

PC3径間連続エクストラード橋の非線形動的解析事例

栗根 聡¹・虫賀 恭一²・中山 裕昭³・若狭 忠雄⁴・尹 元彪⁵

¹正会員 工修 新構造技術株式会社 本社事業部 (〒136-0071 東京都江東区亀戸 1-42-20)

²正会員 名古屋高速道路公社 企画調査部（〒460-0002 名古屋市中区丸の内 2-1-36）

3 名古屋高速道路公社 工務部 (〒460-0002 名古屋市中区丸の内 2-1-36)

⁴正会員 新構造技術株式会社 技術部 (〒136-0071 東京都江東区亀戸 1-42-20)

⁵正会員 工修 新構造技術株式会社 技術部 (〒136-0071 東京都江東区亀戸 1-42-20)

1. まえがき

PCエクストラードズド橋は、PC斜張橋とPC箱桁橋の中間的な橋梁形式として、経済性および景観性などの面から近年積極的に採用される機運にある。しかしながらPCエクストラードズド橋は、設計・施工事例が少ない上、震災経験の蓄積がなく、また大規模地震時の挙動も十分明らかにされていないとは言えない状況である。

本稿では、PC3径間連続エクストラード橋の概略設計で確定したプロポーシヨナラビに部材断面に対して実施した非線形動的解析と、その結果に基づく設計事例を紹介し、エクストラード橋の大規模地震時における応答特性と耐震設計に関する考察を述べる。なお、本稿では橋軸方向の結果についてのみ報告し、橋軸直角方向の結果については割愛した。

【桥梁概要】

上部工形式：PC3径間連続エクストラードスド橋

下部工形式：RC柱式橋脚（小判形）

基礎工形式：鋼管矢板基礎 (P79、P80)

地中連續壁基礎 (P78、P81)

主 塔：独立1本柱（H=16.0m、1面吊り）

橋 長:294m

支間割：84.20m+122.34m+87.46m（目地中心）

全 幅 員：19.0m (車道部 3.250m@4 車線)

耐震設計上の地盤種別：Ⅲ種地盤

地域区分：A地域

重要度の区分：B種の橋

2. 対象橋梁の概要

対象橋梁の全体一般図を図-1に示す。また、橋梁諸元および設計条件を以下に示す。

3. 解析手法および解析モデル

(1) 解析手法

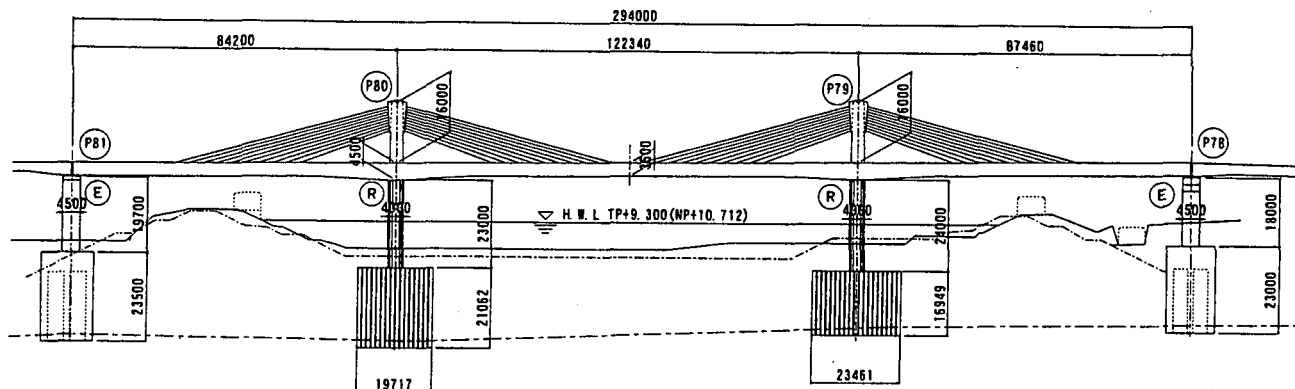


图-1 对象桥梁全体一般图

解析手法は、主塔、主桁、橋脚の非線形性を考慮した時刻歴応答解析とした。数値解析手法としては、地震による強制振動の運動方程式を直接積分して構造物の応答を求める Newmark- β 法を用いた。また、 β は $\beta=0.25$ とした。積分時間間隔は、非線形解析の解の収束性を考慮して、0.002 秒とした。

