

地盤特性を踏まえた地震波の作成と橋梁の耐震設計法について

(株) アルファ 正員 ○石崎剛 正員 高田竜 正員 高田和年 秋村知史
(株) アルファ フェロー 城秀夫 九州産業大学 フェロー 水田洋司

1. はじめに

近年、道路橋の耐震設計では多くの場合、非線形動的解析が実施されており、その入力地震動波形は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定されている。本論文では、道路橋示方書（以下、「道示」）に準じて設計した2径間連続モデル橋梁について、次に示す解析を行い、架橋地点の地盤特性を踏まえた橋梁耐震設計方法を提案している。

(a)架橋地点の地盤特性を踏まえた地表面地震波の作成
(b)(a)を用いた橋梁の耐震設計

(a)は、地震基盤面波に熊本地震の益城町観測点強震記録を用いⅠ種地盤、Ⅲ種地盤（福岡県北九州市の軟弱地盤を想定）の地表面地震波を作成した。(b)では、橋梁と地盤との共振に着目する耐震設計を実施した。

2. 道路橋示方書に基づいた橋梁の設計

表-1、2に設計条件および解析条件を示す。地盤種別はⅠ種およびⅢ種地盤を想定し、基礎形式はそれぞれ

表-1 設計条件

重要度区分、地域区分		B種の橋、C地域
地盤種別		Ⅰ種地盤およびⅢ種地盤
上部構造		鋼2径間連続非合成鋼桁橋
下部構造		逆T式橋台、張出式橋脚
基礎	Ⅰ種地盤上	直接基礎
	Ⅲ種地盤上	場所打ち杭（φ1200）
支承条件	分散型ゴム支承	橋台：K=7040kN/m 橋脚：K=27588kN/m
上部工 死荷重反力	A1橋台、P1橋脚、A2橋台	1197kN、3907kN、1197kN
	合計	6301kN

表-2 解析条件

解析方向		橋軸方向
解析方法		時刻歴応答解析（直接積分法）
積分方法		Newmark-β法（β=0.25）
入力地震動	Ⅰ種地盤	タイプⅡ-Ⅰ-1～3波
	Ⅲ種地盤	タイプⅡ-Ⅲ-1～3波
解析時の減衰評価		Rayleigh減衰
減衰定数	鋼上部構造、支承	2%、3%（弾性支承）
	下部構造	はり要素 5%（線形）、2%（非線形）
	基礎	10%（Ⅰ種地盤）、20%（Ⅲ種地盤）
柱基部の非線形特性、除荷時剛性 K_r ¹⁾		M-φ（Takeda）モデル、 $K_r=0.5$

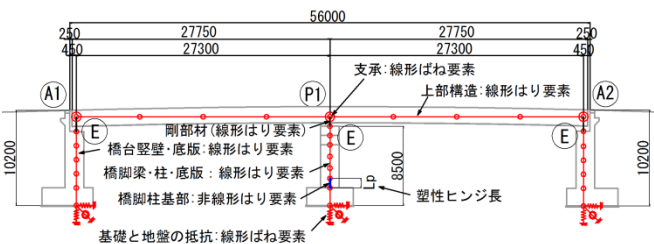


図-1 解析モデル

直接基礎と杭基礎とした。図-1に解析モデルを示す。Ⅲ種地盤の土質定数は後述の表-5に示している。下部構造の諸元は、躯体を静的・動的設計手法、基礎を静的設計手法により設定した。表-3に非線形動的解析の結果を示す。

表-3 非線形動的解析結果（道示設計）

入力波形の種類		Ⅰ種地盤（Ⅱ-Ⅰ-1～3）	Ⅲ種地盤（Ⅱ-Ⅲ-1～3）
1次の固有周期		$T = 0.886 \text{ sec}$	$T = 0.874 \text{ sec}$
慣性力作用位置の結果		変位	水平力
最大応答変位・水平力		3波平均 (mm) (kN)	変位 水平力
		147.4 4065	131.3 3621
柱部材の照査結果		P1橋脚	P1橋脚
鉄筋量	橋軸主鉄筋	D29c125-1.0段	D29c125-1.0段
	直交主鉄筋	D29c125-1.0段	D29c125-1.0段
	橋軸せん断補強（横拘束筋）	D16-6本c150	D16-6本c150
	直交せん断補強（横拘束筋）	D16-3本c150	D16-3本c150
曲げに対する照査	最大応答曲率（3波平均）	ϕ_d (1/m)	0.010673
	降伏曲率	ϕ_{yo} #	0.002993
	許容曲率	ϕ_a #	0.017208
	比率	ϕ_d / ϕ_{yo} (応答領域)	3.57 (≧1 塑性域)
		ϕ_d / ϕ_a (判定)	0.62 (≦1 OK)

