

水平2方向加振を受ける連続高架橋模型における 橋脚、ゴム支承、上部構造の連成とその終局挙動について

後藤芳顯¹・海老澤健正²・奥村徹²・松澤陽³・小畑誠¹・Jianzhong Li⁴・Yan Xu⁵

¹フェロー会員 名古屋工業大学大学院教授 社会工学専攻 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

²正会員 名古屋工業大学大学院助教 社会工学専攻 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

³学生会員 名古屋工業大学大学院博士後期課程 社会工学専攻 (〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

⁴非会員 同济大学教授 土木工程学院 (〒200092 中華人民共和国上海市楊浦区四平路1239)

⁵非会員 同济大学准教授 土木工程学院 (〒200092 中華人民共和国上海市楊浦区四平路1239)

1. はじめに

連続高架橋のレベル2地震動に対する耐震設計では、通常、橋脚の損傷のみが許容されている。このため、従来の研究では橋脚単体の終局挙動に関する研究が多く報告されている^{例え(ば)1)}。著者らも鋼製橋脚やCFT橋脚を対象に水平2方向あるいは3方向地震動下の終局挙動を繰り返し載荷実験、擬似動的実験、振動台実験ならびに高精度のFEモデルを用いた解析により検討し、耐震照査法の高度化に向けた取り組み²⁾⁻⁸⁾をしてきた。しかし、実際には橋脚-支承-上部構造の連成挙動により、橋脚の損傷後には荷重の再配分も生じるので、橋脚単体の終局状態と高架橋全体系の終局状態との関係は必ずしも明らかでない。また、兵庫県南部地震後に多く導入されたゴム系支承については、他の構成要素に比べ地震時に非常に大きな変形をし、橋脚への地震慣性力の伝達に支配的な影響を及ぼす。しかしながら、限定的な境界条件下での支承単体の実験が行われているに過ぎず、高架橋に設置された状態での支承の挙動や、その荷重伝達機構の実態はほとんど解明されていない。

本研究では、高架橋における橋脚-支承-上部構造の連成挙動をなるべく実状に即した形で再現し、これが高架橋の終局挙動に与える影響を明らかにすることを目的に、5種類の異なった鋼製橋脚を対象に、過去最大級の2径間連続高架橋模型(1/s=1/6.7)(図-1)を製作し、終局状態までの水平2方向同時加振実験を最近(2013/10~2014/4)実施した。ここでは、現在までにある程度整理できた円形断面無充填鋼製橋脚の高架橋、円形断面CFT橋脚の高架橋、高強度橋脚の高架橋に関する実験結果を簡単に報告する。

2. 実験概要

(1) 高架橋の実験模型と入力地震動

高架橋実験模型(図-1)の設計手順を述べる。

まず、対象とする実大の高架橋の重要な諸元を決定した。つぎに、主荷重に対して設計した実大の上部構造を振動台の寸法や各種制約条件を考慮して縮小した実験模型を設計した。この上部構造の実験模型を用いることを前提に、橋脚の損傷で高架橋が終局状態に到達するように橋脚とゴム支承の諸元ならびに入力地震動の振幅倍率を決定した。このとき、実験の便宜上、上部構造は無損傷、ゴム支承の最大応答せん断ひずみは175%以内を満たすように制約条件を課した。以下に詳細を説明する。

想定する実大の高架橋については、橋脚の支承下端までの高さを12.5m、上部構造の支間長40m、幅員19mとした。まず、実大の上部構造を道路橋示方書の第2種第1級区分に基づき主荷重に対して7主桁を持つ非合成桁構造として設計した。縮尺模型の縮尺率1/sは、中国同济大学が所有する橋梁用マルチ振動台を用いることを前提に振動台の上載重量制限から決定した振動台間隔6mから1/s=6/40=1/6.7と算定した。

上部構造の縮尺模型では簡単のため2主桁構造とする。この上部構造模型の橋軸直角軸回りならびに鉛直軸回りの曲げ剛性は床版の剛性を考慮した実大構造との相似則を満足するように表-1のように決定した。縮尺模型では載荷質量を桁内部に格納する予定であったが、実験模型では載荷質量として鋼製スラブを上部構造上面に結合する構造に変更したため、最終的な実験模型においては曲げ剛性が縮尺模型の値よりも増加した。表-1の諸元の上部構造はいずれの加振実験においても塑性化しないので、上部構造の実験模型は1体のみ製作し、全ての高架橋模型に共通して用いた。

想定した実大高架橋の上部構造は7主桁であるので、1橋脚上の支承数は7基である。同じ橋脚上のゴム支承は同一形状であるとし、その平面寸法の橋軸方向長さa、橋軸直角方向長さbの比を1:1とした。一方、縮尺模型の上部構造のは2主桁構造であるので1橋脚上の支承数は2基になる。この2基の支承を実構造の7基の支承による支持条件になるべく等価

