

西宮港大橋の耐震補強設計

神戸管理部 調査設計グループ 岡本信也
技術企画室 技術開発グループ 堀江佳平
神戸管理部 保全工事グループ 山名宗之

要 旨

5号湾岸線西宮港大橋は支間長 252m のニールセンローゼ橋の長大橋である。耐震性の向上をはかるために耐震補強を実施した。耐震補強設計にあたり、道路橋示方書に示されている設計地震動では地震力を過大に評価してしまうため、シナリオ地震波を用いた。入力地震波には R-0 モデルにより地盤の非線形性を考慮し、3次元全体系骨組みモデルにより弾塑性動的解析を実施した。結果、上部工、橋脚ともに降伏を超える部分が確認され、橋脚については発生ひずみが許容ひずみ以下となるように幅厚比パラメータを制限する補強を行なうものとした。一方、上部工の降伏箇所についてはファイバー要素を用いた弾塑性解析により全断面降伏に至っていないことを確認したため、補強を実施しなかった。

これらにより、橋梁システムとしての健全性が確保されていることを確認した。

キーワード:シナリオ地震波, 地盤非線形, 3次元弾塑性有限変位法, 座屈パラメータ

はじめに

5号湾岸線の西宮港大橋は、支間長252mのニールセンローゼ橋であり、長大橋に分類されている(図-1)。本橋は平成6年2月に竣工し、平成6年4月に供用が開始された。平成7年1月の兵庫県南部地震では支承が割れるなどの損傷を受け、また地

盤の液状化により海P99橋脚が傾斜し、隣接橋側径間の単純桁が落橋するという被害を受けた。

平成 16 年度に耐震性の向上を図るための西宮港大橋耐震補強工事(16-湾-神建)が発注されている。本稿では、その詳細設計、補強について報告する。

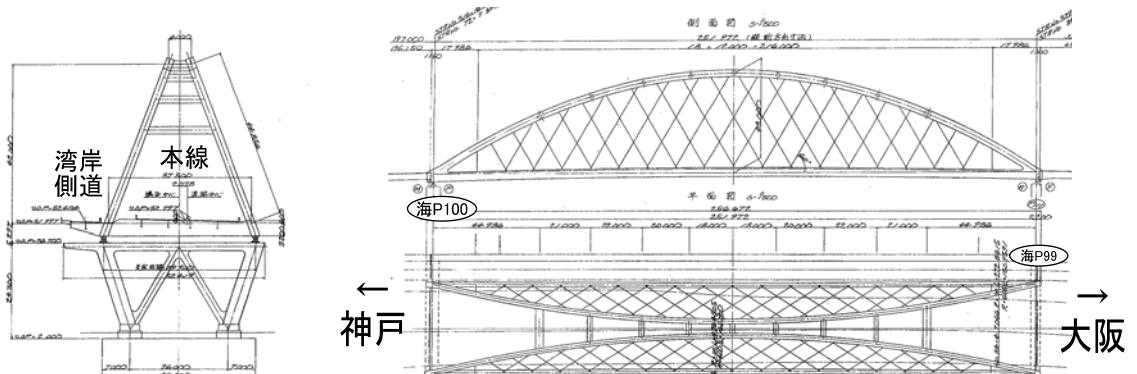


図-1 西宮港大橋 一般図

1. 西宮港大橋の概要と震災時の損傷確認

1-1 西宮港大橋の概要

西宮港大橋は、5号湾岸線の西宮浜と甲子園浜を結ぶ、支間長 252m、本線 6 車線と県道湾岸側道を併設するニールセンローゼアーチ橋である。橋脚形状も特徴的な W 型形状であり、橋脚の梁は湾岸側道側に少し偏心している。

設計緒元は、以下のとおりである。

- ・支間長 : 252m
- ・上部工重量 : 約11,000t
- ・車線数 : 6車線+県道(湾岸側道)
- ・支承条件 : 海P99 ; 可動 / 海P100 ; 固定
- ・橋脚形状 : W形状

