

長大エクストラードロード橋の耐震設計における地震応答解析

大成建設(株) 正会員 博 (工) ○細谷 学
 西日本高速道路(株) 正会員 芦塚憲一郎
 西日本高速道路(株) 前原 直樹
 大成・ピーエス三菱JV 工修 利波 宗典

1. はじめに

新名神高速道路生野大橋はPRC7径間連続波形鋼板ウェブエクストラードロード橋で、起点側4径間 (A1～P4) はコンクリートウェブの2室箱桁区間、終点側3径間 (P4～A2) は波形鋼板ウェブのエクストラードロード区間からなる橋長606mの長大橋である (図-1)。本橋の基礎地盤は、ほぼ全域にわたって岩盤であり、耐震設計上の地盤種別がI種となる比較的良好な地盤であるが、P6およびA2付近には破碎帯が確認されている。

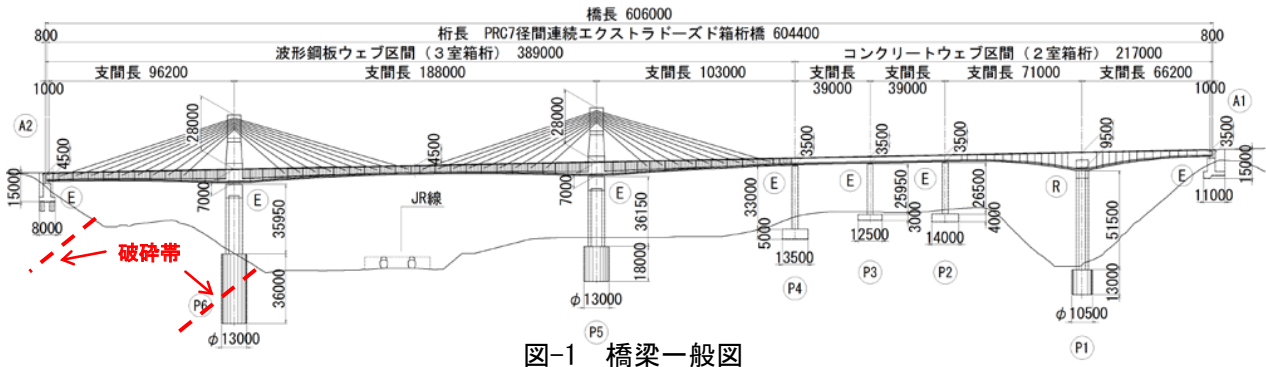


図-1 橋梁一般図

本橋のL2地震時に対する耐震設計は、H24道示¹⁾に準拠した動的解析を行っており、各橋脚下端にH24道示の加速度波形を入力する。つまり、各橋脚下端には同じ波形が入力される。そのため、長大橋であることによる位相差やP6付近の破碎帯による影響は考慮されない。そこで通常の耐震設計とは別に、これらの影響を把握するため、破碎帯を考慮した地盤モデルを用いて地震応答解析を実施した。本検討では地盤のみをモデル化して各橋脚下端位置の加速度波形を求めた後、その波形を別途作成する橋梁モデルに入力して動的解析を行うことで橋梁自体の耐震性能を照査することとした。

本稿では、上記の地震応答解析のうち地盤モデルのみの解析について報告するとともに、位相差および破碎帯の影響を把握するために、橋軸方向について破碎帯を考慮しない地盤モデルによる解析との比較を行ったので、これについても報告する。

2. 地震応答解析の概要

2.1 橋軸方向の検討

図-2に破碎帯を考慮した解析モデルを示す。モデル化の範囲は、橋軸方向に約670m、高さ方向に約130mである。拘束条件として、底面および側面は粘性境界とし、側方粘性境界の外側に無限地盤 (幅: 1000m) を模擬した自由地盤をモデル化している。表-1に各土質の要素および非線形特性の有無を示す。

表-1 使用する要素および非線形特性の有無

土質名	土質記号	使用する要素	非線形特性
粘土混じり砂礫	B	平面ひずみ要素	非線形 (修正R-0, R-0 ^{修正})
砂礫	cd		
角礫	td		
凝灰質堆積岩	Aks-D	平面ひずみ要素	線形
	Aks-CL		
	Aks-CM		
	Aks-CH		
破碎帯	Aks-H	平面ひずみ要素	非線形 (修正R-0, R-0 ^{修正})
溶結凝灰岩	Akt-D	平面ひずみ要素	線形
	Akt-CL		
	Akt-CM		
	Akt-CH		

