

# 塑性ヒンジを生じて傾斜した T形RC橋脚の傾斜復旧技術

吉川 実<sup>1</sup>・金治英貞<sup>2</sup>・下田 努<sup>3</sup>・坂田英一<sup>4</sup>・浦野和彦<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 阪神高速道路公団 神戸第一建設部 部長 (〒 650-0041 兵庫県神戸市中央区新港町 16-1)

<sup>2</sup>正会員 工修 阪神高速道路公団 大阪第一建設部 主査 (〒 542-0086 大阪市中央区西心斎橋 1-2-4)

<sup>3</sup>正会員 工修 ハザマ 大阪支店 土木部 (〒 541-0048 大阪府大阪市中央区瓦町 44-8)

<sup>4</sup>正会員 ハザマ 技術研究所 技術研究部 (〒 305-0822 茨城県つくば市苅間字西向 515-1)

<sup>5</sup>正会員 工修 ハザマ 技術研究所 技術研究部 (〒 305-0822 茨城県つくば市苅間字西向 515-1)

兵庫県南部地震によって被災した阪神高速3号神戸線の災害復旧工事において、橋脚基部に塑性ヒンジを生じて橋軸直角方向に約2.2度傾斜したT形RC橋脚の傾斜修正をジャッキアップ工法で実施した。本工法を適用するにあたり、基本的な施工方法はもとより、ジャッキ推力の設定方法、傾斜修正時の橋脚の挙動制御が課題となった。そこで、撤去予定の傾斜橋脚を使用した試験施工とRC非線形フレーム解析を用いた解析検討により、これらの課題を事前に究明した後、本施工を実施した。本論文は、試験施工および本施工における施工状況と得られた知見について述べたものであり、ジャッキアップによる傾斜修正が塑性ヒンジを生じて傾斜したT形橋脚の復旧に適用可能であることを示したものである。

*Key Words : restoration against earthquake disaster, RC pier, plastic hinge, inclination correction*

## 1. はじめに

阪神高速3号神戸線（以下、神戸線と呼ぶ）は、神戸西部の月見山ランプから大阪の阿波座合流までの延長約40kmの高速道路であり、大阪、神戸地域を東西方向に結ぶ重要なライフラインである。

1995年1月17日未明に発生した兵庫県南部地震により、この地域のインフラは大きな被害を被ることになった。神戸線も甚大な被害を受け、阪神地区、特に神戸市西部から西宮市にかけて、桁の落下・端部座屈、支承の破損・変形、橋脚の倒壊・傾斜・損傷が発生した。

今回対象とする工区は、路下に民間営業施設があり、神戸線の中でも特に早急な本復旧が必要とされた工区であった。そのため、「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」<sup>1)</sup>、「3号神戸線復旧設計要領」<sup>2)</sup>等関係基準が未整備の段階で設計および施工検討を開始しなければならなかった。なかでも、橋脚基部付近の塑性ヒンジを回転中心として橋軸直角方向に約2.2度と大きく傾斜した

T形RC橋脚については、その復旧手法について十分な検討が必要となった。

その対応としては、橋脚の撤去・再構築と傾斜修正の二つの方法が考えられたが、塑性ヒンジの形成度合いおよび当該工区特有の狭隘な路下条件、時間的制約を勘案して、梁下面をジャッキアップする傾斜修正工法を選択するに至った。これまで、大地震を受け塑性ヒンジを生じ傾斜したT形RC橋脚の傾斜修正についての報告事例がないため、適切なジャッキ推力の設定と傾斜修正時つまりジャッキアップ時の構造物挙動を適切に把握することが施工上最大の課題となった。

本論文は、これらの課題に対して実施した傾斜修正の試験施工、解析検討を中心に述べ、最後に本施工の報告を行っている。

## 2. 被災調査と復旧方針

### (1)対象橋梁概要

神戸線の中でも神戸市灘区味泥地区は、営業施設

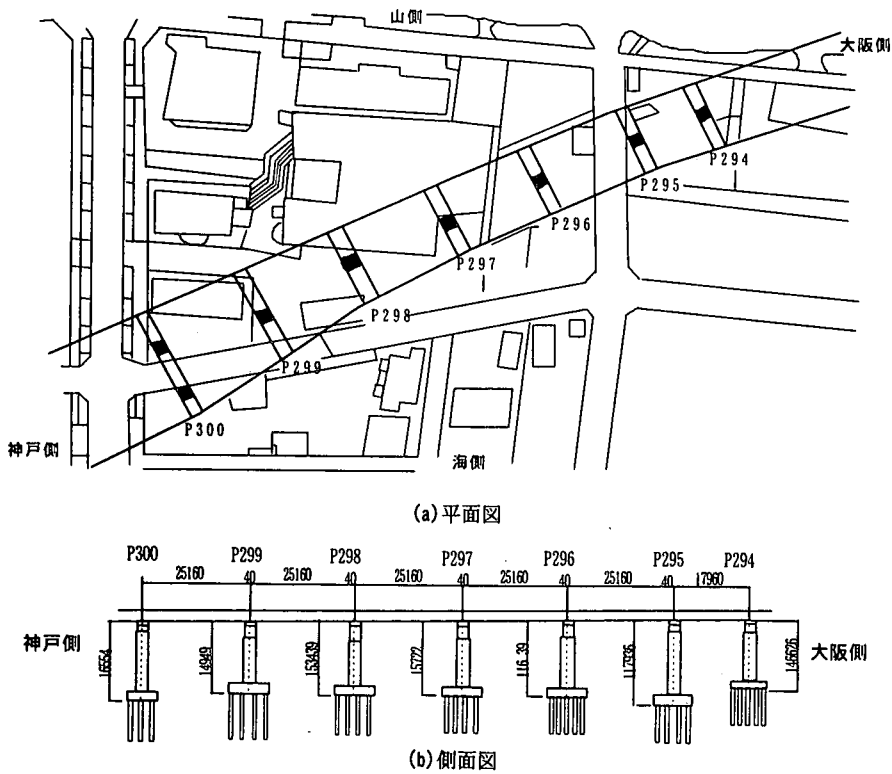


図-1 緊急復旧対象区間

が交錯する民有地上に位置しており、特に早急な復旧が望まれ、他の区間に先駆けて橋梁の本格的な復旧を実施するに至った(図-1 参照)。

被災時、本区間の橋梁は、径間長約 25m のポストテンション方式合成単純 PC 桁(幅員約 20m) 6 連と、高さ約 13m の RC 型式の T 形橋脚 6 基、ラーメン形橋脚 1 基で構成されており、いずれも杭基礎(場所打ちコンクリート杭)であった。橋梁下は大半が民有地であり、その建築物への影響と道路線形を確保する必要性から T 形橋脚の両側の梁張出し長さの差は、今回対象の橋脚 P297 では 4m もあり、偏心荷重が常時作用する形状となっていた。