1-2 震災時の損傷状況

本橋梁は平成7年の兵庫県南部地震により被災し、落橋は免れたものの、固定側支承の損傷(図-2)や、岸壁の液状化による橋脚の傾きがみられた。大阪側の隣接橋側径間の単純桁はその橋脚の倒れにより落橋した。



図-2 固定側(海 P100 側)支承の損傷

2. 入力地震波について

2-1 入力地震波の考え方

道路橋示方書に示されている設計地震動では、地震力を過大に評価してしまうため、本橋周辺の活断層をもとに本橋が受ける地震波(シナリオ地震波)を用いて設計を行なった(図-3)。

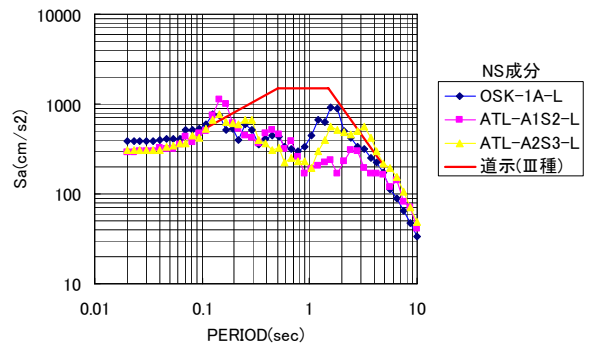


図-3 西宮港大橋サイトにおける工学的基盤波の応答スペクトル

今回考慮したシナリオ地震波は、以下のとおりである。また、その元となる断層の位置を図-4に示す。

- ・大阪湾断層想定波
- ・上町断層想定波
- ・南海・東南海地震想定波
- ・有馬高槻断層想定波

概略設計段階は、大阪湾断層想定波、上町断層想定波、南海・東南海地震想定波の3波の最大値となる大阪湾断層想定波で行われていたが、今回は、新たに有馬高槻断層想定波(2種類)も加え、それらから最大値となるものを使用した。



図-4 有馬-高槻構造線断層系、大阪湾断層、および上町断層系

2-2 地盤の非線形性

概略設計段階では、等価線形法を用いて基盤面から地表面へ伝わる地震波を算出していた。しかし耐震補強設計を行うにあたり、地盤の非線形性を考慮し実現象に即した地震波を用いることとした。

非線形モデルはHardin-Drnevich (HD) モデル、Ramberg-Osgood (R-O) モデルが代表的である。近傍の東神戸大橋の補強検討にて同様のR-Oモデルが使用されており、地盤状況が同様と考えられ、データの準用が可能であることから、本検討もR-Oモデルを採用した。

図-5 に R-O モデルによる地盤の非線形性を考慮した場合の有馬高槻_A2S3 の加速度応答スペクトルを示す。

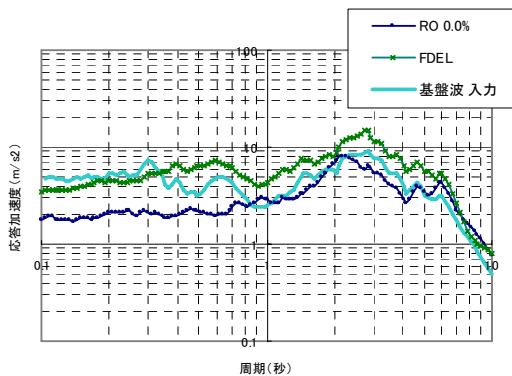


図-5 地盤非線形を考慮した場合の
加速度応答スペクトル
(有馬高槻_A2S3)

2-3 入力地震波の選定

今回、耐震補強設計に用いるシナリオ地震波は概略設計時に最大であった大阪湾断層に有馬高槻の2種類を加えた以下の3波とした。これらをR-Oモデルにより地盤の非線形性を考慮した地震波を用いて解析を行った。

