

## 阪神高速 3 号神戸線の震災復旧工事の設計概要

長谷川敏之<sup>1)</sup> 奥田 貴敏<sup>2)</sup> 岡田 崇<sup>2)</sup> 篠田 隆広<sup>2)</sup>  
板橋 健一<sup>3)</sup> 本間 順<sup>3)</sup> 伊藤 哲也<sup>4)</sup> 東 博年<sup>2)</sup>

阪神高速道路 3 号神戸線は、全長 39.7km の道路で、1970 年の大阪万国博覧会開催に向けて、昭和 41 年から 45 年にかけて整備が進められたものであるが、今回の阪神・淡路大震災によって大きな被害を受けた。これらの被害を受けた構造物は、1971 年以前の旧耐震設計基準により設計がなされたもので、この区間の橋脚 1,075 本のうち 611 本が損傷を受けた。また、上部工においても同様に大きな被害を受けており、一部には落橋するものもあった。

この神戸線の下部工および上部工の復旧工事は、阪神高速道路公団から平成 7 年 5 月に一斉に発注されることになり、当社も 3 工区を受注した。今回の復旧工事の大きな特徴は、技術的には橋梁の損傷部の復旧と耐震性を向上させることにあるが、同時に何よりもこの 3 号神戸線が、阪神間の重要な幹線道路であるため、1 日も早い復旧が望まれるという緊急工事であることにあった。

この報告は、当社が受注した 3 工区の工事概要と、その復旧における設計の考え方を中心に記述するものである。

### 1. 全体概要

当社が受注した 3 工区の施工位置を図-1 に示すとともに、その概要について紹介する。

#### (1) 復旧第 11 工区

復旧第 11 工区の施工区間は、神戸市東灘区御影本町から同市灘区浜田町までの、総延長 1,168m となっている(図-1, <11>位置)。

ここは、国道 43 号上を高速道路が通っている区間であり、この 3 号神戸線が損傷を受ける以前の朝 7 時から 19 時までの 12 時間交通量は、3 号神戸線が 8 万 6000 台、国道 43 号が 6 万 5000 台であったため、3 号神戸線が通行止めになったことで連日交通渋滞が起きている区域である。

本工区の状況は、ピルツ構造の PC ゲルバー桁が、635m にわたって倒壊した地点から約 4km 西へ行ったところにあるが、コンクリート橋脚の傾斜

や上部工の一部に損傷はみられるものの、橋脚の倒壊や上部工の落橋等の致命的な被害はなかった。したがって、本工区の工事概要としては、既設構造物の補修および補強が中心となっているが、耐震性向上のための様々な対策がとられているのが大きな特徴となっている。

#### (2) 復旧第 18 工区

復旧第 18 工区の施工区間は、神戸市兵庫区松原通りから、震災直後に火災が相次いだ同市長田区の東尻池町までの、総延長 823m となっている(図-1, <18>位置)。

この区間は、国道 2 号と JR 和田岬線が交差するために国道 2 号が JR 上をオーバーパスする構造になっており、この国道 2 号との建築限界を確保するとともに、3 号神戸線の縦断線形のすりつけの関係から、平面線形を左右に振った上下線分離構造となっているところである。そのため本工

1) 大阪設計部設計二課係長 2) 大阪設計部設計一課 3) 東京設計部設計一課 4) 大阪設計部設計二課

区は、国道2号の中央分離帯上から両側に分かれて再度中央分離帯上に戻ってくるという、国道2号と複雑に交差する位置関係となっており、現地の施工条件が国道2号の規制関係に大きく左右され、この規制の関係から上下線同時施工することができないとともに、補修のためのベントの設置位置も制約を受けるものとなっている。

本工区の状況は、下部工が全て鋼製橋脚であったが、円形の単柱(T形)に座屈が集中していた。また、3径間連続鋼床版箱桁部の支承が破壊され、桁が橋脚の梁上に落下したために桁および橋脚の梁部分が大きな損傷を受けていた。

したがって、復旧においては、鋼製橋脚の耐荷力の向上と現地条件が厳しいなかでの桁および橋脚の補修の実施が大きな特徴となっている。

なお本工区は、駒井・神鋼建設工事共同企業体で受注した。

### (3) 復旧第24工区

復旧第24工区の施工区間は、神戸市須磨区磯馴町から同区松風町までの、総延長212mとなっている(図-1、〈24〉位置)。

ここは、JR山陽本線鷹取駅の西側の3号神戸線の西端に位置しているところにあり、復旧の対象構造物は、JR山陽本線と交差する3径間連続箱桁(RC床版)1連の復旧となっている。

復旧は上部工1連であるが、日本の鉄道の大動脈であるJR山陽本線上の作業となるため、工事安全には十分な注意をはらう必要があるとともに、その安全を期するための入念な協議や施工計画の検討が必要である。

本工区の状況は、連続桁の固定支承部のコンクリート橋脚に地震力が集中したため、その橋脚がせん断破壊され上部工が沈下するとともに、桁の一部が座屈を起こしていた。

復旧にあたっては、JR本線上の橋梁という条件から架け換えはできないということで、桁の補修および主桁の一部のブロックの取り替えで対応するものとし、地震時の作用力を低減する目的で、現在のRC床版を現地で鋼床版に取り替えることになった。

この報告では、本工区の大きな特徴である床版の取り替えの概要を中心に記載する。

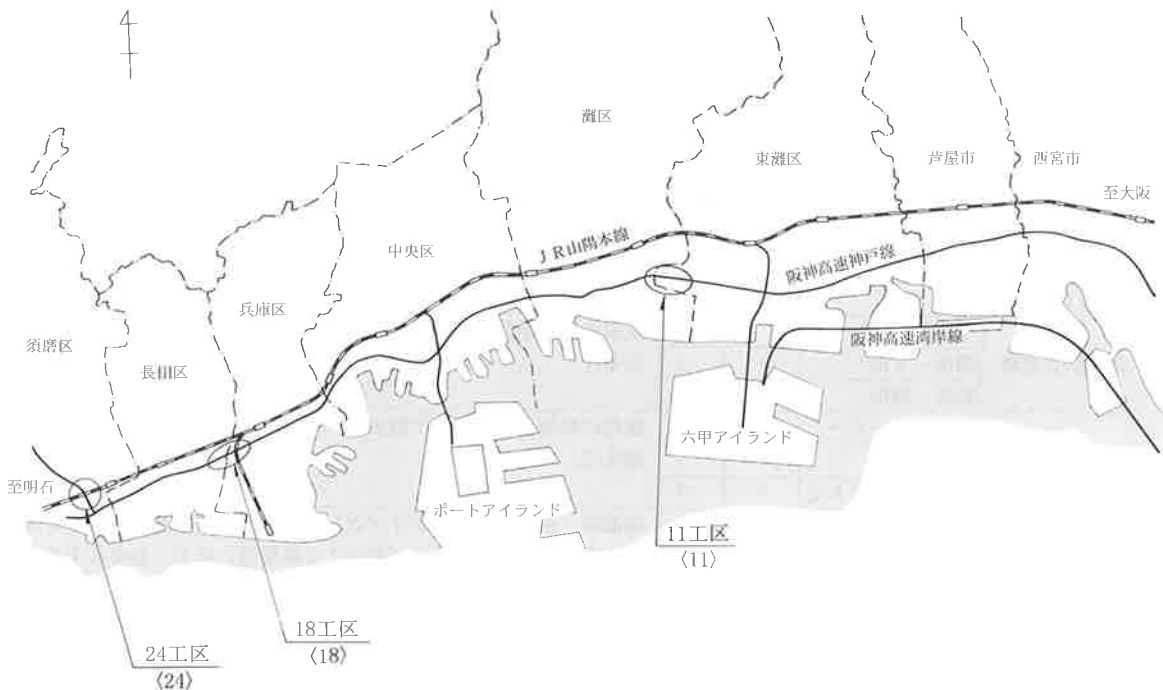


図-1 各工区の工事位置図

## 2. 復旧第11工区の概要

### 2.1 工事の概要

本工事は、橋脚の鋼製梁および上部工の補修、補強、支承の取り替え、落橋防止装置の設計・製作・現場施工を行うものである。

当工区は、御影地区の国道43号上で、騒音に対する地元対策の必要な区間である。

本工区の既設橋の形式を以下に示す。

#### 既設桁形式

- 鋼単純合成 I 桁 …… 21連
- 鋼単純合成箱桁 …… 3連
- 鋼 3 径間連続非合成箱桁 …… 1連

#### 既設橋脚形式

- コンクリート製 T 形橋脚 …… 27基

また、工事内容を表-1に示す。

### 2.2 鋼製梁の設計

#### (1) 基本構造

既設鉄筋コンクリート橋脚の再構築にあたって、柱部を鉄筋コンクリート構造とし、梁部を鋼構造とする複合構造が採用された。また、その梁部分を鋼製梁と称している(図-2参照)。

#### (2) 設計条件

脚 形 式：鉄筋コンクリート柱～鋼製梁複合 T 型橋脚 (円柱 9 基, 角柱 4 基)

上部工形式：単純合成鉄桁 (3, 5, 6 連結部)

単純合成箱桁, 3 径間連続箱桁

柱 高：9.08～13.16m

水平震度： $K_b=0.25$ (レベル 1)

柱 径：円柱  $\phi 3.4\sim 3.7$ m

角柱  $3.7\times(3.4\sim 4.0)$ m

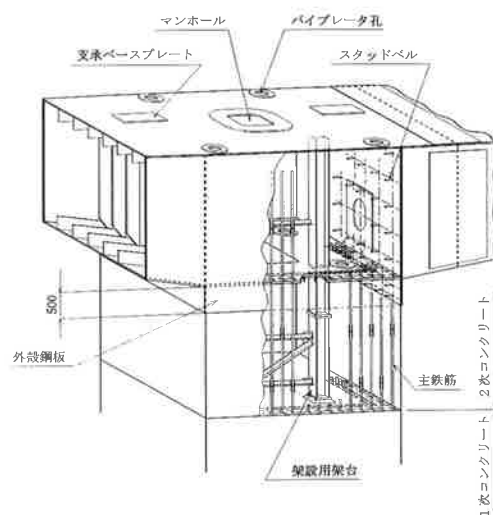


図-2 鋼製梁の設計

表-1 工事内容

		単 位	員 数	備 考
鋼 製 梁	丸 柱	基	9	工期短縮のため損傷した脚の柱部をコンクリート、梁部を鋼製として復旧した。当社では鋼製梁の施工を行う。
	角 柱	"	4	
桁 連 結		箇所	17	既設橋の耐震性を高めるため、単純 I 桁の腹板を連結する。
端 横 桁		支承線	8	端横桁の耐震性を高めるため、ニーブレース方式から充腹式の横桁に入れ替える。
連結部横桁		"	16	既設橋を端横桁部でジャッキアップするため、横桁を補強する。
落橋防止装置	I 桁-I 桁	箇所	2	既設の桁間連結装置を PC ケーブルを使用した連結装置に取り替える。
	箱桁-I 桁	"	4	
	箱桁-箱桁	"	2	
伸 縮 装 置	鋼製フィンガー	"	7	既設の伸縮装置はすべて撤去し、新規に製作した伸縮装置に取り替える。
	ゴ ム	"	1	
	ノージョイント化	"	17	
支 承	免 震	個	252	連続桁、連結桁は免震タイプとし、単純桁は M, F タイプのゴム杓に取り替える。負反力が発生する箇所は、BP-B 杓とする。
	M, F ゴム	"	32	
	BP-B	"	8	
排 水 装 置	上部工	式	1	損傷した箇所または、その他の工事のため撤去した部材は新規に製作し復旧する。
	下部工	箇所	22	
昇 降 梯 子		"	13	損傷した箇所または、その他の工事のため撤去した部材は新規に製作し復旧する。
非 常 階 段	補 修	基	1	
	撤 去	"	1	
上部工桁補修		箇所	10	主桁の損傷した箇所を切り取り、新材材に入れ替える。

