

鋼製橋脚の曲線近似復元力履歴モデルおよび実験検証

An Approximated Curve Hysteretic Restoring Force Model for Steel Bridge Piers and Experimental Verification

党 紀*・青木 徹彦**

Ji DANG and Tetsuhiko AOKI

*工博 京都大学工学研究科研究員, 工学部地球工学科 (〒615-8540 京都市西京区京大桂)

** 工博 愛知工業大学教授 都市環境学科 (〒470-0356 愛知県豊田市八草町八千草 1247)

In this paper, a hysteretic restoring force model is proposed to predict the inelastic response of steel piers under strong ground motions. Instead of multiple lines used by former researchers, a series of curves are adopted to approximate the complicated force-displacement hysteretic relationship of steel piers. In this model, hysteretic rules are proposed using seven parameters, which can be obtained by static cyclic loading tests, to understand the hysteretic character of column after deterioration. To verify the accuracy of the proposed model, six static cyclic tests and eleven hybrid tests using three kinds of steel piers are conducted. By comparing results due to the simulation and the tests, the validity of the proposed method is clarified accurately in the seismic response simulation.

Key Words: steel bridge, seismic response, hysteretic model, hybrid test

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震では鋼製橋脚の局部座屈による損傷や倒壊など、高速度道路橋の機能喪失による地震直後の緊急支援の遅れや物流の停止などが発生し、大きな損失が生じた。その後、鋼製橋脚の耐震設計法^{1,2)}は大きく見直され、従来の保有耐力法のほか、性能規定型の動的応答照査法が導入された。

大地震時の鋼製橋脚の地震時応答性能として、倒壊に至らない損傷が限界値の一つとして許容されており、橋脚の応答値がこの限界値を超えないように、実務設計でも非線形応答解析が必要となっている。

今日まで、鋼製橋脚の地震時応答を解析する手法として、バイリニアルモデルや、劣化勾配を持つ2パラメータモデル³⁾と Damage Index モデル^{4,5)}など、弾性域から塑性域への移行を折線で表現する復元力履歴モデルに基づく SDOF 時刻歴応答解析が用いられている。

しかし地震力のような大きな繰り返し外力を受ける鋼製橋脚は、通常弾塑性挙動を示すから、その復元力-変位関係は一般に滑らかな曲線の集合からなる。このような曲線の近似に、折線を用いる場合、折線の折点を多く設定すればするほど、近似性がよくなるが、どこに、何個設けるかの一般的法則を見つけるのは容易ではなく、また非線形地震応答計算を行う際に、多くの点の設置することは、数値計算上折点前後の領域判定を多く設けねばならないなどの難点がある。したがって、直線近似の場合、折点を最

小にし、弾性域と塑性域を2直線で表現することが多いが、このような折線型のモデルは簡便である反面、折点の始点、終点の設定や折線の勾配を合理的に設定しなければ正しい応答結果を得ることは難しい。また直線では曲線的動きをする実挙動から離れるところが生じるから、その部分では変位、剛性の誤差が大きくなり、これらが累積して橋脚の地震時挙動の最終段階に行くほど誤差も大きなものとなる。

一方ある履歴曲線の始点と終点(載荷方向の正負の変換点)を特定し、これらの点における勾配を適切に定めれば、実際の挙動を示す曲線によく一致させることができる。多くの実験を行って得られた鋼製橋脚の復元力曲線を観察すれば、初めの剛性の変化は小さく、最大荷重点に近くなるほど剛性の低下が早くなる傾向がある。このような現象の観察から、履歴曲線を簡単な3次多項式で表現することは面倒なことではない。

近年、鋼製橋脚の最大荷重点や終局点など履歴特性値に関して多くの実験および解析的研究が行われており、経験式が提案されている^{6,7,8)}。これらの履歴特性値を用い、弾性域から最大荷重点まで滑らかな曲線で鋼製橋脚の復元力履歴を表現できれば、より精度の高い応答解析結果が得られると考えられる^{9,10)}。

さらに鋼製橋脚の劣化域は、最大荷重点までの領域より復元力履歴特性が複雑になり、地震時応答特性を把握することが難しいことや、大損傷が生じることなどの理由で、一般には現在までの耐震設計には考慮されていない。しか

し、最近発生した東北地方太平洋沖地震以降、東海、東南海、南海連動型地震への懸念や、将来に予測される大地震の発生に対する不安により、構造物が設計時に考慮されていないレベルの地震時の性能、損傷レベルに対する関心が高まりつつあり、大損傷域までの応答結果をより正確に得られる解析手法が必要と思われる。

地震動入力のような、不規則な繰り返しの続く現象では、小さな誤差の累積が橋脚の挙動に影響を及ぼし、大きな誤差となって蓄積される恐れがあるから、この意味で簡単な直線の集合より、曲線的な弾塑性挙動を呈する橋脚の挙動をできるだけ忠実に再現する曲線近似が好ましいと考えられる。

そこで本研究では、橋脚の曲線的な非線形挙動を再現する履歴モデルを構築する。この履歴モデルの特徴は、最大荷重点までの荷重-変位履歴や、劣化域における鋼製橋脚の復元力特性を、折線の代わりに2次および3次曲線で表現し、これらの曲線の持つ未知パラメータを、鋼製橋脚の静的繰り返し実験結果から定めることである。

したがって本解析モデルの長所として静的繰り返し実験を行った特定の実験供試体に対しては、精度が非常にいいことであるが、短所として広範なパラメータの値を有する鋼製橋脚全体をカバーできるモデルではないということである。

しかし将来、最大荷重点や終局点などのいくつかの履歴特性値を、従来から多くの研究機関で行われてきた静的繰り返し載荷実験^{11)~13)}の結果を用いて整理できれば、より一般的な式の形で同定できると考えられるが、これについては将来の課題とし、本研究では取り扱わない。

最近では、鋼製橋脚の単純な繰り返し履歴特性がFEM数値解析プログラムで比較的精度よく解析できるようになっているから、実務等で現れる様々な構造寸法を有する橋脚ごとに単純な繰り返し履歴特性を数値解析で求めた後、それを基に本履歴モデルのパラメータを同定し、複雑な地震波に対する履歴応答特性をより簡単に、改めて求めるという利用も考えられる。

本研究でははじめに、曲線近似履歴モデルの基本的考え方を説明したあと、限定されたパラメータの範囲内ではあるが、実地震波に対する鋼製橋脚のハイブリッド実験結果と比較検討し、履歴モデルの精度、妥当性を検討する。

