

道路橋のレベル2地震動タイプⅡの 下限スペクトルに関する検討

片岡正次郎¹・日下部毅明²・松本俊輔³

¹正会員 博（工） 国土技術政策総合研究所地震防災研究室（〒305-0804 つくば市旭1番地）

²正会員 工修 国土技術政策総合研究所地震防災研究室（〒305-0804 つくば市旭1番地）

³正会員 国土技術政策総合研究所地震防災研究室（〒305-0804 つくば市旭1番地）

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震以後、活断層の活動による直下地震の脅威が広く知られるようになり、活断層の調査やその結果に基づく長期評価が実施されている。多くの耐震設計基準類に直下地震を想定した設計地震動が導入されたほか、近年では近接する活断層の活動を想定して震源をモデル化し、推定した地震動をもとに設計地震動を設定する例もある。

しかし2000年鳥取県西部地震（ $M_f=7.3$ ）などのように、活断層が認定されていなくとも大規模な内陸浅発地震が発生することがあるため、近接する活断層がない地域でも、このような発生前に位置や規模を特定できない直下地震（以下、特定不能地震）を想定した設計地震動を設定する必要がある¹⁾。既存の特定不能地震の強震記録を整理することにより、これらの応答スペクトルを包絡するような上限スペクトルレベルが提案されており²⁾、原子力発電施設のように地震による損傷をほとんど許容しない施設の耐震設計に有用と考えられる。一方、道路橋などレベル2地震動に対して一部部材の損傷を許す設計が行われる施設については、塑性変形時の地震応答特性を考慮した上で設計地震動を設定する必要がある³⁾、包絡スペクトルは必ずしも合理的ではない。

本検討では、道路橋示方書³⁾のレベル1地震動に対してRC橋脚を耐震設計するとともに、活断層が認定されていない地域で発生した内陸地震の代表的な強震記録を収集し、それらを上記RC橋脚に入力する動的照査を実施した。その結果に基づき、特定不能地震に対して必要な耐震性能を確保することを条件に、どの程度までレベル2地震動タイプⅡの標準加速度応答スペクトルを低減できるかを試算した。

2. 入力地震動

動的照査に用いる入力地震動を以下の手順で選択した。

強震記録が入手できた内陸地震のうち、近接する活断層と関連づけることにより、発生前に位置や規模が特定可能であったと考えられる3地震（1998年岩手県内陸北部の地震、1995年兵庫県南部地震、2004年新潟県中越地震）を除いた地震の強震記録を整理した。

これら強震記録の加速度応答スペクトルを、現行道路橋示方書のレベル2地震動タイプⅡの標準加速度応答スペクトル S_{II0} に、目安として0.5を乗じたスペクトル（以下、 $0.5S_{II0}$ ）と比較し、仮に $0.5S_{II0}$ で設計した道路橋に作用した場合に必要な耐震性能が確保できない可能性があると思われる強震記録を選択した。選択した強震記録を地盤種別ごとに整理したものが表-1である。また図-1では、これらの加速度応答スペクトルを S_{II0} 及び $0.5S_{II0}$ と比較している。

3. RC橋脚の動的照査

(1) 非線形動的解析モデル

対象とするRC橋脚は、5径間連続鋼I桁橋⁴⁾（40m×5径間）を支持するものとし、支承構造はⅠ種地盤とⅢ種地盤は固定支承と積層ゴム支承、Ⅱ種地盤は固定支承と免震支承を想定した。また、基礎構造は直接基礎（Ⅰ種地盤）と杭基礎（Ⅱ種地盤、Ⅲ種地盤）とし、RC橋脚の耐力とのバランスを考慮して適切なものを選択した。

この橋梁の設計振動単位を1基の下部構造とそれ

表-1 入力地震動として用いる強震記録

地盤種別	地震	M_j	観測点	成分	観測機関等	記号
I 種地盤	1996 年秋田県内陸南部	6.0	松ヶ崎	NS	K-NET NIG005	I -1
	1997 年鹿児島県西北部	5.9	宮之城	EW	K-NET KGS005	I -2
	2000 年鳥取県西部	7.3	江府	NS	K-NET TTR007	I -3
			伯太	NS	KiK-net SMNH01	I -4
	2003 年宮城県北部	6.4	石巻	NS	K-NET MYG010	I -5
II 種地盤	2000 年鳥取県西部	7.3	日野	NS	KiK-net TTRH02	II -1
			溝口	NS	KiK-net TTRH03	II -2
	2003 年宮城県北部	6.4	中下	EW	国総研一般強震観測	II -3
III 種地盤	2003 年宮城県北部	6.4	涌谷	NS	国土交通省地震計 NW	III-1
			涌谷	EW	国土交通省地震計 NW	III-2