## (2)被災調査

橋脚の補修・補強計画の立案に必要な資料を得るため、主として橋脚の損傷度と使用材料の性状および杭の健全性を調査した。調査は一次調査として橋脚損傷部位の外観調査を、二次調査として橋脚健全部位の配筋調査、材料試験を、三次調査として杭の健全性調査を実施した。表-1に調査項目を示す。

### a)一次調査

脚柱の傾斜修正を計画した P297 の橋脚損傷状況の外観調査結果を表-2に、損傷状況を図-2、写真-1に示す。

P297 橋脚の損傷は、橋脚柱部においてフーチング天端から上部約 3 ~ 5m 区間に発生し、脚柱全周に渡ってかぶりコンクリートの剥離・剥落、主鉄筋の座屈や重ね継手の破壊が発生し、損傷部より上の脚柱部は構造上の偏心方向に約 2.2 度傾斜していることが確認された。さらに脚柱の傾斜とともに支承部も破損しており、上部工も支承位置から橋軸、橋軸直角方向に移動した状況にあった。

### b)二次調査

配筋状況は、電磁波方式の鉄筋探手法により橋脚の健全部に対して実施した。探査結果から、かぶり厚さ、鉄筋間隔は設計どおりであった。

コンクリートの中性化の程度は、竣工後 30 年を経過してもコンクリートのごく表面に限られ、鉄筋の腐食は全く確認されなかった。なお、測定した中性化深さは、平均 1.5cm であった。

コンクリートには川砂、川砂利が用いられており、X 線回折分析の結果、アルカリ反応性骨材は含まれていなかった。配合分析によると単位セメントは、約 290kg/m<sup>3</sup>程度と推定された。

コンクリート強度は、コア供試体の圧縮強度試験およびシュミットハンマーによる非破壊試験結果とも 400kgf/cm<sup>2</sup>以上の圧縮強度が確認され、設計基準強度 270kgf/cm<sup>2</sup>を十分満たしていた。

表-1 調査項目一覧

調査段階	調査項目	細目
一次調査	外観調査	地上部
		地中部
二次調査	配筋調査	地上健全部
	中性化試験	地中健全部
	化学分析	X線回折分析
		配合推定
	強度試験	コア供試体圧縮試験
	シュミットハンマ	
三次調査	杭の健全性調査	コアボーリング

表-2 外観調査結果一覧

調査項目		損傷状況	
地上部	橋脚の傾斜	橋軸方向	神戸→大阪 0.1°
		橋軸直角方向	海側→山側 2.2°
地中部	橋柱部の変状	・地上 1.3 ~ 2.9m の位置でかぶりコンクリートが全周はく離	
		・主筋重ね継手破壊	
地中部	山側	フーチング上部から地上部はく離部分にかけて、かぶり部が連続はく離	
	海側	異常なし	

c)三次調査

基礎杭の調査は、杭芯に穿孔した孔に挿入したポアホールカメラによる観察によって行った。対象はP297の杭16本の内、神戸側杭列の内最も山側の1本と、大阪側杭列の内最も海側の1本の計2本とした。その結果、いずれの杭もひび割れは認められなかった。

(3)復旧方針

上記調査の結果、橋脚、基礎杭とも健全部はそのまま使用することが可能であり、損傷部の補修と耐震性向上のための補強を実施することにより、将来的に十分使用目的に供するものと判断した。

また、P297の損傷状況から、傾斜は塑性ヒンジの形成によるものと判断されたため、このヒンジを利用した傾斜修正を行うこととした。具体的には、梁下面位置をジャッキアップし、塑性ヒンジ部を回転中心として脚柱の傾斜修正を行うこととした。

ここで、橋脚を撤去し再構築する対案も考えられたが、広い施工ヤードが要求されることから、本現場では採用不可能という結果に至った。仮に、この施工ヤードが確保されたとしても、撤去・再構築に係る工期は長期間に及び、工費も比較にならないことが想定された。また、完成後の橋脚の品質および信頼性については、損傷部を完全補修するという他の補修・補強対応の被災橋脚と同様の思想に基づき問題はないと判断した。

なお、阪神高速道路神戸線においては、1度を超

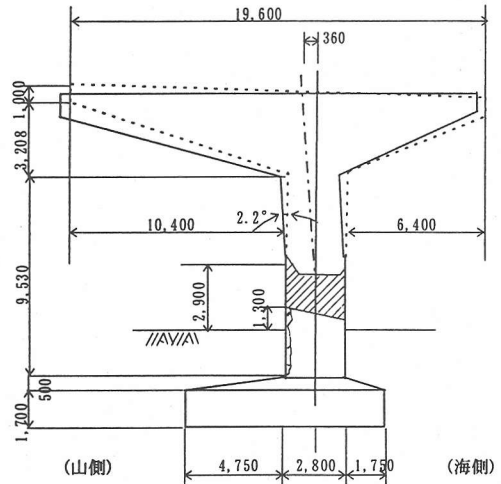


図-2 P297(本施工橋脚)損傷状況



写真-1 P297橋脚基部損傷状況

える傾斜橋脚に対し撤去・再構築という手法を主として採用した。この選択は、以下に示す試験施工等による技術的知見が得られていなかったために、その時点で確実性を最重視した結果の決断であった。

3. 橋脚傾斜修正の試験施工

(1)対象橋脚の概要と損傷状況

試験施工対象のP387橋脚の損傷状況を図-3、写真-2に示す。損傷部はフーチング天端から上部0~1.7mの範囲の地中部にあり、かぶりコンクリートは、4面の内、海側、大阪側、神戸側の3面で剥離、剥落が生じていた。海側の主筋(D32)は設計断面から約10cmはらみだし、帯鉄筋(φ16)はコンクリートの剥落に伴い、フーチング天端から上部約60cmの位置では定着部から離脱していた。また、ひび割れは、大阪側、神戸側とも海側から山側まで達し、

