

弾性支持連続桁橋の検討

○（株）横河ブリッジ 正会員 佐野 泰如
 （株）横河ブリッジ 正会員 長谷川 鎔一

1. まえがき 近年、第2東名高速道路で計画・施工されている橋梁をはじめとして、建設費のコスト削減の観点から合成床版やPC床版を用いた鋼少数主桁橋梁の採用が多くなっている。これらは鋼橋の経済性を向上するために検討がはじめられ、実現に至った形式である。一方、PC橋においては従来からある内ケーブル方式のPC鋼材配置から、維持管理を考慮して外ケーブル方式が多く採用されるようになってきた。エクストラドーズド橋、波形ウェブPC橋などがその代表的な橋梁形式である。PC橋のPC鋼材はコンクリートにプレストレスを導入するために使用されており、鋼斜張橋や吊橋等で使用する平行線ケーブル（PWS）と比べ性能面ではやや劣るものの経済性は高い。

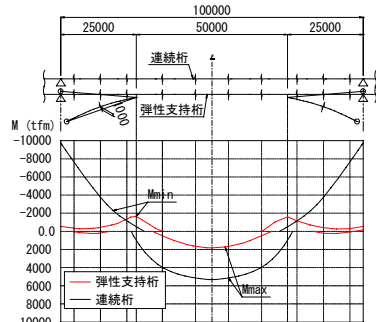


図－1 弾性支持連続桁橋

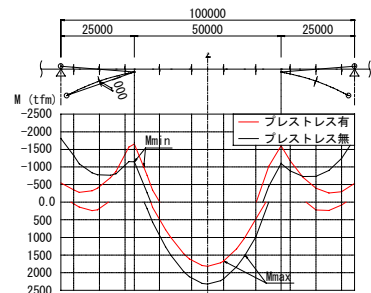
これらのことから引張材としてPC鋼材のケーブルを積極的に使用し鋼橋に利用することで、より合理的かつ低コストな構造が実現しうると考え、検討を行った。本検討では概算鋼重等算出するとともに、従来の少数主桁との比較から、構造的な特徴を明らかにする。

2. 弾性支持連続桁橋の試設計 弾性支持連続桁とは図－1のパス図に示すように2主桁橋を支間1/4点の橋脚以外の支点（弾性支持点）で支持する構造である。弾性支持点を構成する部材は、橋脚に定着され下方から支持するアーチ部および、橋脚天端に定着され上方からアーチ部を吊り上げるケーブル部より構成される。圧縮力が支配的なアーチ部は鋼製の型枠にコンクリートを充填した鋼・コンクリート合成断面とし、引張力が支配的な上方部はケーブルを使用している。このケーブル、アーチから成る部材の主桁支持部に支承を設置し、弾性支持点を構成する。この支持点が本橋梁形式の大きな特徴である。試設計は最大支間長が①50m、②75m、③100mの3通りの支間割りにて行った。なお比較対象として②、③のケースについては弾性支持点無しの少数主桁としての試設計も行った。

3. 試設計結果 弾性支持連続桁の構造特性を確認するため、曲げモーメント、活荷重たわみ、プレストレスに着目して検討した。図－2に支間長100m(③)の場合の曲げモーメント図（弾性支持点無の場合と比較）を示す。これより弾性支持点の支持効果が現れており、弾性支持点のない連続桁と比較すると作用曲げモーメントが格段に減少することがわかる。活荷重たわみの結果を表－1に示すが、いずれのタイプも許容値内（ $L/\delta a \geq 500 \delta a$ ：許容たわみ量）に収まっている。次に、プレストレスを導入しない場合とした場合で比較した結果を図－3に示す。プレストレスを導入すると橋脚上、および支間中央の曲げモーメントの絶対値は低減され、弾性支持点の負の曲げモーメントは小さく（絶対値は大きく）なる。これより、プレストレスをある程度導入することで断面力分布をバランスよく変化させることが可能といえる。



図－2 曲げモーメント比較

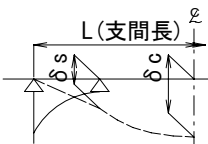


図－3 プレストレス比較

主桁の断面構成結果を図－4に示す。断面設計は輸送を考慮して最大桁高2900mm、部材長10m程度、水平補剛材は1段（実際は地震時の軸力を

表－1 活荷重たわみ

単位:mm			
ケース	δ_c	δ_s	L/δ_c
①	81	38	1229
②	56	23	1337
③	30	12	1662



弾性支持連続桁橋、低コスト、合理化橋梁〒273-0026 千葉県船橋市山野町27 横河テクノビルTEL047-435-6161

考慮し、圧縮補剛板としてのリブをウェブに配置する必要
がある）を仮定している．また、合理化設計を採用し、
1 部材 1 断面としている．プレストレスの効果で弾性支
持点～橋脚間は曲げモーメントが小さくなるため、橋脚
上の断面は小さくできる．一方、弾性支持点、支間中央
等曲げモーメントが大きくなる部位についても、フラン
ジは 50mm 以内（SM490Y 材）に収まりボルト接合が可
能な断面構成となっている．同様に、弾性支持点のない
連続少数桁について断面決定を行うと、変断面、SM570
材の使用など不経済になり、現場継手も溶接にせざるを
得ない板厚構成となる．試設計で算出した鋼重と、従来
の小数主桁橋の鋼重とを比較した結果を図－5 に示す．

