

(84) 外ケーブルを併用したPRC鉄道橋の設計

東日本旅客鉄道(株) 建設工事部 正会員○津吉 毅
 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 細川 泰明
 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 中山弥須夫
 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 正会員 石橋 忠良

1. はじめに

現在、東京駅では北陸新幹線の乗り入れに対応するため、中央線の重層化工事が施工中である。高架区間は、東京駅から日本橋川までの約600mの箱形ラ-

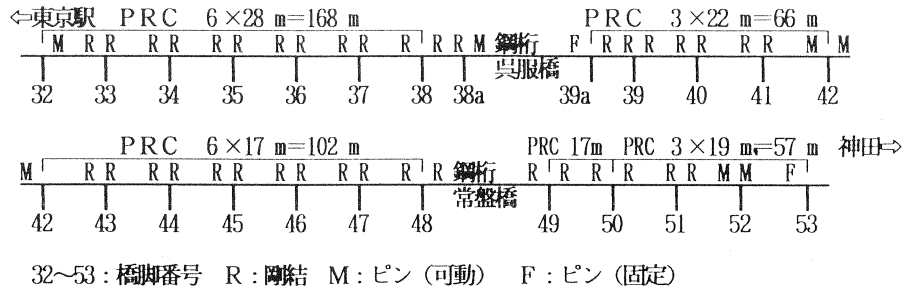


図-1 高架区間概要

メン橋から構成され(図-1 高架橋概要)、上部工は当社の玄関口であることを考慮し、景観を考慮した形状とした(図-2)。ラーメン橋は、跨道橋部を除き、スパン17~28m、4~9径間連続のPRC構造としている。そのうち、42番柱から神田方の桁(PRC橋では、スパン17mおよび19m)は線路配線の関係上、約1年半程度単純桁として供用した後、桁を横移動し、ゲルバー部を除き連結ケーブルにて橋脚と剛結構造とする。



図-2 高架橋完成予想図

本文では、スパン17mのPRC桁の設計についてその概要を報告する。

2. スパン17m桁の概要

スパン17m桁の一般図を図-3に示す。断面は4室の箱形であり、断面を4つのU形桁に分割し、工場にて製作・架設後、上スラブは現場にて一体打ちする。プレキャスト工法を併用したのは、現場の作業空間、工期の制約等を考慮したものである。また、断面を4室の箱形に分割し、工場製作部の形状をU形としたのは、景観上、橋軸直角方向の目地が好ましくないこと、ブロック重量を道路運搬上の制約から40tf程度以下とする必要があるためであり、部材厚を15cmと薄くすること、上床版及び端横部を現場打設とすることにより、運搬時の重量を軽減した。重量の制約から部材厚を15cmとしたため、コンクリート断面内には上床版打設までの荷重に対して必要となるシングルストランドのみを配置し、橋面荷重、列車荷重に対しては、上スラブ打設後に緊張する桁内に配した外ケーブルで取らせる構造としている。

設計は、主方向はPRC構造であり、基本的に「PRC桁設計指針⁽¹⁾」に、横方向は上スラブのみで荷重を各ウェブに分担するRC構造であり、「国鉄建造物設計標準⁽²⁾」に準拠している。以下にその設計概要を述べる。

3. U形桁の設計

U形桁は、工場にて製作後、約6カ月程度経過後に架設する。上スラブ打設までのスパンセンターにおける応力度総括を表-1に示す。上スラブ打設までの各荷重ステップにおいて曲げひび割れの発生を防止するため縁引張応力度を $-2l$ (kgf/cm^2)以内に制限し、上スラブ打設時には死荷重の他に作業荷重として $250(\text{kgf}/\text{m}^2)$ 程度を考慮し、制限値を $-15(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ とした。

表-1 U形桁応力度総括(kgf/cm^2)

