

長大箱桁橋の耐震性向上検討

門田克史¹・西岡 勉²・流田寛之³・泉谷 努¹・宮城大助⁴

- ¹修(工) 中央復建コンサルタンツ(株) 橋梁系グループ (〒533-0033 大阪市東淀川区東中島4-11-10)
²博(工) 阪神高速道路株式会社 技術部 技術開発グループ (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)
³修(工) 阪神高速道路株式会社 大阪管理部 調査設計グループ (〒532-0006 大阪市港区石田3-1-25)
⁴修(工) 中央復建コンサルタンツ(株) 道路・トンネル系グループ (〒533-0033 大阪市東淀川区東中島4-11-10)

1. はじめに

阪神高速道路は、関西地域における重要な交通道路網であるほか、防災計画においても、地震後の緊急輸送路としての重大な道路に位置づけられ、被災後の機能回復に要する時間・費用を軽減する耐震性能を要求される。

兵庫県南部地震以後、既存橋梁のレベル2地震動に対して耐震性能を確保する耐震補強工事が鋭意進められてきた。近年、斜張橋やアーチ橋、支間長が200mを超える箱桁などの長大橋に対しても、耐震性能を向上させる対策が進められている。

今回対象とした大阪府道湾岸線内の長大箱桁橋2橋は図-1に示す地点に位置しており、A橋は上町断層に比較的近く、B橋は南海・東南海地震の被害想

定¹⁾において震度6弱の分布地域に立地している。いずれも最大支間長が200mを超える鋼床版連続箱桁形式の上部構造で構成されており、固有周期1秒程度の比較的長周期の構造物である。

耐震性向上策の検討においては、建設地点周辺の断層破壊を考慮して推定した直下型地震動と南海・東南海地震想定的大海溝型地震動を入力波とした非線形動的解析を実施し、免震構造・制震構造を採用した対策工による補強規模の縮小を図り、設定した要求耐震性能を確保した。

ここでは、これら2橋を対象とした耐震性向上検討における設計入力地震動の評価内容と耐震性向上のための具体的対策工について紹介する。

2. 構造特性

対象橋梁の構造概要を表-1、図-2～3に示す。

3. 入力地震動の算定

現行の道路橋示方書V耐震設計編²⁾においても、「建設地点周辺における過去の地震情報、建設地点の地盤条件に関する情報、既往の強震記録等を考慮して建設地点における設計地震動を適切に設定できる場合には、これに基づいて設計地震動を設定するものとする。」と記載されている。

