

(60) プレキャストセグメントを用いた2スパン連続外ケーブルPC梁に関する研究

埼玉大学大学院 ○藤岡篤史
 埼玉大学大学院 T.Aravinthan
 埼玉大学 正会員 睦好宏史
 鹿島建設(株) 新井崇裕

1. はじめに

外ケーブルとプレキャストセグメントを用いたPC (以下PEPC) 構造物は、橋梁工事における省力化、合理化という観点から優れた構造形式である。しかし、この種の構造物を連続梁のような不静定構造物に適用した場合の挙動については十分明らかにされていない。本研究は、PEPC梁の靱性を改善した場合の、2スパンPEPC連続梁の曲げ挙動およびモーメント再分配の可能性等について実験的に明らかにするとともに、2スパンPEPC連続梁の曲げ耐力を既に提案されている耐力算定式を用いて求め、その精度について検討した。

2. 実験概要

実験に用いた供試体の形状寸法およびPC鋼材の配置状況をFig. 1に示す。供試体は、長さ30cmのコンクリートセグメント (以下セグメント) 25個と梁両端に配置する長さ55cmの定着セグメント2個の計27個のセグメントからなっており、接合面にエポキシ樹脂を塗布し、外ケーブルの緊張によって連結する構造で1スパン4.05mの2スパン連続梁である。接合面にはFig. 2に示すように雄または雌のシアーキーを一断面に6個設けている。エポキシ樹脂の圧縮強度は515kgf/cm²、引張強度は238kgf/cm²であった。導入プレストレス量は全供試体において18tfとした。Table 1に緊張材に用いたPC鋼材の材料特性を示す。また、デビエーターは全ての供試体において5箇所設け、コンクリートとケーブルの間の摩擦を低減させるためテフロンシートを接触面に挿入した。

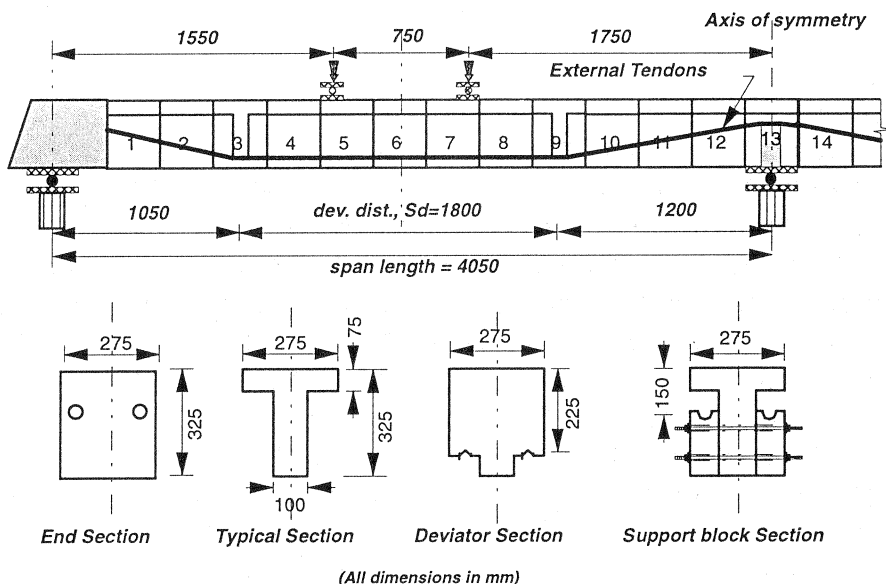


Fig. 1 Dimension of 2-span continuous beam

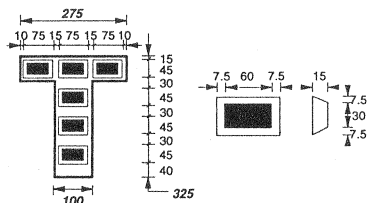


Fig. 2 Dimension of shear-key

Table 1 Mechanical properties of prestressing tendons

Type of tendon	Sectional area (cm ²)	Yield strength (tf)	Ultimate strength (tf)
SWPR7A-φ10.8 mm	0.6968	10.40	12.23
SWPR7A-φ12.4 mm	0.9290	13.86	16.31

