

PC5径間連続ラーメン橋の耐震設計について

荒川 弘¹・石橋 輝樹²・前原 康夫³・御園生 静栄⁴

¹新潟県三面川開発事務所 工務課 (〒958-02 新潟県岩船郡朝日村大字小川 29-3)

²新潟県三面川開発事務所 所 長 (〒958-02 新潟県岩船郡朝日村大字小川 29-3)

³正会員 八千代エンジニアリング(株) 耐震保全部 (〒153 東京都目黒区中目黒 1-10-21)

⁴正会員 八千代エンジニアリング(株) 耐震保全部 (〒153 東京都目黒区中目黒 1-10-21)

1. まえがき

従来、連続ラーメン橋のような不静定構造物は、一般に耐力および変形性能があるとされ、地震時保有水平耐力の照査を省略し、震度法のみで耐震設計がなされてきた。しかし、平成7年の兵庫県南部地震では、鉄筋コンクリートラーメン橋脚にも被災が生じ、震災後に改訂された道路橋示方書・V耐震設計編では、不静定構造物も震度法と併用して地震時保有水平耐力法の耐震設計が導入された。また、橋脚高さが30mを超える橋梁は、震度法と地震時保有水平耐力法で設計した結果を動的解析により照査するのが望ましいと位置づけている。

本報告は、橋脚高さが30m以上のPC5径間連続ラーメン橋の設計にあたり、非線形動的解析により地震時保有水平耐力法レベルの大規模地震に対する耐震性の照査を行ったので、その結果について報告する。

2. 末沢橋の概要

末沢橋は、奥三面ダムの建設に伴う付替村道の一部として計画された橋長318m、幅員7mのPC5径間連続ラーメン橋である。最も高いP3橋脚の高さは約50mであり、県内でも有数の規模を誇る橋梁である(図-1、図-2参照)。

橋脚は躯体重量の軽減を計るために中空断面とし、橋脚基部から3.50m(P1、P4)あるいは5.00m(P2、P3)のみを中実断面とした。橋軸直角方向の橋脚幅は天端から基部に行くほど広くなる変断面である。基礎形式は、直接基礎、大口径深礎杭基礎であり、地盤種別はI種地盤である。

表-1 非線形動的解析の条件

項 目	条 件
慣性力	自重、橋面、雪荷重、動水圧
減衰定数	上部構造 3%、橋脚 2%、基礎 10%
入力地震動	タイプⅠ 宮城沖地震 開北橋TR タイプⅡ 神戸海洋気象台NS 地域別補正係数 0.85 倍として入力
減衰マトリックス	Rayleigh 型 (以下のモードを一致) 橋軸 1次振動と5次振動 橋軸直角 1次振動と2次振動
履歴法則	武藤型
積分間隔	0.002sec

3. 解析モデルと解析条件

非線形動的解析の解析モデルを図-3と図-4に示す。橋軸方向は橋梁全体系のモデルであるが、橋軸直角方向は、1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分を単位とした一本柱式の橋脚モデルである。

橋軸直角方向の解析モデルを一本柱式の橋脚モデルとしたのは、地震時保有水平耐力法は、各下部構造が分担する慣性力を算出した後、設計振動単位を1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分を単位とする構造系に分割することを原則としているためである(道示V 5.1(2))。対象橋脚は、橋脚高さの最も低いP1橋脚と最も高いP3橋脚の2橋脚とした。

解析モデルは、塑性ヒンジ領域の中央に弾塑性回転バネを設けた。弾塑性回転バネは、橋軸方向モデルでは各橋脚の上下端、橋軸直角方向モデルは橋脚下端である。非線形動的解析の条件は、表-1に示すとおりである。入力地震動は、本橋の架設位置が

