

I-772

浮島ジャンクションにおける高架構造物の耐震検討

首都高速道路公団 正会員 白鳥 明 桜井 順

1. はじめに

川崎市の浮島埋立地に建設される浮島ジャンクション（以下：浮島JCT、図-1）は、高速湾岸線、東京湾横断道路および川崎縦貫線等の主要幹線を接続し、高架、半地下、トンネル等の構造物が輻輳する変形タービン型の複雑な構造になっている。浮島JCT内に建設される高架橋のほとんどは多径間連続の鋼床版箱桁橋で、ランプの特性から曲線や分岐部を有するものが多い。また、建設地が極軟弱地盤で、基礎地盤面が地表面下約70mと深い等の特徴があるため、動的解析を行って地震動特性を検討している。その結果、設計上考慮すべき桁端移動量が発生することが確認され、本検討ではこの移動量を反映させた耐震設計方法について提案したものである。

2. 解析方法

2-1 解析モデル

解析モデルには、浮島JCT内の高架橋として代表的な分岐部、曲線部を有する4径間連続鋼床版箱桁橋（SA-GHランプ、図-2）を選んだ。図中A1およびA2は橋台、P4は他橋梁との橋脚上での掛け違い部である。またA1、A2橋台およびP4橋脚はフーチング基礎、P1、P2およびP3橋脚は鋼管矢板基礎である。

2-2 地震応答解析

解析は、加速度応答スペクトル法および時刻歴応答解析により行った。前者では、地盤の影響を検討するため地盤モデルの有り無しのそれぞれについて解析を行った。後者では、主桁移動量、橋脚基部断面力、隅角部断面力、基礎の安定に着目し検討を行った。

また、入力地震動は、浮島地区の地震観測結果をもとに検討した。浮島地区の地震動特性は、図-3に示すように、震央距離の遠い地震に対して加速度応答スペクトルの応答値が周期2.0sec程度まで低下しない傾向であるため、道示に記載されている標準加速度応答スペクトル（Ⅲ種地盤）の応答値の下降始点1.5secを2.0secとしたものを入力地震動の目標値とした。入力波形には、1992.2.2東京湾地震を選び、目標値に適合するように振幅調整し、加速度応答スペクトル法の入力地震動とした（図-4）。また、重複反射理論により、各基礎基盤面における波形を推定し、これらの応答スペクトルの平均値に近似している1A橋台位置での波形を時刻歴応答解析の入力地震動とした。

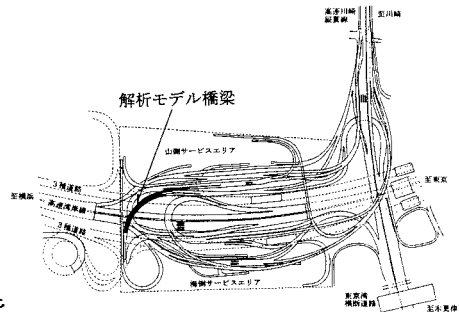


図-1 浮島ジャンクション全体図

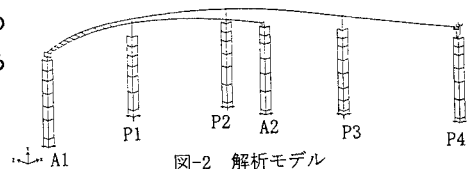


図-2 解析モデル

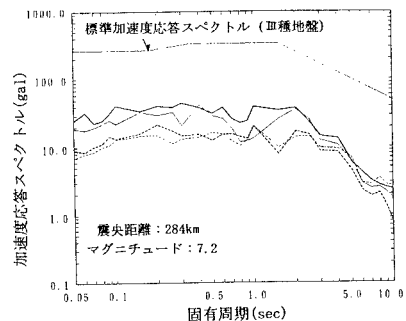


図-3 八丈島東方沖地震の加速度応答スペクトル

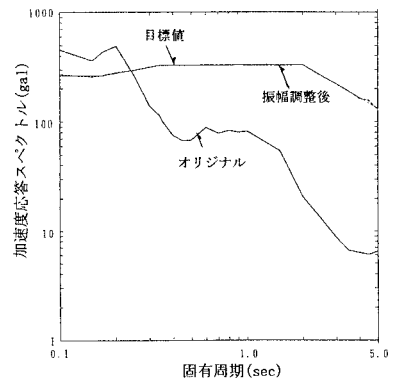


図-4 東京湾地震の加速度応答スペクトル

3 解析結果

3-1 加速度応答スペクトル法

各次応答を比較した結果、地盤の振動モードによる応答値の応答値全体に占める割合が大きくなっていることがわかった。また、地盤マスのモデル化の有無で比較すると、応答値の中には2倍程度の差が現れているところもあり（表-1）、地盤の影響が大きいことが確認された。

