

鋼製矩形断面橋脚の座屈パラメータと 終局ひずみの関係式に関する研究

河藤 千尋*, 運上茂樹**

*工修 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ (〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6)

**工博 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ (〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6)

鋼製橋脚の非線形域の変形性能を推定する方法として、断面の座屈パラメータを用いて終局ひずみとの関係を表す回帰式が提案されている。本検討では、矩形断面に対して幅厚比パラメータ R_F を変えて断面を設定し、シェル要素を用いた一方向荷重による弾塑性解析を行い、座屈パラメータと最大荷重時の圧縮側フランジのひずみとの関係の検討を行った。本解析によると座屈パラメータのうち、幅厚比パラメータ R_F だけを用いて鋼製橋脚の変形性能を評価する際には適用範囲に注意する必要があることがわかった。

このため、幅厚比パラメータ R_F の他にいくつかのパラメータを組み合わせることで推定式を作り、終局ひずみを表すための回帰式を提案した。そしてこの提案式は幅厚比パラメータ R_F だけを用いた場合に比べて適用範囲を拡大できることが明らかとなった。

Key Words: steel bridge pier, ductility performance, buckling parameter, ultimate strain

1. はじめに

鋼製橋脚の耐震性能、特に終局状態の変形性能を調べるために、数多くの正負交番荷重実験が行われており¹⁾、また多くの数値解析による検討も行われている。これら実験と数値解析によって、鋼製橋脚の終局状態の定式化も幾つか提案されている^{2)~5)}。

著者らは、矩形断面を有する鋼製橋脚の水平方向の最大荷重時における平均終局ひずみと幅厚比パラメータの関係式を幅厚比パラメータ R_F を変えて試設計した橋脚に対して弾塑性有限変位解析を行った結果から式(1)のように求めた⁶⁾。

$$\varepsilon_a / \varepsilon_y = 1.39 + 0.336 / (R_F)^{2.60} \quad (1)$$

ここで、 ε_a ：シェル要素の軸ひずみから求めた平均終局ひずみ、 ε_y ：シェル要素の降伏ひずみ、である。

図-1は18ケースの解析対象橋脚に対する非弾性有限変位解析結果とその結果を回帰して求めた式(1)を示したものである。図-2は式(1)の回帰式から求められる平均終局ひずみに対応する、はり要素を用いたプッシュオーバー解析から求めた終局変位と供試体の実験結果の終局変位¹⁾を比較したものである。図-2より $R_F \leq 0.3$ の領域では回帰式とプッシュオーバー解析から求めた終局変位の値は実験結果より1.3倍から2倍程度大きく推定していること

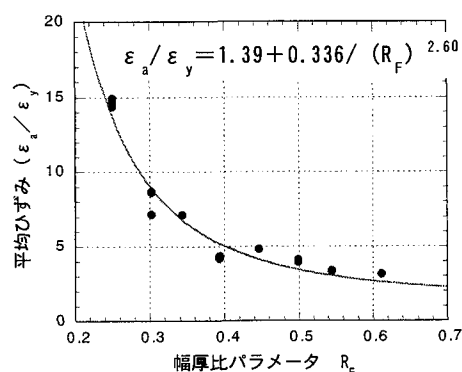


図-1 平均終局ひずみと幅厚比パラメータとの関係

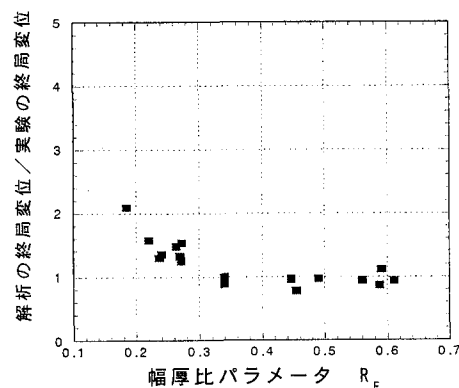


図-2 実験結果と解析結果の比率と幅厚比パラメータとの関係

表-1 設定した断面の寸法

断面	柱長さ h	ダイヤフラム 間隔 a	全幅 B_F	板厚 t_F	リブ高 h_{FR}	リブ厚 t_{FR}	パネル 数 n_F	A (cm^2)	I (cm^4)
$R_F=0.25$	3423	550	900	10	80	12	6	548	665464
$R_F=0.3$	3423	600	900	9	75	12	5	465	570028
$R_F=0.4$	3423	600	900	10	70	10	4	440	552656
$R_F=0.5$	3423	900	900	10	75	12	4	464	575206
$R_F=0.55$	3423	900	900	9	70	11	4	413	515775
断面①	3423	450	900	9	85	10	5	457	559302
断面②	3423	450	900	9	80	13	5	487	591056
断面③	3423	450	900	10	80	12	6	548	665464

