

## 震災により横移動した高架橋の桁移動 (阪神高速3号神戸線復旧・摩耶～京橋PC桁補修工事)

吉川 実<sup>\*1</sup>・林 秀侃<sup>\*2</sup>・山田 正一<sup>\*3</sup>・三上 守<sup>\*4</sup>・渡辺 浩志<sup>\*5</sup>

### 1. はじめに

阪神高速道路3号線神戸線は、平成7年1月17日の兵庫県南部地震により甚大な被害を被った。被災直後より2次災害防止対策、高速道路下の国道等の通行確保と損傷構造物に対する安全対策・緊急復旧工事を実施後、さらに本格的な復旧工事を全力で実施し、平成8年9月30日に全線の交通が再開された。

今回復旧した神戸線の武庫川～月見川27.7km間のうち、摩耶工区、京橋工区および月見工区でPC桁橋が採用されている。これらのPC桁橋は、今回の地震でも全体的に大きな被害は受けなかった(図-1参照)。

しかし、摩耶工区ではPC桁橋の主桁本体に大きな損傷は見当たらなかったが、橋桁全体が大きく横移動、沈下していた。そこで、主桁本体は再利用して橋桁全体の位置を修正して復旧した。

本稿はPC桁橋の復旧工事のうち、この桁位置修正工事を中心に報告するものである。

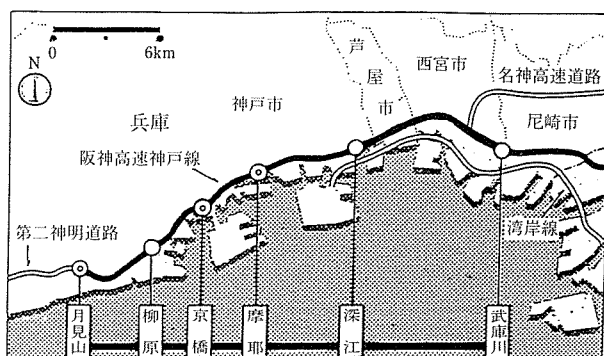


図-1 位置図

### 2. 構造概要

摩耶工区のPC桁橋区間は、図-2に示すように、支間長25mを基本とした11連のPC単純合成桁橋で構成されており、東入路と西出路のランプ橋が本線部より分岐している。この区間の道路線形および橋梁上部工の特色を以下に列記する(図-2参照)。

1) 平面線形は、直線から緩和曲線(クロソイド曲線)を挟み円曲線(曲線半径300m)に変化しており、横断勾配は曲線区間で最大6%と比較的大きな値となっている。

また、東入路と西出路のランプ部は本線に並行しており、東入路(山側)が7%、および西出路が8%の縦断勾配で国道43号に合流している。

2) 起点(大阪)側の最初のS-301径間は、東入路と西出路のランプ部とが一体となっており、全幅が32.7m、主桁本数が12本で構成された広幅員のPC単純合成桁橋である。

その他の本線部は全幅員が17.6m、支間長25mを基本とした10連のPC単純合成桁橋(主桁本数6本)で構成されている。

またランプ部は両ランプとも全幅員7.5mの6連のPC単純桁橋である。

橋脚は、T形単柱および一層一径間ラーメンで構成されており、それらの脚の梁天端の横断勾配は、道路線形の横断勾配と同じ値で、海側から山側に傾斜している。

### 3. 被災状況

被災直後に実施した損傷状況調査の結果を以下に列記する。

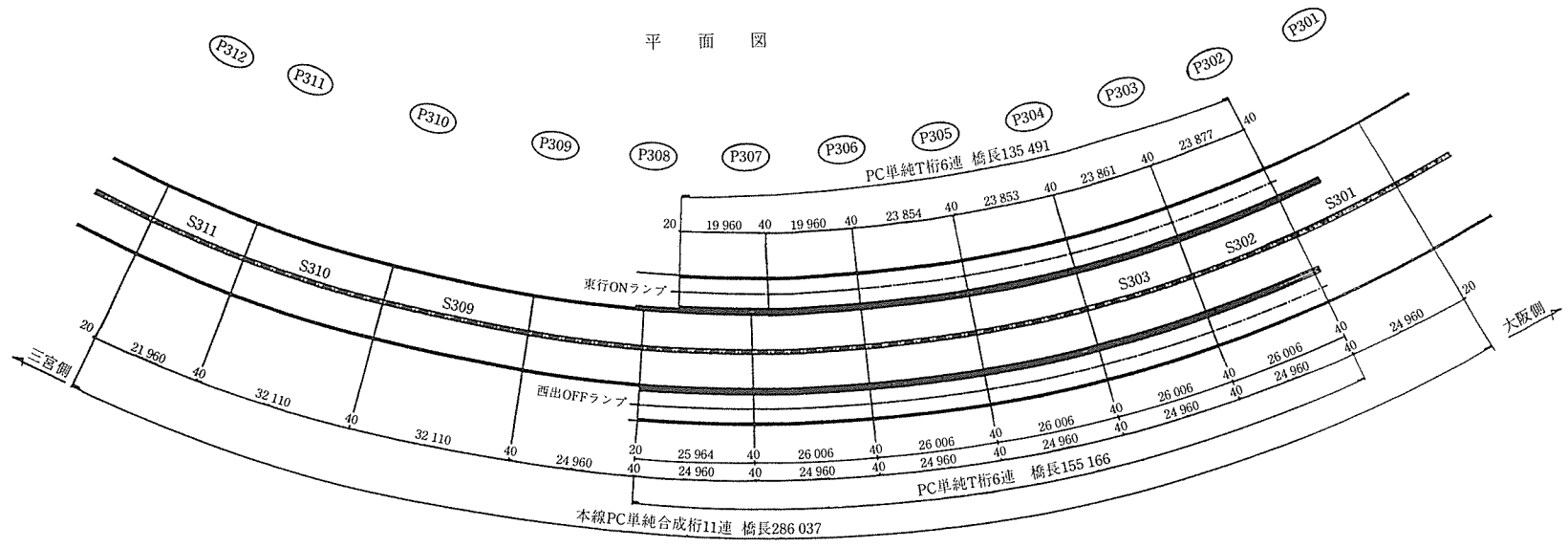
\*1 Minoru YOSHIKAWA: 阪神高速道路公団 神戸線復旧建設部第二復旧工事事務所 所長

