

大阪湾岸道路西伸部の長大斜張橋（新港・灘浜航路部）に 対するとう曲変位の影響検討

佐藤 彰紀¹・杉山 裕樹¹・吉澤 努²・後閑 勇²

¹正会員 工修 阪神高速道路株式会社（〒650-0023 兵庫県神戸市中央区栄町通1-2-10 読売神戸ビル）

²正会員 工修 大日本コンサルタント株式会社（〒330-6011 埼玉県さいたま市中央区新都心11-2 LAタワー）

1. はじめに

大阪湾断層帯は大阪湾の西側に南北方向に分布する活断層帯であり、その北部で分岐し、六甲アイランドからポートアイランド間には摩耶断層、ポートアイランドから和田岬間には和田岬断層が推定されている（図-1）。当該断層は、厚さ約2,000mに渡り堆積した地層にとう曲帯として現出する。

図-2に、現在事業中の大阪湾岸道路西伸部（六甲アイランド北～駒栄）の位置図を示す。図-1、図-2より、事業区間のうち六甲アイランド～ポートアイランド間の海上部に、大阪湾断層帯の一部である摩耶断層が分布していると言える。当該海上部（以下、新港・灘浜航路部とする）には2つの大型航路があるため、両航路を跨ぐ長大橋が必要となる。

本稿は、新港・灘浜航路部の橋梁設計において、摩耶断層のとう曲帯（以下、摩耶とう曲とする）を跨いで構築される長大斜張橋への影響検討を行った結果を述べるものである。具体的には、まず、摩耶断層の活動によって生じるとう曲の推定変位量を用い、斜張橋の主塔および橋脚基礎の位置に生じる変位量を、表層地盤と橋梁基礎をモデル化した2次元FEM解析により算出した。次に、橋梁の3次元骨組みモデルに対し、前述のFEM解析で求めた基礎位置の変位量を強制入力し、橋梁の応答を確認した。とう曲の推定変位量には不確定性も残るため、とう曲変位量、とう曲傾斜角、とう曲位置についてパラメータスタディを行うことで不確定性の影響を考慮することとした。

