

2径間高塔型エクストラードズド橋の構造特性

川崎 秀明¹・松下博通²

¹正会員 工修 沖縄開発庁 北部ダム事務所長 (〒905-8501 沖縄県名護市字名護 4752)

²正会員 工博 九州大学教授 大学院工学研究科 (〒810-8531 福岡市東区箱崎 6-10-1)

PCエクストラードズド橋は、PC斜張橋とPC箱桁橋の中間領域の支間長に適する橋梁形式として近年実施例が増えているが、従来の同形式は3径間以上であり主塔の高さも10~15mと低く抑えられている。これに対し2径間の場合、両端支持であるため元々応力変動や変位に対して強く、その分主塔高を高くすることによって主桁の応力状態を大きく改善し、主桁・斜材の部材量を低減することが可能と考えられる。そこで、主塔・主桁・斜材の主要3部材の特性と限界を分析し構造系全体の最適化を進め、結果として従来PCエクストラードズド橋の倍程度(斜張橋の半分程度)が経済的に最も有利であり、応力上も問題ないことが判った。この成果は設計と施工によって確認したが、本研究はその経験も踏まえてより最適な橋梁構造を提案するものである。

Key Words : PC extradosed bridge, PC cable stayed bridge, two span & higher tower, optimal structural design

1. はじめに

PCエクストラードズド橋(以下、エクストラードズド橋)は、主塔からの斜材ケーブルによって床版を吊るPC斜張橋(以下、斜張橋)と主桁の剛性によって構造系を保つ桁橋の双方の特徴を併せ持つ構造形式であり、中央支間100~200mクラスでの優れた最新橋梁タイプとして近年実施例が増えているが、従来の主塔の高さは支間長の1/10~1/12程度と低く抑えられている。なお、主塔高に関する既往研究は多径間対象ではあるが^{1,2)}、斜材応力変動幅、鉛直荷重負担率、曲げモーメント低減効果等の点から、支間長の1/8~1/12を適当としている。

しかし、両端が支点支持される2径間においては、斜材の応力変動幅に余裕があるため、さらに主塔を高くして中間支点での曲げモーメントを減らすことで一層経済的な構造設計が可能であると考え、研究を進めた。

この2径間高塔型の理論を既往最大級の張出し長110mのまたぎな大橋設計に適用して従来の倍程度の主塔高が経済的に最適であるとの結論を得た。その後、実施工および計測によって当構造の妥当性を確認した。

本稿は、これら設計~施工を通じて得られた結果をもとに、主塔・主桁・斜材の構造特性と経済性への影響を分析し、2径間高塔型の有利性について総合的に評価したもので、実構造を検証しスパン長大化を検討した。

今回の2径間高塔型提案は、従来のエクストラードズド橋と斜張橋の中間領域に今までに無い優れた橋梁構造が存在し将来可能性に富むことを示しているが、今後のPC橋梁設計の最適化に寄与できれば幸いである。

2. 2径間高塔型エクストラードズド橋の目的

(1) 主要部材から見た力学的目的

a) 斜材

従来エクストラードズド橋の斜材は、主塔による大偏心モーメントを主桁に与え柱頭部の負モーメントの軽減によって効果的なプレストレスを与えることを主要目的としている。また、斜張橋の斜材は吊材機能により主桁の鉛直荷重負担を極力抑えることを目的としている。

一方、2径間高塔型エクストラードズド橋の斜材は、より高い主塔を利用した大偏心モーメントによって柱頭部負のモーメントをさらに軽減することを主な目的としているが、斜材の吊材効果に伴う自重軽減による柱頭部負のモーメントの軽減も付加される。なお、負のモーメントを抑えることは、設計上最もクリティカルとなる主桁柱頭部の応力を軽減するという意味を持つ。

b) 主桁

エクストラードズド橋は、斜張橋よりも主桁高増により片持ち梁の張出し区間を長くすることで、斜材の架設区間および斜材工費用を減じている。一方、斜張橋の主桁は全長にわたって斜材に吊られるために、打設ブロック分の張出しに耐える主桁高を確保すればよい。

エクストラードズド橋を斜張橋から外観的に明確に区別する特徴として、「主桁高が大きい、斜材が全長にわたって張られていない、大半は柱頭部で主桁高増がある」等があり、この点、主桁高を斜張橋の倍近くまで高くする等の上記特徴を有する今回の2径間高塔型構造は、基本的にエクストラードズド橋であると考えられる。

表-1 桁高変化による柱頭部曲げモーメント値 (kN・m)
(径間長110m, 主塔高26.3m, 斜材15段, B活荷重)

桁高: 柱頭部~標準部	6~3m	6~3.5m	6~4m	
自重モーメント	-489,958	-583,747	-669,192	
モーメント比	1.00	1.19	1.37	
桁内 PC 鋼材モーメント	83,698	85,588	87,888	
斜材張力モーメント	582,231	664,875	734,859	
モーメント比	1.00	1.14	1.26	
設計荷重時	最大	32,738	28,945	18,110
クリープ乾燥収縮後	最小	-6,682	-14,210	-21,676
斜材応力変動幅 $\Delta \sigma$ (N/mm ²)	29.9	24.8	21.1	

表-2 主塔高変化による柱頭部曲げモーメント値 (kN・m)
(主塔高変化と主桁高6~3.5m 設定の以外は表-1と同一条件)

主塔高	20.8m	26.3m	30.2m	35.5m	
自重モーメント	-746,217	-583,153	-509,618	-436,538	
モーメント比	1.00	0.78	0.68	0.59	
桁内 PC 鋼材 //	88,094	85,500	84,600	83,896	
斜材張力 //	766,952	664,197	625,639	582,338	
モーメント比	1.00	0.87	0.82	0.76	
設計荷重時	最大	-3,679	25,387	41,382	54,858
時 //	最小	-48,149	-14,196	4,488	20,237
斜材応力変動幅 (N/mm ²)	20.0	27.6	36.9	47.4	

c) 主塔

主塔は上記の斜材と主桁の機能発揮のために必要な高さを持つべき。ちなみに、Mathivat (エクストラードロード橋提案者) の H/L (主塔高/支間長) は 1/15 であるが、実績主塔高は支間長の 1/10~1/13 が多い。これに対し斜張橋の実績 H/L は 1/4 前後が多い。2径間高塔型の最適主塔高は両者の中間に位置すると考えられる。

(2) 本研究の目的

2径間高塔型エクストラードロード橋を構成する主塔、主桁、斜材の力学的特性を把握し、各部材の影響度合いを分析することで、構造系全体の経済性追求による設計の最適化を図る。さらに、実施工へ適用して力学的安全性、施工性向上、経済性の検証を行い、長径間化の可能性を探ることで、将来の橋梁構造の発展に資する。

なお、検討モデルは既往最大の張出し長 110m を持つ 2径間橋梁である「またきな大橋」とした。(図-9)

