

鋼製橋脚の座屈パラメーターと終局ひずみ の関係式に関する一研究

運上茂樹¹・林昌弘²・河藤千尋³

¹正会員 工博 建設省土木研究所耐震研究室(〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

²正会員 本州四国連絡橋公団保全部橋梁保全課(〒651-0088 神戸市中央区小野柄通4-1-22)

³正会員 工修 建設省土木研究所耐震研究室(〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

1. はじめに

鋼製橋脚の非弾性域の挙動を考慮して耐震設計を行う場合、その終局状態の与え方が重要となる。近年鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果¹⁾や数値解析を用いて、鋼製橋脚の終局状態や終局ひずみの定式化が幾つか提案されている^{2,3,4)}。本文では、鋼製橋脚の損傷領域におけるひずみ値による鋼製橋脚の終局状態の評価法の検討を目的に、シェル要素を用いた非弾性有限変位解析を行い損傷領域のひずみ分布および終局ひずみの設定法を解析するとともに、鋼製橋脚に関する模型実験データとの比較により終局状態の評価法の検討を行ったものである。

2. 鋼製橋脚の終局状態の評価法

(1) 終局状態の評価法

本研究では実設計において鋼製橋脚の終局状態(耐力、終局変位等)を求める場合を想定し、はり要素でモデル化した鋼製橋脚のプッシュオーバー解析に基づいて終局状態を与える方法を基本とした。本研究における鋼製橋脚の終局状態の評価法としては、圧縮フランジのひずみ分布に着目した。すなわち、はり要素の圧縮フランジのひずみ値が、別途鋼製橋脚をシェル要素でモデル化し、圧縮フランジの座屈の影響を考慮して求めたひずみ値と等価になるように鋼製橋脚の終局状態を設定するものとした。

(2) 終局ひずみの設定法

水平荷重が最大値に達したとき(終局状態)の圧縮フランジに生じるひずみ分布に着目し、塑性損傷領域のひずみを評価することを試みた。図1はシェル要素を用いた圧縮フランジの要素分割を示している。図1に示す圧縮

フランジの要素分割は、横軸($i=1, 2, \dots, n_i$)がフランジの中心からウェブへ、縦軸($j=1, 2, \dots, n_j$)が基部から橋脚天端へとなっている。各節点の高さの座標は l_j で、各節点の鉛直変位を v_{ij} で表わす。シェル要素中心(i, j)における軸ひずみを ε_{ij} とする。圧縮フランジの水平方向分割数と橋脚高さ方向の分割数はそれぞれ n_i と n_j とする。なお、高さ l_j に位置する各シェル要素中心の軸ひずみ ε_{ij} ($i=1, 2, \dots, n_i-1$)の断面方向のひずみの平均値を ε_{aj} と表記する。

塑性損傷領域の終局ひずみの設定においては、以下の2つの設定法で検討した。

1) 圧縮フランジの鉛直変位から求めた終局ひずみ

圧縮フランジの高さ l_j に位置する節点において鉛直変位 v_{ij} ($i=1, 2, \dots, n_i$)の平均値を求める。そして、その変位の平均値を高さ l_j でわったものを終局ひずみ ε_{a1} とする。

$$\varepsilon_{a1} = \left(\sum_{i=1}^{n_i} v_{ij} \right) / n_i / l_j \quad j=1, 2, \dots, n_j \quad (1)$$

2) 基部から一定領域にある圧縮フランジのシェル要素の軸ひずみから求めた終局ひずみ

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。

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

表1 試設計した断面の寸法

(mm)

断面	柱長さ h	ダイヤフラム間 隔 a	全幅B	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)
RF=0.25	3423	550	900	10	80	12	6	548	665464
RF=0.3	3423	600	900	9	75	12	5	465	570028
RF=0.4	3423	600	900	10	70	10	4	440	552656
RF=0.5	3423	900	900	10	75	12	4	464	575206
RF=0.55	3423	900	900	9	70	11	4	413	515775

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 $\gamma_1/\gamma_{1,req}$	リブ剛比 γ_1/γ_1^*
RF=0.25	0.249	0.327	0.186	0.443	0.259	3.840	1.740
RF=0.3	0.302	0.436	0.234	0.415	0.258	2.570	2.110
RF=0.4	0.393	0.490	0.289	0.465	0.255	1.588	1.588
RF=0.5	0.499	0.490	0.384	0.415	0.256	0.964	0.964
RF=0.55	0.544	0.544	0.429	0.423	0.255	1.000	1.000

