

計画コンセプトを踏まえた六甲アイランド東工区橋梁計画

阪神高速道路(株)建設事業本部神戸建設部企画課	遠藤 正隆
阪神高速道路(株)建設事業本部神戸建設部湾岸西伸第一建設事業所	西田 康人
阪神高速道路(株)建設事業本部神戸建設部湾岸西伸第一建設事業所	濱野 幹
阪神高速道路(株)管理本部大阪保全部保全事業課	吉原 瑞貴
阪神高速道路(株)建設事業本部神戸建設部湾岸西伸第一建設事業所	川田 歩美

要 旨

大阪湾岸道路西伸部の六甲アイランド東工区では、供用中の阪神高速 5 号湾岸線と接続する延長約 670m の橋梁を計画している。近接する構造物との交差条件、人工埋立地ゆへの地盤条件、用地条件などの制約がある中、計画コンセプトに適合することを基本とした設計を進めている。本稿はこれまでの検討のうち、橋梁形式の選定、護岸背後地盤の液状化に伴う影響検討、既設掛違い橋脚の耐震補強について述べる。解析結果や適切な補強工の選定により、レベル 2 地震時の耐荷性能照査を満足し、地震後の供用性や修復性が確保されることを確認した。

キーワード: 大阪湾岸道路西伸部, 計画コンセプト, 橋梁形式, 液状化, 耐震補強

はじめに

大阪湾岸道路西伸部は 2017 年に事業化された一般国道 2 号バイパス事業である。路線に真に求められる性能を具現化するための先進的な取組みとして、路線全体にかかる計画コンセプトが立案され、これを羅針盤として事業が進められている。本稿では六甲アイランド東工区を取り上げ、計画コンセプト実現のため実施された検討を報告する。

1. 橋梁計画と設計条件

1-1 橋梁計画の概要

大阪湾岸道路西伸部の六甲アイランド東工区は、供用中の 5 号湾岸線と接続する片側 3 車線、上下線分離構造で、延長約 670m のうち中央部に R=400 の平面曲線を有する橋梁である。起点側橋脚は 1993 年に竣工した既設鋼製橋脚（海 P-220）である。橋梁計画平面図を図-1 に示す。

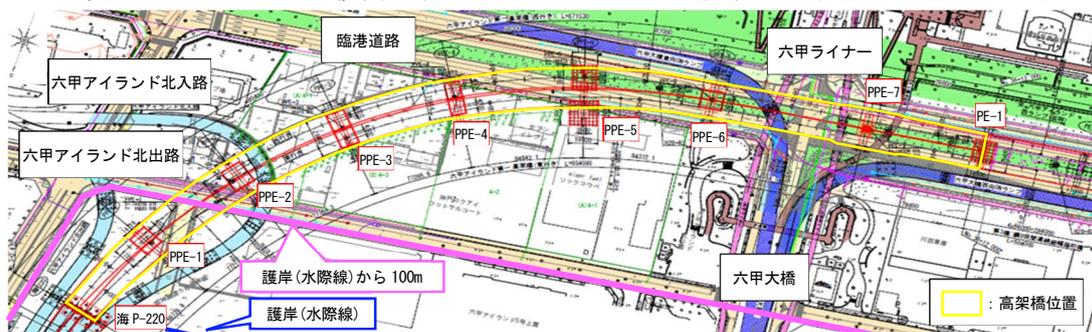


図-1 橋梁計画平面図

1-2 設計条件

(1) 道路条件

本橋の道路規格は第2種第1級であり、6車線（片側3車線）で計画されている。主な幾何条件を表-1に示す。また、本路線は重要物流道路としての指定が見込まれている。

表-1 主な幾何条件

道路規格	第2種第1級	
設計速度	80km/h	
標準幅員	有効幅員	13.00m
	車線幅員	3.50m
	左側路肩	1.75m
	右側路肩	0.75m
平面線形	西行	R=400~A=176~R=∞
	東行	R=500~A=200~R=400m~A=220~R=∞
縦断線形	西行	1.367%~0.500%~3.000%
	東行	1.099%~1.895%~3.000%
横断線形	西行	7.000%~2.000%(片勾配)
	東行	6.000%~7.000%~2.000%(片勾配)

(2) 交差条件

本橋は、5号湾岸線六甲アイランド北入路、六甲大橋東向き入路、六甲ライナー（神戸新交通株）、六甲アイランド北公園歩道橋及び神戸市臨港道路をいずれも上越する。

(3) 地盤条件

六甲アイランドは1988年に完成した海上の人工埋立地であり、埋立用土砂は神戸市内陸部の山を削った掘削土が用いられている。ボーリング調査による地盤調査を行い、地盤の基本固有周期 T_g を算出した結果、地盤種別はⅢ種地盤とする。

