

大阪湾岸道路西伸部の長大斜張橋(神戸西航路部)に対する 不確定性を考慮したとう曲変位の影響検討

西村 美紀¹・寺岡 正人¹・杉山 裕樹¹・西原 知彦¹
深谷 茂広²・舘 浩司²・鈴木 俊洋²

¹正会員 阪神高速道路株式会社 神戸建設部（〒650-0023 兵庫県神戸市中央区栄町通1-2-10）

²正会員 株式会社長大（〒550-0013 大阪府大阪市西区新町2-20-6）

1. はじめに

大阪湾岸道路西伸部(六甲アイランド北～駒栄)は、国土交通省との合併施行事業として事業化された全長14.5kmの路線である¹⁾。図-1にその計画路線を示す。路線の大部分は橋梁構造で計画されており、新港・灘浜航路部と神戸西航路部には長大斜張橋が計画されている。

その架橋地点付近には、図-2に示すように大阪湾断層帯が確認されている。大阪湾断層帯の北部は神戸港湾域で分岐しており、六甲アイランドからポートアイランド間に摩耶断層、ポートアイランドから和田岬間に和田岬断層が分布する。そのため、和田岬断層は長大橋を計画している神戸西航路部に分布していることとなる。断層は深さ約2000mに渡り堆積した地層にとう曲として出現しており、今後、断層が活動することによってとう曲変位が生じる可能性がある。とう曲帯位置、変位量、とう曲帯傾斜角は、既往の研究^{例えば、2,3)}により推定されているものの、不確定性が残る。そのため、不確定性も踏まえて

とう曲変位が長大橋に及ぼす影響を十分に考慮した上で橋梁設計を進める必要がある。

そこで、本稿では神戸西航路部に架かる長大橋の橋梁形式の候補案に対して、不確定性を考慮しながらとう曲変位が橋梁に及ぼす影響を検討した。具体的にはまず、断層の活動によって生じるとう曲の推定変位量より、主塔および橋脚の基礎天端の変位量を表層地盤と基礎からなる2次元FEM解析で算出する。次に、算出した橋脚及び主塔の基礎天端の変位量を長大橋の3次元骨組みモデルに強制変位として与え、各部材の応答を確認した。なお、とう曲帯位置、変位量、とう曲帯傾斜角の3つのパラメータについてパラメータスタディを実施することで、とう曲変位の不確定性を考慮した。

2. 対象橋梁形式と解析ケース

(1) 対象とする橋梁形式

対象とする長大橋の橋梁形式を図-3に示す。これ

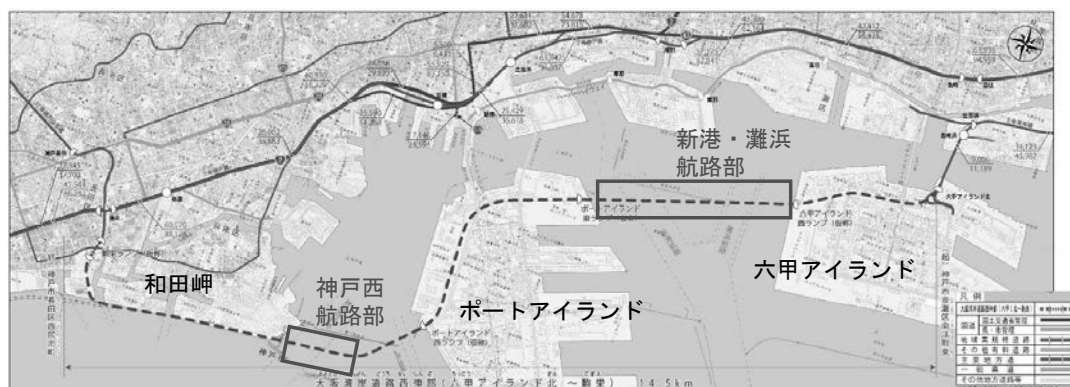


図-1 大阪湾岸道路西伸部(六甲アイランド北～駒栄)

