

## 阿波座縦目地の改良検討

阪神高速技術(株) 技術部 調査点検課 高村 義行  
 阪神高速技術(株) 技術部 調査点検課 大坪 英一  
 阪神高速道路(株) 大阪管理部 保全技術課 崎谷 淨

### 要 旨

阪神高速道路 13 号東大阪線と 1 号環状線との合流部は, 1997 年の拡幅工事にて 4 車線となった. 拡幅方法は, 既設の本線桁に対し拡幅桁を並行に構築する構造であるが, 相互の桁は連結しておらず, 走行面は全長約 570m にわたりゴム製の伸縮装置(縦目地)を設置している. 桁連結していないために生じる鉛直たわみ(最大約 50mm)の影響は大きく, 伸縮装置が損傷する事例が発生しており走行性に影響を与えているだけでなく, 異常音も常に発生している. そこで連結化による既設構造物の耐力を考慮しながら, 適切な連結構造を設計するとともに, 伸縮装置の小型化検討を行った. その結果, 剛性の小さい横桁にて連結が可能となり, 相対たわみ差が小さくなることから, 縦目地の小型化が可能となった. そこで, 平成 21 年 3 月から連結化工事に着手し, 10 月の大規模補修工事にて縦目地の改良工事を実施した. また, 改良工事の効果を確認するため, 改良工事前後の本線桁と拡幅桁の相対変位を計測し, 連結による変位低減効果を検証した. 同時に, 縦目地直下および周辺地盤の騒音・振動を計測し, 周辺環境への変化についても確認した.

**キーワード:** 低剛性連結, 鉛直たわみ, 既設構造物, たわみ計測, 騒音計測, 振動計測

### はじめに

阪神高速道路 13 号東大阪線と 1 号環状線との合流部は, 慢性的な渋滞が発生しており, その対策として, 1997 年に 3 車線から 4 車線への拡幅工事を行った. 拡幅方法は, 既設の本線桁に対し拡幅する桁を並行に構築する構造を採用した. 構造的に相互の桁は連結しておらず, 鉛直たわみ差による段差が生じるため, 走行面には全長約 570m にわたり幅約 600mm のゴム製伸縮装置 (=縦目地) を設置し, 走行面を連続させている. この鉛直たわみ差(最大約 50mm)の影響<sup>1)2)</sup>は大きく, 縦目地が損傷する事例が発生し走行性に影響を与えているだけでなく, 異常音も発

生している. これらの不具合を解消するには, 縦目地を必要としない構造に変更すべきであると考えた.

以下, 連結化の検討内容を示す.

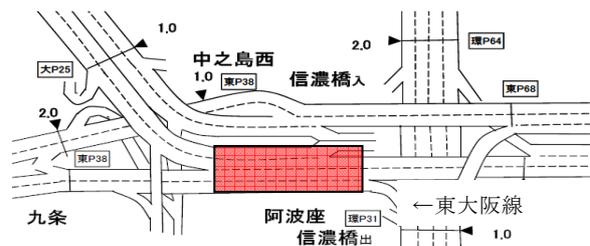


図-1 検討位置図

## 1. 連結区間の検討

拡幅区間は東上 P38R から東上 P55 までの約 620m であり、縦目地は約 570m 設置されている。

元の本線桁は当初、全て単純桁にて構築されていたが、2001 年の上部耐震改善工事で一部をの桁を除き、連続桁化と鋼製支承からゴム支承への取り替えが実施されている。一方、拡幅桁は全て単純桁であり、この耐震工事では手を加えられていない。また、拡幅桁側の橋脚位置は、本線桁の橋脚位置と同一位置でなく、本線桁のほぼ支間中央にある。これは拡幅工事計画時には橋脚位置を合わせて支間長を一致させることを計画していたが、制約条件により実現できなかった。

### 1-1 連結区間

本検討の目指すべき目標は、拡幅区間の約 620m の鉛直たわみ差を低減することである。

これを実現するには、下記に示す現状の構造条件を考える必要があった。

- (1) 本線桁と拡幅桁の支点位置が異なる
- (2) 本線桁と拡幅桁の桁伸縮量が異なる
- (3) 本線桁（ゴム沓）と拡幅桁（鋼製沓）の支承条件が異なる

まず、(1)は支点位置もしくは、その間に連結部材を設けることができるため、互いの連結は可能であると考えられる。

次に、(2)は図-2 の区間平面図に示すように、本線桁は連続桁化されており、それぞれが独立した橋梁として改良されている。また、支点位置が異なるため、本線桁の連続桁化境界には、必ず拡幅桁があり、全長にわたり互いの桁を連結すると、本線桁の移動を拘束することとなり、耐震性能を阻害することが考えられる。