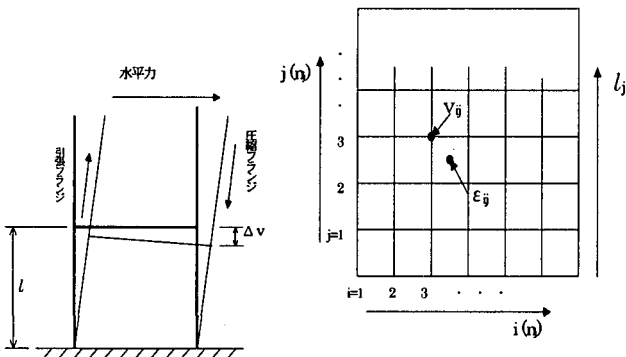


図1 シェル要素を用いた圧縮フランジの要素分割

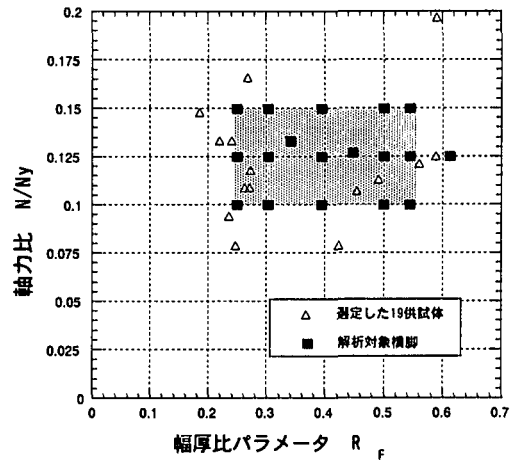


図2 解析ケースの軸力比と幅厚比パラメータの関係

3. 非弾性有限変位解析によるひずみ分布の解析

(1) 解析対象橋脚

解析対象とする橋脚は試設計により定めた。橋脚は正負交番荷重実験供試体¹⁾と比較するため、実験供試体と同じ大きさで設計することとした。試設計にあたり、矩形断面鋼製橋脚の正負交番荷重実験供試体から、弾性座屈が生じたもの、縦リブが連続していないもの、角補強したもの、コンクリート充填した供試体などを除く19体の供試体を選定し、この19体の供試体の幅厚比、軸力比をカバーできる範囲で試設計を行った。

また、弾性座屈を防ぐとともに十分なじん性を付与するために、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編、V耐震設計編に規定される以下のパラメータを満足させることとした。

$$R_R < 0.5, R_{rib} < 0.5$$

$$\gamma_1/\gamma_1^* \geq 1.0, \gamma_1/\gamma_{1,req} \geq 1.0$$

表1に試設計した断面の寸法等、表2に試設計した断面の座屈パラメータを示す。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。

断面の試設計は、設定した幅厚比パラメータ R_F (0.25, 0.3, 0.4, 0.5, 0.55) 5つと3つの軸力比 N/N_y (10%, 12.5%, 15%)を組み合わせ、解析対象橋脚は15ケースとした。またここには示していないが、シェル要素の分割数等モデル化手法の検討に用いた3体についても解析を行うこととし、計18ケースを解析対象橋脚数とした。図2は解析対象橋脚18ケースおよび選定した供試体の軸力比と幅厚比パラメータの分布を示したものである。

(2) 解析モデルおよび解析条件

非弾性有限変位解析は、損傷が生じると予想される橋脚基部付近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。図-3にモデルの一例を示す。また、局部座屈を精度良く再現するために、橋脚基部付近の第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、

