

鋼製橋脚の地震時変形性能に関する実験的研究

工務部 設計課 徳 林 宗 孝
工務部 設計課 水 谷 治 弘

要 旨

本論文は、実橋脚の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）結果を基に鋼製橋脚の変形性能について考究したものである。

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。

キーワード：鋼製橋脚、耐震設計法、変形性能、ひずみ硬化、水平載荷実験

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 8 m/s^2 (800gal) に達し、この地震波の最大応答加速度は 20 m/s^2 (2,000gal) であった。この値は平成2年版の道路橋示方書（以下、旧道示という）に規定されていた設計地震力（応答加速度 10 m/s^2 (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月に道路橋示方書が改訂された。改訂された道路橋示方書（以下、新道示という）¹⁾では、鋼製橋脚に対しても従来の震度法による設計法に加え、大地震時に弾塑性挙動を考慮する地震時保有水平耐力法を導入したことが大きな特徴である。

本研究は、薄肉補剛断面を有する鋼製橋脚の変形性能の向上を目的とし、変形性能に影響を与える要因を実験的に明らかにしたものである。

1. 正負交番載荷実験^{2),3)}

1-1 実験供試体

写真-1には実験供試体の据付け状況を、表-1には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 $\sigma_{ck} = 14.7 \text{ N/mm}^2$ (150kgf/cm²) の中埋めコンクリートが基部から $h = 1,520$

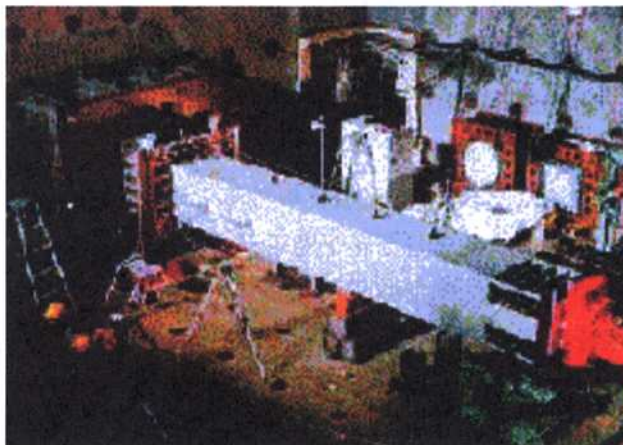


写真-1 実験供試体据え付け状況

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。

$$R_R \leq 0.4 \quad \dots (1)$$

$$R_l \leq 0.5 \quad \dots (2)$$

$$\gamma/\gamma^* \geq \beta \quad \dots (3)$$

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

ここで、

R_R : 補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ、

R_l : 縦補剛材の幅厚比パラメータ、

γ/γ^* : 縦補剛材の剛比、

また、縦補剛材の剛比 γ/γ^* は、局部座屈の発生モードを支配するパラメータである。縦補剛材剛比 γ/γ^* が1以上の値を満たすとき、発生する座屈モードが、補剛板全体の座屈モードから縦補剛材位置を節とする座屈モードになることが板の弾性

座屈理論より明らかにされている。

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、新道示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_l は式(2)を遵守している。

1-2 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には、荷重の載荷方法を、また、図-2には、供試体H1 (片振り載荷)、H2 (両振り載荷) および供試体H3 (両振り載荷、コンクリート充填断面) の実験結果を比較して示す。最高耐荷力点 H_u 以降の耐荷力の低下は基部の補剛板の局

