

平面曲線を有する複合斜張橋の設計

(その2：大規模地震時における下部工の耐震設計)

山口県宇部小野田湾岸道路建設事務所 山田文彦 大日本コンサルタント(株) 正○友光宏実
山口県 砂防課 長井治明 同上 正 吉澤 努
同上 正 板橋啓治

1. はじめに

栄川橋梁は、宇部湾岸道路が宇部市内で航路を有する河川を横過する橋梁で、線形、航路、施工条件等が橋梁計画において非常に厳しい制約となり、不等径間の曲線斜張橋として設計された。本構造は、地震時の挙動が複雑であり、動的解析により下部工の耐震設計を行った。特にP2橋脚は、橋に作用する地震時の慣性力のほとんどを負担する構造となっており、かつ橋軸方向の地震力に対して塑性化し、エネルギー吸収を行う構造としている。そこで、橋脚柱部を弾塑性梁要素でモデル化し、その非線形挙動を考慮して動的解析による耐震設計を実施した。

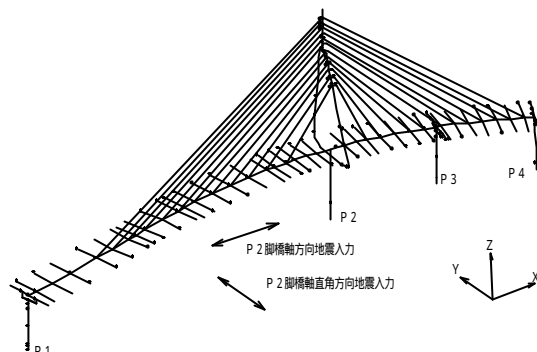


図-1 解析モデル図

2. 耐震設計上の目標性能

本解析において下部工の耐震目標性能を以下のように設定した。

- 1)震度法レベル：損傷なし 震度法による静的な解析により、部材の応答が弾性範囲であることを確認する。
- 2)地震時保有水平耐力法レベル：軽微な損傷にとどめ、比較的短時間で修復可能とする。特にP2橋脚の柱基部は、海中中であるため、ひび割れが残留する程度の損傷レベルにとどめ海水の侵入を最小限にとどめること、また常時偏心荷重が作用しているため、過大な塑性変形は予期せぬ破壊形態につながる恐れがあることなどから、応答塑性率が $\mu=2$ 以下となるよう設定した。

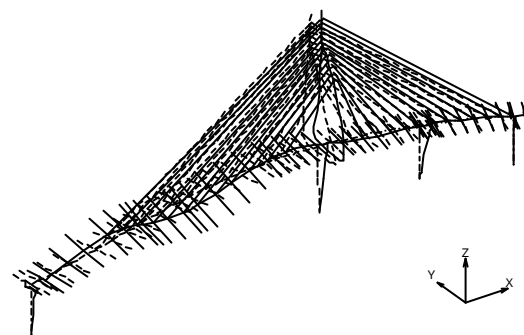


図-2 5次モード（橋軸方向）

3. 振動特性

固有値解析の結果のうち、表-1に1次から10次モードの固有周期と主要3成分の有効質量比（ U_x, U_y, U_z ）を示す。

橋軸方向（ U_x ）の卓越モードは、図-2に示す5次モード（ $T=0.73\text{sec}$ ）でP2橋脚の橋軸方向へのモード性状となっている。

橋軸直角方向（ U_y ）の卓越モードは、図-3に示す6次モード（ $T=0.61\text{sec}$ ）で主桁水平方向のモード性状となっている。

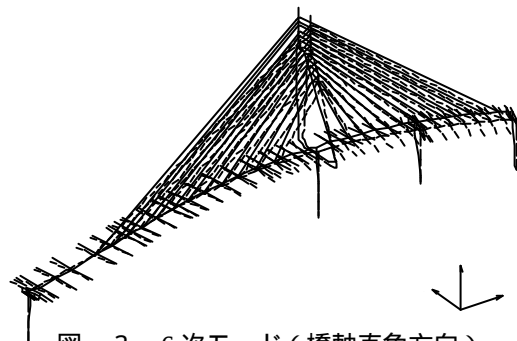


図-3 6次モード（橋軸直角方向）

4. 入力地震波

入力地震波は、「道路橋の耐震設計に関する資料」（日本道路協会、平成9年3月）に示された時刻歴応答解析用標準加速度波形から、種地盤用タイプ 地震動3波を用いた。なお、当該地域は地域区分Cに該当するため、これらの波形に地域補正係数 $C_z=0.7$ を乗じて入力した。

