

鋼製橋脚の変形性能に関する実験的研究

南荘 淳*、堀江 佳平**、陵城 成樹***、井元 泉****

*工修 阪神高速道路公団本社工務部 (〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

**工修 阪神高速道路公団本社工務部 (〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

***工修 株式会社ニュージェック技術開発部 (〒542 大阪市中央区島之内1-20-19)

****工博 石川島播磨重工業株式会社橋梁事業部 (〒541 大阪市中央区本町4-2-12)

[論文主旨]

本論文は、実橋脚の約1/3スケールの大型実験供試体（矩形断面、および円形断面）を用いた水平載荷実験（交番載荷、変位制御実験）結果を取りまとめたものである。

本研究では、鋼製橋脚の変形性能を向上させるために、補剛板、および鋼管の座屈設計パラメータに制限値を設定して、実験供試体を設計し、それらの影響を実験的に明らかにしている。

そして、これらの実験結果を基に、簡便な梁モデルを用いた鋼製橋脚の弾塑性挙動の解析結果と実験結果との比較検討を行っている。

1. はじめに

1995年1月17日に発生した阪神大震災による被害者は6,000名以上に達し、建物、高速道路、鉄道、および港湾施設に代表される社会資本も大きな被害を受けた。この地震時に観測された地表面加速度は、最大で約800galに達し、この地震波の応答加速度の最大値は約2,000galであった。この値は日本の道路橋示方書に規定されていた設計地震力（応答加速度1,000gal）を大きく上まわるものであった。建設省は、ただちに、この地震規模に対応した耐震設計基準の見直しに着手し、1996年12月に道路橋示方書は改訂された¹⁾。

これにより、日本の道路橋の耐震設計法は、構造物の弾塑性変形を考慮した限界状態設計法に事実上、移行したと言える。

本研究は、薄肉補剛断面を有する鋼製橋脚の変形性能について、阪神高速道路公団における実験的研究に基づいてまとめたものである²⁾。

2. 阪神高速道路公団における水平載荷実験

2.1 実験供試体

表-1に、実験供試体の一覧を示している。供試体H1~H3は薄肉補剛断面を有する矩形断面の基本モデルである。これらの供試体は実橋脚を忠実に1/3のスケールで製作したものであり、供試体H3には設計基準強度 $\sigma_{sk}=150\text{kg/cm}^2$ の中埋めコンクリートが基部から $h=1,520\text{mm}$ の高さまで打設されている。

供試体H4~H8は、変形性能を改善するために、次に示す設計パラメータに制限値を設定し、これに基づいて設計されたものである。

$$R_p \leq 0.4 \quad (1)$$

$$R_i \leq 0.5 \quad (2)$$

$$\gamma/\gamma^* \geq \beta$$

$$(H4:\beta=5.0, H5, H6, H7:3.0, H8:1.0) \quad (3)$$

ここで R_p :補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ、 R_i :縦補剛材の幅厚比パラメータ、 γ/γ^* :縦補剛材の剛比をそれぞれ示す。

供試体H9は再構築された円形断面を有する橋脚を1/3スケールで製作したものである。この供試体は変形性能を改善するため、現行の道路橋示方書に準拠して外縁鋼板の板厚を決定し、さらに縦補剛材を内側に設置している。着目点は、径厚比 R/t 、および縦補剛材の変形性能に対する影響である。なお、縦補剛材の幅厚比パラメータ R_i は式(2)を遵守している。

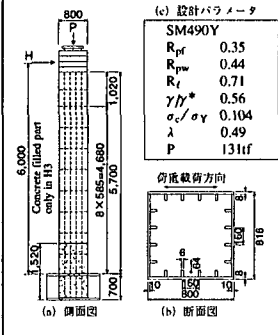
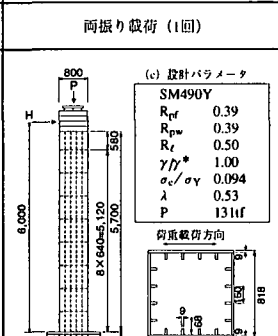
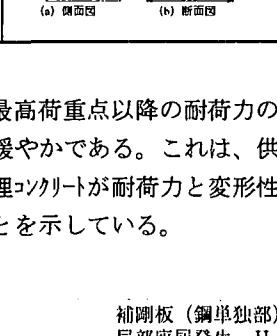

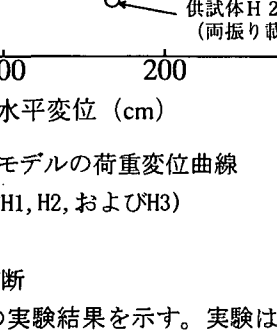
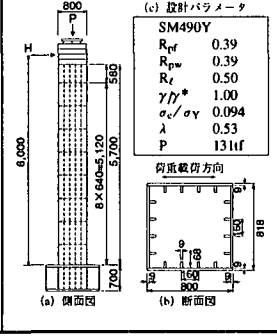
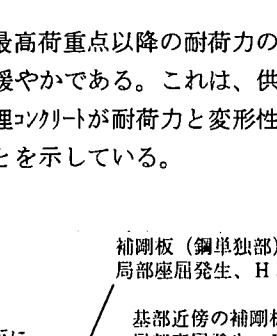
2.2 実験結果