\*2 Hidenao HAYASHI: 阪神高速道路公団 神戸線復旧建設部調査設計課設計第一課 課長

\*3 Shoichi YAMADA: 阪神高速道路公団 神戸線復旧建設部第二復旧工事事務所技術第一課 係長

\*4 Mamoru MIKAMI: ピーシー桥梁(株) 大阪支店(同工事) 所長

\*5 Hiroshi WATANABE: ピーシー桥梁(株) 技術部設計第二課 課長



断面図

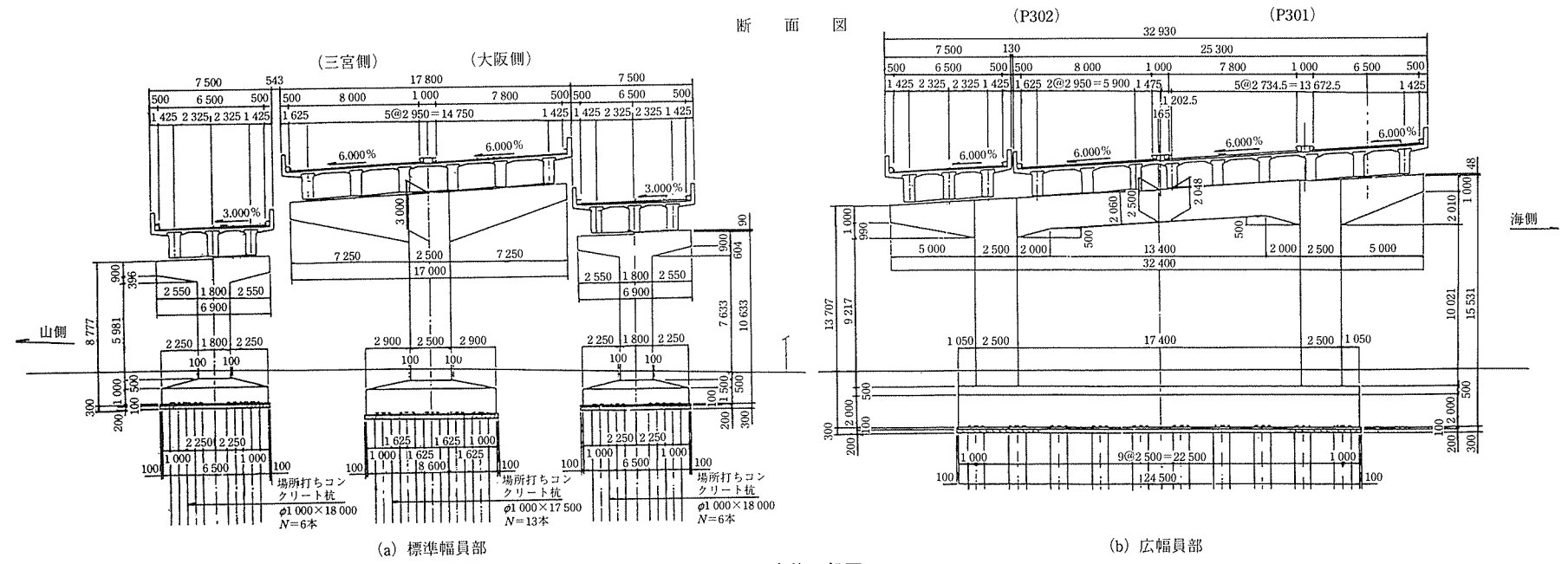


図-2 全体一般図

- 1) 主桁には全橋にわたって損傷があるが、角欠け等が主でその損傷程度は軽微であった。
- 2) 中間横桁に大きな損傷は見られなかったが、端横桁は全橋にわたって損傷があり、大きな損傷箇所も多く見られた。
- 3) 床版はすべての径間においてひびわれが確認された。しかし主桁・横桁の損傷に比べ、地震の影響は明確ではなく、また被災程度も軽かった。
- 4) 支承には主桁とのずれ、変形、割れ、欠損が、アンカーバーにも変形が確認された。さらに、桁間連結装置にはナットのゆるみ、緩衝パッキンの変形が確認された。
- 5) 伸縮装置・排水装置は、橋桁全体の大きな横移動、沈下に伴い折損など大きく損傷していた。
- 6) 測量の結果、橋げた全体が以下のように大きく変位していた(図-3参照)。
  - a) 横移動は、横断勾配の低い方向に移動してお

り、起点(大阪)側の径間で最も大きい。道路中心線上の横移動量は、P-302 橋脚上において山側の東入路ランプ部で 643 mm、本線で 609 mm、海側の西出路ランプ部で 549 mm であった。

- b) 本線の道路中心線上で横移動量は、次の橋脚 P-303 上において約 350 mm、続く P-304 橋脚上において道路中心線上で約 129 mm と順次減少してゆき、最終径間に近づくにつれて P-311 橋脚上で約 71 mm、P-312 橋脚上で約 174 mm と再び増加していた。
- c) 沈下量は多少の差はあるが、200 mm から 130 mm の範囲で全径間にわたって全体的に沈下していた。横移動と同様に起点側で最も大きく、中間部より神戸側ではほぼ一定し、震災前よりも約 137 mm 程度沈下していた。

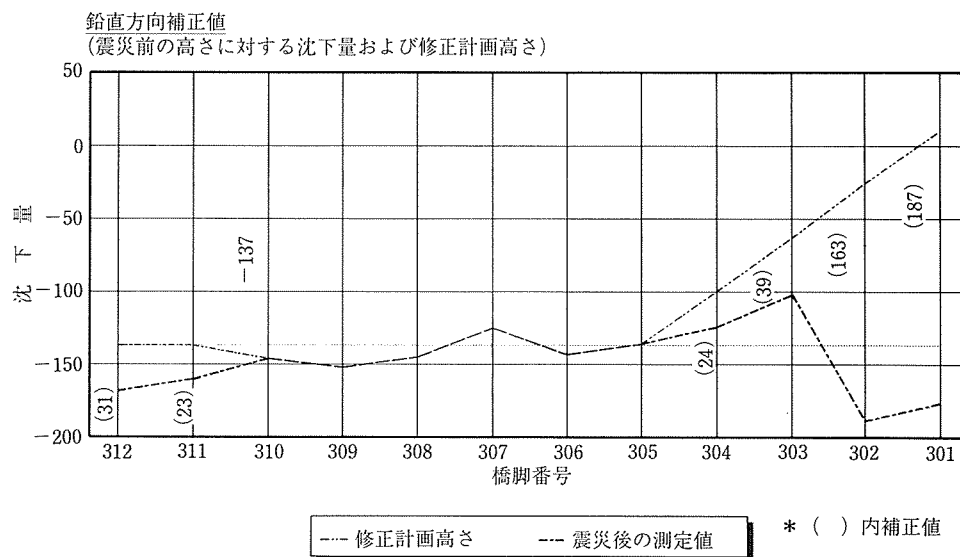
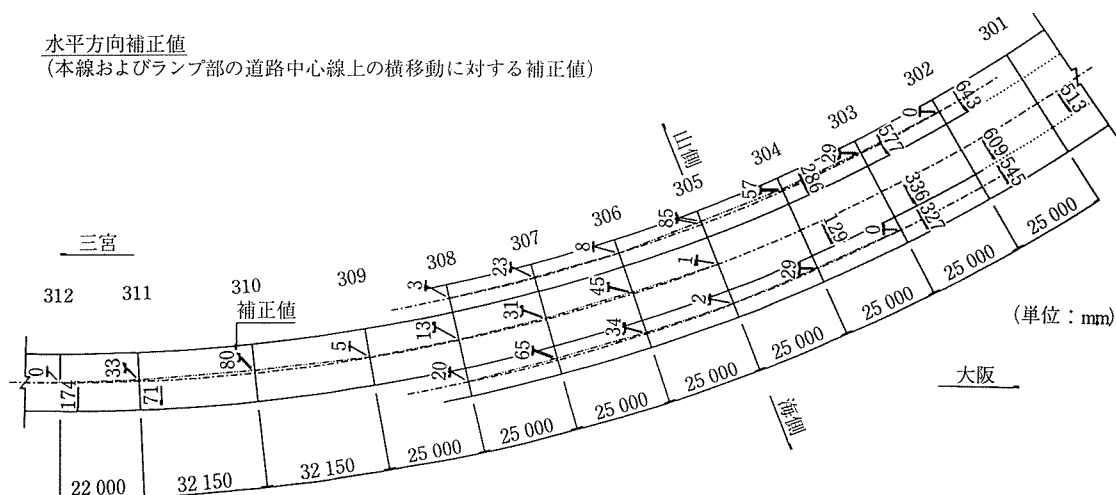


