

大型マルチ振動台を用いたレベル2地震動入力下の
CFT 化した鋼管集成橋脚による連続高架橋の挙動特性の検討

阪神高速道路 正会員 ○小坂 崇・阪神高速道路 正会員 関川 洋介・阪神高速道路 正会員 岡上 政史
名工大 フェロー会員 後藤 芳顕・名工大 正会員 海老澤 健正・名工大 正会員 野中 哲也

1. はじめに:鋼管集成橋脚は、橋軸方向および橋軸直角方向に2本ずつ配置した計4本のコンクリート充填鋼管柱(CFT柱)を、相互にせん断パネルダンパーを有する横つなぎ材を介して結合された橋脚である。本橋脚は、死荷重や活荷重などの鉛直荷重を主部材である各鋼管柱で支持する。一方、地震慣性力などの水平荷重は横つなぎ材で連結・一体化された複数本の柱からなる橋脚構造として抵抗するとともに、レベル2地震に対しては、つなぎ材のせん断パネルダンパーで振動エネルギーを逸散し、柱の損傷を極力抑えるコンセプトを持つ。これにより、地震後にも主部材であるCFT柱を健全に保つことができ、優れた地震後の使用性を持つ。また、修復が必要な場合もせん断パネルの取替だけで済む。鋼管集成橋脚の基本コンセプトの妥当性についてはすでに検討は行われている。しかし、レベル2地震動下におけるCFT柱による鋼管集成橋脚で支持された連続高架橋モデルの加振実験による応答特性や耐震解析法の適用性の検討は実施されていない。本研究では、上記のような問題点をより現実に即して解明するために、CFT柱による鋼管集成橋脚で支持された縮尺1/10の連続高架橋モデルに対して世界最大級のマルチ振動台(同済大学)による2方向加振実験を行った。

2. 高架橋模型の設計:マルチ振動台の制約や実構造との相似性を考慮して鋼管集成橋脚で支持された2径間の高架橋模型(縮尺1/10)を製作した。スパン、柱、横つなぎ材の配置に関する相似性を満足させたが、柱に

用いる鋼管(STK490, $R_t=0.08\sim0.11$)やせん断パネルダンパーを有する横つなぎ材は入手性、模型製作上の制約などから十分な相似性を確保できなかった。すなわち、鋼管($\phi 139.8\times t3.5(\text{mm})$)は降伏点がSTK490相当のSTK400材($\sigma_y=384.7\text{MPa}$)代用し、径厚比は $R_t=0.067$ と小さい。また、せん断パネルについても、溶接性の問題で寸法がやや大きく、剛性も高くなっており、必ずしも最適な形状ではない。コンクリート($\sigma_{ck}=30\text{MPa}$)は鋼管頂部まで充填した。柱は橋脚の軸力比が目標値になるように決定した。橋脚と連続高架橋模型の概要を図-1に、供試体と材料諸元を表-1に示す。

3. 入力地震動:橋脚模型は直接振動台に固定されることを考慮して、レベル2相当の入力地震動としては、2種地盤におけるJRT観測波の水平2方向成分(NS,EW)を基本として振幅倍率と時間軸を調整することで設定した。まず、時間軸は相似則から $1/\sqrt{s}=1/\sqrt{10}$ 倍とした。地震動の振幅倍率は、鋼管集成橋脚における鋼管柱の圧縮ひずみとせん断パネルのせん断ひずみがレベル2地震動に対するそれぞれの許容値 $2\varepsilon_y$ と4%を超えない最大の振幅倍率として0.35(35%入力)を決定した。入力方向はNSとEW方向を橋軸直角、橋軸方向に設定した。振動台制御に関して、35%入力では目標より低めの地震動が入力されたため、さらに50%入力を実施し、これをレベル2相当地震動とした。図-2に目標とする地震動と50%入力での各振動台の実際に加速度スペクトルを示す。

