

水平2方向地震力を受けるコンクリート充填 鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究

袁 輝輝¹・党 紀²・青木 徹彦³

¹学生会員 愛知工業大学 工学部都市環境学科 (〒470-0392 愛知県豊田市八草町1247)

E-mail:q10801qq@aitech.ac.jp

²正会員 京都大学研究員 工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: dangji1980@yahoo.co.jp

³正会員 愛知工業大学教授 工学部都市環境学科 (〒470-0392 愛知県豊田市八草町1247)

E-mail:aoki@aitech.ac.jp

本論文では、水平2方向地震動を受けるコンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震性能を調べるため、正方形断面供試体10本を用い、静的繰返し実験、水平1方向および2方向ハイブリッド実験を実施した。実験では、3種の地震波のNSとEW方向の加速度記録を用い、独立に1方向載荷するハイブリッド実験6体と、水平2方向同時に載荷するハイブリッド実験3体を用いた。これらの実験結果から、水平2方向地震動を受けるコンクリート充填鋼製橋脚の応答変位は1方向載荷時と比べ、入力地震波によって応答変位は大きくなる場合があること、またコンクリート充填率が大きい時応答変位の差は小さくなることを明らかにした。橋脚の地震時2方向荷重の合力の最大値は1方向載荷時の最大荷重とほぼ同じ大きさとなっており、1方向載荷実験結果から推定できることを明らかにした。

Key Words : steel bridge pier, concrete filled, hybrid test, bi-directional seismic response

1. はじめに

現行の橋脚の耐震設計では、水平力を橋軸方向と橋軸直交方向に独立に作用させて照査する設計法が行われている¹⁾。この設計基準は、従来から数多く行われてきた1方向載荷実験のデータに基づいて定められている。しかし実地震波は水平に任意の方向から作用し、1方向のみから作用する場合とは橋脚の挙動が異なると考えられる。

水平2方向地震力を受ける鋼製橋脚の耐震性能を明らかにするため、近年では、橋脚上部載荷点を含む水平面上で円形や矩形などの形状の変位パターンを与えた水平2方向載荷実験^{2), 3)}や有限変位解析⁴⁾が行われてきた。これらの実験と解析の結果によると、従来の1方向載荷実験で得られた橋脚の最大耐力は、種々の変位形状パターンを与えた水平2方向載荷の結果と異なっている。また従来行われたハイブリッド実験^{5)~8)}では、橋脚の応答変位は、1方向独立作用とした場合より、ある入力ケースでは2倍大きくなることが示されている⁸⁾。

一方、都市内の高速道路高架橋の鋼製橋脚は、兵庫県南部地震以前から、車両の衝突によるダメージを防ぐため、橋脚基部に部分的にコンクリートを充填しているものがある。震害報告では、このような

橋脚の被害程度が低いことが報告され⁹⁾、その後、新設橋梁の鋼製橋脚や既存鋼製橋脚の耐震補強する場合には、橋脚基部へのコンクリート充填が積極的に行われている。

橋脚基部にコンクリートを適切に充填した鋼製橋脚に対して、過去の水平1方向載荷実験および解析^{10)~15)}によると、その最大耐力が無充填時の約1.3倍、変形能力が約2倍まで上昇し、耐震性能が格段に向上することが示されている。しかし、水平2方向地震動を受ける場合、コンクリートを充填した橋脚の耐震性能に関する実験的な研究は、著者らの知る限り、まだなされていない。

そこで、本研究では、はじめにコンクリート充填鋼製橋脚の最大耐力と変形性能の基本的特性調べるために、一定鉛直荷重と漸増繰返し水平力載荷する実験を行う。つぎに、兵庫県南部地震記録のうち、レベル2タイプⅡの3種類の設計用地震動記録の水平2方向加速度データを用い、水平1方向地震動のみを入力するハイブリッド実験と、水平2方向地震動を同時入力するハイブリッド実験を行い、橋脚の最大応答変位、残留変位、最大耐力およびエネルギー吸収量などの耐震性能の相違を比較、検討する。また、これらの結果を同じ供試体シリーズを用いて行われたコンクリート無充填鋼製橋脚の結果⁸⁾と比較する。

2. 実験計画および実験方法

(1) 実験供試体

本研究の実験に用いる供試体は、材質SM490、板幅450mm、板厚6mmの正方形補剛箱型断面とし、断面を構成する各面は2本のリブ（6×55mm）で補剛され、橋脚の高さ方向に基部から900mmまで225mm間隔で、それ以降は450mm間隔のダイヤフラムで補剛されている。供試体側面図を図-1(a)、断面図を図-1(b)、供試体寸法および各パラメータを表-1に示す。なお、幅厚比パラメータ R_R 、 R_F 、細長比パラメータ λ 、補剛材細長比パラメータ λ_s は下記の式によって算出されている¹⁶⁾。

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad (1)$$

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (2)$$

$$\lambda = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

$$k_F = \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_l}{\alpha^2(1+n\delta_l)} \quad (\alpha \leq \alpha_0) \quad (4)$$

$$k_F = \frac{2(1+\sqrt{1+n\gamma_l})}{1+n\delta_l} \quad (\alpha > \alpha_0) \quad (5)$$

ここで、 α ：補剛板の縦横寸法比(=0.5)、 α_0 ：限界縦横寸法比(=3.27)、 γ_l ：縦方向補剛材の剛比、 δ_l ：縦方向補剛材1個の断面積比、 b ：板幅、 t ：板厚、 σ_y ：フランジ板パネルの降伏応力、 E ：弾性係数、 ν ：ポアソン比、 n ：補剛板のサブパネル数、 r ：断面2次半径、 h ：供試体の高さ、 k_R ：座屈係数(=4 n^2)、 k_F ：座屈係数(式(4),(5))である。

道路橋示方書¹⁾ではコンクリートの充填高さは鋼断面とコンクリート充填断面が同時に降伏に達するようなコンクリート高さを式(6)で与えている。

$$h_c = (1 - M_{ys}/M_a)h \quad (6)$$

ここに、 h_c ：コンクリートの充填高さ、 h ：供試体の有効高さ、 M_{ys} ＝充填したコンクリート直上の鋼断面の曲げモーメント、 M_a ＝許容変位時の橋脚基部の曲げモーメントである。鋼断面の曲げモーメントと合成断面の曲げモーメントを本実験供試体に対して簡単な設計計算で求めると、それらの比は0.59となる。その場合の充填率は有効高さに対して41%となる。今回の実験ではダイヤフラム位置までコンクリートを充填することとし、実際には基部から h_c ＝900mmまでコンクリートを充填する。この場合、充填率は約37.5%となり、ほぼ式(6)による充填率と同じ値となる。

文献[10]によると、コンクリートの充填高さを合理的に確定するため、橋脚上部の中空断面の全塑性モーメントと下部の合成断面の全塑性モーメントとの関係を求めて、下記の式により計算している。

$$h_c = (1 - M_{ps}/M_{pc})h \quad (7)$$

ただし、 M_{ps} と M_{pc} はそれぞれ鋼断面のみおよびコン

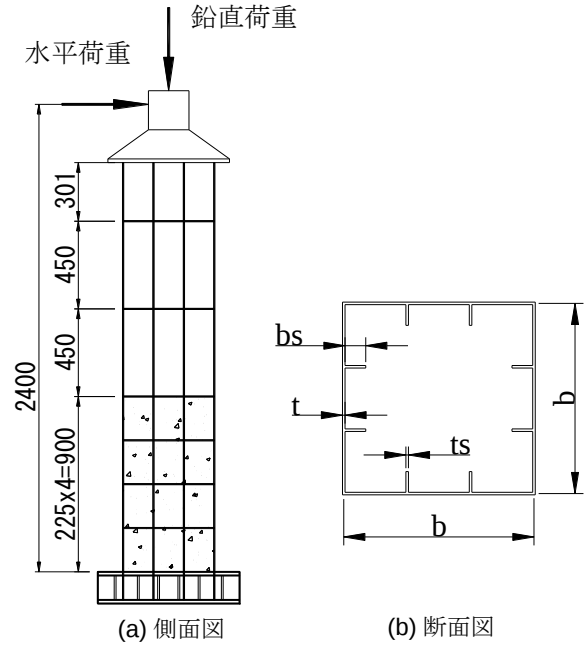


図-1 実験供試体

表-1 供試体寸法および各パラメータ

鋼種		SM490
板幅	b (mm)	450
板厚	t (mm)	6
リブ幅	b _s (mm)	55
リブ板厚	t _s (mm)	6
ダイヤフラム間	D (mm)	225
供試体有効高さ	h (mm)	2400
断面積	A (cm ²)	133
断面2次モーメント	I (cm ⁴)	4.06×10 ⁴
幅厚比パラメータ	R _R	0.517
幅厚比パラメータ	R _F	0.169
細長比パラメータ	λ	0.344
補剛材細長比パラメータ	λ _s	0.184
補剛材剛比	γ/γ*	10.5