地表面から深度20mまでの位置に存在するB_g層、B_s層及びB_c層はいずれも地震時の液化化の恐れから、設計上土質定数の低減が必要である。

なお、5号湾岸線との掛違ひ橋脚となる海P-220及び本橋PPE-1は、護岸水際線から100m以内に位置するため、流動化により橋に影響を与える可能性がある。

(4) 用地条件

本橋は、港湾関係事業者が利用しているふ頭用地、阪神高速道路の維持基地、臨港道路の沿道事業者用地及び臨港道路の中央分離帯部に架橋する計画となっている。また、臨港道路上施工時は、交通管理者との協議により、現道交通に対して西行き2車線、東行き2車線の計4車線を通行帯と

して確保する必要がある。そのため、用地及び施工条件として一定の制約がある。

2. 計画コンセプトを踏まえた橋梁形式選定

2-1 計画コンセプト

計画コンセプトとして掲げられている表-2の観点を実現すべく、本橋においては橋梁形式の選定から詳細な検討に至るまで、想定外の状況に対しても致命的な状態になりにくく弱点の少ない構造とすることを基本理念として検討を進めている。

表-2 計画コンセプト

防災安全性	災害時においても、人的・物流ネットワーク機能を確保できる道路
景観性	「みなと神戸」にふさわしい世界に誇れる景観を創出する道路
維持管理性	将来にわたって健全な状態を維持し、時代の変化に対応できる道路

2-2 橋梁形式

本橋の橋梁形式は、表-3の観点を配慮した複数案の中から最適な形式を選定するため、計画コンセプトとの適合性を評価した性能評価と、ライフサイクルコストに基づく経済性評価より総合評価を行い、これにより最も評価の高かった「8径間連続細幅箱桁橋（合成床版）」に決定した。経済性や維持管理の容易性の他、想定以上の地震動で被災した際にも確実に落橋を防ぐという目的から端橋脚を除き、剛結構造としている。

表-3 橋梁形式抽出において配慮する観点

①	構造的信頼性の確保	実績を踏まえた適用支間長から抽出する
②	構造的冗長性の確保	多径間連続形式を基本とし、単純形式は抽出しない
③	都市景観への配慮	構造高の高い形式は抽出せず、一般的な桁橋形式とする
④	施工時の社会的影響への配慮	交通規制範囲や期間が明らかに長いものは抽出しない
⑤	耐久性確保	溶接部材が多くなる鋼床版形式は長支間長に限定

また、本橋は橋脚高が高く基礎が大型化する傾向がある一方、用地制約や近接構造物との離隔確保等のため、基礎をできるだけ小さくする必要あることから、RC橋脚と比較して基礎を小さくでき、橋梁全体での経済性に優れた鋼製橋脚を基

本とし橋脚位置の用地制約や近接する基礎構造物等の制約条件を踏まえ、表-4 のとおり橋脚形式を決定した。なお、隣接する国土交通省施行区間との掛違ひ橋脚の PE-1 は、国土交通省施行区間の橋脚形式と合わせ、RC 柱と鋼製梁の複合ラーメン式橋脚とした。

また、基礎構造については、経済性に優れる鋼管杭を基本として検討した。なお、各基礎位置での用地制約や管理者協議による近接構造物との離隔確保、施工時の臨港道路の車線確保等の制約条件を踏まえ、表-5 のとおり鋼管矢板基礎、ニューマチックケーソン基礎も選定している。

表-4 橋脚形式

橋脚	形式	橋脚	形式
PPE-1	鋼製張出式橋脚(T型)	PPE-5	鋼製ラーメン式橋脚
PPE-2	鋼製張出式橋脚(T型)	PPE-6	鋼製張出式橋脚(T型)
PPE-3	鋼製ラーメン式橋脚	PPE-7	鋼製張出式橋脚(T型)
PPE-4	鋼製ラーメン式橋脚	PE-1	複合ラーメン式橋脚

表-5 基礎形式

橋脚	形式	橋脚	形式
PPE-1	鋼管矢板基礎	PPE-5	既製杭(鋼管杭)
PPE-2	鋼管矢板基礎	PPE-6	鋼管矢板基礎
PPE-3	鋼管矢板基礎	PPE-7	ニューマチックケーソン基礎
PPE-4	鋼管矢板基礎	PE-1	既製杭(鋼管杭)

2-3 構造検討にあたって特に配慮した事項

上下部接続を剛構造とする本橋は、護岸の流動化に伴い基礎が永久変位した場合、橋の耐震性や被災後の供用性に影響を与える可能性があることから、これらについて解析を実施し、評価することとした。また、海 P-220 については、建設当時想定されていた3径間連続鋼床版箱桁橋から鋼8径間連続細幅箱桁橋にしたことから、建設当時の想定から2倍以上の上部構造反力が作用することとなった。このため、海 P-220 の耐荷性についてシェルモデルを用いた解析により評価し、その結果に基づいた補強工の設計を行うこととした。