表 1 実験供試体

供試体名	H1	H2	H3	H4	H5	H6	H7
荷重載荷方法	片振り載荷 (片側)	両振り載荷 (3回)	両振り載荷 (3回)	両振り載荷 (10回)	単調載荷 (両側)	両振り載荷 (1回)	両振り載荷 (3回)
実験供試体	<p>(a) 側面図 (b) 断面図</p> <p>(c) 設計パラメータ SM490Y R_{Rf} 0.35 R_{Rw} 0.44 R_l 0.71 γ/γ^* 0.56 σ_c/σ_t 0.104 λ 0.49 P 1,284kN</p>	<p>(a) 側面図 (b) 断面図</p> <p>(c) 設計パラメータ SS400 R_{Rf} 0.37 R_{Rw} 0.37 R_l 0.48 γ/γ^* 5.03 σ_c/σ_t 0.07 λ 0.57 P 1,284kN</p>	<p>(a) 側面図 (b) 断面図</p> <p>(c) 設計パラメータ SM490Y R_{Rf} 0.39 R_{Rw} 0.39 R_l 0.50 γ/γ^* 3.04 σ_c/σ_t 0.094 λ 0.53 P 1,284kN</p>	<p>(a) 側面図 (b) 断面図</p> <p>(c) 設計パラメータ SS400 R_{Rf} 0.37 R_{Rw} 0.37 R_l 0.48 γ/γ^* 5.03 σ_c/σ_t 0.07 λ 0.57 P 1,284kN</p>	<p>(a) 側面図 (b) 断面図</p> <p>(c) 設計パラメータ SM490Y R_{Rf} 0.39 R_{Rw} 0.39 R_l 0.50 γ/γ^* 3.04 σ_c/σ_t 0.094 λ 0.53 P 1,284kN</p>	<p>(a) 側面図 (b) 断面図</p> <p>(c) 設計パラメータ SM490Y R_{Rf} 0.39 R_{Rw} 0.39 R_l 0.50 γ/γ^* 3.04 σ_c/σ_t 0.094 λ 0.53 P 1,284kN</p>	<p>(a) 側面図 (b) 断面図</p> <p>(c) 設計パラメータ SM490Y R_{Rf} 0.39 R_{Rw} 0.39 R_l 0.50 γ/γ^* 3.04 σ_c/σ_t 0.094 λ 0.53 P 1,284kN</p>
供試体名	H8			H9			
荷重載荷方法	両振り載荷 (1回)			両振り載荷 (1回)			
実験供試体	<p>(a) 側面図 (b) 断面図</p> <p>(c) 設計パラメータ SM490Y R_{Rf} 0.39 R_{Rw} 0.39 R_l 0.50 γ/γ^* 1.00 σ_c/σ_t 0.094 λ 0.53 P 1,284kN</p>			<p>(a) 側面図 (b) 断面図</p> <p>(c) 設計パラメータ SM490Y R_{Rf} 33.3 R_{Rw} 27.6 R_l 0.42 σ_c/σ_t 0.057 λ 0.58 P 745kN</p>			
注)	R_{Rf} : 板パネル幅厚比パラメータ (フランジ) R_{Rw} : 板パネル幅厚比パラメータ (ウェブ) R_l : 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(N/mm ²) σ_t : 降伏点(N/mm ²) λ : 細長比パラメータ R/t : 径厚比						
	単位(mm)						

