

阪神高速大阪堺線大和川橋梁のRC橋脚耐震補強工事

(株)熊谷組	土木技術部	小林宏光
阪神高速道路公団	大阪建設局	西岡 勉
(株)熊谷組	大阪支店	桑原 勲
(株)熊谷組	大阪支店	大西 淳

1. はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震は土木構造物に甚大な被害を及ぼした。このため、阪神高速道路公団では既設橋脚について、橋梁全体系としての耐震性能を向上させることを目的に耐震補強工事を進めている。当該RC橋脚もその一つであり、じん性向上のため横拘束筋の増強および曲げ耐力向上のため軸方向鉄筋の補強を行うものである。本工事の特徴として、①橋脚が河川内に位置するため河川阻害率や施工時期等に制約があり、②曲線部を有する斜橋の上部構造と剛結されていることから橋梁全体系として耐震性能を評価する必要があった。本稿は、河川内に位置するRC壁式橋脚の耐震補強工事の設計および施工について報告するものである。

2. 補強対象橋脚

阪神高速大阪堺線大和川橋梁は、昭和45年に構築された橋長599.5m、6径間中央ヒンジ付箱桁連続ラーメン橋である。本橋梁は、路線計画の都合上、河川敷内において $R=206m$ の曲線部と大和川の流心と橋軸が 31° の角度をなす直線部からなる曲線橋である。補強対象橋脚は、河川内に位置する3橋脚（P358、P359、P360）で、いずれも上下2段構造となっており、上段は橋軸方向に、下段は小判型断面で流心方向に合わせてあり、斜橋となっている。

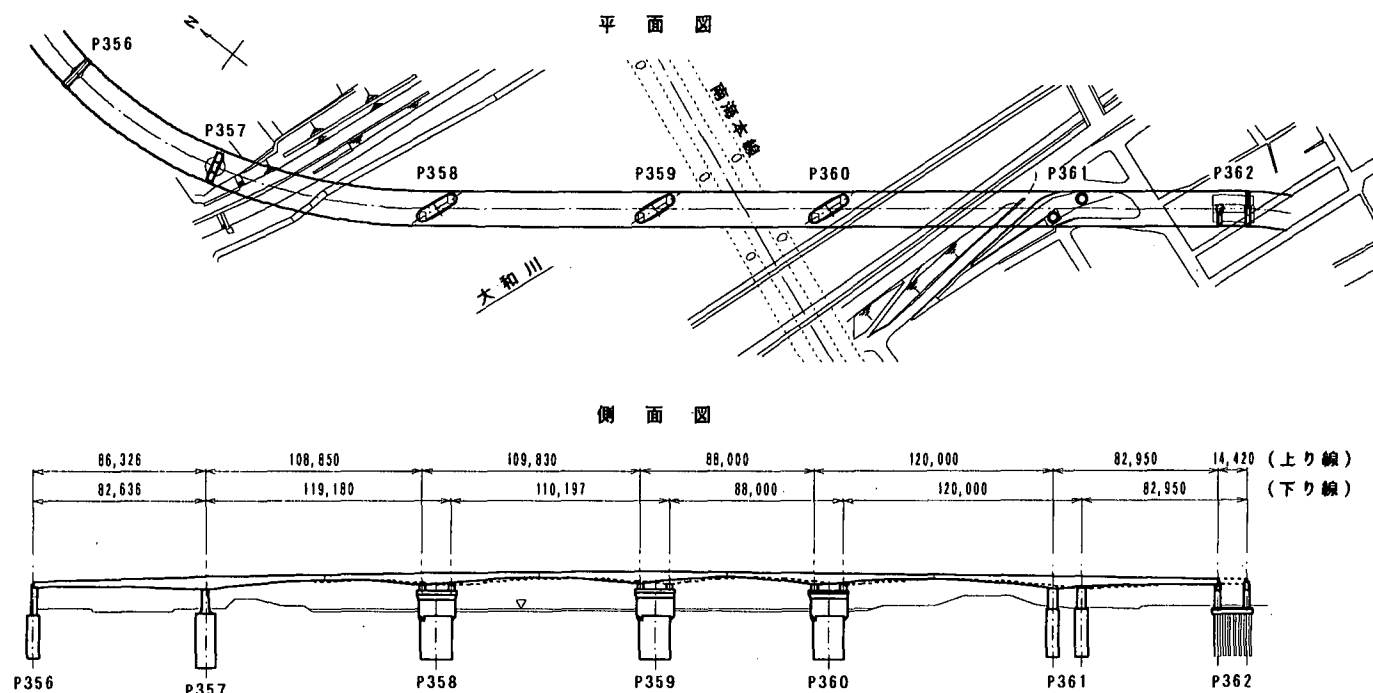


図-1 大和川橋梁一般図

キーワード：RC橋脚、耐震補強、曲げ制御式鋼板巻立て、地震応答解析、小判型断面

連絡先：〒162-8557 東京都新宿区津久戸町2-1 Tel.03-3235-8622 Fax.03-3266-8525

3. 補強設計

3.1 設計方針

補強設計および補強工事は、「『兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様』の準用に関する資料(案)」(平成7年6月、(社)日本道路協会)および「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」(平成2年2月、(社)日本道路協会)に基づいた以下の要領に準拠して行った。

- ・ 阪神高速道路公団 (平成7年12月) : 「RC橋脚耐震補強施工・管理要領(案)」
- ・ 阪神高速道路公団 (平成8年12月) : 「壁式橋脚の設計施工要領(案)」