(1) 基本モデル(供試体H1, H2, およびH3)の荷重変位曲線

図-1に供試体H1(片振り載荷)、H2(繰返し載荷)および供試体H3(コンクリート充填断面)の実験結果を比較して示す。最高荷重点 H 以降の耐荷力の低下は基部の補剛板の局部座屈に起因している。最高荷重点に達するまでの両者の挙動に大きな差異はない。しかし、最高荷重点以降の耐荷力の低下状況は、供試体H1に比べ急激であり、最高荷重点以降の耐荷力の低下に荷重載荷方法の影響が大きいことがわかる。

供試体H2(鋼単独断面)とH3(コンクリート充填断面)の実験結果を比較した場合、供試体H3の最高荷重点における水平荷重 H 、および水平変位 δ とともに供試体H2と比較してそれぞれ大きい。

表-1 実験供試体

供試体名	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7
荷重荷重方法	片振り荷重 (片側)	両振り荷重 (3回)	両振り荷重 (3回)	両振り荷重 (10回)	単側荷重 (両側)	両振り荷重 (1回)	両振り荷重 (3回)
実験供試体	 <p>(c) 設計パラメータ SM490Y R_{pf} 0.35 R_{pw} 0.44 R_f 0.71 γ/γ^* 0.56 σ_c/σ_y 0.104 λ 0.49 P 131tf</p>	 <p>(c) 設計パラメータ SM490Y R_{pf} 0.39 R_{pw} 0.39 R_f 0.50 γ/γ^* 1.00 σ_c/σ_y 0.094 λ 0.53 P 131tf</p>	 <p>(c) 設計パラメータ SM490Y R_{pf} 0.37 R_{pw} 0.37 R_f 0.48 γ/γ^* 5.03 σ_c/σ_y 0.07 λ 0.57 P 131tf</p>	 <p>(c) 設計パラメータ SM490Y R/t 33.3 R/t0 27.6 R_f 0.42 σ_c/σ_y 0.057 λ 0.58 P 76tf</p>	 <p>(c) 設計パラメータ SM490Y R_{pf} 0.39 R_{pw} 0.39 R_f 0.50 γ/γ^* 3.04 σ_c/σ_y 0.094 λ 0.53 P 131tf</p>	<p>注) R_{pf} : 板パネル幅厚比パラメータ (フランジ) R_{pw} : 板パネル幅厚比パラメータ (ウェブ) R_f : 縦補剛材の幅厚比パラメータ γ/γ^* : 補剛材剛比 σ_c : 軸圧縮応力 (kg/cm²) σ_y : 降伏点 (kg/cm²) λ : 細長比パラメータ R/t0 : 径厚比</p> <p>単位 (mm)</p>	
供試体名	H8			H9			
荷重荷重方法	両振り荷重 (1回)			両振り荷重 (1回)			
実験供試体	 <p>(c) 設計パラメータ SM490Y R_{pf} 0.39 R_{pw} 0.39 R_f 0.50 γ/γ^* 1.00 σ_c/σ_y 0.094 λ 0.53 P 131tf</p>			 <p>(c) 設計パラメータ SM490Y R/t 33.3 R/t0 27.6 R_f 0.42 σ_c/σ_y 0.057 λ 0.58 P 76tf</p>			

また、供試体H3の最高荷重点以降の耐荷力の低下度もH2に比較して緩やかである。これは、供試体H3の中に打設された中埋コンクリートが耐荷力と変形性能の向上に効果的であることを示している。

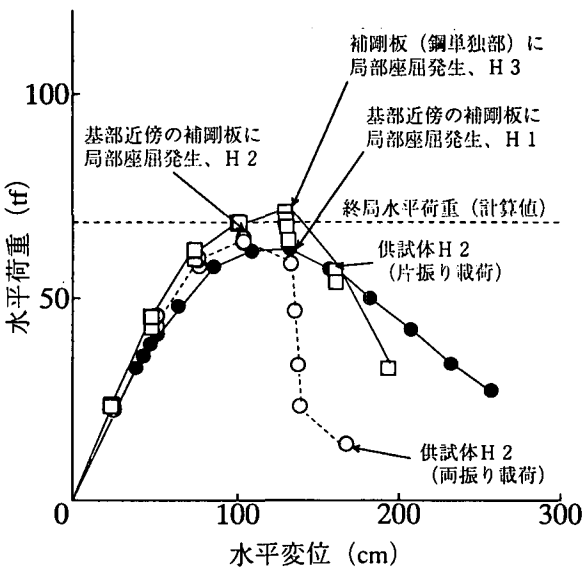


図-1 基本モデルの荷重変位曲線 (供試体H1, H2, およびH3)

(2) 供試体H4の脆性破断

図-2に供試体H4の実験結果を示す。実験は降伏荷重以降も10回づつ繰り返して荷重を行ったが、 $\delta = 80\text{mm}$

の荷重サイクル中に基部のウェブとベースプレートとの溶接部に微小なクラックが発見され、 $\delta = 120\text{mm}$ の荷重サイクル中に、このクラックが進化したため、その後は荷重荷重回数を1回とした。図中の実線は荷重変位曲線の最終経路を示している。供試体H4は最高荷重 ($H_u = 102.4\text{tf}$) に達したのち、次の荷重サイクル途中において引張り応力状態にあるフランジが突然、破断した。このとき、圧縮側、および引張り側フランジともに塑性化し、ひずみ硬化領域に達している。

