

[2085] アウトケーブルを用いた PRC ばりの力学的挙動

正会員 ◦ 柳沼善明 (日本大学理工学部)
 正会員 北田勇輔 (日本大学理工学部)

1. まえがき

近年、諸外国ではアウトケーブルを用いた構造物（部材断面の外部にPC鋼材を配置した構造物）の設計施工が注目されている。その施工例としては米国フロリダのKeysの諸橋梁^[1]，キューートのBubiyán橋^[2]などがある。一方、コンクリート構造物の劣化が大きな問題として取り上げられ、コンクリート構造物の補修や補強が必要になってきている。このような構造物の補修や補強の一つの方法としては、アウトケーブルの採用が有効であると考えられる^[3,4]。

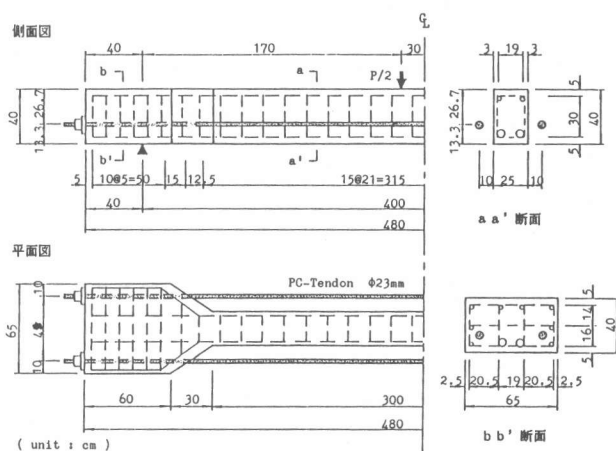
アウトケーブルの使用には数々の利点^[5]が考えられるため、今後我国においてもその使用が増加するものと予想される。しかしながら、我国におけるアウトケーブルに関する研究は数少ないため、本研究はアウトケーブルを採用するにあたっての基礎資料を得ようとするものである。著者らは、同一主鉄筋量（約0.29%）を持つアウトケーブルを用いたPCばりと従来工法によるPCばりとの静的曲げ破壊実験を行い、アウトケーブルの支持点数（1～5ヶ所とないものとの六種類に変化）に着目した強度特性、変形性状などを明らかにした^[6]。そこで、本研究は鉄筋コンクリート構造物に対してアウトケーブルの採用を考慮し、アウトケーブルを用いたPRCばりと従来工法によるPRCばりとの静的曲げ破壊実験を行い、支持点を設けないアウトケーブルを用いたPRCばりの主鉄筋量に着目した強度特性、ひびわれ性状ならびに変形性状について従来工法によるPRCばりと比較検討を試みた。実験に用いたPRCばりは主鉄筋量を三種類に変化させた。

2. 供試体ならびに実験方法

実験に用いた供試体は図一に示すようなアンボンドのPRCばり（幅25cm，高さ40cm，スパン400cm）で、アウトケーブルを用いたPRCばり（シリーズO）と従来工法を用いたPRCばり（シリーズN）との二種類に大別される。さらに、供試体は表一に示すような各タイプごとに鉄筋量を三種類（鉄筋比で約0.66，1.17，2.18%）に変化させ、シリーズ名とタイプ名とを組み合わせて供試体名とした。供試体の数は合計6体であった。

表一 供試体の種類

タイプ	供試体名	主鉄筋
A	NA-1	D19-2
	OA-1	"
B	NB-1	D25-2
	OB-1	"
C	NC-1	D35-2
	OC-1	"



図一 供試体の形状（シリーズOの場合）

シリーズOの供試体はアウトケーブルを両支承部で定着し、両支承部間では支持部を全く設けなかった。シリーズNの供試体はPC鋼材を部材断面内に配置したポストテンション方式のPRCばかりである。

