第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

プッシュオーバー解析を用いた鋼・コンクリート複合バランスドアーチ橋の耐震性能評価

山﨑　啓治[1]・若林　大[2]

[1]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）
[2]正会員　工修　中日本高速道路(株)
（〒460-0003 愛知県名古屋市中区錦2-18-19）

1. はじめに

新東名高速道路河内川橋(仮称)（以下，本橋と称す）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および県道76号を跨ぐ高速道路の橋梁で，橋長771m，アーチ支間長220mおよび最大橋脚高約90mを有する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．

耐震設計としては「地震時の挙動が複雑な橋」[1]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ョンの設定，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チャルデザインに掲げた[2]．

特殊橋梁である本橋の耐震設計に関わる構造計画，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地震と称す）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は既に報告した[3]．

本文では，設計基準で想定する地震動を上回る大地震を受けた場合の橋全体としての耐荷機構，耐震性能を評価するために実施したプッシュオーバー解析（橋全体系に対して水平荷重を漸増させる非線形静的解析）結果を上り線を代表させて報告する．

2. 河内川橋（仮称）の概要

本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，架橋地点の地形は両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，上部構造はトラス張出し架設工法により架設される「アーチ区間」と主に片持ち張出し架設による「PC箱桁区間」の二区間からなる．

橋梁諸元および設計条件を**表-1**，構造計画のコンセプトを踏まえ設定した各部材の構造種別を**表-2**に示す．詳細は文献2）が詳しい．

3. 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-3**，関連する固有振動モードを**図-2**，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，支配的な固有周期を**図-3**に示す．詳細は文献3）が詳しい．

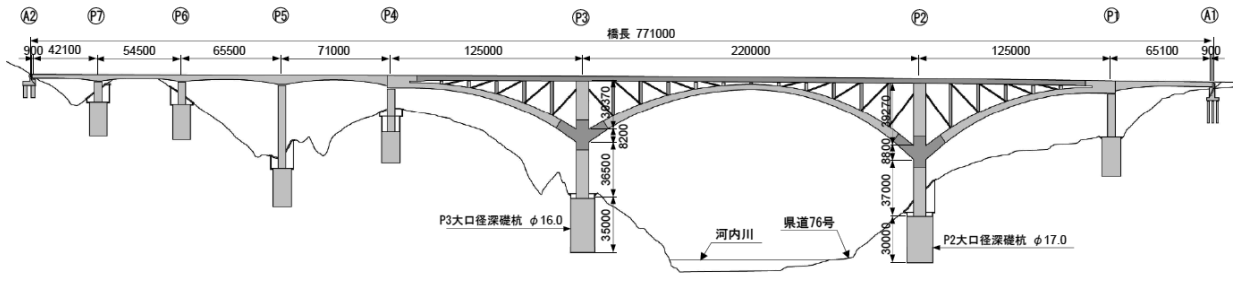


図-1　河内川橋（上り線）（仮称）全体一般図

表-1　河内川橋（上り線）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 ＰＣ箱桁：一室箱桁断面 アーチリブ：一室箱桁断面		
建設場所	神奈川県足柄上郡山北町川西				
荷　重	Ｂ活荷重				
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	アーチ軸線	ハイパブリック曲線（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		
橋　長	【上り線】771.000m				
支間割	【上り線】65.1＋125.0＋220.0＋125.0＋71.0＋65.5＋54.5＋42.1m				
幅　員	10.700m（全幅），9.760m（有効幅員）	架設方法	アーチ：トラス張出し工法 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）				
平面線形	Ｒ＝∞	地盤種別	Ｉ種地盤	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（φ＝16.0～17.0m，Ｌ＝25.0～35.0m） P1・P4～P7：大口径深礎（φ＝10.0～12.5m，Ｌ＝10.0～20.0m）	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　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	・トラス張出し四部材	－	・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PC断面		・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,VC)	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
	スプリンギング鋼殻部	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PC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ギング鋼殻部，メインポストおよび柱頭部接合部は下部工扱いとする

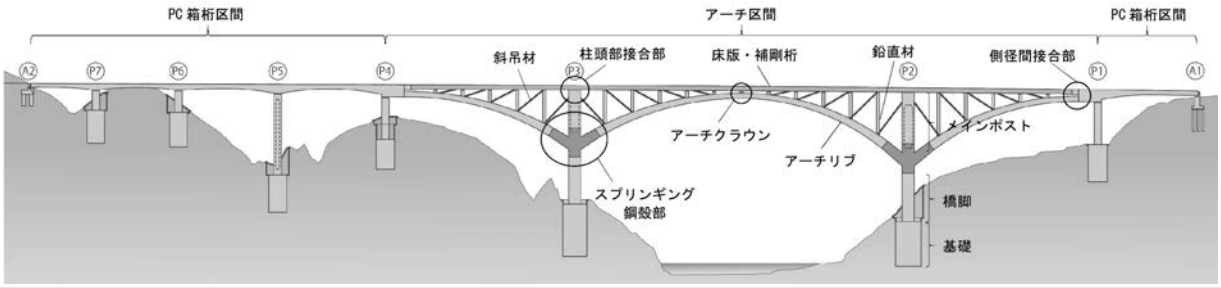


表-3 固有振動モードから評価される動的特性（上り線）

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加速度応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ（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	ｱｰﾁﾘﾌﾞ・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，ｱｰﾁﾘﾌﾞ・補剛桁	1	2.843	ピーク値1680galから大きく外れる
			3	1.494	

