

長大エクストラードロード橋の耐震設計における破碎帯を考慮した地震応答解析

大成建設(株) 正会員○細谷 学 正会員 長尾賢二
 西日本高速道路(株) 正会員 芦塚憲一郎 正会員 前原直樹
 大成・ピーエス三菱JV 正会員 利波宗典 正会員 大熊 光

1. はじめに

新名神高速道路生野大橋は、橋長 606m の PRC7 径間連続波形鋼板ウェブエクストラードロード橋 (図-1) で、終点側 3 径間 (P4-A2) は波形鋼板ウェブ 3 室箱桁構造である。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。本橋の L2 地震時に対する耐震設計では、H24 道示¹⁾に基づいた動的解析を行っているが、この場合、各フーチング下端に同じ加速度波形を入力するため、破碎帯の影響が考慮されていない。そこでこの影響を把握するため、破碎帯を考慮して、地盤のみモデル化した地震応答解析を実施して橋脚下端の加速度波形を求め、それを別途作成した橋梁モデルに入力して動的解析を行い、橋梁自体の耐震性能を照査することとした。本稿では、破碎帯を考慮した場合と考慮しない場合の地震応答解析結果を比較し、橋脚下端の加速度波形に与える破碎帯の影響について述べる。

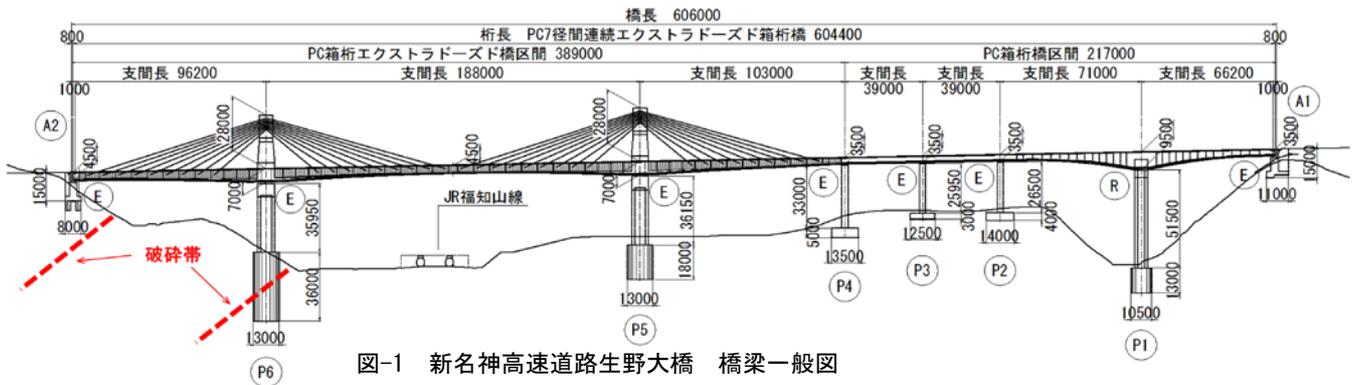


図-1 新名神高速道路生野大橋 橋梁一般図

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モデル)
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モデル)
溶結凝灰岩	Akt-D	平面ひずみ要素	線形
	Akt-CL		
	Akt-CM		
	Akt-CH		

2. 地震応答解析の概要

図-2 に橋軸方向の解析モデルを示す。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。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を模擬した自由地盤をモデル化しており、自由地盤の幅は 1000m とした。表-1 に各土質の要素および非線形特性の有無を示す。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

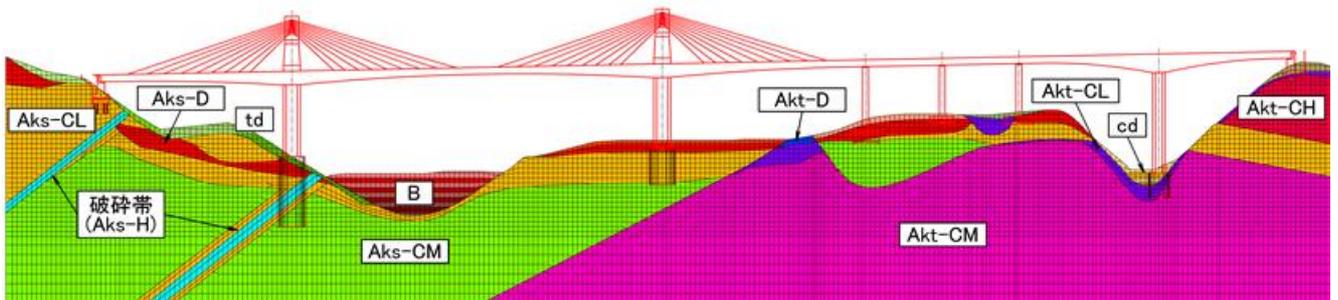


図-2 解析モデル図 (破碎帯を考慮したモデル)

キーワード 地震応答解析, 破碎帯, 動的解析, 耐震設計, エクストラードロード橋, 波形鋼板ウェブ
 連絡先 〒163-0606 東京都新宿区西新宿 1-25-1 大成建設(株) 土木技術部橋梁設計・技術室 TEL 03-5381-5297

た. 非線形特性の構成則は式(1)で表される修正 R-O モデルを適用し, パラメータは表-2 のようにして決定した. 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, 本橋の設計時における地盤の調査報告書に示されている数値を適用し, せん断弾性係数 G_0 は上述の数値を用いて算出した.