4. 弾性支持部材の力学特性 弾性支持部材のバネ剛性を評価するた
めに図－6 のようなトラス構造を考える．単位荷重の定理により、
この構造の先端に荷重(P)が作用したときの水平方向（Δx）鉛直方
向（Δy）それぞれの変位は容易に求めることができ、次式(1)、(2)
で与えられる．ここで E_1 , E_2 は各部材のヤング率, A_1 , A_2 は各部
材の断面積, ℓ_1 , ℓ_2 , h_1 , h_2 は図－6 に示す構造形状寸法をそれぞ
れ示す．

$$\Delta x = \frac{-E_1 A_1 h_1 \ell_2^3 + E_2 A_2 h_2 \ell_1^3}{E_1 E_2 A_1 A_2 (h_1 + h_2)^2 B} P$$

(1)

$$\Delta y = \frac{E_1 A_1 \ell_2^3 + E_2 A_2 \ell_1^3}{E_1 E_2 A_1 A_2 (h_1 + h_2)^2} P$$

(2)

よって、鉛直方向のバネ剛性（k）は P=1 としたときの式(2)の逆
数となるので、次式(3)で表される．

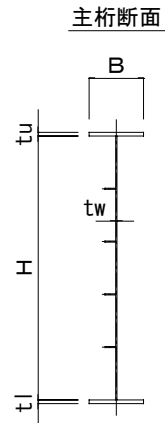
$$k = \frac{1}{\Delta y} = \frac{E_1 E_2 A_1 A_2 (h_1 + h_2)^2}{E_1 A_1 \ell_2^3 + E_2 A_2 \ell_1^3}$$

(3)

この式より本構造の鉛直バネ剛性は h , ℓ 等の形状に大きく依存
しており、 h_1+h_2 が同じならば剛性は変化しないことが分かる．(3)
式より得られた試設計橋梁のバネ剛性を表－4 に示す．これより、
支間長が短くなるほどバネ剛性が大きくなっているが、これは形状
の影響（支間長小→ ℓ 小）が大きいといえる．弾性支持部材の
鉛直バネ剛性は構成部材の剛性、トラス構造の形状により自由に変
化させることが可能である．しかし、実構造では弾性支持点が負曲
げとなるため、連続桁の曲げモーメントの正負が反転する 1/4 支間
を支持するのが、良いと考えられる．さらに、桁下制限等もあるこ
とから形状の自由度は少ない．そこで、トラスの骨組形状は変化さ
せずに、アーチ部材の剛性（ $E_2 A_2$ ）に着目し、③のケースについて
パラメトリック解析による検討を行った．結果を図－7 に示す．着
目は橋脚上曲げモーメント（M1）、弾性支持点上曲げモーメント
（M2）、支間中央曲げモーメント（M3）、アーチ部材軸力（N）の
断面力、アーチ部材の圧縮応力度である．なお、この解析において
はケーブルのプレストレスは考慮していない．これより、設計では式(3)に影響を与えるパラメータおよび主
桁の剛性とのバランスから、図－7 の各断面力の変化が少ない範囲で各剛性を定めるのがよいと考えられる．

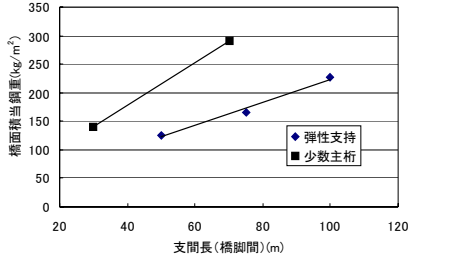
5. まとめ 本検討において得られた知見を以下に挙げる．

- ・ 試設計で検討した新橋梁形式では、従来の少数主桁橋と比較すると鋼重減少がはかれる．
- ・ 中間に設置した弾性支持点は、主桁の曲げモーメントの低減に大きく寄与する．
- ・ 設計上困難な点は無く、合理的な橋梁形式といえる．

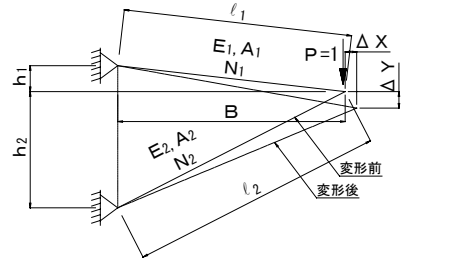


単位: mm				
ケース	断面位置	支間中央	弾性支持	橋脚上
①	B	450	450	450
	H	1500	1500	1500
	tu	38	32	28
	tw	9	11	9
	tℓ	38	32	28
材質 SM490Y SM490Y SM490Y				
②	B	600	600	600
	H	2000	2000	2000
	tu	40	40	30
	tw	10	12	14
	tℓ	42	40	30
材質 SM490Y SM490Y SM490Y				
③	B	600	600	600
	H	2900	2900	2900
	tu	42	40	22
	tw	14	14	14
	tℓ	44	40	22
材質 SM490Y SM490Y SM490Y				

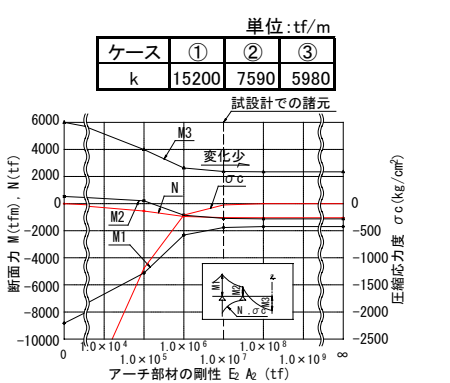
図－4 主桁断面構成



図－5 鋼重比較



図－6 弾性支持部力学モデル
表－4 各ケースのバネ剛性



図－7 弾性支持効果