(1) シナリオ地震の設定

近年、地震入力については、建設地点の断層情報等を調査し、設計に用いる地震動を設定する設計例が増えつつある。

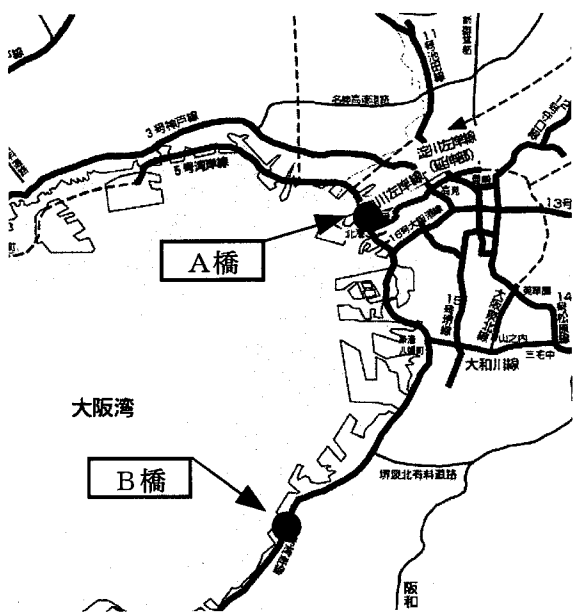


図-1 対象橋位置図

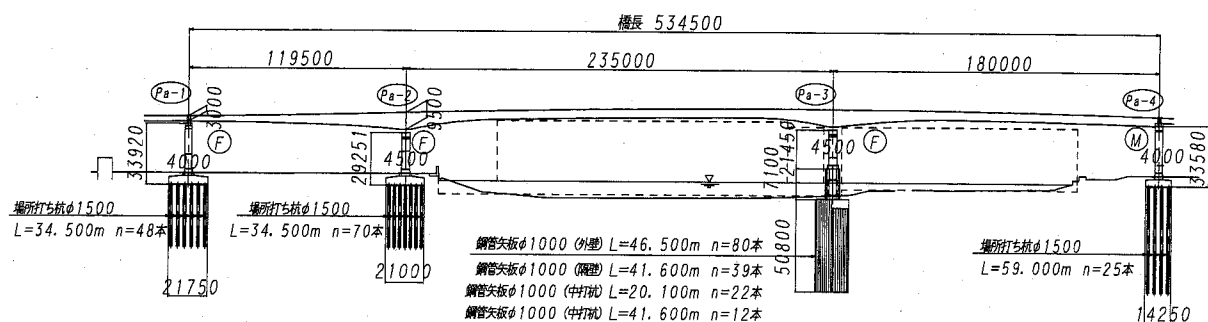


図-2 A橋一般図

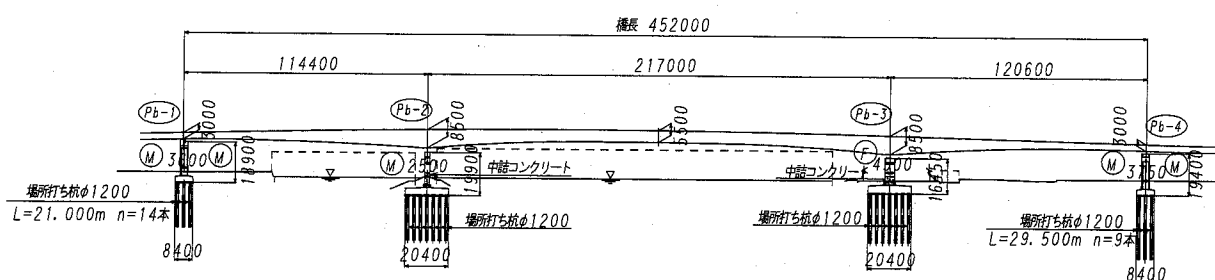


図-3 B橋一般図

表-1 対象橋梁の構造概要

	A 橋	B 橋
橋 長	534.5m	452.0m
最大支間長	235.0m	217.0m
上 部 構 造	鋼3径間連続鋼床版箱桁	鋼3径間連続鋼床版箱桁
下 部 構 造	鋼製ラーメン橋脚 (Pa-1~4)	RCラーメン橋脚 (Pb-1) 鋼製ラーメン橋脚 (Pb-2,3) RC張出し式(PC梁)橋脚 (Pb-4)
支 承 構 造	固定支承：ピボット支承 可動支承：ピボットローラー支承	固定支承：ピボット支承 可動支承：ピボットローラー支承
上部工総重量	17,000t	13,000t
固 有 周 期	橋軸方向：1.29s 直角方向：1.40s	橋軸方向：0.81s 直角方向：1.23s

ここで対象としている長大箱桁橋は、大阪湾断層、有馬-高槻構造線、上町断層、中央構造線と呼ばれる多くの活断層が存在する大阪盆地に位置している。

これらの断層系が湾岸線の各橋梁に及ぼす影響について阪神高速道路株式会社における検討の結果³⁾、上町断層系、大阪湾断層系の破壊シナリオがレベル2地震動(直下型：タイプⅡ²⁾)として特定されている。さらに、南海・東南海想定地震動が海溝型(タイプⅠ²⁾)地震動として設定されている。これらの断層破壊に対して、長周期域を計算する3次元差分法と、広い周期帯の計算が可能であるが長周期域に不利な統計的グリーン関数法による擬似3次元ハイブリッド法⁴⁾により工学的基盤の地震動が算出されている。

ここで、湾岸線に最も大きな影響を与えるシナリ

オをSI値(スペクトル強度値)により評価したケースのうち、対象橋では下記の上町断層系の4ケースを内陸直下型(タイプⅡ)地震動として、南海・東南海想定地震動を海溝型(タイプⅠ)地震動として設定した。

- ①上町断層全体破壊：UEM-I-A
- ②上町断層全体破壊：UEM-I-B
- ③上町断層北部破壊：UEM-II-B
- ④上町断層南部破壊：UEM-III-B
- ⑤南海・東南海想定地震動：NTN

これらの破壊シナリオに基づく工学的基盤(ここではVs=550m/s以上の層)の地震動を基に、対象橋梁の地点における設計地盤上の地震動を(3)項で示す手法で算出した。

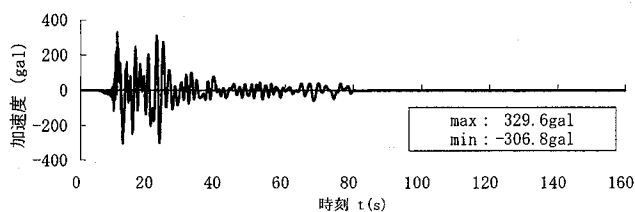


図-4 上町断層南部全体破壊基盤波形
(A橋 UEM3B-L)