主要鋼材：SM570, SM490Y, SS400, S10T  
 鉄筋：主鉄筋 D32, D35 3~4段  
 横拘束筋 D19, D22  
 充填 R C：膨張性混和材入り中流動性コンクリート (RN272B相当,  $\sigma_{ck}=270\text{kgf/cm}^2$ )

(3) 接合部の設計

接合部は、鉄筋コンクリート柱の主鉄筋を鋼製梁の隅角部内まで貫通させ、鋼製梁内充填コンクリートとの締結用アンカー筋と兼用させる構造とした。接合部の設計は、鉄筋コンクリート方式として計算を行うが、鋼からRC断面へ剛性が急変することによる複雑な応力分布に対し、隅角部断面を50cm程度下げることによって、応力伝達を円滑にするとともに、外殻鋼板が帯鉄筋として働くことで、コンクリートの圧壊防止およびせん断耐力の向上を図るものとした。

(4) 隅角部の設計

隅角部の設計は、通常の鋼製橋脚と同じようにせん断遅れの影響を考慮して行った。

隅角部内には、じん性の確保および耐荷力の向上を目的としてコンクリートを充填するが、断面計算においてはこれを無視するものとした。

また、隅角部の下フランジ(柱ダイヤフラム)においては、柱部主鉄筋の貫通による断面欠損を考慮して応力照査を行った。

(5) スタッドジベルの設計

隅角部のコンクリート充填区間には、スタッドジベルを設置し、鋼製梁からの力を鉄筋コンクリートに伝達させるものとした。このスタッドジベルは、施工性を考慮してD19×150を使用した。

スタッドジベルの配置は、鋼製梁の上フランジ下面を除いて最大間隔50cm以下とした。ただし、隅角部下フランジより下側については、フランジ面に水平せん断力に抵抗できる本数を配置するものとし、ウェブ面には口開きや局部圧壊の防止のため、最大間隔30cm以下で配置した。

2.3 連結(ノージョイント)工法の設計

主桁の連結工法は、隣接する既設の単純合成I桁の主桁腹板間を連結板により連結させることによって、活荷重、温度変化および地震時に対して

連続桁の挙動をさせるものである。

この場合支承は、温度変化に対して桁が自由に伸縮できるように固定支承を可動できるようにするとともに、橋軸方向の地震時上部工慣性力を各橋脚に分散させるために、免震支承を採用した。

図-3に、主桁連結部の構造を示すとともに、以下に主桁連結工法の設計方針について述べる。

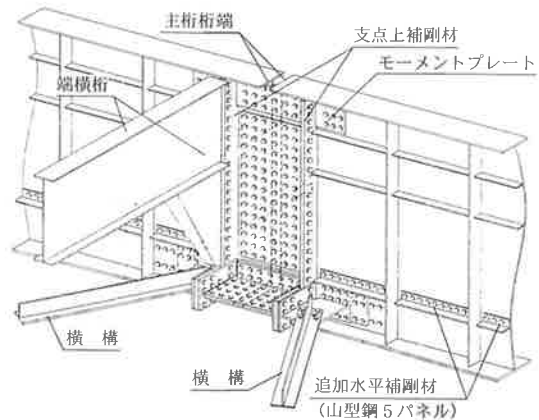


図-3 桁端連結構造

(1) 断面力の算出

- ①断面力は、変形法による格子計算によって算出した。また、剛度や死荷重などは竣工時の設計計算書および竣工図から算出したが、連結部の剛度については図-4に示すよう設定した。
- ②死荷重によって発生する断面力は、連結前の構造系(単純桁)で算出し、活荷重によって発生する断面力は、連結後の構造系で算出した。
- ③連結後の断面力の算出は、弾性支承の鉛直バネの影響を支承鉛直バネ定数として格子計算に考慮して行った。

支承鉛直バネ定数：50,000tf/m/脊

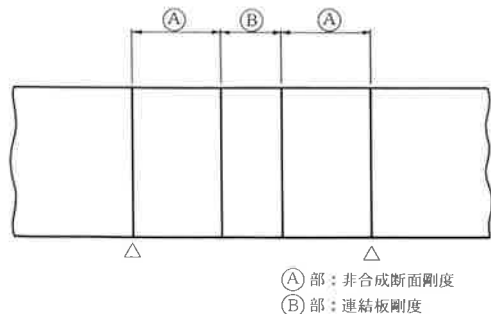


図-4 連結部の剛度

(2) 連結板の構造および応力照査

- ①連結部の構造には、シャーププレート方式と、シャーププレート+モーメントプレート方式があるが、本工区では応力集中が少なく、全体の高力ボルト本数を少なくできるシャーププレート+モーメントプレート方式を採用した。
- ②桁連結部では、床版およびフランジが分断されるため、連結板に応力集中が発生する。この応力集中による応力度増分は、母材のフランジ力および連結板の板厚に関係すると考えられている。そこで、既存の実験結果による応力度増分を参考にして、フランジ力および連結板の板厚比から、応力集中による応力度増分  $\Delta\sigma$  を次式によって算出した。

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_r \times \frac{(F/t)}{(F/t)_r}$$

ここに、

- $\Delta\sigma$  : 応力度増分 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $\Delta\sigma_r$  : 実験結果による応力度増分 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $F$  : フランジ力 ( $\sigma_r \times A_r$ ) (kgf)
- $\sigma_r$  : フランジの応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)
- $A_r$  : フランジの断面積 (cm<sup>2</sup>)
- $t$  : 連結板の板厚 (cm)
- $r$  : 実験データを示す

なお、この実験値としては、「既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き(案)」(平成7年1月(財)道路保全技術センター)に示される表-2の値を用いた。

表-2 実験結果

		単位	U. Flg側	L. Flg側
母材	作用曲げモーメント $M$	t・m	-98.55	
	フランジ断面	mm	340×16	270×20
	作用応力度(梁理論) $\sigma$	kgf/cm <sup>2</sup>	730	-735
連結板	フランジ力 $F$	kgf	39,697	-39,697
	連結板の板厚 $t$	mm	28	14
	作用応力度(梁理論) $\sigma$	kgf/cm <sup>2</sup>	631	-664
	作用応力度(実験値) $\sigma_r$	kgf/cm <sup>2</sup>	929	-1,096
	応力度増分 $\Delta\sigma$	kgf/cm <sup>2</sup>	298	-432

(3) 既設桁の照査

- ①負の曲げモーメント部(連結部付近の主桁断面)に対する照査  
連結後に作用する活荷重および死荷重に対しては、連続桁としての挙動をするため、中間

支点部(連結部)近傍に負の曲げモーメントが発生するが、主桁腹板の圧縮側に水平補剛材を追加することで、座屈に対する補強を行った。

②正の曲げモーメント部(支間中央付近の主桁断面)に対する照査

主桁連結後の活荷重による正の曲げモーメントが作用する領域は、連結前より小さくなり、その値も減少する。また、連結後の死荷重による正の曲げモーメントが新たに発生するが、その値より活荷重の減少分の方が大きいため、正の曲げモーメントに対する主桁断面の照査は省略した。

(4) 連結部の必要ボルト本数の決定

通常の主桁ウェブなどの連結計算では、作用応力度と、全強の75%との大きい方の応力度に対して、各ボルトの分担幅から各位置における必要ボルト本数を決定する。

しかし、桁連結部については、主桁断面+連結板断面(モーメントプレート)の応力度に加えて、連結部の応力集中による付加応力を考慮して、連結板の板厚を決定(増厚)している。

そのため、この連結板の全強の75%に対して必要ボルト本数を算出した場合、連結板の耐力以上の過剰なボルト本数となってしまふ。したがって、連結板の必要ボルト本数は、連結板に発生する付加応力も考慮した作用応力度を用いて決定した。

2.4 支承の選定および取り替え

(1) 支承の選定

支承の選定においては、橋梁の長周期化および免震効果を期待して、免震支承または反力分散支承を用いることを原則とし、ゴム支承を用いることで上部構造を弾性的に支持し、水平力の分散化をはかることを基本として復旧(支承の取り替え)を行った。

今回の復旧工事では、免震ゴム支承を用いて上部工の固有周期の増大と減衰性能の向上を評価し、地震による慣性力の低減をはかることを「免震設計」と定義し、その場合の支承を「免震支承」と定義した。これに対してゴム支承を用いるが、地震力の低減までは考慮せず、反力の分散効果のみを期待することを「反力分散設計」と定義し、その場合の支承を「反力分散支承」と定義した。こ

の際の免震ゴム支承の減衰機能は、付加的な耐震安全性として考えるものとした。

以下では、本工区で選定した支承の適用条件について記載する。また、図-5に支承の選定フローを示す。

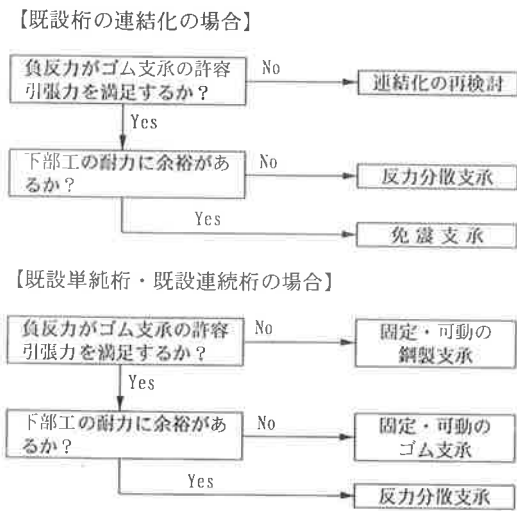


図-5 支承の選定フロー

図-5のフローに従って選定した結果、既設上部工を連結・連続化する区間については、すべて免震支承となった。連結・連続化できない単純桁の区間については、免震設計が多径間連続桁を基本としており、単純桁においては効果が少ないこと

や、個々の遊間などの調整が困難であることから反力分散支承を用いた。また、既設連続桁の箇所には、反力分散支承を用いることを原則とした。ただし単純桁および既設連続桁において、下部工の余剰耐力の不足などによって反力分散支承を用いることが困難な場合は、従来の支承条件を踏襲した固定・可動ゴム支承または鋼製支承を採用した。その場合、固定・可動のゴム支承の適用性を先ず検討し、採用が困難な場合にのみ鋼製支承を用いた。また鋼製支承としては、維持管理性に優れるとともに、衝撃音の発生を抑制することができる密閉ゴム支承板支承(BP-B支承)を用いた。

3号神戸線の既設箱桁の大部分は、2主桁で1・BOX-2・SHOEの構造となっており、連続箱桁の端支点では、今回の復旧時に新たに考慮する死荷重の増加やB活荷重の載荷などによって、負反力が生じる可能性がある。このような箇所にゴム支承を用いる場合には、表-3に従って照査を行い、満足しない場合には鋼製支承を用いるものとした。

表-3 ゴム支承の許容引張応力度

負反力の生じる荷重ケース	ゴム支承適用の可否	適用時の許容引張応力度
死荷重	×	
死荷重+活荷重	×	
死荷重+風荷重	○	10kgf/cm <sup>2</sup>
負反力照査式 道示4.1.1~4.1.3式	○	20kgf/cm <sup>2</sup>

