

阿波座拡幅部における縦目地構造解消を目的とした 橋梁全体系での耐震性能の確保（下部工改築編）

阪神高速道路(株)管理本部大阪保全部改築・更新事業課 杉村 泰一郎
 阪神高速道路(株)管理本部大阪保全部改築・更新事業課 大池 岳人
 阪神高速道路(株)管理本部大阪保全部改築・更新事業課 高橋 博司

要 旨

阪神高速道路東大阪線阿波座付近では、交通渋滞解消を目的に、1車線分増線による橋梁拡幅工事を1997年に行った際、拡幅部と既設部は異なる橋脚で支持する分離構造を採用したため、拡幅部と既設部との間に縦目地が設置された。しかしながら、一部の区間にて大きな損傷・異常音の発生などの不具合が生じていることから、これまで種々の対策を講じてきたが、抜本的な解決には至っていなかった。そこで、既存橋脚の梁を拡幅して支点位置の同一化を図り、桁や床版を連続化することで縦目地の解消を目的とした大規模な改築の設計・工事を実施している。なお本設計検討にあたっては、実橋脚から採取した高強度鋼（SM58）試験片の物性値を用いて、耐震性能を確認するなど、過去の事例がない手法なども大胆に採用することで、本事業の推進に務めた。

本稿では、都市狹隘部におけるこれらの大規模修繕事業について、下部工改築の設計・施工概要を報告する。

キーワード: 大規模修繕工事, 阿波座, 縦目地, 耐震性検討, 高張力鋼

はじめに

阪神高速道路東大阪線の阿波座付近（図-1）は、環状線および阿波座入路からの交通の合流と、神戸線・大阪港線分岐部の間で車両の通行が輻輳するため、慢性的な渋滞が発生していた。その対策として、1997年に高架道路を3車線から4車線に拡幅している。その際、拡幅桁と既設桁とは一体化せず、既設橋脚の間に拡幅桁のみを支持する橋脚を新設する構造としている。そのため拡幅部と本線部との隙間には縦目地（図-2）を設けることにより路面を連続化させている。しかし、本線桁と拡幅桁の支点位置が異なるため、活荷重による桁のたわみ差が生じることで、縦目地の損傷が多



図-1 阿波座拡幅部位置図

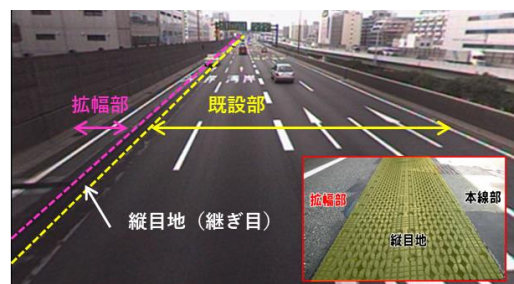


図-2 阿波座拡幅部の縦目地

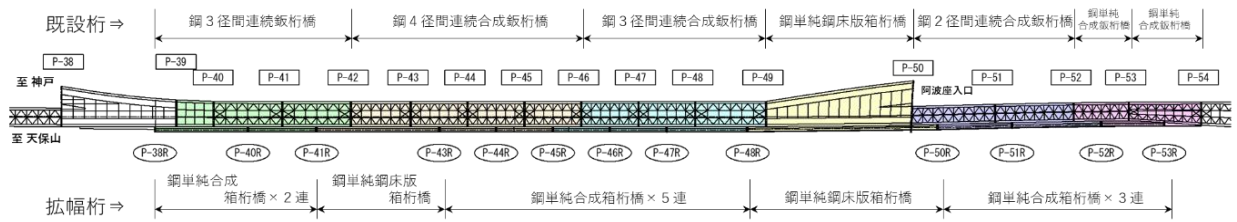


図-3 阿波座拡幅部の橋梁形式

く発生し、それに起因して、走行性への悪影響や騒音発生の不具合が生じており、種々の対策を講じてきたが、抜本的な解決には至っていない。そこで、縦目地を撤去し拡幅桁と既設桁とを一体化するため、既設橋脚の梁を拡幅するとともに、桁を架け替えて支点を統一し、走行面を連続化する大規模な改築工事を実施することになった。

工事は2020年12月に着手しており、既設橋脚梁部の拡幅が概成し、2023年1月現在、主桁の取り替えを実施している。

本稿では支点位置の統一に伴う耐震上の課題、および既設橋脚を補強することなく橋梁全体で耐震性能を満足させた設計上の工夫や都市狭隘部での制約条件下における施工上の工夫について述べる。また耐震検討では、実橋脚から採取した高強度鋼（SM58）の試験片より検出した物性値を用いて、下部工の耐震構造解析を実施し、要求性能を満足させるなど、より詳細に耐震性能の確認を実施したため、その内容について報告する。