3. 部材別構造分析

主塔、主桁、斜材の主要 3 部材について径間長 110m x 2 径間の等径間モデルによるパラメータ解析を行い、各部材特性の構造全体に与える影響について分析した。

(1) 主桁高 (標準部の主桁高)

主桁高を増した場合、主桁剛性増により斜材の荷重負担率が減る一方で、主桁の自重増により曲げモーメントが増えるためその経済性は微妙で確認の必要がある。

主塔高 26.3m の条件で主桁高 (柱頭部~標準部) を 6~3m から 6~4m に高くした場合、自重増による負モーメントの増が大きいため、斜材張力と桁内 PC 鋼材プレストレスの必要量はむしろ増える。ただし、自重の負のモーメント増 37% に対して斜材張力増は 26% であり、主桁の鉛直荷重分担は確実に進んでいる。(表-1)

以上より「主桁を高くすると斜材の鉛直荷重分担の比率は下がるが、斜材張力の軽減効果は余り期待できない」と言える。さらに、主桁自重増により下部工への負担が大きくなるため主桁高増はさらに不利になる。

(2) 主塔高 (橋面から主塔の先端までの高さ)

主塔高を 20.8, 26.3, 30.2, 35.5m (側径間長 110m 比で各々 1/5, 1/4, 1/3.5, 1/3) と高くした場合、表-2 のように柱頭部では、自重による負のモーメントが大きく減り、それに対応して必要な斜材張力は大きく減り、桁内 PC 鋼材量も僅かに減る。また、曲げモーメントも大きく軽減され、主桁内の発生応力は大幅に改善される。

本章では主塔高増の効用を斜材張力減による斜材容量 (径) の減に用いたが、桁内 PC 鋼材の減 (4 章参照)、主桁高の減、長径間化 (6 章参照) にも有効である。

(3) 斜材

斜材は主桁内のコンクリート応力が許容値内に収まるように配置され、PC 鋼材許容値内の張力が与えられる。斜材の設定は、架設区間、段数、太さ等の選定要素が多く複雑だが、下記に従って分析を進めた。

a) 斜材と桁内 PC 鋼材量の配分

斜材は桁内 PC 鋼材 (ケーブル or 鋼棒) より高価だが大偏心であるため、より少ない鋼材量で柱頭部発生応力軽減に有利な正のモーメントを与えることができる。

そこで、当モデルでは効率の良い斜材を優先配置し、桁内 PC 鋼材を必要最小限の量にとどめることで、総 PC 鋼材量をできるだけ抑制し、その結果、斜材段数は 15 段と多めとなった。一方、従来エクストラードロード橋では、桁内 PC 鋼材を多く併用するのが一般的で、斜材優先配置とは異なる。これら 2 手法の経済上の優劣は一概には言えず、斜材と桁内 PC 鋼材の価格差と配分量、斜材張力の余り具合等で変わるものと考えられる。

b) 主桁高と斜材架設区間

エクストラードロード橋では基本的に図-1 のように、柱頭部からの T ラーメン張出し部 (柱頭部~最下段斜材架設位置) と最上段斜材位置からの先端張出し部 (最上段斜材架設位置~先端) の片持ち梁としての両張出し区間を先に決め、残りを斜材架設区間として設定している。よって、主桁高が増せば主桁の片持ち梁施工が可能な区間が増え斜材架設区間が減るはずだが、表-1 のように主塔高が高い場合は、自重増が主桁内断面力増に鋭敏に影響するため、主桁高を増やしても斜材の荷重負担も増え架設区間の減に結びつかない結果となった。

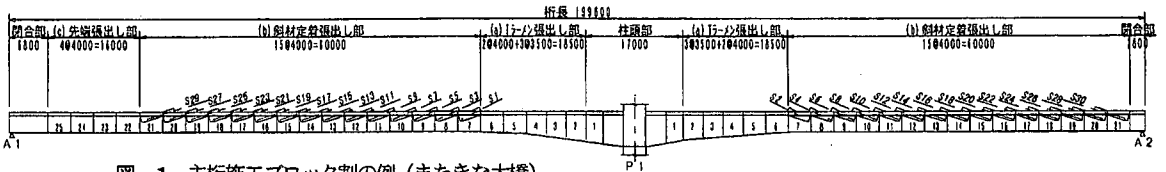


図-1 主桁施工ブロック割の例 (またきな大橋)

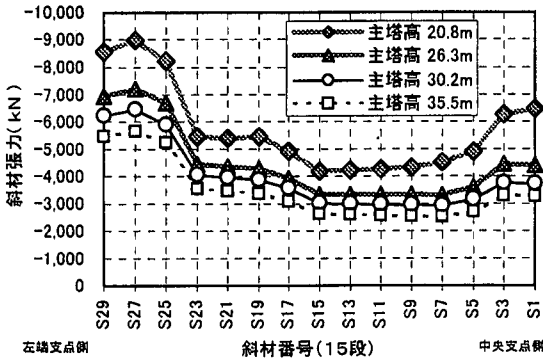


図-2 主塔高変化と斜材張力 (設計荷重時)

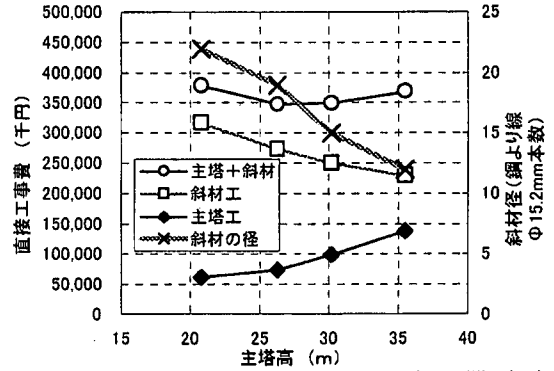


図-4 主塔高と工事費関係 (沖割増し含み)

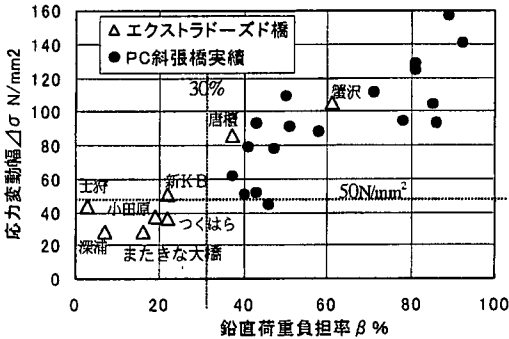


図-3 斜材における β と $\Delta\sigma$ の関係

c) 主塔高と斜材張力 (斜材径)

