

## 論文 外面リブ付き鋼管を用いた大型壁式橋脚模型の静載荷実験

皆川 昌樹<sup>\*1</sup>・池田 憲二<sup>\*2</sup>・岸 徳光<sup>\*3</sup>・篠崎 裕生<sup>\*4</sup>

**要旨：**扁平比の大きい壁式橋脚の耐荷性能の向上，施工の省力化および工費縮減を図るため，橋脚断面内に主鉄筋の代わりとして外面リブ付鋼管を配置した鋼管・コンクリート合成構造橋脚を提案した。本研究では，鋼管の強度が壁式橋脚の耐荷性状に及ぼす影響に着目し，鋼管の降伏強度を変えた2体の柱模型試験体の正負交番載荷実験を行った。その結果，鋼管強度の小さい方が，塑性ヒンジ長，等価粘性減衰定数（エネルギー吸収能）ともに大きくなり，また，大きな塑性率を示した。

**キーワード：**壁式橋脚，外面リブ，鋼管，合成構造，曲げ耐力，靱性能

## 1. はじめに

橋脚柱の施工においては，鋼管を主引張部材とした合成構造を採用することで，工費縮減と施工の省力化が可能となることが知られている。

著者等は，扁平比の大きい壁式橋脚へ，このような合成構造を適用することを検討している。提案する合成構造は，コンクリートとの付着に優れ，また，せん断抵抗性能が高い外面リブ付き鋼管をRC断面内に配置し，鉄筋量の大幅な削減を図ったものである。

著者らはすでに，実際の壁式橋脚の約1/3でモデル化した大型RC構造および合成構造試験体（以下SRC試験体と呼ぶ）の水平単調載荷と交番載荷により，耐荷性能の比較検討を行っている<sup>1)</sup>。その中で，①合成構造橋脚はRC構造橋脚と同程度以上の耐力および靱性能を有していること，②合成構造では鋼管が大きなせん断力を負担するため，RC構造と比較して帯鉄筋（中間帯鉄筋含む）によるせん断負担が小さい，などの知見を得ている。

一方，一般橋脚（扁平ではなく，加力軸方向に複数本の鋼管が配置されているもの）を対象にした模型試験体の靱性能<sup>2)</sup>は，同じRC構造と比較して大きく改善されるのに対し，当該実

験結果ではあまり改善が見られなかった点，破壊後に鋼管周囲のコンクリートをはつり，調査した結果，鋼管に輪切り状の大きな破断が生じていた点，など解明すべき点が残っている。

文献1)の実験では，用いた鋼管の降伏強度および引張強度が非常に大きい（降伏強度478MPa）点，上の結果をもたらした原因なのか，あるいは壁式橋脚のように加力軸に対して一列しか鋼管が配置されていない構造特有のものであるのか検討をする必要がある。

本研究では，鋼管の強度が壁式橋脚の耐荷性状に及ぼす影響に着目し，文献1)と同じ試験体で鋼管の降伏強度を変えた場合の正負交番載荷実験を行った。

## 2. 試験の概要

## 2.1 試験体の概要

図-1に試験体の概要と計測位置図を示す。本検討に用いた試験体は，RC構造試験体と外径500mm，板厚6mmの外面リブ付き鋼管を一列に3本配置したSRC構造試験体の2種3体である。RC試験体およびSRC-1試験体は文献1)のもので，鋼管の降伏強度が大きい場合である。また，SRC-2試験体は他の試験体と同