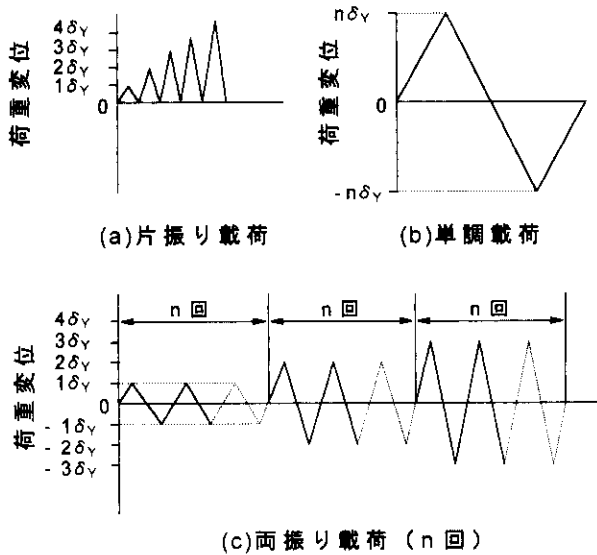


図-1 荷重載荷方法

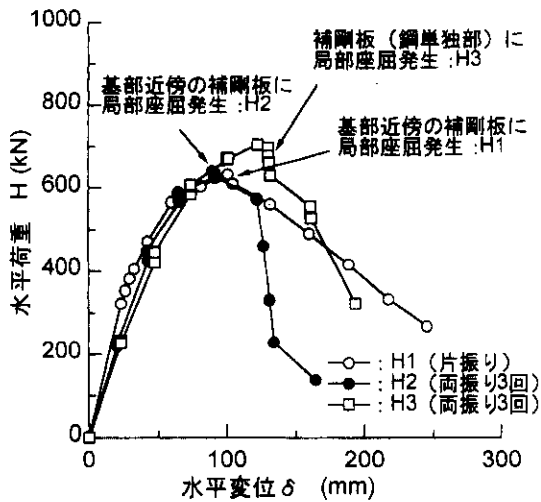


図-2 基本モデルの荷重変位関係 (包絡線) (供試体H1, H2, およびH3)

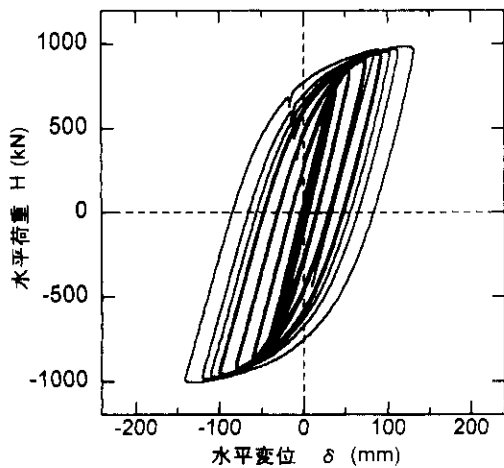


図-3 荷重変位曲線 (供試体H4)

部座屈に起因している。供試体H1～H3について、最高耐荷力点に達するまでの挙動に大きな差異はない。しかし、供試体H2の最高耐荷力点以降の耐荷力は、供試体H1に比べ急激に低下しており、最高耐荷力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

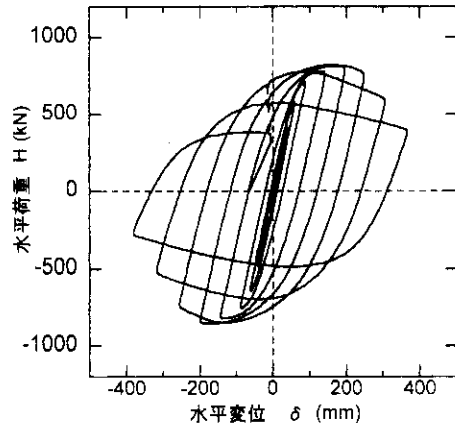


図-4 荷重変位曲線 (供試体H6)

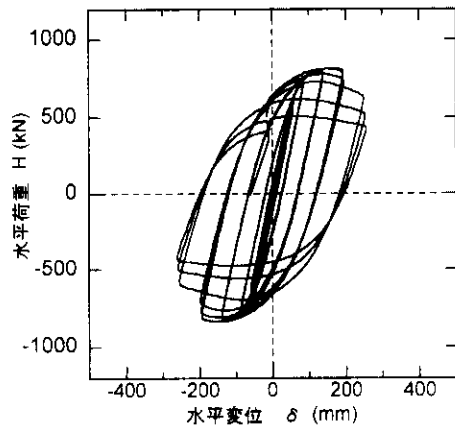


図-5 荷重変位曲線 (供試体H7)

