

## 鋼桁連結によるジョイントレス工法

保 全 施 設 部	保 全 技 術 課	長 沼 敏 彦
大 阪 管 理 部	調 査 設 計 課	中 本 覚
大 阪 第 二 建 設 部	工 事 第 一 課	佐 原 毅

### 要 約

阪神高速道路公団では、高架橋の走行車両による交通振動・騒音対策のひとつとして、走行面より伸縮継手をなくすいわゆる「ノージョイント化」をおこなっている。鋼桁でのノージョイント化は単純合成I桁の上フランジおよび床版を連結し、支承は1点固定の連続桁に変更、地震時の水平力分散を粘性ダンパーによって伸縮継手をなくする工法としていた。しかし、この工法では路面での施工期間が長くなり通常の規制工事では、施工が困難で大規模補修工事時に施工していた。しかし、大規模補修工事時においても、全体工程のネックとなっていた。そこで通常の規制工事でも施工ができるよう検討・実験をおこない、単純合成I桁のウェブのみ添接板で連結し、温度や地震時の水平力の分散および低減は、減衰機能を合わせもった免震支承に取り替えることによりノージョイント化する工法が提案された。この工法により、平成3年度に阪神高速道路12号守口線で、3径間連結と2径間連結が施工（伸縮継手の撤去は大規模補修工事時）され、床版はつりにともなう工事騒音の低減と、通常の規制工事でも施工が可能であることが確認された。

キーワード：開発、鋼桁連結、ノージョイント化、伸縮継手、騒音対策、振動対策、免震支承、改修、環境対策

### まえがき

高架橋の走行車両による交通振動・騒音対策として、これまで各種の工法が提案され、開発実験ならびに試験施工がおこなわれてきた。その中で、振動源対策の有力な工法としてノージョイント化がある。

阪神高速道路公団では、高速道路建設時にその対策のひとつとして、桁の多径間連続化で対応している。供用路線においても、伸縮量の少ないRC、PC桁で橋長25.0m以下の伸縮部に、埋設ジョイントを施し、舗装面に伸縮部がなくなるよう改良している。鋼桁については、I桁の上フランジ

および床版を連結する工法にて、昭和58年11月に森小路線で3径間98.0mを昭和59年11月に守口線で4径間126.0mを、さらに昭和60年10月に東大阪線で3径間90.0mをノージョイント化している。ここで報告する「鋼桁の連結化によるジョイントレス工法」は、主として昭和62年度から平成元年度にかけて「道路交通振動対策研究委員会」の中で提案し、検討されてきた新しい工法であり、平成2年度には、室内実験により交通荷重（活荷重）による安全性と疲労損傷に対する耐久性が確認されている。

# 1 概要

## 1-1 鋼桁のノージョイント化の概要

従来実施されてきた、鋼桁のノージョイント化の主要構造（図-1）は以下のとおりである。

- (1) 隣接桁間主桁上フランジを連結板にて連結し、その上の床版・舗装を連続化させる。
- (2) 端部横桁あるいは端部補強桁間は、主桁部との変形の連続性を図るため、型枠兼用の鋼板により連結する。
- (3) 連結部床版の配筋方法は、現橋の配力筋を利用して連続化を図るものとし、新設鉄筋は床版のひび割れを考慮して樹脂塗装鉄筋とし、床版面には防水工を施す。
- (4) 連結化に伴う温度変化や活荷重作用時の過大な水平力の集中をさけるため、1箇所の固定支承を除き可動支承とする。
- (5) 地震時水平力に対しては、固定脚への反力集中をさけるため、可動支承化した個所に粘性せん断型ダンパーを設置する。

以上のような概要で、施工され効果をj得ている。しかし、当施工法は桁上フランジおよび床版を連続化させるため、相当量のはつり作業を必要とする。さらに、粘性せん断型ダンパーを設置するため補強が必要である。また、連結化に必要な作業の大半が交通規制を必要としそれも長期となる。たとえ大規模補修工事の期間で施工しても、長時間一定の区間を占有することになる。以上のことを改良するため、図-2に示すような連結工法が提案され、実験を行い安全性と耐久性が確認された。この工法は、隣接する主桁のウェブを連結板で連結化させ、連結部の剛支承を免震支承と取り替え舗装を連続化させたものである。この連結工法によって、高速道路上での作業が軽減された。