さらに、(3)は連結することにより、鋼製沓に反力集中すると予想されるが、支承取替えを実施することにより、対処できると考える。

以上3点を考慮すると、(2)が懸念されるため、全長にわたり連結することは困難であると考えられる。

よって、上部耐震改善工事で決定した本線桁の連続桁化区分を基準とし、橋軸方向に6つ独立した橋梁があると考え、これと拡幅桁をどのように連結可能であるかの検討を実施することとした。連結化検討の6区分は、図-2 の区間平面図に①～⑥として示す。

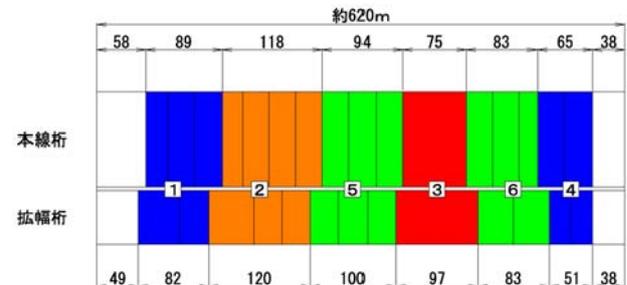


図-2 連結検討区間平面図

### 1-2 検討区間

まず、損傷が多く発生している縦目地端部を含む区間①④を検討することとした。

- ・連結区間①（東上 P38R～東上 P42）
- ・連結区間④（東上 P52～東上 P54）

表-1 に構造形式を示す。

表-1 構造形式

| 区間              | 本線桁             |              |        |              |
|-----------------|-----------------|--------------|--------|--------------|
|                 | 対象区間            | 上部工形式        | 径間長    | 橋脚・基礎形式      |
| 区間①             | 東上P-39～東上P-42   | 本線桁径間長 =     | 89.0   | RC単柱杭基礎      |
|                 | 東上P-39～東上P-40   | 鋼単純合成1桁(4主桁) | (19.0) |              |
|                 | 東上P-40～東上P-41   | 鋼単純合成1桁(4主桁) | (35.0) |              |
|                 | 東上P-41～東上P-42   | 鋼単純合成1桁(4主桁) | (35.0) |              |
| 区間④             | 拡幅桁             |              |        |              |
|                 | 対象区間            | 上部工形式        | 径間長    | 橋脚・基礎形式      |
|                 | 東上P-38R～東上P-41R | 拡幅桁径間長 =     | 82.0   | 鋼製逆L型単柱PCウエル |
|                 | 東上P-38R～東上P-40R | 鋼単純合成箱桁      | (47.0) |              |
| 東上P-40R～東上P-41R | 鋼単純合成箱桁         | (35.0)       |        |              |
| 区間④             | 本線桁             |              |        |              |
|                 | 対象区間            | 上部工形式        | 径間長    | 橋脚・基礎形式      |
|                 | 東上P-52～東上P-54   | 本線桁径間長 =     | 65.0   | RC単柱杭基礎      |
|                 | 東上P-52～東上P-53   | 鋼単純合成1桁(3主桁) | (28.0) |              |
|                 | 東上P-53～東上P-54   | 鋼単純合成1桁(4主桁) | (37.0) |              |
|                 | 拡幅桁             |              |        |              |
|                 | 対象区間            | 上部工形式        | 径間長    | 橋脚・基礎形式      |
|                 | 東上P-52R～東上P-54  | 拡幅桁径間長 =     | 51.0   | 鋼製逆L型単柱PCウエル |
| 東上P-52R～東上P-53R | 鋼単純合成箱桁         | (32.0)       |        |              |
| 東上P-53R～東上P-54  | 本線一体化(枝桁)       | (19.0)       |        |              |