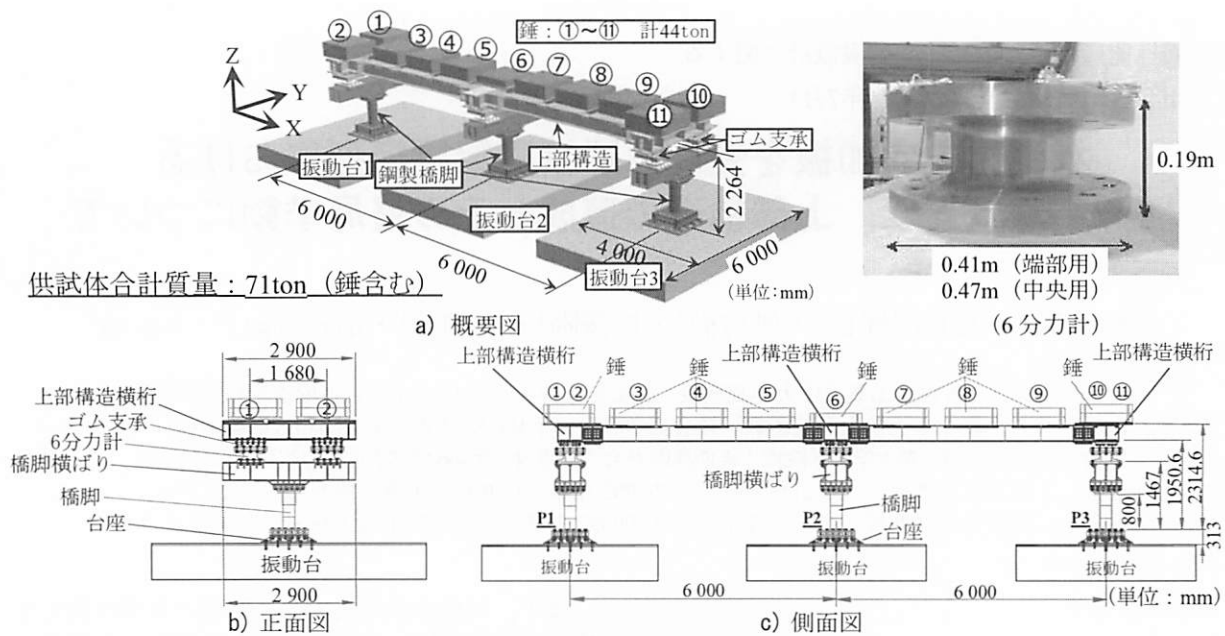


図-1 連続高架橋模型供試体

表-1 上部構造諸元

諸元	実大構造	縮尺模型 (1/s=1/6.7)	実験模型 (1/s=1/6.7)
支間長: $l(\text{m})$	40.0	6.00	6.00
幅員: $B(\text{m})$	19.0	2.85	1.87
上部構造質量 ^{※1)} : $M(\text{ton})$	2568.6	57.8	58
主桁断面剛性 ^{※2)}	橋軸直角軸まわり: $I_{xx}(\text{m}^4)$	8.33×10^{-1}	4.22×10^{-4}
	鉛直軸まわり: $I_{yy}(\text{m}^4)$	2.91×10^1	1.48×10^{-2}

※1) 模型供試体は錘の質量を含む。 ※2) 模型供試体は錘設置用プレートと下フランジのマンホールを考慮

にするには上下鋼板の縦横比($a:b$)は $a:b=1:3.5$ とするのが望ましい。しかしながら、支承製作上の制約から実験模型では $a:b=1:1.5$ とした。1橋脚上の2基の支承間隔については7基の支承と橋軸方向と橋軸直角方向のせん断剛性が等しい条件下で鉛直軸まわりの回転剛性が等しくなるように設定した。実験模型のゴム支承の諸元の設定条件として、ゴム層の層数は3層以上、形状係数 $S1$, $S2$ が $6 \leq S1 \leq 11$, $4 \leq S2$ となるように設定⁹⁾した。具体的な諸元の決定法は後述する。

高架橋模型のうち終局挙動を検討するのは無充填鋼製橋脚とCFT橋脚をもつ模型である。これらの橋脚については無次元パラメータが過去の単柱の加振実験⁶⁻⁸⁾になるべく整合するように設定した(表-3参照)。各橋脚は全て同一の諸元を持つようにしたが、中央橋脚P2の軸力比を端部橋脚(P1, P3)より大きくしている。これは、中央橋脚から損傷が発生し、その後、両端橋脚に損傷が伝播し、高架橋全体系が倒壊することをねらったものである。高強度橋脚は強度と曲げ剛性を十分大きくしたもので、予備加振とともに加振時の支承のせん断変形の計測の検証を目的としている。

橋脚と支承の具体的な諸元は次のように定めた。すでに決定した上部構造の模型をCFT橋脚で支持する高架橋模型に対して振動台の入力限界として設定したTsugaru波(lg+tr成分)の450%拡大波(時間軸 $1/\sqrt{s}$ に縮小, $1/s$ =模型の縮尺率)を用いた場合を

想定する。Tsugaru波(日本海中部地震津軽大橋観測波)は比較的多くの繰り返しが作用するという理由から過去の単柱の加振実験⁶⁻⁸⁾でも用いたものである。この入力地震動下で、CFT橋脚が十分終局状態に到達すること、ゴム支承の応答せん断ひずみが175%近傍に収まること、橋脚以外の構成要素には損傷が生じないこと、さらに、上載質量下で橋脚の軸力比が現実的な範囲に収まることを制約条件として、橋脚とゴム支承の諸元ならびに上載質量(錘)を高精度のFE解析により決定した。中央橋脚P2の損傷先行が明確に生ずるようにP2橋脚の軸力比を端部橋脚より大きくするとともにそのゴム支承せん断剛性も設計値より3割高くした。なお、解析での支承モデルは、せん断と圧縮は通常のせん断バネと圧縮バネで表し、曲げについては、支承部のみの詳細なFE解析を別途実施して剛性を評価した回転バネで表した。

無充填鋼製橋脚の高架橋模型ではCFT橋脚の高架橋模型と同一の鋼管柱、支承、上部構造、錘を用いる。そして、なるべく多くの繰り返しの後に鋼製橋脚が終局状態に到達し、その後高架橋全体系が倒壊するようにTsugaru波(lg+tr)の振幅倍率を270%に設定した。

以上のように決定した高架橋模型のゴム支承の諸元を表-2に、また、CFT橋脚と無充填鋼製橋脚の諸元と構造概要を表-3、図-2a)に示す。

高強度橋脚の高架橋模型では橋脚(図-2b))の曲

表-2 ゴム支承諸元

諸元	実大構造 ^{※1)}		実験模型 ^{※2)} (1/s=1/6.7)	
	端橋脚上	中央橋脚上	端橋脚上	中央橋脚上
ゴム材料の種類	NR (G10)		NR (G10)	
ゴム体平面寸法 $a \times b$, 高さ $n \times t_r$ (m)	0.47×0.47, 6×0.015	0.72×0.72, 4×0.02	0.26×0.39, 4×0.01	0.30×0.45, 4×0.01
S1 (1次形状係数)	7.8	9.0	7.8	9.0
S2 (2次形状係数)	5.2	9.0	6.5	7.5
せん断剛性: K_s (MN/m)	2.45×14 基=34.3	6.48×7 基=45.4	2.54×2 基=5.08 (2.33~2.61)	3.38×2 基=6.76 (3.19~3.53)
鉛直剛性: K_v (MN/m)	673×14 基=9422	2041×7 基=14287	692×2 基=1384	1063×2 基=2126

※1) 実大構造では、端橋脚上に14基(7基+7基(隣接桁))の支承、中央橋脚上に7基の支承を設置。実大構造の諸元は各橋脚上のゴム支承のせん断剛性、鉛直剛性のそれぞれの総和が縮尺率を考慮した値と整合するように算定した。

