

## 鋼・コンクリート複合バランスドアーチ橋 の振動解析および耐震設計

山崎 啓治<sup>1</sup>・若林 大<sup>2</sup>・平山 雄大<sup>1</sup>・岡本 拓也<sup>1</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 新東名高速道路 河内川橋工事 鹿島・大成特定建設工事共同体  
(〒258-0123 神奈川県足柄上郡山北町湯触322-1)

<sup>2</sup>正会員 工修 中日本高速道路(株)東京支社 建設事業部 構造技術課  
(〒105-6011 東京都港区虎ノ門4-3-1)

### 1. はじめに

新東名高速道路河内川橋(仮称)(以下、河内川橋と称す)は、新東名高速道路の未開通区間である新秦野IC～御殿場IC間のうち神奈川県山北町を流れる河内川(酒匂川水系)および県道76号を跨ぐ高速道路の橋梁で、橋長約770m、アーチ支間長220mおよび最大橋脚高約90mを有する鋼・コンクリート複合バランスドアーチ橋である。

耐震設計としては、「地震時の挙動が複雑な橋」<sup>1)</sup>に該当し、できる限りシンプルな地震応答となるような構造プロポーシヨンの設定、塑性化を許容する部位と弾性域に留める部材の明確化、並びに高強度材料の積極的採用をコンセプトチャルデザインに掲げた<sup>2)</sup>。

本文では、特殊橋梁である河内川橋の耐震設計に関わる構造計画、さらに主たる照査である「動的照査法」によるレベル2地震動(以下、L2地震時)の橋軸方向加振に対する振動解析および耐震設計について上り線を代表させて報告する。

### 2. 河内川橋(仮称)の概要

河内川橋は新東名高速道路の上り線および下り線の二橋からなり、架橋地点の地形は兩岸より急峻な山岳斜面が河川まで続いている。橋梁の計画高さは河川水位より120m程度の高さに位置し、日本のシンボル「富士山」や丹沢山地の山容を眺望できる山間集落の里山にある。全体一般図を図-1に示す。

橋梁下部構造のうち橋脚基礎はいずれも竹割り型土留め工を有する斜面上の大口径深礎で、橋梁構造

のうちアーチ区間の架設は「トラス張出し架設工法」<sup>3)</sup>により、アーチリブ、鉛直材、補剛桁(水平材)および仮設斜吊材の四つの部材でトラスを形成しながら張出し施工を行うもので、河内川橋ではさらに経済性および合理性を追求し“仮設材の積極的本設利用”というコンセプトチャルデザインのもと、従来では仮設材としての利用に留まっていた架設中の鋼補剛桁および斜吊材をそのまま本設利用する<sup>4)</sup>。

### 3. 対象橋梁の構造計画

#### (1) 設計条件

河内川橋(上り線・下り線)の橋梁諸元および設計条件を表-1に示す。

#### (2) 構造計画

##### a) 構造計画のコンセプト

「詳細設計付き橋梁工事」の詳細設計段階にて、再度、建設地点の地形・地質・地盤条件を考慮し、供用期間中の橋の挙動や高速道路橋として規定される要求性能を保持し、安全性、施工性、経済性、耐久性、走行の快適性、維持管理を踏まえ、主に耐震性能の確保に留意した「構造計画のコンセプト」を定めた(表-2)。

##### b) 部材の構造種別の設定

構造計画のコンセプトを踏まえ、各部材の構造種別、使用材料および主要寸法を設定した(表-3)。

アーチ区間の上部構造は、アーチリブはコンクリート強度を50N/mm<sup>2</sup>とした一室のPRC箱桁、補剛桁は高強度材料であるSBHS500鋼材を適用した2主細幅箱桁とし、背の高い鉛直材は軽量化および合理化