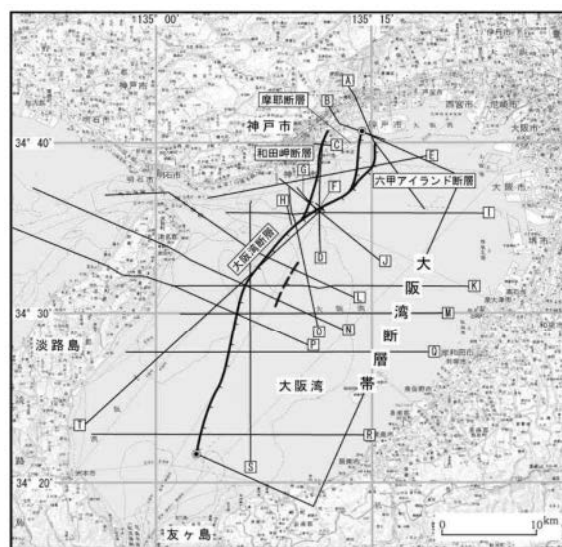


図-1 大阪湾における各種調査から得られた断層分布¹⁾



図-2 大阪湾岸道路西伸部 位置図

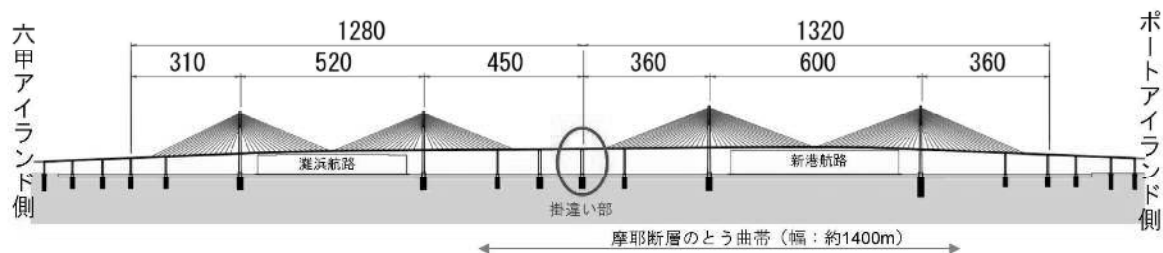


図-3 単独斜張橋 側面図

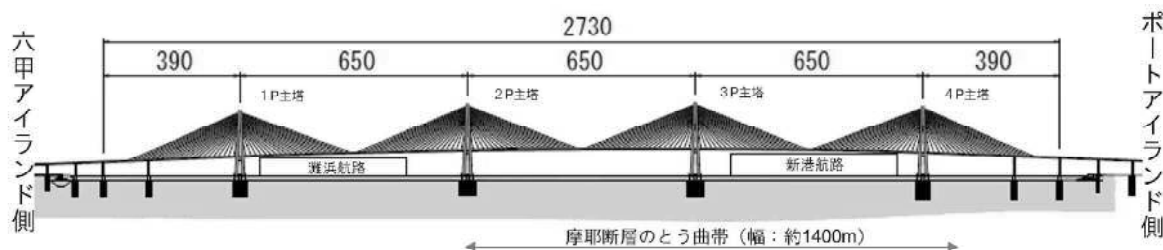


図-4 連続斜張橋 側面図

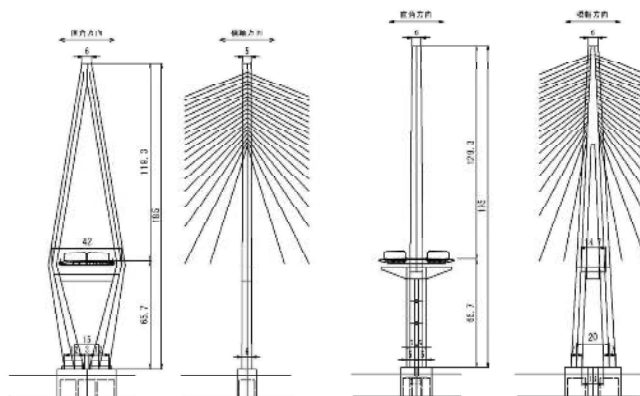


図-5 主塔の構造 (左: 単独斜張橋, 右: 連続斜張橋)

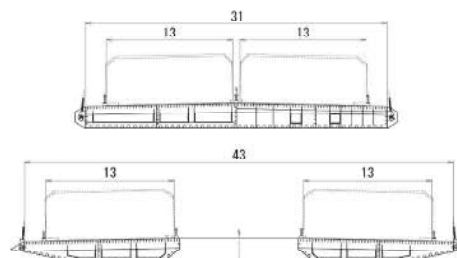


図-6 主桁の構造 (上: 単独斜張橋, 下: 連続斜張橋)

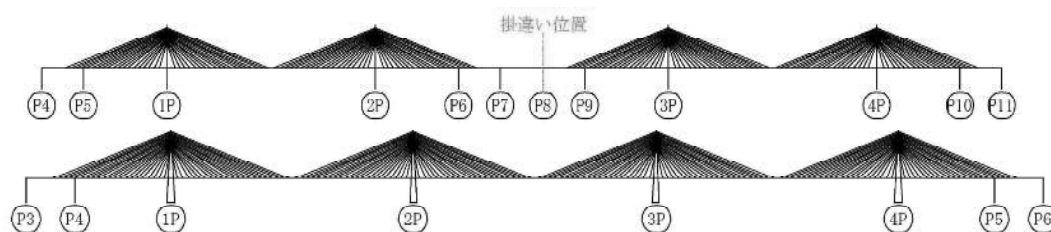


図-7 解析モデル側面図 (上: 単独斜張橋, 下: 連続斜張橋)