補強設計の設計フローを図-2に示す。補強後の耐震安全性の照査は、①曲線橋であること、②上部構造と橋脚躯体が剛結合であること等の橋梁の構造形式を考慮して、橋梁全体を3次元多質点系にモデル化し、非線形地震時応答解析を実施して行った。基礎の照査については、橋脚躯体の補強によって地震時保有水平耐力の増加率が規定値以上(規定値:100%)の場合に行うこととした。

3.2 設計条件

対象橋脚の設計条件を表-1に示す。

表-1 設計条件

地盤種別		II種地盤
地域区分		A地域
地域別補正係数 c_z		1.00
重要度別補正係数 c_i		1.00
コンクリート	設計基準強度 $\sigma_{ck}(\text{kgf/cm}^2)$	300.0
	弾性係数 $E_c(\text{kgf/cm}^2)$	2.80×10^5
鉄筋	材質	SD295
	降伏点強度 $\sigma_{sy}(\text{kgf/cm}^2)$	3000.0
	弾性係数 $E_s(\text{kgf/cm}^2)$	2.10×10^6

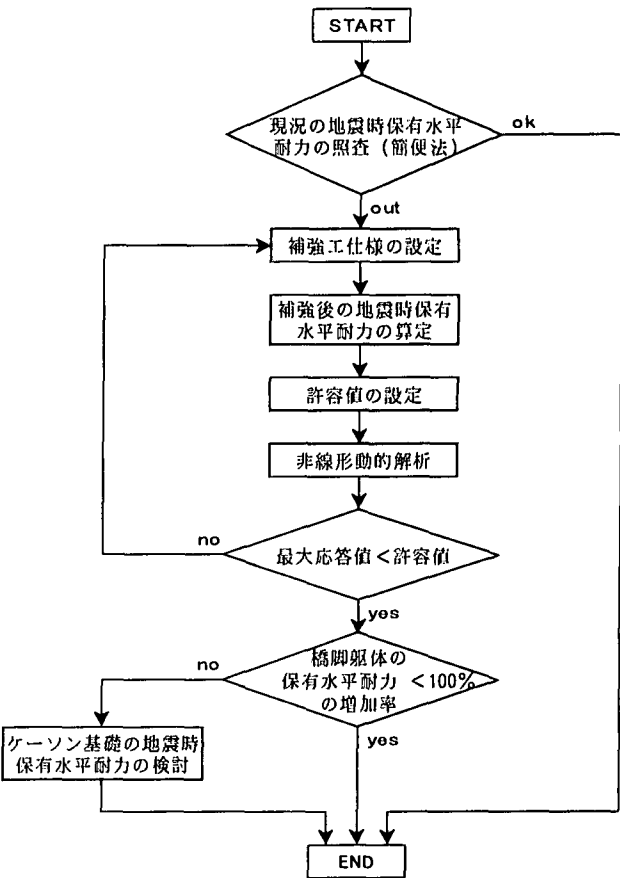


図-2 設計フロー

3.3 補強工法の選定

簡便法により現況での地震時保有水平耐力の照査を実施したところ、3橋脚ともに破壊形態が曲げ破壊型となり、保有水平耐力は地震時に想定される慣性力に対して大きく下回る結果となった。このため、じん性の向上のみでは所要の安全性を確保できず、曲げ耐力も向上させる必要があることが判明した。補強工法として下記の3工法について比較検討を行った。

- ① RC巻立て工法
- ② 曲げ制御式鋼板巻立て工法
- ③ 鋼板併用RC巻立て工法

ここで、大和川橋梁の制約条件として以下のものがあげられる。

- ① 対象橋脚が河川内に設置されており、仮設時においても河川阻害率の制約がある。
- ② 施工時期が河川の渇水期に限られ、施工方法に制約がある。
- ③ ケーソン基礎のため、基礎部の補強が困難である。

以上の制約条件より、最も河川阻害率が少なく比較的、地震時保有水平耐力の増加を制御しやすい曲げ制御式鋼板巻立て工法を採用した。

3.4 非線形地震時応答解析

1) 解析条件

地震時応答解析は、橋脚部材の非線形性を直接取り込んだ非線形時刻歴応答解析法により行った。積分法は Newmark β 法 ($\beta=1/4$) を用いた直接積分による解析とし、積分間隔は 1/1000sec とした。入力地震動は、(社)日本道路協会より提示されている時刻歴応答解析用標準波形のうちタイプII (II種地盤) の3波を使用し、基礎に作用する土圧の水平成分の作用方向に作用させた。構造部材のモデル化の概要を表-2に、解析モデルを図-3に示す。

表-2 構造部材のモデル化

着目部材	モデル	減衰定数 h (%)	備 考
上部構造	線形梁要素	3	
橋脚柱	非線形梁要素	2	剛性低下型 トリリニアモデル (武田ループ)
フーチング	線形梁要素	2	
基礎、地盤	等価線形バネ	20	フーチング下面に 集中バネとして設置

2) 解析結果

P359 橋脚を代表橋脚として最大応答値と許容値の比較結果を表-3、図-4に示す。

表-3 最大応答値と許容値 (P359)