図-3 被災後の移動に対する補正值

## 4. 復旧設計

### 4.1 基本方針

神戸線の復旧は次の方針に従って進めるものとした。

- 1) 復旧仕様<sup>1)</sup>および参考資料<sup>2)</sup>に基づいて全構造物について耐震性を向上させ、より安全な構造物とする。
- 2) 神戸線は関西における交通の大動脈であり、早期復旧が望まれている。そのため損傷状況の調査の結果から補修・補強を施すことにより耐荷力・耐久性の回復が可能な構造物は再利用し、早期復旧に努める。
- 3) 環境対策にも配慮する。

本工区の復旧においてもこの基本方針に則り、被害が軽微であった主桁は損傷部の補修・位置修正を行い、再利用することとした。また床版についても部分的な補修を行うに止めた。

### 4.2 落橋防止対策

4.1の1)で述べたように、復旧仕様<sup>1)</sup>および参考資料<sup>2)</sup>に基づいて落橋防止装置を複数設置して、耐震性向上を図った。

落橋防止装置としては、アンカーボルト、桁間連結装置および鋼製ストッパー等によるブラケットが考えられる。本工区では、図-4に示すフローにより橋座幅の確保、横桁損傷度、アンカーボルト用削孔の可否などを考慮して、アンカーボルトを配置した。また、別途桁間連結装置を設置することとした。

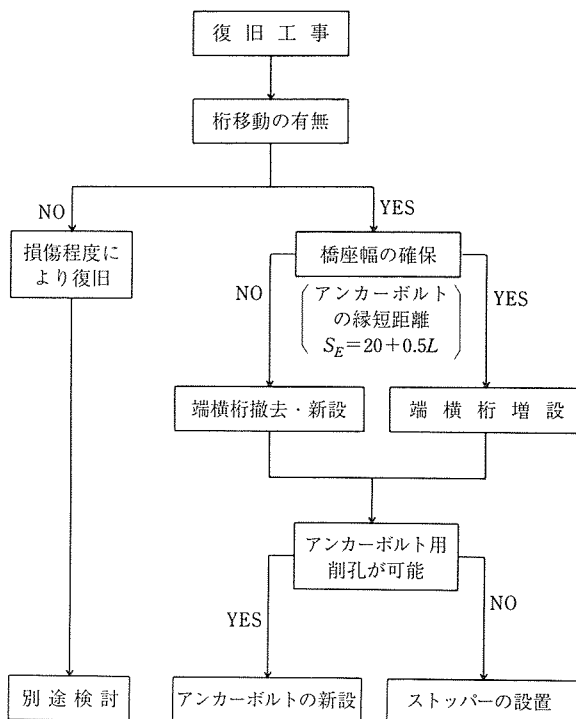


図-4 落橋防止装置の設置検討フロー

### 4.3 桁位置の修正

#### (1) 修正線形の検討

被災状況を踏まえ、次のように復旧後の線形計画について検討を行った。

- 1) 平面線形は用地上の問題もあるため、震災前と同様とし、道路中心線上の横移動量を基に桁位置を修正する。
- 2) 縦断線形は摩耶工区全体および隣接工区との被災状況（沈下量）を把握して決定しなければならない。起点（大阪）側隣接工区との鋼桁橋は震災前の高さに、また終点（神戸）側隣接工区の鋼桁橋は道路中心線上で震災前の高さより 137 mm 低く桁位置修正が行われている。そして本工区内では中央部の P-305～P-310 橋脚間は、震災前の高さに対して同程度の沈下量（137 mm）である。これらのことから、道路中心線上の各橋脚位置での修正計画高さを以下のようにした。

① 移動量が比較的少ない中央部の P-305 から P-310 橋脚までの間については、桁位置修正は行わないで、震災後の各橋脚位置における測定値を修正計画高さとする。

② 起点側 P-301 から P-305 橋脚間は、P-301 橋脚上で震災前の計画高さを、P-305 橋脚上で震災前の高さ -137 mm となる縦断線形とし、各橋脚位置で修正計画高さを算出する。

③ 終点側の P-310 から S-312 間は、震災前の高さ -137 mm を修正計画高さとする。

- 3) 横断勾配は震災前と同一勾配とする。

このような考えでたてた修正線形計画をもとに、桁位置修正量を算出した。その結果を図-3 および表-1 に示す。

表-1 桁横移動量と高さ調整量

本線					
位置	全幅員 (m)	桁本数	桁反力 (tf)	桁横移動量 (mm)	高さ調整量 (mm)
S-301	32.343	12	54.0	513	213～182
	32.930			609	157～144
S-302	17.800	6	58.7	609	150～101
	"			336	112～42
S-303	17.800	6	"	336	112～42
	"			129	193～14
S-304	17.800	6	"	129	193～14
	"			0	4～21
S-310	17.648	6	85.2	0	0
	17.601			71	116～96
S-311	17.601	6	52.5	71	116～96
	"			174	147～187
ランブ					
位置	全幅員 (m)	桁本数	桁反力 (tf)	桁横移動量 (mm)	高さ調整量 (mm)
東入 S-1	7.500	3	52.5	643	157～175
" S-2	"	3	"	577	138～142
				286	76～39
" S-3	"	3	"	286	76～39
西出 S-1	7.500	3	57.0	545	101～144
				327	79～186
" S-2	"	3	"	327	79～186
				0	53～133
" S-3	"	3	"	0	53～133
				182	14～112
" S-4	"	3	"	182	14～112
				120	0～73
" S-5	"	3	"	120	0～73
				0	0