2. 曲線近似復元力履歴モデル

本研究で提案する曲線近似復元力履歴モデルは、主要経路となる1)基本曲線、2)除荷および再載荷に用いるサブ曲線、および3)最大荷重以後の劣化曲線で構成されている。

曲線を近似するにあたり、その次数はできるだけ少ないほうが取り扱いやすい。鋼製橋脚の復元力曲線は、荷重あるいは除荷の初めで剛性の変化は小さいが、最大荷重点に近くづくにつれ剛性が低下する傾向がある。このような現象の観察から、履歴曲線を3次多項式で近似した。また一度除荷した点に戻る履歴は、曲がり量が少なく直線に近い。

これを表現するために、サブ曲線として3次曲線から退化した2次曲線を用いればよいと考えられる。

橋脚の大変形域における履歴特性を正しく表現するため、ここでは橋脚の $P-\delta$ 効果の影響³⁾を考慮し、高さ h における水平荷重 H および鉛直荷重 P により生じた基部曲げモーメントの和 $M(=Hh + P\delta)$ を高さ h で除した等価水平力 $H_{eq}(=M/h = H + P\delta/h)$ を求め、これを水平力-変位関係に用いる。各履歴パラメータも、静的繰返し実験で得られた水平荷重 H -変位 δ 関係から等価水平力 H_{eq} -変位 δ 関係を求めた後に算出する。

以下では、基本曲線、サブ曲線および劣化曲線の決定方法、および劣化後の剛性と最大荷重点の更新などの履歴法則を説明する。ただし、本研究で用いた試験体は幅厚比パラメータ R_R が0.5、 R_F が約0.1~0.3、細長比パラメータ λ が0.4の補剛された正方形断面薄肉鋼製橋脚であり、すべての実験で局部座屈が主要な破壊となっている。したがって、以下で提案する履歴法則は、局部座屈が先に生じる薄肉型橋脚を観察した結果であり、主として亀裂破壊が先に生じる厚肉橋脚あるいはコンクリートを十分に充填した鋼製橋脚に対しては、劣化曲線が異なるから必ずしも適切ではないかもしれないが、ここで述べた手法はそのまま適用できると考えられる。そのような橋脚に対しては改めて実験結果に基づく検証が必要となる。

2.1 基本曲線の決定

図-1に示す $H_{eq}-\delta$ 平面で、荷重開始点 (δ_s, H_s) から、最大荷重点 $M(\delta_m, H_m)$ に至る荷重履歴曲線を基本曲線と呼ぶことにする。この基本曲線における等価水平力 H_{eq} と変位 δ の関係を近似的に下式で与える。

$$\Delta H_{eq} = K_e \Delta \delta + \alpha_1 \Delta \delta^2 + \alpha_2 \Delta \delta^3 \quad (1a)$$

$$\Delta H_{eq} = H_{eq} - H_s \quad (1b)$$

$$\Delta \delta = \delta - \delta_s \quad (1c)$$

ただし、 K_e は橋脚の弾性剛性で、節2.4で述べるように、橋脚が損傷するに従って変化する。 $\Delta \delta$ と ΔH_{eq} は、それぞれ曲線の始点 (δ_s, H_s) から着目点 (δ, H_{eq}) までの変位および等価水平力の相対量である。係数 α_1, α_2 は、最大荷重点 (δ_m, H_m) を通ること、および最大荷重点での剛性が0であるという条件より、以下のように定められる。

$$\alpha_1 = 3\Delta H_m / \Delta \delta_m^2 - 2K_e / \Delta \delta_m \quad (2a)$$

$$\alpha_2 = K_e / \Delta \delta_m^2 - 2\Delta H_m / \Delta \delta_m^3 \quad (2b)$$

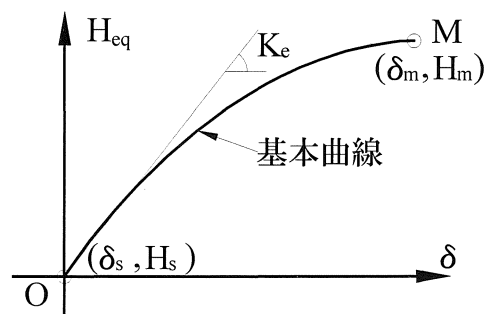


図-1 はじめの基本曲線

ただし、 $\Delta H_m (=H_m - H_s)$ と $\Delta \delta_m (= \delta_m - \delta_s)$ はそれぞれ始点から最大荷重点までの等価水平力および変位の差である。

曲線の始点(δ_s, H_s)は、载荷の初めでは、変位と等価水平力がゼロの原点(0,0)である。一般には、基本曲線上のある点から除荷するとき、この除荷点を次の曲線の始点とする。例えば、図-2に示すO点から出発し、基本曲線上のある点Aで除荷するとき、この点Aはつぎの基本曲線の始点となり、終点は逆側の最大荷重点M($-\delta_m, -H_m$)となる。

従来の多くの実験結果から判断して、初期最大荷重の変位区間($-\delta_{m0}, +\delta_{m0}$)内で、変位振幅を漸増的に繰り返し载荷すると、繰り返し回数にかかわらず、载荷履歴曲線の終点は、この初期最大荷重点MまたはM'に到るものとする。最大荷重点M(δ_m, H_m)およびM'($-\delta_m, -H_m$)の初期値は、静的繰返し実験で得られた最大荷重点(δ_{m0}, H_{m0})として定める。文献(6)、(7)、(8)では、各種の単柱式鋼製橋脚の最大荷重点を算出する経験式を提案している。

2.2 除荷時履歴曲線およびサブ曲線の決定

基本曲線から除荷する場合、例えば図-2のA点(δ_A, H_A)から除荷し、最大荷重点Mの途中のB点(δ_B, H_B)に至る経路は、短い変位でも前述のように基本曲線を作り、この曲線上を進むものとする。

除荷後に再载荷する場合、例えば図-2のB点で再び変位が逆転し、A点の方向に戻る場合には、B点の荷重の大きさによって、以下のように、進行すべきであろう経路を定める。

(1) $|H_B| < |H_A|$ のとき

B点の荷重の大きさ $|H_B|$ が直前の载荷点Aの荷重値 $|H_A|$ より小さい場合(例えば、図-2のB₁点)、 $(|H_B| < |H_A|)$:

