

川崎港臨港道路東扇島水江町線橋梁の構造形式選定について

(低主塔斜張橋の構造特性を中心に)

由井陸粹*・高橋英紀**・多田和正***・山本修司****

* (財) 沿岸技術研究センター 調査部 主任研究員

** 国土交通省 関東地方整備局 横浜港湾空港技術調査事務所 設計室長

*** 前 国土交通省 関東地方整備局 横浜港湾空港技術調査事務所 建設管理官

**** (財) 沿岸技術研究センター 理事

川崎港臨港道路東扇島水江町線における主橋梁部は、中央径間 575m の鋼斜張橋である。桁下空間および羽田空港の空域制限により塔高が制限されるため、塔高支間比は 1:12 程度となり、この規模の斜張橋としては例がない低主塔斜張橋である。本稿では、主橋梁部上部工の構造形式の選定経緯について報告する。

キーワード：臨港道路，低主塔斜張橋，設計要領，橋梁形式検討

1. はじめに

川崎港海底トンネル～国道 132 号ルートにおいては、日中、特に朝ピーク時の交通量が多く慢性的に混雑している状況にある。将来的には、かわさき FAZ などの物流拠点の拡張や羽田空港拡張の完成に伴う交通量の増加により、さらなる混雑の発生も想定される。また東扇島においては、東京港臨海部基幹の広域防災拠点が整備され、災害時の交通のリダンダンシーを確保する必要性も高い。さらに、川崎港海底トンネルでは危険物車両が通行禁止となっており首都高速道路を利用して東扇島へ入らざるを得ない状況にある。川崎港東扇島地区は、総合物流拠点の事業展開や倉庫の新設・増設による物流機能高度化に伴う車両交通量の増加が見込まれているが、東扇島と内陸部を結ぶ幹線道路は川崎港海底トンネルのみであることから、物流機能に支障を来している状況である。

川崎港臨港道路東扇島水江町線 (図-1) は、上記課題を解決するために橋梁構造によるルートを計画したものである。そのため本事業は、交通を円滑にし、輸送コストの低減や効率的な物流経路の確保を図り、さらには大



図-1 架設予定位置図

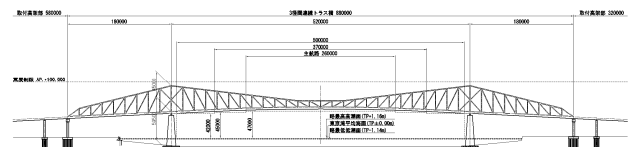
規模災害時のリダンダンシー確保のために臨港道路を整備するものである。

本事業は、平成 12 年 3 月に川崎港港湾計画が決定されたのち、川崎港港湾計画 (平成 18 年 11 月、軽微な変更) および川崎港港湾計画 (平成 21 年 3 月、一部変更) を経て、平成 21 年度より事業化した。

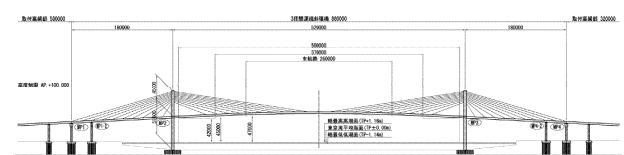
本稿では、高度制限や桁下空間の確保など様々な制約条件がある「川崎港臨港道路東扇島水江町線主橋梁部」の構造形式選定の検討経緯および結果について報告する。

2. 構造形式の選定¹⁾

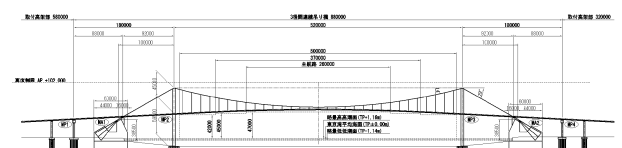
平成 21 年度は、トラス橋案、斜張橋案、吊橋案の 3 形式の比較検討を行った。各形式を図-2 に示す。



