

水平 2 方向に地震力を受ける角形鋼製橋脚の弾塑性応答性状に関する研究

Elasto-plastic response of box steel piers subjected to strong ground motions in horizontal 2 directions

永田和寿*, 渡邊英一**, 杉浦邦征***

Kazutoshi Nagata, Eiichi Watanabe and Kunitomo Sugiura

* 工修 京都大学助手 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

** Ph. D., 工博 京都大学教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

*** Ph. D. 京都大学助教授 工学研究科土木都市環境工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

In this paper, the elasto-plastic response of box steel piers subjected to strong ground motions in horizontal 2 directions was assessed. At first, pseudo-dynamic testing of box steel piers subjected to these strong ground motions was carried out. Secondly, elasto-plastic finite displacement analyses of box steel piers were carried out in order to confirm the validity of these experiments. Thirdly, elasto-plastic seismic response analysis method of the spring-mass system considering the correlation of 2 directions was proposed. It is found that strength and ductility of steel pier may be reduced and the response displacement tends to increase, compared to these in 1 direction. Moreover, it is verified that proposed simplified analysis method can be effective in order to assess the seismic response of steel pier under 3-D earthquake input.

Key Words: steel piers, seismic response behavior, horizontal 2 directions, pseudo-dynamic testing,

elasto-plastic finite displacement analysis

キーワード: 鋼製橋脚, 地震時応答性状, 水平 2 方向, ハイブリッド実験,
弾塑性有限変位解析

1. はじめに

1995 年に起きた兵庫県南部地震では, 建物, 道路, 地下鉄, 港湾施設など多くの社会基盤施設が甚大な被害を受けた. この地震では, 構造物の 3 次元的な複雑な挙動による被害が報告されており¹⁾, 実現象を正確に把握することが, 合理的な耐震設計法を確立する上で重要である.

水平面内の地震時挙動に対して, 現行の道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編²⁾では, 任意方向の慣性力は水平 2 方向の慣性力の作用として表すことができ, これら 2 方向の慣性力を独立に作用させてよいと規定されている. このことから, 橋軸方向と橋軸直角方向に対して別々に橋梁の耐震性能が検討されているのが一般的である. また, 日本建築学会では, 多次元入力地震動と構造物の応答について検討されている³⁾. さらに, 諸外国では, CQC (Complete Quadratic Combination) ルール, 30% ルール, 40% ルールなどにより, 多自由度系の構造物の耐震設計, 多方向地震動入力の構造物の耐震設計が取り入れられている⁴⁾. しかし, これらのルールは不規則振動論をベースにした弾性応答に基づくものであり, 非弾性応答, 構造物の 2 軸強度・変形能設計と関連づけ, 合理的な入

力地震動の組み合わせや安全率の設定が望まれている⁵⁾.

一方, 鋼製橋脚に関しては, 震災以前より耐荷力と変形能を向上させるための研究⁶⁾が行われ, 震災後も更に研究が深められ, 合理的な耐震設計法が確立されつつある. しかし, 水平 2 方向から同時に地震力を受けた場合の鋼製橋脚の弾塑性挙動に関して, 静的な繰返し載荷実験や弾塑性有限変位解析によって評価した研究⁷⁾は行われているものの, 弾塑性応答性状についての検討は十分行われていない.

そこで, 本研究では, 組み合わせ荷重下における構造部材の強度特性と変形性能の解明を目的として京都大学で開発された三次元構造物試験装置を用い, 繰返し載荷実験により角形鋼製橋脚の力学特性を調べたのち, 1 方向および水平 2 方向地震動に対する同橋脚のハイブリッド地震応答実験を行った. そして, これらの応答性状を比較することにより, この鋼製橋脚が水平 2 方向に地震力を受けた際の弾塑性応答性状について詳細に検討した. また, 載荷実験との対比のため, 局部座屈を精度よく表現できるようにシェル要素を用いた汎用有限要素解析コード ABAQUS による弾塑性有限変位解析を実施した. さらに, 水平 2 方向の相関を考慮した 2 自由度の 1 質点ーバ

その制御用パソコンおよび応答計算用パソコンから構成されている。また、データの流れはこの図に示すように、はじめに、計算用パソコンにおいて、前ステップで検出した2つの復元力（X方向とY方向）を用いて鋼製橋脚の地震時応答解析を行い、2方向の応答変位を算出し、ハードディスクに書き込む。次に、応答変位が書き込まれた時点で、制御用パソコンはこの値を読み取る。そして、制御用パソコンはこの値を目標変位として、三次元構造物試験装置により実験供試体に载荷を行い、载荷終了後に復元力を検出して、ハードディスクに復元力を書き込む。最後に、計算用パソコンは復元力が書き込まれた時点でその値を読み取り、次ステップへと進む。これを所定の回数だけ繰り返すことにより、構造物の弾塑性応答性状を正確に評価することができる⁹⁾。なお、この実験では応答計算用パソコンのハードディスクをコンピュータネットワーク上で共有させた。また、応答変位や復元力が書き込まれた時点でフラッグを立てることにより、計算用パソコンと制御用パソコンがタイミングを狂わせることなく、これらの値の読み込みを行っている。

(b) モデル化および地震時応答解析

水平2方向に地震力を受ける角形鋼製橋脚の弾塑性応答性状を解明するため、その動的特性を1質点と2方向のパネとダッシュポットでモデル化した。この2自由度系の運動方程式を式(1)に示す。

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + F = -M\ddot{Z} \quad (1)$$

ここで、

$$M = \begin{pmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{pmatrix}, \quad C = \begin{pmatrix} c_x & 0 \\ 0 & c_y \end{pmatrix}, \quad F = \begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix}$$

$$\ddot{X} = \begin{pmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{y} \end{pmatrix}, \quad \dot{X} = \begin{pmatrix} \dot{x} \\ \dot{y} \end{pmatrix}, \quad \ddot{Z} = \begin{pmatrix} \ddot{z}_x \\ \ddot{z}_y \end{pmatrix}$$