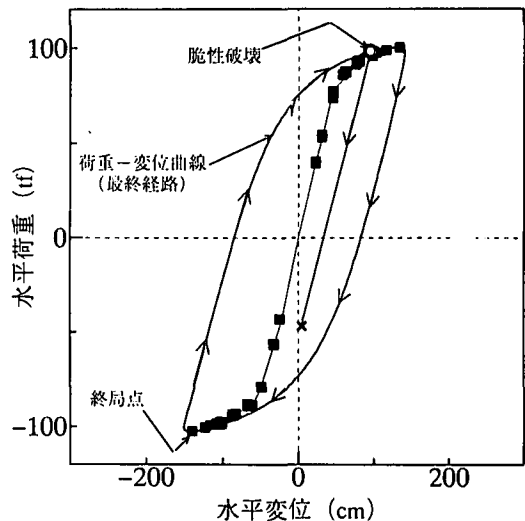


図-2 供試体H4の荷重変位曲線 (脆性破断)

(2) 荷重変位曲線における縦補剛材剛比 γ/γ^* の影響

図-3に供試体H2 ($\gamma/\gamma^*=0.54$)、H6 ($\gamma/\gamma^*=3.0$)、およびH8 ($\gamma/\gamma^*=1.0$) の実験結果を比較して示す。最高耐荷力点H以降の耐荷力の低下は、いずれの供試体も基部の補剛板の局部座屈に起因している。最高耐荷力点に着目した場合、供試体H6、H8が、供試体H2と比較して、水平荷重H、水平変位 δ ともに大きく、最高耐荷力点以降の耐荷力の低下状況も供試体H2と比較して緩やかである。

補剛板の崩壊過程は、供試体H2の場合は、基部のフランジ全面に、ウェブ位置を支点とする面外変位が観察され、この変位が荷重載荷回数に応じて増大し、ウェブの縁端が座屈した時に耐荷力が急激に低下した。発生した座屈モードは補剛板全体が座屈するものであった。

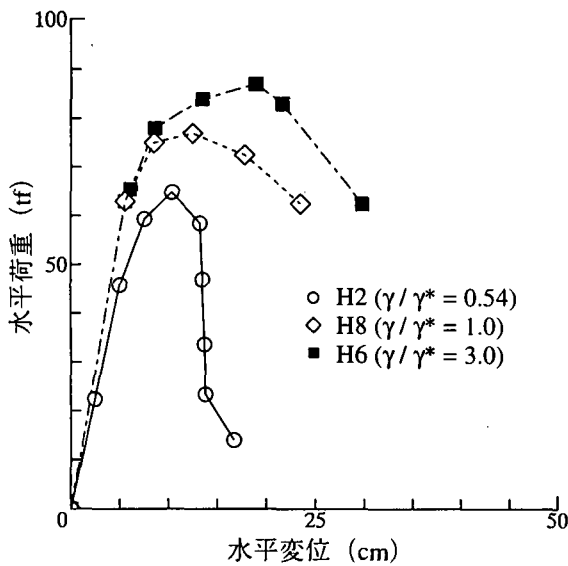


図-3 縦補剛材剛比 γ/γ^* の変形性能に対する影響

これに対して供試体H6では、まず縦補剛材間の板パネルに縦補剛材の位置を節とする微小な面外変位が観察されたが、耐荷力の低下は発生しなかった。その後、この面外変位が増大し、断面の角部にある補剛材間の板パネルの顕著な座屈により耐荷力は低下した。発生した座屈のモードは最終崩壊に至るまで、ほぼ縦補剛材位置を節とする形態を維持していた。また、供試体H8は、最高耐荷力点において、縦補剛材間の板パネルに微小な面外変位が発生し、この面外変位が補剛板全体に進展して耐荷力が低下した。最終的な崩壊モードは供試体H2と同様に補剛板全体が座屈する崩壊モードであった。

これらのことは、設定した設計パラメータに対する制限が、薄肉補剛断面を有する鋼製橋脚の耐荷力と変形性能の向上に効果的であることを示している。特に、補剛材の剛比 (γ/γ^*) の値を3にすることにより、座屈モードが補剛板全体座屈モードから縦補剛材間の板

パネルの座屈モードになる。この結果、薄肉補剛断面全体の形状保持能力が増し、耐荷力と変形性能が向上するものと考えられる。

(3) 荷重変位曲線における荷重載荷回数の影響

図-4に供試体H5(単調載荷)、H6(繰り返し載荷、1回)、およびH7(繰り返し載荷、3回)の荷重変位曲線を示す。

供試体H5の場合、最高耐荷力点Hは、供試体H6、およびH7と比較して最も低い。これは、供試体H6、およびH7が塑性領域において繰り返し載荷されることにより、使用した鋼材(SM490Y)が繰り返し硬化し、鋼材強度が増加するためと考えられる。

また、供試体H5の最高荷重点以降の耐荷力の低下は供試体H6、およびH7と比較して緩やかである。さらに、供試体H7の耐荷力の低下は、供試体H6と比較して早期に発生しているが、耐荷力の劣化勾配はほぼ同様である。

