

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—曲率関係の検討

Study on M- Φ Model for Steel Piers with Box Section Based on Cyclic Loading Experiments

深谷茂広*,小野 潔**,沈 赤***,村越 潤****,西川和廣**

Shigehiro FUKAYA, Kiyoshi ONO, Chi SHEN, Jun MURAKOSHI, Kazuhiro NISHIKAWA

*工修(株)長大 広島支店(〒730-0004 広島県広島市中区東白島町14番15号)

**工修 建設省 土木研究所 構造橋梁部(〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)

***工博(株)長大 構造事業部(〒305-0821 茨城県つくば市春日3丁目22番6号)

****工修 建設省 建設経済局 環境調整室(〒100-8944 東京都千代田区霞ヶ関2丁目1番3号)

In this paper, the evaluation method of the tri-linear M- Φ model used for the dynamic analysis is studied for the steel piers with box section in basis of the experimental results of cyclic loading. Moreover, the evaluation method of the stiffness of the pier is proposed for the computation. In order to check the validity of the proposed method, the nonlinear dynamic analysis results are compared with the hybrid experimental results and a good agreement between the computation and the experimental results is obtained.

Key Words : Steel bridge pier, Stiffened box section, Seismic design method, Ductility

1. 緒言

平成7年1月17日の兵庫県南部地震では、道路橋の鋼製橋脚についても多くの被害を受けた。その後、鋼製橋脚について、正負交番載荷実験や解析等により、耐荷力向上、変形性能向上に関する検討^{1) 2)}が実施され、鋼製橋脚の耐震設計に有用な知見が得られた。それらの成果の一部は、平成8年12月に改訂された道路橋示方書・同解説V耐震設計編³⁾(以下、「道示V」という。)の規定にも反映された。

道示Vにおいて、コンクリートを充填しない鋼製橋脚については、所要のじん性を確保できる構造細目を規定するとともに、非線形動的解析により耐震性を評価することとされている。また、非線形動的解析に用いる諸数値については同等の構造細目を有する供試体の繰返しを考慮した載荷実験データに基づき定めることを原則としている。そして、非線形動的解析に用いる許容変位の設定の考え方や、具体的な許容変位に対する復元力モデルとして、角補強構造及び径厚比を制限した円形断面の鋼製橋脚について、バイリニア型のP- δ 関係の復元力モデル設定例が示されている。また、道路橋の耐震設計に関する資料⁴⁾では、角補強構造を例にP- δ 関係と等価なバイリニア型のM- θ 関係の復元力モデル設定例が示されている。

鋼製橋脚の非線形動的解析手法としては、水平荷重と

水平変位(P- δ 関係)の復元力モデルを用いたバネマスモデル、M- Φ 関係を用いた骨組み解析法、ファイバーモデルの骨組み解析法の3種が実用的と考えられている。このうち、バネマスモデルは単柱の解析には有効であるが、鋼製ラーメン橋脚やラーメン橋に適用することは困難である。一方、ファイバーモデルについては許容変位に対する安全性の判定基準を具体的に提案するまでに到っているとは言い難い。このような理由から、本稿では比較的解析が容易で汎用的であり、ラーメン橋脚やラーメン橋への適用が考えられる曲げ—曲率(M- Φ)関係を復元力モデルとして用いた非線形動的解析法について検討を行った。

鋼製橋脚のM- Φ モデルを用いた解析法については、多くなされているが、その代表的なものとして北沢ら⁵⁾、田嶋ら⁶⁾及び陵城ら⁷⁾の検討例等⁸⁾がある。

北沢らは座屈パラメータが異なる2種類の正負交番載荷実験結果とその供試体(H6,H8)¹⁾に対する解析により、座屈パラメータに応じた2種類の終局ひずみの制限値を暫定値として提案している。

田嶋らは応力—ひずみ関係に硬化型のバイリニアモデルを考慮して、トリリニアのM- Φ 関係を仮定し、正負交番載荷実験¹⁾の最大荷重時後の97%荷重時の水平変位 δ_{97} に達するときの曲率と許容ひずみを算定した。その結果より、許容ひずみと各種の座屈パラメータとの相

関を調べ、許容ひずみを補剛板の幅厚比パラメータ R_f の関数で回帰式を与えた。

一方、陵城らは田嶋らと同様な $M-\Phi$ 関係を供試体 H6, H7, H8¹⁾ に適用し、北沢らの終局ひずみの暫定規定値を裏付けるとともに、断面寸法及び軸力比をパラメトリックに変え、終局曲率と降伏曲率の関係及び終局モーメントと降伏モーメントの比率と軸力比との関係を解析的に求めている。

上記の既往の研究では供試体のたわみ剛性と梁理論の剛性との相違の影響については検討されていない。また、検討した $M-\Phi$ 関係の妥当性を非線形動的解析により検証を行っていない。

本稿では矩形断面の供試体について、正負交番荷重試験結果¹⁾ に基づいた $M-\Phi$ 関係の復元力モデル設定法を検討すると共に、ハイブリッド地震応答実験^{1) 2)} と今回検討を行ったトリリニアの $M-\Phi$ 関係を復元力として用いた非線形動的解析結果との比較を行い、その妥当性について確認した結果を報告するものである。

2. 正負交番荷重実験¹⁾ の概要

2. 1 供試体

標準的な縦補剛材配置の矩形断面供試体 19 体の供試体諸元を表-2.1 に、供試体形状の一例を図-2.1 に示す。

なお、供試体の外形寸法については、実橋脚の溶接品質の再現性などに配慮し、載荷装置の制約条件下でできるだけ大きな断面とした。

2. 2 載荷方法

載荷方法は、まず各供試体ごとに表-2.1 にある所定の軸力を載荷した後、その軸力を一定に保った状態で柱頂部の載荷点に正負の水平荷重を準静的に載荷した。供試体の下端が公称降伏に達する時の変位 δ_{yo} を基本として、 δ_{yo} の整数倍の変位を漸次増加させながら正負交番載荷した。なお各 δ_{yo} における繰返し回数は 1 回とした。

図-2.2 に水平荷重の載荷サイクルの概念図を示す。

2. 3 実験結果

今回対象にした 19 供試体について正負交番荷重実験によって得られた、最大荷重 P_u 及び最大荷重時の変位 δ_u 等の実験結果を表-2.1 に示す。

3. 矩形断面鋼製橋脚供試体の初期剛性に関する検討

設計で矩形断面鋼製橋脚の非線形動的解析を行う場合、設定する復元力モデルの初期剛性は、有効幅を考慮せず全断面有効とし、せん断変形を無視したオイラー・ベルヌイの梁理論に基づく式 (3.1) で評価されている場合

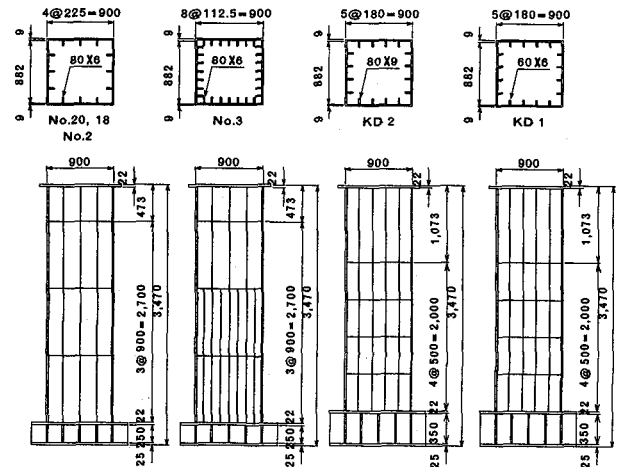


図-2.1 供試体の一例

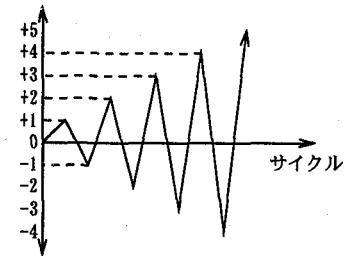


図-2.2 載荷サイクル

が一般的である⁴⁾。

$$K_B = \frac{3EI}{h^3} \quad (3.1)$$

ここで、

K_B : たわみ剛性 E : ヤング係数

I : 断面二次モーメント (全断面有効)

h : 供試体の高さ

しかし、鋼製橋脚の正負交番荷重実験の荷重-変位曲線から得られる初期剛性は、式 (3.1) の梁理論に基づく初期剛性より小さいことが知られており、その理由としてせん断変形や初期不整等の影響が考えられる。

ここでは、正負交番荷重実験供試体の初期剛性を基に、オイラー・ベルヌイ梁の剛性、せん断変形を考慮するチモシェンコ梁の剛性、さらにシアラグに対するフランジの有効幅の影響を考慮した剛性について比較し、初期剛性の評価方法について検討する。

チモシェンコ梁の剛性 K_T を式 (3.2) に示す。

$$K_T = \frac{1}{\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{GkA}} \quad (3.2)$$

ここに、 G : せん断弾性係数

k : 有効せん断係数

A : 断面積

上記の断面二次モーメントについては、全断面有効とする値 I と道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編⁹⁾ (以下「道