- ・大阪湾断層_1A
- ・有馬高槻構造線_A1S2
- ・有馬高槻構造線_A2S3

R-Oモデルを用いて算出した地震波の加速度応答スペクトルを図-6に示す。

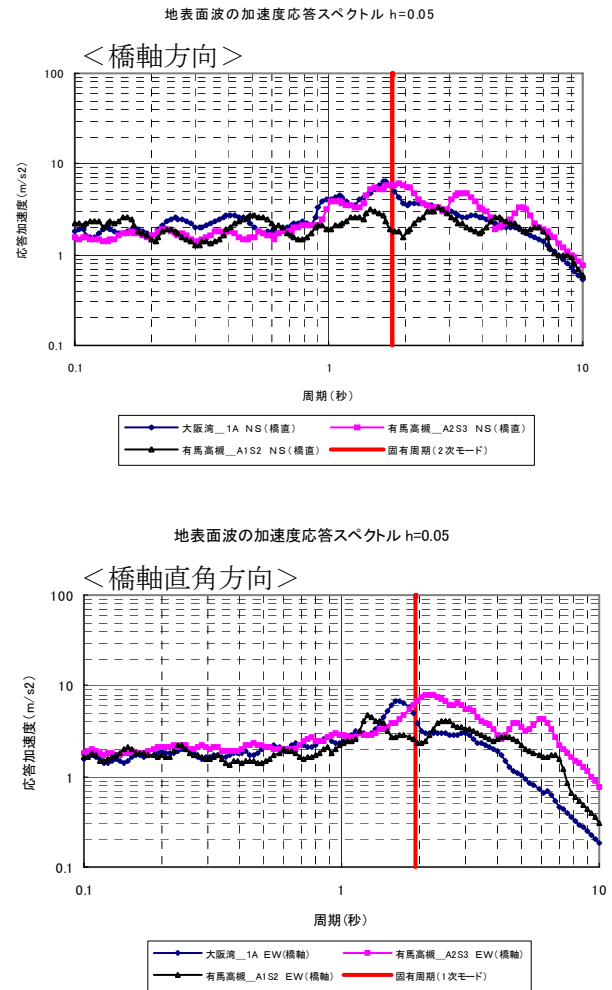


図-6 地震波加速度応答スペクトル

3. 解析

3-1 全体系動的解析

補強箇所及び設計荷重を決定するために全体系動的解析を実施した。

(1) 解析モデル

橋梁全体系を3次元骨組構造でモデル化した。橋脚の柱と梁は材料非線形性を考慮したファイバー要素を用い、橋脚斜材は非線形バネ要素でモデル化した。また、吊材は非抗圧トラス要素にてモデル化した。図-7 に全体系骨組みモデル図を示す。

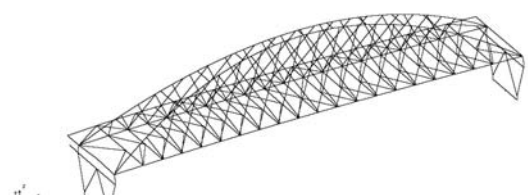


図-7 3次元全体系骨組み解析モデル

(2) 解析結果と補強箇所

地盤の非線形を考慮した地震波を用い、橋脚補強前と補強後のモデルにて解析を実施した。

上部工は、橋軸方向地震に対して降伏を超えている箇所はなかったが、橋軸直角方向地震では、主構アーチ部の一部に降伏強度の1.13倍を超える箇所が見られた。(図-8)

橋脚は橋軸方向地震に対し、海P100の柱で補強前後共に降伏を超える箇所が見られ、橋軸直角方向地震に対しても柱部と梁部に降伏を超える箇所が見られた。(図-9)