## 2. 検討フロー

本検討は、連結可否を判断する「基礎検討」と、詳細構造を決定する「詳細設計」の2段階に分けて検討を実施した。

図-3に検討フローを示す。

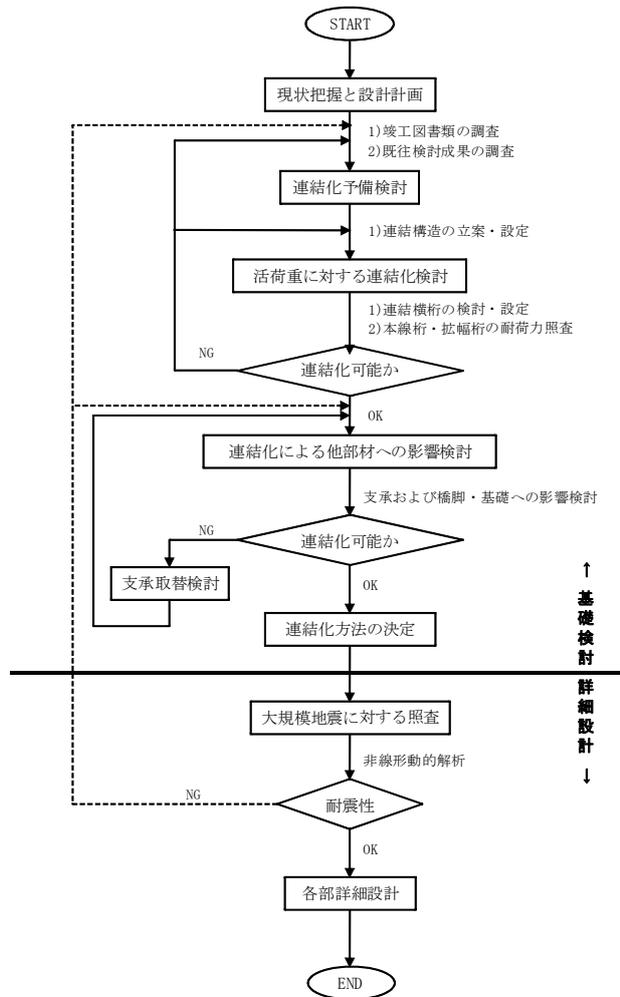


図-3 検討フロー

## 3. 連結化基礎検討

### 3-1 連結構造の立案

たわみ差を小さくするには剛性の大きな部材で連結する必要がある。剛性の大きな部材の場合、鉛直たわみ差の低減を確実に行うことができるが、連結部材による荷重分配効果が大きく分配後の発生断面力の大きさによっては、既設構造物の耐力不足の発生が懸念される。

そこで、縦目地位置の鉛直たわみ差を、RC床版で連結可能となる 0mm にするのではなく、鋼板による床版連結または縦目地小型化が実現できる 10mm まで低減できれば良いと考え、これを連結検討の条件とした。

ここで図-4に示すように互いの桁を連結させるには、双方の側縦桁と本線桁の下横構との干渉を避ける必要があり、この間に部材を設置しなければならないことが判明した。この間に設置可能な部材高は、約 600mm が限度である。

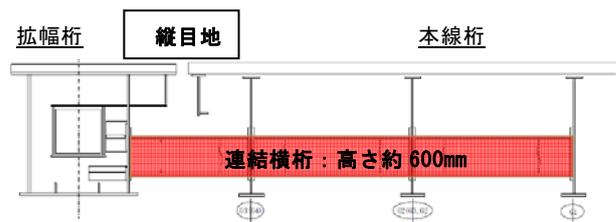


図-4 連結横桁の配置イメージ

そのため、桁高約 600mm の剛度の小さい I 形連結横桁を想定し、この部材にてたわみ低減効果を発揮できるか試算した。図-5に示すように連結部材を配置した連結モデルを考え、たわみ低減効果を計算した。その結果、たわみ差は約 1/3 に低減され、発生断面力の変化量も小さく、十分なたわみ低減効果があると判断した。

よって、ここで試算した桁高約 600mm の I 形部材の剛度を基本剛度とし、連結化検討を行うこととした。

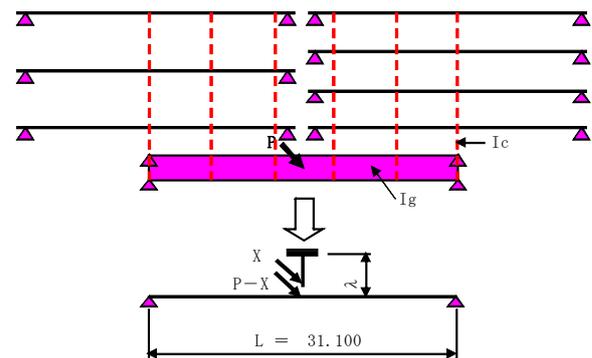


図-5 連結横桁分配作用の簡易モデル

### 3-2 温度伸縮挙動の検討

以下、区間①の検討内容を示す。

拡張桁の支点条件は可動と固定であるが、本線桁と連結すると、2点固定ないし3点固定系

に変化する。この構造系では温度の影響が大きく、拡幅桁の固定支承に水平反力が生じることになる。そのため、固定橋脚には水平変位が生じるが、拡幅桁の鋼製橋脚は断面の小さい単柱L形橋脚であるため、橋脚の変形により変位を吸収可能であると考えた。この温度伸縮挙動による概念図を図-6に示す。