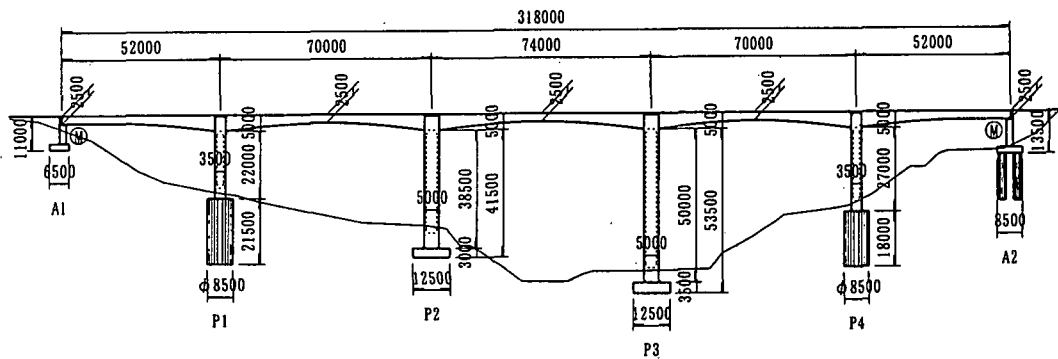


図-1 末沢橋の一般形状

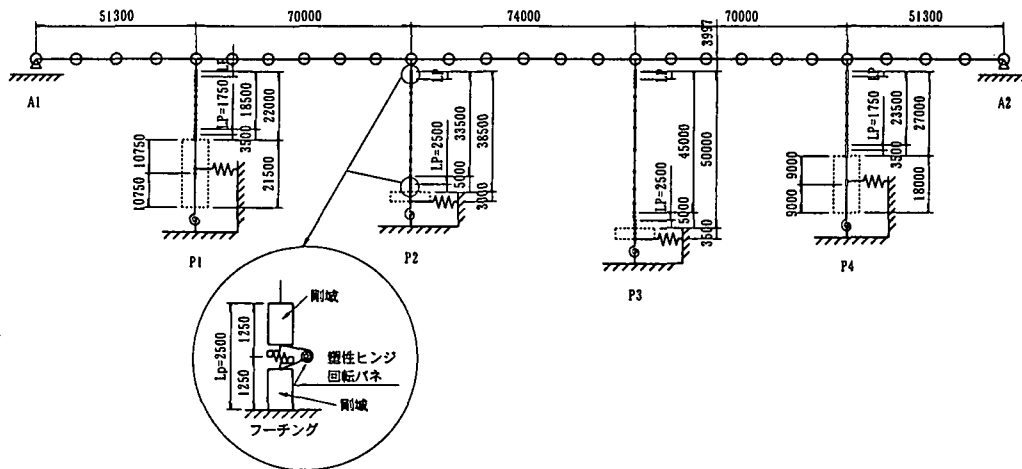


図-2 P3橋脚の形状

図-3 橋軸方向 動的解析モデル

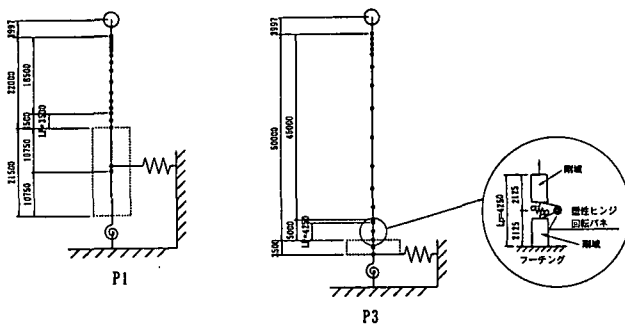


図-4 橋軸直角方向 動的解析モデル

地域別補正区分Bであることから、入力加速度を0.85倍したものをを用いている。

4. 固有振動解析

剛性を全断面有効とした場合の固有振動解析結果を図-5と図-6に示す。橋軸方向地震では、応答に寄与する振動は、1次、3次、5次振動である。また、橋軸直角方向地震では、1次、2次振動が応答に寄与する。

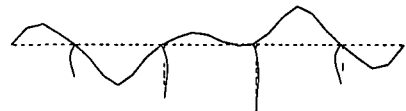
5. 曲げモーメントに対する耐震性

表-2は、非線形動的解析において、上部構造に

1次振動 $T_1=0.955\text{sec}$ $\beta_1=1.1035$ $h_1=0.0408$



3次振動 $T_3=0.434\text{sec}$ $\beta_3=0.3421$ $h_3=0.0317$



5次振動 $T_5=0.342\text{sec}$ $\beta_5=0.6302$ $h_5=0.0308$

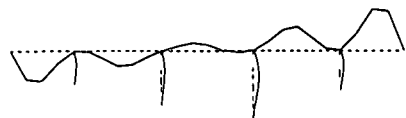


図-5 橋軸方向の固有振動解析

生じる最大応答加速度と変位である。解析は、震度法と地震時保有水平耐力法の照査から決定した配筋を用いている。

表-3は、塑性ヒンジの弾塑性回転バネに生じる回転角塑性率である。回転塑性率は、最大応答回転角を降伏回転角で割ったものであり、塑性化の度合いを表す。塑性率が1.0以下ならばその位置は降伏に達していない。また、塑性率が許容塑性率以内で