実験要因はTable 2に示すように、両スパン対称載荷を行ったシリーズAと右スパンの載荷荷重を左スパンの載荷荷重の約30%となるように制御して載荷を行ったシリーズBに分けることができ、シリーズAでは一体打ちの梁とセグメント梁を比較するために一体打ちの供試体を、シリーズBでは内ケーブル（ボンダタイプ）を併用した場合の挙動を明らかにするために内外ケーブル併用式の供試体を作製した。また、シリーズA、Bで拘束鉄筋をセグメントの圧縮部に配置したものを作製し、圧縮域のコンクリートを拘束することによって梁全体の変形性能を改善した。なお、内外ケーブル併用式供試体に用いたケーブルの総断面積は、全て外ケーブルとした供試体のケーブル総断面積とほぼ等しくなるようにした。

Table 2 Test variables and materials

No	Description of specimens	Reinforcement			Tendon type	Tendon force (tf)	Concrete strength (kgf/cm ²)	
		top/bot.	stirrup	confinement				
				midspan	support			
A-1	Monolithic PC beam with confinement	2 (D13+D6)/ 2-D13	D6@50 D6@90	D10@50	D10@50	SWPR7A 2-12.4 mm (ext.)	395	
A-2	Segmental PC beam without confinement		-	-	-		404	
A-3	Segmental PC beam with confinement		D10@50	D10@50	-		361	
B-1	Segmental PC beam without confinement	2 (D10+D6)/ 2-D10	D6@90	-	-		18.01	384
B-2	Segmental PC beam with confinement			D10@50	D10@50		18.32	401
B-3	Segmental PC beam without confinement (combined tendons)			-	-		SWPR7A 2-10.8 mm (ext.) 1-10.8 mm (int.)	12.03 6.32

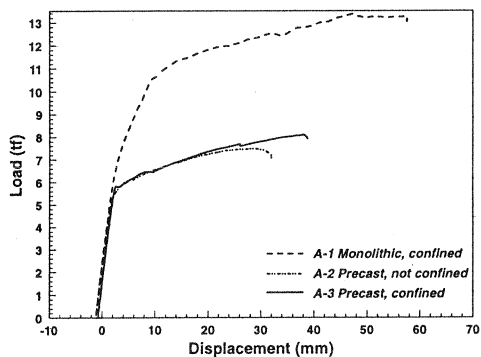
3. 実験結果

3.1 ひび割れ発生荷重と最大耐力

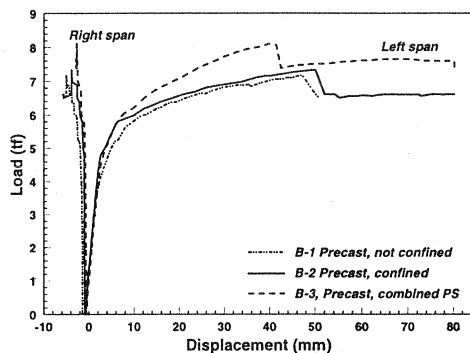
実験より得られたひび割れ発生荷重と最大耐力をTable 3に示す。ひび割れは全てのセグメント梁でセグメントのジョイント部と軸方向補強鉄筋の端部の間において生じ、内外併用式の供試体(B-3)を除いてはセグメント内部でのひび割れはほとんどみられなかった。シリーズAでは、一体打ちの供試体(A-1)のひびわれ発生荷重、最大耐力はともにセグメント梁に比べてかなり大きく、ひび割れ分散性も良好であった。これは一体打ちの供試体(A-1)では軸方向補強鉄筋が連続しているため、これがひび割れ分散性や最大耐力に影響を及ぼしたものと考えられる。シリーズBの内外併用式の供試体(B-3)では、初期のひび割れ発生領域ではセグメント内部にも小さなひび割れがいくらか生じたものの、それ以上の進展はみられなかった。最大耐力は全外の供試体(B-1)に比べて約13%大きくなった。すなわち、付着を有する内ケーブルを併用することによりかなりの耐力の増大を期待できることがわかった。拘束鉄筋を配置した供試体(A-3, B-2)では、両シリーズとも配置していない供試体(A-2, B-1)より最大耐力がやや大きくなった。また、シリーズAとシリーズBを比べると、シリーズAの方が全体的に大きな値となった。これはシリーズAにおけるケーブル全長の伸びがシリーズBより大きくなったため、これにより張力の増加量が大きくなったことが原因と考えられる。

Table 3 Summary of test results

No.	Description	Cracking load (tf)		Maximum load (tf)	Maximum deflection (mm)	Ultimate tendon force (tf)	Mode of failure
		Mid span	center support				
A-1	Monolithic, confined	6.21	6.99	13.44	57.6	26.41	crushing of concrete at mid of right span and center support
A-2	Segmental, not confined	5.21	5.86	7.52	35.7	22.72	
A-3	Segmental, confined	5.38	5.79	8.10	38.8	24.83	
B-1	Segmental, not confined	4.00	5.78	7.16	47.1	22.28	crushing of concrete at mid of left span and center support
B-2	Segmental, confined	4.58	5.80	7.33	80.1	22.60	
B-3	Segmental, combined PS	4.50	6.21	8.11	80.1	14.86 (ext.)	



