

十字平面形状を有する高架橋の耐震設計事例

○藤田 悟司¹・竹田 英司²・坪村 健二¹・山口 英治³

¹正会員 中央復建コンサルタンツ株式会社 橋梁系グループ
（〒533-0033 大阪市東淀川区東中島4丁目11番10号）
²非会員 大阪市建設局 街路部 立体交差課
（〒559-8558 大阪市住之江区南港北1丁目14番16号WTCビル11階）
³工修 中央復建コンサルタンツ株式会社 橋梁系グループ
（〒533-0033 大阪市東淀川区東中島4丁目11番10号）

1. はじめに

対象橋梁は、交差条件・施工条件よりやむなく交差点そのものを立体構造とし、鉄道を横過する必要性があった。このため「交差点そのものを取り込んだ十字平面形状を有する高架橋」として設計を実施した。

本橋設計施工上の問題点として以下のものがあつた。

- ・ 元々、海上部に埋め立てされ作られた大規模埋め立て地であり、このため表層より20～30mがN値5未満の超軟弱層であること。
- ・ 本橋には数多くのライフラインが添架されることとなっており、その設置に支障のない構造とする必要があること。

上記の問題点と十字平面形状である点を考慮し、耐震設計について以下の設計方針を立てることとした。

- i. 設計は2次元モデルの非線形静的解析で実施する。
- ii. 最終的には3次元モデルの非線形動的解析を行い、耐震設計上の安全性を検証する。
- iii. 支承は十字形上である点より全方向可動の水平反力分散支承を採用するが、ライフラインの設置を考慮し、地震時の変形量に対応できる方策を考える。

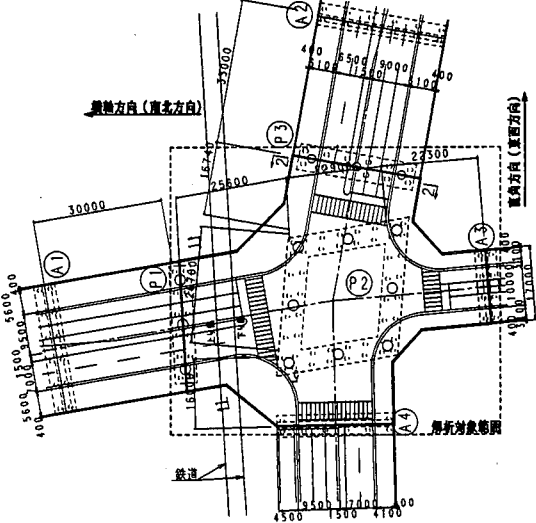
以上の設計方針他にに基づき設計を行った。以下、耐震解析の手順、方法、結果について、記述し本橋の耐震性について報告する。

2. 対象モデル橋梁

対象とした橋梁は、交差点下に鉄道が横断することから交差点そのものを高架橋とし、中央支間が23.00m(南北方向)・26.50m(東西方向)の十字平面形状を有する3径間連続鋼床版鈑桁橋とした。なお交差点部の橋脚（P2橋脚）上の中間支点横桁は、箱桁形式とした。

表－1 対象橋梁の構造諸元

橋 種	3径間連続鋼床版鈑桁
橋 長（ 南 北 ）	71.300m
橋 長（ 東 西 ）	59.640m
支 間 長（ 南 北 ）	25.100+23.000+22.200
支 間 長（ 東 西 ）	15.900+26.500+16.240
有効幅員（標準）	29.200m
橋 脚 工	柱式橋脚（3柱式）
基 礎 工	鋼管杭（φ1,200） Ⅲ種地盤（超軟弱地盤）



図－1 対象橋梁平面図

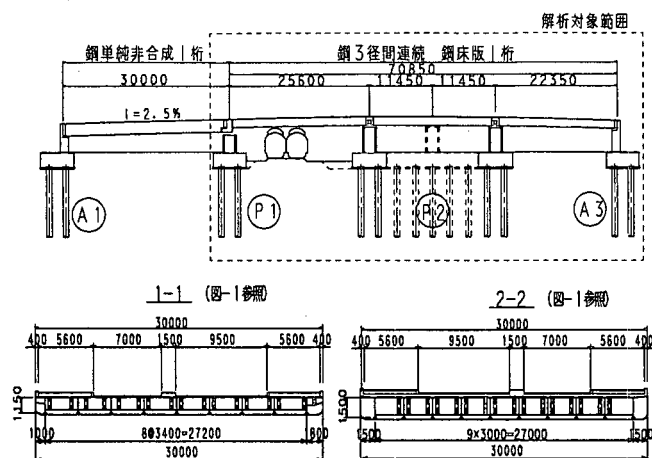


図-2 対象橋梁側面（南北方向），断面図

3. 非線形静的解析（地震時保有水平耐力法）

非線形静的解析（地震時保有水平耐力法）によって設計された橋脚配筋は表-2に示す通りとなる．解析結果はP1・P3橋脚ごとに表-3，4に示す．これらを使用し動的解析の安全性の照査を行う．