3. 具体的な検討及び対策

3-1 護岸近傍の橋梁の耐荷性能の照査

剛構造は、支承構造に比べ、想定外の地震動に対する落橋のリスクが低いというメリットがあるが、一方で、流動化に伴って発生する残留変位の影響が橋梁全体系に強制変位として作用し続けるというデメリットもある。

なお、流動化が生じる地盤と判定される海 P-220 は杭基礎で、阪神・淡路大震災後に耐震補強による増杭がされており、上下部接続は支承構造である。また、PPE-1 は鋼管矢板基礎で、上下部接続は剛構造となっている。

本路線は重要物流道路としての指定が見込まれているため、被災した場合の復旧戦略を想定し、L2 地震動において発生が想定される護岸背後地盤の液状化に伴う流動化により生じる基礎構造天端の永久変位を考慮する必要があると考えられた。そこで、流動化による基礎の永久変位を解析により推定し、その変位により橋脚や上部構造に生じる残留応力が、地震時の本橋の安全性、並びに被災後の本橋の供用性や使用性に与える影響について評価を行った。

(1) 検討方法

図-2 に検討フローを示す。2次元 FEM モデルを用いた流動化解析により流動化変位を推定した。また流動化は地震の揺れの後に生じるため、まず橋全体に対する L2 地震の動的解析を行い、その最終 STEP に対して強制変位解析を実施した。

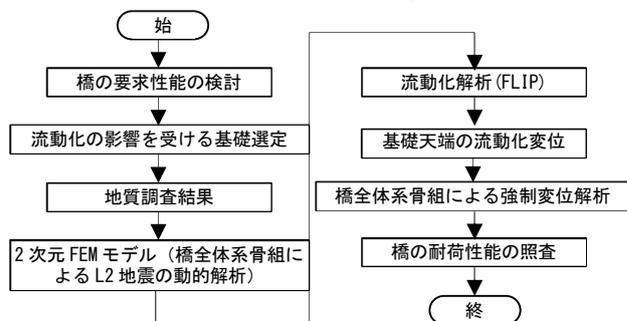


図-2 検討フロー図

L2 地震動の偶発作用に対する要求性能は、道路橋示方書・同解説²⁾(以下、道示)を基本とし

て、表-6 のように設定した。恒久復旧後の変動作用に対する要求性能は限界状態 1 を目安とし、軽微な補修により復旧可能と判断できる場合はこれを超過することを許容することとした。これは、流動化が橋脚基礎に及ぼす影響のメカニズムについて研究途上の部分があり、実際の被災後の変位量や残存供用期間等に応じて耐荷性能を評価する必要があると考えたためである。

流動化による基礎構造天端の永久変位を推定する地盤、護岸の 2 次元 FEM モデルを図-3 に示す。

地盤各層の物性値はボーリング、現位置及び室内土質試験等の調査結果に基づき設定した。また液状化の可能性のある土層に対して液状化パラメータを設定した。同様に PPE-1 橋脚においても永久変位を推定するためのモデリングをしており、解析にあたっては、海 P-220 の杭基礎と、PPE-1 の鋼管矢板基礎とで異なる条件のもと行った。

表-6 流動化に対する橋の各部の限界状態

部材	限界状態	限界状態の概要
上部構造	限界状態 1	緊急車両に対する供用性、恒久復旧に対する修復性を考慮し限界状態 1 とする。
橋脚	限界状態 2	安定したエネルギー吸収が確保できる状態であり、修復が困難な残留変位が生じない状態。
基礎	限界状態 1	基礎全体として可逆性を有する範囲を超えない状態。流動化に対する基礎の照査は道示 V4.4.3 により行う。
支承	限界状態 1	限界状態 1 は以下のいずれかを満足しなくなる限界の状態を示す。 1) 挙動が可逆性を有する状態 2) 支承部の機能や橋の機能から制限される変位や振動に至っていない状態 流動化に対しては荷重の性質を考慮し、供用性・修復性に影響が少ない部位の塑性化や変位の超過は許容する。
桁端部	限界状態 3	流動化による変位が生じても桁衝突が生じないことおよび桁端部が桁かかり上にあること。

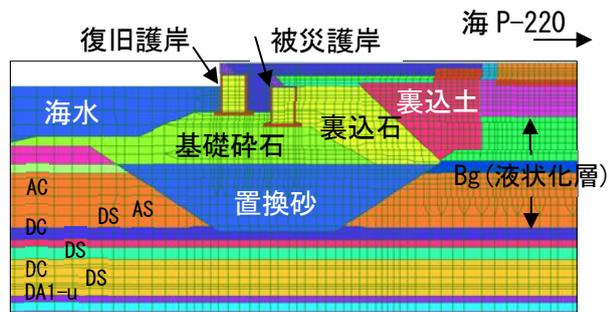


図-3 2次元 FEM モデル (海 P-220 橋脚)