(a) Symmetrical loading



(b) Unsymmetrical loading

Fig. 3 Load-displacement characteristics

3.2 荷重-変位性状

実験より得られた荷重-変位曲線をFig. 3(a), (b)に示す。一体打ちの供試体(A-1)では軸方向補強鉄筋が連続しているためセグメント梁(A-2, A-3)に比べて部材の降伏荷重が大きく、最大変位も大きいものとなりセグメント梁に比べ靱性に優れた性状を示した。しかしながらセグメント梁でも拘束鉄筋を配置した供試体(A-3)では、配置していない供試体(A-2)に比べて最大耐力以降の変位の伸びが大きくなった。これは、最大耐力時に圧縮部コンクリートのかぶり部分の剥離によりいったん耐力が低下するものの、その後は変位のみ増大していき部材全体の破壊には至らなかったためである。このように拘束鉄筋を配置することによって部材の変形能は大幅に改善されることが明らかとなった。内外併用式の供試体(B-3)では最大耐力以降の変位性状は拘束鉄筋を配置した供試体と同様であり、内ケーブルの配置によってもかなりの靱性改善効果があることが確認できた。

3.3 たわみと外ケーブルの張力増加

プレストレス導入率は内外併用式の供試体で約50%、それ以外の供試体では約55%に設定した。この結果内ケーブルは降伏したもの、外ケーブルはすべての供試体で降伏しなかった。シリーズAで一体打ちの供試体(A-1)の圧壊時のケーブル張力の増加量($\Delta f_p = 4456 \text{ kgf/cm}^2$)は、拘束鉄筋を配置していないセグメント梁(A-2)の張力増加量(2422 kgf/cm^2)に比べ約84%、拘束鉄筋を配置したセグメント梁(A-3)

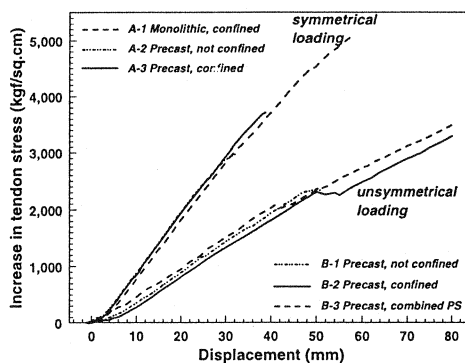
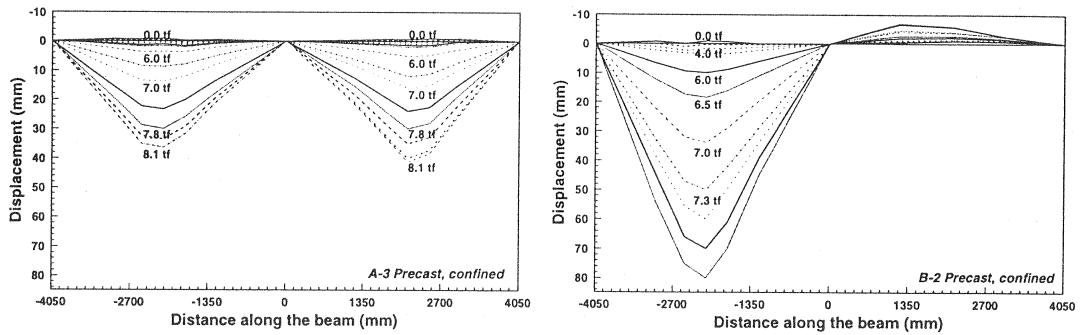


Fig. 4 Variation of tendon stress with deflection



(a) Symmetrical loading (b) Unsymmetrical loading
 Fig. 5 Deflected shape of the beam with loading