(a) 第一案 トラス橋案



(b) 第二案 斜張橋案



(c) 第三案 吊橋案

図-2 平成 21 年度一次比較形式

2.1 第一次比較

第一次比較検討において、LCCを含めた経済性、構造的、景観性、施工性、周辺への影響を概略評価した。その結果を表-1に示す。

吊橋案は、主ケーブル定着用のアンカレイジが、軟弱地盤での適用となり非常にコストの大きなものとなることが判明した。他項目も比較した結果、第一次比較検討においては、トラス橋案と斜張橋案を選定した。

表-1 第一次比較

案	項目	評価	
第一案 トラス橋	経済性	初期コスト (1.01)	○
		LCC (1.05)	
	構造的	トラス橋の上限支間長 鋼材重量が大きい	△
	施工性	現場工期最短 航路制限期間短い	○
	景観性	閉塞感、煩雑感	△
	周辺影響	少ない	○
第二案 斜張橋	経済性	初期コスト (1.00)	○
		LCC (1.00)	
	構造的	低主塔斜張橋 耐風性と主桁座屈検討必要	△
	施工性	現場工期中程度 張出時一時航路制限	△
	景観性	開放感あり 曲線でも対応部材必要なし	○
	周辺影響	少ない	○
第三案 吊橋	経済性	初期コスト (1.69)	×
		LCC (1.67)	
	構造的	軟弱地盤へのアンカレイジ設置 耐風性の検討必要	△
	施工性	現場工期最長 長期の航路制限	△
	景観性	曲線部材対応で煩雑感	△
	周辺影響	アンカレイジが民地内 パイプラインへも影響	△

2.2 第二次比較

トラス橋と斜張橋で、リダンダンシー（冗長性）、維持管理性、景観性を考慮した比較検討を行った。

(1) リダンダンシー

リダンダンシー（冗長性）は、構造部材が破断した場合を想定し、他部材の応力を確認することで評価した。

トラス橋案においては発生応力度が高い中間支点付近の上弦材・斜材・鉛直材（図-3(a)参照）、斜張橋案においては中央径間側最上段・最下段のケーブル（図-3(b)参照）の損傷を想定した。破断部材は片面のみとし、破断後の応力照査は死荷重載荷時を対象にした。

トラス橋案は、破断する部材によっては近接部材で破断応力を超過する応力が発生する結果となった。主構部材が完全に破断する可能性は低いが、仮に全断面が降伏し変形が進行した場合、周囲の部材が次々に降伏し、大

