

ハイブリッド実験による既設単柱式鋼製橋脚の 長継続時間地震時挙動

田中 賢太郎¹・北原 武嗣²・山口 隆司³・吉田 隆信⁴・平口 未帆⁵

¹ 正会員 博(工) 関東学院大学助手 工学部社会環境システム学科 (〒236-8501 横浜市金沢区六浦東1-50-1)

² 正会員 博(工) 関東学院大学准教授 工学部社会環境システム学科 (〒236-8501 横浜市金沢区六浦東1-50-1)

³ 正会員 博(工) 大阪市立大学大学院 工学研究科都市系専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本町3-3-138)

⁴ 関東学院大学大学院 工学部土木工学専攻 (〒236-8501 横浜市金沢区六浦東1-50-1)

⁵ 関東学院大学 工学部社会環境システム学科(〒236-8501 横浜市金沢区六浦東1-50-1)

1. はじめに

2003年十勝沖地震において長周期地震動が観測され、これが原因と考えられる石油タンクのスロッシング現象が問題となった¹⁾。また、2004年新潟県中越地震においては、関東平野で長継続時間、長周期の地震波が観測されている。また、近年、南海地震、東南海地震および東海地震の発生が懸念されており、これら海溝型巨大地震による地震波は、長周期、長継続時間になると考えられている。

これまで、道路橋示方書に規定されるタイプ1およびタイプ2地震波を想定した地震動が入力されることを念頭においた鋼製橋脚の変形性能に関しては、実験的・解析的に多くの研究がなされ、その弾塑性性状や局部座屈性状等に関して十分な知見が蓄積されてきている²⁾。また長周期構造物に関しても、長周期地震動が入力された場合の地震時挙動の影響もシミュレーション等により検討されつつある³⁾。

しかしながら、都市高架橋等の都市部に広く用いられている鋼製橋脚が長周期、長継続時間地震波を受けた際の地震時挙動に関しては、未だ十分な検討が行われていないのが現状である。そのため、長周期、長継続時間地震波による構造物の地震時挙動を把握することは急務の課題であると考えられる。

そこで本研究は、長周期、長継続時間地震波を受ける既設高架橋の耐震性能を把握することを目的とし、都市高架橋に多用されている既設単柱式鋼製橋脚を想定した実験供試体を対象としたハイブリッド地震応答実験を行った。この際、入力地震波として長周期、長継続時間地震波を模擬した模擬地震波を

用い、150秒間の長継続時間入力とした。この際、長継続時間入力による、繰り返し振幅の振幅量および繰り返し回数と鋼製橋脚の耐力低下に関して考察するものとした。

2. 実験概要

(1) 引張試験結果

鋼材の降伏点および応力-ひずみ関係を得るため、供試体に用いた鋼材（SS400）の引張試験を3体実施した。鋼材の性質は3体の平均値により求めた。引張試験より求めた鋼材の機械的性質は、降伏強度は307.3N/mm²、引張強度は439.6N/mm²ヤング率は201,900N/mm²と求まった。図-1に、得られた鋼材の応力-ひずみ関係を示す。

(2) 実験供試体の設計

都市高架橋に多用されている既設単柱式鋼製橋脚を対象として、実験供試体の設計を行った。都市高架橋に用いられている橋脚高さ11m程度の橋脚を想定し、約1/8に縮小し、1.41mの供試体（載荷治具の関係から脚長は1.572mとなる）を製作した。

耐荷力および変形性能に関するパラメータとして、補剛板パネル全体の幅厚比パラメータ R_p 、縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_{ps} 、縦補剛材の自由突出板としての幅厚比パラメータ R_s 、縦補剛材剛比 r の弾性座屈理論から求まる縦補剛材の必要最小剛比 r^* に着目し、これらが合うように実験供試体の寸法を決定した。これらのパラメータの算出式は

式(1)～(3)に示す。座屈パラメータ値を表-1に、
図-2に、用いた実験供試体の側面図および断面図を
示す。

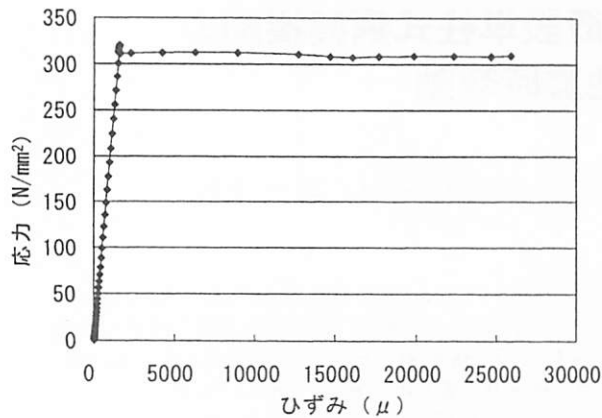


図-1 鋼材の応力-ひずみ曲線 (SS400)