の張力増加量(3687kgf/cm²)に比べても約21%大きくなった。スパン中央変位とケーブル張力の増加量の関係をFig.4に示す。シリーズBではシリーズAに比べ張力の増加量が半分ぐらいになっているが、これはFig.5 (a)、(b)に示すようにシリーズAでは、対称荷重により両スパンとも荷重方向に同じ変形状を生じたが、シリーズBでは非対称荷重により片側スパンにのみ変形が生じ、その結果外ケーブルの総変形量すなわち張力増分がシリーズBの方が小さくなったためである。

3.4 モーメント再分配

Fig.6に実験より得られた荷重-支点反力関係を示す。図から中央支点と左支点での実験値が弾性計算値からはずれていくのがわかる。このように、シリーズBでは全ての供試体において最初の塑性ヒンジは左スパン中央部に生じ、その後中央支点部断面が降伏するまで中央支点部にモーメントが再分配されていく現象がわかる。Table 4に実験から得られた各支点部でのモーメントの値、実験から得られた最大荷重を用いて弾性計算によって得られたモーメントの値、およびモーメント再分配率を示す。表よりどの供試体でもスパン中央部でのモーメントは弾性計算値に比べ実験値の方が小さくなっており、逆に中央支点部では実験値の方が大きい値となっている。これからもスパン中央部から中央支点部にモーメント再分配が起きていることがわかる。

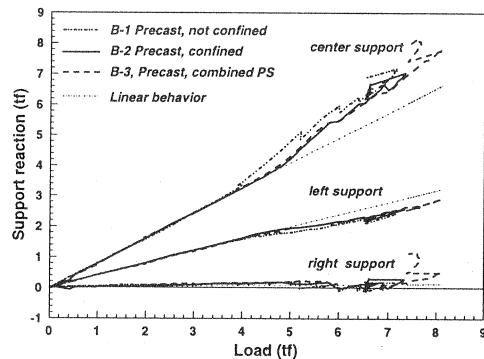


Fig. 6 Variation of support reaction with load

Table 4 Summary of ultimate moments and percentage of moment redistribution

No.	Description	Observed plastic moments M_p (tf-m)			Calculated elastic moments M_e (tf-m)			Moment redistribution [1 - M_p/M_e] (%)		
		Left span	center support	Right span	Left span	center support	Right span	Left span	center support	Right span
A-1	Monolithic, confined	7.04	-11.15	6.70	7.57	-10.09	7.08	7.0	-10.5	5.4
A-2	Segmental, not confined	3.92	-5.64	3.88	4.19	-4.72	4.23	6.5	-19.5	8.4
A-3	Segmental, confined	4.25	-6.27	4.21	4.47	-5.77	4.38	4.8	-8.7	3.8
B-1	Segmental, not confined	3.60	-5.80	-	4.54	-3.35	-	20.6	-72.9	-
B-2	Segmental, confined	3.84	-5.54	-	4.65	-3.43	-	17.3	-61.4	-
B-3	Segmental, combined PS	4.16	-6.36	-	5.14	-3.80	-	19.0	-67.4	-

4. 曲げ耐力算定式に関する検討

外ケーブル式PC梁の曲げ耐力を算定する際に問題となるのは、終局時におけるケーブルの応力をどのように評価するかという点である。すなわち終局時のケーブル応力を求めることができれば部材の曲げ耐力は容易に求めることが可能である。一般に終局時におけるケーブル張力は(1)式のように表される。