(a) 内桁

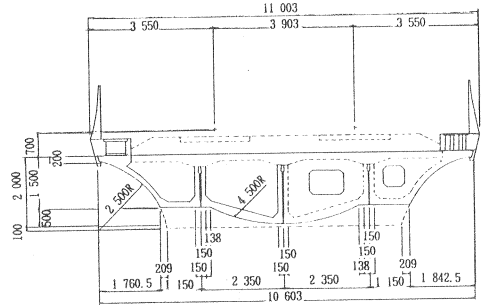
		上 縁	下 縁	備 考
荷重による応力	① U形ブロック重量	50.9	-30.9	
	② 1次床版重量	6.5	-3.9	
	③ 2次床版重量	31.5	-18.9	
	④ 橋面荷重	10.8	-13.3	
シングル ストランドに よる応力	⑦ 直後プレストレス	-18.4	53.3	
	⑧ 有効プレストレス	-18.1	46.7	
	⑨ 鉄筋反力	2.0	-8.0	
合成応 力度	⑩ プレストレス導入直後	32.5	22.4	① + ⑦
	⑪ 2次床版打設時	74.8	-15.0	① ② ③ ④ ⑨

(b) 外桁

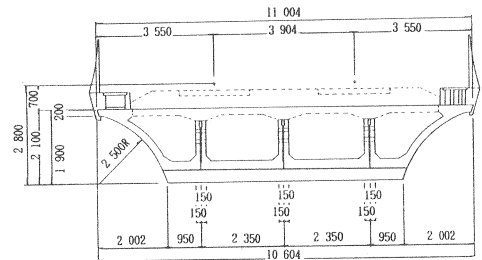
		上 縁	下 縁	備 考
荷重による応力	① U形ブロック重量	33.3	-25.7	
	② 1次床版重量	3.4	-2.6	
	③ 2次床版重量	20.9	-16.0	
	④ 橋面荷重	14.0	-23.5	
シングル ストランドに よる応力	⑦ 直後プレストレス	7.8	48.6	
	⑧ 有効プレストレス	6.8	42.2	
	⑨ 鉄筋反力	1.8	-4.4	
合成応 力度	⑩ プレストレス導入直後	41.1	22.9	① + ⑦
	⑪ 2次床版打設時	66.2	-6.5	① ② ③ ④ ⑨

内桁と外桁では、断面形状、応力状態が異なるため変形差が生じることが予想され、その変形差を架設時に強制的に矯正する必要がある。表-2には、スパン中央に1mmの強制変位を与えるために必要な外力および発生応力度を示す。強制変位を与えるための外力は比較的小さいが、発生する応力度が無視できない大きさであるので、作業性、応力度制限の両面から、U形時のそのの管理が非常に重要となる。そこで内桁、外桁とも自重作用時でのXY軸回りの縁応力の照査を行い、上下縁の応力のバランスを整えることにより、自重およびプレストレスによる弾性変形、クリープによるそりができるだけ小さくなるようにストランド配置を決定した。図-4にスパン中央でのシングルストランドの配置を示す。

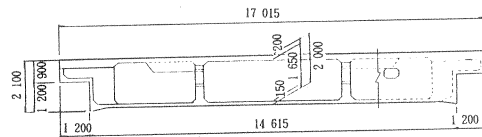
内桁では6本のストランドを配置した場合、外桁では8本のストランドを配置した場合に、比較的応力度のバランスが保てる結果となった。なお、内桁には、8本のストランドが配置されているのは、応力度のバ



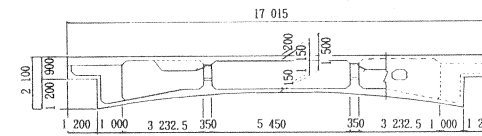
(a) 直角方向 (スパンセンター)



(b) 直角方向 (桁端部)



(c) 橋軸方向 (内桁内側)



(d) 橋軸方向 (外桁内側)

図-3 スパン17m桁の一般図

表-2 必要な外力(tf)と発生応力度(kgf/cm^2)

	鉛直方向 (下げる)		水平方向 (中央よせる)			
	必要荷重	上 縁	下 縁	必要荷重	内 縁	外 縁
内桁	3.94×2	11.5	-6.7	9.05×3	-13.8	15.8
外桁	4.91×2	10.7	-9.0	9.71×3	-16.1	21.5
荷重の作用方法		P ↓		P ↓		
鉛直方向		P ↓		P ↓		
水平方向		P ↓		P ↓		