			タイプⅡの地震動				許容値 (耐力)	平均値 許容値
			Ⅱ-Ⅱ-1	Ⅱ-Ⅱ-2	Ⅱ-Ⅱ-3	平均値		
入力地震動の最大加速度(gal)			686.83	672.64	736.33	698.6	—	
慣性力作用位置の 加速度 (gal)	上り線		1000.27	953.94	1072.95	1009.1	—	
	下り線		1002.07	947.45	1081.88	1010.5	—	
慣性力作用位置の 曲げ変形 (cm)	上り線		33.73	26.78	37.11	32.5	55.7	0.58
	下り線		34.10	27.07	37.50	32.9	55.7	0.59
曲げ モーメント (tf・m)	上り線	橋軸方向	13,253	13,130	13,366	13,249	14,208	0.93
	首部	直角方向	10,231	10,930	10,734	10,632	18,623	0.57
	下り線	橋軸方向	13,280	13,151	13,489	13,307	14,243	0.93
	首部	直角方向	10,373	10,999	10,880	10,751	18,665	0.58
	梁部	基 部	18,593	20,583	19,509	19,562	52,646	0.37
	壁部	段落し部	42,989	42,555	43,533	43,026	46,571	0.92
		基 部	46,585	46,386	46,646	46,539	47,233	0.99
	せん断力 (tf)	上り線	橋軸方向	1,009	608	1,751	1,122	2,804
首部		直角方向	2,153	2,051	2,296	2,166	3,775	0.57
下り線		橋軸方向	1,036	691	1,816	1,181	2,804	0.42
首部		直角方向	2,182	2,063	2,338	2,195	3,775	0.58
梁部		基 部	4,411	4,387	4,604	4,467	4,940	0.90
壁部		段落し部	4,815	4,534	5,013	4,787	5,119	0.94
		基 部	3,882	12,438	8,821	8,380	10,115	0.83

全体モデル鳥瞰図

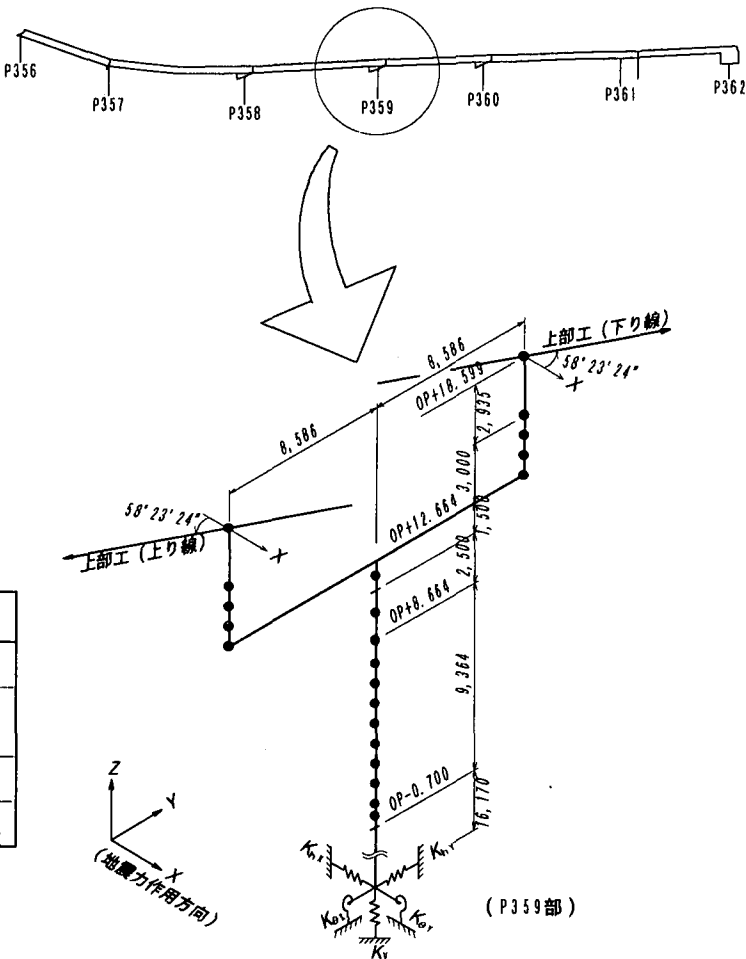


図-3 解析モデル図

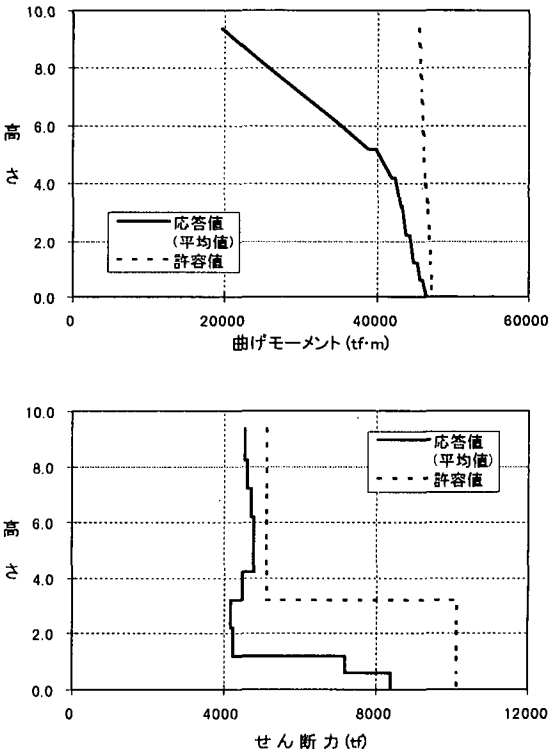


図-4 最大応答値分布図(P359 橋脚壁部)

