

# 損傷発生リスク低減を目的とした大規模構造改良

## －1 支承線化による連続化工法の採用－

阪神高速道路(株)大阪管理部保全技術課 徳増 健  
阪神高速道路(株)大阪管理部保全技術課 足立 幸郎  
阪神高速道路(株)大阪管理部保全工事課 葉玉 博文  
阪神高速道路(株)大阪管理部保全技術課 高井 由喜

### 要 旨

阪神高速 13 号東大阪線のうち法円坂区間（西側：東 P187～東 P192，東側：東 192-1～東 P197）は、難波宮跡遺跡保護を目的に基礎部が連結化され、短径間鋼床版構造が採用されている。同区間では、繰り返し、支点周りの鋼桁部に重篤なき裂損傷が発生していた。そこで損傷原因検討した上で、疲労耐久性の評価や各種対策工法の比較検討を実施した結果、損傷リスクの大幅な低減を目的に、わが国初となる 1 支承線化による連続化による大規模構造改良工法を採用し、工事を実施した。

キーワード:短径間鋼床版, 疲労損傷, 大規模構造改良, 1 支承線化による連続化

### はじめに

阪神高速 13 号東大阪線のうち 1978 年 3 月に供用された法円坂区間は、歴史的に重要な文化財である難波宮史跡上に立地している（写真-1 参照）。同区間の建設にあたっては、難波宮史跡保全や、隣接する大阪城に対する景観面の配慮に加えて、直下に地下鉄シールドトンネルが建設されていたことなどから、基礎は偏平な直接基礎上に一体化した連続フーチングで、その上に平面壁式橋脚、連続鋼床版 I 桁を配した高架構造と平面構造が採用された<sup>1)</sup>。この区間では繰り返し、支点周りの鋼桁部に重篤なき裂が確認されていたことから、損傷発生リスクの大幅な低減を目的に、抜本的に構造改良するわが国初の工法を採用した。本稿は、損傷原因究明と補修補強方針の検討ならびに工事概要を報告する。

### 1. 対象橋梁の特徴

図-1 に当該橋梁の一般図を、写真-2 に外観写真を示す。当該一部区間は平面構造に、その両隣の高架部（西側区間：10 径間，東側区間：9 径間）は、上部工を直接基礎上で一体化した連続フーチング基礎で支持する構造が採用されている。さらに、地盤反力と、直接基礎の不等たわみが最小と



