

スパイラル筋を用いた S R C 橋脚構造の耐震性能

東 邦和¹・福井 次郎²・橋本 万多良³・長澤 保紀⁴・原 夏生⁵

- ¹正会員 (株) 奥村組 技術研究所 (〒300-2612 茨城県つくば市大砂 387)
- ²正会員 建設省土木研究所 構造橋梁部 (〒305-0804 茨城県つくば市旭 1)
- ³(財) 先端建設技術センター (〒112-0012 東京都文京区大塚 2-15-6)
- ⁴正会員 清水建設 (株) 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島 3-4-17)
- ⁵正会員 前田建設工業 (株) 技術研究所 (〒179-8914 東京都練馬区旭町 1-39-16)

1. はじめに

山岳部における高橋脚の建設工法として、自然環境保全と施工の合理化を図り、耐震性を備えた構造形式である 3H 工法 (Hybrid Hollow High pier 工法) の開発を建設省土木研究所、(財) 先端建設技術センターおよび民間 11 社の共同研究により進めている¹⁾。この工法は、在来工法の軸方向鉄筋を鋼材 (H 形鋼または鋼管) に置き換え (SRC 構造)、中間帯鉄筋に代えてスパイラル筋 (らせん状の鋼材) を用いるものである。前報では、スパイラル筋のピッチ・間隔や主鉄筋と鋼材の比率などをパラメータとした柱圧縮試験結果について報告した²⁾。ここでは、引き続いて行った正負交番載荷試験により 3H 工法の耐力、じん性について在来工法と比較検討した結果を報告するものである。

2. 試験概要

(1) 試験体

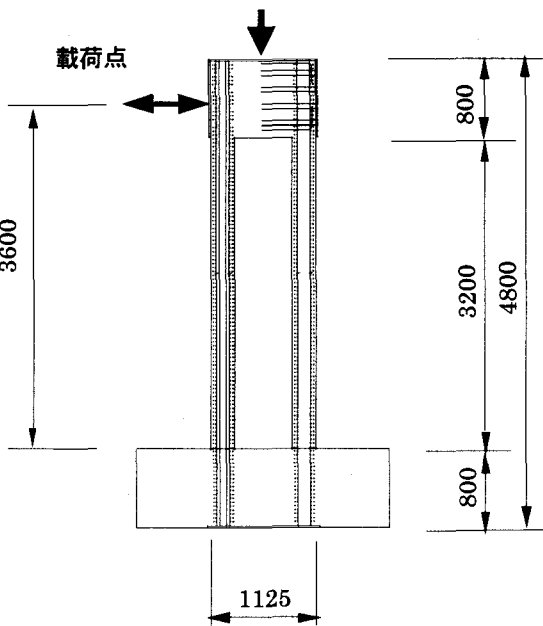
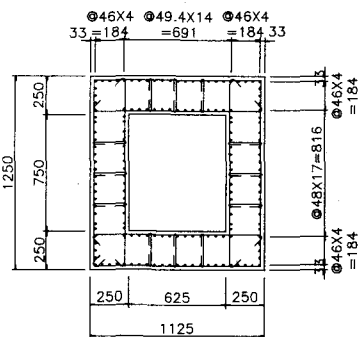


図-1 試験体形状

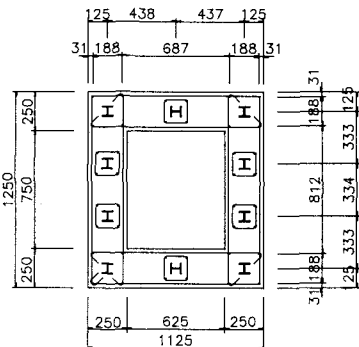
試験体は在来工法 1 体、3H 工法 2 体とし、標準的な中空断面橋脚を模擬した 1/4 縮小モデルとした。柱下端から載荷点までの距離 $l_a=3.6\text{m}$ 、せん断スパン比 l_a/d (d :有効高さ) $=3.3$ 、断面形状 $1.25\times 1.125\text{m}$ 、壁厚 0.25m とした。