※2) カッコ内の値は支承メーカー出荷時検査の各支承の実測値の範囲

表-3 円形断面(無充填・コンクリート充填)橋脚供試体の諸元

諸元	実大構造 ^{※1)}	実験模型 ^{※3) ※5)} (1/s=1/6.7)		
		P1	P2	P3
ヤング係数: E (GPa)	200	197.3		
降伏応力: σ_v (MPa)	315	495.2		
引張強度: σ_u (MPa)	490	577.1		
外径: D (m)	無充填,CFT橋脚	2.07	3.11×10^{-1}	3.11×10^{-1}
板厚: t (m)	無充填橋脚	3.32×10^{-2}	4.99×10^{-3}	4.93×10^{-3}
	CFT橋脚	3.29×10^{-2}	4.89×10^{-3}	4.87×10^{-3}
橋脚高さ ^{※2)} : h (m)	無充填,CFT橋脚	12.1	1.81	1.81
径厚比パラメータ: R_t	無充填橋脚	0.080	0.127 (0.080)	0.129 (0.081)
	CFT橋脚	0.080	0.129 (0.081)	0.126 (0.079)
軸力比: P/P_y	無充填橋脚	0.124 [P1, P3] 0.190 [P2]	0.078 (0.123)	0.120 (0.188)
	CFT橋脚	0.127 [P1, P3] 0.192 [P2]	0.083 (0.130)	0.120 (0.188)
細長比パラメータ ^{※4)} : λ	無充填橋脚	0.422	0.456 (0.361)	0.456 (0.361)
	CFT橋脚	0.423	0.456 (0.361)	0.455 (0.361)

※1) 実大構造の諸元は実験模型の橋脚(3本)の平均値に対して縮尺率を考慮して換算した値。

※2) 基部からゴム支承下面までの高さを橋脚高さとして定義

※3) R_t , P/P_y , λ のカッコ内の値はヤング係数、降伏応力に基準値($E=200000$, $\sigma_v=315$ MPa)を用いて算定した値。

※4) 基部からゴム支承下面までの高さをを用いて算定。実大構造と計画模型では等断面の柱として算定、実験模型では断面変化を考慮(断面の切削部、非切削部の断面をそれぞれ考慮、柱断面上端からゴム支承下面までは剛域と仮定)して算定。

※5) 充填コンクリートの圧縮強度: $f_c=33.3$ MPa, 引張強度: $\sigma_{\sigma}=2.3$ MPa

げ変形が他の橋脚模型に比べて十分小さくなるように大きな剛性と強度を設定した(表-4)。支承、上部構造、錘は他の高架橋模型と同じものを用いることを前提に、ゴム支承のせん断ひずみがここで設定した制限値175%以内になるようにTsugaru波の振幅倍率を225%とした。

高架橋模型(縮尺率: 1/s=1/6.7)の概要を図-1に示すが、同図には錘として用いた鋼製スラブを上部構造上面にPC鋼棒で締結した位置も記入している。錘の詳細は表-5に示す。

高架橋の下部構造は台座、橋脚、橋脚横ばり、6分力計(後述)、積層ゴム支承から構成されている。上部構造は支承上横ばりに結合された2本の主桁と1本の縦桁、鋼製床板よりなる。以上の構造要素はすべて高力ボルトにより接合した。

各実験模型ごとの入力地震動Tsugaru波(lg+tr成分)の目標振幅倍率を表-6にまとめている。入力地震動の時間軸は相似則に従い $1/\sqrt{s}$ 倍に調整し、lg, tr成分をそれぞれ、模型の橋軸、橋軸直角方向に同時入力した。

(2) 計測方法

本実験では上部構造に作用する地震慣性力が支承を介して橋脚頂部に伝達されるメカニズムを明らかにすることが重要な目的の一つである。このため、ゴム支承の反力6成分(力3成分+モーメント3成分)と変形の応答値を計測した。反力の計測では独自に開発した6分力計(図-1参照)を全支点(6点)において支承と橋脚横ばり間に設置した。6分力計では高精度化を図るために設置条件と同様な条件下で圧縮・引張、2方向せん断、純曲げの試験を実施し、較正係数を定めるとともに、FEモデルのキャリブレーションも行った(図-3)。FEモデルは任意の複合荷重条件下での6分力計の測定精度確保のために、分力計の最適形状、内部ゲージや締結ボルト配置法などの決定に用いた。ゴム支承のせん断変形、鉛直変形、相対回転は支承上鋼板と下鋼板間に設置(橋軸方向2点、橋軸直角方向1点)した糸巻き変位計による水平2方向の相対変位計測、支承4隅近傍に設置したレーザー変位計による鉛直相対変位計測で評価した。橋脚頂部の変位は、橋脚横ばりの各計測点(橋軸方向2点、橋軸直角方向1点、鉛直方向4点)を糸

表-4 各橋脚供試体の断面定数と降伏水平変位および降伏水平力

橋脚供試体	$A(m^2)$ ※1)	$I(m^4)$ ※1)	降伏水平変位 u_0 (m) ※2)	降伏水平力 F_0 (MN) ※2)
無充填橋脚	4.78×10^{-3}	5.58×10^{-5}	3.05×10^{-3} [P1, P3], 2.94×10^{-3} [P2]	2.11×10^{-1} [P1, P3], 2.03×10^{-1} [P2]
CFT 橋脚	4.803×10^{-3}	5.616×10^{-5}	3.05×10^{-3} [P1, P3], 3.01×10^{-3} [P2]	2.07×10^{-1} [P1, P3], 2.04×10^{-1} [P2]
高強度橋脚	3.20×10^{-2}	7.47×10^{-4}	1.31×10^{-3} [P1, P3], 1.30×10^{-3} [P2]	3.25 [P1, P3], 3.23 [P2]

高強度橋脚の鋼種：STKR490, $\sigma_s=499\text{MPa}$, $\sigma_u=618\text{MPa}$

※1) 無充填橋脚と CFT 橋脚は 3 本の橋脚の計測値より算定した断面定数の平均, 高強度橋脚の断面定数は設計値.

※2) u_0 , F_0 はベースプレート上面を柱基部固定点とし, 橋脚断面頂部位置 ($h=800\text{mm}$, 図-3 参照) に载荷した場合の値. ただし, 高強度橋脚では三角リブの上端を柱基部固定点として算定した.