使用したコンクリートの配合を表-2に、供試体の載荷実験時におけるコンクリートの力学的性質を表-3に示した。また、使用したPC鋼材は呼び名φ23mmの丸棒B種1号(SBPR95/110)であった。主鉄筋には呼び名D19, D25, D35mmを、スターラップには呼び名D13mmを、組立鉄筋には呼び名D10mmの異形鉄筋をそれぞれ用い、鉄筋の材質はそれぞれSD30であった。

実験方法は二点載荷で静的に曲げ破壊させた。加力には油圧ジャッキを用い、ロードセルにより荷重を検出した。供試体は各荷重ごとにたわみ、ひずみ、ひびわれの状況などを測定し、載荷荷重を漸次増加させて静的に曲げ破壊させた。コンクリートのクリープや乾燥収縮、PC鋼材のリラクセーションなどによるPC鋼材の応力減少を極力少なくするため、供試体の曲げ破壊実験はプレストレスの導入後ただちに行った。導入プレストレス量は部材下縁のコンクリートの応力が80kgf/cm²となるように定めた。

3. 実験結果と考察

3-1 ひびわれ発生時の曲げモーメント

ひびわれ発生時の曲げモーメント M_{cr} の実測値と計算値との比較を表-4に示した。表-4によれば、 M_{cr} の実測値はシリーズN, シリーズOともに同程度の値を示し、従来工法とアウトケーブルとによる M_{cr} の相違は認められなかった。表-4の計算値は弾性理論^[7], 神山^[7]ならびに坂^[8]により算出した。コンクリートの曲げ強度を用いて算出される弾性理論による計算値がシリーズN, シリーズOともに実測値と良く一致した。

3-2 最大曲げモーメント

最大曲げモーメント M_{max} におよぼす q の影響を図-2に示した。ここに、 p は主鉄筋比、 b ははりの幅、 d は有効高さ、 σ_{cy} はコンクリートの圧縮強度、 σ_{sy} は鉄筋の降伏点応力度である。

表-2 コンクリートの示方配合

slump cm	W/C %	S/a %	単位量 kg/m ³				
			W	C	S	G	混和剤
15.0	42.0	38.4	166	395	666	1079	0.988

表-3 コンクリートの力学的性質

タイプ	圧縮強度 kgf/cm ²	引張強度 kgf/cm ²	曲げ強度 kgf/cm ²
A, B	319.8	28.3	37.7
C	325.7	30.1	38.5

表-4 ひびわれ発生における曲げモーメントの実測値と計算値との比較

シリーズ	供試体名	実測値 tf·m	計算値/実測値		
			弾性理論	神山	坂
N	NA-1	7.87	1.072	1.363	1.176
	NB-1	7.03	1.177	1.511	1.249
	NC-1	7.87	1.223	1.574	1.221
	平均		1.157	1.483	1.215
O	OA-1	7.88	1.125	1.421	1.220
	OB-1	7.04	1.242	1.579	1.304
	OC-1	7.89	1.231	1.585	1.216
	平均		1.199	1.528	1.247

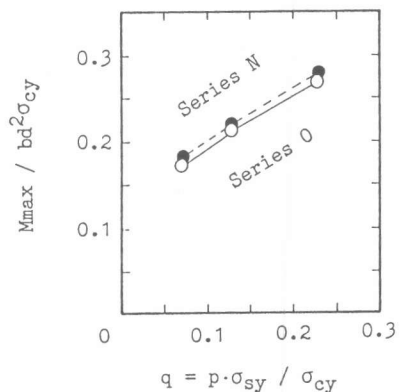


図-2 M_{max} におよぼす q の影響

図-2によれば、シリーズO、シリーズNともにqが大きくなるにしたがい $M_{max} / b d^2 \sigma_{cy}$ も大きくなる傾向を示した。シリーズOの $M_{max} / b d^2 \sigma_{cy}$ はシリーズNと比較し約4%減少した。