ランスは若干悪くなるが、ケーブル6本の配置では、上スラブ打設時の引張線の応力度を満足しないためである。

表-3は、シングルストランドを内枠脱型直後に一括緊張した場合のそのの総括である。工場にて保管中(約6ヶ月)に進行するクリープ係数としては、バラツキを考慮して $\phi=1.2$ 、および、 $\phi=2.4$ を与えた。表-4は接合時にこれらのそのを矯正した時の発生応力度、および、上スラブ打設直後における合成応力度の計算結果である。鉛直方向に関しては内桁で、水平方向に関しては内桁・外桁の両方で引張応力度の制限値を超える結果となった。そのため、緊張順序等を変更し、内桁については2本、外桁については1本のストランドを搬出直前に緊張する(図-4中の●)こととし、内

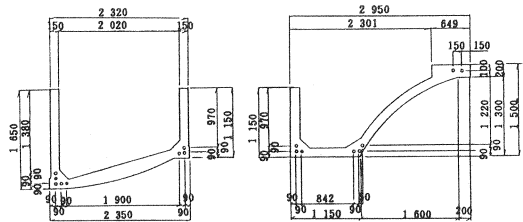


図-4 スパン中央におけるケーブル配置

表-3 U形時のそのの総括(mm)

	内 桁		外 桁	
	鉛直	水平	鉛直	水平
①U形自重	-4.08	0.00	-2.87	0.00
②1次緊張	4.19	1.99	0.91	1.19
③緊張直後 ①+②	0.11	1.99	-1.96	1.19
④ケーブル変形A ($\phi=1.2$)	0.13	2.39	-2.35	1.43
⑤ケーブル変形B ($\phi=2.4$)	0.26	4.78	-4.70	2.86
⑥接合直前A ③+④	0.24	4.38	-4.31	2.62
⑦接合直前B ③+⑤	0.37	6.77	-6.66	4.05

表-4 強制変形による発生応力を加えた合成応力度(kgf/cm²)

	内 桁				外 桁			
	上縁	下縁	内縁	外縁	上縁	下縁	内縁	外縁
①強制変位量A ($\phi=1.2$)	2.52		4.38		-2.03		2.62	
②強制変位量B ($\phi=2.4$)	3.89		6.77		-3.14		4.05	
③ ① による	29.0	-16.9	-60.4	69.2	-21.7	18.3	-42.2	25.6
④ ② による	44.7	-26.1	-93.4	107.0	-33.6	28.3	-65.2	87.1
⑤ 2次床版打設時	74.8	-15.0	33.9	19.3	66.2	-6.5	37.6	23.7
⑥ 合成A ③+⑤	103.8	-31.9	-26.5	88.5	44.5	11.8	-4.6	49.3
⑦ 合成B ④+⑥	119.5	-41.1	-59.5	126.3	32.6	21.8	-27.6	110.8

単位:変形(mm) 応力度(kgf/cm²)

表-5 U型時のそのの総括(mm)

	内 桁		外 桁	
	鉛直	水平	鉛直	水平
①U形自重				
②1次緊張	0.00	-0.30	0.16	0.00
③緊張直後 ①+②	0.00	-0.30	0.16	0.00
④ケーブル変形A ($\phi=1.2$)	0.00	-0.36	0.19	0.00
⑤ケーブル変形B ($\phi=2.4$)	0.00	-0.72	0.38	0.00
⑥U形自重	-4.08	0.00	-2.87	0.00
⑦2次緊張	4.19	2.29	0.75	1.19
⑧接合直前A ③④⑥⑦	0.11	1.63	-1.77	1.19
⑨接合直前B ③⑤⑥⑦	0.11	1.27	-1.58	1.19

表-6 強制変形による発生応力を加えた合成応力度(kgf/cm²)

	内 桁				外 桁			
	上縁	下縁	内縁	外縁	上縁	下縁	内縁	外縁
①強制変位量A ($\phi=1.2$)	-1.04		1.63		0.84		1.19	
②強制変位量B ($\phi=2.4$)	-0.94		1.27		0.75		1.19	
③ ① による	-12.0	7.0	-22.5	25.8	9.0	-7.6	-19.2	25.6
④ ② による	-10.8	6.3	-17.5	20.1	8.0	-6.8	-19.2	25.6
⑤ 2次床版打設時	74.8	-15.0	33.9	19.3	66.2	-6.5	37.6	23.7
⑥ 合成A ③+⑤	62.8	-8.0	11.4	45.1	75.2	-14.1	18.4	49.3
⑦ 合成B ④+⑥	64.0	-8.7	16.4	39.4	74.2	-13.3	18.4	49.3