表-2 設定した断面の座屈パラメータ

断面	幅厚比 R_F	幅厚比 R_R	補剛板の 細長比 λ_s	リブ幅厚比 R_{rib}	橋脚の 細長比 λ	リブ剛比 $\gamma/\gamma_{l,req}$	リブ剛比 γ/γ_1
$R_F=0.25$	0.249	0.327	0.186	0.443	0.259	3.840	1.740
$R_F=0.3$	0.302	0.436	0.234	0.415	0.258	2.570	2.110
$R_F=0.4$	0.393	0.490	0.289	0.465	0.255	1.588	1.588
$R_F=0.5$	0.499	0.490	0.384	0.415	0.256	0.964	0.964
$R_F=0.55$	0.544	0.544	0.429	0.423	0.255	1.000	1.000
断面①	0.2043	0.436	0.161	0.565	0.258	5.732	4.694
断面②	0.2037	0.436	0.159	0.409	0.259	5.747	4.710
断面③	0.2037	0.327	0.153	0.443	0.259	5.802	2.613

がわかる。

この原因として式(1)の回帰式を作成するために実施した橋脚の試設計における幅厚比パラメータ R_F は最小値が 0.25 であり、このような $R_F=0.25$ の鋼製橋脚の変形性能は大きいため、水平耐力の低下が生じにくい。このため解析上、最大荷重点の判断が困難となるため、解析は最大荷重点を過大に評価してしまったということが考えられる。

式(1)の回帰式は R_F が 0.3 より小さい範囲では、平均終局ひずみが幅厚比パラメータ R_F の減少とともに急速に大きくなる。本研究は、幅厚比パラメータ $R_F < 0.3$ の領域における平均ひずみと幅厚比パラメータの関係が妥当なものであるかどうかを判断するために、 $R_F < 0.3$ の範囲のデータを増やして回帰式の検証を行ったものである。

2. 解析条件の設定

表-1 と表-2 は筆者らが式(1)を求めるために用いた解析ケースの断面寸法と座屈パラメータを示したものである。さらに、表-1 と表-2 には今回追加解析した $R_F=0.2$ の断面に関する値も示している。また、幅厚比パラメータ R_F などの記号の定義は、いずれも道路橋示方書Ⅱ鋼橋編

の定義に従った。

幅厚比パラメータ R_F は補剛板板厚、補剛リブ寸法とアスペクト比によって異なる。このため $R_F=0.2$ という鋼製橋脚を満足する補剛板や補剛リブの組み合わせは複数存在する。ここでは $R_F=0.2$ を満足する 3 種類の断面を設定した。断面①と断面②は、板厚は同じだが、断面①の補剛リブの座屈パラメータ R_{rib} が断面②の R_{rib} よりも大きくなるようにしたものである。断面③は補剛板の板厚が断面①と断面②の 9mm より大きい 10mm とし、座屈パラメータ R_R を小さくしたものである。この 3 種類の断面によって、幅厚比パラメータ R_F だけでなく、補剛板の板厚や補剛材の剛性などが橋脚の変形性能に与える影響を調べるものとした。

非弾性有限変位解析は、損傷が生じると予想される橋脚 2 パネル(1 パネルはダイヤフラム間隔)をシェル要素でモデル化し、それより上部は、はり要素でモデル化した。局部座屈を精度よく再現するために、橋脚基部付近の 1 パネルは、分割数を細かくした。また、断面の対称性を考慮して、橋脚の半分だけをモデル化した。