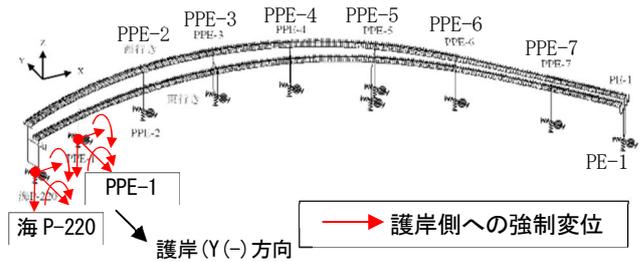


図-4 橋全体系の 3次元骨組解析モデル

地盤の流動化による基礎天端の永久変位が橋全体系の耐震性能に与える影響は、図-4 に示す立体骨組モデルを用いた解析により評価した。

(2) 流動化変位の推定

流動化による基礎天端の残留変位を表-7 に示す。護岸に近い海 P-220 ではタイプ I 地震動で護岸方向に 0.328 m、タイプ II 地震動で 0.188 m の変位となった。PPE-1 は水平変位が 0.003 m と 0.018 m と小さな結果となった。

表-7 流動化による基礎天端変位

地震動のタイプ	地震波	海 P-220 橋脚			PPE-1 橋脚		
		基礎天端の残留変位			基礎天端の残留変位		
		水平方向 (m)	鉛直方向 (m)	回転角 (rad)	水平方向 (m)	鉛直方向 (m)	回転角 (rad)
タイプ I	I-I-1	-0.291	0.000	0.00185	0.030	-0.151	-0.00816
	I-I-2	-0.329	-0.013	0.00308	0.057	-0.241	-0.01328
	I-I-3	-0.364	-0.015	0.00254	-0.077	-0.224	0.00231
	平均値	-0.328	-0.009	0.00249	0.003	-0.205	-0.00638
タイプ II	II-I-1	-0.214	-0.014	0.00096	-0.060	-0.086	0.01092
	II-I-2	-0.187	-0.010	0.00089	0.014	-0.069	0.00913
	II-I-3	-0.162	-0.010	0.00084	-0.008	-0.061	-0.00614
	平均値	-0.188	-0.011	0.00090	-0.018	-0.072	0.00464

※水平変位: 陸側の変位が(+), 海側の変位が(-)

※鉛直変位: 上方向が(+), 下方向が(-)

PPE-1 の水平変位が小さい理由は基礎の位置が護岸からより大きく離れていることに加え、基礎構造形式が鋼管矢板基礎で、杭基礎と比較して水平方向の剛性が高いためであると考えられる。

一方、基礎の鉛直変位は海 P-220 で小さな値であるのに対し、PPE-1 ではタイプ I で 0.205 m、タイプ II で 0.072 m となった。これは地盤にせん断ひずみの繰り返しが生じて地盤要素の剛性が低下したものと考えられる。

(3) 橋全体の耐荷性能の照査

1) 上部構造の残留変位及び残留ひずみ

タイプ I 及びタイプ II の動的解析から流動化に伴う強制変位載荷後の残留変形図を図-5(a) (b) 及び図-6 に示す。流動化により、特に海 P-220 が護岸の方向である曲線内側に変位した。

上部工のひずみより、流動化後も降伏には至っておらず、限界状態1を満足する状態であることが確認できた。また図-6の主桁ひずみ分布より、流動化後の変位の影響は小さいと判断できた。

2) 橋脚の残留変位及び残留ひずみ

海 P-220, PPE-1 及び PPE-2 について橋脚高の高い西行き側での残留変位の照査を表-8 に示す。PPE-1 の残留変位の最大値は、加振方向 100°の時に 183mm で、許容残留変位との比率は 0.60 となり、許容値内に収まることが確認できた。

また表-9 に橋脚のひずみ照査のうち最大値を

西行 G1 桁で、護岸方向に約 300 mm の残留変位

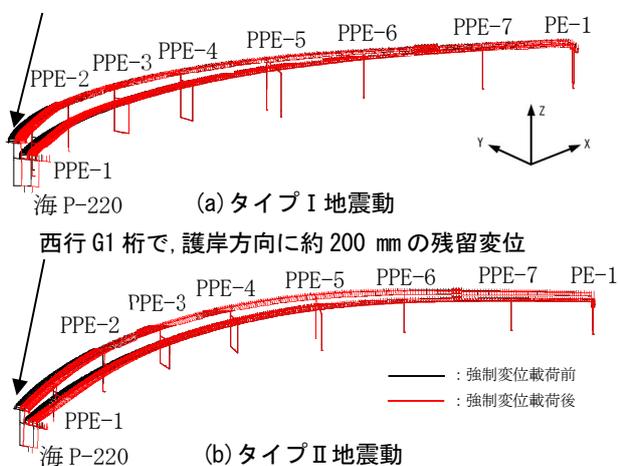


図-5 橋に残留する変形

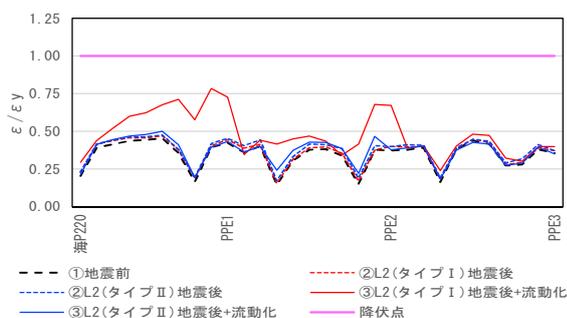


図-6 上部構造の残留ひずみ (西行 G1 桁)