No.1 試験体の主鉄筋量はモデル設定に用いた実橋脚と鉄筋比が同等となるようにした。No.2, 3 試験体

No.1
在来工法



No.2
H 形鋼タイプ



No.3
鋼管タイプ

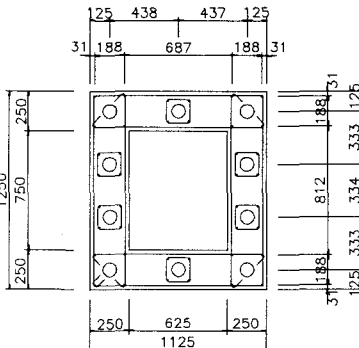


図-2 試験体断面

表-1 試験体の概要

試験体	No. 1 在来工法	No. 2 H 形鋼タイプ	No. 3 鋼管タイプ
主筋	D10 156 本	D6 40 本	D6 40 本
主鋼材	—	H-66×66×6×6 10 本	外径 89.1 肉厚 4.2mm 10 本
せん断 補強筋	D6 40mm ピッチ		
中間帯 鉄筋	D6 40mm ピッチ	スパイラル筋 公称直径 5.1 形状 150×150mm	

の全鋼材量（主鉄筋＋主鋼材）は、設計曲げ耐力が No.1 試験体と同等になる量とし、主鉄筋量は全鋼材量の約 10% とした。図-1, 2 に試験体の形状、断面を示す。試験体の概要を表-1 に示す。使用した鉄筋および鋼材の材料試験結果を表-2 に示す。

柱圧縮試験から次の結果を得ており、これを基に試験体を作製している。スパイラル筋による拘束効果によって、中間帯鉄筋を有する試験体とほぼ同等の最大応力が得られた。コンクリートの応力ひずみ曲線はスパイラル筋の横拘束効果を考慮して求められる³⁾。また、実験した範囲では主鋼材とスパイラル筋から構成されるスパイラルカラムの間隔が最大応力に及ぼす影響はほとんど見られなかった。これらのことから、図-2 に示す試験体断面形状を決定した。

試験体のスパイラルカラムは、フーチング底面に鋼板（t12mm）を配置し、これに H 形鋼あるいは鋼管を溶接で固定し、スパイラル筋を 40mm ピッチに全高を巻き上げて作製している。スパイラルカラムの間隔は 184mm である。鋼管試験体は鋼管内部にも、コンクリートを充填している。道路橋示方書に基づく塑性率計算には、軸方向鋼材を取り囲む帯鉄筋またはスパイラル筋の拘束効果を取り入れている⁴⁾。横拘束筋の有効長として、外周および内周に配置された帯筋で

囲まれた領域において、配置されたスパイラルカラムごとに有効長を均等に割り付け、それらの有効長の最大値としている。算定に用いるスパイラル筋の降伏点は、柱圧縮試験結果から 7000kgf/cm² を上限値としている。

（2）載荷方法

載荷方法は、中空部断面に上部工死荷重相当の 12kgf/cm² の軸応力を作用させながら水平方向に加力する正負交番載荷とした。柱基部において No.1 試験体は主鉄筋、No.2, No.3 試験体ではそれぞれ H 形鋼、鋼管が降伏するときの載荷点変位 δ_0 を測定し、その後変位制御で δ_0 の整数倍サイクルで各 3 ループずつ繰り返し、降伏荷重を下回るまで載荷した。実験時の載荷点変位 δ_0 は試験体 No.1 および No.2 は 15mm、No.3 試験体は 23mm として載荷を行った。

3. 実験結果および考察

（1）耐力および変形性能

実験により得られた載荷位置における荷重変位曲線を図-3 に、履歴曲線の包絡線を図-4 に示す。実験結果の一覧を表-3 に示す。降伏荷重実験値は引張り側の壁厚中心位置の鋼材が降伏ひずみを上回る荷重として求め、その時の変位を降伏変位 δ_y とした。終局変位 δ_u は荷重変位関係図の包絡線の下降域において降伏荷重実験値を下回る時点の変位量である。