表-4 各震度レベルにおける支承の設計条件

【免震支承（反力分散支承）】			
地震レベル	レベルⅠ地震に対して	レベルⅡ地震に対して	レベルⅢ地震に対して
水平震度	$K_h=0.23(0.25)$	$K_h=0.68(0.85)$	動的応答解析による照査
上揚力	$K_v=0.1$	$K_v=0.1$	$K_v=0.2$
免震ゴム	・せん断ひずみが150%以下であること	・せん断ひずみが250%以下であること	・破断しないこと
ゴム固定装置 せん断キー セットボルト	・割増しを考慮した許容応力度以下であること $\epsilon \leq 1.5 \epsilon_a = 1.5 \epsilon_v / 1.7$	・崩壊しないこと $\epsilon \leq \epsilon_v$	・崩壊しないこと ・応答ひずみが下記以内であることを照査すること $\epsilon \leq 0.05$
橋軸方向 ストッパー	・設置しない ・この方向には免震ゴムで抵抗する	・設置しない ・この方向には免震ゴムで抵抗する	・設置しない ・この方向には免震ゴムで抵抗する
橋軸直角方向 ストッパー	・設置し拘束する ・レベルⅠで破断寸前であること $\epsilon \approx 0.85 \epsilon_u$	・移動制限装置は破断するためこの方向には免震ゴムで抵抗する	・移動制限装置は破断するためこの方向には免震ゴムで抵抗する
鉛直方向 移動防止装置	・セットボルトを通じて免震ゴムの弾力で吸収できるものと考え、特別な装置は設置しない	・セットボルトを通じて免震ゴムの弾力で吸収できるものと考え、特別な装置は設置しない	・セットボルトを通じて免震ゴムの弾力で吸収できるものと考え、特別な装置は設置しない
アンカーボルト	・割増しを考慮した許容応力度以下であること $\epsilon \leq 1.5 \epsilon_a = 1.5 \epsilon_v / 1.7$	・崩壊しないこと ・応答ひずみが下記以内であることを照査すること $\epsilon \leq 0.01$	・崩壊しないこと ・応答ひずみが下記以内であることを照査すること $\epsilon \leq 0.05$

(2) 支承の設計条件

表-4に各震度レベルにおける支承の設計条件を示す。ここで、レベルⅠ地震は震度法レベル、レ

ベルⅡ地震は地震時保有水平耐力に相当するレベル、レベルⅢ地震は今回の震災レベルの地震を示す。

【固定・可動ゴム支承】

地震レベル	レベルⅠ地震に対して	レベルⅡ地震に対して	レベルⅢ地震に対して
水平震度	$K_h=0.25$	$K_h=0.85$	
上揚力	$K_v=0.1$	$K_v=0.1$	
免震ゴム			
固定支承	橋軸方向 固定装置	・設置し拘束する ・全上部工慣性力を負担する ・割増しを考慮した許容応力度以下であること	・設置し拘束する ・全上部工慣性力を負担する ・終局強度以下であり崩壊しないこと
	橋直方向 固定装置	・設置し拘束する ・上部工慣性力の1/2を負担する ・割増しを考慮した許容応力度以下であること	・設置し拘束する ・上部工慣性力の1/2を負担する ・終局強度以下であり崩壊しないこと
	鉛直方向 固定装置	・ゴムの弾力で吸収できるものと考え設置しない	・ゴムの弾力で吸収できるものと考え設置しない
可動支承	橋軸方向 移動制限装置	・ゴムの弾力で吸収できるものと考え設置しない	・ゴムの弾力で吸収できるものと考え設置しない
	橋直方向 固定装置	・設置し拘束する ・上部工慣性力の1/2を負担する ・割増しを考慮した許容応力度以下であること	・設置し拘束する ・上部工慣性力の1/2を負担する ・終局強度以下であり崩壊しないこと
	鉛直方向 固定装置	・ゴムの弾力で吸収できるものと考え設置しない	・ゴムの弾力で吸収できるものと考え設置しない
セットボルト アンカーボルト	・割増しを考慮した許容応力度以下であること $\varepsilon \leq 1.5 \varepsilon_a = 1.5 \varepsilon_y / 1.7$	・降伏するも崩壊しないこと	

【鋼製支承】

地震レベル	レベルⅠ地震に対して	レベルⅡ地震に対して	レベルⅢ地震に対して
水平震度	$K_h=0.25$	$K_h=0.85$	
上揚力	$K_v=0.1$	$K_v=0.1$	
支承本体			
固定支承	橋軸方向 固定装置	・設置し拘束する ・全上部工慣性力を負担する ・割増しを考慮した許容応力度以下であること	・設置し拘束する ・全上部工慣性力を負担する ・終局強度以下であり崩壊しないこと
	橋直方向 固定装置	・設置し拘束する ・上部工慣性力の1/2を負担する ・割増しを考慮した許容応力度以下であること	・設置し拘束する ・上部工慣性力の1/2を負担する ・終局強度以下であり崩壊しないこと
	鉛直方向 固定装置	・設置し拘束する ・割増しを考慮した許容応力度以下であること	・設置し拘束する ・終局強度以下であり崩壊しないこと
可動支承	橋軸方向 移動制限装置	・温度伸縮の変位を上回る遊間をもって設置し、過大な移動を制限する ・支点上の水平力の1.5倍の力に対し割増しを考慮した許容応力度以下であること	・温度伸縮の変位を上回る遊間をもって設置し、過大な移動を制限する ・支点上の水平力の1.5倍の力に対し終局強度以下であり崩壊しないこと
	橋直方向 固定装置	・設置し拘束する ・上部工慣性力の1/2を負担する ・割増しを考慮した許容応力度以下であること	・設置し拘束する ・上部工慣性力の1/2を負担する ・終局強度以下であり崩壊しないこと
	鉛直方向 固定装置	・ゴムの弾力で吸収できるものと考え設置しない	・ゴムの弾力で吸収できるものと考え設置しない
セットボルト アンカーボルト	・割増しを考慮した許容応力度以下であること $\varepsilon \leq 1.5 \varepsilon_a = 1.5 \varepsilon_y / 1.7$	・降伏するも崩壊しないこと	

### (3) 沓座の復旧方法

支承の取り替えに伴って、沓座の復旧が必要になってくるが、沓座の復旧は、下記に従って行った。

- ①沓座は、ベースプレート構造を基本とするが、復旧線形における縦断勾配等の関係で沓座高が高くなる場合には、鋼製の台座構造とした。
- ②下沓とベースプレートの連結は、溶接で行った。
- ③ベースプレートと下部構造の連結は、図-6に示すように、下部構造がコンクリート橋脚の場合には、アンカーボルトと溶接にて連結し、鋼製橋脚の場合には、梁のフランジとベースプレートを溶接で連結した。

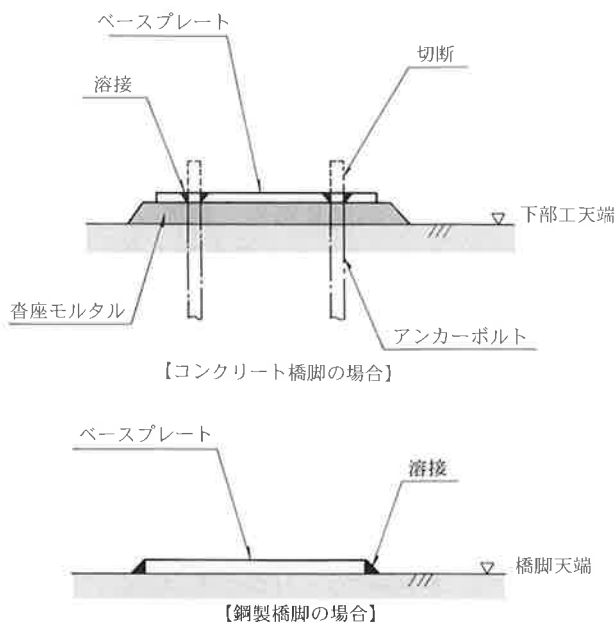


図-6 ベースプレートと下部工の連結

### (4) アンカーボルトの照査と設計

既設アンカーボルトの照査および新設(増設)アンカーボルトの設計は、以下の要領で行った。

- ①水平力は、全てのアンカーボルトで均等に負担するものとし、アンカーボルトのせん断応力度のみで抵抗すると考える。
- ②上揚力に対しては、アンカーボルトの引張応力度とコンクリートの付着応力度の照査によって安全性の確認を行う。
- ③既設アンカーボルトを再利用する場合には、目視、たたき、超音波探傷および引抜き試験などにより健全度の確認を行う。
- ④既設アンカーボルトのみで水平力に抵抗でき

ない場合には、図-7に示すようにスタッドジベルを追加し、アンカーボルトとスタッドジベルのせん断応力度で抵抗すると考える。

- ⑤既設アンカーボルトのみで抵抗できない場合には、新設アンカーボルトまたはケミカルアンカーの追加を行う。

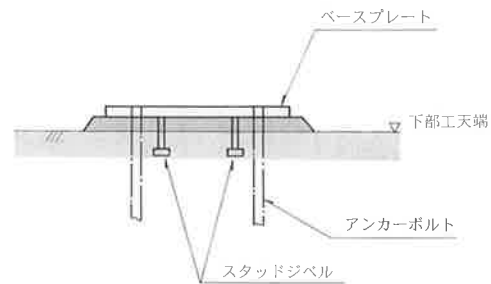


図-7 スタッドジベルの増設

## 2.5 落橋防止装置の設計

落橋防止装置は、レベルⅡ(地震時保有水平力レベル)を超える地震時において、支承が機能を失った時点で作用し、橋梁が橋脚天端から逸脱して落橋することを防止する目的で設置する。

橋軸方向落橋防止装置の設置については、

- ①阪神公団の「けた間連結基準」に基づいて設計した「桁間連結装置」(従来のタイプ)
- ②PCケーブルを使用した連結装置(以下「ケーブル連結装置」と称する)

の2種類を併設することを基本とするが、免震支承または反力分散支承の場合は、レベルⅡを超える地震時に対してもその機能は健全であり、一つの落橋防止装置と考えられるため、免震支承または反力分散支承が設置されている場合には、「桁間連結装置」は設置しないものとした。

橋軸直角方向の落橋防止装置の設置については

- ①ランプ桁など幅員が狭い橋梁の端支点および中間支点部
- ②斜角60度以下の斜橋の端支点部
- ③半径100m以下の曲線橋の端支点部

の場合に設置するものとしたが、本工区においては、その該当橋梁がないため、落橋防止装置の設置は橋軸方向のみとした。

表-5に橋軸方向落橋防止装置の設置の考え方を示す。

また、以下に落橋防止装置について設計条件を示す。ただし、桁間連結装置については、既往の阪神公団設計基準どおりとし、ここではケーブル



連結装置についてのみ記載する。

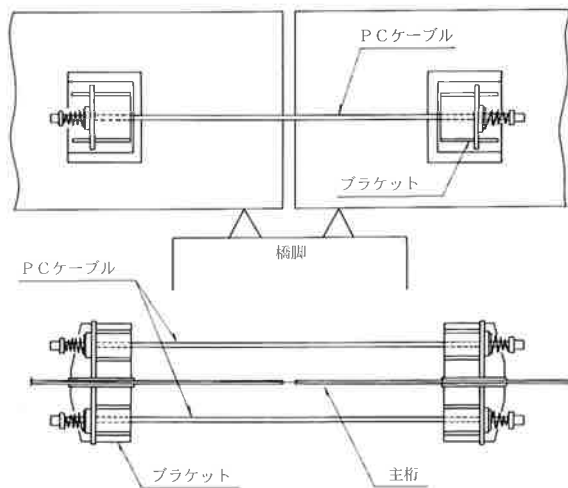
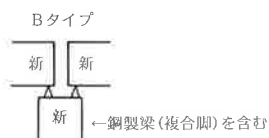
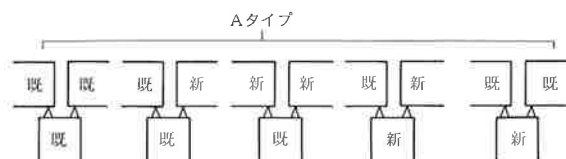
1) 設計荷重

ケーブル連結装置の設計荷重は、主桁が支承から落下する場合に作用する荷重を想定し、次

表-5 橋軸方向落橋防止装置の設置の考え方

支承のタイプ	上・下部工の状況	S <sub>E</sub> の確保	新設の落橋防止装置			優先順位
			既設連結装置	ケーブル連結装置	橋軸方向ストッパー	
免震(分散)支承を含む場合	Aタイプ	○	×	◎	◎	1
	および Bタイプ	○	×		◎	2
免震(分散)支承を含まない場合 (Aタイプ)	既設桁を含む場合	○	○	◎	◎	1
	(P, M支承)	○	○		◎	2
	新設桁どおしの組合せ (Bタイプ)	○	×	◎	◎	3
査高の高い支承 (ピン・ローラー支承, ピボット支承)	—	○	○	◎	△	1
支承タイプの種別なし	形式規模が大きく異なる場合	○	×	×	◎	1
		○	×	×	◎	2

