

大偏心外ケーブルPC複合桁橋は Attractiveness か

井戸鉄建(株) 正会員 工修 ○井戸 功誠
 東急建設(株) 工修 國井 道浩
 日本大学 正会員 Ph.D 山崎 淳

1. はじめに

2005年5月に Hungary の Budapest にて行われた fib のシンポジウムでは、”Keep Concrete Attractive “というテーマで開催され、様々な面から論じられた。

Attractiveness ということ考えた場合、外観、環境など様々なアプローチがあると考えられる。近年、中小規模の橋梁でも優れた事柄が多様に実施されており、Attractive といえる構造物が多数建設されている。例えば新名西橋は、美しいだけでなく、大都市部での建設という条件下で住環境への負荷の低減の工夫がなされた[1]。また、使用材料を低減することにより、製造時地球温暖化ガス排出の減少、建設時環境改変の減少などにつながることから、桁を軽量化した複合桁橋など新しい形式の構造物が建設されている。筆者らがこれまで検討してきた大偏心外ケーブルPC複合桁橋も、桁断面やケーブルサグを最小にできる構造物であり、Attractive な構造物の一つとして位置づけることができると考える。

本論文では、開発した設計方法により導かれる形状・特徴を示し、挙動を確認する目的で行った縮小模型実験について述べる。

2. プロトタイプブリッジ

図-1 に缶模型を示す。筆者らが検討している“大偏心外ケーブルPC桁橋”を示している。これは同時に、自碇式吊橋の形状を示している。自碇式吊橋としては、D. Vandepitte[2] , J. Schlaich[3] and J. Strasky[4],[5] らにより実橋が建設されている。実橋の例として図-2 に D. Vandepitte によって設計されたベルギーの自碇式吊橋を示す。

プロトタイプブリッジの側面図を図-3 に、桁断面および波形鋼板ウェブの形状を図-4 に示す。大偏心外ケーブルPC橋は、桁高内に配置されていたケーブルを桁高以上に大きく偏心させることにより効率的な構造とするものである。スパン 180m で設計を行った結果、ケーブルサグは 16.3m、桁高は 3.55m となった。また、桁の床版厚は、上床版 0.3m、下床版 0.5m とした。16.3m の主塔高さは吊形式橋梁よりも低いイメージであり、桁高 3.55m は、軽量の印象となる。さらに桁を波形鋼板ウェブ複合桁にすることにより、軽量化を図った。

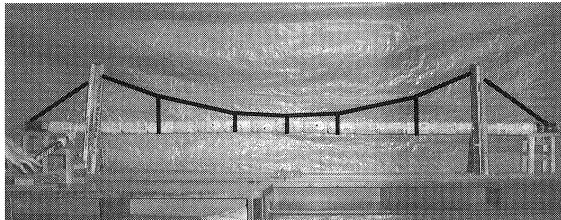


図-1 缶模型 (飯塚智浩 1998日本大学卒)

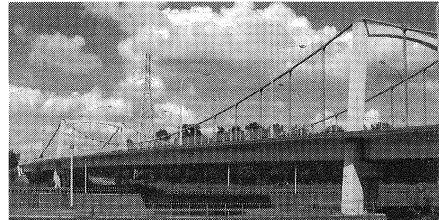


図-2 自碇式吊橋 (ベルギー)

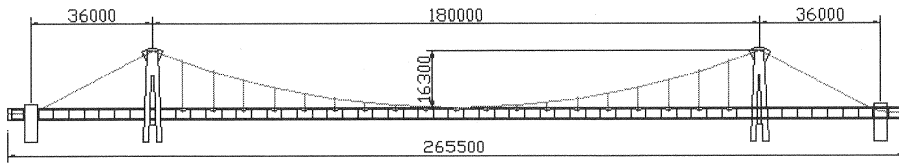


図-3 プロトタイプブリッジ (unit: mm)

