

地震荷重を受ける薄肉鋼製橋脚の変形性能に 及ぼす縦補剛材剛比の影響

岡田 潤*, 北田 俊行**, 山野 敏郎***

- * 大阪市立大学大学院 工学研究科土木工学専攻前期博士課程(〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)
- ** 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科(〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)
- *** 日本構研情報(株) 構造解析室 (〒541-0051 大阪市中央区備後町 1-5-2)

本研究においては、一自由度系振動体としてモデル化された鋼製橋脚の局部座屈も考慮した弾塑性動的応答を解析し得る既開発プログラム USSP・D を用いて、パラメトリックな解析を行い、鋼製橋脚の強地震下における動的挙動を明らかにすることを目的としている。具体的には、補剛箱形断面の単柱を有する橋脚柱を対象にして、縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R を一定値に保ったまま、横補剛材間隔を変化させることによって縦補剛材剛比 γ/γ^* 、すなわち補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R_F を変化させ、 γ/γ^* 、および R_F が橋脚柱の強度、および変形性能に与える影響について定量的に検討を加えている。また、補剛箱形断面、および無補剛円形断面の単柱を有する橋脚モデルのハイブリッド実験結果との比較と通じて、USSP・D の妥当性の再検討も行っている。

Key Words : Elasto-plastic and dynamic response analysis, Steel bridge pier, Local buckling, Finite element method, Relative flexural rigidity of stiffener

1. まえがき

1995年1月17日に起きた兵庫県南部地震によって、都市における高架橋を支持する橋脚柱は、特に甚大な被害を受けた。じん性が高く、強地震に対しても強いと考えられていた鋼製橋脚にも被害が及んだ。そのため、鋼製橋脚柱の強地震時の挙動を解明し、必要な強度や変形性能を調べる研究が、活発に行われるようになった。

局部座屈の生じる薄肉断面部材においては、局部座屈が発生した後、繰返し地震力に対する耐荷力が大きく低下し、変形性能が小さくなることがわかっている。そこで、変形性能を高めるための有効な手法の一つとして、縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R を小さくするとともに、縦補剛材の剛度を線形座屈理論から決まる必要最小剛度を基準に大きくし、補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R_F も小さくする方法が挙げられる。

本研究では、まず、著者らによってすでに開発されているプログラム USSP・D¹⁾ (補剛板構造の弾塑性有限変位解析のための専用プログラム USSP²⁾と、文献3)のハイブリッド実験で開発された単柱形式の鋼製橋脚の簡易的な弾塑性動的応答解析のためのプログラム DHRMS⁴⁾の中の差分法による1質点系の動的解析サブルーチン FDDA1 とを組み合わせた弾塑性動的応答解析プログラムを用いて、補剛箱形断面、および無補剛円形断面を有する柱部材からなる単柱形式の橋脚を想定したモデ

ルについて、局部座屈を考慮した弾塑性動的応答解析(以下、単に応答解析という)を行う。そして、それらの結果とハイブリッド実験結果との比較を行い、プログラムの妥当性について再検討を加えている。

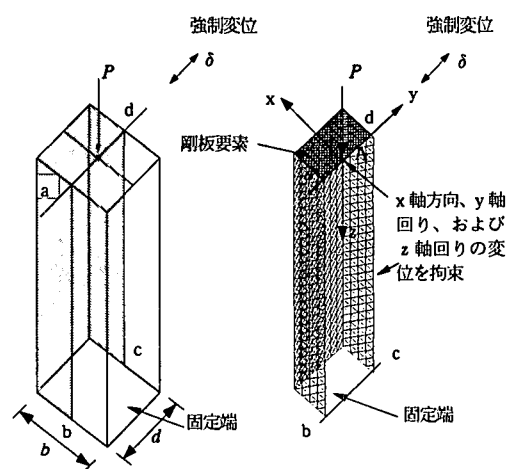
つぎに、補剛箱形断面の単柱を有する橋脚について、板パネルの幅厚比パラメータ R_R を一定値に保ったまま、横補剛材間隔を変化させることによって縦補剛材剛比 γ/γ^* を変化させ、それが橋脚柱の強度、および変形性能に与える影響、すなわち補剛板パネルの幅厚比パラメータ R_F に着目したパラメトリックな応答解析を行い、

表-1 解析モデルの内訳

解析モデル	解析モデルの断面	解析モデルの柱長 L (cm)	軸方向圧縮力 P	γ/γ^*	解析目的	入力地震加速度
d-a		1,477.6	全塑性軸力の11.3%	0.68	プログラムUSSP・Dの妥当性検証	東神戸大橋×1.5
d-b		1,440	全塑性軸力の11.1%	-		東神戸大橋
d-c		1,477.6	全塑性軸力の11.3%	1	γ/γ^* の影響の検討	東神戸大橋×1.5
d-d				1.5		
d-e				2		
d-f				2.5		
d-g				3		
d-h				0.68		JR鷹取
d-i				1		
d-j				1.5		
d-k				2		
d-l				2.5		
d-m				3		
s-a				3	ひずみ分布検討	静的変位載荷

表-2 解析モデルの断面寸法

解析モデル	b (mm)	d (mm)	D (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)
d-a d-c~d-m s-a	3,496.0	2,248.0	—	48.0	272.0	48.0
d-b	—	—	3,162.0	37.7	—	—