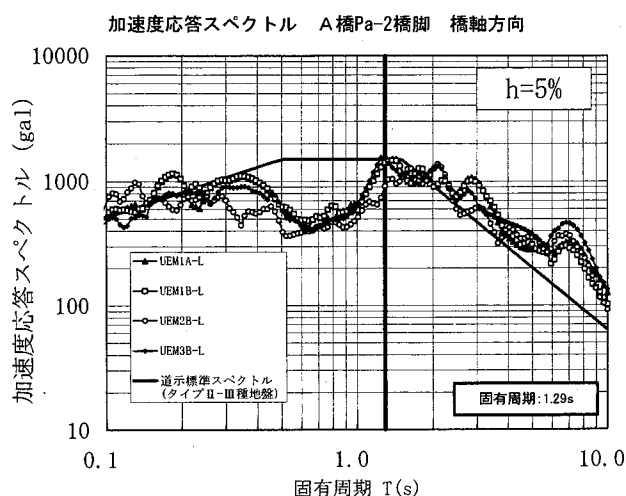


図-5 加速度応答スペクトル
(A橋 橋軸-L方向 直下型・基盤波)

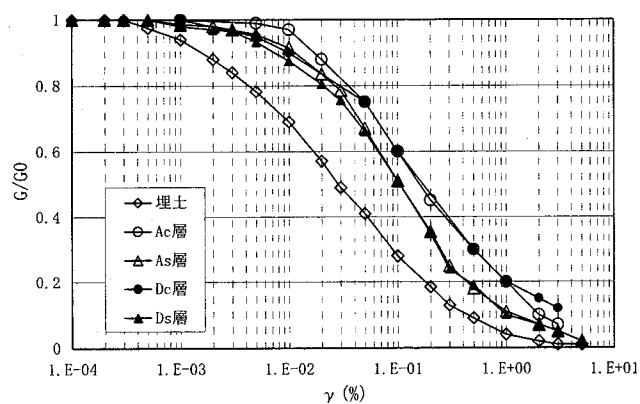


図-6 ひずみ依存曲線

図-4 に A 橋における代表的な断層破壊シナリオによる工学的基盤の橋軸方向(L 方向)地震動を示す。また、A 橋の工学的基盤の加速度応答スペクトル(橋軸方向)を図-5 に示す。対比参照のために、道路橋示方書のタイプII-III種地盤での標準加速度応答スペクトル、対象橋の卓越固有周期を併せて示している。

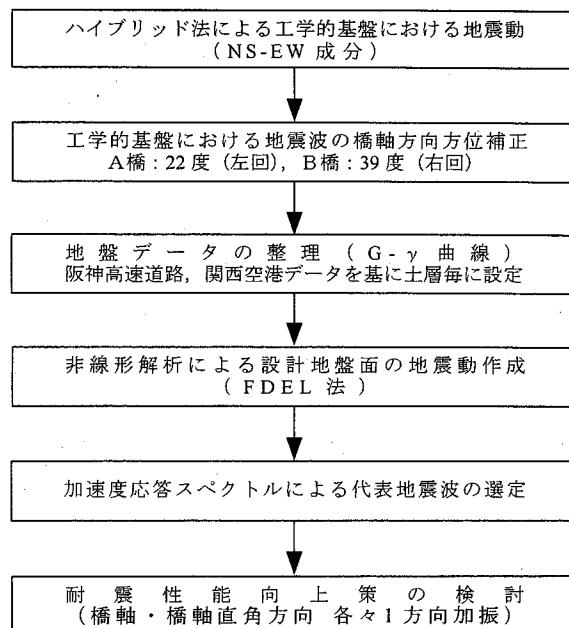


図-7 入力地震動の選定手順

(2) 地盤特性

対象橋梁地点の工学的基盤は、A 橋が GL-272m、B 橋は GL-204m である。

対象の 2 橋とも海岸水際に位置しており、地表面から海底(河床)付近までは、流動化には至らなくとも、道路橋示方書に示される液状化判定において FL 値(液状化に対する抵抗率)が 1/3 程度になる箇所がある軟弱地盤上にある。

地盤の非線形性を考慮した入力地震動の算定に用いたひずみ依存曲線を図-6 に示す。対象橋架橋地点固有の観測データが存在しなかったため、阪神高速道路神戸線、関西空港で測定された G-γ 曲線を参考として対象橋地盤でのひずみ依存曲線を設定した。

(3) 入力地震動の設定手順

耐震性向上検討を行う際の入力地震動の算出過程と選定手順を図-7 に示す。

設計地震動は、対象橋梁地点における工学的基盤波ならびに地盤データを基に、地盤の非線形性を考慮した解析手法である杉戸の方法(FDEL: Frequency Dependent Equi-Linearized Technique)⁴⁾により算出した。