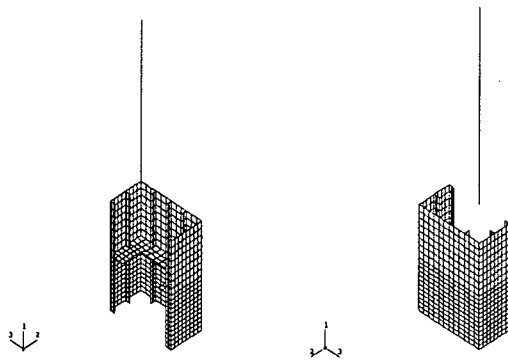
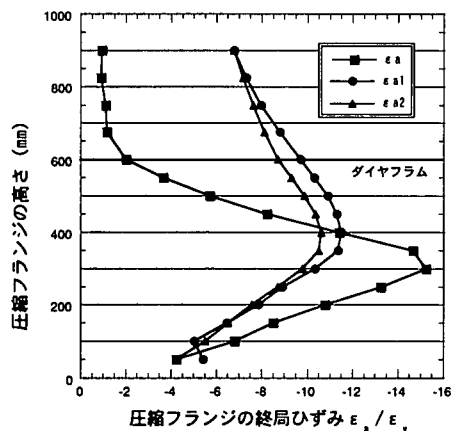
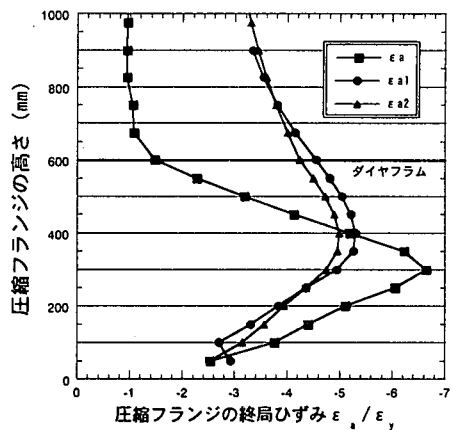


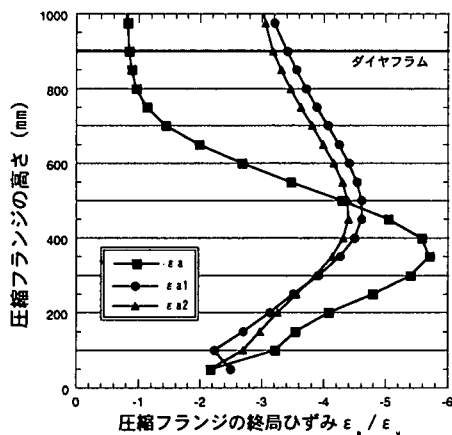
図3 供試体の解析モデル



(1) $R_F=0.3$, $N/N_y=10\%$



(2) $R_F=0.4$, $N/N_y=15\%$



(3) $R_F=0.5$, $N/N_y=12.5\%$

図4 圧縮フランジの高さと終局ひずみの分布の関係

橋脚の半分だけをモデル化した。応力-ひずみ関係は、1%のひずみ硬化を考慮したパイリニア型とし、はり要素は、せん断変形を考慮できる Timoshenko はり要素を用いた。解析では、橋脚天端に鉛直圧縮力（一定）を作用させた状態で、漸増水平変位を与えた。

(3) 解析結果

1) ひずみ分布と終局ひずみ

図4は、シェル要素を用いて橋脚基部付近の圧縮フランジの高さと終局ひずみの分布の例を示したものである。前述したように、式(1)と式(2)で定義される ϵ_{s1} と ϵ_{s2} は、損傷領域を考慮した平均的なひずみであり、 ϵ_s はある高さにおけるひずみを示したものである。この図より ϵ_s は、橋脚基部付近に局部座屈が生じる領域で大きく変化することがわかる。しかし局部座屈が生じる領域より上の部分では、 ϵ_s の値は急激に減少している。本文では図4の3例のみ示したが、残りの解析例も含めシェル要素を用いた非弾性有限要素解析結果より、橋脚基部付近の局部座

屈範囲は、ダイヤフラム間隔が断面の幅より小さい橋脚 ($R_F=0.25, 0.3, 0.4$) ではほぼ基部の第1パネル、ダイヤフラム間隔は断面の幅と同じで幅厚比パラメータ R_F が0.5と0.55の橋脚では、局部座屈の領域が約 $0.7B \sim 0.8B$ の範囲に生じている。ここで B は断面幅である。これは、宇佐美らの提案⁵⁾とも整合している。これより、本検討では橋脚の耐力と変形性能を評価するために用いる終局ひずみの損傷領域長として、ダイヤフラム間隔値 a と0.7倍の断面幅 (B) で小さい方の値 ($\min(a, 0.7B)$) とした。