橋脚降伏部材については、幅厚比パラメータを改善する補強を行い、靱性を持たせることで別途ひずみの照査を行うこととした。

また、上部工の降伏部材については上部工を弾塑性ファイバー要素でモデル化することで降伏程度を確認することとした。

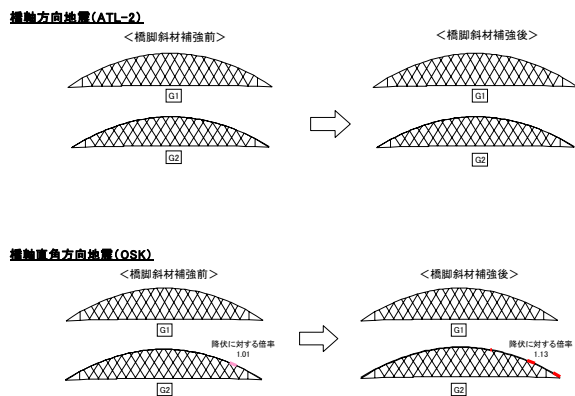


図-8 解析結果（上部工）

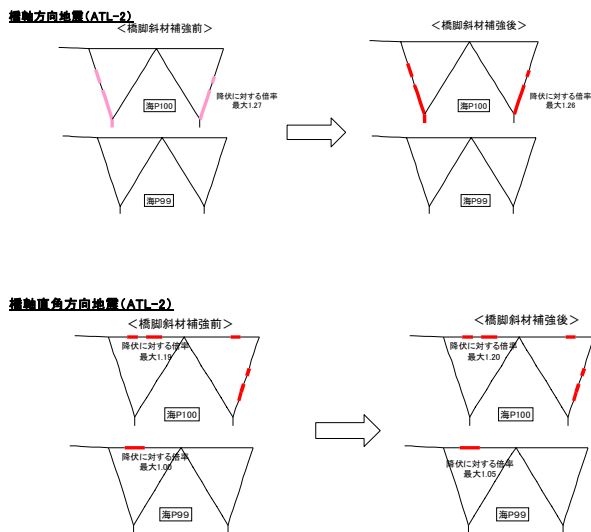


図-9 解析結果（橋脚）

3-2 橋脚斜材の 3次元シェル弾塑性有限変位解析

現状構造に対し3次元立体骨組みモデルを用いた動的解析を行ったところ、橋脚斜材が降伏を大きく超過していることが確認された。そこで橋脚斜材をエネルギー吸収部材と考え、斜材の靱性を改善することでエネルギー吸収能を高め、耐震性能を向上させることとした。

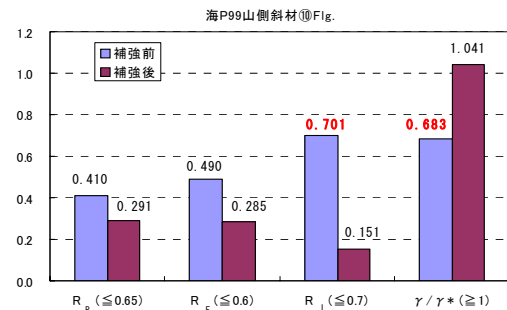
(1) 橋脚部材の座屈特性

1) 補強前断面の幅厚比パラメータ

補強前の橋脚斜材について幅厚比パラメータを算出したところ、大部分の部材で適用基準*1)を満足せず、靱性を有していないことがわかった。

2) 補強断面の幅厚比パラメータ

幅厚比パラメータを改善するため、縦リブ先端に L 形鋼を取り付けることとした。また耐荷力を向上させるため増し厚補強を実施した。その結果、補強断面の幅厚比パラメータは適用基準を満足することができた。図-10 に補強前後の幅厚比パラメータの一例を、図-11 に補強断面を示す。