表-1 解析モデルの条件

部材	モデル化	使用材料	
		単独斜張橋	連続斜張橋
主桁	線形はり要素	SM490Y	SM490Y
主塔	線形はり要素	SM490Y	SM400 SM490Y SM570
橋脚	線形はり要素	$\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$, SD490	
ケーブル	線形トラス要素	引張強度1570N/mm ² 以上	
支承	パイリニア要素	免震支承	免震支承

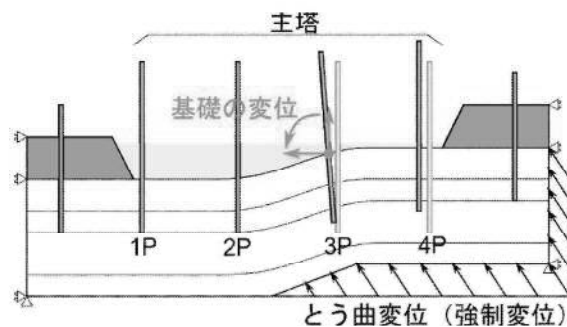


図-8 FEM 解析による基礎変位の算出 (概略図)

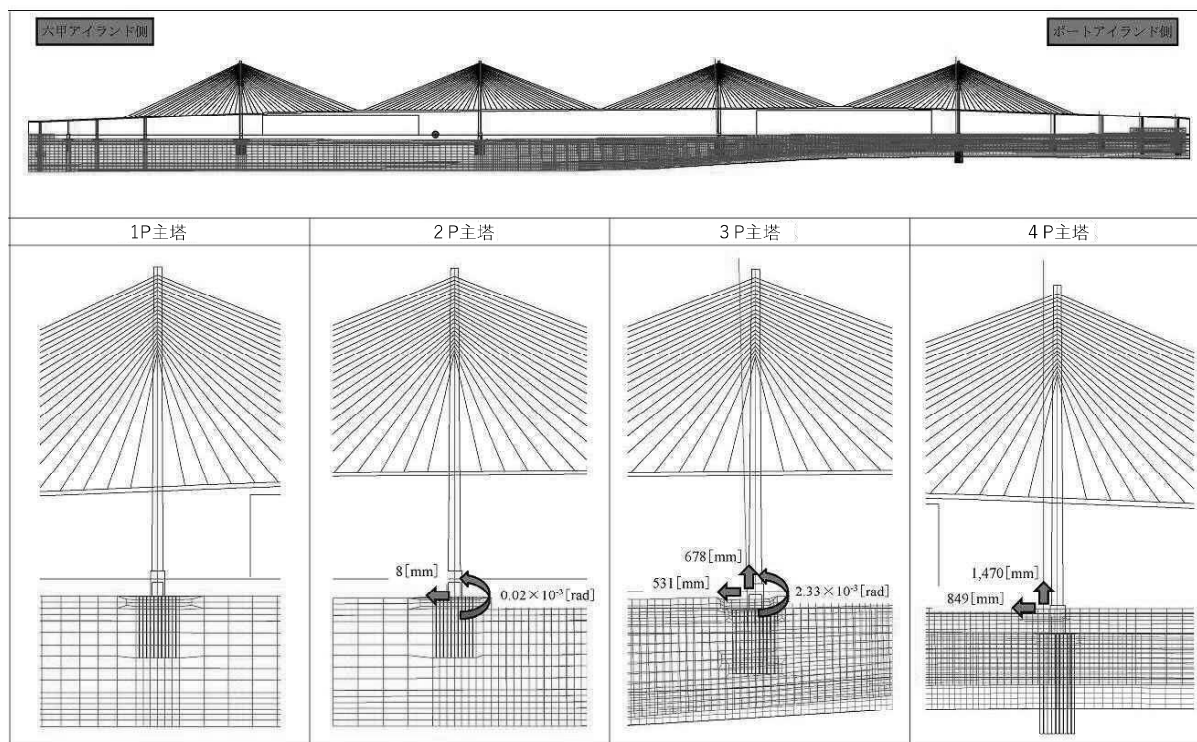


図-9 橋梁基礎天端変位量（橋梁形式：連続斜張橋，とう曲傾斜角：60° のケース）

2. 対象橋梁および摩耶とう曲との位置関係

検討対象の長大橋の支間長は，前述した2つの航路の航路幅の制約から，それぞれ600m および520m が最小支間長として必要である．橋梁計画における長大橋の形式案は，2つの航路部にそれぞれ斜張橋を配置する単独斜張橋案と，2つの航路を連続形式として跨ぐ連続斜張橋案の2案²⁾とし，両案に対しとう曲変位の影響検討を実施した．図-3，図-4に，橋梁形式2案の側面図および摩耶とう曲との位置関係を示す．単独斜張橋は新港航路，灘浜航路の2つの航路に対し，航路幅から決まる最小支間長の橋梁を計画したものであり，航路間で掛違いとなる．連続斜張橋は2つの航路を連続形式として等径間で跨ぐ橋梁である．