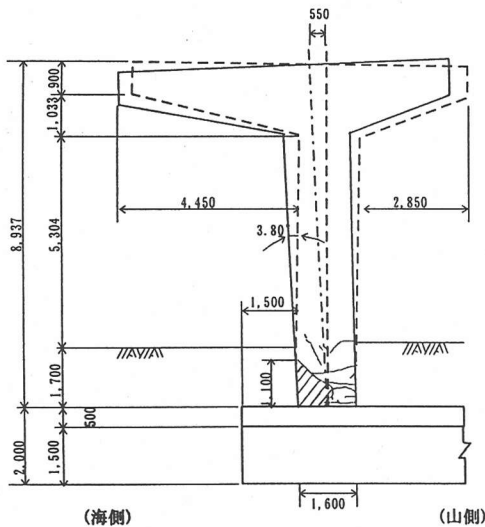


図-3 P387 (試験施工橋脚) 損傷状況

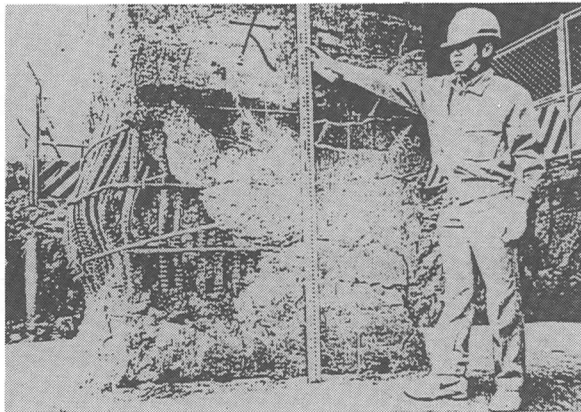


写真-2 P387橋脚基部損傷状況

山側のひび割れは地上部にも発生していた。これらの損傷に伴い、P387は損傷部を起点に橋軸直角方向海側に約3.8度傾斜し、橋脚天端で約55cm水平移動していた。

## (2) 試験施工の目的

試験施工においては、解析検討では把握しにくい下記の項目を検討することを目的とした。

### a) ジャッキアップ方法とジャッキ推力の設定

傾斜修正を可能とするジャッキ推力は、採用する補助工法により大きく異なる。つまり、梁下面からのジャッキアップを行うことを想定した場合、①大きなジャッキ推力を与えられるように弱点部となる梁・柱接合部の補強を行う方法、②脚柱損傷部の剛性・強度をさらに低減させるために断面欠損加工する方法の2つの補助工法が考えられる。

表-3 ジャッキアップに伴う補助工法比較

傾斜修正の為の補助工法	①橋脚・梁の接合部補強	②橋脚損傷部の剛性・強度低減
傾斜修正原理	橋脚・梁接合部(下側面)の曲げ耐力を増大した上で、大きなジャッキ推力により損傷部を中心に橋脚を回転し元の位置に復元する。	損傷部の曲げ耐力をさらに低減することにより、損傷部を中心に橋脚を回転し元の位置に復元する。
補助工法概要	橋脚・梁接合部(下側面)に鋼板接着補強などの曲げ補強を施す。	柱脚損傷部のコンクリートはつりや軸方向鉄筋の切断などにより断面欠損させる。
施工概要図		

今回、後述の比較から工法②の採用を決定したが、実橋脚において、この補助工法の選択とジャッキ推力の設定の妥当性を確認する必要がある。

### b) 橋脚挙動の把握

ジャッキアップ施工を実施するにあたり、被災による損傷のため不安定構造系となっている建造物の安全性把握のためには、橋脚挙動をできるだけ正確に事前予測することが重要となる。

よって、修正作業中における、①急激な柱あるいは梁の破壊可能性の有無、②ジャッキ盛り換え時における橋脚の戻り、③ジャッキ配置・ベント形式の選択、さらに、修正後における、④橋脚の水平および鉛直方向の残留変位、⑤健全部の損傷発生と補修の可否、などを把握検討する必要がある。

### (3) ジャッキアップ方法

ジャッキアップは、橋脚の形状とジャッキ反力材(ベント)の設置可能な範囲の制約から、梁下面を鉛直方向上向きに行うものとした。

ジャッキ推力の設定に先立ち、まず表-3に示すとおり、補助工法に関する比較を行った。この結果、傾斜修正のための適切な補助工法として、補助工法②を選定することとした。この理由は、補助工法①が過大なジャッキ推力や補強工における高所作業と不確実性を伴うのに対し、補助工法②は、建造物の健全部を傷める可能性が低く、比較的確実に施工できると判断したためである。

ここで、損傷部の断面欠損加工は、余震や傾斜修正中の構造不安定性を回避することが必要であったことから、挙動制御上必要最小限とした。なお、傾斜修正が順調に行われぬ場合は順次断面欠損加工を進める段階施工を計画した。

#### (4) ジャッキ推力

橋脚強度から見たジャッキ推力の許容値について以下の観点から試算を行った。すなわち、ジャッキ推力が作用する梁下面は曲げ圧縮側として設計されており、その鋼材量は引張鉄筋比にして 0.07 % と最小鉄筋比を大きく下回っているため、ジャッキアップ時には、曲げひび割れ発生以後急激に耐力を消失する可能性があった。したがって、許容ジャッキ推力としては、梁付け根下面における曲げひび割れの発生を避けるよう試算を実施した。

許容ジャッキ推力は、下記の式により算出した。

$$P_{ja} = (M_{cr} + M_d) / e \quad (1)$$

$$M_{cr} = f_t \times Z \quad (2)$$

ここに、 $P_{ja}$  : 許容ジャッキ推力

$M_{cr}$  : 梁のひび割れ発生 (負) 曲げモーメント

$M_d$  : 梁の自重による発生曲げモーメント

$e$  : ジャッキアップ位置から梁付け根部までの距離

$f_t$  : コンクリートの引張強度

$Z$  : 梁の断面係数

なお、許容すべきコンクリート引張応力度は、設計基準強度  $f'_{ck}$  ( $= 270 \text{ kgf/cm}^2$ ) から式 (3) により算定される引張強度  $f_{t,i}$  ( $= 21 \text{ kgf/cm}^2$ ) 相当と設定した<sup>3)</sup>。

$$f_{t,i} = 0.5 \cdot f'_{ck}{}^{2/3} \quad (3)$$

ここで、P387 における許容ジャッキ推力は 175tf と算出されたが、さらに安全を考え実施ジャッキ推力を 120tf と設定した。

#### (5) 載荷方法および計測管理

載荷には、100t 油圧ジャッキを 2 台用い、梁・柱接合部から 1.94m 離れた梁の重心位置に鉛直ジャッキを設置した。なお、荷重載荷ステップは、基本的に 10tf/ステップとした。油圧ポンプは、2 台のジャッキ推力が同一となるよう 1 系統とし、ジャッキアップ時には変位、修正角、ジャッキ推力について計測管理を行った。ここで、水平変位はセオドライト、鉛直変位はレベルにより計測を行った。また、橋脚天端では傾斜計、梁・柱結合部ではひずみゲージによる計測を実施した。

