

面外繰り返し水平力を受ける逆L形鋼製箱形 断面橋脚の耐震性能に関する解析的研究

葛 漢彬¹・渡辺俊輔²・宇佐美 勉³・青木徹彦⁴

¹正会員 博士(工学) 名古屋大学大学院助教授 工学研究科土木工学専攻
(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

²正会員 修士(工学) 三菱重工業株式会社 横浜製作所鉄構技術部橋梁設計課
(〒231-8715 横浜市中区錦町12番地)

³フェロー D.Sc. 工博 名古屋大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻
(〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

⁴正会員 工博 愛知工業大学教授 工学部土木工学科(〒470-0392 豊田市八草町八千草1247)

本論文は、弾塑性有限変位解析により、面外繰り返し力を受ける逆L形鋼製箱形断面橋脚の耐震性能を評価したものである。解析は震度法設計から求められた偏心鉛直荷重と面外繰り返し荷重が作用する条件で行っている。構成則は、修正2曲面モデルを用いている。本研究ではまず、最近行われた大型模型実験と、FEM解析を比較し、その精度について検証した。次に、橋脚の耐震性能を左右する諸パラメータの影響を調べた。最後に、パラメトリック解析を通じて、偏心率の影響を考慮した係数を用いることにより、既に提案されているT形鋼製橋脚の強度と変形能の推定式から、逆L形鋼製橋脚の面外方向に関する強度と変形能を求める手法を提案している。

Key Words : ductility, inverted L-shaped steel bridge pier, numerical analysis, out-of-plane cyclic loading, strength

1. 緒言

これまでに、上部構造が橋脚の重心位置から偏心して作用する、いわゆる逆L形鋼製橋脚に関する実験的、解析的研究がいくつか行われている^{1)~6)}。特に、面外方向(橋軸方向)に地震力を受けた場合の挙動は、ねじりが発生するため面内方向(橋軸直角方向)の場合に比べ非常に複雑となり、そのため、最近、模型実験を通じて現象の解明に力が入れられている^{5)~6)}。

解析的研究として、著者ら²⁾や後藤ら⁴⁾の研究がある。前者では、パイプ断面からなる逆L形鋼製橋脚に対して面外方向に繰り返し載荷解析を行うことで、橋脚が徐々に上部構造重量が偏心して作用する側(面内方向張り出し側)に傾いていき、その結果、面外方向の強度と変形能が大幅に小さくなることが指摘されている。ただし、対象としたのはパイプ断面をもつ鋼製橋脚のみであり、補剛箱形断面を有する鋼製橋脚については検討されていない。補剛箱形断

面とパイプ断面のねじり特性が異なるため、先の解析でパイプ断面橋脚に対して得られた強度と変形能の評価式は、そのまま補剛箱形断面橋脚へ適用するには無理がある。一方、後者では、補剛箱形断面からなる逆L形鋼製橋脚が、高架橋システム内に存在するととらえ、上部構造主桁の剛性が大きいことから、面外方向への変形に対して、ねじりモーメントの発生が拘束されると想定し、かつはりモデルで解析を行っている。この場合、その挙動はT形鋼製橋脚と類似しているが、支承にかかる反力が非常に大きいことを指摘している。よって、従来の設計による支承では破壊する可能性が高く、支承が破壊された場合、橋脚には大きなねじりモーメントが働くとしている。この現象は最近行った大型模型実験⁶⁾で実証されている。このことから、局部座屈を考慮できるシェルモデルのような高度な解析手法により補剛箱形断面を持つ逆L形鋼製橋脚の耐震性能を定量的に評価する必要があると考えられる。

そこで本研究では、弾塑性有限変位解析を通じて、

補剛箱形断面を持つ逆L形鋼製橋脚の耐震性能を調べることを目的とした。そのために、まず、最近著者らが行った大型模型実験結果⁶⁾のシミュレーションを行うことにより、解析モデルの妥当性を検証するとともに、偏心荷重が作用する補剛箱形断面橋脚の面内・面外変位特性を明らかにする。さらに、パラメトリック解析を行うことにより、文献2)でパイプ断面橋脚に対する数値解析から提案されている強度と変形能の推定手法の適用性を検証し、高い精度で推定できる評価式を提案する。

2. 解析モデル

解析は、偏心鉛直荷重と面外繰返し荷重が作用する荷重条件で行い、構成則は、構造用鋼材の繰返し挙動を高精度で予測できる修正二曲面モデル⁷⁾

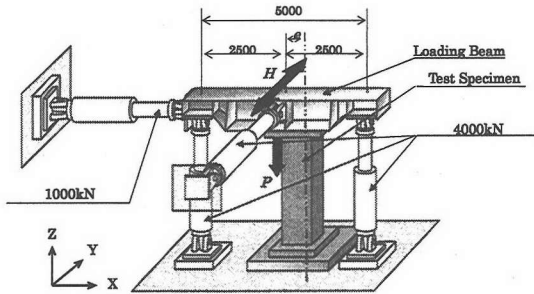


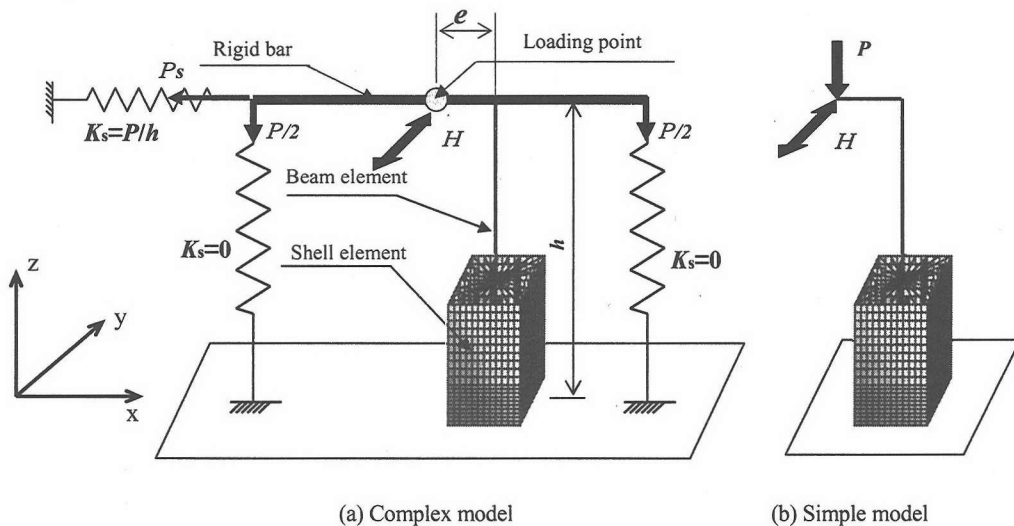
図-1 実験における荷重図⁶⁾

を用いた。また、解析ソフトには、汎用構造プログラム ABAQUS⁸⁾を用いた。要素としては、同ソフトに提供されている Timoshenko のはり理論に基づくはり要素 B31H と 4 節点の低減積分有限膜ひずみシェル要素 S4R を用いた。