表-2.1 供試体の諸元と結果

供試体	鋼種	降伏点 σ_y (MPa)	断面積 $A(\text{cm}^2)$	断面2次 モーメント $I(\text{cm}^4)$	載荷点 高さ $h(\text{cm})$	細長比 λ	幅厚比		補剛材 剛比 r_1/r_1^*	軸力比 (N/N_y)	P_{yN} (kN)	P_u (kN)	δ_{yEN} (mm)	δ_{yTN} (mm)	δ_m (mm)	δ_a (mm)	許容 ひずみ $\varepsilon_a/\varepsilon_y$
							R_R	R_F									
No.2	SM490	379	378.4	480,500	340.3	0.261	0.564	0.588	0.91	0.125	835.9	1529.9	16.0	11.1	38.0	29.0	6.0
No.3	SM490	368	455.2	568,500	340.3	0.260	0.278	0.454	0.37	0.107	1019.2	1932.0	17.2	11.4	54.0	43.0	9.9
No.18	SM490	382	378.4	480,500	342.3	0.264	0.567	0.591	0.91	0.197	742.8	1274.9	12.6	10.0	28.0	23.5	4.0
No.20	SM490	408	378.4	480,500	342.3	0.272	0.585	0.611	0.91	0.125	820.3	1373.0	14.0	11.1	37.0	32.1	6.2
T1	SM490	390	378.4	480,600	500.0	0.389	0.572	0.580	1.02	0.121	569.4	967.0	31.0	24.0	68.0	56.1	4.6
M18	SM490	354	378.4	484,853	342.3	0.264	0.440	0.220	4.35	0.133	838.9	1287.7	15.4	11.2	57.0	50.6	13.2
M20	SM490	354	474.4	593,080	342.3	0.256	0.330	0.340	0.91	0.133	1029.0	1814.3	14.5	11.2	65.0	59.2	14.9
M21	SM490	354	442.4	553,954	342.3	0.255	0.490	0.340	2.12	0.133	959.4	1657.4	13.9	11.2	58.0	53.3	13.4
M22	SM490	354	538.0	653,225	342.3	0.259	0.330	0.240	1.83	0.133	1127.0	2059.5	15.5	11.2	84.0	76.1	18.1
KD-1	SM490	372	378.4	484,853	330.3	0.250	0.447	0.446	1.01	0.127	869.3	1490.7	13.0	10.5	40.7	36.4	9.5
KD-2	SM490	377	436.0	540,713	330.3	0.255	0.450	0.263	3.00	0.109	989.8	1794.7	15.7	10.7	55.7	46.6	11.5
KD-3	SM490	360	419.0	359,690	330.3	0.300	0.458	0.272	3.05	0.118	786.9	1343.6	18.8	12.8	58.4	48.2	10.6
KD-5	SM490	350	419.0	359,690	330.3	0.296	0.452	0.268	3.05	0.166	741.9	1245.5	15.8	12.0	64.3	57.9	14.4
KD-6	SM490	391	282.7	154,411	330.3	0.392	0.458	0.271	3.07	0.109	422.4	778.7	22.1	16.0	84.9	73.7	11.7
KD-7.1	SM490	375	256.4	115,213	330.3	0.423	0.408	0.236	3.21	0.094	355.7	680.6	21.1	18.7	113.0	108.4	15.4
KD-10	SM490	319	467.4	366,612	330.3	0.295	0.355	0.185	4.12	0.148	822.2	1402.4	18.6	13.1	83.9	74.5	18.1
B1	SM490	415	412.7	513,113	342.3	0.277	0.590	0.490	1.47	0.113	887.9	1539.7	14.7	11.2	45.0	38.9	7.5
H6	SM490Y	421	386.0	380,313	600.0	0.552	0.423	0.246	3.04	0.079	506.7	862.0	58.1	46.6	-	185.8	10.3
H8	SM490Y	421	386.0	380,313	600.0	0.552	0.423	0.423	0.99	0.079	506.7	756.1	57.8	46.6	-	127.0	6.4

- 注) 1. 座屈パラメータは、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編に従っている
2. 説明のない記号の定義は図-4.1 に示すとおりである
3. δ_a は式(4.1)により、 $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ は4. 2に示す手法により求めたものである。

示Ⅱ」という)によるフランジの有効幅を考慮した値 I_e の2種類について検討する。また、せん断有効面積 kA については、簡便的に用いられている腹板の全断面 A_w を考慮する場合とせん断流理論による弾性ひずみエネルギーより求めたせん断有効係数 $k^{(1),(11)}$ を考慮する場合 ($kA=A_s$) の2種類について比較する。

表-3.1に、実験の初期剛性及び各梁理論の剛性の比較結果を示す。

実験の初期剛性は、原則として降伏水平荷重の約20%から40%の値の時に計測された5点以上の荷重・変位データの割線剛性を最小二乗法によって求めたものである。なお、供試体の変位は供試体基部架台の回転変位及び水平変位の影響を除去した後の値である。

表-3.1に示すように供試体は橋脚高 h と断面寸法 D の比 h/D により2種類のグループに分けられる。オイラー・ベルヌイ梁の全断面有効とする剛性は実験の初期剛性の1.15倍(H6)から1.47倍(KD-3, KD-2)の範囲にあり、平均で1.3倍である。この比率は、 h/D が4以下のグループと4以上のグループではほぼ同様な範囲にばらついている。

有効幅を考慮した断面二次モーメント I_e は全断面有効の I と比べ、 h/D が4以下のグループで平均90%、4以上のグループで平均95%となっている。従って、フランジの有効幅を考慮したオイラー・ベルヌイ梁の剛性については、表-3.1に示していないが、実験値の約1.2倍であり、実験による初期剛性と比べ過大である。

せん断変形を考慮したチモシェンコ梁(全断面有効)の剛性は実験値の0.98倍(M18)から1.25倍(KD-3)の範囲にあり、平均値は約1.1倍である。ただし、 h/D が4以下のグループと4以上のグループでは、チモシェンコ梁

の剛性と実験値との比率に相違が見られ、前者の平均は1.04で、後者の平均は1.16となっている。このように、 h/D が小さい供試体ほど、せん断変形の影響が相対的に大きい傾向は、式(3.2)において橋脚高 h が小さくなるとせん断変形の影響が大きくなる傾向と一致している。

また、フランジの有効幅を考慮したチモシェンコ梁の剛性は実験値の0.91倍(No.18)から1.21倍(KD-6)の範囲にあり、平均値は1.04(1.02)である。ただし、 h/D が4以下のグループでは平均が1以下となり、剛性を過小に評価する傾向が見られる。一方、 h/D が4以上では有効幅を考慮したチモシェンコ梁の剛性は実験値より1.1倍程度となっている。

さらに、せん断変形が初期剛性に与える影響については、腹板の全断面をせん断有効面積とする簡便法による場合と、せん断流理論により求めたせん断有効面積を考慮した場合の相違が少ないことが確認できた。

その他に、実験の初期剛性は式(3.3)で近似される鉛直荷重による幾何剛性¹²⁾が含まれている。表3.1に示すように、幾何剛性による剛性の低下率は実験初期剛性の1%から3%の範囲にあり、平均で1.6%であるため、初期剛性に与える影響は十分小さく無視できる。

$$K_G = -\frac{6N}{5h} \quad (3.3)$$

ここに、 K_G : 幾何剛性
 N : 鉛直荷重

以上より、調査した表-3.1の19供試体は h/D が約3.7から7.5の範囲にあり、この範囲の供試体では、せん断変形による影響及び応力度に着目したフランジの有効幅考慮することにより初期剛性の評価精度が向上すること