単位:変形(mm) 応力度(kgf/cm²)

4. 単純桁時の設計

4-1. 外ケーブルの設計上の取扱

前述のとおり、上スラブを現場にて打設後、外ケーブルを緊張する。外ケーブルを併用したPRC桁は、鉄道橋としては数橋の施工実績があるが、その設計法については詳細な規定が整備されていないのが実情である。

ここでは、本橋における考え方を示す。

(1) プレストレスロスの計算

外ケーブルの場合は、一般に平面保持の仮定が成り立たな

いため、詳細にクリープ・乾燥収縮によるプレストレスロス
を計算するためには、付着ある場合と異なる手法を用いる必
要がある⁽⁴⁾が、本橋では、付着あるケーブルと併用して
おり、実務上の簡便さを考慮し、付着ある場合と同様に計算し
た。なお、計算は鉄筋による拘束応力を考慮したPCケー
ブル位置、鉄筋位置のひずみの適合条件によった⁽¹⁾。また、
デビエーター部の角変化による摩擦損失は、各国の基準を参考に $\alpha=0.15$ として計算した。

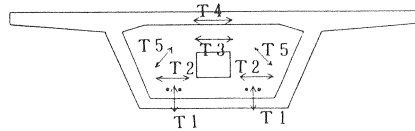


図-5 検討対象とした引張力

(2) 応力度の計算、破壊安全度照査時の取扱

外ケーブルは有効プレストレスによる偏心軸力
を外力として考慮し、付着あるケーブル(シング
ルストランド)と鉄筋を有効引張鋼材としたPR
C断面⁽¹⁾として設計した。なお、外ケーブルの
応力度は、使用時に $0.70\sigma_{pu}$ (σ_{pu} :引張強度)
以下⁽⁴⁾に制限し、標準列車荷重を載荷した場合
の応力振幅の最大値は $10(\text{kgf}/\text{mm}^2)$ 程度以下とな
るよう制限した。

表-7 応力度総括(kgf/cm²)

(a) 内桁

	上 縁	下 縁	備 考	
①上床版打設後	74.8	-15.0		
②橋面荷重	10.8	-13.3		
外 カ ー ブ ル 力 度	③直後プレストレス	1.6	20.4	
	④有効プレストレス	1.4	17.5	
	⑤鉄筋反力	1.1	-7.8	
合 成	⑥外ケーブル導入直後	76.4	5.4	①③
	⑦全死荷重作用時	88.1	-18.6	①②④⑤

(b) 外桁

	上 縁	下 縁	備 考	
①上床版打設後	66.2	-6.5		
②橋面荷重	14.0	-23.5		
外 カ ー ブ ル 力 度	③直後プレストレス	-1.9	52.3	
	④有効プレストレス	-1.6	44.1	
	⑤鉄筋反力	1.8	-9.5	
合 成	⑥外ケーブル導入直後	64.3	45.8	①③
	⑦全死荷重作用時	80.4	4.6	①②④⑤

(3) デビエーター部の設計

デビエーター部の設計は「PC橋の新しい構造
事例に関する研究報告書⁽⁵⁾」を参考とし、図-
5に示した引張力に対して補強を行った。なお、
T5に対してはコンクリートの許容せん断応力度
をディープビームとして割増し⁽²⁾した。

(4) ケーブルシステム

ケーブルシステムは、フレシナーEシステムを採用した。なお、
定着部付近は、疲労に対する安全性向上を考慮し、コンクリート
との付着を持たせるため、本橋では2重管構造は採用していない。
また、シースとしてはPE管を採用(セメントグラウト)し、デ
ビエーター部には両端付近をトランペット状に加工した鋼製の外
管を設け、ケーブルの折れ角を防止できる構造とした。