算出した地震動の加速度応答スペクトルを基に、対象橋に最も大きな影響を及ぼす設計地震動を抽出し、これを代表的な断層破壊シナリオに位置づけ設計用地震動として設定した。

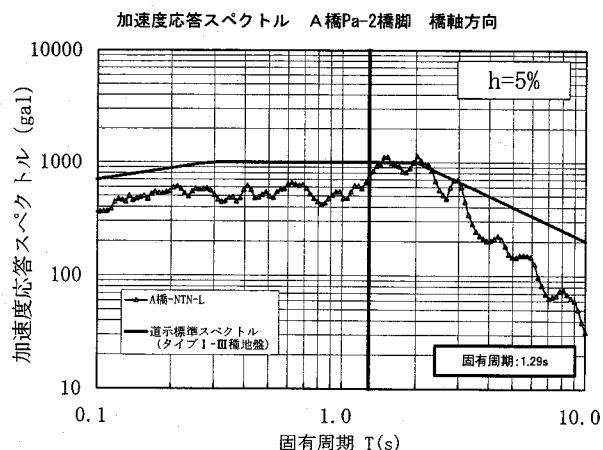


図-8 加速度応答スペクトル
(A 橋 L 方向設計地盤 海溝型)

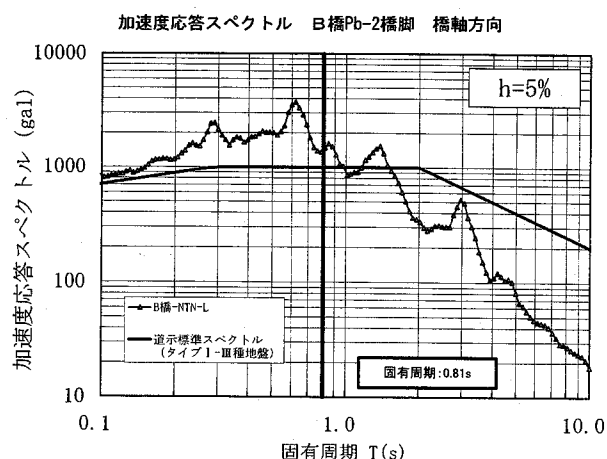


図-10 加速度応答スペクトル
(B 橋 L 方向設計地盤 海溝型)

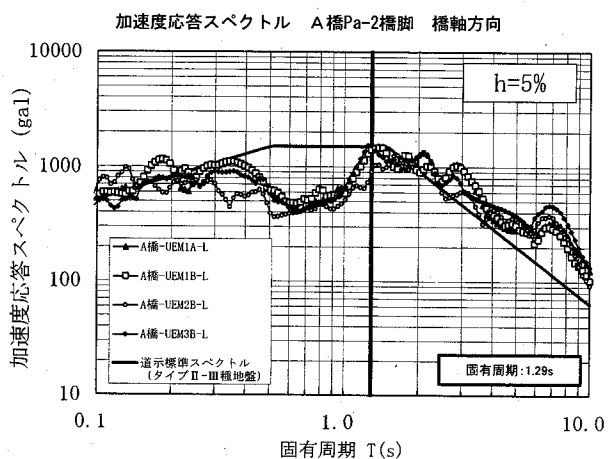


図-9 加速度応答スペクトル
(A 橋 L 方向設計地盤 直下型)

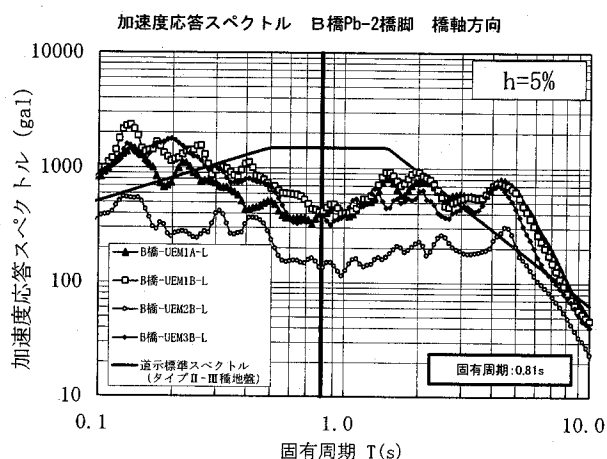


図-11 加速度応答スペクトル
(B 橋 L 方向設計地盤 直下型)