クリートを充填した断面の全塑性モーメントである。本研究に用いる供試体に当てはめると $M_{ps}/M_{pc} = 0.80$ となり、充填高さは480mmとなる。この場合も、本研究で使用する供試体のダイヤフラム高さ450mmまで基部から充填すると、充填率は $h_c/h = 18.8\%$ となる。以後の表現では簡単のため、これら2つの充填率を $h_c/h = 0.4$ および0.2と表わす。

現階段でコンクリートの最適充填高さは十分に明らかされていないため、今回の研究では、以上の基準充填高さを参考し、コンクリートを充填断面直上の鋼断面で先に座屈を発生するケース($h_c/h = 0.2$)とコンクリートを十分に充填して基部のコンクリート充填断面で降伏するケース($h_c/h = 0.4$)の2つを選び、その地震波強度を実験的に明らかにすることを目的とする。

充填コンクリートは早強コンクリートを用い、呼び強度は16 N/mm²、圧縮強度は約21 N/mm²である。

(2) 実験システム

荷重装置は、図-2に示す水平2方向および鉛直方向に、それぞれ1000kNアクチュエータ（理研精機社製）3基を用いる。

一定鉛直力と水平2方向荷重を同時に載荷すると、載荷作用方向が、もとの固定した基準X、Y座標からずれる。また、変位計測方向も荷重中心点からずれる。これによる荷重および変位の誤差の補正は、アクチュエータの作用方向および作用点の回転を水平2方向および供試体四隅に配置された6つの変位計で計測し、補正計算を行う。変位と荷重の計測における補正計算の詳細は、文献8)を参照されたい。

(3) 静的繰返し実験

ハイブリッド実験に先立ち、橋脚の基本的な履歴特性を得るための静的繰返し載荷実験を行う。載荷方法は水平変位を漸増させた繰返し載荷とする。上部工重量すなわち鉛直荷重 P は1次設計を行うと供試体のパラメータとは異なった値となるが、ここでは実験の簡便性を考え、ハイブリッド実験も含めたすべてのケースで一定の軸力比 $P/P_0=0.15$ とし、橋脚供試体の軸降伏力 P_0 (=4320 kN)から、 $P=648$ kNと算出した。

繰返し水平載荷では降伏変位 δ_0 を基準とし、 δ_0 の整数倍の変位を3回、つぎに $0.5\delta_0$ 増加した載荷を1回というように、載荷変位を漸増させながら載荷する。ただし、降伏変位 δ_0 は、著者らが過去に行った同じ構成断面を有する無充填鋼製橋脚の静的繰返し実験⁹⁾で得られた値 $\delta_0=15$ mmを用いる。

(4) ハイブリッド実験

ハイブリッド実験システムは、解析部と実験部で構成され、解析部における数値積分のアルゴリズムは、文献8)で述べたように、時間刻みごとの積分を行う。はじめに初期剛性による予測変位を算出し、供試体の微小ステップ区間内の載荷による橋脚復元力をフィードバックし、これを繰返し収束計算を行う予測-修正法を用いる。解析の時間間隔は $\Delta t = 0.01$ 秒とする。

a) 想定実橋脚モデル

実橋梁は載荷供試体の4倍大のものを想定した。解析では1つ橋脚を含む橋梁1質点モデルとし、それぞれ質量 m 、初期剛性 k_0 および減衰係数 c は実橋脚構造の大きさの値を用いる。実験の各解析諸元は相似則から算出した、各項目ごとの値を表-2に示す。実橋梁の質量 m は、前述の供試体の鉛直荷重 $P = 648$ kNから、 $m = 1060$ tと算出した。降伏荷重 P_y と初期剛性 k_0 は、後述の静的繰返し実験結果から算出した値である。減衰係数 c は、減衰定数 h (=0.05)により算出した。

b) 入力地震波

橋脚に入力する地震波は、道示¹⁾で与えられているレベル2タイプIIのI、IIおよびIII種地盤上の設計用地震動の兵庫県南部地震神戸海洋気象台(JMA)、

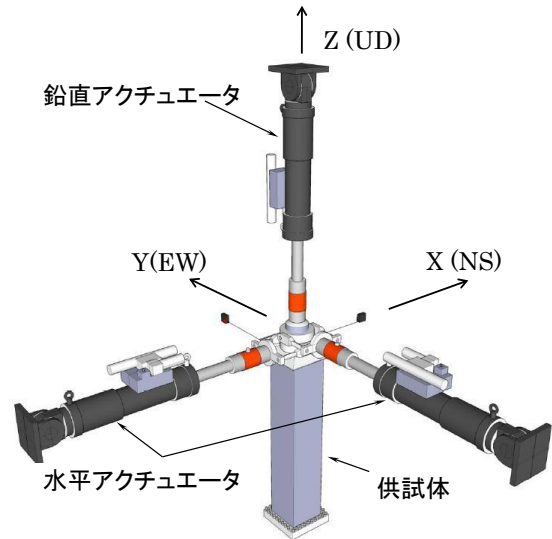


図-2 載荷装置

表-2 想定実橋脚

項目	数値	項目	数値
高さ h_0 (m)	9.6	軸力 P (kN)	10400
降伏変位 δ_0 (mm)	60	上部質量 m (t)	1060
降伏荷重 H_0 (kN)	4020	減衰 c (kN・Sec/m)	844
剛性 k_0 (kN/mm)	67.2	周期 T (Sec)	0.79

表-3 ハイブリッド実験計画（入力地震波）

試験体名	入力地震波	波形方向	最大加速度 (gal)
JMA-NS	JMA (I種地盤)	NS	-812
JMA-EW		EW	766
JMA-2D		NS+EW	870 (合成値)
JRT-NS	JRT (II種地盤)	NS	687
JRT-EW		EW	-673
JRT-2D		NS+EW	711 (合成値)
PKB-NS	PKB (III種地盤)	NS	-557
PKB-EW		EW	619
PKB-2D		NS+EW	775 (合成値)

表-4 鋼材の引張実験結果

	$E \times 10^5$ (kN/mm ²)	σ_0 (N/mm ²)	ϵ_0 (μ)	ν
平均値	2.12	391	1870	0.284
公称値	2.06	325	1578	0.300

JR鷹取駅(JRT)およびポートアイランド(PKB)の3つである。各地震波のNSおよびEW方向成分の最大加速度(PGA)および水平2方向成分を合成した最大加速度(合成値)を表-3に示す。

c) 供試体

1方向載荷ハイブリッド実験では、上記3つの地震波のNSとEW方向成分に対して、各1本、すなわち合計6体の供試体を用いる。水平2方向載荷するハイブリッド実験では、地震波の水平2方向加速度のNS、EW方向成分を橋軸方向(X軸)と橋軸直交方向(Y軸)