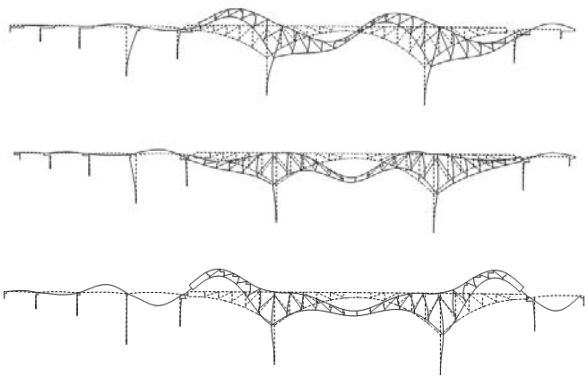


図-2　耐震設計に対して支配的な固有振動モード（上り線，橋軸方向，上から1次，2次，3次）

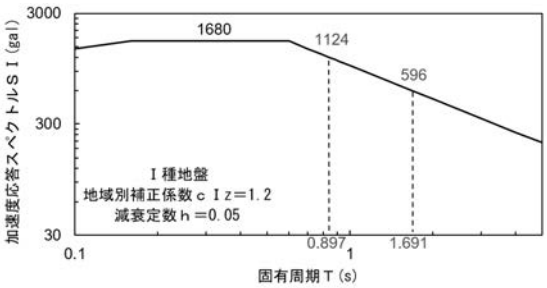


図-3　タイプIの地震動の加速度応答スペクトルと耐震設計上，支配的な固有周期
（上り線，橋軸方向，1次，2次・3次）

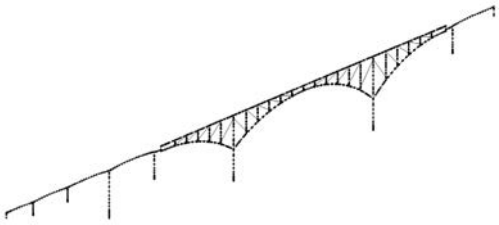


図-4　プッシュオーバー解析に用いる解析モデル
（上り線）（各部材の適用モデルは**表-4**を参照）

表-4　プッシュオーバー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			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
	スプリンギング鋼殻部		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）
－	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

4. プッシュオーバー解析

(1) 概要

詳細設計としての耐震性能の照査は，『道路橋示方書（V耐震設計編）』（以下，道示Vと称す）に準拠し動的照査法を用いL2地震に対して，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て実施した．よって，スプリンギング鋼殻部，柱頭部接合部および側径間接合部の複合構造まわりのコンクリートは塑性化させない．このように上部構造の地震時の応答を弾性域内に収める設計としているものの地震時の挙動が複雑な橋に該当しており，道示Vでの想定を超える大地震を受けた場合の橋全体としての耐荷機構，耐震性能を評価するためにプッシュオーバー解析を実施した．

表-5　橋脚上下端およびメインポスト下端での発生イベント（上り線，橋軸方向，右向き載荷）

イベント番号	水平震度	イベント
1	0.071	P1下端ひび割れ発生
2	0.072	P4下端ひび割れ発生
3	0.074	P5下端ひび割れ発生
4	0.077	P2下端ひび割れ発生
5	0.100	メインポストP2下端ひび割れ発生
6	0.124	P3下端ひび割れ発生
8	0.170	メインポストP3下端ひび割れ発生
9	0.234	P6下端ひび割れ発生
11	0.243	P2上端ひび割れ発生
12	0.270	P7下端ひび割れ発生
13	0.273	P2下端初降伏
15	0.280	P3上端ひび割れ発生
16	0.297	P3下端初降伏
19	0.325	P1下端初降伏
20	0.332	P4下端初降伏
Ｌ２非線形動的解析結果から類推する水平震度レベル		
21	0.360	P5下端初降伏
25	0.410	P6下端初降伏
26	0.428	P2下端限界状態（耐震性能２）
↑設計上の橋軸方向地震作用に対する橋としての限界状態		
27	0.437	P3下端限界状態（耐震性能２）
28	0.437	P7下端初降伏
30	0.442	P1下端限界状態（耐震性能２）
31	0.447	P4下端限界状態（耐震性能２）
33	0.463	P6下端限界状態（耐震性能２）
34	0.467	P2上端初降伏
36	0.478	P3上端初降伏
＜以下，崩壊メカニズム形成後につき参考＞		
37	0.485	P7下端限界状態（耐震性能２）
39	0.572	P5下端限界状態（耐震性能２）
41	0.610	P2上端限界状態（耐震性能２）
45	0.621	P3上端限界状態（耐震性能２）
52	0.806	メインポストP2下端初降伏
55	0.865	メインポストP3下端初降伏

(2) 解析方法および解析モデル

解析は橋全体をモデル化し上部構造および下部構造の重量に水平震度を乗じることによって得られる慣性力を作用させ，その水平震度を漸増させ変位，断面力および複数生じる塑性ヒンジの形成順や各部材が「耐震性能に対する橋の限界状態」[*1]（以下，限界状態と称す）に達する順序を算定する．