これは、繰り返し載荷の場合、最高荷重点付近で発生する縦補剛材間の微小な局部座屈による面外変位が、荷重載荷回数に応じて増大するためと考えられる。

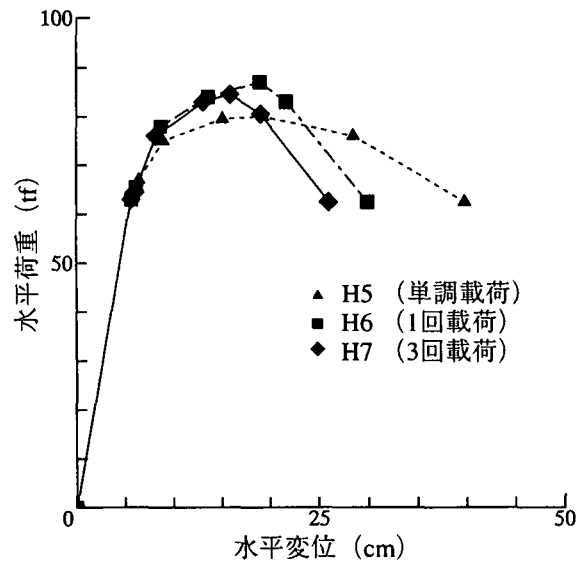


図-4 荷重載荷方法の影響

(4) 供試体H9の荷重変位曲線

この供試体は、阪神大震災により被災した鋼製橋脚の再構築に採用された橋脚の断面構成を忠実に縮尺1/3で再現したものである。対象とした橋脚の損傷状況は、断面変化点における、鋼管全周にわたる象足座屈であった。この載荷実験の主な着目点は、円形断面の径厚比、軸力比 σ_c/σ_t 、および縦補剛材が変形性能に及ぼす影響の実験的確認である。

図-5に供試体H9の荷重変位曲線を示す。耐荷力の低下は、矩形断面と同様に、基部の局部座屈により発生した。しかし、その座屈モードは、縦補剛材位置を節とするものであり、耐荷力の低下の状況は非常に緩やかであった。

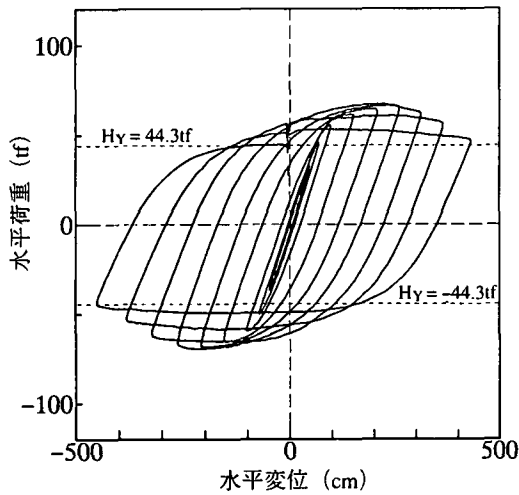


図-5 荷重変位曲線 (供試体H9)

これは鋼管の内側に設置した縦補剛材が、断面の形状保持に効果的であったことを示している。また、軸力比 σ_c/σ_t が、他の供試体に比較して低いことも一因であると考えられる。

3. 鋼製橋脚の変形性能と設計パラメータとの関係

3.1 鋼製橋脚の終局状態

宇佐美ら⁹⁾は、薄肉補剛断面を有する鋼製橋脚の終局状態を図-6に示す95%耐荷力点としているが、ここでは、荷重載荷方法の影響が少ない最高耐荷力点とする。この場合、鋼製橋脚の弾塑性エネルギー E_{EP} は近似的に式(4)により求められる(図-7、 $\square OACD$)。

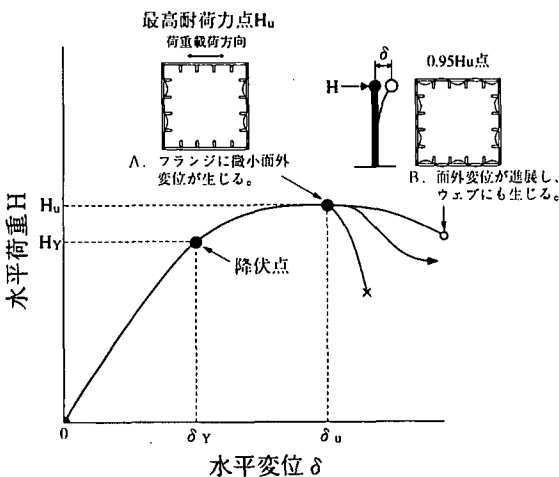


図-6 終局水平力と水平変位の定義

このとき、構造物の弾性エネルギー E_E は、式(5)で与えられる。また、エネルギー一定則に基づいて1質点系構造物の弾塑性挙動を評価した場合、その構造物に対応する弾性設計基準震度 K_{hc} と弾塑性エネルギー E_{EP} 、および弾性エネルギー E_E との関係は式(6)で与えられる。

$$E_{EP} = \frac{1}{2} H_y \delta_y + \frac{1}{2} (H_u + H_y) (\delta_u - \delta_y) \quad (4)$$