次に、 M_{max} の実測値と計算値との比較を表

5に示した。計算値にはMattock^[9]、Baker^[10]、Gifford^[10]ならびに竹本^[11]などによる略算式を用いて算出した。これらはいずれもアンボンドPCばかりにおける提案式であるが、ここではこれらの提案をPRCなりに適用して M_{max} を算出してみた。各計算値はACI規準^[12]によるコンクリートの応力ブロック係数と終局ひずみとを用いて算出した。表-5によれば、各計算値はシリーズN、シリーズOともに実測値と良く一致した。次に、 M_{max} までのPC鋼材の応力増分 $\Delta\sigma_p$ の実測値と計算値との比較を図-3に示した。図-3によれば、シリーズNの $\Delta\sigma_p$ においてBakerならびに竹本による計算値は実測値よりも約40~70%小さく、Giffordによる計算値は実測値よりも約36~57%大きく算出された。これらの傾向はシリーズOについても同様であった。したがって、各提案式による $\Delta\sigma_p$ の計算値は実測値と比較してかなり大きな範囲にばらついているため、各提案式によって M_{max} を算出することには十分に検討することが必要であると思われる。

次に、 σ_{pu} の実測値を図-4に示した。図-4によれば、qが大きくなるにしたがい $\sigma_{pu} / \sigma_{pe}$ は小さくなる傾向にあった。シリーズOの $\sigma_{pu} / \sigma_{pe}$ はシリーズNよりも約7~12%減少した。ここに、 σ_{pu} は M_{max} 時、 σ_{pe} はプレストレス導入時

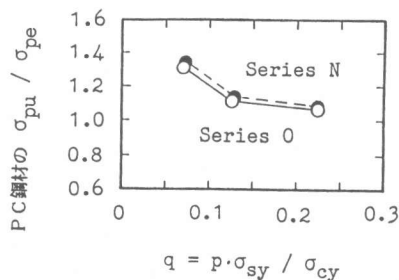


図-4 M_{max} 時におけるPC鋼材の応力

表-5 最大曲げモーメントの実測値と計算値との比較

シリーズ	供試体名	実測値 tf·m	計算値/実測値			
			Mattock	Baker	Gifford	竹本
N	NA-1	18.02	0.956	0.929	1.048	0.902
	NB-1	21.45	0.962	0.927	1.006	0.922
	NC-1	28.82	0.995	0.962	1.006	0.971
	平均		0.971	0.939	1.020	0.932
O	OA-1	17.60	1.020	0.993	1.129	0.963
	OB-1	20.96	1.020	0.984	1.076	0.977
	OC-1	27.86	1.039	1.005	1.052	1.014
	平均		1.026	0.994	1.086	0.985

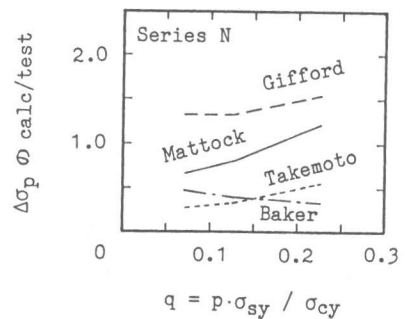


図-3 $\Delta\sigma_p$ の実測値と計算値との比較

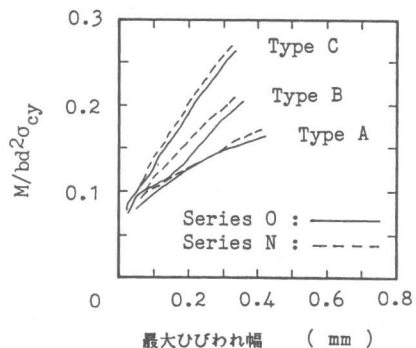


図-5 曲げモーメントと最大ひびわれ幅との関係

におけるPC鋼材の応力である。

3-3 最大ひびわれ幅

曲げモーメントと最大ひびわれ幅 W_{max} との関係を図-5に示した。図-5によれば、各タイプともにシリーズOの最大ひびわれ幅がシリーズNよりも大きくなる傾向にあった。