と表される。 $\ddot{X}$ 、 $\dot{X}$ は地表に対する上部構造重心位置の水平2方向における相対加速度、相対速度であり、 M 、 C 、 F は質量マトリックス、減衰マトリックス、復元力マトリックスである。ここで、添字 x と添字 y はそれぞれ橋脚のX方向およびY方向に関する変数を表している。この応答計算は中央差分法を用いて行い、X方向とY方向の固有周期は、それぞれ0.855sec、1.17secであるため、積分時間間隔を0.02secとした。表-2に応答計算に用いた実構造物における構造諸元を示す。

本ハイブリッド地震応答実験では、2方向の復元力の成分 f_x と f_y を载荷実験により正確に評価し、応答計算は相似則¹⁰⁾を用いて実橋脚レベルで行った。そこで、本論文における実験・解析結果は実橋脚レベルで表示し、考察を行った。また、減衰マトリックスはすべての実験・解析において式(1)に示すようにX方向とY方向で独立とし、減衰係数は表-2の諸元を用いて、 $2h\sqrt{km}$ により算出した。

(c) 入力地震波形と実験ケース

本研究では、兵庫県南部地震時に神戸海洋気象台で観

表-2 構造諸元

	単位	X 方向	Y 方向
質量	ton	1, 179	
減衰定数	-	0.02	
剛性	kN/mm	63.74	33.88

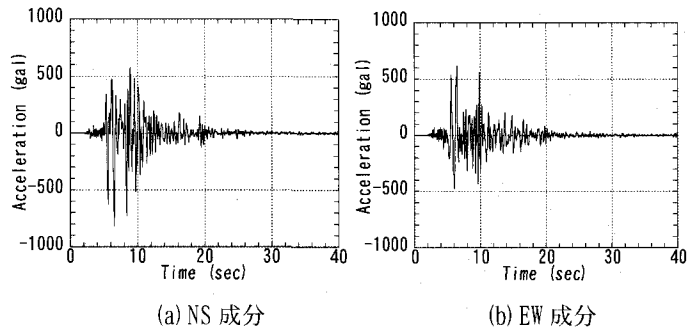


図-4 神戸海洋気象台で観測された波形
(ハイブリッド地震応答実験では15秒間入力)

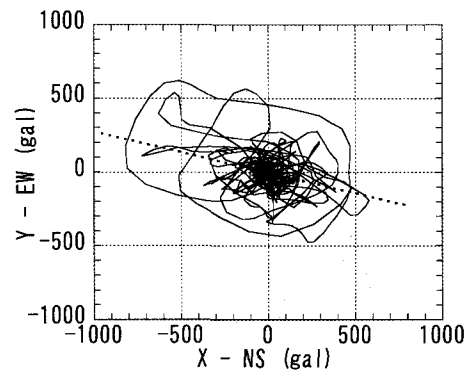


図-5 X-Y平面における入力加速度の軌跡

表-3 実験ケース

実験ケース1	X方向のみに入力
実験ケース2	Y方向のみに入力
実験ケース3	X方向とY方向に同時入力

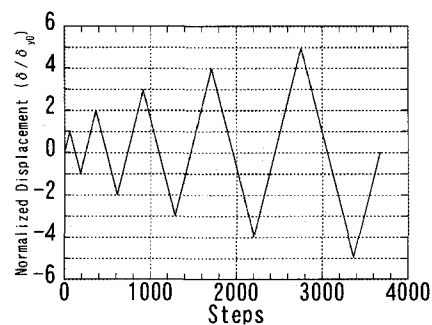


図-6 载荷パターン

測されたNS成分およびEW成分の加速度をそれぞれX方向とY方向に入力した。これらの時刻歴波形およびX-Y平面の軌跡を、それぞれ図-4および図-5に示す。図-5よりこの地震の主要動は15秒程度でほぼ収まるため、本実

験では15秒間を入力した。また、図-6より構造物は時々刻々様々な方向から地震動を受けていることがわかる。ここで、この地震動の卓越方向を図-5に点線で示す。

本実験は、表-3に示す3つの実験ケースに対してハイブリッド地震応答実験を行い、鋼製橋脚が水平2方向に地震力を受けた時の弾塑性応答性状について検討した。

3. 力学的挙動の評価

対象橋脚の地震時応答性状について検討する前に、実験供試体の力学的特性を明らかにするため、X方向とY方向に対して、繰返し載荷実験および弾塑性有限変位解析をそれぞれ行った。以下に、それらの概要および実験・解析結果と考察を示す。

3.1. 繰返し載荷実験の概要

ハイブリッド地震応答実験に使用する三次元構造物試験装置を用いて繰返し載荷実験を行った。この載荷実験では、図-6に示す載荷パターンのように、降伏変位を基準としてその5倍まで繰返し載荷を変位制御により行った。

3.2. 弾塑性有限変位解析の概要

載荷実験との対比のために、汎用有限要素解析コードABAQUS¹¹⁾を用いて実験供試体に対して弾塑性有限変位解析を行った。

その解析モデルを図-7に示す。要素分割に関しては、局部屈曲を精度よく表すために十分な要素分割を行った。使用した要素は4節点で1次の低減積分シェル要素である。断面については、X方向に15分割、Y方向に10分割し、柱の長さ方向には、柱基部(基部から1番目のダイアフラム)と2番目のダイアフラムの間を20分割、2番目と3番目のダイアフラムの間および3番目のダイアフラムと柱頭部の間を10分割した。また、載荷ブロック部分は剛体要素とした。

境界条件は柱基部底面において完全固定し、材料特性は鋼材の試験結果を入力し、構成則は移動硬化則を用いて解析を行った。なお、本解析では初期不整を考慮せず、変位制御で載荷実験と同様の載荷パターンで行った。また、本解析では、載荷実験と同様に軸力を与えずに解析を行った。

3.3. 実験及び解析結果と考察

X方向とY方向の水平荷重-水平変位曲線および包絡線を、図-8の(a)と(b)および図-9の(a)と(b)にそれぞれ示す。これらの図より、X方向、Y方向ともに降伏点以降も耐力はやや上昇し、実験において、最大耐力はX方向では $(H_{y0})_x$ の約1.36倍(54.1kN)、Y方向では $(H_{y0})_y$ の約1.24倍(39.4kN)を示しており、その後耐力は緩やかに減少している。また、包絡線からも分かるように、実験