(a)対象とした薄肉断面柱 (b)プログラム USSP で用いる 1/2 の解析モデル

図-1 USSP で用いる解析モデル

それが橋脚柱に与える影響についても検討を加えている。

2. 解析モデルと解析条件の設定

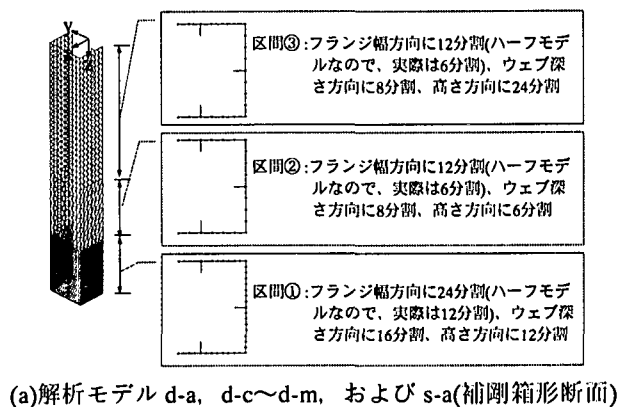
2.1 解析内容

本研究で用いた解析モデルの内訳を、表-1に示す。はじめに、プログラム USSP・D の妥当性を検討するために、補剛箱形断面(解析モデル d-a)、および無補剛円形断面(解析モデル d-b)を有する解析モデルについて応答解析を行った。そして、その解析結果と、文献5)にまとめられているハイブリッド実験の結果とを比較した。なお、解析モデル d-a、および d-b は、文献5)に示されている相似率8のハイブリッド実験の供試体(長方形断面 No.13、およびパイプ形断面 No.12)の寸法を実物大レベルに拡大したモデルであり、「JSSC 次世代土木鋼構造研究委員会・鋼橋の耐震設計小委員会」⁶⁾で行われたベンチマークのための解析モデルである。

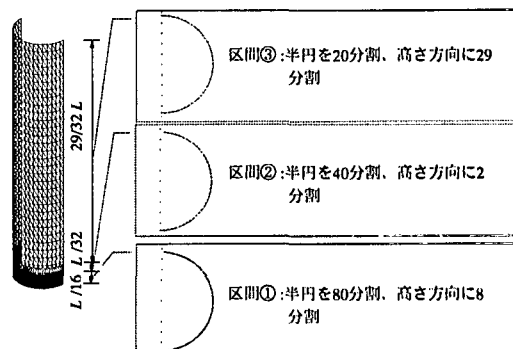
また、縦補剛材剛比の変形性能に及ぼす影響について検討を加えるため、解析モデル d-a と横補剛材間隔の異なる解析モデル d-c~d-m を設定した。そして、兵庫県南部地震の際に実測された地震加速度である東神戸大橋付近の地盤における同橋の橋軸方向のデータ(以下、

表-3 解析モデルの諸元

解析モデル	降伏点 σ_y (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比	軸方向圧縮力 P (kN)	質量 M (N·s ² /cm)	減衰係数 C (kN·s/cm)	降伏水平荷重 H_y (kN)	降伏水平変位 δ_y (cm)
d-a d-c~d-m s-a	308.7	2.06×10^5	0.300	21972	22420.4	15.36	9349.2	8.88
d-b	347.9	2.06×10^5	0.300	14484	14798.0	11.43	6272.0	7.11



(a)解析モデル d-a, d-c~d-m, および s-a(補剛箱形断面)



(b)解析モデル d-b(円形断面)

図-2 要素分割状況

東神戸大橋という)、1.5 倍にしたデータ(以下、東神戸大橋×1.5 という)、および JR 應取駅付近の地盤における南北方向のデータ(以下、JR 應取という)のいずれかを入力して応答解析を行い、それぞれの解析結果を比較した。

さらに、応答解析で得られた最大応答変位を、同一モデルに静的に载荷した場合の垂直ひずみ分布と動的応答解析した場合の垂直ひずみ分布との差異について比較・検討するため、解析モデル s-a を設定した。

本研究で用いた以上の全解析モデルの断面寸法をまとめて表-2に示す。

2.2 解析モデル

プログラム USSP のための解析モデルとして、図-1(a)に一例を示す薄肉断面を有する片持柱を対象とした。

いま、図-1(b)に示すように、対象柱の構造、载荷荷重、および、たわみ波形の対称性を利用して、対象柱から断面方向に 1/2 の部分を取り出し、プログラム USSP のための解析モデルを設定した。そして、载荷断面内の節点が従属している独立節点 A を剛板要素上に設ける。独立節点 A には、上部構造の自重を想定した一定の軸方向圧縮力を载荷した状態で、水平方向 (y 軸方向)に地震動に伴う応答変位を各時間ステップごとに入力した。

表-4 解析モデルの各種パラメータ

解析モデル	補剛板全体の幅厚比パラメータ R_F	板パネルの幅厚比パラメータ R_R	径厚比パラメータ R_T	γ/γ^*	縦横比 α	横補剛材間隔 a (cm)	細長比パラメータ λ
d-a d-h	0.575	0.481	-	0.671	1.014	344.8	0.378
d-b	-	-	0.117	-	-	-	0.338
d-c d-i	0.481	0.481	-	1	0.832	282.9	0.378
d-d	0.400			1.5	0.683	232.3	
d-e	0.350			2	0.596	202.7	
d-k d-l	0.317			2.5	0.537	182.6	
d-g d-m s-a	0.292			3.0	0.494	168.0	

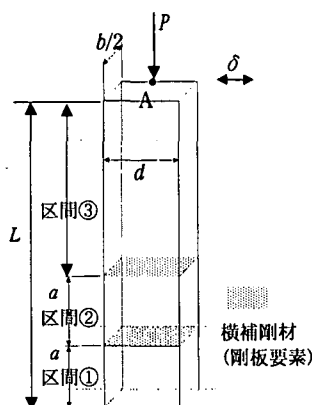


図-3 補剛箱形断面を有する鋼製橋脚モデル

一方、この解析モデルは、プログラム FDDA1 による解析のために、図-1(b)に示す独立節点 A を質点とした一質点系振動体にもモデル化される。

また、今回の解析では、全ての解析モデルにおいて、初期不整を無視して解析を行った。

ここで、解析モデルの代表的な諸元を、文献5より表-3のように設定した。なお、減衰定数 h は、すべての解析モデルで 0.05 とみなした。

要素分割状況は、局部座屈が発生すると予想される柱基部付近ほど細かく、図-2に示すように設定した。補剛箱形断面を有する解析モデル d-a、d-c～d-m、および s-a において、節点総計は 1,146 で、全要素数は 2,140 とした。一方、無補剛円形断面を有する解析モデル d-b において、節点総計は 1,360 で、全要素数は 2,540 とした。