実験⁶⁾では、荷重の過程において生じ得る供試体の大変形に対処するため、図-1に示すように、上部構造の重量に相当する鉛直荷重は、供試体の上部に剛な荷重はりを設け、アクチュエータ 2 基を荷重はりの両端に取り付けて荷重した。また、橋脚がその面内方向(すなわち X 方向)に大きく傾いたときに、Z と Y 方向のアクチュエータによる X 方向の荷重成分が生じるので、それを打ち消すため X 方向にもアクチュエータをセットしている。この荷重装置を模擬するため、解析では図-2(a)に示すようなモデル(ここでは Complex Model と称し、詳細は次節で述べる)を考案し、その結果を実験と比較するように工夫した。一方、パラメトリック解析では、文献 2)と同様な解析モデル(図-2(b)参照、ここで、Simple Model と称する)を作成した。

(1) Complex Model

解析モデルは、図-2(a)に示す通りである。供試体の諸元を表-1に示す。供試体の断面はフランジに 2 本、ウェブに 3 本の縦補剛材を有する正方形箱形断面である。ここで、水平荷重の荷重方向(面外方向=Y 方向)のプレートをフランジ、それに直交する方向(面内方向=X 方向)のプレートをウェブと称する。表-1中、 R_f は幅厚比パラメータ、 $\bar{\lambda}$ は細長比



(a) Complex model

(b) Simple model

図-2 解析モデル

表-1 実験供試体の諸元

Model Name ¹⁾	R_f ²⁾	$\bar{\lambda}$ ²⁾	$\bar{\lambda}_s$ ²⁾	γ/γ^* ²⁾	t [mm]	b_s [mm]	t_s [mm]	h [mm]	e/r	e/h	P/P_y	H_y [kN]	δ_y [mm]
SQ-ER0XS	0.468	0.350	0.444	3.11	12	90	9	3700	0	0.0	0.21	735	18.4
SQ-ER2XS									2	0.16	0.13	488	13.8
SQ-ER3XS									3	0.24	0.11	421	13.6
SQ-ER2XD									2	0.16	0.13	494	12.3

注 1): SQ-ER0XS, SQ-ER2XS および SQ-ER3XS は一点荷重, SQ-ER2XD は二点荷重である.

2): フランジに 2 本, ウェブに 3 本の補剛材を有する断面なので, 上段はフランジ, 下段はウェブに対するものである.

表-2 解析モデルの諸元

Model Name	R_f	$\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda}_s$	γ/γ^*	t [mm]	b_s [mm]	t_s [mm]	h [mm]	e/r	e/h	P/P_y	H_y [kN]	δ_y [mm]												
B35-30e2	0.35	0.3	0.21	0.3	19.5	120	10.9	4729	2	0.17	0.12	1014	15.0												
B35-30e4									4	0.33	0.09	789	16.4												
B35-30e6									6	0.50	0.07	651	20.0												
B35-40e2		0.40						0.5	0.27	0.3	14.9	100	8.0	6305	2	0.12	0.10	846	27.9						
B35-40e4															4	0.25	0.08	679	27.8						
B35-40e6															6	0.37	0.06	571	31.0						
B35-50e2		0.5												0.5	0.27	0.3	14.9	100	8.0	7882	2	0.10	0.09	727	45.5
B35-50e4																					4	0.20	0.07	598	43.4
B35-50e6																					6	0.30	0.06	511	45.5
B46-30e2	0.46	0.3	0.27	0.3	14.9	100	8.0													4779	2	0.17	0.12	768	15.4
B46-30e4																					4	0.33	0.09	600	16.8
B46-30e6																					6	0.50	0.07	497	20.5
B46-40e2		0.40						0.5	0.27	0.3	14.9	100	8.0							6371	2	0.12	0.10	640	28.6
B46-40e4																					4	0.25	0.08	516	28.5
B46-40e6																					6	0.37	0.06	435	31.7
B46-50e2		0.5												0.5	0.27	0.3	14.9	100	8.0	7964	2	0.10	0.09	550	46.6
B46-50e4																					4	0.20	0.07	454	44.5
B46-50e6																					6	0.30	0.06	388	46.7
B46-30e2[A]	0.30	0.44	1.0	1.0	1.0	80	4.8													4821	2	0.17	0.12	735	15.6
B46-30e4[A]																					4	0.33	0.09	576	16.9
B46-30e6[A]																					6	0.50	0.07	477	20.5
B46-40e2[A]								0.40	1.0	1.0	1.0	1.0	80							4.8	6428	2	0.12	0.10	612
B46-40e4[A]	4	0.25	0.08	494	28.8																				

パラメータ, $\bar{\lambda}_s$ は細長比パラメータ, γ/γ^* は補剛材の剛比, t はプレート板厚, b_s と t_s はそれぞれ補剛材の幅と厚さ, h は供試体の高さである⁹⁾. メッシュ分割については, 局部座屈は柱基部近辺に発生することから, 基部から 3 つ目のダイアフラム (ダイアフラム間隔 $l_d = 500\text{mm}$) まではシェル要素で分割し, 残りの部分ははり要素を用いてモデル化した. シェルで分割した部分のメッシュについては, 柱軸方向に基部から 1 つ目のダイアフラム区間を 10 分割, その上の 2 ダイアフラム区間をそれぞれ 5 分割, 柱軸に垂直な方向にフランジ, ウェブ面を 12 分割, 縦補剛材を 3 分割とした. また, はり要素の分割数は, 20

分割とした.

荷はりにあたる部分は剛棒と仮定して剛体要素を用いてモデル化し, アクチュエータは, 実験と同様, 供試体の挙動にあわせて傾くようにするため, ばね要素を用いた. これを再現するため, ばねの剛性を $K_s=0$, 初期引張荷重を $P/2$ とおいたばね要素でモデル化した. また, 鉛直荷重アクチュエータが面内方向 (X 方向) へ傾くことから生じる面内成分の荷重を補正するための水平アクチュエータは, 近似的にばね剛性 $K_s=P/h$ のばね要素を用いてモデル化した. この荷重補正を行わなければ, 面外方向へ変位したとき, この水平荷重成分によって余分なねじり

表-3 各解析モデルに対応する T 形橋脚($e/r=0$)の軸力比, 降伏水平荷重および降伏水平変位

Model Name	P/P_y	H_{yc} [kN]	δ_{yc} [mm]
B35-30e0	0.18	1450	18.6
B35-40e0	0.14	1138	34.6
B35-50e0	0.12	940	55.6
B46-30e0	0.18	1090	19.0
B46-40e0	0.14	860	35.3
B46-50e0	0.12	710	56.8
B46-30e0[A]	0.18	1050	19.3
B46-40e0[A]	0.14	820	35.9

モーメントが生じてしまうため、橋脚の強度劣化を増大させることになる。なお、実験では水平荷重アクチュエータが反力トラスに固定されているため、载荷の過程で生じる面内方向の成分の打ち消しも行っているが、解析は変位制御で行われているので、これについては考えない。

材料定数は次に示す引張試験の結果⁹⁾を用いる。降伏応力 $\sigma_y = 387$ MPa, ヤング係数 $E = 208$ GPa, 降伏ひずみ $\epsilon_y = 0.186\%$, ポアソン比 $\nu = 0.281$, ひずみ硬化開始点でのひずみ $\epsilon_{st} = 2.34\%$, ひずみ硬化係数 $E_{st} = 4.02$ GPa および引張強度 $\sigma_u = 524$ MPa である。