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

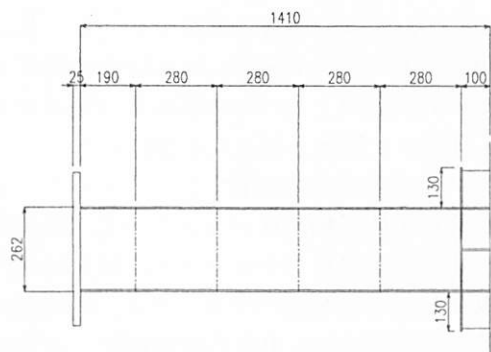
$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{4n^2 \pi^2}} \quad (2)$$

$$R_S = 1.663 \frac{h_S}{t_S} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E_S}} \quad (3)$$

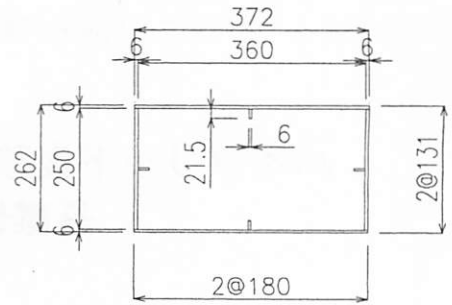
ここに、 b : フランジ板幅、 t : フランジ板厚、
 σ_y : 鋼材の降伏応力、 E : ヤング率、
 μ : 鋼材のポアソン比、 k : 座屈係数、
 n : 補剛材で囲まれたサブパネル数、
 ℓ : 座屈長 ($2L$)、 r : 回転半径。

表-1 実験供試体の座屈パラメータ

R_F	R_R	R_S	γ / γ^*
0.615	0.539	0.198	0.676



(a) 側面図



(b) 断面図

図-2 実験供試体の断面図

(3) 載荷装置および実験状況

写真-1に、実験供試体の取り付け状況および荷重の作用方法について示す。写真に示すように、最大荷重 1000kN かつストローク 150mm の定圧油圧ジャッキを用いて、実験供試体に上部構造死荷重相当の軸力を与えた。水平方向には、最大荷重 500kN かつストローク ±150mm のアクチュエーターを用いた。変位測定においては、基部の回転を取り除くため、写真に示すようなアングル治具を基部に取り付け測定した。

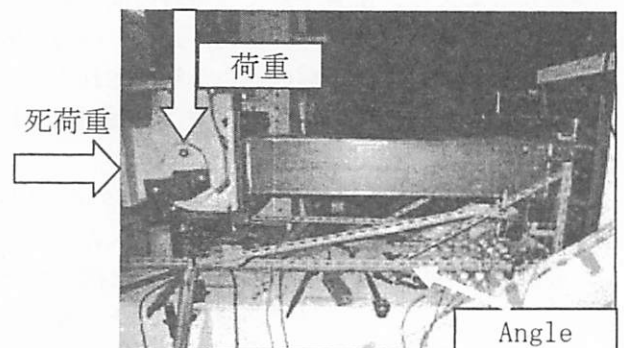


写真-1 実験概要

3. ハイブリッド地震応答実験による検討

ここでは、長周期・長継続時間地震動を受ける既設単柱式鋼製橋脚の耐震性能を把握することを目的とし、1自由度系振動モデルを用いたハイブリッド地震応答実験を行った。この際、長継続時間地震波による繰り返し振幅の振幅量と繰り返し回数がどの程度になるかを検討した。さらに、繰り返し振幅による振幅量および回数と耐力低下の関係についても考察するものとした。

用いた入力地震加速波は、文献4), 5)を参考に東海地震を想定地震として作成した模擬地震波とし、

150秒間の長継続時間入力とした．この地震波の最大加速度は464.7gal，卓越周期は2.5秒付近である．本実験の応答計算部分については，数値計算ソフトウェアのMATLABを用いて作成した．応答計算には1自由度系振動モデルを用い，死荷重として軸力による応力が10%程度になるような荷重を与えた．