P 1 橋脚

P 3 橋脚

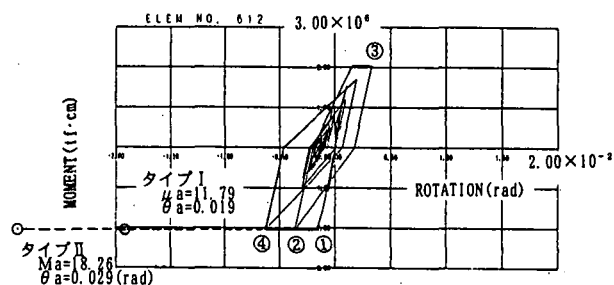


Figure 10 is a line graph showing the relationship between horizontal displacement (上部工水平変位) on the x-axis and settlement (沈下) on the y-axis. The x-axis ranges from 0 to 250 cm, and the y-axis ranges from 0 to 0.5 Kh. Multiple data series are plotted, labeled with codes like P2Lx, P4Lx, P1Lx, P3Tx, P4Tx, P1Tx, P2Tx, P3Lu, P4Lu, P2Fu, P3Fu, P4Fu. The curves generally show that as horizontal displacement increases, the settlement also increases, with some series showing a more rapid initial increase.

図-8 非線形静的解析の水平震度と変位の関係

	項目	P 1	P 2	P 3	P 4
橋軸	加速度	480gal (658)	495gal (561)	521gal (672)	532gal (701)
	変位	20.6cm (25.6)	20.8cm (25.8)	21.0cm (25.9)	20.9cm (25.8)
橋軸直 角	加速度	459gal (639)	—	382gal (452)	—
	変位	16.3cm (24.4)	—	45.1cm (35.8)	—

○無：タイプⅠ入力、○有：タイプⅡ入力

		P 1	P 2	P 3	P 4
橋軸	項目位置	橋腳上端			
	最大	1.21	1.27	0.78	1.25
	応答	(1.84)	(2.90)	(1.19)	(1.96)
	許容	12.42	10.25	9.74	20.73
	値	(19.27)	(15.79)	(14.99)	(32.66)
	項目位置	橋腳下端			
橋軸直	最大	2.79	2.11	0.98	2.38
	応答	(3.96)	(2.57)	(0.91)	(3.14)
	許容	11.79	12.43	10.60	20.58
	値	(18.26)	(19.28)	(16.36)	(32.33)
	項目位置	橋腳下端			
	最大	0.80	—	1.50	—
角	応答	(1.41)		(0.90)	
	許容	7.68	—	9.80	—
	値	(11.70)		(15.08)	

() 無 ; タイプⅠ入力、() 有 ; タイプⅡ入力

橋軸方向では、橋脚高さの低い P 1 橋脚の下端の塑性率が 3.96 で最も塑性化する。この弾塑性回転バネの曲げモーメントと回転角の履歴が図-7である。この履歴は、まず、負側が①の降伏を超え塑性域に入り、その後、正側が負側と同程度に塑性化する。

る(③)。次に、負側で②を超え再び塑性化し、最大値の④となる。この最大値④で許容回転角 θ_a よりも小さいことがわかる。

表-3に示すように、橋軸方向、橋軸直角方向とも全ての塑性率は許容塑性率以内であり、曲げモーメントのに対する耐震性は確保されている。

図-8は、橋軸方向地震において、震度法の荷重分布で地震力を徐々に増加させた非線形静的解析を行い、作用水平震度と上部構造の水平変位の関係性を求めたものである。これは、地震時保有水平耐力法の $P \sim \delta$ の関係性に相当する。この図には、4橋脚の8つの塑性ヒンジが降伏、終局に達する経緯を示した。水平震度 0.38 で P 1、P 2、P 4 橋脚の下端が降伏し、さらに荷重を増加させると P 3 下端と既に下端が降伏した前述の 3 橋脚の上端が降伏に達する。その時の水平震度は 0.41 であり、この時点からラーメン構造としての曲げ耐力はほとんど増加しない。その後、P 1 橋脚が最初に終局に至り、この時点をもラーメン橋の終局とした。また、曲げ耐力がほとんど増加しなくなった水平震度 0.41 の変位を降伏点とし、許容変位を求めると以下のとおりである。

$$\delta a = \delta y + (\delta u - \delta y) / \alpha$$

$$= 20.3 + (109.1 - 20.3) / 2.4 = 57.3\text{cm}$$

この許容変位を表-2に示した上部構造に生じる最大応答変位を比較すると、すべて許容値以内である。

表-4 最大応答せん断力とせん断耐力

項目	P 1	P 2	P 3	P 4
位置	橋脚中空下端			
最大 応答 耐力	2309tf (2308)	1554tf (1527)	1464tf (1544)	1722tf (1561)
鉄筋 変更	4-D25 → 6-D25	4-D16 → 4-D19	4-D16 → 4-D19	4-D22 → 6-D22
位置	橋脚中空下端			
最大 応答 耐力	1252tf (1692)		1286tf (1477)	
鉄筋 変更	4-D25 → 変更なし		4-D16 → 変更なし	