(2) Simple model

解析モデルは、図-2(b)に示す通りであり、メッシュ分割は、Complex Model の場合とほぼ同じである。表-2 に、全解析モデルの諸元を示す。解析モデルの断面は、2本の補剛材を有する正方形補剛箱形断面($b = d = 1000$ mm)を仮定した。補剛板の幅厚比パラメータ R_f は0.35と0.46、アスペクト比は0.5、橋脚の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は0.3、0.4および0.5、補剛材の剛比 γ/γ^* は3.0と1.0、および偏心率 e/r ($r =$ 断面2次半径)は2, 4, 6 ($e/h = 0.12 \sim 0.37$, $h =$ 橋脚高さ)とした。これらのパラメータの定義は文献1)などを参照されたい。なお、使用鋼材は、SM490を仮定し、その材料定数は、公称値($\sigma_y = 314$ MPa, $E = 206$ GPa, $\epsilon_y = 0.152\%$, $\nu = 0.3$, $\epsilon_{st} = 1.06\%$, $E_{st} = 6.87$ GPa)を用いた。

鉛直荷重 P については、文献2)では橋脚の構造パラメータと関係なく全断面降伏水平荷重 P_y の15%としているが、実務設計では上部工重量に相当する鉛直荷重が道路橋示方書⁹⁾の震度法設計に基づいて求められているので、本研究においてもこれに従って求めた。その結果が表-2にまとめてある。なお、von

Misesの降伏基準から、ねじりの影響も考慮した応力照査式より降伏水平荷重 H_y と降伏水平変位 δ_y の理論値を求め、表-2に併せて示してある。一方、偏心率 $e/r=0$, すなわちT形橋脚の軸力比, 降伏水平荷重 H_{yc} と降伏水平変位 δ_{yc} の値を表-3に示す。载荷は、降伏水平変位 δ_{yc} の整数倍を漸増させて行った。

3. 実験結果と解析結果の比較

偏心率 e/r を0, 2および3と変化させ、一点载荷(ねじり変形が自由に生ずる)方法で行った3体と、偏心率 e/r を2として、二点载荷(ねじり変形が拘束される)方法で行った1体の、計4体の大型模型実験供試体の結果が報告されている⁹⁾。本節では、これらの実験結果のシミュレーションについて述べる。

(1) 面外水平荷重-面外水平変位履歴特性

図-3の(a), (c), (e)および(g)に、復元力履歴ループを比較した図を、(b), (d), (f)および(h)にその包絡線を比較した図を示す。実線は実験結果を、点線は解析結果を表している。ただし、それぞれの図の無次元化量である δ_{yc} および H_{yc} は、それぞれのモデルにおける、偏心率 $e/r=0$ の場合(すなわちT形橋脚モデルSQ-ER0XS)の降伏水平変位, 降伏水平荷重を用いている。

いずれの供試体においても、復元力履歴ループ及びその包絡線を見ると、初期剛性にある程度の誤差が出ているが、それぞれの折り返し点での荷重のずれは少なく、最大荷重に関してはほぼ同じ値となっている。また、履歴ループの形状を見たところ、除荷剛性も概ね一致している。

本研究では、実験の初期剛性を理論剛性に合わせる方法として、基部のひずみを用いた再補正を行った。この補正方法では、降伏水平荷重および降伏水平変位は、最大ひずみが降伏ひずみに達したときと定義しているが、この降伏水平変位が実験と理論値とで等しいと仮定して、補正係数を求め、その値を実験値に乗じて実験値を再補正した。

以上のような補正方法を用いて補正した実験結果と、補正後の折り返し点の変位に合わせて再度行った解析の復元力履歴ループを比較したものを図-4の(a), (c), (e)および(g)に、その包絡線を比較したものを(b), (d), (f)および(h)に示す。同図より、初期剛性は、SQ-ER2XSでは若干実験のほうが依然低いのが、その他のケースではほぼ一致し、最大荷重点における変位 δ_{max} に関しても、かなり一致してくることがわかる。なお、履歴曲線を見ても、除荷剛性も再補正前に比べ、より一致するようになったことがわかる。

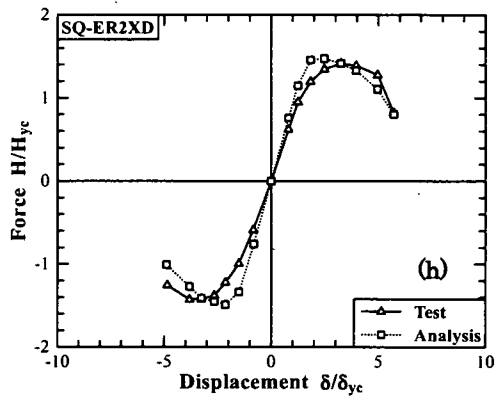
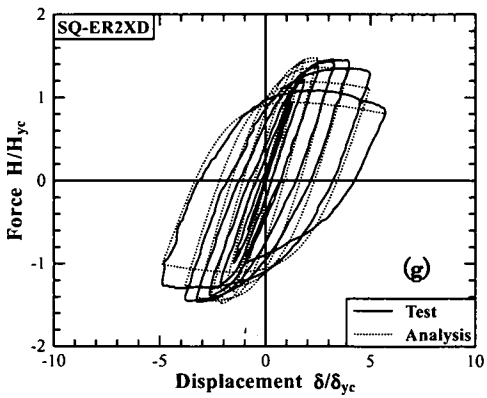
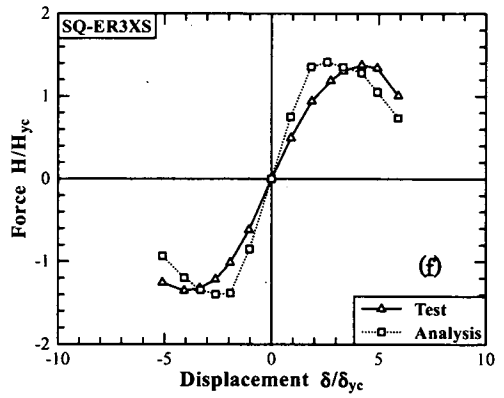
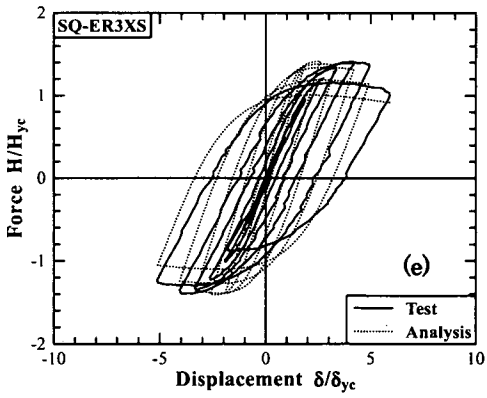
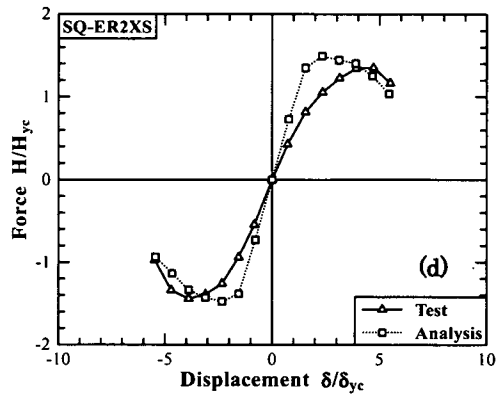
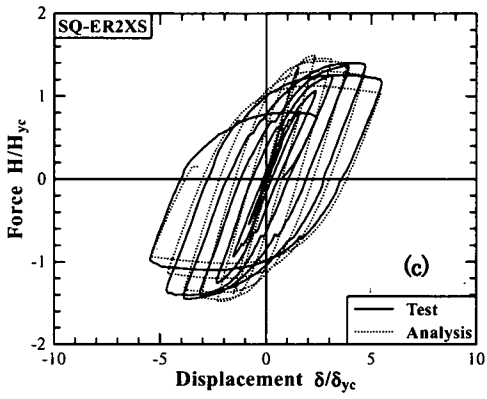
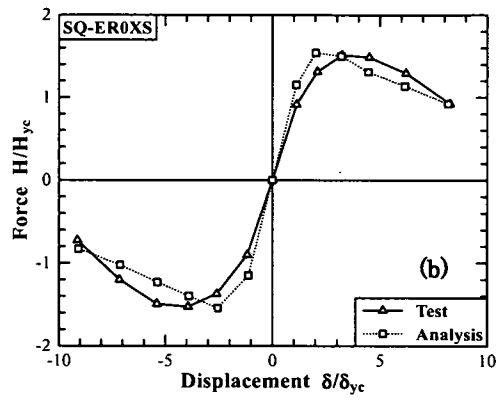
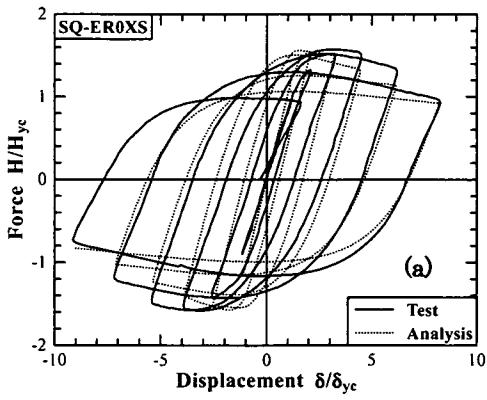