表-3.1 供試体の初期剛性とその推定精度

供試体 NO	高さ h	幅 D	h/D	断面二次モーメント			せん断有効面積 kA		実験 供試体 初期剛性	オイラー・ベ ルヌイ梁の剛性		チモシェンコ梁（せん断変形考慮）の剛性								幾 剛 性 K_g
				全断面 I	有効幅 Ie	Ie/I	ウェブ Aw	せん断流 As		全断面有効 せん断流理論	有効幅考慮									
											ウェブの面積				せん断流理論					
											cm ⁴	cm ⁴	-	cm ²	cm ²	比率	cm ²	比率	cm ²	
KD-1	3303	900	3.67	484853	441772	0.91	158.8	132.3	66.9	83.2	1.24	66.1	0.99	63.2	0.94	61.3	0.92	-0.65		
KD-2	3303	900	3.67	540713	497632	0.92	158.8	132.3	63.1	92.7	1.47	72.0	1.14	69.8	1.11	67.5	1.07	-0.65		
No. 2	3403	900	3.78	480500	423710	0.88	158.8	132.3	52.3	75.4	1.44	60.7	1.16	56.3	1.08	54.8	1.05	-0.63		
No. 3	3403	900	3.78	566500	509964	0.90	158.8	132.3	59.3	79.2	1.33	63.2	1.06	59.7	1.01	57.9	0.98	-0.63		
No. 18	3423	900	3.80	480500	424028	0.88	158.8	132.3	59.0	74.0	1.25	59.8	1.01	55.5	0.94	54.0	0.91	-1.00		
No. 20	3423	900	3.80	480500	424028	0.88	158.8	132.3	58.6	74.0	1.26	59.8	1.02	55.5	0.95	54.0	0.92	-0.67		
M20	3423	900	3.80	593080	528329	0.89	176.0	146.7	71.0	91.4	1.29	72.2	1.02	67.9	0.96	65.8	0.93	-0.78		
M21	3423	900	3.80	553954	491497	0.89	176.0	146.7	69.1	85.4	1.24	68.4	0.99	63.9	0.92	62.1	0.90	-0.73		
M22	3423	900	3.80	653225	585435	0.90	176.0	146.7	72.8	100.7	1.38	77.9	1.07	73.9	1.02	71.5	0.98	-0.89		
B1	3423	900	3.80	513113	447603	0.87	158.8	132.3	60.5	79.1	1.31	63.0	1.04	58.1	0.96	56.4	0.93	-0.68		
M18	3583	900	3.98	484853	446162	0.92	158.8	132.3	54.5	65.1	1.19	53.4	0.98	51.2	0.94	49.9	0.91	-0.60		
KD-1からM18までの平均						0.90					1.31		1.04		0.98		0.95			
KD-3	3303	750	4.40	359690	334436	0.93	174.2	145.2	41.9	61.7	1.47	52.5	1.25	50.5	1.20	49.3	1.18	-0.65		
KD-5	3303	750	4.40	359690	334436	0.93	174.2	145.2	47.0	61.7	1.31	52.5	1.12	50.5	1.07	49.3	1.05	-0.88		
KD-10	3303	720	4.59	366612	342432	0.93	193.8	161.5	44.3	62.9	1.42	54.2	1.22	52.2	1.18	51.1	1.15	-0.80		
KD-6	3303	600	5.51	154411	146819	0.95	116.0	96.7	19.1	26.5	1.38	23.8	1.24	23.1	1.21	22.7	1.19	-0.44		
T1	5000	900	5.56	480600	441712	0.92	158.8	132.3	18.4	23.8	1.29	21.4	1.16	20.1	1.09	19.8	1.08	-0.43		
KD-7	3303	546	6.05	115213	110407	0.96	105.2	87.7	16.9	19.8	1.17	18.1	1.07	17.6	1.04	17.4	1.03	-0.33		
H8	6000	818	7.33	380313	371275	0.98	144.0	120.0	9.2	10.8	1.18	10.2	1.11	10.0	1.10	9.9	1.09	-0.26		
H6	6000	800	7.50	380313	371275	0.98	144.0	120.0	9.4	10.8	1.15	10.2	1.08	10.1	1.07	10.0	1.06	-0.26		
KD-3からH6までの平均						0.95					1.30		1.16		1.12		1.10			
全体の平均						0.92					1.30		1.09		1.04		1.02			

No. 3、H6、H8は変断面の影響を考慮している。No. 3、H6、H8のI、Ie、Aw、Asは基部側の値である。
ヤング係数：E=206kN/mm²、せん断弾性係数：G=79.5kN/mm²

がわかった。ただし、h/D が4以下の場合は、せん断変形とフランジの有効幅を考慮した剛性は若干過小となる傾向がある。h/D が小さい場合、フランジの有効幅が小さくなり、その有効幅を橋脚全体に渡って考慮したため剛性を過小に評価する結果となったと考えられる。

4. 実験結果に基づくM-Φ関係の設定

4. 1 対象とする許容変位

道示Vの規定に従い、非線形動的解析モデルを設定するためには、許容変位を決定する必要がある。本稿では許容変位として正負交番載荷実験の荷重-変位関係の包絡線から得られる最大荷重時の変位を対象とすることにした。

本稿ではオイラー・ベルヌイの梁理論による初期剛性と実験初期剛性の違いを考慮して、最大荷重時の変位 δ_m を式(4.1)により補正した変位(H6,H8を除く)を許容曲げ変位 δ_a とし、 δ_a に合うようにM-Φ関係の設定法の検討を行った(4.2参照)。

$$\delta_a = \delta_m - (P_u / P_{yN}) \times (\delta_{yEN} - \delta_{yTN}) \quad (4.1)$$

ここで(図-4.1参照)

P_u ：実験の最大荷重

P_{yN} ：公称降伏点に基づく降伏荷重

δ_m ：実験の最大荷重時の変位

δ_{yEN} ：実験初期勾配による P_{yN} の時の降伏変位

δ_{yEN} ：公称降伏点に基づきオイラー・ベルヌイの梁理論より得られる降伏変位

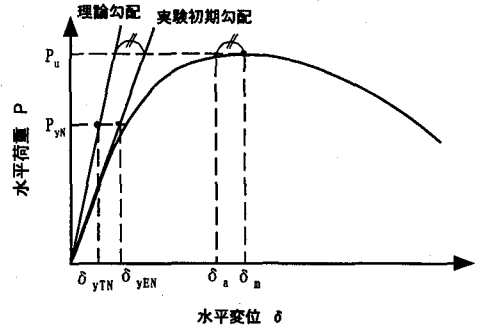


図-4.1 正負交番載荷実験の荷重-変位の包絡線

4. 2 M-Φ関係の設定法

表-2.1の19供試体について、供試体の断面の応力-ひずみ関係を仮定して、M-Φ関係の算出を行った。

以下にその検討内容を示す。

(1) 応力-ひずみ関係

断面の応力-ひずみ関係として、図-4.2に示す、二次勾配がE/100の硬化型バイリニアモデルを設定した。なお図-4.2中の σ_y として材料降伏点を用いた。

(2) トリリニア型のM-Φ関係

(1)の応力-ひずみ関係から求める各断面のM-Φ関係として、図-4.3に示す圧縮側フランジ降伏時(M_{yc} 、 Φ_{yc})、引張側フランジ降伏時(M_{yt} 、 Φ_{yt})及び許容

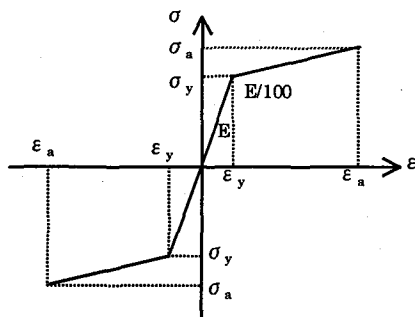


図-4.2 応力-ひずみ関係

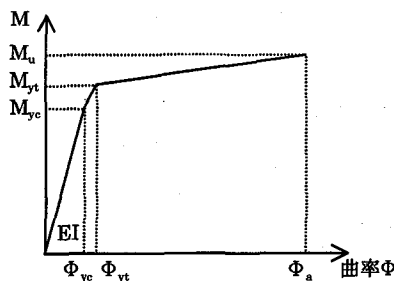


図-4.3 トリリニア型のM-Φ関係

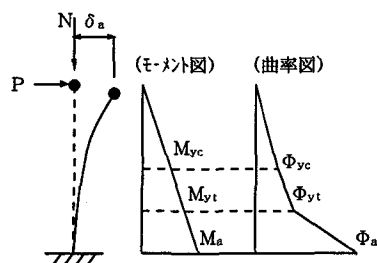


図-4.4 曲げモーメントと曲率

曲げ変位時 (M_a , Φ_a) の3点を結んだトリリニア型のM-Φ関係を設定した。なお、断面形状はフランジ、ウェブだけでなく縦補剛材についても、位置及び板厚も忠実に設定して全断面有効とし、平面保持の仮定が成立するとして、計算により上記のM-Φ関係を求めた。

(3) 降伏時 (M_{yc} , Φ_{yc}) (M_{yt} , Φ_{yt}) の算出方法
圧縮側フランジ降伏時 (M_{yc} , Φ_{yc}) 及び引張側フランジ降伏時 (M_{yt} , Φ_{yt}) は、それぞれ圧縮側フランジ及び引張側フランジの板厚中心のひずみが、 ϵ_y に達した時とし、軸力の影響を考慮して中立軸を算出して、計算により求めた。

(4) 許容曲げ変位時 (M_a , Φ_a) の算出方法
許容曲げ変位時 (M_a , Φ_a) は以下の手順により求めた。

- ① 許容曲げ変位時のひずみ (以下、「許容ひずみ」という。) ϵ_a を仮定し、軸力の影響を考慮して中立軸算出して、計算により (M_a , Φ_a) を求め、図-4.3のトリリニア型のM-Φ関係を仮定する。
- ② 図-4.4のように、仮定したトリリニア型のM-Φ関係より、供試体高さ方向のモーメントに対する各断面の曲率を求める。
- ③ 各断面の曲率から式(4.2)により水平力作用点の変位を求める。なお、変位はオイラー・ベルヌイの梁理論に基づき、幾何学非線形の影響を無視して求めた。

$$\delta_a = \int \Phi y dy \quad (4.2)$$

- ④ ③で求めた変位が所定の δ_a となるように①～③を繰返し、収束計算により ϵ_a を求めて (M_a , Φ_a) を決定する。

表-2.1に19供試体の ϵ_a/ϵ_y の値を示す。

4.3 許容ひずみ ϵ_a と供試体諸元との関係

表-2.1の ϵ_a/ϵ_y と供試体の座屈パラメータとの関係について整理を行った。着目した座屈パラメータは道示Ⅱに示される R_F , R_R , $\bar{\lambda}$ 及び文献1)の γ_1/γ_1^* である。