鋼材の構成則は 1% のひずみ硬化を有するバイリニア型の応力-ひずみ関係を用いた。また、3 種類の断面には

表-3 各断面の終局耐力比 P_u/P_y と塑性率 $\delta m/\delta$

解析 ケース	N/N _y =10%		N/N _y =12.5%		N/N _y =15%	
	P_u/P_y	$\delta m/\delta y$	P_u/P_y	$\delta m/\delta y$	P_u/P_y	$\delta m/\delta y$
断面①	1.401	4.9	1.423	4.772	1.447	4.69
断面②	1.372	5.471	1.392	5.338	1.414	5.213
断面③	1.426	9.699	1.44	9.135	1.457	8.868

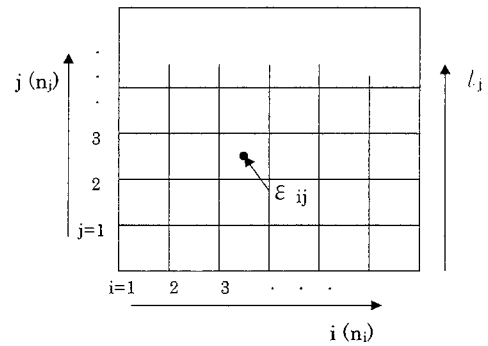
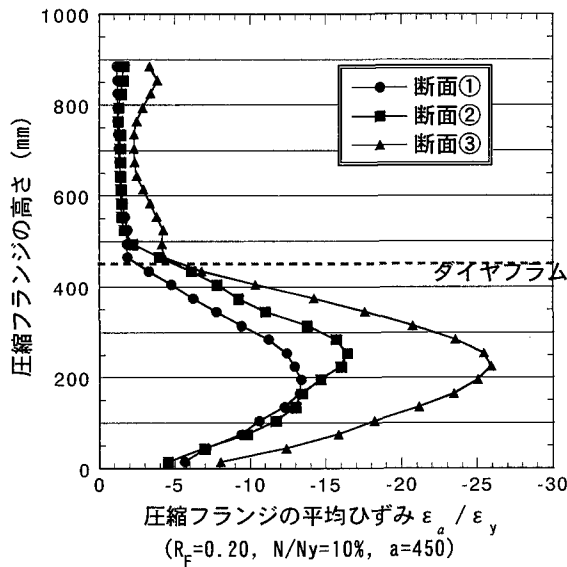
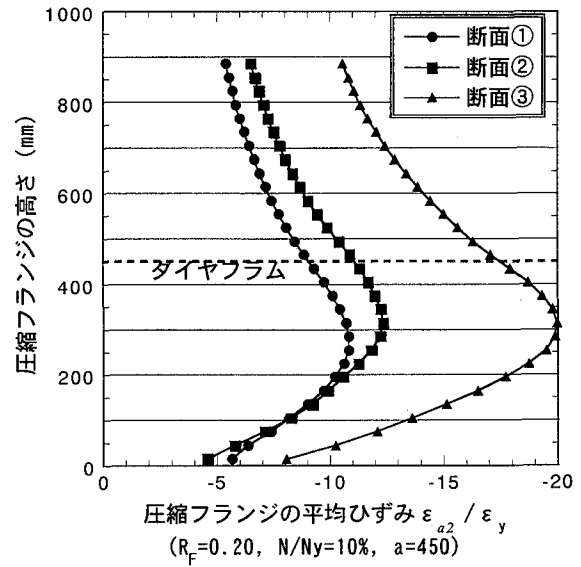


図-3 圧縮フランジのシェル要素分割



(1) 平均ひずみ ε_a の比較



(2) 平均ひずみ ε_{a2} の比較

図-4 幅厚比パラメータ $R_F=0.2$ となる鋼製橋脚の終局平均ひずみ分布の比較

$N/N_y=10\%$ 、 12.5% 、 15% の3つの軸力を作用させた。このため解析ケースとしては3断面×3軸力=9ケースとなる。

3. 解析結果

3.1 終局耐力比と塑性率の関係

表-3は非弾性有限変位解析より得られた終局耐力比 P_u/P_y と塑性率 $\delta m/\delta y$ を示したものである。表-3よりここで対象とした軸力比の範囲では、同じ断面では終局耐力比と塑性率は大きな差は生じないことがわかる。また、断面①から③で終局耐力比の差は小さいが、塑性率に関しては断面③が断面①、②と比較して大きいことがわかる。この結果から幅厚比パラメータ R_F が小さい領域では同じ R_F を有する断面でも板厚が大きいほど鋼製橋脚の変形性能が大きくなる傾向にある。また幅厚比パラメータ R_F が小さい領域では R_F だけを用いて変形性能を評価することは十分ではないということがわかる。