B点から除荷される経路は、B点を始点とし、A点を終点とするが、終点の剛性が確定し難いため、3次式(1)aから退化した下記の2次式を用いる。ここでは、これをサブ曲線と呼ぶ。

$$\Delta H_{eq} = K_e \Delta \delta + \alpha_1 \Delta \delta^2 \quad (3)$$

ただし、 $\Delta H_{eq} (= H_{eq} - H_B)$ および $\Delta \delta (= \delta - \delta_B)$ はそれぞれ始点B点からの等価水平力、および変位の相対量である。係数 α_1 はB点とA点を通ることから、式(4)で求められる。

$$\alpha_1 = (H_A - H_B) / (\delta_A - \delta_B)^2 - K_e / (\delta_A - \delta_B) \quad (4)$$

(2) $|H_B| > |H_A|$ のとき (例えば、図-2のB₂点) :

B点からの除荷はB点を始点、最大荷重点Mを終点とする基本曲線とする。

(3) サブ曲線上で除荷する場合 :

図-2に示すB₁点からの除荷時のサブ曲線B₁A上の途中のC点(δ_C, H_C)で除荷するような場合、C点を始点とし、直前の除荷点B点までのサブ曲線を作る。つまり、サブ

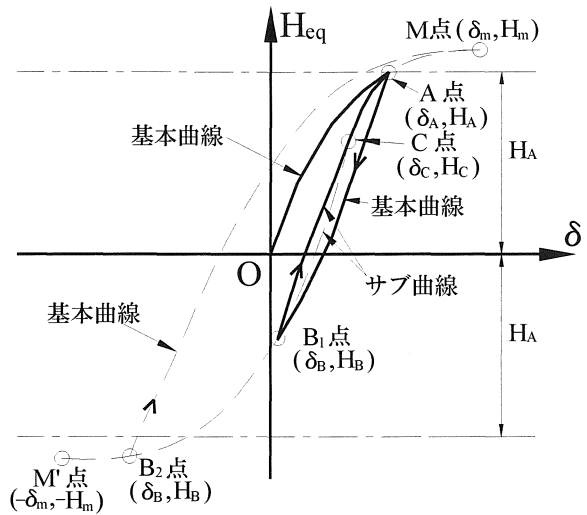


図-2 繰返し载荷時の履歴曲線

曲線上の除荷から引き出した履歴曲線は、新しいサブ曲線を作る。

(4) 除荷せずにもとの履歴点に戻る場合 :

サブ曲線B₁AでA点に戻ると、A点以降は過去に作られている経路、すなわちもとの基本曲線OMを進み、同様に、B₁点以降に負側に変位し続ける場合にはもとの基本曲線AMに沿って進むとする。

2.3 劣化曲線の決定

最大荷重点M(δ_m, H_m)を超えると、橋脚基部では、塑性化が進み、また局部座屈が生じ、橋脚頂部における水平耐力は変位 δ の増加とともに低下し、図-3の太実線に示す曲線MKのように、荷重-変位曲線の勾配は負となる。本論ではこのような負勾配の荷重-変位曲線を劣化曲線、除荷点K点(δ_k, H_k)までの区間を劣化域、劣化域で経験した変位増分を劣化変位 $\delta_d (= |\delta_k - \delta_m|)$ と定義する。また橋脚の損傷による耐力の低下は、劣化変位 δ_d の累積値 $\sum \delta_d$ に密接に関係すると考え、劣化域における等価水平力 H_{eq} -累積劣化変位 $\sum \delta_d$ の関係を以下の2次式で表す。

$$(|H_{eq}| - H_{m0}) / (H_l - H_{m0}) = (2 - \sum \delta_d / \delta_l) \sum \delta_d / \delta_l \quad (5)$$

ただし、 δ_l と H_l は破壊限界に達するときの累積劣化変位と荷重を意味している。上記の式を用いる劣化曲線は、劣化し始めるときの荷重低下が早い、劣化の累積により荷重の低下割合は小さくなり、変位 δ_l で荷重は H_l に至る。ただ、破壊限界点(δ_l, H_l)において、劣化曲線の勾配は0になるものとする。

2.4 弾性剛性の低下

橋脚基部の局部座屈などによる損傷が進むにつれて、履歴曲線の弾性剛性 K_e は低下する。本研究ではこの剛性低下は累積劣化変位 $\sum \delta_d$ と負の比例関係にあると考え、直線式(6)で表す。

$$K_e / K_{e0} = 1 - \kappa \sum \delta_d / \delta_l \quad (6)$$

D450, D225 および D150 の供試体に対して、各 2 回静的繰返し実験を行う。実験をそれぞれ、D450-1, D450-2, D225-1, D225-2, D150-1, D150-2 と呼ぶ。载荷パターンは、基本的には、 $\pm 0.5\delta_y$, $\pm \delta_y$ (3 回), $\pm 1.5\delta_y$, $\pm 2\delta_y$ (3 回) … と与える。ただし、実験 D450-1 は、最大荷重前は δ_y づつ 2 回繰返し、最大荷重後は δ_y づつ 1 回繰返しを行っている。これは、従来の研究により最大荷重点までは繰返しによる荷重低下の影響が少ないことが明らかにされているが、本研究では最大荷重点までの基本曲線を決定するのに、この最大荷重点を重要指標としてとして用いているため、この現象を実験で再確認したものである。

3.3 実験結果

P - δ 効果の影響を見るために、図-6 に P - δ 効果を見無視した H - δ 関係を実線で、 P - δ 効果を考慮した H_{eq} - δ 関係を破線で示す、同図は供試体 D450-1 の例である。同図中、劣化域において、 H_{eq} と H の差が表われ、 H_{eq} のほうが約 10% 大きい。

静的繰返し実験で得られた水平荷重 H - 変位 δ 関係の例を図-7(a)~(c) に実線で示す。3 種の供試体の降伏変位 δ_y , 降伏荷重 H_y , 初期剛性 K_{e0} , および各 2 回の実験で得られた結果の平均値を表-3 にまとめる。図-7 の水平荷重 H と変位 δ はそれぞれ表-3 に示す降伏荷重 H_y と降伏変位 δ_y の平均値で無次元化されている。

