

# (13) 既設基礎の耐震補強に関する検討 (その7)

## －パイルベント橋脚の耐震補強 (SSP工法)－

独立行政法人土木研究所 構造グループ(基礎) 福井 次郎  
(株)白石 第一営業部 環境リノベーション事業部 天野 明  
同上 技術本部 土木設計部 青柳 守  
○ 同上 技術本部 土木設計部 星野 英明

### 1. はじめに

パイルベント橋脚は、数本の杭を1列に打ち込み、杭頭をつなぎ梁で連結することにより一体化し、上部工からの荷重を杭のみで支持する基礎構造である。このことから、橋軸方向は、杭本体の剛性に依存しており、大規模地震時には過大な変形や杭体の耐力不足が懸念されている。そこで、杭体を直接補強し耐震性を高めることを目的としてパイルベント橋脚の耐震補強工法(SSP工法)の開発を行っている。

本工法の施工方法は、パイルベント橋脚の杭体に一回り大きな径の補強鋼板を巻立て、地中部は圧入装置にて耐力が不足している位置まで圧入を行う。その後、既設杭と補強鋼管の間に無収縮水中不分離のモルタルを充填することで、既設杭との一体化をはかるものである。



図-1 パイルベント橋脚

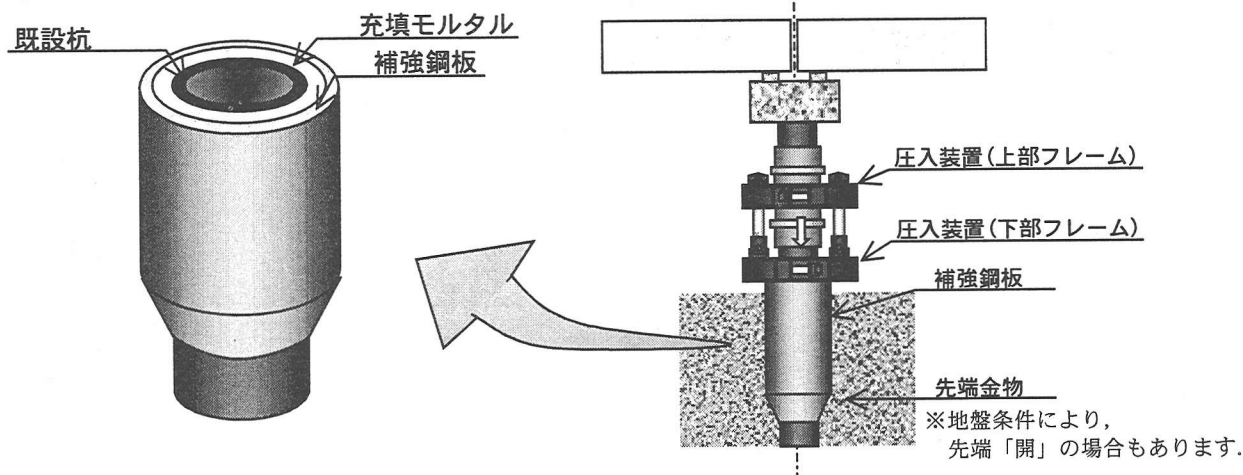


図-2 SSP工法概要図

### 2. SSP工法の概要

これまで行われてきた基礎の耐震補強工法は、増し杭工法などのようにフーチングを拡大する工法が一般的であった。また、パイルベント橋脚は、杭のみで支持する構造であることから、橋脚部と基礎部が明確に区分されていないため、現況の状態では、地震時保有水平耐力法による照査が難しいと考えられる。ここで、パイルベント橋脚を増し杭工法で補強する場合、塑性ヒンジ位置を設けるため新たにフーチングを施工する必要がある。この場合、土留め工および杭の施工のため桁下施工空間が必要となり河川内の場合には、鋼矢板等による締切りを行うため、コスト及び施工時の河積阻害が大きくなる等の問題点があげられる。