表-8 残留変位の照査 加振方向 100°

位置	項目	地震動		CASE11	
				X	Y
海P220 橋脚高H 27.939m	残留変位 δ	タイプ I	平均	-54	67
		タイプ II	平均	14	-37
	照査 δ / (H/100)	タイプ I		0.17	0.22
		タイプ II		0.04	0.12
PPE-1 橋脚高H 30.713m	残留変位 δ	タイプ I	平均	19	15
		タイプ II	平均	47	-183
	照査 δ / (H/100)	タイプ I		0.06	0.05
		タイプ II		0.15	0.60
PPE-2 橋脚高H 29.000m	残留変位 δ	タイプ I	平均	1	27
		タイプ II	平均	10	-69
	照査 δ / (H/100)	タイプ I		0.00	0.09
		タイプ II		0.04	0.24

表-9 橋脚の残留ひずみ : 塑性化部材

橋脚	箇所	①L2地震前 (死荷重時) ひずみ (ε/εy)		タイプ I 地震動				タイプ II 地震動			
				②L2地震後		③L2地震+流動化		④L2地震後		⑤L2地震+流動化	
		引張	圧縮	引張	圧縮	引張	圧縮	引張	圧縮	引張	圧縮
海P220	L柱 基部	0.012	0.104	0.015	0.113	0.489	0.204	0.237	0.434	0.259	0.487
	R柱1 基部	0.007	0.098	0.047	0.140	0.522	0.281	0.055	0.274	0.730	3.342
	R柱2 上柱	0.017	0.064	0.019	0.064	0.682	-0.067	0.159	0.235	0.277	0.436
PPE1	柱4-3 基部	0.048	0.130	0.084	0.166	1.223	-0.979	0.190	0.262	0.925	0.736
	柱4-2	0.079	0.133	0.090	0.156	0.961	0.458	0.178	0.248	0.499	0.399
	柱4-1 充填直上	0.086	0.210	0.091	0.220	0.426	-0.474	0.127	0.261	0.115	0.244
	柱3 中間隅角	0.075	0.104	0.073	0.112	0.262	-0.059	0.103	0.207	0.064	0.165
	柱2	0.093	0.194	0.107	0.210	0.025	-0.112	0.098	0.197	0.093	0.194
	柱1 上側隅角	0.083	0.171	0.097	0.187	0.069	-0.122	0.091	0.177	0.093	0.179

示す。これより橋脚の残留ひずみは、L2 地震後ではタイプ I、タイプ II 共に最大応答ひずみが制限値 (充填部 $7\varepsilon_y$, 中空部で $10\varepsilon_y$) 以内に留まり、弾性域内の残留ひずみであった。L2 地震+流動化ではタイプ I、タイプ II 共に塑性域での残留ひずみが発生しているものの局所的であり、橋全体としては限界状態2を満足することを確認した。

また流動化後の支承部反力は耐力以下、伸縮部は設計遊間量以内で限界状態1を満足すること。さらに桁遊間量は橋軸方向の変位以内で、桁かかり内のため限界状態3を満足することを確認した。

(4) 供用性に関する考察

短期的な暫定復旧の観点では、表-10「③L2+流動化」に示すとおり、タイプ I、タイプ II ともに降伏値とのひずみ比は 1.0 未満で主桁は降伏に至っていないため、一時的な一般車の開放や緊急車両の通行確保は可能なものと判断できる。

長期的な恒久復旧の観点では表-10「④」により、タイプ I 地震動において、変動作用時の制限値に対するひずみ比が 1.0 以上となる (限界状態1を超える) が、超過量は最大でも 30%程度である。なお、部分係数は道示に示された値を用いて算出している。当て板等の補修が可能で、残存供用期間等をふまえ、部分係数の見直しも考えられるため、軽微な補修により復旧可能と判断できる範囲である。

表-10 活荷重の影響を考慮した主桁の残留ひずみ

位置	主桁	①地震前	②L2地震後		③L2地震後+流動化		④L2地震後+流動化+活荷重				
			降伏値との比率		降伏値との比率		変動作用時の制限値との比率		降伏値との比率		
			タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	
P220-PPE1 後間	M-max 付近	西G1	0.37	0.37	0.37	0.63	0.47	1.11	0.89	0.81	0.89
		西G2	0.43	0.43	0.43	0.64	0.47	1.21	0.97	0.88	0.97
		東G1	0.44	0.46	0.46	0.71	0.50	1.24	0.95	0.95	0.95
		東G2	0.42	0.43	0.44	0.65	0.48	1.16	0.94	0.88	0.94
PPE1	M-min	西G1	0.44	0.45	0.44	0.70	0.44	1.18	0.82	0.86	0.82
		西G2	0.51	0.53	0.52	0.57	0.50	1.01	0.92	0.73	0.92
		東G1	0.42	0.45	0.45	0.78	0.43	1.32	0.83	0.96	0.83
		東G2	0.37	0.37	0.40	0.53	0.41	0.93	0.76	0.68	0.76