きな変形の発生により復旧が困難となる恐れがある。

斜張橋案は、主桁やケーブルにおいて許容値を超過する箇所はなく、ケーブルが破断した場合でも補修により対応可能である。

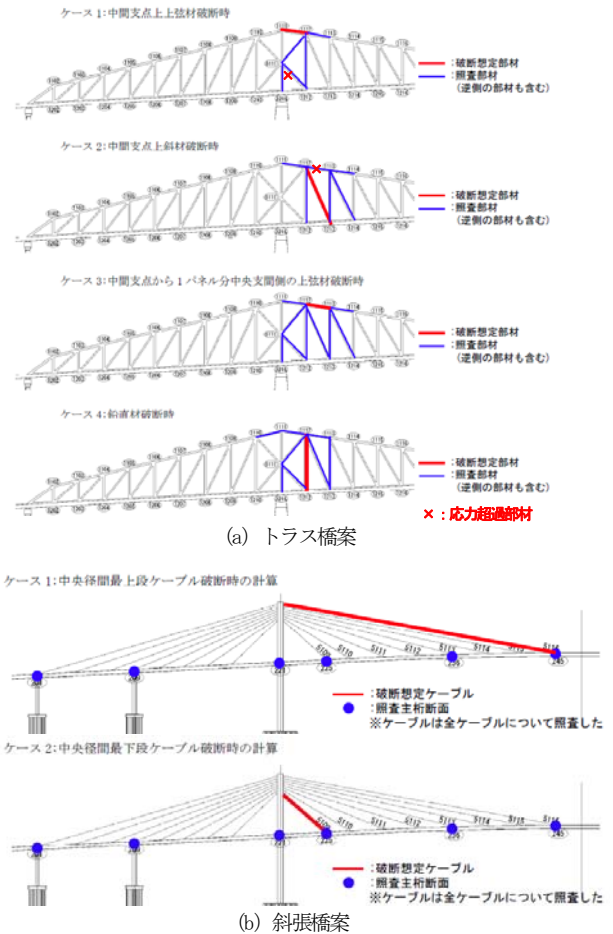


図-3 リダンダンシー検討モデル

(2) 維持管理性

維持管理費用について、点検、塗替え、電気システム等を含む100年間の維持管理費の算出を行った。

トラス橋案は、点検対象の部材数が多く点検手間が掛かり、塗替面積も広く、維持管理費が大きくなる。

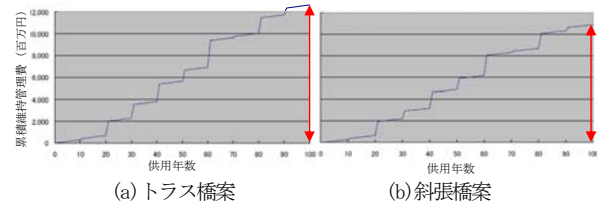


図-4 維持管理費 (100年)

(3) 景観性

トラス橋と斜張橋で、走行者の視点からどのような違いがあるか、また、構造美や周辺景観に与える影響を検討するためそれぞれCGパースを作成し比較した。

比較検討の結果を表-2に示す。斜張橋の方が閉鎖感が少なく、走行性に優れ、周辺景観に対しても、威圧感が少なく軽快感があると考えられる。

表-2 景観比較

視点	トラス橋案	斜張橋案
車道		
外部		
評価	威圧感, 閉鎖感 ×	軽快感, 開放感 ○

(4) 第二次比較検討結果

トラス橋と斜張橋で、リダンダンシー（冗長性）、維持管理性、景観性を比較検討した結果を表-3 にまとめて示す。検討の結果、斜張橋案を選定した。

表-3 第二次比較検討結果

項目	トラス橋案	斜張橋案
リダンダンシー	△：部材破断時影響大	○：ケーブル交換可
維持管理性	△：コスト大	○：コスト低減
景観性	△：閉塞感, 威圧感	○：開放感
第二次比較結果	×	○

3. 斜張橋の形式選定³⁾

平成 21 年度の検討により、斜張橋案が選定された。

平成 22 年度の検討にあたり、近接護岸の条件等を詳細に見直し、支間長を 575m と再設定した。本橋の塔高/支間比は 1/9.7 であり、通常の斜張橋 (1/5 程度) に比べて半分程度となっている。このような塔高/支間比の場合、ケーブル傾斜角が小さくなることから、以下のことが想定される。

- 鉛直荷重に対するケーブル抵抗効率が低下するため、主桁断面力およびたわみが増加する。
- 同一のプレストレスを導入しても主桁の断面力改善効果が小さいことから、ケーブル断面が大きくなるとともに主桁に作用する軸力も大きくなる。

このような課題の改善するためには、ケーブル傾斜角が小さい部位の角度変更または該当部分の他形式への変更が考えられる。

傾斜角度改善の方法としては図-5 に示すような構造が考えられる。本橋の場合、桁下空間が必要なため、図-5 のような V 字の主塔ではなく、Y 字の主塔（以下、Y 主塔斜張橋）となる。

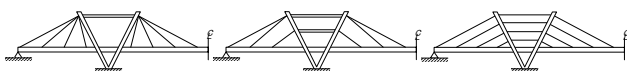


図-5 ケーブル角度を改善する斜張橋の構造例²⁾

他構造への変更として、傾斜角の小さいケーブルを配置する代わりに、吊橋のような吊ケーブルを配置し、支

間中央部を吊橋構造とする形式も考えられる。この斜張橋と吊橋の併用構造（以下、吊併用斜張橋）は超長大橋への適用に向けた検討が行われている。本橋の場合、超長大橋ではないが、塔高/支間比が 1/10 程度と吊橋の一般的なサグ比に近いことから、本形式の適用により前述の課題を改善できる可能性がある。図-6 に本構造の概要図を示す。