図-3 実験と解析との比較：荷重-変位関係（ひずみによる補正前）

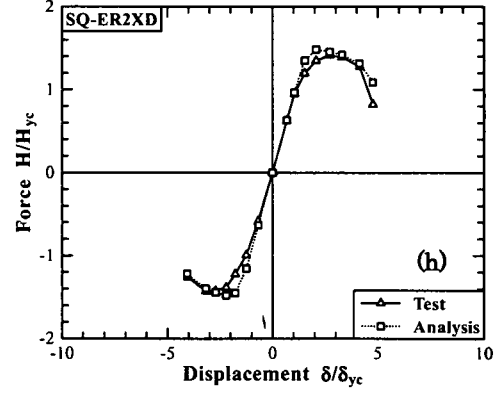
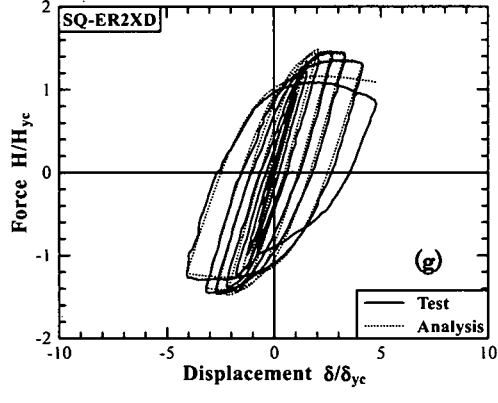
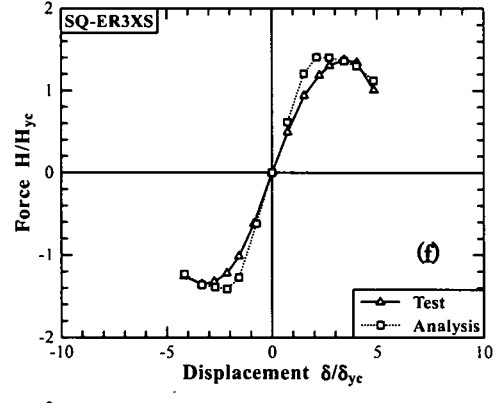
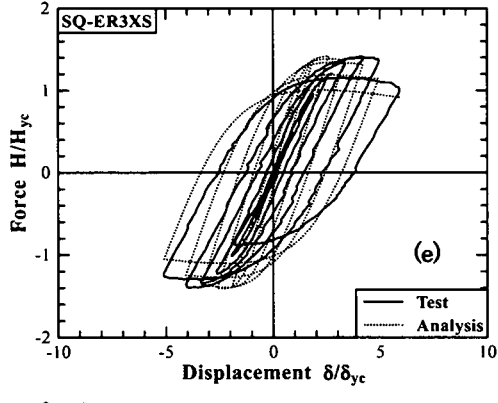
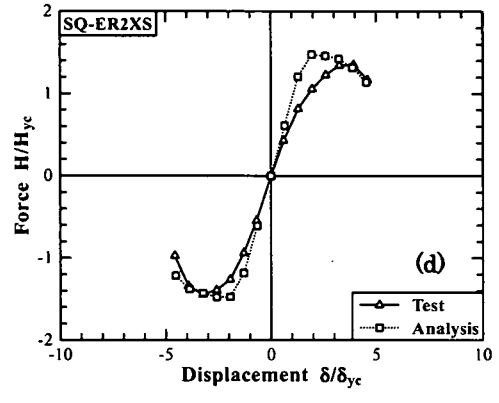
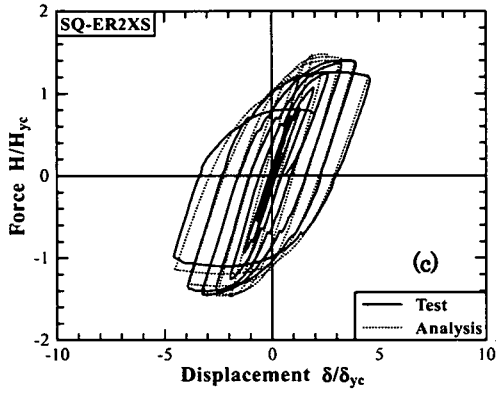
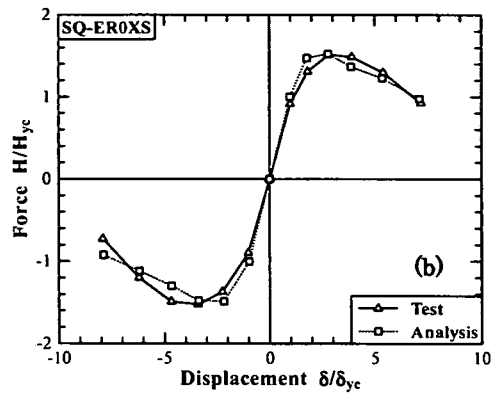
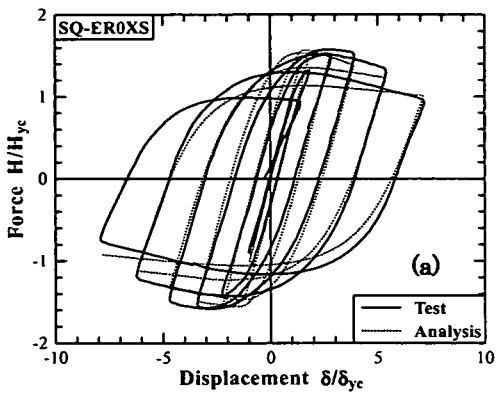


