

3. 解析モデルおよび解析方法

(1) 解析モデル

図-3に解析モデルを示す。橋脚下端はヒンジとし、橋脚と主桁の結合部には剛域部材を設けた。表-1に支点条件および部材の減衰定数を示す。また、端支点の支点条件ではゴム支承のせん断および鉛直バネを考慮した。

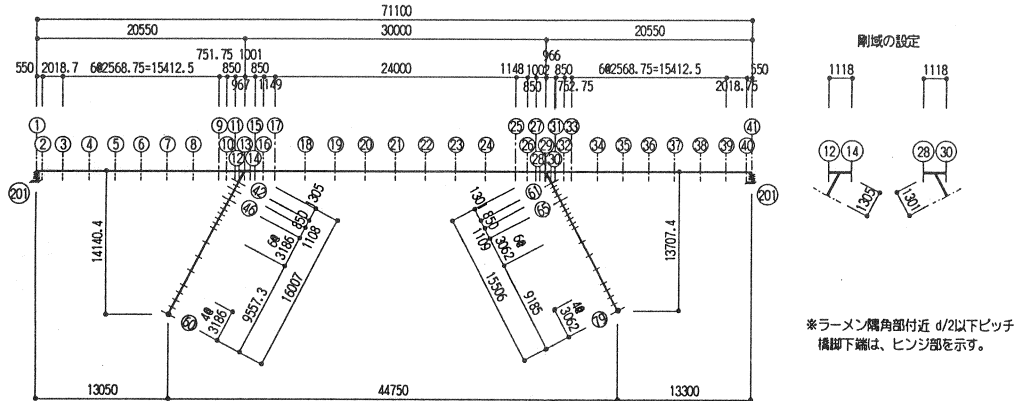


図-3 解析モデル

(2) 部材剛性

はじめに、主桁は線形部材、橋脚は非線形部材として解析を行った。このときの非線形部材の復元特性はひび割れ発生時および引張鉄筋初降伏時を変曲点とする「武田モデル」を採用した。その結果、主桁部材に降伏曲げモーメントを上回る応答断面力が発生したため、主桁の非線形性も考慮して再度解析を行った。また、道示の塑性ヒンジ区間と弾塑性回転バネを設けたモデル化は、本例では降伏位置が塑性ヒンジ区間以外に生じるので適用しなかった。橋脚の鉄筋配筋図を図-4に示す。

(3) 解析方法

時刻歴応答解析における地震波入力時間は15秒間隔とし、0.002秒間隔で解析を行った。入力地震動は表-2に示すようにタイプI、タイプIIともに1種地盤用地震動3波を用いた。

4. 解析結果

(1) 脚部材の照査

(a) 曲げモーメント

図-5に、橋軸方向及び橋軸直角方向のP1橋脚の曲げモーメント-曲率(M-φ)応答履歴曲線を示す。降伏に至った部材区間は橋軸方向(橋脚上端)P1が3.2m、P2が4.0m、橋軸直角方向(橋脚下端)P1が3.2m、P2が3.1m程度であった。

表-1 支点条件および減衰定数

部材	端支点	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向
		バネ	固定	バネ
橋脚下端	橋軸回り	橋軸直角回り	鉛直軸回り	
	固定	自由	固定	
減衰定数	上部工	3.0%		
	脚部	2.0%		
	ゴム沓	2.0%		

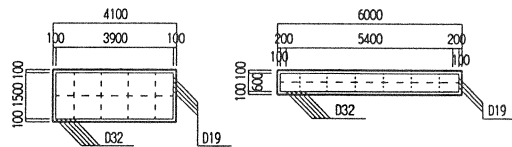


図-4 橋脚の配筋図

表-2 非線形動的解析の条件

項目	条件
慣性力	自重, 橋面
入力地震動	タイプI: 宮城県沖地震 鹿北橋 BRG LG 宮城県沖地震 鹿北橋 BRG TR 北海道南西沖地震 七峰橋 BRG LG タイプII: 兵庫県南部地震 神戸海洋気象台 OBS N-S 兵庫県南部地震 神戸海洋気象台 OBS E-W 兵庫県南部地震 猪名川 N-S
減衰モデル	Rayleigh減衰