(2) 施工法の検討

多径間にわたって横移動、沈下した橋桁を元の位置に戻す工事は大掛りとなる。したがって、施工方法を選定する際には現地の状況、施工条件および安全対策に十分配慮する必要がある。

当工区は大部分が国道(2号, 43号)あるいは神戸市道の上を走る神戸線の中にあつて、公団の用地上を走る数少ない区間であるが、左右方向の用地上の余裕はほとんどない。また、移動すべき桁は標準幅員部の桁で約700tf、広幅員部の桁では1300tfにも及び大規模である。さらに数多くの桁を水平方向および鉛直方向、両方向に移動する必要があるが、早期復旧を図るためには工期を短く抑えなければならない。

一般的にPC桁橋の横移動を行う場合、橋脚上でジャッキアップして横移動する工法が考えられる。

しかし工事数が狭隘な施工区間で十分な安全対策が困難なこと、人的作業が大半で作業工数も多く施工が煩雑になることなどから、安全性および工期短縮の面でデメリットが多いと考えられたので、本工区ではこの工法は採用しないこととした。

そこで、橋桁全体の扛上・扛下と横移動さらに横断勾配の補正を同時に実施可能で、作業工期の大幅短縮が可能となる工法について、図-5に示す選定フローチャートに基づいて選定した。選定した工法の概要を以下に述べる。

1) 桁移動工法(1)(リフターシステム)

この工法に用いる機材はリフターと呼ばれる主桁扛上機とリフターを支持するリフターバンドそして仮支持バンド(中央バンド)より構成される。そしてリフ

ターバンドおよび仮支持バンドは50kg/mレールの上に載っており、ゲビンDESTAUBにより横移動が可能な構造となっている(図-6参照)。

この工法は主桁扛上機材がシステム化されており、組立・主桁扛上・横移動・解体という作業工程の大幅な短縮が可能となり、安全対策にも優れている。

また大荷重にも対応が可能であることから橋桁重量が大きい起点(大阪)側S-301~S-304径間に適用することとした。

2) 桁移動工法(2)(吊込み式横取り工法)

本工法は、図-7に示すように両側の隣接径間に敷設したレール上を走行できるPC桁横取り装置で当該桁を吊り上げて横移動させる工法である。大部分が橋面上での作業があるので安全性は高い。しかし吊上げ荷重は大きくなく、連続した径間を同時施工できない欠点がある。

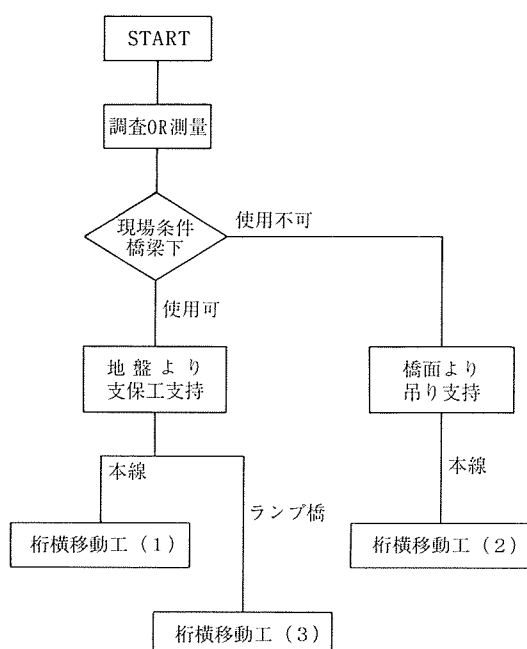
そこで、路下空間の使用が困難なS-310およびS-311の径間に適用することとした。

3) 桁移動工法(3)

扛上式横取装置と称する主桁扛上装置による工法である。この工法は、図-8に示すように中間の高さまでベントを建ち上げ、その上にレールを敷設すること、大型のリフターの代わりにPC桁横取装置を用いることを除いて原理的にはリフターシステムと同じである。この変更によりリフターシステムほど大きな荷重を支持できないので、橋桁重量が比較的大きくないランプ部に適用することとした。

(3) 施工管理値の検討

桁移動を行う場合、支点位置が一時的に支承位置から移動するため、部材応力の状態が変化する。



位置	現場条件 橋梁下	施工方法	工法 (使用システム OR 機器)
本線	S-301	使用可	地盤より 支保工支持 桁横移動工(1) (リフターシステム)
	S-302	"	
	S-303	"	
	S-304	"	
	S-310	使用不可	横面より 吊り支持 桁横移動工(2) (吊込み式横取装置)
ランプ	東入 S-1	使用可	地盤より 支保工支持 桁横移動工(3) (扛上式横取装置)
	S-2	"	
	S-3	"	地盤より 支保工支持 桁横移動工(3) (扛上式横取装置)
	西出 S-1	使用可	
	S-2	"	
S-3	"		
S-4	"		
S-5			

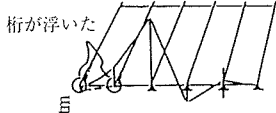
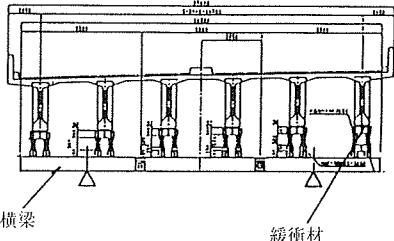
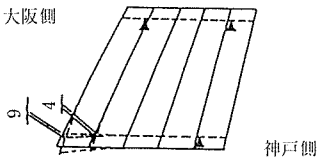
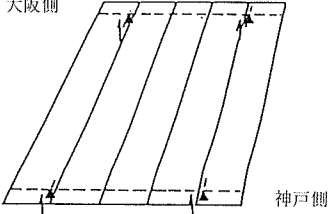
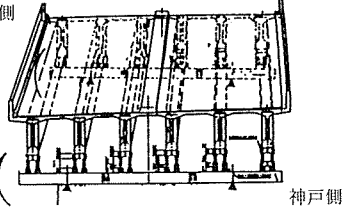
図-5 選定フローチャート