図-3.5に ϵ_a/ϵ_y と R_F の関係、図-4.6に ϵ_a/ϵ_y と R_R の関係、図-4.7に ϵ_a/ϵ_y と $\bar{\lambda}$ の関係、図-4.8に ϵ_a/ϵ_y

と γ_1/γ_1^* の関係をそれぞれ示す。

図-4.5～図-4.8より、既往の研究6)と同様、 ϵ_a/ϵ_y と R_F の間に最も良好な相関が見られた。また、 R_F 及び R_R が比較相関が良かったことから、 R_F 及び R_R を組み合わせた $R_F \cdot R_R$ と ϵ_a/ϵ_y との関係も整理を行った。それを図-4.9に示す。しかしながら、 R_F 単独の場合と相関係数 R が同じとなった。そこで、 R_F だけの、できるだけ簡易な式で ϵ_a を算出することとし、19供試体について ϵ_a/ϵ_y 及び R_F のデーターを用いて最小二乗法により下記の相関式(4.3)を求めた。

$$\epsilon_a/\epsilon_y = 20 - 25 \times R_F \quad (4.3)$$

図-4.5中の直線の数値を丸めたのが式(4.3)である。なお、 R_F と ϵ_a/ϵ_y の相関式(4.3)の設定にあたっては、式(4.3)の直線式の他に、双曲線式などについても検討を行ったが、直線式が最も相関が高かった。なお、式(4.3)の適用範囲については、表-2.1より概ね $0.2 \leq R_F \leq 0.6$, $0.3 \leq R_R \leq 0.6$, $1.0 \leq \gamma_1/\gamma_1^*$, $N/N_y \leq 0.2$ と考える必要がある。

宇佐美らは、補剛板の弾塑性有限変位解析により限界ひずみを求め、その限界ひずみを補剛材の細長比パラメーター $\bar{\lambda}s$ から算出する式を提案している¹³⁾。田嶋らは、補剛材で区切られるパネル数が4、アスペクト比が1の補剛板で R_F と $\bar{\lambda}s$ の関係を調査し、 $R_R > 0.4$ の範囲では両者に差が生じているが、それぞれは線形の関係にあるとしている¹⁴⁾。今回の19供試体について R_F と $\bar{\lambda}s$ の関係を示したものが図-4.10である。19供試体の R_R は約0.3～0.6の範囲にあるが、 R_F と $\bar{\lambda}s$ には線形の関係があることがわかる。

5. M-Φ関係の妥当性の検証

本稿で検討を行ったM-Φ関係の妥当性を検証するため、以下の項目について実験結果とM-Φ関係による解析結果との比較を行った。

(1) 19供試体について正負交番繰荷実験の最大荷重 P_u 、最大荷重時の変位 δ_m または許容曲げ変位 δ_a 。

(2) 標準的な縦補剛材を有する矩形断面供試体のハイブリッド地震応答実験結果と、M-Φ関係を復元力とした非線形動的解析結果

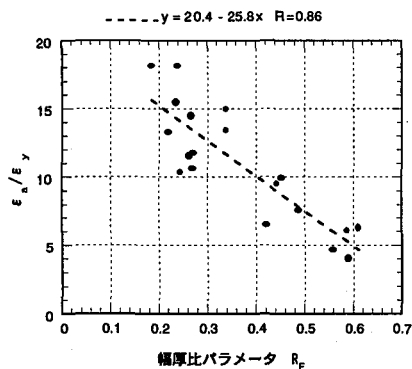


図-4.5 $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と R_F の関係

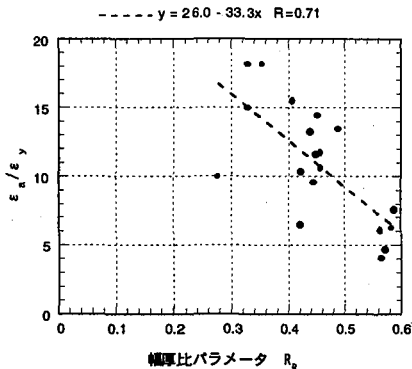


図-4.6 $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と R_R の関係

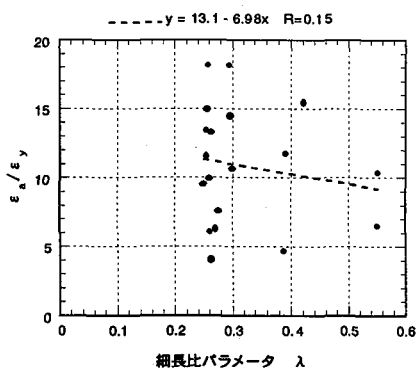


図-4.7 $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と λ の関係

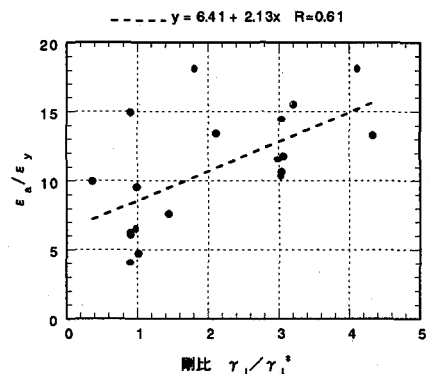


図-4.8 $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と γ_1/γ_1^* の関係

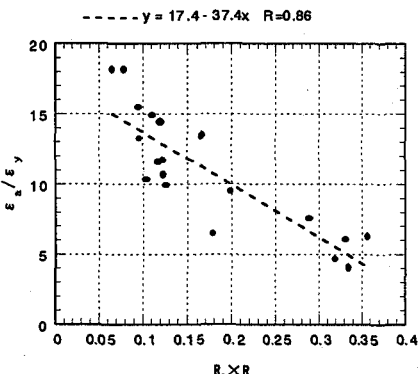


図-4.9 $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と $R_F \cdot R_R$ の関係

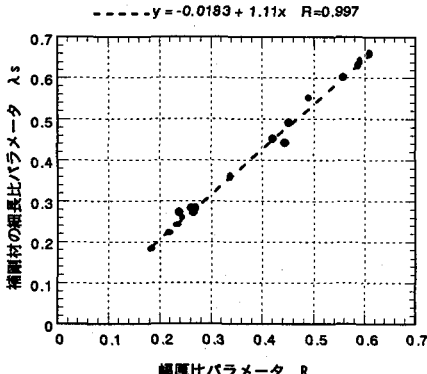


図-4.10 R_F と λ_s の関係

5. 1 M-Φ関係の設定

3. 及び4. の検討結果をもとに、

①全断面有効として設定したM-Φ関係

②有効幅を考慮して設定したM-Φ関係

の2種類のM-Φ関係を設定を行った。

(1) 全断面有効としたM-Φ関係の設定

全断面有効としたM-Φ関係の設定は以下の手順により行った。

①各供試体の R_F から、式(4.3)により ε_a を求める。

②図-4.2の応力-ひずみ関係から、軸力を考慮し中立軸を算出して、圧縮側フランジ及び引張側フランジの板厚中心のひずみが ε_y に達する時の(M_{yc} , Φ_{yc})及び(M_{yt} , Φ_{yt})、圧縮フランジの板厚中心のひずみが ε_a に達する時の(M_a , Φ_a)を計算し、図-4.3のトリリニア型のM-Φ関係を求める。なお、断面形状はフランジ、ウェブだけでなく縦補剛材についても、位置及び板厚も忠実に設定し、全断面有効とした。

(2) 有効幅を考慮したM-Φ関係の設定

上記の(1)で求められた、全断面有効(有効幅を考慮しない)としたM-Φ関係をもとに、モーメントは補正しないで、曲率 Φ を式(5.1)で補正することにより、有効幅を考慮したM-Φ関係を求めた。式(5.1)の概念図を図-5.1に示す。

$$\Phi = \Phi^* + M \times C \quad (5.1)$$

ここに、

Φ：フランジの有効幅を考慮した曲率

Φ*：全断面有効とする場合の曲率

M：曲げモーメント

$$C = \frac{1}{EI_c} - \frac{1}{EI}$$

C：補正係数

Ic：フランジの有効幅を考慮した断面二次モーメント

I：全断面有効とする断面二次モーメント

また、表-5.1に全断面有効とした場合のM-Φ関係及び有効幅を考慮したM-Φ関係の数値を示す。

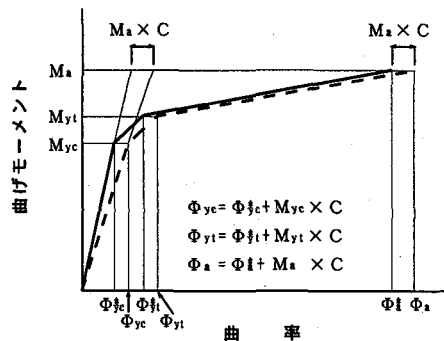


図-5.1 有効幅によるM-Φ関係の補正

5. 2 正負交番載荷実験結果とM-Φ関係を用いた解析結果との比較

最大荷重 P_u 並びに最大荷重時の変位 δ_m または δ_a について、正負交番載荷実験値と表-5.1に示す2種類のM-Φ関係による解析結果との比較を行った。