表-1 供試体寸法および各パラメータ

供試体名	D450	D225	D150
鋼種	SM490		
板幅 b (mm)	450		
板厚 t (mm)	6		
リブ幅 b_s (mm)	55		
ダイアフラム間隔 D (mm)	450	225	150
リブ板厚 t_s (mm)	6		
供試体有効高さ h (mm)	2400		
断面積 A (mm ²)	13300		
断面 2 次モーメント I (mm ⁴)	4.06×10 ⁸		
幅厚比パラメータ R_R	0.517		
幅厚比パラメータ R_F	0.336	0.170	0.113
細長比パラメータ λ	0.397		
補剛材細長比パラメータ λ_s	0.368	0.184	0.123
補剛材剛比 γ/γ^*	2.5	10.5	26.7

表-2 素材引張実験の結果

供試体	ϵ_y 10 ⁻⁶	σ_y N/mm ²	σ_u N/mm ²	E N/mm ²
D450	1960	415	568	2.25×10 ⁵
D225	2010	409	546	1.98×10 ⁵
D150	1860	384	505	2.07×10 ⁵

表-3 静的繰返し実験結果

実験名	δ_y (mm)	H_y (kN)	K_{e0} (kN/mm)
D450-1	11.5	200	17.4
D450-2	13.2	203	15.3
D225-1	16.0	243	15.2
D225-2	14.0	224	16.0
D150-1	15.0	252	16.8
D150-2	14.6	232	15.9
D450 平均	12.4	201	16.3
D225 平均	15.0	238	15.9
D150 平均	14.8	242	16.4

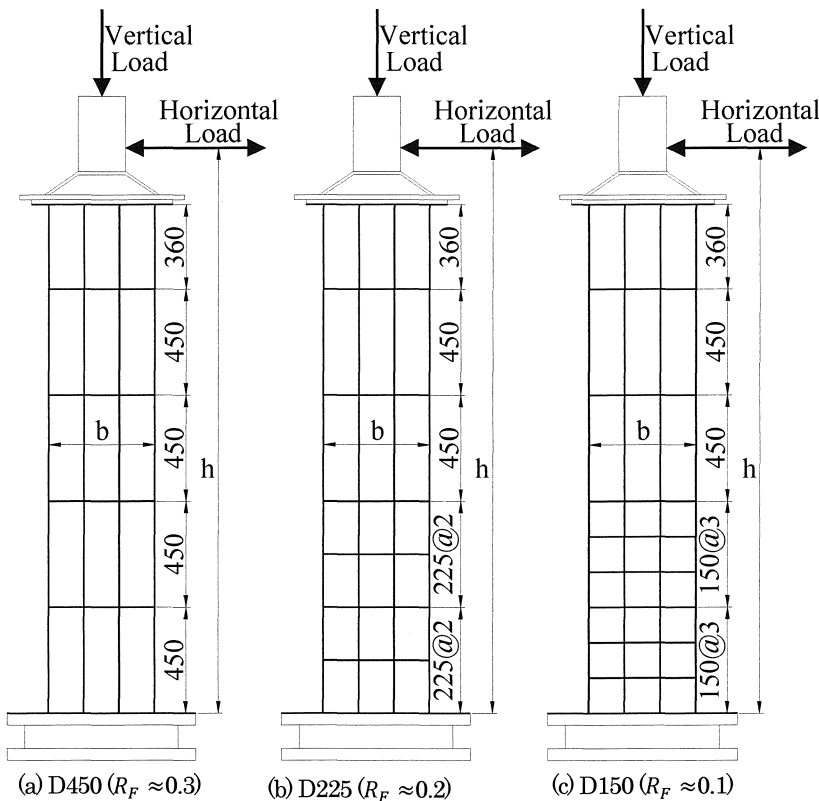


図-4 各供試体の側面図

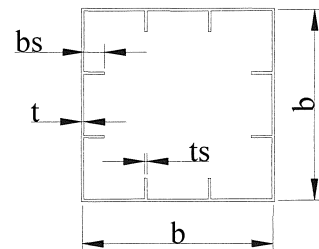


図-5 各供試体の共通断面

表4 静的繰返し実験による各履歴モデルパラメータ

	D450	D225	D150
δ_{m0} (mm)	42.7	38.5	36.2
H_{m0} (kN)	344	408	390
δ_l/δ_y	21.4	13.3	15.0
H_l/H_0	1.02	1.09	1.08
κ	0.546	0.025	0.179
λ	0.369	0.443	0.375

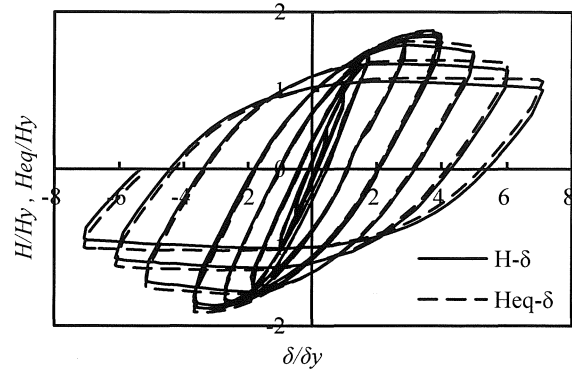


図6 P- δ 効果の影響(D450-1 の例)

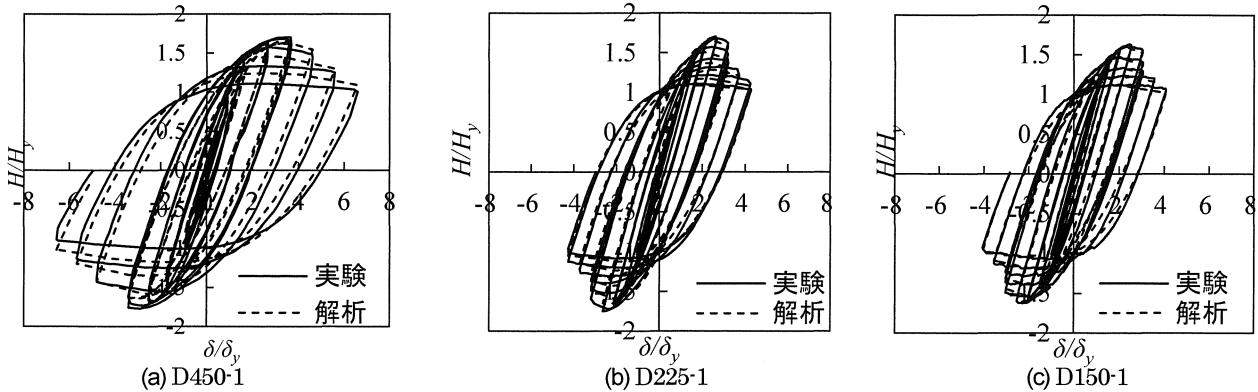


図7 静的繰返し実験と数値解析の履歴曲線

3.4 各履歴パラメータの算出

静的繰返し実験で得られた荷重 H —変位 δ 履歴曲線を $H_{eq}-\delta$ 関係に変換し、本研究の復元力履歴モデルを構成するパラメータを算出する。

(1)初期最大荷重点(δ_{m0}, H_{m0})