図-6 吊併用斜張橋の構造例

これらを考慮したうえで、比較検討の対象とする斜張橋形式を表-4 に示すものとした。

表-4 検討対象形式

低主塔斜張橋		5 径間連続低主塔鋼斜張橋
Y主塔斜張橋		5 径間連続Y主塔鋼斜張橋
吊併用斜張橋		3 径間連続吊併用鋼斜張橋

3.1 静的解析

(1) 主桁断面力

各斜張橋形式において、静的解析を行った。主桁に作用する軸力および、曲げモーメントを図-7 に示す。

吊併用の主桁軸力が小さな値となっているが、これは主ケーブルの定着をアンカレイジとしているためである。アンカレイジが不要な自碇式とした場合には、低主塔と同様な軸力が作用すると推測できる。Y 主塔はケーブルの効率が良いため、軸力が小さくなっている。

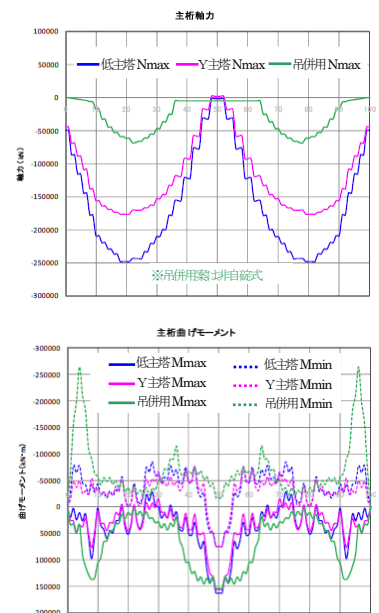


図-7 主桁断面力 (N, M)

曲げモーメントについて、低主塔とY主塔は、値に若干の違いはあるものの同様な傾向を示す。中央径間部中央では低主塔が若干大きな値を示す。

(2) 主塔断面力

主塔の曲げモーメントを図-8に示す。Y主塔は主塔の傾きの影響で、路面より上方での発生曲げモーメントは小さくなっている。吊併用は主塔頂部に主ケーブルの大きな力が作用するため、主塔基部に大きな曲げモーメントが作用する傾向にある。

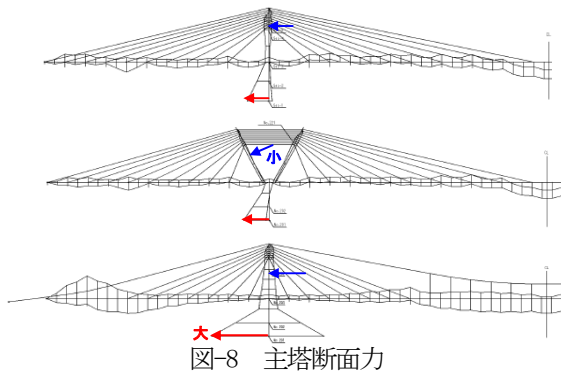


図-8 主塔断面力

(3) 活荷重たわみ

支間中央での最大たわみを表-5に示す。活荷重たわみはY主塔が最も小さい。低主塔およびY主塔ともに斜張橋の許容たわみを満足する。吊併用は吊橋の許容たわみは満足するが、斜張橋の許容たわみを満足しない。

表-5 活荷重たわみ

	活荷重たわみ	許容値	適用
低主塔斜張橋	1281.6mm	1437mm	斜張橋
Y主塔斜張橋	1153.3mm	1437mm	斜張橋
吊併用斜張橋	1588.7mm	1643mm	吊橋

(4) 静的解析のまとめ

低主塔斜張橋

- ・最も軸力が大きく、それにより桁断面が決定されるため、主桁の断面は最も大きくなる。
- ・桁断面が大きく活荷重たわみは許容値内となるが、ケーブル効率が悪くY主塔斜張橋よりたわみは大きい。

Y主塔斜張橋

- ・低主塔に比べて軸力が7割程度に低減されるため主桁の断面を小さくできる。
- ・ケーブル傾斜角が改善され、たわみが小さくなる。
- ・主塔は複雑な形状となり鋼重が増加する。