しかし、SSP工法による耐震補強を行う場合、地盤面の上方に鋼管巻立てによる断面変化点を任意的に設

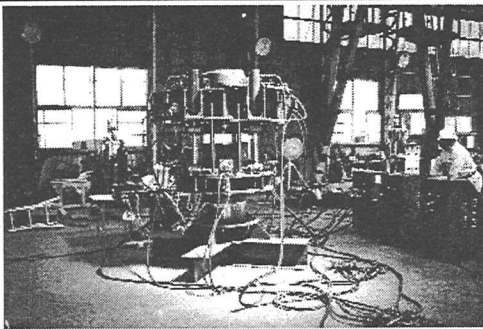
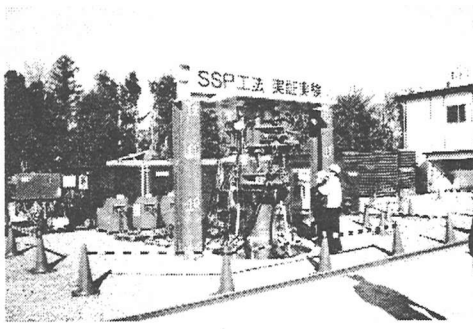
キーワード 耐震補強 パイルベント 鋼管巻立て 曲げ載荷実験

〒101-8588 東京都千代田区神田岩本町1-1-4 TEL:03-3253-9119 FAX:03-3253-7427

けることで、その点を塑性ヒンジ位置としてエネルギー吸収を図り、橋脚に生じる損傷を限定される範囲に留める構造とすることが可能である。このことから、SSP工法は、維持管理に支障のない箇所に塑性ヒンジ位置を設定することで、塑性ヒンジ位置までを地震時保有水平耐力法における便宜上の橋脚、塑性ヒンジ位置以降を基礎部と考え地震時保有水平耐力法に準じた設計を行うことが可能と考えられる。

本工法の今までの研究成果は、平成11年度に実物大での施工性を目的とした実証実験が行われた。その結果、表-1に示すように良好な施工性が確認されている。

表-1 現在までの研究成果

	補強用圧入装置の作動耐圧試験	施工性の実証実験
実験状況		
実験結果	補強用圧入装置の作動耐圧試験では、作動状況及びジャッキ加圧時における圧入装置に作用する応力、変形、亀裂等の有無の確認を行った。試験結果としては、圧入装置本体の変形、亀裂等の異常は確認されなかった。	圧入装置と高圧ウォータージェットを併用することで補強用鋼管を地盤に9m圧入した。施工精度においても、補強用鋼管の内側にスペーサガイドを取り付けるなどにより、高い精度で圧入出来ることが確認された。

さらに、平成12年度には、降伏耐力や終局耐力等の力学特性を解明する事を目的として、補強前と補強後を想定した供試体を製作し、曲げ載荷試験を行った。本報文では、曲げ載荷試験の結果を中心に述べるものとする。

### 3. 実験方法

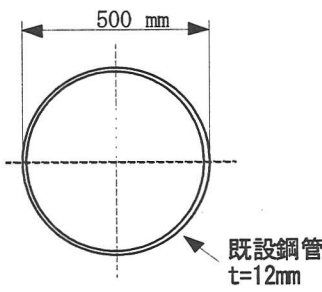
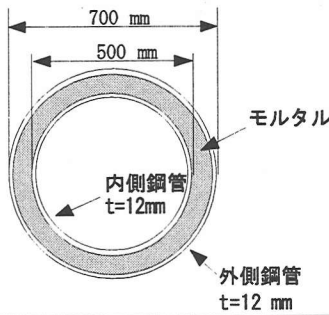
#### (1) 実験供試体

載荷試験に用いた供試体は既設鋼管（単管）と補強後鋼管（2重鋼管）の2体である。既設鋼管の断面はφ500mm、鋼管厚さ $t=12\text{mm}$ 、供試体の全長は6.0mであり、実物大のパイルベント橋脚における鋼管杭を仮定したものである。次に補強後鋼管の断面は、内側鋼管の外径はφ500、鋼管厚さ $t=12\text{mm}$ 、外側鋼管の外径はφ700、 $t=12\text{mm}$ 、供試体全長6.0mでありSSP工法により補強された補強杭を想定して、2重鋼管の隙間にモルタル（水中不分離型無収縮モルタル）を打設した複合構造物とする。各供試体の鋼管の材質はSS400を使用し、材料試験結果および充填モルタルの組成表については、表-2・表-3に示すとおりである。