図-4 実験と解析との比較：荷重-変位関係（ひずみによる補正後）

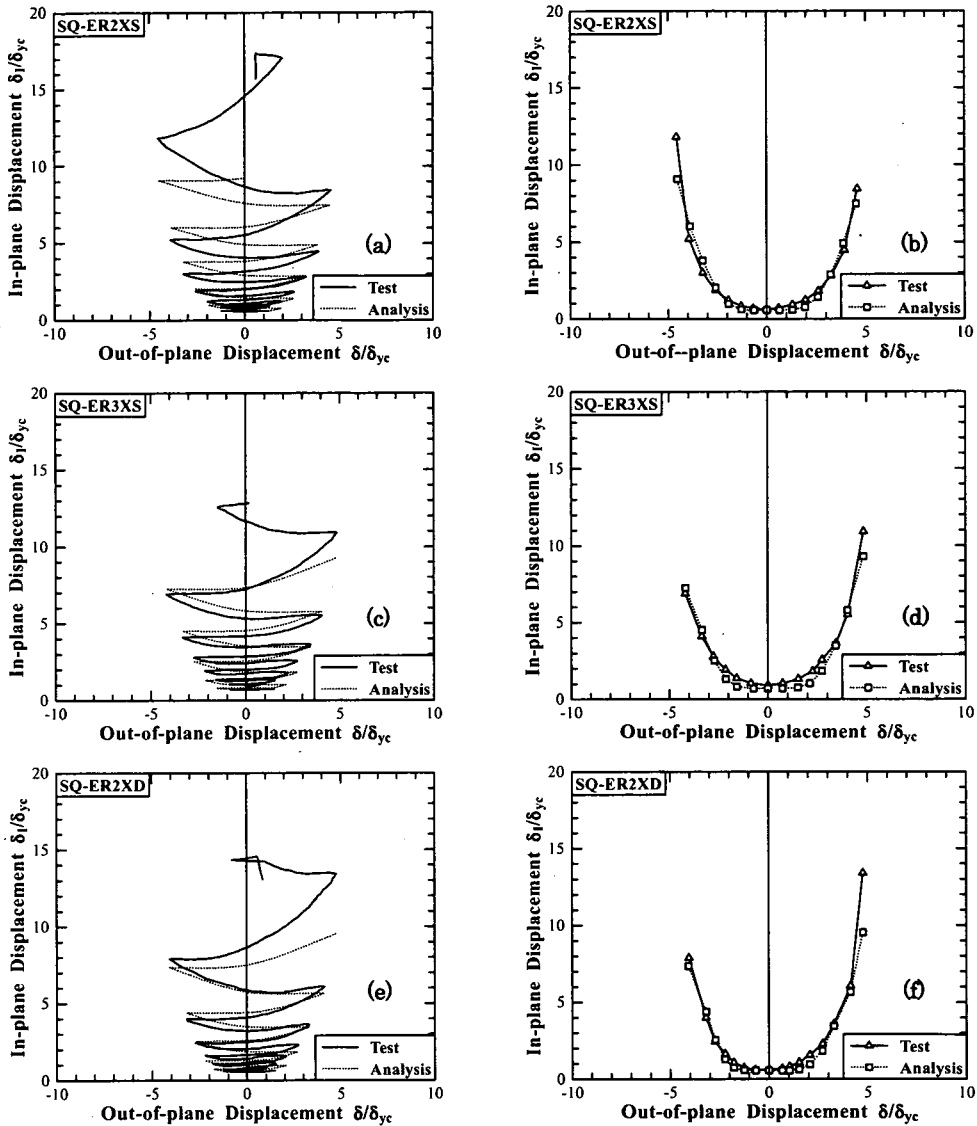


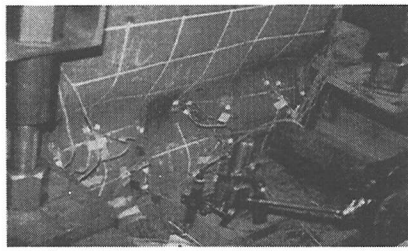
図-5 実験と解析との比較：面外水平変位-面内水平変位関係（ひずみによる補正後）

(2) 面外水平変位-面内水平変位履歴特性

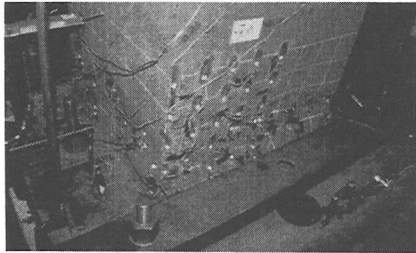
実験⁶⁾では、逆L形鋼製橋脚の面外（橋軸方向）繰り返し荷重を受けた場合、面外水平変位よりも面内（橋軸直角方向）水平変位の方が、より増大する結果となったことが示されている。この橋軸直角方向に大きく塑性変形する特性を解析より正確に捉えるかどうかを検討するために、横軸に面外水平変位を、縦軸に面内水平変位をとり、実験結果（実線）と解析結果（点線）との比較を図-5に示す。ただし、面外水平変位、面内水平変位ともに、T形橋脚モデルSQ-ER0XSの降伏水平変位 δ_{yc} で無次元化している。

る。また、左側の図は変位履歴特性、右側の図はその包絡線である。

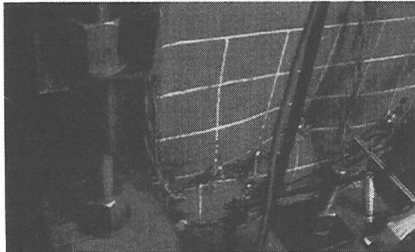
これらの図を見ると、最後のループを除けば、解析は非常に良い精度で実験現象を捉えていると言える。少し細かく見ていくと、BS-ER2S、BS-ER3S、BS-ER2Dの3体とも、最終ループに至るまでには、繰り返しの初期では実験の方が大きな変位が出ているが、繰り返しが進むにつれて、解析の方が若干大きくなる傾向を呈していることがわかる。また、実験、解析ともに、最大荷重後の強度劣化の進行と同時に面内水平変位が急激に大きくなっている。



