

V-512 鋼管・コンクリート複合構造橋脚模型の繰返し曲げ載荷試験（その2）

（株）大林組技術研究所 正会員 田中浩一
同上 正会員 大内 一

1. はじめに

これまでの鋼管・コンクリート複合構造橋脚模型の載荷試験は実橋脚のせん断力度レベルに合わせ比較的低応力の約10kgf/cm²程度で実施してきた。[1] [2]。しかしながら、本構造においてもせん断に対する配慮が必要である。そこでせん断に対する鋼管やPCストランドの役割や負担分を明らかにするため、意図的にせん断応力を高めた（約18kgf/cm²）梁型模型の繰返し曲げ載荷試験を行なった。

2. 試験内容

試験体の形状寸法を図2.1に、また試験体一覧を表2.1に示す。試設計橋脚をもとにいずれの試験体も鋼管量が実橋とほぼ等しくなるよう配置した。鉄筋量はせん断応力を大きくするため意図的に実橋以上配置してある。また、帯鉄筋としてPCストランドをスパイラル状に配筋した。これは鉄筋（SD345）を用いた場合の帯鉄筋比（ P_w ）=0.2%に相当する（ P_w ） $p_c = (3500/17400) \times 0.002 \approx 0.04\%$ の量を配筋した。パラメータは鋼管の内部のグラウト材の有無である。

梁側面から打設を行うが、ブリージングによるコンクリートと鋼管との付着を低下させないよう増粘剤と高性能A E減水剤を添加した逆打ち用高流動コンクリートとした。コンクリートの配合を表2.2に示す。またコンクリートおよびグラウト材の圧縮強度はそれぞれ388、492kgf/cm²であった。鉄筋、鋼管、PCストランドの引張試験結果をそれぞれ表2.3に示す。

載荷方法は、図2.1に示すような2点集中正負繰返し載荷とし、部材角 $R=1/200, 1/100, \dots, 5/100$ においてそれぞれ2サイクルずつとした。その後、正荷重側でジャッキストロークで決まる $R=8/100$ まで載荷した。

3. 試験結果

荷重—変位関係：図3.1～図3.2に得られた荷重と変位関係を、表3.1には諸荷重一覧を示す。図中に参考に示す強度理論値のうち、RC理論値とは鋼管も鉄筋とみなし、モーメント—曲率計算から決定した値である。一方修正累加強度とは、圧縮および引張側の鋼管にそれぞれ全塑性圧縮および全塑性引張を仮定し、断面中心回りで求めた全塑性モーメントによる耐力をRC耐力に加えたものである。

実験値の最大荷重は表3.1に示すように、グラウトされているNo.1試験体はRC理論値とよく一致しており $R=2/100$ の変位レベルの第2サイクル以降に鋼管の滑りによる荷重低下がみられる。これに対して、No.2試験体の最大荷重はRC理論値に達しない。最大荷重以後の荷重値は概ね修正累加強度に近い値となっている。いずれも部材角 $R=5/100$ でPCストランドが等モーメントスパン外側の圧縮領域で破断した。これによりPCストランドの拘束効果が減少したためコンクリートのダメージが大きくなるが、鋼管が配置されていたため、ぜい性的な破壊を防止していた。