解析モデルは非線形動的解析に準じ，解析モデルを**図-4**，各部材のモデル化を**表-4**に示す．鋼・コンクリート複合構造であるスプリンギング鋼殻部，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た．これら複合構造部は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．

(3) 橋全体系の耐力および変形能

橋全体に橋軸方向右向きに水平震度を漸増させたプッシュオーバー解析結果のうち橋脚上下端およびメインポスト下端での発生イベント[*2]を**表-5**，橋全体の水平変位を表現するものとして，クラウン部での水平震度～水平変位を**図-5**に示す．鉄筋コンクリートである橋脚およびメインポストの曲げモーメント～曲率をトリリニアにてモデル化していることから，水位震度漸増とともに「ひび割れ発生」，「 初降伏」[*3]そして「 限界状態（耐震性能2）」の順に移行する．主要橋脚の下端に着目すると，初降伏に至る順序はP2，P3，P1およびP4で，水平震度0.428まで漸増させるとP2で限界状態に至る．

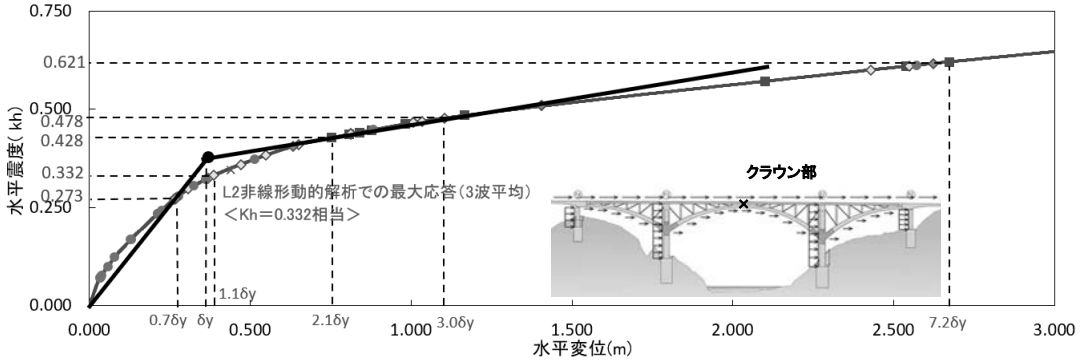


図-5　水平震度～クラウン部での水平変位（上り線，橋軸方向，右向き載荷）

表-6　耐震性能評価上の水平震度（上り線，橋軸方向）

評　価	水平震度	
	右向き載荷	左向き載荷
【参考】レベル１地震動に対する設計水平震度	0.16	
1) L2非線形動的解析結果から類推する水平震度レベル	0.332	0.317
2) 設計基準にて定義される橋全体としての水平震度の制限値	0.428	0.408
3) 橋全体が崩壊メカニズムに移行するP2およびP3橋脚上下両端の四カ所が塑性ヒンジ化する水平震度（限界水平震度）	0.478	0.486
【参考】同上　ただし，四カ所の塑性ヒンジが全て限界状態（耐震性能2）に達した場合の水平震度	0.621	0.633

表-7　橋脚基部の塑性化状況
（上り線，橋軸方向，右向き載荷）

橋　脚	Ｌ２非線形動的解析	プッシュオーバー解析			
	タイプⅠ	水平震度			
	（３波平均）	0.332	0.428	0.478	0.621
Ｐ１	塑性化	塑性化	塑性化	限界状態↑	限界状態↑
Ｐ２	塑性化	塑性化	限界状態	限界状態↑	限界状態↑
Ｐ３	塑性化	塑性化	塑性化	限界状態↑	限界状態↑
Ｐ４	塑性化	塑性化	塑性化	限界状態↑	限界状態↑
Ｐ５	弾性域	弾性域	塑性化	塑性化	限界状態↑
Ｐ６	弾性域	弾性域	塑性化	限界状態↑	限界状態↑
Ｐ７	弾性域	弾性域	弾性域	塑性化	限界状態↑

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
限界状態↑：限界状態（耐震性能２）を超える

(4) 評価に用いる水平震度

L2地震を超える大地震を対象とするので設計基準に規定はない．P2およびP3橋脚がラーメン剛結であることから，ここでは塑性ヒンジの発生と塑性設計での崩壊メカニズムの考え方を参考に，評価する水平震度を**表-6**のように定めた．

「L2非線形動的解析結果から類推する水平震度レベル」とは，L2地震に対する非線形動的解析結果のうち各橋脚基部の塑性化の有無をプッシュオーバー解析でのそれと比較し定めたものである．橋脚基部の塑性化状況を**表-7**に示すが，P1～P4が塑性化するのが水平震度0.332に相当する．このことはクラウン部での水平変位が両者とも400mm程度（**図-5**）であることでも確認している．

高速道路橋の設計基準である『設計要領 第二集』[4]ではラーメン橋等の不静定構造物の許容変位として，“橋脚が塑性化した場合に生じる複数の塑性ヒンジのうちいずれか１つの塑性ヒンジが限界状態に達した時点”を代表させることに準じ，ラーメン橋脚であるP2・P3に適用して定めたのが「設計基準にて定義される橋全体としての水平震度の制限値」（以下，水平震度の制限値と称す）である．最初のひとつ目P2下端が限界状態に達する時点で水平震度は0.428である（**図-6**）．