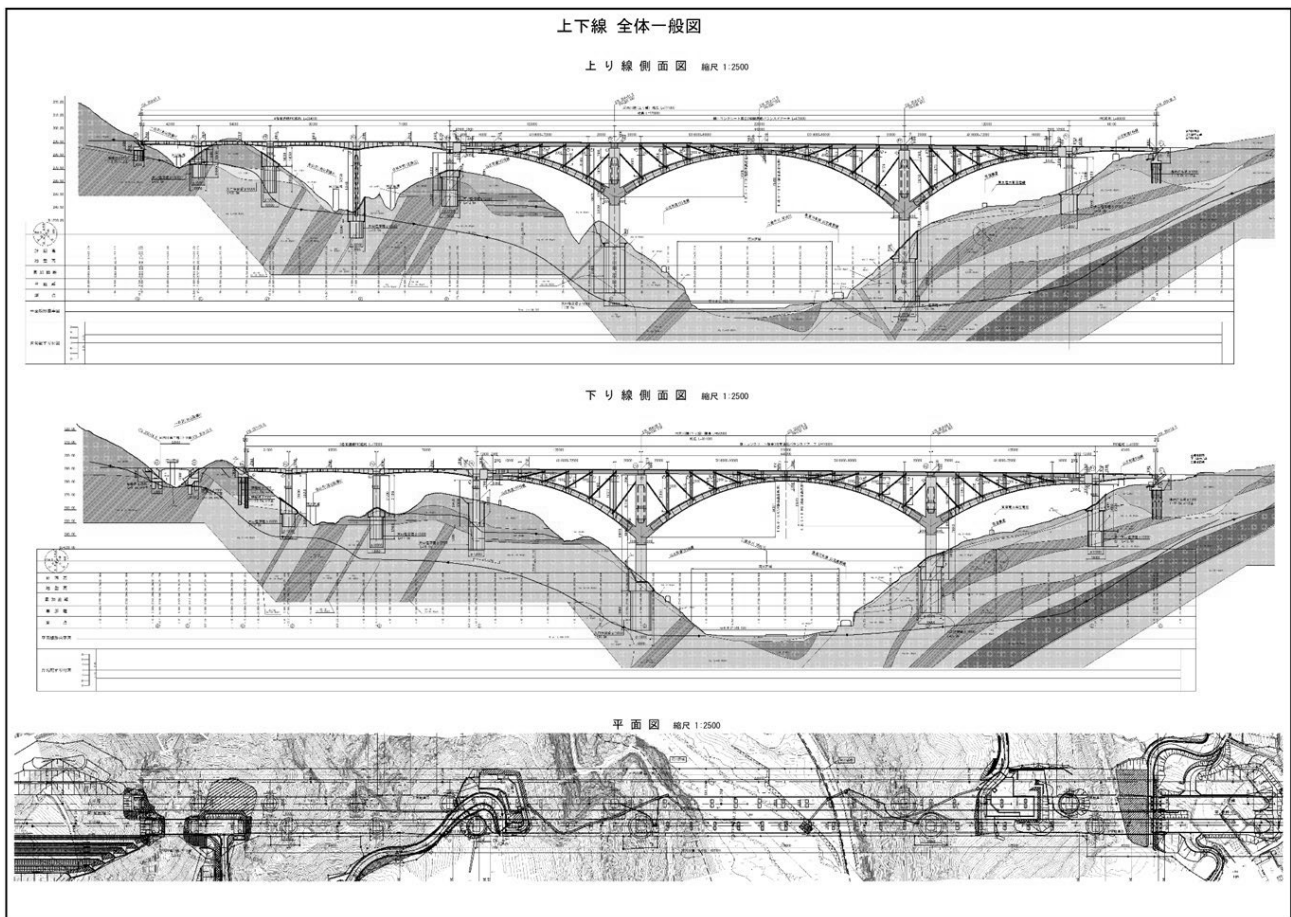


図-1 河内川橋（仮称）全体一般図

表-1 河内川橋（上り線・下り線）の橋梁諸元および設計条件

橋名	河内川橋（仮称）	主桁形式	鋼補剛桁：二主細幅箱桁断面
荷重	B活荷重		PC箱桁：一室箱桁断面
橋梁形式	【上り線】鋼・コンクリート複合8径間連続バランスドアーチ橋 【下り線】鋼・コンクリート複合7径間連続バランスドアーチ橋	アーチ軸線	アーチリブ：一室箱桁断面
橋長	【上り線】771.000m 【下り線】692.000m		ハイバブリック曲線（ $m=2.0$ ） P2・P3橋脚各張出の平均ライズを40mとする 【上り線】P2ライズ：45m，P3ライズ：35m 【下り線】P2ライズ：35m，P3ライズ：45m
支間割	【上り線】65.1+125.0+220.0+125.0+71.0+65.5+54.5+42.1m 【下り線】45.1+125.0+220.0+125.0+76.0+66.5+31.6m	架設方法	アーチ：トラス張出し工法
幅員	10.700m（全幅），9.760m（有効幅員）		PC箱桁：片持ち張出し架設または固定式支保工
勾配	縦断：0.321%～1.850%，横断：2.5%（片勾配）	地盤種別	I種地盤
平面線形	$R=\infty$	地域別補正係数	A1地域（神奈川県）
基礎形式	P2・P3：大口径深礎（ $\phi=16.0\sim17.0\text{m}$ ， $L=25.0\sim35.0\text{m}$ ） P1・P4～P7：大口径深礎（ $\phi=10.0\sim12.5\text{m}$ ， $L=10.0\sim20.0\text{m}$ ）	適用基準	道路橋示方書・同解説（平成24年3月） 設計要領第二集、橋梁建設編（平成28年8月）

表-2 詳細設計にて定めた河内川橋の構造計画コンセプト

- (1) 主要橋脚であるP2・P3の非対称性に起因するレベル2地震時の複雑な地震応答を回避するため、見かけの橋脚高および断面形状を統一し、P1，P4～P6（P7）を支承化する。  
 <見かけの橋脚高：【上り線】37.0m，【下り線】40.0m ※見かけの橋脚高を確保するため、下り線P2は掘込式橋脚>
- (2) その結果、アーチはP2・P3で非対称なアーチ・ライズを有する。  
 <アーチライズ：【上り線】P2は45m，P3は35m，【下り線】P2は35m，P3は45m ※上り線・下り線でライズ設定を反転させている>
- (3) レベル2地震時には、P2・P3橋脚下端のみ塑性化を考慮し、スプリング部およびメインポストは塑性化させない。
- (4) P2・P3橋脚柱は、レベル2地震時直角方向のねじりモーメントに対して有利な充実断面とする。
- (5) P2・P3メインポストは、耐震性能を確保しつつ軽量化を図れる中空断面とする。
- (6) P2・P3柱頭部を剛結構造とし、アーチ・クラウンは剛結合せず支承結合とする。
- (7) アーチ鉛直材は、後死荷重による作用軸力が小さいため、鋼構造とする。
- (8) アーチ鉛直材天端に配置する支承を含め耐震性能向上のため免震支承とする。
- (9) 高強度材料を積極的に採用する。
- (10) 鋼・コンクリート複合構造部は、既往の知見を最大限活用した実現性のある構造とする。