1. 橋梁概要

対象となる橋梁は図-3に示すP-38RからP-54までの約600mの区間である。1974年に供用した既設桁はT型のRC橋脚（P-39～P-54）により支持されており、一方の1997年に供用した拡幅桁は逆L型の鋼製橋脚（P-38R～P-53R）により支持されている（図-4）。そのため既設桁と拡幅桁とは支点位置が異なっている。

2. 縦目地構造解消にかかる耐震設計の概要

2-1 現状

支点位置が異なることにより、本線部と拡幅部

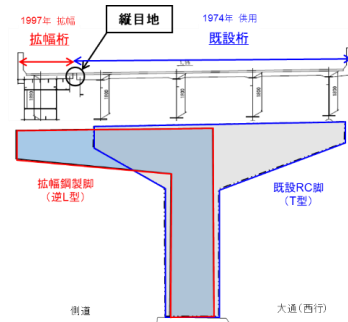


図-4 断面図（RC橋脚・鋼製橋脚）

間において、活荷重によるたわみ差が生じ、縦目地で損傷が多発している。また、たわみ差や縦目地の損傷に起因して、大型車両通行時には大きな騒音が発生しており、沿道住民にご迷惑をおかけしている状況にあるが、高速本線を規制しての限られた施工時間では抜本的な対策が行えていない。

2-2 縦目地解消の方針

縦目地の損傷や騒音発生に対する抜本的な対策を目指し、過年度の対策の効果¹⁾に鑑みて、縦目地構造の解消を前提として検討を実施した。損傷、騒音の最大の要因は支点位置の不揃いによるものである。立体構造解析にて現況の縦目地構造を再現した復元解析によると、最大たわみ差は約50mmであった。同解析で支点統一により、この差が3mmまで低減され、横桁による連結で1mm程度まで低減されることがわかった。これより、図-5に示すようにRC橋脚の梁部を拡幅し、拡幅桁の支点位置を既設桁に統一することで上部工の縦目地を撤去して床版を連結する構造とした²⁾。これに伴い、既設桁の死荷重に加え、これまで鋼製橋脚で支持されていた拡幅桁の死荷重も合わせてRC橋脚のみで支持することにした。改築後の耐震性確保のため、設計は以下の方針で検討した。