吊併用斜張橋

- ・最も軸力が小さく、主桁の断面は曲げで決定される。
- ・中央径間は鉛直剛性が小さく活荷重たわみが大きくなるため、吊橋の許容値を適用する必要がある。
- ・自旋式としアンカレイジを省略できるが、主桁に軸力が導入され、施工も煩雑となる。

3.2 動的解析

斜張橋は高次の不静定構造物であり、地震時の挙動が複雑である。加えて、本橋では主塔高が低いことによる主桁軸力の増加や、それを改善するためのY主塔や吊併用など、通常の静的設計ではその振動特性を把握することが困難である。したがって、ここでは、静的検討を行った図-9に示す3形式について非線形動的解析で耐震性を検討する。ただし、吊併用については、アンカレイジの設置が物理的に困難との理由により、主ケーブルの反力を主桁に導入する自旋式としてモデル化を行う。

解析にモデルは各部材を表-6の要素を用いて3次元でモデル化した。下部構造や基礎構造及び免震支承等の解析に必要な諸元は平成21年度業務成果と同様とした。

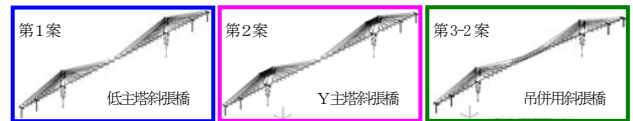


図-9 検討モデル

表-6 部材のモデル化

部材	モデル化	備考
主桁	線形梁要素	弾性範囲内の応答を収める
主塔	線形梁要素	弾性範囲内の応答を収める
支承	非線形バネ要素 (ハイリニア)	免震ゴム支那野の履歴減衰を考慮する
ケーブル	弦要素 (非抗圧部材)	圧縮に非抵抗させない
下部構造	線形梁要素	弾性範囲内の応答を収める
基礎構造	指向性バネ要素	地盤との動的相互作用は考慮しない

(1) 固有値解析 (耐震性)

固有値解析結果を表-7に示す。直角1次モードで吊併用の周期が若干長いものの、振動モードも含め、低次モードは各形式とも顕著な差はない。

表-7 固有値解析結果 (耐震性)

モード	次数	第1案	第2案	第3-2案
		固有振動数Hz	固有振動数Hz	固有振動数Hz
橋軸直角 1次モード	次数	1	1	1
	固有振動数Hz	0.160	0.155	0.146
橋軸方向 1次モード	次数	7	6	6
	固有振動数Hz	0.479	0.473	0.459
主塔 2次モード	次数	31	31	30
	固有振動数Hz	1.841	1.725	1.717
たわみ対称 2次モード	次数	6	7	7
	固有振動数Hz	0.475	0.523	0.470
		固有周期sec.	固有周期sec.	固有周期sec.
		2.105	1.914	2.126

L2タイプIIの加速度応答スペクトルに解析結果を追記したものを図-10に示す。

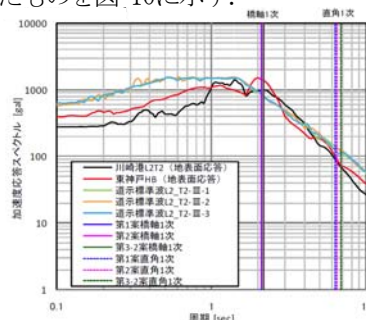


図-10 固有値解析結果 (耐震性)

(2) 固有値解析 (耐風性)

耐風性に関する振動モードの解析結果を表-8に示す。

吊併用は他と比較すると固有周期が若干長い傾向にある。耐風性に影響がある低次の振動モードにおいて、特異な振動モードは見られない。代表的なモードを図-11に示す。

表-8 固有値 (耐風性)

		第1案	第2案	第3-2案
たわみ対称1次モード	次数	2	2	2
	固有振動数Hz	0.226	0.244	0.210
	固有周期sec.	4.426	4.099	4.771
たわみ逆対称1次モード	次数	3	4	4
	固有振動数Hz	0.321	0.346	0.319
	固有周期sec.	3.111	2.891	3.132
ねじれ対称1次モード	次数	10	9	10
	固有振動数Hz	0.699	0.684	0.650
	固有周期sec.	1.430	1.461	1.538
ねじれ逆対称1次モード	次数	20	22	20
	固有振動数Hz	1.186	1.230	1.143
	固有周期sec.	0.843	0.813	0.875
ギャロッピング発現風速m/s	45.0	48.8	41.7	
フラッター発現風速m/s	43.5	42.6	40.5	
ゼルベルグ式m/s	149.9	146.7	139.3	

