久達将，青木徹彦，福本秀士，岡本隆，松井鋭一：中間はりをも有する鋼製ラーメン橋脚の耐荷力と変形性能，構造工学論文集，Vol.46A，pp.236-245，2000年3月。
- 11) 西川和廣，村越潤，小野潔，高橋実：実験結果に基づく鋼製橋脚の非線形動的解析モデル設定法，土木技術資料，Vol.41，No.10，pp.34-39，1999年10月。
- 12) 深谷茂広，小野潔，沈赤，村越潤，西川和廣：矩形断面鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果を基にした曲げ一曲率関係の検討，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1365-1376，2000年3月。
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，平成8年12月。
- 14) 土木学会：座屈設計ガイドライン
- 15) 例えば、鄭沂，葛漢彬，宇佐美勉：鋼構造物の強度と変形性能の統一の評価法，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.25-32，2000年1月。
- 16) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，平成9年3月。
- 17) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)，丸善，平成11年10月。
- 18) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，平成10年1月。