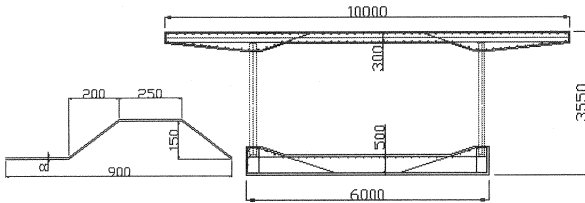


図-4 桁断面と波形鋼板ウェブ形状

表-1 設計条件

中央スパン長	180 m
サイドスパン長	36 m
桁幅	10 m
活荷重	B活荷重

3. 設計の要求性能

対象構造物は道路橋として設計を行った。以下に設定した要求性能を示す。設計方法は、既に報告した[6],[7]。

- (1) ロードバランス状態では、変形はゼロとなるようにする。(図-5)。
- (2) 活荷重によるたわみはスパン長の 1/1000 となるようにする。(図-6)。
- (3) 桁の軸応力は、ゼロから許容圧縮応力度の範囲になるようにする。(表-2)。
- (4) 設計荷重 (死荷重+活荷重) 作用時のケーブルの許容引張応力は、通常のプレストレストコンクリート橋と同じ $0.6f_{pu}$ とした。またこのときの活荷重による許容変動応力は 100 N/mm^2 (図-7)とした。

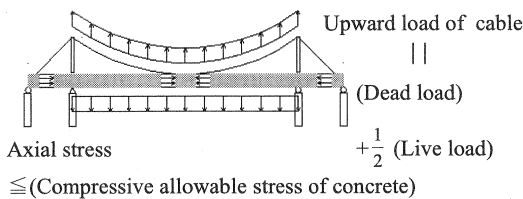


図-5 ロードバランス状態

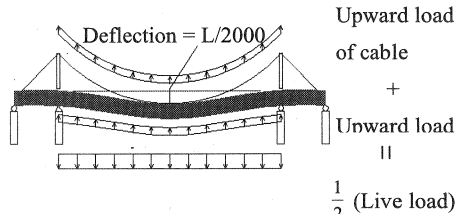


図-6 設計荷重作用時の状態

表-2 材料表

コンクリート	
許容圧縮応力度 f_{ca}	10 N/mm^2
弾性係数 E_c	28 kN/mm^2
PC スtrand	
許容引張応力度 $0.6f_{pu}$	1140 N/mm^2
弾性係数 E_p	200 kN/mm^2
波形鋼板ウェブ (SM490)	
許容せん断応力度 f_{vsa}	105 N/mm^2

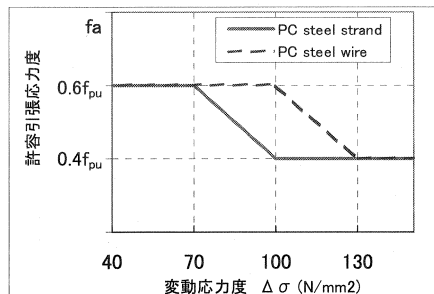


図-7 PC鋼線の許容応力度

4. 構造特性

設計理論で導かれる形状寸法は、スパン長により変化することが分かった。本研究では、中央スパン 100m~350mについて検討を行った。

4.1 ケーブルサグと主ケーブルの変動応力

図-8 に 3 種類のスパン長について側面図を示す。スパン長が長くなるにつれ、ケーブルサグが大きくなり、桁が薄くなる。図-10 にスパン長とケーブルサグの比を示す。スパン長 100m ではケーブルサグ 5m, スパン長 350m ではケーブルサグ 60m となり、非線形的に増加する。図-11 に主ケーブルの活荷重に対する応力変動を示す。スパン長により応力変動の量は変化し、スパン 210m で 70N/mm^2 となり、スパン長 420m でほぼ 100N/mm^2 となった。