\*1（独）北海道開発土木研究所 研究員 構造部構造研究室（正会員）

\*2（独）北海道開発土木研究所 室長 構造部構造研究室（正会員）

\*3 室蘭工業大学 教授 建設システム工学科 工博（正会員）

\*4 三井住友建設（株） 技術研究所土木研究室（正会員）

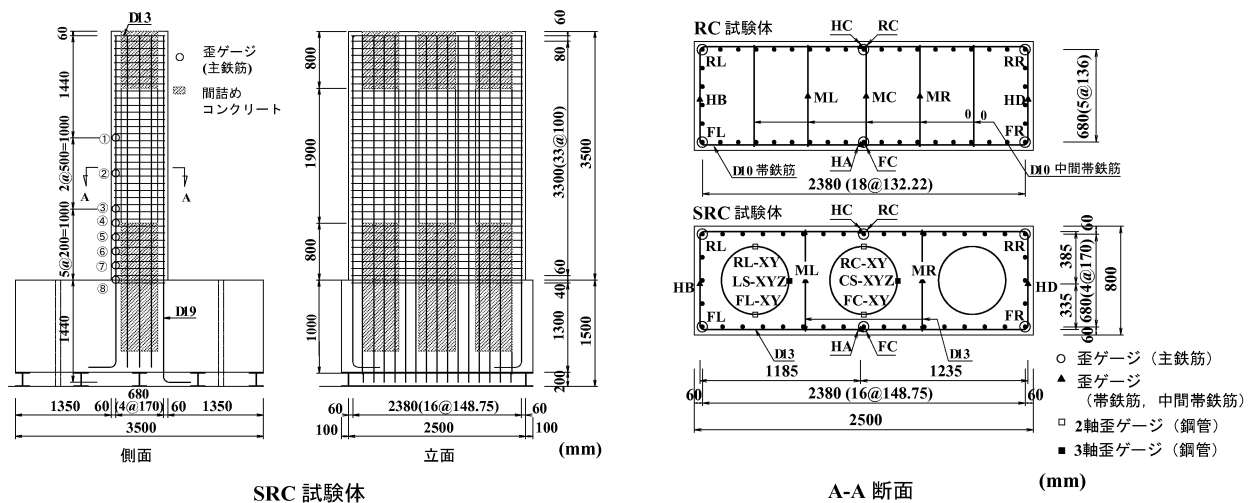


図-1 試験体の概要と計測位置図

一諸元の降伏強度が小さい場合として新たに試験したものである。

試験体の断面寸法は、短辺が 800 mm、長辺が 2500 mm で、扁平比が 1 : 3.125 であり、高さが 3500 mm（加力点高さは 3740mm）である。軸方向鉄筋および帯鉄筋は RC 試験体がそれぞれ D29 と D10, SRC 試験体が D19 と D13 を用いた。いずれの試験体も加力軸方向の帯鉄筋比が 0.2 % となるように配筋した。外面リブ付き鋼管内には、コンクリート量低減のため試験体基部より上方に 1 D (短辺幅 : 800 mm) および頭部 1 D のみにコンクリートを充填している。なお、鋼管の埋め込み深さは鋼管径の 2 倍とした<sup>3)</sup>。RC 試験体と SRC-2 試験体は、材料の規格値を用いて断面分割法によって計算した曲げ耐力が同等になるよう鋼材の配置等を決めた。

表-1, 図-2 に、使用した鋼材およびコンクリートの力学的特性を示す。なお、外面リブ付き鋼管のリブ間隔は 40 mm のスパイラル状を呈し、高さは 2.5 mm, リブ天端幅は 4.0 mm である。

## 2.2 载荷方法の概要

図-2 に実験装置の概略図を示す。実験は、実橋と同様に橋脚への上部工の曲げ剛性による拘束効果を考慮するため、全長 32 m の実規模二径間連続桁橋模型の中間橋脚位置に各試験体を設置して実施した。上部工は支間 30 m, 総重量約 1010 kN の鋼製桁で試験体とピン接合さ

表-1 鋼材の力学的特性

鋼材種		降伏強度	引張強度
		(MPa)	(MPa)
鋼管 (SRC-1)		378.0	627.0
鋼管 (SRC-2)		349.0	477.0
帯鉄筋 SD295	D10	375.1	588.7
	D13	377.2	559.5
軸方向鉄筋	D19	383.3	590.4
SD345	D29	383.9	596.3