- ・ 拡幅桁の支点位置を既設桁と合わせるため、

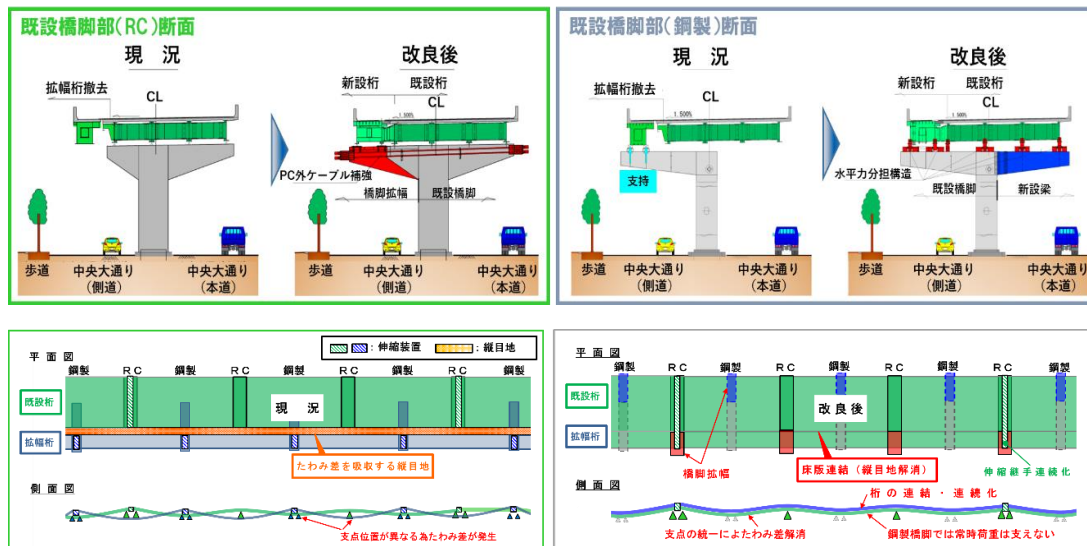


図-5 改良前後の構造比較図

RC 橋脚を拡幅し、拡幅桁も加えた全ての常時荷重を RC 橋脚のみで支持する。

- ・鋼製橋脚に支承は設置せず、つまり常時に鉛直荷重を受けることなく、地震時のみ機能させる。
- ・拡幅桁分の死荷重が増加するため、不足する RC 橋脚梁部の曲げ耐力は PC 外ケーブルで補完し、常時荷重には構造が成立することを確認する。
- ・地震時水平力に対しては、鋼製橋脚に地震時のみ機能する水平力分担構造を設置し、RC 橋脚と協働で抵抗する。

2-3 耐震上の課題と対策

支点位置の統一により、RC 橋脚は支持する死荷重が増加するが、建築限界の制約のため橋脚柱部への更なる補強は困難であった。そのため、柱部を補強しないことを念頭に検討を実施した。

(1) 支持荷重の軽量化

拡幅桁を流用する場合、支点構築や桁の切断・連結が必要となるうえ、断面力形状の変更に伴い大規模な補強が必要となり重量が増加する。施工手間、コストや工期など総合的に評価した結果、拡幅桁は流用せず、新設桁へ架け替えが優位となった。また RC 橋脚の支持荷重を最小にするため、新設桁は鉸桁構造とし、床版は鋼床版を採用した。

(2) 地震時水平力の軽減

支点統一による支持荷重の増加に伴い地震時水

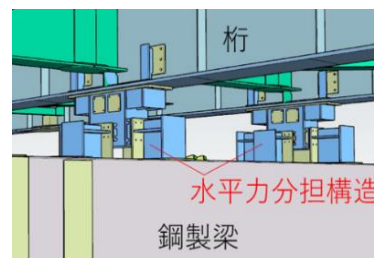


図-6 鋼製橋脚に設置する水平力分担構造

平力が大幅に増大し、RC 橋脚だけでは耐震性の確保ができない。そのため、既設鋼製橋脚を拡幅し (図-5)、常時鉛直荷重は支持せず、地震時のみ機能する水平力分担構造 (図-6) を設けることで、地震時に RC 橋脚に作用する水平力を軽減させ、耐震性能を確保した。

水平力分担構造は主桁に橋軸・橋軸直角方向を兼ねたブラケットを設け、ここから地震時の水平力を下部構造に設けた橋軸・橋軸直角方向それぞれのブラケットへ伝える構造である。

2-4 耐震性の検証

既設橋脚を活用した橋梁全体系での耐震性評価は、道路橋示方書・同解説に基づき、非線形性を考慮した動的解析 (時刻歴応答解析) により検証した。解析ソフトは Engineer's Studio Ver.7.2.0 を用いた。骨組みモデルは上部工、RC 橋脚、鋼製橋脚を含めた全体系で構築し、動的照査法にて照査を行った。なお、工事施工時期に合わせて、P-49 を境に 2 分割したモデルとした。

表-1 要求する耐震性能と照査項目, 制限値

	橋の耐震性能	耐震設計上の安全性	耐震設計上の供用性	上部構造	支承部	橋脚
レベル1地震動	耐震性能1: 地震によって橋としての健全性を損なわない性能	落橋に対する安全性を確保する	地震前と同じ橋としての機能を確保する	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態 許容応力度を満足	ゴム:せん断ひずみ150%以下 鋼部材は許容応力度を満足	許容応力度を満足
レベル2地震動	タイプⅠの地震動 (プレート境界型の大規模な地震)	耐震性能2: 地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能	落橋に対する安全性を確保する	地震後橋としての機能を速やかに回復できる	力学的特性が弾性域を超えない限界の状態 許容応力度を満足	損傷の修復を容易に行い得る状態 最大応答変位(応答曲率、応答回転角)は耐震性能2に相当する ρ_a, θ_a 以下 残留変位が許容残留変位以下(橋脚下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さの1/100以下) 最大応答せん断力がせん断耐力以下
	タイプⅡの地震動 (兵庫県南部地震のような内陸直下型地震)					