主塔高を高くした場合、図-2のように斜材張力が減るため斜材径を減らすことができる。斜材の規格も主塔高22m時にSWPR22S15.2 ($\phi 15.2\text{mm}$ 鋼より線 22本の束)が主塔高36.7m時には12S15.2 (同じく12本の束)と半分近くまで減らすことができる。S25,27,29の3段は斜材で端部張出し部荷重を負担するため高い。

d) 斜材の許容応力度

斜材の許容応力度は、エクストラード橋の $0.6P_u$ (P_u : 斜材引張強度) に対して、斜張橋は $0.4P_u$ であり、2径間高塔型の斜材許容応力の採り方が問題となる。現在有力なエクストラード橋区分として、既往実績による「斜材の鉛直荷重負担率 β が30%以下」と斜材の疲労安全性による「活荷重に対する斜材応力変動幅 $\Delta\sigma$ が 50N/mm^2 (5kgf/mm^2) 以下」の2提案がなされている¹⁾。

なお、 β は斜材への張力と設置角度によって算定され、「主塔が高い、斜材張力が大きい、主桁剛性が小さい」ほど大きくなり、一方の $\Delta\sigma$ もこれらの条件下で大きくなることから両値は概ね比例関係にある。

2径間高塔型のまたきな大橋の場合、表-1.2の $\Delta\sigma$

および図-3の $\Delta\sigma$, β はともに十分低く、斜材許容応力度 $0.6P_u$ の使用は問題ないと判断できる。

(4) 主塔高増と主桁高減の限界

各部材とも限界があり、斜張橋寸法までは至らない。

- ① 主塔高：主塔高増も限度を過ぎると張力低減効果は減退し主塔工費は高騰し経済性が低下する。維持補修を含むトータルコスト上も適当な主塔高が好ましい。
- ② 主桁高：斜張橋よりも格段に大きな曲げモーメントに耐えるために、より大きな主桁高を必要とする。
- ③ 斜材応力変動幅 $\Delta\sigma$ ：主塔高増または主桁高減に従って $\Delta\sigma$ は増大するが、 50N/mm^2 以下に制約される。
- ④ 斜材張力：主塔高増または主桁高減によって斜材張力が相対的に増せば、架設時のオーバープレストレスが起きやすくなり、張力を有効に活かせなくなる。

(5) 主塔高変化の経済的評価

主塔高と費用 (主塔工と斜材工の直接工事費) の関係について図-4に示す。費用は実施工値を参考に概算したもので、主桁高と桁内PC鋼材モーメントは変わらないため主桁工費用は同一と考えられ、主塔工と斜材工の合計費用によって経済的な主塔高を確認した。

- ① 主塔工：主塔高を高くするに従い斜張橋特有の「高軸圧縮力を受けるスレンダーな部材の地震時挙動」に対して、軸方向鉄筋の増分、主塔横梁の設置等が必要となり、主塔高増に伴ってより費用高となる。
- ② 斜材工：斜材工費用は設置工事も含めて斜材重量に大きく支配されるため、主塔高増に伴い斜材径が直線的に減れば、斜材工費は直線的に減る。
- ③ 主塔工+斜材工：当条件では主塔高25~30mが経済的に優れる。

4. 最適主塔高の検証

前述のように主塔高増による経済効果は大きいが、
 本章では桁内 PC 鋼材比率を従来なりに高くして斜材
 段数を抑えたモデルで解析を行って、主塔高増効果を
 検証した。解析は、図-5のモデルで行い、主塔高（橋
 面から主塔先端まで）を 21.5m、26.5m、31.5m と変え
 て桁内 PC 鋼材量（内ケーブル）への影響を算定した。

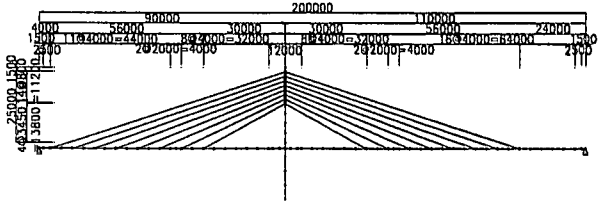


図-5 主塔高モデル（完成後、架設中）

前章モデルと同じ2面張り、2室箱桁であるが、斜材優先配座→内ケーブル併用、等径間→非対称径間、斜材数15段→8段、主桁高（柱頭部～標準部）6m→3.5m→5m→3m、B活荷重→A活荷重のように条件を見直した。

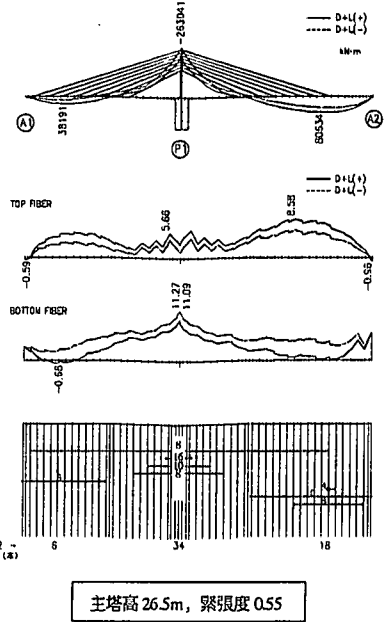
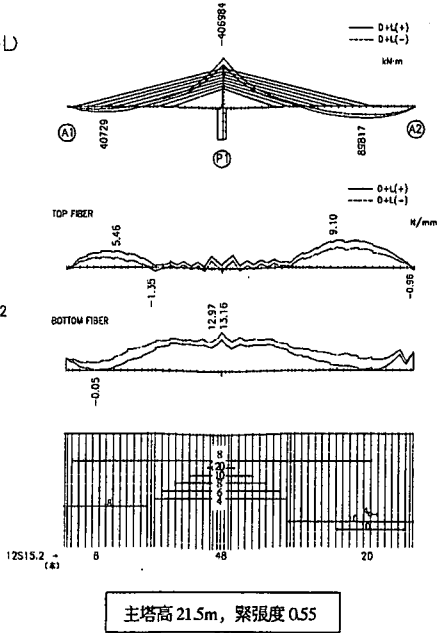
完成後断面力図 M (D+L)

M : モーメント
 D : 死荷重
 L : 活荷重

完成後曲げ応力度図 σ (D+L)

許容値 : -1.5 ~ 14 N/mm²

内ケーブル配置要領



完成後断面力図 M (D+L)

完成後曲げ応力度図 σ (D+L)