初等はり理論による実験供試体の降伏水平荷重および降伏変位を求めた．実験供試体の構造諸元を表-2に示す．表-2に示した P_y および δ_y により無次元化した応答変位および応答水平荷重を用いて結果を整理した．

表-2 構造諸元

断面積	A mm ²	7464
断面 2 次モーメント	I mm ⁴	8678×10 ⁴
脚長	L mm	1572
降伏強度	σ_y N/mm ²	307.3
軸力	P N	2256×10 ²
降伏水平荷重	P_y N	1168×10 ²
降伏変位	δ_y mm	8.6

図-3 および図-4 には，ハイブリッド地震応答実験により求めた時刻歴応答変位および荷重－変位曲線を示す．図-3 の横軸は時間を，縦軸には応答水平変位を示す．図-4 の横軸は応答水平変位を，縦軸は水平荷重を示している．

図-3 より，40 秒程度以降，負側に橋脚の中立軸が移動し $2\delta_y$ 程度の大きな残留変位が生じていることがわかる．また図-4 から， $2\delta_y$ 程度で最大荷重を示し，その後耐力が低下していることがわかる．このとき， $0\sim3\delta_y$ 程度の塑性領域に至る数十回オーダーの繰り返し変位を受けていることもわかる．

図-5には，ハイブリッド地震応答実験の終了直前の時刻130～150秒間の拡大図を示している．時刻歴の終了直前の20秒間である130秒から150秒の間で，数十回程度の繰り返し変位による耐力低下を調べた．

終了直前では，合計20回程度の繰り返し変位をしており，10回目の繰り返しによる耐力の低下率は10%，20回目では17%となった．これらの繰り返し振幅時の変位振幅は $0.99\delta_y\sim3.02\delta_y$ であることが読み取れる．振幅範囲は約 $2.0\delta_y$ とほぼ弾性範囲と考えられる両振り振幅であった．ただし，終了直前の時刻130～150秒の間には， $2.6\delta_y$ の塑性域におよぶ振幅範囲が3回存在していた．

つぎに，ハイブリッド実験により得られた図-3の時刻歴応答変位から，変位振幅範囲ごとに繰り返し変位の回数をカウントした．カウント方法について

は，図-6に示すレインフロー法を用いた．すなわち，パターン1は変位が引張側に伸び，0を超えている場合（圧縮側も同じ）の回数をカウント，パターン2は変位が引張側に変位している途中で再び引張側に反転した場合（圧縮側も同じ）の回数をカウントするものとした．また，両側振幅とは，圧縮側および引張側が同変位1回ずつで両側振幅1回としてカウントする．その結果を表-3に示す．