写真-1 法円坂区間上空

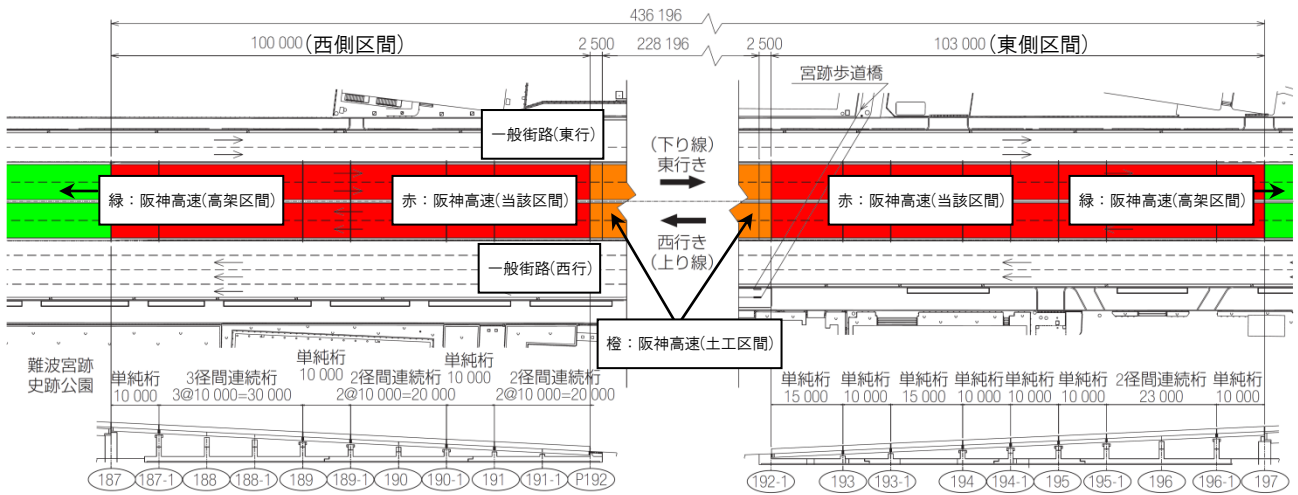


図-1 法円坂区間一般図



写真-2 法円坂区間外観写真

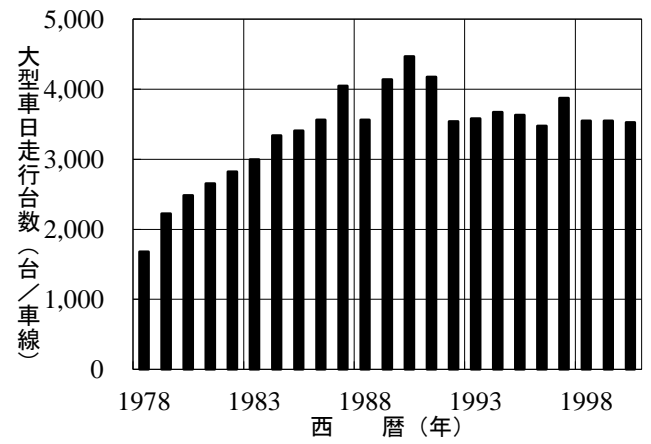


図-2 大型車日交通量の推移

なるように、径間（約 10m）が、幅員（約 16m）より短い特殊な構造となっており、単純桁が最も多く採用されている。また、高欄部は壁高欄、中央分離帯ともすべて鋼製高欄が採用されており、壁式橋脚厚が薄いため、掛け違い部の支承は全て下支承が一体の線支承（建設時の中間支点及び両端支点は高力黄銅支承版支承、BP-A 支承）が採用されている。

同区間の大型車日交通量は、供用開始時の約 1,500 台／車線であったが、1980 年代中ごろに約 3,500 台／車線に達している。約 34 年間の供用期間中の累計大型車交通量は、約 43,000 千台／車線である（図-2 参照）。

## 2. 損傷発生状況

### 2-1 1991 年時の損傷発見・補修状況

同区間では、供用開始から約 13 年を経た 1991

年の点検において、支承部ソールプレート溶接部に疲労損傷が発見されており、その損傷の一部は主桁フランジ面やウェブまでき裂が進展していた。損傷が発見された桁端部の支承の多くは、伸縮継手からの漏水が原因と考えられる錆および錆汁で覆われていた。そのため当時は損傷原因として、錆などによる支承の回転機能の喪失により、剛性の急変する主桁下フランジとソールプレートとのすみ肉溶接部に、活荷重による高い繰返し圧縮応力が作用したために疲労損傷が発生したと推定し、1993 年にこの推定原因に基づく、損傷補修・予防保全対策が実施された。

当時実施された補修・補強方法は、き裂部を溶接によって埋め戻し、母材部に損傷が進展していた場合はさらに当て板で補強を行っていた。また予防保全として、支承も全数取替えられた。取り替える支承の選定にあたり、ゴム支承と BP-A 支承について比較検討されたが、①機能保持のため

の防塵対策の要否と防塵部材の耐久性、②損傷再発の可能性（BP-A 支承部において損傷が発生していた事実）、③防振効果等に優位性が見いだされたことから、ゴム支承が採用された。

なお、ゴム支承への取替にあたっては、①取替施工を容易にするために既存のアンカーボルトは利用する（既存の連結線支承と同様に下支承は一体とする）とともに既存のソールプレートも利用する、②設置時の温度を考慮して調整プレートを設ける、③温度変化に対してすべり部（SUS316+PTFE）を設ける等の対策が施された。

## 2-2 2010 年時の損傷発見・応急対策状況

1993 年補修・補強および予防保全対策を実施したにも関わらず、補修から約 17 年（供用開始から約 32 年）経過した 2010 年の日常点検において、当て板施工部を含む補修部と未補修部に、1991 年に発見されたものと同様の疲労損傷が発見された。当該区間の全支点部において、湿式蛍光磁粉探傷試験によるき裂詳細調査を実施した結果、特に損傷が激しかった桁端部（東 P187-1）（写真-3 参照）では、3 支承あるうち 2 支承の直上にある鋼桁ウェブにまでき裂が進展しているのが確認さ

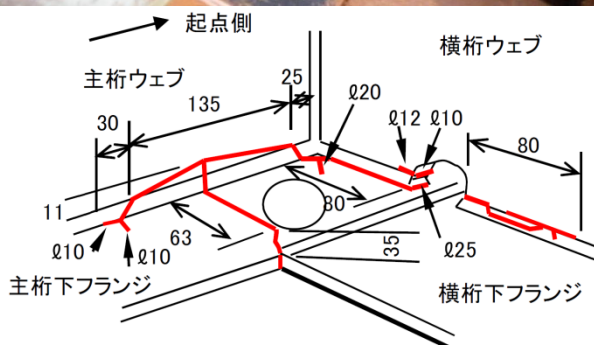


写真-3 東 P187-1 損傷状況 (2010 年点検時)