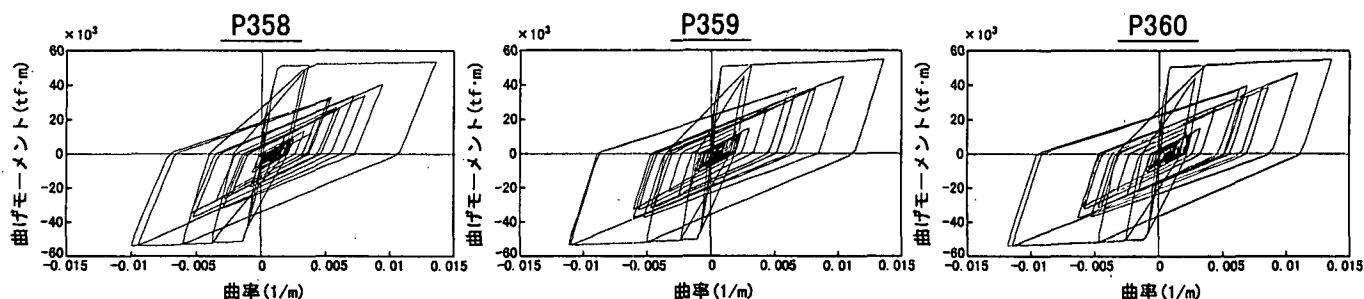


図-5 橋脚基部の応答履歴（入力地震動：Ⅱ-Ⅱ-1）

3.5 耐震安全性の照査

タイプⅡの地震動に対する橋脚の許容値は次式により設定した。

- ・上部構造の慣性力作用位置の許容変位

$$\delta a = \delta y + (\delta u - \delta y) / \alpha$$

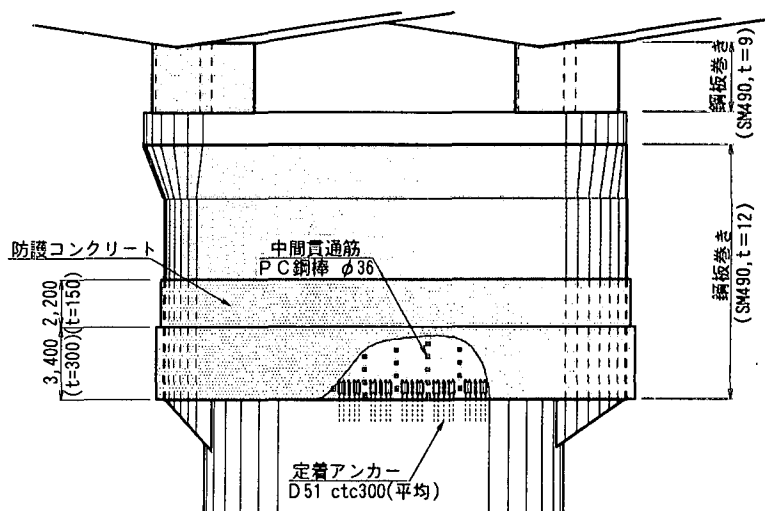
- ・橋脚躯体の許容断面力

$$M a = M y + (M u - M y) / \alpha$$

$$S a = S u$$

ここに、 α ：安全係数（=1.5）

耐震安全性の照査結果をまとめて表-4に示す。この結果、対象の3橋脚について図-6に示す補強を実施することとなった。また、補強による橋脚躯体の保有水平耐力の増加率が26%程度にとどまり、基礎についてはその影響が小さいと考えられる結果となった。



補強鋼板	SM490：t=9mm(首部)，12mm(壁部)
定着アンカー	104本－D51（ctc300）
中間貫通筋	PC鋼棒（B種1号）φ36 ctc ¹¹ 1500，▽600

図-6 補強仕様

表-4 設計総括表

橋脚番号		P358	P359	P360
下部工形式(柱断面形状)		RC壁式(小判形)	RC壁式(小判形)	RC壁式(小判形)
橋脚高 (m)		15.532	16.364	15.827
柱断面寸法 (m)		3.000×21.772	3.000×21.772	3.000×21.772
上部構造分担重量 W_u (tf)		5005.8	4721.6	5325.5
照査の方向		土圧水平成分の作用方向	土圧水平成分の作用方向	土圧水平成分の作用方向
照査の形態		現 況 補強後	現 況 補強後	現 況 補強後
降伏水平耐力 P_y (tf)		1878.4 2332.7	1778.7 2211.0	1872.1 2319.6
降伏変位 δ_y (m)		0.071 0.075	0.078 0.082	0.073 0.077
終局水平耐力 P_u (tf)		2131.6 2706.9	2018.2 2565.7	2125.1 2691.9
終局変位 δ_u (m)		0.212 0.714	0.237 0.795	0.216 0.725
せん断耐力 P_s (tf)		2880.3 4939.7	2880.3 4939.7	2880.3 4939.7
破壊形態		曲げ破壊 曲げ破壊	曲げ破壊 曲げ破壊	曲げ破壊 曲げ破壊
許容塑性率 μ		2.32 6.69	2.36 6.79	2.30 6.62
保有水平耐力 P_a (tf)		2047.2 2582.2	1938.3 2447.4	2040.8 2567.8
等価固有周期 T_{Eq} (sec)		0.826	0.826	0.826
設計水平震度 k_{he}		1.75	1.75	1.75
等価水平震度 k_{he}		0.916	0.908	0.921
等価重量 W (tf)		6279.4	6061.6	6623.9
慣性力 ($k_{he} \cdot W =$) P_e (tf)		5751.9	5503.9	6103.6
P_e / P_a		2.81	2.84	2.99
保有水平耐力の増加率 (%)		26.1	26.3	25.8
非線形動的解析	曲げ耐力	— 0.96	— 0.99	— 0.98
(解析値/許容値)	せん断耐力	— 0.95	— 0.94	— 0.99
耐震性の判定		× ○	× ○	× ○