既施工の鋼桁ノージョイント工法との違いは、

- (1) 隣接する主桁のウェブを連結板で連結し活荷重・温度に対する連続桁とし、床版を連続させない。

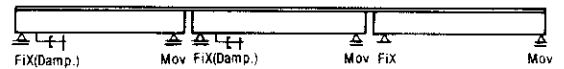
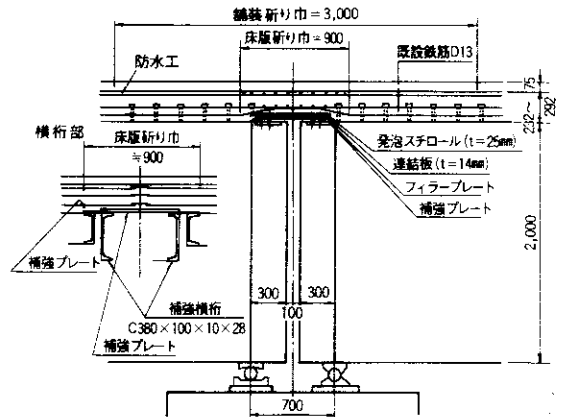


図-1 既設鋼桁ノージョイント工法構造図

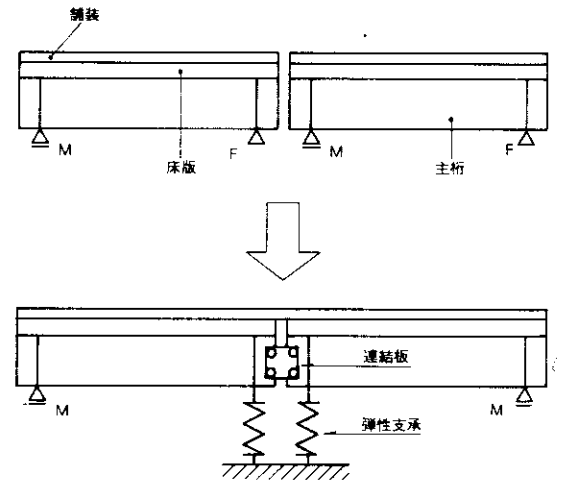


図-2 今回のジョイントレス化工法のモデル

- (2) 免震機能をもった免震支承を複数の橋脚で取り替え、地震時水平力の分散とともに慣性力の低減を図ることにより、粘性せん断型ダンパーは使用しない。

## 1-2 場所および選択の概要

設計対象箇所は、平成3年度の大規模補修工事

が予定されていた阪神高速道路12号守口線の単純合成I桁の中から選択することとし、対象橋梁の選定条件は下記とした。

- 1) 線形はできるだけ直線で、縦断勾配が小さく直橋に近いこと。
- 2) 連結する主桁の本数、高さ、および位置が一致していること。
- 3) 中小程度の支間長（30m程度）で、等支間長に近いこと。
- 4) 下部構造の形式および形状が同程度のこと。
- 5) 上記条件が、5径間程度までのこと。
- 6) 走行車両による振動が比較的大きく、沿道への対策が必要な地区。

以上の条件より数カ所を選定し、施工条件等より守S-173～守S-174（2径間連結化）、守S-224～守S-226（3径間連結化）を選択した。

## 2 設計

連結化は、守S-173から守S-174の2径間連結化と守S-224～守S-226の3径間連結化を設計したが、ここでは3径間連結化を主に報告する。

### 2-1 ジョイントレス化の構成

守S-224～守S-226のジョイントレス化の構成図を図-3に示すが、既存構造系と以下のことが変わることになる。

- (1) 守P-225および守P-226上の桁を連結することによって、活荷重に対し3径間連続となり、同支点近傍に負の曲げモーメント（ $M_{IN} \approx 160 \text{ t} \cdot \text{m}$ ）が発生する。また、温度に対する伸縮量も守P-224上で+45mm分、守P-227上で+15mm分増えることになる。
- (2) 守P-225および守P-226上のすべての支承を取り替える（固定化）ことにより地震時の水平力が概ね1.5倍になる。