表-1 固有振動特性

モード	固有周期 T (sec)	振動数 f (Hz)	減衰 定数 hi	有効質量比(%)			累積有効質量比(%)		
				U_x	U_y	U_z	U_x	U_y	U_z
1	1.917	0.522	0.022	0.1%	0.0%	7.2%	0.1%	0.0%	7.2%
2	1.091	0.916	0.096	0.0%	10.9%	0.0%	0.1%	10.9%	7.2%
3	0.957	1.045	0.051	3.0%	0.0%	0.3%	3.1%	10.9%	7.5%
4	0.756	1.323	0.066	3.5%	0.4%	0.0%	6.6%	11.3%	7.5%
5	0.732	1.366	0.180	47.2%	1.8%	0.1%	53.8%	13.1%	7.6%
6	0.608	1.644	0.192	4.0%	52.4%	0.0%	57.8%	65.5%	7.6%
7	0.576	1.737	0.170	0.8%	0.5%	0.0%	58.6%	66.0%	7.6%
8	0.545	1.836	0.167	5.5%	0.8%	0.0%	64.1%	66.8%	7.6%
9	0.531	1.885	0.079	1.4%	0.0%	1.4%	65.5%	66.8%	9.0%
10	0.464	2.156	0.174	0.6%	3.2%	0.0%	66.1%	70.0%	9.0%

Key Word 複合斜張橋、動的応答解析、非線形、SRC橋脚

連絡先 埼玉県越谷市七左町5-1 TEL0489-88-8123 FAX0489-88-8136

5．非線形部材のモデル化

P 2 橋脚は、主塔構造との取り合い、荷重規模等の条件から S R C 構造を採用しており、鉄骨構造を R C 換算して P - δ 関係を算出した。ここで、文献 1) に示される実験結果と、ファイバーモデル解析との比較を行い、鋼材を鉄筋換算する部材の非線形挙動を比較的精度よく再現できることを確認した。図 - 4 に示す通り、本橋脚の場合ファイバーモデルと M - ϕ モデルを比較して、ファイバーモデルの方が約 3 % 高めの耐力となり、R C 換算による M - ϕ モデルの方が安全側の設計となる事が判明した。

6．耐震固定条件の検討

地震時保有水平耐力法レベルの地震動（タイプ：橋軸方向）を考慮した場合、P 2 橋脚（剛結固定）1 基で地震時慣性力に弾性抵抗する構造は、P 2 橋脚柱及び基礎が大規模となり、非現実的な結果となることから、P 3 橋脚もダンパー支承によって地震時固定点として、水平力を分担させる構造系を採用した。さらに、地震エネルギーを吸収し地震時荷重の低減を図るため、P 2 橋脚及び P 3 橋脚の塑性化を許容する構造系で、最適な橋脚断面（形状、鋼材料）の比較検討を行った。P 2 橋脚は Case1 ~ 4（幅 7.0 m ~ 7.5 m、鋼材量 1.0, 1/2, 1/3）、P 3 橋脚は Case5 ~ 8（幅 3.0 ~ 4.5 m）を変化させて比較を行った。この結果、表 - 3 に示すように、P 2 橋脚基部曲げモーメント及び応答塑性率が許容値内に入り、経済性にも優れる橋脚形状の組み合わせ Case4 - 7（図 - 5 参照）を採用した。

7．まとめ

本解析によって、地震時保有水平耐力レベルの耐震設計を斜張橋に適用し、大規模地震時の耐震目標性能を満足する下部構造の最適形状を採用することができた。

表 - 2 検討ケースの諸元

P 2 橋脚				P 3 橋脚			
C A S E	支承条件	柱幅	鋼材量	C A S E	支承条件	柱幅	鉄筋量
基本	剛結	8.0m	1.0SRC	基本	可動	3.0m	D51-2段
Case1	剛結	7.0m	1.0SRC	Case5	固定	3.0m	D51-2段
Case2	剛結	7.0m	1/2SRC	Case6	固定	3.5m	D51-2段
Case3	剛結	7.5m	1/2SRC	Case7	固定	4.0m	D51-2段
Case4	剛結	7.5m	1/3SRC	Case8	固定	4.5m	D51-2段