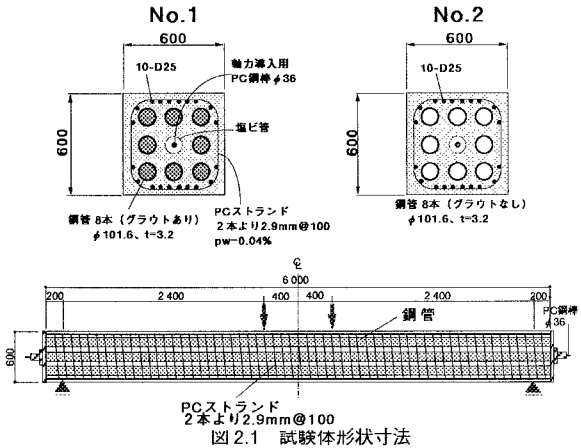


図2.1 試験体形状寸法

表2.1 試験体一覧表

試験体	鋼 管					主 鉄 筋				帯 筋
	公称 外径 (mm)	公称 厚さ (mm)	本数	鋼管比	鋼管内 グラウト	鉄筋径	本数	鉄筋比		
				= $A_t/(bh)$ (%)				= $A_b/(bh)$ (%)		
No.1	101.6	3.2	8	2.20	有り	D25	20	2.82	PCストランド 2本より 2.9mm φ100	
No.2	101.6	3.2	8	2.20	無し	D25	20	2.82		

表2.2 逆打ち用高流動コンクリート配合

水 W(kg)	セメント C(kg)	水セメント比 W/C (%)	粗骨材率 S/a (%)	細骨材 S(kg)	粗骨材 G(kg)
175	300	58.3	48.9	878	924

空 気 量 : 4.5% 増 粘 剤 : 0.51 kg/m³
粗骨材最大寸法 : 13mm 高性能A E減水剤 : C×3.0%

表2.3 鋼材の引張試験結果

	鉄筋(SD345)	鋼管(S400) ^{*)1)}	PCストランド
	D25	φ101.6	2本よりφ2.9mm
降伏応力度 (kgf/cm ²)	3900	3740 ^{*)2)}	19100
引張強度 (kgf/cm ²)	5790	4600	20590

* 1) 鋼管の引張試験は、JIS Z 2202 12号片により行った。
* 2) 鋼管の降伏強度は、0.2%耐力により求めた。

表 3.1 諸荷重一覧

試験体	鉄筋降伏荷重*1) $P_{y1}(t)$			鋼管降伏荷重*2) $P_{y2}(t)$			最大荷重 $P_u(t)$			圧壊開始 部材角 R (cycle)	降伏*3) 変位 $\delta_y(mm)$	終局*4) 変位 $\delta_u(mm)$	脆性率 $\mu = \delta_u / \delta_y$
	実	計*5)	実/計	実	計*5)	実/計	実	計*5)	実/計				
No.1	50.6	54.0	0.94	48.9	54.7	0.89	65.2	67.4	0.97	4/100 [-2]	23.1	96	4.2
No.2	51.2	54.0	0.95	54.4	54.7	0.99	59.3	67.4	0.88	4/100 [-2]	26.7	120	4.5

*1) 降伏荷重は、引張試験で得られた降伏ひずみをもとに初降伏で定義。 *2) 降伏荷重は、鋼管最外縁のひずみで定義。
 *3) 鉄筋、鋼管の両者とも降伏した時の変位。 *4) 最大荷重の80%に相当する最終加力時の変位。
 *5) 平面保持を仮定して求めた降伏あるいは最大荷重。

鋼管の挙動：図 3.3 に鋼管の軸方向、円周方向のひずみと変位との関係を示す。No.2 試験体における変位 $\delta = 30mm$ 付近でのひずみの減少は、No.1 試験体では観察されない。鋼管内部がグラウトされていないNo.2の鋼管は、引張力が作用するとボアソン効果により鋼管径が減少するため、コンクリートと鋼管の間の付着性状がグラウトされているものに比べて悪い。その結果、表 3.1 に示すように鋼管の引張負担が減少して鋼管の降伏が遅れ、また最大荷重も RC 理論値に比べて小さかったものと思われる。

鋼管と PC ストランドのせん断力負担分

図 3.4 に鋼管と PC ストランドのせん断力負担分の一例を示す。鋼管 1 本のせん断力負担分は、断面中央の鋼管側面に貼付された 3 軸ゲージにより求まるせん断ひずみから算定した。破断後の PC ストランドせん断力負担分は、降伏強度を考慮した計算値に達し、鋼管負担分との和はほぼ全せん断力に等しくなっている。一方 No.2 では PC ストランド負担分は計算値に達しないが、鋼管負担分との和はこの値をはるかに越えている。いずれも破断直後に鋼管の負担分が急増する傾向にあり、このことから鋼管は PC ストランドのせん断力負担を補いせん断破壊を防止していると考えられる。