$$E_E = \frac{1}{2} H_y \delta_y \quad (5)$$

$$\frac{K_{hc} W}{H_y} = \sqrt{\frac{E_{EP}}{E_E}} \quad (6)$$

ここで H_y : 降伏水平力、 δ_y : 降伏水平変位

H_u : 終局水平力、 δ_u : 終局水平変位

K_{hc} : 弾性設計基準震度、 W : 地震時慣性力に關係する重量をそれぞれ示す。

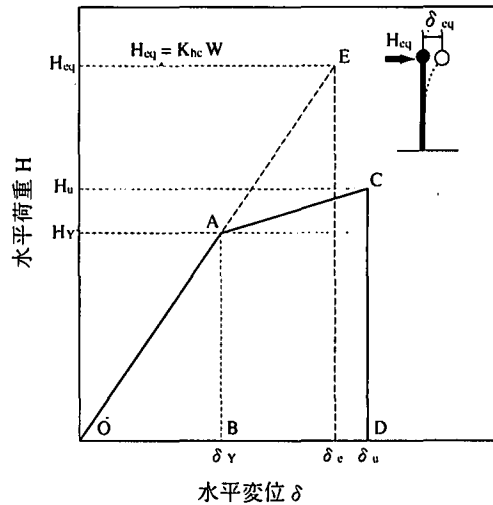


図-7 弾塑性エネルギー

3.2 鋼製橋脚の変形性能と設計パラメータ

着目した薄肉補剛断面を有する鋼製橋脚の設計パラメータを列挙すると次のようになる。

- ① 補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ : R_{p1}
- ② 縦補剛材の幅厚比パラメータ : R_1
- ③ 縦補剛材の剛比 : γ/γ^*
- ④ 補剛板の幅厚比パラメータ : R_p
- ⑤ 供試体の細長比パラメータ : λ
- ⑥ 軸力比 : σ_c/σ_t

図-8~13に、弾塑性エネルギー E_{EP} の弾性エネルギー E_E に対する比の平方根($\sqrt{E_{EP}/E_E}$)とこれらの設計パラメータとの関係を示し、表-2に実験結果の一覧を示す。

着目した設計パラメータのうち $\sqrt{E_{EP}/E_E}$ との関係において相関関係が認められるのは、縦補剛材の幅厚比パラメータ R_1 、縦補剛材の剛比 γ/γ^* 、補剛板の幅厚比パラメータ R_p 、および軸力比 σ_c/σ_t であった。これらのことは、設定した補剛板の座屈設計パラメータに対する制限値が有効なことを示している。

実験供試体の補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_{p1} 、および細長比パラメータ λ は狭い範囲に集中しているため $\sqrt{E_{EP}/E_E}$ との間には、明確な相関関係は見られなかった。