次に、最大ひびわれ幅と主鉄筋応力 σ_s との関係を図-6, 7, 8に、各主鉄筋応力に対する W_{max} の実測値と計算値との比較を表-6に示した。最大ひびわれ幅の各計算値には土木学会(1986年)^[13], 土木学会(1983年)^[14], 建築学会(1986年)^[11]ならびに角田による提案式^[15]を用いて算出した。建築学会による W_{max} の計算値は $\sigma_s < 2000 \text{ kgf/cm}^2$ の場合実測値よりも小さく, $\sigma_s > 2000 \text{ kgf/cm}^2$ の場合実測値と一致してくる傾向にあった。角田による W_{max} の計算値は建築学会の計算値の傾向に類似した。また, 土木学会(1986年, 1983年)による最大ひびわれ幅の計算値はともに主鉄筋応力 σ_s が 1000 kgf/cm^2 以下において実測値と良く一致し, σ_s が 1000 kgf/cm^2 以上において実測値よりも大きく算出された。土木学会(1986年)の W_{max} の計算値は, 他の計算値よりもすべてのタイプで実測値と一致した。 W_{max} の実測値についてシリーズOとシリーズNとを比較すれば, 各タイプともにシリーズOの W_{max} がシリーズNよりも大きくなる傾向にあった。シリーズOの W_{max} はタイプAで1.04, タイプBで1.07, タイプCで1.11の増加となった。これは, 主鉄筋量が多くなる程シリーズOの W_{max} がシリーズNよりも増大することを示している。

3-4 変形曲線

曲げモーメント M とスパン中央のたわみとの関係を図-9に示した。図-9によれば, 各タイプともに M_{max} まではシ

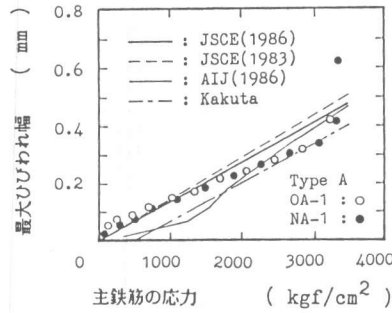


図-6 最大ひびわれ幅と主鉄筋応力との関係(タイプA)

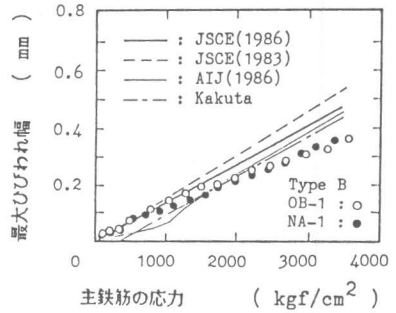


図-7 最大ひびわれ幅と主鉄筋応力との関係(タイプB)

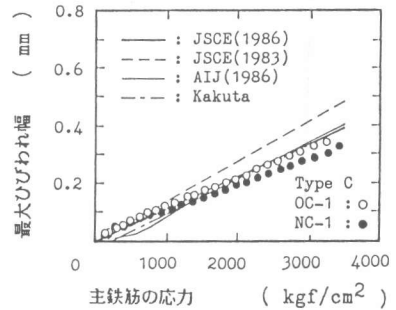


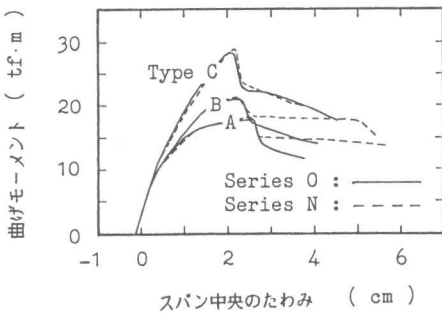
図-8 最大ひびわれ幅と主鉄筋応力との関係(タイプC)

表-6 最大ひびわれ幅の実測値と計算値との比較(シリーズOの場合)