表-2 充填モルタル組成表

成分名	重量 (%)	備考
特殊セメント	37.0	早強セメント+CAS系膨張材
添加剤	0.5	ポリカルボン酸塩系流動化剤+水溶性セルロースエーテル+アルミ粉系発泡剤
珪酸質骨材	45.8	5号珪砂
水	16.7	-
合計	100	-

表-3 供試体諸元

	既設鋼管断面	補強後鋼管断面
断面形状		
鋼管の材質	SS400	
鋼材の強度	$\sigma_y = 334 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_y = 287 \text{ N/mm}^2$
モルタル強度	—	$\sigma_u = 60 \text{ N/mm}^2$
鋼材の弾性係数	$E = 2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$	
モルタルの弾性係数	—	$E = 2.2 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

(2) 載荷実験方法

載荷実験方法を写真-1, 実験装置を図-3 に示す。載荷は 30000kN 万能試験機を反力台とし, 5000kN 油圧ジャッキにより 2 点載荷で行う。支点間の距離は 5.5m で, 載荷点間の距離は 1.0m とする。支点治具は, 鋼管に局部座屈が生じないように 90° の角度で試験体に接するよう 1/4 円の面で幅 25cm の治具を用い, かつ, 変形を拘束しないように支承を配置する。また, 載荷点は, 試験体の変形を拘束することなく均等に載荷するため, 載荷治具と載荷梁の間にコロを設置する。