R_R : 補剛板の幅厚比パラメータ R_L : 縦補剛材の幅厚比パラメータ
 R_F : 板パネルの幅厚比パラメータ γ/γ^* : 縦補剛材の剛比

図-10 補強前後の幅厚比パラメータ

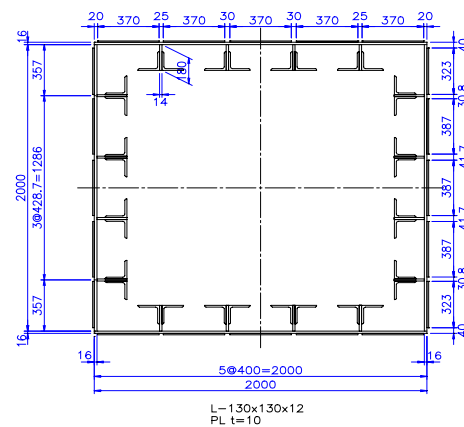


図-11 斜材リブ補強断面

(2) 斜材を対象とした弾塑性有限変位解析

斜材をエネルギー吸収部材と考えるため、斜材については詳細な解析を実施した。解析はシェル要素を用いた弾塑性有限変位解析により実施した。荷重の載荷方法は荷重漸増法とした。終局時における変形図及び耐荷力曲線を図-12, 13に示す。

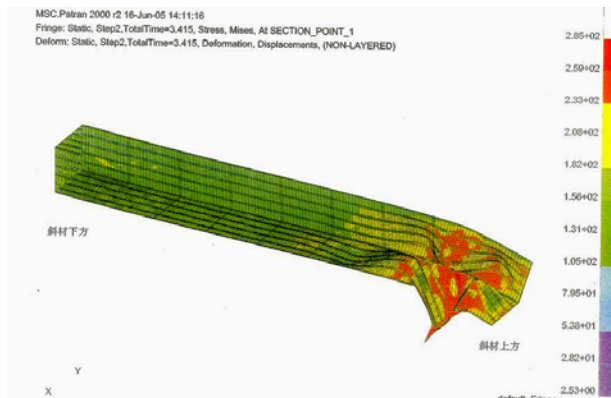


図-12 斜材の終局時の変形図（補強後）

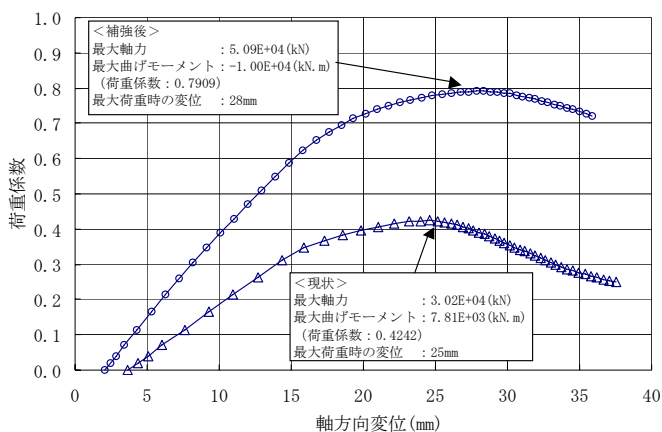


図-13 斜材補強前後における耐荷力曲線

図-13より補強前後で耐荷力が200%程度となっていることがわかる。また、最大荷重を経た後、耐荷力の低下が緩やかになっており、部材の靱性が向上していることが確認できた。