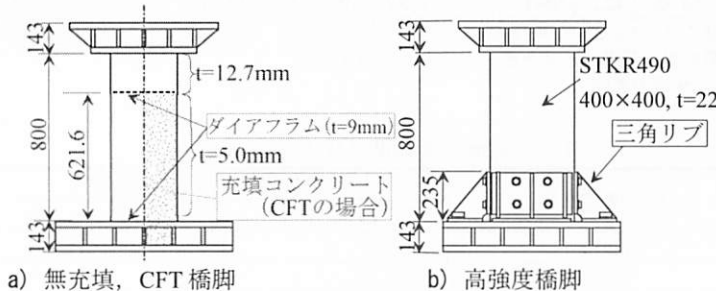


図-2 橋脚供試体

表-6 入力地震動 (Tsugaru, lg+tr) の振幅倍率

橋脚供試体	振幅倍率
無充填橋脚	270%
CFT 橋脚	400%
高強度橋脚	225%

巻き変位計により計測し, 横ばりを剛体とみなすことで6成分 (並進3成分, 回転3成分) を算定した. 以上の測定結果からの変形成分, 変位・回転成分の算定では幾何学非線形性の影響を考慮して厳密な補正を行った. このほか, 橋脚の歪, 上部構造の変位や载荷質量の加速度などを適宜測定した.

3. 橋脚の挙動

(1) 円形断面無充填鋼製橋脚を持つ高架橋

各橋脚頂部に作用する全等価水平力2成分⁵⁾⁻⁸⁾のトラジェクトリと著者らが提示している限界曲線⁴⁾⁻⁸⁾を図-4に示している. この限界曲線は各種軸力下での橋脚のPushover解析により定められた最大水平力 F_u を基にしている. 図-4より, はじめに軸力比の高い中央橋脚P2が13.71sで限界曲線に到達した後, 端部橋脚P3, P1がそれぞれ14.20s, 14.63sで限界曲線に到達した. その後, 中央橋脚に局部座屈変形が発生するが, 変形モードは脚柱基部において周方向にほぼ一様な軸対称の提灯座屈になる (写真-1). 両端の橋脚も提灯座屈となるが橋軸直角方向の局部座屈変形がやや卓越する (写真-1). このような挙動は単一橋脚の加振による終局挙動とかなり異なっている. 単一橋脚の加振では基部断面の曲げ圧縮縁の一部に局部座屈が発生すると, 発生位置の局部変形がほぼ単調に増加し倒壊に至るので, 軸対象の提灯座屈とはならない^{7),8)}. 高架橋模型の中央橋脚に軸対称の提灯座屈が生じるのは, その橋脚頂部変位が上部構造を介して両端の橋脚に拘束されるので, 局部座屈発生後も偏りのない両振りの揺れが生じること

表-5 上部構造に設置した錘の質量

錘設置位置	質量(ton)
P1 橋脚上	①, ② 4.180, 4.180
主桁上	③ 4.184
	④ 4.172
	⑤ 4.184
P2 橋脚上	⑥ 2.088
主桁上	⑦ 4.184
	⑧ 4.186
	⑨ 4.184
P3 橋脚上	⑩, ⑪ 4.180, 4.180
合計	43.902

各錘 (①~⑪) の設置位置は図-1 参照

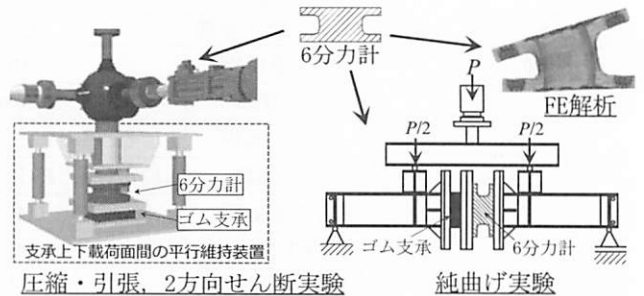


図-3 6分力計のキャリブレーション

によるものと考えられる. 図-5に各橋脚頂部における全等価水平力と水平変位の2方向成分に関する履歴挙動を示す. これより, 各橋脚の橋軸直角方向成分の履歴挙動に関して, 加振の終盤では復元力が大幅に低下するとともに, 揺れの中心が一方向に単調に増加しているので倒壊寸前の状態であることがわかる. また, 図-6の各橋脚の軸力比の時刻歴応答より, 中央橋脚の軸力比は死荷重下で両端橋脚より大きい, 加振により徐々に減少する. 逆に, 両端の橋脚の軸力比は増加し最終的には中央橋脚より大きくなる. これは, 軸力比の大きい中央橋脚に局部座屈が先行して生じると, 中央橋脚頂部が沈下し, その死荷重が上部構造を介して端部橋脚に分配されるためである. 中央橋脚の軸力比の低下によりその局部座屈の進展が抑制される. なお, 両端部橋脚では橋軸方向地震動成分による転倒モーメントで軸力比の変動が ± 0.015 程度現れている.

高架橋全体系の挙動について図-7に示す各橋脚の2方向水平変位成分の時刻歴応答から考察する. 図からわかるように, 水平変位成分はいずれも中央橋脚が端部橋脚より若干大きい, 各橋脚の変位はほぼ等しく, 上部構造の水平面での回転は生じていない. これは, 橋脚の諸元が等しく, また, 高架橋模型が中央橋脚に関して対称な構造であることによる

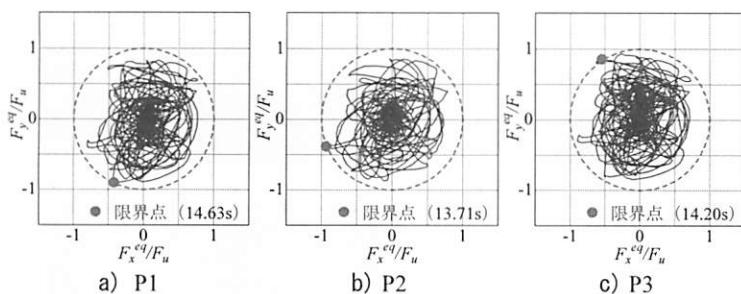
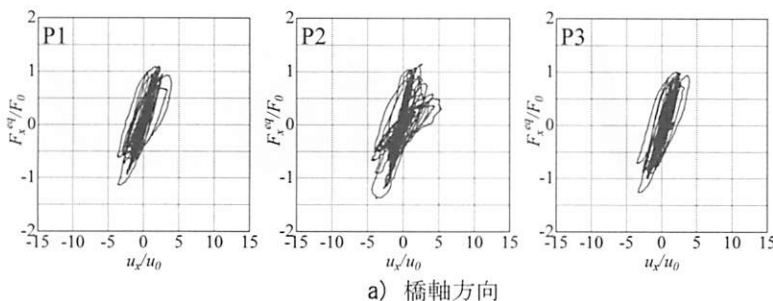
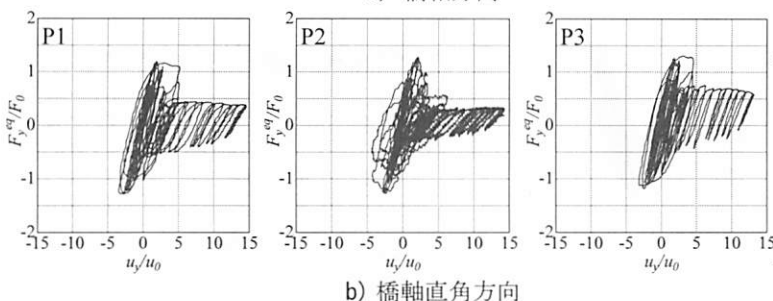