4. あとがき

ぜい性破壊防止への鋼管や PC ストランドの役割を検証するため、意図的に曲げ耐力を増加させて作用せん断応力度を高めた橋脚模型の繰返し曲げ載荷試験を行った結果、

- 1) 両試験体とも最大荷重は修正累加強度にほぼ達するが、鋼管内にグラウトされている No.1 試験体はむしろ RC 計算耐力近くまで達する。
- 2) 曲げ降伏後の繰返し載荷を受け、 $R=5/100$ の変形レベルで載荷点直外のせん断スパン内で PC ストランドが破断したため耐力は低下するが、せん断破壊は防止されている。その後の荷重に対しても引張鉄筋や鋼管、コアコンクリートの寄与により耐力は上昇あるいは保持されていた。

本研究は東京大学工学部岡村甫教授にご指導を賜り、ここに記して深謝いたします。

5. 参考文献

- [1] 水田、馬淵、大内：鋼管・コンクリート複合構造高橋脚の開発（その 2）、第 49 回土木学会年講概要集第 5 部、平成 6 年 9 月、pp1012-1013
- [2] 田中、大内：鋼管・コンクリート複合構造橋脚模型の繰返し曲げ載荷試験、第 50 回土木学会年講概要集第 5 部、平成 7 年 9 月、pp856-857

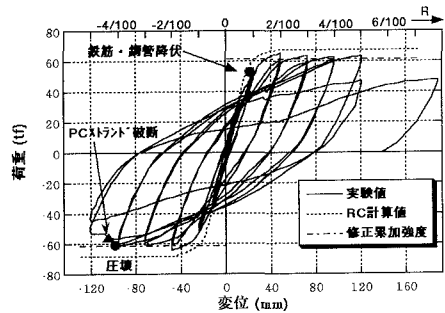


図 3.1 荷重—変位関係 (No.1)

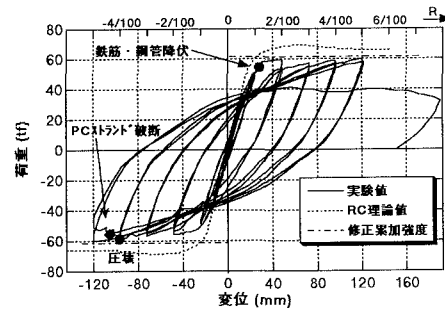


図 3.2 荷重—変位関係 (No.2)

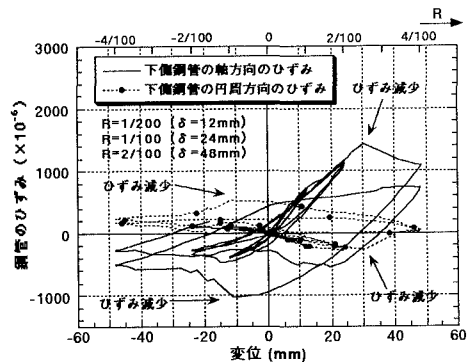


図 3.3 鋼管の軸方向・円周方向のひずみ (No.2)

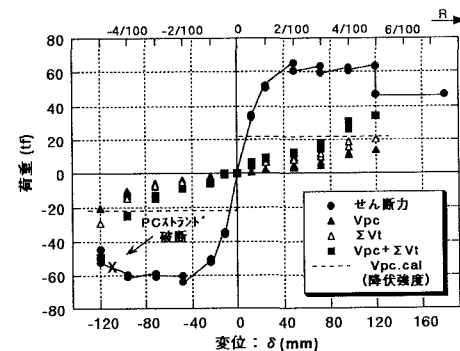


図 3.4 鋼管と PC ストランドのせん断力負担 (No.1)