許容値 : -1.5 ~ 14 N/mm²

内ケーブル配置要領

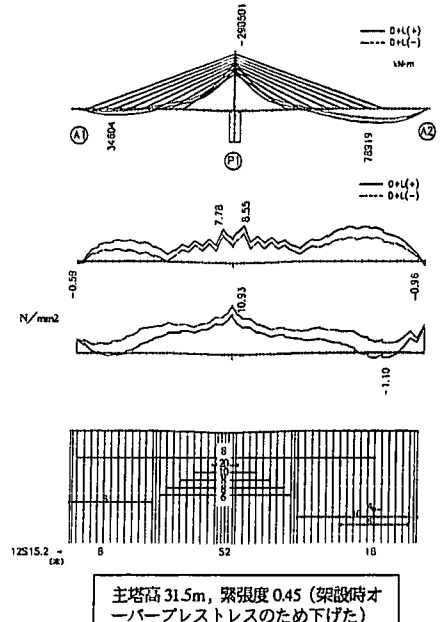
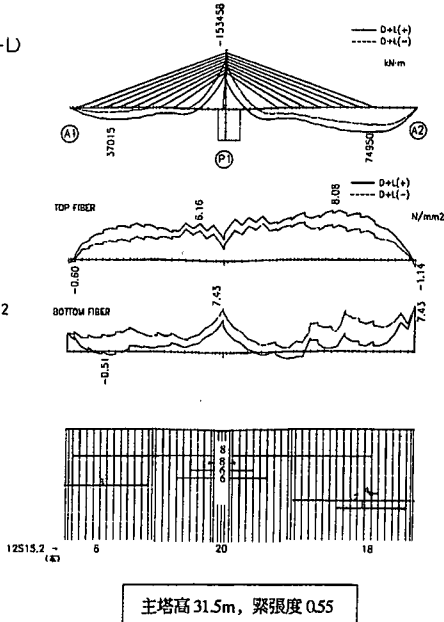


図-6 主塔高変化の曲げモーメント・上下縁応力度・内ケーブル本数への影響

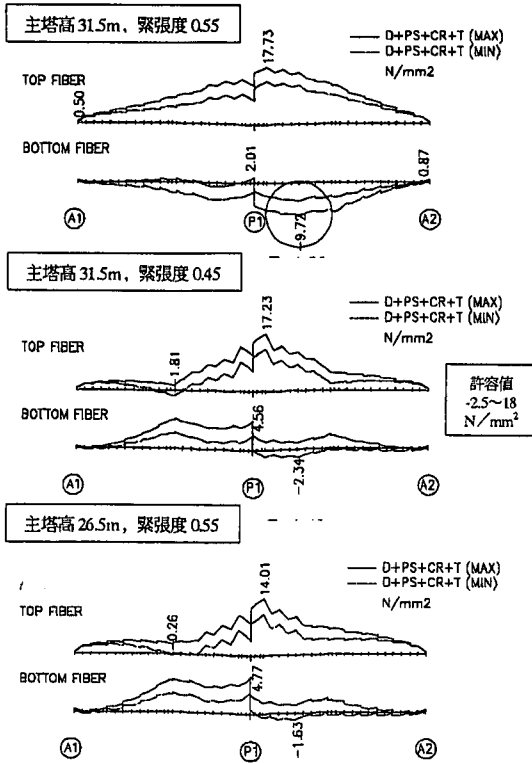


図-7 架設中の曲げ応力図 (主塔高 31.5m, 26.5m)

(1) 曲げモーメント

主塔高 21.5m から 26.5m に変化した場合、柱頭部の負モーメントは約 144,000kN・m 減じられ、その効果は大きい。同様に、支間中央付近の正の曲げモーメントも減じられるが、主塔高 21.5m と 26.5m の差は 9,200kN・m 程度とやはり大きい。(図-6の各ケース上段)

(2) 主桁に発生する上縁下縁の曲げ応力

道路橋示方書では主桁部コンクリートの許容値として「完成後：-1.5~14 N/mm²、架設中：-2.5~18 N/mm²」を示しており、これを満足するように内ケーブル (12S15.2) 本数の加減を行った。(図-6の各ケース中・下段)

a) 完成後

主塔高増に伴って柱頭部負の曲げモーメントは低減し、これによって主桁上縁引張応力と下縁圧縮応力は大きく減じられ、上縁引張応力減は桁内 PC 鋼材 (内ケーブル) の減、下縁圧縮応力は主桁高減につながる。

主塔高ごとに見ると、21.5m で既に柱頭部周辺の上縁引張応力はほぼ無くなっており、同時に斜材の無い左端支間近くにあった下縁引張応力も圧縮側に転じている。主塔高 26.5, 31.5m と高くなると柱頭部周辺は 5~8 N/mm² の圧縮応力に転じている。応力バランス的には、斜材によるプレストレスが適度に効き許容値との余裕も適度に ある主塔高 26.5m が優れている。

表-3 主塔高と斜材の鉛直荷重分担・応力変動幅

主塔高 H	21.5m	26.5m	31.5m
鉛直荷重分担率 β %	6.8	10.3	13.8
応力変動幅 $\Delta\sigma$ N/mm ²	27	33	37

主塔高モデル (完成後)、主桁・斜材は同一条件、H31.5m は緊張度 0.45

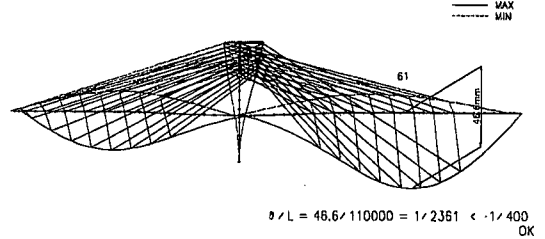


図-8 活荷重によるたわみ状況 (主塔高 26.5m)

b) 架設中 (最大張出し時)

完成後と同様に、主塔高増に伴って柱頭部負の曲げモーメントは低減し応力状態は改善されるが、主塔高 30m の場合は、斜材プレストレスが効きすぎて柱頭から長支間中央部にかけて下縁部に 9.72N/mm² の許容値を超える引張応力が生じ、同時に上縁圧縮応力も許容値にほぼ達する。このような過大な応力状態 (以下、オーバープレストレス) を解消するために、図-7では、斜材の緊張度を 0.55 から 0.45 まで下げて対応した。

緊張度は、 $0.6P_u$ (P_u : 引張強度) が許容値だが、施工上はばらつきを考慮して $0.55P_u$ 程度が上限である。

(3) 斜材の鉛直荷重分担率と活荷重応力変動幅

表-3のように主塔高増に従って斜材の鉛直荷重分担率 β 値は増すが、エクストラード橋区分提案の 30% まではかなり余裕がある。

斜材の活荷重応力変動幅 $\Delta\sigma$ は、鉛直荷重分担率が多しほど大きくなる。表-3では、各値は疲労安全目標度の 50N/mm² までかなり余裕をもって収まっている。

2径間の場合は両端支点が支持されるので、斜材への応力負担は軽減され、 β 、 $\Delta\sigma$ ともに低い値となる。

(4) 活荷重による主桁のたわみ

図-8に示すように、2径間の特性でたわみ量は十分に小さく、たわみ変形に対して優れている。ちなみに、最大たわみ量の支間に対する比は 1/2361 で、道路橋示方書鋼橋編の許容値 1/400 と比較しても余裕がある。