$H_{eq}-\delta$ 関係から、正、負側の初期荷重最大点を探し出し、これらの点の等価水平力と変位の絶対値の平均値を求めた。これらを表-4に示す。载荷パターンが異なる実験、D450-1 と D450-2 の最大荷重点(δ_{m0}, H_{m0})の値はそれぞれ $\delta_{m0}=43.8$ (mm)、 $H_{m0}=347$ (kN)および $\delta_{m0}=41.7$ (mm)、 $H_{m0}=342$ (kN)で、ほぼ同じ値を示した。

(2)劣化曲線および劣化限界点(δ_l, H_l)

静的繰返し実験で得られた累積劣化変位 $\sum \delta_d$ と等価水平力 H_{eq} の低下の関係算出すると、図-8(a),(b),(c)のようになる。図中の四角形印(□)と三角形印(△)はそれぞれ2体の供試体の実験で得られた値である。これら実験点に対して最小2乗法により劣化曲線近次式(図中の実線)を求め、勾配が0となる点(図中黒丸印)を劣化曲線の限界点(δ_l, H_l)として定めた。

図からわかるように、橋脚の耐力は、劣化変位の累積により曲線的に低下し、提案した式(5)の劣化曲線によりこのような低下をほぼ正しく表現できている。

(3)弾性剛性の低下(係数 κ)

図-9に示す各供試体の2回の実験で得られた橋脚の累積劣化変位 $\sum \delta_d$ と剛性 K_e の関係を用い、最小2乗法により近次式(6)の弾性剛性の低下係数 κ を求めた。同図では、

実験で得られた $K_e/K_{e0} - \sum \delta_d/\delta_l$ 関係を四角形印(□)と三角形印(△)で、式(6)を実線で表している。図からわかるように、近次式(6)は、各橋脚の劣化による弾性剛性の低下を良好に表現できているといえる。

(4)最大荷重点間距離の拡大(係数 λ)

3種類の供試体に対して、2回の静的繰返し実験で得られた劣化変位 δ_d と最大荷重点間距離 $|\delta_n - \delta_k|/2\delta_{m0}$ の関係を図-10の四角形印(□)と三角形印(△)で示す。同図中の実線は直線近次式(8)を用い、最小2乗近似を行った結果である。実験結果には多少バラツキが見られるが、近次式は最大荷重点変位の劣化挙動をほぼ正しく表現できるといえる。

以上のように、実験結果をもとに各近次式のパラメータの値を最小2乗法で求めた。結果を表-4にまとめる。

本研究で提案するモデルで使用するパラメータは表-4に示す6個になるが、第1章“はじめに”で述べた従来のトリリニア型のモデルでも5、6個パラメータの設定が必要^{11,12}であり、パラメータの数に関して本解析法が特に多いとはいえない。

3.5 静的繰返し実験結果と解析結果の比較

表-4の履歴パラメータを用い、上述の6本の静的繰返し载荷実験に対応する復元力履歴曲線($H-\delta$ 関係)を数値解析により求めた。解析結果の一部を前出の図-7(a)~(c)に破線で示す。初期最大荷重を生じる前の各载荷サイクルでは、実験と数値解析の結果は特によく一致している。これは、3次曲線の基本曲線を用いると、鋼製橋脚

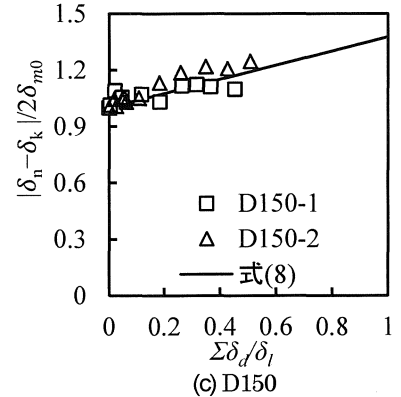
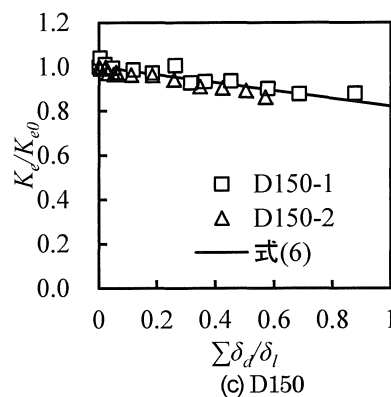
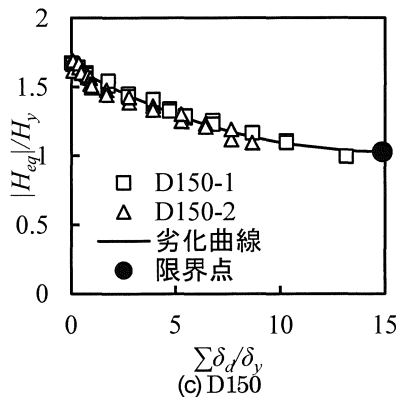
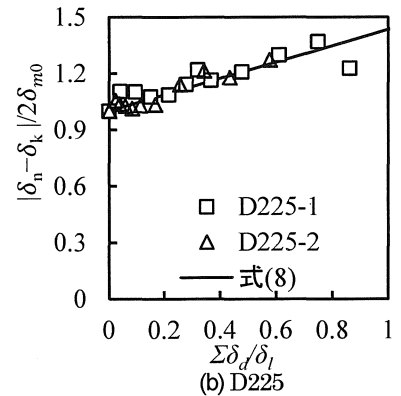
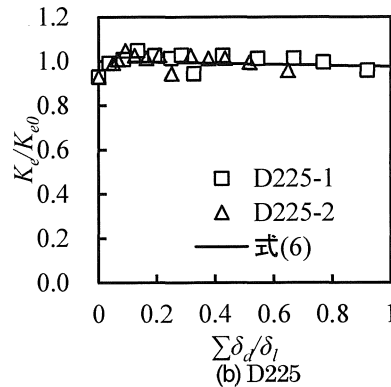
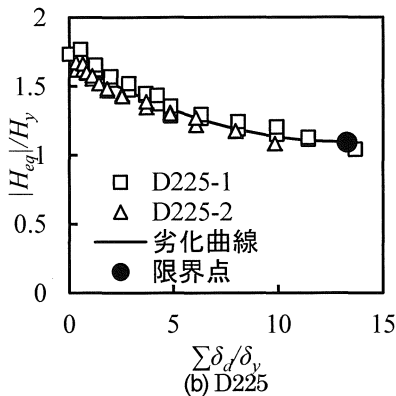
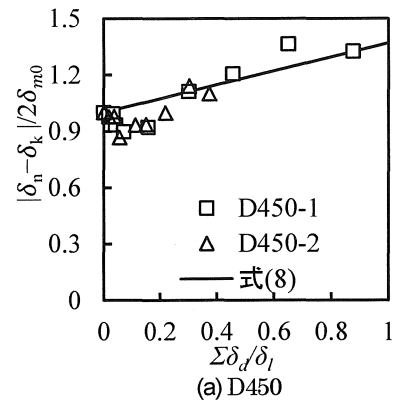
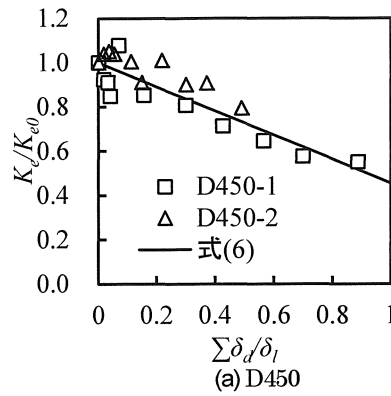
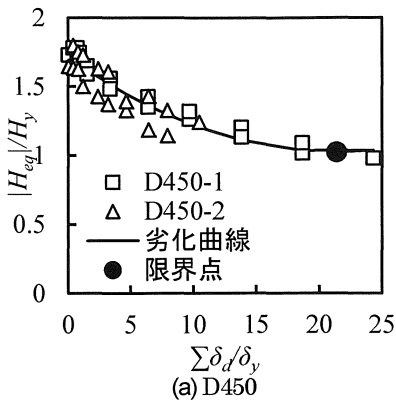