なお、 P_u 及び δ_m の推定式は文献 15) 及び文献 16) で提案されている。本稿では以下に示す文献 15) 及び文献 16) の提案式による推定値との比較も行った。

①文献 15) の推定式

$$\frac{P_u}{H_y} = \frac{0.101}{(R_R \bar{\lambda})} + 0.880 \tag{5.2}$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.00759}{(R_R \times \sqrt{\bar{\lambda}})^{3.5}} + 2.59 \tag{5.3}$$

上記式の適用範囲は以下のとおり。

$$0.3 \leq R_R \leq 0.7, \quad 0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, \quad 0.0 \leq P/P_y \leq 0.2, \quad r_1/r_1^* \geq 3.0$$

②文献 16) の推定式

$$\frac{P_u}{H_y} = \frac{0.10}{(R_R \bar{\lambda} \bar{\lambda}_s)^{0.5}} + 1.06 \tag{5.4}$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.22}{R_R \sqrt{\bar{\lambda} \bar{\lambda}_s}} + 1.20 \tag{5.5}$$

上記式の適用範囲は以下のとおりである。

$$0.25 \leq R_R \leq 0.56, \quad 0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, \quad P/P_y \leq 0.3, \quad r_1/r_1^* \geq 1.0$$

ここで、(詳細は文献 15) 及び文献 16) 参照)

P_u : 最大荷重 (文献 15) 及び文献 16) では H_{max})

H_y : 降伏水平荷重

δ_y : 降伏変位 (せん断変形を含む)

R_R : 文献 15) 及び文献 16) で R_f と表記されている

$\bar{\lambda}$: 細長比パラメーター

$\bar{\lambda}_s$: $\bar{\lambda}_s = \bar{\lambda} / \sqrt{\alpha}$ α : アスペクト比

$\bar{\lambda}_s$: 補剛材の細長比パラメーター

表-5.2 及び図-5.2 は本稿並びに文献 15) 及び文献 16) の推定値と実験値を比較したものである。なお、推定式による P_u 及び δ_m の値はそれぞれの適用範囲内にある供試体について示した。また、図-5.2 の実線は (実験値 = 推定値) を表す。

表-5.2 及び図-5.2 より、 P_u に関して、今回検討した M-Φ 関係から求めた推定値は、実験値に対して約 10 % の誤差の範囲に収まっていることがわかる。本検討では変位に着目して M-Φ 関係の設定を行っており、 P_u については着目していなかったが、上記の結果より供試体の使用鋼材である SM490 材については、二次勾配 E/100 のバイリニア型の応力-ひずみ関係の仮定は最大荷重に関しても妥当であったと考えられる。

また、有効幅を考慮した M-Φ 関係とせん断変形を考慮して求めた推定値 δ_m 、全断面有効とした M-Φ 関係から求めた推定値 δ_a は、H6, H8 を除き、実験値に対して約 20 % の誤差に収まっていることがわかる。

さらに、比較を行った供試体数が異なるので一概に評価するのは難しいが、 P_u に関する本稿の推定値は文献 15) の推定値に比べて誤差が小さく、文献 16) の推定値

表-5.1 全断面有効とした M-Φ 関係と有効幅を考慮した M-Φ 関係

供試体	許容ひずみ $\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y}$	全断面有効の M-Φ 関係						有効幅を考慮した Φ			
		圧縮降伏時		引張降伏時		許容ひずみ時					
		M_{yc} (kNm)	Φ_{yc} (1/m)	M_{yt} (kNm)	Φ_{yt} (1/m)	M_a (kNm)	Φ_a (1/m)	C (1/kNm ²)	Φ_{yc} (1/m)	Φ_{yt} (1/m)	Φ_a (1/m)
No.2	5.3	3567	3.61E-3	4238	5.32E-3	5216	1.80E-2	1.36E-7	4.18E-3	5.90E-3	1.87E-2
No.3	8.7	4173	3.58E-3	4866	4.92E-3	4824	2.94E-2	9.51E-8	4.04E-3	5.39E-3	2.98E-2
No.18	5.2	3306	3.34E-3	4259	6.52E-3	6388	1.61E-2	1.35E-7	3.92E-3	7.09E-3	1.70E-2
No.20	4.7	3846	3.89E-3	4567	5.73E-3	5620	1.72E-2	1.35E-7	4.51E-3	6.35E-3	1.79E-2
T1	6.0	3695	3.74E-3	4367	5.44E-3	5332	2.12E-2	8.91E-8	4.13E-3	5.83E-3	2.17E-2
M18	14.6	3337	3.35E-3	3997	5.12E-3	5015	4.63E-2	8.70E-8	3.69E-3	5.46E-3	4.68E-2
M20	8.9	4082	3.35E-3	4907	5.06E-3	4963	3.61E-2	1.00E-7	3.84E-3	5.56E-3	3.66E-2
M21	13.5	3814	3.35E-3	4582	5.04E-3	4941	3.70E-2	1.12E-7	3.86E-3	5.55E-3	3.75E-2
M22	13.3	4498	3.35E-3	5429	4.99E-3	4886	4.42E-2	8.62E-8	3.82E-3	5.45E-3	4.46E-2
KD-1	13.4	3524	3.54E-3	4193	5.29E-3	5182	2.95E-2	9.78E-8	3.95E-3	5.70E-3	3.00E-2
KD-2	13.3	4071	3.66E-3	4759	5.05E-3	4948	4.68E-2	7.79E-8	4.03E-3	5.42E-3	4.72E-2
KD-3	14.2	3088	4.18E-3	3638	6.00E-3	5876	5.11E-2	1.02E-7	4.55E-3	6.37E-3	5.17E-2
KD-5	15.5	2838	3.84E-3	3543	6.50E-3	6366	4.77E-2	1.02E-7	4.20E-3	6.86E-3	4.83E-2
KD-6	7.8	1816	5.72E-3	2117	7.96E-3	7798	7.03E-2	1.63E-7	6.07E-3	8.30E-3	7.16E-2
KD-7.1	14.0	1454	6.14E-3	1664	8.11E-3	7945	8.14E-2	1.84E-7	6.45E-3	8.41E-3	8.28E-2
KD-10	9.5	2811	3.73E-3	3434	5.91E-3	5796	5.32E-2	9.38E-8	4.05E-3	6.24E-3	5.38E-2
B1	11.6	4227	4.01E-3	4963	5.64E-3	5523	3.00E-2	1.39E-7	4.69E-3	6.32E-3	3.07E-2
H6	11.6	3727	4.77E-3	4188	6.00E-3	5875	6.14E-2	3.11E-8	4.90E-3	6.13E-3	6.16E-2

と同程度の誤差であることがわかる。また、 δ_m に関する本稿の推定値は文献 15) の推定値に比べて誤差が若干小さく、文献 16) の推定値に比較して誤差が若干大きいことがわかる。

以上の検討より、式(4.3)のような比較的簡易な式でありながら、今回検討を行ったM- Φ 関係は実験値の最大荷重 P_u 及び最大荷重時の変位 δ_m または δ_a を比較的精度よく再現できていることがわかる。