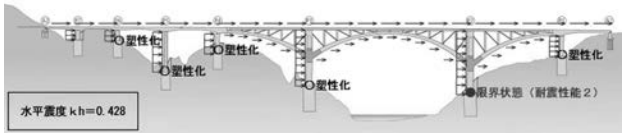


図-6　水平震度0.428のときの橋脚基部の塑性化状況
（上り線，橋軸方向，右向き載荷）

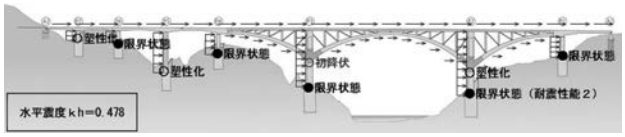


図-7　水平震度0.478のときの橋脚上下端の塑性化状況
（上り線，橋軸方向，右向き載荷）

「橋全体が崩壊メカニズムに移行するP2およびP3橋脚上下両端の四カ所が塑性ヒンジ化する水平震度」（以下，限界水平震度と称す）とは，塑性設計での崩壊メカニズムに相当する複数塑性ヒンジの形成によって構造が剛体運動可能となるような状態に準じ，第四番目の塑性ヒンジ箇所であるP3上端が初降伏に達する状況で，その時の水平震度は0.478である（**図-7**）．

これらの水平震度を用い，各部の状況および耐震性能を評価する．本橋は橋全体系の構造が非対称であり載荷方向の正負を変えた場合について検討したが，**表-6**中に示したとおり有意な差はないといえる．

5. 耐震性能の評価

(1) 耐震性能の評価項目

動的照査法による詳細設計にて用いた耐震性能照査項目を準用し設定した各部材の耐震性能の評価項目を**表-8**に示す．これを目安に実施した評価・考察結果を以下に示す．

(2) 橋全体系の耐力および変形能

図-5をもとに「橋全体系の降伏水平変位δy」を定義し[*4]，耐震性能評価上の各水平震度におけるδyに対する倍率を**表-9**に示す．水平震度～橋全体系の水

表-8　各部材の耐震性能の評価項目（抜粋）

	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」	鋼・コンクリート複合構造	「接合面」に貫通配置されるＰＣ鋼材が弾性限界に達する限界
		各種「ずれ止め」		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	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
	スプリンギング鋼殻部		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

表-9　水平震度～クラウン部での水平変位から評価した橋全体系の降伏水平変位δyに対する耐震性能評価上の水平震度におけるδyの倍率(上り線，橋軸方向，右向き載荷)

設定した震度	水平震度	δyに対する倍率
最初の塑性ヒンジが初降伏に達した時点	0.273	0.7δy(＝δy0)
1）L2非線形動的解析結果から類推する水平震度レベル	0.332	1.1δy
2）設計基準にて定義される橋全体としての水平震度の制限値	0.428	2.1δy
3）橋全体が崩壊メカニズムに移行するP2およびP3橋脚上下両端の四カ所が塑性ヒンジ化する水平震度（限界水平震度）	0.478	3.0δy
【参考】同上　ただし，四カ所の塑性ヒンジが全て限界状態（耐震性能2）に達した場合の水平震度	0.621	7.2δy

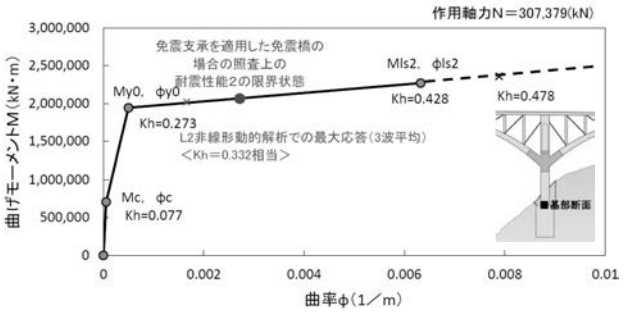


図-8　P2橋脚基部断面の曲げモーメント～曲率（上り線，橋軸方向，右向き載荷）

平変位は，完全弾塑性のバイリニア型とはならず，複数ある塑性ヒンジが順次，初降伏を迎え塑性化していく度に橋全体の剛度が低下していき，水平変位の増分の程度が増加していく．定義したδyに対して，「水平震度の制限値」の震度0.428および限界水平震度0.478ではそれぞれ2.1δy，3.0δyとなる．

(3) 橋脚

a) 基部RC断面の曲げモーメント～曲率

水平震度の漸増とともに順次塑性ヒンジ化していく橋脚基部の塑性化状況は表-7に示したとおりである．P2基部断面での曲げモーメント～曲率の骨格曲線および各水平震度に対する応答を図-8に示す．水平震度0.077でひび割れ発生，0.273で初降伏，そして0.428で限界状態に達する．本橋は免震支承を採用しており免震橋の橋脚としての限界状態は，“免震支承において確実にエネルギー吸収が行われるようにするために橋脚は限定的な塑性変形に抑えること”を目的とし，非免震橋の場合に対して，許容塑性率に安全係数2を考慮しており，詳細設計でのL2非線形動的解析の最大応答はこれを満足している．