表-3 河内川橋の構造計画における部材の構造種別の設定

部材	構造種別	構造概要	摘要	耐震性能への寄与		
アーチ区間						
上部構造	床版	コンクリート構造	・壁高欄一体型プレキャストPC床版	・プレキャストを適用した合理化施工	—	
	補剛桁	鋼構造	・SBHS500を適用した2主細幅箱桁断面	—	・引張弦材として抵抗	
	アーチリブ	コンクリート構造	・一室箱桁PRC断面	・トラス張出し四部材	・大BL化を適用した合理化施工	・アーチ主部材として抵抗
	鉛直材 (V1~V3)	鋼構造	・独立二本柱矩形断面	・従来、仮設材としていた水平材(補剛桁)、斜吊材を本設利用	・鋼部材を適用した合理化施工	—
	鉛直材 (V4, V5, V6)	コンクリート構造	—	—	—	
	斜吊材	鋼構造	・19S15.7HワックスアンボンドECF	—	・工場製作プレファブケーブル	・トラス斜弦材として抵抗
側径間接合部	鋼・コンクリート複合構造	・後面支圧板方式鋼殻セル接合構造	・既往の知見を活かした「後面支圧板方式鋼殻セル接合構造」	—	—	
下部構造	柱頭部接合部	鋼・コンクリート複合構造	・鋼製柱形式剛結部	・既往の知見を活かした「鋼製柱形式剛結部」 ・鋼部材を適用した合理化施工	—	
	メインポスト	コンクリート構造	・矩形中空断面	・埋設型枠・プレファブ鉄筋を適用した合理化施工	・中空断面とし、軽量化による耐震性能向上	
	スプリングング鋼殻部	鋼・コンクリート複合構造	・鋼殻コンクリート充填構造	・鋼部材を適用した支保工、型枠工の合理化施工 ・過密配筋の解消	・過密配筋を解消し、鋼殻コンクリート充填構造による耐震性能向上	
	橋脚	コンクリート構造	・矩形充実断面	・埋設型枠・プレファブ鉄筋を適用した合理化施工	・充実断面とし、ねじりモーメントに対する耐震性能確保	
	基礎	コンクリート構造	・大口径深礎	・突起付きH形鋼、帯鉄筋SD490を適用した合理化施工	—	
PC箱桁区間						
上部構造	PC箱桁	コンクリート構造	・一室箱桁PRC断面	—	—	
下部構造	橋脚	コンクリート構造	・矩形充実断面	—	・支承橋脚による地震時応答の対称性確保	
	基礎	コンクリート構造	・大口径深礎	—	—	
	橋台	コンクリート構造	・逆T式	—	—	
—	支承	—	・免震支承	—	・免震支承による耐震性能向上	

※：アーチリブより上方を上部工とするが、P2・P3橋脚から連続するスプリングング鋼殻部、メインポストおよび柱頭部接合部は下部工扱いとする

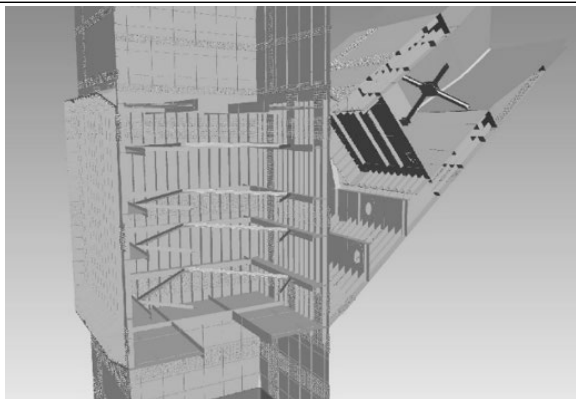


図-2 鋼・コンクリート複合構造を適用したスプリングング鋼殻部

施工を目的とした独立二本柱矩形断面の鋼製柱、そして斜吊材には19S15.7Hの工場製作ケーブルを採用した。アーチ・スプリングングは、RC構造では橋脚およびアーチリブの交差部での配筋が物理的に困難であったため、外面を鋼板、内部に鋼殻セルを適用しコンクリートを充填する外鋼殻構造とすることで、構造を成立させるとともに仮設の支保工を兼用する構造とした<sup>4)</sup>(図-2)。柱頭部接合部および側径間接合部も鋼・コンクリート複合構造を適用した。

#### 4. 河内川橋の耐震設計方針

耐震性能の照査は『道路橋示方書（V耐震設計編）』（以下、道示V）に準拠し、「橋の限界状態」に基づき「各部材の限界状態」を設定し、上部構造は“力学的特性が弾性域を超えない限界の状態”を基本とし、下部構造のうち橋脚は“損傷の修復を容易に行い得る限界の状態”，下端基部のみを塑性化させることとした。よって、スプリングング鋼殻部の複合構造まわりのコンクリートは塑性化させない。

照査方法は、河内川橋は多径間連続のバランスド形式の鋼・コンクリート複合アーチ橋であることから「地震時の挙動が複雑な橋」に該当するため「動的照査法」とする。

#### 5. 河内川橋の動的特性

橋の固有振動モードから評価される動的特性を表-4、関連する固有振動モードを図-3に示す。

表-4 固有振動モードから評価される動的特性（上り線）

加振方向	考慮方向	主要対象部材	卓越次数	固有周期 (s)	タイプ I 加速度応答スペクトル (I 種地盤) に対する考察
橋軸	水平	P2・P3	1	1.691	ピーク値1680galから大きく外れる
	鉛直	アーチリブ・補剛桁	2	0.897	ピーク値1680galから外れる
			3	0.834	
【参考】橋軸直角	水平	P2・P3、アーチリブ・補剛桁	1	2.843	ピーク値1680galから大きく外れる
			3	1.494	