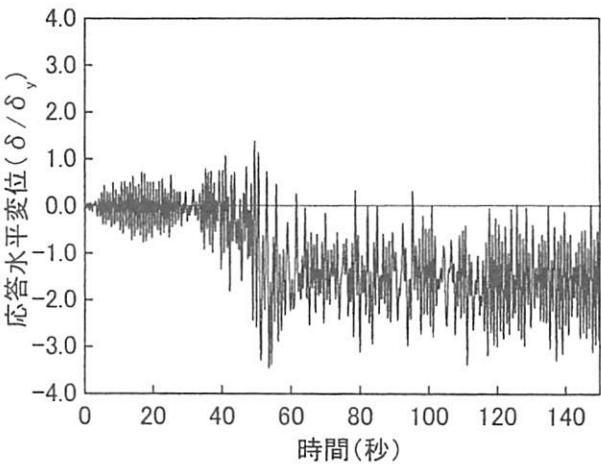


図-3 時刻歴応答変位の結果

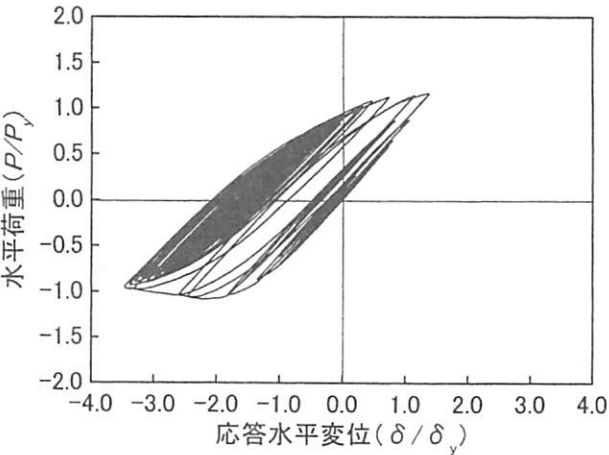


図-4 荷重－変位曲線

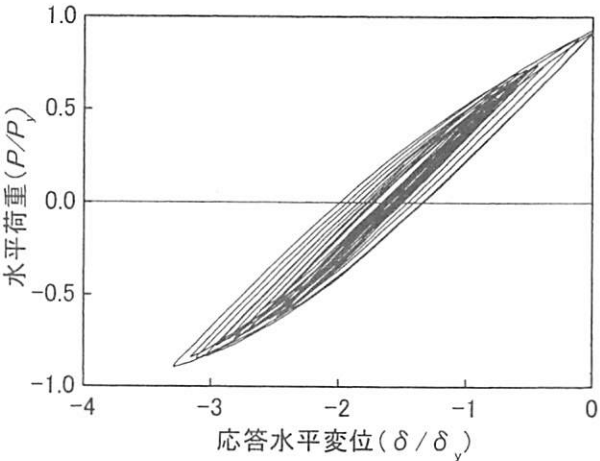


図-5 荷重－変位曲線（終了直前20秒間）

表-3より、弾性範囲を超えたところでは、 $1.5\delta_y \sim 2.0\delta_y$ の変位振幅が28回と最も多くなった。ついで $2.0\delta_y \sim 2.5\delta_y$ の振幅範囲が25回であった。これらのように、長継続時間の地震波入力を受けると、大小の変位振幅合わせて合計では100回を超えるオーダーの変位振幅となることがわかった。

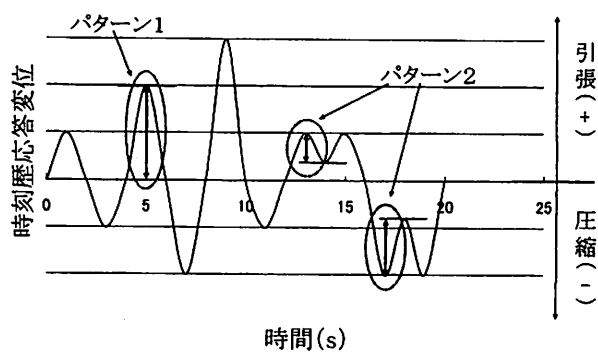


図-6 繰り返し数のカウント方法

表-3 変位振幅幅ごとの繰り返し数

変位	片側振幅		両側振幅
	圧縮 (-)	引張 (+)	圧縮・引張 (±)
0～	0	8	33
$0.5\delta_y \sim$	23	0	21
$1.0\delta_y \sim$	19	0	3
$1.5\delta_y \sim$	28	0	0
$2.0\delta_y \sim$	25	0	0
$2.5\delta_y \sim$	12	0	0
$3.0\delta_y \sim$	2	0	0

※変位は δ_y で無次元化

4. まとめ

長周期、長継続時間地震波を受ける既設高架橋の耐震性能を把握することを目的とし、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結果から、終了直前の130～150秒の間において $0.99\delta_y \sim 3.02\delta_y$ 程度のほぼ弾性範囲と考えられる両振り振幅を20回程度受けることにより、10回目の繰り返し振幅では10%、20回目では17%程度の耐力低下が生じる可能性のあることがわかった。また、全継続時間では大小の変位振幅を合わせて100回を超えるオーダーの繰り返し振幅をうけることも確認できた。

謝辞：本研究の実施に際しては、平成 20 年度科学研究補助金（基盤研究(C)課題番号：20560451）の助成を受けた。また載荷実験においては、大阪市立大学大学院工学研究科都市専攻 北田俊行教授のご支援、同後期博士課程学生 金仁浩氏の協力を得た。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 座間信作：2003年十勝沖地震時による石油タンク被害と設計用スペクトル，長周期地震動講演会資料，2006
- 2) 宇佐美勉，板野茂，是津文章，青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り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, pp. 235-247, 1993.
- 3) 二井伸一，運上茂樹，遠藤和男：長周期地震動が長大吊橋の地震時挙動に及ぼす影響に関する一考察，土木学会地震工学論文集 Vol. 28, pp. 1-7, 2005.
- 4) 日本建築学会，東海地震等巨大災害への対応特別調査委員会：巨大地震による長周期地震動の予測と既存建築物の耐震性と今後の課題，2006 年度日本建築学会大会（関東），2006.
- 5) 日本建築学会，東海地震等巨大災害への対応特別調査委員会地震動小委員会：各種波形予測手法に基づいた海溝型巨大地震の予測強震動波形収集資料，2007.