表-5.2 本検討と参考文献による最大荷重および最大荷重時の変位等と実験値の比較

供試体	最大荷重 P_u							許容変位									
	実験値	計算値			比較			実験値		計算値				比較			
		本稿	文献15)	文献16)	本稿	文献15)	文献16)	δ_a	δ_m	$\delta_{a計}$	$\delta_{m計}$	文献15)	文献16)	$\delta_{a計}$	$\delta_{m計}$	文献15)	文献16)
		(kN)	(kN)	(kN)	実験値	実験値	実験値	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	実験値	実験値	実験値	実験値
		(1)	(2)	(3)	(4)	(2)/(1)	(3)/(1)	(4)/(1)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(7)/(5)	(8)/(6)	(9)/(6)
No.2	1,530	1,382	-	-	0.90	-	-	29	38	27	34	-	-	0.93	0.888	-	-
No.3	1,933	1,655	-	-	0.86	-	-	43	54	38	48	-	-	0.89	0.887	-	-
No.18	1,275	1,340	-	-	1.05	-	-	24	28	26	33	-	-	1.10	1.166	-	-
No.20	1,373	1,471	-	-	1.07	-	-	32	37	28	35	-	-	0.86	0.944	-	-
T1	967	978	-	-	1.01	-	-	56	68	65	73	-	-	1.15	1.072	-	-
M18	1,288	1,384	1,631	1,534	1.07	1.27	1.19	51	57	56	65	67	64	1.11	1.145	1.17	1.13
M20	1,815	1,677	-	-	0.92	-	-	59	65	45	51	-	-	0.76	0.787	-	-
M21	1,658	1,567	-	1,618	0.94	-	0.98	53	58	46	52	-	50	0.86	0.890	-	0.86
M22	2,060	1,906	-	2,192	0.93	-	1.06	76	84	57	63	-	83	0.75	0.755	-	0.99
KD-1	1,491	1,444	-	1,556	0.97	-	1.04	36	41	34	40	-	46	0.94	0.993	-	1.13
KD-2	1,795	1,723	2,160	1,912	0.96	1.20	1.06	47	56	55	62	62	62	1.17	1.107	1.11	1.12
KD-3	1,344	1,310	1,495	1,417	0.97	1.11	1.05	48	58	60	65	60	67	1.24	1.114	1.03	1.14
KD-5	1,246	1,248	1,398	1,317	1.00	1.12	1.06	58	64	53	58	57	63	0.92	0.908	0.88	0.98
KD-6	779	767	785	801	0.98	1.01	1.03	74	85	83	88	71	80	1.13	1.035	0.84	0.94
KD-7.1	681	612	640	661	0.90	0.94	0.97	108	113	98	102	80	100	0.91	0.905	0.71	0.88
KD-10	1,403	1,240	1,561	1,432	0.88	1.11	1.02	75	84	61	66	77	93	0.82	0.786	0.91	1.10
B1	1,540	1,665	-	-	1.08	-	-	39	45	40	48	-	-	1.03	1.076	-	-
H6	862	861	-	-	1.00	-	-	186	-	256	264	-	-	1.38	-	-	-
H8	756	833	-	-	1.10	-	-	127	-	177	184	-	-	1.39	-	-	-

注) 1. 文献15)および文献16)の欄の「-」は、文献の推定式の適用範囲外にあるため、推定値を記載していない。
2. (7)は δ_a の計算値で、全断面有効とするM- Φ 関係より求めたものである。
3. (8)は δ_m の計算値で、有効幅を考慮したM- Φ 関係より、せん断変形を考慮して求めたものである。

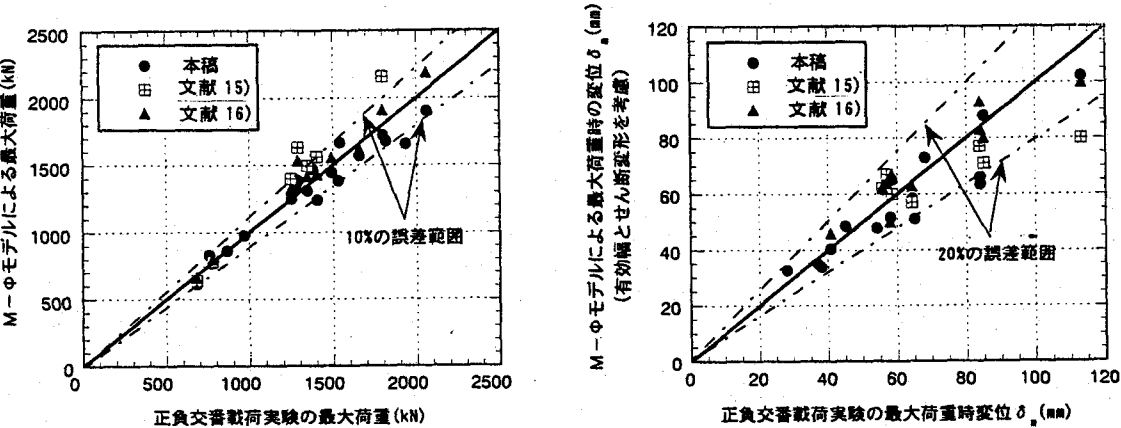


図-5.2 本検討と参考文献 15) 16) による最大荷重および最大荷重時変位の推定値と実験値の比較

5. 3 ハイブリッド地震応答実験結果^{1), 2)}とM- Φ 関係を用いた非線形動的解析結果の比較

(1) 供試体諸元とM- Φ 関係の算定

本稿で提案するM- Φ 関係を既往のハイブリッド地震応答実験供試体^{1), 2)}に適用し、その妥当性を検討する。

なお、ハイブリッド地震応答実験とは動的解析より得られた変位を供試体に静的に作用させて得られた復元力を動的解析にフィードバックするものであり、詳細は参考文献^{1), 2)}に示されているので、ここでは説明を省略

する。

既往のハイブリッド地震応答実験から矩形断面の鋼製橋脚供試体で、実験の最大応答変位が供試体の最大荷重時変位を上回らないケースを抽出した。抽出した供試体の諸元および座屈パラメーターを表 5.3 に示す。

供試体の h/D が 4 以上の領域にあることから、剛性にはフランジの有効幅とせん断変形を考慮することとし、5. 1 の手順により有効幅を考慮したM- Φ 関係を算定した。 R_F から求めた各供試体の許容ひずみおよび実橋

のM-Φ関係を表-5.4に示す。

非線形動的解析条件を表 5.5 に示す。解析モデルは1質点フレームモデルである。なお、せん断有効面積はせん断流理論による弾性ひずみエネルギーより求めた値とした。また、R4,R17,R19の入力地震波は実験と同様に20秒以降の入力地震波をゼロとしている。また、R6については45秒以降の入力地震波をゼロとしている。

(2) 初期剛性の相違の影響

実験ケース A1R-L2 および A1R-HN について、次の2種類のM-Φ関係を用いて比較検討を行う。

- ①全断面有効とするM-Φ関係
- ②有効幅を考慮したM-Φ関係+せん断変形考慮

実験初期剛性と解析に用いた初期剛性の比較結果を表-5.6に示す。全断面有効の曲げのみを考慮した初期剛性は実験の初期剛性より大きく、有効幅およびせん断変形

を考慮した初期剛性は実験値より小さい。A1R-HN の初期剛性は後者が実験の初期剛性とよく一致している。

表-5.3 供試体の諸元

供試体	高さ h(mm)	断面高 D(mm)	h/D	断面積 A(cm ²)	断面二次 モーメント I(cm ⁴)	軸力比 N/N _y	幅厚比 R _F	降伏点 σ _y (MPa)
A1R-L2	3302	583	5.66	180.5	97253	0.121	0.566	413
A1R-HN	3302	583	5.66	180.5	97253	0.119	0.571	420
A3R-L2	3302	680	4.86	214.0	157733	0.101	0.557	417
A3R-HN	3302	680	4.86	214.0	157733	0.100	0.561	423
P1R-L2	3302	534	6.18	195.1	83468	0.115	0.243	400
P1R-HN	3302	534	6.18	195.1	83468	0.109	0.250	425
R4	1847	293	6.30	99.8	14568	0.144	0.592	322
R6	1847	293	6.30	99.8	14568	0.110	0.587	316
R17	1388	224	6.20	79.2	6541	0.169	0.205	302
R19	1388	224	6.20	79.2	6541	0.126	0.205	302

表-5.4 実橋モデルの許容ひずみおよびM-Φ関係

橋脚	ε _a /ε _y	全断面有効のM-Φ関係						有効幅を考慮したΦ				
		M _{yo} (kNm)	Φ _{yo} (1/m)	M _{yt} (kNm)	Φ _{yt} (1/m)	M _a (kNm)	Φ _a (1/m)	I _o /I	C (1/kNm ²)	Φ _{yo} (1/m)	Φ _{yt} (1/m)	Φ _a (1/m)
A1R-L2	5.8	91339	1.45E-3	107788	2.13E-3	119806	7.99E-3	0.930	1.20E-9	1.56E-3	2.26E-3	8.13E-3
A1R-HN	5.7	93067	1.48E-3	109559	2.16E-3	121734	7.98E-3	0.930	1.20E-9	1.59E-3	2.29E-3	8.12E-3
A3R-L2	6.1	130926	1.28E-3	150780	1.76E-3	168853	7.35E-3	0.940	6.29E-10	1.37E-3	1.85E-3	7.45E-3
A3R-HN	6.0	132982	1.30E-3	152872	1.78E-3	171161	7.34E-3	0.940	6.29E-10	1.39E-3	1.87E-3	7.45E-3
P1R-L2	13.9	83227	1.54E-3	98243	2.17E-3	118902	2.11E-2	0.915	1.73E-9	1.69E-3	2.34E-3	2.13E-2
P1R-HN	13.7	88993	1.65E-3	104154	2.27E-3	126286	2.24E-2	0.915	1.73E-9	1.81E-3	2.45E-3	2.26E-2
R4	5.2	142751	1.16E-3	171340	2.01E-3	184324	5.56E-3	0.921	9.99E-10	1.31E-3	2.18E-3	5.74E-3
R6	5.3	146015	1.19E-3	168653	1.78E-3	183374	5.96E-3	0.921	9.99E-10	1.34E-3	1.94E-3	6.15E-3
R17	14.9	76792	1.39E-3	94839	2.63E-3	110329	1.98E-2	0.922	2.26E-9	1.57E-3	2.84E-3	2.00E-2
R19	14.9	80735	1.47E-3	95221	2.31E-3	112203	2.14E-2	0.922	2.25E-9	1.65E-3	2.52E-3	2.17E-2

表-5.5(1) 非線形動的解析条件(1)