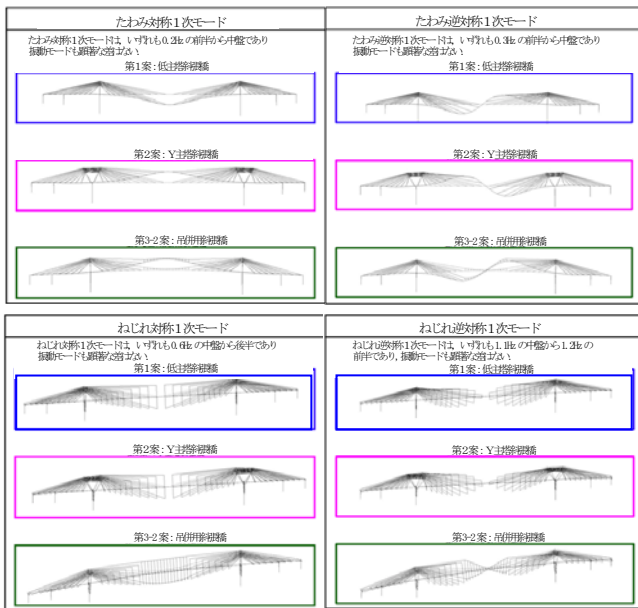


図-11 振動モード (耐風性)

(2) 非線形時刻歴応答解析

各形式の地震時非線形時刻歴応答解析を行った。その結果を表-9に断面力、表-10に変位を示す。

- Y主塔は頂部変位が小さく、低主塔は大きくなる傾向にある。
- 直角方向は主桁中央の変位と主塔頂部の変位の大小関係が大きく異なり、低主塔では“主桁中央<主塔頂部”、Y主塔及び吊併用では“主桁中央>主塔頂部”となっているが、これは主桁と主塔の振動モード (固有周期) が大きく異なることによる。
- 直角方向の主塔基部と主塔主桁位置の曲げモーメントは直角方向の変位と同じ傾向にあり、その大小関係は、低主塔では“主塔基部>主塔主桁位置”、Y主塔では“主塔基部<主塔主桁位置”、吊併用では“主塔基部<主塔主桁位置”となっている。断面力自体はY主塔や吊併用が大きくなっている。
- 橋軸方向の主桁の曲げモーメントは部位によっては±

30%弱の違いがあるが、特に優劣はない。

- 橋軸方向のケーブル張力は各形式で大差はないが、吊併用は吊ケーブルにも大きな張力が生じている。
- 直角方向の主桁の曲げモーメントは部位によっては±15%程度の違いがあるが、特に優劣はなく、低主塔が一般的に大きくなっている。
- 直角方向のケーブル張力は各形式で大差はないが、吊併用は吊ケーブルにも大きな張力が生じている。

表-9 非線形時刻歴応答解析結果 (断面力)

		第1案	第2案	第3-2案
橋軸方向	①主桁曲げモーメント主塔位置 M[kN・m]	53,521	53,203	60,722
	②主桁曲げモーメント主桁中央 M[kN・m]	26,005	29,392	22,844
	③ケーブル張力最大 Tmax[kN]	2,244	2,206	2,039
	④ケーブル張力最小 Tmin[kN]	-2,219	-2,148	-1,851
	⑤吊ケーブル張力最大 Tmax[kN]	-	-	4,966
	⑥吊ケーブル張力最小 Tmin[kN]	-	-	-5,497
橋直方向	①主桁曲げモーメント主塔位置 M[kN・m]	942,740	822,050	858,250
	②主桁曲げモーメント主桁中央 M[kN・m]	1,187,900	1,113,100	1,109,000
	③ケーブル張力最大 Tmax[kN]	1,602	1,834	1,559
	④ケーブル張力最小 Tmin[kN]	-1,649	-1,834	-1,559
	⑤吊ケーブル張力最大 Tmax[kN]	-	-	2,689
	⑥吊ケーブル張力最小 Tmin[kN]	-	-	-2,689