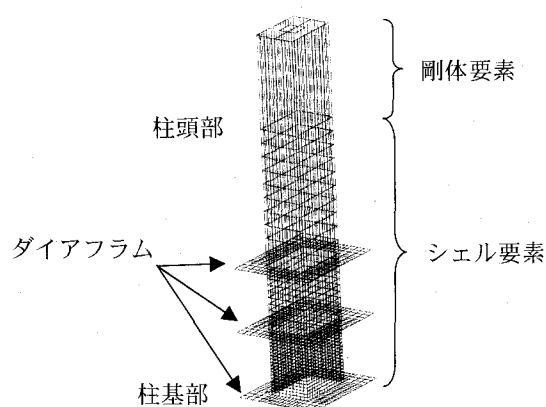


図-7 弾塑性有限変位解析モデル

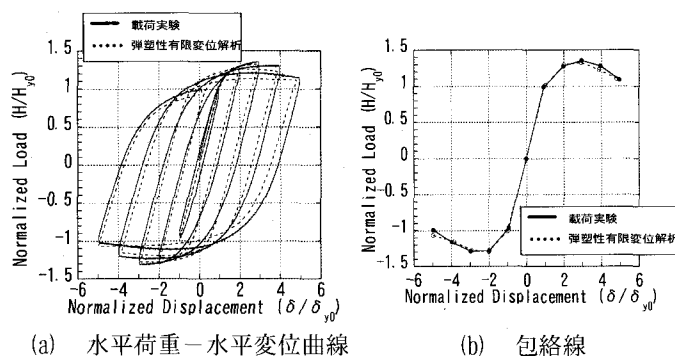


図-8 繰返し載荷実験 (X方向)

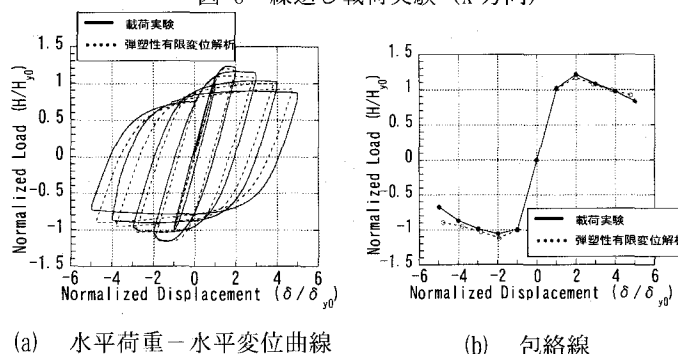


図-9 繰返し載荷実験 (Y方向)



写真-2 繰返し載荷実験 (X方向)

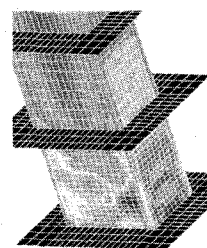


図-10 弾塑性有限変位解析 (X方向)



写真-3 繰返し載荷実験 (Y方向)

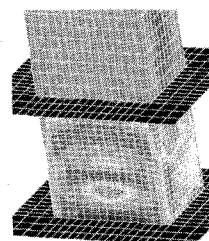


図-11 弾塑性有限変位解析 (Y方向)

と解析との比較では、最大耐荷力はほぼ同じ値を示しており、最大耐荷力以降の領域においての劣化の挙動がよく一致していることから、本載荷実験の載荷および計測方法が適切であることが確認できる。

繰返し載荷実験および弾塑性有限変位解析の柱基部における X 方向と Y 方向の局部座屈の様子をそれぞれ写真-2 と図-10 および写真-3 と図-11 に示す。X 方向に対する繰返し載荷では、実験において $+3\delta_{y0}$ サイクルにおいて基部フランジ面で外側に、ウェブ面で内側に座屈が発生した。その後耐力は減少し続け、 $\pm 5\delta_{y0}$ のサイクルにおいて耐荷力は最大荷重の 90% 以下に低下した。また、解析においても $+3\delta_{y0}$ サイクルの時に基部に座屈が生じたが、その方向は、フランジ面で内側、ウェブ面で外側と、実験とは逆であった。また、Y 方向に対する載荷実験では、 $+2\delta_{y0}$ サイクルで基部フランジ面に外側に、ウェブ面に内側に座屈が発生した。その後耐力は減少し続け、X 方向の載荷に比べ Y 方向はその程度が大きかった。また、解析においても $+2\delta_{y0}$ サイクルで柱基部に座屈が生じたが、その方向は、X 方向の場合と同様に、フランジ面で内側、ウェブ面で外側と、実験と逆であった。

4. 水平 2 方向入力によるハイブリッド地震応答実験

水平 2 方向に地震力を受ける角形鋼製橋脚の弾塑性応答性状を明らかにするために、表-3 に示す 3 つの実験ケースに対してハイブリッド地震応答実験を行った。

ハイブリッド地震応答実験と比較するために、水平 2 方向の相関を考慮しない 2 自由度の 1 質点-バネモデルによる弾塑性応答解析（鋼製橋脚の復元力特性を 2 次勾配が 10% のバイリニアでモデル化）および ABAQUS を用いた弾塑性有限変位解析を行った。この際、ハイブリッド地震応答実験で得られた変位履歴を、3 章で使用した弾塑性有限変位解析モデルに強制変位として与えた。

これらの結果について、時刻歴応答変位曲線、水平荷重-水平変位曲線と損傷状況の写真および図と考察を示す。

4.1. 実験ケース 1 (X 方向にのみ地震波を入力)

ハイブリッド地震応答実験と質点系解析から得られた時刻歴応答変位曲線、水平荷重-水平変位曲線を図-12 の (a) と (b) に、ハイブリッド実験と弾塑性有限変位解析による水平荷重-水平変位曲線を図-12 の (c) に示す。