れた。さらに伸縮装置部も、支承台座の一部が損傷を受けていたことなどから、最大 12mm の道路面との段差が確認され、活荷重通過時に主桁が約 2mm 程度沈み込む現象も観測されていた。

大きな段差発生につながる損傷は東 P187-1 支点のみであったが、直近における走行安全性の確保から将来における維持管理軽減までを考慮し対策を講じる必要があると判断した。そこで同支点部では、横桁や主桁直下をジャッキにより柔支持する段差防止対策や、ビデオカメラによる 24 時間監視などの緊急対策を損傷確認後すぐに実施するとともに、抜本対策を講じるまでの構造物の安全確保を目的とし、損傷が著しい部位の部分取替などの応急対策（写真-4 参照）を講じた。

## 3. 法円坂区間における橋梁構造の問題点

補強方針を検討するのに際し、損傷の経緯や点検結果を整理分析するとともに、既往の研究事例に基づき損傷原因について検討した。その結果、次に示す要因が複合的に関連し、疲労に対して脆弱な構造となっていたことから損傷が発生したものと推定した。

### 3-1 構造に起因した支承周りの応力特性の影響

径間長が幅員より短いことから、桁端部は死荷重と比べ活荷重による支承反力の影響度が相対的に大きい。さらに伸縮装置部の路面との間に発生した段差は、走行性の低下につながるだけでなく、自動車通過時に発生する振動などにより、支承周りに新たな応力が発生するといった問題がある。

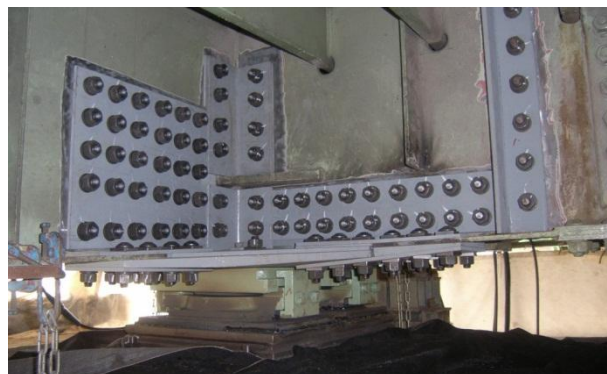


写真-4 応急対策実施状況

### 3-2 支承溶接部の応力集中発生による影響

例えば、横桁－主桁ウェブ下縁の溶接交差部のスカラップ等が支承周りは支点部付近であることから、せん断力と曲げモーメントによる応力集中が発生しやすい<sup>2)</sup>など、現在の知見からは疲労強度の低い構造が採用されていた。

### 3-3 厳しい交通状況

当該区間の累積大型車交通量は、2000年時点で既に1993年までの累積値の約1.3倍に達しており、2010年時点では1.6倍程度と推測されるなど、厳しい交通状況下にあった。

## 4. 補強方針検討

当該区間の橋梁構造の問題点や、繰り返し同様の損傷が発生したことなどを踏まえると、再補修や局部的な補修のみでは長期疲労耐久性の確保は困難と判断した。そこで抜本対策として、走行性の改善や維持管理性等も考慮して、3つの対策工法について検討を行った(表-1参照)。

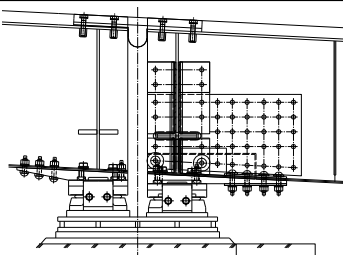
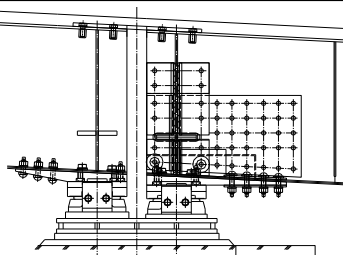
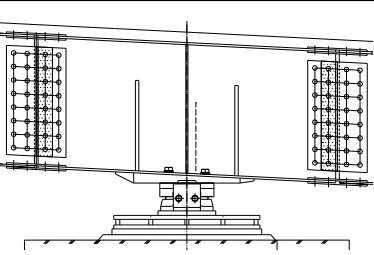
対策A：部分取替(支承周りの部分取替と支承取替、応急対策と同構造)

対策B：部分取替及び床版連結(対策Aに加えて床版連結)