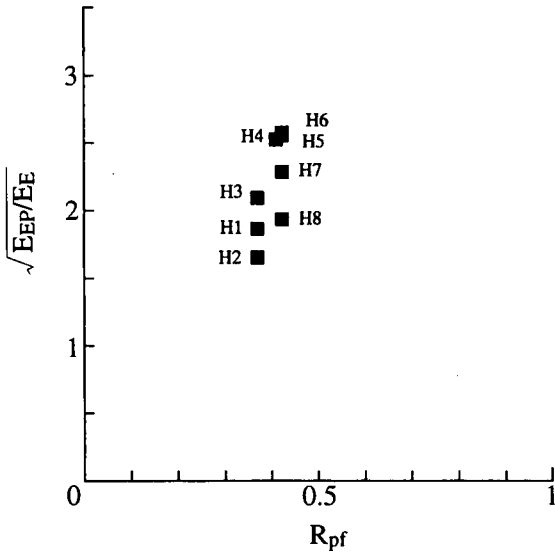


図-8 $\sqrt{E_{ep}/E_e}$ と R_{pf} との関係

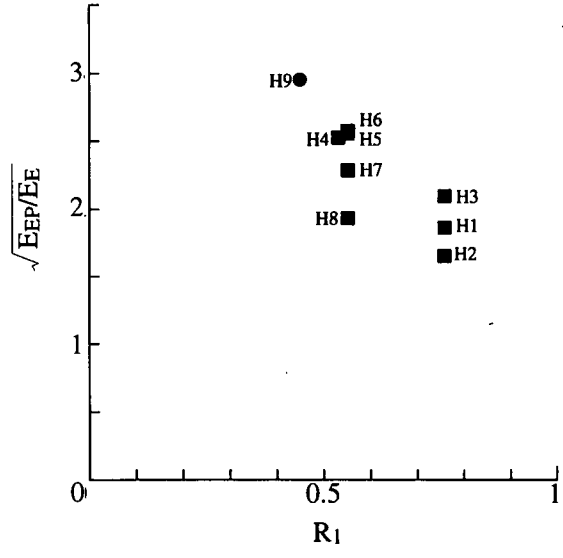


図-9 $\sqrt{E_{ep}/E_e}$ と R_1 との関係

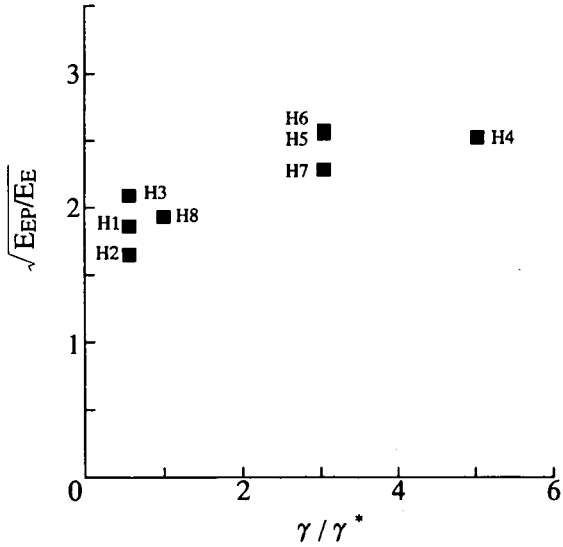


図-10 $\sqrt{E_{ep}/E_e}$ と γ/γ^* との関係

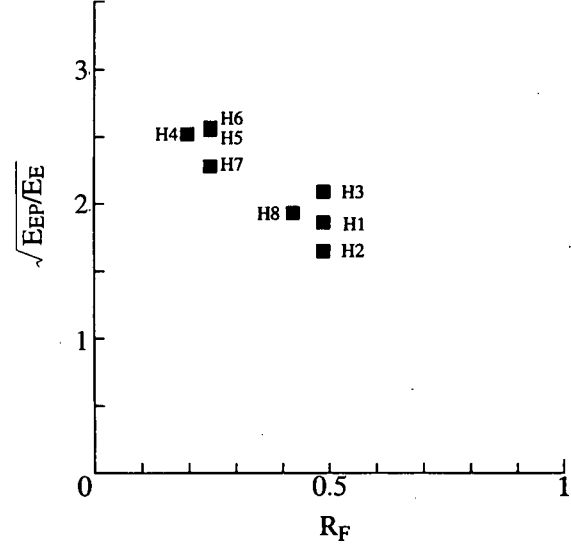


図-11 $\sqrt{E_{ep}/E_e}$ と R_f との関係

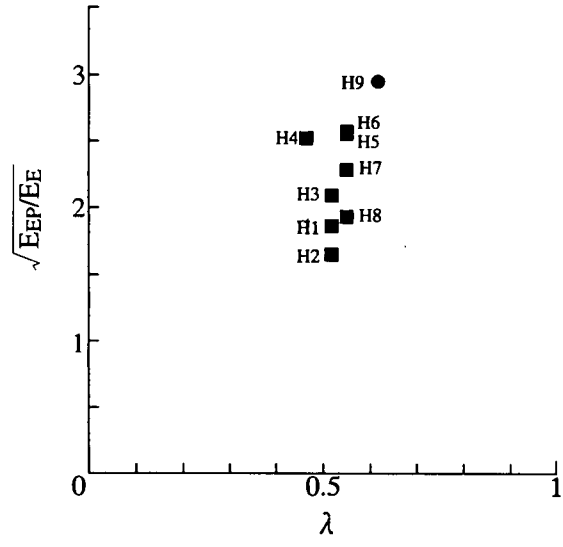


図-12 $\sqrt{E_{ep}/E_e}$ と λ との関係

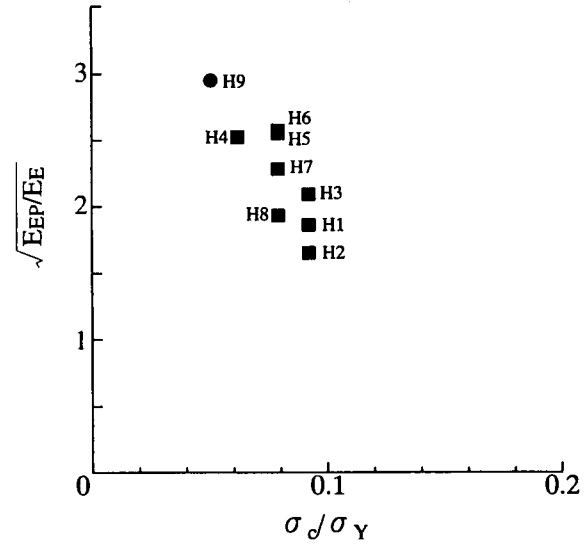


図-13 $\sqrt{E_{ep}/E_e}$ と σ/σ_γ との関係

表-2 実験結果一覧

供試体	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7	H8	H9
σ_r (kgf/cm ²)	4070	4070	4070	2876	4297	4297	4297	4297	4062
R_r	0.488	0.488	0.488	0.197	0.246	0.246	0.246	0.423	-
R_w	0.370	0.370	0.370	0.410	0.423	0.423	0.423	0.423	-
R_i	0.758	0.758	0.758	0.531	0.551	0.551	0.551	0.551	0.449
γ/γ'	0.560	0.560	0.560	5.030	3.004	3.044	3.044	0.998	-
σ_c/σ_r	0.092	0.092	0.092	0.062	0.079	0.079	0.079	0.079	0.051
λ	0.52	0.52	0.52	0.46	0.55	0.55	0.55	0.55	0.62
H_r (tf)	56.53	56.53	56.53	76.90	62.70	62.7	62.7	62.7	44.3
δ_r (cm)	5.43	5.43	5.43	3.85	5.65	5.65	5.65	5.65	5.51
H_u (tf)	64.56	67.82	74.76	102.40	79.86	87.89	84.39	77.13	66.68
δ_u (cm)	11.70	9.69	13.32	12.65	19.27	18.87	15.82	12.53	22.43

4. 解析

4.1 中埋めコンクリートが鋼製橋脚の変形性能に及ぼす効果

供試体H3は中埋めコンクリートが打設された部分の直上のダイアフラム間の補剛板に局部座屈が発生し耐荷力が低下した。供試体H3の終局水平変位 δ_u 、および終局水平力 H_u ともに、供試体H2（鋼単独断面）と比較して優れていた。この効果を明らかにするため、供試体H2の実験結果を元にして、供試体H3の終局変位 δ_u に占める、コンクリート充填部の塑性化による水平変位 δ_p を試算した。図-14に中埋めコンクリートが打設された供試体H3の解析モデルを示す。