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

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

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

減衰比は, 文献 2) および 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)および式(3)を適用した.

入力波形については, 2E 波形として 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)を基礎面から底面粘性境界を介して橋軸方向に入力した.

破砕帯を考慮しない場合の解析モデルは, 図-3 のように破砕帯部分を周囲の岩盤と同じ物性とした.

破砕帯を考慮しない場合の解析モデルは, 図-3 のように破砕帯部分を周囲の岩盤と同じ物性とした.

破砕帯を考慮しない場合の解析モデルは, 図-3 のように破砕帯部分を周囲の岩盤と同じ物性とした.

3. 解析結果

破砕帯を考慮した場合としない場合を比較した結果, 加速度時刻歴波形および加速度応答スペクトルについては顕著な違いや傾向は認められなかった(図-4). 加速度応答スペクトルに違いが認められるのは固有周期が 1 秒以下の範囲であり, 本橋の固有周期 (2 秒程度) を考慮すると影響は小さいと思われる. 表-3 に示すように, 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 (II-I-2 の場合) ことが確認できた.

4. まとめ

本橋の地震応答解析において, 破砕帯を考慮する場合としない場合では結果に違いが生じており, 現地の状況を踏まえた耐震性能を把握するためには, 破砕帯などの地盤条件を適切に設定する必要があると考えられる.

参考文献: 1) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書 V 耐震設計編 平成 24 年 3 月, 2) (社) 地盤工学会: 地盤の動的解析—基礎理論から応用まで—, 3) (社) 地盤工学会: 設計用地盤定数の決め方—岩盤編— 平成 19 年 7 月, 4) 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

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)	$G/G_0 = 0.5$ となるときひずみ
最大減衰定数 (h_{\max})	$h \sim \gamma$ 関係で最大の減衰定数

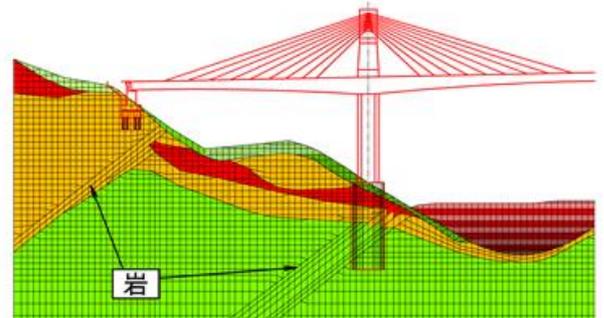


図-3 解析モデル図 (破砕帯を考慮しないモデル)

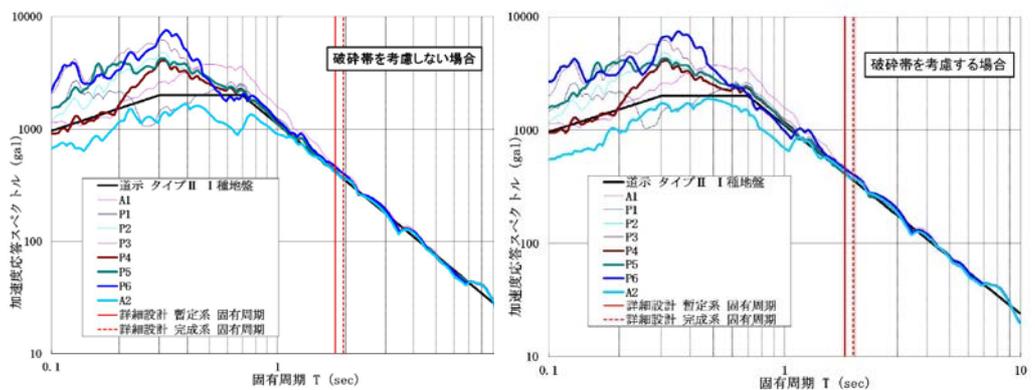


図-4 加速度応答スペクトルの一例: II-I-1 (左:破砕帯を考慮せず, 右:破砕帯を考慮)

表-3 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	単位 (mm)							
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	A2	
I-I-1	考慮しない	A2 → A1	21	31	33	33	38	39	43	
		A2 ← A1	-25	-33	-35	-36	-43	-38	-45	
	考慮する	A2 → A1	21	30	31	31	36	48	52	
		A2 ← A1	-25	-32	-33	-36	-42	-40	-50	
I-I-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	
		A2 ← A1	-61	-58	-60	-55	-53	-70	-58	
I-I-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	
		A2 ← A1	-27	-39	-42	-41	-48	-60	-55	
II-I-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	
		A2 ← A1	-42	-59	-58	-65	-77	-69	-96	
II-I-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	
		A2 ← A1	-29	-39	-39	-44	-51	-82	-82	
II-I-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	
		A2 ← A1	-30	-42	-46	-48	-55	-59	-81	