4. 施工

4.1 施工条件

1) 工期

大和川（一級河川）の河川渇水期に工事を行うことが必須条件であったため、平成9年11月1日～平成10年5月31日の非常に短い期間に、工事開始から仮設備の撤去・護岸復旧を含めた全ての工事を完了させる必要があった。

2) 近接施工

P359及びP360橋脚は南海電気鉄道（南海本線）に離隔約25mと近接しているため、列車運行の支障となる位置での電気溶接作業（アーク光）や、近接箇所でクレーン等の重機を使用することができなかった。

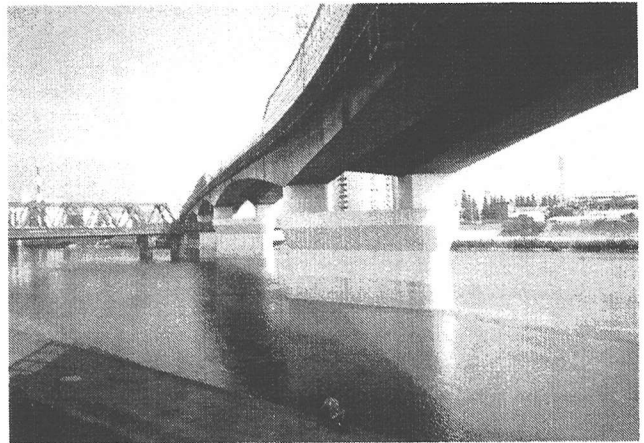


写真-1 補強対象橋脚

また、河川堤防上の材料搬入経路に存在する阪堺電車（路面電車）の架空線が約3.5mと低い位置にあるため、資材運搬の方法が制限された。

3) 河川環境保全上の留意点

工事箇所が「しらす（うなぎの稚魚）」の漁場となっており、「しらす」が走光性（光に集まる性質）を持つため、照明を用いる夜間作業は行うことが出来なかった。

また、河川敷内には機械・資材・工具等の仮置きができない条件であったため、毎日作業終了後に撤収を行う必要があった。

4) 障害物の撤去

P360橋脚周囲に設置された既設の水制ブロック（1.43 m×1.43 m×0.86 m, 189 個）を撤去し、工事完了後に復旧する必要があった。

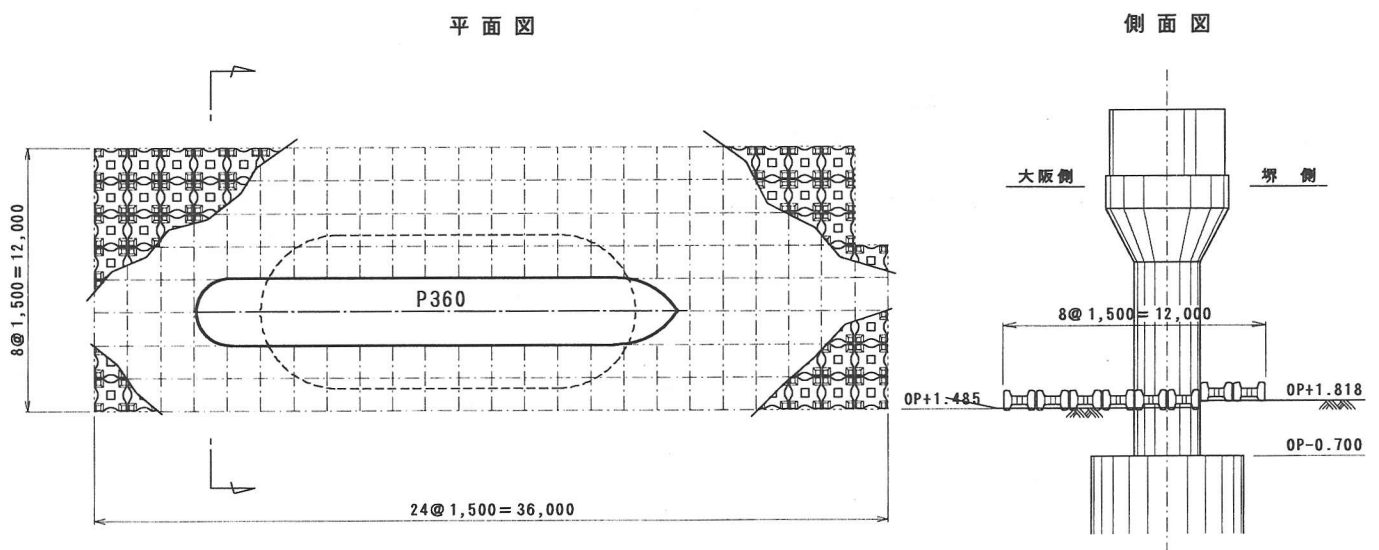


図-7 水制ブロック（P360廻り）

4.2 河川締切りの工法検討

河川締切工の工法については、表-5 に示す4工法の比較検討を行い、河川阻害率が最も低く、工期が最も短い「鋼矢板一重締切り工法」を採用することとした。一重締切り工法で最も問題となる止水の対策としては、鋼矢板のセクション部に水膨張性のウレタン材を塗布することにより、ほぼ完全な効果を得ることが出来た。