4.2 桁高と桁の変動応力

図-9 には、設計荷重作用時の桁の軸応力について示す。3 つの橋とも最小応力はおおよそ 4N/mm^2 となり、最大応力はほぼ 10N/mm^2 となった。これらは要求性能をみたしている。図-12 に桁高とスパン長の関係を示す。スパンにより、桁高 2m から 6m に変化した。桁高/スパン長比は、約 $1/50$ となった。

4.3 桁とケーブルの荷重分担割合

図-13 に桁とケーブルの荷重分担割合を示す。スパン長 100m に対し桁の荷重分担割合は 75% となり、350m では 30% となった。またスパン長 210m で、桁とケーブルの荷重分担割合は 50% となった。

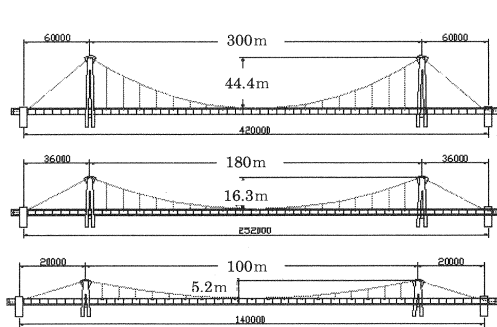


図-8 3つのスパンの構造側面図

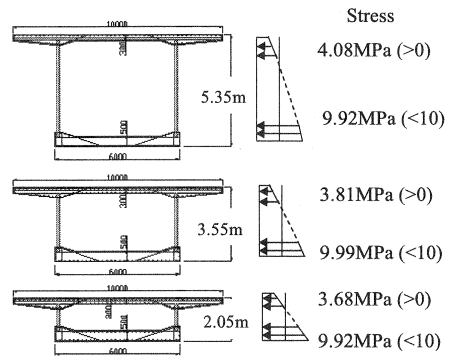


図-9 桁断面と応力分布

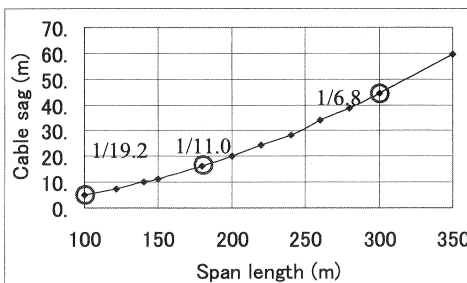


図-10 ケーブルサグ

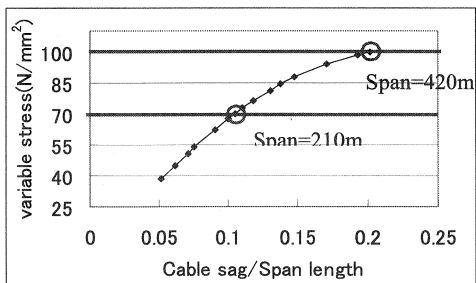


図-11 ケーブルの変動応力

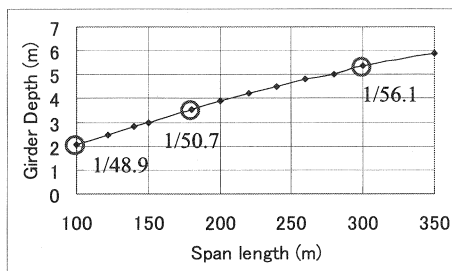


図-12 桁高

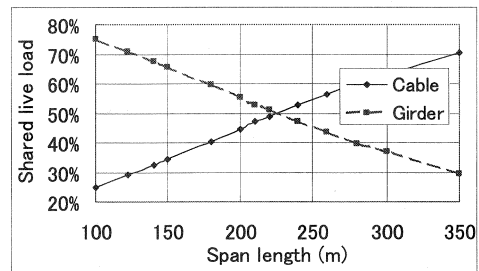


図-13 桁とケーブル荷重分担割合

5. 1/36 縮小模型実験

5.1 1/36 縮小模型実験装置

図-14 に縮小模型全体を示す。中央径間が 5m, 側径間が 1m, ケーブルサグが 0.45m となっている。縮小模型は, モデル構造を可能な限り 1/36 に縮小したものである。ただし, 上下床版厚と波形鋼板に関しては施工上の問題から約 1/10 の縮小率になっている。

