

(92) 第一玉川橋梁の設計

東日本旅客鉄道(株) 東北工事事務所 正会員○津吉 毅
 東日本旅客鉄道(株) 東北工事事務所 菅原正美
 東日本旅客鉄道(株) 建設工 事 部 大庭光商
 東日本旅客鉄道(株) 建設工 事 部 正会員 石橋忠良

1. はじめに

第一玉川橋梁は、田沢湖線角館・鶯野間に位置する橋長248m、14径間の上路プレートガーダーである。今回、本橋を秋田県の河川改修事業により、秋田新幹線計画とあわせ別線方式で改築することとなり、その主橋部には、桁高の制限、施工条件、景観等を考慮し、斜材をPC部材とした3径間連続のPC斜張橋を採用した。本文では、その上部工の設計概要について報告する。

2. 構造・施工概要

図-1に橋梁一般図を示す。本橋は、エクストラドロード橋と類似の構造形式であるが、斜材は、疲労、列車走行性等に対して優位点を持つPC部材としている。主塔は、橋脚と剛結すると不静定力の影響が大きくなるため主桁と剛結タイプとし、工期短縮のためプレキャストブロック部材とした。また、着雪・つららを考慮して塔頂部に横梁を設けず、斜材ケーブルはスルータイプを採用した。上部工の支持形式は、常時はP4を固定、その他は可動としており、支承にはゴムシューを、落橋防止装置としては端支点は鋼角ストッパー、中間支点はダンパーストッパーを採用し、地震時の軸方向水平力に対しては、P3・P4の2橋脚のみで均等に抵抗させることとしている。

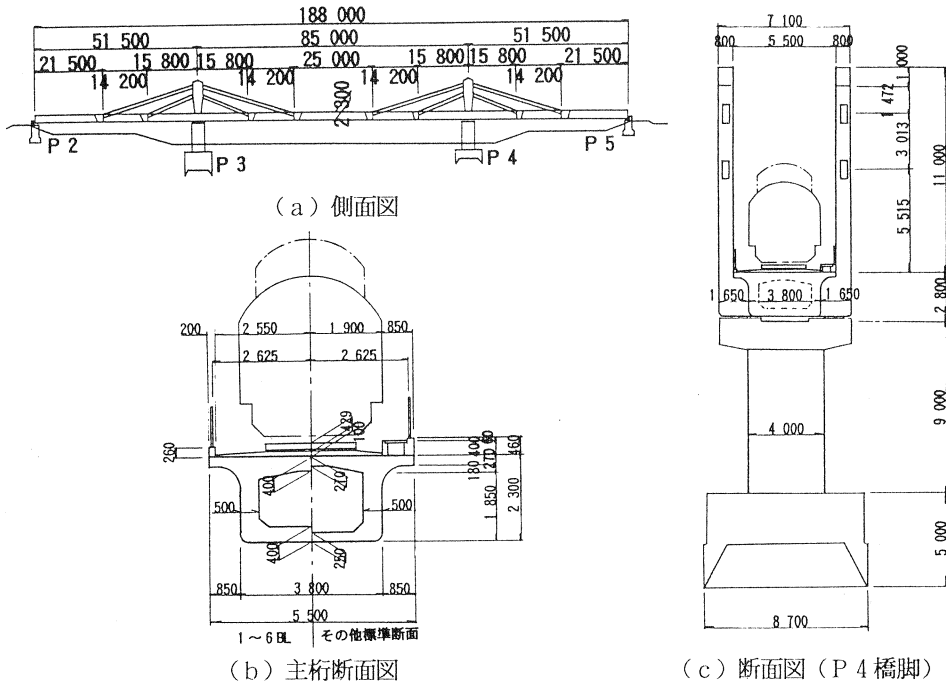


図-1 橋梁一般図

基礎・橋脚を渇水期にて施工後、主桁は、柱頭部場所打ち施工、主塔プレキャストブロック架設後に、張出し施工により架設され(標準ブロック長4.0m)、斜材定着ブロック打設後には柱頭部の応力度の改善のため斜材1次ケーブルを架設する。斜材コンクリートは、主桁連結、仮固定開