○: 復旧する ◎: 新設する  
 ×: 撤去または新たに取付けない △: できるかぎり取付ける



式によって算出した。

$$P = R_d$$

ここに、P: 主桁1本あたりの設計荷重(tf)

R<sub>d</sub>: 上部工の死荷重反力(tf)

2) 移動可能量

ケーブル連結装置の移動可能量は、レベルⅡの地震時における支承の移動可能量以上を確保するものとした。すなわち、下記のいずれか大きい方の値を用いた。

- ・大きい方の支承ゴム厚の350% + 20mm {免震(分散)支承 + 免震(分散)支承の場合}
- ・支承中心位置から橋脚天端までの距離 S<sub>E</sub> の1/2

3) 許容荷重

PC鋼材の許容荷重 P<sub>a</sub>としては、下記のいずれか小さい方の値を用いた。

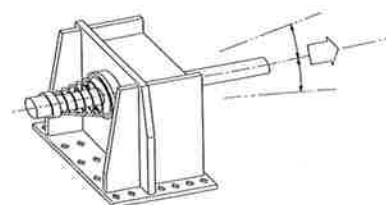
$$P_a = 0.6 \times P_u \text{ (引張荷重)}$$

$$P_a = 0.75 \times P_y \text{ (降伏荷重)}$$

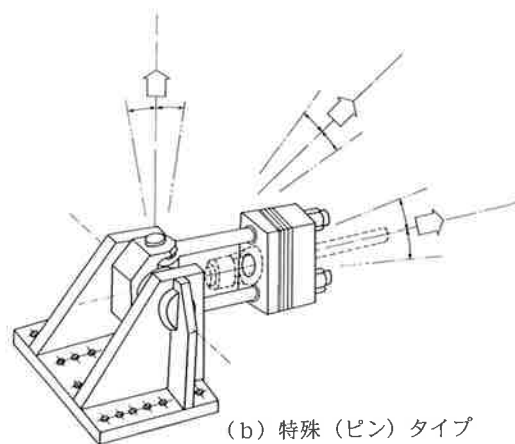
4) ケーブル定着部

PCケーブルの定着部は、鋼製ブラケット(図-8(a))を用いるものを基本タイプとし、主桁には、高力ボルトを用いて連結させる構造とした。

また、隣接の構造の関係から取付けが困難であったり、補強部材が大きくなる箇所については、特殊(ピン)タイプの構造のものを採用した(図-8(b))。



(a) 復旧仕様(基本)タイプ



(b) 特殊(ピン)タイプ

図-8 ケーブル連結装置

### 3. 復旧第18工区の概要

#### 3.1 概要

本工区の施工範囲は、図-9に示すP576～P591の区間で、工事区間における既設橋の形式は、以下となっている。

- ①鋼単純合成 I 桁 18連
- ②3径間連続鋼床版桁 4連
- ③T型単柱(円形)鋼製橋脚 14基
- ④門型3柱鋼製橋脚 8基

工事内容は、表-6に示す工種となっている。

表-6 工事内容

項目	数量	備考
3径間連続鋼床版 I 桁工(再構築)	4 連	S579～S581, S582～S584
桁端補強工(支承取り替え含む)	4 連	S585～S587, S588～S590
落橋防止工	28箇所	P577～P579, P582, P585, P588, P591
端横桁補強工	12箇所	S576～S578
単注鋼製橋脚工(再構築)	7 基	P580, P583(D), P584, P585
支承取り替え工	52 基	S576～S578
橋脚補修・補強工	15 基	再構築鋼製脚を除く
桁(中間支点部)補修工	4 連	S585～S587, S588～S590

#### 3.2 鋼製橋脚の設計

##### (1) 設計条件および一般図

本工区の鋼製橋脚の形式と工種の別を、表-7に記載する。

また、再構築(7基)の設計条件を以下に示す。

- 形式 : T型単柱鋼製橋脚(円形断面柱)
- 高さ : 13.942m～16.506m
- 上部工形式 : 鋼3径間連続鋼床版 I (箱)桁
- 設計水平震度 : 橋軸方向  $K_h=0.2$  (JR上 0.25)
- 橋直方向  $K_h=0.25$

表-7 鋼製橋脚の形式と工種

橋脚形式	橋脚番号	柱断面形状	工種		
			再構築	補修	補強
ラーメン	神 P577	矩形		○	○
ラーメン	神 P578	"		○	○
ラーメン	神 P579	"		○	○
T型	神 P580	(上) 円形	○		
		(下) "	○		
T型	神 P581	(上) "		○	○
		(下) "		○	○
T型	神 P582	(上) "		○	○
		(下) "		○	○
T型	神 P583	(上) "		○	○
		(下) "	○		
T型	神 P584	(上) "	○		
		(下) "	○		
T型	神 P585	(上) "	○		
		(下) "	○		
T型	神 P586	(上) "		○	○
		(下) "		○	○
ラーメン	神 P587	矩形		○	○
ラーメン	神 P588	"		○	○
ラーメン	神 P589	"		○	○
ラーメン	神 P590	"		○	○
ラーメン	神 P591	"		○	○

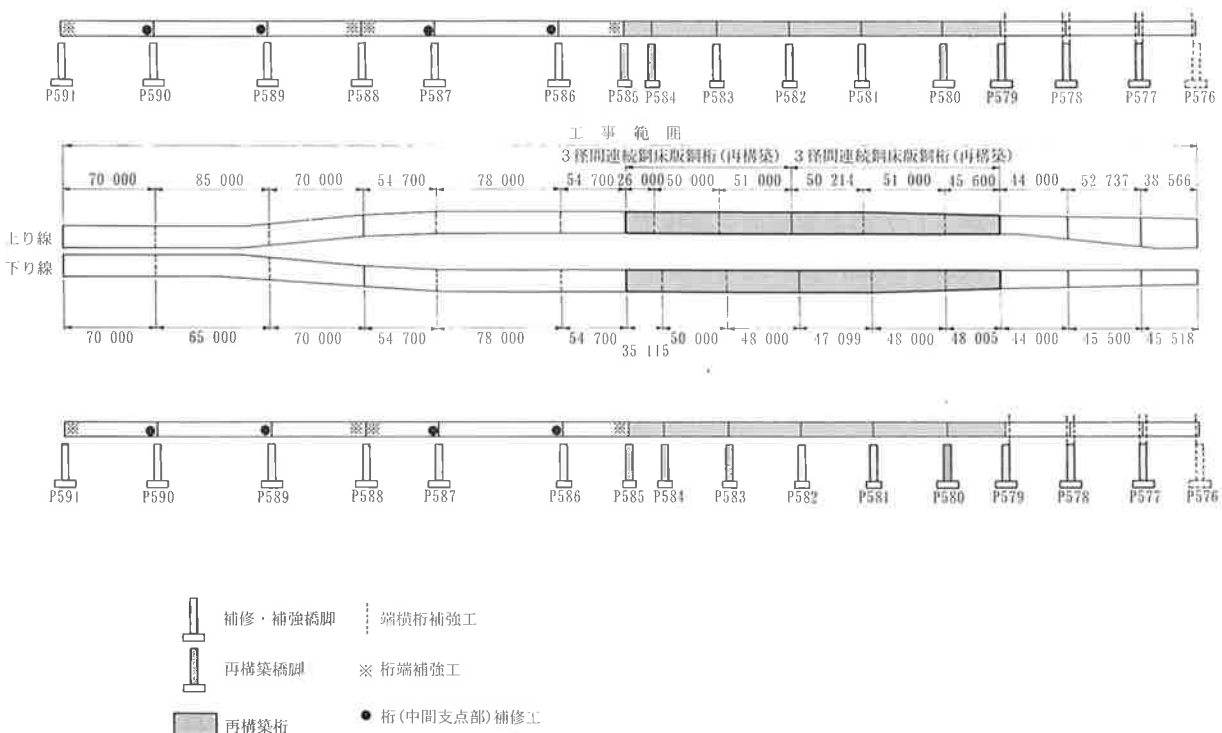


図-9 18工区工事範囲

衝突荷重 : 橋軸方向 100 Tonf  
 橋直方向 50 Tonf  
 主要鋼材 : SM490Y, SS400, S10T  
 適用示方書 : 阪神高速道路公団 設計基準  
 3号神戸線 復旧設計要領(案)  
 鋼製橋脚の再構築設計資料(素案)  
 道路橋示方書・同解説

(2) 設計方針

ここでは、再構築鋼製橋脚の設計方針について記述する。

再構築の設計にあたっては、「鋼製橋脚の再構築設計資料(素案)」に準拠して行うものとした。また、断面決定は、通常の鋼製橋脚と同じ要領で行うものとするが、決定した断面に対して以下の手順で照査を行った。

1) レベル I (震度法)による照査は、「3号神戸線復旧設計要領(案)」の寸法規定値を遵守して、鋼単独断面として設計を行った。

ただし、本工区再構築を行うT型単柱橋脚は円形断面であるため、矩形断面を前提とした設計要領(案)をそのまま適用することができない。したがって、下記の条件を満足させることで「素案」を適用することにした。

①「素案」で、「終局状態で局部座屈を考慮しなくてよい」ための条件として、道示Ⅱ12.3に規定されている「局部座屈による許容応力度の低減の必要のない鋼管のR/tの規定」を用いる。

②円周方向のたわみ波形の進展防止として、鋼管の内側に縦リブを配置する。

この縦リブは、柱としての必要剛度を確保できる断面とし、Perry-Robertson 式で算出する。

2) レベル II (大地震に対して)の照査は、地震時保有水平耐力の照査として行った。

図-10に、本設計に用いた地震時保有水平耐力の照査フローを示す。また、アンカー基部についても地震時保有水平耐力の照査を行い、耐力の不足する基部については、増しアンカーの処置を行い耐力の確保を行った。

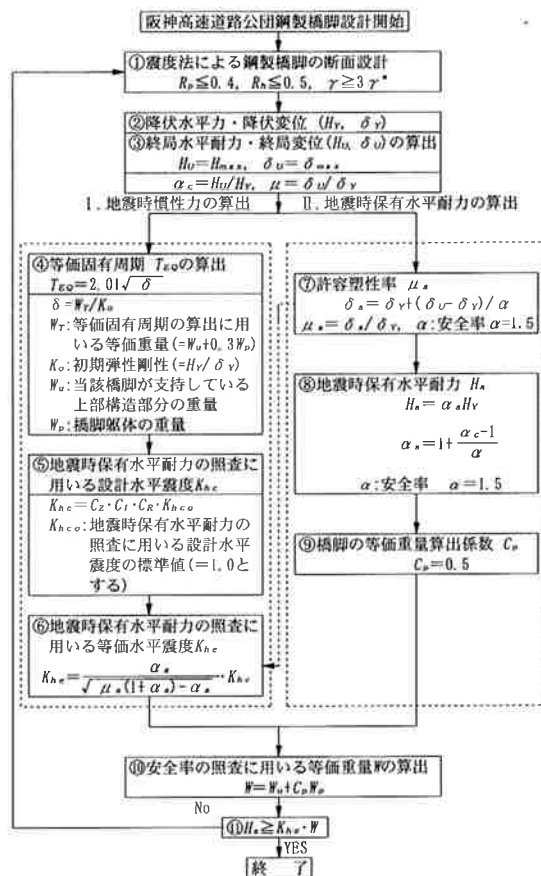


図-10 地震時保有水平耐力の照査フロー

3.3 拡幅ブラケットの設計

上部工の落橋を防止するために、上部工の桁間に耐震連結装置を設置するとともに、上部工の桁端から下部構造頂部縁端までの桁の長さが、道示V 7.2.3の式 7.2.1を満足しない場合には、下部構造頂部縁端の拡幅を行った(S<sub>E</sub>の確保)。

(1) 桁かかり長(S<sub>E</sub>)の照査

桁かかり長(S<sub>E</sub>)の照査としては、下記の2つの式の大きい方の値を用いて行った。

①道路橋示方書 耐震設計編より  

$$S_{E1} = 70 + 0.5 \times L \quad (L \leq 100)$$
 L : 支間長(m)