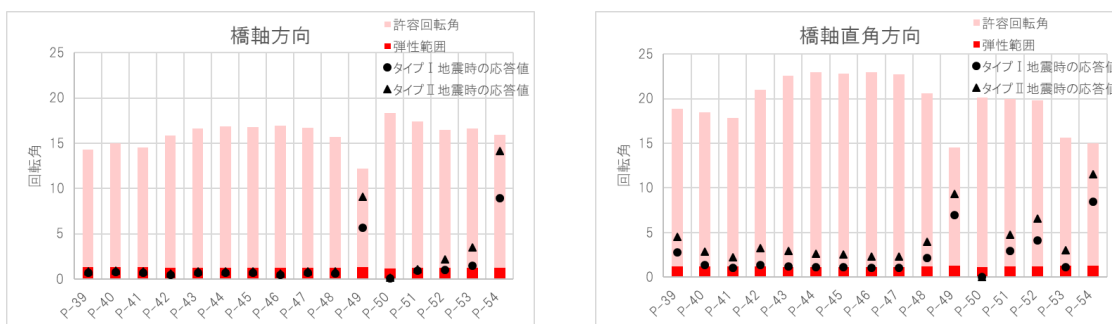


図-7 RC 橋脚解析結果 (応答回転角)

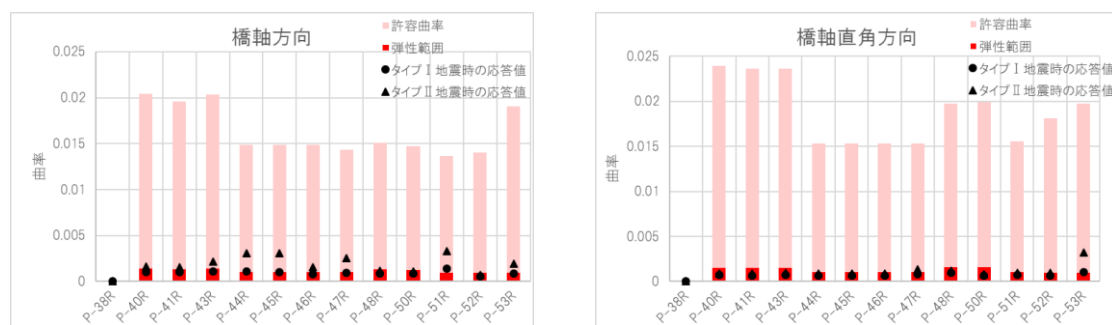


図-8 鋼製橋脚解析結果 (応答曲率)

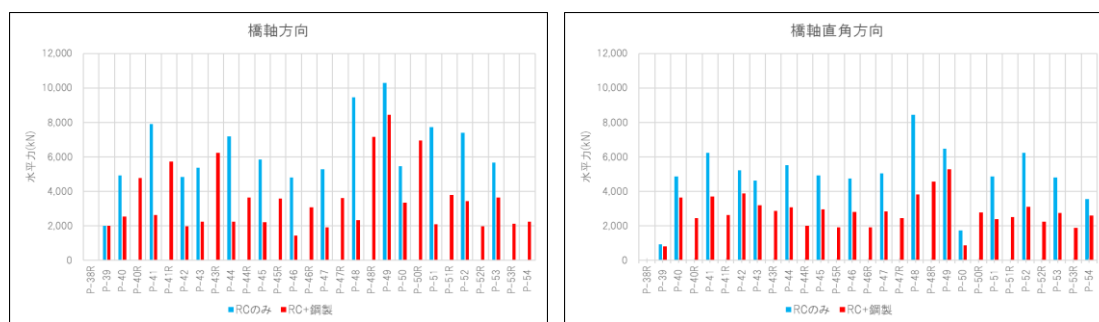


図-9 各橋脚の負担する地震時水平力 (水平力分担装置の有無比較)

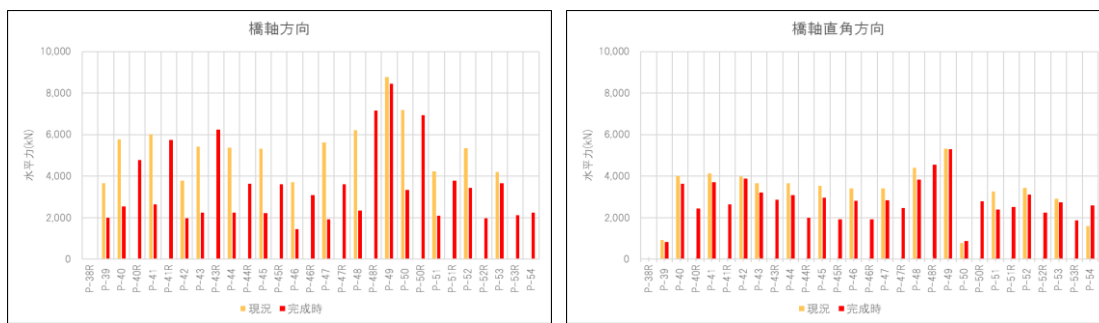


図-10 各橋脚の負担する地震時水平力 (現況と完成時の比較)