図-4 等価水平復元力のトラジェクトリ (無充填橋脚, 振幅倍率 270%)



a) 橋軸方向



b) 橋軸直角方向

図-5 等価水平復元力-変位関係 (無充填橋脚, 振幅倍率 270%)

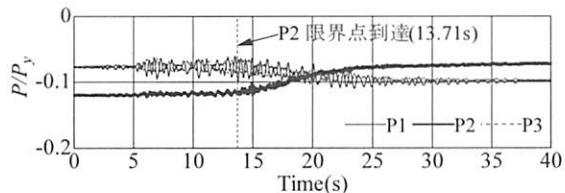


図-6 各橋脚に作用する鉛直荷重の時刻歴応答 (無充填橋脚, 振幅倍率 270%)

と考えられる。入力地震動が卓越する時刻17sを過ぎてかなり地震動の振幅が小さくなった30s付近から図-5の履歴挙動のところで述べたように、全橋脚の橋軸直角方向水平変位が一方に急増している。しかしながら、最終的にはその進行は止まり橋脚が傾いた状態で静止している。倒壊に至らなかった理由の一つとして、各橋脚の局部座屈変形がほぼ軸対称で外に広がる提灯座屈モード(写真-1)であったため、局部座屈変形が片側に偏る場合に比べ、座屈変形が進展しても橋脚基部の曲げ剛性の低下が小さく、倒壊が抑止されたのではないかと考えられる。

(2) 円形断面CFT橋脚を持つ高架橋

各橋脚頂部に作用する全等価水平力2成分のトラジェクトリと対応する限界曲線を図-8に示している。この限界曲線も各CFT橋脚のPushover解析を基に定めたが、CFT橋脚では無充填橋脚と異なり、局部座屈変形が生じて水平復元力の低下は生じず、また、水平復元力に与える軸力比の影響も小

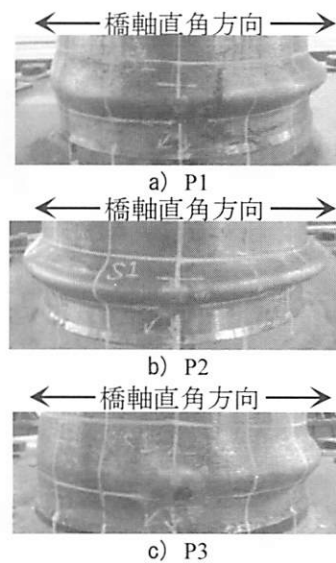


写真-1 座屈形状 (無充填橋脚, 振幅倍率 270%)

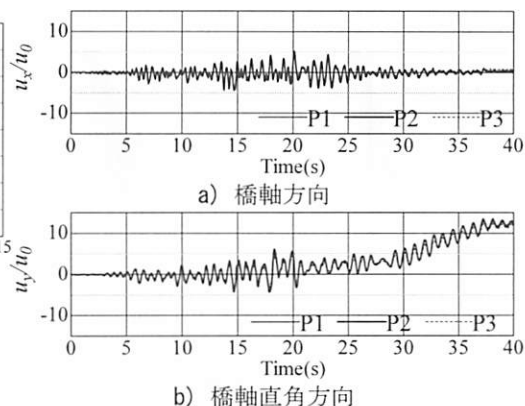


図-7 橋脚の水平変位成分の時刻歴応答(無充填)

さい⁶⁾⁻⁸⁾。すなわち、中央橋脚P2の軸力比は端部橋脚(P1, P3)に比べ大きい各橋脚の水平復元力の最大値はほぼ等しい。上記の特性を反映して、はじめに、端部橋脚P3が14.23sで限界曲線に到達し、若干遅れて、軸力比の高い中央橋脚P2が14.62sで限界曲線に到達した。端部橋脚P1は17.64sに95%まで限界曲線に接近したが到達はしなかった。橋脚の局部座屈については無充填橋脚と同様、軸力比の大きいP2から発生し、軸対称変形モードとなった(写真-2)。無充填橋脚と異なり、CFT橋脚P2の局部座屈変形は限界曲線に到達前に発生するが、その進展は非常に遅く、最終的な変形量も小さい。これは、著者らがすでに解明した⁶⁾⁻⁸⁾ように、CFT橋脚では局部座屈変形発生後に局部変形の拘束・自己修復挙動が発現することによって考えられる。最終的な局部座屈変形は中央橋脚が端部橋脚より大きい。図-9の履歴曲線のくびれからわかるように、局部変形の拘束・自己修復挙動は橋軸直角方向により顕著に生じている。各橋脚の軸力比の時刻歴応答を図-10に示すが無充填橋脚の場合と異なり、軸力比は加振前とほとんど変化しない。これは軸力比の大きい中央橋脚P2においてもCFT柱であるため局部座屈による橋脚頂部の沈下が小さいことによる。なお、無充填橋

