

曲面状鋼製セグメントによる壁式橋脚の耐震補強

武田 篤史¹・田中 浩一¹・大内 一²

¹正会員 工修 (株)大林組 技術研究所 土木第四研究室

²正会員 工博 (株)大林組 技術研究所 土木第四研究室 室長

1. はじめに

阪神大震災以降、各地で既設RC橋脚の耐震補強工事が進められている。そのうち、壁式橋脚は扁平な断面を有することから、一般に断面貫通型の鋼材（中間貫通材）によって断面を拘束する。現在、一般に多く用いられている鋼板巻立て工法や鉄筋コンクリート巻立て工法では、断面幅方向の配置間隔は、補強後の壁厚以下かつ2m以下に配置することが必要である¹⁾。一方、中間貫通材のための削孔は、コストを引き上げ、既存の軸方向鉄筋を傷つけるおそれもある。

そこで、著者らは、拘束効率をあげることににより削孔本数を減らし、さらに簡便な施工を行える工法として、SSRS(Steel Segment Retrofit System)工法を開発した。SSRS工法は、曲面状の鋼板（鋼製セグメント）をPC鋼棒によって壁式橋脚に縫いつけ、さらに鋼製セグメント内にコンクリートを打設するもので、削孔数を減らすことが可能であると同時に型枠が不要であり、溶接も不要となる。

著者らは既に、主筋段落とし部補強、およびせん断補強の実験を行い、その有効性を報告している²⁾。今回はじん性補強評価式を得る目的で、じん性補強の実験を行い、十分なじん性補強効果を確認した。本報告では本工法概念と概要、およびじん性補強実験の結果を報告する。

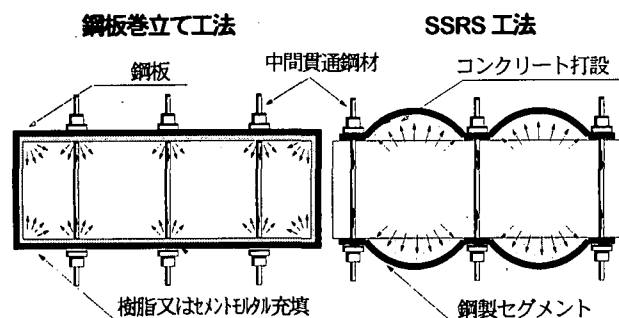


図1 拘束メカニズム

2. 本工法の特徴

(1) 本工法の特徴

本工法、および鋼板補強工法による橋脚躯体への拘束のメカニズムを図1に示す。鋼板巻立て工法、SSRS工法とも中間貫通材反力が鋼板を介して既存コンクリートに伝達されるが、鋼板補強工法では導入される拘束力が中間貫通材位置と隅部に集中されるため、橋脚幅全体に拘束を与えることが難しい。また、中間貫通材位置の鋼板が局部曲げを受けるため、鋼板を有効に使うことができない。これに対し、SSRS工法では、拘束力が鋼製セグメントの円周方向軸力を介して新設コンクリートに導入される。そのため、橋脚幅全体に拘束力が伝達され、結果的に中間貫通材の水平方向間隔を大きくすることができる。