当橋梁の諸元は、下記のとおりである。

・橋格

1等橋（TL-20）

幅員 17.6m

・桁形式

単純合成I桁（5主桁）

30.0m + 30.0m + 30.0m = 90.0m

・橋脚形式

RCT型単柱

・基礎形式

井筒基礎（ $\phi = 6.0\text{m}$ ）

・線形

平面線形 直線

縦断勾配 +0.867%

・供用開始

昭和46年10月

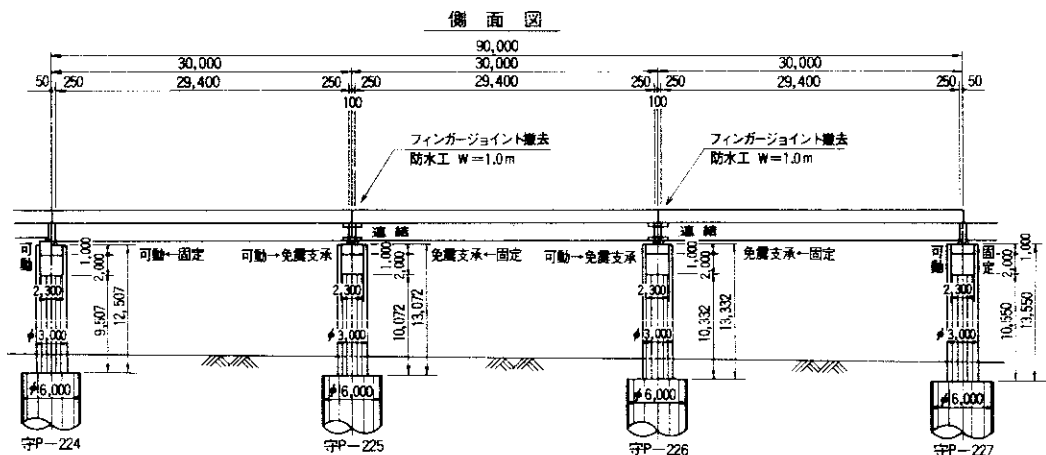
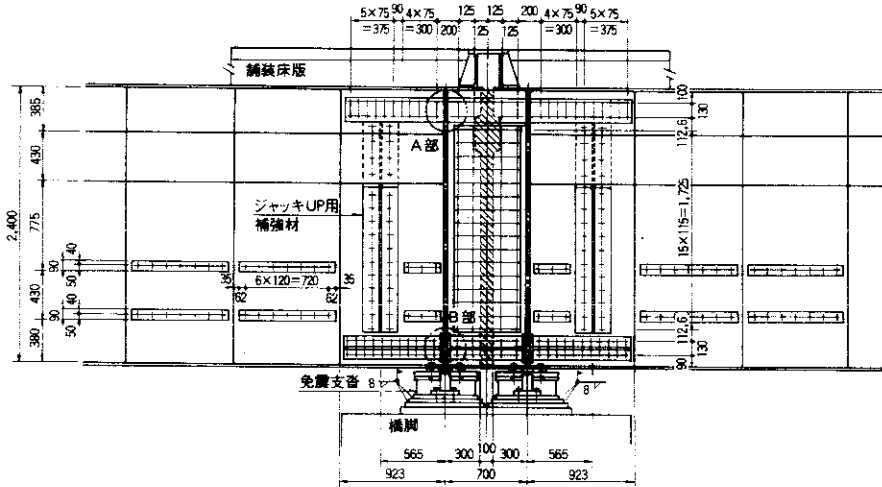


図-3 守S-224～守S-226のジョイントレス化構造図

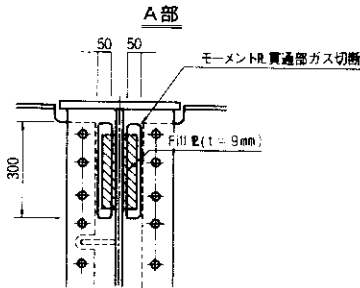
## 2-2 連結部の設計

連結部の添接板の設計は、連結桁としての格子解析により算出される活荷重載荷時の断面力に対し、

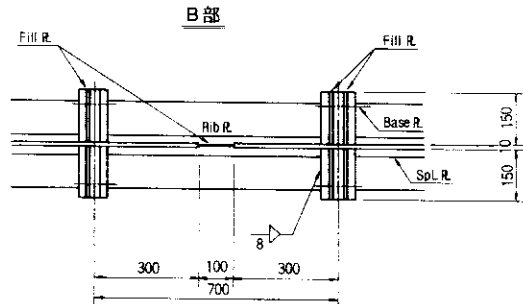
連結部添接板断面が抵抗するとして設計した。実験の結果より一番応力集中の少なかった図-4に示すような構造とした。