*ケーブル張力は死荷重およびプレストレスを含まない値であり、張力抜けはない。

表-10 非線形時刻歴応答解析結果 (変位, 塔断面力)

		第1案	第2案	第3-2案
橋軸方向	①主桁中央 δ [m]	-0.833 (8.260s)	-0.843 (8.270s)	-0.808 (8.300s)
	②主塔頂部 δ [m]	-0.886 (8.270s)	-0.780 (8.270s)	-0.854 (8.310s)
	③主塔基部 M[kN・m]	422,817 (8.270s)	-407,971 (6.920s)	-421,322 (7.130s)
	④主塔主桁部 M[kN・m]	148,531 (6.810s)	-176,656 (7.970s)	162,936 (6.020s)
橋直方向	①主桁中央 δ [m]	-1.607 (16.810s)	-1.965 (17.170s)	-1.944 (17.400s)
	②主塔頂部 δ [m]	-2.026 (10.200s)	-1.478 (8.210s)	-1.463 (8.210s)
	③主塔基部 M[kN・m]	-97,017 (10.220s)	-79,231 (10.460s)	-79,345 (10.480s)
	④主塔主桁部 M[kN・m]	-87,338 (10.070s)	-162,225 (8.210s)	-159,147 (8.190s)

* 0 内の数値は発生時刻を示す。

3.3 施工検討

架設ステップ毎に検討し、問題点の洗出しを行った。図-12に各形式の施工状況図の一部を示す。

- 低主塔は傾斜角が小さい上段側ケーブルのサグ取りが必要となる。
- Y主塔では主塔上部を架設するための形状保持材や大型トラッククレーンが必要となる。
- 吊併用は自碇式であるため、主桁閉合時まではバックステイとして地盤にアンカーが必要となる。主桁閉合後に軸力導入工が必要となる。
- Y主塔では主塔上部の部材数が多く形状保持材が必要なことや、水平ケーブルの設置など架設部材数が多く、工期は最も長くなる。

