

施工時の斜材張力調整に着目したPC斜張橋の概略設計

㈱富士ピー・エス 正会員 ○ 菅野昇孝
九州工業大学 正会員 出光 隆
㈱富士ピー・エス 正会員 辻 裕治

1. はじめに

PC斜張橋は、「使用材料あるいは自重を最少とすることが経済的」という観点から、施工途中に数回の斜材張力調整を行っているのが一般的である。一方、近年支間に対して比較的桁高が小さいエクストラード橋が建設されてきており、この場合全く斜材張力調整は行われていない。

最近、我が国におけるPC斜張橋の建設が減少傾向にあるが、斜材張力調整に伴う設計・施工管理の煩雑さが、その要因の1つとも考えられる。斜材張力調整を省略あるいは簡素化できれば、施工の合理化となり、経済的なPC斜張橋の建設に繋がる可能性がある。

本報告は、支間が126.5mの2径間連続PC斜張橋を対象に、斜材張力調整の有無をパラメータとして試算を行い、設計・施工・経済性について検討したものである。

2. 検討対象の橋梁概要

表-1に検討対象としたPC橋の橋梁諸元を示す。

図-1は検討橋梁の構造図であるが、本検討は施工時いわゆる桁連結前までの影響が支配的と考え、検討橋梁は等径間の2径間連続PC斜張橋とした。支間126.5mは、3径間連続橋の中央径間に換算すると $1.8 \times 126.5\text{m} = 227.7\text{m}$ となり、PC斜張橋としての我が国最大支間(260m)クラスに匹敵する。また、主塔と支間の比は $63\text{m} / 227.7\text{m} = 1 / 3.6$ であり、一般的なPC斜張橋

表-1 橋梁諸元

構造形式	2径間連続PC斜張橋
桁長	254.7m
支間	126.5m
主桁断面	箱桁断面
有効幅員	7.5m(全幅11.5m)
使用材料	主桁コンクリート $\sigma_{ck} = 40\text{N/mm}^2$

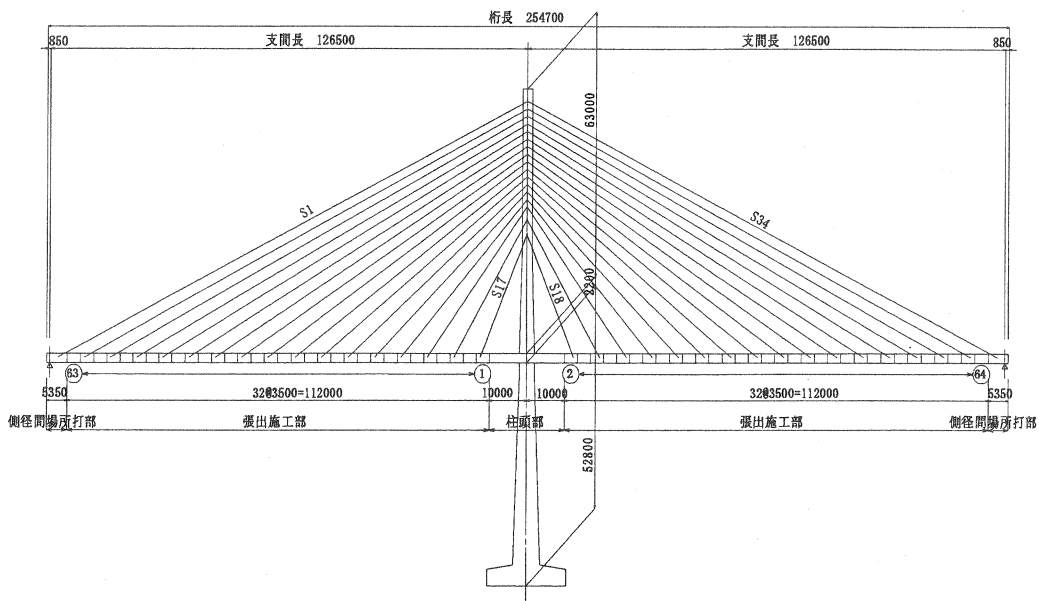


図-1 構造図

の主塔高さである。主塔形状は逆Y型、斜材は2面吊りとしたが、これは試算を行う上である形式に特定する必要があったため、今回の検討では橋軸直角方向およびねじりに対する検討は行っていないため、この形式選定には特に意味はない。