ウェブV.Moment R 連結部詳細



ウェブL.Moment R 連結部詳細



主桁断面力 (G<sub>1</sub>・G<sub>2</sub>)

	曲げモーメント (t*m)						せん断力 (t)			
	死加重		活加重		合成後 合計		死加重	活加重	合計	
	合成前	合成後	max	min	max	min				
連結部	7	0.0	0.0	34.4	-162.4	34.4	-162.4	-58.8	-40.5	-98.5
	8	0.0	0.0	34.6	-161.6	34.6	-161.6	0.0	15.7	15.7
	9	0.0	0.0	34.7	-161.4	34.7	-161.4	0.0	15.7	15.7
	10	0.0	0.0	34.8	-161.3	34.8	-161.3	0.0	15.7	15.5

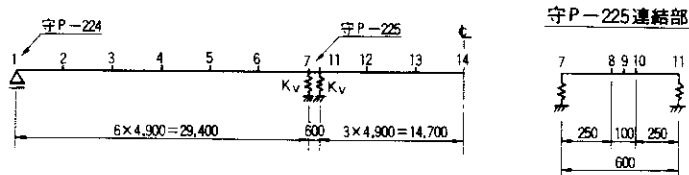


図-4 連結部 詳細図および主桁断面力

連結板には、活荷重載荷時に上フランジ側に引張り力、下フランジ側に圧縮力が作用する。そのため上フランジ側添接板は、支点上鉛直補剛材を貫通（ウェブU MOMENT PL 連結部詳細図参照）し一枚ものとしている。下フランジ側添接板は、支点上鉛直補剛材の断面縮小できないことや、圧縮力に抵抗する部材のため三分割（ウェブL MOMENT PL 連結部 詳細図参照）とし、応力が十分伝達される構造とした。また、ウェブに座屈抵抗のため山型鋼による水平補剛材を設置した。なお、新部材の取付は応力下での作業のため、極力現場削孔による高力ボルトによって行うこととした。

連結部（G-1, G-5が最大となる。）の作用力は、活荷重載荷時に約-161t・mの曲げモーメント、約16tのせん断力が発生している。しかし、当構造でも床版と上フランジが分断され断面が急変しており、連結板近傍に応力集中がおこる。その応力集中を考慮した設計とした。発生力は、実験のデータより換算して求めた。その結果、上フランジ側 $\sigma_u = 838\text{kg}/\text{cm}^2$ から $1386\text{kg}/\text{cm}^2$ に、下フランジ側 $\sigma_l = 1081\text{kg}/\text{cm}^2$ から $1603\text{kg}/\text{cm}^2$ に増加した。

### 2-3 支承の設計

支承は、地震時水平力の高減衰が期待できる鉛プラグ入り積層ゴム支承を使用した。

この支承は、積層ゴムの中心に鉛プラグを埋め込み一体化した構造となっており積層ゴム支承の機能（鉛直荷重支持、水平バネ機能）と鉛プラグの塑性変形によるエネルギー吸収機能（免震機能）の両者を合わもっている。

設計方法は道路橋支承便覧（日本道路協会）によるほか、「道路橋の免震システムの開発に関する研究報告書」（建設省土木研究所 民間共同研究 平成2年度）、および「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」（国土開発技術研究センター 平成元年度）によっておこなった。

### 設計条件

反		方	
全反力	R	99.3tf	
死加重反力	Rd	58.0tf	
活加重反力	R (H+)	41.3tf	
橋軸方向水平力（温度変化時）	R <sub>H1f</sub>	—tf	
橋軸方向水平力（地震時）	R <sub>H1e</sub>	14.2tf	
橋軸直角方向水平力（地震時）	R <sub>H2e</sub>	18.8tf	
上揚力（地震時）	V	5.8tf	
移動量			
移動量（温度変化時）	e <sub>1</sub>	±7.5mm	
移動量（地震時）	e <sub>2</sub>	±75.0mm	
水平震度			
設計水平震度	kh <sub>1</sub>	0.175	
	kh <sub>2</sub>	0.25	