3-2 既設掛違い橋脚の耐震補強の検討

図-7に示す既設掛違い橋脚海 P-220 について、選定された橋梁形式による上部工反力をふまえ、常時の照査を満足することを確認した。一方で、骨組モデルによる動的解析(L2)を実施したところ、柱の基部、左柱コンクリート充填上面及び下梁におけるひずみが、許容ひずみを超過した。

さらに、上部構造反力の増加及び検討を進めている補強工を考慮したフーチングの耐荷性の照査結果により、道示に準拠しフーチングを剛体とみなした場合、フーチングの曲げモーメントやせん断力が、降伏曲げ耐力やせん断耐力を超過した。

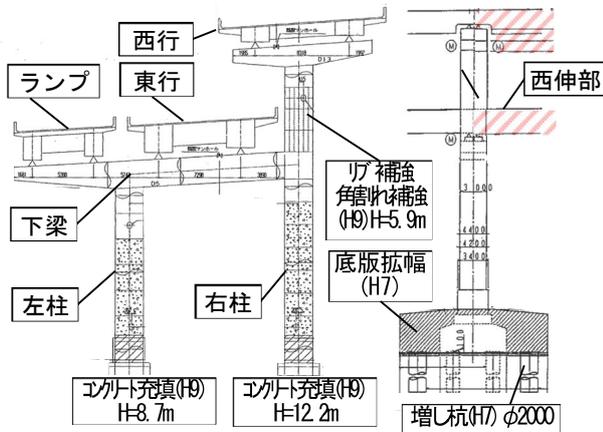


図-7 海 P-220 構造概要

鋼構造物である海 P-220 には製造、部材製作・組立、現場架設及び供用の各段階において、初期たわみ、偏心、目違い及び残留応力等の初期不整が生じていることが考えられた。

また補強工選定の前提として、橋梁計画及び上部構造、支承部の設計により支点位置が変更となり、これに伴う梁の縁端拡幅が必要であった。

(1) 橋脚の耐荷性の評価と補強工の選定

骨組モデルによる動的解析では隅角部を剛体としており、このため隅角部は無変形となることから、実態の挙動に対して解析による応答は安全側の評価となる。そこで、実態に沿った隅角部の鋼板の変形を考慮することができるシェルモデルにより鋼板に生じる面外変形の発生状況をふまえ耐荷性の評価を行うこととした。初期不整を既往の研究^{3),4)}により統計値の超過確率 5%未満で B/600 と想定し、断面を構成する鋼板の面外変形の閾値

を B/200 (B/150-B/600) と設定した。ここで、B は腹板またフランジ間隔とし、B/150 は道示に示される鋼板の部材精度の許容値を採用している。

支点部の橋軸、橋軸直角方向に漸増荷重を構造が不安定になるまで弧長増分法にて载荷した解析結果を図-8に示す。P-δ 曲線に示すように、L2 地震時における最大変位が生じた際の橋脚の耐荷力は、最大荷重到達前であることに加え、L2 地震荷重を除荷した際の残留変位は、許容残留変位未満であることが確認できた。一方で、図-9(a)に示す橋軸方向载荷時で左柱の隅角部直下のウェブと、図-9(b)に示す橋軸直角方向载荷時で下梁のウェブで閾値を超過する面外変形が発生することが確認された。したがって、これらの箇所について補強の検討が必要となった。

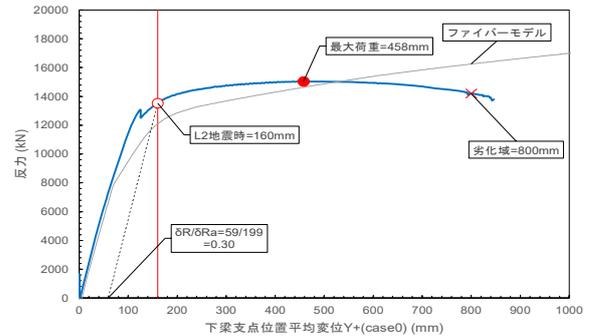


図-8 P-δ 曲線 (橋直 (+))