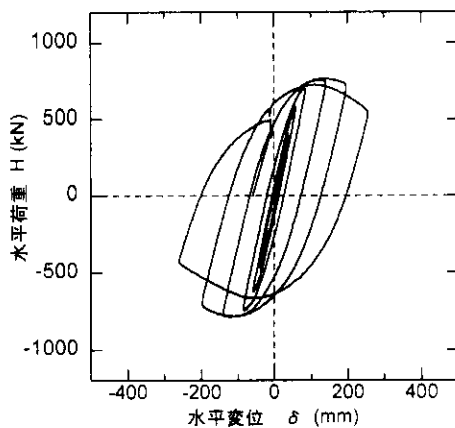


図-6 荷重変位曲線 (供試体H8)

の最高耐荷力点における水平荷重 H_u 、および水平変位 δ_u は、供試体H2と比較してそれぞれ大きい。また、供試体H3の最高耐荷力点以降での耐荷力の低下具合もH2と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。ここで、図-3~6には、供試体H4、およびH6~H8の荷重変位曲線を示す。

(2) 供試体H4の脆性破断

供試体H4の実験は降伏荷重以降も10回づつ繰返し載荷を行った(図-3参照)。しかし、 $\delta=80$ mm載荷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、 $\delta=120$ mmの載荷サイクル中に、このクラックが進展したため、その後は荷重載荷回数を1回とした。供試体H4は最高耐荷力点 $H_u=1,004$ kN (102.4tf)に達したのち、次の載荷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た。

(3) 荷重変位関係における縦補剛材剛比 γ/γ^* の影響

図-7に供試体H2 ($\gamma/\gamma^*=0.56$)、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_u 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_u 、水平変位 δ_u 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。

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

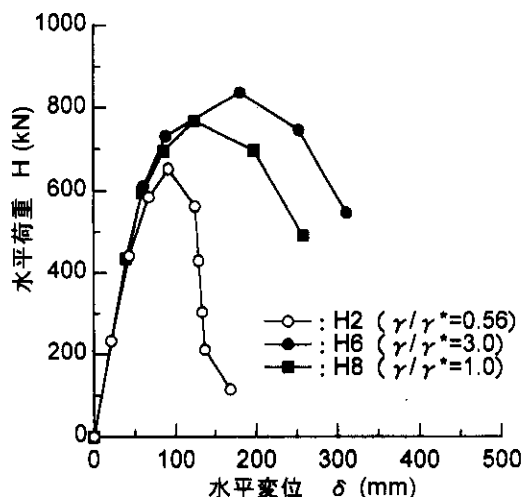


図-7 縦補剛材剛比 γ/γ^* の変形性能に対する影響

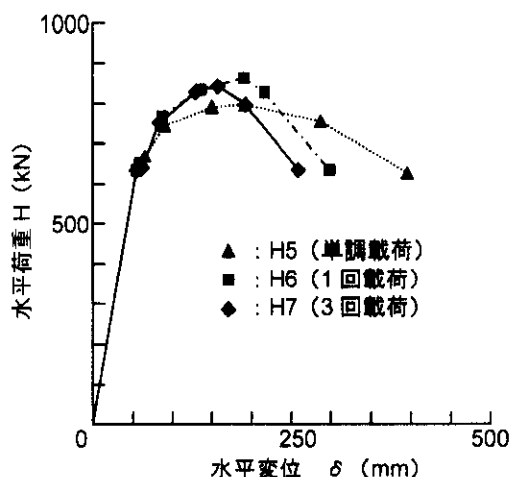


図-8 荷重載荷方法の影響

表-2 実験結果一覧

No	モデル種別	崩壊モード	σ_{YM}	δ_u/δ_y	H_u/H_y
H1	基本モデル	局部座屈	399.1	1.85	1.14
H2		局部座屈		1.70	1.20
H3		局部座屈		2.45	1.32
H4	改良モデル	脆性破断	282.0	3.41	1.33
H5		局部座屈	421.4	3.41	1.27
H6		局部座屈		3.29	1.40
H7		局部座屈		2.73	1.35
H8	局部座屈	2.25		1.23	

ここで σ_{YM} :材料試験から得られた下降伏点 (N/mm²)