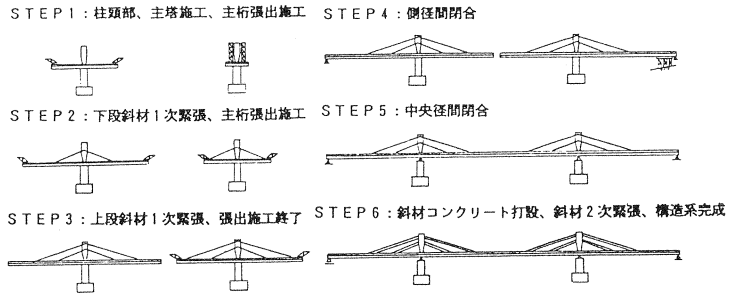


図-2 施工順序図

放後に場所打ち施工し、斜材2次ケーブルを緊張後、橋面工を施工し橋体が完成する。図-2に施工順序図を示す。

3. 設計概要

本橋の設計は限界状態設計法⁽¹⁾により行い、地震時に対しては、静的解析のほかに時刻歴応答解析⁽²⁾による検討を行った。表-1に設計一般条件を示す。断面力は、施工ステップ毎に平面骨組み解析により算出し、PC部材の使用限界状態の応力度照査は、施工終了後、供用開始時、クリープ・乾燥収縮終了後の各段階に対して、終局限界状態の照査は、クリープ・乾燥収縮終了後について行った。クリープ・乾燥収縮による不静定力は、構造系完成後から発生するものとして算出し、全体を図-3に示した区間に分割し、施工工程を勘案して各区間のクリープ係数・乾燥収縮度を与えた。表-2は、各限界状態における安全係数である。荷重係数は、終局限界状態に対しては1.0~1.2、使用・疲労限界状態に対しては1.0としている。表-3は、使

表-1 設計一般条件

線名	田沢湖線		
桁長	187.800 m		
列車荷重	EA-17		
衝撃係数	中央径間 $i=0.444$ 側径間 $i=0.310$		
曲線半径	$R=\infty$		
斜角	$\theta = \text{右}: 72^\circ 00'$		
設計水平震度	上部工 $K_b = \nu_1 \nu_2 \nu_3 K_{b0} = 0.32$		
環境条件	腐食性環境		
コンクリート		主桁	主塔
	設計基準強度	500(kgf/cm ²)	400(kgf/cm ²)
	最大水セメント比	5.3 %	
	クリープ係数	2.6	
		乾燥収縮度	
		200×10 ⁻⁶	
鋼材		PC鋼棒φ32	PC鋼より線
	材質	SBPR930/1180	SWPR7B (12T15.2&12V15.2)
		鉄筋	
		SD345	
鉄筋のかぶり	40 mm		

表-3 コンクリート応力度の制限値(kgf/cm²)

	設計基準強度 f'_{cs}		施工時	使用限界状態	
			フルストレス直後	永久荷重作用時	変動荷重作用時
主桁 主方向	500	曲げ圧縮	294.0	200.0
		軸圧縮	250.0
		曲げ引張	14.0 *1	0.0	14.0 *2
		斜め引張	19.0
主桁 横方向	500	曲げ圧縮	200.0
斜材	500	曲げ圧縮	294.0	200.0
		軸圧縮	250.0
		曲げ引張	37.0	0.0	19.5
		斜め引張	22.0
主塔	400	曲げ圧縮	235.0	160.0
		軸圧縮	200.0
		曲げ引張	5.0 *3	0.0	-10.0 *3
		斜め引張	160.0	19.0

*1 張出し施工時の制限値

*2 上線はフルストレス(列車荷重作用時、 $t=\infty$)

*3 プキャスト部材としての制限値

表-2 各限界状態における安全係数

	終局限界状態	使用限界状態	疲労限界状態	耐震設計
構造解析係数 γ_s	1.0	1.0	1.0	1.0
材料係数 γ_m	コンクリート γ_c	1.3	1.0	1.3
	鋼材 γ_s	1.0	1.0	1.05
部材係数 γ_b	曲げ	1.15	1.0	1.0
	せん断	コンクリート	1.3	1.0
	鋼材	1.15	1.0	1.0
構造物係数 γ_o	1.2	1.0	1.0	1.0