RC 橋脚は、柱部下端側に M-θ 非線形特性をもつ塑性ヒンジを設け、その他の柱一般部は M-φ 非線形特性部材としてモデル化した。塑性ヒンジ部の非線形回転ばねの非線形特性は、曲げモーメントと回転角の関係 (M-θ モデル) をトリリニア型とした骨格曲線とし、橋脚一般部の非線形はり要素の非線形特性は、部材断面の曲げモーメントと曲率の関係 (M-φ モデル) をトリリニア型とした骨格曲線を用いてモデル化した。

また鋼製橋脚は、非線形はり要素でモデル化する。非線形特性は、部材断面力の曲げモーメントと曲率の関係 (M-φ モデル) でモデル化した。

上下部接続部は、鋼製橋脚の並進方向をすべて固定とすることで鋼製橋脚に水平力を負担させた。

- ・RC 橋脚上 (ゴム支承) : 橋軸方向 弾性, 橋軸直角方向 固定, 鉛直方向 固定
- ・鋼製橋脚上 (水平力分担構造) : 橋軸方向 固定, 橋軸直角方向 固定, 鉛直方向 自由

なお、求める耐震性能は表-1 の通りとした。

2-5 解析結果および照査

時刻歴応答解析の結果、レベル 1, 2 地震動とも照査結果は満足した。本稿ではレベル 2 地震動の照査結果について報告する。

(1) 解析結果および照査

タイプ I・II について、橋軸、橋軸直角方向加震時の動的解析における応答値を照査した。RC 橋脚の照査項目は、塑性ヒンジ部の応答回転角、一般部の応答曲率、せん断力、残留変位を道路橋示方書・同解説の許容値にて照査し、許容値内であることを確認した。一例として、応答回転角の解析結果を図-7 に示す。また、鋼製橋脚の照査項目は、応答曲率、残留変位を同書における許容値にて照査し、許容値内であることを確認した。一例として、応答曲率の解析結果を図-8 に示す。

(2) 水平力分担構造の効果

上記解析より、各橋脚に作用する水平力について、水平力分担構造の有無で比較した結果を図-9 に示す。水平力分担装置の設置により、橋軸方向で 25~79%、橋軸直角方向で 45~88% に支承部水

平力を低減できることを確認した。

また、本線桁のみ支持した状態の現況と、本工事が完了した状態の完成時で比較すると、現況より支承部での水平力を同等以下に制御できており、水平力分担構造の効果を確認できた (図-10)。

3. P-50 橋脚の耐震照査

3-1 耐震照査の結果

支点位置の統一化に伴い、P-50 橋脚南側梁部の拡幅を実施する。当該橋脚は大阪港線本線の 4 橋および入出路の計 6 橋を支持する門型特殊ラーメン橋脚である (図-11)。当該橋脚においてファイバーモデルを用いた動的耐震解析³⁾を行い、塑性化について確認した。本稿ではレベル 2 地震動タイプ II の橋軸方向のみ報告する。耐震照査を行った結果、表-2 に示す通り、P-50 の北側の柱基部において僅かに塑性化が生じた。

しかし、塑性化が生じた橋脚基部の使用材料が SM58 材 (現規格 SM570 材) であるため、道路橋示方書⁴⁾の許容ひずみ照査式の適用範囲外であり、同書に SM570 材を用いた鋼製橋脚の耐力や塑性