表-2 コンクリートの力学的特性

鋼材種	SRC-1, RC	SRC-2
圧縮強度 (MPa)	31.0	31.0
弾性係数 (GPa)	19.9	32.3
ポアソン比	0.22	0.210

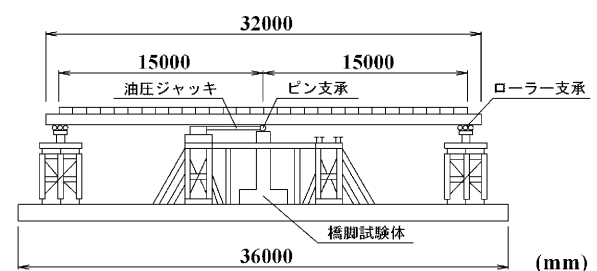


図-2 実験装置の概略図

れている。荷重载荷は、ピン部分に油圧ジャッキを設置して行った。試験体天端からピン中心までの高さは 240 mm であり、载荷点のフーチング天端からの高さは 3740 mm である。

本実験では、試験体に作用する上部工死荷重が約 980 kN (0.49 MPa) となるように、試験体

直上部の鋼桁上に鋼板を設置して重量を調整した。載荷荷重はロードセル、各点の水平変位はワイヤ式変位計にて測定している。

載荷は降伏時変位 ( $\delta_y$ ) の整数倍の変位  $2\delta_y$ ,  $3\delta_y$ , を振幅とする変位制御により, 漸次変位を増加させて終局状態に達するまで3回ずつ繰り返し行った。SRC 試験体の降伏時変位は, 軸方向鉄筋と鋼管のうちいずれかが降伏ひずみに達した時点の変位とした。

### 3. 試験結果および考察

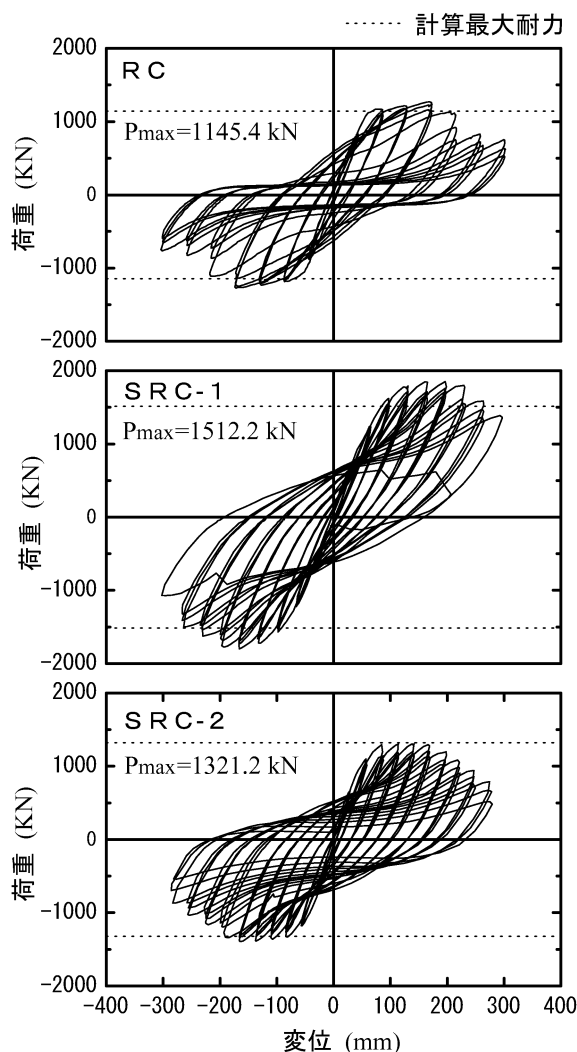
#### 3.1 荷重－変位関係

図－3 に SRC-2 試験体の荷重－変位履歴曲線を示す。また, 表－3 に計算結果との比較を示す。計算に用いた応力－ひずみ関係は, 道路橋示方書に準拠し断面分割法により算出した。またその値には材料試験値を用いている。なお, 変形量は鋼材の抜け出しを考慮している。