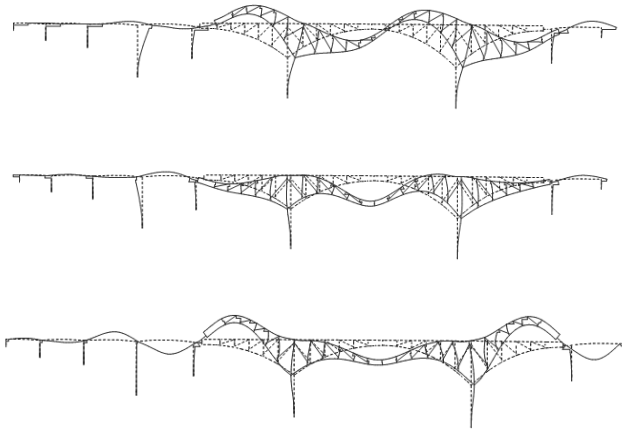


図-3 耐震設計に対して支配的な固有振動モード（上り線，橋軸方向，上から1次，2次，3次）

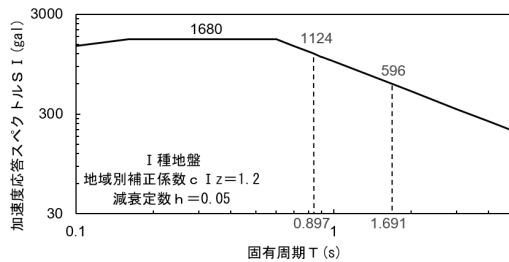


図-4 タイプ I の地震動の加速度応答スペクトルと耐震設計上，支配的な固有周期（上り線，橋軸方向，1次，2次・3次）

橋軸方向加振時において，主要橋脚である P2・P3 の耐震設計に対して支配的な水平方向に対する固有振動モードは卓越次数としては 1 次で固有周期は 1.7s 程度であり，タイプ I の地震動の加速度応答スペクトル（I 種地盤）に対してピーク値 1680gal を大きく外れる（図-4）。これは，アーチ区間のプロポーションとして，非対称なアーチライズを採用し（表-2の(2)），P2・P3 橋脚の見かけの橋脚高さを揃え（表-2(1)），橋脚断面剛性および橋梁上部工重量を検討し（表-2(4), (5)），さらに免震支承を採用の上，支承化を図り（表-2(1), (6), (8)），適度に長周期化させるよう耐震設計した結果である。

鉛直方向の揺れという観点で，アーチリブ・補剛桁に着目し，鉛直方向に対する固有振動モードを選定すると，卓越次数は 2 次および 3 次となり「高次モ

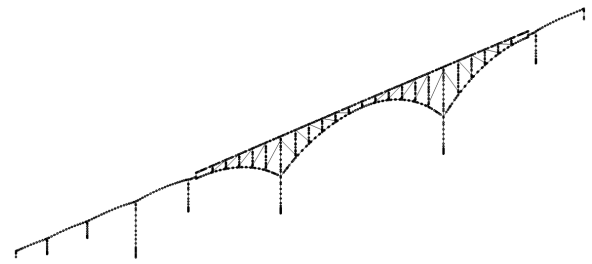


図-5 非線形動的解析に用いる解析モデル（上り線）（各部材の適用モデルは表-5を参照）

表-5 非線形動的解析に用いる各部材のモデル化

部材	構造種別	L2地震時	
		耐震性能2	
上部構造	補剛桁	鋼構造 線形モデル (床版剛性考慮)	
	側径間接合部	鋼・コンクリート複合構造 線形モデル	
	PC箱桁	コンクリート構造 M-φモデル (トリリニア) ※1	
	アーチリブ		
	鉛直材	鋼製柱	鋼構造 線形モデル
		RC	コンクリート構造 M-φモデル (トリリニア) ※2
斜吊材	鋼構造	線形モデル	
下部構造	柱頭部接合部	鋼・コンクリート複合構造 線形モデル	
	メインポスト	コンクリート構造 M-φモデル (トリリニア) ※2	
	スプリングング鋼殻部	鋼・コンクリート複合構造 線形モデル	
	橋脚	コンクリート構造 M-φモデル (トリリニア) ※2 (塑性ヒンジ区間含む)	
	橋脚(箱桁区間)		
	基礎	コンクリート構造 弾性ばね (斜面の場合は非対称ばね)	
	橋台	コンクリート構造 線形モデル(剛体)	
一 支承	—	非線形履歴ばね	

※1：履歴特性は，骨格曲線は非線形だがエネルギー吸収を考慮しない非線形弾性型トリリニアモデル

※2：履歴特性は，エネルギー吸収を考慮できる剛性低下型トリリニアモデル

ードの影響」が懸念されたが，固有周期はいずれも 0.9s 程度であり，加速度応答スペクトルに対してピーク値 1680gal を外れている。

## 6. 非線形時刻歴応答解析

### (1) 解析方法および解析モデル

動的照査法のうち，材料および部材の非線形性を直接考慮する非線形時刻歴応答解析を用いた。解析モデルを図-5，各部材のモデル化を表-5に示す。部材，支承および基礎のモデル化は『設計要領第二集』<sup>5)</sup>（以下，設計要領）に準拠し，鋼・コンクリート複合構造であるスプリングング鋼殻部，柱頭部接合部および側径間接合部については，弾性域に留める設計としたため線形モデルとして応答値を算出し，L2地震を超える大地震を含む非線形域までの「構造特性の評価」を部材・部分構造レベルにて別途，検討している。