3. とう曲変位による強制変位解析手法

前述した長大橋を幾何学的非線形性を考慮した骨組みモデルとし，基礎の位置にとう曲変位を強制入力して応答を算出した．長大橋の部材形式は，単独斜張橋は主桁を鋼一箱桁，主塔を鋼製ダイヤ型とし，連続斜張橋は主桁を鋼一箱桁×2主桁，主塔を鋼製橋軸A型とした（図-5，図-6）．連続斜張橋の主桁は上下線分離の2主桁であり，主桁同士は15m間隔

の横梁で連結されている．解析モデルの条件を表-1に，側面図を図-7に示す．両モデルとも，隣接径間との桁遊間は1,000mmに設定した．また両モデルとも，主塔・橋脚基部の拘束条件は固定とした．基礎の位置に与える強制変位は，図-8に示す表層地盤と基礎からなる2次元FEM解析モデルを別途作成し，基盤位置にとう曲変位量を強制変位として与えて求めた．基盤のとう曲変位量は，既往の調査を基に傾斜角60°～80°の逆断層として設定し，変位量は断層活動間隔5,000年に対する推定値として鉛直方向に1.47mとした³⁾．図-9にFEM解析結果の一例を示す．橋梁モデルへの強制変位の入力において，橋軸直角方向の変位量については，橋軸方向の変位と同じ値を設定した．

4. 解析結果

前述のFEM解析で求めたとう曲変位量を橋梁に与えた解析結果を図-9に示す．いずれの橋梁形式においても，各部材の応答は弾性範囲内であり，とう曲変位によって致命的な状態には至らない結果となった．橋梁形式ごとの応答の特徴を以下に説明する．