4-2. 設計結果概要

本橋は、単純桁としての供用期間は1年半程度であるが、疲労
の検討は単純桁としての断面力に対して「鉄道建造物等設計標準
⁽⁴⁾」により行った。表-7~9に、スパン中央におけ
る曲げ応力度、ひび割れ、疲労の検討結果、表-10に曲
げ破壊安全度の検討結果を示す。内桁では全死荷重時の
縁応力度の制限値から、外桁では疲労の検討から外ケー
ブルの容量が決定され、内桁には5E15.2を、外桁には
8E15.2を2ケーブルずつ配置した。なお、外桁ではひ

表-8 内桁ひび割れ幅(mm)

	計算値	許容値	備 考
外 観	全圧縮	0.30	死荷重
鋼材腐食	0.05	0.22	死+0.2列

表-9 疲労検討結果(kgf/cm²)

	引張鋼材	応力振幅	疲労強度
内 桁	鉄 筋	523	1730
	PC鋼材	484	894
外 桁	鉄 筋	645	1638
	PC鋼材	593	860

表-10 曲げ破壊安全度

	内 桁	外 桁
有効引張鋼材	8-T19.3 24-D16	6-T19.3 15-D16
破壊モーメント(M)	617.1	480.9
抵抗モーメント(M)	861.8	557.3
安全率Fs	1.40	1.16

び割れ検討用荷重では曲げひび割れは発生しない。

5. ラーメン時の設計

図-6に、ラーメン構成時の主な荷重ケースの曲げモーメント図を示す。今回の場合は、ラーメン構成時の主桁コンクリート材齢が3年程度となるため、乾燥収縮、クリープによる不静定力は考慮していない。また、ラーメン時の断面力に対しては支点部だけの検討を行った。支点部は、PCケーブルのみにて連結されるため、列車荷重時に引張応力度とならないよう使用時の応力度を制限し、地震時破壊に対する安全性を照査した。

表-11に、列車荷重と温度荷重を組み合わせた場合の曲げ応力度および地震時の曲げ破壊安全度の検討結果を示す。検討は、43番～47番柱の最大断面力および48番柱上の断面力に対して行った。検討の結果、地震時破壊ではなく、列車荷重と温度変化の組合せ時の応力度の制限からケーブル本数は決定された。図-7は、柱頭部におけるケーブル配置を示す。連結ケーブルは、すべてコンクリートとの付着を有しているが、緊張作業が狭い箱桁内の作業となることから、シングルストランドジャッキにてストランドを1本ずつ緊張できるフレシネーEシステム(7E15.2)とし、断面力の突出する48番柱上については容量の大きいケーブル(12E15.2)を使用した。

最後に、桁横移動後も可動部となる42番橋脚上のストッパーの設計の考えかたについて述べる。本橋は、スレンダーな柱を有するため、地震時の軸方向変位はラーメン時において、 $\delta = 10\text{cm}$ 程度とかなり大きい。この変位をストッパーさや管の遊間で取りきるためには、さや管がかなり大きくなり、ストッパーが桁横移動後の橋面からの後施工となることを考慮すると、施工性にやや問題を生じる。また、橋脚上層横ばりと桁がかり部が衝突することもあまり

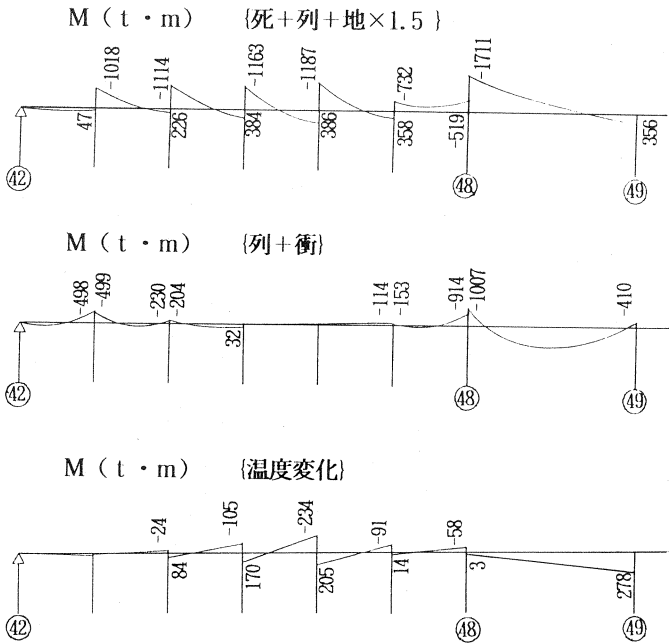


図-6 曲げモーメント図

表-11 支点部の曲げに対する検討結果

	43番柱上～47番柱上		48番柱上	
	応力度(kgf/cm ²)	破壊安全度	応力度(kgf/cm ²)	破壊安全度
上縁	0.1	2.65	2.6	2.05
下縁	10.0	2.65	15.7	—