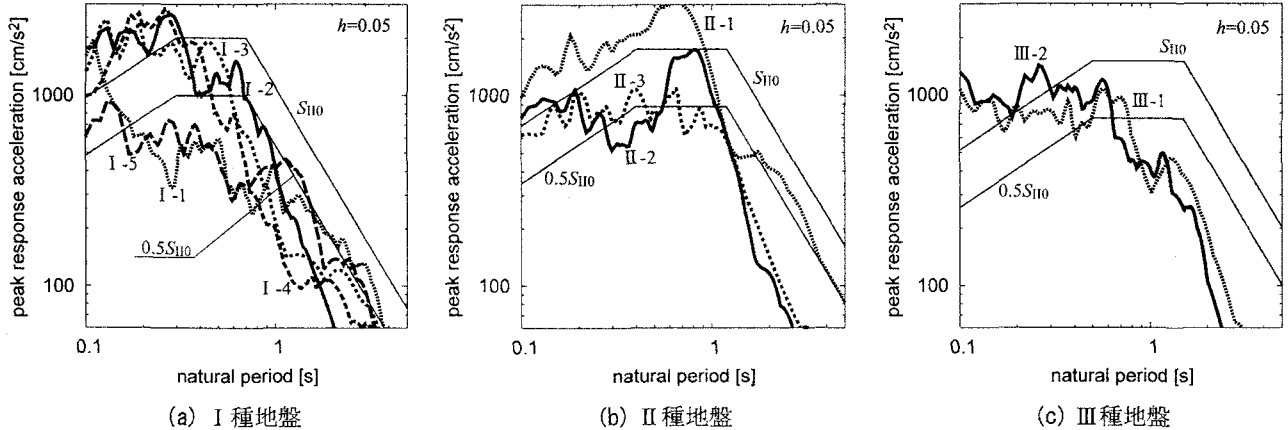


図-1 強震記録の加速度応答スペクトル

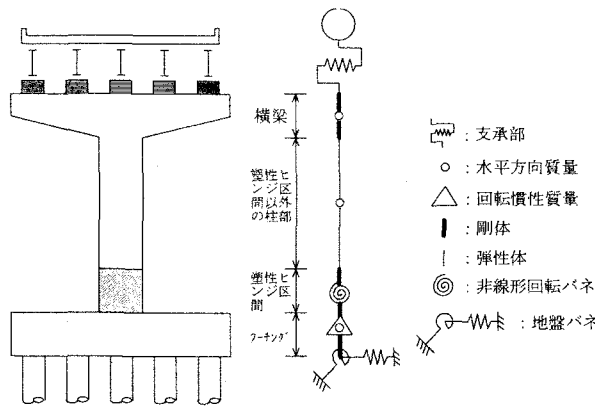


図-2 RC橋脚の動的解析モデル

が支持する上部構造重量にモデル化し、それぞれ道路橋示方書³⁾の参考資料に示される図-2の解析モデルで表す。各構造要素は次のようにモデル化した。

- ①上部構造は、1つの質量点で表す。
- ②固定支承は、剛結とする。
- ③積層ゴム支承は、線形せん断ばねで表す。
- ④免震支承（LRB支承）は、バイリニア型の非線形せん断ばねで表し、設計変位と動的解析結果の最大変形量の誤差が10%以内となるように収束計算を行う。固有値解析の際には、せん断ひずみ180%時の等価剛性を有する線形せん断ばねで表す。

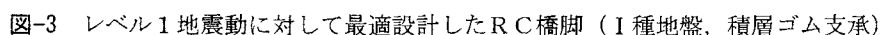
⑤RC橋脚は、塑性ヒンジ区間中央にTakedaモデルで表す非線形回転ばね、塑性ヒンジ区間以外を線形梁要素、横梁部と塑性ヒンジ区間を剛体でモデル化し、質量を横梁の重心位置及び柱の重心位置に配置する。

⑥フーチングは剛体とし、その重心位置に、橋軸方向質量と橋軸直角方向軸周りの回転慣性質量を配置する。

⑦基礎構造一周辺地盤系は、フーチング底面位置に、地盤のせん断変形による剛性低下を見込んだ等価線形化ばねで表す。

⑧粘性減衰マトリクスの作成に用いる各要素の構造減衰定数は、RC橋脚2%、積層ゴム支承4%、LRB支承0%、I種地盤の直接基礎5%、II種地盤の杭基礎10%、III種地盤の杭基礎20%とする。