2) はりモデルとの比較

設計への適用とシェル要素による解析との比較のため、はり要素を用いたプッシュオーバー解析を行った。解析にはせん断を考慮できる Timoshenko はり要素で鋼製橋脚をモデル化し、1%ひずみ硬化を考慮したパイリニア型応力-ひずみ関係を用いた。載荷方法は、橋脚天端に一定の圧縮力を作用させ、水平変位を漸増させた。この際幾何学的非線形性 ($P-\delta$ 効果) の影響も考慮した。

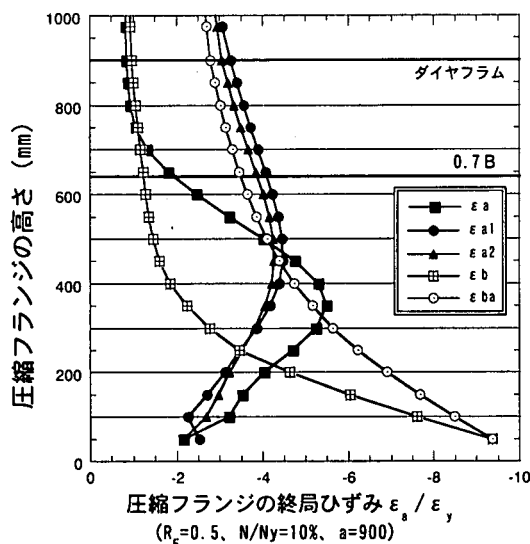


図5 シェル要素解析とはり要素解析の終局ひずみの比較

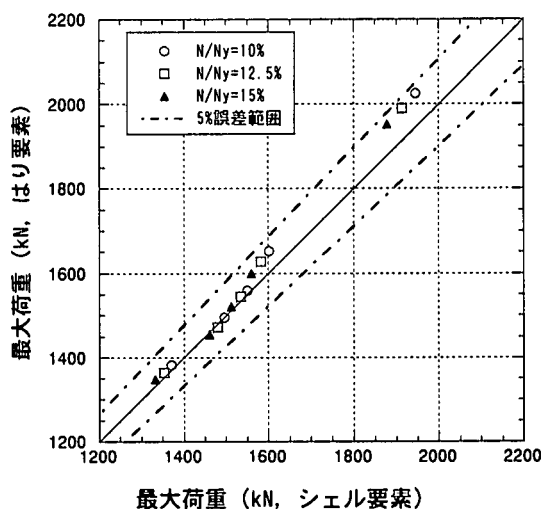


図6 はり要素解析の最大水平耐力とシェル要素解析の比較

はり要素を用いたプッシュオーバー解析では、局部座屈を考慮できないため、荷重は変位とともに漸増し、最大荷重時、終局時が明確に算出できない。ここでは、各供試体の水平変位が、非弾性有限変位解析より得られる最大荷重時の水平変位に達するまで荷重を漸増させた。

ここで、シェル要素と同様にはり要素モデルにおいては以下のように終局ひずみを定義した。はりモデルの圧縮フランジの軸ひずみ ϵ_b を高さ方向に平均化したものを ϵ_{ba} とした。

$$\epsilon_{ba} = \left(\sum_{k=1}^j \epsilon_{b,k} \right) / j \quad j=1,2,\dots,n_j \quad (3)$$

図5はシェル要素を用いた非弾性有限変位解析とはり要素で求めた終局ひずみ分布の比較の一例である。両者は、橋脚基部付近では、差が大きいが、損傷領域長を越える範囲におけるひずみ ϵ_b 、 ϵ_a や終局ひずみ ϵ_{ba} 、 ϵ_{a1} 、 ϵ_{a2} は良く一致しているのがわかる。

図6は、はり要素を用いたプッシュオーバー解析とシェル要素を用いた非弾性有限変位解析より得られた最大水平耐力を比較したものである。はり要素では、橋脚の局部座屈の影響を考慮できないため、同一変位量における水平耐力は、シェル要素よりもやや大きいことがわかる。しかし、両者の差は小さく、5%以内に収まっている。したがって、最大荷重に達するまでの領域では、局部座屈の影響は小さい。