2.3 解析モデルの各種パラメータ

解析モデル d-c から d-m では、板パネルの幅厚比パラメータ R_R を一定値に保ったまま、横補剛材間隔 a を変化させることによって縦補剛材剛比、すなわち補剛板パネルの幅厚比パラメータ R_F を変化させ、橋脚柱の強度、および変形性能に与える縦補剛材剛比 γ/γ^* (γ^* : 弾性座屈理論から決まる座屈波形が縦補剛材位置で節になる必要な最小剛比)の影響について検討を加えた。横補剛材のモデル化については、図-3に示すように、柱モデルの基部から2箇所にも剛体要素を導入した。

以上の全解析モデルの各種パラメータを、表-4にまとめた。表中の諸パラメータは、文献7)より、以下の式で

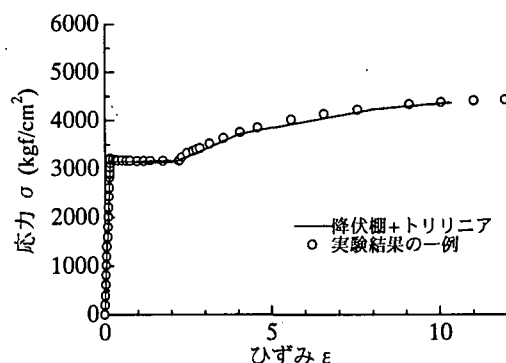


図-4 応力-ひずみ関係

表-5 ひずみ硬化率

解析モデル	ひずみ	H' (kgf/cm ²)
d-a	0.0000～0.0206	0
d-c～d-m	0.0206～0.0385	3.10×10^4
s-a	0.0385～0.0785	1.27×10^4
	0.0785～	5.62×10^3
d-b	0.0000～0.0208	0
	0.0208～0.0483	1.49×10^4
	0.0483～0.1183	7.36×10^3
	0.1183～	4.18×10^3

それぞれ算出した。

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 \cdot k_F}} \quad \dots (1)$$

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 \cdot 4n^2}} \quad \dots (2)$$

$$R_T = \frac{R}{t} \frac{\sigma_Y}{E} \sqrt{3(1-\mu^2)} \quad \dots (3)$$

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{l}{r}} \quad \dots (4)$$

$$\gamma^* = 4\alpha^2 n \cdot (1+n\delta_s) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{6} \quad \dots (5)$$

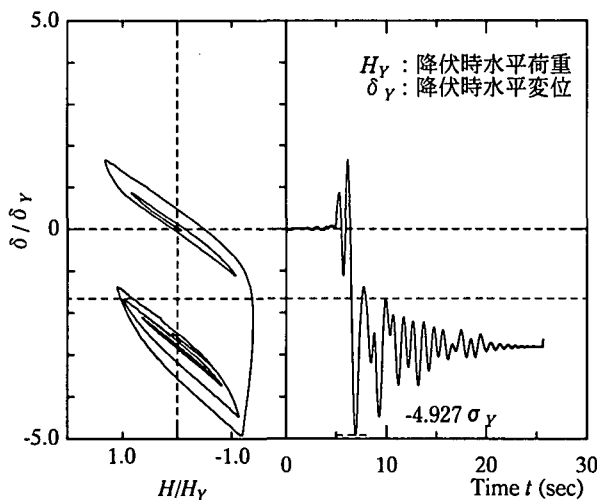
$$\gamma = \frac{EI_S}{Db} \quad \dots (6)$$

ここで、 n は縦補剛材によって区切られるパネル数を、 k_F は補剛板全体の座屈係数を、 l は有効座屈長を ($l=2L$)、 R は鋼管半径を、 α は縦横比 ($\alpha=a/b$) を、 δ_s は縦補剛材断面積比を、 D ($D=Et^3/12(1-\mu^2)$) は板曲げ剛度を、 I_S ($I_S=b_s^3 t_s/3$) は縦補剛材の付け根回りの断面二次モーメントを、それぞれ示している。

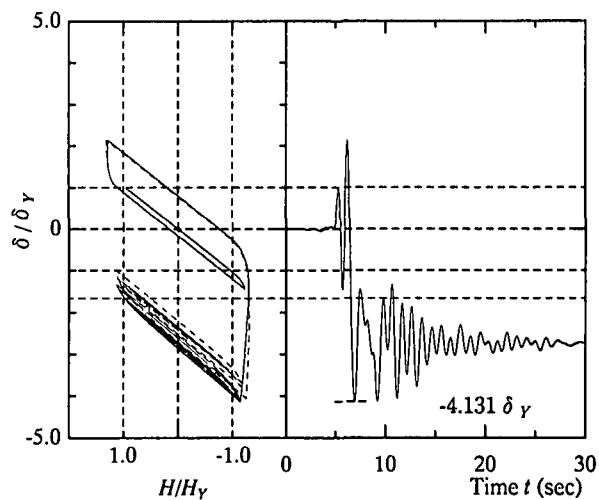
2.4 解析に用いる応力-ひずみ曲線

今回の解析に用いた鋼材の応力-ひずみ曲線は、図-4に示すように、降伏棚を有しひずみ硬化領域をトリリニアとみなすモデル(以下、降伏棚+トリリニア形という)に理想化した。ひずみ硬化率は、それぞれの実験の際に行われた引張試験より得られた応力-ひずみ曲線に適合するよう表-5のように、決定した。