②道路橋の免震設計法マニュアル(案)より  

$$S_{E2} = 70 + U_B$$
 U<sub>B</sub> : 免震装置の設計変位(m)

本工区においては、全て S<sub>E1</sub> > S<sub>E2</sub> のため S<sub>E1</sub> にて照査を行った。

この S<sub>E</sub> を満足しない場合の拡幅は、鋼製のブラケットを橋脚の頂部に取り付けることで行うが、本工区においては、全ての桁端部で S<sub>E</sub> が不足す

る結果となったため、端支点になる全ての橋脚に鋼製のブラケットを設置するものとした。

拡幅量の決定においては、上記照査の他に設置するブラケット上で上部工のジャッキアップを行う場合には、その作業スペースを考慮した大きさとした。

また、橋脚の両側においては、大きい方の支間長の値を用いて、同じ量だけ拡幅を行った。

(2) 設計荷重

拡幅ブラケットの設計荷重としては、以下のものを考えた。

①上部工移動時荷重

上部工が、拡幅部先端まで移動した状態を想定し、死荷重反力を支持できる構造とした。この場合の荷重は死荷重とし、死荷重の不均等荷重として 1.5 を考慮するとともに、許容応力度の割り増しとして、地震時の 1.5 を考慮した。また、荷重載荷位置は、ブラケット先端とした。

②ジャッキアップ作業時荷重

設置するブラケットにおいて、ジャッキアップに際してその部分を利用する場合には、ジャッキアップ作業時の荷重を考慮した。この場合の荷重は死荷重と活荷重とし、不均等荷重として 1.5 を考慮するとともに、許容応力度の割り増しとして、架設時の 1.25 を考慮した。

(3) 詳細構造

断面および構造の決定は、以下の要領で行った。

- ①鋼製ブラケットは、十分な剛性をもたせるため、各部材の最小板厚を  $t=22\text{mm}$  とした。
- ②ブラケットの取り付け範囲は、T型単柱橋脚については梁全面とし、ラーメン橋脚については、維持管理作業を考慮して上部工の外側ウェブより 800mm 以上張り出して設置した。
- ③既設橋脚への現地取り付けとなるため、作業性を十分検討するものとし、取り付けは現場溶接で行った。

今回の取付けの一例を、図-11 に示す。

3.4 損傷部の補修要領

現地調査を行い、上部工および橋脚の損傷程度を各々タイプ別に分けて、補修方法の決定を行った。

補修方法の決定は、以下の阪神高速道路公園の資料によって行った。

「既設鋼上部工の補修・補強設計及び施工要領(案)」

「既設鋼製橋脚の補修・補強設計及び施工要領(案)」

(1) 上部工の補修方法

損傷部の現地調査結果から、図-12 の上部工補修方法の選定フローに基づいて、補修方法の決定を行った。補修方法の内容については、表-8 に示す。

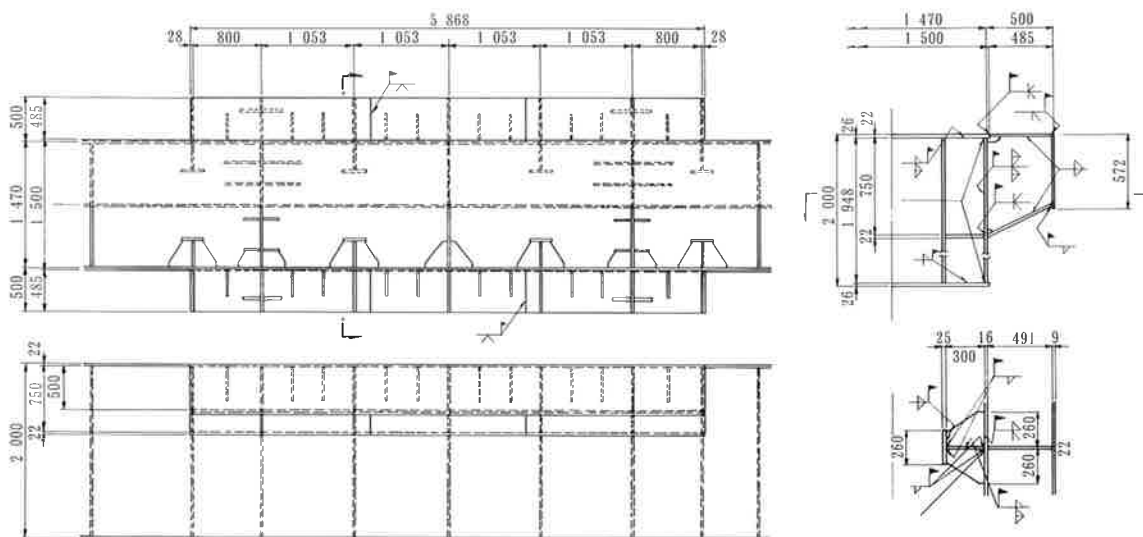


図-11 拡幅ブラケットの取付け例

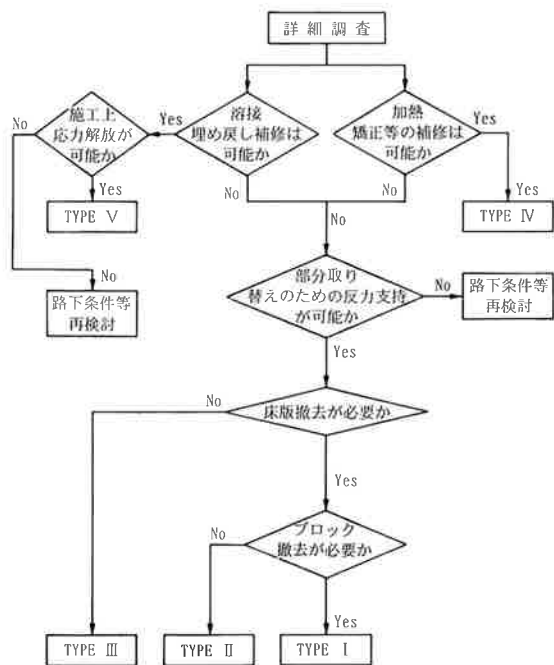


図-12 上部工の補修方法の選定フローチャート

3径間連続鋼床版箱桁の補修に関しては、国道2号の規制の関係からベントの設置位置に制約があった。

また、損傷の大きい中間支点部の補修は、パイパス材を取り付けることができないため、各ベント位置の反力管理によって、補修箇所を無応力状態にして行うものとした。

ジャッキアップにおけるジャッキ受け時から仮受け(サドル)移行時の反力変動を考慮して、最終調整後の反力の確認には、ロードセルを用いた。

参考として、3径間連続鋼床版箱桁の補修時の曲げモーメント形状(設計値)を示す(図-13)。

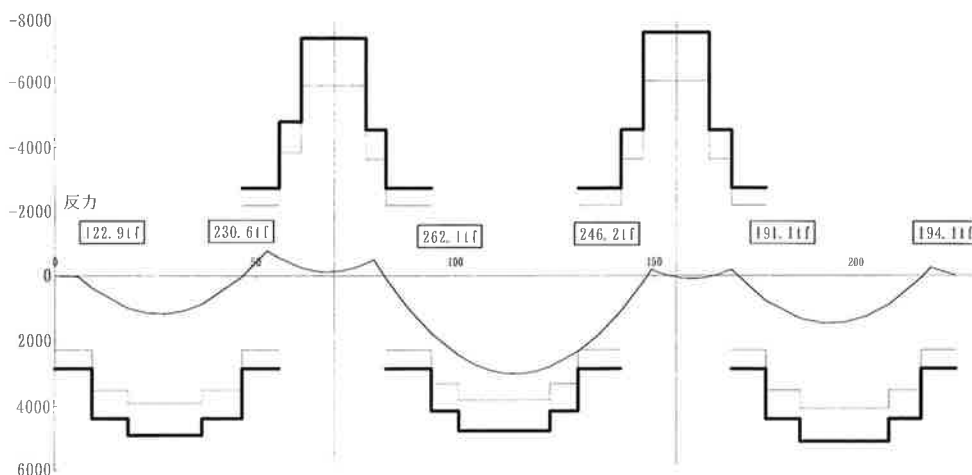


図-13 3径間連続鋼床版箱桁の補修時の曲げモーメント形状

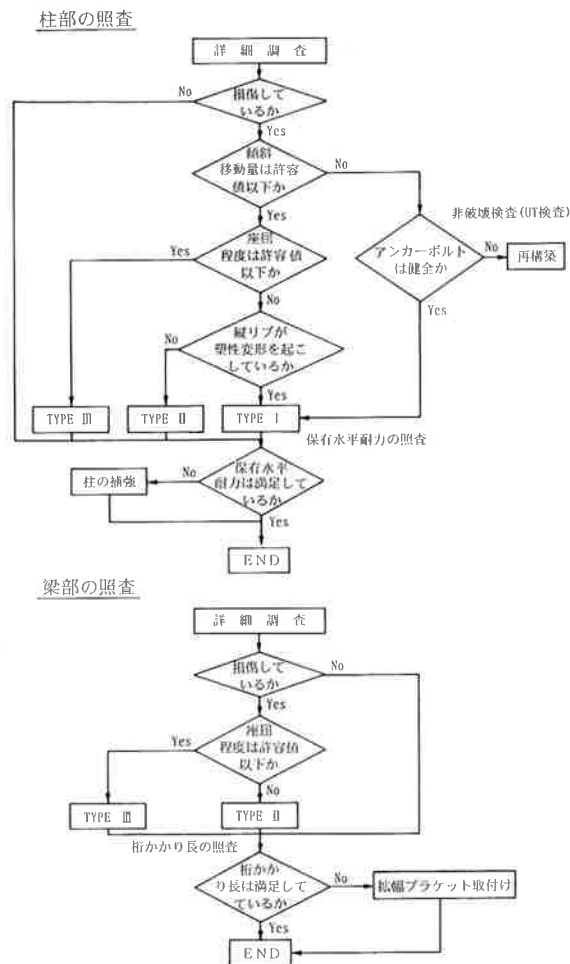


図-14 鋼製橋脚の補修方法の選定フロー

## (2) 鋼製橋脚の補修方法

損傷部の現地調査結果から、図-14の鋼製橋脚補修方法の選定フローに基づいて、補修方法の決定を行った。補修方法の内容については、表-9に示す。

表-8 上部工の補修方法

損傷程度	補修方法	
TYPE I	床版の撤去を伴い、ブロック単位で損傷部の撤去を行い、新しいブロックを高力ボルトで接合した後、床版打設を行う方法	
TYPE II	床版の撤去を伴い、損傷部位を切断・除去し、新しい部材を高力ボルトまたは現場溶接で接合した後、床版打設を行う方法	
TYPE III	損傷部位を切断・除去し、新しい部材を高力ボルトまたは現場溶接で接合する方法（床版撤去なし）	
TYPE IV	損傷部位の切断・除去を行わず加熱矯正を行う方法	
TYPE V	損傷部位の切断・撤去を行わず溶接埋め戻しを行う方法	

表-9 鋼製橋脚の補修方法

損傷程度	補修方法	
TYPE I	縦リブの塑性変形を伴う損傷  損傷部を輪切り状に切断・撤去を行い、新しい部材を高力ボルトあるいは現場溶接で接合する方法	
TYPE II	板パネルの座屈などの部分損傷  損傷部を部分的に除去し、新しい部材を現場溶接で接合するか、加熱矯正を行う方法	
TYPE III	許容値以下の軽微な座屈および局所的な溶接割れ、塗装剥離の損傷  再溶接、再塗装によって補修する方法	