に入力する．ハイブリッド実験の試験体名は表-3に示すように，入力地震波名の後に，1方向実験の場合，入力方向のNSあるいはEWを，2方向の場合，符号2Dを付けることとする．

3. 実験結果

(1) 静的繰返し実験結果

供試体鋼板の引張り試験により，降伏応力 σ_0 ，降伏ひずみ ε_0 ，ヤング率 E およびポアソン比 ν を求めた．これらの平均値を表-4に示す．

コンクリートを20%および40%充填した供試体に対して，静的繰返し実験で得られた荷重-変位履歴曲線を図-3に示す．図中の横軸は水平変位，縦軸は水平荷重を表し，それぞれ降伏変位 $\delta_0=15\text{mm}$ と降伏荷重 $H_0=233\text{kN}$ で無次元化している．コンクリートを20%および40%充填した供試体の最大荷重は $H_{m,20}=442\text{kN}(1.87H_0)$ および $H_{m,40}=465\text{kN}(1.99H_0)$ となった．この結果は，先に行った無充填鋼製橋脚の実験⁸⁾による最大荷重 $H_{m,00}=402\text{ kN}(1.78H_0)$ に比べ，それぞれ約9%および約16%上昇している．

充填率20%の場合，コンクリート充填面直上に座屈が生じ，最大荷重後の低下が著しい．これはコンクリート充填された供試体のコンクリート充填された基部に座屈が生じることなく充填直上の鋼板部に座屈が生じたためと思われる．また，充填率40%の場合では，最大荷重以降，緩やかに荷重が低下した．これは供試体のコンクリートが充填された基部のわずかな座屈変形が拘束され，変形に留まっている．破壊の進行が緩やかであったためと考えられる．

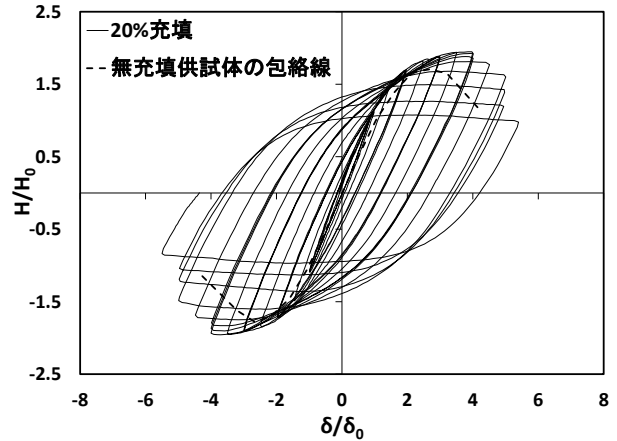
(2) 1方向および2方向載荷時の橋脚応答変位の相違

図-4に水平2方向地震動を与えた橋脚の応答変位のNS，EW方向成分の時刻歴を実線で，またNS，EW方向に独立載荷する1方向ハイブリッド実験の結果を破線で表す．縦軸の変位は降伏変位 $\delta_0=15\text{mm}$ で無次元化している．同図の左2列は20%コンクリート充填，右2列は40%充填を示し，上からI種，II種およびIII種地盤に対する結果を示す．

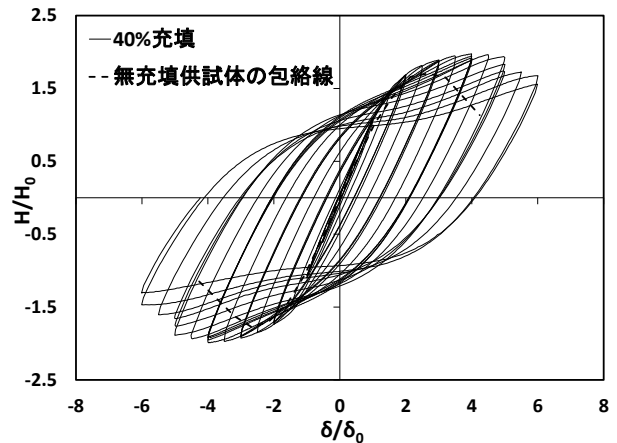
図-4を見ると，I種地盤(JMA)では1方向載荷と2方向載荷での結果の差はあまり見られないが，コンクリート20%充填のケースではII種地盤(JRT)とIII種地盤(PKB)において，予想通り2方向載荷のほうが応答変位は大きくなった．III種地盤(PKB)のNS，EW方向では最大応答変位付近でコンクリート充填面直上において溶接部にクラックが生じ，その後の応答変位が著しく大きくなった．

コンクリートを40%充填した鋼製橋脚では，どの地盤種でも大きな差は見られない．これはコンクリートが橋脚基部の座屈を有効に抑制したことによって，応答変位が小さくなっているためと思われる．

図-4に示したNS，EW方向の応答変位 δ_{NS} ， δ_{EW} をそれぞれ平面上の横軸および縦軸に描くと橋脚上部質点の平面上の変位軌跡となる．これを前と同様，



(a) コンクリート 20%充填橋脚



(b) コンクリート 40%充填橋脚

図-3 静的繰返し荷重時の荷重-変位履歴曲線

2方向載荷を実線で，1方向載荷を破線で図-5に示す．図-5から1方向と2方向実験の応答挙動が異なっていることがわかる．特にIII種地盤(PKB)では，2方向載荷実験の結果に対し破線の円形マークで示したように，斜め方向にほぼ直線的に大きな応答軌跡が現れている．このような応答軌跡となったのは，橋脚の水平2方向の応答変位がほぼ同時に最大値となったことを示している．すなわち水平2方向地震動が同時に最大となる可能性があり，その場合，1方向のみに個別に載荷するより，2方向同時載荷のほうが橋脚の損傷は大きくなると考えられる．

(3) 最大応答変位および地盤種による影響

図-6は1方向独立載荷ハイブリッド実験におけるNS，EW方向の最大応答変位と2方向同時載荷における最大応答変位を地盤種(JMA，JRT，PKB)ごとに比較したもので，図-6，図-7とも $h_c/h = 0.0$ コンクリート無充填の結果(図(a))は文献⁸⁾の結果を引用している．また最大応答変位 δ_{max}/δ_0 の各値を表-5にまとめる．同図には，1方向載荷時の結果を左側の淡色の棒とその上の数値で，2方向載荷時の結果を右側の濃色の棒とその上の数値で示している．