表-2 算定地震動の最大・最小加速度

対象橋	照査レベル	シナリオ地震	max(gal)	min(gal)	
A 橋	レベル2 (内陸直下型)	橋軸方向	UEM1A	357.2	-394.6
			UEM1B	431.6	-446.2
			UEM2B	319.8	-306.8
			UEM3B	333.2	-359.4
		橋軸直角方向	UEM1A	415.8	-398.6
			UEM1B	413.0	-399.6
	UEM2B		663.2	-416.0	
	UEM3B		549.4	-363.8	
レベル2 (海溝型)	橋軸方向	NTN	308.1	-354.1	
	橋軸直角方向	NTN	293.6	-259.6	
B 橋	レベル2 (内陸直下型)	橋軸方向	UEM1A	300.2	-388.4
			UEM1B	515.4	-511.2
			UEM2B	109.0	-196.3
			UEM3B	531.8	-386.8
		橋軸直角方向	UEM1A	380.8	-486.0
			UEM1B	337.6	-529.8
			UEM2B	97.3	-85.3
			UEM3B	538.4	-488.4
	レベル2 (海溝型)	橋軸方向	NTN	756.0	-578.3
		橋軸直角方向	NTN	655.6	-411.1

各橋梁において最も大きなスペクトルを示した橋脚位置における設計地盤面での加速度応答スペクトル(橋軸方向)を図-8～図-11に示す。対比参照のため、

道路橋示方書の対象橋地盤種別での標準加速度応答スペクトル、対象橋卓越固有周期も併せて示している。

表-2 に算出した設計地盤面地震動の最大・最小加速度を示すが、上町断層に比較的近い A 橋では内陸直下型が、大阪湾南部の B 橋では海溝型が、それぞれのシナリオ地震で加速度が大きくなるという傾向が確認できる。

4. 耐震性向上策

(1) 要求性能

対象路線は防災計画上重要な位置づけであり、被災後の機能回復に要する時間・費用を軽減する耐震性能が要求される。これらの基本的な要求事項を踏まえて、レベル 2 地震動に対して、地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る耐震性能²⁾を確保する。

表-3 橋梁全体に対する要求性能

対象部材		地震方向	要求性能
支 承		橋軸方向 直角方向	レベル2地震動に対して、力学的特性が弾性域を超えない限界の状態の確保 ⇒多点固定化や免震・制震化により、水平力分散効果やエネルギー吸収効果が適する場合には積極的に導入
鋼 製 橋 脚	梁部材	直角方向	レベル2地震動に対するじん性の確保 ⇒せん断に対しては、せん断座咎パラメータを考慮した許容せん断ひずみ ⁵⁾ にとどめる。
	柱部材	橋軸方向 直角方向	レベル2地震動に対して十分なエネルギー吸収が得られるじん性の確保 ⇒塑性化を許容し、許容値Ma以内の応答にとどめる。鋼断面部でMcalyを超過する部位には、局部座屈防止上耐震パラメータの改善補強 ⁵⁾ を行う。
	アンカー フレーム	橋軸方向 直角方向	レベル2地震動に対して、許容値を越えない限界の状態 ⇒アンカーボルトの残留伸びによる遊びなどの影響を考慮したスリップ現象を考慮した履歴モデル ⁶⁾ を設定。
橋脚基礎		橋軸方向 直角方向	橋脚柱部の耐力を向上させる補強を行う場合のみ照査対象とする。
橋梁全体 (フェイルセーフ)		橋軸方向 直角方向	・上下部構造間に予期しない大きな相対変位が生じた場合でも、上部構造が下部構造頂部から逸脱して落下する状態の防止（けたかかり長確保・落橋防止構造設置） ・支承部が破損した場合でも、上部構造を適切な高さに支持できる構造（段差防止構造設置）