(5) オーバープレストレス状態

解析上主塔高増に伴い、架設時にオーバープレストレスが起きたが、この解消のため斜材張力を弱めても完成形で桁内 PC 鋼材の大幅追加が必要であり、オーバープレストレスは経済上の限界を意味する。オーバープレストレスは主桁剛性に対して斜材張力が相対的に強い場合に生じるため、主桁高を低くした場合は要注意となる。

表-4 概算数量の比較

項目		主塔高			不採用
		21.5m	26.5m	31.5m	31.5m
斜材ケーブル	ton	40.6	41.7	43.1	43.1
内ケーブル	ton	47.5	29.5	42.5	17.4
	本	48本	34本	52本	20本
主塔躯体量	m ³	276	346	416	416
上記計コスト比		1.10	1.00	1.20	0.97

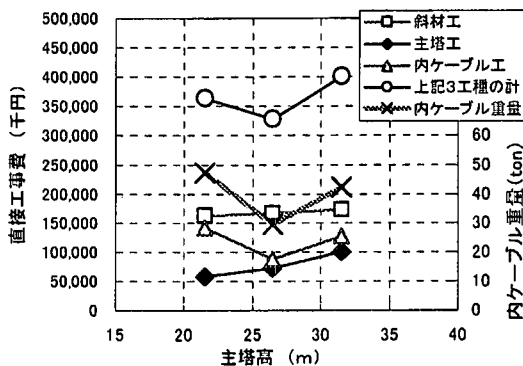


図-9 主塔高と斜材、主塔工事費 (沖縄割増し含み)

なお、斜張橋では、斜材張力が引張強度の4割以下とより低いとともに頻繁な張力調整を行うことによって架設中のオーバープレストレスを解消している。

(6) 主塔高増の主桁内PC鋼材量への影響

表-4に桁内のプレストレスト用として配置すべき内ケーブル (12S15.2: $\phi 15.2\text{mm}$ 鋼より線 12本の束) の本数 (連続用を除く) を示すが、最も集中する柱頭部において主塔高 21.5m で 48 本、26.5m で 34 本、31.5m で 20 本 (緊張度 0.55) と主塔が高くなるにつれて斜材の鉛直荷重分担効果が高まり、必要内ケーブル本数は減少する。

ただし、主塔高 31.5m では架設中オーバープレストレス解消のため斜材張力を下げたことから、斜材の大偏心プレストレスが減少し内ケーブルは 52 本に激増する。

(7) 経済性比較 (図-9)

主塔高 25~30m が経済的な範囲と考えられるが、主塔高が 31.5m に達するとオーバープレストレスを避け斜材張力を下げる必要が生じることから内ケーブルが増え、主塔部の材量増も加わりコスト高となる。一方、主塔高 21.5m では柱頭部の負の曲げモーメントが大きいため、その分の内ケーブル費の増が主塔の部材量減と斜材延長の減よりも大きいことで経済性は悪化する。

(8) 解析モデルの違いの評価

本章のモデルは 3 章と比較して、斜材の配置方法、径間対称性、斜材段数、活荷重条件等で違いはあるが、3、4 章の異なる 2 モデルにおいて同様の「主塔高 25m~30m が経済的に優れ、力学的妥当性も有する」という結

果を得た。このことで、2 径間かつ側径間長 110m 規模の条件ながら「主塔高はある程度高い方が経済的に有利である」と判断できる。ただし、主塔高増は上限を有し「経済性 (主塔高増が割高の主塔構造補強にならない)、力学的合理性 (斜材の応力変動幅と鉛直荷重負担率が斜張橋区分に入らない、オーバープレストレスの回避)、維持補修性 (今回は高所作業車の作業限界に考慮した)」を満たす高さによって決定すべきであると考えられる。

(9) 2 径間高塔型設計の効率の進め方

今回の 2 径間高塔型エクストラードロード橋における最適設計の進め方を各部材特性に基づいて以下に整理する。

- ① 斜材の架設区間と段数をまず設定し、必要な主桁高を片持ち梁計算により算定する。
- ② 完成後モデルと架設中 (最大張出し時) で主塔高を数ケース変化させて主桁内の応力度を確認する。
- ③ 力学的かつ経済的に上限の主塔高を設定する。
- ④ 張力状態を確認して斜材の径と段数を最適化する。
- ⑤ 斜材応力変動幅について 50N/mm^2 以下を確認する。

5. 2 径間高塔型エクストラードロード橋の適用

(1) 維持補修性を考慮した主塔高

維持補修上は県内最大級の高所作業車の作業限界 25m 以内が望ましい。最上段斜材が橋面より 25m に配置される最終主塔高 26.4m はこれを満足するものである。

(2) 斜材段数の増

実施工においては下記の施工の円滑化を目指して斜材優先配置を採用した。その結果、斜材段数は 15 段と多めとなったが、桁内 PC 鋼材量は大きく低減され、斜材段数増による設置工費増と相殺された。

- ① 張出しブロック長の 4 m 間隔で斜材を緊張できるため主桁工がルーチンワーク化し、工程短縮につながる。
- ② 桁内ケーブルを減らすことで主桁工が簡略化する。斜材設置工は増えるが、主桁工との並行作業が可能。
- ③ 斜材径が小型化して取扱いが容易となる。
- ④ きめ細かく発生応力に対応できることで、施工中および完成後の安全性が増す。

(3) 施工性を考慮した主桁高

主桁高 (柱頭部~標準部) 6~3m は発生応力が僅かに許容値を超えるため実施工では 6~3.5m を採用したが、主桁剛性に余裕を持たせたことで、「施工上手間となる主桁高の変化区間 (柱頭部から標準部へのすりつけ部) の短縮、より大型の張出し用ワーゲンをを用いての施工合理化」を行うことが可能となった。

(4) 斜材張力と径

斜材張力は斜材架設区間の関係から最外側が大きな張力を必要とし、当橋梁では、斜材 15 段のうち最外側の 3 段は太目の 27S15.2 (φ15.2mm 鋼より線 27 本の束) を使用し、他の段は標準的な 19S15.2 を用いた。12S, 19S, 27S が汎用規格品であることから、「張力に応じて斜材の径を変え、汎用規格品の径に収めることで経済性が相当に増す」と言える。図-10 に 15 段 2 面の各斜材における緊張度分布を示すが、長短径間とも最外側を高く内側に行くほど徐々に下げ、最内側で再び高めている。

(5) 斜材応力変動

斜材の活荷重応力変動幅 $\Delta\sigma$ を図-10 に示す。安全目標値の $50\text{N}/\text{mm}^2$ 以下を全ての値が余裕をもって満足しており、当橋梁の優れた疲労耐久性を示している。

長径間側 $\Delta\sigma$ はやや最大最小差が大きい、斜張橋系の標準的傾向を示す。一方、短径間側は長径間のたわみの影響を強く受けており、特に短径間側端部で $\Delta\sigma$ が高いのは近接する端支点到拘束されるため張力最小時に圧縮側に転じて最大最小時の幅が増大するためである。