対策C：1支承線化による連続化(支点部の主桁、端横桁を一体構造に取替え・1支承線化)を基本として、作業空間確保、施工性、施工費、将来における維持管理性等の要因を考慮して、比較検討を実施した。なお、架け替え工法はコスト面や東大阪線の代替路線がない事、土工化は文化庁をはじめとした他機関調整が必要となることからから検討外とした。対策Aや対策Bは掛け違い部が非常に狭隘な構造であるために施工が困難であることに加え、将来における維持管理性等、繰り返し同様の損傷が発生したことなどを踏まえ、100年間のL.C.C.を考慮した場合、上記損傷原因に対して抜本的に構造を改良した対策Cが最も優れていると判断した。

対策C案の「1支承線化による連続化工法」(図-3参照)は、わが国初となる工法である。本工法の採用により、構造面において、死荷重反力の増加に伴う活荷重の影響低減や、横桁剛性の向上による変形、局所応力の低減が図れ、溶接部のFP化や横桁ウェブおよび下フランジの板厚増加・形状改良による支点上周辺の溶接部の疲労強度向上が可能となる。その結果、損傷原因を解消し、損傷発生リスクが大幅に低減することが期待される。また48車線(4車線/橋脚×12橋脚)の伸縮装置が撤去されるため、伸縮装置部の段差を起因とした振動・騒音の抑制につながり沿道環

表-1 補強方針案検討比較表

	対策A： 部分取替案	対策B： 部分取替及び床版連結案	対策C： 1支承線化による連続化案
概要			
き裂対策	○(当て板、部分取替)	○(当て板、部分取替)	－(取替)
支承取替	○(2支承化)	○(2支承化)	○(1支承化)
伸縮装置	－(現状のまま)	○(床版連結化)	○(主桁連続化)
横桁改造	○(マンホール、桁補強)	○(マンホール、桁補強)	取替
路面規制の要否	－(不要)	○(夜間車線規制)	○(7日間程度)
L.C.C. (100年)	約7億円	約13億円	6.6億円



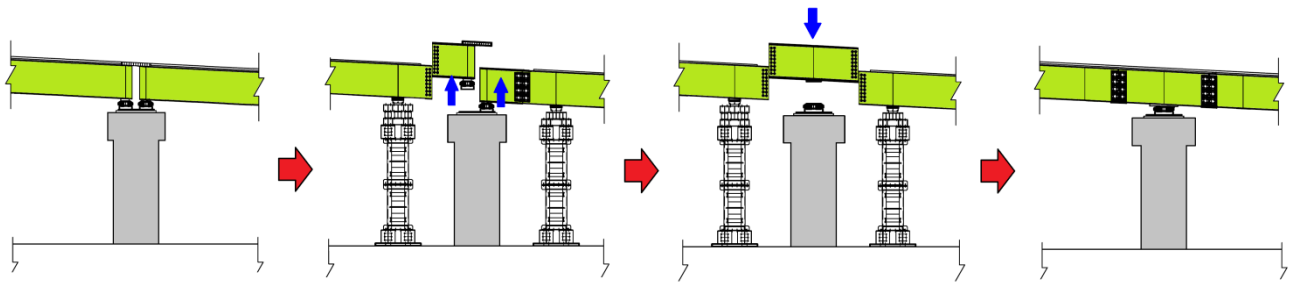


図-3 1 支承線化による連続化工法

境が改善されることに加え、路面走行性が向上することから、安全な快適な道路サービスの提供に大きく寄与する。さらに維持管理面でも伸縮部からの桁端漏水を原因とした腐食損傷の防止や、1 支承線化により支承周り点検が容易になるなどの利点がある。なお本工法の類似工法として、隣接する桁端部ウェブを連結することにより連続化する方法があるが、落橋防止など耐震性能向上を目的にした工法であるため、通常 2 支承線のまま残置し、疲労に対して脆弱な構造の改善に結びつかない点が本工法と大きく異なる。

## 5. 連続化構造設計検討

以下に示す方針に基づき、図-4 のフローにより連続化構造検討を行った。

- ・ 掛け違い支点部の主桁、床版を連続化し法円坂および森ノ宮の高架構造で各 1 連の橋梁に改造
- ・ 水平力分散型ゴム支承を用い、中間支点は弾性固定、端支点は同様にゴム支承とするがすべり形式を用いた可動支承とする。