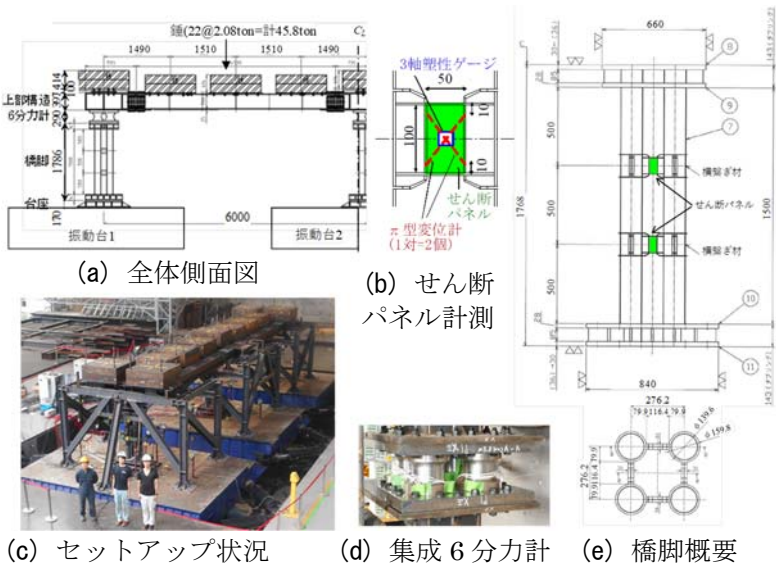


図-1 実験模型概要

表-1 供試体諸元

橋脚		P1	P2	P3
鋼管集成橋脚	水平降伏荷重(kN)	124.5	123.1	124.6
	水平降伏変位(mm)	9.82	9.52	9.84
	軸力比	0.086	0.121	0.085
鋼管(STK400)	板厚(mm)	3.30	3.30	3.30
	直径(mm)	139.51	139.58	139.63
	径厚比パラメータ R_t	0.067	0.067	0.067
	ヤング率(GPa)	196.5		
	降伏応力(MPa)	384.7		
	引張強度(MPa)	462.3		
せん断パネル(LY225)	板厚(mm)	2.50	2.49	2.50
	ヤング率(GPa)	214.0		
	降伏応力(MPa)	225.8		
	引張強度(MPa)	316.1		

キーワード 鋼管集成橋脚、コンクリート充填柱、連続高架橋、振動台実験、耐震解析
連絡先 〒466-8555 愛知県名古屋市中昭和区御器所町 名古屋工業大学 TEL052-735-5021 FAX052-735-5563

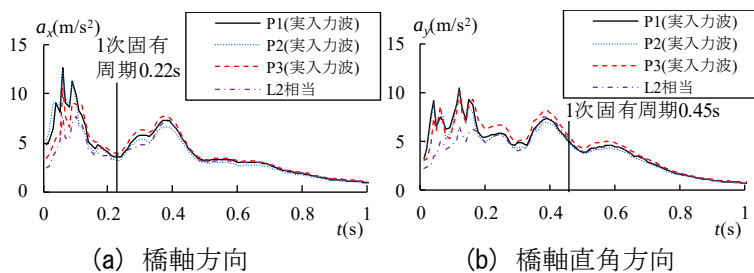


図-2 入力地震動の加速度応答スペクトル

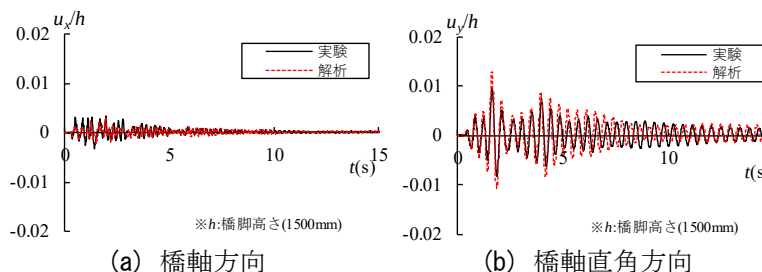


図-3 中央橋脚頂部の水平変位の時刻歴応答

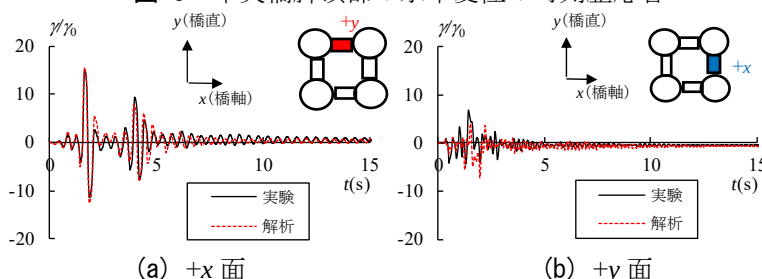


図-5 セン断パネルのひずみの時刻歴応答

4. 計測:各橋脚頂部の変位 3 成分と回転 3 成分は剛結された上部構造横桁に設置した 7 台の糸巻き変位計で測定した。また、連続高架橋は剛結の不静定構造であるので、鋼管集成橋脚の頂部作用力である断面力 6 成分 (力 3 成分+モーメント 3 成分) を図-1 (d) に示す 4 個の単体からなる集成 6 分力計で測定した。せん断パネルの変形の測定は図-1 (b) に示す π 型変位計とひずみゲージを併用した。