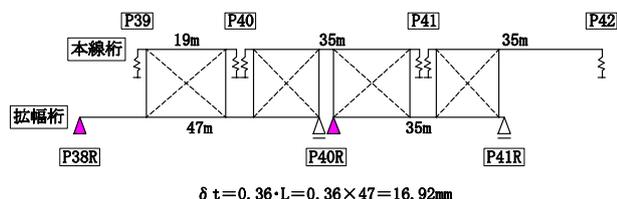


図-6 温度伸縮挙動の概念図（区間①）

この概念図は、本線桁と拡幅桁が偏心なしで連結された場合であり、実際は幅員の大きな本線桁と小さい拡幅桁を連結するため、平面的に偏心した連結構造となり、支点位置に偏心曲げによる直角方向反力が発生する。また、連結横桁はI形断面であり面外剛性は期待できないため、主桁にねじり力が作用する。

そのため、拡幅桁の全ての支承は鋼製からゴム支承への変更と、平面的に剛性を確保するため、本線桁と拡幅桁との間に横構を設置することとした。これにより、偏心による影響を解決できると考えた。

### 3-3 解析モデルの検討

連結可否の判断のみであれば、平面骨組解析にて検討を行うのが一般的であるが、連結化によって橋脚や基礎への影響がどの程度生じるか予想できない。また、連結の可否を判断するには活荷重だけでなく、地震荷重も重要であり、連結条件を決定するためにも、橋脚・基礎も含めた全体系立体骨組モデルにて検討することとした。

### 3-4 活荷重に対する検討

連結化による問題は、活荷重による鉛直反力変動の他、現状の支承条件で連結した場合（本線桁が弾性支承、拡幅桁が鋼製：固定-可動支承）、拡幅桁支承に地震時水平力が集中する可

能性が高く、これを解決することにあつた。区間①の拡幅桁橋脚はL形鋼製橋脚であり、はり長さが約8mと大きく、橋脚変形の影響は活荷重だけでなく、地震荷重に対しても考慮する必要があると考えた。

そこで、連結化検討は、活荷重解析と地震（レベル1）荷重解析を並行に実施し、構造が成立する条件を確定することとした。

解析の結果、各ケースの活荷重反力、橋軸地震反力および直角地震反力を対比すると、拡幅桁の支承条件の違いにより、鉛直反力および橋軸方向水平反力の差が大きく発生する結果となった。これは、拡幅桁支承が1Box-2沓であり、橋脚変形の影響が原因である。

つまり、活荷重解析時は橋脚が面内変形し、左右の鉛直反力に差が生じる。橋軸地震時は橋脚が面外変形し、左右にねじられる過大な水平反力が生じる。そこで、この反力差を解消するには、拡幅桁支承条件をゴム支承とし再解析を行った結果、構造が成立する結果となった。

また、各桁の支間中央位置での鉛直たわみ値を表-2に示す。連結により大きく減少し、最大値は約5mmとなり大きな低減効果が得られた。

表-2 鉛直たわみの比較（区間①）

| 対象区間<br>P38R-P40R | 連結前  |       | 連結後  |      |
|-------------------|------|-------|------|------|
|                   | 本線   | 拡幅    | 本線   | 拡幅   |
| 種別                | mm   | mm    | mm   | mm   |
| 単位                | mm   | mm    | mm   | mm   |
| 最大値               | 3.6  | -0.1  | 1.9  | 1.7  |
| 最小値               | -4.7 | -55.4 | -4.1 | -4.7 |

値が正：鉛直方向上向きに変形  
値が負：鉛直方向下向きに変形

### 3-5 連結化による既設構造物への影響検討

#### (1) 鋼桁

区間①の主桁断面力の抜粋を表-3に示す。

本線桁と拡幅桁を連結することにより、両桁が活荷重に対し同時に抵抗するため、連結後は断面力が低下する。また、本線桁の外桁（G4 桁）や拡幅桁の曲げモーメントは、拡幅桁橋脚が本線桁支間中央部にあり、連結化により支間中央部を弾性支持する構造系の変化が断面力低下に大きな効果を発揮していると考えられる。