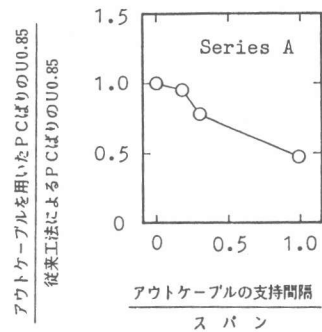
供試体名	主鉄筋の応力 kgf/cm ²	W _{max} の 実測値 mm	計算値/実測値			
			土木学会 (1986)	土木学会 (1983)	建築学会 (1986)	角田
OA-1	1000	0.162	0.875	0.929	0.371	0.425
	2000	0.257	1.108	1.176	0.884	0.817
	3000	0.397	1.074	1.140	1.014	0.882
OB-1	1000	0.162	0.851	0.955	0.370	0.595
	2000	0.249	1.107	1.243	0.953	0.944
	3000	0.326	1.269	1.424	1.184	1.146
OC-1	1000	0.138	0.828	1.026	0.651	0.737
	2000	0.232	0.987	1.223	0.953	0.960
	3000	0.334	1.028	1.274	1.032	1.028

リーズOとシリーズNとの変形曲線に相違が見られなかった。しかし、 M_{max} 以降においては上縁コンクリートの圧潰にともないMが急激に減少し、その後のMの降下領域における変形曲線にシリーズOとシリーズNとの相違が見られた。すなわち、Mの降下領域においてタイプA、タイプBのシリーズNではほぼ一定のMを保持しながらたわみが増大したが、シリーズOではたわみの増大に対してMが減少していく傾向にあった。また、タイプCにおけるシリーズOとシリーズNとの変形曲線は同様な傾向を示し、たわみが増大すればMが減少した。

次に、 M_{max} 以降のMの降下領域におけるエネルギーの比較を表一七に示した。エネルギーUはMとスパン中央のたわみから面積として求めた。ここでは、曲げモーメントが M_{max} を越えて15%と20%まで低下した点までのエネルギーを $U_{0.85}$ と $U_{0.80}$ として求めた。 U_{max} とは M_{max} 点におけるエネルギーである。表一七から $U_{0.85}/U_{max}$ はシリーズO、シリーズNともに同程度の値を示している。しかし、 $U_{0.80}/U_{max}$ はシリーズNと比較してタイプAで約41%、タイプBで約48%減少した。タイプCではシリーズOとシリーズNとの $U_{0.80}/U_{max}$ がほぼ同一な値となった。また、シリーズOの $U_{0.85}$ から $U_{0.80}$ までのエネルギー増分はごくわずかであり、シリーズNのような大きな変形能力は期待できない。シリーズNのPC鋼材ははり断面内部にあり無限大の点でPC鋼材が支持されていると考えて良いため、はりの橋軸方向のたわみ曲線とPC鋼材の変形曲線は同一となる。そのため、支持点のないシリーズOと比較しシリーズNの大きな変形能力は、たわみ量の増加がPC鋼材により抑制されて、たわみ量の増加によるPC鋼材の引張応力の増分割合がシリーズOよりも大きくなるために生じるものと考えられる。アウトケーブルを用いたPRCばりの変形能力を向上させる方法としては、図一10に示したようにアウトケーブルの支持間隔/スパンが小さくなれば $U_{0.85}$



図一9 曲げモーメントとスパン中央のたわみとの関係



図一10 アウトケーブルと従来工法によるエネルギー比較^[6]

表一七 曲げモーメントの降下領域におけるエネルギー比較

タイプ	供試体名	U_{max}	0.85 M_{max}		0.80 M_{max}	
			$U_{0.85}$	$U_{0.85}/U_{max}$	$U_{0.80}$	$U_{0.80}/U_{max}$
A	NA-1	344.7	383.6	1.113	676.8	1.963
	OA-1	345.3	382.0	1.106	399.4	1.157
B	NB-1	344.9	460.9	1.336	859.6	2.492
	OB-1	332.5	396.5	1.192	430.2	1.294
C	NC-1	399.5	441.1	1.104	470.4	1.178
	OC-1	372.4	430.8	1.157	441.5	1.186