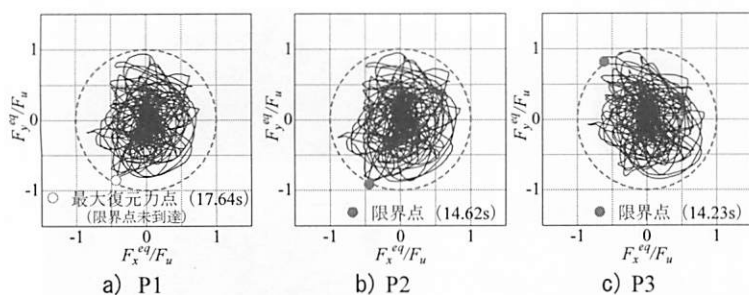
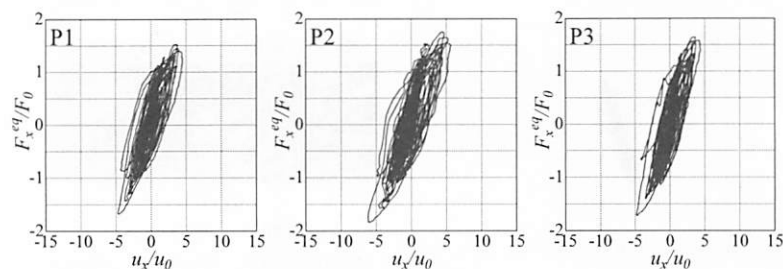
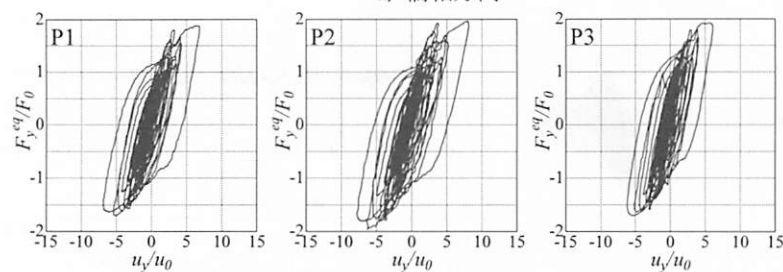


図-8 等価水平復元力のトラジェクトリ (CFT 橋脚, 振幅倍率 400%)



a) 橋軸方向



b) 橋軸直角方向

図-9 等価水平復元力・変位関係 (CFT 橋脚, 振幅倍率 400%)

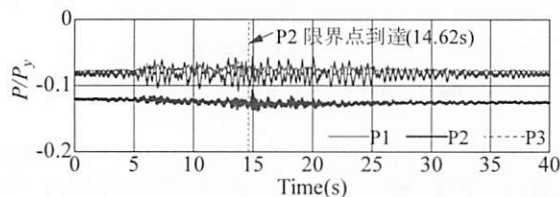


図-10 各橋脚に作用する鉛直荷重の時刻歴応答 (CFT 橋脚, 振幅倍率 400%)

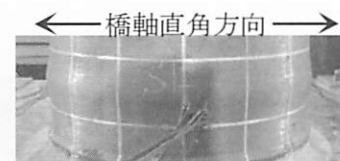
脚と同様、端部橋脚に ± 0.02 程度の軸力変動が生じている。

各橋脚の応答水平変位としては、図-11のように無充填橋脚の場合と同様に若干中央橋脚P2が大きい。CFT橋脚の水平変位成分の最大応答値はいずれも無充填橋脚に較べてかなり大きい。最終的な残留変位は非常に小さい。CFT橋脚の残留変位が小さくなる現象は単柱の加振実験でも観察されている。これには、先に述べた繰返しでの局部座屈変形の拘束・自己修復機構が関与している^{6)~8)}。CFT橋脚の残留変位を低減させる挙動が連続高架橋模型でも確認されたことから、実構造でも生じると考えられる。

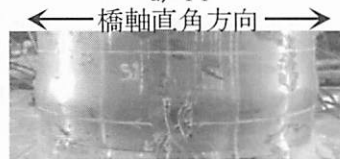
4. ゴム支承の挙動

(1) セン断挙動

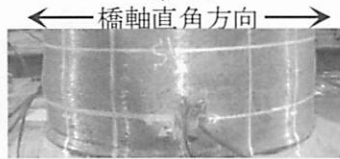
各高架橋模型の中央橋脚 (P2) 上のゴム支承の水平荷重-水平変位関係を図-12に示す。また、事前



a) P1

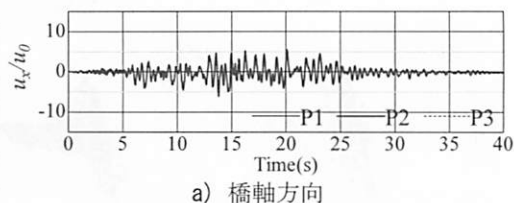


b) P2

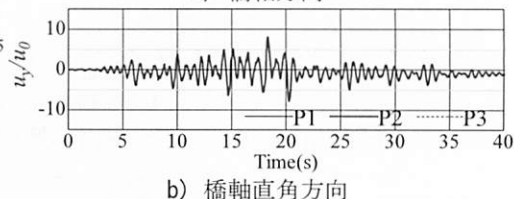


c) P3

写真-2 座屈形状 (CFT 橋脚, 振幅倍率 400%)



a) 橋軸方向



b) 橋軸直角方向

図-11 橋脚の水平変位成分の時刻歴応答 (CFT)

に実施した支承単体の一定振幅 ($\gamma=100\%$) の1方向繰返し載荷実験の結果および現行設計で用いられるせん断バネの荷重変位関係を同図に示す。平均せん断ひずみ (以後「せん断ひずみ」と呼ぶ) の最大値は120%程度であるが、この最大値近傍でのせん断剛性はほぼ一定振幅 ($\gamma=100\%$) で行った静的載荷実験のせん断剛性や設計値とほぼ一致している。しかしながら、ひずみ振幅が20~70%では振幅が小さいほどせん断剛性が高く生じており、振幅の大きさに剛性が依存する傾向を確認できる。

加振実験ではいずれの橋脚模型においてもゴム支承のせん断ひずみは橋軸直角方向に較べ橋軸方向の応答が大きく生じている。これには、入力波の特性が影響していることも考えられるが、無充填橋脚、CFT橋脚では橋脚柱の水平慣性力の作用位置 (柱の曲げモーメントが0となる位置) が橋軸方向よりも橋軸直角方向の方が高い位置にあるため、ほぼ終局状態に到達している橋脚基部の終局モーメントとつり合う水平力が橋軸直角方向において小さくなることによると考えられる。弾性領域にある高強度橋脚では、高架橋の橋軸、橋軸直角方向の振動特性と入力地震動の特性によると考えられる。高強度橋脚のゴム支承のせん断ひずみは振幅倍率が最も小さいにもかかわらず大きく出ているが、これは、高強度橋

脚模型の橋軸方向1次固有周期に対応するTsugaru波lg成分の加速度応答スペクトルの値が他の高架橋橋型に比べて大きいことによると考えられる。

(2) 鉛直方向の挙動

中央橋脚 (P2) 上の左右のゴム支承に作用する鉛直方向平均応力の時刻歴応答を図-13に示す。図より左右の支承に作用する鉛直方向平均応力は上部構造の死荷重による平均圧縮応力を中心として振幅のほぼ等しい逆位相の変動をしている。これは上部構造に作用する橋軸直角方向の水平地震力により生じる橋軸回りの転倒モーメントに左右の支承が鉛直方向偶力で抵抗することによる。鉛直方向平均応力の変動範囲は圧縮領域に留まるが、支承に作用する曲げモーメントにより局部的には支承に引張り応力が生じていることも考えられる。なお、実構造の橋脚横ばり上にある支承は7基であり、両端部支承では鉛直方向平均応力の振幅は模型の1.5倍程度大きくなるのでさらに引張り応力は発生しやすい。