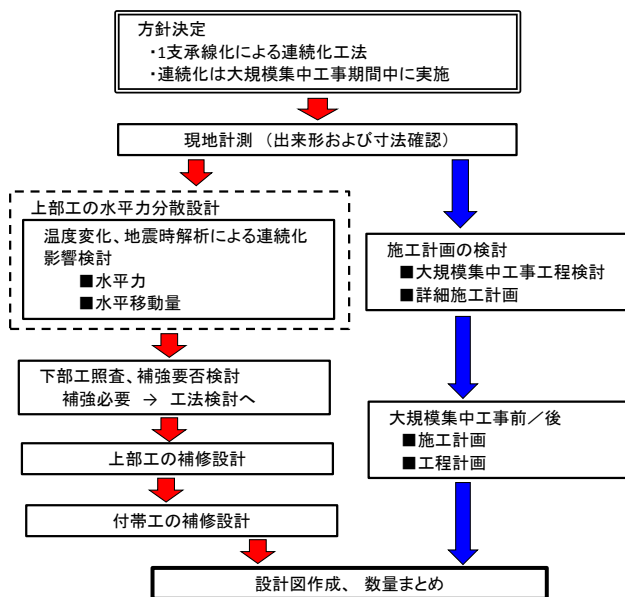


図-4 連続化構造検討フロー

- ・ 端支点部の浮き上がり防止のため、カウンターウェイトを 1 支承線に対して 200kN 設置 (連続化部と同等の効果となる死活荷重比  $D/L_{min}=2.5$  を確保)
- ・ 維持管理性の向上を考慮した構造
- ・ 既設連続構造の中間支点部についても予防保全の観点から対策を実施

### 5.1 連続化に伴う上部工水平力分散設計

多径間連続構造へ変更することによる温度伸縮挙動と、地震時挙動について検証を行った。

(1) 水平力分散設計のための解析方針

表-2 に支承条件を示す。支承の鉛直反力は常時の平面格子解析により算出した。

また、水平バネを用いた完成系立体モデルの固有値解析から算出した固有周期を用い、道路橋示方書 V 耐震設計編 (以下、道示 V という) による設計水平震度照査を行った。さらに平面格子解析により求めた鉛直死荷重反力に、設計水平震度を乗じて求めた水平力を、立体モデルの下部工に作用させることで、橋脚の断面力および上部工の水平変位を求めた。

(2) 水平力分散設計構造解析

支承をバネ要素とした骨組解析で行った。なお連続化後の両端部の可動支承は、ゴム支承であるが、せん断剛性は 0 とした。また既設の壁式橋脚は、断面中心位置を軸線とした梁要素でモデル化する。連続化後桁端部となる架違い橋脚は可動支承であることからモデル化していない。

表-2 支承条件

支持条件	L1レベル・L2レベル
端支点 : 可動支承	端支点 : 橋軸方向可動 直角方向変位拘束
中間支点 : 分散支承	中間支点 : 橋軸方向分散 直角方向変位拘束

## 5.2 下部工の補強設計

耐震性照査は通常、道示Vによるが、この照査は、曲げ先行破壊時の高い変形性能による脆性的な破壊防止となる損傷制御型設計となる反面、せん断破壊型および曲げ損傷からせん断破壊へ移行する損傷型と判定された構造物に対して、終局的な破壊の直前までその形状で耐えることが求められる。このため例えば壁式橋脚の場合、橋軸直角方向に作用する水平力の照査に対しては、曲げ強度がきわめて大きく、水平せん断強度が必要な耐力を満足していても、せん断破壊型と判定されることはむしろ普通である。既設橋梁の耐震補強工法事例集<sup>5)</sup>(以下、事例集)では、個々の下部工に着目するだけでなく橋梁全体で合理的に耐震性を評価して対策の要否判定するよう示している。

そこでまず、道示Vに従い橋脚の耐震性能を評価し、道示V規定を満たさない事項があれば、それを事例集に照らして検討を行った。なおフーチングは橋脚から鉛直力を受ける弾性床上のRC梁として設計されており、設計外力が変わらないことから補強設計は不要と判断した。

### (1) 下部工照査・解析方針

レベル1地震動による連続化前後の構造解析を行い、桁連続化後の曲げモーメント増に対する地震時保有水平耐力照査を行う。また、対象橋脚がきわめて剛性が大きい壁式橋脚のため、橋軸直角方向の照査は死荷重時鉛直反力を分担重量とし、格子解析を実施する。さらにレベル2地震作用値は、レベル1の解析値に水平震度の比率をかけて算出した。また解析モデルは上部工水平力分散設計構造解析の際に使用したモデルを用いた。地盤反力は竣工図書から算出した。せん断地盤反力係数 $k_s$ は $k_s=0.3k_v$ とし、荷重強度は、上部工水平力分散設計構造解析の際に用いたものに加え、後述するカウンターウェイト分も考慮した。