表-5 河川締切り工法比較表

工 法	鋼矢板一重締切り	築堤締切り	鋼管矢板一重締切り	鋼矢板二重締切り
概 要 図				
工法概要	河川敷より手延べ式で棧橋を施工する 橋脚をはさみ河川縦断方向に棧橋を施工する 棧橋を利用し、鋼矢板を打設する	河川敷より手延べ式で棧橋を施工する 棧橋より築堤を行う 築堤上より鋼矢板を打設する	河川敷より手延べ式で棧橋を施工する 橋脚をはさみ河川縦断方向に棧橋を施工する 棧橋を利用し、鋼管矢板を打設する	河川敷より手延べ式で棧橋を施工する 橋脚をはさみ河川縦断方向に棧橋を施工する 棧橋を利用し、鋼矢板を打設する 内外鋼矢板間をタイロッドで緊結する 内外鋼矢板間に土砂を投入する
止 水 性	鋼矢板継手のみでは止水性を確保できず、継手間に水膨張性の止水材を塗布し、止水性を確保する	鋼矢板継手のみでは止水性を確保できないが、築堤部の土砂部の浸透路長により水頭低下を図る	鋼管矢板継手内部にモルタルを注入し、止水性を確保する	内外鋼矢板の継手部と内部土砂の浸透による水頭低下効果より止水性を確保する
河川阻害率	1橋脚当り8.34m(4.26%) ○	1橋脚当り31.6m(16.2%) ×	1橋脚当り8.5m(4.35%) ○	1橋脚当り18.0m(9.2%) △
工 期	(基本案) ○	築堤に必要な工期と河川縦断方向の棧橋施工工期がほぼ同等 ○	鋼矢板にくらべ打設工期がかかるうえに継手部止水注入工期が加算される △	鋼矢板打設枚数が増えるうえに、中詰め土の施工工期が加算される ×
経 済 性	工事費比率: 1.00 ○	1.57 △	2.48 ×	2.52 ×
総合評価	◎	×	○	△

4.3 施工手順

施工手順を図-9 に示す。

4.4 施工上の留意点・工夫

1) 補強鋼板の製作

橋脚が河川内に位置するため、施工前に形状の原寸計測を行うことが困難であった。このため、端部調整用の補強鋼板の製作開始は、足場設置後の原寸計測を待たざるをえず、全体工程の調整が必要となった。

また、上流側の梁・壁間のテーパ部は、半円形状から船先形状へ漸次、移行する複雑な曲面形状となっており、設計図にも詳細な形状が明記されていないため、原寸計測により確認を行なった後に補強鋼板の製作を行った。