3. 架橋地点での地震波の作成

架橋地点での地震波の作成には、2016年4月に発生した熊本地震本震益城観測点強震記録の地震基盤面波（KiK-NET²⁾より）を用いた。なお、本解析では3成分の強震記録のうちE-W成分に着目した。

(a)Ⅰ種地盤の入力地震動波形は益城観測点の土質柱状図（K-NET²⁾より）を用いた地震基盤面から工学的基盤面への引き上げ解析を行い作成した。続いて、(b)Ⅲ種地盤の入力地震動波形は、架橋想定地点での土質柱状図を用いて工学的基盤面から地表面への引き上げ解析を実施した。表-4、5に(a)(b)の解析条件、図-2、3に解析で得られた地震波を示す。

また、(a)では地表面までの引き上げ解析を実施し、益城観測点の観測波とのパワースペクトルを比較した。その結果を図-5に示す。図-4より、解析で得られた地震波と観測波の卓越周期は概ね一致している。

表-4 (a)の解析条件

岩種区分	ρ (t/m ³)	層厚 (m)	深度 (m)	区間速度 S波 (m/s)	減衰定数 (%)	歪依存曲線
火山灰質粘土	1.7	4.0	4.0	110	4.50	工学的基盤面
砂	1.8	6.0	10.0	240	2.00	古山田ほか粘性土
軽石凝灰岩	2.0	18.0	28.0	500	1.00	古山田ほか粘性土
火山灰質粘土	1.8	8.0	36.0	400	1.25	古山田ほか粘性土
砂	2.1	10.0	46.0	760	0.65	古山田ほか砂質土
砂	2.2	18.0	64.0			古山田ほか砂質土
凝灰質砂岩	2.6	22.0	86.0	820	0.60	線形
安山岩	2.6	6.0	92.0			線形
凝灰質砂岩	2.6	4.0	96.0			線形
安山岩	2.6	32.0	128.0	1470	0.30	線形
凝灰質砂岩	2.6	10.0	138.0	700	0.70	線形
凝結凝灰岩	2.6	26.0	164.0	1380	0.30	線形
安山岩	2.6	32.4	196.4	840	0.50	線形
凝灰岩	2.6		201.4			線形
安山岩	2.6	32.6	234.0	1470	0.30	線形
安山岩	2.7	21.0	255.0	2700	0.20	地震基盤面

表-5 (b)の解析条件

地層名	記号	γt (kN/m^2)	層厚 (m)	深度 $\nabla 0.000$	弾性波 速度 V_s (m/s)	非線形 モデル	$\gamma 0.5$ (%)	l_{max} (%)	備考
現世	埋土・盛土	Bg	20	1.000	---	---	---	---	解析対象外
		Bs	19	0.350	---	---	---	---	地表面 解析対象外
沖積層	粘質土	Ac1	17	1.650	159	修正R-0	0.180	16.700	古山田ほか粘性土
	粘質土	Ac2	14	3.900	109	修正R-0	0.180	16.700	古山田ほか粘性土
	砂質土	As	18	2.650	8,200	修正R-0	0.100	20.790	古山田ほか砂質土
	粘質土	Ac3	16	4.450	12,650	修正R-0	0.180	16.700	古山田ほか粘性土
	粘質土	Ac4	14	1.600	14,250	修正R-0	0.180	16.700	古山田ほか粘性土
	粘質土	Ac5	17	1.550	15,800	修正R-0	0.180	16.700	古山田ほか粘性土
	礫質土	Ag	20	3.850	19,650	修正R-0	0.100	20.790	古山田ほか砂質土
三紀層	砂岩	Tss	21	1.100	20,750	線形	---	---	地盤の地震応答解析(b)
	砂質頁岩	Tsh	20	0.900	21,650	線形	---	---	工学的基礎面