また、全解析モデルにおいて、移動硬化率を 100% に設定し、等方硬化は発生しないものと仮定した。

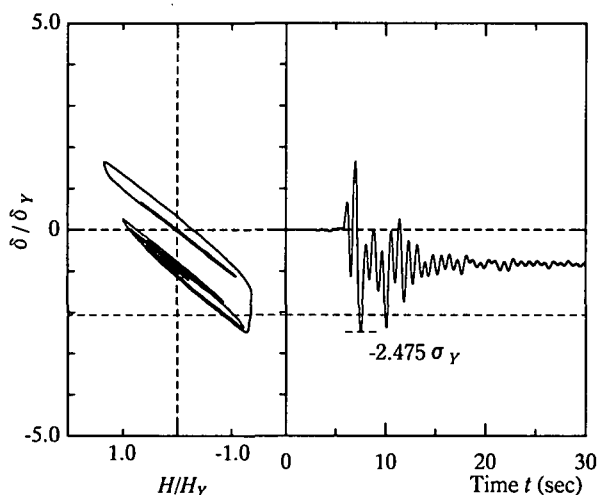


(a) ハイブリッド実験結果⁵⁾

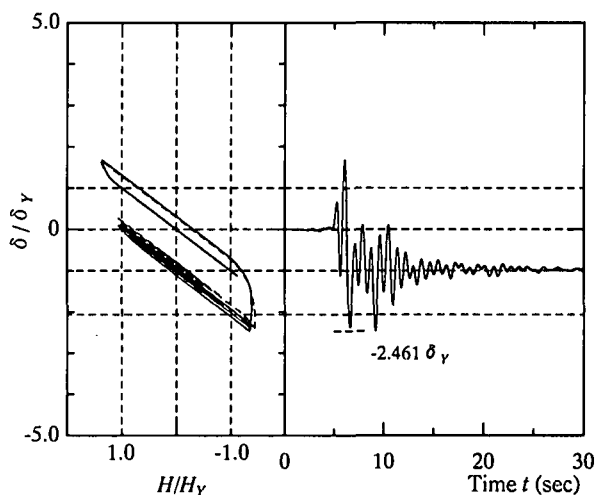


(b) USSP-Dによる応答解析結果

図-5 補剛箱形断面を有する解析モデル d-a の実験結果⁵⁾と応答解析結果との比較



(a) ハイブリッド実験結果⁵⁾



(b) USSP-Dによる応答解析結果

図-6 円形断面を有する解析モデル d-b の実験結果⁵⁾と応答解析結果との比較

3. USSP-D の検証

3.1 補剛箱形断面を有する解析モデルについて

補剛箱形断面を有する解析モデル d-a については、ハイブリッド実験の結果⁵⁾と USSP-D による応答解析結果とを比較した。入力地震加速度としては、東神戸大橋×1.5 の地震加速度(最大地震加速度 488.76gal)を入力した。

実験結果、ならびに応答解析結果の水平変位の時刻歴応答、および水平荷重-水平変位曲線を、図-5 (a)~(b) に示す。これらの図よりわかるように、その挙動は、実験値、および応答解析値の両者ともに $t=7$ (s)付近で負側に著しい応答変位 δ_{max} が生じた後は、そのまま変位が 0 点にまで戻らず、負側に残留変位が生じた。

ここで、各解析結果、および実験結果より、最大水平荷重 H_Y を降伏水平荷重で無次元化した値 H_{max}/H_Y 、ならびに最大水平変位 δ_{max} 、および残留変位 δ_R を降伏水平変位 δ_Y で無次元化した値 δ_{max}/δ_Y 、および δ_R/δ_Y を、

表-6に示す。この表より、応答変位の最大値 δ_{max}/δ_Y では、応答解析値が実験値と比べて 16%ほど小さな値となっている。一方、残留変位 δ_R 、および応答水平荷重の最大値 δ_{max} は、ハイブリッド実験値と USSP-D による解析値とではほぼ一致した。

つぎに、 $t=7$ 秒における変形状況、および弾塑性領域図を図-7(a)に示す。なお、変位の倍率は、10 とした。また、弾塑性領域図においては、黒く塗りつぶした箇所が弾塑性領域に相当する。すなわち、有限要素内の各層のうち、1 層でも降伏したものがあれば、その要素は、弾塑性状態に達したとみなして、黒く塗りつぶしてある。この図より、基部付近において著しく局部座屈変形が発生していることがわかる。

3.2 円形断面を有する解析モデルについて

以下に、円形断面を有する解析モデル d-b について、ハイブリッド実験の結果⁵⁾と USSP-D の応答解析結果とを比較する。入力地震加速度としては、東神戸大橋の地