(1) 単独斜張橋

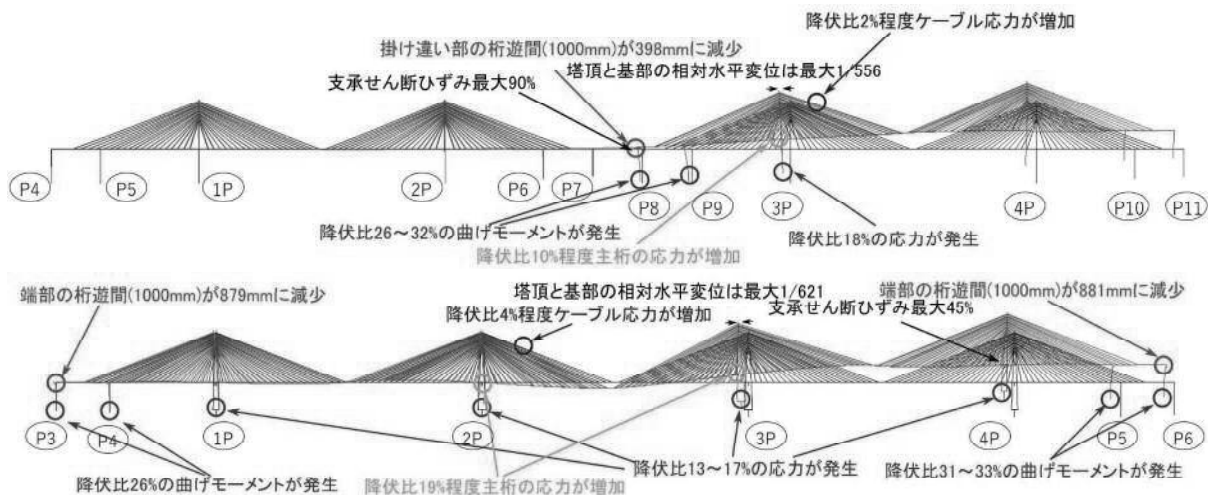


図-10 解析結果（とう曲傾斜角 60°）（上：単独斜張橋，下：連続斜張橋）

※変形倍率 30 倍，とう曲変位入力前が黒線，入力後が赤線

とう曲変位により，終点側から起点側に圧縮されるような挙動となり，図-9のように，3P主塔では基礎の回転も生じ，起点側に倒れようとする．これに対し，免震支承，主桁，ケーブルが抵抗し，各部材に応力が発生するが，掛違い部（P8橋脚）で変形が吸収されるため，起点側（1P，2P側）の斜張橋では応答はほぼ生じない．終点側（3P，4P側）の斜張橋における各部材の応答は弾性範囲内であり，安全性に影響を与える程度ではない．掛違い部の桁遊間は，とう曲変位の影響で1,000mmから398mmまで狭まる．

(2) 連続斜張橋

とう曲変位により，単独斜張橋と同じく終点側から起点側に圧縮され，3P主塔が起点側に倒れるような挙動となり，各部材に応力が発生するが，連続斜張橋では，とう曲変位の影響が構造物全体に及ぶため，主塔や主桁の曲げ応力などの変動が単独斜張橋よりやや大きいものの，いずれの応答も弾性範囲内であり，安全性に影響を与える程度ではない．始点側及び終点側の桁遊間はとう曲変位によりやや減少するが900mm近くが残されている．

表-2 とう曲変位の不確定性に関する検討ケース

とう曲傾斜角	45°	60°	80°
とう曲変位の倍率 α	1.00	1.00 1.40 2.38	1.00 1.40 2.38
とう曲変位 (m/回)	1.47	1.47 2.06 3.50	1.47 2.06 3.50
とう曲位置			
1P-2P間	—	○	—
2P主塔	—	○	—
2P-3P間	—	○	—
3P主塔	○	◎	○
3P-4P間	—	○	—

※◎は先の検討で実施したケース，○は不確定性を考慮した追加ケース

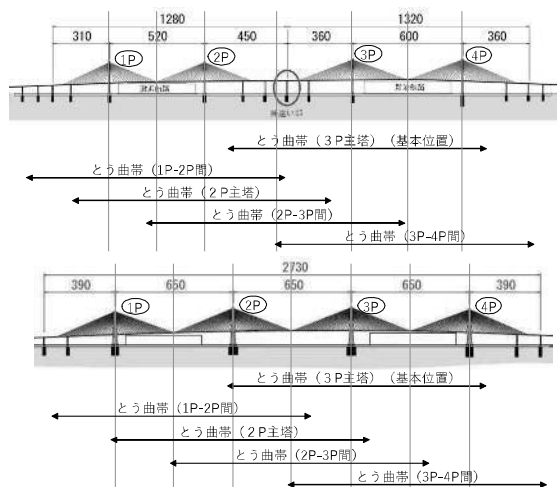


図-11 とう曲位置のパラメータ

（上：単独斜張橋，下：連続斜張橋）

5. とう曲変位の不確定性が橋梁に与える影響の検討

(1) 検討方法

とう曲の推定位置については不確定性の影響が懸念されることから，変動を想定したケースを追加して検討を行った．解析ケースを表-2および図-11に示す．先の検討では断層活動 1 回あたりのとう曲変位量を鉛直方向に1.47mとしたが，追加ケースでは