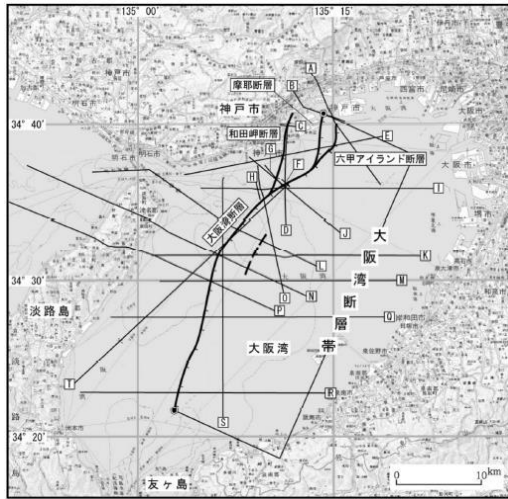


図-2 大阪湾における断層分布²⁾

らは橋梁形式の候補案として選定されている案である⁴⁾。(a)の2主塔斜張橋は、航路幅より決定される最小支間に対し設定した一般的な斜張橋形式で、(b)の1主塔斜張橋(和田岬)は、平面線形の改善と景観性より、1主塔でケーブルを配した案である。(c)の1主塔斜張橋(PI:ポートアイランド)は、和田岬断層のとう曲帯位置が図-3に示す範囲にほぼ橋軸直角方向に存在すると推定³⁾されたことから、主塔をとう曲上から避けた橋梁形式として選定した。

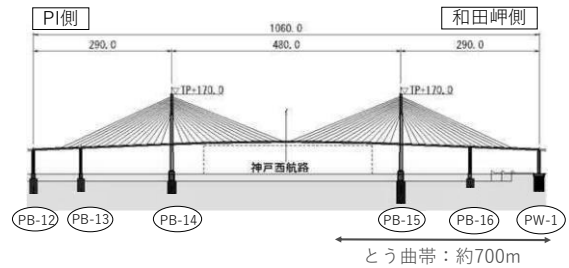
(2) 解析ケース

とう曲帯位置、変位量、とう曲帯傾斜角は、大阪湾断層の活動に関する長期評価や過去の調査(七山他、佐藤他)および、大阪湾岸道路西伸部の事業化以降に実施した音波探査やボーリング調査に基づく現地調査結果(図-4)を踏まえて推定³⁾されている。本稿ではそれに基づき標準パラメータを設定し、解析の基本ケースとした。

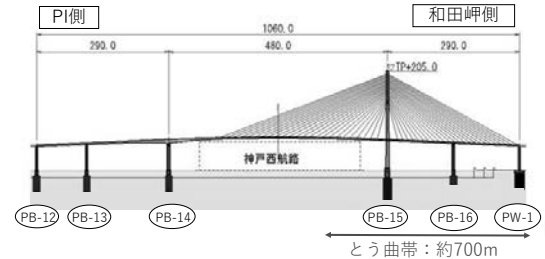
具体的には、とう曲帯は約700mに渡り、とう曲帯のうち最も変形量の大きい急変部はPB-15とPB-16の間(以後、推定とう曲帯位置とする)に位置し、変位量は断層の活動間隔を5000年として、鉛直方向に1.23m、とう曲帯傾斜角は60°と80°の2ケースとした。

しかし、これらのパラメータは既往の調査の中でもばらつきがみられること、次回の地震時に想定した通りのとう曲変位が発生するとは限らないことから、不確定性を考慮したパラメータに対する影響も検討することが望ましいと考える。

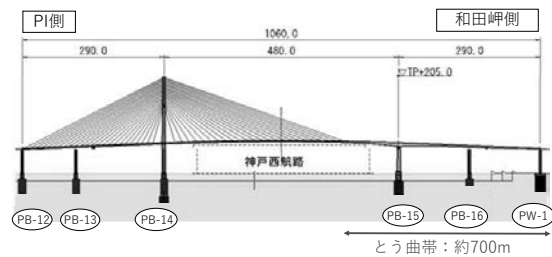
そこで、表-1に示すように不確定性を考慮したケースを追加して検討を実施することとした。とう曲帯位置は、とう曲急変部が主塔に及ぼす影響が大きいと考えられる主塔直下、最大支間長の中間の位置



(a) 2主塔斜張橋



(b) 1主塔斜張橋(和田岬)



(c) 1主塔斜張橋(PI)