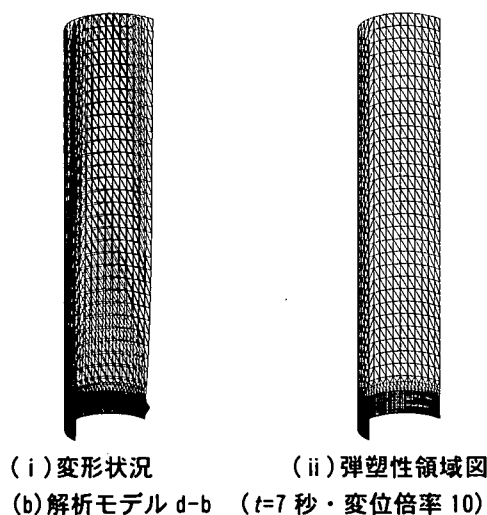
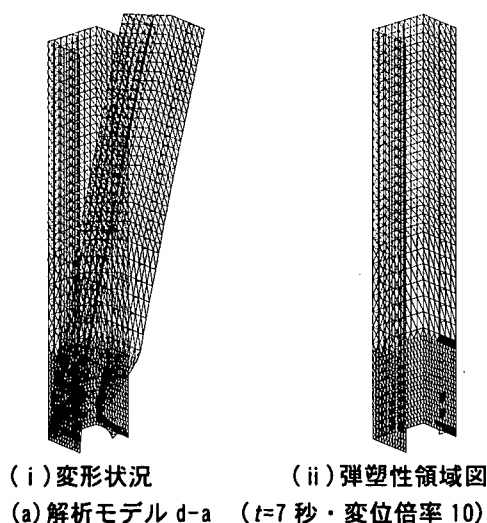


図-7 解析モデル d-b における変形状況，ならびに弾塑性領域図

震加速度(最大地震加速度 325.8gal)を入力した。

実験結果，ならびに応答解析結果の水平変位の時刻歴応答，および水平荷重-水平変位曲線を，図-6(a)～(b)に示す。これらの図よりわかるように，応答解析値，および実験値の両者において， $t=6(s)$ 付近で負側に著しい応答変位が発生し，その挙動は，概ね良好に一致している。表-6の応答変位 δ_{max} に注目すれば，解析値は，実験値と比較すると，解析モデル d-b で 1%ほど小さな値をとっていることがわかる。

また， $t=7$ 秒における変形状況，および弾塑性領域図を図-7(b)に示す。この図より，基部付近において，弾塑性領域，および局部座屈波形が卓越していることがわかる。

4. 縦補剛材剛比が薄肉鋼製橋脚の変形性能に及ぼす影響

縦補剛材剛比 r/r^* が橋脚柱の強度，および変形性能に与える影響について検討するため， r/r^* を 0.67, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, および 3.0 の計 6 種類に変化させ，それぞれ応答解析を行った。文献5)を参考に設定した解析

表-6 解析結果と実験結果との比較

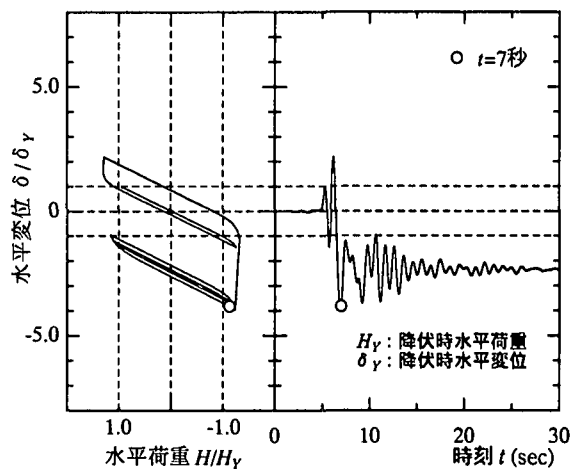
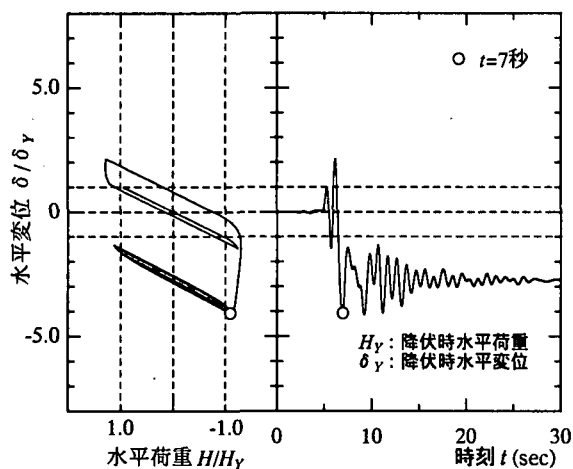
解析モデル		δ_{max}/δ_y	H_{max}/H_y	H_{min}/H_y	δ_R/δ_y
d-a	解析結果	-4.131	1.284	-1.301	-2.725
	ハイブリッド実験結果 ⁶⁾	-4.927	1.310	-1.391	-2.636
	解析値/実験値	0.838	0.980	0.935	1.034
d-b	解析結果	-2.461	1.358	-1.386	-0.957
	ハイブリッド実験結果 ⁶⁾	-2.475	1.341	-1.371	-0.843
	解析値/実験値	0.994	1.012	1.011	1.135

モデル d-a では， r/r^* が 0.67 となる。また，解析モデル d-c～d-m では，2.3 節で述べたように， r/r^* が 0.67～3.0 のそれぞれの値となるような縦横比 α を決定し，その詳細な値を表-4にまとめた。入力地震加速度としては，解析モデル d-a，および d-c～d-g では，東神戸大橋 $\times 1.5$ の地震加速度を入力した。一方，解析モデル d-h～d-m では，JR 鷹取の地震加速度(最大加速度 641.73gal)を入力した。

図-8には，応答解析結果の代表例として， r/r^* が最小の値をとる解析モデル d-a($r/r^*=0.67$ で，東神戸大橋 $\times 1.5$ のモデル)，および r/r^* が最大の値をとる解析モデル d-g($r/r^*=3.0$ で，東神戸大橋 $\times 1.5$ のモデル)のそれぞれの水平荷重-水平変位曲線，および水平変位の時刻歴応答波形を示している。この図より，両者を比較すると，その波形は， r/r^* の値にかかわらず，ほぼ，一致していることがわかる。図-9には，解析モデル d-h($r/r^*=0.67$ で，JR 鷹取のモデル)，および解析モデル d-m($r/r^*=3.0$ で，JR 鷹取のモデル)のそれぞれの水平荷重-水平変位曲線，および水平変位の時刻歴応答波形を示している。この図より，両応答波形は， $t=7$ 秒まで，ほぼ同じである。しかし，それ以降，解析モデル d-h の波形は，解析モデル d-m の波形と比較して，正側に大きな応答変位が生じはじめ，最終的には，有意に異なる挙動を示していることがわかる。