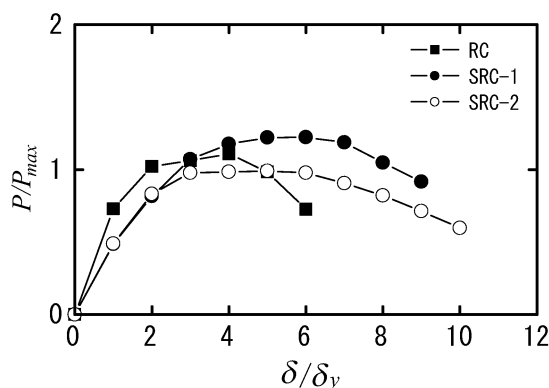
SRC-2 試験体は 645kN で主鉄筋が降伏し,  $3\delta_y$  でほぼ最大耐力に達した後, その耐力を保持したまま  $6\delta_y$  まで変位が増加した。基部におけるかぶりコンクリートの剥離が  $6\delta_y$  において始まり, その後剥離の進展と主鉄筋の破断に伴い徐々に耐力を低下させ,  $10\delta_y$  の3回目の載荷において降伏荷重を大きく下回ったため試験を終了した。最大荷重は  $5\delta_y$  時の 1307kN であった。

耐荷挙動を SRC-1 試験体と比較する。SRC-1 試験体は 748kN で主鉄筋が降伏し,  $3\delta_y$  でほぼ最大耐力近くまで荷重が上がり, その後  $6\delta_y$  まで最大耐力を保持した後, かぶりコンクリートの剥離と主鉄筋の破断に伴い荷重が低下した。 $9\delta_y$  の2回目の載荷において鋼管破断が原因と見られる耐力の急激な低下が発生したため試験を終了した。最大荷重は  $5\delta_y$  時の 1839kN であった。以上のように SRC-1 と SRC-2 試験体の載荷振幅と発生イベントの関係はほぼ同様であり, 鋼管の強度の影響は比較的小さいものと考えられる。

しかしながら,  $6\delta_y$  以降の耐力の低下は, 鋼管強度の大きい SRC-1 試験体の方が早く, 終局



図－3 荷重－変位関係



図－4 荷重－変位関係包絡線の比較

変位にも若干の差異が見られることから, 両試験体で鋼管とコンクリートの曲げ負担の割合が異なることや, SRC-1 試験体における鋼管の亀裂の進展などが影響を与えているものと考えられる。

次に, RC 試験体と比較する。RC 試験体は 840kN で主鉄筋が降伏し,  $2\sim 4\delta_y$  まで徐々に

表－3 実験および計算結果の比較

試験体名	降伏時				終局時			
	耐力 $P_y$ (kN)		変位 $\delta_y$ (mm)		最大耐力 $P_{max}$ (kN)		変位 $\delta_{max}$ (mm)	
	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値
RC	836.8	986.5	42.9	25.0	1241.0	1145.4	215.0	321.0
SRC-1	748.3	1181.7	32.9	36.8	1839.0	1512.2	264.0	229.6
SRC-2	644.9	920.5	27.5	23.0	1307.3	1321.2	275.4	192.3

荷重が増加し、 $4\delta_y$  時において最大荷重 1241kN に達した。その後、主鉄筋の破断に伴う荷重の低下のため  $6\delta_y$  で降伏荷重を下回り試験を終了した。