4. 耐震補強設計と照査

4-1 橋脚補強

1) 補強方法

3-1の全体系動的解析により降伏に至っている箇所について、幅厚比パラメータを改善することで部材に靱性を持たせるよう補強を行なった。

以下に橋脚補強の概要を示す。

柱部：既設リブをL形鋼等により補強

斜材：

- ・内部既設リブをL形鋼等により補強
- ・斜材外面に当て板
- ・基部コンクリート充填

補強概略図を図-14, 15に示す。

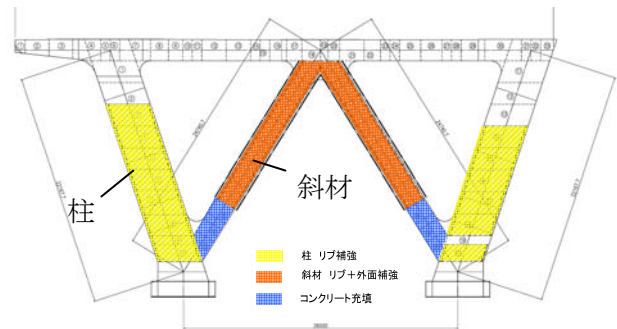


図-14 橋脚補強概要図

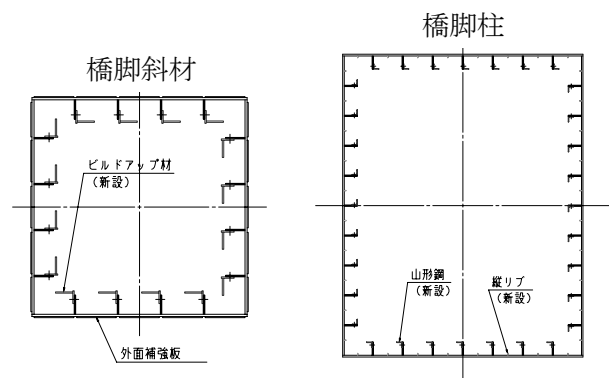


図-15 橋脚柱及び斜材補強

2) ひずみ照査及び変位照査

降伏を超過する柱部材に対し1)の補強を行い、斜材には、3-2で得られた耐荷力曲線をもとに非線形バネ要素をモデル化し、再度全体系動的解析を実施した。動的解析により得られた発生ひずみを用いてひずみ照査を行なった結果、幅厚比パラメータを改善することで発生ひずみを終局ひずみ内におさめることができた。柱部材は軸力が卓越していたため、照査には宇佐美ら²⁾が提案している次式を用いて終局ひずみに対する照査を実施し

た。

$$\frac{\varepsilon u}{\varepsilon y} = \frac{0.7}{\left(Rf \lambda s^{0.18} - 0.18\right)^{1.3} (1 + N / Ny)^{2.2}} + \frac{3.2}{(1 + N / Ny)} \leq 20.0$$

$$0.3 \leq Rf \leq 0.5, \gamma / \gamma^* \geq 1.0, 0.0 \leq N / Ny \leq 1.0$$

斜材については、図-13の耐荷力曲線から得られる最大変位に対し照査を行った。最大変位28mmに対し動的解析による最大応答変位は下回っており、斜材が終局に至っていないことを確認した。(表-1)

表-1 橋脚斜材の軸方向変位照査 (補強断面)

			応答変位 mm	判定
FEM解析による最大軸変位			28.0	—
軸方向 変位	橋軸 地震	大阪湾_1A	4.3	OK
		有馬高槻_A1S2	3.2	OK
		有馬高槻_A2S3	3.8	OK
	橋直 地震	大阪湾_1A	16.8	OK
		有馬高槻_A1S2	6.8	OK
		有馬高槻_A2S3	17.0	OK

4-2 上部工アーチ部弾塑性解析

全体系動的解析により上部工上弦材に一部降伏を超えた箇所が確認された。それを検証するため、超過断面をファイバー要素により細分化し、再度動的解析を実施した。

ファイバー要素によりモデル化された断面の結果を図-16に示す。上側隅角の一部が降伏しているが全断面降伏には達していないことがわかった。

そのため橋梁としての耐力を失っているわけではなく、直ちに落橋することはないと判断し、上部工の補強は実施しないものとした。

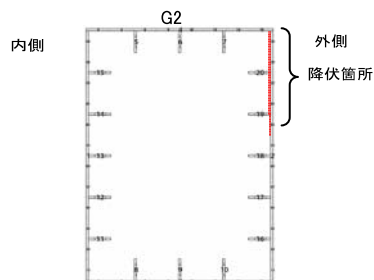


図-16 主構アーチ部ファイバー要素部分

4-3 段差防止兼変位制限装置の設計

本橋では落橋防止システムの一つとして段差防止兼変位制限装置を設けるものとした。

段差防止兼変位制限装置は以下に示す『段差防止装置』と『変位制限装置』兼ね備えた構造である。

<段差防止装置>

既設支承が破損し、上部工が脚上に落下して大きな段差が生じたり、上部工が傾斜したりするのを防ぐ。

<変位制限装置>

上部工が隣接構造物に衝突することを防ぐ。

(1) 設置箇所

設置箇所は、橋脚梁上に設置し、橋軸方向の変位は上部工端横桁を挟み込むことで、橋軸直角方向の変位は主構下弦材に接触することで制限することとした。図-17に概略図を示す。