図-8 劣化曲線の算出

図-9 剛性 K_e の低下 (係数 γ)

図-10 最大荷重点間距離の拡大 (係数 λ)

の弾塑性域の履歴曲線がよく表現できるからと思われる。さらに、初期最大荷重後の復元力履歴も、実験と解析結果は概ね一致した結果が得られた。同図の比較からわかるように、本研究で提案した各近似式は、鋼製橋脚の劣化挙動を含む静的繰返し载荷の複雑な非線履歴形特性をよく再現できるといえる。

ただし、図-7(a)では最大荷重後に解析結果と実験結果の差異が見られるが、これは、D450-1とD450-2で、異なる2つの载荷パターンによる実験を行い、結果は若干異なるが、曲線近似パラメータを個々の実験データから同定した後、その平均値を解析に用いたためであり、450-1の実験結果のみを用いて同定すれば、この差異は減少すると思われる。

最大荷重後の大損傷を受けた鋼製橋脚の劣化域の挙動は、一般に複雑であり、溶接などの加工による初期たわみ

と残存応力の影響を受けやすい。実験を行ってみると同じタイプの試験体でも、最大荷重後は試験体ごとのバラツキが大きくなる。特に、実験D450-1の試験体は、ほかの試験体より早い時期で製作したものであり、この製作上誤差の影響も考えられる。

4. ハイブリッド実験による検証

ハイブリッド実験では、静的繰返し実験と同型の3種類の鋼製橋脚試験体11体を用い、相似率を定め、3種類の地盤に対して、6つの地震波形を入力する実験を行う。提案した曲線近似復元力モデルを用いた振動解析の結果を実験結果と比較し、提案手法の妥当性と実用性を検討する。

4.1 ハイブリッド実験方法

ハイブリッド実験では一般に実橋脚を相似率 S 倍に縮小した供試体を製作し、実橋脚の各物理量と実地震波を用いて、微小時間間隔 Δt ごとの逐次積分に基づく動的数値解析を行いながら、復元力-変位関係を供試体の実験載荷で検知する¹⁵⁻¹⁷⁾。

4.2 橋脚および地震波の設定

橋脚の非線形地震応答は入力地震波と橋脚の振動固有周期および復元力特性値などにより種々変化する。提案モデルの妥当性および実用的な精度を検討する上で、できるだけ異なった特性を有する入力地震波および橋脚模型を用いる必要がある。

本研究で用いた入力地震波の記録名とその地盤種類、最大加速度などを表-6にまとめる。実験では、各実地震波の加速度記録を用い、時間間隔は $\Delta t = 0.01$ 秒である。

4.3 実験計画

本研究では表-7に示すように、供試体、相似率および地震波の組合せによる11種類のハイブリッド実験を行う。実橋脚は、静的繰返し実験と同一軸力比 ($P/P_y = 0.15$) を持つものと想定する。供試体軸力 $P (= 648 \text{ kN})$ に、表-5による倍率 S^2 を乗じた値 ($S^2 P$) を実用脚の軸力とし、重力加速度 $g (= 9.8 \text{ m/Sec}^2)$ で除した値を上部質量 $M (= S^2 P/g)$ とする。初期剛性 K_0 は表-3に示す各供試体の静的繰返し実験の結果の平均値 K_{e0} の S 倍に相当する値 ($K_0 = S K_{e0}$) を用いる。減衰係数 C については、初期剛性 K_0 、質量 M および減衰定数 $h = 0.05$ を用い、 $C = 2h\sqrt{K_0 M}$ より計算した。算出した実橋梁の質量 M 、初期剛性 K_0 、減衰係数 C 、固有周期 T などの値を表-8に示す。

4.4 解析と実験結果の比較

ハイブリッド実験で得られた復元力履歴曲線から、最大荷重、最大応答変位および残留変位を求め、解析結果と比較したものを、図-11(a),(b)および(c)に示す。図の横軸および縦軸はそれぞれ実験値および解析値である。

実験値の初期最大荷重およびその変位 (H_{m0}, δ_{m0}) を表-9の“実験”欄 (H_{EX}, δ_{EX}) に、対応する解析値を同表の“解析”欄 (H_{AN}, δ_{AN}) にまとめる。