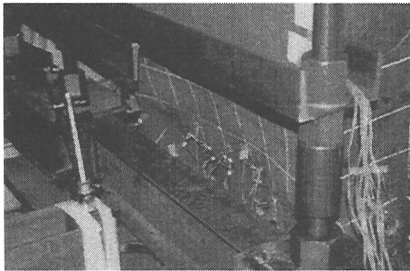
(a) BS-ER0S



(b) BS-ER2S

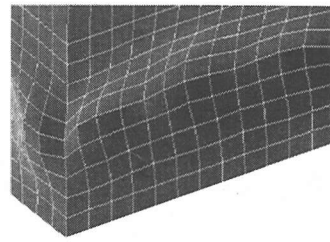


(c) BS-ER3S

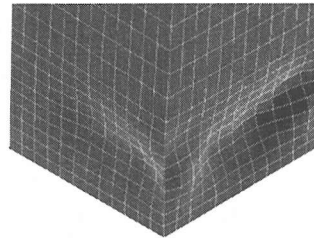


(d) BS-ER2D

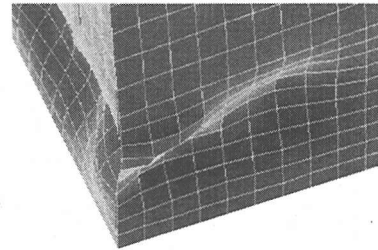
図-6 実験での基部損傷状況



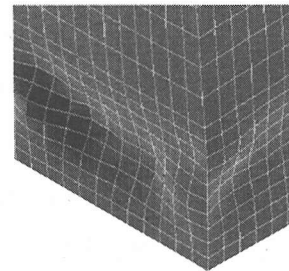
(a) BS-ER0S



(b) BS-ER2S



(c) BS-ER3S



(d) BS-ER2D

図-7 解析の座屈モード

一方、SQ-ER2XS (図-5(a)) と SQ-ER3XS (図-5(c)) とを比較すると、偏心率の小さい SQ-ER2XS より偏心率の大きい SQ-ER3XS の方が、面内水平変位が小さくなっている。しかし、両者にかかった偏心鉛直荷重を比べると、SQ-ER2XS に $P/P_y=0.13$ 、SQ-ER3XS に $P/P_y=0.11$ を載荷しており、偏心率の大きい SQ-ER3XS の方が、鉛直荷重が小さかったことに注意されたい。このことから、面内水平変位の進展には、偏心鉛直荷重が大きく影響していると

言っているであろう。

さらに、SQ-ER2XS (図-5(a)) と SQ-ER2XD (図-5(e)) とを比較してみる。両者の鉛直荷重とその作用位置はそれぞれ $P/P_y=0.13$ と $elr=2$ と同様であるが、前者はねじりの生じる一点載荷、後者はねじりの生じない二点載荷となっている。図-5(e)からわかるように、ねじりの生じない二点載荷であった SQ-ER2XD でも大きな面内水平変位が出ている。これは、ねじりが生じなくても鉛直荷重が偏心して作

用しているから、偏心側の脚のフランジ板が繰り返し荷重につれて大きく塑性変形していくためである。

また、両者の比較では、ねじりの生じる一点荷重であった SQ-ER2XS の方が、面内水平変位が大きくなっている。よって、逆 L 形橋脚の面内塑性変形特性に及ぼす偏心鉛直荷重とねじり作用の影響が大きいことがわかる。

(3) 座屈モード

ここでは、座屈モードを比較する。図-6 に実験の座屈モードを示し、図-7 に解析の座屈モードを示す。2つの図ともに(a)が SQ-ER0XS, (b)が SQ-ER2XS, (c)が SQ-ER3XS, (d)が SQ-ER2XD の変形図で、最後の折り返し点における座屈モードである。

T 形橋脚の場合であるが、図-6(a)と図-7(a)は、フランジの座屈変形図で、実験、解析ともに、荷重方向のフランジ全体が凹んでおり、同じような変形モードとなった。

一方、面外方向に水平荷重を受ける逆 L 形橋脚の場合は、図-6(b)と図-7(b)を見ると、図中の向かってコーナー部の右側が偏心荷重側のウェブにあたる部分で、繰り返しが進むうちにウェブへ変形が生じ、面内水平変位が出ることがわかる。図-6(c)と図-7(c)は、図中のコーナー部の向かって右側がフランジにあたる部分で、左側が偏心荷重側のウェブである。フランジの中心にくぼみが生じ、偏心荷重側のウェブとフランジのコーナー部分に変形が集中している。

さらに、二点荷重の場合の図-6(d)と図-7(d)では、図中のコーナー部の向かって左側が偏心荷重側のウェブである。一点荷重の場合の図-6(b)および図-7(b)とほぼ同様で、ウェブに座屈が生じている。

以上のように、全体として、実験と解析で変形モードはよく似ており、本研究のような繰り返し弾塑性解析を行うことにより、基部に発生する座屈変形を概ね予測できると言える。

4. パラメトリック解析

(1) 主なパラメータの影響

補剛箱形断面鋼製橋脚の場合は、鋼製円形断面橋脚に比べ、多くの構造パラメータがある。ここでは、偏心率、幅厚比パラメータおよび断面構成を取り上げ、その影響について述べる。

まず、偏心率の影響であるが、B35-30 シリーズと B46-30 シリーズについて $e/r=2$, 4 および 6 の場合を比較したものが図-8 である。(a)と(c)が水平荷重一面外水平変位履歴曲線の包絡線、(b)と(d)が面外水平変位一面内水平変位関係を表す。ただし、荷重と変

位をそれぞれ T 形橋脚 BS35-30e0 の降伏水平荷重と降伏水平変位で無次元化している。

荷重一面外水平変位履歴曲線を比較すると、偏心率が大きくなるにつれて、最大荷重が低下するが、最大荷重時の変位またはその後 95%まで低下したときの変位は逆に大きくなっている。この結果は文献2)で偏心率が大きくなるにつれて強度と変形能ともに小さくなるとの見解とは異なるように見られるが、先の研究では軸力比を一定としていることに對し、本研究では震度法に従って設計しているため軸力比が 0.12, 0.09 および 0.07 と小さくなっていることに注意されたい。また、面外水平変位一面内水平変位関係を見ても、面内水平変位の増大も必ずしも偏心率が大きくなれば大きいではない結果となっている。これは前述したように、偏心率の値よりも、鉛直荷重とねじり作用の影響が大きいと思われる。

次に、幅厚比パラメータ R_f と補剛材剛比 γ/γ^* の影響を調べてみる。図-9 に、柱細長比パラメータが 0.30, e/r が 2.0, γ/γ^* が 3.0 と一定で $R_f=0.35$ (モデル BS35-30e2) と 0.46 (モデル BS46-30e2) の場合の結果を示す。同図に、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ (モデル BS46-30e2) と 1.0 (モデル BS46-30e2 [A]) の結果も併せて示してある。無次元量の降伏水平荷重と降伏水平変位はそれぞれの T 形橋脚に関するものを用いている。なお、この 3つのモデルの軸力比 P/P_y は 0.12 と一定である。

図-9(a)では、幅厚比パラメータが大きくなると、強度と変形能ともに小さくなる。図-9(b)でも、面内水平変位は同様な傾向が見られる。これは構成断面の変形性能が小さくなればなるほど強度と変形能は低下し、面内水平変位も大きく出ることを意味する。

(2) 強度と変形能の評価

ここでは、補剛箱形断面をもつ逆 L 形鋼製橋脚の強度と変形能の評価について述べる。これまでの背景として、まず、中心軸圧縮力を受ける橋脚(T 形鋼製橋脚)の強度と変形能の推定式が実験または解析により得られている。例えば、解析から求められた T 形鋼製橋脚の強度と変形能の推定式は、フランジ幅厚比パラメータ R_f , 柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$, 補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}'_s$ ($=\bar{\lambda}_s/\sqrt{\alpha}$), および軸力比 P/P_y を主要なパラメータとしたパラメトリック解析から提案されている¹⁰⁾。以下にその式を示す。

$$\frac{H_{c,max}}{H_{yc}} = \frac{0.10}{(R_f \cdot \bar{\lambda} \cdot \bar{\lambda}'_s)^{0.5}} + 1.06 \quad (1)$$

$$\frac{\delta_{c,max}}{\delta_{yc}} = \frac{0.22}{R_f \cdot \sqrt{\bar{\lambda}} \cdot \bar{\lambda}'_s} + 1.20 \quad (2)$$