同図から，3つの地盤種I，IIおよびIII（JMA，JRT，PKB）に対して，2方向載荷された橋脚の最

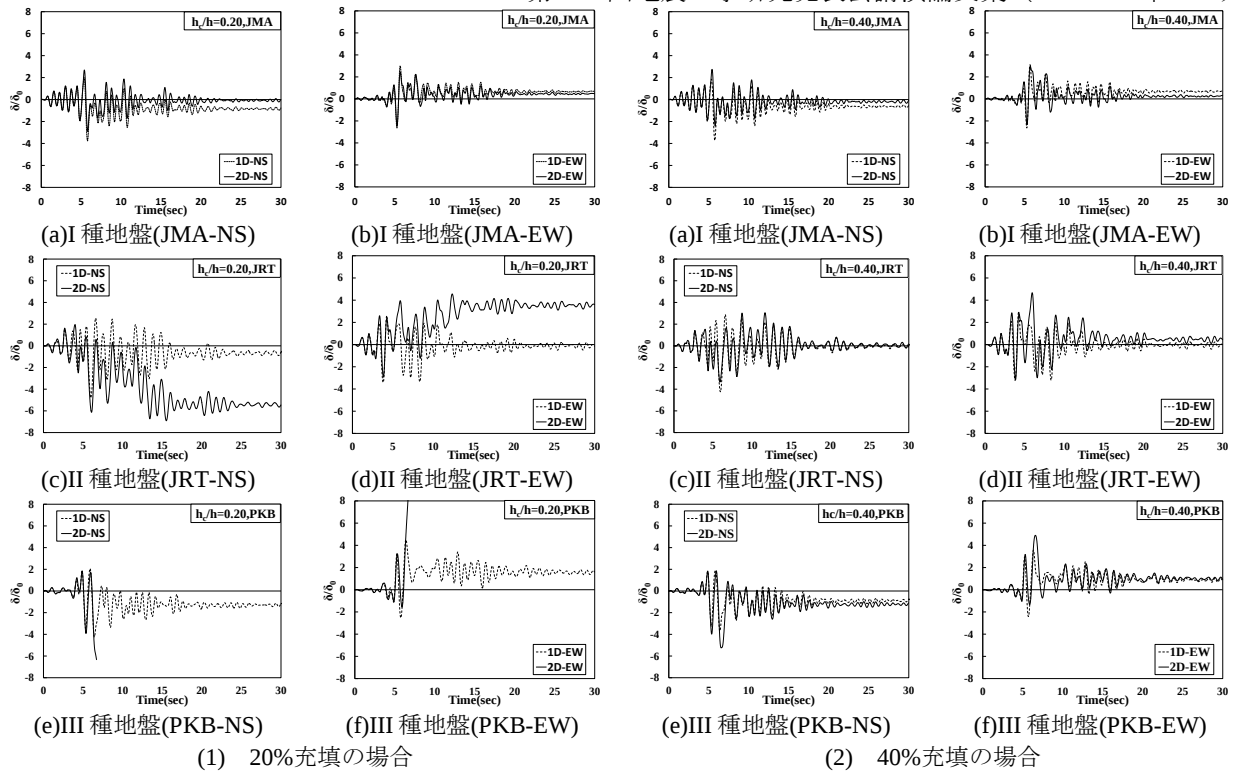


図-4 1方向および2方向載荷時の応答変位時刻歴

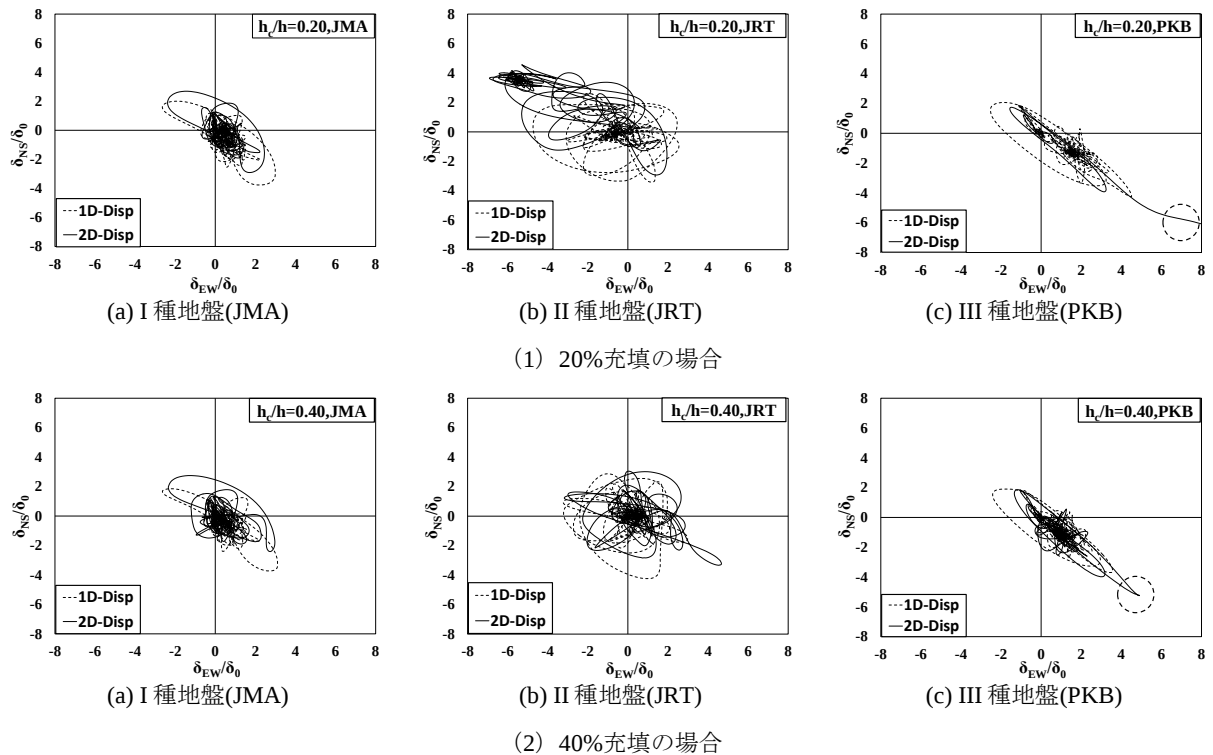


図-5 水平2方向を合成した応答変位軌跡（橋脚上部質点の変位軌跡）

大応答変位(右端黒棒)は、どのコンクリート充填率でも1方向載荷時より著しく大きくなっていることがわかる。また地盤種がIからIIIへと柔らかくなるに従ってその差は拡大している。コンクリートが充填してあっても充填高さが十分でない場合、特にIII

種地盤では1方向載荷の結果を基に設計すると橋脚が倒壊する場合もある。

今後は、①地震波の違いによる応答変位の影響を解明すること、②橋脚が水平2方向荷重を受ける時の履歴特性を適切に再現できる解析手法を実用化する

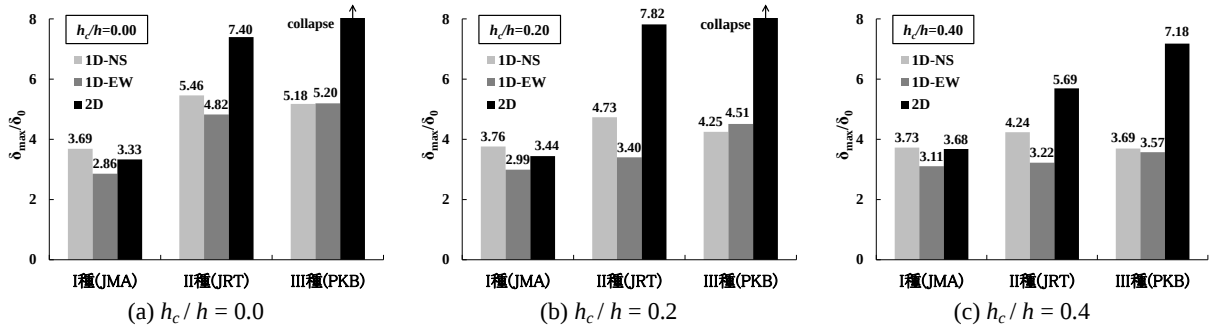


図-6 地盤種の違いによる最大応答変位の変化

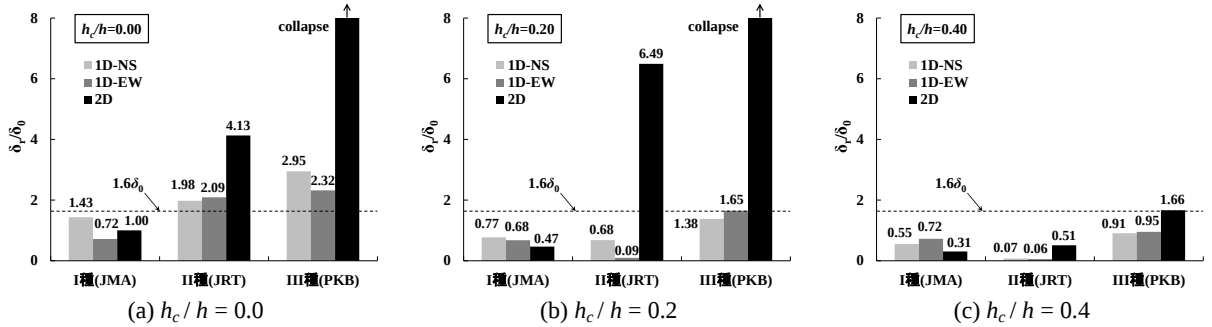


図-7 地盤種の違いによる残留変位の変化

ること、および③耐震照査でこのような相違を適切に反応できる多数の水平2方向地震動記録あるいは人工模擬地震波を用意することが必要であると思われる。

(4) 残留変位と最大応答変位の関係

1方向および2方向荷重ハイブリッド実験で得られた橋脚の残留変位 δ_r を図-7に示す。また各値を表-5にまとめる。残留変位は地震終了後の高速道路の使用性に関する重要なパラメータで、現行道路橋示方書では、許容値は橋脚高さの1%となっており、この値は本研究に使用する供試体に対しては $\delta_r = 1.6\delta_0$ に相当する。これを図中に破線で示す。