橋脚の傾斜修正に伴い、鉛直ジャッキ位置が水平方向に移動する現象に対しては、ジャッキを送り台の上に設置し、水平ジャッキによって鉛直ジャッキを移動させることにより対処した。反力装置であるジャッキアップ用ベントの形状を図-4 に示す。また、ジャッキアップ時の橋脚の急激な倒れを防止するためのジャッキアップ反対側の梁受けは、梁と仮受け

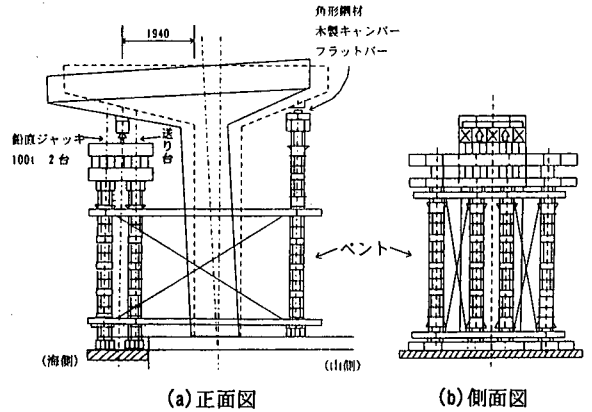


図-4 P387橋脚ジャッキアップ用ベント構造図

表-4 試験施工ケース一覧

	損傷断面図	概要
ケース①		損傷状態のまま $A_s = 778.3 \text{ cm}^2$ (D32 98 本) $A_c = 200 \times (160 - 15) = 29,000 \text{ cm}^2$
ケース②		かぶりコンクリート除去 $A_s = 778.3 \text{ cm}^2$ (D32 98 本) $A_c = (200 - 15 \times 2) \times (160 - 15) = 22,100 \text{ cm}^2$
ケース③		海側鉄筋1段目(19本)撤去 $A_s = 627.4 \text{ cm}^2$ (D32 79 本) $A_c = (200 - 15 \times 2) \times (160 - 15) = 22,100 \text{ cm}^2$
ケース④		海側鉄筋2段目(19本)撤去 $A_s = 476.5 \text{ cm}^2$ (D32 60 本) $A_c = (200 - 15 \times 2) \times (160 - 15) = 22,100 \text{ cm}^2$

ベント間に角形鋼材、木製キャンバー、フラットバーなどを挿入し、脚柱の傾斜修正に応じてこまめに撤去、入替えを行った。

後述するジャッキアップ時の挙動推定（4章）より、実施ジャッキ推力（120tf）内で断面欠損加工を行わず目標修正角まで傾斜修正することは困難であると考えられるため、段階的に損傷部の剛性を低下させる試験ケースを計画し、試験施工を実施した。各ケースの断面形状を表-4に示す。ここで、コンクリートのはつり範囲は鉛直方向 1,100mm の損傷範囲全体とした。また、鉄筋の切断・除去範囲は鉛直方向 500mm の損傷範囲の中心部分とした。

#### (6)計測結果

図-5に計測されたジャッキ推力と修正角の関係を示す。最終的には、設定したジャッキ推力以下で修正角が十分大きくなり、ジャッキアップによる傾斜橋脚の傾斜修正が可能と判断し、ジャッキアップを完了した。具体的な試験施工の経過状況は、以下のとおりである。

ケース①においては、載荷を 60tf, 107tf, 120tf と漸増して実施した。ここで、初載荷時の剛性は、250tf/度であった。また、除荷時の修正角（残留角）は 0.69 度となった。

ケース②においては、120tf まで一気に載荷した上で除荷を行った。載荷時の剛性は 133tf/度と、ケース①での初載荷時の立ち上がりの剛性の 53 % 程度であった。また、除荷時の修正角は 0.76 度であった。

ケース③においては、120tf まで載荷した上で除荷を行い、再度 120tf まで載荷を行った。その後荷重を 120tf で維持し、最後に 130tf まで載荷した後除荷を行った（ケース③'）。ここで、修正角 2.2 度付近でジャッキ推力が 120tf から一旦低下しているのは、変位の増加に伴うジャッキの盛換えを行ったためである。その結果、ケース③およびケース③'における載荷時の剛性は、それぞれ 121tf/度および 102tf/度であった。また、除荷時の修正角は、それぞれ 0.73 度、1.97 度となった。

最後に、ケース④においては、92tf まで載荷した時点で修正角も 3.3 度と十分大きくなり、また、一定載荷でも修正角が増加する傾向を示しはじめたため、梁とベント間に角形鋼材、木製キャンバー、フラットバーを挿入し、橋脚を固定した。載荷時の剛性は 69tf/度に低下していた。

#### (7)考察

ケース①、②の載荷剛性の比較からは、かぶりコンクリートが直接大きく剛性に寄与したように見受けられる。しかし、ケース②載荷時の剛性低下の主要因は、断面欠損量の違いではなく、かぶりコン

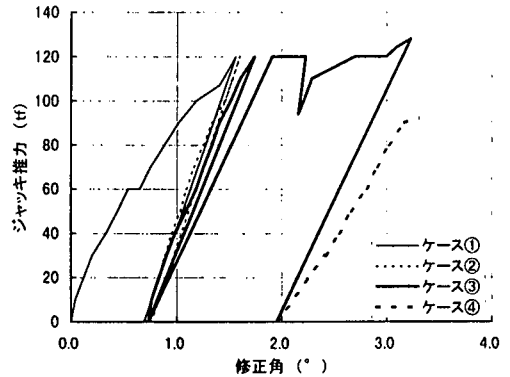


図-5 ジャッキ推力と傾斜角の関係 (P387)