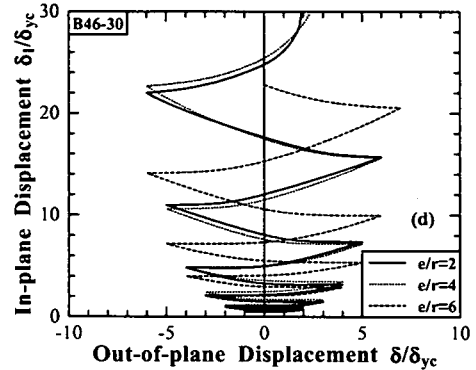
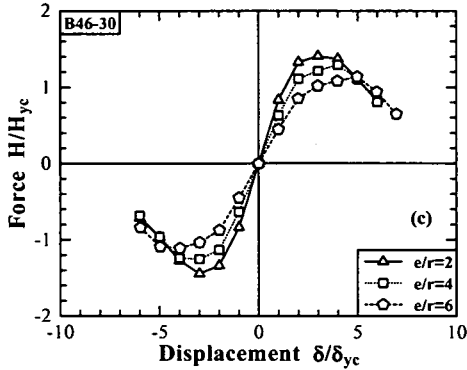
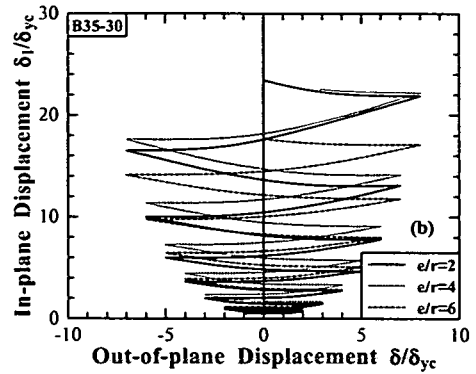
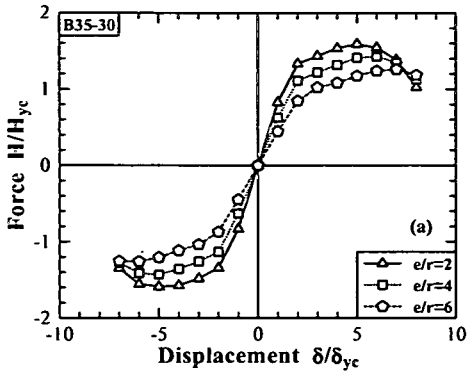


図-8 荷重-変位特性と面外変位-面内変位特性に及ぼす偏心率の影響

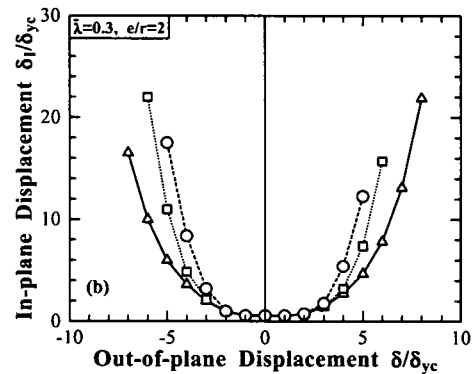
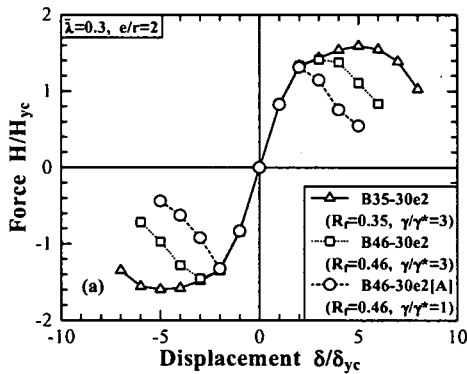


図-9 荷重-変位特性と面外変位-面内変位特性に及ぼす幅厚比パラメータと補剛材剛比の影響

$$\frac{\delta_{c,95}}{\delta_{yc}} = \frac{0.25}{(1 + P/P_s) \cdot R_f \cdot \sqrt{\bar{\lambda}} \cdot \bar{\lambda}'} + 2.31 \quad (3)$$

これらの経験式は、 $0.25 \leq R_f \leq 0.56$ ， $0.20 \leq \bar{\lambda} \leq 0.50$ ， $P/P_s \leq 0.3$ および $\gamma/\gamma^* \geq 1.0$ を範囲としている。

また、逆L形鋼製橋脚の、面外方向の強度と変形能の推定式についても提案している²⁾。それによると、T形鋼製橋脚と、逆L形鋼製橋脚には、弾性域での初期剛性の差が影響しているとして、補正係数 β を

決定し、T形鋼製橋脚の強度と変形能の推定式と一致するように提案している。その詳細については、文献2)を参照されたい。しかしながら、この推定式はパイプ断面をもつ橋脚に対して行った解析から得られており、本研究の対象とした補剛箱形断面に関しては、適用できるかどうかはまだ検討されていない。そのため、本研究で行った解析モデルの結果をこれらの推定式と比較してみた。その結果、 H_{max} 、 δ_{max} および δ_{95} に同じ補正係数 β を導入した場合、大きなばらつきが生じ、そのまま適用できないこと

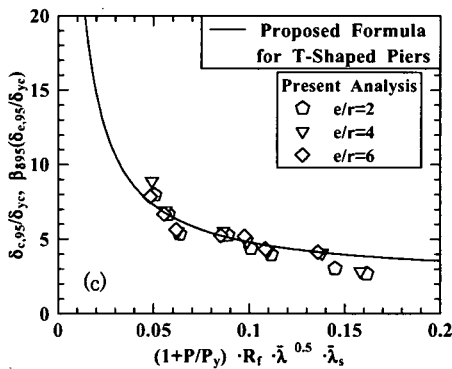
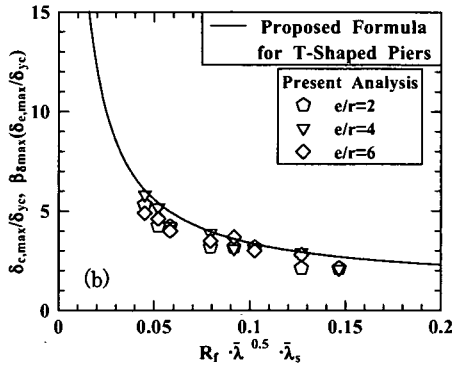
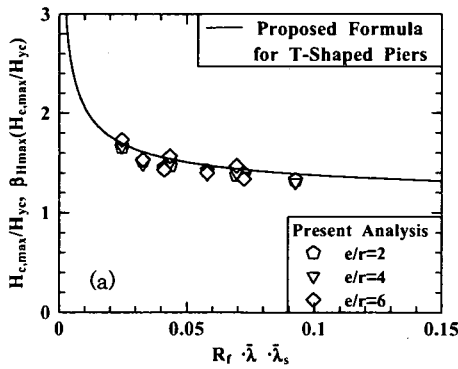