同図に示すように、全体的な傾向は図-6の最大応答変位と同様であるが、 $h_c/h = 0.0$ と $h_c/h = 0.2$ の2ケースで2方向荷重の場合の拡大率は著しく大きい。したがって、1方向荷重に基づいた結果のみによる耐震照査では、過小評価となる可能性があることに注意が必要である。

図-7(c)に示す40%充填では、1方向および2方向荷重の残留変位の差は20%充填時より著しく小さくなった。また2方向荷重のIII種地盤で最大となったが、それでも $1.7\delta_0$ 程度である。したがって、コンクリートを十分な高さ充填すれば、残留変位についてはどの地盤種対しても問題なくなると思われる。

道路橋示方書V・耐震設計篇¹⁾では、橋脚の地震時最大応答変位 δ_{max} から、地震後の残留変位 δ_r の推定式を下記のように提示している。

$$\delta_r/\delta_0 = C_R(\delta_{max}/\delta_0 - 1)(1-r) \quad (8)$$

ここで、補正係数 C_R と2次剛性と初期剛性の比 r は、コンクリート充填橋脚に対して、それぞれ0.45と0.1

表-5 ハイブリッド実験結果

充填率	地盤種	荷重方向	δ_{max}/δ_0	δ_r/δ_0	H_{max}/H_0
$h_c/h = 0.0$	I種	1D-NS	3.69	1.43	1.56
		1D-EW	2.86	0.72	1.86
		2D	3.33	1.00	1.49
	II種	1D-NS	5.46	1.98	1.80
		1D-EW	4.82	2.09	1.65
		2D	7.40	4.13	1.71
	III種	1D-NS	5.18	2.95	1.64
		1D-EW	5.20	2.32	1.61
		2D	倒壊	倒壊	1.55
$h_c/h = 0.2$	I種	1D-NS	3.76	0.77	1.89
		1D-EW	2.99	0.68	1.90
		2D	3.44	0.47	1.85
	II種	1D-NS	4.73	0.68	1.94
		1D-EW	3.40	0.09	1.97
		2D	7.82	6.49	1.81
	III種	1D-NS	4.25	1.38	1.96
		1D-EW	4.51	1.65	2.04
		2D	倒壊	倒壊	1.81
$h_c/h = 0.4$	I種	1D-NS	3.73	0.55	2.12
		1D-EW	3.11	0.72	2.04
		2D	3.68	0.31	1.91
	II種	1D-NS	4.24	0.07	2.14
		1D-EW	3.22	0.06	2.05
		2D	5.59	0.51	2.07
	III種	1D-NS	3.69	0.91	2.10
		1D-EW	3.57	0.95	2.12
		2D	7.18	1.66	2.08

$\delta_0 = 15\text{mm}$, $H_0 = 233\text{kN}$

である。

上式(8)およびハイブリッド応答実験で得られた最大応答変位と残留変位の関係を図-8に示す。

同図で、コンクリートを20%および40%充填の供

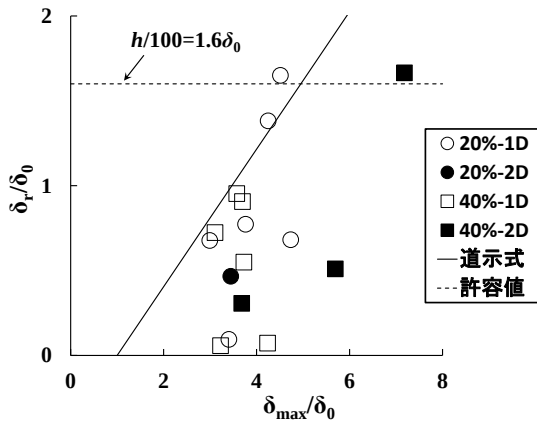


図-8 残留変位と最大変位の関係

試体の1方向実験で得られた残留変位をそれぞれ円形マーク(○)と正方形マーク(□)で示している。●印および■印は2方向載荷時の結果である。コンクリートを20%充填の橋脚を2方向載荷した場合、図-7の黒棒で示したようにⅡ種、Ⅲ種地盤上の残留変位が非常に大きくなり、図-8のスケールを超えているため図中に示していない。

図-8からわかるように、道式(7)で計算した結果(図中実線)は、■印で示す2方向載荷に対しては、安全側過ぎるが、1方向載荷の実験結果の上限を示しており、式(7)は、1方向載荷に対しては橋脚の残留変位のよい推定式となっているものの、Ⅱ種、Ⅲ種地盤にあるコンクリートを十分に充填していない橋脚が2方向載荷される場合、残留変位は推定式

(5) 載荷方法による復元力履歴特性の相違

ハイブリッド実験で得られた荷重-変位履歴曲線を図-9に示す。図中の荷重、変位はそれぞれ静的繰返し実験で得られた降伏荷重 H_0 と降伏変位 δ_0 で無次元化している。

図中の実線で示す2方向実験の履歴曲線の最大値は、破線で示す1方向載荷よりいずれのケースでも小さくなっている、1方向載荷の荷重のピーク点ではなだらかな山形となっている。すなわち荷重の増加の途中で急に、変位が反転し荷重低下したことが見てとれるため、反転した時点では荷重のピーク時では橋脚有する最大耐力に達していないと考えられる。

一方、2方向実験の結果(図中の実線)では、緩やかな山形を描く曲線が現れており、どの時点でも橋脚の最大耐力に達していると考えられ、2方向同時載荷による橋脚の早期荷重の低下が見られる。3つの地盤種ごとの結果を比較すると、それぞれ荷重低下の程度は異なり、一定の傾向は見られない。

(6) 水平2方向復元力軌跡における相違

水平復元力 $\{H\}=\{H_{EW}, H_{NS}\}$ を平面上に描いた軌跡は図-10に示すようになる。図中の実線は、2方向載荷実験の結果を示し、破線は、NSとEW方向の各1方向載荷実験をそれぞれ縦軸および横軸に描いた結果を示す。1方向載荷では、ある方向と、それに直交する方向の荷重が相互に影響しない時の仮想の