3-2 時刻歴応答解析

橋脚基部・天端・隅角部の応力度および基礎の安定という点では耐震上特に問題となる結果とはならなかった。しかし、主桁移動量は静的解析による設計で想定した移動量の2倍近い値となり（表-2）、対策を講じる必要がある結果となった。

4. 地震時桁端移動量の設計上の取扱い

本検討のなかで、ゴム支承の使用や地盤改良による移動量の低減効果は期待できないという結果を得ている。また、解析は、道示に記載されている地震動を目標値としており、このレベルで構造物同士の衝突が起らないように桁端移動量の耐震設計上の取扱いについて提案した。

浮島JCT内の高架橋は、表-3に示すような3種類の構造系に分類することが出来る。この構造系ごとに桁端部の移動量を算出し、支承、桁落下防止装置、桁遊間を設計するというものである。構造系1は、連続桁橋が橋台に載っている形式、構造系2は、橋脚上での桁の掛け違い形式、構造系3は、桁同士の掛け違い形式である。

5. まとめ

今回提案した方法により、解析モデルとした橋梁について移動量を算出した結果を表-4に示す。これより、本設計方法にて算出した値が動的解析によって得られた移動量を十分カバーしていることが確認できた。

本検討の結果より、軟弱地盤においては桁端移動量が設計上問題となり、ゴム支承や地盤改良によって移動量の低減を図ることは困難であると考えられるため、地盤および構造物の地震動特性の検討から、構造形式ごとの地震時挙動に適応した設計を行うことは有効であると考えられる。

表-1 地盤モデルの有無による比較（X方向）

着目名 (P3)	単位	地盤付きモデル		基部固定モデル	
		RMS	CQC	RMS	CQC
N-P3	tf	111.4	63.6	40.4	44.5
QY-P3	tf	529.2	220.5	165.4	175.4
QZ-P3	tf	259.2	175.7	103.9	103.1
MY-P3	tf・m	3806.0	1465.9	1115.9	1207.3
MZ-P3	tf・m	2970.2	2068.9	1235.7	1270.2

表-2 桁端移動量の比較（A2）

活荷重	橋軸方向		橋軸直角方向	
	+			
	+	12.3	0.2	
	-	-9.2	-0.1	
温度	+30℃	13.9	0.2	
地震	静的解析	±46.9	±4.7	
	動的解析	±104.7	±3.8	
設計	+	26.3	0.4	
移動量	-	-23.1	-0.3	
	合計	49.4	0.7	

表-3 桁端移動量の耐震設計上の扱い

	構造系1	構造系2	構造系3
構造系概図			
ジョイント	温度荷重 (±30℃)	温度荷重 (±30℃)	温度荷重 (±30℃)
想定			
状態	温度変化による変位 (±15℃)	温度変化による変位 (±15℃)	温度変化による変位 (±15℃)
支承	温度荷重 (±15℃) + 系1の支承変位 (橋基部固定・費度法で算出) + 系2の支承変位 (地盤付き動的解析の 地盤応答解析結果=12cm)	温度荷重 (±15℃) + 系1の支承変位 (橋基部固定・費度法で算出) + 系2の支承変位 (地盤付き動的解析の 地盤応答解析結果=12cm)	温度荷重 (±15℃) + 系1の支承変位 (橋基部固定・費度法で算出) または 温度荷重 (±15℃) + 系2の支承変位 (橋基部固定・費度法で算出)
桁橋防止構造 けた遊間	または 温度荷重 (±30℃) のうち最大となる変位の荷重組合せを用いる	または 温度荷重 (±30℃) のうち最大となる変位の荷重組合せを用いる	または 温度荷重 (±30℃) のうち最大となる変位の荷重組合せを用いる

表-4 設計移動量と動的解析結果の比較（単位：cm）

桁端部位置	荷重組合せ①	荷重組合せ②	動的解析 主桁変位	動的解析 主桁変位 +温度±15	動的解析 主桁変位 +温度±30
A1	20.2	4.2	13.5	15.6	17.7
P4	17.2	4.6	11.9	14.2	16.5