用限界状態におけるコンクリート応力度の制限値を示す。本橋は、主桁直角方向はRC構造としているが、架設地点が豪雪地帯であることから、主方向は基本的にPC部材として設計を行っている。以下、各部材の設計概要について述べる。

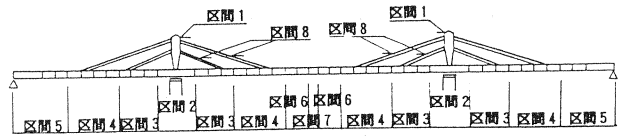


図-3 クリープ係数・乾燥収縮度計算用部材区間割り

4. 主桁の設計

図-4に、構造系完成以降の主桁に発生する曲げモーメント図を、図-5には、柱頭部、中央径間中央におけるPC鋼材の配置を示す。本橋では、列車荷重載荷時に斜材に引張応力を発生させないよう斜材コンクリート打設後に斜材2次ケーブルを緊張するが、そのプレストレスはクリープの影響でロスが大きいため、構造系完成直後には大きなプレストレスが必要となる。そのため、構造系完成直後から、中央径間中央部には負のモーメントが発生することとなり、中央径間では上縁を中心とした鋼材配置となる。一方、図-4に示したように、時間の経過に伴う断面力移行量はかなり大きい量である。使用限界状態として検討を行う橋梁完成時には、永久荷重時のコンクリート縁圧縮応力度が 200 kgf/cm^2 を越える値となり、設計基準強度を 500 kgf/cm^2 とした。なお、終局限界状態の検討には、軸方向鉄筋は考慮せず、地震時に対しては2方向の断面力の組み合わせに対して検討を行った。

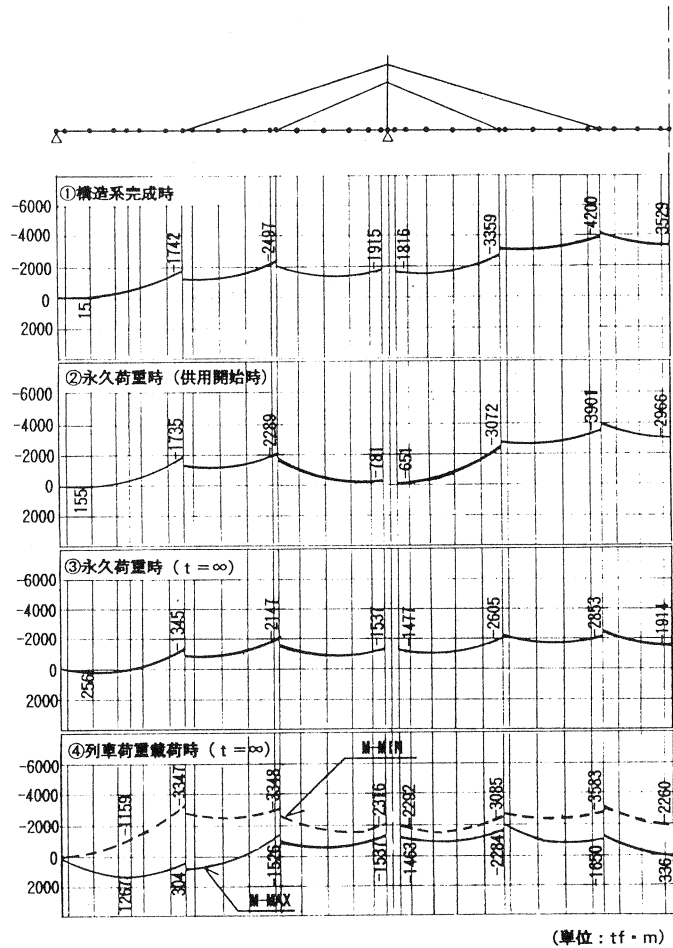


図-4 主桁曲げモーメント図

5. 斜材の設計

斜材の断面寸法は、直角方向の幅はケーブルを2列配置とすることから、高さは、列車荷重時にコンクリートに引張応力が発生しないような断面寸法と必要プレストレスの組み合わせから最適となるものを選定した。図-6に斜材ケーブル配置を示す。張出し施工時の主桁応力度改善のための1次ケーブルは直線配置、2次ケーブルは斜材自重に抵抗させるため曲線配置とした。表-4に、1次ケーブルの張力の変動を示す。

