

III-66 近接施工された橋梁基礎の地震時挙動に関する研究

日本技術開発(株) 正会員 佐藤 恒之
 東洋大学 正会員 小泉 淳
 東京電機大学 正会員 松井 邦人

1. はじめに

近年、交通量の増大に伴い老朽橋の架け替えや、新橋の建設が盛んに行われているが、用地難や河川の流れ、船舶の運航を阻害するなどの状況から既設橋梁に近接して新設橋梁が建設されるケースが多く見られるようになってきた。単橋の耐震性に関する研究は数多く行われ一般的な場合について、耐震設計法もほぼ確立されていると思われるが、近接施工された橋梁基礎の耐震性を扱った研究はほとんど報告されていない。

本研究は、近接施工された2つの橋梁に着目し、それらの基礎の剛性が異なる場合にどのような地震時挙動を示すかを橋軸直角方向の模型振動実験及び動的応答解析により明らかにしようとしたものである。

2. 実験概要

橋梁基礎は、表1に示すように剛性の異なる4種類の鋼製の帯板で評価した。模型地盤には、振動締め固めを行った山砂を用い、砂箱の所定の位置(図1)に鋼製の帯板を挿入して、これに振動を与え、発生する加速度や帯板のひずみなどを測定した。

表1 試験体の種類

試験体 No.	幅×厚さ×長さ (cm)
1	5×0.12×50
2	5×0.23×50
3	5×0.32×50
4	5×0.45×50

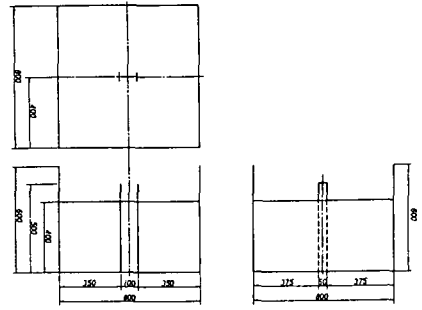


図1 砂箱の寸法と試験体の位置 (mm)

3. 実験結果

図2及び3は、帯板に生じた最大ひずみの分布を示したものである。図中の番号は、表1に示した試験体番号に対応している。これらの図より、剛性の異なる試験体を隣接した場合(図3)は、互いの試験体に生ずる最

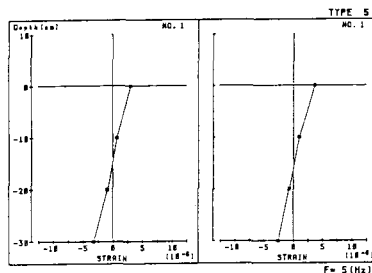


図2 試験体に発生する最大ひずみ

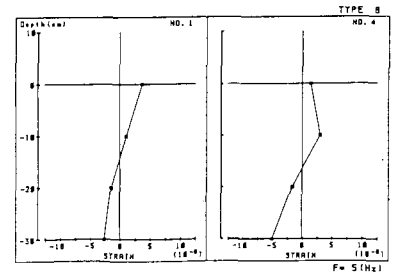


図3 試験体に発生する最大ひずみ

大ひずみの分布が異なるが、同じ剛性の試験体を隣接させた場合(図2)は、両者がほとんど同じであることがわかる。この実験から2つの試験体に剛性差がある場合には、両者の振動特性がかなり異なり、その差が大きければ大きい程振動特性の相違も大きくなることがわかった。

4. 実験結果と解析結果の比較

実験結果の解析には、汎用振動解析プログラム「FLUSH」を用いた。図4および5は、帯板のひずみから求めた曲げモーメントの実験結果と解析結果とを比較したもので、これらの図をみると解析プログラム「FLUSH」は、実験値をほぼ説明していることがわかる。また、解析結果を見ると、2つの帯板の剛性差が大きくなるほど、剛性の高い方の梁に生ずる曲げモーメントが大きくなることがわかった。

5. ケーススタディ

実際に近接施工された互いに剛性のことなる橋梁基礎でもつ橋脚を例に、その検討を行った。計算に用いた地盤は、沖積砂層、粘性土層、洪積砂層、粘性土層、砂れき層の計5層からなる。各土層の