δ_y : $\sigma_y = \sigma_{YM}$ のときの降伏水平変位

H_y : $\sigma_y = \sigma_{YM}$ のときの降伏水平荷重

δ_u : 最高耐荷力点における水平変位

H_u : 最高耐荷力点における水平荷重

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H 8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H 2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。

(4) 荷重変位関係における荷重載荷回数の影響
 図-8に供試体H 5(単調載荷)、H 6(両振り載荷、1回)、およびH 7(両振り載荷、3回)の荷重変位関係を示す。

供試体H 5の場合、最高耐荷力点 H_u は、供試体H 6、およびH 7と比較して最も低い。これは、供試体H 6、およびH 7が塑性領域において繰返し載荷されることにより、使用した鋼材(SM490Y)が硬化し、強度が増加するためと考えられる。

また、供試体H 5の最高耐荷力点以降での耐荷力の低下は供試体H 6、およびH 7と比較して緩やかである。さらに、供試体H 7の耐荷力の低下

は、供試体H 6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、繰返し載荷の場合、最高耐荷力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。

(5) 供試体H 9の荷重変位曲線

図-9に供試体H 9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。

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_y 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。

2.簡易モデルにおける静的解析^{4)~7)}

2-1 鋼製橋脚の曲げモーメントMと曲率 ϕ との関係

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とした。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。また、解析に使用した鋼材の応力とひずみとの関係はひずみ硬化を考慮したバイ・リニア型とした(図-10参照)。図中のEは弾性係数を示し、E*は

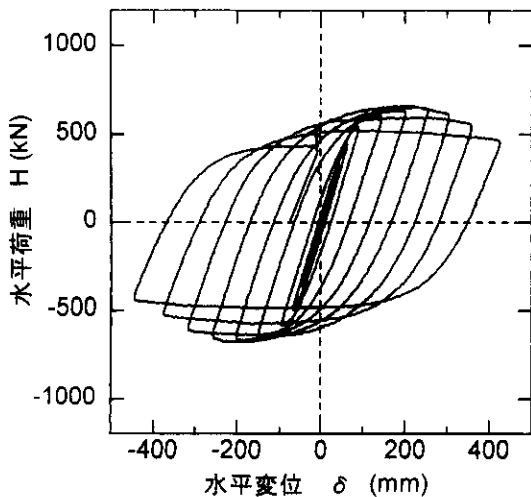


図-9 荷重変位曲線(供試体H9)

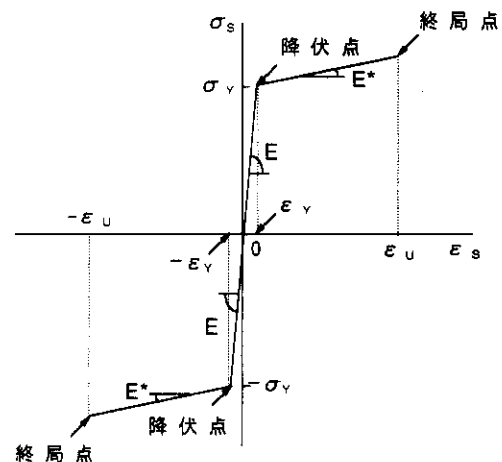


図-10 鋼材の応力とひずみの関係

塑性領域における鋼材の応力ひずみ曲線の勾配を示している（二次勾配）。

中立軸 z および抵抗曲げモーメント M_r の算出においては式(4)、および式(5)を満足するように求めた。

$$N = \int \sigma dA \quad \dots(4)$$

$$M_r = \int \sigma dyA \quad \dots(5)$$

ここで、

N ：軸力、

M_r ：抵抗曲げモーメント、

y ：図心軸からの距離、

また、鋼製橋脚の曲げモーメントと曲率との関係は、断面分割法により求めた。

なお、本研究においては、鋼製橋脚の終局状態として、荷重載荷方法の影響が小さい最高耐荷力点とし、局部座屈は考慮していない。

2-2 水平荷重と変位との関係

新道示には、RC橋脚を対象として、橋脚の終局状態を応力とひずみにより定義し、水平荷重 H と水平変位 δ を求めてエネルギー一定則によりRC橋脚の耐震性を照査する方法が規定されている。