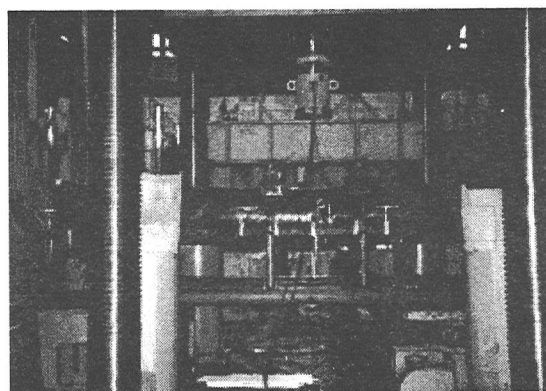


写真-1 曲げ載荷実験状況

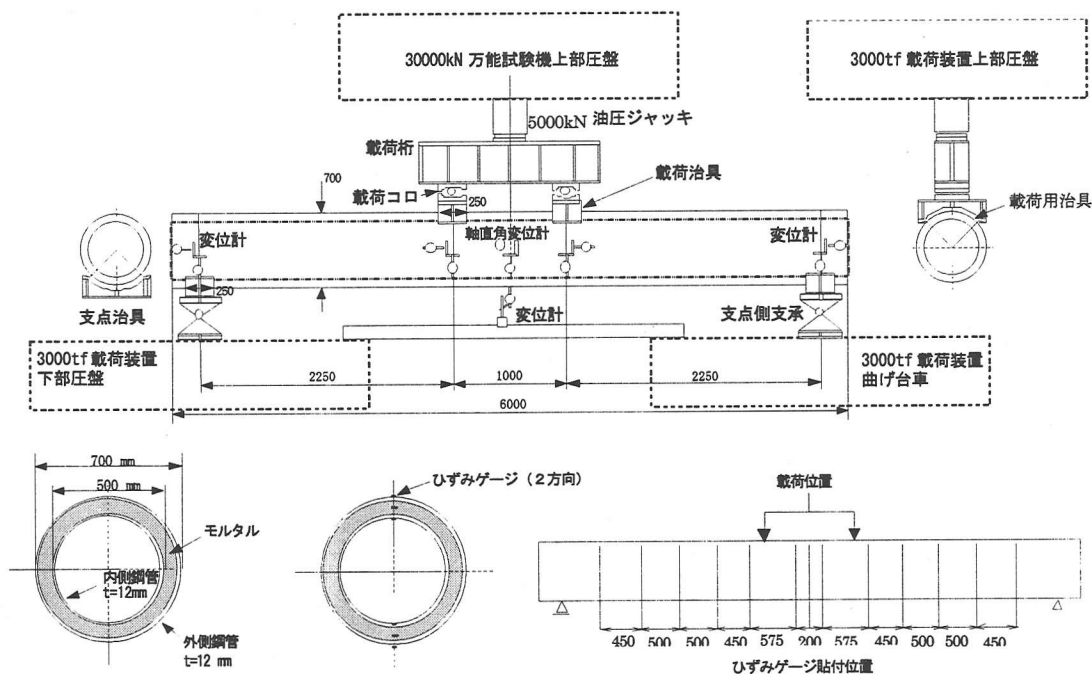


図-3 実験装置図

また、計測機器として、荷重計を荷重点に 1 ヶ所、鉛直変位計を供試体の中心に 2 ヶ所（中立軸，下部）、荷重点と支承点の 4 ヶ所（中立軸）に設置した。ひずみゲージは、圧縮側，引張側それぞれに，鋼管の外側と内側，およびモルタル注入部の 1 断面に各 6 ヶ所設置した。

#### 4. 実験結果

##### (1) 既設鋼管・補強後鋼管における荷重～変位曲線

図-4 は既設鋼管の荷重～変位曲線を，図-5 は補強後鋼管の荷重～変位曲線をそれぞれ示す。着目した変位は各供試体の中央下端部に設置された変位計を用いた。図-4 の既設鋼管は，載荷荷重 958.4kN 時以降において荷重が減少し，鋼管が終局を迎えた事がわかる。また，終局点を迎える前に降伏点である変位の急増点を確認できた。また，図-5 の補強後鋼管は，載荷荷重 3440kN の時点にて測定計器の限界で載荷を断念したが，既設鋼管と同様に変位の急増点を確認できた。また，試験終了後の供試体は，鋼管の圧縮側に座屈が確認されたことから，ほぼ終局を迎えていたと推定できる。

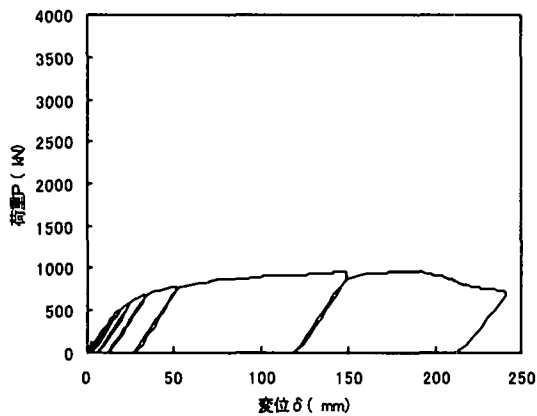


図-4 既設鋼管の荷重～変位曲線

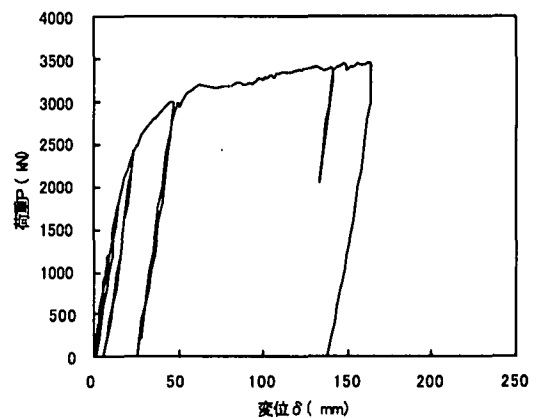


図-5 補強後鋼管の荷重～変位曲線

##### (2) 既設鋼管の挙動および塑性率

一般的に，コンクリートを充填しない円形断面における鋼製橋脚のタイプ I とタイプ II の地震動に対する許容変位は，それぞれ  $5\delta_y$ ， $6\delta_y$  とされている。ここでは，パイルベント橋脚に使用されている鋼管杭においても鋼製橋脚と同様の塑性率を得られるかを検討する。また，実験に使用した既設鋼管  $\phi 500$ ， $t=12\text{mm}$  の径厚比  $R/t$  は，式-1 より，式の条件を満たすことから，既設鋼管は，脆性的破壊を起こさないと判断できる。

$$\frac{R}{t} \frac{\delta_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)} = 0.057 \leq 0.08 \dots \dots \dots \text{式-1}$$