3.2 ひずみ分布と終局ひずみ

図-4に非弾性有限変位解析より求めた最大荷重時の橋脚基部付近の平均ひずみの高さ方向の分布を示したものである。平均ひずみの定義としては、図-3に示す圧縮フランジの要素分割に対して、各シェル要素中心の軸ひずみ ε_{ij} の断面方向のひずみの平均値を ε_a と表記する。

また、圧縮フランジの基部から高さ l_j の範囲に存在する全シェル要素中心の軸ひずみ ε_{ik} ($i=1,2,\dots,n_i-1, k=1,2,\dots,j$) の平均値を求め、その値を終局ひずみ ε_{a2} とする。

$$\varepsilon_{a2} = \left(\sum_{i=1}^j \left(\sum_{k=1}^{n_i-1} \varepsilon_{ik} \right) / (n_i - 1) \right) / j \quad j=1,2,\dots,n_j-1 \quad (2)$$

図-4は軸力比10%の場合における最大荷重時の平均ひずみ ε_a の分布を示している。図-4(1)より断面①と断面②のひずみ ε_a は局部座屈が生じている基部の1つ目のパネルで大きく変化しているが、ダイアフラムより上部ではひずみの値が小さく、その変化量も小さい。一方、断面③の鋼製橋脚のひずみ ε_a は基部から2つ目のパネルまで変化が及んでいる。また図-4(2)からも明らかのように、板厚

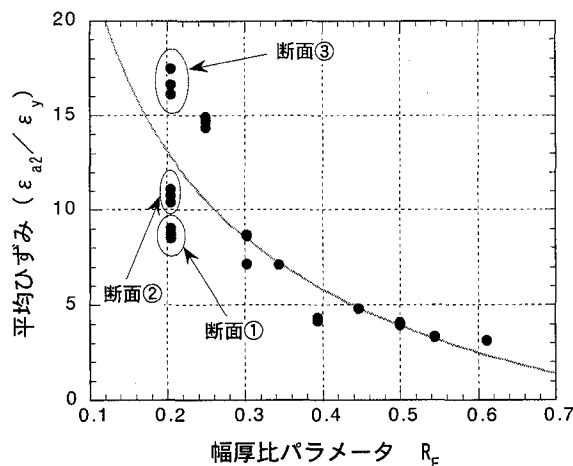


図-5 平均ひずみと幅厚比パラメータ R_F の関係

が 10mm の断面③では板厚 9mm の断面①、②よりも 2 倍程度大きいひずみ分布をしている。

この結果から同じ幅厚比パラメータ R_F の鋼製橋脚でも、補剛板の板厚の違いによって平均ひずみの値に大きな差が生じることがわかる。

4. 終局時の平均ひずみ提案式の修正

図-5 は、前述した断面①～③の解析より得られた最大荷重時における橋脚の平均ひずみ ε_{a2} の 9 ケースと筆者らが既に解析を行っていた $R_F=0.25\sim0.61$ の解析結果 18 ケースに対して、幅厚比パラメータ R_F と終局平均ひずみ ε_{a2} の相関関係を示したものである。回帰式は式(2)のようになる。

$$\frac{\varepsilon_{a2}}{\varepsilon_y} = 1.63 + 0.213 / \left(\sqrt{R_F \sqrt{R_R \cdot R_{rib}}} \right)^{3.27} \quad (2)$$