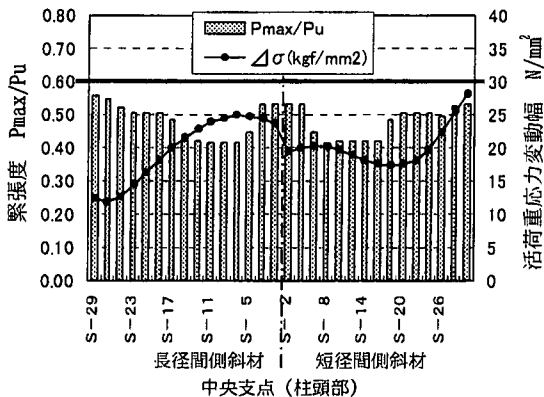


図-10 斜材緊張度・応力変動幅 (実施モデル設計荷重時)

(6) 実施モデルでの応力状況

実施工構造の曲げモーメント、応力度状況を図-11 に示す。柱頭部は $-200,000\text{kN}\cdot\text{m}$ と主桁断面で対応可能な曲げモーメント値に適度に抑えられ、特徴として、「下縁は $10\text{N}/\text{mm}^2$ を超えて無駄が少ない。応力度は圧縮側に効率的に平滑化されている。斜材が 15 段と多いため、応力上の凹凸がより少なくなっている。」等がある。

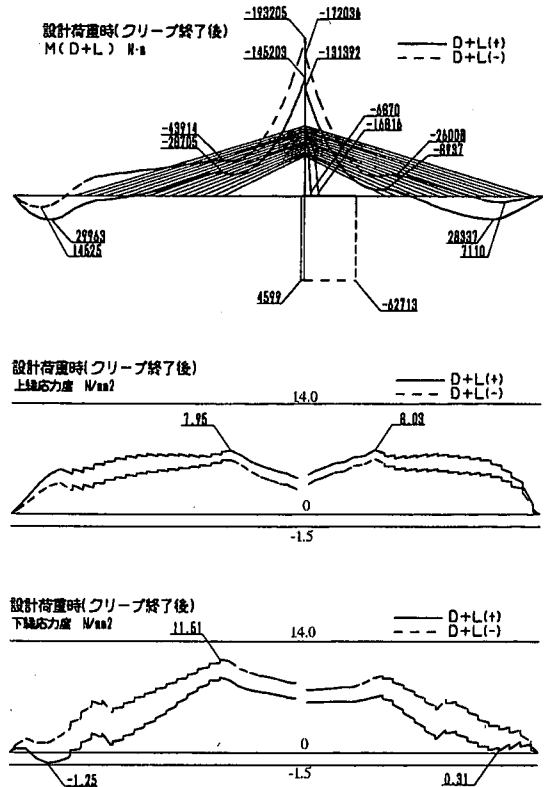


図-11 曲げモーメント・応力度図 (実施モデル)

設計荷重時 (死荷重 + A 活荷重), クリープ乾燥収縮終了後

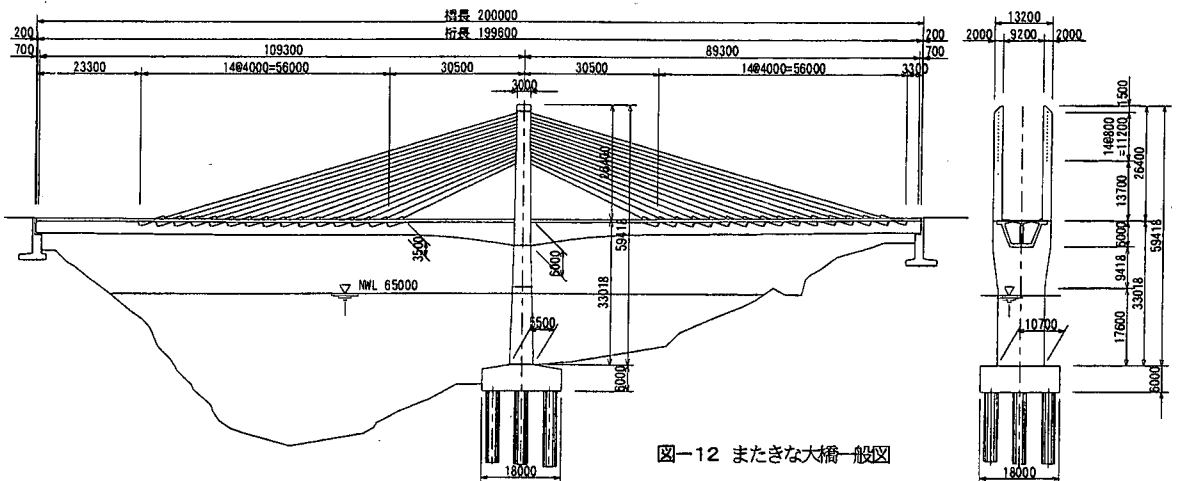


図-12 またぎな大橋一般図

表-5 主要工事数量

項目	エクストラード ード橋 ①	PC 斜張 橋 ②	数量差 ①-②
主塔高	26.4 m	47 m	-20.6 m
主桁高	3.5 m	2.0 m	1.5 m
コンクリート	主桁	2,559 m ³	1,700
	主塔	319 m ³	780
	下部	3,376 m ³	4,100
鉄筋	主桁	339.7 ton	320
	主塔	53.1 ton	120
	下部	370.3 ton	400
型枠	主桁	8,090 m ²	6,300
	主塔	490 m ²	1,100
	下部	1350 m ²	1,700
桁内 P C 鋼材	*57.9 ton	95	-37.1ton
斜材鋼材	88.7 ton	91	-2.3ton

* P C 鋼棒 φ32mm を用いた。

(7) 合理化施工導入による工期短縮

斜材と主桁に関する上記対応によって、7ブロック以降の箱桁の断面形状を同一とし、張出しに関する作業を単純化したことにより、「ウェブ鉄筋のプレハブ化とノンセパ型枠システム」の合理化施工採用が可能となった。

その結果、張出し工の施工サイクル（打設～脱型～ワーゲン移動～鉄筋組立て～打設）は14日から8日へ大幅に短縮された。また、斜材架設開始から張出し工完了までが台風時休止も含む5ヶ月半（平成11年7月初旬から12月中旬まで）で達成され、当初予定の11ヶ月と比較して工期は大幅に短縮された。

実施工で、全体に剛性が増す方向（主桁高の増と斜材段数の増）で構造諸元を修正したが、「合理化施工を採用しやすいように部材諸元を修正することでトータルコスト上有利となる」と考えられる。

(8) 施工数量と経済性

元設計の PC 斜張橋と今回エクストラード橋の主要工事数量を実施設計レベルで比較した結果を表-5に示すが、金額的に最も多い主桁躯体量の増を抑えたことで、全体数量としても低減することが可能となった。