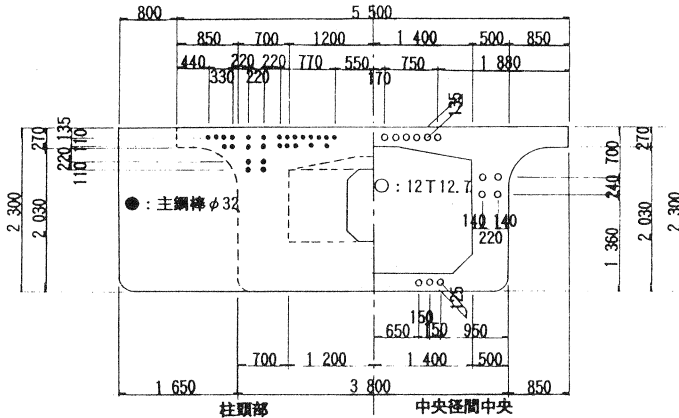
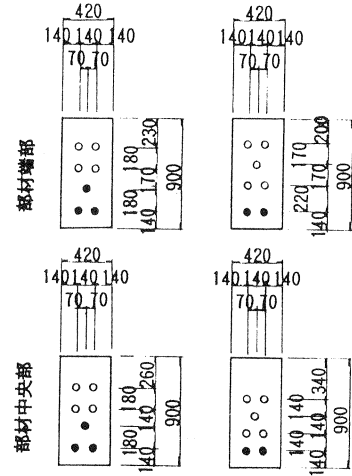


図-5 主桁鋼材配置



(a)下段斜材 (b)上段斜材
○: 1次ケーブル ●: 2次ケーブル

1次ケーブル本数は、主桁応力度改善のための必要張力と、P C鋼材応力度の制限値(0.7 f_{p0}) から定まっている。

斜材においては、前述したようにクリープの影響が非常に大きく、クリープ・乾燥収縮終了時の列車荷重作用時に引張応力を発生させないためには、橋梁完成時に200 kgf/cm² を越える圧縮応力を作用させる必要があるため設計基準強度を500kgf/cm²とした。使用限界状態の応力度の照査は、風荷重(列車荷重と組み合わせる場合: 150kgf/m²、列車荷重と組み合わせない場合: 300kgf/m²)の影響を考慮した2方向断面力を組み合わせた場合に対して行い、終局限界状態に

表-4 1次ケーブルの張力(1ケーブル当たり)(tf)

	下段斜材	上段斜材
1. 下段1次斜材緊張後	110
2. 上段1次斜材緊張前	160
3. 上段1次斜材緊張後	130	120
4. 張出し施工終了後	148	145
5. 主桁併合時後	146	141
6. 斜材2次プレスト導入前	132	126
0.7 f _{p0} (f _{p0} :引張強度)	223	

対しても、同様に風荷重を考慮して安全性の照査を行った。なお、終局限界状態においては、風荷重は主たる変動荷重とする場合には道路橋耐風設計便覧⁽³⁾により485kgf/m²としており、地震時の終局限界状態については、斜材は非常にスレンダーで高軸力が作用する部材であり、靱性能に期待した通常的设计方法是不合理であるため、設計水平震度K_h = 1.0として断面力を算出し安全性の検討を行った。

6. 主塔の設計

主塔はプレキャストブロック部材であり、使用限界状態のブロック接合面における応力度を10kgf/cm²の圧縮応力に制限した。主塔の鋼材配置およびブロック割を図-7に示す。主塔に対しては、斜材と同様に2方向の断面力の組み合わせに対して設計を行っている。なお、地震時には靱性を考慮した設計を行っているが、静的解析による検討では、使用限界状態の応力度の制限から鋼材本数は決定している。