使用する要素は平面ひずみ要素とし、岩盤は線形とするが、破碎帯 (Aks-H層) および岩盤表層に堆積している土砂 (B層, cd層, td層) は非線形とした。非線形特性の構成則は式 (1) で表される修正R-0

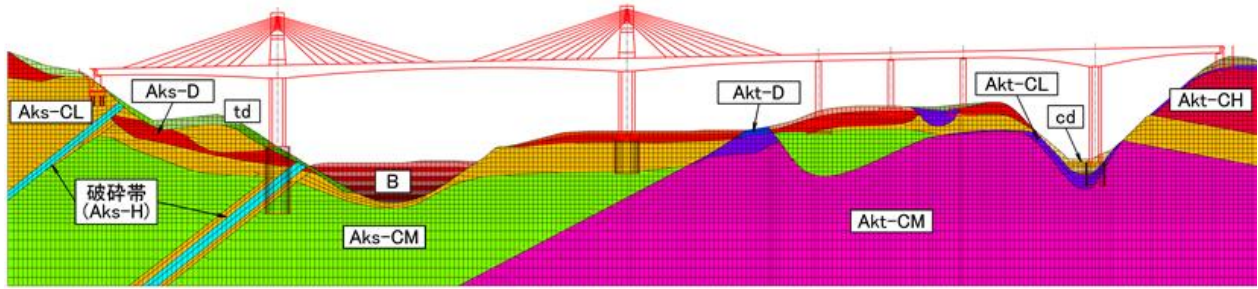


図-2 破砕帯を考慮した解析モデル

モデルを適用し、パラメータは表-2のように決定した。解析に使用する物性値（動的変形係数 E_D 、動的ポアソン比 ν 、単位体積重量 γ_t ）は、本橋の地盤調査報告書の数値を適用し、せん断弾性係数 G_0 はこれらを用いて算出した。

表-2 非線形パラメータの決定方法

項目	条件
$G/G_0 \sim \gamma, h \sim \gamma$ 関係	土砂: 文献4), 破砕帯: 文献3)
G_0	$G_0 = E_D / 2(1 + \nu)$
規準ひずみ (γ_r)	$G/G_0 = 0.5$ となるときのひずみ
最大減衰定数 (h_{max})	$h \sim \gamma$ 関係で最大の減衰定数

$$G_0 \gamma = \tau \left(1 + \alpha |\tau|^\beta \right) \quad \alpha = \left(\frac{2}{\gamma_r G_0} \right)^\beta \quad \beta = \frac{2\pi h_{max}}{2 - \pi h_{max}} \quad \text{式(1)}$$

$$h = 0.024 + 0.089 \times (\log \gamma + 4) \quad \text{式(3)}$$

$$G/G_0 = 1 / (1 + \gamma / 0.0012) \quad \text{式(2)}$$

減衰比は、文献2), 3)より土砂は0.02, 岩盤は0.03とした。非線形特性は、土砂には文献4)の「沖積砂質土」の特性を適用し、破砕帯には文献3)の「砂岩と頁岩からなる堆積岩内の断層内材料とシームについて実施した動的繰り返し単純せん断試験」の結果より式(2), (3)を適用した。入力波形は、H24道示のI種地盤におけるL2地震動の加速度波形（タイプ1およびタイプ2を3波形ずつ）

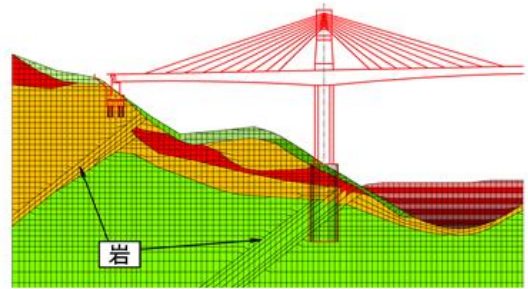


図-3 破砕帯を考慮しない解析モデル

を、2E波形として基礎面から底面粘性境界を介して橋軸方向に入力した。なお、破砕帯を考慮しない場合の検討に用いる地盤モデルでは、破砕帯部分は図-3のように周囲の岩盤と同じ物性とした。