リートが除去されたことでこの部分の座屈鉄筋がむき出しになり剛性寄与効果を失ったものと考えられる。これは、計算上、鉄筋を健全と仮定し、表-4に示す断面欠損部と健全部のそれぞれの区間で換算曲げ剛性  $E_c I_e$  を一定とし曲げ変形を算定した場合、ジャッキ力 120tf 時の柱のたわみ量は、ケース①、②でそれぞれ 10mm, 11mm となり、有意な差が認められないからである。

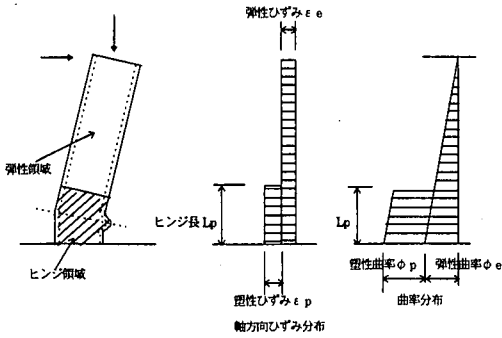
また、ケース③では、最外縁の主筋を全数切断したにも関わらず、ジャッキ推力の範囲において確認された剛性低下はケース②に対して約 10 % 程度であった。これは、被災により海側 1 段目主筋は大きく座屈していることもあり、ケース②では、加力範囲において有効に曲げ抵抗に寄与しなかったためと考えられる。

一方、ケース④では目標修正角に到達したため加力は 92tf で終了しているが、ジャッキ推力が 90tf に達した時点で修正角が増大する傾向が見られた。このことから、ケース④では、側方鉄筋が降伏に到達したと思われる。

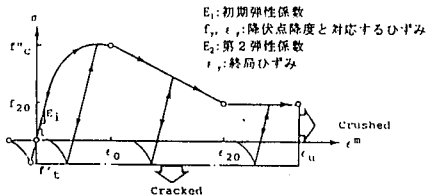
#### 4. 橋脚傾斜修正の解析検討

##### (1)検討目的

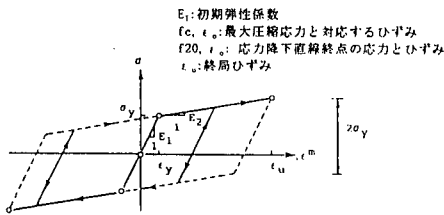
ジャッキアップによる傾斜修正時の橋脚の挙動の予測は、工事を安全かつ適切に進めるため非常に重要であり、かつ、試験施工で示したように、傾斜修正時の補助工法の必要性の有無を事前に判断するための重要な資料になると考えられる。また、今回の検討において、地震により被害を受けた実橋脚の残存剛性を算定し、計測結果との比較より、その算定法の妥当性を検証する事も今後の適用を考えると重要である。



(a) モデル化の概要



(b) コンクリートの応力-ひずみ関係



(c) 鉄筋の応力-ひずみ関係

図-6 解析モデル概要 (交番加力解析)

したがって、以下に示すような手順で解析・検討を進めていった。

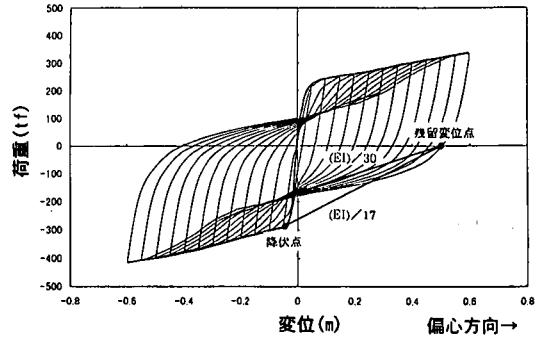
- ① 交番加力解析による荷重-変位履歴曲線の算定
- ② 地震応答解析による地震時挙動の把握
- ③ 橋脚の残留剛性の算定
- ④ ジャッキアップ時の挙動の推定

ここで、解析対象橋脚としては、試験施工結果との比較を試みるための P387 橋脚と本施工の挙動予測のための P297 橋脚とした。

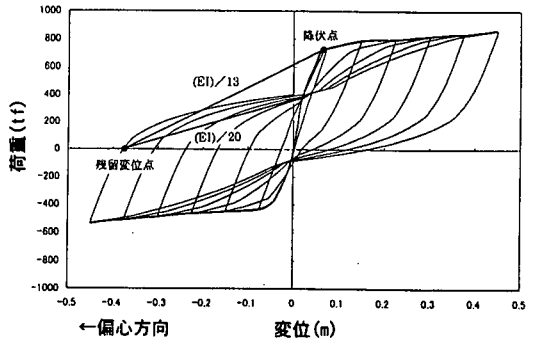
## (2) 交番加力解析による検討

はじめに、橋脚が保有する耐力や履歴特性を把握するため、橋脚天端に正負交番の水平荷重が作用した場合の橋脚天端における荷重-変位履歴曲線を解析により求めた。

解析では、ファイバーモデルを用いて梁要素のモデル化を行い、フレーム解析による構造解析を行った。この解析モデルでは、図-6(a)に示すように、



(a) P387



(b) P297

図-7 交番加力解析結果

橋脚下端にヒンジ領域を設け、塑性曲率および塑性軸方向ひずみを集中させている。ここで、ヒンジ領域は橋脚幅と等しいと仮定した。

解析における断面のファイバー分割数は 20 とし、ファイバーモデルに用いたコンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係は図-6(b)および図-6(c)である。ここで、材料強度は、現地で採取した材料の強度試験結果の値を用いた。

図-7に解析による荷重-変位履歴曲線を示す。ここで、解析における載荷は変位制御により行い、載荷サイクルは、事前に計算より求めた降伏変位  $\delta_y$  を基準とし、その整数倍で順次作用させた。

## (3) 地震時挙動の推定

交番加力解析では変位制御で荷重を作用させるため、偏心荷重の影響が解析結果にほとんど表れていない。しかし、実際に地震により偏心方向に大きな残留変位を生じているため、地震力が作用した場合には、偏心のない橋脚と異なる挙動を見せると考えられる。したがって、交番加力解析より求めた残存剛性の妥当性と偏心橋脚の地震時挙動を確認するため、以下に示す非線形動的解析<sup>4)</sup>を実施した。