図-3 検討対象の橋梁形式

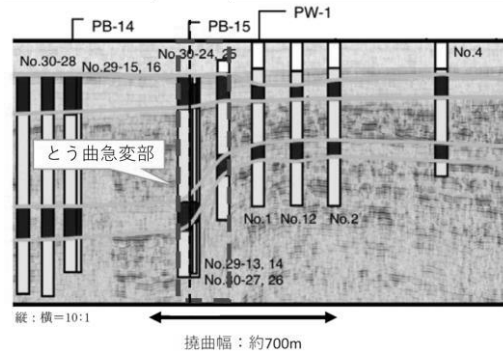


図-4 現地調査結果によるとう曲形状

表-1 解析ケース

ケース No.	とう曲帯傾斜角	変位量			とう曲帯位置
		変位倍率	活動間隔(年/回)	変位量(m/回)	
1 (基本ケース)	80°	1.00	5000	1.23	推定とう曲帯位置
2		1.40	7000	1.72	
3		2.85	14250	3.50	
4 (基本ケース)	60°	1.00	5000	1.23	推定とう曲帯位置
5					推定とう曲帯位置からPI側へ72.5m移動
6					推定とう曲帯位置からPI側へ312.5m移動
7					推定とう曲帯位置からPI側へ552.5m移動
8		1.40	7000	1.72	推定とう曲帯位置
9		2.85	14250	3.50	
10		1.00	5000	1.23	

を想定し、図-5に示すように急変部を推定とう曲帯位置からPI側に72.5m、312.5m、552.5mずれたケースを追加した。変位量は断層の活動間隔が7000年の場合の鉛直方向1.722m(変位倍率1.4倍)、既往の調査⁵⁾で報告されている大阪湾断層帯全体での最大変位量である鉛直方向3.5m(変位倍率2.85倍、断層の活動間隔14250年に相当)を追加した。とう曲帯傾斜角は、水平方向の変位量が大きくなる45°を追加した。

3. 橋脚基礎天端の変位量の推定

2章で述べた解析ケースに対して、主塔及び橋脚の基礎天端の変位量を算出するために2次元FEM解析を実施した。

(1) 解析モデル

解析モデルは表層地盤と基礎からなる2次元FEM解析モデルを用いた。表層地盤は現地調査の結果に基づいて想定した地質縦断図³⁾を参考にモデルを作成した。地盤の物性値は現地調査の結果を参考に設定した。とう曲変位量を与える境界面は、現地調査で顕著なとう曲構造が確認できた層の下面(以後、とう曲下面とする。)とした。変位量の与え方を図-6に示す。とう曲変位分布がとう曲の形状と同じであると仮定し、下盤側基準線からとう曲下面までの高さが最大となる位置(図中①)に2章で設定した鉛直方向の変位量を与えた。その他の地点は、図中①を基準とした時の高さの比率に応じて鉛直方向の変位量を与えた。水平方向の変位量は、とう曲帯傾斜角とその地点の鉛直方向の変位量から算出した。基礎は主塔及び海上部の橋脚は鋼管矢板基礎、陸上部の橋脚は場所打ち杭基礎を想定して設定した。

(2) 解析結果

解析結果の一例として、解析ケース4の結果を表-2に、その時の1主塔斜張橋(和田岬)の変形図を図-7に示す。PB-15、PB-16、PW-1で鉛直方向、水平方向、回転方向の変位が生じる結果となった。

4. 橋梁への影響検討

3章で求めた各解析ケースの主塔及び橋脚の基礎天端の変位量を3次元骨組みモデルに強制変位として与え、とう曲変位による各部材の応答を確認した。

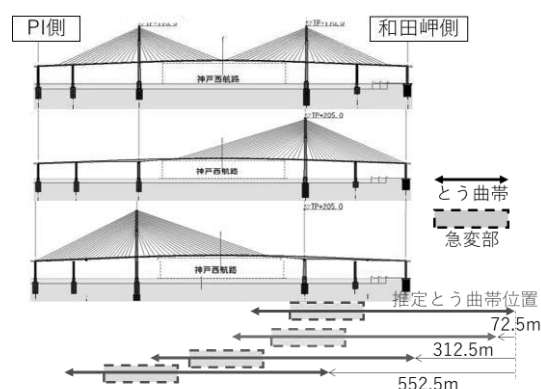


図-5 長大橋ととう曲急変部との位置関係

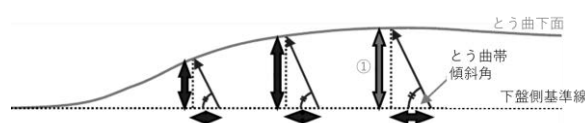


図-6 変位量の与え方

表-2 解析結果(解析ケース4)