表 - 3 動的解析結果による断面力比較

	条件		基部曲げモーメント		基部せん断力		応答塑性率	
	P 2 橋脚	P 3 橋脚	P 2 橋脚 KNm	P 3 橋脚 KNm	P 2 橋脚 KN	P 3 橋脚 KN	P 2 橋脚	P 3 橋脚
基本ケース	剛結	可動	3,517,190	189,308	130,589	13,620	-	-
Case1-6	CASE 1	CASE 6	2,970,530	686,846	128,500	37,340	1.103	1.067
Case2-6	CASE 2	CASE 6	2,147,340	692,343	100,969	35,688	1.447	1.159
Case3-6	CASE 3	CASE 6	2,222,900	697,281	105,839	36,807	1.444	1.274
Case4-5	CASE 4	CASE 5	1,907,480	578,123	94,581	29,681	1.803	1.148
Case4-6	CASE 4	CASE 6	1,898,510	698,391	94,949	35,701	1.699	1.304
Case4-7	CASE 4	CASE 7	1,884,190	811,597	95,020	43,585	1.548	1.236
Case4-8	CASE 4	CASE 8	1,902,790	928,474	96,472	50,276	1.748	1.223

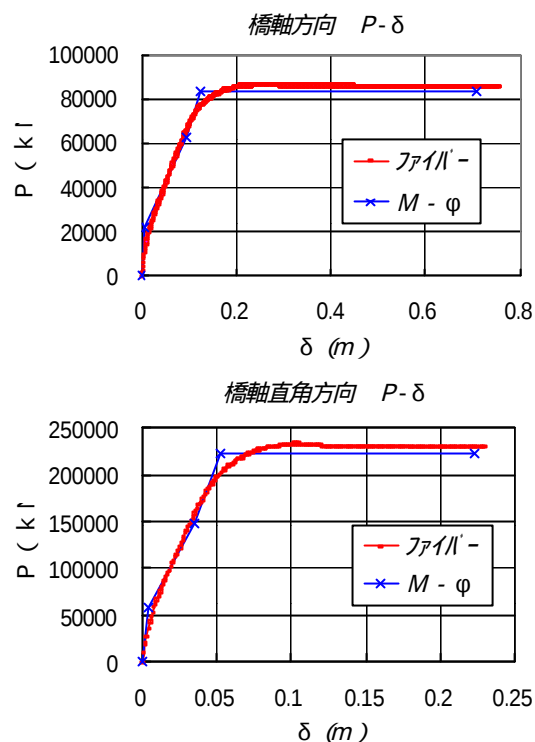


図 - 4 ファイバーモデル P - δ 比較

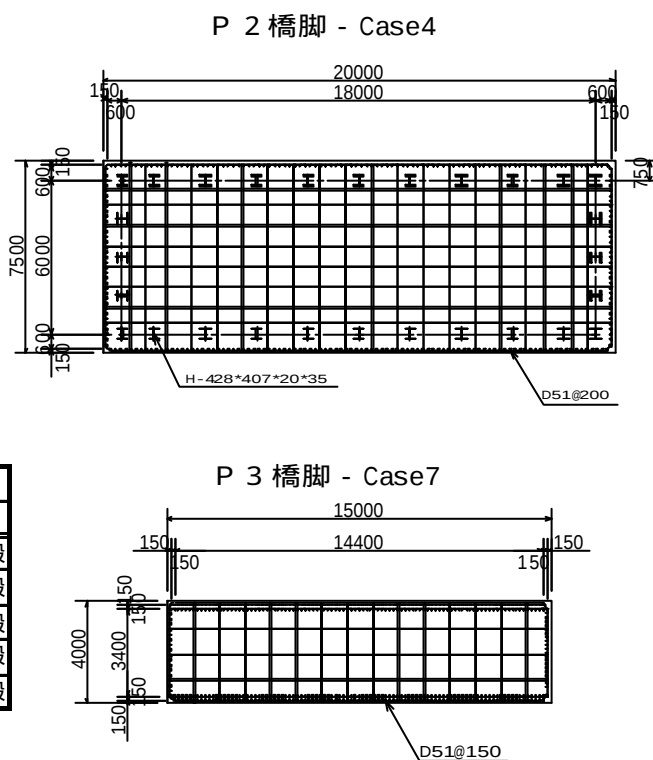


図 - 5 橋脚基部形状

参考文献 1)

土木研究所資料第 3352 号

「合成構造の耐震設計法の開発に関する研究（その 1）」