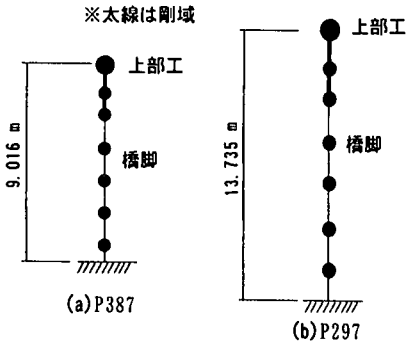


図-8 解析モデル概要(動的解析)

解析モデルは、図-8に示すような梁-質点モデルとし、橋脚下端は固定とした。橋脚部の梁要素には、橋脚の動的解析で一般的に行われているM-φ曲線により鉄筋コンクリートの非線形特性を考慮し、M-φ曲線として剛性低下型トリリニアモデル(武藤モデル)を用いた。ここで、交番加力解析と非線形モデルが異なるため、モデル相互間のクロスチェックを解析前に実施した。また、桁および橋脚張り出し部の偏心を初期条件として考慮した。

入力地震動としては、兵庫県南部地震におけるJR西日本鷹取駅のNS成分記録に対し、橋脚天端の残留変位が実際の測定値と一致するように加速度振幅の調整を行った波形を用いた。

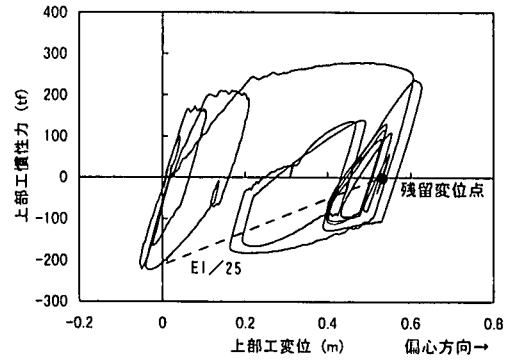
図-9にP387の解析より得られた荷重-変位履歴曲線と桁位置での時刻歴変位波形を示す。ここで、図中の荷重は慣性力(桁自重×応答加速度)とした。

解析結果より、偏心曲げが作用する方向のみ変位が増加・蓄積し、反対方向にはほとんど変形していないことがわかる。また、P297の解析結果はここでは割愛したが、同様の傾向を示していた。この傾向は、地震波加振による振動台実験<sup>3)</sup>でも確認されており、偏心のある橋脚の地震時の実挙動であると考えられる。

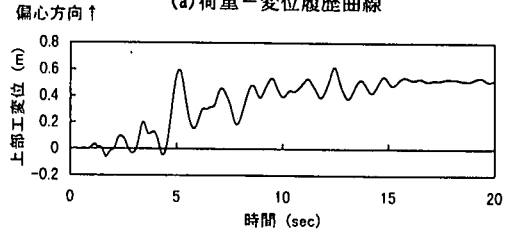
#### (4)橋脚の残存剛性の算定

ジャッキアップ対象の橋脚は地震により大きな損傷および残留変位を生じており、かなりの剛性低下を起こしていると考えられた。したがって、交番加力解析より求めた荷重-変位履歴曲線を用いて地震後の残存剛性を推定した。

地震により生じた残留変位点から荷重を開始した場合の橋脚の残存剛性は、最大点指向を考慮して、P387は初期剛性の約1/30～1/17(図-7(a)参照)、P297は1/20～1/13(図-7(b)参照)程度であると考えられた。また、P387の動的解析結果から推定した剛性も初期剛性の約1/25(図-9(a)点線)と、偏心方向の挙動のみに着目した場合には両解析結果



(a) 荷重-変位履歴曲線



(b) 時刻歴変位波形

図-9 動的解析結果(P387)

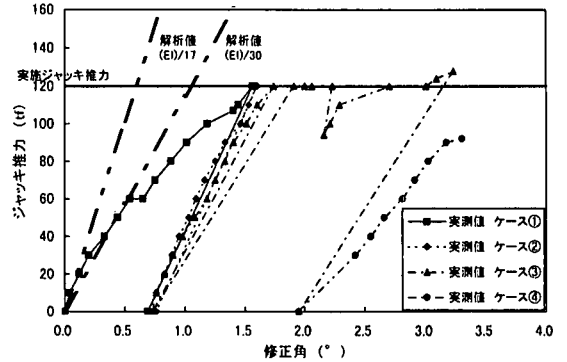


図-10 ジャッキアップ時挙動の比較(P387)

から求まる残存剛性に有意な差は見られなかったため、ジャッキアップ時の挙動の推定には交番加力解析より求めた残存剛性を用いることとした。

ここで、今回の解析モデルは主筋継手を考慮したものではないため、重ね継手部が大きな損傷を受けているP297とは損傷状況の仮定が多少異なっていると考えられたが、ここでは前述の値が施工上安全側になると判断した。

#### (5)ジャッキアップ時の挙動の推定

解析結果より算定した残存剛性を用いて、ジャッキアップ時の挙動の推定を行った。図-10にP387の解析値と計測結果の比較を示す。この図からわかるように、上記の残存剛性の算定は、橋脚の挙動を塑性ヒンジの仮定により、ある程度推定できていると考えられる。



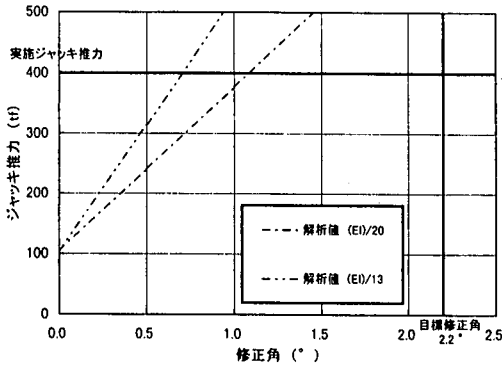


図-11 ジャッキアップ時挙動の推定 (P297)

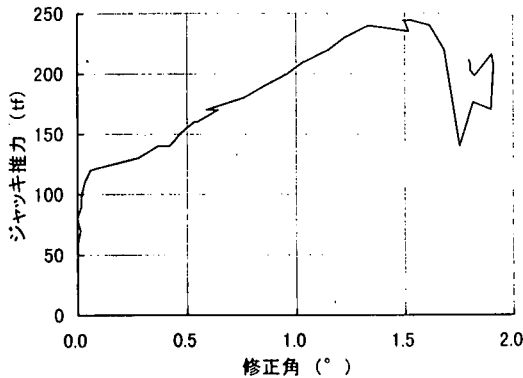


図-12 ジャッキ推力と傾斜角の関係 (P297)