橋脚番号	PB-12	PB-13	PB-14	PB-15	PB-16	PW-1
2主塔斜張橋(和田岬)						
鉛直方向(mm)	0	0	0	141	955	1165
水平方向(mm)	0	0	0	349	655	681
回転方向(rad)	0.00×10^{-3}	0.00×10^{-3}	0.00×10^{-3}	3.67×10^{-3}	3.03×10^{-3}	0.32×10^{-3}
1主塔斜張橋(和田岬)						
鉛直方向(mm)	0	0	0	147	955	1165
水平方向(mm)	0	0	0	349	658	681
回転方向(rad)	0.00×10^{-3}	0.00×10^{-3}	0.00×10^{-3}	3.63×10^{-3}	3.03×10^{-3}	0.32×10^{-3}
1主塔斜張橋(PI)						
鉛直方向(mm)	0	0	0	147	955	1165
水平方向(mm)	0	0	0	349	658	681
回転方向(rad)	0.00×10^{-3}	0.00×10^{-3}	0.00×10^{-3}	3.63×10^{-3}	3.03×10^{-3}	0.32×10^{-3}

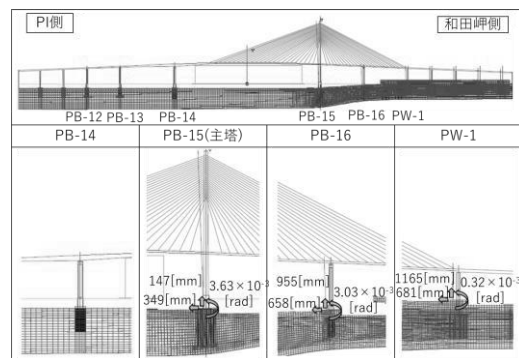


図-7 地盤FEM解析の結果

(1 主塔斜張橋(和田岬)，解析ケース4)

(1) 解析モデル

解析モデルは幾何学的非線形性を考慮した3次元骨組みモデルを用いた。主塔(一例として1主塔の橋梁形式の場合)と主桁の形状を図-8に示す。主塔は鋼製ダイヤ型、主桁は鋼床版一箱桁とした。各部材の解析モデル条件は表-3に示す。また、隣接径間との桁遊間は1.0mとした。主塔及び橋脚の基礎の境界条件は基礎天端で固定とし、そこに3章で求めた変位量を強制変位として静的に与えた。また、既往の調査⁶⁾を参考に橋軸直角方向の変位は鉛直変位と同等の値を設定した。

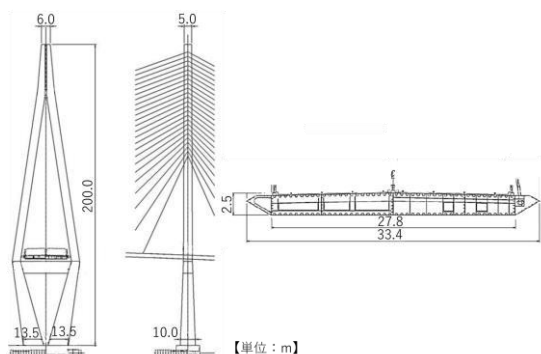


図-8 主塔形状と主桁形状
(主塔形状は1主塔の橋梁形式の場合)

(2) 解析結果

a) 解析ケース4の結果

一例として、解析ケース4のそれぞれの橋梁形式の結果を図-9に示す。各部材の断面力は降伏する時を100%とし、主塔の傾斜は残留変位に対する鋼製橋脚の修復性の制限値である1/100を最大として整理した。3ケースともに主桁曲げモーメントは15%程度以下、ケーブルの張力は10%程度以下、主塔基部の曲げモーメントは2主塔斜張橋のPI側の主塔基部の曲げモーメントが25%程度で最も大きかったが、弾性範囲内の変形であった。支承は、せん断ひずみの地震時の制限値は250%であるが、いずれも250%以下であり、制限値以内である。桁遊間は、どの橋梁形式でも1.0m未満の減少であり、桁衝突には至っていない。主塔の傾斜は、1主塔斜張橋(PI)が1/1150程度と設計で考慮する鋼製橋脚の施工誤差1/1000以下となり、最も小さかった。