図-12 の (a) と (b) より、水平荷重-水平変位曲線に若干の差異はみられるものの、時刻歴応答変位曲線は実験結果と解析結果で比較的良好に一致している。また、図-12 の (c) より実験結果と弾塑性有限変位解析の結果もよく一致している。このことから、X 方向に対するハイブリッド地震応答実験システムは正しく構築できていることがわかる。

次に、応答性状を示す。5.70sec (285 ステップ) にお

いて変位と荷重はそれぞれ、6.92cm、4,165kN となり、2 章で算出した角形鋼製橋脚の X 方向の初期降伏点（実構造物へ換算した値）を超えた。その後、6.38sec (319 ステップ) で負の方向に最大荷重 (-5,047kN) を記録し、続いて 6.44sec (322 ステップ) で負の方向に最大変位 (-18.7 cm) を記録した。さらに、6.88sec (344 ステップ) で正の方向に最大荷重 (5,214kN) を記録し、8.60sec (430 ステップ) で最大変位 (18.0 cm) を記録した。

また、写真-4 および図-13 に実験供試体基部の損傷状況を示す。実験供試体の挙動に関しては、5.86sec 付近において、橋脚基部より 4.0 cm の正側のフランジ面において、外側への座屈が発生したが、目視による確認は出来ず、触感によってわかる程度であった。その後も、変位・荷重のピークが観測された付近で座屈が発生したが、いずれも、触感によって辛うじてわかる程度であった。

4.2. 実験ケース 2 (Y 方向にのみ地震波を入力)

ハイブリッド地震応答実験と質点系解析から得られた時刻歴応答変位曲線、水平荷重-水平変位曲線を図-14 の (a) と (b) に、ハイブリッド地震応答実験と弾塑性有限変位解析による水平荷重-水平変位曲線を図-14 の (c) に示す。

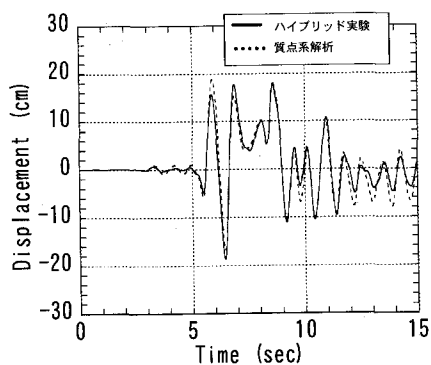
実験ケース 1 と同様、水平荷重-水平変位曲線に若干の差異はみられるものの、時刻歴応答変位曲線は実験結果と解析結果で比較的良好に一致している。また、図-14 の (c) より実験結果と弾塑性有限変位解析の結果はよく一致している。したがって、Y 方向に対するハイブリッド地震応答実験システムは正しく構築できていることがわかる。

次に、応答性状を示す。5.80sec (290 ステップ) において変位と荷重はそれぞれ、-10.1cm、3,156kN となり、2 章で算出した角形鋼製橋脚の Y 方向の初期降伏点（実構造物へ換算した値）を超えた。降伏に続いて、5.86-5.90sec (293-295 ステップ) で負の方向に最大荷重 (-3,616kN) を記録し、続いて 5.96sec (298 ステップ) で負の方向に最大変位 (-17.8 cm) を記録した。さらに、6.36sec (318 ステップ) で正の方向に最大荷重 (3,753kN) を記録し、続いて 6.38sec (319 ステップ) と 6.40sec (320 ステップ) で最大変位 (11.8 cm) を記録した。

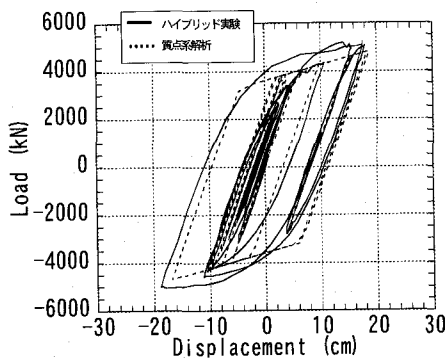
また、写真-5 および図-15 に実験供試体基部の損傷状況を示す。供試体の挙動に関しては、5.96sec 付近において負側のフランジ面において、外側への座屈が発生したが、X 方向同様、目視による確認は出来ず、触感によって分かる程度であった。以降も、変位・荷重がピークを記録した付近で、座屈が発生したが、いずれも、触感によって辛うじて分かる程度であった。

4.3. 実験ケース 3 (X 方向と Y 方向に同時に地震波を入力)

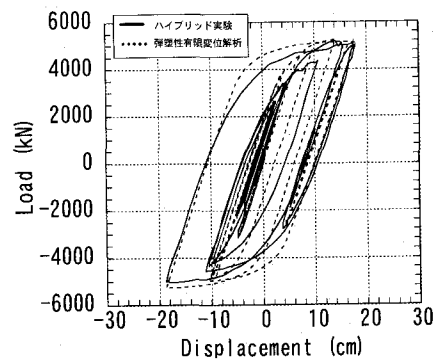
ハイブリッド地震応答実験と 2 自由度の 1 質点-バネ



(a) 時刻歴応答変位曲線



(b) 水平荷重-水平変位曲線
(質点系解析)



(c) 水平荷重-水平変位曲線
(弾塑性有限変位解析)

図-12 実験ケース 1 (X 方向)



写真-4 柱基部の損傷状況

(ハイブリッド実験：実験ケース 1 (X 方向))

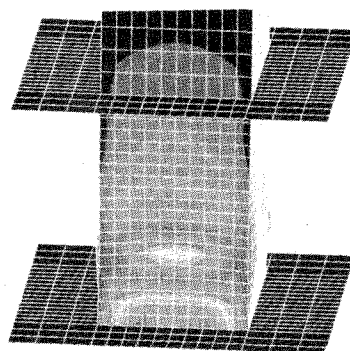
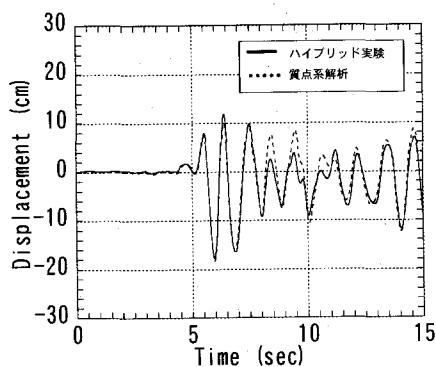
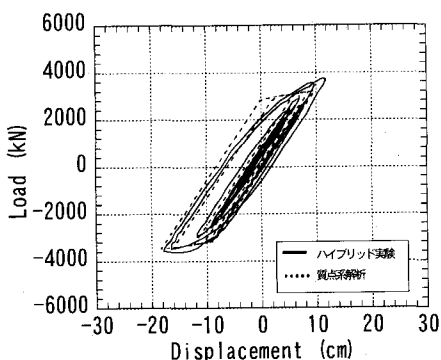