3) 終局ひずみと幅厚比パラメータの関係式

上述した解析結果にもとづき、鋼製橋脚の耐震設計への適用を目的に、最大水平耐力時の終局ひずみと幅厚比

パラメータ R_F の関係の定式化を試みた。ここに用いる終局ひずみの選定としては、シェル要素の非弾性有限変位解析から求めた終局ひずみ ϵ_{a2} とした。

図7は18ケースの解析対象橋脚に対するシェル要素を用いた非弾性有限変位解析より求めた ϵ_{a2}/ϵ_y と幅厚比パラメータ R_F から得られた回帰式を示したものである。相関係数は0.982であり、 ϵ_{a2}/ϵ_y と幅厚比パラメータ R_F の相関性が高いことがわかる。関係式は式(4)の通りとなる。

$$\epsilon_a/\epsilon_y = 1.39 + 0.336 / (R_F)^{2.60} \quad (4)$$

4. 模型実験橋脚との比較

(1) 解析対象橋脚

鋼製橋脚の正負交番載荷試験供試体から選定した19体に対してはり要素を用いたプッシュオーバー解析を行い、式(4)より算出される終局ひずみに達する時の水平変位を求め、実験結果と比較することにより式(4)の精度を検証した。

表3は19体の供試体の各パラメータ等を示したものである。終局ひずみを評価する塑性損傷領域長は前述のように、ダイヤフラム間隔と断面幅の0.7倍を比較し、小さい方とした。表中、範囲内とあるのは、パラメトリックスタディで設定した幅厚比パラメータ R_F と軸力比 N/N_y の15ケースの範囲内にある実験供試体9体を、範囲外とあるのは設定したパラメータの範囲にない10体を表している。ただし、供試体H6、H8は実験結果を補正した最大変位が無かったため、最大荷重のみで解析して変

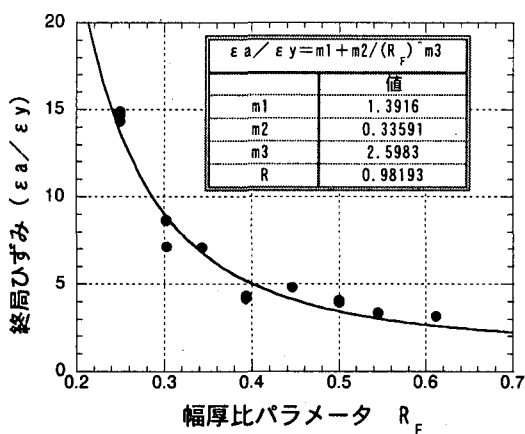


図7 終局ひずみと幅厚比パラメータの関係

表3 供試体の終局ひずみ

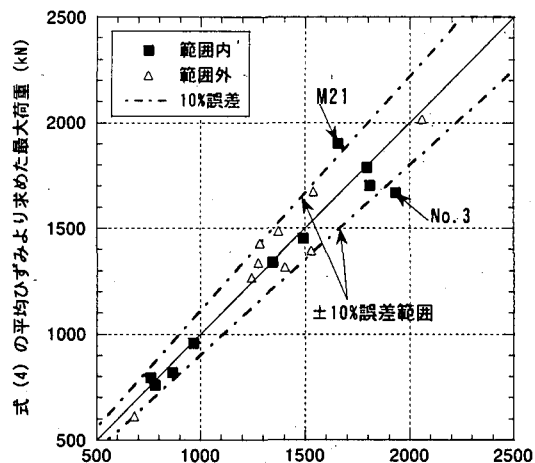
分類	供試体	幅 B	ダイヤラム 間隔 a	損傷領域長 l	R _F	N/N _y	ε _a /ε _y
範囲内	No.3	900	900	630	0.454	10.7%	4.01
	T1	900	840	630	0.560	12.1%	2.91
	M20	900	600	600	0.340	13.3%	6.94
	M21	900	600	600	0.340	13.3%	6.94
	KD-1	900	500	500	0.446	12.7%	4.13
	KD-2	900	500	500	0.263	10.9%	12.22
	KD-3	750	500	500	0.272	11.8%	11.31
	KD-6	600	400	400	0.271	10.9%	11.40
	B1	900	900	630	0.490	11.3%	3.54
	H8	818	640	572.6	0.423	7.9%	4.54
範囲外	No.2	900	900	630	0.588	12.5%	2.73
	No.18	900	900	630	0.591	19.7%	2.71
	No.20	900	900	630	0.611	12.5%	2.60
	M18	900	250	250	0.220	13.3%	18.61
	M22	900	600	600	0.240	13.3%	15.12
	KD-5	750	500	500	0.268	16.6%	11.70
	KD-7_1	546	364	364	0.236	9.4%	15.74
	KD-10	720	360	360	0.185	14.8%	28.41
	H6	818	370	370	0.246	7.9%	14.27