一方、傾斜修正の本施工を行う P297 に対するジャッキアップ時の挙動は、図-11の一点鎖線と二点鎖線を最も剛性の高い場合と想定し、本施工を実施することとした。ここで、図中の最初の立ち上がりは、橋脚張り出し部による偏心をキャンセルするための荷重である。

## 5. 橋脚傾斜修正の本施工

### (1) ジャッキ推力

3, 4章で詳述した試験施工と解析検討を踏まえ、ジャッキ推力の推定を事前に実施した。すなわち、梁付け根部に曲げひび割れを発生する許容ジャッキ推力を試験施工と同様の方法で 552tf と算出し、さらに安全性を考え実施ジャッキ推力を 400tf と設定した。したがって、図-11のジャッキアップ時挙動の推定に示すように、断面欠損加工せずに傾斜修正を完了することは困難な場合も考えられ、ジャッキ推力が 400tf に達した時点で試験施工と同様に断面欠損加工を順次行うことを想定した。

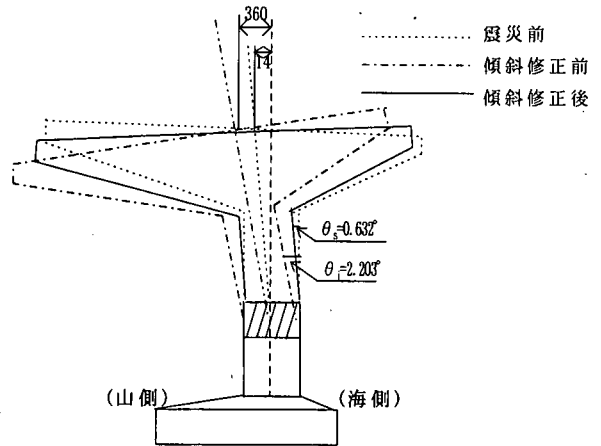


図-13 傾斜修正前後の状況

表-5 最終測定値と管理値の比較

測定項目と方向		測定値	管理値
変位	橋軸直角方向	14mm	30mm
	橋軸方向	30mm	30mm
傾斜	橋軸直角方向	1/1111 (0.05°)	1/500 (0.11°)
	橋軸方向	1/526 (0.11°)	1/500 (0.11°)

※図中の ( ) 内は橋脚頂部～基礎間の傾斜角

### (2) 載荷方法

試験施工実績から、載荷側のジャッキ設置位置は梁・柱接合部から 4.13m 離れた梁の重心位置、載荷荷重は 10tf を 1 ステップとし、1 ステップを 30 ~ 60 秒で加力した。橋軸直角方向の傾斜修正時の安全確保と橋軸方向の傾斜修正も極力行うことを目的に、橋軸方向梁幅内に能力 200t のジャッキを 2 台配置するとともに、載荷反対側にも同様のジャッキを設置し、合計 4 支点となるジャッキ配置を行った。

### (3) 計測結果

P297 橋脚の傾斜修正時におけるジャッキ推力と修正角の関係を図-12に示す。この図からわかるように、断面欠損加工をすることなく、ジャッキ推力 240tf で橋脚耐力の低下と修正角の増大が認められ、傾斜修正を完了した。この低推力で傾斜修正が完了した理由は、1 段目はもとより、2 段目、3 段目も重ね継手の機能を失っていたためと思われる。

傾斜修正の前後の状況を図-13に示す。また、最終荷重段階での橋脚変位、傾斜およびそれらの管理値<sup>6)</sup>を表-5に示す。この表からわかるように、変位、傾斜とも橋軸直角、橋軸方向いずれの管理値も満足する結果が得られた。

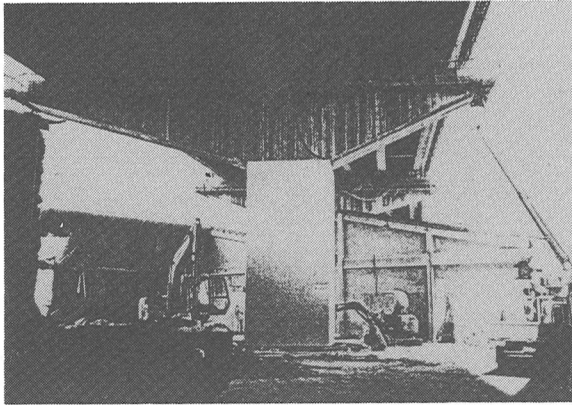


写真-3 P297橋脚復旧完了状況

#### (4) 傾斜修正後の補修・補強

傾斜修正後、以下に示す手順で橋脚の補修・補強を実施した<sup>7)</sup>。ここで、橋脚の補強方法としては、写真-3に示すように、十分な耐力とじん性が期待できる鋼板併用RC巻立工法を採用した。

- ① 損傷の激しいコンクリート部については破碎、撤去した。また、露出した重ね継手は、千鳥配置になるように切断撤去、新しい鉄筋の挿入を行い、エンクローズ溶接による継手形式に変更した。
- ② 補強主鉄筋は、フーチングを削孔し、樹脂による定着を行い、梁下まで配筋した。また、帯鉄筋は、フレアー溶接による継手を行った。
- ③ 鋼板はじん性を期待するため、フーチングへの定着を行わず、梁下まで巻き立てた。その後、中流動早強コンクリートによる打設（巻立厚約30cm）を行った。

なお、上部工については、耐震性向上のため、上部工の連続桁化と全方向免震構造化を実施した<sup>8)</sup>。

#### (5) 考察

P297に関しては、重ね継手の損傷の影響により、事前の推定値に比べて低推力で傾斜修正が完了した。したがって、重ね継手に関する既往の研究をもとに、重ね継手の損傷を考慮した残存剛性の算定およびジャッキアップ時挙動の検証を行った。

重ね継手の損傷を考慮した場合のP297の曲げモーメントと橋脚天端変位の関係を図-14に示す。ここで、ひび割れ点および鉄筋降伏点は復旧仕様<sup>1)</sup>に基づき算定した。鉄筋降伏以降については、重ね継手の鉄筋のラップ長を40D、主筋より内側のコンクリートは健全であるとして重ね継手の試験結果<sup>9)</sup>に基づき算定した。また、事前の解析と同様に材料強度は現地で採取した材料の強度試験結果を用い、損傷領域は橋脚幅と等しいと仮定した。