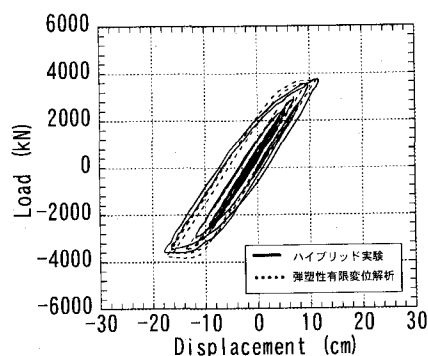
図-13 柱基部の損傷状況 (弾塑性有限変位解析, X 方向)



(a) 時刻歴応答変位曲線



(b) 水平荷重-水平変位曲線
(質点系解析)



(c) 水平荷重-水平変位曲線
(弾塑性有限変位解析)

図-14 実験ケース 2 (Y 方向)

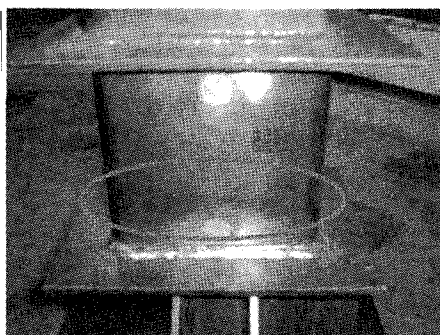


写真-5 柱基部の損傷状況

(ハイブリッド実験：実験ケース 2 (Y 方向))

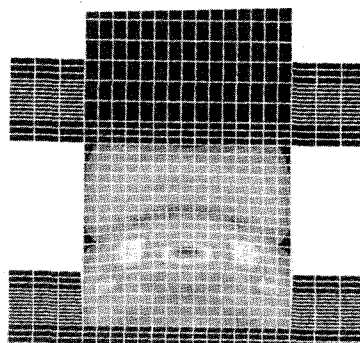
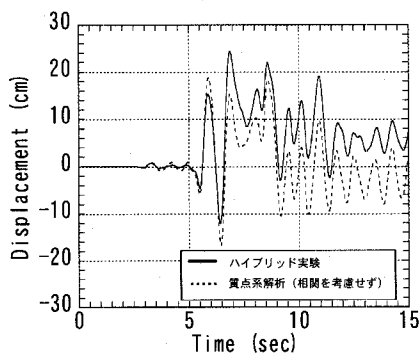
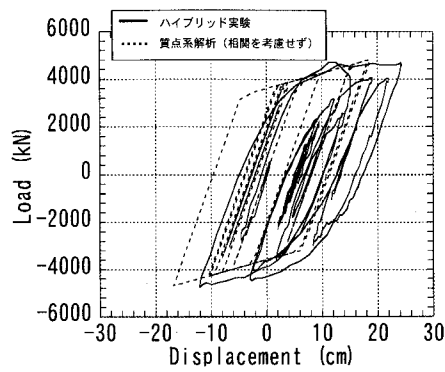


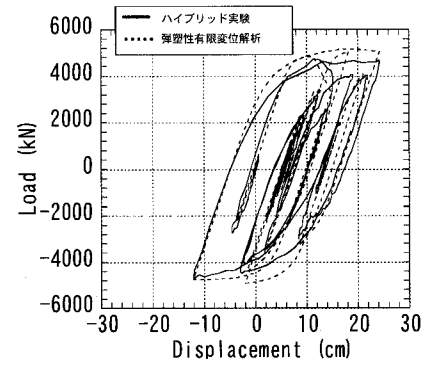
図-15 柱基部の損傷状況 (弾塑性有限変位解析, Y 方向)



(a) 時刻歴応答変位曲線



(b) 水平荷重-水平変位曲線
(質点系解析との比較)



(c) 水平荷重-水平変位曲線
(弾塑性有限変位解析との比較)

図-16 実験ケース 3 (X 方向)

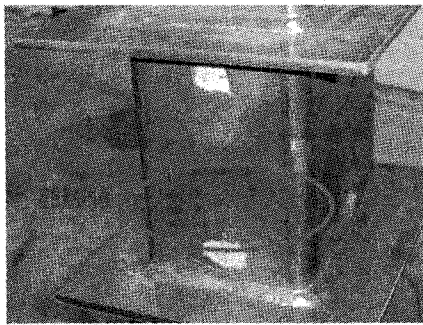


写真-6 柱基部の損傷状況

(ハイブリッド実験：実験ケース 3, X 方向)

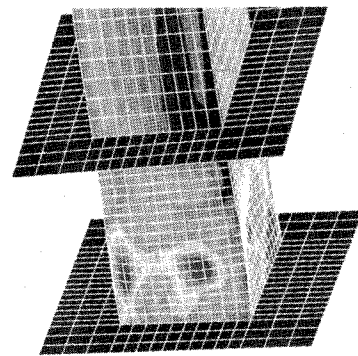
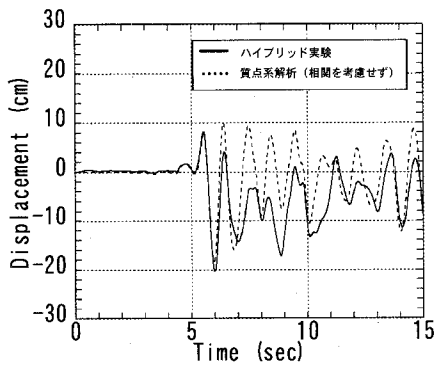
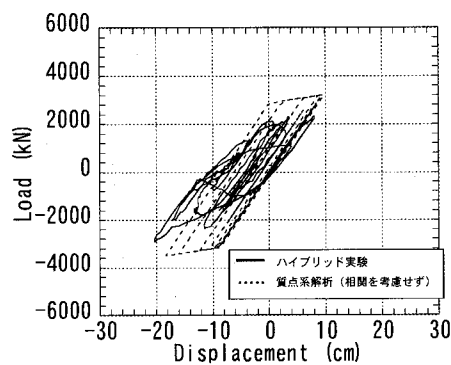