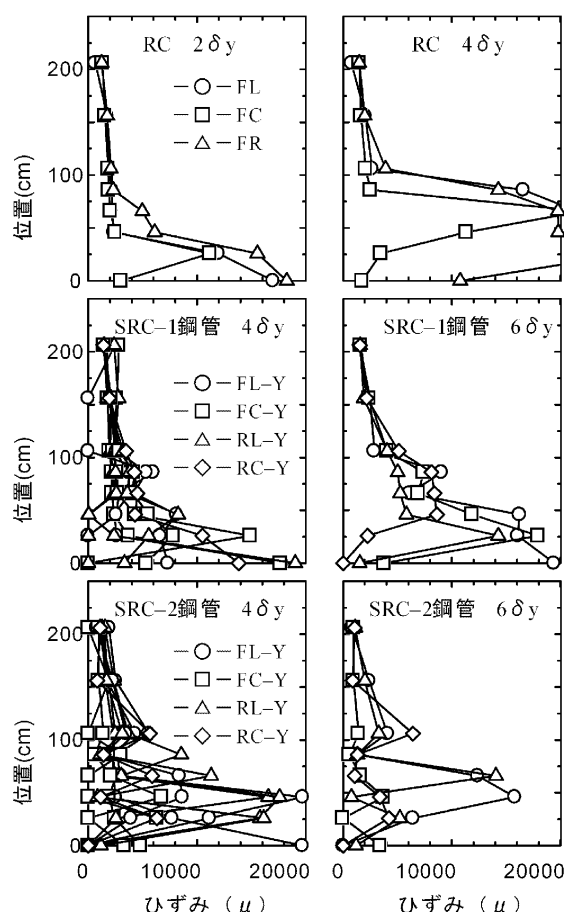
RC 試験体は SRC 試験体と比較すると  $\delta_y$  以降の荷重の増加が少ない。これは、RC 試験体では最外縁の主鉄筋の降伏 ( $\delta_y$  時) ではほぼ最大耐力に達してしまうのに対し、SRC 試験体では、主鉄筋降伏後にさらに鋼管の外縁から徐々に降伏するためである。また、RC 試験体では主鉄筋の破断による荷重低下が SRC 試験体と比較して急激である。これも、RC 試験体の耐力負担のほとんどを最外縁の主鉄筋が担っていることによる。

図－4 に荷重－変位関係の包絡線を 3 つの試験体で比較した。同図は横軸を  $\delta_y$  で正規化している。

図より、SRC 試験体は、RC 試験体よりも最大耐力を保持する区間が長く、また最大耐力以降も急激な耐力低下を起こすことなく大きな靱性率を示していることが分かる。このことから、SRC 構造は RC 構造よりも耐震性に優れた構造であると言える。また、他の条件が同じであれば、鋼管の強度を上げてその分耐力は向上するが、靱性能を向上させることには寄与しないことが分かる。

### 3.2 損傷領域の大きさ

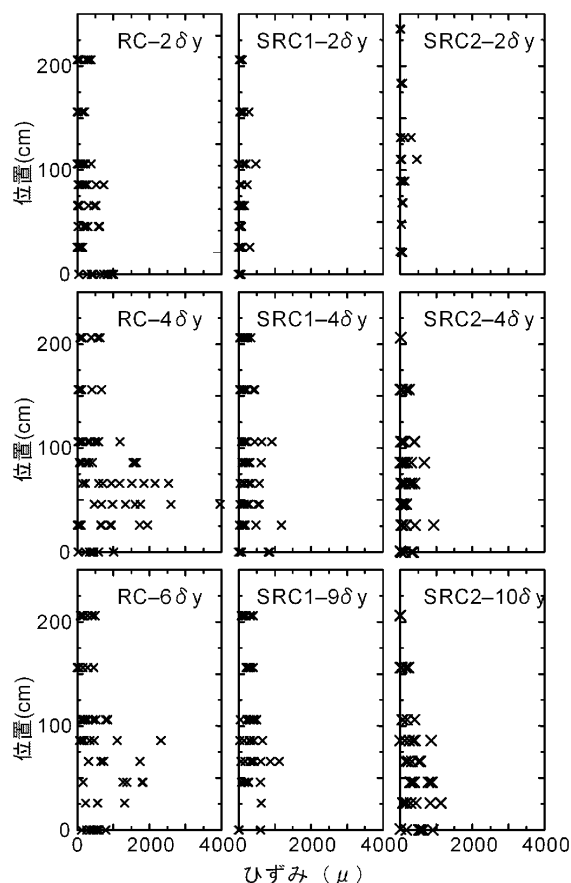
壁式橋脚における SRC 構造の損傷領域（塑性ヒンジ領域）を検討するため、主鉄筋および鋼管の軸方向ひずみの分布を整理し、図－5 に示した。RC 試験体では、正側載荷時に引張となる最外縁の主鉄筋のうち、3 本を選びデータを図化した。SRC 試験体では、鋼管両縁の引張