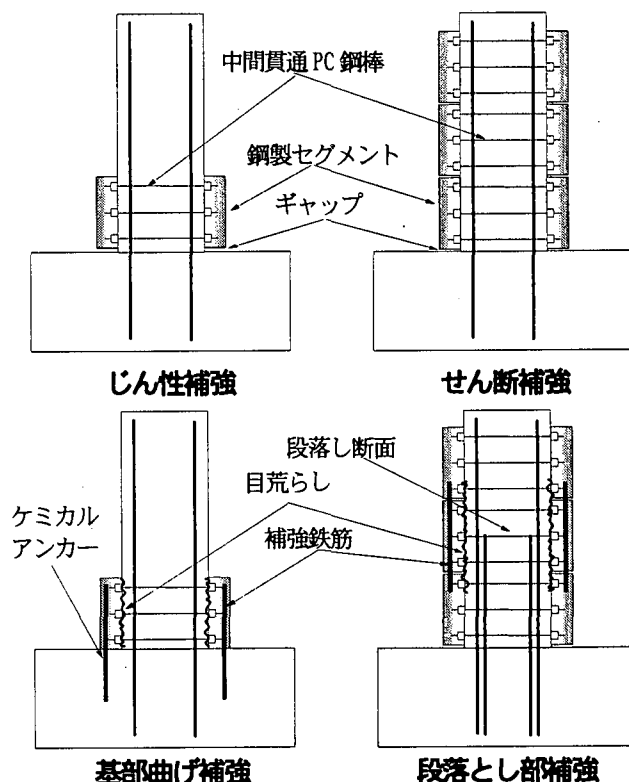


図2 補強の種類

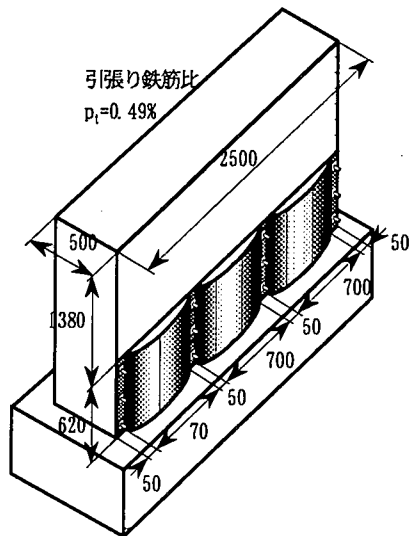


図3 試験体形状寸法

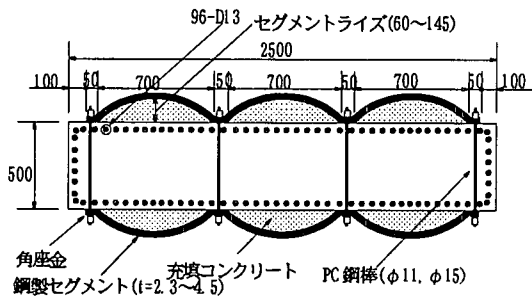


図4 実験試験体の配筋

(2) 本工法による補強方法

本工法は、補強対象橋脚によって、じん性、曲げ、せん断、および段落とし部の何れの補強も可能である。図2にその補強方法を示す。じん性補強は、コンクリートのじん性を増加させ、同時に軸方向鉄筋の座屈を遅くすることを目的とするため、塑性ヒンジの形成される基部のみ横拘束すればよく、新旧コンクリートの付着は必要ない。曲げ補強は、フーチングに定着された鉄筋を新設コンクリート内に配し新旧コンクリート面に付着を持たせることで、曲げ耐力を増加させるものである。せん断補強は、中間貫通材がせん断補強筋として働く。段落し部補強は、一般に曲げ耐力補強が基本であり、段落し部の上下のセグメント内に定着された鉄筋により補強をするもので、新旧コンクリートの一体化処理が必要となる。

3. じん性能実験

(1) 実験方法

SSRS 工法によってじん性補強された橋脚の補強評価式を得る目的で水平繰返し载荷実験を行った。試験体形状寸法を図3に、断面の配筋等を図4に、材料定数を表1に示す。試験体は、表2に示すように、セグメントライズ、セグメント板厚、およびPC鋼棒量をパラメータに取った6体である。配筋等は、断面幅/断面高さ比(B/D)=5の典型的な既存橋脚を参考にしているが、せん

表1 材料定数

鋼材						
	サイズ	規格	降伏応力	降伏歪	引張強度	弾性係数
			(MPa)	(μ)	(MPa)	(10 ⁹ MPa)
鉄筋	D13	SD345	352	2029	512	1.83
セグメント	t=2.3(mm)	SS400	277	1350	384	2.04
	t=3.2(mm)		277	1320	439	2.1
	t=4.5(mm)		281	1345	442	2.09
PC鋼棒	φ11	C種1号	1196*	8088*	1324	2.09
	φ15		1271*	7840*	1310	2.05
コンクリート(呼び強度24)						
試験体			柱コンクリート		補強コンクリート	
			圧縮	割裂	圧縮	割裂
			(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
R06T2P4			39.2	3.07	34.7	2.6
R10T2P4			40.3	3.1	35.4	3.1
R14T2P4			40.3	2.98	37.4	3.01
R10T3P4			39	3.68	36.8	3.68
R10T5P4			39	3.68	36.8	3.68
R10T3P2			40.3	2.98	37.4	3.01

*0.2%オフセットひずみによる

表2 試験体とパラメータ

試験体名	横拘束 筋量 $p_w^{eq}(\%)$	PC 鋼棒量 $p_w^{gross}(\%)$	板厚 t (mm)	ライズ R (mm)
R06T2P4	0.44	0.141	2.3	60
R10T2P4				100
R14T2P4				140
R10T3P4			3.2	100
R10T5P4	0.24	0.076	4.5	
R10T3P2			3.2	

※ 横拘束筋量 p_w^{eq} はPC鋼棒(C種)を通常鉄筋に強度換算した値
 $p_w^{eq} = (11000/3500) \times p_w^{gross}$ で定義する