主桁の架設は、張出架設で一般的に使用されている2,500kN・m能力の中型架設機を用いることとし、主桁の施工ブロック長は3.5mとした。主桁コンクリートは左右交互打設とし、左右の主桁コンクリート自重および架設機荷重により主塔および主桁にアンバランスモーメントが生じることとした。なお、斜材の緊張・張力調整は左右4斜材を同時に行うこととした。斜材の主桁側定着間隔は、これも一般的な2施工ブロック毎の配置とし、7mとした。

3. 検討概要

桁高は、等断面の2.2m(換算支間長227.7mの1/100)を基準桁高とし、桁高の違いによる影響を比較するため、2.0m, 1.8mの3タイプについて検討を行った(図-2および表-2参照)。

それぞれの桁高のタイプについて、張出架設時に斜材張力調整を行う場合と行わない場合の試算を行ったわけであるが、橋体工完成時には、完成系で目標とする斜材張力に合わせるため、両者共に、最終斜材張力調整だけは行っている。張出架設時に行う斜材張力調整は、当該斜材架設時の1次緊張の他、2回の張力調整を行うこととし、2次緊張は次ブロックのコンクリート打設後に増し引き、3次緊張は次斜材架設後に緩めることを基本とした(図-3参照)。これは、架設当初あまり大きな張力を導入すると桁下縁、少なめに張力を導入すると次ブロックのコンクリート荷重により桁上縁に、それぞれ発生する引張応力度が過大となり、制限値を満足しないことがあるためである。さらに、一旦導入した張力を3次緊張で緩めるのは、架設の進行に伴い桁に導入される圧縮応力度が増加し、圧縮の制限値を満足しないことがあるためである。なお、斜材張力調整無しの場合とは、斜材架設時の1次緊張だけしか行わないで張出架設するということである。一般に、このような斜材張力調整を行うのは、上記理由により桁内ケーブルのプレストレス量が増加、あるいは、斜材テンドン容量が完成系で必要とする量よりも架設時の方が大きくなり、不経済な結果となることがあるためである。

したがって、本検討では、斜材張力調整の有無をパラメータとして、必要とする桁内ケーブルおよび斜材テンドン容量を算出し、施工性並びに経済性の比較を行うこととした。

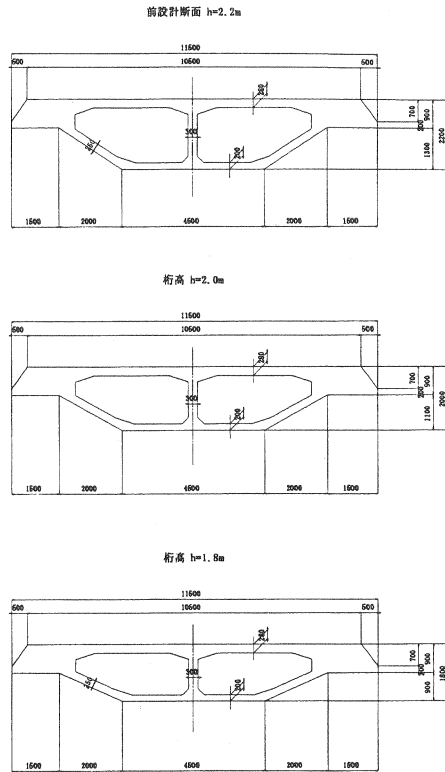


図-2 主桁断面図

表-2 試設計の検討ケース

ケースNo.	桁高(m)	斜材張力調整の有無
ケース1	2.2	無
ケース2	2.2	有
ケース3	2.0	無
ケース4	2.0	有
ケース5	1.8	無
ケース6	1.8	有