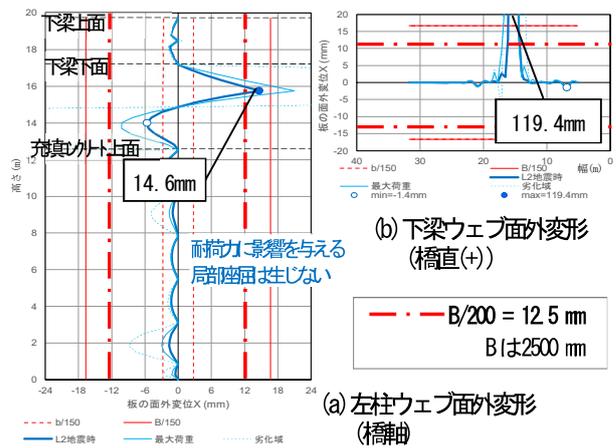


図-9 面外変形量

図-10 に L2 時の最大応答変位を示す。下梁ウェブ面にせん断変形が生じ、これに対し図-11に示すような箱断面による補強を行うこととした。縁端拡幅する部材により、不足する剛性を確保することが最も合理的であると判断したためである。

左柱については、鋼板の局部座屈を抑止することを目的に、コンクリート無充填部への追加充填を採用した。変形の抑止についてリブ補強と比較してより改善効果が得られ、柱についてはコンクリート充填が施工性に優れると考えたためである。

補強モデルによる解析結果を図-12 に示す。下梁の補強による橋脚全体の耐力向上が認められる。また、図-9 同様に面外変形を確認したところ、下梁、左柱の隅角部ともに閾値以下であった。

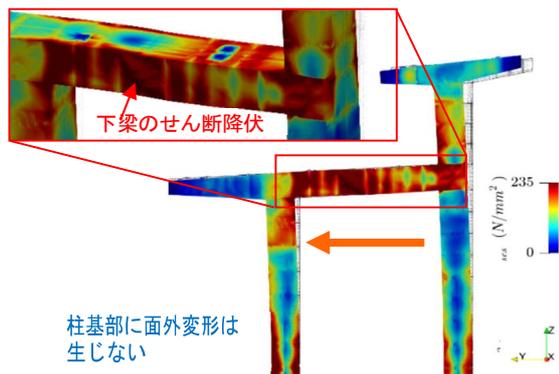


図-10 L2 最大応答変位時の応力コンター

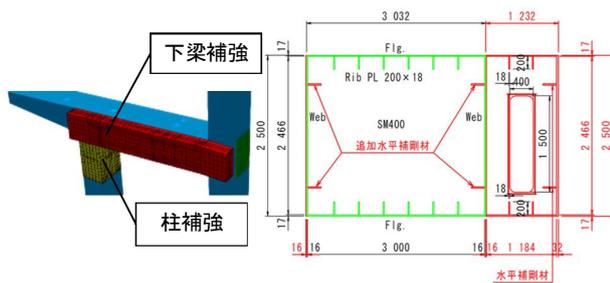


図-11 (左)補強モデル, (右)下梁補強(箱断面)

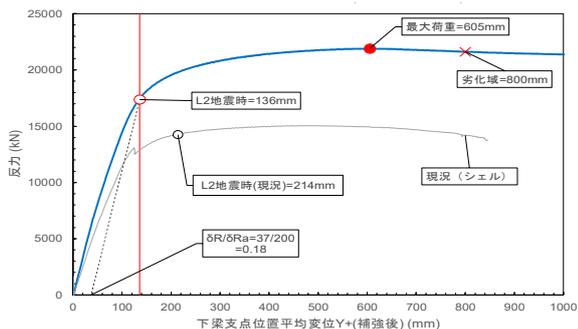


図-12 補強モデルによるP-δ 曲線(橋直(+))

(2) 基礎構造の耐荷性能評価

基礎構造については、弾塑性体モデルによりフーチングの降伏曲げ耐力を評価する。これはフーチングを弾塑性体として評価することで、より実態に近い挙動を再現するためである。

橋軸、橋軸直角方向に载荷したプッシュオーバー解析結果より、フーチングの降伏は柱(右)の許容ひずみ到達の後に発生していることがわかった。また、フーチングのせん断力の照査により底版の曲げモーメントは柱(右)許容ひずみ到達後すぐに降伏に至っており、柱の許容ひずみ到達時には底版せん断耐力を大きく下回ることを確認した。

これにより、基礎構造は橋脚が終局限界状態に至る前に、曲げ降伏及びせん断破壊しないことが明らかになった。したがって、基礎構造は現況構造で耐荷性能を満足すると判断できた。

(3) 上梁の補強と支点位置変更に伴う上梁の拡幅

上梁は上部構造の形式変更に伴う反力増加により、せん断及び合成応力度の照査が許容値を超過し、支点反力の増加によるウェブのせん断が厳しい結果となった。閉箱断面のため上下フランジもせん断流による水平方向のせん断力が発生するため、図-13 に示す範囲のうち台座を除く範囲に対し、ウェブを含めて上下フランジの外側2パネルに13mmの当て板補強を行うこととした。これに