2.2 橋軸直角方向の検討

橋軸直角方向の検討では、図-2に示した解析モデルが橋軸直角方向に無限に続くと仮定した擬似的3次元モデルを用いた。したがって橋軸直角方向の検討は、実際の地盤構造とは異なるため参考という位置付けである。拘束条件としては底面にのみ粘性境界を設けた（図-4）。各土質の要素および非線形特性の有無は橋軸方向の場合と同じである（表-1）。非線形特性の構成則は式(4)で表されるR-0モデルを適用した。これは橋軸方向の場合と異なるが、解析コードの制約による。なお、パラメータの決定は橋軸方向の場合と同じである（表-2）。解析に使用する物性値（動的変形係数 E_D 、動的ポアソン比 ν 、単位体積重量 γ_t ）、せん断弾性係数、減衰比、非線形特性は橋軸方向の場合と同じである。入力する加速度波形は橋軸方向の場合と同じであるが、基礎面から底面粘性境界を介して橋軸直角方向に入力した。

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} \left(1 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_f} \right|^{\beta-1} \right) \quad \alpha = 2^{\beta-1} \quad \beta = \frac{2 + \pi h_{max}}{2 - \pi h_{max}} \quad \tau_f = G_0 \cdot \gamma_r \quad \text{式(4)}$$

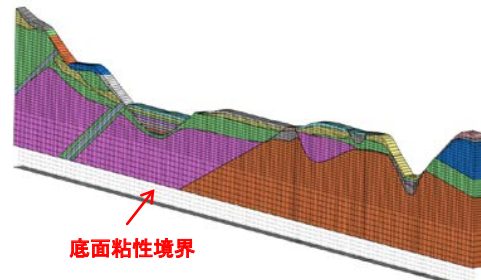


図-4 橋軸直角方向モデルの拘束条件

3. 地震応答解析の結果

3.1 橋軸方向の検討

表-3に各橋脚位置のA1からの相対変位を示す。タイプIでは最小値は25mm (P1), 最大値は70mm

表-3 各橋脚位置のA1からの橋軸方向
の相対変位 (単位 mm)

波形	A2	P6	P5	P4	P3	P2	P1
H24道示 I種地盤 タイプ I	1-1-1	52	48	42	36	33	25
	1-1-2	64	70	58	55	64	61
	1-1-3	55	61	48	45	43	27
H24道示 I種地盤 タイプ II	2-1-1	96	90	77	65	58	42
	2-1-2	96	82	61	54	57	35
	2-1-3	81	86	70	63	63	44

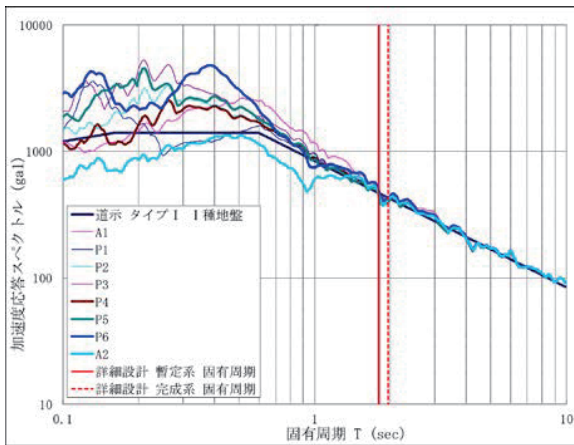
表-4 各橋脚位置のA1からの橋軸直角方向
の相対変位 (単位 mm)

波形	A2	P6	P5	P4	P3	P2	P1
H24道示 I種地盤 タイプ I	1-1-1	134	35	32	26	21	25
	1-1-2	154	33	40	34	27	32
	1-1-3	205	30	39	29	26	30
H24道示 I種地盤 タイプ II	2-1-1	188	37	47	45	34	39
	2-1-2	228	50	48	37	36	40
	2-1-3	207	41	53	46	39	43