以上の解析結果をまとめると表-7のようになる。この表から，応答変位が比較的小きな値をとることが知られている東神戸大橋 $\times 1.5$ (Ⅲ種地盤)の地震加速度を入力した場合， δ_{max}/δ_y が最大となる解析モデル d-a($r/r^*=0.67$)の値は，最小となる解析モデル d-g($r/r^*=3.0$)と比較して 5.0%程度しか大きくならず， r/r^* が，最大水平変位に与える影響は少ないことがわかる。また残留変位 δ_R/δ_y に着目すると，解析モデル d-a($r/r^*=0.67$)の値は，最小となる解析モデル d-g($r/r^*=3.0$)と比較して 17.1%増大した。一方，応答変位が比較的大きな値をとることが知られている JR 鷹取(Ⅱ種地盤)の地震加速度を入力した場合，最大水平荷重，および最大水平変位に関しては，東神戸大橋 $\times 1.5$ を入力したときと同様に，剛比を変化させたことによる差異が，5.0%程度しか見られなかった。しかし，残留変位においては， $r/r^*=0.67$ の時の値が， $r/r^*=3.0$ の時の値と比較して，約 49%大きくなった。

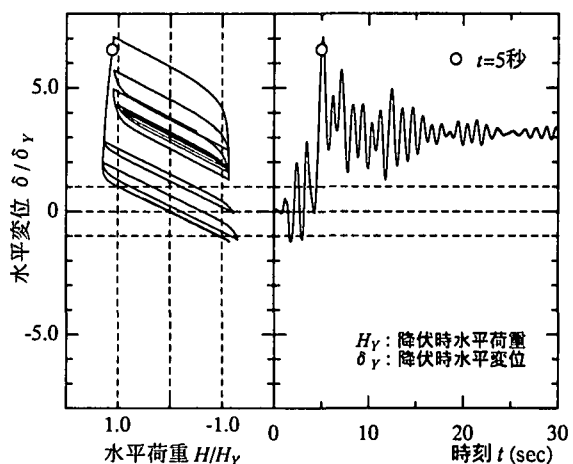
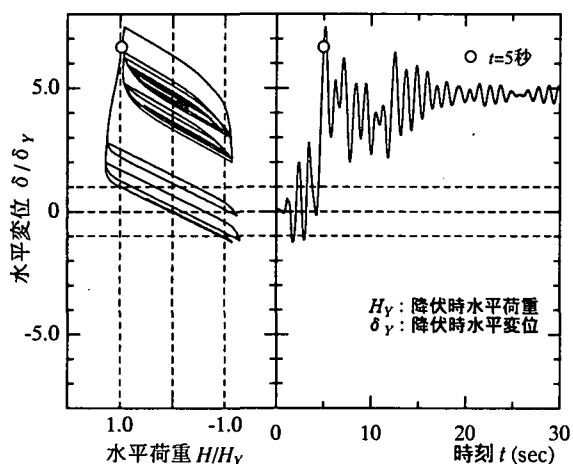
解析モデルの基部より， $1/2 \times$ (横補剛材間隔)の高さの断面における詳細な変形状況を，図-10，および図-11に示す。JR 鷹取の地震加速度を入力したときの変形図は， $t=5$ 秒の時のもので，変形倍率を 3 としたものである。



(a) $\gamma/\gamma^*=0.67$ ($R_f=0.575$)の場合(解析モデル d-a)

(b) $\gamma/\gamma^*=3.0$ ($R_f=0.292$)の場合(解析モデル d-g)

図-8 東神戸大橋×1.5の地震加速度を入力した際の水平荷重-水平変位曲線, および水平変位の時刻歴応答



(a) $\gamma/\gamma^*=0.67$ ($R_f=0.575$)の場合(解析モデル d-h)

(b) $\gamma/\gamma^*=3.0$ ($R_f=0.292$)の場合(解析モデル d-m)

図-9 JR 鷹取の地震加速度を入力した際の水平荷重-水平変位曲線, および水平変位の時刻歴応答

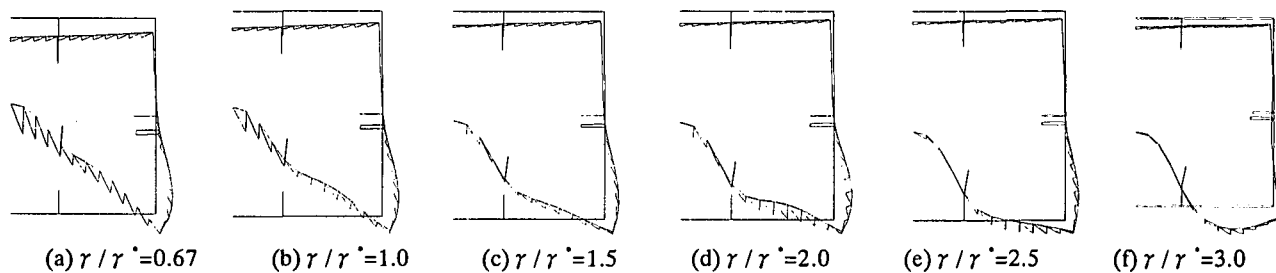


図-10 東神戸大橋×1.5の地震加速度を入力した際の基部付近の断面の変形状況($t=7$ 秒, 変位倍率 10)