断補強量は極めて少ないため、今回、基部じん性補強区間ではせん断補強量は0とした。参考にした実橋脚と試験体の縮尺比は2.5:1程度である。そのため、実橋においては、セグメントの板厚は、6~12mmを、セグメントのライズは、150~350mmを念頭に置いている。なお、一般に水平载荷を受けると断面は膨れ、それにより中間貫通のPC鋼棒に張力がかかり横拘束を行うので、PC鋼棒のプレストレスは0とした。

载荷方法は、フーチング内に定着したPC鋼棒を反力として一定軸力($\sigma_s = 0.98\text{MPa}$)をかけ、降伏変位の整数倍で10 δ_y まで、変位振幅でそれぞれ3回ずつの水平方向正負繰返し载荷とした。

(2) 実験結果

図5に荷重変位関係を示す。また、図6に標準試験体R10T2P4の無次元化したスケルトンカーブを、表3に結果の一覧を、図7にR10T3P4・R10T5P4・R10T3P2のはらみだし量とスケルトンカーブを、鋼板巻立て工法による補強実験の結果³⁴⁾とともに示す。ここで、はらみだし量は、セグメントの平面部と最も膨らんでいる部分とにおいて、フーチングから15cm上方の位置で水平変位(d_{plain} , $d_{\text{cylindrical}}$)を計測し、その差($d_{\text{cylindrical}} - d_{\text{plain}}$)とした。また、鋼板巻立て工法の実験は、試験体寸法(B2500×D500×a2000)、諸元($p_t = 0.42\%$)、補強鋼板厚(2.3mm)とも本実験とほぼ同様である。中間貫通鋼材の水平方向

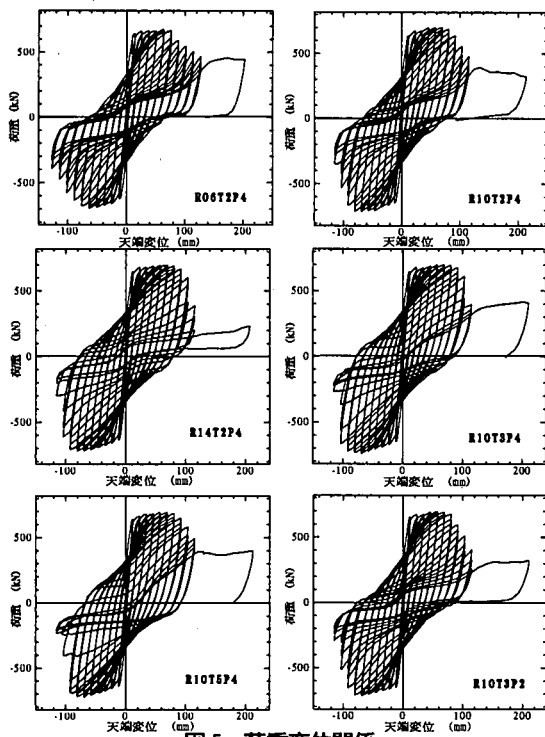


図5 荷重変位関係

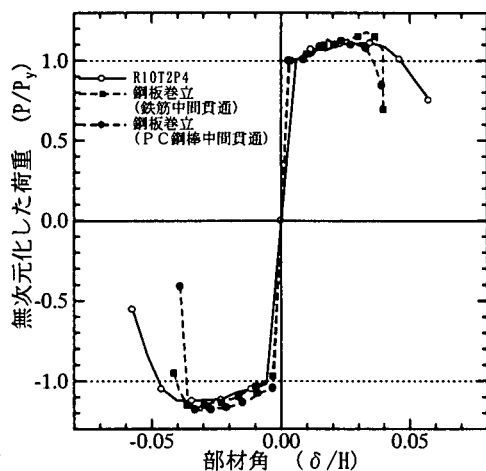


図6 R10T2P4と鋼板巻立ての骨格曲線の比較

ピッチは、D16鉄筋、またはφ7.1PC鋼棒が50cmであり、本実験の2/3間隔で配置されている。

何れの試験体も、 $5\delta_y \sim 6\delta_y$ 程度でセグメントに覆われていない側部の軸方向鉄筋が座屈したが、断面方向に42本並んでいる軸方向鉄筋のうちの4本程度であり、耐力の減少にはほとんど寄与していない。