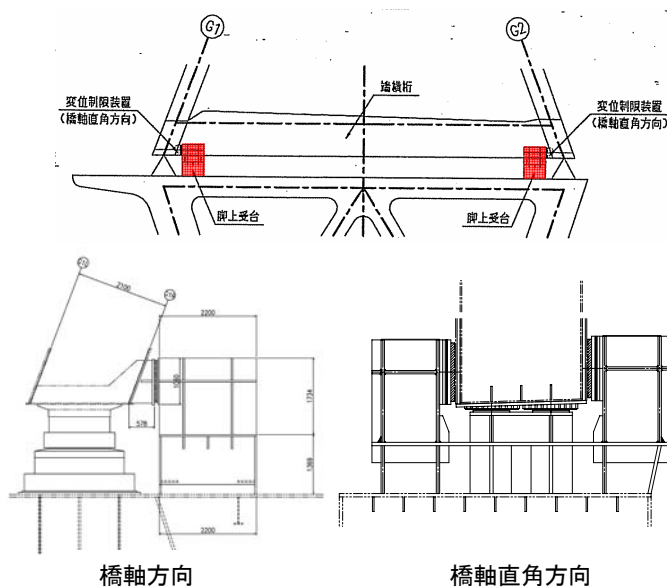


図-17 段差防止兼変位制限装置

(2) 設計荷重

段差防止兼変位制限装置の設計荷重として、全体系動的解析により得られた支承水平反力の最大値を用いることとした。

ただし、可動側である海P99の橋軸方向の支承反力は解析上求められないため、海P99を固定した条件で解析した結果、0.3Rd程度の値が算出された。その値と支承サイドブロック耐力を考慮して本設計では0.45Rdとしている。

表-2 段差防止兼変位制限装置の設計荷重 (kN)

		海P99		海P100	
		G1	G2	G1	G2
段差防止	鉛直	34,610	22,637	35,232	22,555
変位制限	橋軸	15,575	10,187	34,656	22,459
	橋軸直角	40,946		46,732	

(3) 変位制限装置の遊間設定

橋軸方向の海P99は、支承条件が可動であり、隣接桁と本橋の桁遊間が300mmであることから、衝突を避けるために遊間を280mmとした。海P100は、支承が固定条件であることから、地震時に支承が壊れた後、すぐに装置が機能する必要があるため、遊間を20mmと小さく設定した。

橋軸直角方向の遊間は、支承が固定条件であり、海P100の橋軸方向と同様に20mmとした。

(4) PRF緩衝材の採用

変位制限装置等の衝突面には、力を均等に伝達させるために通常クロプレングムを設置するが、許容支圧応力度が低いため、本橋に適用した場合は受圧面積が大きくなる。そのため、許容支圧応力度が高いPRF緩衝材を採用し、受圧面積を減少させ、設置した。

5. 施工にあたって工夫した点

段差防止兼変位制限装置が取付く位置の端横桁及び橋脚梁内部の補強については、BOX構造の狭い箇所であり既設部材と補強部材を立体的

に組み上げる必要があった。補強部材は最大で板厚55mm、重量は約1.1tonである。

このため、立体CAD図により施工ステップ図を作成し、既設部材の撤去から補強部材の搬入順序、取付方法について詳細に検討を行った後、実施工へ取り掛かるようにした。

利点として、既設部材と新規取付け部材との間隔、部材搬入時の干渉程度、作業空間などの確認をmm単位で行うことが可能である。

また、ひとつひとつの手順を細分化してフロー化し、その各ステップを立体CAD図によって再現すること再現後、当初検討した手順で施工ができない場合、手順を変えて再度検証を行うというプロセスを繰り返し行い、全体フローを確立することができた。