U_{max} , $U_{0.85}$, $U_{0.80}$ の単位は $\times 10 \text{ tf} \cdot \text{cm}^2$ である。

は従来工法の場合に近づくこと^[6]から、スパン内の適切な位置でアウトケーブルを支持すればエネルギーが増大し、従来工法の変形能力に近づくものと推察される。

4. 結論

主鉄筋量の異なるアウトケーブルを用いたP R Cばりの曲げ載荷実験を行い、従来工法のP R Cばりと比較した結果得られた結論は次の通りである。

(1) ひびわれ発生時の曲げモーメント $M_{c,r}$ の実測値はシリーズN, シリーズOともにはほぼ同一な値を示した。

(2) 最大曲げモーメント M_{max} の実測値について、 q が0.07~0.23でシリーズOの $M_{max} / b d^2 \sigma_c$ はシリーズNの約4%の減少であった。

(3) 各提案式による M_{max} の計算値は実測値と良く一致した。しかし、P C鋼材の応力の各計算値は実測値と比較し広範囲にばらつくため、各提案式をP R Cばりの M_{max} 算定に適用するにはさらに検討が必要である。

(4) 最大ひびわれ幅の実測値について、シリーズOはシリーズNと比較して約4~11%増加する傾向にあった。

(5) M_{max} までの変形曲線はシリーズOとシリーズNとに相違が見られず同様な変形曲線が得られた。シリーズOの $U_{0.8}$ はシリーズNと比較して q が0.07~0.13で約41~50%の減少となった。

最後に、本実験を行うにあたり日本大学理工学部土木材料研究室ならびに構造工学第2研究室の関係者各位に感謝致します。また、図表の整理に協力してくれた田島秀俊君に感謝致します。

<参考文献>

- [1] J. Muller : Construction of Long Key Bridge, PCI Journal, Nov.-Dec., pp. 97~111, 1980.
- [2] W. Podolny & A. A. Mireles : Kuwait's Bubiyan Bridge - a 3-D Precast Segmental Space Frame, PCI Journal, Jan.-Feb., pp. 68~107, 1983.
- [3] 酒井和廣 : 美陵高架橋の補修, 橋梁と基礎, Vol. 19, No. 8, pp. 86~89, 1983.
- [4] 第14回フレシネー-技士海外研修団 : プレストレストコンクリートにおける補修・補強例と損傷対策, プレストレストコンクリート, Vol. 25, No. 5, pp. 41~48, 1983.
- [5] 猪股俊司 : PC橋設計・施工上の発展, プレストレストコンクリート, Vol. 25, No. 1, pp. 8~16, 1983.
- [6] 柳沼善明, 北田勇輔 : アウトケーブルを用いた部材の曲げ載荷実験, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集, pp. 665~668, 1986.
- [7] 岡田 清, 神山 一 : プレストレストコンクリートの設計, 国民科学社, pp. 119~121, 1971.
- [8] 坂 静雄, 岡田 清, 六車 熙 : プレストレストコンクリート, 朝倉書店, pp. 329~336, 1961.
- [9] A. H. Mattock, J. Yamazaki & B. T. Kattula : Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, with and without Bond, J. of ACI, Vol. 68, No. 2, pp. 116~125, 1972.
- [10] 宮本征夫, 岩崎岩雄 : アンボンドP C部材の静的曲げ強度, 鉄道技術研究所報告, No. 826, pp. 1~24, 1973.
- [11] 建築学会 : プレストレスト鉄筋コンクリート (Ⅲ種PC) 構造設計・施工指針・同解説, 1986.
- [12] ACI Committee 318 : Building Code Requirements for Reinforced Concrete, 1983.
- [13] 土木学会 : コンクリート標準示方書 [設計編], 1986.
- [14] 土木学会 : コンクリート構造の限界状態設計法指針 (案), コンクリート・ライブラリー第52号, 1983.
- [15] 角田与史雄 : 鉄筋コンクリートの最大ひびわれ幅, コンクリートジャーナル, Vol. 8, No. 9, pp. 1~10, 1970.