T型単柱橋脚において、損傷の大きいものについては再構築し、損傷の小さいものについては加熱矯正で補修を行うものとした。

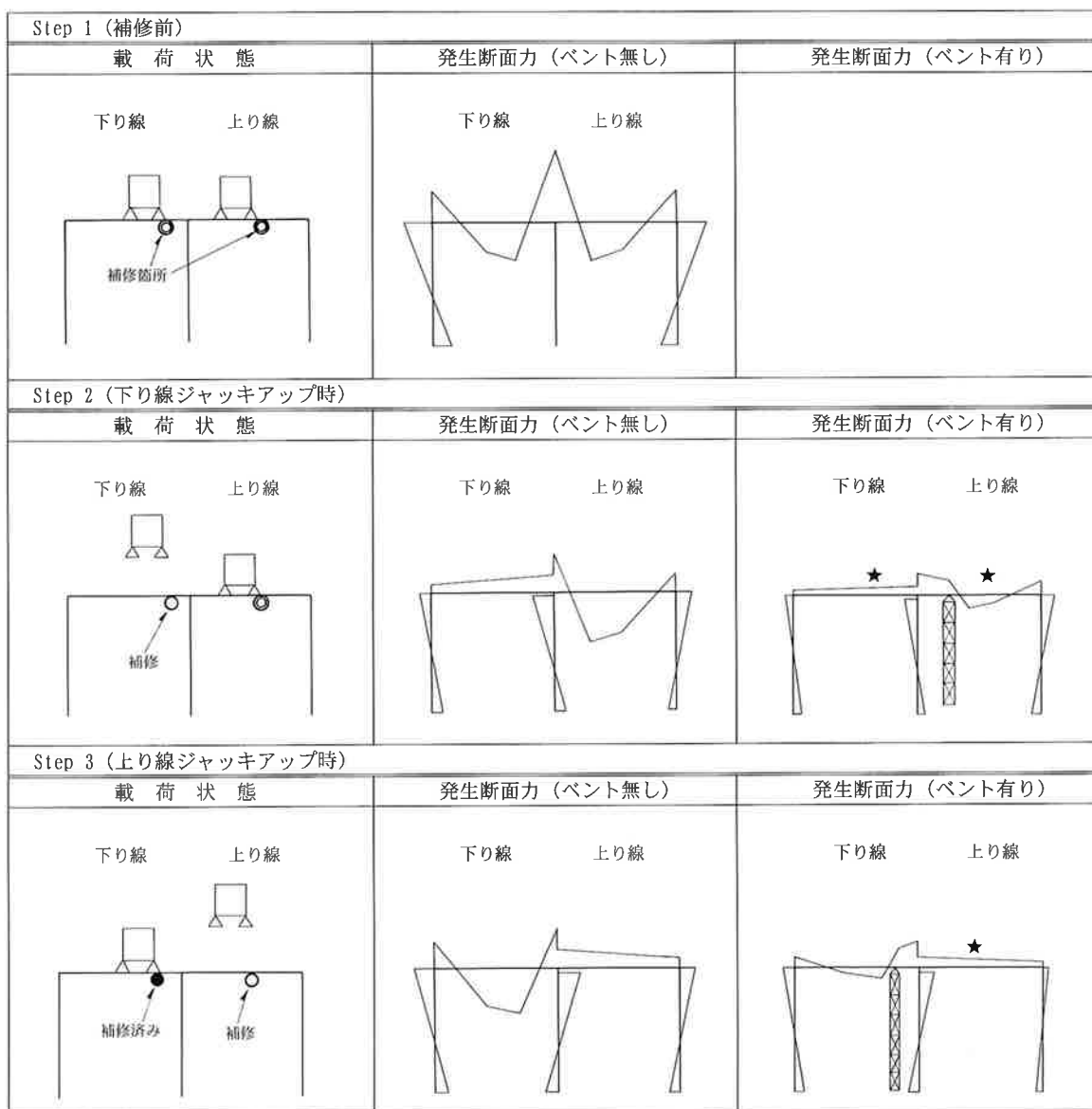
また、梁部においては、上部工形式が単純桁から連続桁に構造が変更になるとともに、支承ベースプレートの大きさが変更になったため、梁ブロックを工場に持ち帰って改造を行った。

ラーメン橋脚については、3径間連続鋼床版箱桁の支承が破壊されて、上査部分が桁とともに橋脚の梁部に落下し、梁の上フランジが損傷を受けていたため、その部分の部材の取り替えを行った。

この補修においては、国道2号の規制の関係から、上部工の上下線同時のジャッキアップができないため、橋脚に補助ベントを用いて上部工載荷桁(ジャッキアップしない桁)側の橋脚の梁の断面力の低減を計るとともに、補修箇所においては補強材を取り付けてから部材の切断と補修を行った。

補強材としてはH形鋼を使用するものとし、断面は、切断部断面積の約80%の断面積を確保するものとした。

参考として、ラーメン橋脚の断面力の状態を図-15に示す。



★：照査Pt    ◎：損傷Pt    ○：補修Pt    ●：補修済み

図-15 ラーメン橋脚の補修時の断面力の状態

## 4. 復旧第24工区の概要

### 4.1 概要

復旧第24工区は、RC床版を有する鋼3径間連続非合成箱桁であったが、震災によりP688橋脚が完全に崩壊し、主桁の一部が大きく座屈するとともにP688橋脚位置で約1.2mの支点沈下を生じる被害を受けた(図-16, 写真-1)。

この復旧第24工区の工事概要について、応急復旧工事をも含めて、記載する。

#### (1) 応急復旧工事の概要

##### ① 桁のジャッキアップ作業

橋脚崩壊による支点沈下のため、本橋の中央径間(支間長84m)の真下を走るはずのJR山陽本線が不通となり、一刻も早い応急復旧が必要となった。そのため、桁を震災前の高さまで戻すために、震災直後から夜間作業により桁のジャッキアップを行った(写真-2)。

##### ② 暫定用の落橋防止装置の設置

震災によって、支承のサイドブロックが全箇所破壊されており、大きな余震が生じた場合の水平移動を拘束するものがない状態になっていた。そこで、万一の余震のための保全措置として、暫定用の落橋防止装置を設置する



写真-1 P688橋脚崩壊状況

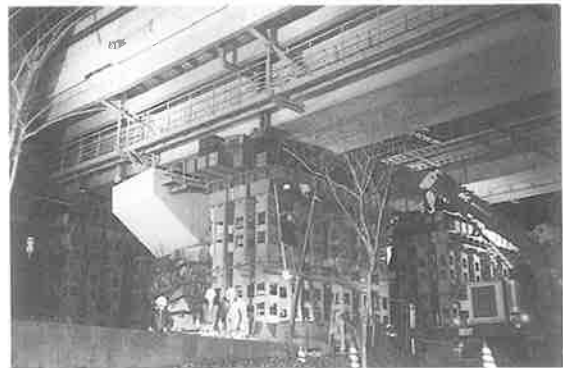


写真-2 夜間ジャッキアップ作業

ことにした。設置箇所は、残存する全ての橋脚(P687, P689およびP690)の橋軸方向と橋軸直角方向とした(写真-3, 4)。

##### ③ 上部工の鋼床版化の検討

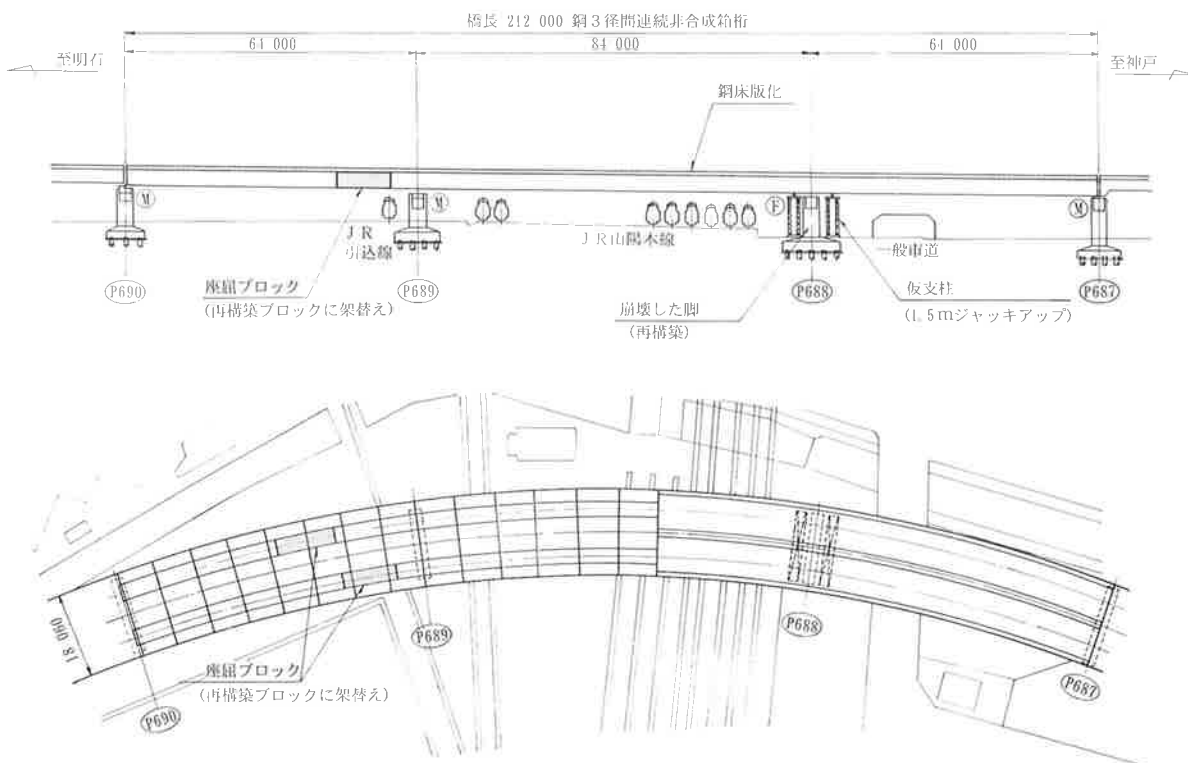


図-16 現場状況



当初、上部工については全面撤去し、新設の鋼床版箱桁として架け替える検討も行ったが、阪神高速道路公団との協議の結果、現存の上部工を再利用することになった。

ただし再利用するにあたっては、耐震性を向上させる必要があった。そのため、死荷重を軽減するためRC床版を撤去し、現地で鋼床版化することを前提に検討を行った。検討した鋼床版化案を表-10に示す。

これらの案の中で本工区としては、現場の施工性が最も有利と考えられる案-3の「上載セタイプ」を採用するものとした。

(2) 復旧第24工区工事の概要

本工区は、他の神戸線の復旧工事と異なる下記の特徴を有していた。

- ①対象構造物は、床版がRC製、桁が鋼製の3径間連続箱桁橋であり、JR山陽本線を跨ぐ跨線橋であった。
- ②既設桁のRC床版部が撤去された後に鋼床版を設置することによって、現地において3径間連続鋼床版箱桁に改造した。