### (2) 減衰定数の設定

減衰特性のモデル化は Rayleigh 型減衰モデルとし，各構造要素の減衰定数を設計基準<sup>1),5)</sup>に準拠し設定した（表-6）。

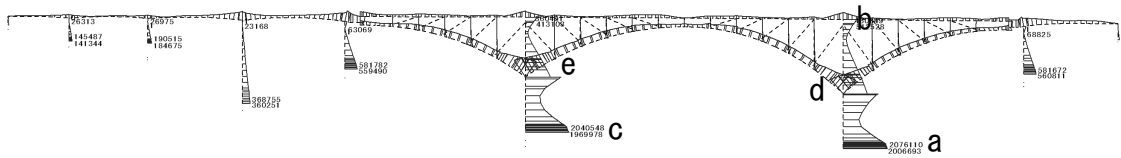


図-6 最大曲げモーメント分布図（上り線、橋軸方向、I-I-3、図中のa～eは表-9、図-10の断面番号）

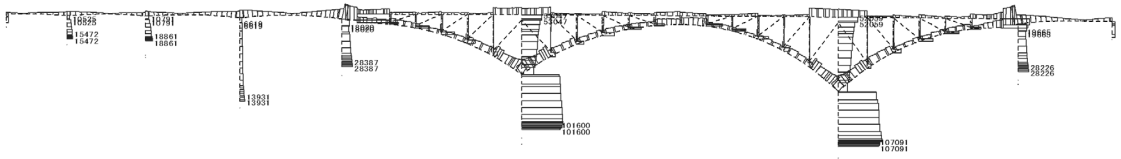


図-7 最大せん断力分布図（上り線、橋軸方向、I-I-3）

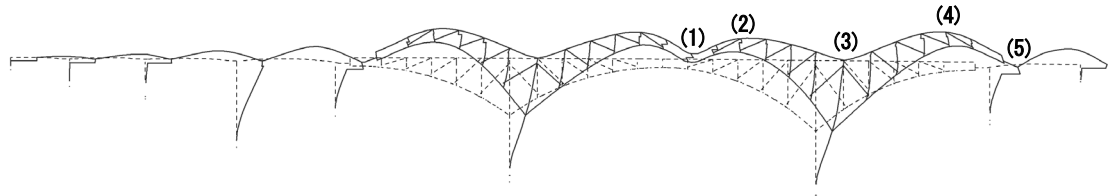


図-8 最大変位図（上り線、橋軸方向、I-I-3、図中の(1)～(5)は表-7の断面番号）

表-6 非線形動的解析に用いる各構造要素の減衰定数

部材	構造種別	減衰定数	判断根拠
補剛桁	鋼構造	0.02	上部構造、鋼構造
側径間接合部	鋼・コンクリート複合構造	0.03	上部構造、コンクリート構造、線形
PC箱桁	コンクリート構造	0.05	
アーチリブ	鋼構造	0.02	上部構造、鋼構造
鉛直材	鋼・コンクリート複合構造	0.03	上部構造、コンクリート構造、線形
	コンクリート構造	0.02	エネルギー吸収を別途考慮 鉛直材高さは30m以下となる
斜吊材	鋼構造	0.01	上部構造、鋼構造、ケーブル
柱頭部接合部	鋼・コンクリート複合構造	0.05	下部構造、コンクリート構造、線形
メインポスト	コンクリート構造	0.01	メインポスト高さは30m以上となる エネルギー吸収を別途考慮
スプリング部	鋼・コンクリート複合構造	0.05	下部構造、コンクリート構造、線形
橋脚	コンクリート構造	0.01	P6の橋脚高は29.5mで30mを超えないが、全体として「高橋脚」とみなす
基礎ばね	-	0.10	全橋脚「I種地盤」
支承ばね	免震支承	0	

表-7 補剛桁の最大変位

（上り線、橋軸方向加振、タイプIの3波平均）

加振方向	変位方向	クラウン	単位：mm				
			2-V4C 1/4点付近	P2柱頭部	2-V4S 1/4点付近	P1柱頭部	
図-8中の断面番号		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	
橋軸	水平	417	419	420	393	408	
	鉛直	74	357	1	407	2	
【参考】 橋軸直角	水平	1,556	1,554	1,137	884	296	

#### (4) 橋全体の挙動

##### a) 断面力・変位の最大値

照査地震動タイプIおよびタイプIIのそれぞれ3波のうち、橋脚および上部構造の設計上支配的な入力波I-I-3に対する曲げモーメント、せん断力および変位の最大分布を図-6～図-8、補剛桁の代表断面の最大変位を表-7に示す。橋軸水平方向には橋全体として400mmあまり変位し、鉛直方向にも支間の1/4点付近にて同程度の変位がある。

##### b) 最大・最小応答値と発生時刻

入力地震動I-I-3の特性を表-8、それに対する主要部位の最大・最小応答値およびその発生時刻を表-9に示す。時刻歴応答の絶対値最大はいずれもほぼ102～103秒の間に生じている。P2基部が最大曲げモーメントに達する時刻（ $t=102.00s$ ）時の橋全体の変形を図-9に示す。P2およびP3橋脚系が水平方向に同様に變形しており、橋軸方向加振に対してはコンセプトチャルデザインにて掲げた「シンプルな地震応答となるような構造プロポーシヨンの設定」を達成しているといえる。

#### (3) 動的解析に用いる地震動

非線形時刻歴応答解析に用いる地震動は道示Vに示される強震記録から作成された振幅調整した加速度波形3波形に対して地域別補正係数を乗じ、基礎地盤をモデル化した地盤ばねを介して、橋軸方向および橋軸直角方向の水平2方向に独立して入力する。

上下動の影響について、水平方向および鉛直方向（水平に対する倍率0.5）を同時加振した場合を検討し、鉛直方向応答加速度のみならず水平方向応答加速度への「高次モードの影響」が少なからずあったが、部材断面の設計結果を支配するような大きな影響はなかった。

架橋地点は神奈川県山北町に位置し、例えば、東海地震のような大規模な地震の影響を強く受ける可能性がある。また、付近には神縄・国府津一松田断層帯等の存在が知られる。これらに対してはシナリオ地震動を検討し、加速度応答スペクトルが道示Vのものを下回ることを別途確認している。