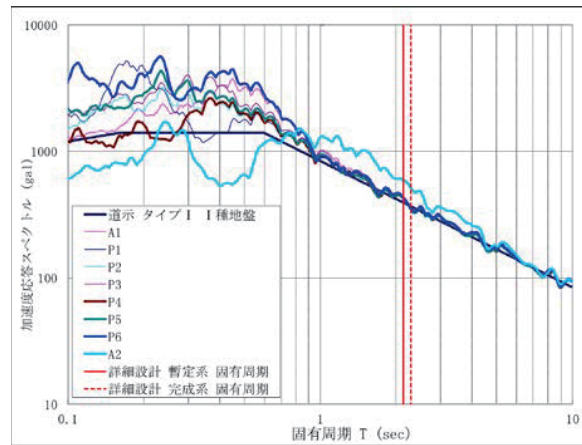
(P6), タイプIIでは最小値は35mm (P1), 最大値は96mm (A2)であり, 全体的にタイプIIの方が相対変位が大きい傾向にある。図-5に, 各橋脚位置での加速度応答スペクトルのうち一例としてタイプIおよびIIで相対変位が最も大きい場合(タイプI: 1-1-2, タイプII: 2-1-1)を示す。タイプIおよびIIのいずれも, 固有周期が1秒程度より大きい範囲では橋脚による差異はほとんどなく, かつH24道示の波とほぼ重なる。ここに示していない4波も同様の傾向である。本橋の橋軸方向の固有周期は1.80~1.96秒であることから, 地震応答解析の結果を用いても橋梁の耐震性能の照査に与える影響は小さいと考えられる。

3.2 橋軸直角方向の検討

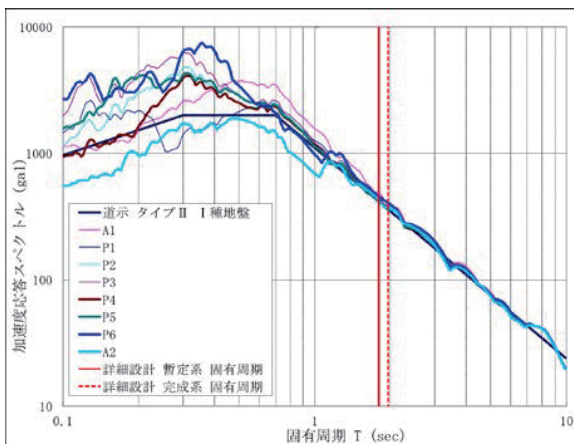
表-4に各橋脚位置のA1からの相対変位を示す。タイプIでは最小値は21mm (P3), 最大値は205mm (A2), タイプIIでは最小値は31mm (P1), 最大値は228mm (A2)であり, 全体的にタイプIIの方が相対変位が大きい傾向にあり, 橋軸方向の場合と同じである。A2の相対変位がP1~P6と比べて突出しているのは, 破碎帯が無限に続くという条件で解析しており, 破碎帯で地盤が大きくずれて



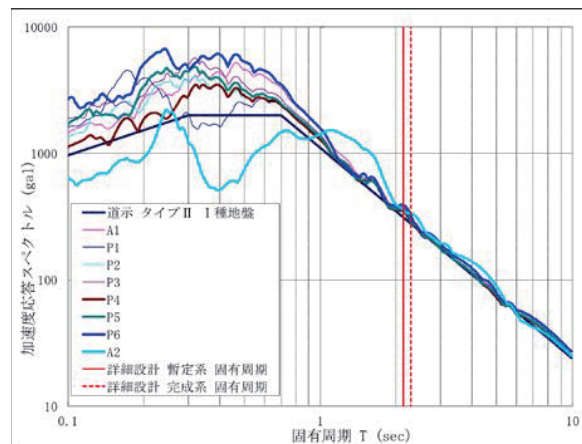
(a) タイプ I (1-1-2)



(a) タイプ I (1-1-3)



(b) タイプ II (2-1-1)



(b) タイプ II (2-1-2)

図-5 橋軸方向の検討における
加速度応答スペクトルの一例

図-6 橋軸直角方向の検討における
加速度応答スペクトルの一例

ることによる。図-6に、各橋脚位置での加速度応答スペクトルのうち一例としてタイプ I および II で相対変位が最も大きい場合 (タイプ I : 1-1-3, タイプ II : 2-1-2) を示している。タイプ I および II のいずれも、固有周期が1秒程度より大きい範囲では橋脚による差異はほとんどなく、H24道示の波とほぼ重なる点は橋軸方向の場合と同じであるが、A2だけは固有周期が3~4秒程度まで、H24道示の波よりも大きな加速度応答スペクトルを示している。本橋の橋軸直角方向の固有周期が2.13~2.29秒であることから、橋軸方向と同様、耐震性能の照査に与える影響は小さいと考えられる。