表-10　本橋の橋脚断面と既往実験供試体の諸元[5]および作用軸方向圧縮力の比較

橋脚名または供試体名		断面寸法 (mm)	ｺﾝｸﾘｰﾄ強度 (N/mm²)	軸方向鉄筋比 (%)	帯鉄筋横拘束鉄筋の体積比 (%)	基部軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
河内川橋 橋脚断面			－	SD490, 2段 D51ctc150	SD345 D32ctc225	－
上り線	P2	9000 x8000	40	1.21	1.52	4.40
	P3					4.05
下り線	P2					4.16
	P3					4.46
実験供試体 供試体名			－	SD490, 2段 D13ctc60	SD345 D6ctc60	－
D2-1		500x500	40	2.84	1.76	2.50
D2-2						5.00

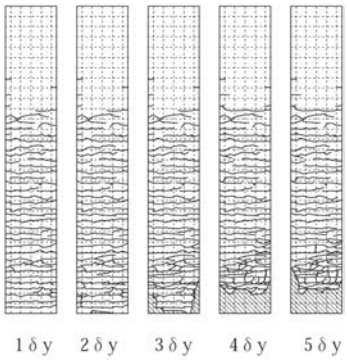


図-9　正負交番載荷実験供試体D2-2のひび割れ図[5]

表-11　正負交番載荷実験における供試体の損傷の進展状況[5]

供試体名	1δy	2δy	3δy	4δy	5δy	6δy
D2-1	ひび割れの進展		C	D	E	
D2-2	ひび割れの進展		C	D	E	

δy：正負交番載荷実験における降伏変位
状態Ｃ：かぶりコンクリート剥落
状態Ｄ：コアコンクリート損傷
状態Ｅ：コアコンクリート圧壊または鉄筋破断

限界水平震度0.478のときの応答曲率は図中のとおりでP2基部が限界状態に達する水平震度0.428のときの1.3倍程度である．

b) 高強度鉄筋を適用したRC橋脚のじん性能

道路橋橋脚への高強度鉄筋の適用性に関する研究として文献5）があげられ，繰返し載荷を受ける単柱形式の鉄筋コンクリート橋脚に高強度鉄筋SD490を適用し，高軸方向圧縮力を作用させた場合のじん性能について交番載荷実験結果および解析との比較がまとめられている．本橋の橋脚断面と既往実験供試体の諸元および作用軸方向圧縮力の比較を表-10に示すが，本橋の橋脚基部に作用する死荷重時の軸方向圧縮応力度は4～4.5N/mm²程度と比較的高軸力が作用しており実験結果の比較対象を「D2-2」とする．

正負交番載荷実験における供試体の損傷の進展状況を図-9および表-11に示すが，1δyで曲げひび割れが残留する程度の損傷，2δyで基部付近に鉄筋の露出が伴わないわずかなかぶりコンクリートの剥落，3δyで隅角部付近のかぶりコンクリートの剥落が顕著となり，4δyでコアコンクリートの剥落が進展，そして5δyで軸方向鉄筋の座屈が顕著となり鉄筋の

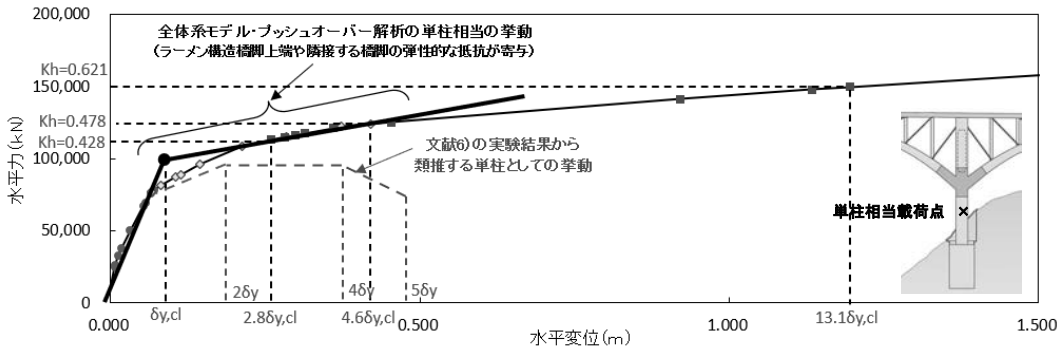


図-10　P2 橋脚の単柱相当の載荷点での水平力～水平変位（上り線，橋軸方向，右向き載荷）

表-12　単柱相当の載荷点での水平力～水平変位から評価した柱の降伏水平変位δy,clに対する耐震性能評価上の水平震度におけるδy,clの倍率（上り線，橋軸方向，右向き載荷）

設定した震度	水平震度	δy,clに対する倍率	
		P2橋脚	P3橋脚
【参考】δy,clの時の水平震度	0.375	δy,cl	－
	0.382	－	δy,cl
橋脚基部が限界状態に達する水平震度	0.428	2.8δy,cl	－
	0.437	－	2.9δy,cl
橋全体が崩壊メカニズムに移行するP2およびP3橋脚上下両端の四カ所が塑性ヒンジ化する水平震度（限界水平震度）	0.478	4.6δy,cl	4.2δy,cl
【参考】同上　ただし，四カ所の塑性ヒンジが全て限界状態（耐震性能2）に達した場合の水平震度	0.621	13.1δy,cl	12.1δy,cl