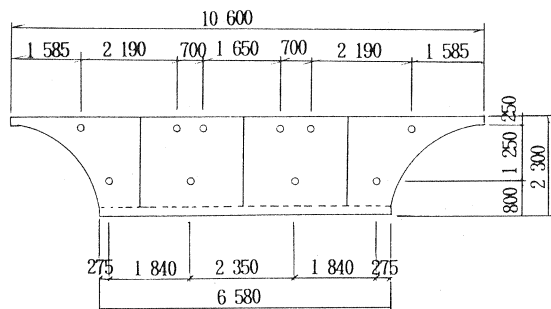


図-7 支点部の連結ケーブル配置

好ましくないため、さや管の遊間には地震時の変形分を考慮せずに、地震時にはストッパーに橋軸方向の水平力を作用させる設計とした。その時の作用水平力は、地震時の最大変位から、使用時に対するストッパー遊間を差し引いた変形を、42番橋脚に生じさせる力とした。

6. おわりに

中央線重層化のPRCラーメン橋の設計についてその一例を紹介した。現在、平成7年夏の線路切替えを目指し、桁の架設・建設工事も佳境に入りつつある(写真-1)。

本高架橋が、景観を考慮した鉄道高架橋の今後の先鞭となるよう、工事の無事完成に向けて今後とも関係各位ともども努力していきたい。

また、本文で紹介できなかった他のラーメン橋の設計や施工結果等についても、最終的に行われる桁の横移動工事等を含め、機会があれば紹介したい。

なお、本橋の景観設計には、東京大学・篠原教授、東京工業大学・三木教授から懇切なるご指導を頂いたことを記し謝辞と致します。

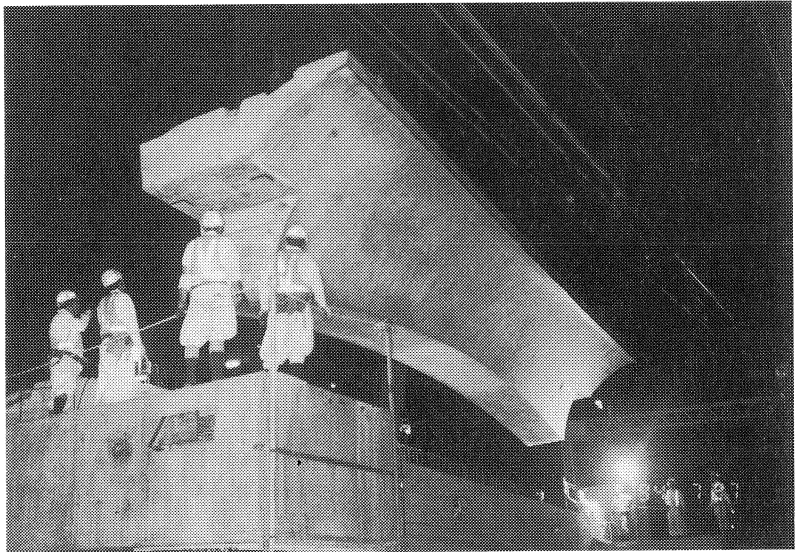


写真-1 U形桁の架設

〔参考文献〕

- (1) PRC桁設計指針；東日本旅客鉄道(株)、昭和62年4月
- (2) 国鉄建造物設計標準・同解説 鉄筋コンクリート建造物および無筋コンクリート建造物；土木学会、昭和58年2月
- (3) 睦好宏史；外ケーブルPC建造物の現状と問題点、コンクリート工学、Vol. 31, No. 8、1993年8月
- (4) 鉄道建造物等設計標準・同解説 コンクリート建造物；鉄道総合技術研究所編、平成4年10月、丸善
- (5) PC橋の新しい構造事例に関する研究報告書(外ケーブルの有用性と適用に関する調査検討)；PC建設業協会、平成5年3月