b) とう曲帯位置を変化させた場合

図-10は解析ケース4～7(変位倍率1.0、とう曲帯傾斜角60°)の主塔基部の曲げモーメントと主塔の傾斜を示している。とう曲帯位置を変化させても主塔基部は弾性範囲内の変形であった。これは主桁、橋脚基礎においても同様であった。主塔の傾斜は、1主塔斜張橋(和田岬)、1主塔斜張橋(PI)はとう曲帯位置が主塔位置から遠ざかるにつれ、傾斜は減少した。

c) 変位倍率を変化させた場合

図-11は解析ケース4, 8, 9(とう曲帯位置は推定とう曲帯位置、とう曲帯傾斜角60°)の主塔基部の曲げモーメントと主塔の傾斜を示している。変位倍率が増加することにより、橋脚及び主塔基部に作用する変位量が増加し、主塔基部の曲げモーメントは線形的に増加している。これは主桁、橋脚基部においても同様の傾向を示していた。しかし、いずれの橋梁形式の場合も各部材は弾性範囲内の変形であった。主塔の傾斜は、1主塔斜張橋(PI)のみ非線形的挙動を示し、最大でも1/500の傾斜に留まった。これ

表-3 モデルの条件

部材	使用する要素	使用材料
主桁	線形はり要素	SM490Y
主塔	線形はり要素	SM490Y
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	線形ばね要素	免震支承、弾性支承

は主塔位置がとう曲位置から離れており、とう曲変位の影響が主桁の変形によって吸収されたためと考えられる。

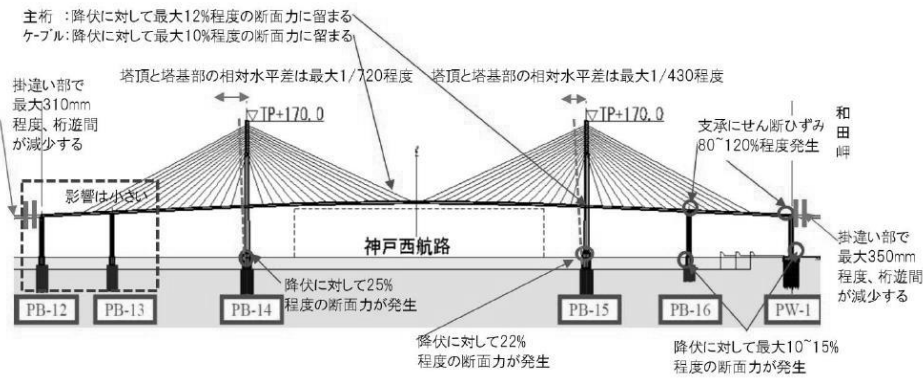
d) とう曲帯傾斜角を変化させた場合

図-12は解析ケース1, 4, 10(とう曲帯位置は推定とう曲帯位置、変位倍率1.0)の支承せん断ひずみと主塔の傾斜を示している。とう曲帯傾斜角が小さくなるにつれ水平方向の変位量が増大するため、支承のせん断ひずみが大きくなった。しかし、いずれの橋梁形式の場合も支承のせん断ひずみは地震時の制限値以内であった。主塔の傾斜は、とう曲帯傾斜角が小さくなるにつれ増加する傾向であり、その傾向はPI側の主塔で顕著であった。

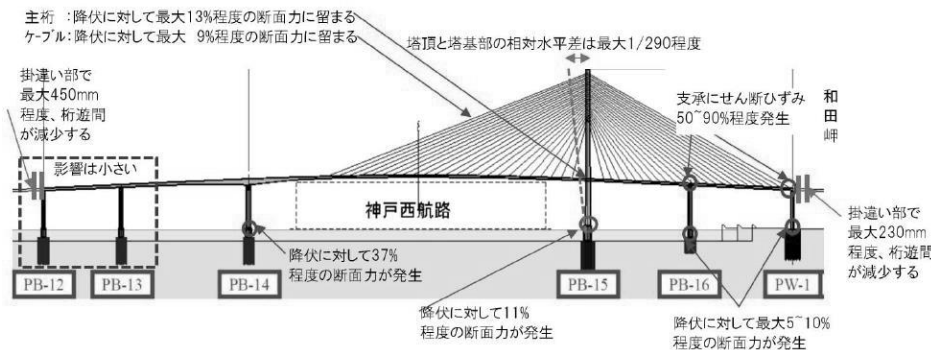
5. 考察

4章で不確定性を考慮してとう曲変位の各部材の応答を確認したが、いずれの橋梁形式においても降伏応力には至らず弾性範囲内の変形で、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と考えられる。