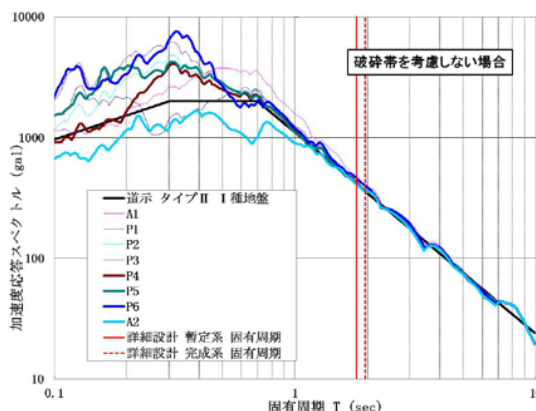


図-7 破砕帯を考慮しない場合の
加速度応答スペクトルの一例 (2-1-1)

4. 橋軸方向の検討における位相差および破砕帯の影響

4.1 位相差の影響

通常の耐震設計の動的解析では各橋脚に同じ H24 道示の波を入力することから、H24 道示の加速度応答スペクトルと、破砕帯を考慮しない地盤モデルで地震応答解析した加速度応答スペクトルを比較すれば、位相差だけの影響を把握できる。図-7 に、破砕帯を考慮しない地盤モデルの加速度応答スペクトルの一例(2-1-1)と、H24 道示の加速度応答スペクトルを併記している。本橋の場合、固有周期が 1 秒程度よりも小さい範囲では位相差の違いが見られるが、1 秒程度より大きい範囲では位相差の違いはあまり見られない。

4.2 破砕帯の影響

図-5 (b) と図-7 を比較すれば破砕帯の影響が把握できる。固有周期が 1 秒程度より小さい範囲では違いが見られるが、1 秒程度より大きい範囲ではあまり違いは見られない。表-5 の各橋脚位置の A1 からの相対変位を比較すると、P1~P5 ではほとんど違いがないが、P6 および A2 ではほとんどの波形で破砕帯を考慮した方が大きくなっており、最大で 58%大きい (2-1-2 の場合) ことが確認できた。

表-5 各橋脚位置の A1 からの相対変位の比較

波形		破砕帯の考慮	移動方向	P1	P2	P3	P4	P5	P6	A2	単位 (mm)
1-1-1	考慮しない	A2 → A1	21	31	33	33	38	39	43	43	
		A2 ← A1	-25	-33	-35	-36	-43	-38	-45		
		考慮する	A2 → A1	21	30	31	31	36	48	52	
1-1-2	考慮しない	A2 → A1	48	60	67	56	60	52	50		
		A2 ← A1	-62	-58	-60	-55	-54	-69	-57		
		考慮する	A2 → A1	47	58	64	54	58	61	64	
1-1-3	考慮しない	A2 → A1	28	42	44	46	48	43	51		
		A2 ← A1	-28	-40	-43	-42	-49	-42	-51		
		考慮する	A2 → A1	27	41	43	45	48	61	50	
2-1-1	考慮しない	A2 → A1	29	39	41	44	52	58	60		
		A2 ← A1	-44	-60	-58	-66	-75	-53	-70		
		考慮する	A2 → A1	28	40	42	42	49	90	84	
2-1-2	考慮しない	A2 → A1	36	52	58	56	63	61	72		
		A2 ← A1	-29	-41	-45	-45	-49	-51	-68		
		考慮する	A2 → A1	35	51	57	54	61	74	96	
2-1-3	考慮しない	A2 → A1	44	62	65	65	74	83	80		
		A2 ← A1	-32	-44	-46	-50	-57	-62	-68		
		考慮する	A2 → A1	44	60	63	63	70	86	76	
2-1-1	考慮する	A2 → A1	30	42	46	48	55	59	81		
		A2 ← A1	-30	-42	-46	-48	-55	-59	-81		
		A2 → A1	30	42	46	48	55	59	81		

5. まとめ

本検討では、長大橋であることによる位相差および破砕帯による影響を考慮して耐震性能を照査するため、破砕帯を考慮した地盤モデルを用いて、橋軸および橋軸直角方向の地震応答解析を行った。これにより、これらの影響を考慮した加速度波形を求めることができ、耐震性能の照査が可能になったが、本橋の固有周期の範囲では、結果として、これらの影響が小さいことがわかった。

参考文献

- (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成24年3月
- (社) 地盤工学会：地盤の動的解析—基礎理論から応用まで— 2007年
- (社) 地盤工学会：設計用地盤定数の決め方—岩盤編— 2007年
- 建設省土木研究所：地盤の地震時応答特性の数値解析法—SHAKE : DESRA— 昭和57年2月