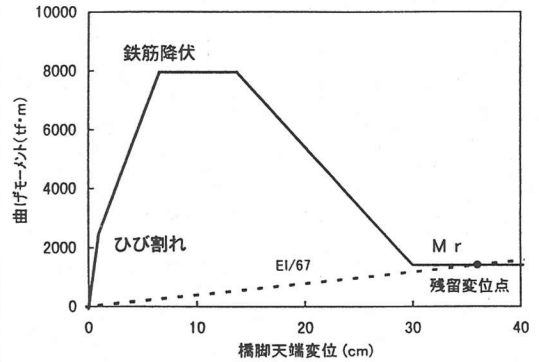


図-14 重ね継手を考慮した解析による曲げモーメントと変位の関係

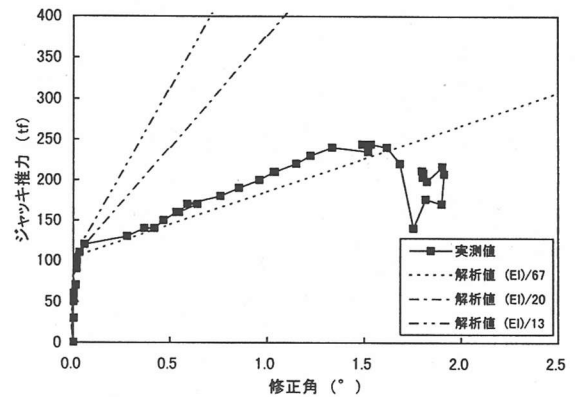


図-15 ジャッキアップ時挙動の比較 (P297)

図-14に示すように、重ね継手部が損傷を受けた場合、鉄筋降伏後早い段階で耐力低下を起こすが、変位が大きくなってからも一定の残留耐力  $M_r$  を保つような挙動を示す。ここで、 $M_r$  は橋脚に作用する軸力のみで決定され、次式により算定した。

$$M_r = P(h' - a)/2 \quad (4)$$

$$a = P/(0.85f'_c k b') \quad (5)$$

ここに、 $P$ ：作用軸力

$h'$ ：断面の残留コアコンクリートの高さ

$b'$ ：断面の残留コアコンクリートの幅

図-14に、実測された残留変位約36cmを与えると、橋脚の残存剛性は初期剛性の1/67程度であると考えられる。

図-15にP297の解析値と実測値の比較を示す。重ね継手を考慮しない場合の解析値は施工上かなり安全側の結果を与えるが、重ね継手部の損傷を考慮した場合には、実測値と比較的近い剛性となっている。これは、重ね継手の損傷は通常のRC部材の損傷と比較して、非常に大きな剛性低下を起こすためであると考えられる。

## 6. まとめ

兵庫県南部地震により被災し、橋軸直角方向に2度を超える傾斜を生じたT形RC橋脚に対して、橋脚基部の塑性ヒンジ部を回転中心としたジャッキアップ工法を用いて傾斜修正工事を実施した。ジャッキアップ工法を用いることにより、橋脚健全部を傷めることなく、撤去・再構築を行った場合に想定される工期より短期間で傾斜修正を完了した。なお、前述の補助工法およびジャッキアップ工法に要した日数は、本施工では8日であった。

本工法に関しての施工例が皆無であったため、試験施工によるジャッキアップ工法の実際の施工課題の把握とジャッキアップを効率的に実施するのに有用な傾斜修正時の挙動推定検討を実施した。ここで得られた知見は下記のとおりである。

- ①試験施工より、橋脚基部に塑性ヒンジを生じ、傾斜角が3度を超える傾斜橋脚に対しても、ジャッキアップ工法による傾斜修正は可能であることがわかった。
- ②傾斜修正において、橋脚損傷部の断面欠損加工を補助工法として併用することは、ジャッキ推力の低減や橋脚健全部の保護からも有効であった。
- ③傾斜修正において、橋脚健全部に損傷を発生させることはなかった。これより、梁付け根部のひび割れ荷重をもとに設定した許容ジャッキ推力は安全な設定値であったものと考えられる。
- ④RC非線形フレーム解析は、傾斜修正時の橋脚の挙動の推定をある程度可能にし、また、補助工法併用の判断基準となり得た。
- ⑤本施工より、主鉄筋の重ね継手部が損傷を受けた場合、鉄筋が連続した箇所の曲げ破壊による塑性ヒンジの損傷と比較して、大きな剛性低下を生じていたことがわかった。

謝辞：本施工法に対し、熱心なご審議を頂いた阪神高速道路公団復旧技術委員会コンクリート小委員会（主査：故藤井学京都大学教授）の諸先生方に感謝いたします。また、被災調査および解析方針に関して有益なご意見を頂きました神戸大学森川英典助教授に感謝いたします。

## 参考文献

- 1)建設省道路局：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、1995.2.
- 2)阪神高速道路公団：3号神戸線復旧設計要領（コンクリート構造物編）、1995.3.
- 3)土木学会：コンクリート標準示方書 設計編、pp.18-20、1991.9.
- 4)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、pp.63-86、1990.2.
- 5)運上茂樹、向秀毅：偏心曲げを受ける鉄筋コンクリート橋脚の地震時振動特性、土木技術資料、37-7、pp.26-31、1995.
- 6)阪神高速道路公団：土木共通仕様書（II建設工事編）、pp II-289、1992.4.
- 7)阪神高速道路公団：震災復旧工事誌、pp.445-455、1997.10.
- 8)吉川実、金治英貞、宇野裕恵：兵庫県南部地震により被災した既設PC高架橋の免震復旧構造、第1回免震・制震コロキウム講演論文集、1996.11.
- 9) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. : *Seismic design and retrofit of bridges*, Wiley-Interscience, pp.369-400, pp.549-557, 1996.

(1998. 1. 7 受付)

## TECHNOLOGY TO RESTORE THE INCLINED RC T TYPE PIER WITH THE PLASTIC HINGE

Minoru YOSHIKAWA, Hidesada KANAJI, Tsutomu SHIMODA, Eiichi SAKATA  
and Kazuhiko URANO

The RC T type pier discussed in this paper was severely damaged by the Great Hanshin Earthquake. And the jack-up method was employed to correct this RC pier which had inclined approximately 2.2 degrees in the transverse direction by rotating around the plastic hinge near the lower end of the pier.

Before the restoration work, we carried out the experimental studies and the numerical studies by non-linear analysis in order to make the restoration work effective. And the inclination was corrected successfully by the jack-up method.