(2)解析モデル

解析モデルは、図－2に示すような平面骨組みモデルとした。モデル化に際しては、まず橋梁の各部位における非線形領域に入る部材を見極めるため、構造系全体によるプッシュオーバー解析を行い、非線形モデルとする部材を決定した。各部材のモデル化と減衰定数を表－1に示す。

表－1 部材のモデル化と減衰定数

部材	部材のモデル化	減衰定数
主塔	非線形部材（トリニア武田型）	3.0%
主桁	非線形部材（バリエア移動硬化型）	3.0%
斜材	線形部材（引張剛性のみ）	2.5%
橋脚	非線形部材（トリニア武田型）	2.0%
支承	線形バネ部材	2.0%
基礎	線形バネ部材	30.0%

入力地震波は、Ⅲ種地盤上で観測された既往の強震記録を、道路橋示方書Ⅴ編 6.3(3)に規定される標準加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振幅調整したものを用いた。また、地震動が作用する前の初期断面力は死荷重状態とした。

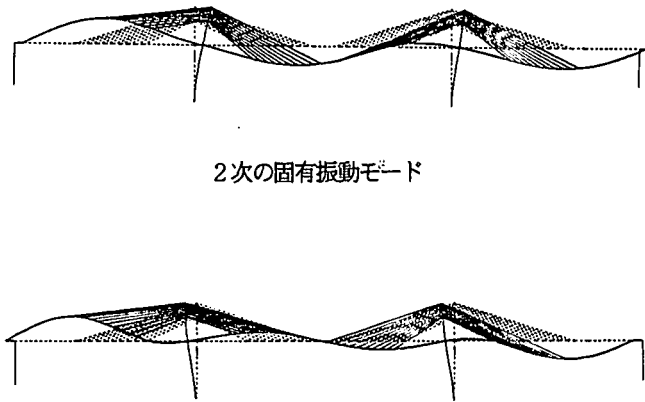
減衰としては、本橋が低次のモードの有効質量比が大きいことから Rayleigh 減衰を採用した。

4. 固有振動解析

固有値解析結果を表－2に示す。また、応答に卓越する2次と4次の振動モード図を図－3に示す。

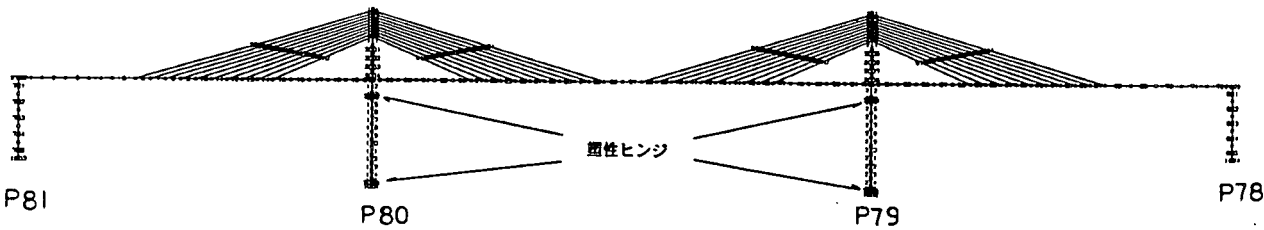
表－2 固有値解析結果

モード 次 数	固有周期 (sec)	累積有効質量比（％）	
		水平方向	鉛直方向
1	1.377	3	3
2	1.340	26	5
3	1.047	27	46
4	0.863	67	46
5	0.542	79	46



図－3 振動モード図

表－2より分かるように、本橋の1次の固有周期は1.377 秒である。同規模のサスペンデッド形式PC斜張橋の固有周期が2～3 秒程度である¹⁾のに比べて短く、固有周期の面からもPCエクストラドーズド橋が、



図－2 解析モデル

PC斜張橋とPCラーメン橋の中間的な振動特性を有していることがわかる。

5. 設計結果

エクストラードード橋のような複雑な構造系を有する橋梁では、橋梁全体あるいは各構造部材毎に地震後に要求される使用性や復旧の難易度などについて検討を行い、橋梁全体の安全性を照査する必要がある。本設計例では、それぞれの構造部材に対して限界状態を設定し、それを満足するように設計を行った。ただし、上部工は概略設計であるため、主桁および主塔については地震時に発生する応答曲げモーメントの程度と必要鉄筋量を調べる程度にとどめた。

(1) 主桁の設計

主桁の設計では、PC部材であることから道路橋示方書V編 6.4 における『じん性を期待してはならない部材』と考え、最大応答曲げモーメントが初降伏曲げモーメントを越えないことを基本とした。