位の解析からは除外した。

はり要素を用いたプッシュオーバー解析は、前述と同様に、せん断変形を考慮できる Timoshenko はり要素と1%ひずみ硬化型の応力-ひずみ関係を適用した。供試体のひずみは式(3)で定義されたものを用いた。

(2) 解析結果

図8は、はり要素を用いたプッシュオーバー解析より得られた実験供試体の最大荷重と最大荷重時の水平変位を実験結果と比較したものである。図8(1)より解析で得られた供試体の最大荷重は、実験値と比較すると全て10%以内に収まっていることがわかる。一方、最大荷重時の水平変位は、解析値と実験値との差がやや大きくな



繰返し載荷実験の最大荷重 (kN)

図8(1) 実験供試体における解析結果と実験結果の比較 (最大荷重)

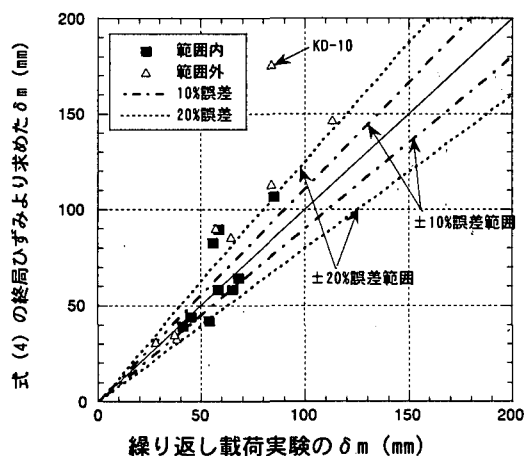


図8(2) 実験供試体における解析結果と実験結果の比較 (最大変位)

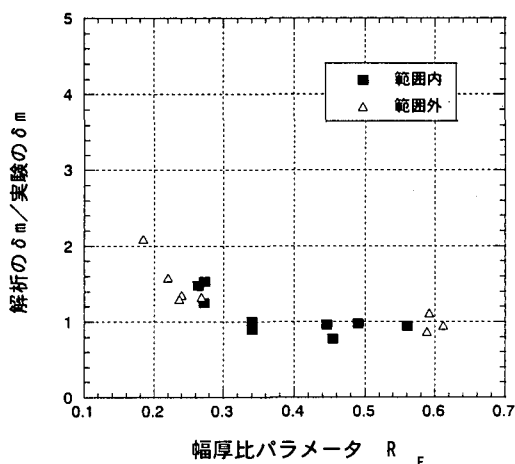


図9 解析結果と実験結果の比率と幅厚比パラメータの関係

り、一部の実験供試体を除けば、概ね20%以内の誤差に収まっている。

図9は、供試体の最大荷重時の水平変位における解析値と実験値の比率と幅厚比パラメータ R_F の関係を示したものである。これによると、幅厚比パラメータ R_F が0.3より小さい領域では解析より得られる水平変位は実験結果より大きい。逆に R_F が0.3よりも大きい領域では解析より得られる結果は実験結果より小さくなっている。

式(4)より得られる大きな終局ひずみをそのまま用いると設計上は、最大荷重時の水平変位を大きめに評価することになる。この原因については、鋼製橋脚の水平変位－水平荷重の関係を考えると、幅厚比パラメータ R_F が小さい場合（例えばこの場合では0.3以下）は、橋脚は局部座屈が生じにくく、最大荷重に達した後も急激に荷重が低下することなく、水平変位は増加していく。このため最高荷重の僅かな差でも水平変位では大きな差となることなどが考えられるが、これについては別途検討していく必要がある。

5. まとめ

鋼製橋脚の耐力と変形性能について、座屈パラメータのうち、幅厚比パラメータ R_F に着目して解析的検討を行い、結論をまとめると以下ようになる。

1. シェル要素を用いた非弾性有限要素解析によるパラメトリック解析により、矩形断面を有する鋼製橋脚の最大荷重時の終局ひずみと幅厚比パラメータ R_F の関係を最小二乗法により定式化した。
2. 提案式の適用性を見るため、繰り返し載荷実験供試体の結果と比較すると、水平変位に関して幅厚比パラメータ R_F が0.3程度を境にそれより小さい領域では大きめに、大きい領域では小さめの評価を与えることがわかった。

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的評価法、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