④供試体H3の終局水平変位 δ_u と鋼単独部の塑性水平変位 δ_{ps} 、弾性水平変位 δ_{es} 、およびコンクリート充填部の塑性化による水平変位 δ_p は式(8)の関係を満たす。

$$\delta_p = \delta_{ps} \frac{h_p}{h} \quad (7)$$

$$\delta_u = \delta_c + \delta_{ps} + \delta_{es} \quad (8)$$

ここで h : 上ベースプレートから荷重載荷点までの高さ

h_p : 第一ダイアフラムから荷重載荷点までの高さ

をそれぞれ示す。

表-3には供試体H3の解析結果を供試体H2と比較して

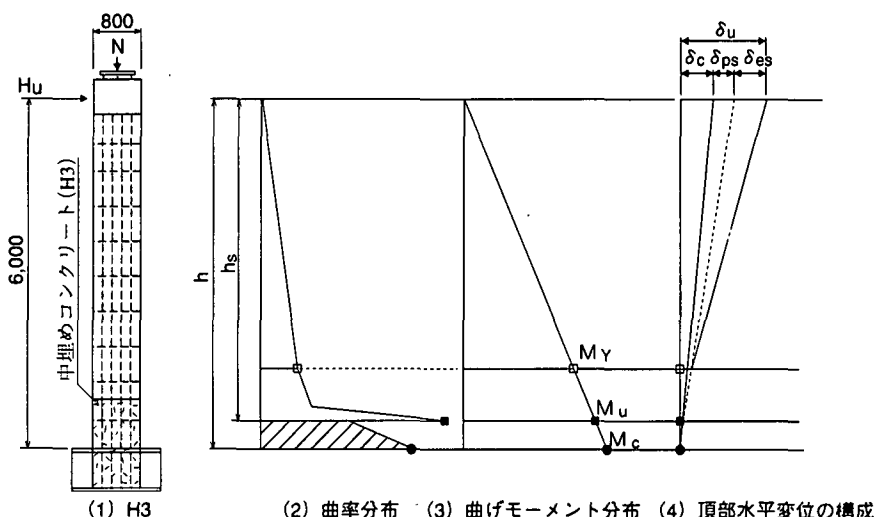


図-14 供試体H3の解析モデル

この試算における仮定条件を以下に列挙する。

- ①供試体H2、およびH3を片持ち梁にモデル化する。
- ②供試体H2の実験結果から得られた終局水平変位 δ_{uH2} から弾性水平変位 δ_{eH2} を減じて塑性水平変位 δ_{pH2} を求める。
- ③供試体H3の鋼単独部の弾性水平変位 δ_{eH3} は弾性限界点（図中□）を支点とする片持ち梁として求め、鋼単独部の塑性水平変位 δ_{pH3} を式(7)により求める。

示している。試算の結果、コンクリートが寄与する終局変位 δ_p はH3の終局変位 δ_u の約36%を占めている。また、供試体H3の図中■の位置における鋼単独断面の終局曲げモーメント M_u は供試体H2の基部の終局曲げモーメント M_c と良く一致している。

これらのことから基部にコンクリートが打設された鋼製橋脚の変形性能に対する、基部のコンクリート充填部の弾塑性挙動の影響は大きい。

表-3 供試体H3の解析結果

供試体	H2	H3
H_r (tf)	56.53	56.53
δ_r (cm)	5.43	5.43
H_u (tf)	67.82	74.76
M_u (tfm)	406.9	405.2
δ_u (cm)	9.69	13.32
δ_{ps} (cm)	6.03	5.44
δ_{ss} (cm)	3.66	3.03
δ_c (cm)	-	4.85

4.2 水平荷重と変位との関係

水平荷重と水平変位関係の解析における仮定条件を列挙すると次のようになる。

- ①供試体を片持ち梁として、モデル化し、付加曲げモーメントによる影響 (P- δ 効果) は考慮しない (微小変位理論)。
- ②鋼材の応力とひずみの関係は完全バイリニア型とし、維ひずみは中立軸からの距離に比例するものとする (平面保持の法則)。
- ③実験供試体の水平荷重と変位は、算出した曲げモーメントと曲率関係から求める。