既設鋼管の検討方法は，曲げ載荷実験により得られた荷重～変位関係より，既設鋼管の降伏以降の挙動を解析することで行う。図-6 に既設鋼管の荷重～変位曲線を示す。

図-6 より既設鋼管の実験値における降伏変位は， $6.9\delta_y$  となった。これは，先に述べた鋼製橋脚の許容変位を上回っていることから，鋼製橋脚と同様な塑性領域を得られることが分かる。

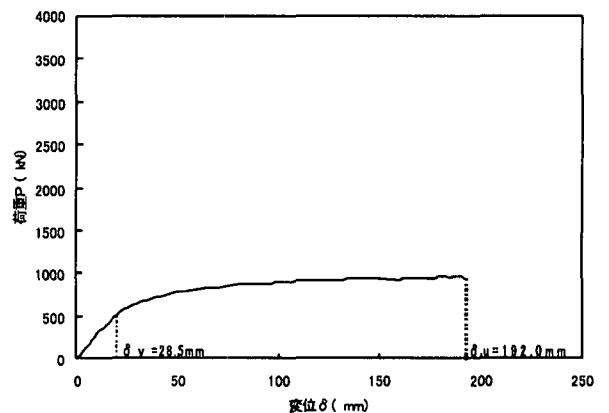


図-6 既設鋼管の塑性率

### (3) 補強後鋼管の耐力

既設鋼管と補強後鋼管の耐力の比較を図-7 に示す。この時、各供試体の降伏荷重  $P_y$  は、両対数グラフ上において変位の急増する点とする。図-7 より補強鋼管と既設鋼管の耐力の比較した結果、補強鋼管の耐力は、既設鋼管より降伏時で 3.33 倍、終局時で 3.59 倍とそれぞれ増加しており、一定の補強効果を得られることを確認することができた。

### (4) 補強後断面のひずみ分布

部材の耐力等を算出する場合、断面の平面保持が成り立っていることを前提に導かれている。補強後断面は 2 重鋼管の隙間にモルタルを充填した構造のため、大変形時に平面保持が成り立つかが問題となる。ここでは、計測されたひずみを基に検証する。

図-8 に載荷点における補強断面のひずみ分布を示す。ひずみ分布は、補強後鋼管の内側鋼管と外側鋼管のそれぞれに設置されたひずみ計の値を用いた。グラフの標記方法は、ひずみは負の値を圧縮領域、正の値を引張領域としている。

この結果、載荷荷重約 2000kN 付近が降伏点であるが、それ以前はもちろんのこと、終局点付近の荷重強度まで平面保持が成り立っていることが分かる。これは、隙間に充填したモルタルが有効に働き、外側鋼管と内側鋼管を一体化していることが証明された。

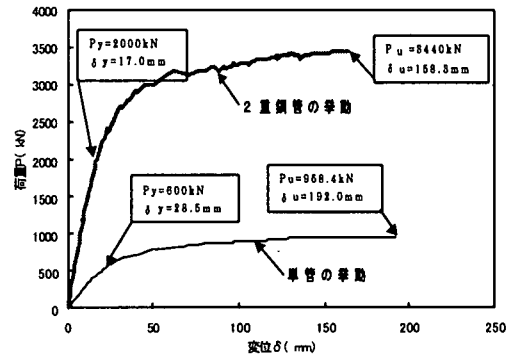


図-7 補強前と補強後の比較

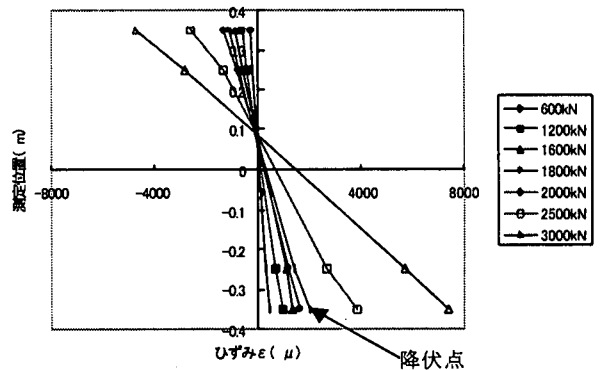


図-8 補強後鋼管のひずみ分布

### (5) 補強断面の挙動および塑性率

SSP 工法による補強断面において、曲げ載荷実験により得られた荷重～変位関係をもとに、降伏点以降における供試体の挙動を解析する。その際、材料試験結果より得られた、供試体の物理特性値を基に計算値を算出し、実験値との比較検討を行う。