図-17 柱基部の損傷状況

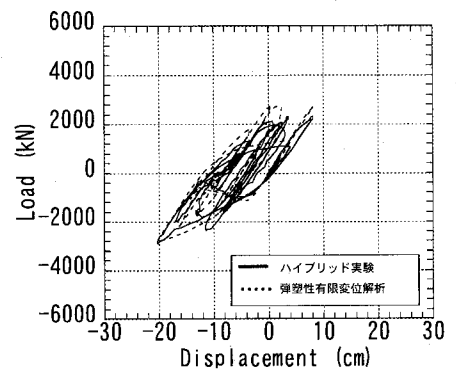
(弾塑性有限変位解析, X 方向)



(a) 時刻歴応答変位曲線



(b) 水平荷重-水平変位曲線
(質点系解析との比較)



(c) 水平荷重-水平変位曲線
(弾塑性有限変位解析との比較)

図-18 実験ケース 3 (Y 方向)

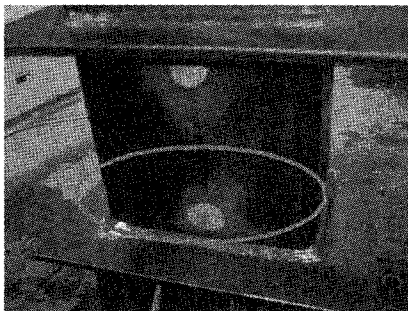


写真-7 柱基部の損傷状況

(ハイブリッド実験：実験ケース 3, Y 方向)

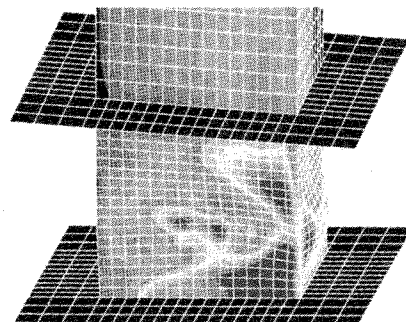


図-19 柱基部の損傷状況

(弾塑性有限変位解析, Y 方向)

モデルによる弾塑性応答解析から得られた X 方向と Y 方向の時刻歴応答変位曲線、水平荷重－水平変位曲線をそれぞれ図-16 の (a) と (b) と図-17 の (a) と (b) に示す。また、ハイブリッド地震応答実験と弾塑性有限変位解析による X 方向と Y 方向の水平荷重－水平変位曲線をそれぞれ図-16 の (c) と図-17 の (c) に示す。

実験ケース 1, 2 とは異なり、それぞれの図の (b) に示すように水平荷重－水平変位曲線に大きな差異が見られ、時刻歴応答変位曲線においても実験と解析結果で、主要動以降に応答量に相当なずれが見られる。しかし、図-16 の (c) と図-17 の (c) より実験結果と弾塑性有限変位解析の結果が同様の現象を示していることから、X 方向および Y 方向に対する復元力特性が正しく評価できていることがわかる。

すなわち、X 方向と Y 方向から同時に地震波が入力されたことにより、2 方向で相互に影響を及ぼし合い、復元力特性が変化したため、このような現象が起きたものと思われる。特に、Y 方向の水平荷重－水平変位曲線において剛性が複雑に変化していることがわかる。

次に、この実験ケースにおける応答性状を示す。X 方向では、負の方向に、6.42sec (321 ステップ) において最大荷重 (-4.753kN)、6.44sec (322 ステップ) において最大変位 (-12.1 cm) が記録され、続いて正の方向に、6.86sec (343 ステップ) において最大荷重 (4.675kN)、6.88sec (344 ステップ) において最大変位 (24.4 cm) が記録された。Y 方向では、正の方向に、5.52sec (276 ステップ) において最大変位 (8.12 cm) および最大荷重 (2.313kN) が記録され、続いて 5.70sec (285 ステップ) において、X 方向の剛性が大きく変化し、Y 方向においても、それに伴い剛性が大きく変化した。その後負の方向に、5.98sec (299 ステップ) において最大荷重 (2.911kN)、6.00sec (300 ステップ) において最大変位 (-20.3 cm) を記録した。

また、写真-6 と図-17 および写真-7 と図-19 に X 方向と Y 方向の実験供試体基部のハイブリッド地震応答実験と弾塑性有限変位解析における損傷状況を示す。実験供試体の挙動に関しては、5.76sec において X 方向では正側のフランジ面で外側に、Y 方向では負側のフランジ面で内側に座屈が発生した。この座屈は目視可能であった。その後は応答が大きくなった時に、X 方向では正側のフランジ面で外側に、Y 方向では負側のフランジ面で内側に座屈が発生し、特に 8.58sec から 8.88sec の間において、座屈変形の大きさは最大であった。

図-20 に X-Y 平面における水平 2 方向荷重の軌跡を示す。この図より荷重の履歴は非常に複雑であることがわかる。特に、この図に示された円 (2 軸状態における降伏基準) を超えている時に、剛性が大きく変化していた。