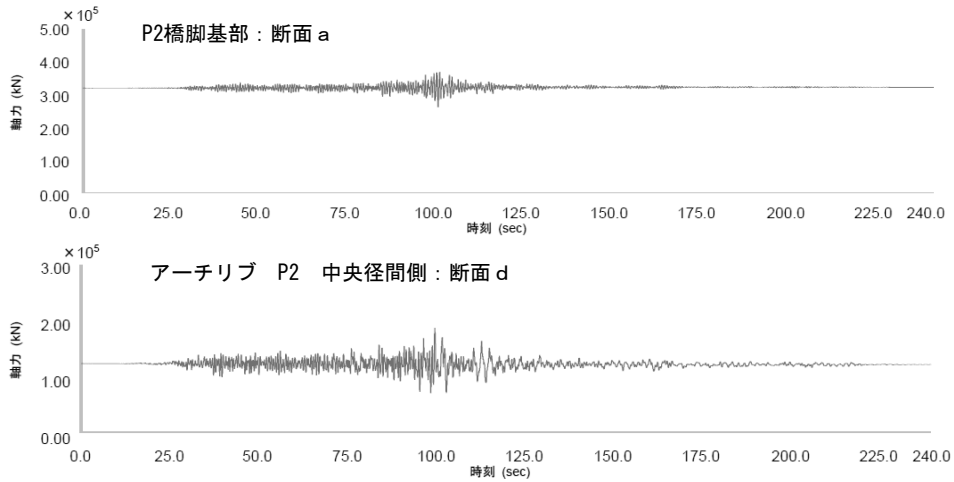


図-10 橋脚・アーチリブの軸力の時刻歴応答（上り線，橋軸方向，I-I-3，図-6の断面番号）

表-8 入力地震動I-I-3の動的特性

呼び名	最大/最小	加速度 (gal) ※	発生時刻 (s)
I-I-3	最大	699	98.44
	最小	-831	104.95

※：「地域別補正係数」c Iz=1.2を乗じた値

表-9 主要部位の最大・最小応答値と発生時刻  
（上り線，橋軸方向，I-I-3）

項目	部材	設計断面	図-6中の断面番号	最大/最小		発生時刻 (s)
				最大	最小	
加速度	橋脚	P2基部	a	最大	708 gal	98.45
				最小	-868 gal	99.11
変位	橋脚	P2 メインポスト 柱頭部	b	最大	0.429 m	102.10
				最小	-0.354 m	103.23
曲げ モーメント	橋脚	P2基部	a	最大	2,076,000 kN・m	102.00
				最小	-2,030,000 kN・m	103.26
		P3基部	c	最大	1,990,000 kN・m	102.01
				最小	-2,041,000 kN・m	103.28
	スプリング部	P2C側	d	最大	173,900 kN・m	98.67
				最小	-661,500 kN・m	102.75
		P3C側	e	最大	746,400 kN・m	98.69
				最小	-188,300 kN・m	102.74

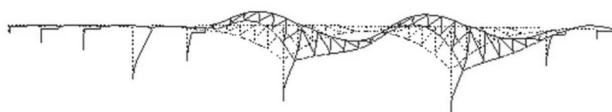


図-9 橋全体の変形（上り線，橋軸方向，  
I-I-3，t=102.00s時）

### c) 橋脚・アーチリブの軸力変動

主要橋脚であるP2・P3はラーメン剛構造であり水平荷重である地震慣性力により橋脚およびアーチリブに作用している軸力が変動する。軸力の時刻歴応答を図-10に示す。構造プロポーシヨンの設定トライアルの効果もあり橋脚の軸力変動の程度を小さく抑えられる結果となった。アーチリブの軸力変動に対しては、軸力最大・最小時を考慮したN～M相互作用図を用い、その影響の程度を把握した上で、アーチリブのPRC断面の照査を行った。

表-10 各部材の耐震性能の照査項目

構造	部材	構造種別	L2地震時		
			耐震性能	耐震性能2	
上部構造	補剛桁	鋼構造	応力度<降伏点応力度		
	側径間 接合部	「複合断面」 各種「ずれ止め」	鋼・コンクリート 複合構造	「接合面」に貫通配置されるP.C鋼材 が塑性限界に達する限界	
		P.C箱桁 アーチリブ	コンクリート構造	せん断力<せん断耐力	
	鉛直材	鋼製柱	鋼構造	応力度<降伏点応力度	
		R.C	コンクリート構造	応答曲率<許容曲率 せん断力<せん断耐力	
		斜吊材	鋼構造	0<張力<降伏点荷重 (0.84σpu相当)	
下部構造	柱頭部 接合部	鋼製柱 各種「ずれ止め」	鋼・コンクリート 複合構造	応力度<降伏点応力度 せん断力<せん断耐力	
		メインポスト	コンクリート構造	応答曲率<初降伏曲率 せん断力<せん断耐力	
	スプリング部 鋼設部	鋼・コンクリート 複合構造	別途「構造特性の評価」 にて照査		
	橋脚	コンクリート構造	応答曲率<許容曲率 せん断力<せん断耐力		
	基礎 (橋脚)	コンクリート構造	設計水平地震力<基礎の降伏耐力 応答塑性率<許容塑性率 せん断力<せん断耐力		
-	支 承	-	-	せん断ひずみ<許容せん断ひずみ 断面力<耐力	

## 7. 耐震性能の照査

### (1) 耐震性能の照査項目

非線形時刻歴応答解析により算出される入力地震動3波に対する平均応答断面力を用い耐震性能の照査を行う。設計基準を準用し設定した各部材の耐震性能の照査項目を表-10に示す。以下、設計上支配的であったタイプI地震動に対する照査結果を示す。

### (2) 橋脚

橋脚基部の塑性化状況を表-11および図-11に示す。主要橋脚であるP2・P3の他、P1およびP4基部が塑性化する。表-11中に別途実施した非線形静的解析（プッシュオーバー解析）での水平震度とその震度時点での橋脚基部の塑性化状況を示しているが、P1～P4が塑性化するのが水平震度0.332に相当する。また、設計要領で規定する「ラーメン橋の複数の塑