7. 斜材定着部横桁の設計

斜材の定着部横桁は、斜材吊り点位置を支点とする単純梁モデルと、主桁ウェブをつけ根とする片持ち梁モデル(図-8)により断面力を算定し、中間横梁、片持ち梁ともP C構造として設計を行った。図-9は上段斜材定着部横桁の鋼材配置である。片持ち部は、斜材張力の鉛直・水平成分により生じる曲げとせん断の他に、斜材張力作用位置と片持ち梁重心のずれ、斜材に生じる曲げとせん断によるねじりの影響が大きく、使用限界状態に対しては水平・鉛直の両方向に補強鋼棒を配置している。なお、終局限界状態のねじりの検

討では、斜材に発生する曲げとせん断の影響は考慮していない。

一方、斜材張力により、定着部背面のウェブには局部的な面外の曲げが、背面の上下床版には直角方向の軸引張力が作用するすることが予想される。そこで、図-10に示した骨組み解析モデルを用いてこの影響を評価することとした。図-10において軸方向の部材は桁断面を縦に2分割した部材をモデル化したものであり、横方向の部材は、横桁または上下床版で構成される仮想部材である。なお、概略検討は施工ステップ毎に行ったが、面内方向の断面力と組み合わせた場合には、完成系でクリティカルとなるため、ここでは完成系のモデルを示しており、荷重としては、斜材張力および横桁横締めプレストレスを考慮している。

図-11は、この検討の結果配置することとした上下床版の横締め鋼材 (IT 19.3) の配置を示す。横締め鋼材は、そのプレストレスが骨組み解析の結果発生する軸引張力と等価となるよう配置しており、鋼材配置区間の主桁横方向は、骨組み解析による断面力と面内断面力との組み合わせに対してP R C構造として各限界状態に対して再照査を行った。また、ウェブには面外曲げモーメントと面内力を組み合わせると、列車荷重載荷時には引張応力が発生することとなるが、クリープ・乾燥収縮終了後の永久荷重時は圧縮状態となることから、引張力に見合う鉄筋を補強することとした。