コスト削減は「主塔高の半減、斜材定着装置の汎用品化、張力調整の不要化、桁内 PC 鋼材の減」等の効果が大きい。また、桁断面が大きくなったことによる部材量の増は生じたが、主桁剛性が増した分、主桁内 P C 鋼材（特に鉛直締め、横締め）は減った。以上によって、橋梁工事費の約 20% が節減された。さらに、総合的な経済性は工期短縮によってさらに向上したと評価できる。

(9) 施工中計測による設計の確認

計測は、主に施工中の躯体の応力状態および上越し管理のバックデータとなる施工管理計測と、斜材の振動を計測する風応答観測を行った。（①～⑥項目）

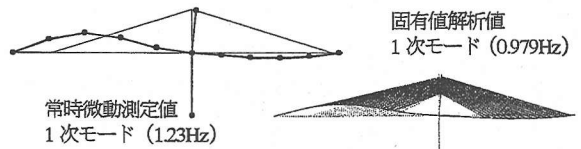


図-13 1次振動モード図

表-6 振動数と減衰定数の実績値比較

橋梁名称	径間長[m]	振動数[Hz]	減衰定数
2径間斜張橋 A	126.5+126.5	0.496	0.0066
// B	113.4+113.4	0.558	0.0062
// C	94.3+94.3	0.740	0.0150
// D	84.4+84.4	0.910	0.0110
// E	53.5+53.5	1.022	0.0120
// F	37.45+37.45	1.600	0.0161
またきな大橋	110+90	1.230	0.0120

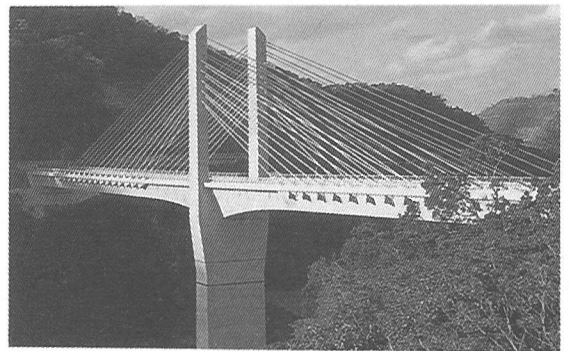


写真-1 またきな大橋全景（右岸上流側から）

その結果、斜材張力、コンクリート応力、傾斜等ともに異常なく設計値の範囲内にあることを確認した。

- ① 斜材張力（緊張時導入力・張力経時変化）
- ② 主桁橋面標高（施工ステップ毎）
- ③ コンクリート応力度（主桁・主塔）
- ④ 傾斜（柱頭部高さ・主塔中間高さ）
- ⑤ 温度（主桁・ダムー斜材・気温）
- ⑥ 斜材グラウトが終了後の風による斜材の振動

(10) 現地振動実験による構造妥当性の確認

長大径間かつ左右非対称である当橋梁の振動特性の把握と耐震設計の妥当性の検証を目的として、常時微動による振動モードの同定とトラック衝撃加振実験による減衰定数の測定を実施し、構造妥当性を以下確認した。

- ① 常時微動測定から得た1次モード振動数1.23Hzは固有値解析モデルの値に近く、解析モデルは妥当である。
- ② トラック加振実験による減衰定数は0.0120であった。
- ③ 2径間 P C 斜張橋のみを選び出し、面内逆対称1次モードの振動数と減衰定数の比較を行った結果、当橋梁の振動数と減衰定数は径間長が長いにもかかわらず高目であり、2径間高塔型は2径間斜張橋よりも剛性が高いことを確認した。（表-6）

表一七 2径間高塔型の長径間化モデルの諸元

橋長	主塔高	主桁高	斜材段数	斜材架設位置
110m×2	26.3m	6.0~3.5m	15段	中間支点より 30.5~86.5m
130m×2	31.3m	6.5~4.0m	18段	36.5~104.5m
150m×2	36.3m	7.0~4.5m	20段	44.5~120.5m

斜材径は SWPR19S15.2 を採用, 斜材緊強度 0.55Pu, B活荷重, クリープ乾燥収縮後, ファン形 2面張り, 応力許容値-1.5~14N/mm²

6. 2径間高塔型における長径間化の検討

2径間高塔型エクストラードロード橋の優れた構造特性を活かしての長径間化を試みた。限界まで長径間化することで, 2径間高塔型の特性がより明らかになった。

(1) 長径間化モデルの諸元設定

またきな大橋をベースとした2径間高塔型対称形のエクストラードロード橋を径間110,130,150mと長大化した。各径間長とも, 完成後と架設中の主桁上下縁応力度が許容値内に入り, 斜材応力変動幅も安全目標値である50N/mm²以下になるように数回試算して構造諸元の最適化を行い表一七のような2径間高塔型モデルとした。

(2) 主桁断面力および応力度

表一七モデルにおける主桁内の断面力および発生応力の状況を下記のように取りまとめた。

a) 曲げモーメント

長径間化するに従い主桁自重が増すため, 斜材張力を強くして柱頭部の負の曲げモーメントピークを低くしても主桁応力を許容値内に収めるのが難しくなる。

図一四の径間150mのモーメント図は柱頭部のモーメントピークが適度に低減されており, 斜材張力設定が適正であることを示している。これ以上, 斜材張力を与えモーメントピークを低くした場合は, 主桁の過大応力と架設中オーバープレストレスの問題が生じた。

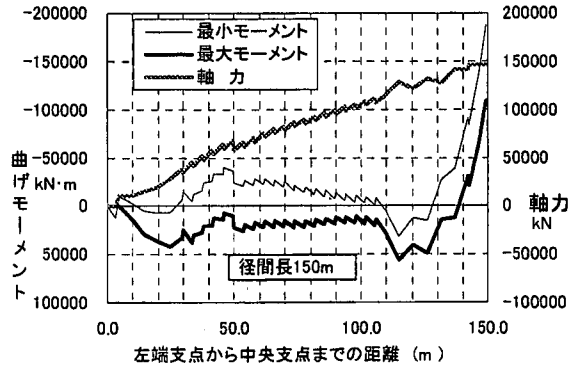
b) 軸力

斜材によって橋軸方向の力は中央に引き寄せられるため軸力の最大値は常に柱頭部に生じるが, これは主桁へのプレストレス力でもあり, 主桁に発生する引張応力の低減に大いに役立つ。長径間モデルでの軸力は径間110mで105,900kN, 130mで129,600kN, 150mで147,600kNと長径間化による斜材増につれて増加する。(図一四)