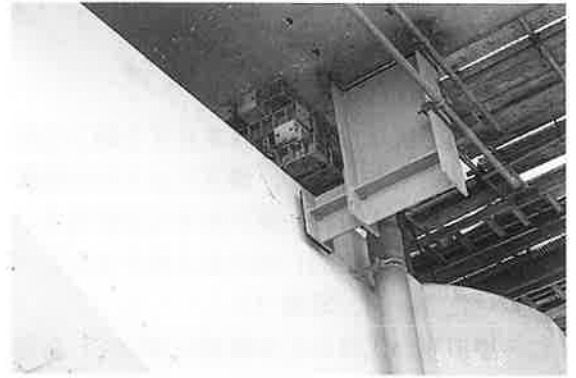


写真-3 暫定用ストッパー（橋軸方向）

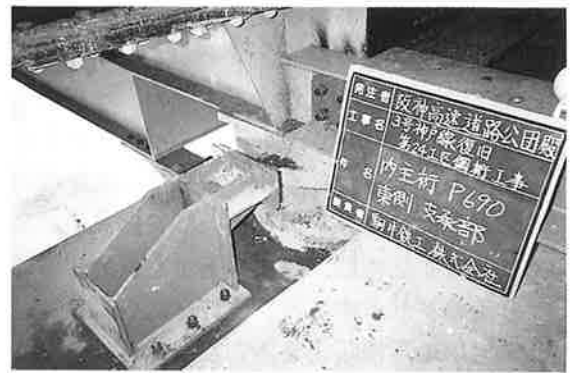


写真-4 暫定用ストッパー（橋軸直角方向）

表-10 鋼床版化の比較検討

案	概略形状	特徴	鋼床版の構造系	施工性	経済性	死荷重の軽減	工程	総合評価
案-1 切取タイプ		①ブラケット、横桁は、全数取替えとする ②既製主桁の上フランジ部を切断撤去し、鋼床版に置き換える ③新規に計画する場合の形状に近い ④3案の中では最も死荷重の軽減が図れる ⑤現場での撤去時の主桁形状が、U形になることから横倒れ等の安全の確保が必要である ⑥現場での改造作業量が多く、切断・溶接による変形が予想されるため所定の形状確保が困難である ⑦構造高は、現状のRC床版厚分が低くなることから、主桁を扛上する必要がある	主桁作用 + 床組作用	×	○	◎	△	△
案-2 複合タイプ		①ブラケット、横桁は、全数取り替えとする ②主桁上フランジ上面は、鉄筋コンクリート床版とし、側床版・中央床版は鋼床版に置き換える ③鋼床版は床組作用のみの分担とする ④3案の中では、死荷重の軽減量は少ない ⑤現場での撤去、改造作業が少なく工程は最も短縮できる ⑥コンクリート床版部と鋼床版部の剛性が大きく異なるため、車の走行性に問題がある	床組作用	○	◎	×	○	○
案-3 上載タイプ		①ブラケットは、全数取り替えとする ②主桁上フランジ上面に鋼床版をパネル化した部材を置き、床組作用のみの分担とする ③横桁は、取りはずさず既存のとおりとする ④横リブは、横桁位置と橋軸方向にずらす ⑤3案の中では、最も施工が容易で工程が短縮できる ⑥主桁上鋼床版の橋軸直角方向の連結は、設計上不要とし止水の目的で現場溶接をする ⑦主桁上の横リブの腹板高を確保するため、全体の構造高は、100~150mm程度高くなる	床組作用	◎	○	○	◎	◎

③座屈した主桁ブロックのうち、取替え可能な2ヵ所は再構築ブロックに取替えた。

④P688上の主桁については取替えが困難であったため、加熱矯正および部分取替を含む補修・補強を行った。

また、下部工は、P687、P689およびP690がT型円柱のPC梁橋脚で、P688がラーメン式円柱のRC橋脚となっていた。そのうち、P688(上部工の支承条件：固定)については、完全に崩壊していたため再構築された。

工事内容は、表-11に示すとおりさまざまな工種から成り立っている。

表-11の項目のうち、※印で示した第24工区特有の復旧工事について、以下に説明を加える。

表-11 工事内容

項目	数量	備考
※損傷桁架替工	2ブロック	S689
※鋼床版設置工	1式	S687~S689
※端支点上ダイヤフラム改造工	4箇所	P687、P690端支点上
桁補修・補強工	1式	S687~S689
支承取替工	16基	設置はBP-B脊12基
落橋防止工	4箇所	P690上
伸縮装置工	2箇所	P687、P690上
付属物工	1式	S687~S689
高力ボルト取替工	1式	F11T→S10T
主構造塗装塗替工	1式	S687~S689

(3) 設計方針

本工区における設計方針は、他の工区と同様に「耐震性の向上」が大前提となっており、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の基本方針に基づいたものである。ここでは、その「耐震性の向上」のための第24工区の設計基本方針について記載する。

- ①鋼構造物の耐震設計は、復旧仕様に基づく地震レベルⅠ、ⅡおよびⅢに対して構造設計および照査を行う。
- ②鋼上部工においては、既設桁は残し、RC床版を鋼床版に取替えることによって、上部工自重の軽減を計り、耐震性を高める。
- ③端支点部においては、負反力の大きい1・BOX-2・SHOE構造から、比較的負反力の小さい1・BOX-1・SHOE構造に改造し、安定した構造とする。

④落橋防止構造としては、桁間連結部においては、従来タイプではなくケーブルによる連結を前提とした耐震連結装置を設置する。また、桁の架違い(端支点)部においては、桁の逸脱を防止するために、必要な縁端距離を確保する。

4.2 損傷桁の再構築について

P688橋脚の崩壊により、桁が約1.2m支点沈下し、その影響により明石側の側径間の交番応力部の下フランジが大きく座屈した(写真-5, 6)。

これは、交番応力部で圧縮側の抵抗モーメントを大きく超過するモーメントが作用したためと考えられる。

各支点位置での局所的な変形や座屈以外には、大きな損傷はなかったことから、この部分が集中的に座屈することにより、他の部分が損傷を受けることを防いだと推測される。

この座屈ブロックを再構築するにあたり、下記の項目に注意をはらった。

- ①既設主桁との整合を計るため、座屈前の部材の再現を基本とした。
- ②損傷桁の部材寸法の十分なる確認を行ってか



写真-5 座屈部 (外主桁)



写真-6 座屈状況の調査

ら、新規ブロックを製作した。

- ③路下条件によって仮支柱(ベント)位置が制約を受ける中で、主桁を可能な限り無応力状態に近づけ、反力および形状を管理することによって、損傷桁の架替えを行った。

写真-6に座屈状況調査の様子、写真-7, 8にそれぞれ損傷桁撤去後ならびに再構築桁架設後の状況を示す。



写真-7 座屈ブロック撤去後状況



写真-8 再構築ブロック架設後状況

### 4.3 鋼床版化の概要

#### (1) 鋼床版化の要領

鋼床版化の要領を、以下に示す。

- ①主桁上フランジ上面に、鋼床版をパネル化した部材を置き、床組作用のみの分担とした。
- ②既設の床組部材については、横桁以外は全て撤去した。
- ③主桁間および張り出し部の鋼床版は、既存の横桁位置と横桁間の等分割位置に配置した横リブとブラケットにて構成した。
- ④現場連結は、主桁上の鋼床版パネルのみ現場溶接とし、他は全て高力ボルトにて行った。
- ⑤主桁上の鋼床版パネルには、版の剛性確保のため、Uリブを橋軸直角方向に配置した。他

の鋼床版パネルには、バルブプレート(バルブプレート)を橋軸方向に配置した。

- ⑥鋼床版のパネル長は、輸送と現場の架設条件を考慮し、横桁間隔(8m)とした。

図-17に鋼床版への移行図を、図-18に鋼床版の概要図を示す。

#### (2) 残留キャンバー量の調整

RC床版を撤去し、鋼床版に取り替えることによって死荷重の軽減が計られるが、それに伴い既存の主桁の製作キャンバーの一部が残ることになる。

本工事においては、この死荷重軽減分のキャンバー量を考慮したすり付け縦断曲線を設定し、図-19に示すように鋼床版の縦桁の高さを変化させることによって調整を行った。

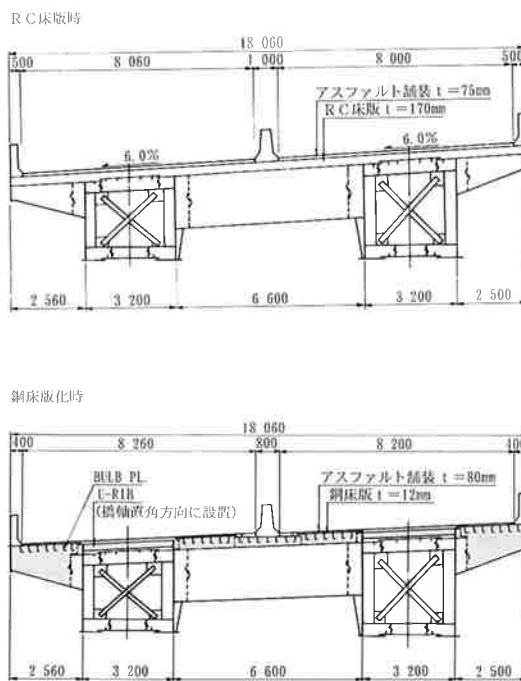


図-17 鋼床版への移行図

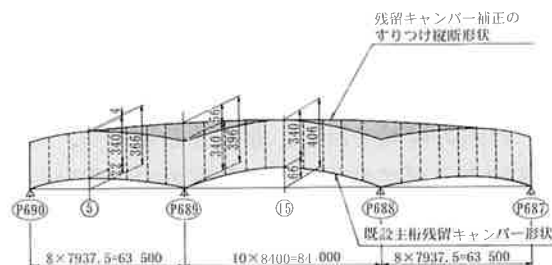


図-19 鋼床版縦桁高さ

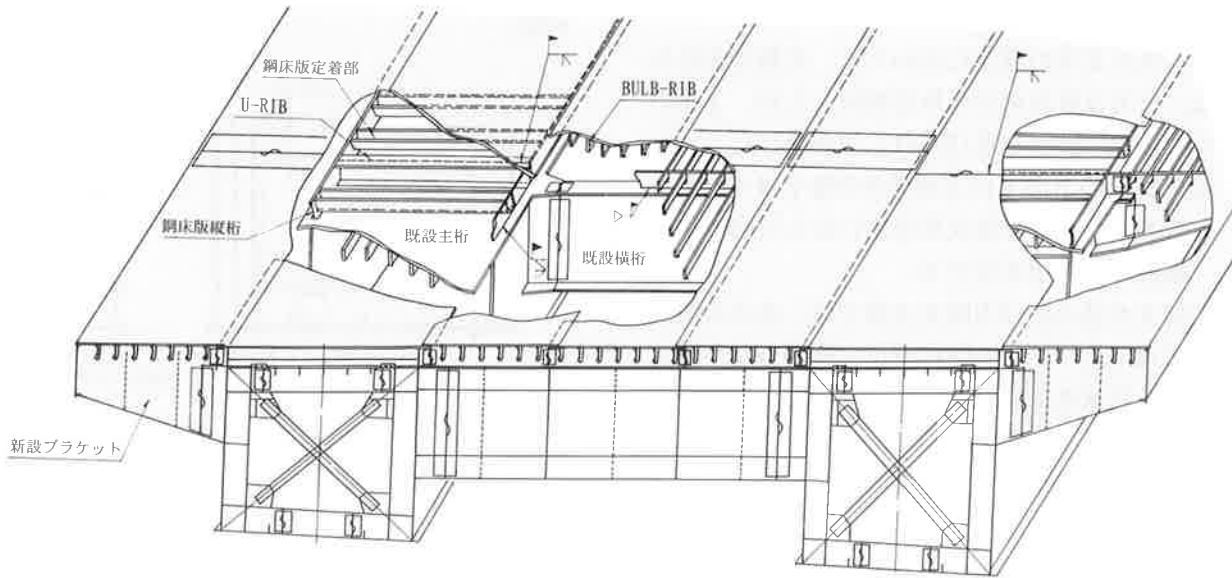


図-18 鋼床版概要図

#### 4.4 支承配置の検討

##### (1) 支承配置の検討概要

本橋は、RC床版を有する鋼3径間連続非合成箱桁であり、支承条件はM-F-M-Mの1点固定となっており、1主桁に2支承(1・BOX-2・SHOE)の構成となっている。

本工事において、床版部を鋼床版化するにあたり、現行の阪神公団の設計基準(第2部第2編鋼構造H6.5)に基づき支承配置の検討を行った。

検討の結果、図-20に示すように旧橋の支承配置では、端支点において大きな負反力が生じることが明らかになり、支承の設計が困難になることから、本工事では端支点のみ1主桁に1支承(1・BOX-1・SHOE)の支承配置とした。

支承配置の比較検討の結果を表-12に示す。

また、1・BOX-2・SHOE構造から1・BOX-1・SHOE構造への変更するにあたっては、架設時から完成時までの構造系の変化による断面力を考慮して、主桁本体および横桁の応力度の照査を行い、問題のないことを確認した。