表-2 橋脚配筋

	P1	P3
高h(m)	2.90	3.04
径φ(m)	2.50	2.50
主鉄筋	D22-56本：1段	D29-52本：1段
帯鉄筋	D19-ctc150	D19-ctc150

表-3 地震時保有水平耐力結果（P1：タイプII）

	解析方向	橋軸	直角
	破壊形態	曲げ破壊	曲げ破壊
保有耐力照査	保有水平耐力 Pa	3679.0	2370.9
	許容塑性率 μ_a	4.825	5.716
	等価水平震度 khe	0.670	0.670
	等価重量 W	2722.4	2722.4
	$khe \times W$	1824.0	1824.0
	判定	○	○
残留変位照査	残留変位 δ_r	0.016	0.326
	許容残留変位 δ_{ra}	2.900	4.500
	判定	○	○

表-4 地震時保有水平耐力結果（P3：タイプII）

	解析方向	橋軸	直角
	破壊形態	曲げ破壊	曲げ破壊
保有耐力照査	保有水平耐力 Pa	5132.6	2326.8
	許容塑性率 μ_a	3.538	4.096
	等価水平震度 khe	0.640	0.630
	等価重量 W	3808.8	3612.8
	$khe \times W$	2437.6	2276.1
	判定	○	○
残留変位照査	残留変位 δ_r	0.012	1.192
	許容残留変位 δ_{ra}	3.040	5.940
	判定	○	○

4. 非線形動的解析概要

震度法および先に述べた地震時保有水平耐力法によって設計を行った構造に対して，3次元の非線形動的解析を実施することにより大規模地震時における安全性の照査を行った．

(1) 解析モデルおよび解析条件

解析モデルは，図-3に示すように橋梁全体系を梁要素およびバネ要素を用いて行った．モデル化は以下に示す通りである．

- ・橋脚における塑性ヒンジは設置しないものとした．
 - ・P2橋脚部における基礎バネは，剛性が大きいことから固定とした．
 - ・対象橋梁の形状は，十字形状を有していることから，橋梁に対して，軸・直方向の定義が存在しないため，南北方向を橋軸方向，東西方向を直角方向として定義した．
 - ・ゴム支承部は，地震時保有耐力法（タイプII）の計算により算出される合成バネ定数を使用した．
- 解析条件は，表-5に示す．

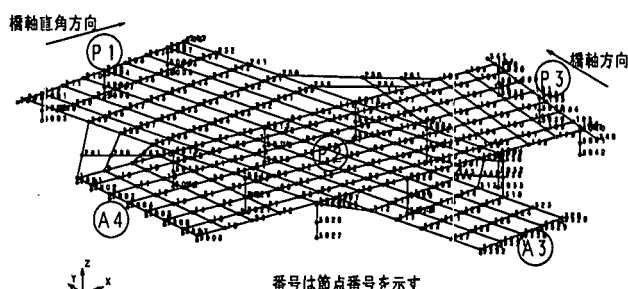


図-3 解析モデル

表-5 解析条件

項目	解析条件
解析手法	非線形時刻歴応答解析（直接積分法）
積分方法	Newmarkのβ法（β=1/4）
構造部材	上部構造：線形梁要素 分散支承：非線形せん断バネ 橋脚：非線形梁要素 橋台：線形梁要素 基礎バネ：線形バネ
骨格曲線と履歴法則	分散支承：バイリニア 橋脚：M-φトリニア，修正武田型 基礎バネ：非線形弾性型
減衰定数	上部工：0.02，分散支承：0.00 橋脚：0.02，橋台：0.05 基礎：0.1
減衰マトリクス	Rayleigh減衰マトリクス
入力地震動	道路橋示方書V，タイプI，II地震動 III種地盤用標準波形（3波形）