セグメントが塑性化するとともにはらみだし量が増加し、耐力の減少が進む。試験体R06T2P4、R10T2P4に関しては、その後 $7\delta_y$ または $8\delta_y$ 程度で、ボルト孔付近においてセグメントの破断が生じ、耐力の減少は大きくなった。一方、その他の試験体はセグメントの破断を起こさず、 $8 \sim 9\delta_y$ 程度で軸方向鉄筋の破断を起こすまで耐力の大きな減少は見られなかった。

図6より、本工法の実験結果のうち標準試験体を鋼板巻立て工法のスケルトンカーブと比較すると、同程度の

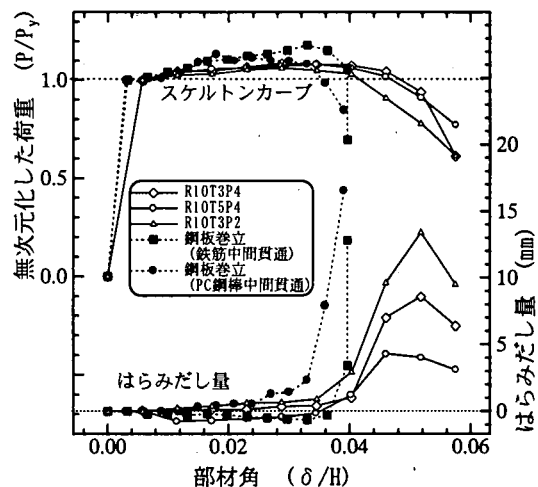


図7 スケルトンカーブとはらみだし量

表3 実験結果

試験体	降伏荷重 P_y (kN)	降伏変位 δ_y (mm)	終局変位 δ_u (mm)	靱性率 $\mu = \delta_u / \delta_y$	終局時部材角 $R_u = \delta_u / H$
R06T2P4	646.8	12.7	79.60	6.27	0.0398
R10T2P4	634.1	11.5	92.60	8.05	0.0463
R14T2P4	646.8	11.5	95.40	8.30	0.0477
R10T3P4	647.8	11.5	97.00	8.43	0.0485
R10T5P4	639.9	11.5	93.80	8.16	0.0469
R10T3P2	655.6	11.5	83.40	7.25	0.0417

補強であるにもかかわらず、非常に優れたじん性能を持っていることがわかる。

図7より、スケルトンカーブとはらみだし量を見ると、耐力の減少とはらみだしの相関が明白である。はらみだしが始まってからのスケルトンカーブとはらみだし量の様子を見ると、鋼板巻立て工法ではある変位ではらみだし量が急激に増加し耐力もそれに伴って急激に減少しているが、本工法でははらみだし量の増加、耐力の減少とも鋼板巻立て工法に比べると徐々に進行する。これは、鋼板巻立て工法では鋼板降伏や局部曲げを受けた後、拘束力が非常に小さくなるが、本工法では、セグメント降伏後も十分な拘束力を保てることによるものと思われる。

(3) 試験パラメータとじん性能

図8にそれぞれセグメントライズ、セグメント板厚、および中間貫通材量と、変位じん性の関係を示す。図中、耐力じん性とは最大荷重経過後に耐力が降伏荷重まで下がったとき、セグメント降伏はセグメントに貼った水平方向のひずみゲージ（1体当たり54点）の値のうち最大のものが初めて降伏ひずみを越えたとき、座屈は側部のセグメントに覆われていない部分の軸方向鉄筋が座屈したときの変位をもとにそれぞれあらわしたものである。セグメント降伏および座屈に関しては、 $n\delta_y$ まで載荷しているときに生じたものは、cycleにかかわらず、じん性率を n であらわした。そのため、セグメントの降伏や座屈に関しては1程度のじん性率の差は必ずしもはつき