破断が観察された[5]．

鉄筋コンクリート橋脚に塑性化を考慮する橋における鉄筋コンクリート橋脚の限界状態（耐震性能2）の損傷状況として“曲げひび割れが残留する程度あるいはかぶりコンクリートが軽微に剥離する程度”と示されており[6]，**表-11**の損傷の程度でいえば状態Cおよび状態Dの間に位置し，その塑性率の程度は3δy～4δyに相当する．

c）本橋の橋脚の単柱相当の水平力～水平変位

本橋のP2およびP3橋脚はラーメン橋脚なので，地震時の曲げモーメントの正負交番点を単柱の頂点とみなし，プッシュオーバー解析上のここでの水平変位*5を用い単柱相当のじん性能を実験結果と比較し評価を試みる．

P2橋脚の単柱相当の載荷点での水平力～水平変位を**図-10**に示すが，橋全体系の降伏水平変位δyで用いた定義を準用し定めた「柱の降伏水平変位δy,cl」とすると，P2基部が限界状態に達する水平震度0.428および限界水平震度0.478のときのそれぞれの水平変位の倍率は2.8δy,clおよび4.6δy,clとなる（**表-12**）．

d）既往実験と本橋の解析上の橋脚の塑性率の比較

断面9000mm×8000mmの本橋の橋脚に対して，500mm×500mmの供試体レベルの実験結果は適用し難い．ただし，基準に準拠し適切な配筋量を満足しているならば，工学的には本実験結果から，本橋のプッシュオーバー解析から算出したP2・P3それぞれの橋脚基部が限界状態に達したときのδy,clは実験結果によるδyに対して2.8δy,clおよび2.9δy,clの倍率となる．これは実験結果の状態Cに相当する3δyを下回っている．つまり，実際の応答が詳細設計として照査を満足しているL2非線形動的解析における応答値を超えるような大地震が襲ったとしても，直ちに橋脚の支持機能を失うことはないといえる．

さらに限界水平震度0.478の時のP2・P3橋脚の塑性率は4.6δy,clおよび4.2δ,clで，実験結果の状態Eに相当する5δyを下回る程度であり，まだ橋脚は支持機能を保持しているといえる．逆の視点でいえば，限界水平震度0.478はラーメン橋脚を有する本橋（上り線）全体系として保有する水平震度の真の最大点に近いものと評価できる．

(4) スプリンギング鋼殻部

a）概要

本橋のアーチリブは鉛直部材である橋脚およびメインポストに対して部材軸が角度を持って接合するため，それらの交差部では鉄筋が複雑に干渉し，配筋が物理的に困難である．そこで，施工中のコンクリート工事に対しては型枠および支保工として，完成系の構造設計に対しては鋼・コンクリート複合構造として抵抗する「鋼殻コンクリート充填構造」とした（**図-11**）．

アーチリブの異種部材接合部の遷移区間の説明を**図-12**に示す．図中右側のアーチリブから作用する断面力のうち，主にウェブに作用するせん断力は「ラップ区間」にてコンクリートから頭付きスタッドを有した外殻ウェブ鋼板に伝達し，曲げモーメントおよび軸力は「鉄筋定着区間」にて孔あき鋼板ジベル（PBL）による「ずれ止め接合方式」[7]の鋼殻セル構造を介して鋼殻コンクリート（SC複合断面と称す）に伝達し，「鋼殻区間」では鉄筋が配置されないSC複合断面として抵抗する．

スプリンギング鋼殻部およびその近傍の鉄筋配置イメージを**図-13**に示す．アーチリブは前述の断面力の伝達により鉄筋コンクート断面からSC複合断面に移行することになり，軸方向鉄筋およびスターラップは一切，橋脚断面には干渉しない．一方，橋脚・メインポストのラーメン部材節点部（剛域）では，鉛直方向の軸方向鉄筋は通して配置し，帯鉄筋および中間帯鉄筋は配置しない．