図-15 に縮小模型桁断面・側面・波形形状を示す。桁は RC 構造とし, 床版にモルタル, 主筋に M6 ネジ棒を用いて, 17 個のセグメントを連結した。桁とケーブルをつなぐハンガーには M3 ネジ棒 (1 箇所につき 2 本), ケーブルは SWPD3 (2.9mm³ 本より線) を使用し, 2 面吊となっている。波形鋼板は 0.5mm 厚の鉄板を折り曲げ, 波形鋼板間の接合は, 接合プレートを用い 1 面支圧接合とした。波形鋼板と上床版は埋め込み接合とし, 下床版は M3 ネジ棒をずれ止めとして埋め込んだ。

ケーブルの緊張は, 緊張側端部に取付けた導入ジャッキにより片側から 2 本同時に緊張する構造とした。桁への鉛直方向荷重載荷は, 載荷ジャッキをスパン中央下に取付け, 荷重分配梁を介して中央スパンの 4 等分点に荷重を伝える構造とした。

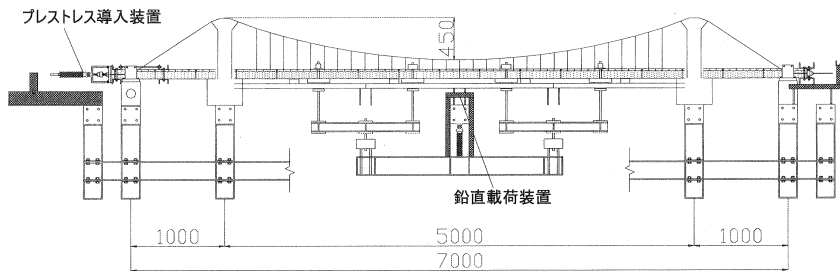


図-14 実験供試体

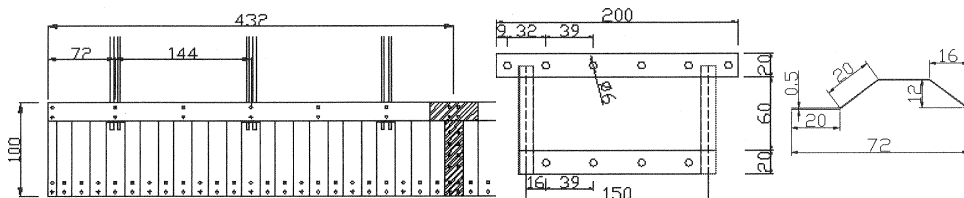


図-15 桁セグメントと波形鋼板ウェブの形状

5.2 FEM 解析モデル

図-16 に FEM 解析モデルを示す。表-5 に固定条件, 表-6 に解析要素を示す。解析には汎用 FEM 解析プログラム DIANA8.1 を用いて行った。

荷重は, (1)プレストレス力 $F = 26.98\text{kN}$, (2)自重と活荷重の補正量を 4 点の集中荷重 $P1 = 16.88\text{kN}$, (3)桁の自重 $w = 0.262\text{ N/mm}$ を作用させた。

表-3 実験供試体の材料表

	弾性係数 (N/mm^2)	質量密度 (N/mm^3)	断面積 (mm^2)	ポアソン比
上下床版(モルタル)	24000	$2.45\text{E-}05$	7000	0.167
波形鋼板(JIS G3141)	156.25	$7.64\text{E-}05$	90	0.3
ケーブル(SWPD3)	196000	0	19.82	0.3
ハンガー(M3ねじ棒)	116000	0	10.62	0.3
鉄筋(M6ねじ棒)	116000	0	20.1	0.3