#### ① 計算値の算出

材料試験結果をもとに、補強後鋼管の  $M-\phi$  関係を算出する。算出方法は、以下の 3 ケースを想定し比較を行った。

#### 1) ケース 1 (モルタル考慮時)

ケース 1 は、補強後鋼管の内側鋼管および外側鋼管を鉄筋に見立て、RC 理論により算出する。ここで、降伏状態は外側鋼管の引張最外縁が降伏ひずみ  $\epsilon_{sy}$  となる状態、終局状態はモルタルの圧縮最外縁がコンクリートの終局ひずみ  $\epsilon_{cu}$  となる状態として  $M-\phi$  関係を算出した。この時、鋼管とモルタル部の応力～ひずみ関係は、鉄筋と帯鉄筋に拘束されたコンクリートをモデルとし、横拘束筋の体積比  $\rho_s$  は、上限値である 1.8% を使用した。

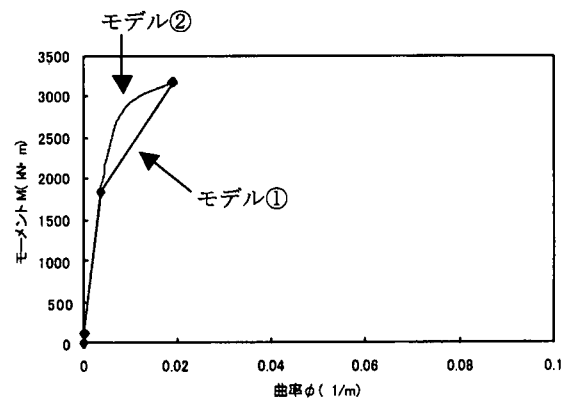


図-9 ケース 1  $M-\phi$  関係

なお、通常、設計では簡易的にモデル①のトリリニヤ型として評価するが、ここでは、実挙動との整合性を図るため、降伏以降も忠実に評価したモデル②を使用する。

### 2) ケース 2 (モルタル無視時)

ケース 2 は、まず、降伏耐力を内側鋼管と外側鋼管間のモルタル強度を無視し、平面保持した 2 重鋼管と考えて算出した。また、終局モーメントの算出においては、2 重鋼管が全塑性した状態と仮定して算出した。この時、終局曲率  $\phi_u$  は、図-7 の補強後鋼管の実験値より、終局変位が  $9.2 \delta_y$  であることから、終局曲率  $\phi_u = 9.2 \phi_y$  と仮定して算出した。

これらの条件をもとに、算出した  $M-\phi$  関係を図-10 に示す。

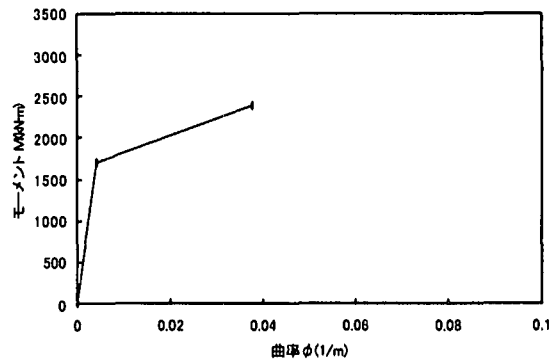


図-10 ケース 2  $M-\phi$  関係

### 3) ケース 3 (モルタル考慮時)

ケース 3 は、2 重鋼管により拘束されたモルタルに対し拘束効果を考慮した応力～ひずみ関係を用いて算出する。ここで、降伏状態は外側鋼管の引張最外縁が降伏ひずみ  $\epsilon_{sy}$  となる状態、終局状態は、鋼材の圧縮ひずみ  $\epsilon_{su}$  が 5% となる状態とした。