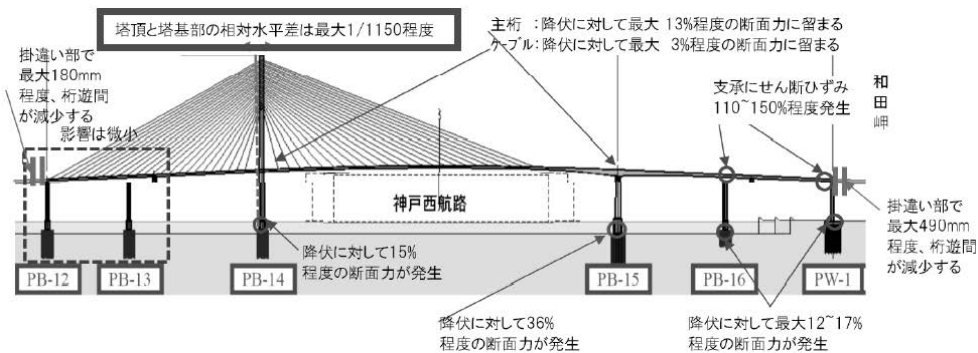
次に、とう曲変位後の修復性について考える。支承の交換・ケーブル張力の調整を実施することで、各部材の曲げモーメントと主桁の残留変位は緩和あるいは解消できると考えられる。一方で、主塔の傾斜については残留し、復旧することは困難である。以上を踏まえると、主塔位置がとう曲位置から離れており、主塔の傾斜が小さかった1主塔斜張橋(PI)が3ケースの橋梁形式の中でとう曲変位後の修復性が優位なケースであると考えられる。なお、解析ケース7(とう曲帯位置は推定とう曲帯位置からPI側へ552.5m、変位倍率1.0、とう曲帯傾斜角60°)では1主塔斜張橋(PI)の主塔の傾斜が最も大きかったが、とう曲帯位置は現地調査で推定した位置に近い程その位置で変位が発生する確率が高いと考えられるため、



(a) 2主塔斜張橋

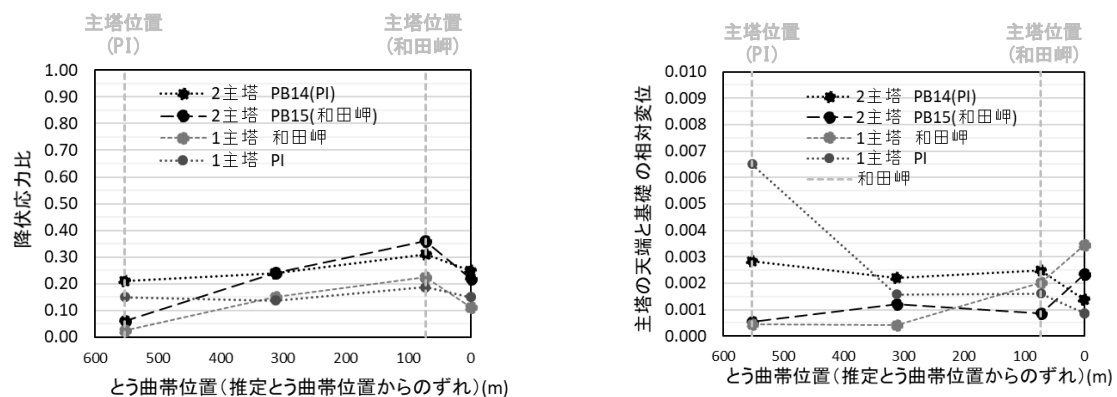


(b) 1主塔斜張橋(和田岬)



(c) 1主塔斜張橋(PI)

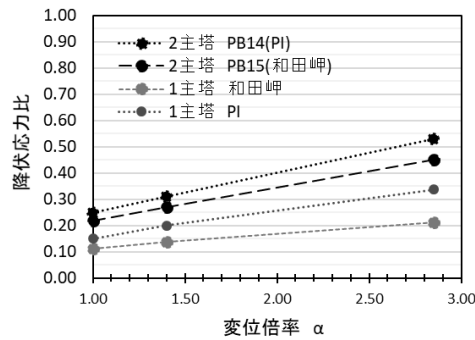
図-9 とう曲変位による各部材の応答(解析ケース 4)