最大荷重実験値はいずれの試験体も計算値を上回っている。履歴曲線の包絡線を比較すると、No.2 H 形鋼タイプは $9\delta_0$ の載荷まで良好な変形性能を有している。塑性率も 9.6 と No.1 在来工法の 7.6 を上回っている。

No.3 鋼管タイプは降伏ひずみが大きいこともあって、設定した載荷サイクル変位（23mm： δ_0 で示す）が大きくサイクル数が $7\delta_0$ と少なく、塑性率が 5.9

表-2 材料試験結果

		降伏応力度 (kgf/cm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁶)	弾性係数 (kgf/cm ²)
主鉄筋	D10 SD295A	3825	2191	1.75×10 ⁶
主鉄筋	D6 SD345	3626	2262	1.60×10 ⁶
主鋼材	H-66 SS400	3329	1797	1.87×10 ⁶
主鋼材	鋼管外径 89.1 肉厚 4.2mm	4593	2393	1.92×10 ⁶
せん断補強筋	D6 SD295A	3350*	—	1.78×10 ⁶
中間帯鉄筋	D6 SD295A	3350*	—	1.78×10 ⁶
スパイラル筋	SBPD1274/1420	14690	7784	1.89×10 ⁶
コンクリート圧縮強度 (kgf/cm ²)		No.1 : 282	No.2 : 284	No.3 : 305
弾性係数 (×10 ⁴ kgf/cm ²)		No.1 : 27	No.2 : 25	No.3 : 24

*：降伏強度は、0.2%耐力より求めた

表-3 実験結果一覧

試験体	降伏荷重 P_y (tf)		最大荷重 P_u (tf)		
	実験値	計算値*	実験値	計算値*	実験値/計算値
No.1	77.4	55.9	85.4	74.5	1.15
No.2	73.3	57.2	90.7	73.6	1.23
No.3	72.4	70.5	88.0	87.2	1.01

試験体	降伏変位 実験値 δy (mm)	終局変位 実験値 δu (mm)	塑性率 $\delta u / \delta y$	変形角 (ラジアン) $\times 10^{-2}$
No.1	15.0	114.1	7.6	3.17
No.2	14.7	140.7	9.6	3.91
No.3	19.6	116.6	5.9	3.24

* : 道路橋示方書に基づく初降伏計算値および終局耐力計算値

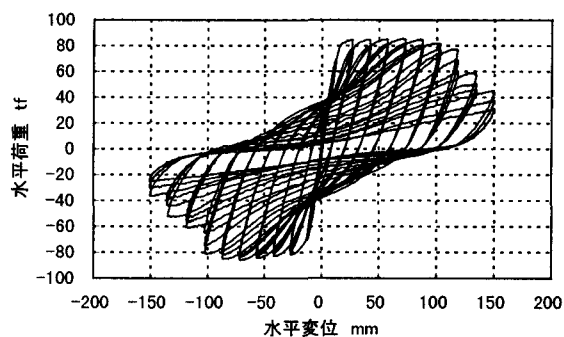
と小さい結果になっているが、終局変位では No.1 在来工法を上回る結果を得ており、履歴曲線包絡線でみても、No.1 在来工法とほぼ同等な変形性能を有しているといえる。

履歴吸収エネルギーの比較を図-5 に示す。吸収エネルギーは各履歴サイクルの第 1 波目から求めている。No.1 試験体は主鉄筋の破断、No.2 および No.3 試験体は、主鋼材の破断とともに吸収エネルギーの低下を示した。各試験体とも $6\delta y$ までは大きな差は生じなかったが、No.2 H 形鋼タイプは荷重変位曲線も紡錘形で、 $6\delta y$ 以降の吸収エネルギーが大きい結果となった。