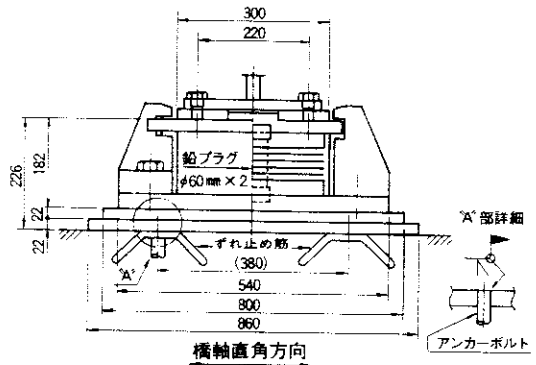


図-5 LRB支承詳細図

#### 2-3-1 設計水平震度の算出

設計水平震度の算出は、研究報告書より下記式-1より求めた。

$$K_h = C_z \cdot C_G \cdot C_I \cdot C_D \cdot C_{T1} \cdot C_{T2} \cdot K_{h1} = 0.175 \quad (\text{式-1})$$

ここに、

$K_h$ : 設計水平震度

$K_{h1}$ : レベル1の標準設計水平震度 (0.2)

$C_z$ : 地域別補正係数 (大阪府=1.0)

$C_G$ : 地盤別補正係数 (2種地盤=1.0)

$C_I$ : 重要度別補正係数 (1級=1.0)

$C_D$ : 減衰定数別補正係数

$$C_D = \frac{1.5}{40 \times h_T + 1} + 0.5$$

$$= 0.699 \quad (h_T: \text{橋の減衰定数} = 16.36\%)$$

$C_{Th}$  : 設計水平震度を減衰定数 5% 相当の値に換算するための補正係数

$$C_{Th} = \frac{1}{\frac{1.5}{40 \times 0.04} + 1} \times 0.5 = 0.857$$

(ただし、本橋では 1.0 とする)

( $T$  : 本橋の固有周期 = 1.282sec)

$C_{Ti}$  : レベル 1 の固有周期別補正係数

$$0.2 \leq T \leq 1.3 \text{ より } C_{Ti} = 1.25$$

### 2-3-2 設計水平震度下限値の設定

設計水平震度下限値の設定については、免震設計法ガイドラインにより設計水平震度 0.2 の  $4/5$ 、すなわち 0.16 を下限値とした。

#### 地震時慣性力の分散 (3 径間連結)

名称	記号	単位	守 P-225	守 P-226
① 入力データ				
上部構造重量	W	tf	1623.9	
設計水平震度	kh	—	0.175	
橋脚数	N	—	2	
橋脚剛性	K <sub>pi</sub>	tf/m	12570	11900
一橋脚支承数	n <sub>ai</sub>	—	10	10
LRB平面	a <sub>i</sub>	cm	38.0	38.0
	b <sub>i</sub>	cm	28.0	28.0
ゴム総厚	Σ t <sub>ai</sub>	cm	5.5	5.5
せん断弾性率	G <sub>i</sub>	kg/cm <sup>2</sup>	10	10
鉛の直径	D <sub>ri</sub>	cm	6.0	6.0
一支承の総本数	n <sub>pi</sub>	—	2	2
② 定数 (一橋脚当り)				
上部構造慣性力	FH	tf	284.2	
鉛プラグ面積	A <sub>ri</sub>	cm <sup>2</sup>	565.5	565.5
鉛の降伏強度	Q <sub>i</sub>	tf	48.05	48.05
ゴムの有効面積	A <sub>ni</sub>	cm <sup>2</sup>	10075	10075
ゴムの水平剛性	K <sub>ni</sub>	tf/m	1832	1832
橋脚とゴムの直列ばね	K <sub>i</sub>	tf/m	1599	1588
	Σ K <sub>i</sub>	tf/m	3187	
鉛の換算面積	Y <sub>i</sub>	cm <sup>2</sup>	493.6	490.2
③ 分散の計算 (一橋脚当り)				
上部構造変位	u <sub>T</sub>	cm	7.14	
慣性力	P <sub>i</sub>	tf	142.4	141.8
橋脚天端の変位	u <sub>pi</sub>	cm	1.13	1.19
LRBの変位	u <sub>ai</sub>	cm	6.01	5.95
せん断ひずみ	γ <sub>i</sub>	%	109.3	108.2