b）プッシュオーバー解析結果による評価

プッシュオーバー解析結果のうちP2スプリンギング鋼殻部での発生イベントを**表-13**に示す．詳細設

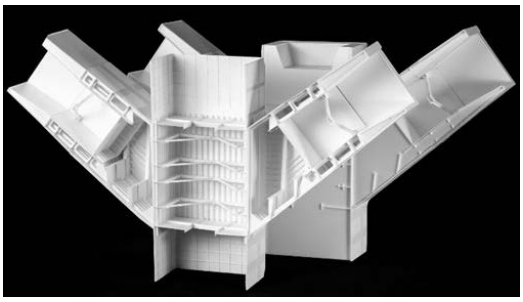


図-11　鋼殻コンクリート充填構造とした
スプリンギング鋼殻部のスケールモデル

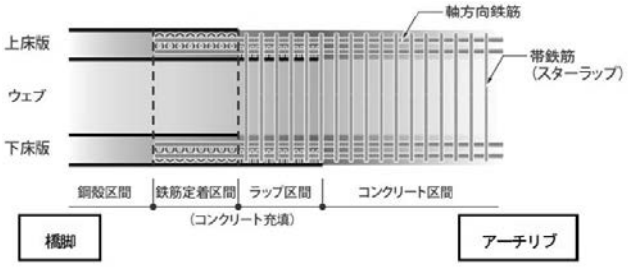


図-12　スプリンギング鋼殻部のアーチリブ
異種部材接合部の遷移区間

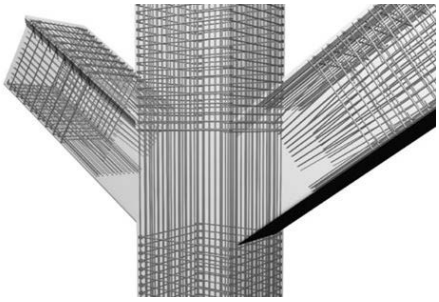
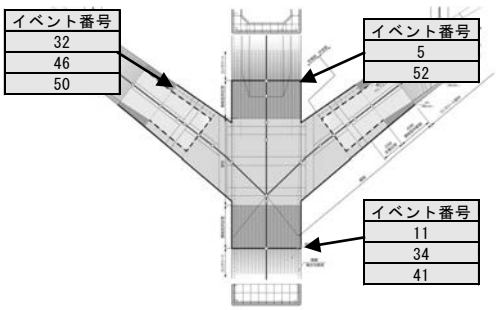


図-13　スプリンギング鋼殻部周りの鉄筋配置イメージ

表-13　P2スプリンギング鋼殻部での発生イベント
（上り線，橋軸方向，右向き載荷）

イベント番号	水平震度	イベント
5	0.100	メインポストP2下端ひび割れ発生
11	0.243	P2上端ひび割れ発生
20	0.332	
L２非線形動的解析結果から類推する水平震度レベル		
26	0.428	
↑設計上の橋軸方向地震作用に対する橋としての限界状態		
32	0.448	アーチ上縁ひび割れ発生
34	0.467	P2上端初降伏
36	0.478	
＜以下，崩壊メカニズム形成後につき参考＞		
41	0.610	P2上端限界状態（耐震性能２）
46	0.704	アーチ上縁鉄筋降伏
50	0.745	アーチ上縁ＰＣ鋼材弾性限界
52	0.806	メインポストP2下端初降伏



計としてはL2地震時に塑性化させないこととしたので，L2相当の水平震度0.332では接続するRC橋脚およびメインポストにひび割れが発生する程度である．さらに震度を漸増させると，橋脚上端が水平震

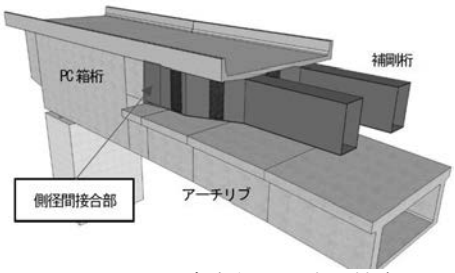


図-14　P1・P4支点付近の直列接合
（側径間接合部とアーチリブ）

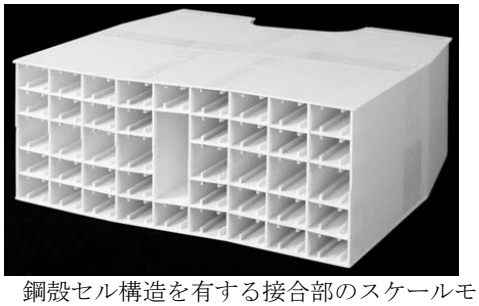


図-15　鋼殻セル構造を有する接合部のスケールモデル

度0.467で初降伏，0.610で限界状態に至る．アーチリブ側の接続部は水平震度0.704でPC箱桁の上縁側最外縁鉄筋が降伏，さらに0.745で同じく上縁側に配置されるPC鋼材（張出しPC鋼棒）が弾性限界に達する．このように前述の限界水平震度0.478をひとつの目安とすると大地震時に対しても十分，安全性を有しているといえる．

(5) 側径間接合部

a) 概要

P1およびP4支点付近のアーチ区間とPC箱桁区間の境界部にて，コンクリートアーチリブと鋼補剛桁がそれぞれPC箱桁と直列接合し，このうち異種部材接合である後者を側径間接合部と称す（図-14）．

側径間接合部の接合構造は混合桁橋として多数実績がある「後面支圧板方式」[7]の鋼殻セル構造を採用した．接合部のスケールモデルを図-15に示す．9列×5段配置の多段セル構造とし，セルの最小寸法は部材製作上の制約から875mm×600mmと設定し，ずれ止めとしてはφ60mmの孔あき鋼板ジベルを用いる[2]．

b) プッシュオーバー解析結果による評価

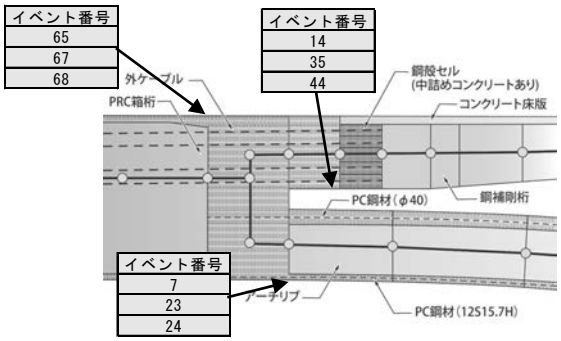
プッシュオーバー解析結果のうち側径間接合部P4側での発生イベントを表-14に示す．L2相当の水平震度0.332では鋼殻セルに接続するPC箱桁およびアーチリブ下縁にひび割れが発生する程度である．さらに震度を漸増させると，アーチ下縁では震度0.383で最外縁鉄筋が降伏，0.407でPC鋼材が弾性限界に達し，鋼殻セルに接続するPC箱桁下縁でも震度0.470で鉄筋が降伏する．