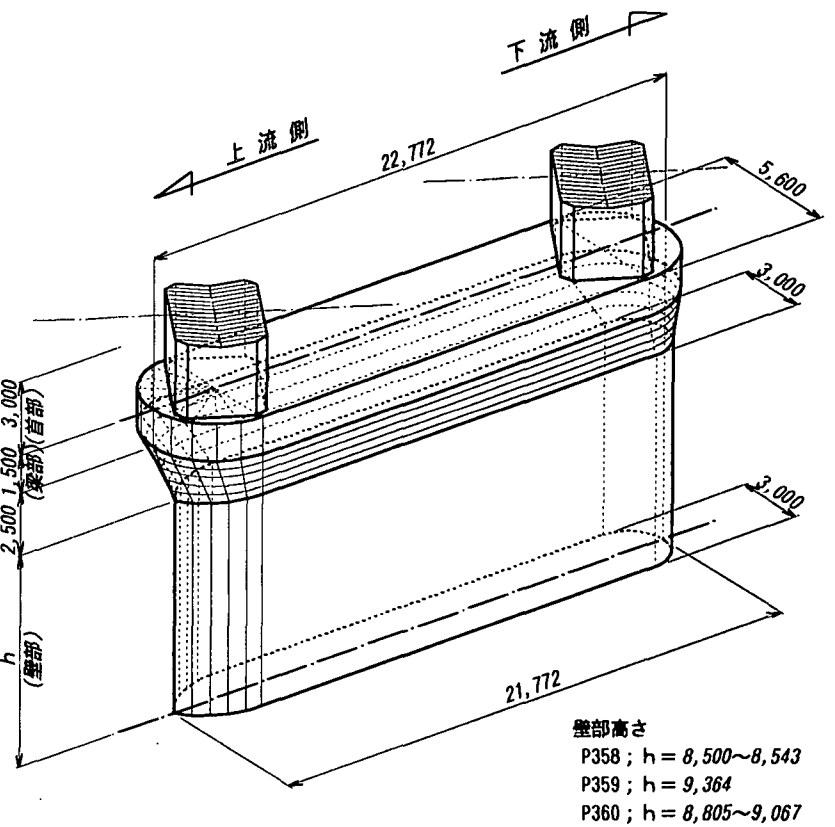


図-8 補強対象橋脚 概要図

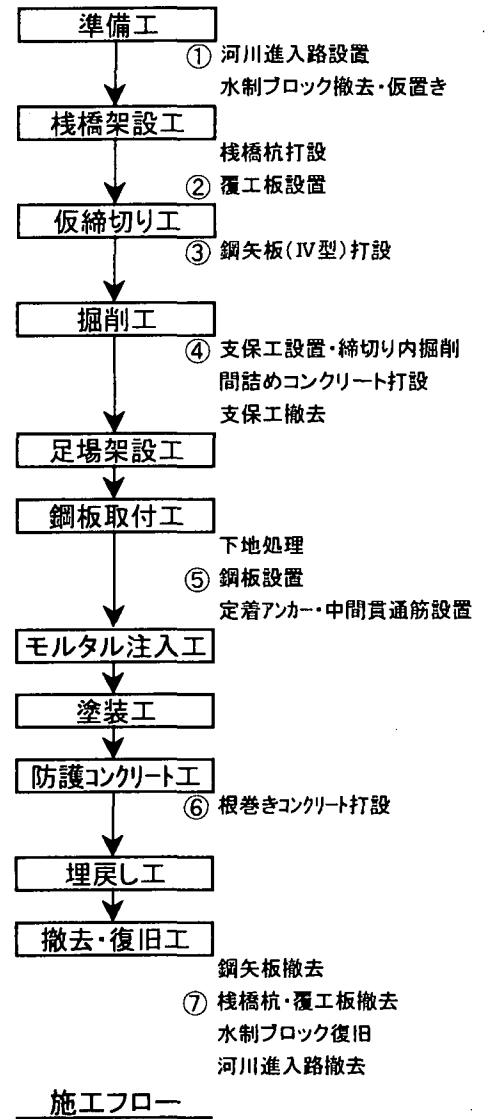
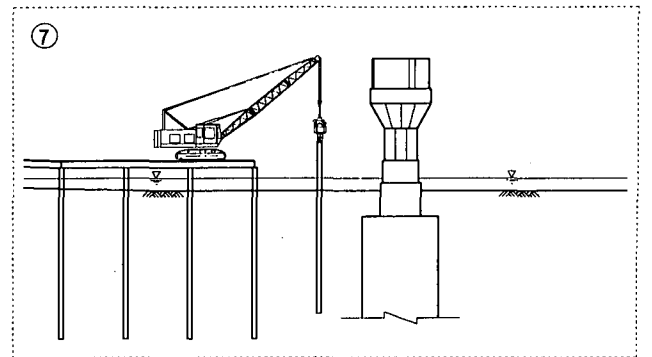
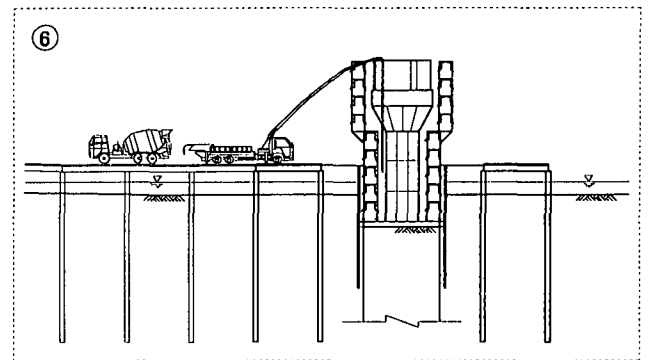
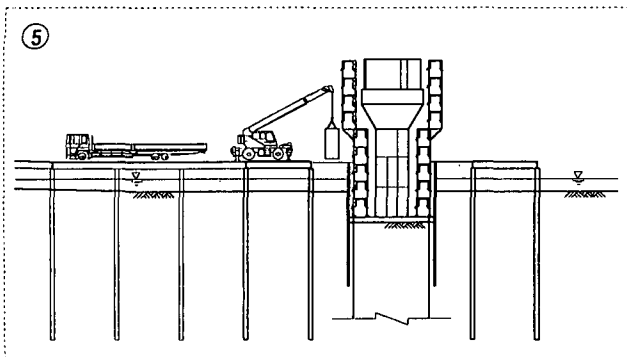
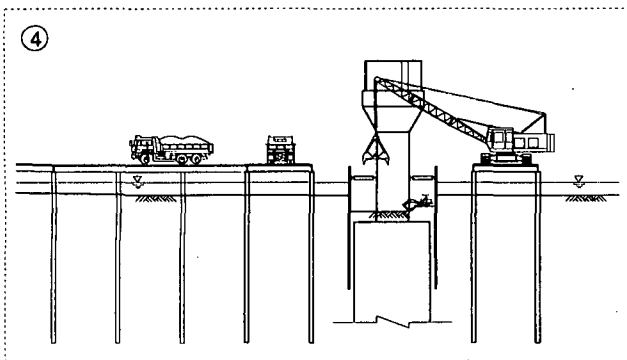
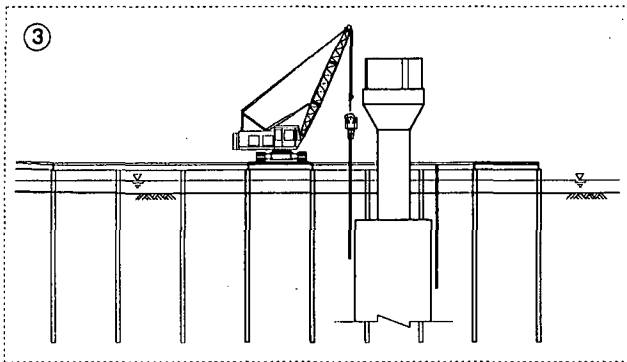
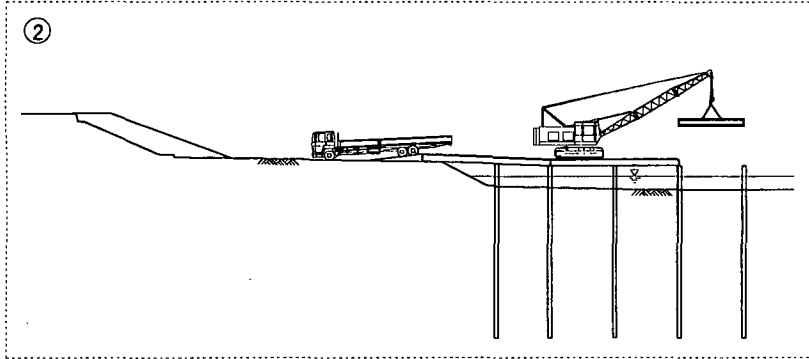
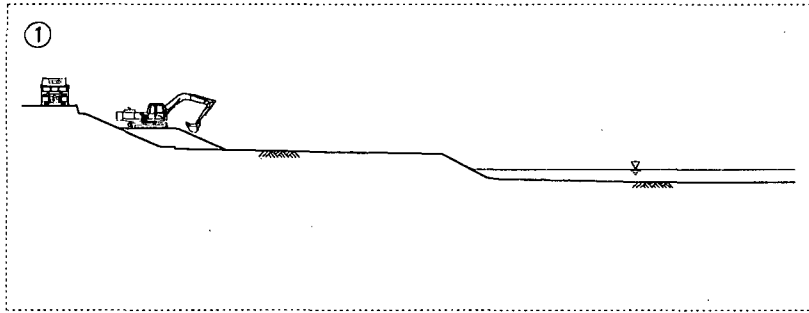