ここでは、これと同様にして、次に挙げる仮定条件に基づいて鋼製橋脚の水平荷重 H と水平変位 δ との関係を解析的に求め、実験結果との比較を行う。

- 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。

- ② 供試体の薄肉補剛断面を無補剛断面に換算する。
- ③ 鋼材の応力とひずみの関係はひずみ硬化を考慮したバイ・リニア型とする。
- ④ 曲げモーメントにより断面内に生じる軸方向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）。

また、供試体の水平荷重 H と水平変位 δ は次に示す方法により求めた。

- ① 圧縮縁の圧縮ひずみ ϵ_u の値を与えて、供試体基部断面の終局曲げモーメント M_u を求め、供試体の高さ方向の曲げモーメント分布 $M_{(y)}$ を求める。このときの水平荷重 H は M_u を荷重載荷位置までの高さ h で除して求める。
- ② 求めたモーメント分布 $M_{(y)}$ と対応する曲率分布 $\phi_{(y)}$ を求める(図-11、および図-12参照)。
- ③ 水平変位 δ は次式により求める。

$$\delta = \int \phi_{(y)} y dy \quad \dots(6)$$

なお、鋼製橋脚の M - ϕ 関係において、降伏点以降、 $5\phi_y$ に達する領域で、曲げモーメントの増大と比較して曲率が急増する傾向がある。このため、鋼製橋脚の M - ϕ 関係を求める時、この範囲の曲率と対応する曲げモーメントとの関係は、特に正確に求めなければならない。

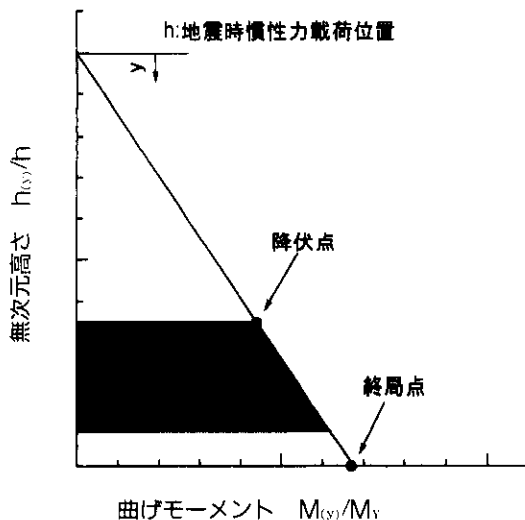


図-11 曲げモーメント分布概念図

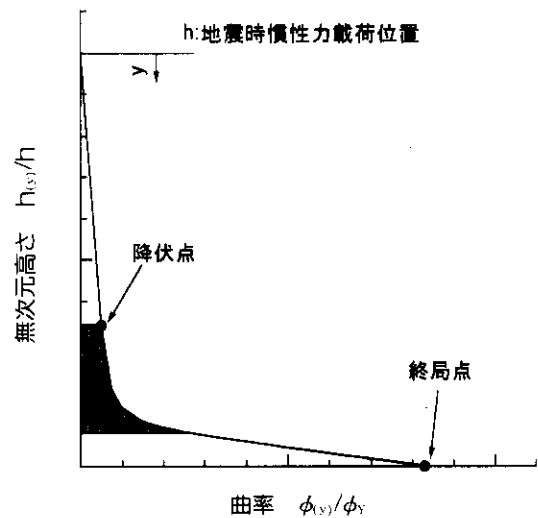


図-12 曲率分布概念図

2-3 解析結果

(1) 矩形鋼製橋脚

図-13は、解析結果（点線、および一点鎖線）と実験で得られた供試体H6, H7, およびH8の荷重変位曲線の包絡線（実線）とを比較して示している。

最高耐荷力点において、実験値と解析値とを比較した場合、鋼材の2次勾配比 $E^*/E=1/200$ とし、圧縮ひずみ ϵ_u が $20\epsilon_y$ に達したとき、解析値と実験値とがほぼ一致することが明らかとなった。