式(2)を求めるにあたり、終局平均ひずみを評価する損傷領域長として、宇佐美らの提案⁵⁾ および筆者らの検討結果⁶⁾ からダイアフラム間隔値 (a) と 0.7 倍の断面幅 (0.7B) で、小さい方の値 (min (a, 0.7B)) としている。今回の追加解析ケースではダイアフラム間隔 (a=450mm) を用いた。図-5 より板厚が 9mm となる断面①と断面②の平均ひずみは板厚が 10mm となる断面③の場合の平均ひずみよりも小さいことがわかる。これは断面の座屈パラメータ R_F 以外に補剛板の R_R や補剛材の R_{rib} も橋脚の変形性能に影響を与えていると考えられる。平均ひずみのばらつきが幅厚比パラメータ $R_F=0.2$ の 9 ケースで大きいため、回帰曲線上に解析結果が載っておらず、相関係数も 0.837 となっている。

図-6 は座屈パラメータ R_F , R_R , R_{rib} と橋脚の平均ひずみの関係を示したものである。横軸は R_F と同じ次元になる

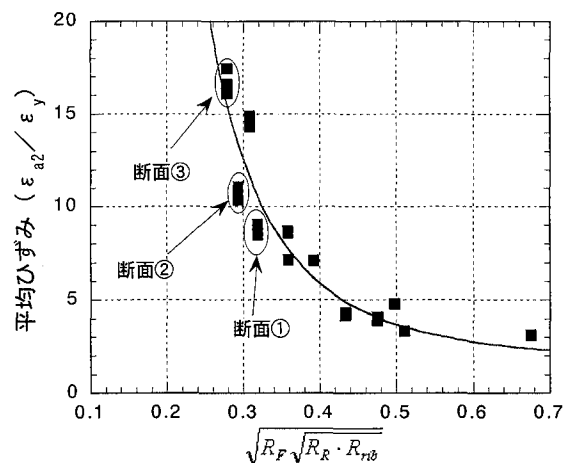


図-6 平均ひずみと $\sqrt{R_F \sqrt{R_R \cdot R_{rib}}}$ の関係

表-4 プッシュオーバー解析より求めた
各供試体の終局耐力、終局変位と実験結果の比較

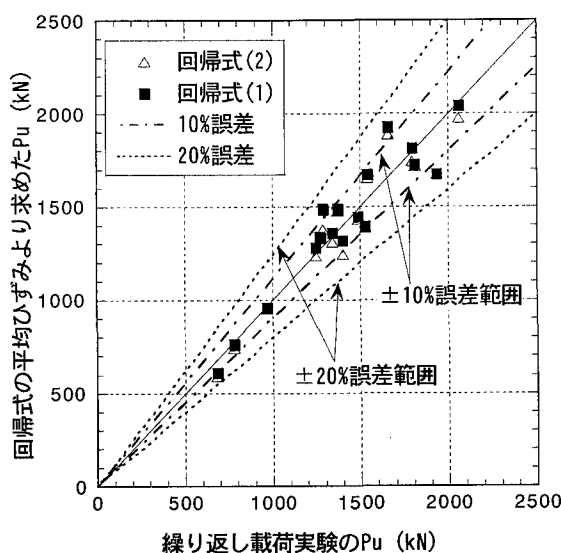
供試体	幅厚比 パラメータ R_F	回帰式(2)		回帰式(1)	
		Pu解析 Pu実験	δ_m 解析 δ_m 実験	Pu解析 Pu実験	δ_m 解析 δ_m 実験
No.2	0.588	0.907	0.823	0.912	0.869
No.3	0.454	0.866	0.783	0.865	0.780
No.18	0.591	1.042	1.060	1.049	1.116
No.20	0.611	1.078	0.896	1.084	0.942
T1	0.560	0.984	0.882	0.993	0.947
M18	0.219	1.071	1.028	1.156	2.401
M20	0.343	0.948	0.945	0.955	1.023
M21	0.342	1.139	0.900	1.163	1.149
M22	0.243	0.960	1.068	0.992	1.552
KD-1	0.446	0.963	0.852	0.969	0.908
KD-2	0.263	0.972	1.108	1.012	1.734
KD-3	0.272	0.975	1.113	1.013	1.799
KD-5	0.268	0.993	0.969	1.028	1.554
KD-6	0.271	0.954	0.821	0.981	1.255
KD-7	0.236	0.870	0.703	0.902	1.293
KD-10	0.185	0.887	0.964	0.940	2.103
B1	0.491	1.076	0.888	1.086	0.976
平均値		0.981	0.930	1.006	1.318
標準偏差		0.078	0.118	0.083	0.469