無充填橋脚では図-13 a)のように、15~20sにかけて中央橋脚 (P2) 上の支承の平均圧縮応力の低下がみられる。これは3. で述べたように軸力比が大きい中央橋脚が局部座屈により両端の橋脚に比べて大きく沈下し、死荷重分担が減少したことによる。

(3) 相対回転

中央橋脚上のゴム支承に生ずる橋軸直角軸まわりの相対回転角の時刻歴応答を図-14に示す。なお、橋軸まわりの回転に関しては、(2)で述べたように上部構造に作用する橋軸直角方向の転倒モーメントに2基の支承が偶力で抵抗するため個々の支承に作用するモーメントは小さく、相対回転もほとんど生じない。橋軸直角軸まわりの挙動に関しては、図-14より、無充填橋脚とCFT橋脚では上部構造の橋軸方向変位に伴う橋脚頂部のたわみ角によりそれぞれ最大0.021rad, 0.025radの大きな相対回転角が生じている。なお、高強度橋脚では橋脚の剛性が高く、弾性範囲にあるので橋脚頂部のたわみ角は小さく、支承の相対回転角は最大で0.007rad程度にすぎない。

支承の相対回転挙動の履歴特性を表すため、支承高さ中央位置における橋軸直角軸まわりのモーメントと相対回転角の関係を図-15に示す。参考として同図に事前に実施した軸力ゼロでの支承単体の静的繰返し曲げ載荷実験の結果も示す。図-15に示す支承の回転挙動は橋脚の種類により異なっている。すなわち、無充填橋脚の支承の回転剛性が最も大きく、高強度橋脚の支承の回転剛性が最も小さいことがわかる。支承の回転剛性に差異が生じた原因としてはせん断変形による有効面積の減少が関与していると考えられる。支承のせん断ひずみから有効面積を計算し相対回転角との関係を示したのが図-16である。これより、支承の有効面積の減少が最小であるのが無充填橋脚 ($A_e/A_0=0.93$)であり、最大であるのが高強度橋脚 ($A_e/A_0=0.82$)である。これらは支承の回転剛性の大小と整合している。

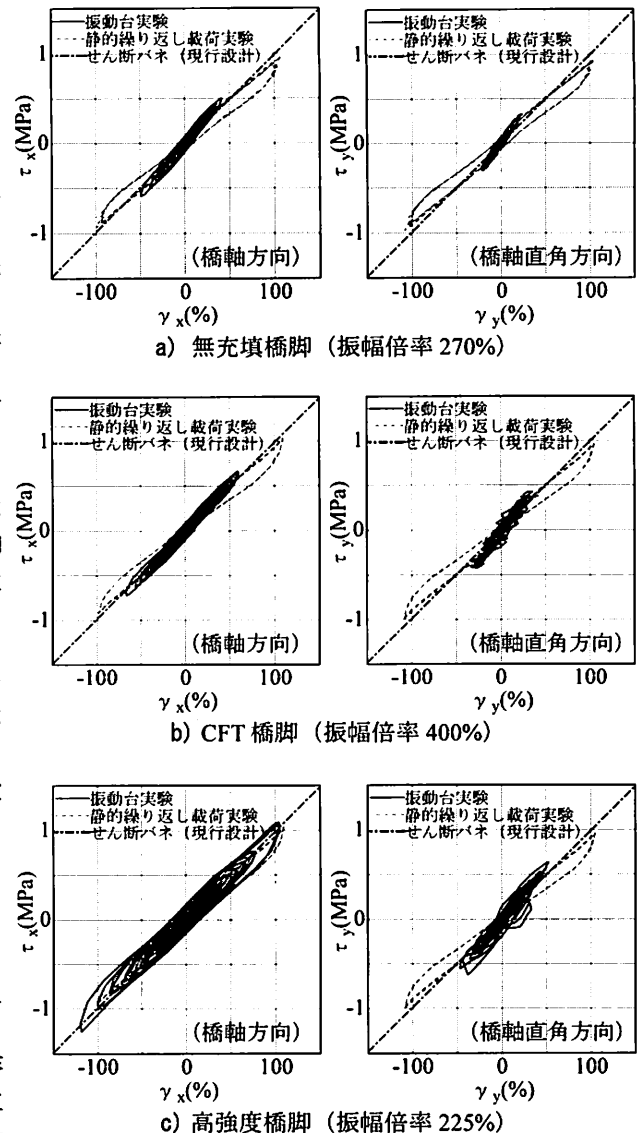


図-12 水平荷重-相対変位関係 (中央橋脚 (P2) 上支承)

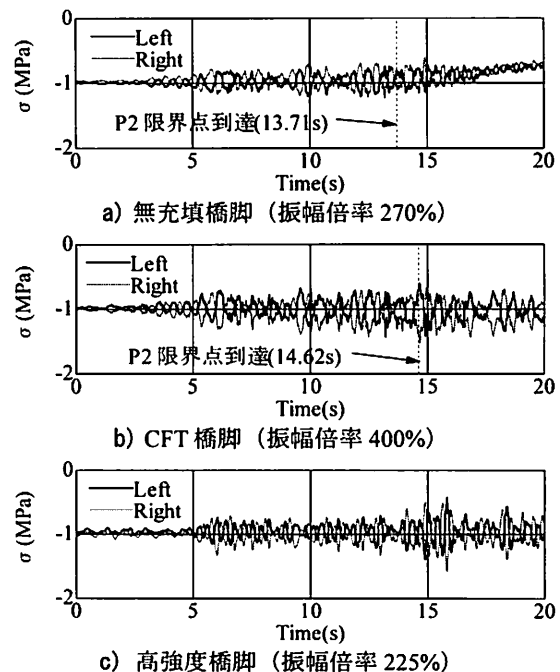


図-13 鉛直方向平均応力の時刻歴応答 (中央橋脚 (P2) 上支承)