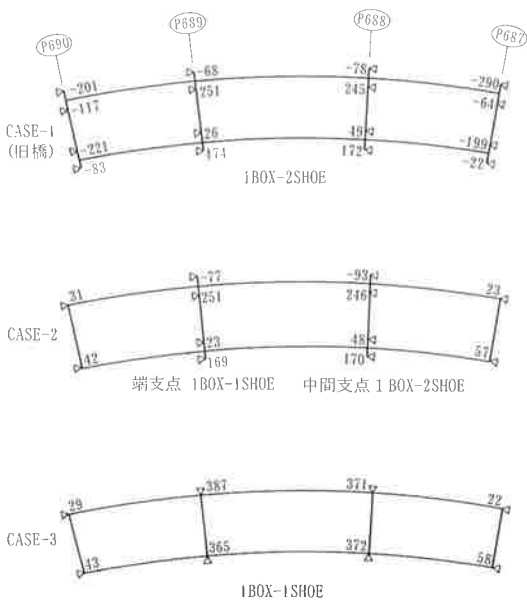


図-20 各支承配置での反力

$$\left( \text{照査式 } R = 2R_L + r + R_{D1} + \frac{R_{D2}}{1.5} \right)$$

表-12 各支承配置による比較検討

ケース	CASE-1(旧橋)	CASE-2	CASE-3
構造概要	全支点 1BOX-2SHOE	端支点 1BOX-1SHOE 中間支点 1BOX-2SHOE	全支点 1BOX-1SHOE
利点	・支点上ダイヤフラムの構造変更が不要	・端支点の過大負反力が解消される ・支点上ダイヤフラムの構造変更が端支点のみで済む ・構造高が若干低くできる	・外主桁、内主桁の反力バランスが良く照査式においても負反力が生じない
問題点	・端支点に過大な負反力が発生する ・負反力対策が不可能	・中間支点到若干の負反力が発生する	・全支点上ダイヤフラムの構造変更が必要 ・構造高が高くなる
構造高※	+5mm	-20mm	+45mm
評価	×	◎	○

※旧橋構造高を0としたときの増減

(2) 支承の選定

本工区の支承の選定においては、免震支承あるいは、反力分散支承の採用を検討したが、下記の理由により「鋼製支承(BP-B)」を使用した。

- ①各橋脚の上部工の支承条件がM-F-M-Mとなっており、反力分散支承を用いると可動支承の橋脚の耐力が不足する。
- ②端支点部および中間支点部では、道示の照査式(4.1.1~4.1.3式)において負反力が生じる。
- ③ゴム支承を用いると上巻が大きくなり、既設主桁の下フランジ縦継手部に干渉するなど不具合が生じる。

(3) 端支点上ダイヤフラムの改造

端支点上の支承配置を、1・BOX-2・SHOE構造から1・BOX-1・SHOE構造に変更することによって、端支点上ダイヤフラムの改造・補強を行う必要が生じた。端支点上ダイヤフラムの改造は、狭い空間での現場作業となるため、出来る限り撤去部材を少なくし、追加部材による補強で対応することを基本とした。

図-21に端支点上ダイヤフラムの改造要領図を示す。

あとがき

今回の阪神・淡路大震災では、土木および建築を問わず構造物は大きな被害を受けた。予期できない大地震であったが、その構造物の建造に携わってきた多くの技術者に大変大きなショックを与えたと考えられる。

また、今回の復旧工事に従事するにあたり、損傷を受けた構造物の復旧は、構造物を新規に構築する場合とは比べものにならないくらい困難な問題が多いことを実感するとともに、自然災害に対する常日頃からの研究が必要だという、技術者に多くの課題や教訓を与えた大震災であった。

現在この3号神戸線の復旧工事は、早期開通をめざして鋭意作業にかかっているところである。

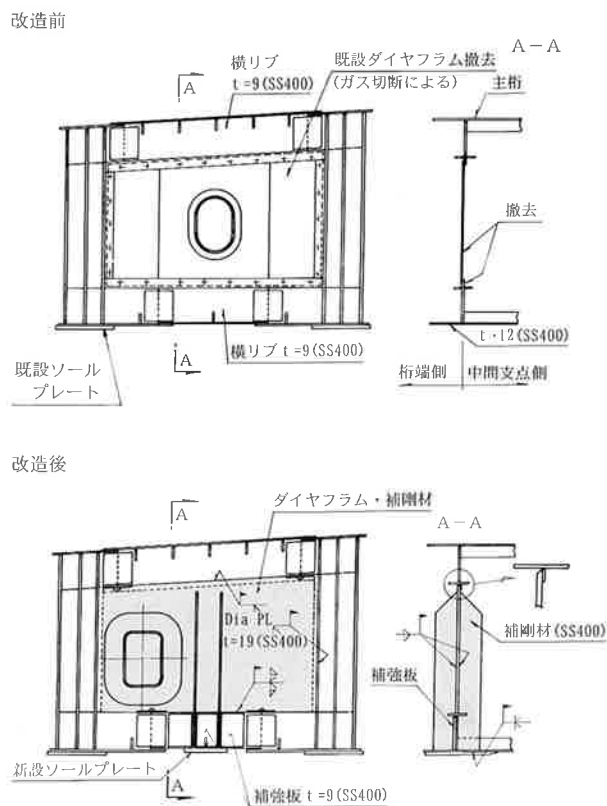


図-21 端支点上ダイヤフラム改造要領図

参考文献

- 1) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)，1995. 6.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(Ⅱ. 鋼橋編 1994. 2, V. 耐震設計編 1990. 2).
- 3) 土木研究センター：建設省道路橋の免震設計法マニュアル(案).
- 4) 道路保全技術センター：既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き(案)，1995. 1.
- 5) 阪神高速道路公団：設計基準第2部 構造物設計基準(橋梁編).
- 6) 阪神高速道路公団：3号神戸線復旧設計要領(案)(鋼構造物編)，1995. 5.
- 7) 阪神高速道路公団：RC柱-鋼製梁複合橋脚の設計・施工要領(案)，1995. 7.
- 8) 阪神高速道路公団：鋼単純I桁橋の連結化について(案)，1995. 5.
- 9) 阪神高速道路公団：支承設計要領(案)，1995. 5.

- 10) 阪神高速道路公団：落橋防止装置設計要領，1995. 5.
- 11) 阪神高速道路公団：鋼製橋脚の再構築設計資料(素案)，1995. 5.
- 12) 阪神高速道路公団：既設鋼上部工の補修・補強設計及び施工要領(案)，1995. 5.
- 13) 阪神高速道路公団：既設鋼製橋脚の補修・補強設計及び施工要領(案)，1995. 5.
- 14) 阪神高速道路公団：桁受けペント設計・施工要領(案)，1995. 4.
- 15) 阪神高速道路公団：R C床版を有する既設合成桁の鋼床版化に関する設計・施工要領(案)，1995. 5.

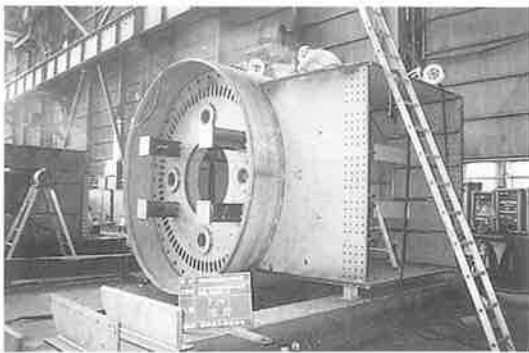


写真-9 復旧第11工区  
鋼製梁の円柱隅角部の製作



写真-12 復旧第11工区  
鋼製梁の架設(その1)

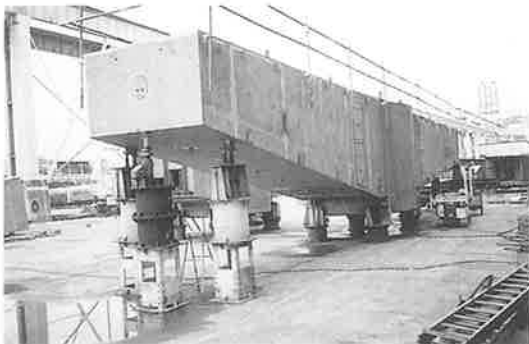


写真-10 復旧第11工区  
鋼製梁の仮組立

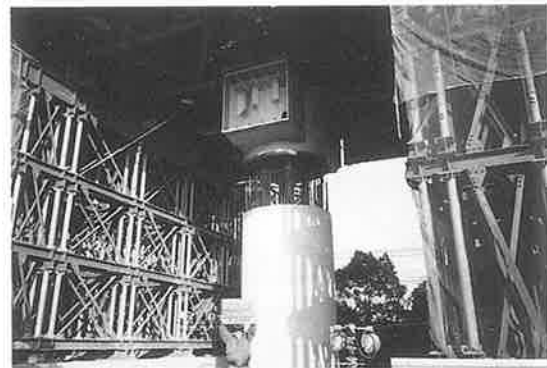


写真-13 復旧第11工区  
鋼製梁の架設(その2)

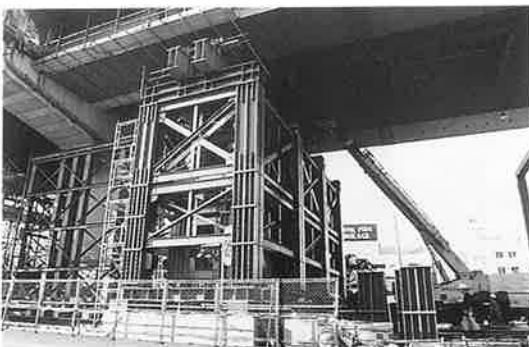


写真-11 復旧第11工区  
現場状況

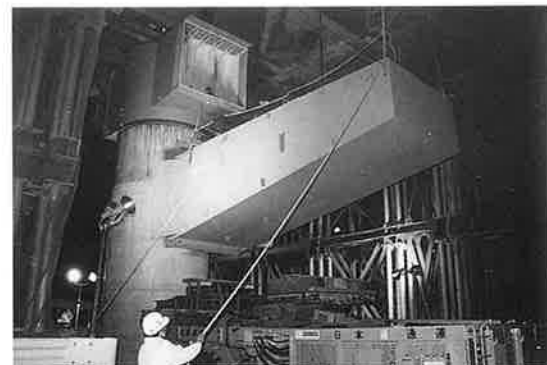


写真-14 復旧第11工区  
鋼製梁の架設(その3)

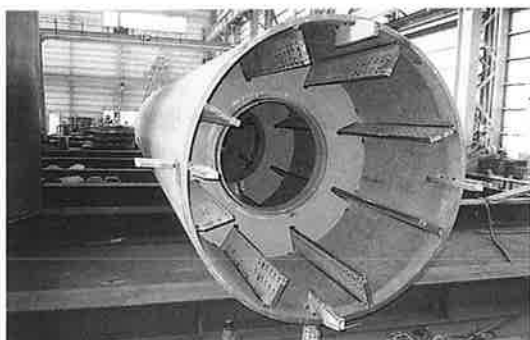


写真-15 復旧第18工区  
T型橋脚の柱の製作



写真-19 復旧第18工区  
上部工の架設(その1)



写真-16 復旧第18工区  
T型橋脚の仮組立



写真-20 復旧第18工区  
上部工の架設(その2)

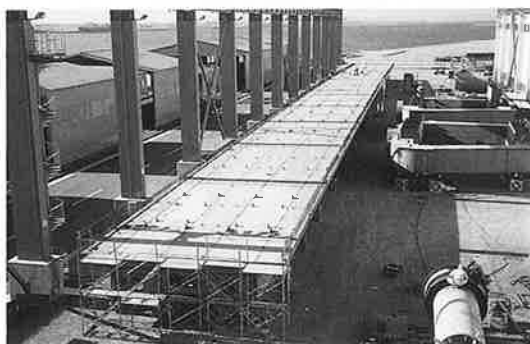


写真-17 復旧第18工区  
上部工(鋼床版 | 桁)の仮組立



写真-21 復旧第24工区  
現場状況(その1)



写真-18 復旧第18工区  
T型橋脚(梁)の架設



写真-22 復旧第24工区  
現場状況(その2)