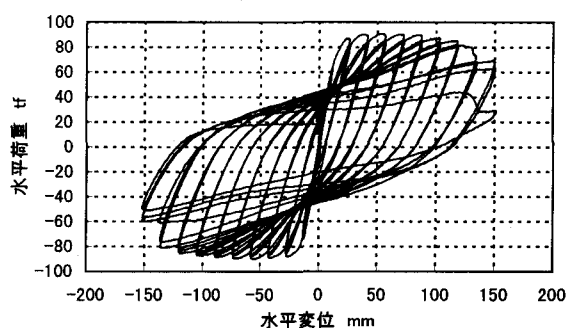
(2) 破壊性状

No.1 試験体では、柱基部から 30~40cm (壁厚の 1.2~1.6) の領域で $4\delta y$ からコンクリートの剥落が生じ、 $7\delta y$ で主鉄筋の破断が生じ、 $8\delta y$ で耐力が低下した。

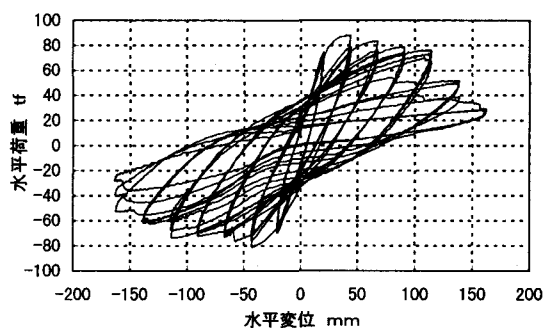
No.2 試験体では、柱基部から 15cm (壁厚の 0.6) の領域で $4\delta y$ から柱基部のコンクリート剥落が生じ、 $6\delta y$ で主鉄筋の破断が生じ、 $10\delta y$ で H 形鋼の座屈