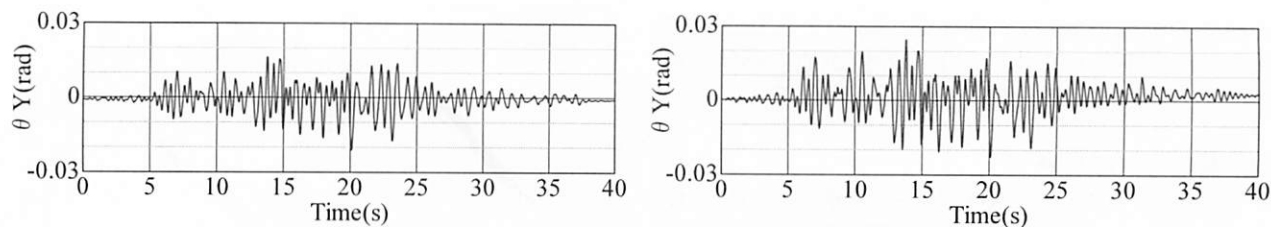


図-14 橋軸直角軸まわり相対回転角時刻歴応答（中央橋脚（P2）上支承）

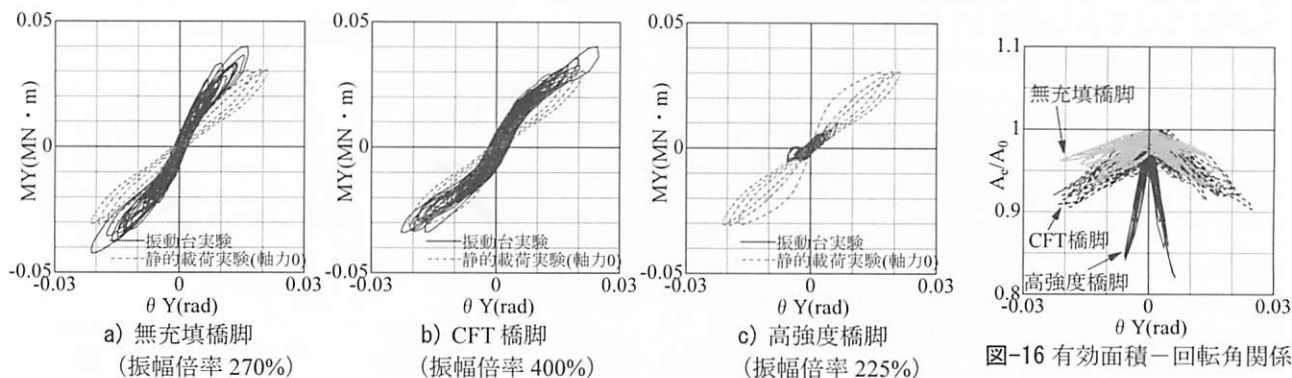


図-15 橋軸直角軸まわりモーメント-相対回転角関係（中央橋脚（P2）上支承）

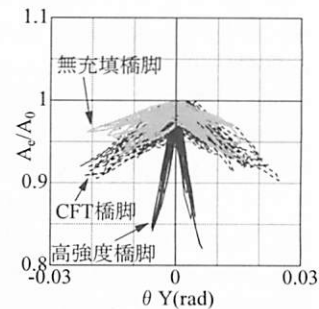


図-16 有効面積一回転角関係

静的載荷実験による軸力ゼロでの支承単体の相対回転挙動は図-15のように加振実験での支承の履歴挙動と明確な差があるが、これには上に述べたせん断変形による影響に加えて支承に作用する鉛直方向力の影響があると考えられる。(2)で述べたように鉛直方向力は実際の高架橋の橋脚横ばりの端部支承ではさらに大きく変動するので、支承の履歴挙動はより大きな影響を受ける可能性がある。

以上のように連続高架橋の橋脚頂部に設置されたゴム支承は現行の設計で考慮しているせん断変形や鉛直方向の変形に加えて、相対回転が連成するので、その挙動は複雑なものとなることがわかる。

5. あとがき

橋脚-ゴム支承-上部構造の連成挙動をなるべく実際に即した形で再現し、高架橋の終局挙動に与える影響を解明するために大型の加振実験を行った。この実験結果より、高架橋の終局挙動にはゴム支承の影響が大きく、適切なモデル化が重要であることが再確認された。また、橋脚に損傷が生じると上部構造と支承を介して橋脚間の荷重再分配が生じ高架橋の耐震性能向上にかなり寄与することも明らかになった。以上のように、本実験から興味深いデータが多く得られたが、データが膨大で、いまだ十分な整理が済んでいない。今後、高度なFE解析も用いて十分かつ詳細な検討を行った上で、別の機会に報告させて頂きたい。（下記に公開中：http://kozo4.ace.nitech.ac.jp/Shaking_Table_Test/index.htm）

6. 謝辞：本研究は科研費(基盤研究(A) 23246084)ならびに、一般社団法人日本鉄鋼連盟「鋼構造研

究・教育助成制度(重点テーマ研究)」の援助を受けている。また積層ゴム支承の製作に関してはオイス工業(株)にはご協力をいただいた。

参考文献

- 1) 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，鋼材倶楽部，日本橋梁建設協会：道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)-(VIII)および(総括編)，1997-1999。
- 2) 後藤芳顕，江坤生，小畑誠：2方向繰り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。
- 3) Goto, Y., Jiang, K. and Obata, M.: Stability and ductility of thin-walled circular steel columns under cyclic bidirectional loading, *J. Struct. Eng.*, ASCE, Vol.132(10), pp.1621-1631, 2006。
- 4) Goto, Y., Muraki, M. and Obata, M.: Ultimate State of Thin-Walled Circular Steel Columns under Bidirectional Seismic Accelerations, *J. Struct. Eng.*, ASCE, Vol.135(12), pp.1481-1490, 2009。
- 5) 後藤芳顕，海老澤健正，石川純平：2方向水平力と2軸曲げを受ける鋼製橋脚の限界状態と連続高架橋の耐震安全性の検討，構造工学論文集，Vol.57A，pp.490-499，2011。
- 6) 後藤芳顕，関一優，海老澤健正，呂西林：地震動下のコンクリート充填円形断面鋼製橋脚における局部座屈変形の進展抑制機構と耐震性向上，土木学会論文集A1(構造・地震工学)，Vol.69，No.1，101-120，2013。
- 7) Goto, Y., Ebisawa, T. and Lu, X.: Local buckling restraining behavior of thin-walled circular CFT columns under seismic loads, *J. Struct. Eng.*, ASCE, Vol.140(5), pp.04013105-1~04013105-14, 2014。
- 8) Goto, Y.: Chapter 10 Seismic Design of Thin-Walled Steel and CFT Piers, *Seismic Design, Bridge Engineering Handbook*, Second edition, CRC Press, ISBN 9781439852057, pp.337-377, 2014。
- 9) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2004。