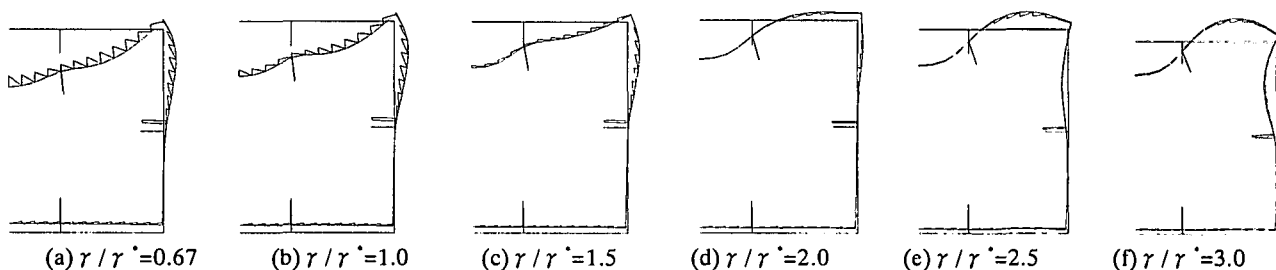


図-11 JR 鷹取の地震加速度を入力した際の基部付近の断面の変形状況($t=5$ 秒, 変位倍率 3)

表-7 縦補剛材剛比 γ/γ^* が与える影響

解析モデル	入力地震加速度	γ/γ^*	δ_{max}/δ_Y	H_{max}/H_Y	H_{min}/H_Y	δ_R/δ_Y
d-a	東神戸大橋 ×1.5	0.67	-4.137	1.284	-1.301	-2.725
d-c		1.00	-4.085	1.286	-1.304	-2.618
d-d		1.50	-4.023	1.287	-1.308	-2.493
d-e		2.00	-4.011	1.290	-1.310	-2.466
d-f		2.50	-3.969	1.292	-1.315	-2.381
d-g		3.00	-3.941	1.294	-1.320	-2.326
d-h		0.67	7.468	1.281	-1.290	4.735
d-i	JR鷹取	1.00	7.365	1.283	-1.290	4.621
d-j		1.50	7.131	1.285	-1.285	4.065
d-k		2.00	6.981	1.286	-1.296	3.381
d-l		2.50	7.004	1.287	-1.302	3.274
d-m		3.00	7.058	1.290	-1.290	3.160

[注] δ_{max} : 最大水平変位、 H_{max} : 正側の最大水平荷重、
 H_{min} : 負側の最大水平荷重、 δ_R : 残留変位

また、東神戸大橋×1.5 の地震加速度を入力したときの变形図は、 $t=7$ 秒で、变形倍率を 10 としている。これらの図より、入力地震加速度にかかわらず、 γ/γ^* が 0.67 の場合、縦補剛材が有効にはたらかず、フランジ全体が幅方向に半波のモードで变形している。一方、 γ/γ^* が大きくなるにつれて縦補剛材間で半波となる变形モードに近づき、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ の变形モードは、完全に縦補剛材間で半波となるモードになっていることがわかる。

また、 $t=5$ 秒において、解析モデル d-h($\gamma/\gamma^*=0.67$, JR 鷹取)、および解析モデル d-m($\gamma/\gamma^*=3.0$, JR 鷹取)の基部より $1/2 \times$ (横補剛材間隔) の高さの断面における部材軸方向の垂直ひずみ分布図を図-12に示す。なお、垂直ひずみは有限要素の表裏の面の平均値としている。この図より、両モデルとも、圧縮側のフランジにおいて、大きなひずみが発生していることがわかる。 $\gamma/\gamma^*=0.67$ の解析モデルにおいては最大ひずみが $10\varepsilon_Y$ 程度となり、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ の解析モデルでは $60\varepsilon_Y$ を越えるひずみが発生している。図-9に示したように、両解析結果における応答変位の最大値には有意な差異が見られなかったにもかかわらず、ひずみ分布に著しい差異がみられた。

最後に、解析モデル d-m($\gamma/\gamma^*=3.0$, JR 鷹取)の $t=5$ 秒における基部より $1/2 \times$ (横補剛材間隔) の高さの断面の垂直ひずみ分布と、そのときの応答変位 $6.59\delta_Y$ を同一の諸元を有する解析モデル s-a に静的に载荷した場合の垂直ひずみ分布とを比較して図-13に示す。この図からわかるように、両者に有意な差異は、見られない。すなわち、動的な繰り返し载荷による塑性ひずみの累積現象が認められるものの、対象とした解析モデルでは、その影響は小さいことがわかる。

5. 結論

本研究においては、強地震動下における単柱形式の鋼製橋梁の応答解析結果とハイブリッド実験結果とを比較し、解析プログラム USSP・D の妥当性を再検討するとともに、縦補剛材剛比が鋼製橋脚の強度、および変形性能に及ぼす影響について検討した。本研究より得られた主な結論、および今後の検討課題をまとめると、以下の

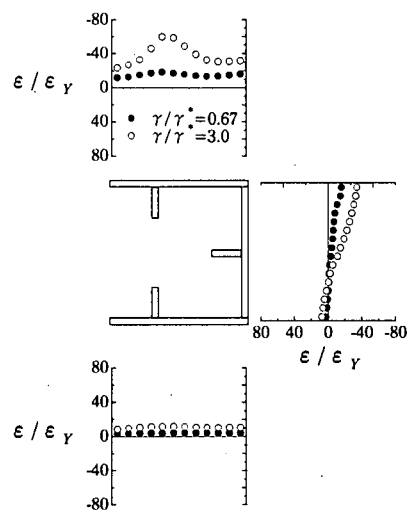


図-12 解析モデル d-h($\gamma/\gamma^*=0.67$)、および d-m($\gamma/\gamma^*=3.0$)の基部付近におけるひずみ分布($t=5$ 秒)