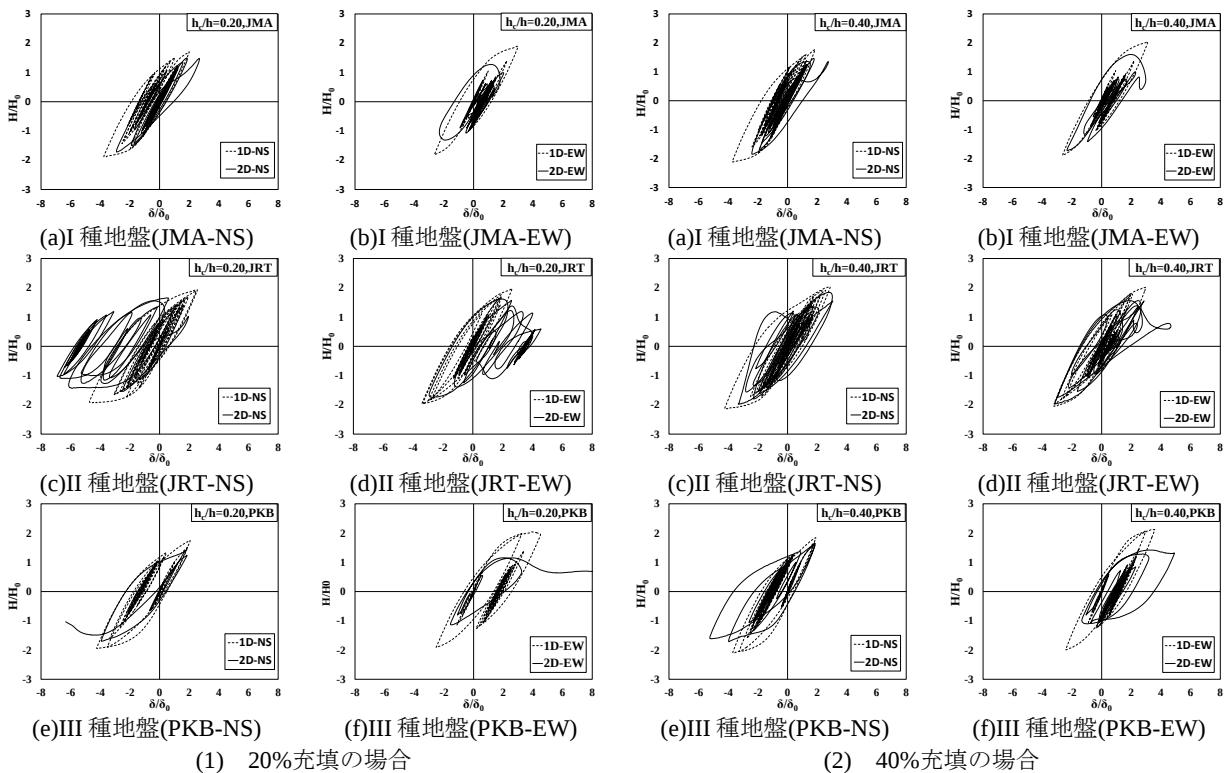


図-9 1方向および2方向載荷の復元力履歴

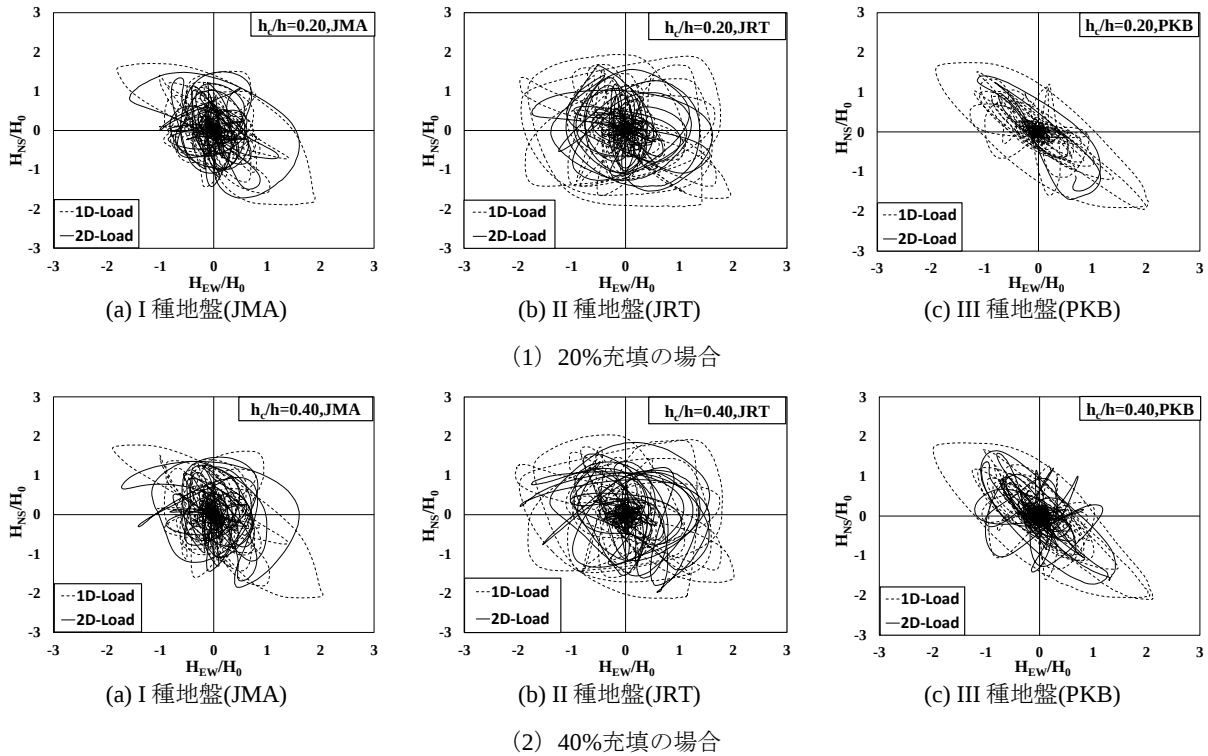


図-10 水平2方向復元力軌跡

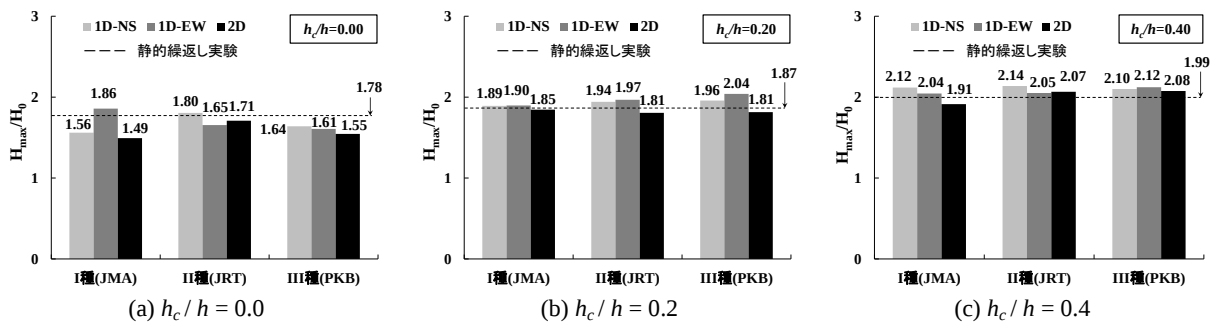


図-11 地盤種の違いによる最大荷重値の変化

橋脚の復元力軌跡と見なされる。従来のハイブリッド実験は1方向载荷がほとんどであるが、このようにNSとEW方向の結果を合成した場合、図中に破線で示す1方向载荷の結果は、2方向载荷よりやや大きい範囲に現れている。特に、III種地盤(PKB)での実験では、2方向载荷と1方向载荷の荷重軌跡差が大きく、1方向载荷の合成した結果を用いると現実と異なるので注意が必要である。

(7) 最大荷重における相違

3つの地盤種I, IIおよびIII(JMA, JRT, PKB)に対する1方向独立载荷ハイブリッド実験におけるNS, EW方向の最大荷重と2方向同時载荷時の最大荷重を図-11に示し、各値を表-5にまとめる。同図中の破線は、コンクリートを20%および40%充填した供試体の静的繰返し実験で得られた最大荷重 $H_{m,20}$ ($1.87H_0$)および $H_{m,40}$ ($1.99H_0$)である。ただし、前述のように、すべての1方向ハイブリッド実験では、