図-4に応答曲げモーメントの最大値をプロットした最大応答曲げモーメント図を示す。図-4より分かるように、本橋では特にP79とP80橋脚が剛結構造となっているため、柱頭部に大きな負の曲げモーメントが発生している。



図-4 最大応答曲げモーメント図 (タイプⅡ-Ⅲ-1入力)

図-5に柱頭部断面の配筋図を示す。図中の上床版、下床版の軸方向鉄筋は、震度法レベルの設計に比べて表-3に示すように変更したものである。

曲げモーメントに対する設計結果を、図-6に示す。図-6から分かるように、側径間中央部で最大応答曲げモーメントが降伏曲げモーメントをわずかに超過している断面がある。これらの断面については、これ以上軸方向鉄筋の径を上げることは経済性および施工性の面から好ましくないため、軸方向鉄筋径を上げるこ

とは止め、主桁の最大応答曲率が次式で算出される許容曲率以下に収まっていることを照査した。

$$\phi_a = \phi_{y0} + (\phi_u - \phi_{y0}) / \alpha$$

ここに、 ϕ_a ：許容曲率

ϕ_{y0} ：初降伏曲率

ϕ_u ：終局曲率

α ：安全係数 (タイプⅠ；3.0、タイプⅡ；1.5)

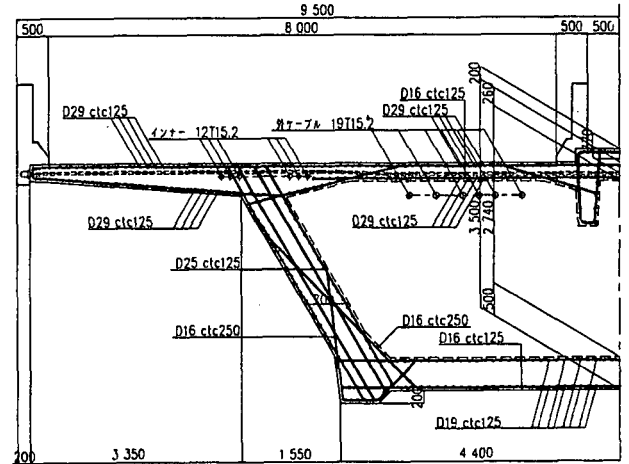


図-5 柱頭部の主桁断面詳細図

表-3 主桁の軸方向鉄筋の変更内容

	震度法による設計	動的解析による設計
上床版の軸方向鉄筋	D19c/c125	D29c/c125
下床版の軸方向鉄筋	D16c/c125	D19c/c125

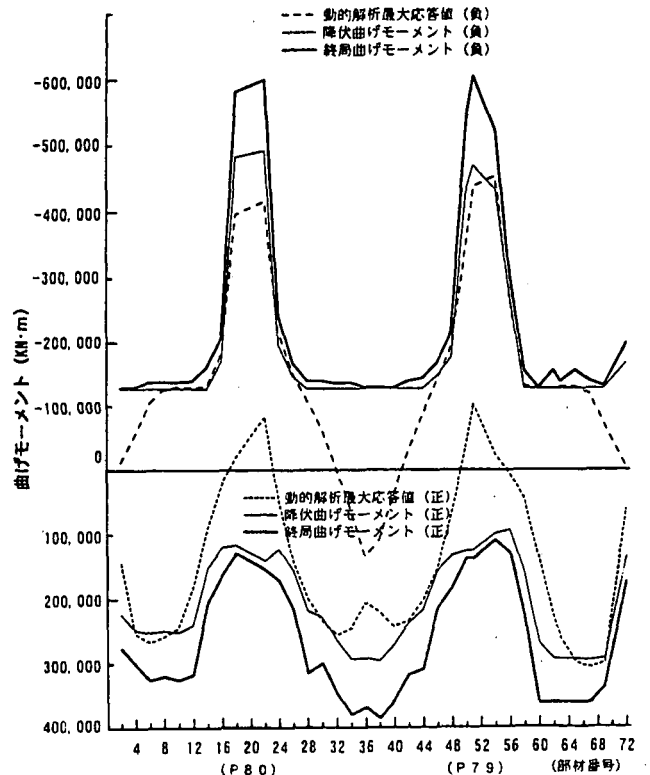


図-6 曲げモーメントに対する設計結果

(2)主塔の設計

エクストラードスド橋における一般的な主塔高は、スパンの約 1/10 程度であり²⁾、P C斜張橋に比べると低く、本橋の場合でも主塔高はH=16.0m でありスパンの約 1/8 となっている。従って、斜材ケーブルの分力は水平成分が卓越する構造であり、この水平分力により地震時には主塔基部に大きな曲げモーメントが発生することが予想される。