5. 水平 2 方向の相関を考慮した弾塑性応答解析

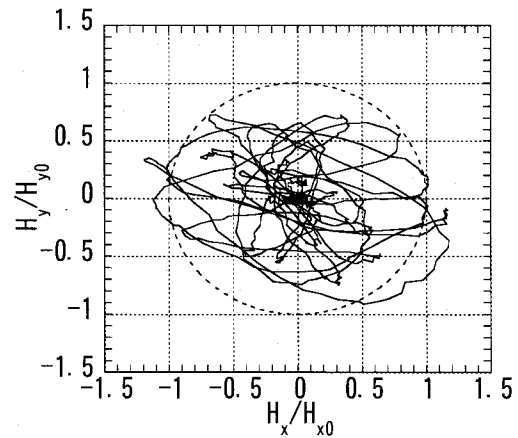


図-20 2 方向の荷重の軌跡

5.1 解析概要

2 方向の相関を考慮しない 2 自由度の 1 質点－バネモデルでは、剛性マトリックスの非対角項がゼロとなるため、水平 2 方向に地震力を受ける時の弾塑性応答性を表現できない。そこで、このモデルにおいて 2 方向の相関を考慮した剛性マトリックスを定式化し、弾塑性応答解析を試みた。この定式化においては、一般に塑性力学の分野で用いられている構成則のアナロジーを適用した。

5.2 2 方向の相関を考慮した剛性マトリックスの定式化

式 (1) において復元力の増分 ΔF は、次式で表せる。

$$\Delta F = \begin{Bmatrix} \Delta F_x \\ \Delta F_y \end{Bmatrix} = K \cdot \Delta X = K \cdot \begin{Bmatrix} \Delta x \\ \Delta y \end{Bmatrix} \quad (2)$$

ここで、 K は剛性マトリックスであり、 Δx 、 Δy はそれぞれの方向の増分変位である。弾性範囲内においては、2 方向の相互作用が生じないため、非対角項はゼロである。したがって、

$$K_e = \begin{bmatrix} K_x & 0 \\ 0 & K_y \end{bmatrix} \quad (3)$$

と表すことができるが、塑性領域においては 2 方向の相互作用が生じるため、剛性マトリックスは式 (3) とは異なる。ここで、降伏曲面の関数を G 、2 方向の初期降伏復元力を F_{x0} 、 F_{y0} とし、塑性時における剛性マトリックス K_p を求めた。塑性剛性マトリックスの定式化を行う上で、応力とひずみの関係の構成則のアナロジーを復元力と変位に置き換えて定式化を行うと、式 (4) および式 (5) が誘導できる。

$$G = \left(\frac{F_x}{F_{x0}} \right)^2 + \left(\frac{F_y}{F_{y0}} \right)^2 - \phi \quad (4)$$

$$\begin{Bmatrix} \Delta F_x \\ \Delta F_y \end{Bmatrix} = \frac{K_x \cdot K_y}{n_x^2 \cdot K_x - n_y^2 \cdot K_y} \begin{bmatrix} n_y^2 & -n_x \cdot n_y \\ -n_x \cdot n_y & n_x^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta x \\ \Delta y \end{Bmatrix} \quad (5)$$

$$n_x = \frac{\partial G}{\partial F_x}, \quad n_y = \frac{\partial G}{\partial F_y} \quad (6)$$

ここで、 $\gamma = 2, \phi = 1$ とし、降伏関数を楕円関数、非線形挙動を完全弾塑性とすると、塑性領域における剛性マトリクスは以下ようになる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta F_x \\ \Delta F_y \end{Bmatrix} = \underbrace{\frac{K_x \cdot K_y}{\left(\frac{2F_x}{F_{y0}}\right)^2 \cdot K_x - \left(\frac{2F_y}{F_{x0}}\right)^2 \cdot K_y} \begin{bmatrix} \left(\frac{2F_x}{F_{y0}}\right)^2 & -\left(\frac{2F_x}{F_{y0}}\right)\left(\frac{2F_y}{F_{x0}}\right) \\ -\left(\frac{2F_y}{F_{x0}}\right)\left(\frac{2F_x}{F_{y0}}\right) & \left(\frac{2F_y}{F_{x0}}\right)^2 \end{bmatrix}}_{\text{塑性域における剛性マトリクス } K_p} \begin{Bmatrix} \Delta x \\ \Delta y \end{Bmatrix} \quad (7)$$

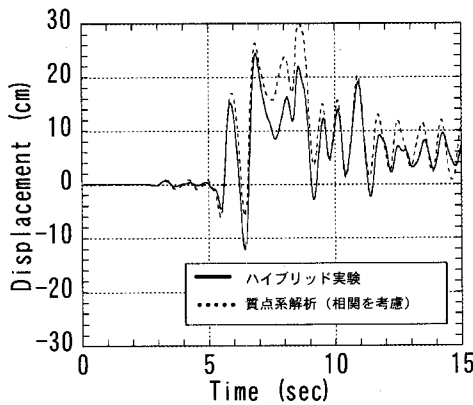
塑性域における剛性マトリクス K_p

本解析では、式(7)を用いて2方向の相関を考慮した弾塑性応答解析を行った。

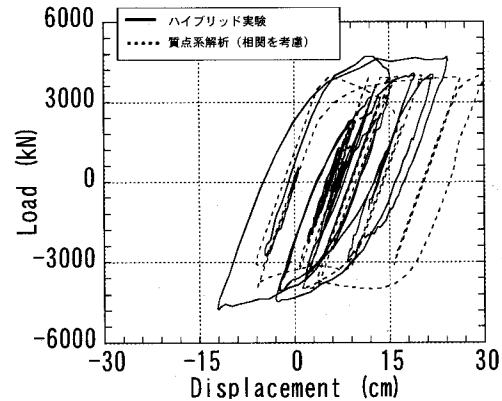
5.3 解析結果および考察

4章のX方向とY方向に同時に地震波を入力したハイブリッド実験と水平2方向の相関考慮した場合の2自由度の1質点-バネモデルの弾塑性応答性から得られたX方向とY方向の時刻歴応答変位曲線、水平荷重-水平変位曲線をそれぞれ図-21の(a)と(b)と図-22の(a)と(b)に示す。