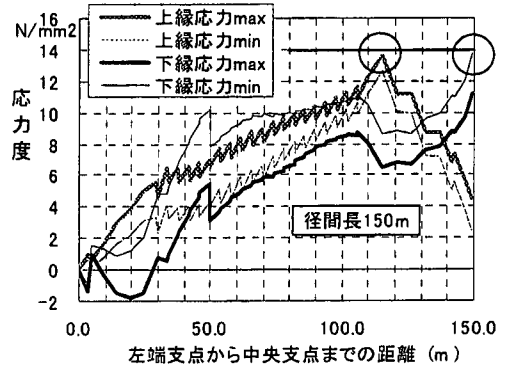
c) 上下縁応力度

長径間化するに従い上縁応力が圧縮側に増し, 径間150mでは上縁応力が下縁応力と最大値で同じとなり, 上縁下縁応力ともに最大値は許容値14N/mm²近くまで達しており, 応力上の限界状態にあることを意味する。

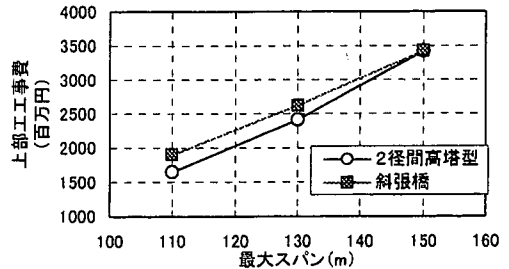
さらに長径間化を図る場合, 斜材張力増は上縁圧縮応力を増やすため逆効果であり, 主桁高増も死荷重が増えるため斜材張力増につながり効果はない。(図一五)



図一四 曲げモーメント・軸力図(設計荷重)



図一五 主桁発生応力図(設計荷重)



図一六 2径間斜張橋とのコスト比較

(3) 長径間化の方策

主桁応力状態から径間長150mが, 今回の2径間高塔型エクストラードロード橋モデルの力学的上限に近いと考えられる。更なる長径間化のためには, 主塔をさらに高くした上で「柱頭部側に斜材を加えて主桁圧縮応力度を分散する, 標準部主桁高を減じて軽量化を図る, 柱頭部主桁高を増して主桁圧縮応力度に対応する」等が有効と考えられるが, 一段と斜張橋化することである。なお, 鋼桁との複合構造による長径間化は実際に行われている。

(4) 長径間化の経済上の上限

2径間高塔型エクストラードロード橋(概算)と2径間斜張橋(実績推定)との経済比較を行ったところ, 径間長150mで両者は同等となった。よって, 経済的にも径間長150m程度が当形式の上限と考えられる。(図一六)

7. 結論

既往最大級の張出し長 110m を対象とした 2 径間エクストラードスト橋において、主塔を高くすることの力学的かつ経済的な利点を解析によって理論化し、設計～施工を通じて妥当性を確認した。以下に結論をまとめる。

a) 主塔高

主塔高の増に伴い斜材効果が高まるため主桁内の応力は軽減され、斜材または桁内 PC 鋼材の大幅な数量減が可能となる。このことをパラメータ解析によって示し、主塔高増の経済効果が大きいことを明らかにした。

ただし、主塔高増は「構造補強による主塔工費の高騰、架設時オーバープレストレスの発生、斜材応力変動幅の上昇、維持補修費の高騰」等により上限を有する。

最適主塔高は、PC 鋼材の配分を斜張橋的な斜材優先配置と桁内 PC 鋼材比率の高い従来型の 2 モデルで解析した結果、両方とも主塔高 25m~30m が力学的かつ経済的に優れた範囲であった。よって、主塔高増の効果について、ある程度の一般性を示すことができた。

b) 主桁高

主桁高（標準部）の増により主桁剛性が増しても、自重増により必要斜材張力も増えるために必ずしも経済的とならないことをパラメータ解析によって示した。ただし、張出しに必要な斜材による軸圧縮力に耐え得る最低限の主桁高の確保は必要である。

c) 斜材

斜材特性を示す鉛直荷重分担率、応力変動幅の両値とも従来エクストラードスト橋と比べて十分低く、2 径間高塔型が許容応力度 $0.6P_u$ を採用できることを示した。

斜材段数は、総 PC 鋼材量ミニマムの観点から斜材優先配置としたため従来よりも多めの段数となったが、段数増によって施工性（工程短縮）と安全性の向上に大きく寄与することを示した。また、汎用規格の斜材径を採用できるように桁内 PC 鋼材との配分および斜材段数を決定することが経済性を大きく高めることを示した。

d) 構造妥当性の確認

完成までの計測管理の結果、応力状態、耐風性ともに問題なく、2 径間高塔型の力学的妥当性を実証した。また、現地振動実験によって剛性が高く、耐震性には問題ないことも確認した。

なお、経済的には本稿とは別に実施設計精度で元設計の斜張橋と今回 2 径間高塔型との経済性比較を行い、約 20% の大きなコスト縮減率が得られたことを報告する。

e) 長径間化および今後の可能性

今回 2 径間高塔型構造では径間長 150m 程度が、力学上および経済上の上限値となることをモデル解析によって示した。長径間化には「主塔を高く、主桁を軽く、斜材架設を広く」が重要である。

特に、斜材の架設区間を広げることで「主桁高の減による自重の減、等断面区間延長による施工合理化」等の利点が増す。なお、架設中のオーバープレストレスについては、施工中の緊張力を低めにしておき完成時に 2 次緊張を行うことで効率的に解決できる可能性もある。

謝辞： 2 径間高塔型エクストラードスト橋を適用した「またぎな大橋（沖縄県名護市）」は 2000 年 3 月に完成し、その特徴ある姿は地域住民に大いに親しまれている。計画時よりご指導頂いた横浜国大の池田尚治教授、本稿にご指導頂いた鹿島建設土木設計本部、鹿島・鉄建 JV、日本構造橋梁研究所の各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 岡米男, 春日昭夫, 山崎淳: エクストラードスト橋の構造特性に関する一考察, プレストレストコンクリート第 39 巻 2 号, 1997A.
- 2) 小宮正久: エクストラードスト橋 PC 道路橋の設計に関する一考察, 土木学会論文集, 1995.6.
- 3) 川崎秀明, 山内明夫: またぎな大橋における新しい設計施工手法, プレストレストコンクリート第 42 巻 3 号, 2000 年 6 月.

(2000.5.1 受付)

STRUCTURAL CHARACTERISTICS ON TWO SPAN EXRADOSSED BRIDGE WITH A HIGHER TOWER

Hideaki KAWASAKI and Hiromichi MATSUSHITA

Exradosed bridges are recently increasing as a suitable bridge type between cable stayed bridges and box girder bridges, and the past tower height of extradosed bridges with three spans have been restricted under 10 to 15 meter. On the other hand, two span bridges supported by both ends have better precondition on stress fluctuation and displacement. It means that structural parts can be downsized with increasing tower heights. In this study, we analyzed characteristics of three main parts (tower, girder, cable) and tried to optimize a structural system. As a result, we found that the most suitable tower height is about 25~30 meter, which is twice of the past examples. This result was confirmed through a construction, and shows a new approach to bridge structures.