図-9 施工手順

2) 仮設栈橋設置工

仮設栈橋施工の高速化のために、鋼材の接合にはボルトを一切用いず、万力型治具を用いて施工を行った。通常ではガス切断機によりボルト孔を削孔してボルトの締め付けを行う工程が、万力型治具をトルクレンチにより締め付ける作業のみに変わったため、栈橋架設・撤去の作業工程を大幅に短縮（試算では約3分の2）することができた。

3) 作業足場工

作業足場は、橋脚壁面から約80cmの距離に鳥居型枠足場を設置し、ブラケット足場を橋脚側に設置した。

鋼板設置作業に伴う材料の取込みの際は、足場のプレスとブラケット足場を一部解体し、橋脚との作業スペースを確保した。あらかじめこの工程に支障のないように鋼板の最大サイズを3.25m×2.10mにしていたため、作業は滞り無く順調に行うことが可能であった。

4) 中間貫通筋及び定着アンカーの設置

中間貫通筋及び定着アンカーについては、橋脚本体及びフーチングにコアリング削孔を行い、引張鋼材を挿入した後、間隙充填を行い設置した。充填材は、中間貫通筋には無収縮モルタルを、定着アンカーに対しては、設置時に孔内をドライな状態に保つことが難しいため、水中用定着樹脂（エポキシ樹脂）を用いた。定着アンカー設置後に載荷試験を実施したが、全数に対して規定強度を有していることを確認した。

また、中間貫通筋（L=3.4m）についてはカップラーを介した2本継ぎ構造とすることにより、挿入時の施工スペースを低減し、締切り幅の最小化を図った。

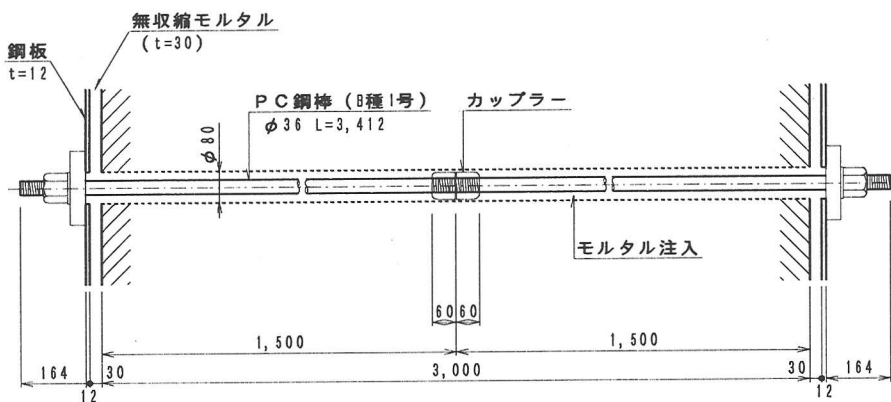


図-10 中間貫通筋

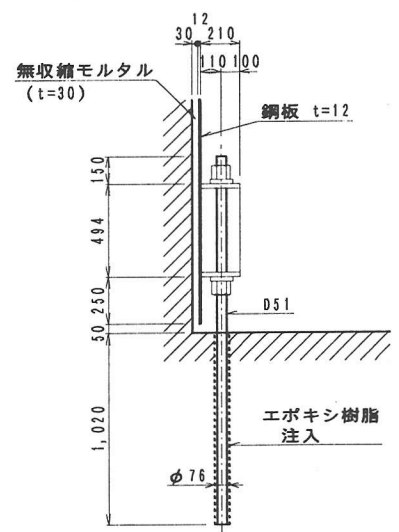


図-11 定着アンカー

5. あとがき

本工事は、対象橋脚が河川内に位置することから河川阻害率や工期など多くの制約条件下での耐震補強工事であった。補強設計では、その構造形式を考慮して橋梁全体系をモデル化し、非線形地震時応答解析により耐震性の照査を行った。採用した耐震補強工法は一般的な曲げ制御式鋼板巻立て工法であるが、橋脚断面が複雑であり、水面下の作業ということから施工ではいくつかの工夫をして、無事、工期限内に工事を完了することができた。本稿が今後の同様な耐震補強工事の参考になれば幸いである。