そして、鋼材の2次勾配比 $E^*/E=1/150$ の場合、圧縮ひずみ ϵ_u が $20\epsilon_y$ に達したとき、水平変位において解析値は実験値を若干大きく算定しているが、その差は小さい。

また、最高耐荷力点に至るまでの荷重と変位との関係において、実験値と解析値とを比較すると、解析値は実験値より水平荷重値を大きく算定している。これは、本解析モデルでは残留応力を考慮していないからであると考えられる。

図-14には、実験で得られた供試体H6の最高耐荷力点におけるひずみ値から求めた曲率分布を●で、そして鋼材の2次勾配比 $E^*/E=1/200$ 、終局圧縮ひずみ $\epsilon_u=20\epsilon_y$ における解析結果から得られた曲率分布を実線で示している。解析値と実験値はよく一致していることがわかる。

(2) 円形鋼製橋脚

図-15には、解析結果（点線、および一点鎖線）と実験で得られた供試体H9の荷重変位曲線の包絡線（実線）とを比較して示している。

最高耐荷力点において、実験値と解析値とを比較すると鋼材の2次勾配比 E^*/E が $1/100$ の場合、圧縮ひずみ ϵ_u が $17\epsilon_y$ に達したとき、解析値と実験値とがほぼ一致している。

そして、鋼材の2次勾配比 E^*/E が $1/150$ の場合、圧縮ひずみ ϵ_u が $20\epsilon_y$ に達したとき、解析値は実験値をよく近似していると考えられる。

また、矩形鋼製橋脚の場合と同様に、本解析モデルでは残留応力を考慮していないため、最高耐荷力点以前の荷重と変位との関係において、解析値は実験値より水平荷重値を大きく算定している。