ように $\sqrt{R_F \sqrt{R_R \cdot R_{rib}}}$ という値を用いている。図-6 を図-5

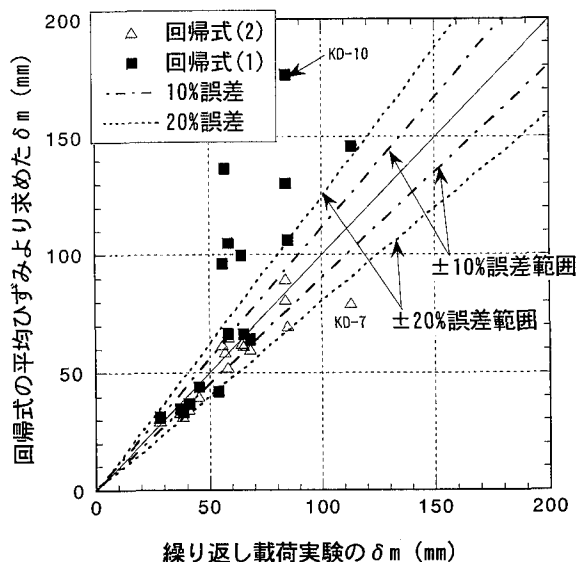
と比較すると、横軸が 0.2 から 0.3 の範囲で平均ひずみのばらつきが小さくなっていることがわかる。これによって回帰曲線上に解析結果が載ってくるようになり、相関係数も 0.937 と良い相関を示している。

5. 試験供試体への適用

表-4 は、はり要素を用いてプッシュオーバー解析を行



(1) 耐力力の比較



(2) 終局変位の比較

図-7 回帰式(1),(2)による解析結果と実験結果の比較

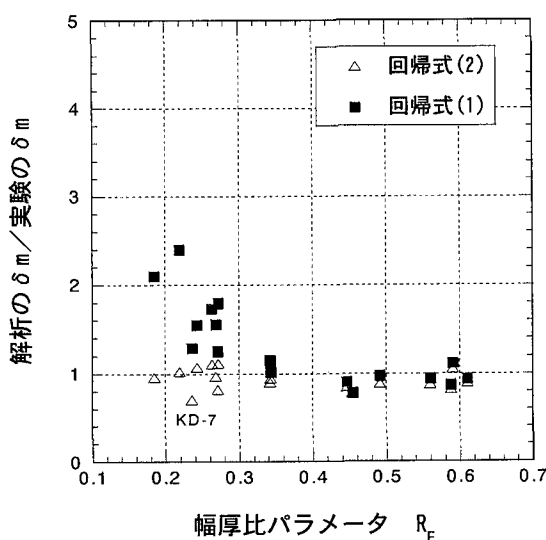


図-8 幅厚比パラメータ R_F と解析結果と実験結果の比率の関係

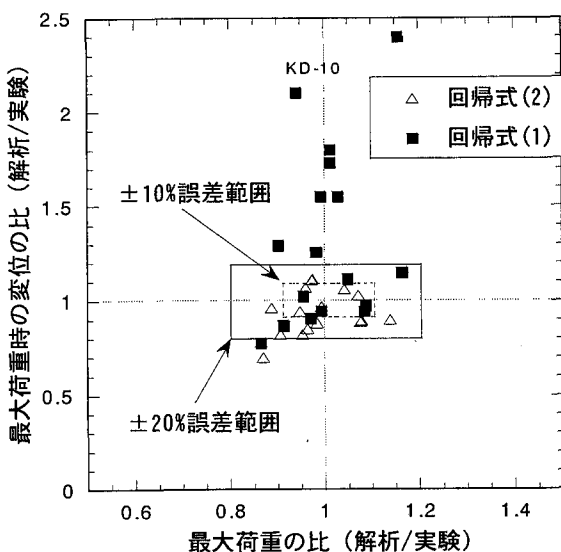


図-9 回帰式(1),(2)による解析結果と実験結果の比率の比較

い得られた平均ひずみが、回帰式(1)と回帰式(2)を用いて求めた終局平均ひずみに達する時の鋼製橋脚供試体の終局耐力 P_u と終局変位 δ_m を実験結果と比較したものである。表-4より回帰式(2)は回帰式(1)に比べ、終局耐力と終局変位の解析結果と実験結果に対する比の標準偏差が小さくなっていることがわかる。また、回帰式(2)は終局耐力、終局変位共に解析結果のほうが実験結果よりも小さく算出されており、設計上安全側の評価を与えていることがわかる。