ここで、II種地盤の杭基礎とIII種地盤の杭基礎で構造減衰定数が異なるのは、II種地盤では杭基礎のロッキングによる応答が卓越し、主に杭体と周辺地盤間の摩擦による減衰が生じることを想定しているのに対し、III種地盤では地盤が軟弱であるため杭基礎と地盤の水平方向の応答が卓越し、逸散減衰効果が高いことを想定したからである。なお、LRB支承の履歴減衰効果は、LRB支承を非線形ばね要素で表しているため動的解析に自動的に見込まれる。



地盤 種別	支 承	橋脚 固有 周期 (s)	レベル2地震動の 設計水平震度 k_{hc}				標準加速度応答 スペクトル(g)			標準加 速度波 形に乗 じた補 正係数	タイプⅠ				タイプⅡ				判定
			タイプⅠ		タイプⅡ		レベル 1	レベル2			γ_{max} / γ_a	μ/μ_s	δ_R / δ_{R0}	判定	γ_{max} / γ_a	μ/μ_s	δ_R / δ_{R0}	判定	
			橋軸 方向	直角 方向	橋軸 方向	直角 方向		タイプ Ⅰ	タイプ Ⅱ										
Ⅰ種	固定	0.80	0.13	0.13	0.22	0.21	0.20	0.71	1.64	0.6	—	0.85	0.35	○	—	0.41	0.51	○	○
	積層 ゴム	1.27	0.13	0.13	0.22	0.21	0.18	0.71	0.76	0.7	—	1.09	0.49	×	—	0.49	0.63	○	×
		0.5	0.69	0.48	0.13	○	0.73	0.21	0.19	○	○								
		0.6	0.75	1.02	0.45	×	0.79	0.33	0.37	○	×								
Ⅱ種	固定	0.76	0.17	0.17	0.19	0.19	0.25	0.87	1.78	0.5	—	0.33	0.04	○	—	0.48	0.76	○	○
	免震	1.53	0.22	0.22	0.26	0.26	0.22	0.87	1.19	0.6	—	0.52	0.17	○	—	0.69	1.17	×	×
										0.6	0.54	0.40	0.01	○	0.89	0.71	0.58	○	○
										0.7	0.74	0.59	0.07	○	0.96	1.02	0.91	×	×
Ⅲ種	固定	0.71	0.21	0.22	0.17	0.17	0.31	1.02	1.53	0.6	—	0.39	0.06	○	—	0.34	0.54	○	○
	積層 ゴム	1.22	0.21	0.22	0.17	0.17	0.38	1.02	2.17	0.7	—	0.61	0.22	○	—	0.56	1.03	×	×
										0.4	0.67	0.25	0.03	○	0.94	0.20	0.22	○	○
										0.5	0.84	0.32	0.01	○	1.06	0.42	0.70	×	×

上記のモデルを用い、表-1の強震記録を入力とする動的照査を実施した。残留変位に関する照査は、バイリニア型の履歴モデルを対象とした道路橋示方書³⁾の式(6.4.9)より残留変位を求めた場合と、Takedaモデルに対する残留変位の推定式⁵⁾より求めた場合の両方を検討対象とした。この結果を表-3に示す。

表-3 レベル1地震動で最適設計したRC橋脚の動的照査結果

(表-1の強震記録を入力)