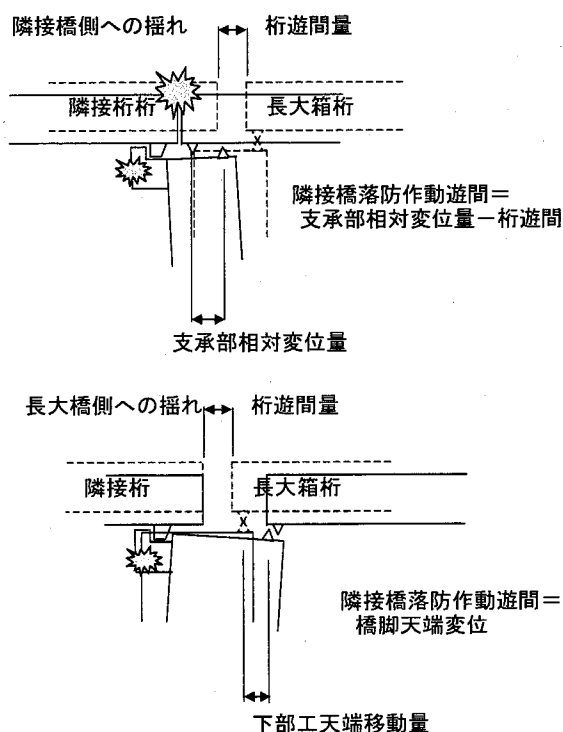


図-12 隣接橋落橋防止構造の作動遊間との関係

対象橋は支承を有する箱桁橋であり、上部構造そのものには地震の影響が及ばない。

よって、検討で着目すべき部位とそれらに対する要求性能は表-3に示す通りとした。

また、対象橋は長大な箱桁橋であり、隣接する橋梁とは規模ならびに振動特性が大きく異なるため、自身の耐震性に対する要求性能の満足だけでなく、図-12に示す隣接橋のフェイルセーフ機能に与える悪影響の回避にも着目した。

表-4 A橋の現況耐震性能

	橋軸方向	直角方向
全体変位量	1.02m	0.50m
固定支承耐力	50%超過	10~30%超過
可動支承移動量	340%超過	—
鋼製橋脚	全脚パラメータ改善必要	
アンカーフレーム	許容値内	許容値内

表-5 B橋の現況耐震性能

	橋軸方向	直角方向
全体変位量	0.27m	0.10m
固定支承耐力	70%超過	10~190%超過
可動支承移動量	80~260%超過	—
鋼製橋脚	1脚固定部パラメータ改善必要	
アンカーフレーム	許容値内	許容値内

(2) 現橋の耐震性評価

a) A橋の現況耐震性と補強の着眼点

橋軸方向、橋軸直角方向とも、卓越固有周期と加速度応答スペクトルの最大値が一致することから、内陸直下型シナリオ地震動において、各部位で変位や耐力の制限値を上回る応答が発生する。解析応答値と許容値との関係を表-4に示す。

本橋では、1脚可動部に生じる上下部構造間の相対変位量が約1mと大きく、フェイルセーフ機能の確保を踏まえた相対移動量の抑制が課題であった。

b) B橋の現況耐震性と補強の着眼点

橋軸方向、橋軸直角方向とも、内陸直下型より海溝型シナリオ地震動(NTN)での応答が大きくなり、支承部で制限値を大きく上回る応答が発生する。解析応答値と許容値との関係を表-5に示す。

表-6 対象橋梁の耐震性向上策

		A 橋		B 橋			
		橋軸方向 【弾性補強+HDR】	橋軸直角方向 【弾性補強】	橋軸方向 【ノックオフ+制震】	橋軸直角方向 【弾性補強】		
支 承	固 定 (ピボット)	弾性補強 (Pa-1～Pa-3)	弾性補強 (Pa-1～Pa-3)	支承改良(ノックオフ) (Pb-3) せん断パネル設置	弾性補強 (Pb-3)		
	可 動 (ピボットローラー)	現況支承 (Pa-4) HDR設置	弾性補強 (Pa-4)	現況支承 (Pb-1, Pb-4) せん断パネル設置	弾性補強 (Pb-1, Pb-2, Pb-4)		
橋 脚	固 定 (鋼製)	Pa-1 (鋼)	柱リブ補強 (パラメータ改善)	Pb-3 (鋼)	柱リブ補強 (パラメータ改善)	補強なし	
		Pa-2 (鋼)	柱リブ補強 (パラメータ改善)				補強なし
		Pa-3 (鋼)	柱リブ補強 (パラメータ改善)				柱リブ補強 (パラメータ改善) 梁リブ補強
	可 動 (鋼製, RC)	Pa-4 (鋼)	柱リブ補強 (パラメータ改善)	柱リブ補強 (パラメータ改善)	Pb-1 (RC)	補強なし	鋼板巻立補強 (破壊形態改善)
					Pb-2 (鋼)	補強なし	補強なし
					Pb-4 (RC)	補強済み	補強済み
	アンカーフレーム		補強なし (耐震性能満足)		補強なし (耐震性能満足)		
基 礎		照査省略 (橋脚基部の耐力向上なしのため)		照査省略 (橋脚基部の耐力向上なしのため)			

1 脚固定構造の本橋では、可動脚の現有耐力を以て据えた反力分散構造等の採用により、支承部の耐力不足と相対移動量の抑制を図る対策が可能である。

(3) 耐震性向上策

a) 耐震性向上策の選定

耐震性向上策の検討にあたっては、既存構造物の照査結果と課題を踏まえ、基本的には支承部の改良による補強策を検討するものとした。

橋軸方向の応答に対する効果的な対策工として、免震化・制震化による工法を検討した。ここで、免震構造の採用が限定される条件として軟弱地盤における地盤と橋の共振²⁾がある。対象2橋とも前述の通り軟弱地盤であるが、地盤固有周期はA橋で0.6秒、B橋で0.5秒程度で、免震化した場合の橋の固有周期がA橋で1.4秒、B橋で0.9秒と周期は近接しておらず、共振の可能性は低いと判断した。