表-11 橋脚基部の塑性化状況（上り線，橋軸方向）

橋脚	L2非線形動的解析		ブッシュオーバー解析	
	タイプI (3波平均)	タイプII (3波平均)	水平震度	
P1	塑性化	弾性域	0.332	0.428
P2	塑性化	塑性化	塑性化	限界状態
P3	塑性化	塑性化	塑性化	塑性化
P4	塑性化	弾性域	塑性化	塑性化
P5	弾性域	弾性域	弾性域	塑性化
P6	弾性域	弾性域	弾性域	塑性化
P7	弾性域	弾性域	弾性域	弾性域

弾性域 : 弾性域に留まっている      塑性化 : 初降伏を超える  
 限界状態 : まさに限界状態(耐震性能2)に達した



図-11 橋脚基部の塑性化状況  
(上り線，橋軸方向，タイプI)

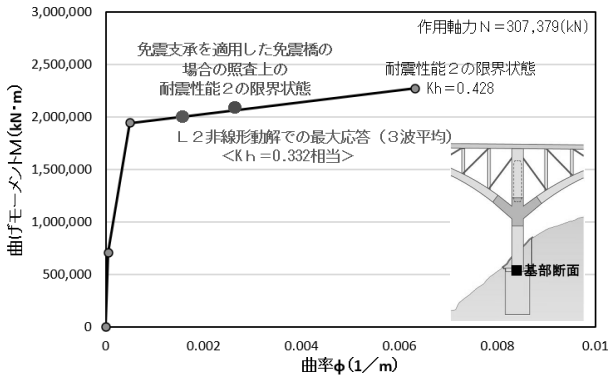


図-12 P2橋脚基部断面の曲げモーメント～曲率  
(上り線，橋軸方向)

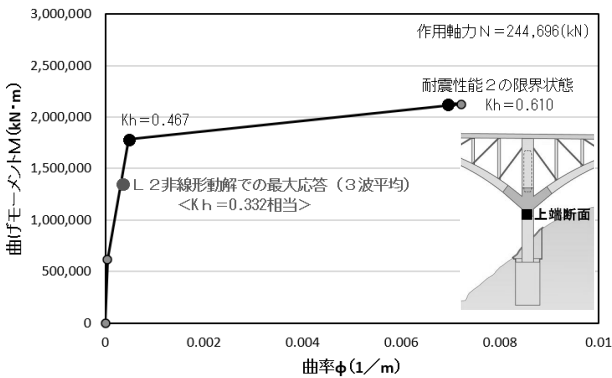


図-13 P2橋脚上端断面の曲げモーメント～曲率  
(上り線，橋軸方向)

性ヒンジのうちいずれか一つの塑性ヒンジが限界状態に達した時点」の水平震度は0.428で，その震度時点ではP5およびP6基部も塑性化する。

P2基部および上端断面での曲げモーメント～曲率関係の骨格曲線およびタイプI地震動に対する最大応答を図-12および図-13に示す。河内川橋は免震支承を採用(表-2(8))しており免震橋の橋脚として耐震性能の照査を行うと，非免震橋の場合に比較し，

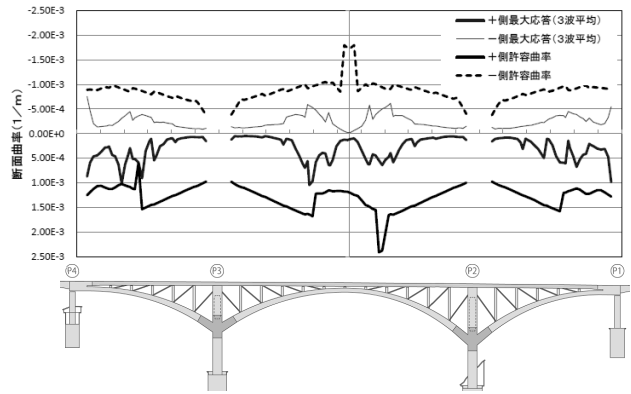


図-14 アーチリブの応答曲率  
(上り線，橋軸方向，タイプI)

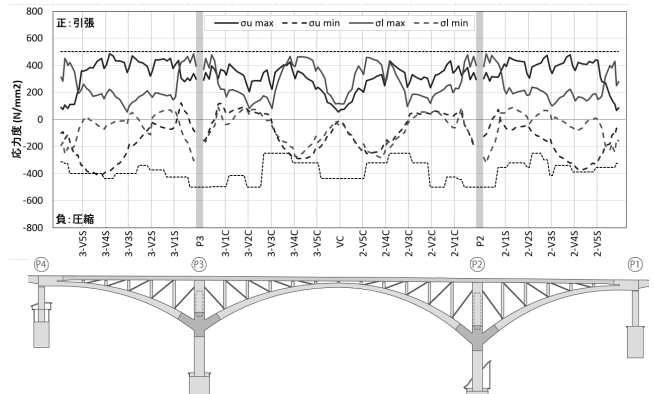


図-15 補剛桁の上下フランジの応力度

(上り線，橋軸方向，タイプI，圧縮側は座屈を考慮)

塑性化の程度を抑えておく必要がある。最大応答とこれら許容曲率に対しての関係は図-12中のとおりで，本橋のP2・P3橋脚基部の曲げモーメントに対する損傷の程度は小さく抑えられることになる。P2上端断面は設計思想のとおり塑性化させない。

### (3) アーチリブ

アーチリブは移動作業車を用い片持ち張出し架設され，順次トラスを形成しながら軸力が増加，曲げモーメントが交番しながら完成系の応力状態に至り，さらに地震時に交番する曲げモーメントが作用する。L2地震時のアーチリブの応答曲率を図-14に示す。支間中央および側径間端部付近では耐震設計上，上・下床版とも軸方向鉄筋に高強度鉄筋SD490を採用したD25c150配置とし，全断面にて初降伏相当の許容曲率以内に収めている。