橋脚の応答反力が橋脚の持つ最大耐力に達していないと思われるため、これらのハイブリッドで得られた最大荷重は、橋脚の最大耐力に達する前の、最大応答反力と見なされる。

载荷実験結果から、最大荷重の相違に関して以下のように考察される。

a) NS, EW別の最大荷重

図-9に示すように、2方向载荷された橋脚のNSおよびEW方向の分力履歴は、2方向同時载荷に影響されるため、1方向個別载荷の最大荷重に比べ、平均約15%低下している。特に、III種地盤(PKB)に対して2方向载荷実験では、1方向载荷時より、20%充填では約17%、40%充填では26%も低下している。

b) 水平2方向合力の最大値

図-11より、各地盤種とも、またどのコンクリート充填率でも1方向载荷と2方向载荷ではほぼ同じ値を示している。これは、従来のコンクリートを充填していない鋼製橋脚の実験結果^{2)~4)}と同じであり、2

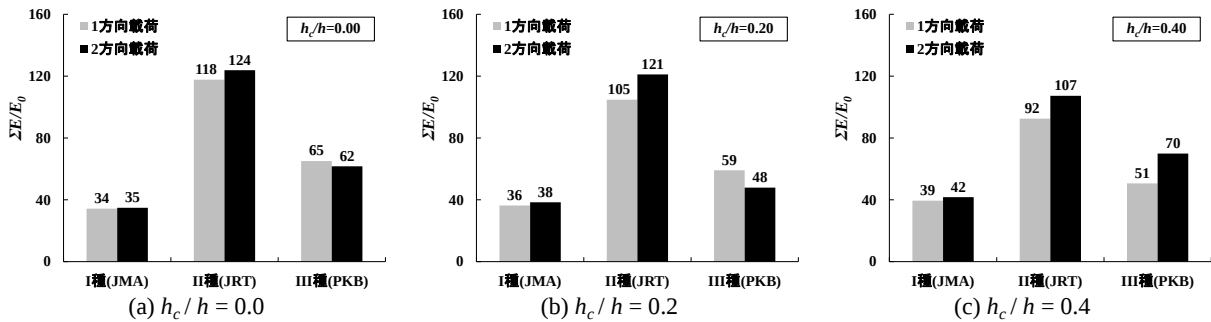


図-12 地盤種の違いによる橋脚の地震時のエネルギー吸収量の変化

方向載荷時の最大合力は1方向載荷時のNS, EW方向の各最大荷重の平均値から推定できるといえる。

c) 静的繰返し実験による最大荷重との比較

図-11に示す1方向載荷の最大荷重値 $H_{max,1D}$ および同図の2方向載荷による合力最大値 $H_{max,v,2D}$ は、図中破線で示す静的繰返し実験で得られた値にほぼ等しい。静的繰返し実験では、図-3に示すように、橋脚に漸増的な変位を与えたが、今回のハイブリッド実験で、供試体に与えた地震応答は、図-9に示すように、数回の弾性域の繰返しした後、直ちに最大荷重に至るまで上昇していた。静的実験では最大荷重に至るまでの供試体に与える累積損傷が一般にハイブリッド実験より大きいと、静的繰返しの場合の最大荷重は若干小さい荷重となったと思われるが、大差はない。したがって、2方向地震動を受ける場合でも、最大荷重は静的繰返し実験結果を用いることができると考えられる。

(8) 累積エネルギー吸収量と損傷状況

各実験で得られた橋脚のエネルギー吸収量(NS方向の結果+EW方向の結果)を入力地震波ごとに図-12に示す。同図に示すように、1方向と2方向載荷の差はあまりなく、地盤種の違いによるバラツキの方が大きい。全体的に見ると、2方向載荷された鋼製橋脚のエネルギー吸収量は、1方向載荷のそれぞれの方向の和より平均約1.2倍大きかった。

各実験後に、橋脚基部パネルの損傷状況を観察したところ、図-13に示すように、コンクリートを40%充填の場合には、ほぼすべての実験で、橋脚基部で損傷が生じたが、橋脚の表面では座屈損傷が見られない。しかし20%充填では、コンクリート充填面直上に座屈が生じ、実験終了した時の供試体の損傷が著しい。

(9) コンクリート充填率による変化

水平2方向地震動を受ける橋脚のコンクリート充填の効果を見るために、1方向および2方向載荷ハイブリッド実験で得られた最大応答変位、残留変位および最大荷重との比較を図-14, 15および16に示す。 $h_c/h = 0.0$ の値は文献8)を引用している。各図中、NSとEW方向の各1方向載荷実験の結果をそれぞれ○印および△印で、2方向載荷実験の結果を■印で表している。



(a) 20%充填の場合



(b) 40%充填の場合

図-13 PKB水平2方向地震動を受けた橋脚の損傷状況

なお、各実験結果の荷重、変位はそれぞれコンクリートを充填しない橋脚の静的繰返し実験で得られた降伏荷重 H_0 と降伏変位 δ_0 で無次元化している。

a) 最大応答変位

図-14に示すように、1種地盤を除き、ベコンクリートを充填することにより最大応答変位を低減させる効果が見られた。特に2方向載荷では無充填時に比べ、20%充填では最大応答変位が約14%、40%充填では約38%小さくなった。また充填率が上がると1方向載荷と2方向載荷最大応答変位の差も小さくなり、無充填に比べコンクリート20%充填では約15%、40%充填では55%差が小さくなった。