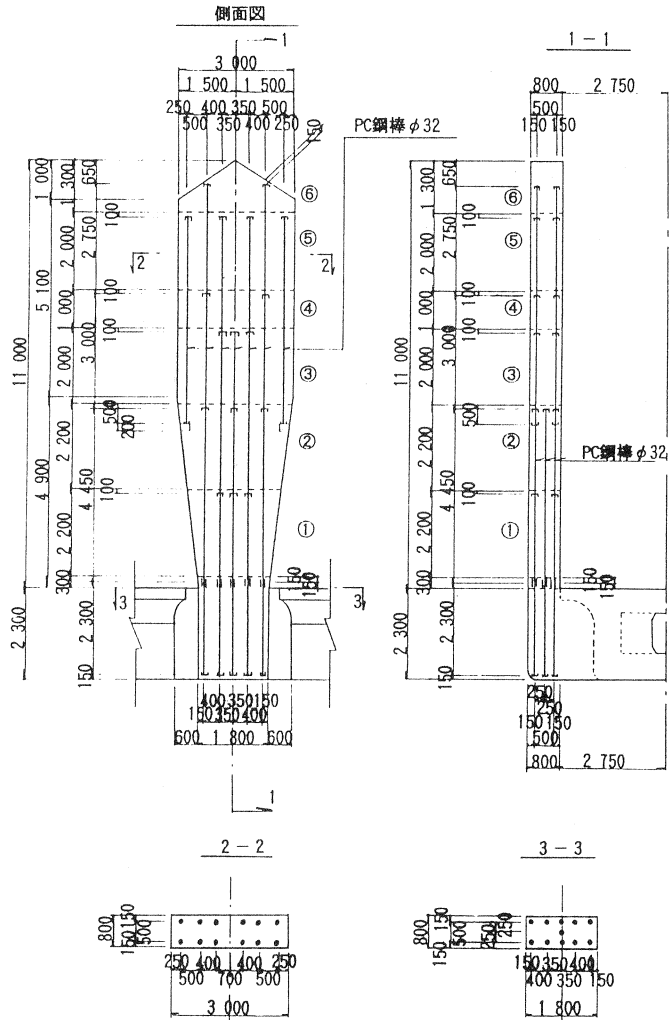


図-7 主塔鋼材配置

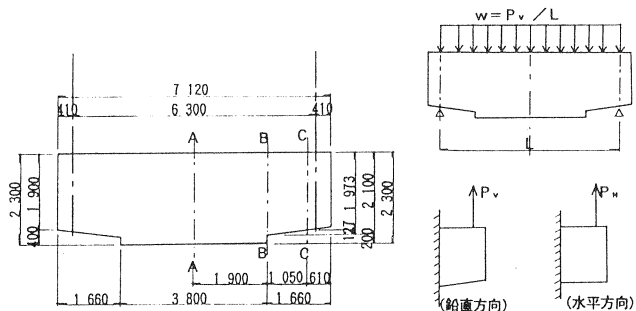


図-8 横桁の解析モデル

8. おわりに

第一玉川橋梁上部工の設計についてその概要を述べた。本橋は、平成8年7月の竣工を目指し、平成7年7月に主桁張出し施工を開始しており、その施工結果についても、機会があれば紹介したい。なお、橋梁工事完了後は、田沢湖線の改軌工事の終了を待って、平成9年春には秋田新幹線として開業する予定である。最後に本報告が同種橋梁の計画・設計の一助となれば幸いである。

〔参考文献〕

- (1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 鉄道総合技術研究所編 平成4年10月 丸善
- (2) 小林薫、津吉毅、大庭光尚、石橋忠良；3径間連続PC斜材付箱桁の耐震設計、第5回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、1995年、10月
- (3) 道路橋耐風設計便覧 日本道路協会 平成3年7月 丸善

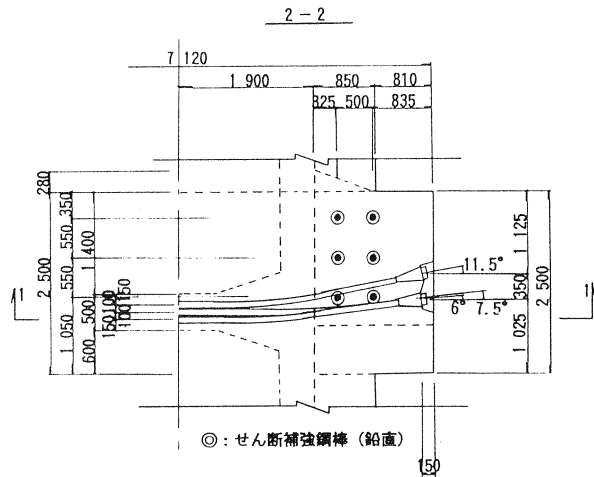
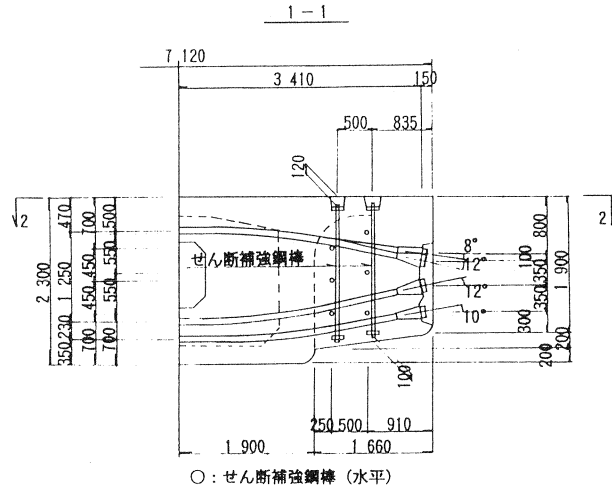


図-9 上段斜材定着横桁の鋼材配置

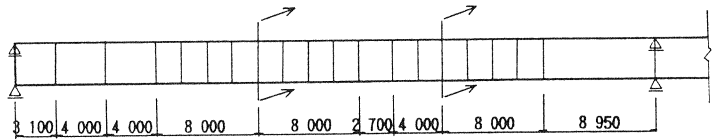


図-10 格子解析モデル

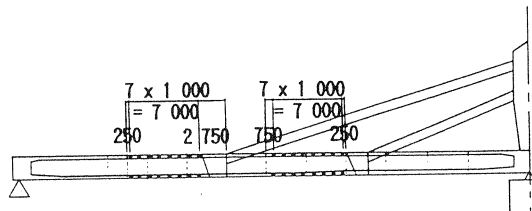


図-11 横締鋼材の配置