◇工事報告◇

さらに桁移動作業中に主桁の支持梁に変位が生じた場合には、横桁および床版に付加的な断面力が生じることとなる。このため、主桁と床版および横桁とが一体と

なった平面格子構造の解析モデルを設定し、PC 桁の支持状態、主桁扛上・扛下時、横断勾配補正時の検討を行った(表-2)。

表-2 桁移動工の検討

項目	留意点	対処方法
<p>桁の支持方法</p>	<p>各桁で鉛直変位差が生じないこと。</p> <p>参考 木橋の場合、2本の桁が浮き上がった場合、端横桁の床版鉄筋は降伏点を大幅に超過する。 1本の場合(変位差1mm) 2本の場合(変位差4mm)</p> 	<p>各桁を横梁で支持する。 (横梁の許容たわみは3mmとする) 桁と横梁の間に緩衝材を入れる。</p> 
<p>桁の扛上・扛下 (ジャッキアップ・ダウン)</p>	<p>各ジャッキのストローク差による横梁支持点が開かないこと。</p> <p>橋体全体を支持して、徐々にジャッキアップ・ダウンを行うとき、1ジャッキのストロークが異なれば、橋体は3点支持となる。 解析結果より支持点が開く変位差は4mmとなる。</p> 	<p>各ジャッキのストローク管理を行う。 (支持点のストローク差は2mm以内とする)</p> <p>ジャッキアップ 各点のストローク量は一律。</p>  <p>横断勾配調整 各点のストローク量は異なる。</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>① 補正量の大きい支承ラインの横梁の1点を固定し、徐々に回転させる。</li> <li>② 2つの支承ラインの補正量が一致した時点で、両支承ラインを補正する。</li> </ol>
<p>横断勾配補正</p>	<p>補正時に付加的なねじりを生じさせない。</p>	 <p>ジャッキダウン 各点のストローク量は一律。 ダウン量はできるだけ小さくなるように計画。</p> <p>油圧ジャッキは特殊な管理機器が必要となる。</p>
<p>桁の横移動</p>	<p>橋体全体を均等に移動させる。 (端横桁が損傷しているため、橋体の横方向剛性は期待しない。)</p>	<p>支持台全体を横移動させる。 支持台の横方向剛性を強化し、桁横移動時の水平力は支持台とする。</p>

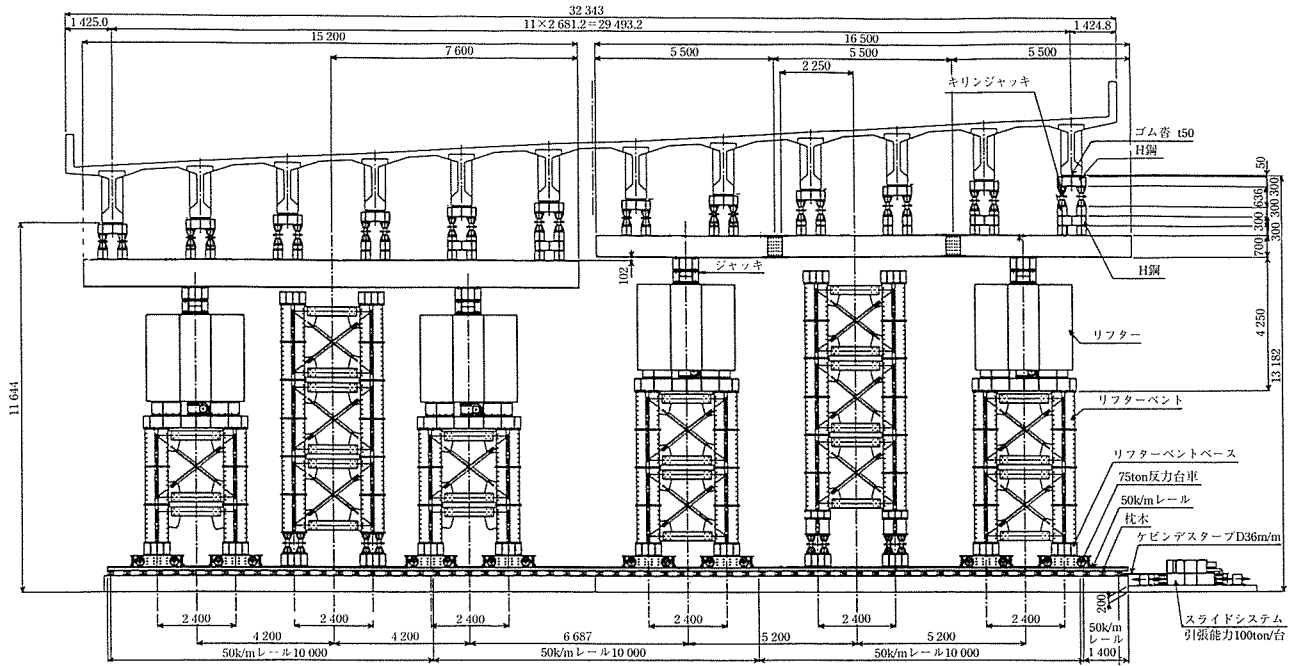
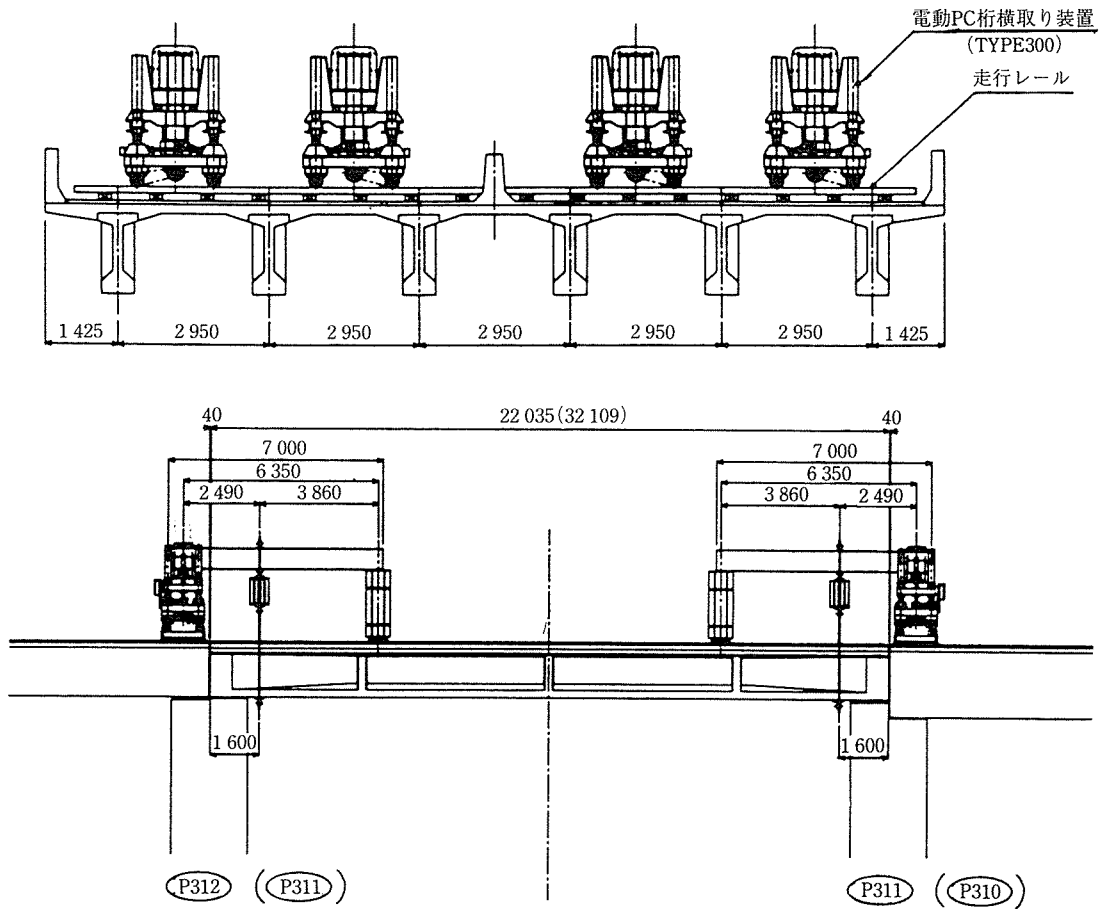