図-11(a)からわかるように、実験で得られた初期最大荷重 H_{m0} は、解析値に対しよく一致している。各実験の誤差の平均値は、約5%である。実験 No.4 (供試体 D225 地震波 JMA-NS) で、最大誤差約15%を生じた(図中黒丸印)。

ただし、解析による最大荷重は静的実験から得られているものであり、両者がよく一致しているということは、地震時のようなランダムな繰返しを受ける場合の最大荷重が静的実験との結果とほぼ同じ値となり、このことは最大荷重値に及ぼす載荷履歴の影響は小さいということを示していると思われる。

ハイブリッド実験と解析で得られた最大応答変位 δ_{max} の絶対値を降伏変位 δ_y で無次元化し、表-9にまとめ、実験値と解析値の比較を図-11(b)に示す。解析手法で求め

表-6 本研究で用いる地震加速度記録

地震波名	地盤種類	方向成分	論文中の記号	最大加速度 gal
神戸海洋気象台 地盤上	I	NS	JMA-NS	-812
		EW	JMA-EW	766
JR 西日本鷹取 構内地盤上	II	NS	JRT-NS	687
		EW	JRT-EW	-673
ポートアイランド 内地盤上	III	NS	PKB-NS	-557
		EW	PKB-EW	619

表-7 ハイブリッド実験計画

No.	供試体	R_F	地震波	地盤種類	相似則
1	D450	0.336	JRT-NS	II	4
2			JRT-EW		
3			JRT-EW		6
4	D225	0.170	JMA-NS	I	4
5			JMA-EW		
6			JRT-NS	II	
7			JRT-EW		
8			PKB-NS	III	
9	PKB-EW				
10	D150	0.113	JRT-NS	II	
11			JRT-EW		

表-8 ハイブリッド実験の想定実橋脚諸元

供試体	S	M (t)	K_0 (kN/mm)	C (kN × Sec/mm)	T (Sec)
D450	4	1058	65.2	0.830	0.800
D450	6	2380	97.8	1.53	0.980
D225	4	1058	63.5	0.819	0.811
D150	4	1058	63.5	0.819	0.811

た最大応答変位は、すべてのケースにおいて実験結果とよく一致しており、平均誤差は約5%であった。本研究で提案した曲線近似復元力モデルを用いる地震応答解析では、ハイブリッド実験とほぼ同じ最大応答変位が求められており、大変形の場合でも高い信頼性が得られる方法と思われる。

ハイブリッド実験と解析で得られた残留変位 δ_r の絶対値を表-9に、また実験と解析の比較を図-11(c)に示す。同図、および表に示すように、残留変位の両者の平均誤差は22%で、最大応答変位に比べると相対的に大きい。ただし、残留変位の差の大きさ ($| \text{実験値} - \text{解析値} |$) は、平均 $0.35\delta_y$ であり、橋脚高さの $1/450$ 程度で、最大応答変位の差と同程度の小さい値である。残留変位の誤差が大きくなる原因は、分母となる残留変位の絶対値が小さいためであると考えられる。なお、現行の耐震設計法では、許容

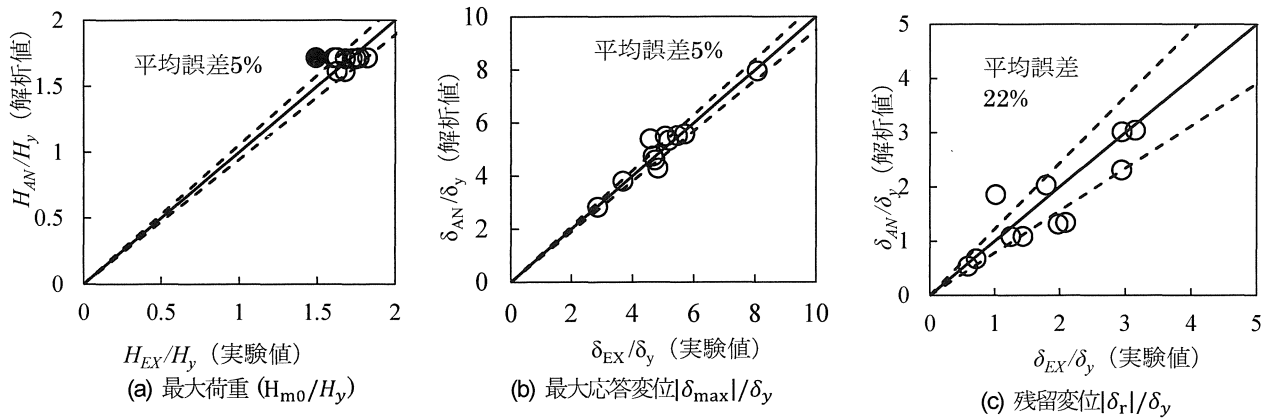


図-11 実験結果と解析結果の比較

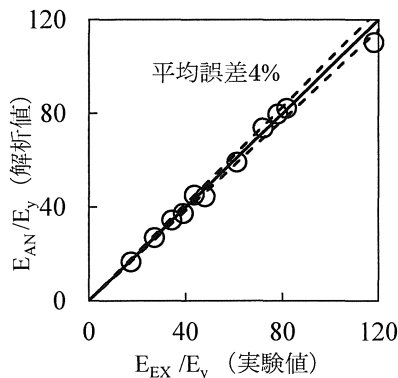


図-12 エネルギー吸収量の比較

される残留変位の限界値は橋脚高さの $1/100$ で、この値は本研究の想定橋脚に対して約 $1.6\delta_y$ となり、前記残留変位の差の平均値の 4.5 倍である。よって実用的に精度は十分あると思われる。

実験および解析で得られた橋脚のエネルギー吸収量 E/E_y を表-9 に、また実験と解析の比較を図-12 に示す。同図、および表中のエネルギー吸収量 E は単位エネルギー吸収量 $E_y (= \delta_y H_y / 2)$ で無次元化されている。図、表からわかるように、解析で得られた橋脚の地震時エネルギー吸

収量は、実験値とほぼ同じ値となっており、平均誤差はわずか約 4% である。また、どのケースにおいても、両者のエネルギー吸収量の差は小さく、提案モデルで得られた値の信頼性が高いといえる。