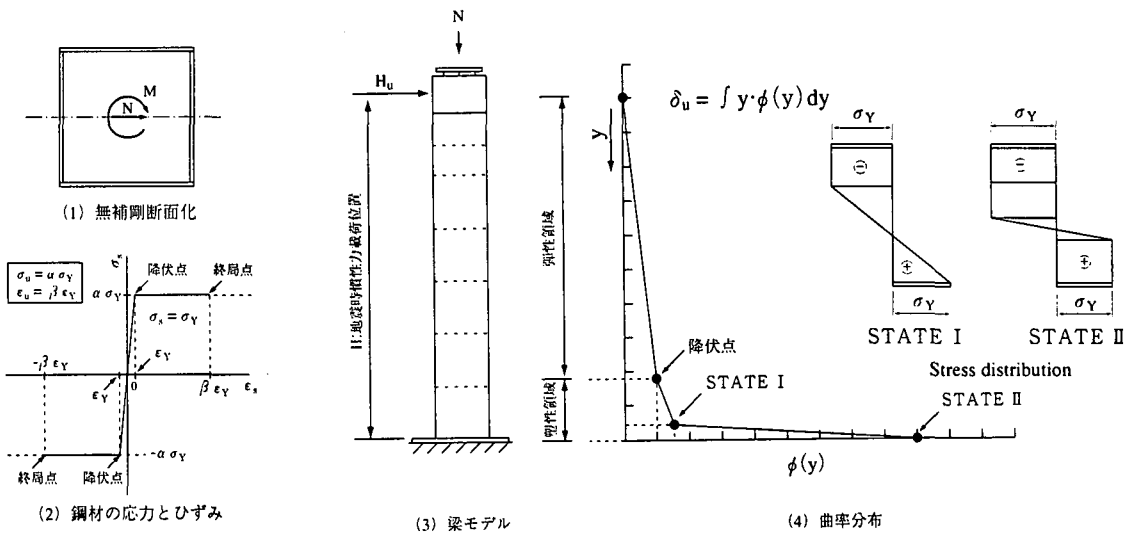


図-15 解析モデルと着目した応力状態

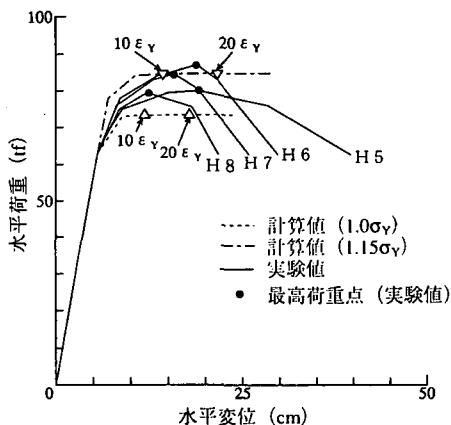


図-16 解析結果 (水平荷重と水平変位との関係)

図-15に解析モデルを示す。解析モデルの断面は縦補剛材を等価な外縁鋼板の板厚に置き換えた無補剛断面である。等価板厚の算定においては、供試体の外形寸法を一定とし、断面2次モーメントを一定として算出している。

矩形断面の場合、図中に示すように、側板の引張り縁が降伏した応力状態 (STATE I) から圧縮側の塑性領域が徐々に側板に拡大し、圧縮側外縁の圧縮ひずみが終局状態に達する応力状態 (STATE II) までの間に曲率 ϕ が急変する。この2つの塑性応力状態に着目し、供試体の水平荷重と水平変位の関係を算出した。

図-16に解析結果を示す。解析に使用した鋼材の応力ひずみ曲線は、完全バイリニア型であるが、ひずみ硬化、または繰返し硬化を評価するため降伏点 σ_r の値に係数 $\alpha=1.15$ を乗じた場合の水平荷重と水平変位の値も同様に算出した。

解析結果は実験結果を良く近似しており、縦補剛材剛比 $\gamma/\gamma^*=1.0$ である供試体H8は、終局圧縮ひずみ ϵ_u が、およそ降伏ひずみ ϵ_r の10倍で終局に達している。また、縦補剛材剛比 $\gamma/\gamma^*=3.0$ である供試体H5、H6、およびH7の場合は、終局圧縮ひずみ ϵ_u が、およそ降伏ひずみ ϵ_r の20倍で終局に達している。

5. 結論

本研究で得られた結論を列挙すると以下のようになる。

- (1)基本モデルH1、H2、およびH3は基部、または中埋めコンクリート上部の補剛板の局部座屈に起因して耐荷力の低下が発生する。
- (2)設定した設計パラメータに対する制限値は、薄肉補剛断面を有する鋼製橋脚の変形性能の向上に有効である。
- (3)鋼製橋脚の基部に打設された中埋めコンクリートの変形性能に対する影響は大きい。供試体H3の終局水平変位 δ_u の30%以上が、コンクリート充填部の弾塑性挙動に起因するものと考えられる。

- (4) 荷重載荷方法や、鋼製橋脚の断面構成によっては、その崩壊状況は脆性的に破断する好ましくない状態になる。
- (5) 簡単な片持ち梁モデルによる解析結果は、実験で得られた水平荷重と水平変位の関係を良く近似する。今後、この解析精度を上げるためには、鋼材の応力とひずみ曲線に、ひずみ硬化の影響を反映させる必要がある。
- (6) 解析結果と実験結果との比較から設定した幅厚比パラメータに対する制限値 ($R_p \leq 0.4$, $R_s \leq 0.5$)、を満足する薄肉補剛断面を有する鋼製橋脚の終局圧縮ひずみ ϵ_u は補剛材剛比 ($\gamma / \gamma^* = 1 \sim 3$) の値に応じて、鋼材の降伏ひずみ ϵ_r の10倍から20倍に達している。

6. 謝 辞

本研究は、「鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する

研究会、主査：北田大阪市立大学助教授、(財)阪神高速道路管理技術センター」、「震災復旧対策技術委員会、主査：渡邊京都大学教授、阪神高速道路公団」、および「鋼製橋脚研究委員会、主査：北田大阪市立大学助教授、(財)阪神高速道路管理技術センター」における研究成果を取りまとめたものである。ここに各委員会の委員の方々に深く感謝の意を表するものである。

7. 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説：V. 耐震設計編、1996年12月
- 2) 例えば阪神高速道路公団：鋼製橋脚の地震時保有水平耐力に関する調査研究業務報告書(その2)、1994年3月
- 3) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計案と耐震設計のための新技術、1996年7月

EXPERIMENTAL STUDY ON THE DUCTILITY OF STEEL BRIDGE PIERS

Atsushi NANJO, Yoshihira HORIE, Shigeki OKASHIRO and Izumi IMOTO

This paper summarizes the results of horizontal loading experiments (alternate loading with displacement control) using 1/3 scale models (box and circular cross-section) of actual bridge piers.

In this study, we established limit values on buckling design parameters for thin-walled and stiffened plate and steel pipe, in order to improve ductility of steel bridge piers. We then designed experimental models, and experimentally clarified the effects of these limits.

Based on these experimental results, we conducted a comparative study with results of analysis and experiment regarding the elasto-plastic behavior of steel bridge piers using simple cantilever-beam models.