

平面線形 $R=30\text{m}$ を有する急曲線橋の動的解析による耐震設計

戸塚誠司¹・山田益司²・崎本繁治³・橘義規⁴・寺井一堅⁵

¹熊本県土木部道路建設課（〒862-0950 熊本県熊本市水前寺6-18-1）

²オリエンタルコンサルタンツ九州支社 総合技術部（〒812-0011 福岡県福岡市博多区駅前3-10-24）

³正会員 オリエンタルコンサルタンツ九州支社 総合技術部（〒812-0011 福岡県福岡市博多区駅前3-10-24）

⁴正会員 オリエンタルコンサルタンツ東京事業本部 総合技術部（〒213-0011 神奈川県川崎市高津区久本3-5-7）

⁵正会員 オリエンタルコンサルタンツ九州支社 総合技術部（〒812-0011 福岡県福岡市博多区駅前3-10-24）

1. はじめに

道路橋示方書（平成8年12月）では、曲線橋等の地震時の挙動が複雑な橋は、静的解析（震度法及び地震時保有水平耐力法）を用いた設計に加えて、動的解析を行い地震時の安全性を照査するのが良いとされている。

ここで報告する橋梁は、平面線形に $R=30\text{m}$ の急曲線部を有する曲線橋で、橋脚高さが8mから13.5mに変化しているため、地震時の振動特性は複雑であると予想された。このため、各橋脚に作用する荷重の均等化と振動特性の単純化を狙い、橋脚は全方向分散とした。また、静的解析では立体解析を行い、曲線桁の影響等を考慮している。