図-10 強度と変形能

$$\delta_{e,95} = \frac{\delta_{c,95}}{\beta_{\delta,95}} \quad (6)$$

本研究では、係数 β を、偏心率の関数であると考え、試行錯誤的に以下のように仮定した。

$$\beta = 1 + a \cdot \frac{e}{h} + b \cdot \left(\frac{e}{h}\right)^2 \quad (7)$$

ここで、 a 、 b は定数で、 H_{\max} 、 δ_{\max} 、 δ_{95} それぞれの場合の最適な値を求めた。その結果、 H_{\max} 、 δ_{\max} 、 δ_{95} それぞれの場合の係数 $\beta_{H\max}$ 、 $\beta_{\delta\max}$ 、 $\beta_{\delta 95}$ は、以下ようになった。

$$\beta_{H\max} = 1 + 1.5 \cdot \left(\frac{e}{h}\right)^2 \quad (8)$$

$$\beta_{\delta\max} = 1 + 1.6 \cdot \frac{e}{h} - 4 \cdot \left(\frac{e}{h}\right)^2 \quad (9)$$

$$\beta_{\delta 95} = 1 + 2.5 \cdot \frac{e}{h} - 5 \cdot \left(\frac{e}{h}\right)^2 \quad (10)$$

以上の係数を導入した場合の強度と変形能の推定式と、本解析結果とを比較したものを図-10(a)、(b)、(c)に示す。同図より、逆L形鋼製橋脚の面外方向の強度と変形能は、これらの修正係数を導入した式(4)～式(6)を用いて、既存のT形鋼製橋脚の強度と変形能の推定式から精度良く容易に求められることがわかる。

5. 結言

本研究では、まず、実験と解析の比較を行った。次に、幅厚比パラメータ R_f 、細長比パラメータ λ 、偏心率に変化を与え、計23ケースのパラメトリック解析を行い、それぞれのパラメータが橋脚の強度と変形能に及ぼす影響を検討した。最後に、これらの解析の値を用いて、正方形補剛箱形断面からなる逆L形鋼製橋脚の、面外方向の強度と変形能の推定式を提案した。これらの検討項目から得られた考察をまとめると、以下のようになる。

1. 実験と解析を比較したところ、強度に関しては両者が非常によく一致したが、変位に関しては実験のほうが若干大きくなった。従って、基部のひずみが降伏ひずみに達したときの降伏水平変位が、実験と理論値とで等しいと仮定して再補正した。
2. 繰り返し荷重を受けた場合、面外水平変位よりも面内（橋軸直角方向）水平変位の方が、

が判明した。これは、パイプ断面と補剛箱形断面のねじり剛性や局部座屈強度特性が異なるためと考えられる。

そこで、本研究では、補剛箱形断面をもつ逆L形鋼製橋脚の、面外方向の強度と変形能の推定式を、パイプ断面の場合と同様に、以下に示すように、係数 β を用いることで、T形鋼製橋脚の強度と変形能の推定式から容易に求められるように、提案することにする。

$$H_{e,\max} = \frac{H_{c,\max}}{\beta_{H\max}} \quad (4)$$

$$\delta_{e,\max} = \frac{\delta_{c,\max}}{\beta_{\delta\max}} \quad (5)$$

より増大する実験現象を本解析は非常に良い精度で捉えることができる。また、逆L形橋脚の面内塑性変形特性に及ぼす偏心鉛直荷重とねじり作用の影響が大きい。

3. 実験と解析の変形モードを比較したところ、フランジ、ウェブに生じる座屈変形は、両者はよく一致しており、シェル要素を用いた解析で、橋脚基部の変形をよく表現できたと言える。
4. 正方形箱形断面からなる逆L形鋼製橋脚の、面外方向の強度と変形能の推定式を提案した。過去に提案された中心軸圧縮力を受ける強度と変形能の推定式から、逆L形鋼製橋脚の面外方向の強度と変形能を求めるため、偏心率の関数として係数 β を提案し、本解析結果と比較した。その結果、逆L形鋼製橋脚の面外方向の強度と変形能は、係数 β を用いることで、T形鋼製橋脚の強度と変形能の推定式から容易に求めることが可能となった。

謝辞：本研究の一部は平成13年度科学研究費（基盤研究(B)(2)）（課題番号:12450183、研究代表者：宇佐美勉）の補助を受けて行った。

参考文献

- 1) 宇佐美勉，本間大介，芳崎一也：鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集，No.626/I-48，pp.197-206，1999年7月。
- 2) 葛漢彬，高聖彬，宇佐美勉：鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚の繰返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究，土木学会論文集，No.654/I-52，pp.271-284，

2000年7月。

- 3) 成瀬孝之，青木徹彦，鈴木森晶：繰返し等荷重を受ける逆L形鋼製橋脚の強度と変形性能に関する研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.45-55，2001年3月。
- 4) 後藤芳顕，野崎松，山口栄輝：橋軸方向地震力を受ける逆L形鋼製橋脚の終局挙動と設計，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.313-330，2001年4月。
- 5) 崎元達郎，中山雅文，川畑智亮，渡辺浩，江山栄一：面外繰返し力を受ける逆L形鋼製橋脚の履歴挙動，土木学会論文集，No.696/I-58，pp.215-224，2002年1月。
- 6) 青木徹彦，鈴木真一，渡辺俊輔，鈴木森晶，宇佐美勉，葛漢彬：面外繰返し水平力を受ける逆L形鋼製箱形断面橋脚の強度と変形性能に関する実験的研究，土木学会論文集，No.724/I-62，pp.213-223，2003年1月。
- 7) Shen, C., Mamaghani, I.H.P., Mizuno, E. and Usami, T.: Cyclic Behavior of Structural Steels, part II: Theory, *J. of Eng. Mech.*, ASCE, Vol.121, No.11, pp.1165-1172, 1995.
- 8) ABAQUS/Standard user's manual; version 5.8.: Habbitt, Karlson and Sorensen, Inc., Pawtucket, R.I., 1998.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，Ⅴ耐震設計編，1996年。
- 10) 葛漢彬，宇佐美勉，高聖彬：鋼製補剛箱形断面橋脚の繰返し弾塑性挙動に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.109-118，2000年3月。

(2002.9.18 受付)

ANALYTICAL STUDY ON STRENGTH AND DEFORMATION CAPACITY OF INVERTED L-SHAPED STEEL BRIDGE PIERS SUBJECTED TO OUT-OF-PLANE CYCLIC LOADING

Hanbin GE, Syunsuke WATANABE, Tsutomu USAMI and Tetsuhiko AOKI

Presented in this paper is numerical analysis of seismic performance of inverted L-shaped box-section steel bridge piers subjected to out-of-plane cyclic loading. The validity of the analytical model is verified by comparisons of hysteretic curves and buckling modes between the analysis and large-scale test specimens. From the analytical results, it is realized that the eccentric vertical load and cyclic loading pattern will cause a significant in-plane displacement, and in the case of inverted L-shaped piers, strength deterioration is greater than that of T-shaped piers. Furthermore, an extensive parametric analysis is performed to propose empirical formulas in order to evaluate strength and ductility of inverted L-shaped box-section steel piers.