表-4 縮小比

	モデル構造	縮小率	縮小値	1/36縮小模型
中央支間長	180 m	1/n	5 m	5 m
ケーブルサグ	16.3 m	1/n	452mm	450 mm
ケーブル断面積	47200 mm^2	$1/n^2$	36.4 mm^2	39.6 mm^2
桁幅	10 m	1/n	279 mm	200 mm
桁高	3.55 m	1/n	98.6 mm	100 mm
桁断面積	7.585 m^2	$1/n^2$	5852 mm^2	7000 mm^2

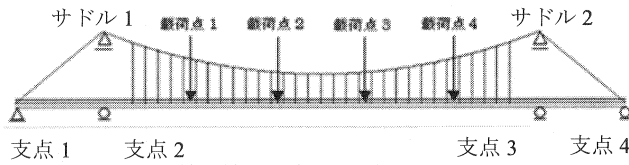


図-16 解析モデル

表-5 支点条件

	拘束条件
支点1	fixed support
支点2・3・4	movable support
サドル部	movable support

表-6 エレメントタイプ

	解析要素
桁	梁要素
鉄筋	Bar要素
ケーブル	トラス要素
ハンガー	トラス要素

5.3 実験結果

5.3.1 ロードバランス状態

図-17 にロードバランス状態を示す。鉛直方向荷重の差はほぼゼロとなった。下向き荷重は上向き荷重とバランスされている。設計方法で計算された上向き荷重は、FEM 解析値と実験値とほぼ一致した。

5.3.2 荷重変位関係

ロードバランス後の荷重変位関係を図-18 に示す。供試体の剛性は、構造非線形性を考慮した予測値および FEM 解析値とほぼ一致した。予測値計算によると、桁の鉄筋が降伏した後も、線形な挙動を示すことがわかった。

5.3.3 荷重増分に対する桁とケーブルの荷重分担割合

荷重増分に対する桁とケーブルの荷重分担割合を図-19 に示す。荷重が増えるにつれ、ケーブルによる分担量が増え、最終的にはほぼすべてをケーブルが分担するようになった。

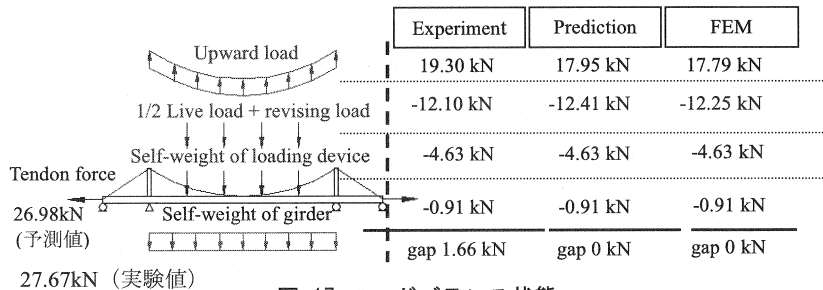


図-17 ロードバランス状態

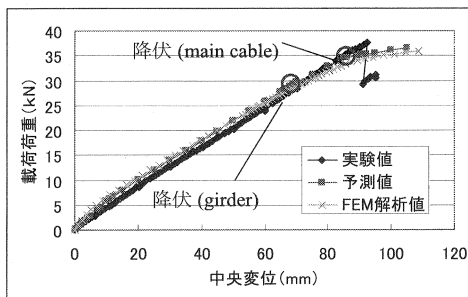


図-18 荷重変位関係

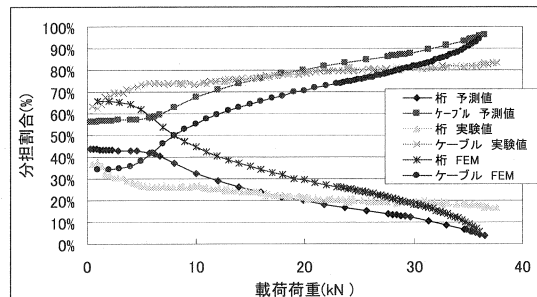


図-19 荷重分担割合

6. スパン長 770m の試設計

コンクリートの強度 80N/mm^2 とし、これまでに報告したコンクリート強度よりも高い値として、試設計を行った。図-20 と図-21 に中央スパン 770m, 桁高 6m の構造の可能性を見出した。