図-6 リフターシステム



側面図

図-7 吊込み式横取り装置

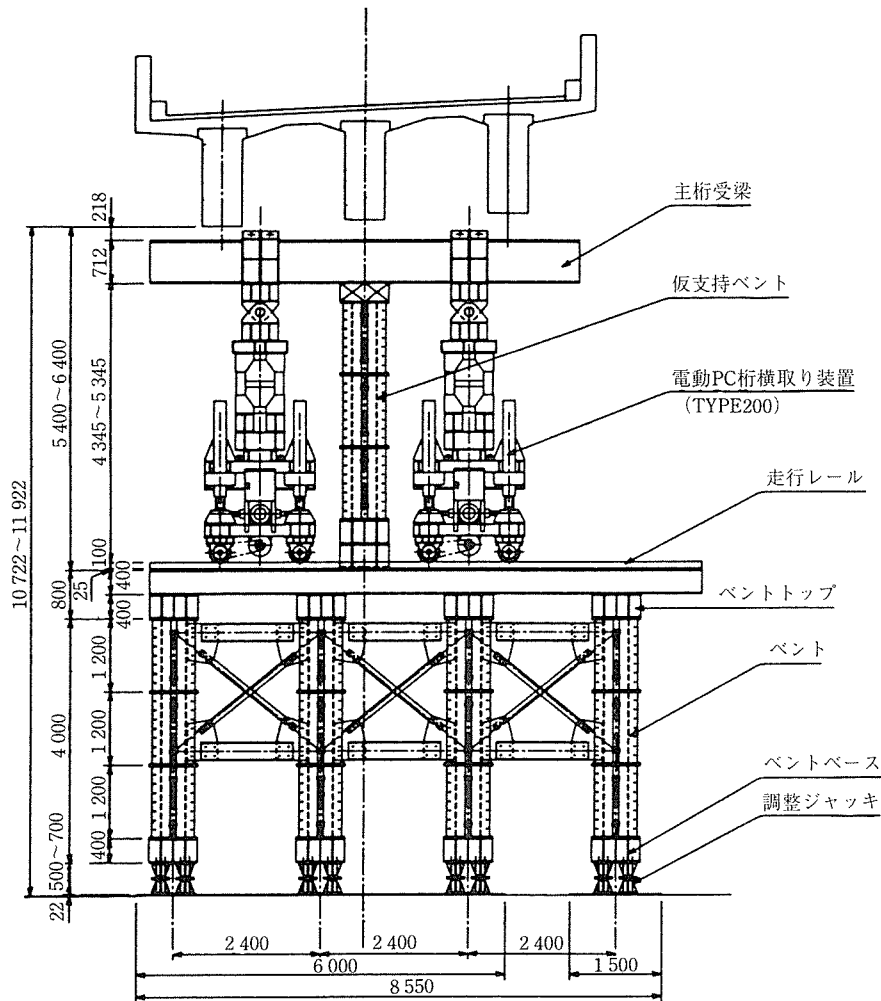


図-8 柱上式横取装置

## 5. 復旧工事

施工方法の選定で述べたように、摩搦工区の桁位置修正は3つの桁移動工法により行った。ここでは、その中で起点側 S-301~S-304 径間に適用したリフターシステム（写真-1）による桁移動工事の施工について、以下に述べる。

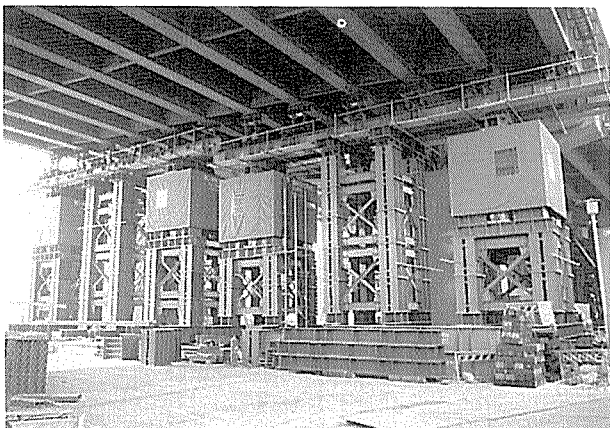


写真-1 リフターシステム

### 5.1 リフターシステムの組立

リフターシステムの組立は以下の手順で行った（図-9参照）。

- 1) 地盤を整形して基礎コンクリートを打設し、台車用軌道レールを敷く。その上にリフターバンド、中央バンドを組み立てる（写真-2）。
- 2) リフターの高さを中央バンドの高さにそろえた