5. 実験結果と考察:ここでは、実験で得られた各物理量の応答値とともに耐震照査で応答値算定に用いるはり要素を用いた標準的なモデルによる解析結果も示した。

a) 水平変位応答:各橋脚頂部の水平変位成分の時刻歴応答には差がないので中央の P2 橋脚の結果を図-3 に示す。この図より橋軸直角方向成分の変位が橋軸方向に比べ 3 倍程度大きいがいずれの方向にも残留変位成分はほとんど生じていないことがわかる。橋軸方向に変位が小さいのは、この方向では橋脚頂部が剛結されている上部構造がほぼ水平を保つので橋脚に逆対象曲げが生じ、橋脚剛性が高くなるためである。

b) 鋼管柱のひずみ応答:鋼管柱に大きな軸方向ひずみが生じた中央橋脚鋼管柱基部の橋軸直角方向外縁 (+y) の軸ひずみの時刻歴応答を図-4 に示す。これより、圧縮ひずみの最大値は $2.8\varepsilon_y$ である。一方、引張りひずみは反対側の外縁 (-y) で $3.6\varepsilon_y$ が生じている。残留ひずみはほとんど生じていない。圧縮ひずみが引張りひずみより小さいのは鋼管柱が CFT 化されているので圧縮

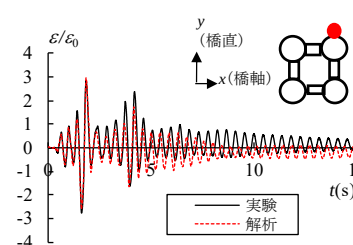


図-4 鋼管柱基部の軸ひずみの時刻歴応答

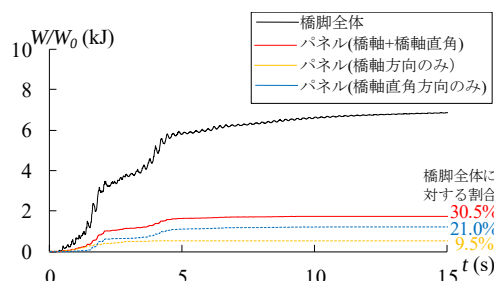


図-6 吸収エネルギーの時刻歴

力が充填コンクリートでも分担されるからである。鋼管柱には局部変形は生じていない。

c) セン断パネルのひずみ応答:中央橋脚の下段の+x 面と+y 面のせん断パネルについて、せん断ひずみの時刻歴応答を図-5 に示している。上段のせん断パネルや、-x 面と-y 面のせん断パネルもほぼ同等の応答を示している。これよりひずみの応答は+x 面 (橋軸直角方向) で

大きく生じ最大値は $15\gamma_y$ ($\approx 2.4\%$) を少し超えている。一方、+y 面 (橋軸方向) におけるパネルのせん断ひずみの最大値は $6\gamma_y$ 程度であるが応答の振動周期はかなり短い。+x 面で応答ひずみが大きくなったのは、各鋼管柱が橋軸直角方向には片持ちの柱となりたわみ角が大きく生じていることによる。また、+y 面での振動周期が短いのは高架橋の橋軸方向の弾性固有周期が橋軸直角方向の 1/2 以下であることによる。

d) エネルギー吸収:鋼管集成橋脚における橋脚全体とせん断パネルの吸収エネルギーの時刻歴を図-6 に示す。これによると、橋脚全体の吸収エネルギーのうちダンパーの割合は 30% 程度である。ここで、橋軸直角方向のダンパーは橋軸方向に比べ 2 倍以上エネルギーを吸収している。鋼管の応答ひずみに比して橋脚柱の吸収エネルギーが大きいのは CFT 柱であることによると考えられる。なお、せん断パネルを最適設計すれば、その吸収エネルギー割合をより向上できると考える。

e) 解析モデルの適用性:解析による応答変位はやや大きくなるとともにせん断パネルのひずみにも誤差がある。鋼管柱のひずみは精度が良い。ただ、実際の鋼管柱の径厚比パラメータは模型の倍程度であり、局部変形の影響が表れやすい。今後、さらなる検討が必要である。

6. あとがき:連続高架橋模型を用いた大型加振実験より、ここで用いた耐震設計法によれば、レベル 2 地震動で目標とする鋼管集成橋脚の耐震性能を満足させることができることが明らかになった。