既存支承が固定の箇所を移動に追従できる支承構造とする場合には、大規模な工事となる支承取替えは実施しないことを基本とし、既存固定支承を移動可能な構造に改良する(ロックオフ構造)ことを前提としている。

橋軸直角方向については、橋軸方向に制震対策を実施する場合に、橋軸直角方向に対して制震デバイスが追従できない可能性があるため、完全に変位を拘束(現況支承条件の保持)することを基本とした。

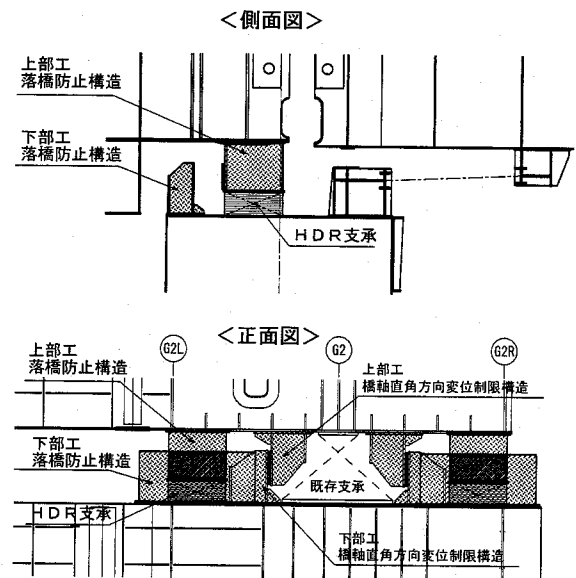


図-13 A橋可動部の免震構造

表-6 に両橋で採用した対策内容を示す。

b) A橋の耐震性向上策とその効果

固定支承の応答水平力の軽減と可動 Pa-4 橋脚部における上下部構造の大きな相対変位を解消することを目的に、可動部の制震デバイスとして免震支承を用いる対策工を採用した。

具体的には、図-13 に示すように既存支承の両側に配置する落橋防止構造ブラケットと橋座面の間に、高減衰積層ゴム支承 (HDR) を配置した。

表-7 Pa-4 橋脚部移動量の隣接橋への影響検証

	Pa-4橋脚部 最大応答値と遊間の関係	
上部構造水平応答変位 (m)	0.680	
橋脚天端水平応答変位 (m)	0.382	
支承相対変位 (m)	0.395	
下部工中心～桁端 (m)	-0.150	0.600
桁遊間量 (m)	0.450	
隣接橋 落橋防止必要遊間 (m) <図-12参照>	隣接側揺れ (相対変位－桁遊間)	長大橋側揺れ (下部天端)
	$-0.055 \leq La$	$0.382 \leq La$
既設落橋防止移動遊間 (m)	$La=1.150$	
判定	OK	OK

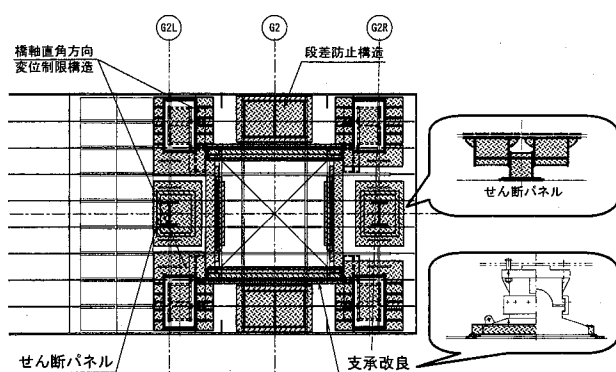


図-14 B橋固定支承ロックオフ部の構造

その結果、固定支承の応答水平力軽減効果は見られないが、可動部相対変位量を現況構造応答の半分以下である 40cm 程度に抑制させることができ、フェイルセーフ構造配置を既設橋座上の限られた範囲内に縮小することができた。また、表-7 の通り隣接橋フェイルセーフ機能への悪影響も生じていない。

可動部の免震構造化に伴い、既存可動橋脚の負担水平力が増加するが、アンカーフレームが塑性化するものの許容値内の応答であり、免震構造化の採用に伴って補強部位の追加が生じることはなかった。

c) B橋の耐震性向上策とその効果

可動支承の移動量を既存支承の移動可能量程度に抑え、同時に固定支承の応答水平力を軽減させる目的で、固定支承部ロックオフを考慮した制震構造（せん断パネル型制震装置）を採用した。