本設計例では、主塔は道路橋示方書V編 6.4 における『じん性を期待してはならない部材』と考え、最大応答モーメントが初降伏モーメントを越えないように設計を行った。図- 6 に主塔基部の配筋図を示す。また、主塔基部の曲げモーメントに対する設計結果を表- 4 に示す。表- 4 より、タイプ I、II のいずれの地震波に対しても応答モーメントは、初降伏モーメント以下に収まっていることが分かる。

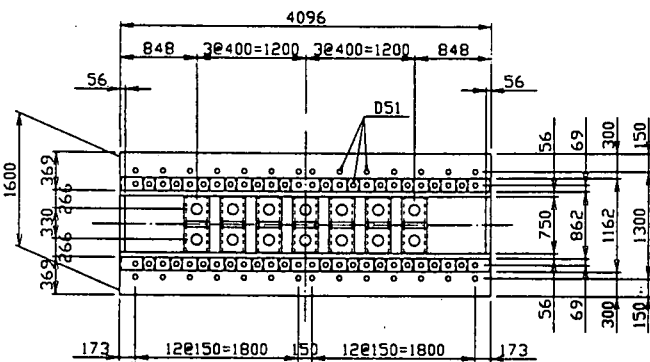


図-6 主塔基部配筋図

表-4 主塔基部の曲げモーメントに対する設計結果 (P80)

入力地震波 (3 波平均)	タイプ I	タイプ II
最大応答曲げモーメント M_d (kN・m)	232,214	234,451
初降伏曲げモーメント M_y (kN・m)	238,735	238,735
M_d/M_y	0.97	0.98

(3)橋脚の設計

橋脚は、道路橋示方書V編 6.4 における『じん性を期待して良い部材』と考え、橋脚上下端から $L_p/2$ の位置に設けた塑性回転バネの回転角が終局回転角を越えないことを設計条件とした。。

設計結果は、表- 5、表- 6 に示すように橋脚の上端、下端ともタイプ I、II いずれの地震波に対しても応答回転角は終局回転角以下に収まっている。

また、せん断力については詳細は割愛するが、各設

計断面に発生する最大応答せん断力は、全てせん断耐力以下であった。

表-5 橋脚の曲げモーメントに対する設計結果 (P80 上端)

	橋脚上端	
入力地震波 (3 波平均)	タイプ I	タイプ II
最大応答回転角 θ_d (rad)	6.979E-04	9.303E-04
降伏回転角 θ_y (rad)	1.347E-03	1.347E-03
終局回転角 θ_u (rad)	7.904E-03	1.462E-02
θ_d/θ_u	0.09	0.06

表-6 橋脚の曲げモーメントに対する設計結果 (P80 下端)

	橋脚下端	
入力地震波 (3 波平均)	タイプ I	タイプ II
最大応答回転角 θ_d (rad)	5.015E-03	5.551E-03
降伏回転角 θ_y (rad)	1.370E-03	1.370E-03
終局回転角 θ_u (rad)	7.632E-03	1.424E-02
θ_d/θ_u	0.66	0.39

7. まとめ

本論文は、道路橋示方書V編に準拠して行ったP C 3 径間連続エクストラードスド橋の非線形動的解析結果と、それに基づく耐震設計事例を示したものである。その結果をまとめると以下のとおりである。

- 1) 固有値解析の結果、本橋の 1 次の固有周期は、1.377 秒であり、同規模のサスペンデッド形式P C斜張橋とP Cラーメン橋の中間的な値となっている。
- 2) 非線形動的解析の結果、主桁には側径間中央部に初降伏モーメントを超過する曲げモーメントが発生したが、軸方向鉄筋径を D29 以上には止め、応答曲率の照査を行った。また、P Cエクストラードスド橋は主塔高が低く、斜材ケーブルの水平分力が卓越する構造であるため、大規模地震時には主塔基部に大きな曲げモーメントが発生する可能性がある。

参考文献

- 1) 大塚久哲、矢葺亘、若狭忠雄、緒方純二：地震国におけるP C長大橋の構造形式による経済合理性と構造合理性について、土木学会第 55 回年次学術講演会，2000.9
- 2) 小川篤生、本間淳史：道路橋における大偏心P Cケーブル橋、プレストレストコンクリート，Vol.39，No.2，1997