### (2) 橋脚の地震時保有水平耐力の照査

連続化後の地震時橋脚の断面力は、橋脚高さが最も高い東P187-1と東P196-1は橋脚基部の曲げモーメントが、すでに鋼板巻立てによる耐震補強が実施されている東P188-1と東P196の連続化前

に近い値となる。そこで、東P187-1と東P196-1の2橋脚の保有水平耐力の照査を行った。

表-3に、東P187-1と東P196-1の地震時保有水平耐力の照査結果を示す。両橋脚とも、水平力に対しては保有水平耐力の余裕が確認されたため、新たな補強は行わないこととした。

#### 1) 橋軸方向

本壁式橋脚は、要求される保有水平耐力を満たしており、また東P187-1と東P196-1が最も不利な橋脚に対する照査結果であることも考慮し、橋軸方向の新たな補強は不要とした。

#### 2) 橋軸直角方向

橋軸直角方向の破壊はせん断破壊先行型となるため道示Vの規定を満たさない。これは、橋直方向のせん断に抵抗する有効高に壁幅の50%しか算定できず、せん断破壊型は塑性域の粘りを期待できないものとして、設計水平震度を緩和しないことによるものである。しかしながら本橋脚のような壁式橋脚では構造寸法の必然性から、壁方向の面内曲げ強度はきわめて大きく、旧来の設計でこの強度をせん断強度が上回ることは考えにくい。

事例集では、せん断スパン比(概ね高さ/橋直方向幅)の小さい壁式橋脚は、ディープビームの効果によりせん断耐力が高くなり、応答塑性率 $\mu_r \leq 1.5$ 程度の範囲で、道示IV8.7.4のフーチングの照査式が適用できるとしている。これにより、コンクリートの負担するせん断耐力の割増係数は6.4となり、結果せん断耐力10,194kNが期待で

表-3 地震時保有水平耐力計算結果

	橋軸方向		直角方向		
	P187-1	P196-1	P187-1	P196-1	
耐力 $\geq$	終局耐力	856	1,110	12,211	15,761
	初降伏耐力(鉄筋)	917	1,172	8,718	10,899
	ひびわれ耐力	1,122	1,104	13,196	12,986
	せん断耐力	3,404	3,404	1,819	1,819
	保有水平耐力	856	1,110	10,194	10,194
作用力 $\leq$	許容塑性率	310	99	1	1
	設計水平震度	0.4	0.4	1.75	1.75
	等価重量算出係数	0.5	0.5	1.0	1.0
	等価重量	1,750	1,947	2,550	2,663
	設計水平力	700	779	4,464	4,661
判定(但し $P_c > P_u$ )	○	○	○	○	

きることから、せん断がクリティカルにならず、保有水平耐力が作用力を上回ることとなる。

### 5.3 鋼 I 桁連結化部材設計

損傷原因を鑑み、疲労耐久性に配慮した設計を行った。表-4 に主な疲労対策概要を記す。

#### (1) 設計方針

本構造は 12mm 厚のデッキ PL とバルブ PL からなる一般的な鋼床版構造である。また設計活荷重は、B 活荷重とし L 荷重によるが、短支間であることを考慮して T 荷重を考慮する。また高欄部を連続化すると、施工足場が建築限界を犯すため、隣接する大阪市道側の路肩規制が必要となる。そこで大阪市道の交通流の影響が少なくなるよう、高欄部を除き連続化を実施した。

#### (2) 疲労耐久性を考慮した細部構造の検討

損傷の生じた掛け違い端支点構造の局所的な応力低減のため、構造部材である下フランジとソールプレートに厚くした。また荷重が集中する支点部まわりの隅肉溶接を廃し、完全溶け込み溶接とすることにより不溶着部に生じやすい応力集中箇所の形成を防止する。またソールプレートの接合も溶接を避け、高力ボルトを採用する。さらに構造部材の平面形状にも留意し、鋭角をなくしてフィレットを設ける。さらに既設構造にあった、剛性の急変がもたらす応力集中の要因とされている支承部まわりのスカラップは設けていない。

既設連続桁の中間支点部は桁・床版部は取替えないが、支承取替に際してソールプレートを高力ボルトによる取付方式とし、さらに横桁フランジとの局所的な応力低減を目的に、当て板補強とフィレット形状の適用を行う。

さらに連続化後の端支点部は、死荷重反力の増加が期待できないことから、死活荷重比が約 2.5 確保されるよう、端支部周辺にカウンターウェイトを 1 支承線に対して 200kN 設置した。