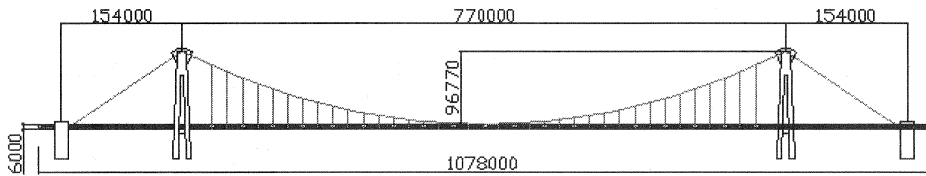


図-20 スパン770mの設計結果 (unit: mm)

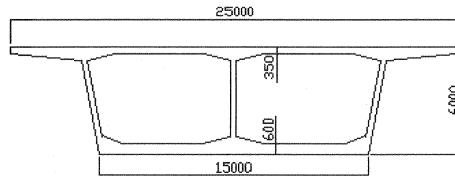


図-21 桁断面 (unit: mm)

7. まとめ

縮小模型実験では、実験結果は予測値・FEM 解析値とよく一致した。破壊に至るまでの挙動としては、桁とケーブルが分担して抵抗する構造であり、桁の鉄筋が降伏した後も線形的な挙動を示した。

大偏心外ケーブルPC複合桁橋の設計に関して検討した結果、中規模なスパン長では、主塔が小さく、桁高も低く抑えられる構造であることがわかった。また、スパン長が約 200m程度で桁とケーブルの荷重分担割合が等しくなり、ケーブルの変動応力も 70N/mm^2 となることが分かった。

また高強度コンクリートを用いることにより、770m の大規模構造についても可能性があることが示された。

よってこの構造形式は、Attractiveな構造だと考える。

謝辞

本研究は、第1著者が日本大学在職中に、当時在学中の学生達とともに行ったものである。また、FEM 解析は、平成 15 年度学部卒業生 濱尾謙治氏の卒業研究の結果である。ここに関係各位に謝意を表する。

参考文献

- [1] Mizuno K., Iida J., Nakayama H., Wakasa T., and Kasuga A. (2002), "Design and Construction of Shin-Meisei Bridge -," Proc., fib2002 Osaka, S1, pp. 137-138
- [2] D. Vandepitte: Self-anchored prestressed concrete suspension bridges with parabolic cables, International Symposium on Suspension Bridges, Lisboa, 1966, pp. 549-556
- [3] Alan Holgate: The work of Jorg Schlaich and his team, 1997
- [4] Jiri Strasky: Design-Construction of Vranov Lake Pedestrian Bridge, Czech Republic, PCI Journal November-December 1997, pp. 60-75
- [5] Jiri Strasky: Willamette River Pedestrian Bridge, Eugene, Oregon, fib Symposium 1999 Proceedings Volumel, October 1999, pp. 193-195
- [6] K. Ido, N. Hagiwara, J. Yamazaki, K. Umezu, H. Kouno: Experimental Study for Composite Prestressed Concrete Girder Bridge With External Tendons of Large Eccentricities, Proceeding of the first fib congress 2002 volume 4 pp.381-390
- [7] K. Ido, J. Yamazaki, M. Fujita, H. Arai: Prestressed Concrete Girder Bridge with External Tendons of Large Eccentricities (mechanics logic and design concept), Proceeding of the 5th Phd symposium in civil engineering, 2004 June
- [8] PC斜張橋・エクストラロード橋設計施工規準 (案), プレストレストコンクリート技術協会