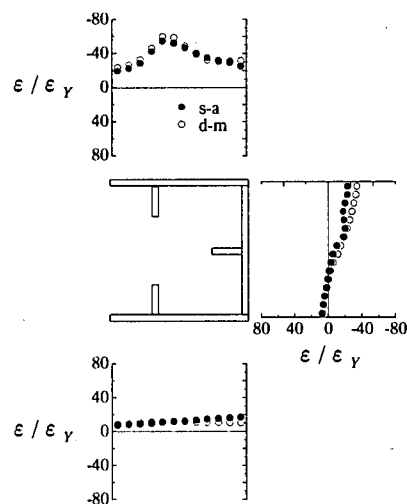


図-13 解析モデル d-m、および s-a(静的に変位载荷)の基部付近におけるひずみ分布

とおりである。

- (i) 補剛箱形断面を有する解析モデルにおいて、USSP・D による応答水平変位の最大値、応答水平荷重の最大値、および残留変位は、ハイブリッド実験の結果に比して、それぞれ 83.8%, 93.5%, および 103.4% となった。
- (ii) 円形断面を有する解析モデルにおいて、USSP・D による応答水平変位の最大値、応答水平荷重の最大値、および残留変位は、ハイブリッド実験の結果に比して、それぞれ 99.4%, 101.1%, および 113.5% となった。
- (iii) 本研究では、鋼材の構成則を降伏棚+トリリニア形に理想化して解析を行ったが、今後、多曲面モデルを導入するなど、より厳密な構成則を用いた検討も必要である。
- (iv) 東神戸大橋付近で観測された地震加速度を 1.5 倍にしたものを入力した場合、縦補剛材剛比 γ/γ^* の値にかかわらず、最大応答変位、および残留変位は、有意に変化しなかった。

- (v) 一方、JR 應取駅で観測された地震加速度を入力した場合、最大応答変位、および最大応答荷重には、縦補剛材剛比を変化させたことによる有意な差異は見られなかった。しかし、残留変位には縦補剛材剛比の影響が見られた。その値は、 $r/r^*=3.0$ に設定した解析モデルと比較して、 $r/r^*=0.67$ に設定した解析モデルでは 49% 大きくなった。
- (vi) 対象とした解析モデルにおいては、 r/r^* を 3 にすると補剛材パネル全体の座屈変形に比して、縦補剛材間の板パネルの座屈変形が卓越することがわかった。
- (vii) $r/r^*=0.67$ に設定した解析モデルに JR 應取駅付近で観測された地震加速度を入力した際、その垂直ひずみは、基部から横補剛材間隔の 1/2 高さの断面において最大で約 $10\epsilon_y$ となった。
- (viii) 一方、 $r/r^*=3.0$ に設定した解析モデルにおいては、 $60\epsilon_y$ を越える著しい垂直ひずみが発生した。 $r/r^*=0.67$ に設定した解析モデルと比較して応答変位の最大値に有意な差異は見られなかったが、ひずみ分布には有意な差異が生じた。
- (ix) 応答解析において最大変位が生じたときの柱基部付近のひずみ分布と、同じ変位を静的に与えた場合のひずみ分布とで、有意な差異は生じなかった。すなわち、動的な繰り返し载荷による塑性ひずみの累積現象が認められるものの、対象とした解析モデルにおいては、その影響は小さいことがわかった。

参考文献

- 1) 北田俊行・中井 博・狩野正人・岡田 潤：単柱形式の局部座屈を考慮した弾塑性動的応答解析法の構築、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、土木学会、pp.255-262、1998 年 11 月。
- 2) USSP 研究会：USSP ユーザーズ・マニュアル、理論編、Ver. 3.0、日本構研情報（株）、1996 年 10 月。
- 3) 中井 博・北田俊行・中西克佳：ハイブリッド実験システムを用いた鋼製・合成柱の耐荷性および耐震性に関する研究、大阪市立大学工学部紀要・震災特別号(別冊)、pp.131-148、1997 年 1 月。
- 4) 中井 博・北田俊行・中西克佳・三原邦啓：箱形断面を有する鋼製・合成橋脚柱の塑性域における構成則に関する基礎的研究、平成 7 年度年度学術講演会講演概要集、土木学会関西支部、1-82、1995 年 5 月。
- 5) 建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・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(VI)、pp.303-388、1997 年 4 月。
- 6) JSSC 次世代土木鋼構造研究委員会鋼橋の耐震設計小委員会中間報告書、平成 11 年 4 月。
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅰ.共通編、およびⅡ.鋼橋編、1996 年 12 月。

(1999 年 11 月 19 日受付)

INFLUENCE OF RELATIVE RIGIDITY OF LONGITUDINAL STIFFENERS UPON DUCTILITY OF STIFFENED STEEL BRIDGE PIERS UNDER STRONG EARTHEQUAKES

Jun OKADA, Toshiyuki KITADA and Toshiro YAMANO

Dealt with in this paper is the seismic behavior and its analysis of steel bridge piers consisting of single columns with stiffened box or unstiffened circular cross section subjected to strong earthquakes like the Hyogo-ken Nanbu Earthquake. A computer program USSP-D has been already developed by the authors for predicting the elasto-plastic, finite displacement and dynamic response of steel bridge piers idealized into a vibration system with single mass by considering the local buckling of the stiffened plate or shell panels. First of all, the USSP-D is verified by using two experimental results by two pseudo-dynamic tests. Then, a parametric study by using the USSP-D is carried out in order to investigate the appropriate relative rigidity of longitudinal stiffeners in the stiffened plate elements of steel bridge piers under strong earthquakes.