図-7は正負交番载荷試験より得られた最大荷重とその時の水平変位を横軸に表し、プッシュオーバー解析結果を縦軸に示したものである。図-7(1)は縦軸に回帰式(1),(2)

より求めた最大荷重を示し、図-7(2)は最大変位を示す。

図-7(1)より供試体の耐力に関しては、新旧両回帰式から求めた実験結果と解析結果の差はほぼ $\pm 10\%$ 以内にある。一方、図-7(2)より終局変位に関しては、回帰式(1)は実験結果よりも20%以上も大きな値が得られている。回帰式(2)は供試体 KD-7を除けばほぼ $\pm 20\%$ 以内に収まっているのが分かる。

図-8は表-4の結果のうち、終局変位についてグラフに記したものである。回帰式(2)の終局平均ひずみより求めた供試体の終局変位と実験値の比は、供試体 KD-7を除けば、ほぼ $\pm 20\%$ 以内にあり、回帰式(1)と比べ精度良く実験値を推定していることがわかる。

図-9 は横軸に最大荷重の解析と実験の比を取り、縦軸に最大荷重時の解析と変位の比を取り、両回帰式の精度を比較したものである。この図により、回帰式(2)は、荷重、変位のばらつき共に概ね 20%の誤差範囲に入っているのがわかる。

以上の図-7 から図-9 より、終局平均ひずみを用いて鋼製橋脚の終局耐力と終局変位を評価する場合は、幅厚比パラメータ R_F 以外の座屈パラメータ R_R 、 R_{rib} も考慮したほうが、鋼製橋脚の変形性能の推定精度が高まることが確認された。

6. まとめ

鋼製矩形断面橋脚の耐力と変形性能について、座屈パラメータ R_F と終局平均ひずみとの回帰式について、精度向上をはかるため解析的検討を行った。結果をまとめると以下ようになる。

1. 同じ幅厚比パラメータ R_F を有する断面でも、板厚が大きいほど変形性能が大きくなる。このため、幅厚比パラメータが小さい領域では、 R_F だけを用いて鋼製橋脚の変形性能を評価するには十分ではない。
2. 橋脚の変形性能は、座屈パラメータ R_F 以外に、補剛板の R_R や補剛材の R_{rib} も影響を与える。この3つの座屈パラメータを用いて、終局平均ひずみとの回帰式を定式化した。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神道路公団、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) ~ (VII)、1997. 4
- 2) 宇佐美勉: ハイダクティリティ鋼製橋脚、橋梁と基礎、97-6
- 3) 運上茂樹、寺山徹: 鋼製橋脚の終局変位の算定方法に関する検討、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、pp99~106、1998. 11
- 4) 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-曲率関係の検討、構造工学論文集、Vol. 46A、pp1365~1376、2000. 3
- 5) 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、pp25~32、2000. 1
- 6) 運上茂樹、林昌弘、河藤千尋: 鋼製橋脚の座屈パラメータと終局ひずみの関係式に関する一研究、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、pp323~328、2000. 12

(2001 年 12 月 7 日 受付)

STUDY ON RELATIONSHIP BETWEEN BUCKLING PARAMETERS AND ULTIMATE STRAIN TO DETERMINE DUCTILITY PERFORMANCE OF BOX-SECTIONAL STEEL BRIDGE PIERS

Chihiro KAWATOH and Shigeki UNJOH

Several formulas to evaluate the ductility characteristics of steel bridge columns using the relation between strain and buckling parameters have been developed. The relation between width-thickness ratio parameter R_F and design strain is one of the typical formulas. In this study, new formula, which improves the applicability range and the accuracy, is proposed combining the width-thickness ratio parameter and other buckling parameters. The proposed formula is found to show better agreement between the tested and estimated data in the wide range of the tested data.