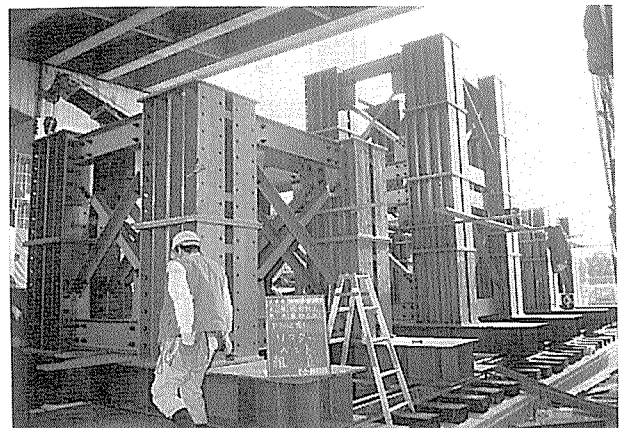


写真-2 リフターバンドの組立



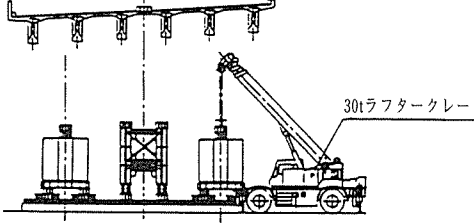
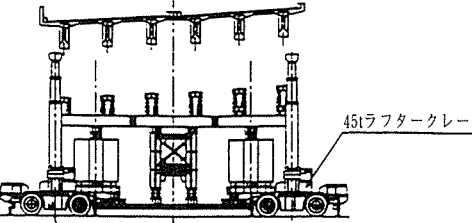
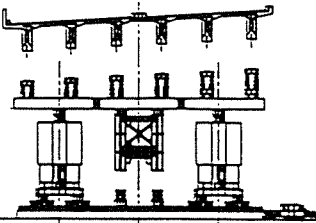
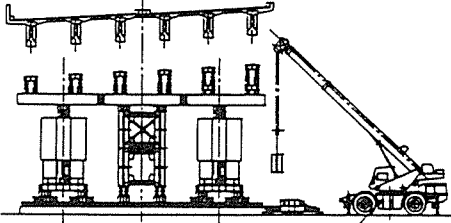
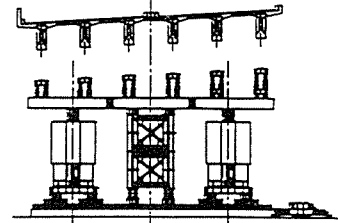
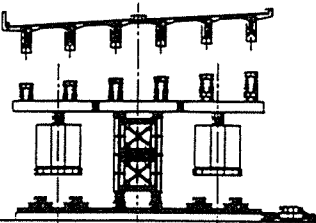
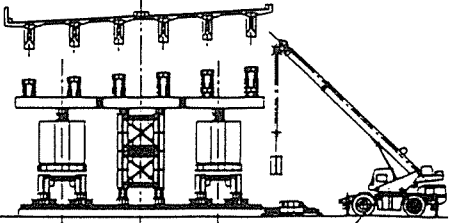
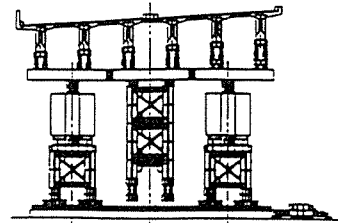
<p>fig.1 基礎コンクリート上に、横術用軌道を敷設する。 その上にリフターおよび中央のペントを組み立てる。</p>	<p>fig.2 リフターの高さを、中央のペントの高さにそろえる。 あらかじめ地組みした大梁をリフターおよび中央のペント上に設置する。 大梁とリフターおよび中央のペント上部を固定する。 大梁上に高さ調整材を設置する。</p>	<p>fig.3 中央ペントとキリンジャッキを縁切りした後、 リフターをジャッキアップする。</p>
 <p>30tラフタークレーン</p>	 <p>45tラフタークレーン 45tラフタークレーン</p>	
<p>fig.4 ジャッキアップ終了後、中央のペント(H=1 200)を挿入する。</p>	<p>fig.5 ペント挿入が完了後、ジャッキダウンしペントをジョイントする。 ペントの水平材および斜材をとる。</p>	<p>fig.6 リフター下部を縁切りし、リフターを縮める。</p>
 <p>25tラフタークレーン</p>		
<p>fig.7 リフター下部にペント(H=1 200)を挿入する。 ペント挿入が完了後、ジャッキダウンしペントをジョイントする。</p>	<p>fig.8 これ以降、3~7の作業を順次繰り返す。</p>	
 <p>25tラフタークレーン</p>		

図-9 リフターシステムの組立

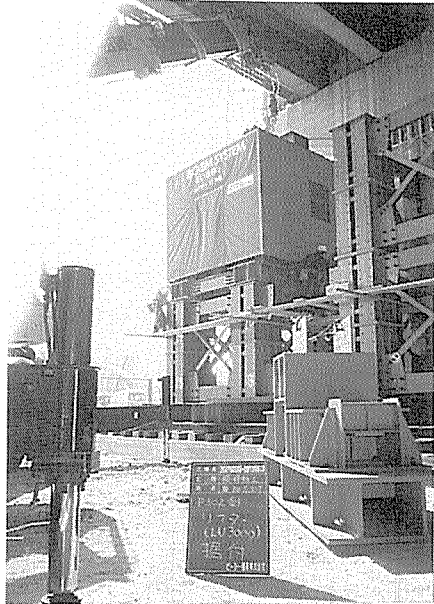


写真-3 リフターの据付け

後、予め地組した横梁をリフターバンド、中央バンドの上に設置する（写真-3）。

- 3) 中央ベントとキリンジャッキを縁切りし、リフターをジャッキアップする。
- 4) ジャッキアップ終了後、中央ベント下側に追加ベント材を挿入する。その後、ジャッキダウンしてベントを結合する。
- 5) リフター下部を切り離し、リフターを縮める。
- 6) リフター下部に追加ベントを挿入する。その後ジャッキダウンしてベントを結合する。
- 7) 以降3)～7)のリフターおよび中央ベントの下側に追加ベントを挿入・結合する作業を繰り返し所要の高さになるまで組み立てる。

リフターシステムの組立は、主として小型の25tラフタークレーンを利用して行った。狭隘な施工空間の中で、このようなユニット式に組立可能なリフターシステムは、非常に合理的であり、施工の省力化さらには作業工程の大幅な短縮に効果的であった。

## 5.2 桁移動工の施工

リフターシステム組立後、これらを用いて桁を正規の位置に移動させた。

リフターシステムは二機のリフターと一基の中央ベントが本システムの基本であり、各径間の桁移動工は本システムを起点側と終点側に配置して、主桁扛上および横移動を同時に行った。しかしS-301桁は反力が大きいため、起点側と終点側にそれぞれ二基並列させ、合計四機のリフターシステムを配置した。

ここではS-301桁の桁移動の施工について述べる。

### (1) 主桁の扛上

主桁の下側に横梁を配置して、その横梁を4機の

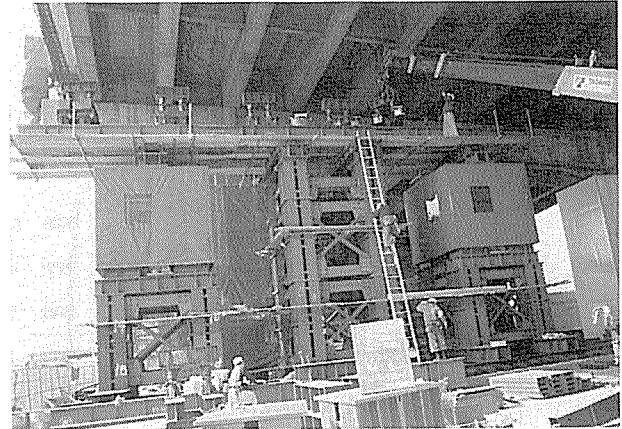


写真-4 リフターシステム組立後、高さ調整材設置



写真-5 リフターシステムの配置

ジャッキで支持した。このように主桁を間接支持して主桁の扛上を行う場合、横梁の剛性は主桁の支持状態に大きな影響を与える。また4台のジャッキにより横梁を上昇させるため各ジャッキのストローク管理も重要である。

そこで4.3(3)で述べた検討結果をもとに、管理基準値を以下のように設定した。すなわち、ジャッキ間の間隔(10.400m)に対して横梁のたわみを3mm以内、各ジャッキのストローク差は2mm以内、反力差は5パーセント以内として主桁の扛上を行うこととした。