(6) その他の部材

鋼補剛桁は，高強度鋼材SBHS500を適用し，L2地震に対する非線形動的解析による照査にて基準降伏点500N/mm^{2}以下となるように制御した結果，曲

表-14　側径間接合部P4側での発生イベント
（上り線，橋軸方向，右向き載荷）

イベント番号	水平震度	イベント
7	0.169	アーチ下縁ひび割れ発生
14	0.276	接合部側PRC断面下縁ひび割れ発生
20	0.332	
Ｌ２非線形動的解析結果から類推する水平震度レベル		
23	0.383	アーチ下縁鉄筋降伏
24	0.407	アーチ下縁ＰＣ鋼材弾性限界
26	0.428	
↑設計上の橋軸方向地震作用に対する橋としての限界状態		
35	0.470	接合部側PRC断面下縁鉄筋降伏
36	0.478	
＜以下，崩壊メカニズム形成後につき参考＞		
44	0.617	接合部側PRC断面下縁鉄筋修復限界
65	1.559	P4柱頭部側PRC断面上縁ひび割れ発生
67	1.968	P4柱頭部側PRC断面上縁鉄筋降伏
68	2.110	P4柱頭部側PRC断面上縁ＰＣ鋼材弾性限界



げモーメントおよび引張軸力が卓越するP2・P3柱頭部付近のフランジ厚は72mmである．L2地震相当の水平震度0.332では非線形動的解析結果同様，いずれの断面でも降伏点を超えない．同柱頭部断面にて，「水平震度の制限値」の震度0.428で引張応力度が降伏点を超過し，限界水平震度0.478では引張に加え，圧縮側もL2地震を考慮した圧縮応力度の制限値に達する．このため，維持管理上の大地震時の点検箇所という観点では同柱頭部付近の上下フランジに着目するのがよい．

斜吊材は，高強度PC鋼より線を適用したワックスアンボンドECFからなる19S15.7Hの工場製作プレファブケーブルで，定着具は非金属注入型ソケットタイプの新たに開発したアンカーである[8]．非線形動的解析による最大応答としては0.76Pu（Pu：ケーブルのPC鋼材の引張強さ）であった[9]．プッシュオーバー解析では限界水平震度0.478においても制限値として設定した第一降伏点0.84Puに達していない．これは非線形動的解析において若干ではあるが「高次モードの影響」によるアーチリブの鉛直動がみられ，水平に一様に載荷するプッシュオーバー解析とでは斜吊材の応答挙動が異なると考えられる．

6. 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が設計基準で想定する地震動を上回る大地震を受けた場合の橋全体としての耐荷機構および耐震性能をプッシュオーバー解析を用い評価した．本橋ではコンセプチャルデザインのひとつに維持管理に対する配慮を掲げ，点検導線を踏まえた維持管理設備計画，地震後の緊急点検計画を反映した維持管理マニュアルを作成中で，本稿での検討結果も資する．スプリンギング鋼殻部，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を行う際の参考資料になれば幸いである．

付録

以下，注記を説明する．

*1：「B種の橋」である本橋は，L2地震に対して耐震性能2を確保するように耐震設計を行っている．橋脚に対する限界状態（耐震性能2）は“損傷の修復を容易に行い得る限界の状態”とする[1]．

*2：漸増させる水平震度毎の部材断面に生じる現象．

*3：初降伏は，部材断面最外縁にある軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが降伏ひずみに達するとき[1]．

*4：文献6）の図-参8.27を参考にバイリニアにてモデル化する．１番目の塑性ヒンジが降伏に達するときの水平変位をδy0とし，第一直線は原点とこのδy0を結ぶ線とする．第二直線は「水平震度の制限値」および限界水平震度の時のそれぞれの水平変位を結んだ線とする．第一直線と第二直線の交点により算定される水平変位を「橋全体系の降伏水平変位δy」と定義する．

*5：本橋の橋脚を単柱相当にモデル化し解析を行ったわけではなく，あくまでも全体系モデルで実施した仮想の単柱頂部での水平力～水平変位．

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) 山﨑啓治，若林大，平山雄大，岡本拓也：新東名高速道路河内川橋（仮称）の設計－鋼・コンクリート複合バランスドアーチ橋－，プレストレストコンクリート，Vol.65，No.1，pp.9-16，2023.
3) 山﨑啓治，若林大，平山雄大，岡本拓也：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，第25回橋梁等の耐震設計シンポジウム，pp.189-196，2022.
4) 中日本高速道路(株)：設計要領 第二集 橋梁建設編，3章 耐震設計，pp.31-33，2016.
5) 白戸真大，玉越隆史，北村岳伸，狩野武，山田慎太郎，平野義徳：道路橋橋脚への高強度鉄筋の適用性に関する研究，国土技術政策総合研究所資料，No.1147，2021.
6) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説　V耐震設計編に関する参考資料，2015.
7) (社)プレストレストコンクリート技術協会：複合橋設計施工規準，p.229，2005.
8) 若林大，山﨑啓治，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，pp.235-240，2022.
9) 山﨑啓治，平山雄大，岡本拓也，若林大：鋼・コンクリート複合バランスドアーチ橋の斜吊材の設計，第32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，2023（投稿中）．