地盤 種別	支 承	橋脚 固有 周期 (s)	レベル 2 地震動の 設計水平震度 k_{hc}				標準加速度応答 スペクトル(g)			入 力 地 震 動	加 速 度 応 答 ス ペ ク トル(g)	耐震性能 2 に対する照査				
			タイプ I		タイプ II		レベル 1	レベル 2				支 承 せん断ひ ずみ γ_{max}/γ_a	橋脚 塑性 変形 μ_{max}/μ_a	残 留		
			橋軸 方向	直角 方向	橋軸 方向	直角 方向		タイプ I	タイプ II					道示 V δ_R/δ_{Ra}	RC橋脚式 δ_R/δ_{Ra}	
Ⅰ 種	固定	0.80	0.13	0.13	0.22	0.21	0.20	0.71	1.64	I-1	0.28	—	0.10	0.00	0.00	
										I-2	0.72	—	0.29	0.31	0.07	
										I-3	0.47	—	0.20	0.16	0.03	
										I-4	0.29	—	0.12	0.03	0.01	
										I-5	0.39	—	0.16	0.10	0.02	
	積層 ゴム	1.27	0.13	0.13	0.22	0.21	0.18	0.71	0.76	I-1	0.29	0.60	0.10	0.01	0.00	
										I-2	0.23	0.57	0.08	0.03	0.00	
										I-3	0.15	0.41	0.07	0.04	0.00	
										I-4	0.10	0.33	0.06	0.05	0.00	
										I-5	0.42	0.73	0.25	0.25	0.05	
Ⅱ 種	固定	0.76	0.17	0.17	0.19	0.19	0.25	0.87	1.78	Ⅱ-1	2.84	—	0.65	1.10	0.24	
										Ⅱ-2	1.69	—	0.45	0.71	0.15	
										Ⅱ-3	0.67	—	0.24	0.30	0.06	
	免震	1.53	0.22	0.22	0.26	0.26	0.22	0.87	1.19	Ⅱ-1	0.49	1.03	0.46	0.41	0.08	
										Ⅱ-2	0.23	0.64	0.08	0.02	0.00	
										Ⅱ-3	0.29	0.68	0.14	0.02	0.00	
Ⅲ 種	固定	0.71	0.21	0.22	0.17	0.17	0.31	1.02	1.53	Ⅲ-1	0.97	—	0.18	0.18	0.04	
										Ⅲ-2	0.59	—	0.12	0.05	0.01	
	積層 ゴム	1.22	0.21	0.22	0.17	0.17	0.38	1.02	2.17	Ⅲ-1	0.44	0.74	0.09	0.02	0.00	
										Ⅲ-2	0.47	0.77	0.09	0.01	0.00	

I種地盤とIII種地盤では、いずれの地震動に対してもRC橋脚は照査を満足している。II種地盤については、固有周期が0.7～0.8秒程度の固定支承を有するRC橋脚を、入力地震動II-1を用いて照査したケースにおいて、道路橋示方書の推定式を用いた残留変位の照査を満足していない。図-1に示すように、この記録の加速度応答スペクトルは固有周期0.7秒付近で3gに達し、標準加速度応答スペクトルを大きく上回っている。

ただしこのケースでも、RC橋脚の履歴モデルであるTakeda型モデルに対する残留変位の推定式を用いれば、残留変位の照査を満足している。免震支承のせん断ひずみが照査をクリアしないケースについては、若干の設計変更で対応可能と考えられる。

以上より、レベル1地震動に対して最適設計したRC橋脚は、どの地盤種別においても特定不能地震に対してほぼ照査を満足する。これは、 S_{H0} の0.4～0.6倍程度の地震力で動的照査したRC橋脚は、特定不能地震に対して耐震性能2を確保できることを示すものである。したがって安全側に判断すると、今回対象とした橋梁では、 S_{H0} の0.6倍程度の地震力に対して耐震性能2を確保できるようにRC橋脚を耐震設計しておけば、特定不能地震に対しても耐震性能2を確保できると考えられる。ただし、この値はここで検討した地盤種別や支承の種類だけでなく、橋梁の形式等にも依存すると考えられる。また用いた強震記録も十分ではないため、今後さらに詳細な検討が必要である。

4. おわりに

本稿の結果はあくまで試算であるが、このような結果をもとに、対象地点に近接する活断層が存在しない場合の設計地震動を合理化することが可能と考えられる。今後は信頼性指標など、確率論的な検討の結果もふまえて議論する必要がある。

謝辞：本検討では（独）防災科学技術研究所及び国土交通省の強震記録を使用させていただいた。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 地震工学委員会レベル2地震動研究小委員会：レベル2地震動の明確化に向けて、土木学会論文集，No. 675 /I-55, pp. 15-25, 2001.
- 2) 加藤研一，宮腰勝義，武村雅之，井上大榮，上田圭一，壇一男：震源を事前に特定できない内陸地殻内地震による地震動レベルー地質学的調査による地震の分類と強震観測記録に基づく上限レベルの検討ー，日本地震工学会論文集，Vol. 4, pp. 46-86, 2004.
- 3) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，丸善，406p., 2002.
- 4) （社）日本道路協会：鉄筋コンクリート橋脚を用いた場合の設計計算例，道路橋の耐震設計に関する資料，第2章，1997.
- 5) 運上茂樹，星隈順一，長屋和宏：地震後に鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位の推定法に関する研究，土木研究所資料，第3851号，pp. 116-119, 2002.