b) 残留変位

図-15より、残留変位も最大応答変位とほぼ同様

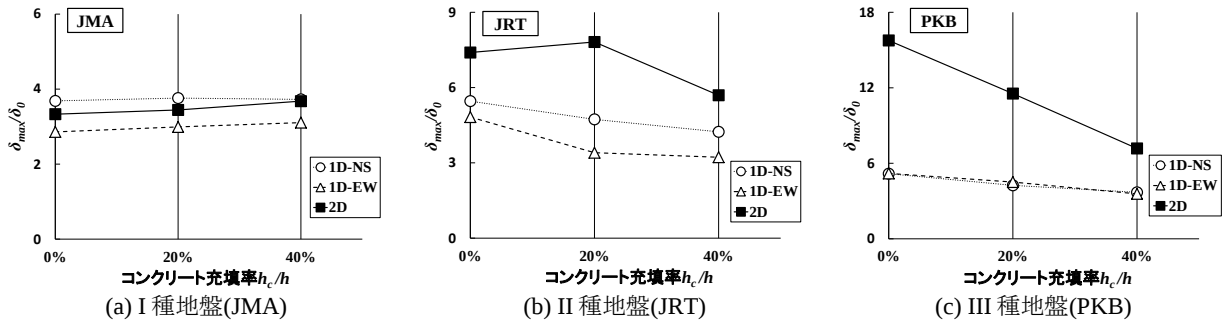


図-14 コンクリート充填率と最大応答変位

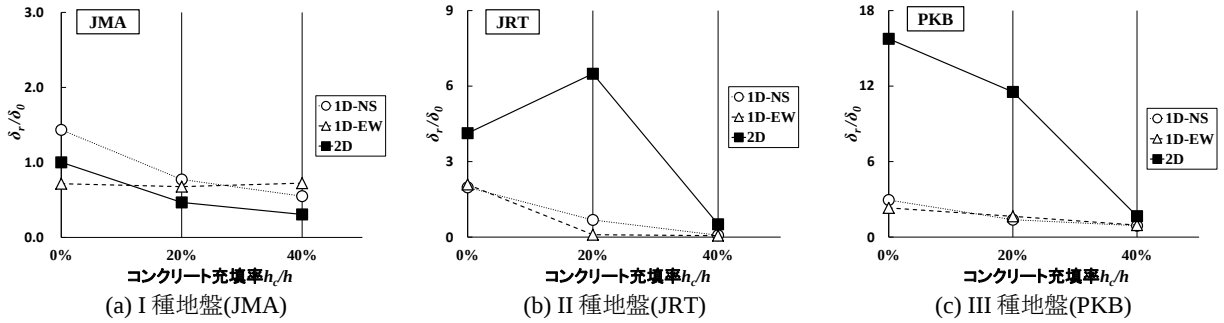


図-15 コンクリート充填率と残留変位

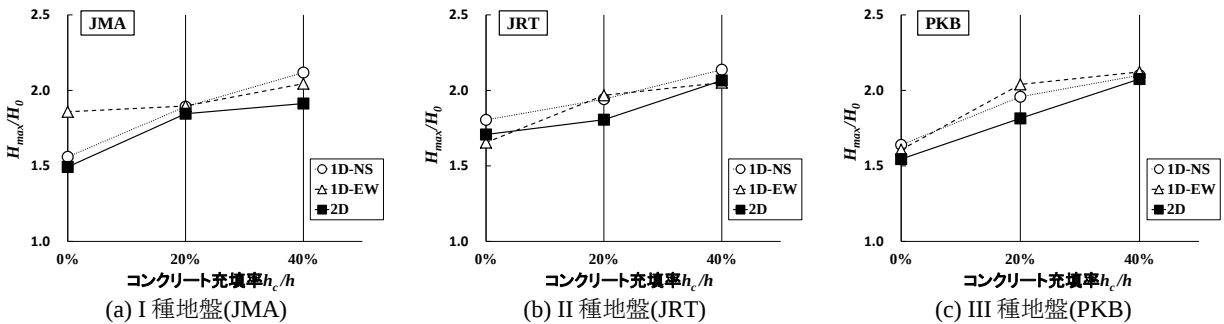


図-16 コンクリート充填率と最大荷重

のコンクリート充填による低減効果が見られる。2方向載荷の場合、I種地盤では、コンクリート無充填に対してコンクリート20%充填では約53%、40%充填では約69%小さくなっているのに対し、II種、III種地盤では、1方向載荷より数倍大きくなっているが、コンクリートを $h_c/h = 40\%$ まで十分に充填することにより、1、2方向載荷の残留変位の差はほとんどなくなっている。

c) 最大荷重

図-16はコンクリート充填率の違いによる最大荷重の変化を地盤種ごとに示したものである。同図より、1方向載荷と2方向載荷ではほぼ同じ値を示すが、コンクリートの充填率が増加すると、どの地盤種でも無充填時に比べ、最大荷重値は増加している。コンクリート20%充填では平均約16%、40%充填では約26%大きくなった。このようなコンクリート充填による最大荷重の増大に対応して、橋脚下部の基礎の耐力を増加させる必要がある。

4. 結論

本研究では、コンクリートを部分的に充填した橋脚に対して、3種類の地震波を用い、静的繰り返し実験、水平1方向と2方向同時載荷するハイブリッド実験を実施した。これらの実験結果から、水平2方向地震力を受ける橋脚の最大荷重、応答変位、地震時損傷などを、現行基準の基となっている1方向載荷に基づく結果と比較し、以下の結果を得た。

- (1) 各コンクリート充填率での最大応答変位及び残留変位は(図-6, 7)、II種地盤とIII種地盤では2方向載荷の結果は1方向載荷に比べ著しく大きくなるから設計法の改善が必要である。またコンクリート無充填と同様、地盤種の違いによって、大きく影響を受ける。したがって、合理的設計法の確立のためにはできるだけ多くの地震波を用いた検討が必要であると思われる。

- (2) ハイブリッド実験で得られた残留変位の関係を、道示式と比較したところ、道示式はコンクリートを十分に充填した鋼製橋脚に対する1方向載荷の場合には実験値の上限値に位置しておりよい推定値となっているものの、コンクリート充填率の小さい橋脚が2方向載荷される場合には推定式を超える場合があるので注意が必要である。
 - (3) 2方向載荷された場合、橋脚の水平方向力の合力の最大値は、1方向載荷時の最大荷重の平均値と比べ、ほぼ等しく約5%小さいだけである。よって2方向載荷時の合力の最大値は1方向載荷時のNS、EW方向の平均値から推定できると考えられる。コンクリートを充填した場合は、静的繰返し載荷実験結果を用いてもよい。
 - (4) 十分な高さまで部分的にコンクリートを充填することにより、基部鋼板の座屈が抑制されるため、最大応答変位及び残留変位は低減され、1方向と2方向載荷実験の差も小さくなった。しかし、コンクリート20%充填のケースでは、コンクリート充填部直上の鋼断面で座屈を生じたため、コンクリート充填部で確実に破壊が生じるように充填高さを設定することが望ましい。
 - (5) コンクリートの最適な充填高さについては今後の課題であるが、式(7)による充填高さでは鋼断面が先に座屈する恐れがあり、式(6)による充填高さを与えれば十分と思われる
- 5) 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, pp.29-48, 2005.7.
 - 6) 後藤芳顕, 小山亮介, 藤井雄介, 小畑誠: 2方向地震動を受ける矩形断面鋼製橋脚の動特性と耐震照査法における限界値, 土木学会論文集, Vol. 65, No. 1, pp.61-80, 2009年2月.
 - 7) 永田和寿, 渡辺英一, 杉浦邦征: 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, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.50A, pp.1427-1436, 2004年3月.
 - 8) 党紀, 中村太郎, 青木徹彦, 鈴木森晶: 正方形断面鋼製橋脚の水平2方向載荷ハイブリッド実験, 構造工学論文集, Vol.56A, pp367-380, 2010年3月.
 - 9) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告—土木構造物の被害, 第1章橋梁, 丸善, pp47-222, 2002年3月
 - 10) 宇佐美勉, 葛漢彬, 水谷慎吾: コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰返し弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol.39(A), pp.249-262, 1993年3月
 - 11) 葛漢彬, 宇佐美勉, 戸谷和彦: 繰返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.40(A), pp.163-176, 1994年3月
 - 12) 葛西昭, 葛漢彬, 宇佐美勉: コンクリート部分充填鋼製橋脚の耐震性能, 橋梁と基礎, pp.23-29, 1997年7月
 - 13) 森下益臣, 青木徹彦, 鈴木森晶: コンクリート充填円形鋼管柱の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.73-83, 2000年3月
 - 14) 才塚邦宏, 宇佐美勉, 木曾英滋, 伊藤義人: コンクリートを部分的充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 構造工学論文集, Vol.41(A), pp277-288, 1995年3月
 - 15) 後藤芳顕, G. P. Kumar, 川西直樹: 充填コンクリートとの相互作用を考慮した円形断面鋼製橋脚の繰返し挙動のFEM解析, 土木学会論文集, Vol.65 No.2, pp.487-504, 2009年5月
 - 16) 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

(2012. 9. 21受付)

謝辞: 本研究は平成22年度科学研究費補助金(課題番号 21560508代表 青木徹彦)を使用して行われた。実験に際しては研究室の卒業研究学生、技術員鈴木博氏の協力を得た。ここに感謝に意を表する。

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, 丸善, 2012年3月.
- 2) 後藤芳顕, 江坤生, 小畑誠: 2方向繰返し荷重を受ける薄肉円形断面鋼製橋脚柱の履歴特性, 土木学会論文集, No.780/I-70, pp.181-198, 2005年1月.
- 3) 青木徹彦, 大西哲広, 鈴木森晶: 水平2方向荷重を受ける正方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, Vol.63, No.4, pp.716-726, 2007年10月.
- 4) 後藤芳顕, 江坤生, 小畑誠: 2方向繰返し荷重を受

EXPERIMENTAL STUDY FOR SEISMIC PERFORMANCE OF CONCRETE FILLED SQUARE SECTION STEEL BRIDGE PIERS UNDER BI-LATERAL GROUND EXCITATION

Huihui YUAN, Ji DANG, Tetsuhiko AOKI

The performance of partially concrete-filled steel bridge piers under actual earthquake conditions is investigated using 20 square section specimens through cyclic static loading tests and single- and bi-directional hybrid loading tests. Three different acceleration records of Kobe earthquake in 1995 with two horizontal components were adopted during the dynamic tests. The experimental results clarified that the maximum and residual displacement under actual earthquake conditions cannot be correctly estimated by conventional single-directional loading test results in medium and soft ground types, and the sufficiently filled-in concrete can effectively improve the seismic resistance performance in steel bridge piers.