表-1 鉛プラグ入り積層ゴム支承設計諸元および分散値

以上の条件をもとに、LRB 支承の設計を行った結果、表-1 に示すような諸元となった。

ここで、上部構造重量  $W=1623.9t$  は、当初設計で見込んでいなかった床版補強の  $41kg/cm^2$  および付属設備荷重  $50kg/cm^2$  をそれぞれ加えたものであり、当初より約 10% の荷重増になっている。

現橋の慣性力推定荷重  $136.1t (1623.9/3 * 0.25)$  に比べて、 $142.6t$  の約 5% 増にとどまっており、概ね当初設計の地震時水平力 (荷重を精算した現橋の慣性力推定荷重) に納めることができた。

## 3 照査

### 3-1 弾性支承の鉛直バネ定数変動の影響照査

鉛直バネ定数  $KV$  の値が一定でない時に、活荷重載荷時の断面力・反力および変位がどの程度影響を受けるか以下の 3 ケースで照査した。

ケース 1  $KV = 40000t/m$

ケース 2  $KV = 70000t/m$

ケース 3  $KV = 100000t/m$

その結果、連結部の曲げモーメントでも 1%、主桁径間部においても 5% 程度と変動が少ないことから、これらの影響はわずかであると考えた。

### 3-2 連結部の剛性変動による影響照査

連結部の剛性変動により、活荷重載荷時の断面力、反力および変位がどの程度影響を受けるか以下の 3 ケースで照査した。

ケース 1  $I = 1/2 \quad 0 = 0.00637m^4$

ケース 2  $I = 1 \quad 0 = 0.01274m^4$

(実験桁の使用断面より算出)

ケース 3  $I = 2 \quad 0 = 0.02548m^4$

いずれも鉛直バネ定数を  $Kv = 58600t/m$  で計算した結果、連結部の剛性が 2 倍あるいは  $1/2$  にしても、断面力、反力および変位は最大で 2% 程度の変化しかなくほとんど影響ないと考えられた。

### 3-3 温度変化による伸縮量の照査

桁を連結することによって増える伸縮量は、基準の  $1.0L$  (設計遊間量) ではなく、 $0.77L$  であ

ること等考慮し、改良を行わなくてもよいと判断し、実伸縮量をもちいて照査した。その結果、守P-227の伸縮装置については充分余裕があったが、守P-224上の伸縮装置については2.5mmの余裕しかなかった。しかし、連結が夏期になること等考慮し、改良を行わなくてもよいと判断した。

### 3-4 上部工および下部工の照査

応力は、建設後の添加物重量を含め再算出した荷重により照査した。その結果は、上・下部工いずれについても、許容応力内に収まることを確認したが、上部工については1%弱の余裕しか残されていない。

### 3-5 連結部伸縮装置の撤去および照査

連結部伸縮装置は、温度の伸縮に対しては不要となるが、下記のような理由により、図-6に示すような構造とした。

- (1) 活荷重による桁のたわみの回転角分の変位がでる。(1mm以下)
- (2) 輪荷重に対して抜け出ないこと。
- (3) 本工法では、連結部床版の剛性を無視しており、設計の仮定どおりとする。

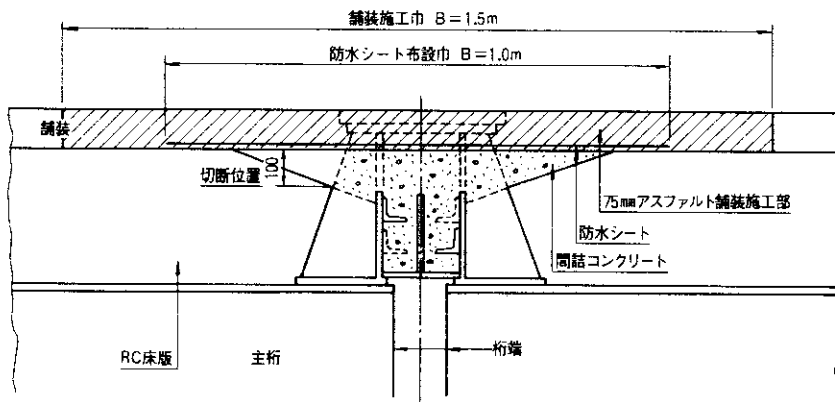


図-6 連結部伸縮装置 撤去図

## 4 施工

施工は、足場仮設→現場調査→ジャッキアップ用桁補強→ジャッキアップ→沓座コンクリートはつり→免震支承据え付け→ジャッキダウン→主桁連結→端支承取替え(ジャッキアップ)→伸縮継手撤去→舗装復旧→塗装→足場解体→後片付けの順序でおこなった。桁連結のボルト締めは、1橋脚上主桁を一斉に行い仮連結とした。さらにボルトを1本毎および、1列毎を取り替えることによって桁連結を完了した。免震支承の設置にあたり設計どおりの諸元が確保されているか、工場にて載荷試験をおこない性能を確認した。また、伸