橋脚	高さ h(m)	質量 M(ton)	有効せん 断面積 As(m ²)	入力地震波
A1R-L2	13.9	1628.4	0.1191	開北橋周辺地盤上記録
A1R-HN	13.9	1628.4	0.1191	神戸海洋気象台地盤上記録
A3R-L2	13.9	1628.4	0.1392	津軽大橋周辺地盤上記録
A3R-HN	13.9	1628.4	0.1392	東神戸大橋周辺地盤上記録
P1R-L2	13.9	1628.4	0.1090	開北橋周辺地盤上記録
P1R-HN	13.9	1628.4	0.1090	津軽大橋周辺地盤上記録
R4	14.8	3047.8	0.1629	開北橋周辺地盤上記録
R6	14.8	2331.0	0.1629	津軽大橋周辺地盤上記録
R17	11.1	2651.9	0.1233	神戸海洋気象台地盤上記録
R19	11.1	1984.5	0.1233	東神戸大橋周辺地盤上記録

表-5.5(2) 非線形動的解析条件(2)

積分間隔(秒)	0.01/10
積分手法	Newmark β 法 β=0.25
非線形履歴モデル	移動硬化型トリリニアモデル
減衰行列	減衰定数5%、質量比例型減衰
反復補正法	修正Newton法
収束判定	残差エネルギーによる方法
要素分割長	0.1m

表-5.6 初期剛性の比較

橋脚	曲げだけを 考慮した 剛性 K _θ (kN/m)	有効幅とせん 断変形を考慮 した剛性 K _T (kN/m)	実験の初期 剛性 K _E (kN/m)	比率 K _θ /K _E	比率 K _T /K _E
A1R-L2	70234	59588	65365	1.074	0.912
A1R-HN	70234	59588	61151	1.149	0.974

次に、非線形動的解析による最大応答値と残留変位の比較を表-5.7に示す。最大荷重については両ケースとも実験値と解析値は良く一致している。最大変位について

表-5.7 最大応答値と残留変位の比較

		最大 荷重 P _{max} (kN)	最大 変位 δ _{max} (mm)	残留 変位 δ _R (mm)	δ _r /h (%)	荷重の比 解析 実験	変位の比 解析 実験
A1R-L2	実験結果	8658	208	34	0.242	---	---
	全断面有効	8556	180	17	0.125	0.988	0.864
	有効幅を考慮	8618	210	-4	0.025	0.995	1.008
A1R-HN	実験結果	8832	257	45	0.320	---	---
	全断面有効	9133	246	35	0.252	1.034	0.959
	有効幅を考慮	9209	282	34	0.243	1.043	1.100

は、全断面有効とする場合が実験値より小さく、有効幅とせん断変形を考慮する場合が実験値より大きくなっているが、両ケースとも実験値と解析値は比較的よく一致

している。A1R-HN の荷重－変位履歴曲線を図-5.3 に示す。荷重－変位の履歴曲線の形状は全断面有効とする場合より有効幅とせん断変形を考慮する場合の方が非常によくハイブリッド地震応答実験を再現している。

以上より、両ケースで最大荷重及び最大変位は大差がないが、有効幅とせん断変形を考慮の方が実験の剛性に近く、荷重－変位の履歴曲線の形状がハイブリッド地震応答実験値とよく一致することが確認できた。

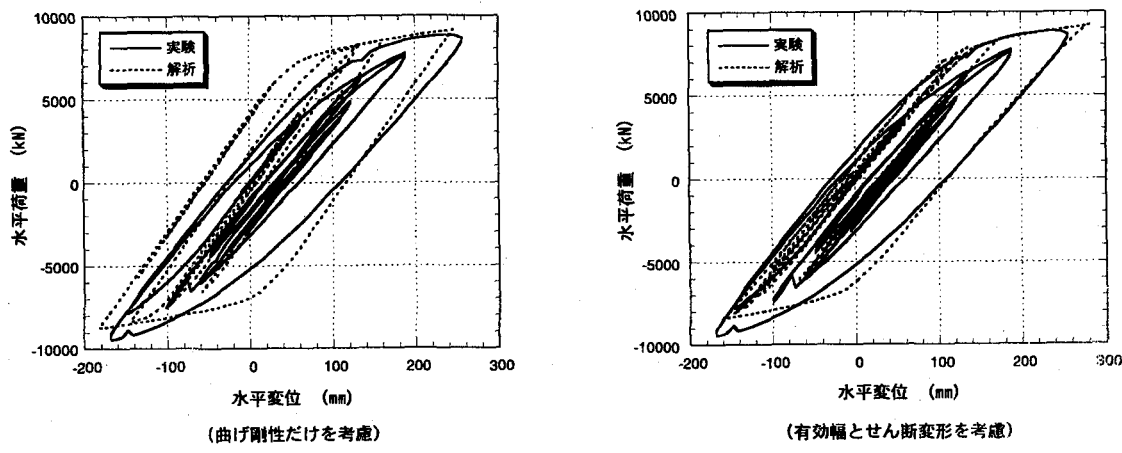


図-5.3 橋脚 A1R-HN の荷重－変位曲線

表-5.8 ハイブリッド実験結果と非線形動的解析結果の比較

橋脚	ハイブリッド実験結果				解析結果				解析値と実験値の比較 (解析値/実験値)		
	最大荷重 P_{max} (kN)	最大変位 δ_{max} (mm)	残留変位 δ_R (mm)	δ_r/h (%)	最大荷重 P_{max} (kN)	最大変位 δ_{max} (mm)	残留変位 δ_R (mm)	δ_r/h (%)	最大荷重の比	最大変位の比	δ_R の差(%) ($\delta_{R_{実験}} - \delta_{R_{解析}})/h$
A1R-L2	8658	208	34	0.242	8618	210	-4	0.025	0.995	1.008	0.268
A1R-HN	8832	257	45	0.320	9209	282	34	0.243	1.043	1.100	0.077
A3R-L2	11349	140	3	0.020	11478	142	-21	0.154	1.011	1.013	0.174
A3R-HN	12919	174	-36	0.255	12288	191	-57	0.409	0.951	1.098	0.154
P1R-L2	7442	276	62	0.442	7838	253	56	0.406	1.053	0.918	0.037
P1R-HN	7627	282	81	0.583	8449	302	63	0.453	1.108	1.073	0.130
R-4	12993	272	-55	0.370	13482	281	55	0.373	1.038	1.032	-0.790
R-6	13131	219	4	0.026	13153	257	10	0.067	1.002	1.175	-0.043
R-17	10530	248	-64	0.580	9682	218	-53	-0.475	0.920	0.878	-0.084
R-19	10455	231	-76	0.686	9737	215	-94	-0.850	0.931	0.927	0.131

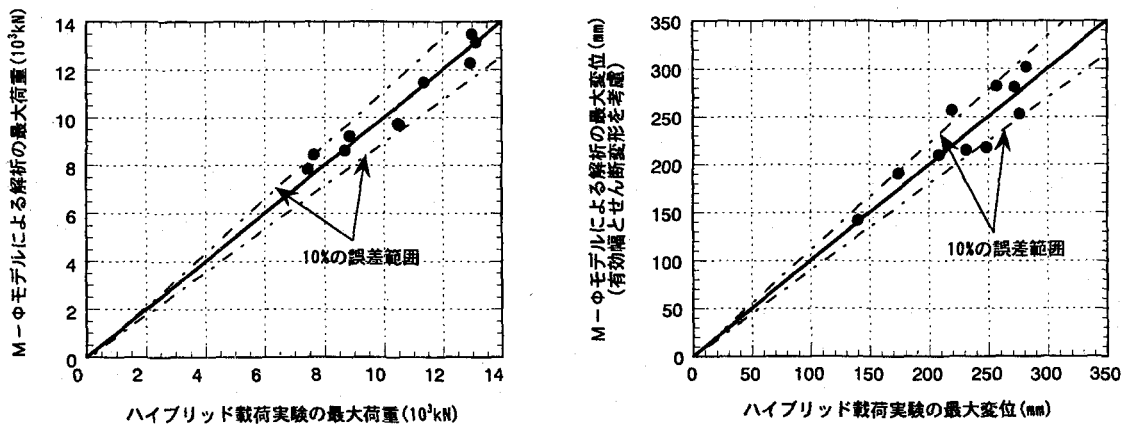


図-5.4 ハイブリッド地震応答実験結果とM－Φ関係による非線形動的解析結果の相関

(3) 実験結果とM－Φ関係を用いた非線形動的解析結果の比較

表-5.4 に示す有効幅を考慮したM－Φ関係を用いて、せん断変形の影響を考慮して各供試体の実橋モデルにつ

いて非線形動的解析を行った結果を表-5.8 に示す。また、最大荷重と最大変位に関する実験値と解析値の相関を図-5.4 に示す。さらに、上部構造慣性力作用位置の水平変位応答波形を図-5.5 に示す。