$$f_{ps} = f_{pe} + \Delta f_{ps} \quad (1)$$

f_{ps} : 終局時の緊張材の応力

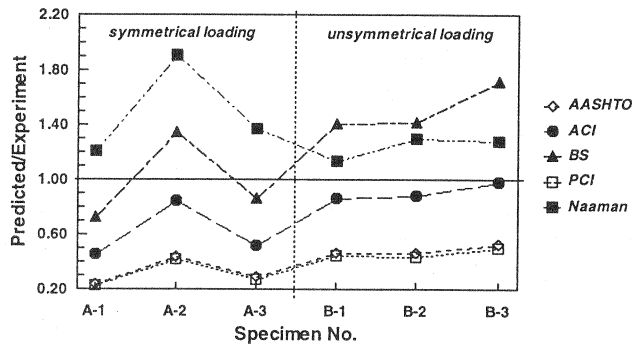
f_{pe} : 有効プレストレスによる応力

Δf_{ps} : ケーブル応力の増加量

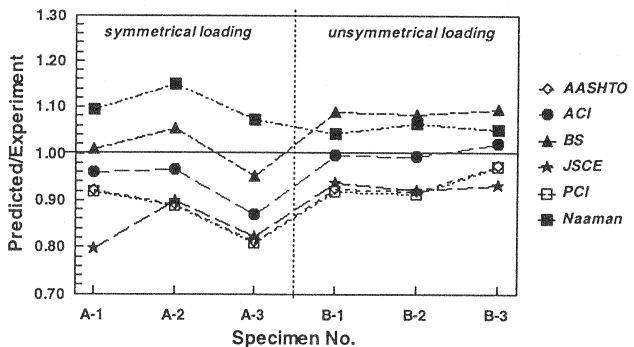
ここでは各国の基準の中から ACI Code^[1]、ASSHTO^[2]、BS^[3]、また、最近の研究成果の中から Naaman等によって提案されている算定式^[5]、現在我が国においてPC技術協会で作成されつつある設計法(案)^[6]に示されている式を本研究で行った2スパン連続梁に適用し実験結果との比較を行い、その計算精度に関して検討を行った。さらに曲げ耐力の算定には土木学会による方法についても検討を行った。それらの結果をFig.7(a)、(b)に示す。

Δf_{ps} の値はFig.7(a)から分かるように ASSHTO、PC技術協会の方法ではかなり低めの値となっている。また供試体 No. A-2を除くと各国の基準から得られた値は対称荷重の供試体ではかなり安全側であったものが非対称荷重の供試体では対称荷重のものに比べて耐力を大きく評価しており荷重パターンの違いによって安全度に違いが生じていることがわかる。これは前述でも述べたように対称荷重と非対称荷重でケーブル張力の増加量が異なるためである。

曲げ耐力についてみると ASSHTO、PC技術協会、JSCE による方法はかなり控えめの評価となっている。一方、BS および Naaman等による方法では危険側の評価となっている。ここで用いた設計式は、単純梁の外ケーブルあるいはアンボンド式PC梁の実験および解析等から得られたものである。従って、連続梁に適用する場合には荷重パターン等をも考慮した設計式を検討する必要があると考えられる。



(a) Comparison of increase in tendon stress



(b) Comparison of ultimate strength

Fig. 7 Evaluation of results predicted by code equations

5. まとめ

本研究より以下のことが明らかとなった。

- (1) 拘束鉄筋の配置により部材の変形性能は大幅に改善されることがわかった。また内ケーブルとの併用によってもかなりの靱性改善効果があり、最大耐力も大きくなることがわかった。
- (2) 載荷パターンによって外ケーブルの張力増加量は大幅に変化することが明らかとなった。
- (3) P E P C 梁においてモーメント再分配が確認でき、ある程度の耐力増分が見込めることが確認できた。
- (4) 既に提案されている曲げ耐力算定式を P E P C 連続梁に適用した結果、載荷パターンによりその精度は異なることが明らかとなった。今後は載荷パターン等を考慮した曲げ耐力算定式の確立が必要である。

謝辞

本研究の遂行ならびに、論文の作成にあたり、埼玉大学建設材料研究室の諸氏に多大な協力をいただいた。また、(株)住友電工、ショーボンド建設(株)から実験材料の一部を提供していただいた。ここに記して敬意を表する次第である。

参考文献

- [1]ACI Committee 318, (1989). Building Code Requirement for Reinforced Concrete(ACI318-89), ACI, Detroit, Michigan.
- [2]AASHTO, (1983). Standard Specification for Highway Bridge, 13th Edition, Washington DC.
- [3]BSI, (1985). Structural Use of Concrete, BS8110, BSI, London.
- [4]A. E. Naaman and F. M. Alkhairi : Stress at Ultimate in Unbonded Post-tensioning Tendons: Part 1 Evaluation of the State-of-the-Art, ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 5, pp641-651, 1991.
- [5]A. E. Naaman and F. M. Alkhairi : Stress at Ultimate in Unbonded Post-tensioning Tendons: Part 2 Proposed Methodology, ACI Structural Journal, Vol. 88, No. 6, pp683-692, 1991.
- [6]外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計・施工基準、(社)プレストレストコンクリート技術協会、平成8年3月
- [7]睦好、土田、Matupayont、町田：外ケーブルP C 部材の曲げ性状および曲げ耐力算定法に関する研究、土木学会論文集、No. 508/V-26, pp67-77, 1995. 2
- [8]T. Aravinthan、睦好、藤岡、日紫喜：Flexural Behavior of Two Span Continuous Segmental PC Beams with External Tendons、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 18, No. 2, pp1121-1126, 1996. 7