縮装置の撤去は大規模補修工事時に、一車線毎の施工でおこなわれ、通常の規制工事でも十分施工できることを確認した。

## 5 環境および構造物挙動調査

「鋼桁の連結化によるジョイントレス工法」による効果を確認するため、環境および構造物挙動調査をおこなった。結果を以下にまとめる。

### 5-1 環境調査

#### 5-1-1 騒音調査の結果

一回帰式による騒音レベルの比較では、ジョ

イント直下の $L_{50}$ 値（中央値）に-2.5dB(A)の低下が見られたが、官民境界では顕著な低下は見られなかった。しかし、ピーク値に近い $L_5$ 値（90%レンジ上端値）では、ジョイント直下で4.3dB(A)、官民境界で-2.2dB(A)の低下が確認された。また、騒音レベル波形のピークを100個選出し、累計度数で比較すると-10dB程度の低下も確認された。

#### 5-1-2 地盤振動調査の結果

一次回帰式による振動レベルの比較では、 $L_{10}$ （90%レンジ上端値）が橋脚近傍で-1.2~1.7dB、官民境界で-0.4~1.7dBの低下が上下、水平動とも認められた。また、1/3 オクターブバンド中心周波数により解析すると車両のジョイント通過時に発生する周波数帯（63HZ）の40~100HZに-5~10dbの低下が認められた。

また、免震支承交換前後における測定の結果、騒音の変化および地盤振動のスペクトルに変化がないことも確認した。

以上の結果から考察すると、評価法により結果は異なるが、データはピーク値に低下が見られ「鋼桁の連結化によるノージョイント工法」は、環境改善に十分効果の有る工法と評価できた。

#### 5-2 構造物挙動調査

結果は以下のとおりであった。

- (1) 振動加速度からの加速度値では、主桁において-10~30galの減少が見られ、連続化に伴う主桁振動の軽減が確認された。
- (2) 主桁・橋脚のたわみ量は、正の曲げモーメントの減少が確認されたが、連続桁影響線の縦距表との比較では実測値と若干の差異があり、今後の研究課題となる。
- (3) 支承の変更に伴う変位は、交換前後に明確な差異がなかった。

#### あとがき

今回設計した2例の鋼桁の連結によるジョイントレス工法は、既設構造に大きな応力超過がない

ことが確認された。これは、当初設計の地震時水平慣性力が変わらないような、減衰機能をもった支承の設計ができたことによるところが大きい。しかし、検討をしていく過程で、当初設計時に見込まれていない荷重、即ち補修による荷重、維持補修に必要な付属荷重、美装化による荷重、標識柱等供用後交通管制に必要な荷重、その他の荷重増が大きいことを再認識した。今後はこれらの荷重について、必要最小限度にとどめる必要がある。施工については、概ね設計思想のとおり連結化ができ、また通常の規制工事で施工できることが確認できた。環境調査の結果においても、一応の評価ができる結果が得られたものと確信する。

#### 〔参考文献〕

- ・建設省土木研究所官民共同研究  
「道路橋の免震システムの開発に関する研究報告書」平成2年度
- ・（財）国土開発技術研究センター  
「道路橋の免震設計法ガイドライン（案）」平成元年度
- ・（財）大阪都市協会・阪神高速道路公団  
「鋼桁の連結化ジョイントレス工法の開発実験業務」平成2年度
- ・阪神高速道路公団 大阪管理部  
「鋼桁の連結化ジョイントレス工法構造検討業務報告書」平成2年度
- ・阪神高速道路公団 大阪管理部  
「伸縮継手改良工事（3-1-1守）報告書」平成3年度
- ・阪神高速道路公団 大阪管理部  
「伸縮継手改良工事（3-2-1守）報告書」平成3年度