図－5 鋼材の高さ方向ひずみ分布

ひずみを図化している。いずれも、 $4\sim 6\delta_y$  以降に測定不能となるひずみゲージの値が急増しているため、主鉄筋では  $4\delta_y$  まで、鋼管は  $6\delta_y$  までのひずみ値をプロットした。図中、リード線やゲージ本体の破断などにより、測定が不能となったひずみゲージの値はゼロとしている。

RC 試験体は、 $2\delta_y$  において基部から 400mm 程度まで、 $4\delta_y$  では基部から約 1000mm までの主鉄筋ひずみが急増し、ひずみの不連続性が顕著になっている。これは、載荷振幅の増加に伴って損傷した領域が広がっていることを示している。



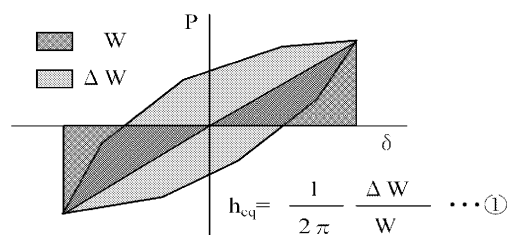
図－6 帯鉄筋ひずみの分布

これに対し、SRC-1 試験体の鋼管ひずみは、 $4\delta y$ において基部から 500mm 程度まで、 $6\delta y$ で基部から 600mm 程度までのひずみ分布が不連続になっており、RC 試験体と比較すると大きな損傷を受けた領域が小さいことが分かる。

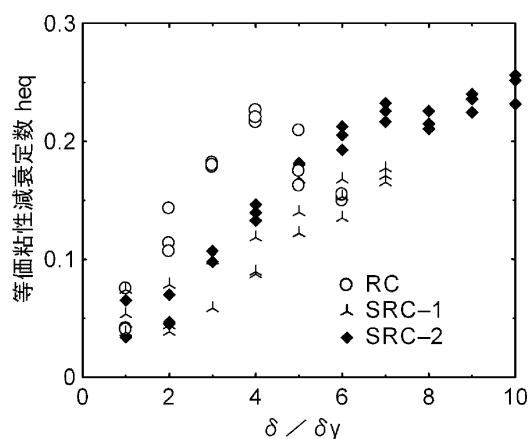
SRC-2 試験体では、ひずみが不連続となる領域の高さは  $4\delta y$  で基部から 600mm 程度、 $6\delta y$  で基部から 800mm 程度であり、やはり、RC 試験体と比較すると損傷領域が小さいと言える。ただし、鋼管強度の大きい SRC-1 試験体と比較すると、その領域は若干広がっており、鋼管の強度（材質）が塑性ヒンジ領域の形成に若干の影響を与えているものと考えられる。

### 3.3 帯鉄筋ひずみ

図－6 に、帯鉄筋のうち加力軸方向に配置しているもの（中間帯鉄筋含む）のひずみ分布を示した。図は、変位振幅が  $2\delta y$ 、 $4\delta y$  および最大変位振幅時のもので、柱高さ方向の分布である。ひずみ値は、RC 試験体は各断面で 5 点、SRC 試験体は 4 点計測しており、そのすべての



図－7 等価粘性減衰定数  $h_{eq}$



図－8 等価粘性減衰定数の比較

ひずみ値を、正、負両側とも図化している。

加力軸方向の帯鉄筋は、大変形時のコンクリートのはらみ出しを拘束する機能を有しており、柱の靱性能に大きく影響するが、RC 試験体と比較して SRC 試験体のひずみ値はいずれの変位振幅においても小さく、降伏ひずみ ( $1800\mu$  程度) にも達していないことが分かる。このように、当該 SRC 構造では帯鉄筋のせん断負担が小さくなることが分かる。なお、帯鉄筋ひずみ分布に、鋼管強度の影響は明瞭には現れなかった。