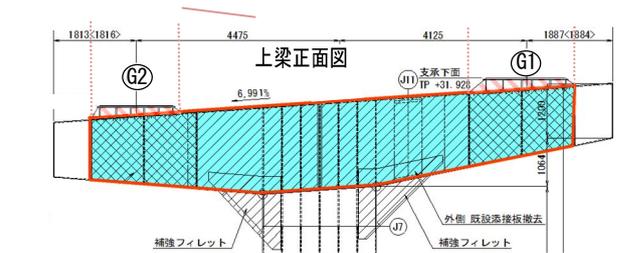
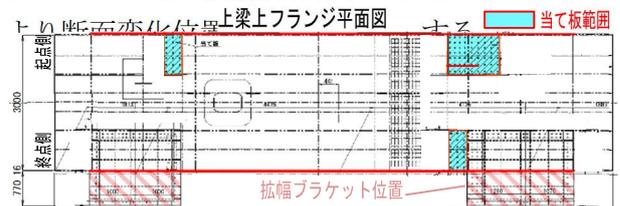


図-13 当て板補強範囲・ブラケット設置位置

上梁を縁端拡幅する部材は耐荷性能上の剛性を必要としないため、拡幅ブラケットにより必要拡幅量を確保することとした。ブラケット幅は橋軸方向について遊間、桁尻長、上下沓幅の設定より必要量 770mm、橋軸直角方向はブラケットを既設のダイヤフラムに合わせて設計することから G1 桁側、G2 桁側ともに 2,360 mm とした。

これにより道示に準拠した必要桁かかり長を橋

軸方向，橋軸直角方向ともに満足する．さらに，護岸の流動化に伴う骨組解析による海 P-220 の移動量は海側に約 300mm で，この相対変位の影響を考慮しても上部構造が下部構造から落橋せず支承上に桁が載っていることが確認できるため，護岸流動化の影響を考慮した桁かかり長も満足する．

4. まとめ

種々の制約条件のもと，計画コンセプトとの適合性による性能評価に加え，ライフサイクルコストに基づく経済性評価により，最適な橋梁形式を選定することができた．

計画コンセプト実現のための詳細な検討として，護岸の流動化に伴う基礎の永久変位が及ぼす影響について，上部構造の応答ひずみは弾性範囲であり，一時的な緊急車両の通行確保は可能であることを確認した．地震後の供用性についても当て板等による軽微な補修により復旧可能と判断した．

既設掛違ひ橋脚海 P-220 の耐震補強は，耐荷性能照査の結果，下梁のウェブ面にせん断変形が生

じる箇所について，補強工として箱断面の設置を選定した．上梁については，水平方向のせん断力が発生する上下フランジに当て板補強を行い，拡幅ブラケット設置により必要拡幅量を確保した．

おわりに

本稿の報告内容を踏まえた構造により，工事発注済であるが，今後近接構造物への影響などを最小限に抑えるよう安全に施工を進めるとともに，上部工の詳細設計にあたっては，技術提案を積極的に取り入れるなどしながら，更なるコスト縮減や維持管理性，景観性に優れた橋梁とするよう，引き続き検討を進めてまいりたい．

参考文献

- 1) 大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会：中間とりまとめ (II)，2019.2.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2017.11.
- 3) 小松定夫他：鋼橋部材の形状初期不整と耐荷力の統計学的研究，JSSC，Vol.16，No.179 1980.
- 4) 土木学会：座屈設計ガイドライン，鋼構造設計シリーズ 12，2005.10.

CONCEPT- BASED BRIDGE PLAN FOR THE ROKKO-ISLAND EAST SECTION

Masataka ENDO, Yasuto NISHIDA, Miki HAMANO,
Mizuki YOSHIHARA and Ayumi KAWADA

In the Rokko-Island East Section of the Osaka Wangan Expressway West Extension Project, a viaduct with a length of about 670 m is planned as a connection to Route No. 5 of the Hanshin Expressway, Wangan Route. There are many design constraints about the viaduct, such as no interference with existing buildings, difficult ground conditions due to landfills, and limited land availability. This paper describes the strategies taken to realize the planning concept, including the study on liquefaction of the ground behind the revetment and the seismic retrofitting of the existing crossing pier. Many analytical verifications were carried out, and all retrofitting materials were properly selected. It was ensured through these that the bridge would satisfy the load-bearing performance requirements during a Level 2 earthquake and keep good maintainability and repairability after an event.

遠藤 正隆



阪神高速道路株式会社
建設事業本部
神戸建設部
企画課
Masataka ENDO

西田 康人



阪神高速道路株式会社
建設事業本部
神戸建設部
湾岸西伸第一建設事業所
Yasuto NISHIDA

濱野 幹



阪神高速道路株式会社
建設事業本部
神戸建設部
湾岸西伸第一建設事業所
Miki HAMANO

吉原 瑞貴



阪神高速道路株式会社
管理本部
大阪保全部
保全事業課
Mizuki YOSHIHARA

川田 歩美



阪神高速道路株式会社
建設事業本部
神戸建設部
湾岸西伸第一建設事業所
Ayumi KAWADA