#### (3) 支承の設計

既設支承をタイプ B に全て取替えた。なお連続化後の中間支承部は分散沓に、端支点は POT 支承(鋼板の溶接集成組立構造)を採用した。また一般

表-4 詳細構造に対する主な疲労対策内容

着目部材	構造改良内容	期待する効果	備考
ソール PL	・隅肉溶接から高力ボルトに取付方法を改造	・応力集中低減	連続化取替部
主桁・横桁交差部(下フランジ部接続)	・突き合わせ溶接から、1枚鋼板から切り出した一体化構造に改造 ・当て板で主桁と横桁フランジを連結し高剛性化 ・板厚UP ・フィレット導入	・応力集中低減 ・応力低減	連続化取替部および既設中間連続化部
フランジとウェブの溶接	・下フランジとウェブの接合方法を、連続隅肉溶接から全断面溶け込み溶接に改造	・応力集中低減	連続化取替部
その他の構造	・ブラケット高up ・ブラケット部フランジを主桁下フランジと同一面内に構成を改造 ・スカラップ廃止	・応力集中低減	連続化取替部

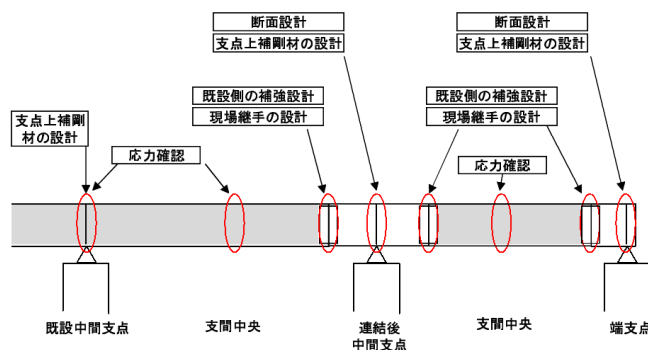


図-5 上部工照査のポイント

的に、直角方向は中間支点を分散に、端支点を変位拘束することが多いが、本橋は中間橋脚が直角方向の剛性が大きい壁式で、端橋脚は T 橋脚が採用されているため、中間支点を固定支承とする。

## 6. 施工方法

本工区付近は、大規模医療機関や官庁施設が集積している地域であることから工事に伴う交通流の影響が広域に発生することが予測された。そこで、交通への影響を最小限に抑えるため連続化作業を、東大阪線のフレッシュアップ工事時に他補修工事と合わせ集中的に実施した。さらに確実に



フレッシュアップ工事期間中に連続化施工が完了するよう、事前に主桁等の切断など本線規制を伴わず施工が可能な作業を実施した。

連続化作業は、作業ヤードの狭隘状況と作業工程を考慮し、25t ラフタークレーンを9台使用した（写真-5 参照）。既設鋼床版・鋼桁は、自動ガス切断機により5ブロックに分割切断し、撤去した。新設鋼床版・桁は、7ブロックに分割したものを、現地で穿孔し、添接接合した（図-6 参照）。また連続化の端支点部の死活荷重比改善を目的に、端支点4箇所周辺にカウンターウェイトを設置した。さらにカウンターウェイト設置後の各支承死荷重反力が、設計死荷重反力に出来る限り近づくように、支承設置高さ調整による支承反力調整を行った。支承設置高さは、各支承の死荷重反力測定結果と、解析で求めた100mm上げた時の反力影響値より決定し、高さはフィラプレートの設置量で調整した。

## さいごに

阪神高速道路は、1964年に開通して以来45年以上経過し、供用延長の30%以上が40年以上経過している。今後、本工事のような大規模改良工事による補修・補強工事も実施していくことで、弊社のスローガンである「先進の道路サービスへ」を実現していきたい。