表-3 本線桁断面力の比較（区間①）

単位:KN,KN.m

| 本線桁断面力 |             | P40-P41 |         |        |         |
|--------|-------------|---------|---------|--------|---------|
|        |             | 左支点     | 支間中央    | 右支点    |         |
| G3     | 曲げ<br>モーメント | 連結前     | 1368.1  | 2673.6 | -2138.0 |
|        |             | 連結後     | -1150.3 | 2137.6 | -1823.4 |
|        |             | 後/前     | -0.841  | 0.800  | 0.853   |
|        | せん断力        | 連結前     | 619.7   | —      | -645.7  |
|        |             | 連結後     | 546.7   | —      | -563.5  |
|        |             | 後/前     | 0.882   | —      | 0.873   |
| G4     | 曲げ<br>モーメント | 連結前     | -1749.0 | 3251.6 | -2320.6 |
|        |             | 連結後     | -1328.0 | 1534.8 | -1885.1 |
|        |             | 後/前     | 0.759   | 0.472  | 0.812   |
|        | せん断力        | 連結前     | 558.3   | —      | -567.4  |
|        |             | 連結後     | 599.3   | —      | -649.8  |
|        |             | 後/前     | 1.073   | —      | 1.145   |

(2) 橋脚・基礎

連結化前後の柱下端の断面力を見ると、拡幅桁橋脚 P41R および本線桁橋脚 P39, P41, P42 の橋軸方向において応力超過が生じている。しかし、本線橋脚は鋼板巻き立て補強が実施されており、これを考慮すると耐荷力は十分あると考える。ただし、この補強方法が復旧仕様ベースであるため、アンカー耐力に懸念が残ることから、拡幅桁橋脚 P38R-P41R と本線橋脚の照査を行うこととした。本線桁橋脚については設計年度が古いこと、基礎も照査を行うこととした。

照査結果を表-4 に示す。拡幅桁橋脚は十分安全であり、本線桁橋脚 P39 は、柱断面のアンカー補強を考慮しても僅かに応力超過が生じ、P41 橋脚についてはフーチング下面引張時に応力超過が生じるという結果となった。ただし、この本線橋脚 2 基の応力超過は小さく、降伏点応力まで達しないため、安全であると評価した。

表-4 下部工の照査結果（区間①）

|    | 橋脚   | 柱 | アンカー<br>補強部 | 基礎 | 備考                 |
|----|------|---|-------------|----|--------------------|
| 本線 | P39  | — | —           | —  | △:許容値は超えるが降伏点以下    |
|    | P40  | — | —           | —  | P39,P41の照査結果から照査省略 |
|    | P41  | — | —           | —  | △:フーチングの応力が僅かに超過   |
|    | P42  | — | —           | —  | P39,P41の照査結果から照査省略 |
| 拡幅 | P38R | ○ | —           | —  | ○:許容値を満足する         |
|    | P40R | ○ | —           | —  | ○:許容値を満足する         |
|    | P41R | ○ | —           | —  | ○:許容値を満足する         |

4. 大規模地震に対する照査

4-1 解析

大規模地震（レベル 2）の照査は、全体系骨組モデルによる非線形動的解析を実施した。

4-2 解析結果

ゴム支承のせん断ひずみが許容値(250%)を超過する結果となり、大規模地震時の際は、支承が破壊する可能性が大きいと考えられる。

- ・タイプ 1 地震：244-332%
- ・タイプ 2 地震：305-406%
- ・橋脚柱および残留変位はすべて許容値を満足する結果となった。

このゴム支承のせん断ひずみ超過は、既設支承からの取替えであるため、平面寸法や支承高の変更を極力小さくする必要があったためである。特に、本線桁の支承は、耐震改善工事の際、既設鋼製支承の支承高変更を極力抑えた設計がなされているため、新設で設置するゴム支承高と比較すると非常に低いことから、許容せん断ひずみの絶対値が小さく、これが許容値超過を生じる理由である。解析結果から得られたレベル 2 地震の移動量は 200mm~300mm と小さいものであり、これを改善するには全て沓高を高いものに交換する必要があるが、支点上構造高が不変であるため、現実には対応不可である。

よって、本橋の支承は全て変位制限構造などの機構を付加することにより、耐震安定性を確保する必要がある。

5. 連結部材の設計

連結後の断面力にて断面決定を行った。連結横桁の桁高は約 600mm、桁間設置だけでなく、本線桁の外桁まで設置している。

また、主桁腹板との接合部は、引張ボルトにて設計を実施し、板厚とボルト本数および径を決定した。

6. 連結検討の結果

表-5に、連結検討の結果を示す。

表-5 連結検討結果

| 区間 | 連結可否 | 連結横桁 | 支承取替 | 横構  |
|----|------|------|------|-----|
| ①  | 可    | 13 本 | 有    | 8 組 |
| ④  | 可    | 5 本  | 無    | 6 組 |