これらの条件をもとに算出した  $M-\phi$  関係を図-11 にモデル③として示す。

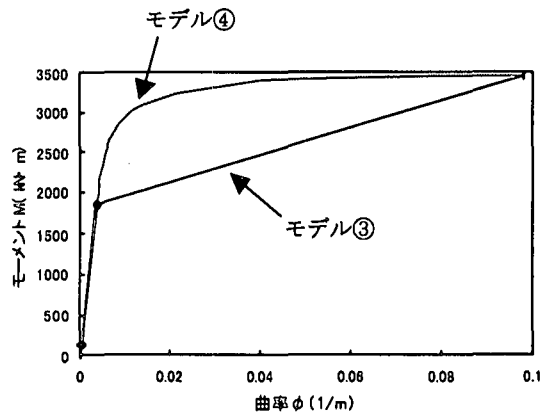


図-11 ケース 3  $M-\phi$  関係

また、ケース 1 と同様、実挙動との整合性を図るため、降伏以降も忠実に評価したモデル④を使用する。

### ② 計算値の荷重～変位関係の算出

各ケースの  $M-\phi$  関係をもとに、計算値による荷重～変位関係を算出した結果を図-12～図-14 に示す。

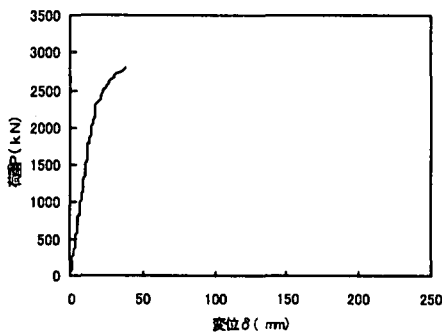


図-12 ケース 1  
荷重～変位曲線

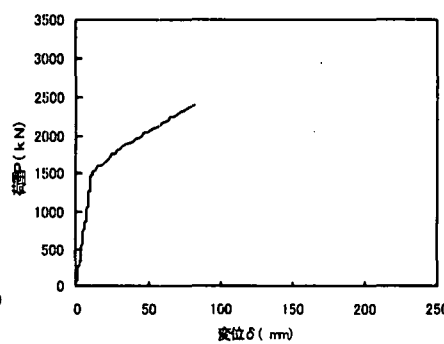


図-13 ケース 2  
荷重～変位曲線

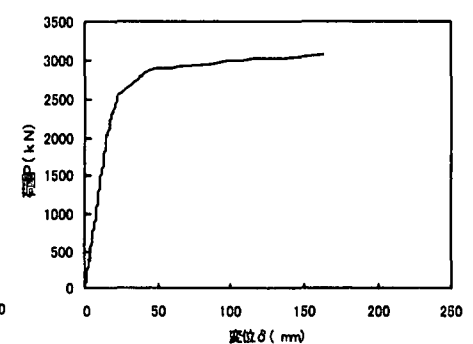


図-14 ケース 3  
荷重～変位曲線

### ③ 実験値と計算値の比較

S S P 工法による補強後鋼管の実験値と各ケースの計算値を比較した結果を、図-15 と表-4 に示す。なお、表-4 における実験値・計算値の降伏荷重は、引張側の最外縁が降伏ひずみ  $\epsilon_{sy}$  となった状態として統一して算出したものである。

表-4 より、実験値と計算値の降伏荷重の比率を見ると実験値を 1.00 とした場合、計算値が 0.95~1.00 となりほぼ一致することが分かる。これは、いずれの手法を用いて推定しても、降伏荷重は精度よく算出することができると考えられる。また、実験値の降伏以降の挙動は、ケース 3 が最も近い挙動を示している。これは、一体化を目的としたモルタルが塑性変形時に拘束効果を示していると考えられ、それにより、じん性に富んだ複合構造物となっていることが証明された。

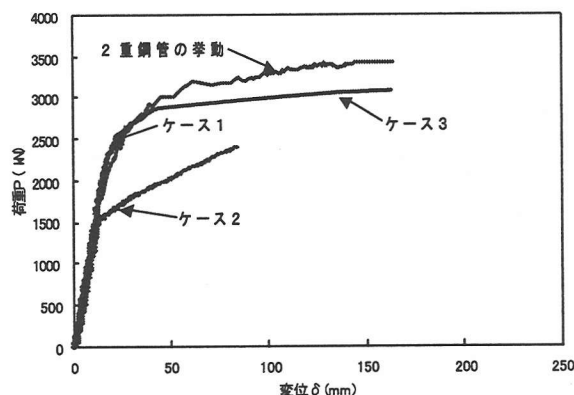


図-15 実験値と計算値の比較

### 5. まとめ

パイルベント橋脚の地震時保有水平耐力法による照査を満足する耐震補強工法として SSP 工法を提案し、その概要を説明するとともに、その補強効果を確認するため曲げ載荷試験を行った。その結果をまとめると以下の通りである。