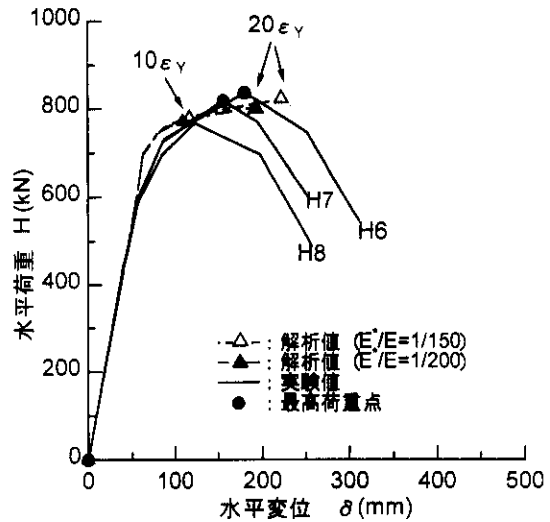


図-13 荷重変位関係（静的解析結果）

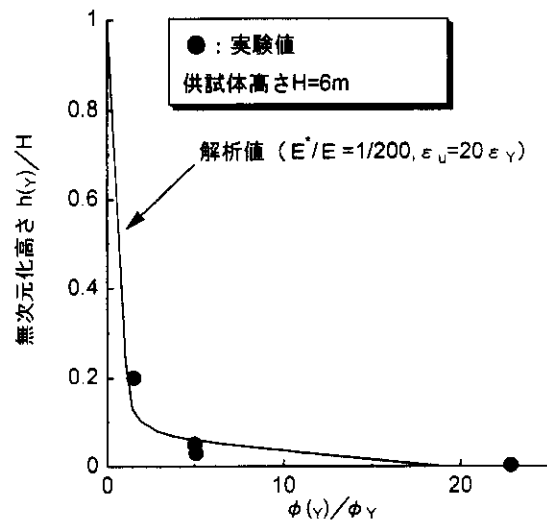


図-14 曲率の分布（供試体H6最高耐荷力点）

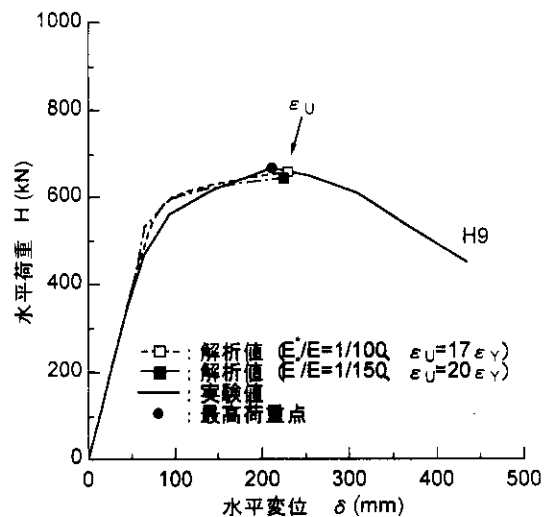


図-15 荷重-変位関係（静的解析結果）

3. まとめ

本研究において得られた結論をまとめると次のようになる。

(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耐震性能を大きく向上させる。

(3) 矩形鋼製橋脚の実験結果より, 設定した幅厚比パラメータに対する制限値 ($R_R \leq 0.4$, $R_L \leq 0.5$)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_Y の10倍から20倍に達している。

(4) 矩形鋼製橋脚の実験結果より, 終局状態を局部座屈発生以前である最高耐荷力点とすると, 耐荷力, および変形性能に対する荷重載荷回数の影響は少ない。

(5) 簡易モデルによる静的解析結果は, 実験で得られた供試体の高さ方向のひずみ分布を良く近似し, 水平荷重と水平変位との関係をも良く近似している(図-14参照)。

(6) 矩形鋼製橋脚の解析結果より, 最高耐荷力点において, 鋼材の2次勾配比を $E^*/E=1/150 \sim 1/200$ の範囲に設定したとき, 圧縮ひずみ ϵ_u は約 $20\epsilon_Y$ に達しており, 解析値は実験値をよく近似している。

(7) 円形鋼製橋脚の実験結果と解析結果との比較より, 最高耐荷力点において, 鋼材の2次勾配比を $E^*/E=1/100 \sim 1/150$ の範囲に設定したとき, 圧縮ひずみ ϵ_u は $17\epsilon_Y \sim 20\epsilon_Y$ に達しており, 解析値は実験値をよく近似している。

(8) 今後の課題としては, ①弾塑性有限変位解析との比較検討, ②長方形断面や, 角R付き断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する検討, ③面内ラーメン鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する検討等が挙げられる。

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: 北田大阪市立大学教授, (財)阪神高速道路管理技術センター」, 「阪神高速道路震災復旧対策技術委員会, 鋼構造物小委員会, 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。

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) 南莊淳, 西岡敬治, 堀江佳平, 陵城成樹: 鋼製橋脚の耐震補強に関する研究, 土木学会, 構造工学論文集, pp.1047~1058, 1998年3月。
- 3) 南莊淳, 堀江佳平, 陵城成樹, 井元泉: 鋼製橋脚の変形性能に関する実験的研究, 土木学会, 鋼製橋脚の非線形解析と耐震設計に関する論文集, pp.189~196, 1997年5月。
- 4) 陵城成樹, 木代稜, 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, 土木学会, 構造工学論文集, pp.1027~1035, 1999年3月。
- 5) S.Okashiro, Y.Horie, T.Nishioka, A.Nanjo: Experimental Study on a Seismic Design Method of Steel Bridge Piers, Proceedings of PSSC '98, Vol.1, pp.619~624, October, 1998.
- 6) 渡邊英一, 堀江佳平, 新名勉, 陵城成樹, 内田諭: 円形鋼製橋脚の変形性能評価法に関する研究, 土木学会, 第2回鋼構造物の非線形解析と耐震設計に関する論文集, pp.121~126, 1998年11月。
- 7) 阪神高速道路公団: 既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領(素案), 1997年3月。