## 7. 改良工事の検証

改良工事は、相対変位を小さくするだけでなく、異常音の低減も期待している。そのため、変位計測や騒音測定等を工事前後に実施しなければ、本工事の効果検証ができない。

よって、改良工事前後の「変位計測・騒音計測・振動計測」を実施することとした。

### 7-1 計測内容

表-6 に計測内容を示す。計測対象は、改良工事を実施した区間①と④の2区間とし、図-7と図-8に示す位置にて計測を実施した。

変位計測は、「245KN 試験車載荷試験」と相対変位の発生頻度を計測するため「一般車走行時72時間計測」の2種類を実施した。

騒音・振動計測は、環境基準や要請限度との比較を行うため24時間計測を実施し、平面街路交通量調査も同時に行った。

表-6 計測内容

| 項目               | 区間①<br>東P40 | 区間④<br>東P53 |
|------------------|-------------|-------------|
| 試験車載荷による相対変位計測   | ○           | -           |
| 一般車走行時72時間相対変位計測 | ○           | ○           |
| 24時間騒音・振動測定      | ○           | ○           |

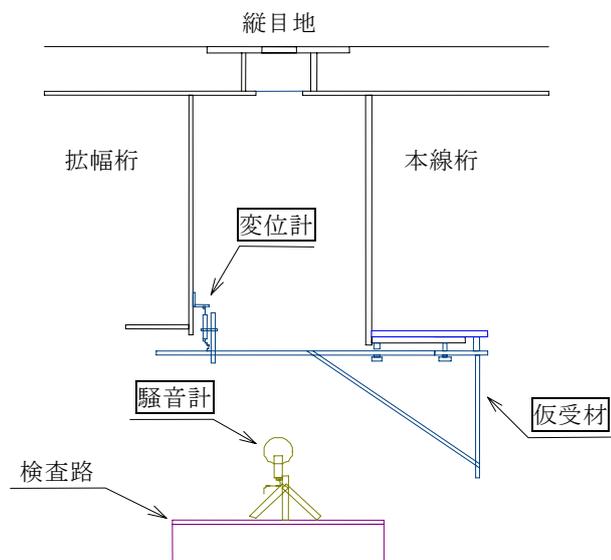


図-7 縦目地直下の変位・騒音計測要領

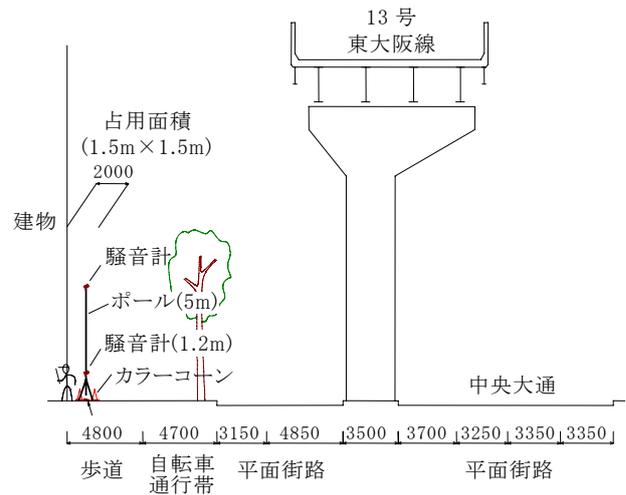


図-8 官民境界の騒音計と振動計設置要領

### 7-2 計測結果

#### (1) 試験車載荷試験

表-7 に「試験車載荷試験による最大相対変位」を示す。鉛直方向の工事前最大値-6.69mmを計測したH-2に着目すると、工事後は-0.64mmとなり、工事前に比べて約10%に低減した。また、その他測点および載荷ケースを見ても、工事後の相対変位は約10~30%以下にまで低減している。