検討に当たって採用した設計条件を表-3に示す。張出架設時におけるコンクリートの引張応力度の制限値は $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ ，斜材の架設時および設計荷重時の応力度制限値は $0.6\sigma_{pu}$ ， $0.4\sigma_{pu}$ とした。また，完成系に目標とした斜材張力は，永久荷重作用時に斜材定着点の鉛直変位が0となるように設定した。

4. 検討結果

4.1 桁内PC鋼材重量および斜材重量

表-4に各ケースの桁内PC鋼材重量および斜材重量を示す。また，経済性の比較を行うため，主桁コンクリート体積，鉄筋重量，型枠数量，張出架設時の張力調整回数についても算出した。鉄筋重量はコンクリート 1m^3 当たり 150kgf として計上した。なお，表中の下段にはケース1 (桁高 2.2m ，張力調整無) との差を示した。表中にケース2およびケース5の数値がないのは，桁高 2.2m の場合は，斜材張力調整の有無にかかわらず桁内PC鋼材重量，斜材重量とも全く同じ結果となり，桁高 1.8m の場合は，張力調整を行わないと桁の応力が制限値を満足せず，張力調整無しには張出架設ができないという結果になったためである。

桁高 2.0m の場合は，斜材重量に差異はないが，張力調整を行うことにより，桁内PC鋼材重量が 11% 程度減少した (ケース3とケース4の比)。桁高 2.2m と 2.0m の場合の斜材重量は同じであったが，桁高 1.8m の場合は 8% 程度大きくなった (ケース1とケース6との比)。これは，桁高 2.2m および 2.0m の場合の斜材テンドン容量が完成系で決まっているのに対し，桁高 1.8m の場合は，架設時の制約条件 ($0.6\sigma_{pu}$) から決まっているためである。

また，桁高の違いによる主桁重量および型枠数量の差は，ウェブ部分の違いだけであり，僅かである。

4.2 経済性の比較

表-5に各ケースの建設コストの比較を示す。表中の数値は，ケース1との差として表示した。張力調整工は張出架設時の張力調整費用のみであり，その内訳は緊張ジャッキ・ポンプの損料および労務費である。張力調整は主塔側で行うこととし，斜材調整用ゴンドラ等の作業足場は考慮していない。架設費は，張出架設機および主塔脇に設置されるタワークレン ($1,200\text{kN}\cdot\text{m}$ 級) とエレベータ (1.0t タイプ) について計上した。また，表-4で示したように主桁自重の差は僅かであり，これに伴う下部工

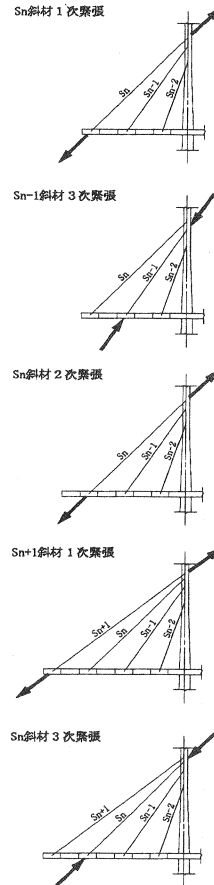


図-3 斜材緊張順序図

表-3 試設計における設計条件

項目		制限値
主桁コンクリートの 圧縮および引張応 力度の制限値	設計荷重時	圧縮 $14.0\text{N}/\text{mm}^2$
		引張 $1.5\text{N}/\text{mm}^2$
	張出架設時	圧縮 $17.5\text{N}/\text{mm}^2$
		引張 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$
主桁コンクリートの 斜引張応力度の 制限値	設計荷重時 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$	
	張出架設時 $2.0\text{N}/\text{mm}^2$	
斜材応力度の 制限値	設計荷重時 $0.4\sigma_{pu}$	
	張出架設時 $0.6\sigma_{pu}$	