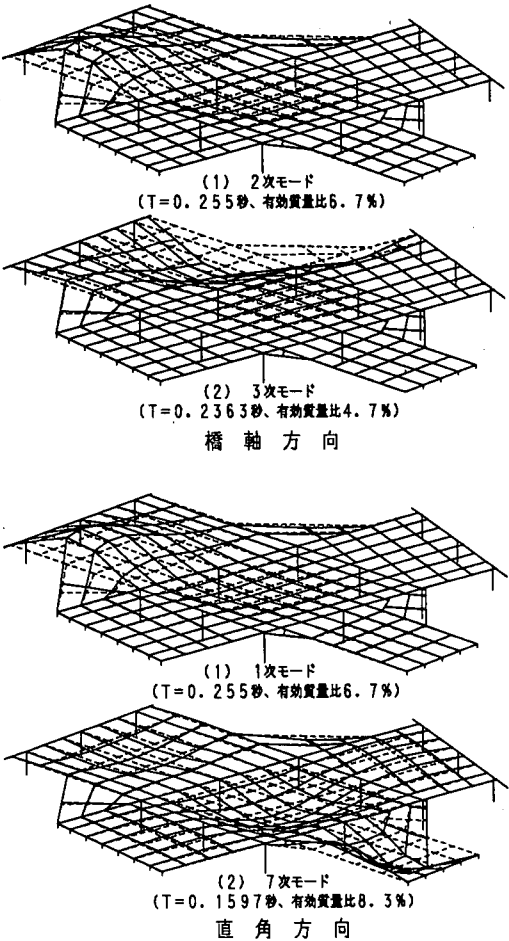
(2)固有振動解析

固有振動解析は、ハウスホルダー法を用いて、振動特性の把握と減衰マトリクスを設定を目的として行った。動的解析時に使用する減衰マトリクスは、卓越振動モードから係数を設定したRayleigh減衰を使用した。表－6に固有振動解析結果・図－4に卓越振動モード図を示す。

固有値解析の結果、対象橋梁は軟弱地盤上に構築されている構造物であるが、非常に橋脚高が低い上に橋脚剛性が比較的高いことから、短周期の橋梁として位置付けられる。

表－6 固有振動解析結果(橋軸方向結果)

モード 次数	固有 周期 (sec)	刺激係数			有効 質量比 (%)
		X方向	Y方向	Z方向	
1	0.334	-3.919E-01	-2.986E+00	-8.155E-15	0.00
2	0.255	-1.892E-16	3.187E-16	1.952E+01	6.70
3	0.236	6.928E-15	-3.200E-15	-1.631E+01	4.70
4	0.219	-5.140E-16	5.183E-17	-5.056E+00	0.50
5	0.197	-2.288E-15	7.211E-16	-9.833E+00	1.70
6	0.179	-4.215E-16	-1.614E-16	3.254E+00	0.20
7	0.169	3.176E-16	-1.656E-16	1.072E+01	2.00
8	0.160	1.894E-15	8.999E-16	-2.171E+01	8.30



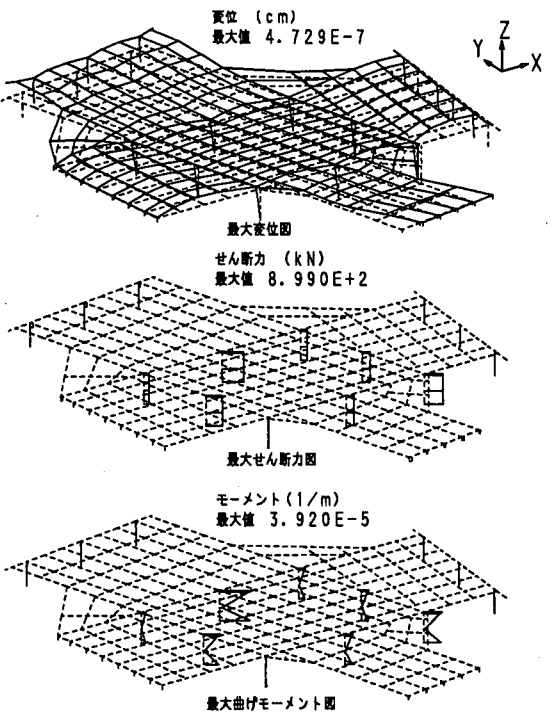
図－4 固有振動モード図

(3)動的解析

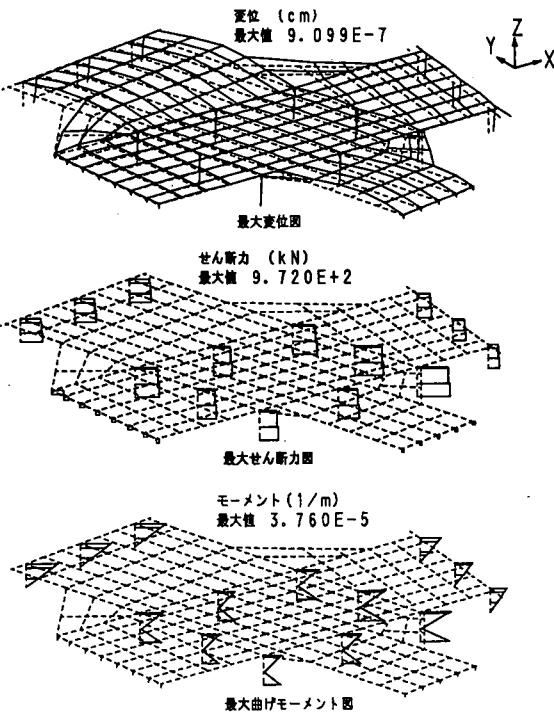
解析は、タイプⅠ・タイプⅡ地震動とも標準波形の6ケースの解析を実施したが、ここでは最大応答を示すタイプⅡ-1の結果を報告する。