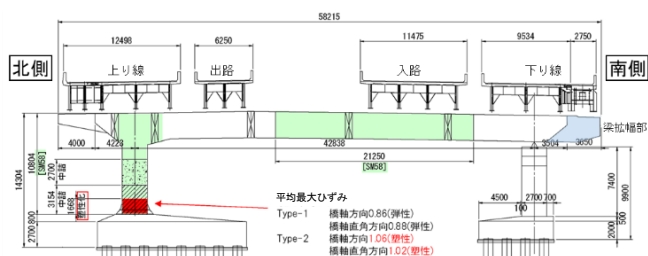


図-11 P-50 橋脚

表-2 耐震照査の結果

【橋軸方向 Type-II】		【P-50】		最大値		制限値(ひずみ)		照査		部材長 m
要素 番号	応力度 N/mm ²	ひずみ μ	μ	降伏 μ	μ	塑性率	判定			
柱 (北側)	2102	266	1,329	2,250	0.59					
	2103	275	1,373	2,250	0.61					
	2104	284	1,419	2,250	0.63					
	2105	376	1,880	2,250	0.84					
	2106	292	1,458	2,250	0.65					
	2107	308	1,540	2,250	0.68					
	2108	325	1,624	2,250	0.72					
	2109	342	1,711	2,250	0.76					
	2110	360	1,798	2,250	0.80					
	2111	378	1,888	2,250	0.84					
	2112	393	1,979	2,250	0.88					
	2113	404	2,074	2,250	0.92	0.465				
	2114	415	2,176	2,250	0.97	0.465				
	2115	427	2,293	2,250	1.02	塑性	0.465			
2116	437	2,426	2,250	1.08	塑性	0.401				
2117	442	2,574	2,250	1.14	塑性	0.401				
2118	447	2,749	2,250	1.22	塑性	0.401				
				2,382	1.06					

はコンクリート充填部

B_E 2.600
B_E/5 0.520

変形に関する研究が非常に少なく、軟鋼に適用する許容ひずみを適用すると塑性変形能を過大評価する可能性があることから、実験などにより適切に評価する必要が記されている。

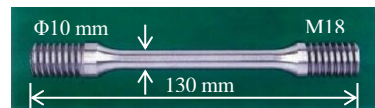


図-12 試験体概要

表-3 引張試験結果

12検体	上降伏点 N/mm ²	下降伏点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	伸び %	降伏強度450 N/mm ² に 対する割合%
平均値	559	549	663	25.1	124.2

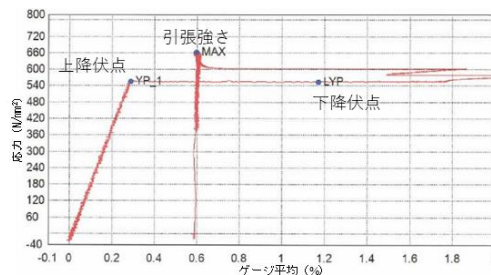


図-13 SM58 材の応力-ひずみ曲線

3-2 本工事における耐震照査の方向性

SM58 材が使用された鋼製橋脚基部は、現場条件より追加の補強などは困難であり、いかに弾性範囲内に収めるかが課題である。また、SM58 材は熱処理や成分値の違いから、現在の SM570 材と性質の異なることも留意する必要がある。

そこで、塑性化の程度が僅か（平均最大ひずみの塑性率 1.06）であることに注目し、当該橋脚より SM58 材を採取し、引張試験を行い、以下を示すことで耐震照査を満足することとした。

- ・引張試験より降伏応力の公称値以上であること。
- ・上記試験結果より材料構成則を入れ替えて再度耐震照査を行い、結果が弾性値内であること。

表-4 耐震照査再実施の結果

要素 番号	最大値		制限値(ひずみ) 降伏 μ	照査 塑性率	判定	部材長 m
	応力度 N/mm ²	ひずみ μ				
2102	266	1,332	2,700	0.49		0.417
2103	275	1,377	2,700	0.51		0.417
2104	285	1,423	2,700	0.53		0.417
2105	377	1,885	2,700	0.70		0.400
2106	294	1,470	2,700	0.54		0.465
2107	310	1,552	2,700	0.57		0.465
2108	328	1,638	2,700	0.61		0.465
2109	345	1,725	2,700	0.64		0.465
2110	363	1,814	2,700	0.67		0.465
2111	381	1,905	2,700	0.71		0.465
2112	399	1,996	2,700	0.74		0.465
2113	418	2,089	2,700	0.77		0.465
2114	437	2,183	2,700	0.81		0.465
2115	456	2,278	2,700	0.84		0.465
2116	468	2,367	2,700	0.88		0.401
2117	478	2,455	2,700	0.91		0.401
2118	489	2,547	2,700	0.94		0.401
2.320				0.86		B _E 2.600
						B _E /5 0.520

■はコンクリート充填部

3-3 試験概要および試験結果

当該橋脚にはコンクリートが中詰めされており、試験片採取は困難であるため、SM58 材を使用している同一橋脚の梁下フランジ縦リブの 4 箇所から採取した。熱による機械的性質の変化が懸念されるガス切断を避け、回転工具により採取した。

採取した SM58 材は、JIS Z 2241 14A 号のダンベル形状となるように加工し（図-12）、1 箇所あたり 3 試験体、計 12 試験体を作製し、ひずみ限界 10~15%のひずみゲージを各 2 枚貼り付けた。