5. 結論

本研究では、 $P-\Delta$ 効果を考慮した等価水平力 H_{eq} を導入し、3 次曲線で近似する基本曲線、および 2 次曲線で近似するサブ曲線および劣化曲線で構成するモデルを提案した。また、等価水平力および剛性の低下や最大荷重点の移動などの挙動に対する履歴法則を定めて近似式(5)-(8)を提案し、各履歴パラメータを静的繰返し実験結果から最小二乗法により求めた。

静的繰返し実験およびハイブリッド実験の結果と解析結果の比較により、提案した復元力モデルの妥当性と有効性を検討し、以下の知見を得た。

表-9 実験と解析で得られた最大荷重点と応答変位の比較

No.	最大荷重 H_{m0}/H_y			最大応答変位 $ \delta_{max} /\delta_y$			残留変位 $ \delta_r /\delta_y$			エネルギー吸収 E/E_y		
	実験 H_{EX}	解析 H_{AN}	誤差 (%)*	実験 δ_{EX}	解析 δ_{AN}	誤差 (%)*	実験 δ_{EX}	解析 δ_{AN}	誤差 (%)*	実験 δ_{EX}	解析 δ_{AN}	誤差 (%)*
1	1.72	1.71	0.7	-8.06	-7.96	1.2	-2.95	-2.31	21.7	118	110	6.6
2	1.75	1.71	2.1	-4.57	-5.40	18.2	-1.02	-1.86	82.4	72	74	2.7
3	1.68	1.71	2.0	4.72	4.60	2.5	0.59	0.54	8.9	61	59	3.0
4	1.49	1.72	15.2	-3.69	-3.81	3.4	-1.43	-1.09	24.1	27	27	0.1
5	1.82	1.72	5.7	-2.86	-2.83	0.9	0.72	0.67	6.1	17	17	4.0
6	1.77	1.72	2.9	-5.46	-5.53	1.3	-1.98	-1.31	33.6	82	82	0.8
7	1.62	1.72	5.9	-4.82	-4.29	11.1	-2.09	-1.34	35.7	48	44	7.3
8	1.61	1.72	6.9	-5.18	-5.35	3.3	-2.95	-3.01	2.2	39	37	4.3
9	1.62	1.72	5.6	5.69	5.59	1.9	3.15	3.04	3.3	34	34	0.8
10	1.68	1.61	3.7	-5.06	-5.50	8.7	-1.25	-1.08	13.1	78	80	2.4
11	1.62	1.61	0.7	-4.66	-4.75	1.9	-1.79	-2.03	13.3	43	45	4.2
平均誤差	4.67%			4.9%			22.2%			3.6%		

*誤差(%) = $(X_{AN} - X_{EX}) / X_{EX} * 100$

- 1) 静的繰返し実験で得られた履歴曲線と本解析結果を比較したところ、良好な一致が見られ、提案手法の基本的な妥当性が確認された。
- 2) 3種類の供試体、2種類の相似比および6つの地震波形を組み合わせた11体のハイブリッド実験を行い、橋脚の地震応答実験結果と提案モデルを用いた振動解析の結果と比較した。提案モデルで得られた復元力履歴と時刻応答履歴は、ほぼすべてのケースに対して実験結果とよく一致していることが確認できた。
- 3) 橋脚の最大荷重について、解析による値はハイブリッド実験とほぼ同じ値が得られ、実験値と解析値の間の差は平均5%であった。
- 4) 最大応変位と残留変位に関して、提案モデルで得られた値は、実験結果とよく一致し、最大応変位の差は平均5%、残留変位の差は平均で橋脚高さの1/450以下である。提案モデルは、鋼製橋脚の強震時応答を実用的に精度よく予測できるといえる。

提案モデルによる解析は、実験で得られた橋脚の地震時エネルギー吸収量を精度よく算出しており、両者の平均的な差は4%以下であった。提案モデルは、エネルギー吸収量を用いた橋脚の地震時損傷を予測する手法としても、優れたものであると思われる。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V耐震設計編，2002.3
- 2) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I共通編・II鋼橋編，2002.3
- 3) 鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤努，才塚邦宏：鋼製箱型断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No.549/I-37，pp.191-204，1996.10
- 4) 金田一智章，宇佐美勉，Satish Kumar：Damage Indexに基づく鋼製橋脚の復元力特性，構造工学論文集，Vol.44A，pp.667-677，1998.3
- 5) Liu, Q. Y., Akira, K. and Usami, T. : Parameter Identification of Damage-based Hysteretic Model for Pipe-section Steel Bridge Piers, Journal of Structural Engineering, JSCE, Vol. 45A, pp. 1005- 1016, 1999
- 6) 鈴木森晶，宇佐美勉：繰返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究，土木学会論文集，No.519/I-32，pp115-125，1995.07
- 7) 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，pp109-118，2000.03
- 8) 葛漢彬，高聖彬，宇佐美勉，松村寿男：鋼製パイプ断面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.577/I-41，pp181-190，1997.10
- 9) 青木徹彦，鈴木森晶，田中智宏：多曲線近似履歴モデル，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，1998
- 10) 宇佐美勉，社団法人日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技術堂出版株式会社，2006
- 11) 宇佐美勉，水谷慎吾，青木徹彦，伊藤義人，安波博道：補剛箱型断面鋼圧縮部材の繰返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，pp105-117，1992.03
- 12) 宇佐美勉，坂野茂，是津文章，青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響，構造工学論文集，Vol.39A，pp235-247，1993.03
- 13) Aoki, T. and Susantha, K. A. S. : Seismic Performance of Rectangular-Shaped Steel Piers under Cyclic Loading, Journal of Structural Engineering, ASCE, pp.240-249, Vol.131, No.2, 2005.02
- 14) 森下邦宏，宇佐美勉，阪野崇人，葛西昭：鋼製橋脚の動的耐震照査法に関する検討，土木学会論文集，No.710/I-60，pp181-190，2002.07
- 15) Oreste S. Bursi, Pui-Shum B. Shin: Evaluation of some Implicit Time-Stepping Algorithms for Pseudodynamic Tests, Earthquake Engineering And Structural Dynamics, Vol. 25, 333-355, 1996
- 16) 家村浩和：ハイブリッド実験の発展と将来，土木学会論文集，第356号/I-3，pp.1-10，1985.04
- 17) 宇佐美勉，才塚邦宏，木曾英滋，伊藤義人：ハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動，土木学会論文集，No.519/I-32，Page.101-113，1995.07
- 18) 財団法人土木研究センター：橋の動的耐震設計法マニュアル-動的解析および耐震設計の基礎と応用，2006.10.

(2012年3月8日 受付)