まず初期縁切りのために10mmジャッキアップし、各支持点の反力を測定した。反力差の管理値を5パーセントに設定し、所定値内に入っていることを確認後、2回目以降のジャッキ・アップを行った。

扛上量は所要値に対して、余裕を持たせて200mmに設定し、2回目以降は1ステップの扛上量を50mm、最後の5回目は40mmとして扛上を終え、支持点反力の測定を行った。各支持点の反力差が5パーセント以内であることおよび橋面の高さを確認した後、ジャッキを固定した。

- (2) 既設ゴム沓の撤去およびアンカーバーの撤去  
ジャッキアップ完了後、横移動工に支障をきたさない

ように、既設ゴム沓の撤去およびアンカーバーを撤去した。

### (3) 横移動工

主桁の横移動量は、震災で横移動した道路中心線上での値を移動量として表-3のように設定した。起点側、終点側の横移動量は各々 513 mm, 609 mm であり、4回に分けて移動することとした。1回当たりの横移動量として各々 130 mm, 150 mm を目標値とし、隣接する橋桁との目地遊間量に留意しながら徐々に横移動を行った(写真-6, 写真-7)。

### (4) 横断勾配の補正

主桁の沈下量が起点側と終点側で様でなく、震災前の横断勾配 6 パーセントに修正するためには、起点側と終点側の横断勾配を各々調整する必要がある、起点側を 0.1 パーセント (31 mm), 終点側を 0.04 パーセント (約 14 mm) 補正した。

補正量が大きい起点側を、先行して 0.06 パーセント

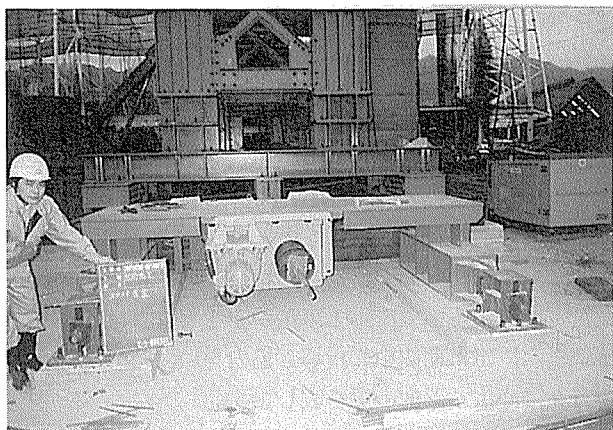


写真-6 横移動装置



写真-7 横移動

表-3 本線部位置修正量

桁 No.	橋桁 No.	全幅員 (mm)	横移動量 (mm)	高さ調整量 (mm)	横断勾配 補正量 (mm)	補正勾配 (%)
S-301	P 301	32.343	513	213~182	31	0.1
	P 302	32.930	609	157~144	13	0.04
S-302	P 303	17.800	609	150~101	49	0.3
		"	336	112~ 42	70	0.4
S-303	P 304	17.800	336	112~ 42	70	0.4
		"	129	193~ 14	179	1.0
S-304	P 305	17.800	129	193~ 14	179	1.0
		"	0	4~ 21	17	0.1
S-310	P 310	17.648	0	0	0	0.0
	P 311	17.601	71	116~ 96	20	0.1
S-311	P 312	17.601	71	116~ 96	20	0.2
		"	174	147~187	40	0.2

分(補正量 17 mm) 補正した。その後両側の補正量が同一となったことを確認後、横断勾配の補正作業を起点側と終点側とで同時に行った。

横断勾配の補正は海側の支持点を固定として、山側の支持点を、1回の扛上量を 5 mm として数回に分けてジャッキアップさせて、横梁を徐々に回転させる要領で行った。

なお S-301 桁においては横断勾配調整量はそれぞれ 31 mm, 14 mm と比較的小さい値であったが、他の径間では表-3に示すような横断勾配調整量であり、多くの調整回数が必要であった。そして、本桁移動工においては横断勾配調整が最も留意した作業であった。

### (5) 橋面の計測

横断勾配補正後、橋面を計測して所要の勾配になっている事を確認した。その後、沓座を施工するため、桁全体をさらに一律 50 mm 全体をジャッキアップした。

### (6) 支承の施工

沓座モルタルを施工し、支承を正規の高さに据え付けた。

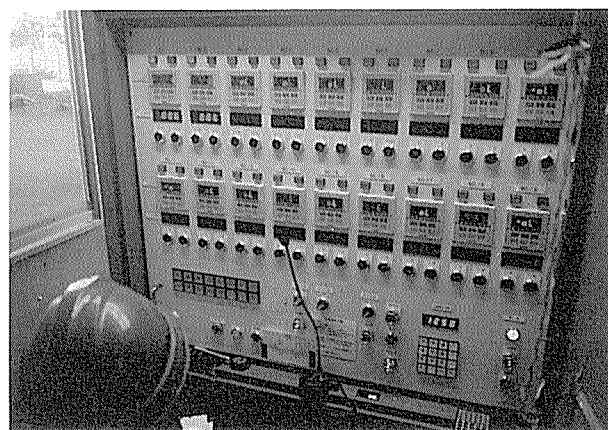


写真-8 リフターシステムの集中制御装置

◇工事報告◇

	10	20	30	40	50	60	備考
主桁扛上機 (リフターシステム)	ベント組立						25日
	主桁扛上・横移動・位置修正 支承擔付け(養生含む) 主桁据付け ベント解体・移動						

図-10 桁移動工程表

(7) 主桁の設置

主桁をジャッキダウンし、支承上に主桁を設置した。

5.3 リフターシステムの解体

主桁の位置修正設置完了後、まず足場およびリフターシステムの横移動部から解体した。その後、組立手時と逆の順序でリフターバンドおよび中央バンドの追加されたバンドを徐々に撤去してゆき、システム全体を降下させた。さらに、上部の高さ調整材、横梁を解体し、リフターを撤去・移動させて、リフターバンドと中央バンドを解体した。図-10に本システムを用いた桁移動工程表を示す。

6. おわりに

3号神戸線復旧摩耶～京橋 PC 桁補修工事の中で、震災により橋桁が大きく移動した摩耶工区の桁移動工について報告した。

早期開通を命題とする3号神戸線の復旧工事において、多径間にわたって連続的に横移動・沈下した橋桁の桁移動をユニット式の主桁扛上システム等を採用することにより、厳しい施工条件と数々の課題を克服して無事に終了することができた。そして3号神戸線は平成8年2月から摩耶 IC より京橋 IC 区間、8月10日に摩耶～深江間の供用を無事開始することができた。



写真-9 摩耶工区全景

昨今、コンクリート構造物の維持管理・補修・補強が注目されている中で、本工事例が参考となれば幸いである。また、工事期間中ご指導ご協力をいただいた関係者の方々に心より感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) (社)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わる仕様」の準用に関する参考資料(案), 1995.
- 2) 阪神高速道路公団：道路構造物の点検標準(土木構造物編), 1985.

【1996年10月11日受付】