鋼材の引張試験は、JIS Z 2241 に準じて実施した。上降伏点、下降伏点が現れない場合は 0.2% オフセット耐力を取得することとした。引張試験の結果を表-3 に、応力ひずみ線図を図-13 に示す。SM58 材の降伏強度は、 $16 < t$ (板厚 mm) ≤ 40 の場合、450 N/mm² であり、この降伏強度に対する本試験の上降伏点の割合の平均は 124.2% (最小 119.1%, 最大 132.7%) となった。

3-4 耐震照査の再実施

引張試験結果より、3-1 にて実施した動的解析

を下記の材料構成則にて再度実施した。

- ・一次勾配のヤング係数 E は図-13 に示す通り道路橋示方書の値と相違なく、そのままとする。
- ・降伏点は平均 124.2%あることから、120%とし、540 N/mm² とする。また、弾性域の応力とひずみは比例関係のため、降伏ひずみも 120% ($2,250 \times 1.2 = 2,700 \mu$) とする。
- ・降伏せず、二次勾配の影響は考えにくいいため、道路橋示方書の通り $E/100$ のままとする。解析結果を表-4 に示す。レベル 2 地震動タイプ II において、塑性化が生じず弾性域に収まることを確認し、耐震照査を満足すると結論付けた。

4. 制約条件下における施工概要

大阪都心部における高速道路供用下という狭隘

な施工空間での大規模な改築工事の実施にあたり行った様々な対応について報告する。

4-1 RC 橋脚梁部拡幅

(1) RC 橋脚梁部拡幅

RC 橋脚梁部の拡幅における梁端部の鉄筋研り出し作業では、近接する住居への騒音対策としてウォータージェット工法を採用した。また、桁に研り音が反響するため、施工箇所だけでなく、周囲の桁まで防音パネルで覆う対策を講じた。コンクリート打設では、橋脚梁部に打ち継ぐため、梁の下面が狭隘で締固めが困難であることや作業性が悪いことが懸念された。また、PC 外ケーブルでの緊張を行うことや新設桁の支点となることから、確実な充填が必須であるため、自己充填性に優れる高流動コンクリート (27-65-20BB) を採用した。その他、狭隘部への打設状況を随時確認するために、透明型枠の採用やコンクリート充填判定装置によるモニタリングを実施した (図-14)。

(2) PC 外ケーブルの設置・緊張

支点位置の統一により RC 橋脚の支持荷重が増加することになる。不足する RC 橋脚の曲げ耐力は PC 外ケーブルで補完し、常時荷重に対して成立する構造とした。PC ケーブルの設置状況を図-15 に示す。建物が近接するため、PC ケーブルとワイヤーロープを接続し、クレーンで吊り上げたケーブルをウィンチで巻き取り、定着装置まで引き込む工法を採用した。引き込み時はローラーコンベアを架台上に設置し、施工性を向上させた。

緊張作業はケーブル 4 本に偏心力を作用しないように 4 連式油圧ポンプ 1 台にて 4 本同時に緊張した。また、油圧ジャッキの圧力を 5 MPa 毎に加圧させ、ケーブルの伸び量を管理しながら約 64 MPa/本のプレストレスを導入した (写真-1)。