活動間隔を7,000年とした変位倍率 $\alpha=1.40$ 倍，変位量を既往調査より想定される大阪湾断層帯全体での最大値である3.5mとした $\alpha=2.38$ 倍を設定した．とう曲傾斜角は橋軸方向の変位が大きくなる45°のケースを設定した．とう曲位置は，その急変部が基本位置（3P主塔付近）からずれた場合の影響を確認するため，1P～2P支間中央から3P～4P支間中央の間に計5ケースを設定した．

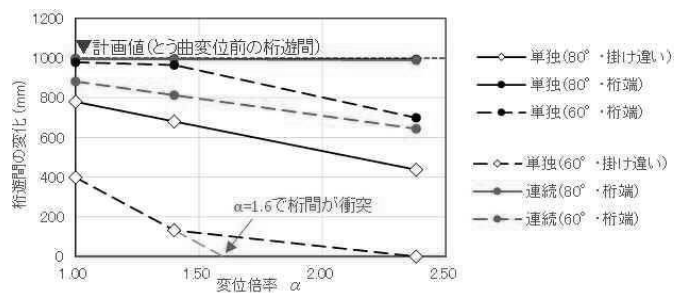


図-12 とう曲変位倍率と桁遊間

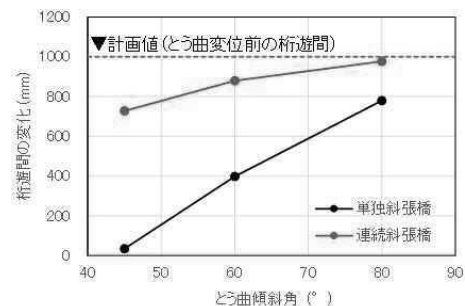


図-13 とう曲傾斜角と桁遊間

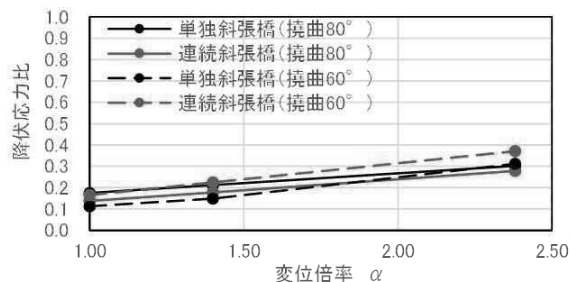


図-14 とう曲変位倍率と主塔の最大応力

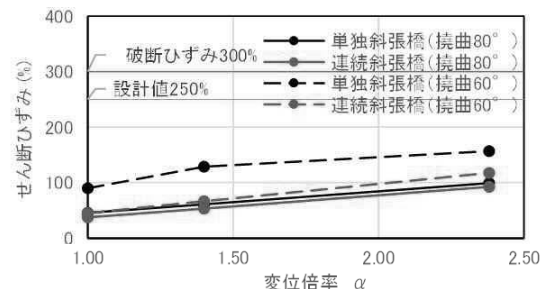