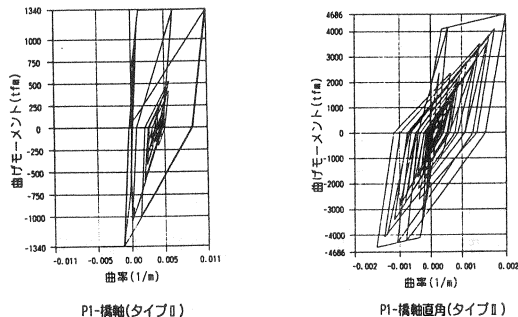


図-5 曲げモーメント-曲率履歴曲線

曲げモーメントによる照査は応答曲率が許容曲率を越えないことを条件とし、応答曲率は入力地震動3波の平均を用い、許容曲率は右式によって算出した。表-3に脚部の照査について示す。

橋軸方向、橋軸直角方向ともに着目部材は初降伏に至っているが許容曲率以下であった。また、その他の部材についても許容曲率以下であった。

b) せん断力

せん断力とせん断耐力の比較図を図-6、7に示す。せん断耐力は道示vの式を用いて算出した。橋脚のせん断耐力が応答値よりも上回っているが、せん断耐力の算出においては帯鉄筋量および有効高さによって耐力が左右されるので、帯鉄筋量は十分に配置しておく必要がある。

c) 残留ひずみ

地震波終了後に自由振動させ、落ち着いた変位の最大値と最小値の平均を残留ひずみとし、そのときのひずみの許容値は橋脚高さのL/100とした。残留変位は十分に小さく橋軸方向および橋軸直角方向ともに安全である。

(2) 上部工部材の照査

a) 応答変位

図-8および図-9に、橋軸方向および橋軸直角方向の上部工重心位置の応答変位を示す。応答変位は橋軸方向22cm、橋軸直角方向12cmであった。

b) 曲げモーメント

各断面の応答断面力が初降伏モーメントを越えないことを照査した。上部工を線形部材とした場合は耐力を上回るので、ここでは非線形性を考慮した応答値を示す。また、剛性の算出では初期断面力を考慮した。

本例の場合、応答断面力を降伏モーメント以下に抑えるため軸方向鉄筋量を震度法レベルよりも増やした。

$$\phi_s = \phi_{\theta} + \frac{\phi_u - \phi_{\theta}}{\alpha}$$

ここで、 ϕ_{θ} : 許容曲率(1/m)

$\phi_{\theta 0}$: 初降伏曲率(1/m)

ϕ_u : 終局曲率(1/m)

α : 安全係数

タイプI = 2.4

タイプII = 1.2

表-3 脚部の照査

応答曲率に対する検討 (タイプII) 単位: 曲げモーメント t/m				
	橋軸方向 (橋脚上端)		橋軸直角 (橋脚上端)	
	P1	P2	P1	P2
Mmax	1339	1331	4513	4495
Mmin	-1331	-1337	-4554	-4532
ϕ_{max}	0.009579	0.001678	0.001808	0.001781
ϕ_{min}	-0.001285	-0.007749	-0.001920	-0.001917
ϕ_u	0.077770	0.077535	0.008916	0.008928
$\phi_{\theta 0}$	0.001198	0.001198	0.000360	0.000360
ϕ_{θ}	0.065008	0.064812	0.007490	0.007500
せん断力に対する検討 (タイプII) 単位: tf				
	橋軸方向 (橋脚下端)		橋軸直角 (橋脚上端)	
	P1	P2	P1	P2
せん断力	175	175	276	286
せん断耐力	468	467	759	756
残留変位に対する検討 (タイプII) 単位: mm				
	橋軸方向		橋軸直角	
	残留変位		3.2	
許容残留変位	137		137	

※3波平均とする。

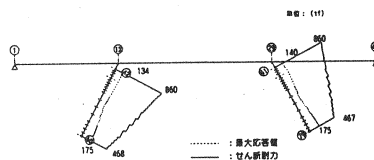


図-6 橋脚のせん断力 (橋軸方向)