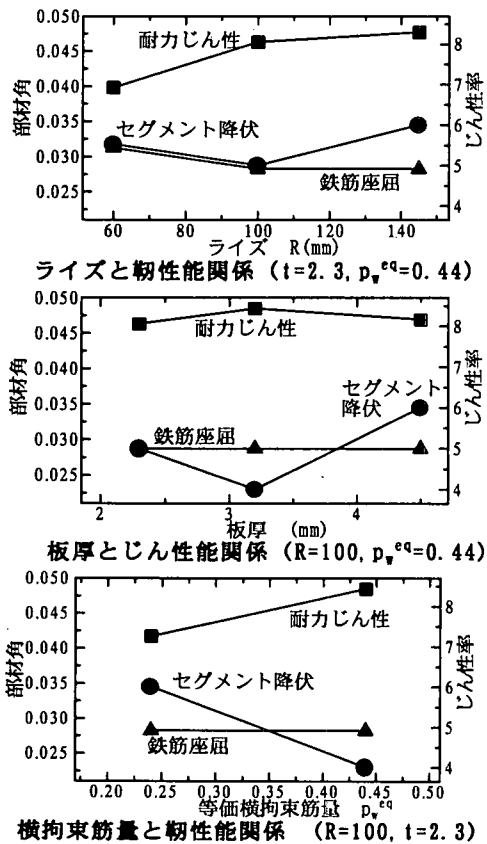


図 8 じん性と各パラメーターの関係

りとした差であるわけではない。

セグメントライズは、セグメント降伏や、鉄筋座屈には、ほとんど影響を与えていないが、耐力じん性には大きく影響を与えていることがわかる。これは、セグメントを曲面状とした効果であり、本工法の有効性を示している。また、ライズが 100 から 145 になっても耐力じん性の増加は小さいが、これは軸方向鉄筋の破断によってじん性が決まったためであり、破断がなければさらに効果は上がるともいえる。

セグメント板厚は、鉄筋座屈には、影響を与えていない。セグメント降伏には、一般的には影響を大きく与え右上がりの曲線になる。しかし、 $t=3.2(\text{mm})$ で、小さい値となったが、これは、正加力面の端部(PC 鋼棒のすぐ隣)で起きたものであるが、負加力面の同位置では塑性率が 5 で降伏しているため、偶発の局所変形の影響とも考えられる。耐力じん性には、ほとんど変化を与えていないが、これは、 $t=2.3(\text{mm})$ で既に軸方向鉄筋の破断でそれが決定されるためである。

横拘束筋量は、セグメントの降伏は右下がりなのに対し、耐力じん性は大きく右上がりとなっている。これは、 $p_w^{eq}=0.24(\%)$ では P C 鋼棒の引張剛性が小さく結果的に拘束力が小さかったためセグメント降伏が遅れたものの、最終的には、軸方向鉄筋の座屈を許し、同時に拘束力が小さくなり耐力じん性が小さくなったものと思われる。

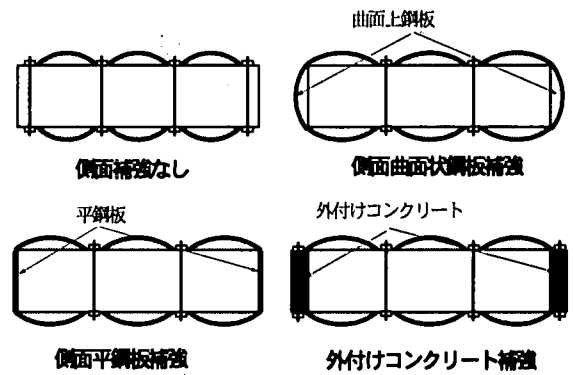


図 9 側方の処理の方法

4. 側部の処理

実験において、前述のように側部の軸方向鉄筋が最初に座屈し、その後同部のかぶりが、広い範囲剥落した。この軸方向鉄筋の座屈は耐力減少にほとんど寄与していないことは前述の通りである。しかしながら補修の懸念もあり、同部軸方向鉄筋の座屈を抑える方法について図 9 のような例を示す。いずれも、実験より安全側の挙動をすることが見込まれる。本実験試験体のように、側方の補強をしない場合に比し、既設橋脚躯体への削孔本数も減少させることができる。

5. まとめ

壁式橋脚の耐震補強工法として、SSRS 工法を提案し、そのうち、じん性評価式を作成する目的で、繰り返し載荷実験を行った。その結果、次のことが明らかとなった。

- 1) SSRS 工法により、壁式橋脚のじん性能を大きく増加させることができ、軸方向鉄筋の破断で決まるほぼじん性の限界まで補強できる。
- 2) 実橋において板厚 6mm にあたる標準試験体は、鋼板巻立て工法と比して、優れた性能を示した。
- 3) じん性能の改善には、特にセグメントのライズ、中間拘束筋量が支配的であった。

今後、じん性能を定量的に評価できる設計法を示す予定である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料、1997.8.
- 2) 大内、田中：曲面状鋼製セグメントによる壁式橋脚の耐震補強実験、土木学会第 51 回年次学術講演会、1996.9.
- 3) 藤原、和田、田村、北川：壁式 RC 橋脚耐震補強工法(AWS 工法)の開発と実用化、耐震補強・補修技術、耐震診断に関するシンポジウム講演論文集、1997.7.
- 4) 迎、熊谷、玉置、村田、藤原：壁式 RC 橋脚耐震補強 (AWS 工法) の開発、住友建設技術研究所所報、No.24、1997.