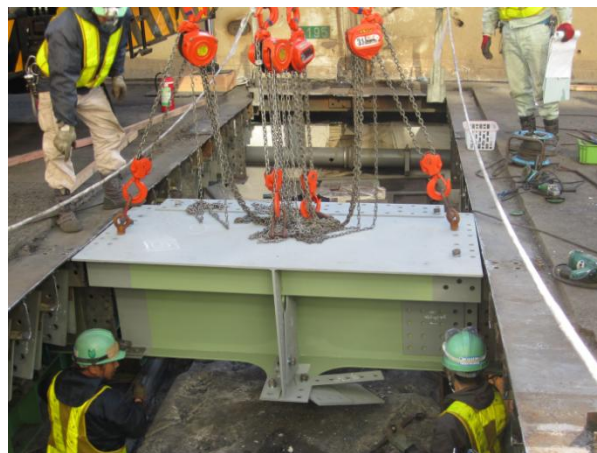


写真-6 連続化作業実施状況



写真-5 ラフタークレーン設置状況

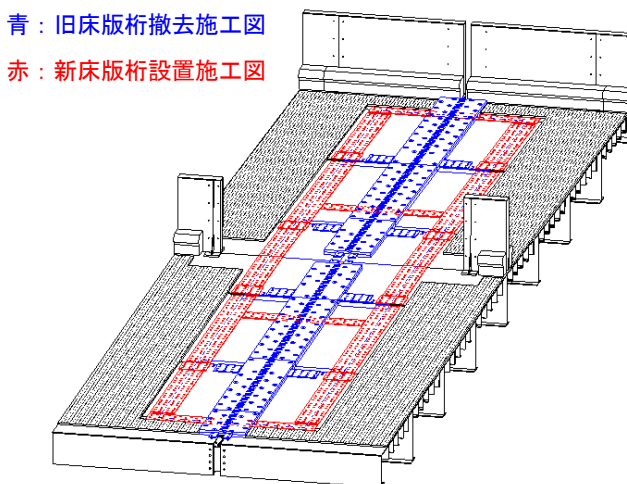
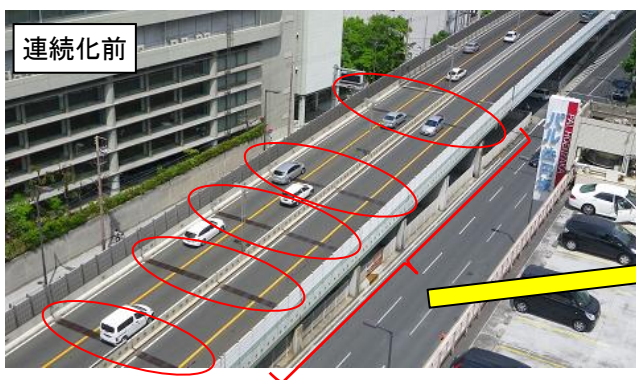


図-6 床版桁撤去・新設の分割状況



連続化前



連続化後

連続化により  
伸縮装置が撤去

写真-7 連続化による伸縮装置撤去状況



## 参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：阪神高速道公団 20 年史，1987.5.
- 2) 三木千壽，館石和雄，石原謙治，梶本勝也：溶接構造部材のスカラップディテールの疲労強度，土木学会論文集 No.483/I-26，pp.76-86，1994.1
- 3) 足立幸郎，徳増健，青木康素，諸角治，岩崎雅紀，大間知良晃：阪神高速道路で発生した鋼床版 I 桁き裂損傷の補修・補強対策(上)，橋梁と基礎 Vol.46，No.11，pp11-16，2012.11
- 4) 徳増健，青木康素，閑上直浩：東大阪鋼 I 桁損傷に対する補強対策設計について，阪神高速道路第 44 回技術研究発表会論文集，2012.5
- 5) 既設橋梁の耐震補強工法事例集，2005.4，(財)海洋架橋・橋梁調査会 編

## LARGE-SCALE STRUCTURAL IMPROVEMENT FOR THE PURPOSE OF FATIGUE DAMAGE RISK REDUCTION —ADOPTION OF SINGLE-BEARING CONNECTED GIRDER SYSTEM—

Ken TOKUMASU, Yukio ADACHI, Hirofumi HADAMA and Yuki TAKAI

The Hoenzaka section of the Hanshin Expressway Higashi Osaka Route (pier numbers: 187 to 192 and 192-1 to 197) passes over the ruins of Naniwanomiya Palace. For the purpose of protecting the historic site, the foundation of this section has a connected structure, and the superstructure consists of short-span orthotropic steel deck bridges. However, serious crack damage has occurred repeatedly to the steel girders near the bearings in this section. Causal problems were investigated, and a comparative study was conducted on several countermeasures, with fatigue durability taken into account. In order to achieve significant reduction of damage risk, the authors carried out large-scale structural improvement, adopting a single-bearing connected girder system which was the first application of this kind in this country.

徳増 健



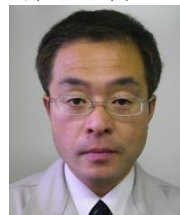
阪神高速道路株式会社  
大阪管理部 保全技報課  
Ken Tokumasu

足立 幸郎



阪神高速道路株式会社  
大阪管理部 保全技報課  
Yukio Adachi

葉玉 博文



阪神高速道路株式会社  
大阪管理部 保全工事課  
Hirofumi Hadama

高井 由喜



阪神高速道路株式会社  
大阪管理部 保全技術課  
Yuki Takai