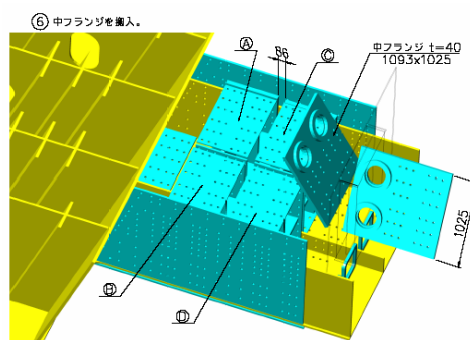
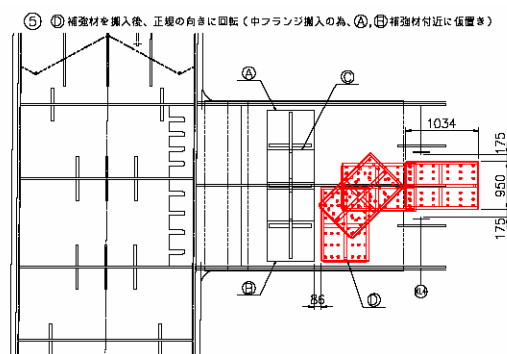


図-18 3次元CADを用いた架設ステップ図

6. まとめ

鋼製ラーメン橋脚及び鋼上部工アーチを橋梁システムと考え、本橋の耐震設計を実施した。

鋼製橋脚は降伏応力度を超過するものの、発生ひずみが許容ひずみ以下となるよう幅厚比パラメータを制限する補強を行なった。

鋼上部工は一部の部材が降伏応力度を超過するものの、全断面降伏に達していないことを確認し上部構造としての健全性を照査した。

この時、地盤の非線形性を厳密にモデル化することにより経済的な補強設計が可能となった。

これらの補強により、橋梁システムとしての健全性が確保されていることを確認した。

工場製作、現場架設を行い平成 19 年 3 月の完成予定である。

参考文献

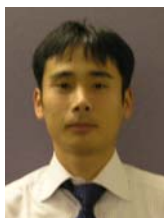
- 1) 既設鋼製橋脚の鋼断面耐震補強の暫定措置について 阪神高速道路公団 H 17.8
- 2) 宇佐美勉他：圧縮と曲げを受ける鋼部材セグメントの終局ひずみと鋼アーチ橋の動的耐震照査への応用 構造工学論文集(Vol.50A 2004.3)
- 3) 篠原聖二、堀江佳平他：W 型鋼製橋脚の耐震性能照査 土木学会第 60 回年次学術講演会（2005.9）

SEISMIC RETROFIT DESIGN FOR THE NISHINOMIYA-KO BRIDGE

Nobuya OKAMOTO, Yoshihei HORIE and Muneyuki YAMANA

The Nishinomiya-Ko Bridge on the Wangan Route is a Nielsen-Lohse arch bridge with a span length of 252 m. For a seismic retrofit on this bridge, dynamic analyses were carried out to obtain the elasto-plasticity of the material of the piers. R-O model was used for the input seismic waves to take into account the non-linear geology. Stress was found to exceed the yield point in major steel pier members and some arch members. To provide ductility to the steel piers, they were reinforced with steel ribs so that strain in them would be controlled within the allowable level. For the arch members, dynamic analyses using elasto-plasticity models indicated only minor cross-sectional yielding. These findings allowed a conclusion that the whole bridge system has adequate seismic performance.

岡本 信也



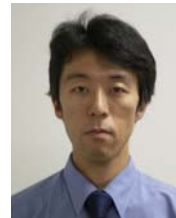
阪神高速道路株式会社
神戸管理部 調査設計グループ
Nobuya Okamoto

堀江 佳平



阪神高速道路株式会社
技術管理室 技術開発グループ
Yoshihei Horie

山名 宗之



阪神高速道路株式会社
神戸管理部 保全工事グループ
Muneyuki Yamana