のコスト差は考慮していない。なお、斜材張力調整に要する日数は、1回当たり(4斜材同時)0.5日として算出した。

今回の試算では、最も桁高が大きく、張力調整の必要がない桁高2.2mの場合が最も経済的になった。桁高を小さくすることにより、コンクリート・型枠・鉄筋の数量を減少させることはできるが、主桁剛性が小さくなる分、桁内PC鋼材量を増加させる必要があり、結果的に不経済となった。同じ桁高の場合(桁高2.0m)、張力調整を行うことによって桁内PC鋼材量を減少させることはできるが、これによるコスト縮減以上に張力調整に伴うコストの増加が上回る結果となった。桁高1.8mの場合は自重軽減効果によるコスト縮減はあるが、張出架設時の制約条件で斜材テンドン量が決定するため、他のケースに比べ斜材重量が増加し、全ケース中最も高い建設費となった。なお、桁高2.2mは、桁内空間(上床版下面と下床版上面の距離)が1.7m程度確保でき、作業性上からも好ましい桁高といえる。

表-4 各ケースの数量

項 目	ケース1	ケース3	ケース4	ケース6	
主桁コンクリート(m ³)	2,072	2,037	2,037	2,003	
	—	▲35	▲35	▲69	
主 桁 鉄 筋 (t)	311	306	306	300	
	—	▲5	▲5	▲11	
主桁型枠 (m ²)	内枠	4,014	3,829	3,829	3,639
	外枠	3,641	3,589	3,589	3,544
	—	▲185	▲185	▲375	
	—	▲52	▲52	▲97	
桁内PC鋼材(t)	69.8	78.9	70.6	70.8	
	—	9.1	0.8	1.0	
斜 材 (t)	132.3	132.3	132.3	142.5	
	—	±0	±0	10.2	
張力調整回数(回)	0	0	23	29	
	—	±0	23	29	
主 桁 重 量 (t)	5,180	5,093	5,093	5,008	
	—	▲87	▲87	▲172	

※下段はケース1の数量との差を示す

表-5 経済性の比較(ケース1との差額)

(単位:千円)

項 目	ケース3	ケース4	ケース6
①主桁コンクリート工	▲980	▲980	▲1,930
②主桁鉄筋工	▲1,050	▲1,050	▲2,310
③主桁型枠工	▲1,690	▲1,690	▲6,170
④(①+②+③)	▲3,720	▲3,720	▲10,410
⑤桁内PC工	15,930	1,400	1,750
⑥斜材工	±0	±0	28,050
⑦張力調整工	±0	13,800	17,400
⑧直接工事費 (④+⑥+⑦+⑧)	12,210	11,480	36,790
⑨仮設費	±0	2,410	2,940
⑩経費	3,050	3,470	9,930
⑪工事費 (⑨+⑩+⑪)	15,260	17,360	49,660

注1)経費は(直接工事費+仮設費)×0.25として算出

5. まとめ

中央径間長230mクラスで、桁高/支間が1/100~1/120程度のPC斜張橋において、斜材張力調整の有無をパラメータとして試算を行った結果、つぎのようなことが明らかとなった。

- (1) PC斜張橋の建設費は、斜材工、張力調整工、および桁内PC工の占める割合が大きく、主桁コンクリート、鉄筋、型枠の増減の影響は小さい。
- (2) 張力調整無しで架設する場合、桁内PC鋼材重量を1割程度増加する必要があるが、張力調整自体の作業費用、工程短縮に伴う仮設費(機械経費)の削減により、張力調整する場合に比べて建設費が小さくなる。
- (3) 桁高/支間が1/120程度まで桁剛性を小さくすると斜材張力調整が不可欠となり、桁内PC鋼材のほか斜材重量も増加して不経済となる。