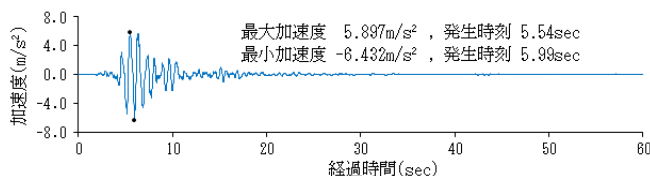


図-2 (a)I 種地盤の引き上げ波形

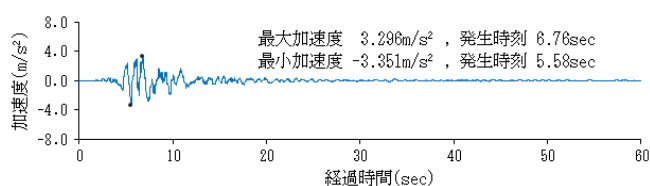


図-3 (b)III 種地盤の引き上げ波形

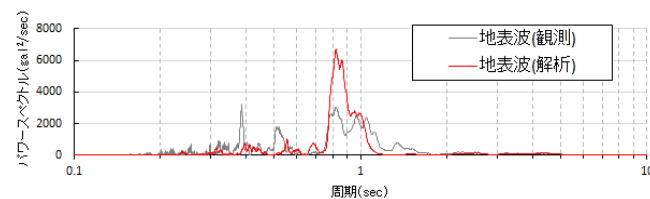


図-4 地表面観測波と解析波のパワースペクトル

4. 耐震設計法の提案

(1) 解析条件

3. で作成した地震波を用いて 2. の道示設計モデル橋梁について解析した。

(2) 解析結果

表-6 に非線形動的解析結果を示す。最大応答曲率は、道示設計結果(表-3)と比較し6倍、2倍と大きく、許容値を超え耐震性を満足しない結果である。

図-5, 6 に、I 種および III 種地盤のモデル橋梁上部構造における応答加速度のパワースペクトルを示す。図の青線が応答加速度のパワースペクトル(主軸)、黒破線は入力加速度のパワースペクトル(第2軸)である。

図-5, 6 より、道示に準じ設計した橋梁の固有周期が、入力地震動波形の卓越周期と一致していることが分か

表-6 非線形動的解析結果

入力波形の種類		I 種地盤特有地震波		III 種地盤特有地震波	
1 次 の 固 有 周 期		T = 0.886 sec		T = 0.874 sec	
慣性力作用位置の結果		変位	水平力	変位	水平力
最大応答変位・水平力		最大応答値 (mm)	(kN)	最大応答値 (mm)	(kN)
		174.2	4805	158.0	4358
柱部材の照査結果		P1橋脚		P1橋脚	
曲げに対する照査	最大応答曲率	ϕ_d (1/m)	0.058669	0.022900	
	降伏曲率	ϕ_{yo} "	0.002993	0.002993	
	許容曲率	ϕ_a "	0.017208	0.017208	
	比率	ϕ_d / ϕ_{yo} (応答領域)	19.6 (≥ 1 塑性域)	7.65 (≥ 1 塑性域)	
		ϕ_d / ϕ_a (判定)	3.41 (> 1 OUT)	1.33 (> 1 OUT)	

る。このことから、橋梁が入力地震動波形と共振して応答曲率を大きくすると考えられる。

(3) 耐震対策(共振現象への対策)

a) I 種地盤上の橋梁では、地震波の卓越周期が短周期側となるため、耐震対策は橋梁の長期化を提案する(短周期化させた場合、地震による橋梁の剛性低下で再び長周期化することとなる)。具体的には、鋼上部構造を P C 上部構造に変更し、分散型ゴム支承の剛性を 65% 低減させた。

b) III 種地盤上の橋梁では、地震波の卓越周期が長周期側となるため、耐震対策は橋梁の短周期化を提案する。具体的には、橋脚上を固定支承に変更した。

図-5, 6 に対策後のパワースペクトルを赤点線で示す。対策後は、共振を回避できていることが分かる。この結果、応答曲率は表-6 の結果と比較し両地盤ともに約 1/5 に低減され、許容値を満足することができた。

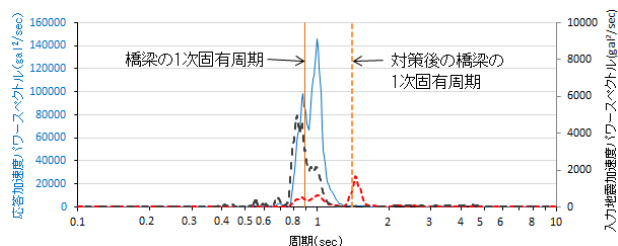


図-5 I 種地盤上の橋梁のパワースペクトル

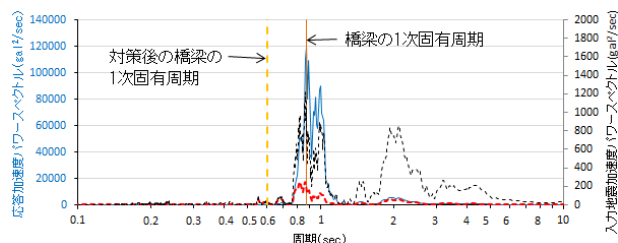


図-6 III 種地盤上の橋梁のパワースペクトル

5. おわりに

本解析事例の結果、次のことが分かった。

- 地震基盤面波より土質柱状図を用いて比較的精度良く地表面地震波を作成することができる。
- 地盤解析により架橋地点地盤特有の地震波を作成し、その特性(卓越周期)を知ることによって、構造物との共振を避け、耐震性能を向上させることが可能である。

謝辞 本論文を作成するにあたり、多大なご協力を頂いた橋本晃氏に謝意を表します。

参考文献

- 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編
- 防災科学技術研究所：強震観測網 (K-NET, KiK-net)
- 日本建築学会 (2006)：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計