表-5.8 および図-5.4 に示すように、最大荷重および最

大変位の解析値と実験値の比率は、R6 の最大変位を除き、0.88 から 1.11 の範囲にあり、M- Φ 関係を用いた解析値は実験値と非常に良く一致している。また、残留変位を高さで割った値は、実験値および解析値のいずれも 1% 以下であり、両者の差は最大で約 0.8% である。

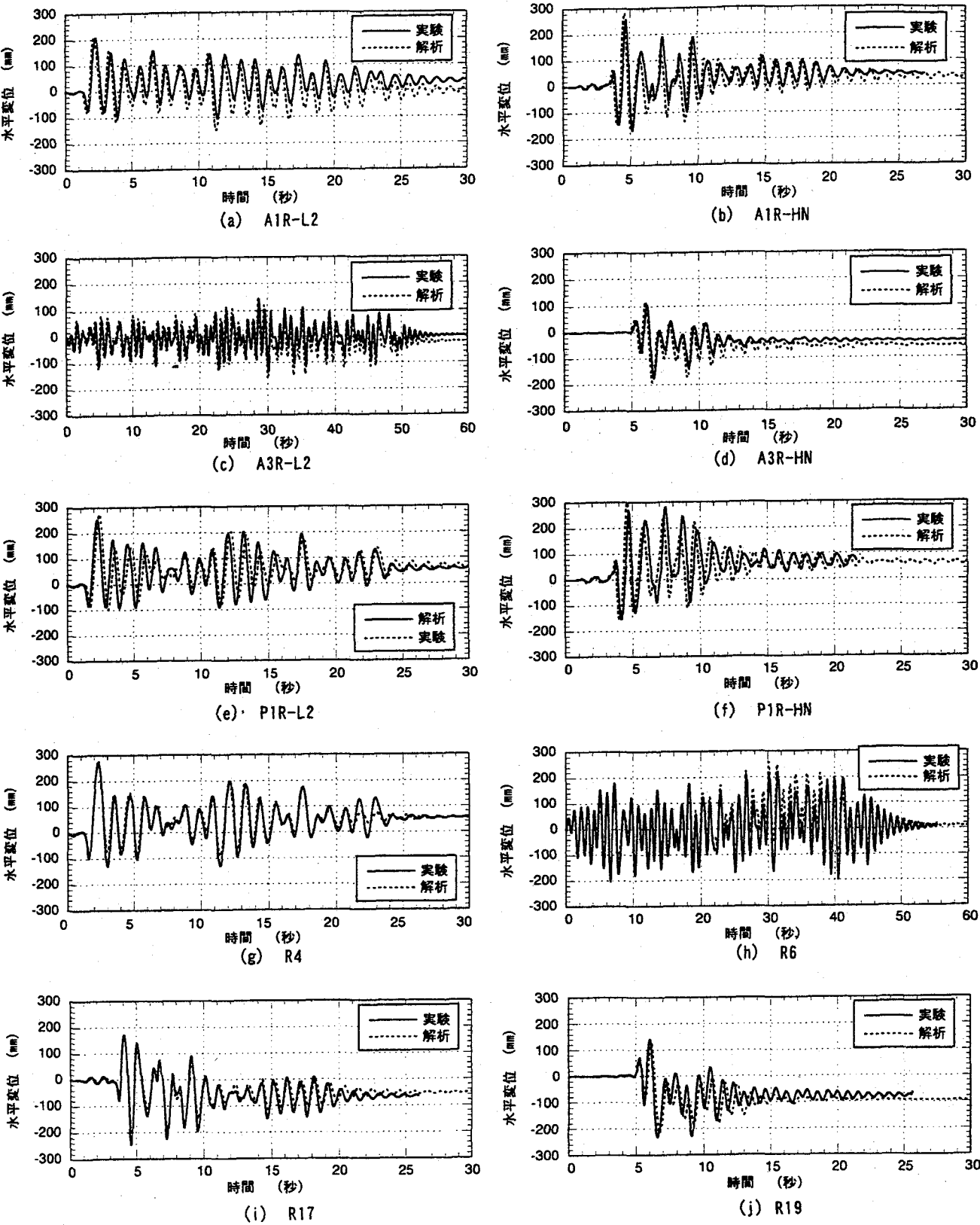


図-5.5 ハイブリッド実験結果と非線形動的解析結果との比較

図-5.5 に示すように、 $M-\Phi$ 関係を用いた解析結果と実験値は概ねよく一致している。なお、R6 の解析結果は 30 秒付近で正側にやや大きな変位が生じたため、最大変位の差が生じたと考えられる。

6. まとめ

本稿では、矩形断面鋼製橋脚供試体の正負交番載荷実験結果に基づく、 $M-\Phi$ 関係設定法の検討およびその妥当性の検証を行った。これらの検討より得られた結論をまとめると次のようになる。

- 1) 正負交番載荷実験の最大荷重時の変位を許容変位と考え、鋼材の応力度 σ -ひずみ関係を二次勾配 $E/100$ のバイリニアと仮定してトリリニア型の $M-\Phi$ 関係を設定し、許容ひずみ ϵ_a を算定すると、 ϵ_a/ϵ_y は補剛板の幅厚比パラメータ R_F とよい相関性が見られ、回帰式を得た。
- 2) 供試体の初期剛性評価方法について、正負交番載荷実験の初期剛性を基に検討した結果、せん断変形と道示 II にあるフランジの有効幅を考慮することにより、初期剛性評価の精度が向上する結果が得られた。ただし、本検討の範囲では h/D が 4 以下の領域でせん断変形と有効幅を同時に考慮すると剛性を過小に評価する傾向があることが分かった。また、せん断有効面積について、腹板の全断面積とする場合とせん断流理論に基づくせん断有効面積を比較した結果、その差が小さいことがわかった。
- 3) 回帰式により R_F から ϵ_a を算出し、全断面有効とした $M-\Phi$ 関係、さらに有効幅を考慮した $M-\Phi$ 関係を設定した。そして正負交番載荷実験結果の最大荷重 P_u 及び最大荷重時の変位 δ_m または δ_a と、全断面有効とした $M-\Phi$ 関係から求めた推定値、有効幅を考慮した $M-\Phi$ 関係とせん断変形を考慮して求めた推定値との比較を行った結果、推定値は実験値を比較的精度よく再現できていることがわかった。
- 4) 有効幅を考慮したトリリニア型の $M-\Phi$ 関係とせん断変形を考慮した非線形動的解析を行い、ハイブリッド地震応答実験結果と比較し、その妥当性を検証した結果、最大変位および最大荷重は実験値と比べ約 10% 以内の誤差であり、本稿で検討を行った非線形動的解析手法は実験結果を比較的精度良く再現できることがわかった。

7. 謝辞

本稿で紹介した正負交番載荷実験及びハイブリッド地震応答実験については、おもに平成 7～9 年度に実施された、鋼製橋脚の耐震設計に関する共同研究「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（平成 8 年度から）、（社）鋼材倶楽部、（社）日本橋梁建設協会」の中で行われたものであります。また、文献 16) に関しては名古屋大学宇佐美勉教授に資料提供及びご助言等いただきました。文献 15) 及び文献 16) の推定値の算出に関しては、ヤマト設計（株）野中哲也氏にご協力いただきました。関係各位のご協力に感謝い

たします。

8. 参考文献

- 1) 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、・鋼材倶楽部、・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)，1997.4～1999.3
- 2) 西川和廣、村越潤、山本悟司、上仙靖、高橋実、中島浩之、岡田淳：鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験、土木研究所資料 3583 号、1999.3
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996.12
- 4) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997.3
- 5) 北沢正彦、堀江佳平、西岡敬治：阪神高速道路における鋼製橋脚の耐震設計、鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp. 17-22，1997. 5
- 6) 田嶋仁志、半野久光、船本浩二、松田宏：実験結果に基づく鋼製橋脚の $M-\Phi$ 関係に関する一検討、第 2 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.33-40，1998.11
- 7) 陵城成樹、木代稔、小林寛、渡邊英一：箱形断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動と耐震設計法に関する研究、構造工学論文集 vol.45A, pp.1027-1035 1999.3
- 8) 村越潤、西川和廣、劉銘崇、中嶋浩之：鋼製橋脚の正負交番正負交番載荷実験データに基づく $M-\Phi$ 関係に関する一検討、土木学会第 53 回年次学術講演会概要集、pp.210～211、1998.10
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編、1996.12
- 10) 成岡昌夫：構造力学要論
- 11) 土木学会：構造力学公式集、p.58, p.62, 1974.12
- 12) 例えば 西野文雄、長谷川彰夫：新体系土木工学 7 構造物の弾性解析，pp.218-219，1983.4
- 13) 宇佐美勉、鈴木森品、Iraj H. Mamaghani、葛漢彬：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.69～82，1995.10
- 14) 田嶋仁志、半野久光、池田茂、奥守：矩形鋼製橋脚の変形性能に関する載荷実験、構造工学論文集，Vol.44A，pp.1251～1258，1998.3
- 15) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計 WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996.7
- 16) Shengbin GAO, Tsutomu USAMI and Hanbin GE：Numerical Study on Seismic Performance Evaluation of Steel Structures, NUCE Reserch Report, No9801, 1998.9

(1999 年 9 月 17 日受付)