### (4) 補剛桁

鋼補剛桁の上下フランジの応力度を図-15に示す。補剛桁はトラス張出し架設時に引張弦材として抵抗し，上下フランジとも引張応力が残留し完成系の応力状態に至る。さらに地震時に交番する軸力・曲げモーメントが作用し，高強度材料SBHS500鋼材を用

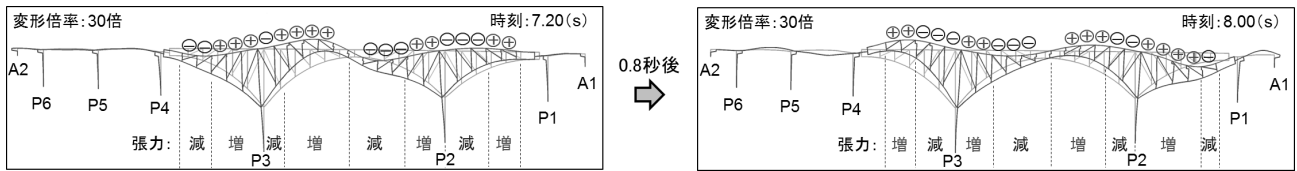


図-16 河内川橋の地震時の変形と斜吊材張力変化の一例

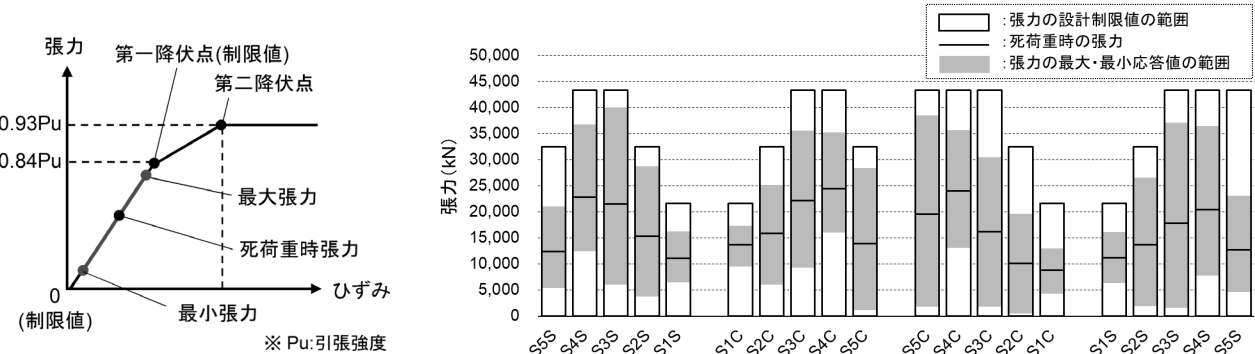


図-17 河内川橋の斜吊材張力の制限値

図-18 斜吊材の張力変動 (上り線, タイプI)

い降伏点応力以下となるようにしている。

補剛桁上には合理化施工を目的としたプレキャストPC床版を配置するが、L2地震時に生じる水平せん断力がせん断耐力以下となるようにずれ止めとなる頭付きスタッドの配置本数を定めている。

### (5) 斜吊材

河内川橋の斜吊材はトラスを形成するアーチリブ、鉛直材および補剛桁の交点である格点間を結んでおり、トラス張出し架設時に初期緊張され、架設系の変化とともに張力も変動し完成系である死荷重時の張力状態に至る(斜張橋のような調整緊張は行わない)。別途、架設中のみ用いる仮設斜吊材も併用)。さらに地震時には橋全体の橋軸方向の揺れとともに格点も変位し、その二点間を結ぶ斜吊材張力が比較的大きく変動する。地震時の変形と斜吊材張力変化の一例を図-16に示す。斜吊材の耐震性能の照査としては表-10に示したとおりだが、図示すると図-17のとおりで最大張力側は鋼材の第一降伏点までとし、最少張力側はゼロとならず緩ませないこととした。L2地震を超える大地震を受けた場合、張力がゼロとなる可能性が否定できないことから、性能検証試験を実施し張力のゆるみに対応した新たな定着具を開発し適用する<sup>6)</sup>。

## 8. まとめ

本文では、多径間連続形式の鋼・コンクリート複合バランスドアーチ橋である河内川橋の耐震設計に関わる構造計画、動的特性、非線形時刻歴応答解析における解析方法、モデル化さらに耐震性能の照査

方法の設定について述べ、各部材の照査結果について報告した。本報告での耐震設計および振動解析結果に至るまでにはトラス張出し架設時の施工系の設計、新規性の高い鋼・コンクリート複合構造の検討を繰り返すことにより最終の橋の構造を導いた<sup>2)</sup>。スプリング鋼殻部、柱頭部接合部および側径間接合部の部材・部分構造レベルにて実施した耐震設計上の「構造特性の評価」は別稿にて報告予定である。本文が特殊な橋梁の耐震設計上の構造計画、振動解析を実施する際の参考資料になれば幸いである。

### 参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説(平成24年3月)，2012。
- 2) 山崎啓治，若林大，平山雄大，岡本拓也：構想設計に基づく鋼・コンクリート複合バランスドアーチ橋への導き，第31回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，2022(投稿中)。
- 3) (社)プレストレストコンクリート技術協会：PC橋架設工法2002年版，pp.103-107，2002。
- 4) 萩原直樹，若林大，小谷内祐弥，矢野一正，山崎啓治：鋼・コンクリート複合バランスドアーチ橋に導入した合理化技術—新東名高速道路 河内川橋(仮称)一，橋梁と基礎，Vol.55，No.7，pp.45-51，2021。
- 5) 中日本高速道路：設計要領第二集 橋梁建設編，2016。
- 6) 若林大，山崎啓治，平山雄大，有路亮平：バランスドアーチ橋に配置した斜吊材の地震時挙動と新たな定着具の開発，第31回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，2022(投稿中)。