表-4 各ケースの降伏点と終局点

	降伏荷重 $P_y$ (kN)	終局荷重 $P_u$ (kN)	降伏変位 $\delta_y$ (mm)	終局変位 $\delta_u$ (mm)	変位塑性率	降伏荷重の比率
ケース1	1584	2818	10.9	37.8	3.5	0.99
ケース2	1518	2344	11.8	77.1	6.5	0.95
ケース3	1604	3066	11.2	153.3	13.7	1.00
実験値	1600	3440	12.5	158.3	12.7	1.00

- 1) 既設鋼管の実験により得られた荷重～変位関係より、降伏後の挙動を解析した結果、コンクリートを充填しない鋼製橋脚の許容変位を上回る塑性率を確認できた。よって、既設鋼管は、鋼製橋脚と同程度の塑性率を有していると判断できる。
- 2) 既設鋼管と補強後鋼管の耐力を比較すると、降伏荷重・終局荷重ともに3倍以上の耐力の向上が確認できた。ここで、従来の震度法で用いた震度  $k_h$  を 0.2 とし、保耐法で用いられる II 種地盤の最大震度  $k_{hc}$  を  $1.75 \cdot$  塑性率  $\mu$  を 5 と仮定すると等価水平震度  $k_{he}$  は 0.58 となる。単純に、震度法と保耐法の震度を比較すると、その比率は約 3 倍程度である。鋼管の許容応力と降伏耐力の違いもあるが、3 倍程度の耐力増加が可能と確認されたことは、大規模地震時にも十分な補強が可能な工法であると言える。
- 3) 補強鋼管では、終局点近くの荷重強度まで断面の平面保持が成り立っていることが確認できた。
- 4) 曲げ載荷試験により得られた荷重～変位関係と、モルタルの効果を変えた計算値 3 ケースの荷重～変位関係を比較した。その結果、モルタルを考慮し、なおかつ、拘束効果も考慮したケースの挙動が実験値と最も良く整合することが分かった。これは、モルタルが拘束されていることによって、ひずみが増加してもモルタルが圧壊することなく応力が保持されていると考えられる。実験後、補強後鋼管の中心付近でモルタルの状況を確認した結果、写真-2・3 に示すように、ひび割れは発生しているもののモルタルは破壊に至っていないことでも証明できる。

これにより、補強鋼管のじん性が向上し、実験値では塑性率  $\mu_s = 1.0$  程度確保することができた。

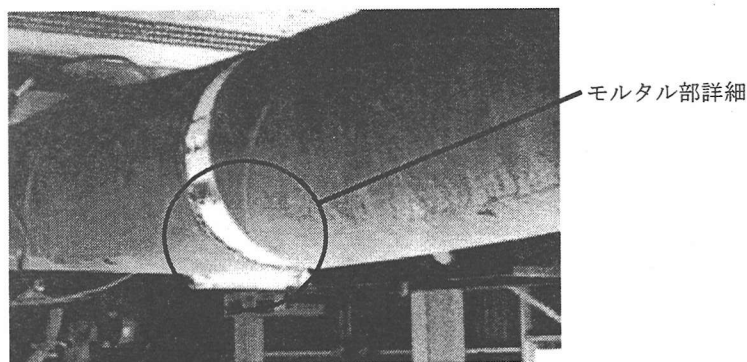


写真-2 実験後のモルタル部



写真-3 モルタル部詳細

## 6. おわりに

本年度は実験で得られたこれらの結果をもとに、SSP工法における設計マニュアルを作成し設計手法の確立を図る予定である。

また、本報文は平成11年度当時、建設省土木研究所より応募された「既設基礎の耐震補強技術の開発」に関する官民共同研究活動の研究成果の一つである。

## 参考文献

- 1)秋山ほか：既設基礎の耐震補強に関する検討（その6），土木学会第55回年次学術講演会，平成12年9月
- 2)建設省土木研究所：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その1），平成12年8月
- 3)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部工編，Ⅴ耐震設計編，平成8年12月