4-2 鋼製橋脚梁部拡幅

(1) 仕口部材の設置

鋼製梁の拡幅では、既設と新設部材の接合の際、ボルト孔の不整合など、調整作業に大幅な時間を要した場合、夜間交通規制を時間内に開放できな

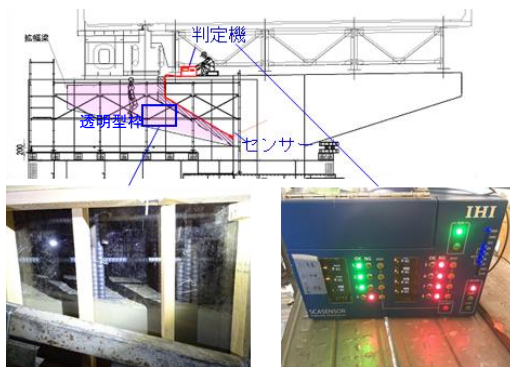


図-14 コンクリート充填確認

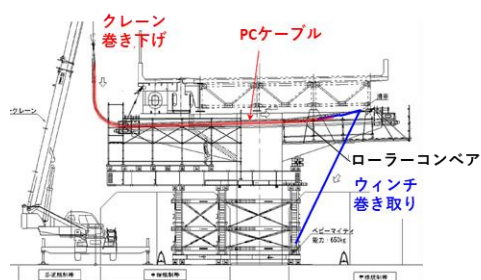


図-15 PC 外ケーブルの設置状況



写真-1 PC 外ケーブル設置状況

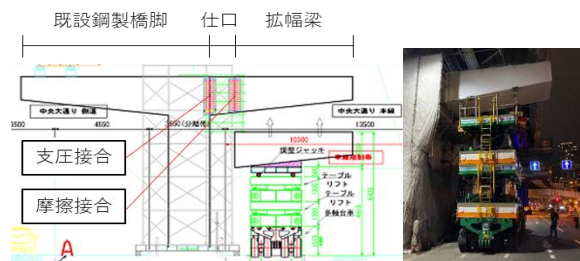


図-16 鋼製橋脚の拡幅部材および接合方法

い可能性がある。狭隘な固定規制内では昼間に長尺梁部材を置けないため、短尺の仕口部材を既設橋脚との間に設置することとした。仕口部材と梁部材は予め工場での仮組みできるため、現場での不具合が生じずに架設することができた (図-16)。

(2) 多軸台車での梁架設

仕口部材および鋼製梁の架設は、桁下の空頭制限によりクレーン架設ができず、多軸台車 (6 軸) によるジャッキアップ架設を実施した (図-16)。上部のテーブルリフトには橋軸方向に±50 mm、

橋軸直角方向に±80 mm の微調整が可能な xy 調整装置を 4 基設置して、架設時に微調整した。

おわりに

阪神高速道路の大規模更新・修繕事業は、何れの事業も都市部の狭隘な空間での工事となり、交通影響や騒音・振動などに対する対策を十分に行いながら進めなければならない。

本稿で述べた阿波座の大規模修繕工事はその先駆けとなる事業であり、設計および施工において様々な工夫を行いながら、工事を推進している。耐震照査では、老朽化した実橋より鋼材を採取し、その物性値を用いた照査により耐震性を確認した。

これらは今後、既設構造物の改築更新を進めるうえで、大いに活用できると考えられる。

関西万博が開催される 2025 年まで残り約 2 年、引き続き工夫を凝らしながら事業を進める所存である。

参考文献

- 1) 高村義行, 大坪英一, 崎谷浄: 阿波座縦目地の改良効果, 阪神高速道路第 42 回技術研究発表会論文集, 2010.
- 2) 田中邦彦, 平野正大, 藤原勝也: 阿波座縦目地解消にかかる大規模修繕工事の設計概要, 阪神高速道路第 53 回技術研究発表会論文集, 2021.
- 3) (社)日本鋼構造協会: ファイバーモデルを用いた鋼橋の動的耐震解析の現状と信頼性向上, JSSC テクニカルレポート No.93, 2011.2.
- 4) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.3.

ENSURING SEISMIC RESISTANCE OF THE ENTIRE BRIDGE AFTER ELIMINATING LONGITUDINAL JOINT STRUCTURE IN THE AWAZA WIDENING (SUBSTRUCTURE RECONSTRUCTION EDITION)

Taiichiro SUGIMURA, Taketo OIKE and Hiroshi TAKAHASHI

In the vicinity of Awaza on the Hanshin Expressway Higashiosaka Route, the bridge was widened by adding one lane to eliminate traffic congestion in 1997. The added and existing girders were kept structurally separate and supported by different piers, being connected only with longitudinal joints. Damage had occurred to the longitudinal joints at many locations over time, causing lots of problems including noise. Various measures had been taken to address these problems, but without thoroughgoing solutions. The current project being designed and implemented is a large-scale structural alteration in which the beams of the existing piers are widened to provide the girders and deck slabs with the shared support points, thereby making them continuous and eliminating the longitudinal joints. In order to promote the project, we ventured in the design study to adopt some methods that had never been used in the past, including seismic performance verification based on physical properties of actual high-strength steel (SM58) specimens taken from the piers. This paper reports on the design and construction outline of the substructure reconstruction for these large-scale repair projects in narrow urban areas.

杉村 泰一郎



阪神高速道路株式会社
管理本部 大阪保全部
改築・更新事業課
Taiichiro SUGIMURA

大池 岳人



阪神高速道路株式会社
管理本部 大阪保全部
改築・更新事業課
Taketo OIKE

高橋 博司



阪神高速道路株式会社
管理本部 大阪保全部
改築・更新事業課
Hiroshi TAKAHASHI