時刻歴応答変位曲線に関しては、水平2方向の相関を

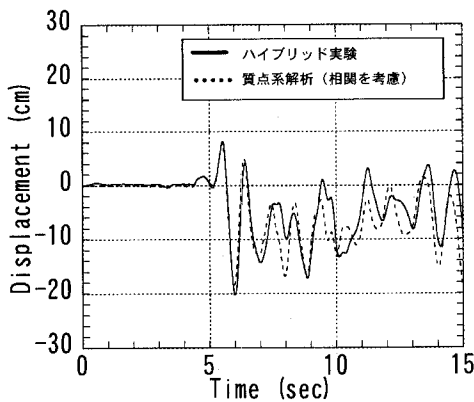


(a) 時刻歴応答変位曲線

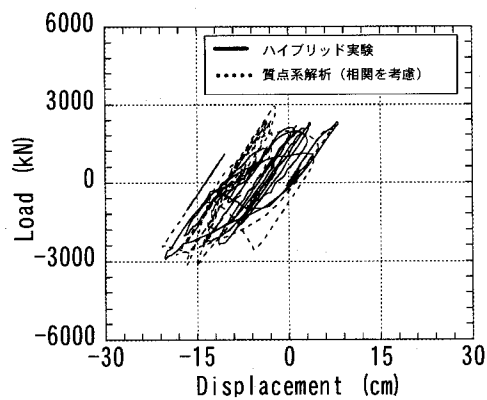


(b) 水平荷重-水平変位曲線

図-21 2方向の相関を考慮した応答結果 (X方向)



(a) 時刻歴応答変位曲線



(b) 水平荷重-水平変位曲線

図-22 2方向の相関を考慮した応答結果 (Y方向)

考慮した解析において非線形挙動を完全弾塑性としたため、実験の応答変位より若干大きくなったが、全体の挙動としてはよく一致しているといえる。また、水平荷重-水平変位曲線に関しては、若干ずれているところもあるが、実験中に現れた複雑な剛性の変化も、水平2方向の相関を考慮した剛性マトリクスを用いることで表現できることがわかる。

したがって、水平2方向に地震力を受ける鋼製橋脚の弾塑性応答性状を求める手法として、2方向の相関を考慮した剛性マトリクスを用いて弾塑性応答解析を行う手法は非常に有効であると考えられる。

6. まとめ

本研究では、水平2方向に地震力を受ける角形鋼製橋脚の弾塑性応答性状を解明することを目的とし、水平2方向入力によるハイブリッド地震応答実験および弾塑性有限変位解析と水平2方向の相関を考慮した2自由度の1質点-バネモデルの弾塑性応答解析手法を提案した。以下に本研究で得られた結論を示す。

- 1) X方向とY方向の単独入力の場合 (実験ケース1, 2)

に比べ、X方向とY方向の同時入力の場合（実験ケース3）、X方向、Y方向ともに耐荷力の低下が見られ、弾塑性応答性状は単独入力の場合に比べ大きく異なった。特に、弱軸となるY方向において、同時入力による相互作用の影響が大きく表れた。したがって、合理的な耐震設計法を確立するためには、今後多方向入力下における構造物の耐震性能について検討する必要がある。

- 2) ハイブリッド地震応答実験より得られた応答変位を角形鋼製橋脚に作用させた弾塑性有限変位解析を行った。その結果、1方向の場合、載荷実験で得られた水平荷重－水平変位曲線と非常に良く一致した。また、2方向の場合、1方向の場合に比べ差異のあるところもあったが、実験中に現れた複雑な剛性の変化を再現できた。
- 3) 水平2方向に地震力を受ける鋼製橋脚の弾塑性応答性状を簡便に求める手法として、2方向の相関を考慮した剛性マトリクスを定式化し、質点系による弾塑性応答解析を行った。その結果、実験中に現れた複雑な剛性の変化を再現でき、この手法は非常に有効であると考えられる。

7 今後の課題

- 1) 本研究では、特定の供試体、特定の入力地震波を扱い、軸力を考慮せずに、ハイブリッド地震応答実験と2自由度の1質点－バネモデルによる弾塑性応答解析を行った。今後は、様々な実験供試体や載荷条件、入力地震波を対象とした検討を行い、水平2方向に地震力を受ける構造物の応答性状を解明する必要がある。
- 2) 2方向の相関を考慮した弾塑性応答解析では、非線形挙動を完全弾塑性と仮定して行った。今後は、2次勾配と劣化勾配を考慮した定式化を行い、より実現象に近い弾塑性応答解析を行う必要がある。

謝辞

本研究を実施するに当たり、松尾橋梁株式会社の大畑和夫様から実験供試体の製作についてご指導頂いた。また、滋賀県の中村清人君（研究当時は京都大学工学研究科修士課程在学）から多大な協力を受けた。ここに記して、深謝の意を表する。

参考文献

- 1) (社)建設コンサルタンツ協会：阪神・淡路大震災被害調査報告書、1995年5月。
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、丸善、2002年3月。
- 3) (社)日本建築学会：多次元入力地震動と構造物の応答、丸善、1998年1月。
- 4) American Association of State Highway and Transportation Officials: Standard Specification for Highway Bridges, 16th Edition, 1996.
- 5) 次世代土木鋼構造研究特別委員会：鋼構造物の耐震設計用ベンチマークと耐震設計法の高度化、(社)日本鋼構造協会、p.330、2000年5月。
- 6) 鋼構造委員会：鋼構造シリーズ2 座屈設計ガイドライン、(社)土木学会、1987年10月。
- 7) Watanabe, E., Sugiura, K. and Oyawa, W. O.: Effects of Multi-Directional Displacement Paths on the Cyclic Behaviour of Rectangular Hollow Steel Columns, Journal of Structural Engineering and Earthquake Engineering, No. 647/I-51, pp. 79-95, 2000. 4.
- 8) 京都大学土木系専攻教室：マルチフェイズダイナミックス実験システムパンフレット、1997年11月。
- 9) 伯野元彦、岡田恒雄、高梨晃一、土岐憲三、池田尚治、家村浩和、方田敏夫：ハイブリッド実験の応用マニュアル、1990年3月。
- 10) 才塚邦宏、伊藤義人、木曾英滋、宇佐美勉：相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察、土木学会論文集, No. 507, pp. 179-190, 1995年2月。
- 11) Hibbit, Karlsson&Sorensen Inc. : ABAQUS /Standard User's Manual Ver. 5. 8.

(2003年9月12日受付)