() 無 ; タイプⅠ入力、() 有 ; タイプⅡ入力

表-5 曲げ耐力 P_u

方 向	P 1	P 2	P 3	P 4
橋 軸	2150tf	1238tf	1080tf	1353tf
橋軸直角	1542tf	888tf	916tf	1111tf

6. せん断力に対する耐震性

表-4は、非線形動的解析による最大応答せん断力とせん断耐力である。帯鉄筋は、震度法で決定した配筋に対して、せん断耐力が最大応答せん断力以上なるような配筋を鉄筋変更として示した。P 1 橋脚の橋軸方向では、震度法では4 - D25ctc125であるが動的解析から決定する帯鉄筋は6 - D25ctc125となる。橋軸方向は、他の3橋脚も同様に帯鉄筋を増加させる必要がある。一方、橋軸直角方向は、震度法で決定した帯鉄筋でも、動的解析の最大応答せん断力がせん断耐力以内であり、鉄筋変更の必要はなかった。

ラーメン橋の場合、橋軸直角方向に比べ、橋軸方向の曲げ耐力は比較的大きくなる。今、橋軸方向地震で橋脚の上下端が終局曲げモーメントに達し、その間の曲げモーメントが直線的であると仮定する。その時の曲げ耐力 P_u は、図-9に示す通りである。この結果と、橋軸直角方向について一本柱式の橋脚として求めた P_u とを併せて表-5に示す。表に示される通り、曲げ耐力は橋軸方向の方が大きい。非線形動的解析では、曲げ耐力に応じてせん断力も生じるため、橋軸方向の応答せん断力が橋軸直角方向よりも大きくなる。なお、本橋では、震度法で軸方向鉄筋と帯鉄筋を決定すると、橋軸方向の破壊形態はせん断破壊型となる。

7. まとめ

PC 5 径間連続ラーメン橋である末沢橋の非線形動的解析を行い、以下の結果が得られた。

$$P_u = \frac{M_{uu} + M_{ud}}{h_s}$$

M_{uu} ; 橋脚上端の終局曲げモーメント
 M_{ud} ; 橋脚下端の終局曲げモーメント
 h_s ; 塑性ヒンジの弾塑性回転バネ間の距離

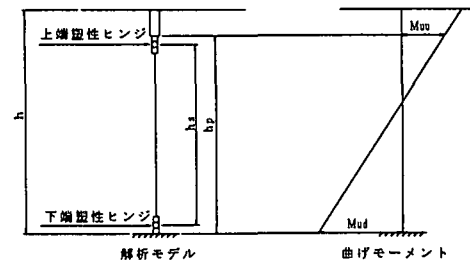


図-9 曲げ耐力の算定

- 1) 橋軸方向地震は、震度法で軸方向主鉄筋を決定しても終局曲げ耐力は比較的大きく、非線形動的解析でその鉄筋量を増加させる必要はなかった。
- 2) 道路橋示方書・V耐震設計編の改訂により中実断面のせん断耐力は増大した。これは、横拘束鉄筋がせん断耐力に全て有効に働くためである。しかし、高橋脚で一般的に用いられる中空断面では、横拘束鉄筋はせん断耐力に有効に働くことはない。本橋の橋軸方向は、震度法で決定した軸方向主鉄筋と帯鉄筋では、せん断破壊型の破壊形態となる。このため中空断面では、一般にせん断耐力が小さく、曲げ破壊型となるようにせん断耐力に注意する必要がある。
- 3) 本橋は、橋脚が変断面であり、図-2に示したように、橋脚高さの最も高いP 3 橋脚は、橋軸直角方向幅が5.5 m～8.5 mに変化する。このP 3 橋脚は、橋軸直角方向に地震力が作用すると橋脚基部から塑性化するが、これ以上の断面変化をさせると橋脚中間部から塑性化する。このため高橋脚の場合、橋脚幅を大きく変化させると段落としがなくとも橋脚中間部から塑性化を生じる可能性があると考えられる。

8. あとがき

本報告は、PC 5 径間連続ラーメン橋の非線形動的解析を行い得られた結果から、設計で注意すべき若干の留意点を述べた。この報告が、今後の設計の参考になれば幸いである。