標準波形による解析で得られた最大応答図を図－5、6に示す。

x, y方向のいずれの地震波に対して、いずれの照査項目に関しても非常に小さな値しか生じていない。



図－5 橋軸方向 最大応答図



図－6 橋軸直角方向 最大応答図

表－7 照査結果（P2橋脚）

解析方向	節点番号	残留変位 (cm)			曲率 (1/m)				せん断力 (kN)		
		応答値	許容値	判定	応答値	終局	許容値	判定	応答値	許容値	判定
		$\delta_{\max}$	δ_a		$\phi_{\max}$	ϕ_u	ϕ_a		Smax	Ps	
橋軸	5015	8.1E-11	4.3E+10	○	3.8E-05	1.6E-02	1.1E-02	○	8.7E+02	5.3E+03	○
	5030	8.3E-11	4.3E+10	○	3.3E-05	1.6E-02	1.1E-02	○	7.8E+02	5.3E+03	○
直角	5021	6.8E-11	4.3E+10	○	1.7E-05	1.6E-02	1.1E-02	○	8.4E+02	5.3E+03	○
	5024	4.1E-11	4.3E+10	○	2.0E-05	1.6E-02	1.1E-02	○	1.3E+02	5.3E+03	○

表－8 照査結果（P1橋脚）

解析方向	節点番号	残留変位 (cm)			曲率 (1/m)				せん断力 (kN)		
		応答値	許容値	判定	応答値	終局	許容値	判定	応答値	許容値	判定
		$\delta_{\max}$	δ_a		$\phi_{\max}$	ϕ_u	ϕ_a		Smax	Ps	
橋軸	5006	2.0E-08	2.9E+00	○	1.8E-05	2.0E-02	1.4E-02	○	5.8E+02	5.1E+03	○
直角	5006	3.2E-08	2.9E+00	○	1.5E-05	2.0E-02	1.4E-02	○	9.3E+02	5.1E+03	○

表－9 照査結果（P3橋脚）

解析方向	節点番号	残留変位 (cm)			曲率 (1/m)				せん断力 (kN)		
		応答値	許容値	判定	応答値	終局	許容値	判定	応答値	許容値	判定
		$\delta_{\max}$	δ_a		$\phi_{\max}$	ϕ_u	ϕ_a		Smax	Ps	
橋軸	5039	2.9E-08	3.0E+00	○	2.4E-05	1.7E-02	1.2E-02	○	7.2E+02	5.9E+03	○
直角	5039	2.4E-08	3.0E+00	○	3.7E-05	1.7E-02	1.2E-02	○	5.8E+02	5.9E+03	○

5. 耐震性能照査結果

表－7，8，9にP2橋脚およびP1・P3橋脚の照査結果を示す。照査項目は、変位・曲げモーメント・せん断力とした。橋軸方向、直角方向ともどの橋脚に関しても、軟弱地盤であるにもかかわらず、許容値に対し非常に余裕がある結果となり、充分な耐震性能が確保されている。また、支承・ライフラインについても安全性が確認できた。

これは十字平面形状の上部工であり、鋼床版桁としては比較的剛性が高いこと、またP2橋脚の橋台部が一体となっており非常に剛性の高い構造となっていること、また、いずれの橋脚高も低く揺れ難い構造となっていることなどが原因であると考えられる。

6. まとめ

上記の解析を通して十字平面形状を有する高架橋の耐震安全性に大きく影響を及ぼす橋脚に対しては十分な耐震性が確保できている結果となった。

鉄道上に建設される橋梁は耐震性、特に重要性の高い橋梁であり、震災直後においても限定された損傷にとどめた状態で利用できることが望まれる。今回のケースでは非常に剛性の高い橋梁となっているため、上述の機能を十分確保することが可能であった。

今後、本橋と同様な十字平面形状を有する高架橋

を架ける場合には、地震波に対して非常にバランスの取れた構造である可能性もあり、橋脚高を高くすること、橋脚底版の剛性を下げた構造への適用等が動的解析の検討次第で可能であると考えられる。

参考文献

- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1996
- (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997