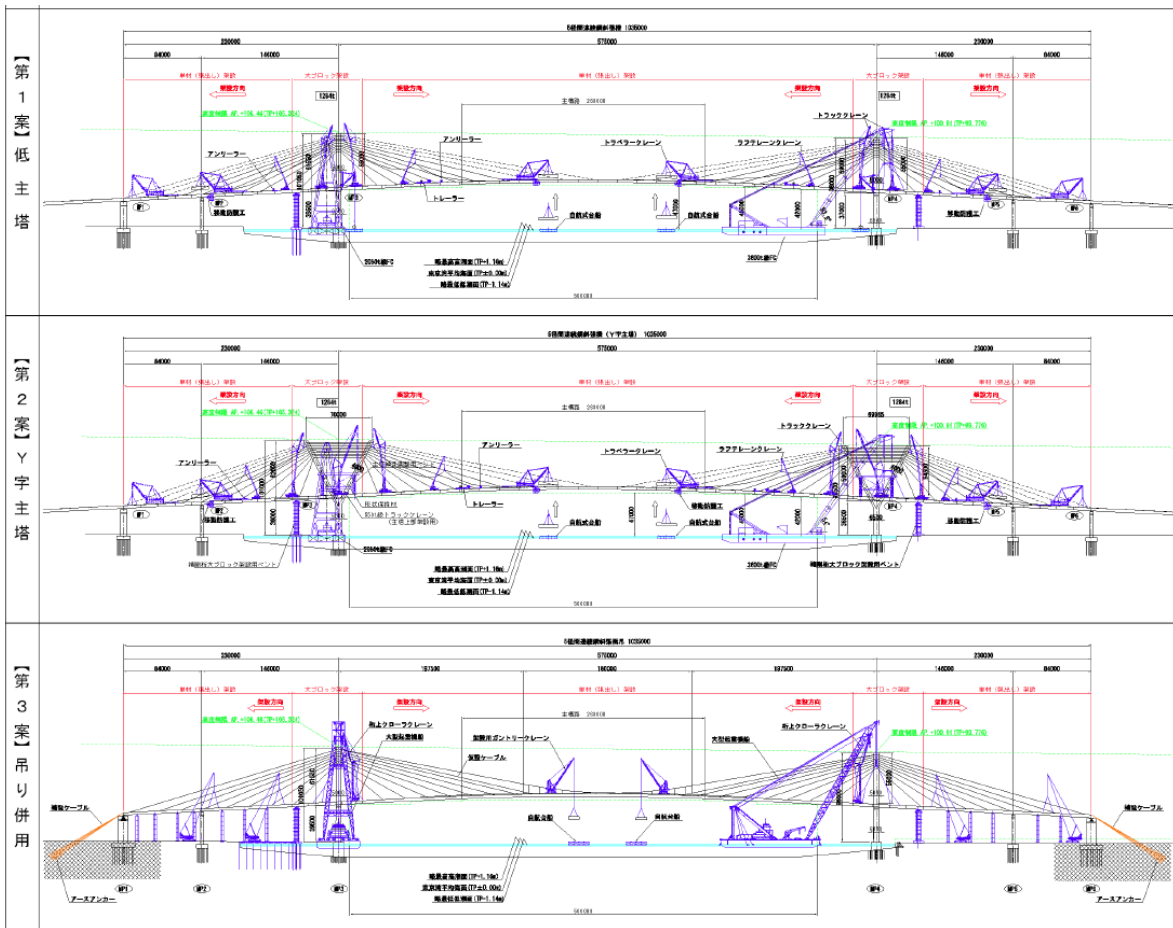


図-12 施工検討図

4. まとめ

検討の結果を以下に述べるとともに、表-11にまとめる。

- 低主塔が最も主桁軸力が大きく、主桁断面も大きくなるが、活荷重たわみで断面が決まることはない。
- Y主塔が最も活荷重たわみが小さく主桁軸力も小さいが、国内では実績のない形式であり主塔分岐部について十分な検討が必要である。
- 吊併用はたわみやすい構造であるため、活荷重たわみが大きく、それで断面が決定される傾向にある。
- 固有周期や地震時の変位及び断面力など部位によって差異がある。吊併用がやや振動しやすい傾向にあるものの顕著な差ではなく、いずれの形式であっても問題はない。
- 耐風性では吊併用の発散振動発現風速が低い傾向にあるものの、顕著な差ではない。
- 吊併用はY主塔より工期が短い、主桁への軸力導入が必要な自碇式で、この規模での実績がない。
- 維持管理の面では、ケーブル本数が多く塗装面積も大きいY主塔が劣る。吊併用については吊ケーブルの維持管理があるため、低主塔に比べて劣る。
- コストではY主塔と低主塔との差はほとんどない。

以上のことを踏まえて、低主塔斜張橋が総合的に優れていることを確認し、本橋の形式として選定された。

表-11 検討結果一覧

	低主塔 斜張橋	Y主塔 斜張橋	吊併用 斜張橋
コスト	○ (1.00)	○ (1.00)	△ (1.08)
構造性 活荷重 たわみ	○	○	△ 吊橋の値適用
耐震性	○	○	○ 他より、やや振動しやすい
耐風性	静的	○	△ 主塔受風面積大
	動的	○	○ 発散振動発現風速やや低い
施工性	○	△ 工程長い	× (アール式) △ (自碇式)
維持管理	○	△ 主塔面積大	△ 吊橋主ケーブルの形質管理
特殊事項	-	分岐部の検証必要 同規模での事例なし	-
総合 評価	○	-	-

参考文献

- 国土交通省関東地方整備局横浜港湾空港技術調査事務所：川崎港臨港道路東扇島水江町線技術検討業務 報告書（平成22年3月）
- 橋梁と基礎（昭和60年8月）
- 国土交通省関東地方整備局横浜港湾空港技術調査事務所：川崎港臨港道路東扇島水江町線橋梁構造検討業務 報告書（平成23年3月）