### 3.4 等価粘性減衰定数

SRC 構造のエネルギー吸収能力と減衰性を評価するため、等価粘性減衰定数を検討した。等価粘性減衰定数は、図－7 の模式図および式①によって表されるもので、減衰を伴う振動系における粘性減衰定数  $h$  と等価に評価できる指標である。

図－8 に各試験体の載荷振幅と等価粘性減衰定数の関係を示す。RC 試験体は、載荷振幅の増加とともに比例的に  $h_{eq}$  が増加し、 $4\delta y$  で最大値 0.23 となった。SRC-1 試験体も同様の傾向を示すものの、その傾き、最大値ともに RC



(1) RC



(2) SRC-2

写真－1 破壊状況

試験体よりも小さく、エネルギー吸収能が比較的小さいことを示している。これは、3.2 で示した塑性ヒンジ領域の大きさに関連付けて考えられる。すなわち、SRC 試験体の方が鋼材軸ひずみの不連続領域、すなわち損傷領域が小さく、それに使われるエネルギーも小さいため、 $h_{eq}$  にそれが反映されていると考えられる。

一方、SRC-2 試験体は、 $h_{eq}$  の増加勾配は RC 試験体よりも小さいものの、SRC-1 試験体よりも大きい。また、 $10\delta y$  という大きな変形領域まで、 $h_{eq}$  が増加する傾向は変わらず、その最大値も 0.26 と RC 試験体よりも大きくなった。 $h_{eq}$  の増加勾配は、3.2 で示した損傷領域の大きさの関係と一致している。また、通常程度の強度（規格値に近い強度）の鋼管を用いれば、合成構造特有の粘り強い特性を得ることができ、RC 試験体よりも高いエネルギー吸収、減衰性能が得られるものと考えられる。

### 3.5 損傷領域の比較

写真－1 に RC と SRC-2 試験体の最終破壊状況を示す。基部のコンクリートが剥離している領域の大きさは両試験体で大きく異なっていることが分かる。RC 試験体は、基部から約 1m の範囲で剥離しており、SRC-2 試験体では、その範囲が約半分となっている。剥離領域は、3.3 で示した損傷領域とほぼ一致していた。

一般橋脚（加力軸方向に複数本の鋼管が配置されている橋脚）のひび割れ性状（損傷領域

の大きさ）は RC 構造と大きな差異は見られなかったのに対し、壁式橋脚でこのような差異が生じる原因については、鋼管配置の違いによる断面内ひずみ分布性状の違いなどに起因していることも考えられる。今後、これらの検討を行ない、壁式橋脚特有の耐荷機構の解明を進めていく予定である。

### 4. まとめ

壁式橋脚構造に鋼管を用いた SRC 構造を適用した場合について、鋼管強度に着目して正負交番載荷試験を行った。本研究の範囲内で得られた結論は、以下の通りである。

- (1) SRC 構造では、鋼管強度の小さい方が、塑性ヒンジ長、等価粘性減衰定数（エネルギー吸収能）ともに大きくなり、結果的に大きな塑性率を示した。
- (2) 壁式橋脚の場合、SRC 構造は、RC 構造と比較して塑性ヒンジ長が短くなる傾向にある。しかし、鋼管構造特有のねばり強い特性により、大きな塑性率を確保できるため、エネルギー吸収能に関しては RC 構造と同等以上のものが得られる。

### 参考文献

- 1) 池田，皆川，三上，岸：外面リブ付き鋼管とコンクリートを合成した大型壁式橋脚模型の載荷実験，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.24，No.2，pp.1591-1596，2002.6
- 2) 跡部，田村，岡本，水谷：プレキャストセグメントと鋼管からなる合成構造橋脚の力学特性に関する研究，コンクリート工学論文集，Vol.6，No.2，pp.107-116，1995.7
- 3) 篠崎，三上，岡本，水谷：鋼管を用いた合成構造橋脚定着部の耐荷性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.8，No.2，pp.1313-1318，1996