図-15 とう曲変位倍率と支承の最大ひずみ

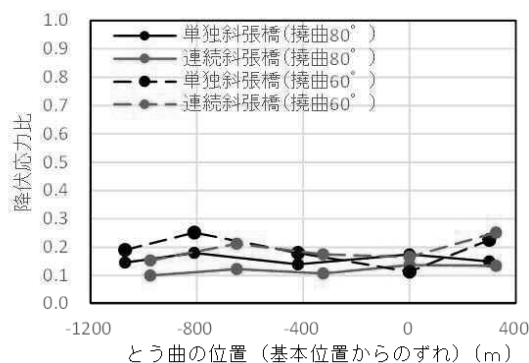


図-16 とう曲位置と主塔の最大応力

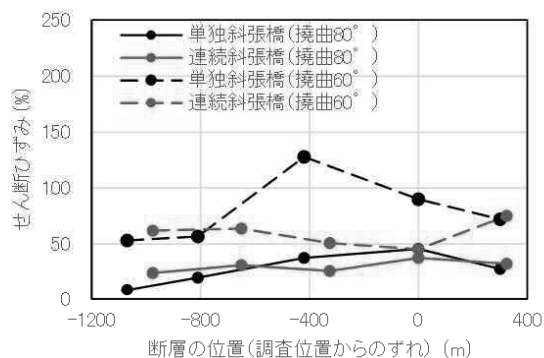


図-17 とう曲位置と支承の最大ひずみ

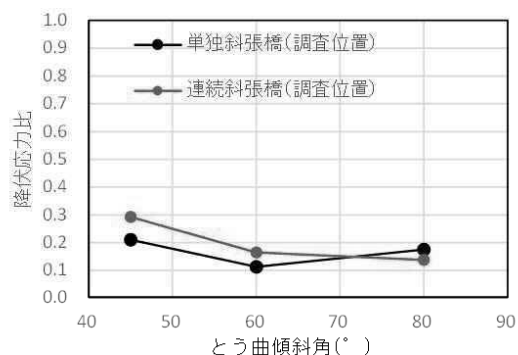


図-18 とう曲傾斜角と主塔の最大応力

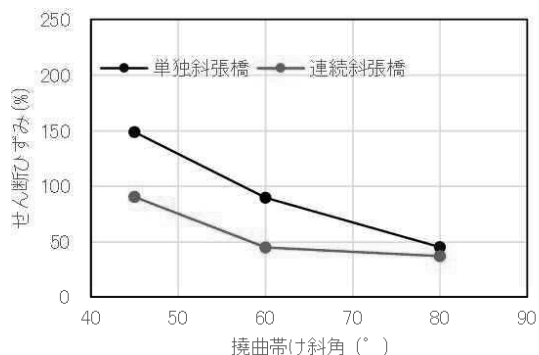


図-19 とう曲傾斜角と支承の最大ひずみ

(2) 解析結果

解析結果のうち、不確定性の影響が顕著にみられたものとして、とう曲変位の倍率と掛違い部の遊間の関係を図-12に示す。単独斜張橋のとう曲60°のケースでは航路間の掛違い部において倍率 $\alpha=1.6$ 程度で桁衝突が生じる。また、とう曲角度と掛違い部の