具体的には、図-14 に示す既存固定支承の改良（ロックオフ構造追加）を行い、建設当時の支承設計力を超えた時点ですべり移動する構造とし、各支点部に橋脚の現有耐力に見合う降伏荷重を有するせん断パネル型制震装置を配置し、そのエネルギー吸収効果を橋梁全体として期待する構造である。

応答解析に用いた固定ロックオフ部の履歴特性を図-15 に示すが、耐震性能照査においては、各部材の不利な状態を考慮し、すべり摩擦の有無 2 ケース

【せん断パネル設計時（摩擦無視）】 【橋脚照査時（摩擦考慮）】

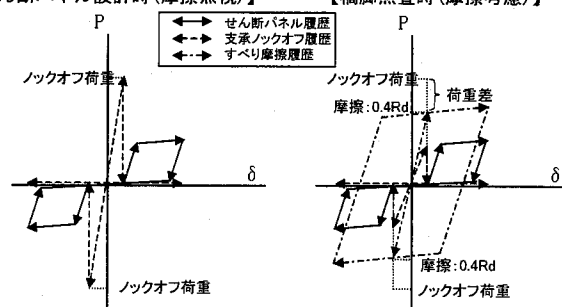


図-15 B橋固定ロックオフ部の履歴特性

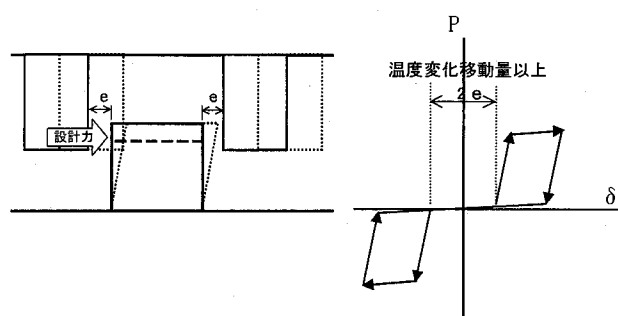


図-16 B橋可動部せん断パネルの履歴特性

の応答を求めた。また、可動支承部に設置するせん断パネルでは、図-16 に示すように温度変化移動量を確保できる設置遊間を設けた。

せん断パネル型制震装置の設計では、せん断変形量がパネル有効高の 10%以下となることを制限値とした。これは、阪神高速道路株式会社での性能確認実験結果（幅厚比等をパラメーターにした数種の供試体による静的繰返し載荷試験）において、せん断変形量 10%程度まではいずれの供試体でも面外座屈等による耐力低下が確認されなかったためである。

以上の制震構造を採用することで、1 脚固定橋脚への過度な地震力負担が軽減し、橋梁全体系としての耐震性能が向上するとともに、可動部相対変位量が現状支承の移動可能量程度に抑制されるという効果を得ることができた。

5. おわりに

200m 以上の支間を有する長大箱桁橋の地震時要求性能を満足させる補強対策工の検討を行った。

解析方法として、レベル 2 地震動に対する非線形動的解析を適用したが、その際、架橋地点のサイト特性を反映した入力地震動の設定を行った。

制震デバイスの適用により、橋梁系全体の動的応答の低減化を図ると共に、支承部と橋脚部位に対す

る補強範囲を限定した対策工の実施により、目標とする耐震性能を確保した。

日本国内における既設長大橋の耐震対策は、現状では十分に進んでいないのが実状であると考え、構造規模から比較的長周期の構造物となるため、近い将来に発生が確実視され、長周期構造物への影響が大きいと予想される東海・東南海・南海地震といった海溝型地震に対する備えが現存する未対策の長大橋における緊急課題であると考え、

本検討により得られた知見と経験を活用し、特に長大橋における合理的かつ効果的な補強技術の開発と発展に、今後とも取り組んでゆきたいと考えている。

参考文献

- 1) 中央防災会議事務局：東南海、南海地震の被害想定について、中央防災会議「東南海、南海地震等に関する専門調査会」（第14回），2003.9.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002.3.
- 3) 阪神高速道路(株)：平成18年度大阪湾岸部における長周期構造物用入力地震動検討業務 報告書，(財)地域地盤環境研究所，2006.
- 4) (社)土木学会：橋の動的耐震設計，2003.3.
- 5) (財)阪神高速道路管理技術センター：鋼製ラーメン橋脚の梁部材ウェブの補剛設計-鋼製ラーメン橋脚の耐震設計に関する補足資料，2006.3.
- 6) 阪神高速道路公団：鋼製橋脚の耐震設計・耐震補強設計手引き(案)，2003.5.