No.1 在来工法



No.2 H 形鋼タイプ



No.3 鋼管タイプ

図-3 荷重変位曲線

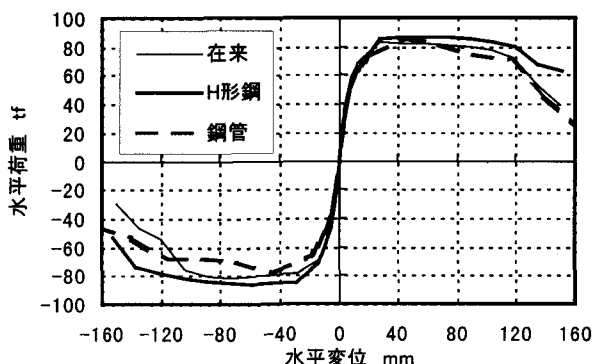


図-4 履歴曲線包絡線

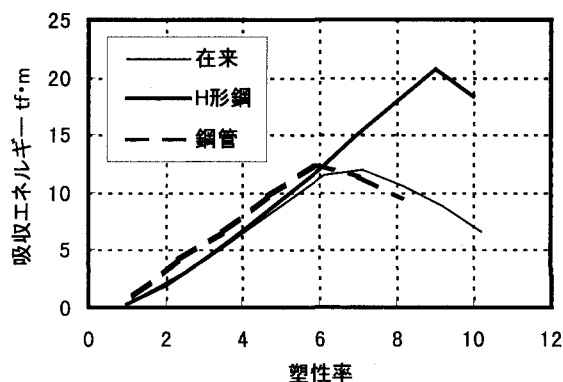


図-5 履歴吸収エネルギー

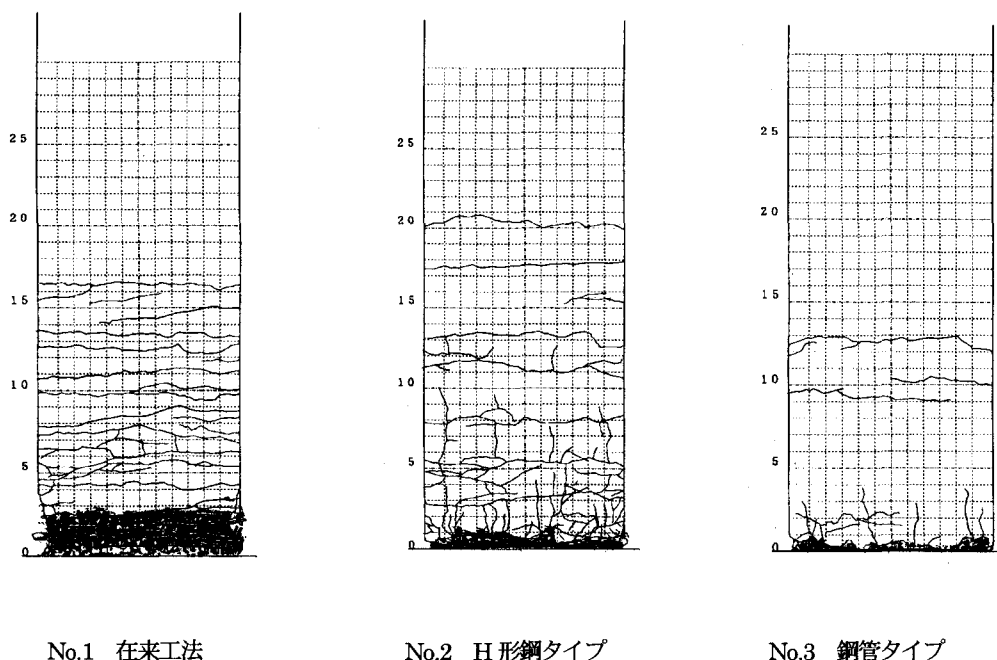


図-6 最終破壊状況

および破断が発生して耐力が低下した。

No.3 試験体では、柱基部から 5cm (壁厚の 0.2) の領域で $3\delta_0$ ($3.5\delta_y$) から柱基部のコンクリート剥落が生じ、 $5\delta_0$ ($5.9\delta_y$) 以降に主鉄筋の破断および鋼管の破断が発生し、 $7\delta_0$ ($8.2\delta_y$) で鋼管の座屈および破断が進行して耐力が低下した。図-6 に最終破壊状況を示す。

No.2, 3 試験体とも最終的には、柱基部でスパイラル筋の降伏および破断がみられ、鋼材の座屈防止にスパイラル筋の効果があつた。

4. まとめ

実験結果のまとめを次に示す。

- (1) スパイラル筋と鋼材を用いた本構造は、正負交番載荷試験に対して、No.1 在来工法と同等な耐力を示した。
- (2) No.2 H 形鋼タイプは、変形性能、吸収エネルギーともに No.1 在来工法を上回った。
- (3) No.3 鋼管タイプは塑性率が小さくなっているが、No.1 在来工法を上回る終局変位を得ており、在来工法と同等な変形性能を有している。
- (4) スパイラル筋はコアコンクリートの拘束および鋼材の座屈防止に効果を有する。
- (5) 本工法の耐力および変形性能の算定は、道路橋示方書の規定に準拠して行える。

5. おわりに

3H工法橋脚は、主鉄筋の代替としてH形鋼および鋼管を用い、中間帯鉄筋の代替としてスパイラル筋を設けたことを特徴としている。本実験結果から、3H工法は在来工法と同等の耐力、変形性能を得られることが明らかになった。これをもとに3H工法設計施工マニュアルを作成している。今後さらに、実施工に向けて検討を進めていきたい。なお、本共同研究を実施した民間11社は以下のとおりである。

石川島播磨重工(株)、(株)奥村組、川崎製鉄(株)、佐藤工業(株)、清水建設(株)、東急建設(株)、飛鳥建設(株)、日本ヒューム管(株)、(株)間組、(株)フジタ、前田建設工業(株)。

参考文献

- 1) 福井次郎、芦達拓哉、古賀泰之、笠井和弘、江口孝：スパイラル筋を用いたSRC高橋脚の開発について、土木学会第53回年次学術講演概要集、第6部156-157、1998. 10
- 2) 大野一昭、芦達拓哉、井上正巳、篠田佳男：中間帯鉄筋に代えてスパイラル筋を用いたSRC構造の柱圧縮試験、第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、139-142、1998. 1
- 3) 星隈順一、川島一彦、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、土木学会論文集 No. 520/V-28、1-11、1995. 8
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (V耐震設計編)、平成8年12月