遊間の関係を図-13に示す。45°のケースでは、単独斜張橋では掛違い部の遊間が1,000mmから35mmまで減少し、桁衝突に近い状態となった。

このほか、主塔の応力（降伏応力に対する最大発生応力の比率）および支承のせん断ひずみ（各支承のうち最大値）に関するパラメータスタディの結果

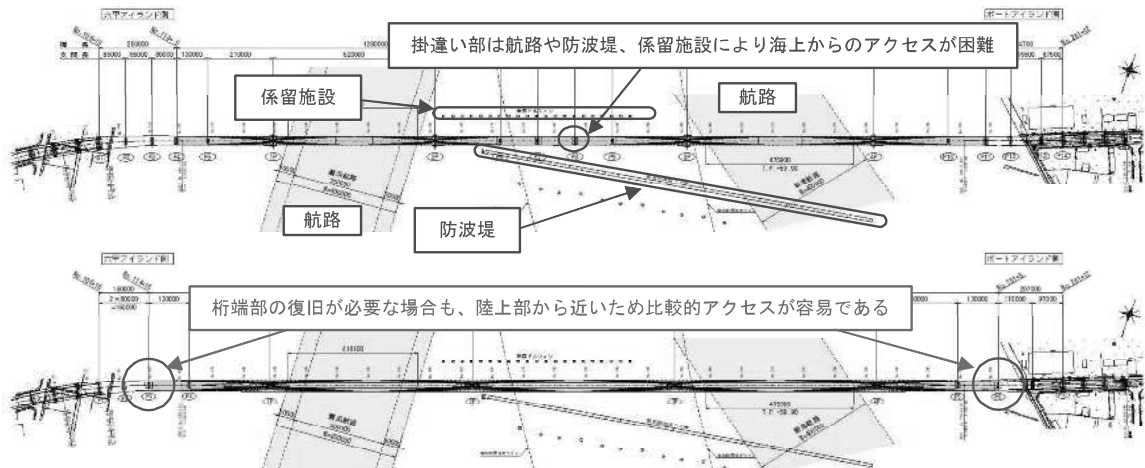


図-20 桁端部位置の比較（平面図）（上：単独斜張橋，下：連続斜張橋）

を図-14～図-19に示す。解析の結果、いずれのケースでも鋼材の降伏や支承の破断は確認されなかった。とう曲変位の倍率の影響について、倍率が増加すると、主塔の最大応力や支承の最大ひずみは増加するが、倍率 $\alpha=2.38$ とした場合でも、主塔の最大応力は降伏応力比0.3～0.4程度であった（図-14）。支承の最大ひずみに対しても、倍率 $\alpha=2.38$ とした場合で100～150%程度であり、設計値（250%）に対しては余裕がある（図-15）。とう曲位置の影響について、主塔の最大応力に対し、とう曲位置がずれた場合の変動はわずかである（図-16）。支承の最大ひずみに対しては、単独斜張橋（とう曲60°）において急変部を2P-3P間とした場合の応答が高くなるが、最大で140%程度であり、いずれも設計値に対しては余裕がある（図-17）。とう曲傾斜角の影響について、橋軸方向の変位が大きくなる45°のケースで、主塔の最大応力、支承のせん断ひずみとも大きくなるが、最大でも降伏応力比0.3、せん断ひずみ150%程度であった（図-18、図-19）。

6. まとめ

摩耶とう曲を跨いで構築される長大斜張橋へのとう曲変位影響検討を行った結果、単独斜張橋、連続斜張橋のいずれの形式においても、とう曲変位による上部構造への影響は、安全性に影響を与える程度ではないことを確認した。とう曲変位の不確定性が橋梁に与える影響を検討した結果、単独斜張橋では

掛違い部の感度が大きく、桁衝突が生じるリスクもあることが分かった。図-20のように、当該掛違い部は2つの航路に挟まれ、かつ防波堤や係留施設も近接する狭隘空間であるため、とう曲変位後の点検、補修あるいは復旧を行う場合、単独斜張橋の方が桁端部の点検性や早期の復旧性が低いと考えられる。一方、連続斜張橋の桁端部は陸上部から近く、復旧が必要な場合も比較的容易である。その他の箇所に関しては、単独斜張橋と連続斜張橋とで解析上明確な差はみられず、点検性、修復性は同程度と考えられる。以上より、総合的には連続斜張橋の方が緊急時の点検性および修復性に優れていると考えられる。

謝辞：本検討にあたっては、大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会（委員長：城西大学藤野陽三学長）の委員の方々に貴重なご意見をいただいた。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：大阪湾断層帯の評価，平成17年1月，
https://www.jishin.go.jp/main/chousa/katsudansou_pdf/98_osaka-wan.pdf
- 2) 杉山ほか：コンセプト設計に基づく長大橋の橋梁計画～みなと神戸に架かる橋～，土木学会第75回年次学術講演会，2020.9.
- 3) 安積ほか：大阪湾岸道路西伸部の橋梁設計において考慮する断層変位量の検討，土木学会第76回年次学術講演会，2021.9.