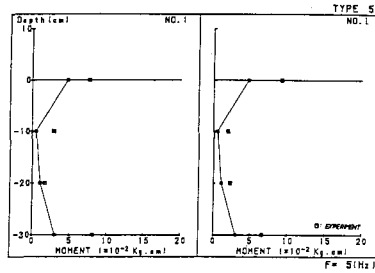


図4 試験体に発生する最大曲げモーメント

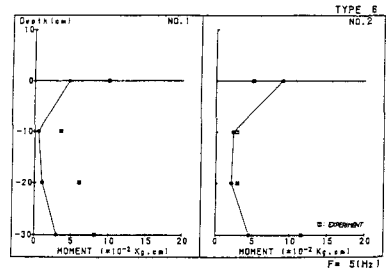


図5 試験体に発生する最大曲げモーメント

土質定数を表2に示す。また、基盤に人力した地震波は、EL-Centro地震波で得られた波形を最大加速度150galとして用いた。計算結果の一例として、それぞれの橋脚先端における時刻歴加速度応答を示したものが図6及び7である。図6は、同じ剛性をもつ基礎を建設した場合の図で、この場合には、両橋脚の先端に生じる加速度（実線と破線）は、同位相となっていることがわかる。一方、図7は、両者の剛性差が大きい場合の図で、実線は、ケーソン基礎を、破線は、杭基礎をそれぞれ表している。この図をみると、両橋梁基礎の剛性差が大きい場合には、橋脚上端の加速度には、著しい位相のずれが見られ、この場合に両橋脚の上端が互いに近付いたり離れたりする現象が生じる可能性を示している。また、表3および4は、地震前後の地盤のせん断弾性係数の変化率を示したものである。表3は、両橋梁基礎の剛性が等しい場合、表4は剛性差が大きい場合である。これらの表より両橋梁基礎の剛性差が大きい場合には、剛性差が等しい場合に比べ両橋梁基礎間の土がかなり乱されていることがわかる。この結果両橋梁基礎間の土は強度の低下が予想され、地震後または、地震最中に両橋梁基礎が偏土圧により内側に倒れ込んだり外側に倒れることも考えられる。

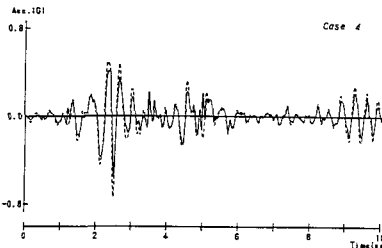


図6 橋脚先端における時刻歴加速度応答

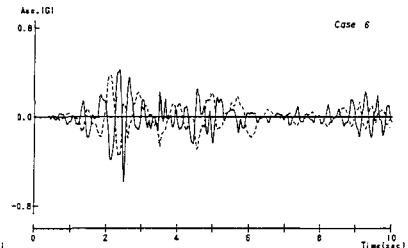


図7 橋脚先端における時刻歴加速度応答

表2 解析地盤モデルと土質定数

工費 記号	層 号	層 厚 m	容重 γ t/m ³	弾性定数 Vs m/sec	せん断弾性係数 Gs t/m ²
④	1	1	1.70	150	3903
	2	2			
④	2	3	1.60	100	1633
	4	4			
⑤	3	5			
	6	6	1.85	290	15876
	7	7			
⑤	4	8	1.80	220	8890
⑤	5	9	2.15	400	35102

表3 地盤のせん断弾性係数の変化率

10.88	10.07	27.78	24.48	10.10	11.09
5.74	7.28	17.02	17.02	7.28	5.74
0.01	10.10	27.46	28.68	9.98	6.46
7.23	12.60	28.72	26.68	12.12	7.10
23.61	29.43	24.98	47.42	30.22	33.12
23.01	31.68	23.74	49.14	31.21	23.46
11.22	26.17	23.72	22.44	33.93	29.28
10.43	20.07	32.28	33.98	19.22	12.66
4.80	22.25	24.22	28.07	22.27	45.08

表4 地盤のせん断弾性係数の変化率

10.43	10.02	14.27	14.17	10.19	10.79
5.43	7.23	9.19	10.53	7.23	5.67
6.48	10.04	17.25	13.72	9.88	6.43
7.23	12.68	12.72	15.74	12.12	7.04
24.84	28.91	32.12	28.36	30.14	24.13
23.48	31.93	28.53	27.78	31.43	22.88
11.44	26.33	42.47	42.78	34.32	20.91
10.43	20.92	22.59	26.78	19.22	12.10
4.80	24.02	22.72	75.82	22.98	45.92

6. 結論

既設橋梁に近接して新たな橋梁を建設する場合には、地震時の橋脚相互の挙動を考えるとできるだけ同一の剛性をもつ基礎を用いる事が望ましい。しかし、やむを得ず互いに振動特製の異なる橋梁基礎を施工しなければならない場合には、施工段階はもとより施工後についても地震時の挙動を十分に検討することが必要と思われる。