よって、連結化により相対変位が大幅に改善されたと考える。

表-7 試験車載荷時の最大相対変位（区間①）

| 計測位置           | 方向<br>測点番号 | 載荷<br>ケース | 工事前   | 工事後   | 比<br>(%) |
|----------------|------------|-----------|-------|-------|----------|
|                |            |           | (mm)  | (mm)  |          |
| 区間①            | 橋軸         | CASE-1    | -0.25 | 0.00  | 0        |
|                |            | CASE-2    | -0.24 | 0.00  | 0        |
|                |            | CASE-3    | -0.22 | 0.00  | 0        |
|                |            | CASE-4    | -0.29 | 0.00  | 0        |
|                | 橋軸直角       | CASE-1    | 0.55  | 0.00  | 0        |
|                |            | CASE-2    | 0.69  | 0.00  | 0        |
|                |            | CASE-3    | 0.67  | 0.00  | 0        |
|                |            | CASE-4    | 0.25  | 0.00  | 0        |
|                | 鉛直         | CASE-1    | -5.41 | -0.31 | 6        |
|                |            | CASE-2    | -5.51 | -0.35 | 6        |
|                |            | CASE-3    | -4.66 | -0.30 | 6        |
|                |            | CASE-4    | -6.22 | -0.32 | 5        |
| C20-5<br>(H-2) | 鉛直         | CASE-1    | -5.78 | -0.65 | 11       |
|                |            | CASE-2    | -5.87 | -0.72 | 12       |
|                |            | CASE-3    | -5.00 | -0.51 | 10       |
|                |            | CASE-4    | -6.69 | -0.64 | 10       |
| P40R<br>(H-3)  | 鉛直         | CASE-1    | 1.11  | 0.25  | 23       |
|                |            | CASE-2    | 1.02  | 0.27  | 26       |
|                |            | CASE-3    | 1.07  | 0.30  | 28       |
|                |            | CASE-4    | -0.10 | 0.12  | -116     |

## (2) 一般車走行時 72 時間計測

表-8 に「一般車供用時 72 時間計測の最大相対変位」を示す。工事前は、区間①H-2 測点が最大-18.5mm であったが、工事後は-2.5mm と 14% 程度に低減した。この測点は、試験車載荷試験で最大値を計測した点と同じである。また、振幅頻度分析の結果においても、工事後の相対変位は大幅に低減しており、発生回数も減少する傾向であった。

よって、一般車による計測結果も試験車載荷試験と同様、相対変位が大幅に改善されたと考える。

表-8 一般車供用時72時間計測の最大相対変位

| 計測位置<br>(測点番号) | 変位計<br>方向      | 変位<br>方向 | 実測結果        |             |          | 解析結果(B活荷重載荷) |             |          |     |
|----------------|----------------|----------|-------------|-------------|----------|--------------|-------------|----------|-----|
|                |                |          | 工事前<br>(mm) | 工事後<br>(mm) | 比<br>(%) | 工事前<br>(mm)  | 工事後<br>(mm) | 比<br>(%) |     |
| 区間①            | C3<br>(H-1)    | 橋軸       | 負側          | -1.00       | 0.5 以下   | -            | -           | -        | -   |
|                |                |          | 正側          | 0.5 以下      | 0.5 以下   | -            | -           | -        | -   |
|                |                | 直角       | 負側          | 0.5 以下      | 0.5 以下   | -            | -           | -        | -   |
|                |                |          | 正側          | 2.00        | 0.5 以下   | -            | -           | -        | -   |
|                | C20-5<br>(H-2) | 鉛直       | 負側          | -17.00      | -1.50    | 9            | -59.02      | -6.65    | 11  |
|                |                |          | 正側          | 4.00        | 1.00     | 25           | 4.60        | 5.86     | 127 |
|                |                | 鉛直       | 負側          | -18.50      | -2.50    | 14           | -54.30      | -6.30    | 12  |
|                |                |          | 正側          | 4.00        | 0.5 以下   | -            | 1.14        | 3.73     | 326 |
| P40R<br>(H-3)  | 鉛直             | 負側       | -3.00       | -1.00       | 33       | -15.63       | -7.49       | 48       |     |
|                |                | 正側       | 9.00        | 2.00        | 22       | 18.71        | 8.82        | 47       |     |
| 区間④            | (H-1)          | 負側       | -7.00       | -1.50       | 21       | -16.73       | -4.75       | 28       |     |
|                |                | 正側       | 4.00        | 1.00        | 25       | 11.21        | 4.40        | 39       |     |

## (3) 騒音計測結果 (24 時間環境計測)

図-9 に騒音計測結果を示す。足場上の測点は、大幅に騒音レベルが低減した。昼間時間帯に着目すると区間①の測点は 7.2dB、区間④の測点は 9.7dB の低減があり、足場上測点は騒音の基準適用外であるが、要請限度以下の騒音レベルまで低減していた。これは、連結化による縦目地の小型化が可能となり、新しい縦目地に交換したことから、工事前に発生していた騒音が大きく低減されたものであると考える。

平面街路の官民境界測点は、ほとんど変化がなく、工事による環境変化は生じていないと考える。また、本線の縦目地から発生している騒音は、約 20m 離れた官民境界位置に影響を与えるほどのレベルでないと考える。