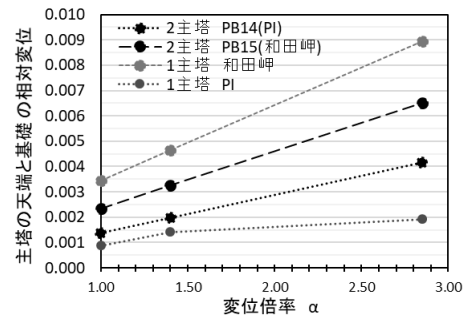
(a) 主塔基部応力比(橋軸曲げモーメント)

(b) 主塔の傾斜

図-10 とう曲変位が変化した場合の結果(解析ケース 4~7)

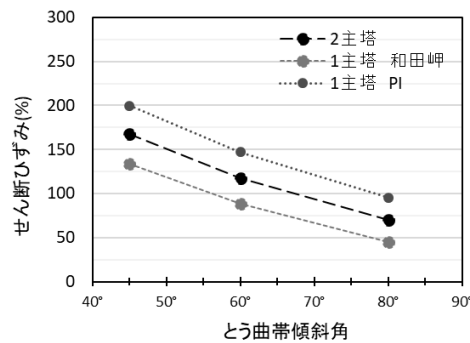


(a) 主塔基部応力比 (橋軸曲げモーメント)

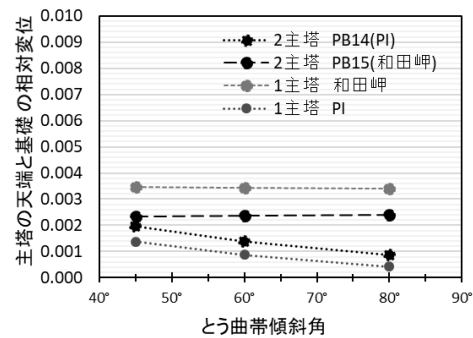


(b) 主塔の傾斜

図-11 変位倍率が変化した場合の結果 (解析ケース 4, 8, 9)



(a) 支承せん断ひずみ



(b) 主塔の傾斜

図-12 とう曲帯傾斜角が変化した場合の結果 (解析ケース 1, 4, 10)

とう曲帯位置が現地調査で推定した位置付近の場合に主塔の傾斜が小さい1主塔斜張橋(PI)を優位と考えた。

以上より、斜張橋の最も重要な部材の1つである主塔へのとう曲の影響をできるだけ避けられるという点から、1主塔斜張橋(PI)が相対的にリスクが低いと考えられる。

6. まとめ

大阪湾岸道路西伸部の神戸西航路部に計画されている和田岬とう曲を跨ぐ長大橋に対し、不確定性を考慮してとう曲変位の影響検討を実施した。その結果、2主塔斜張橋、1主塔斜張橋(和田岬)、1主塔斜張橋(PI)のいずれも、とう曲変位による上部構造の安全性に影響を与える程度ではないことが分かった。一方で、とう曲変位後の修復性に対しては、とう曲帯位置から主塔位置が最も離れている1主塔斜張橋(PI)が相対的にリスクが小さいという観点から、3ケースの中では優位であると考えられる。

謝辞：本検討においては、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) 大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会：大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会 中間とりまとめ(Ⅱ)，2019.12.
- 2) 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。
- 3) 安積恭子・岡上政史・杉山裕樹・井上直人・北田奈緒子：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76回年次学術講演会，2021.9.
- 4) 西原知彦・小坂崇・杉山裕樹・寺岡正人・深谷茂広・館浩司・織田敏彰：大阪湾岸道路西伸部の長大斜張橋(神戸西航路)に対する橋梁形式の選定，土木学会76回年次学術講演会，2021.9.
- 5) 七山太・杉山雄一・北田奈緒子・竹村恵二・岩淵洋：大阪湾岸断層及び和田岬断層の完新世活動性調査，地質調査所速報，no.EQ/00/2(平成11年度活断層古地震研究調査概要報告書)，179-193.
- 6) 片岡正次郎・日下部毅明：内陸地震の規模・タイプと地表地震断層の特性との関係，土木学会論文集，No.801/I-73，21-32，2005.10.