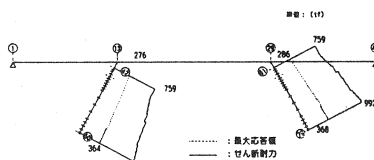


図-7 橋脚のせん断力 (橋軸直角)

c) せん断力

上部工のせん断力とせん断耐力の比較図を図-11に示す。せん断耐力は道示Ⅲを用いて算出した。せん断耐力以下の断面については鉄筋を追加補強した。

5. 入力地震波に対する結果の比較

入力地震動はタイプⅠ、タイプⅡともに3波を用いたが、本例では結果にほとんど差がなかったため1波形の解析でも十分であると考えられる。

6. 上部工の補強

震度法で計画された鉄筋量に追加補強を行った部分を図-12に示す。鉄筋径はD22を最大径とした。補強の大部分は中央径間支点付近の上縁引張と下縁引張に対するものである。これはPC鋼材が断面図心位付近に配置されているので、降伏モーメントを算出する際に軸方向鋼材量として有効に働かないためである。また、せん断力に対する補強鉄筋量はわずかであった。

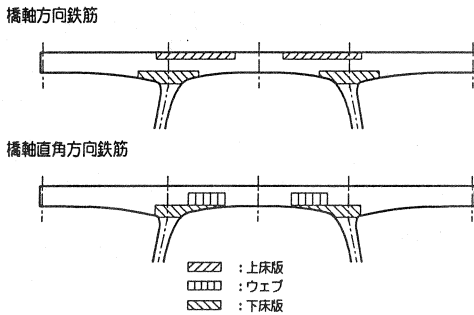


図-12 上部工鉄筋補強位置

6. まとめと今後の課題

本例は橋脚下端がヒンジなので、橋軸方向地震力では橋脚上端に塑性化が生じる構造物であるが、橋脚の部材厚と部材幅が上端から下端へと大きく変化するため、地震時の断面力とM-φの関係により橋脚上端では塑性化が生じなかった。従って、方杖ラーメン橋の場合は塑性化の位置が特定できない橋梁と考えられるので、下端がヒンジの場合は非線形解析を行うことを提案したい。

また、震度法レベル照査時の鉄筋量で動的解析を行った結果、さらに不足分を追加補強する必要が生じたので、解析手順は簡略化するなど一考が必要と思われる。

今後の課題としては、上部構造の剛性評価の仕方により断面力が大きく変化するので、非線形性の部材剛性評価法や軸力変動に伴う動的解析手法、初期断面力の評価方法などが整理され、方杖ラーメン橋の耐震設計法が早期に確立されることが望まれる。さらに、現段階では動的解析は電算を駆使しないと解析ができないので、簡略に解析できるようなソフト開発とハード面の進歩を期待したい。

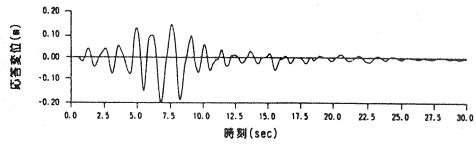


図-8 応答変位(橋軸方向)

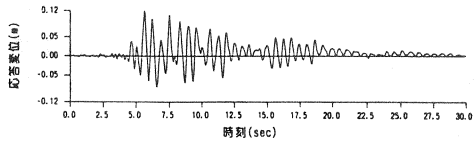


図-9 応答変位(橋軸直角)

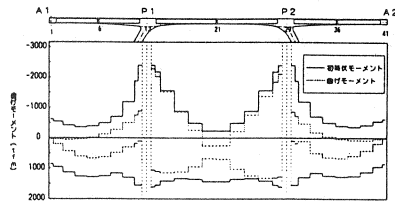


図-10 上部工曲げモーメント

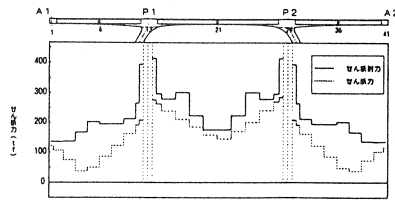


図-11 上部工せん断力