よって、改良工事により縦目地から発生し

ていた騒音レベルが大幅に低減できたと考える。

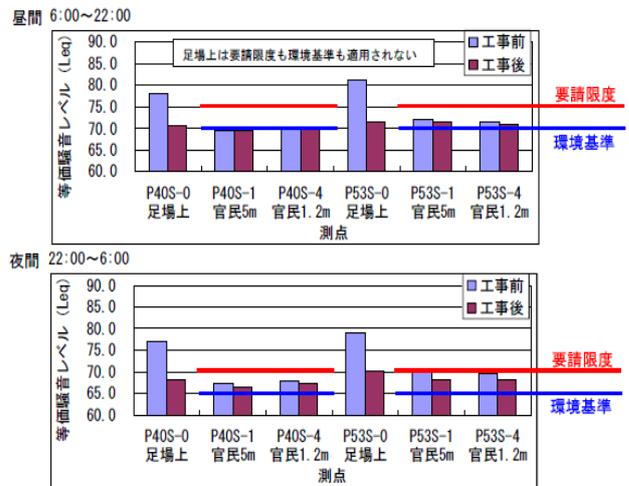


図-9 騒音測定結果 (Leq値)

## (4) 振動計測結果 (24時間環境計測)

工事前後でほとんど変化はなく、振動レベルは要請限度を超えるものではなかった。

よって、工事前後での明確な差は見受けられないと考える。

## 8. まとめ

- ・検討対象とした2区間とも、剛性の小さいI形断面の横桁部材を適切に配置・連結することにより、拡幅工事完了時から懸念している鉛直たわみ差を約 10mm 以下に低減できる構造を示すことができた。
- ・鉛直たわみ差を縦目地省略可能レベルまで抑制することを目標としていたが、小型化採用レベル(たわみ差 10mm 程度)まで抑制するのが限界であった。
- ・縦目地幅は 560mm⇒280mm となり、走行性改善に寄与できる結果を得られた。
- ・連結化には横桁の設置だけでは構造が成立せず、拡幅桁の支承取替えと横構の設置が必要となった。
- ・レベル 2 地震に対する落橋防止システムの構築が検討事項として残った。
- ・計測結果より、改良工事の効果が発揮されて

いることを確認できた。

- 1) 本線桁と拡幅桁の相対変位が大幅に減少
- 2) 変位減少により縦目地幅が半減
- 3) 縦目地からの騒音レベルが大幅に低減

## おわりに

本検討により、懸念していた問題点（たわみ差・騒音）を大幅に改善できたことは大きな成果である。

また、平成 21 年度の改良検討業務により区間①④だけでなく、区間②③も連結可能となった。区間⑤⑥については未検討である。

今回実施した改良工事の成果を考えると、未改良区間（約 500m）についても、改良工事を実施すべきと考える。

## 参考文献

- 1) 佐藤仁男, 高田佳彦, 山本剛士：阿波座拡幅部における活荷重たわみの計測について, 阪神高速道路第 33 回技術研究発表会論文集, 2001
- 2) 宮本実信, 山村清：鉛直方向相対変位に着目した縦目地伸縮装置の開発, 阪神高速道路第 40 回技術研究発表会論文集, 2008
- 3) 高村義行, 大坪英一, 崎谷浄：阿波座縦目地の改良検討, 阪神高速道路第 41 回技術研究発表会論文集, 2009
- 4) 高村義行, 大坪英一, 崎谷浄：阿波座縦目地の改良効果, 阪神高速道路第 42 回技術研究発表会論文集, 2010
- 5) 高村義行, 崎谷浄, 小林寛：低剛性横桁による本線桁と拡幅桁の連結化検討, 第 64 回土木学会年次学術講演会, 2009.9
- 6) 高村義行, 崎谷浄, 鈴木英之：低剛性横桁による連結化の改良効果について, 第 65 回土木学会年次学術講演会, 2010.9
- 7) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 平成 14 年 3 月

## STUDY FOR IMPROVEMENT OF A LONGITUDINAL JOINT

### Hanshin EXPRESSWAY Engineering, Hanshin EXPRESSWAY

A junction between the Loop and the Higashi Osaka Route on the Hanshin Expressway was widened to a four-lane configuration in 1997 by constructing an additional bridge next to the existing bridge. These two bridges were not connected, and a large longitudinal joint made of rubber was installed on the traveled surface. However, the differential deflection of 50 mm between the two separate bridges had significant influences and caused damage to the longitudinal joint, generating abnormal noise constantly. An investigation was made for a proper design of connection and a more compact joint, with possible influence of the connection on the strength of the existing structure taken into account.

高村 義行



阪神高速技術株式会社  
技術部 調査点検課  
Yoshiyuki Takamura

大坪 英一



阪神高速技術株式会社  
技術部 調査点検課  
Hidekazu Otsubo

崎谷 浄



阪神高速道路株式会社  
大阪管理部 保全技術課  
Kiyoshi Sakiya