しかしながら、曲線橋の場合は振動の主軸方向や卓越する振動モードの想定が難しく、橋脚毎に地震荷重の卓越する方向や荷重の大きさが異なる可能性もある。

以上のことから、静的解析（地震時保有水平耐力法）に加えて動的解析を行い、地震時の安全性を照査した結果について報告する。

2. 検討対象橋梁

解析対象橋梁を図-1に平面線形を図-2に示す。設計条件は以下に示すとおりである。

上部工—鋼4径間連続箱桁橋
下部工—逆T式橋台（2基）
張出し式橋脚（3基）

基礎工—深礎杭

支承—橋脚：全方向分散

橋台：全方向分散

地盤種別：I種地盤

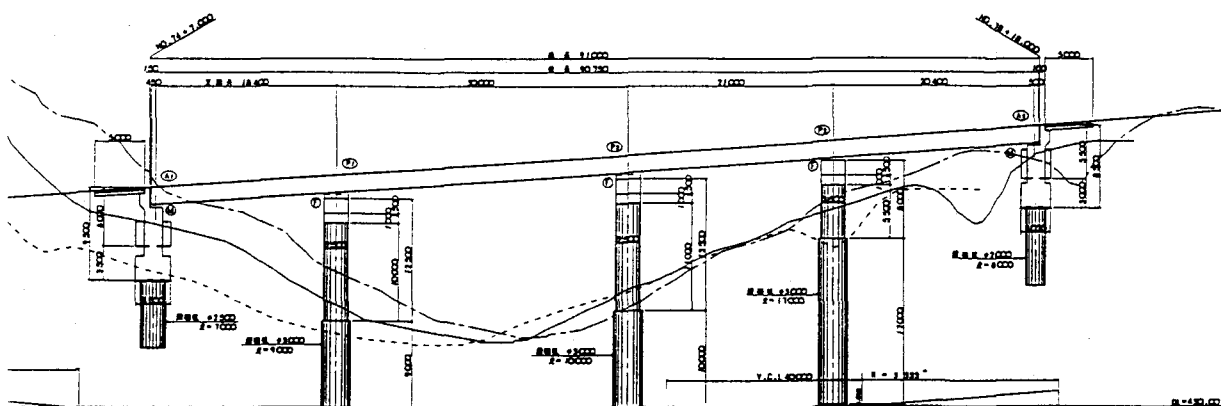


図-1

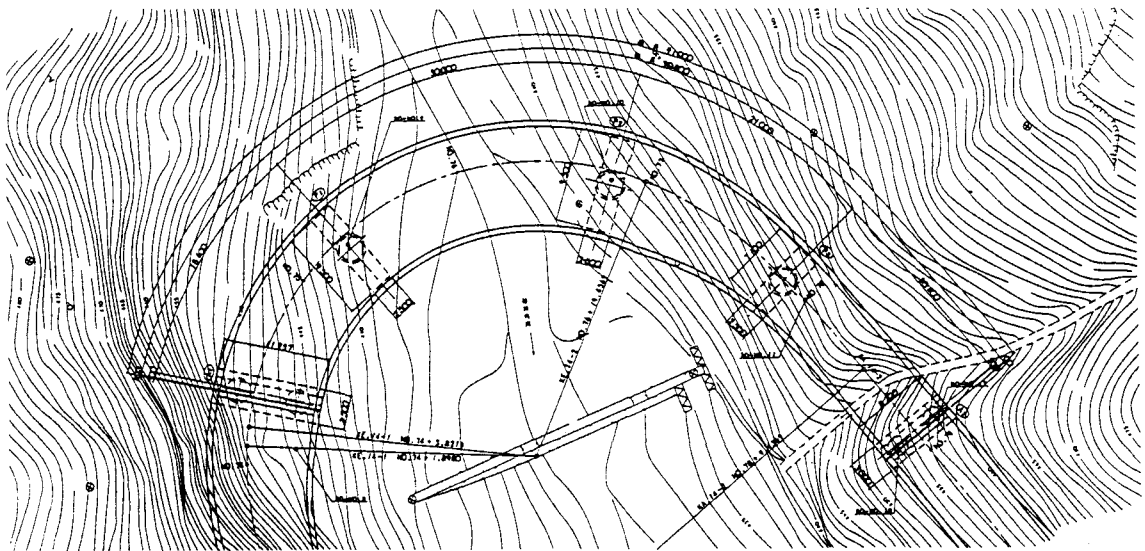


図-2

3. 動的解析条件及び解析モデル

(1)解析手法

非線形時刻歴応答解析をNewmark β 法による直接積分法で行った。履歴モデルとしては、修正武田モデルを採用した。

(2)構造物解析モデル

上部工、橋脚、基礎躯体を梁要素とし、橋脚に関しては、非線形のM- ϕ 関係を考慮し、支承及び地盤バネについては、線形バネ要素を用いた。

図-3に立体モデル図を示す。

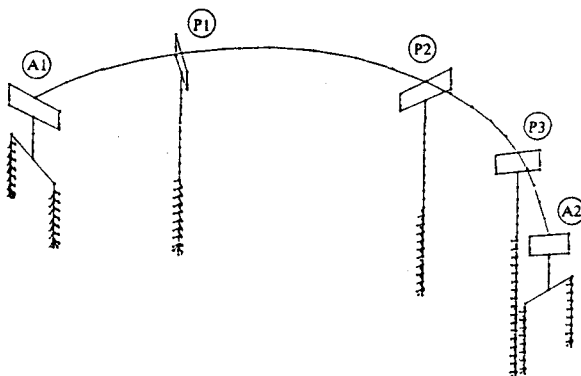


図-3

(3)減衰定数の設定

減衰の特性は応答に大きく影響することから、十分調査して設定することが望ましいが、構造各部の減衰特性を正確に把握するためには、大がかりな実験を必要とし事実上困難である。従って、解析に用いる減衰定数は従来耐震検討で用いられてきた減衰

定数を参考に以下に示す値を採用した。

上部構造：0.02

下部構造：0.05（非線形要素以外）

基礎構造：0.20

(4)入力地震動

入力地震動は、「道路橋の耐震設計に関する資料（平成9年3月）」に示されるタイプⅠ、タイプⅡのⅠ種地盤用標準加速度波形を用いた。

(5)加震方向

解析の対象とした橋梁は、図-2に示すように $R = 30\text{ m}$ の曲率の小さい平面線形を有しているため、橋脚に作用する慣性力が最大となる加震方向が橋脚毎に異なる可能性がある。そこで、地震時応答解析は加震方向を変化させて表-1に示すような4ケースとした。表-1のように加震方向を設定することにより、ほぼ各橋脚の橋軸方向及び直角方向に地震力が作用するようになっている。

表-1

CASE	加震方向
CASE1	A1橋台における橋軸方向
CASE2	A1橋台における橋軸直角方向
CASE3	A2橋台における橋軸方向
CASE4	A2橋台における橋軸直角方向

4. 静的解析による設計

部材設計において、下部工に作用する力や支承変位は曲線による影響を考慮するため、立体骨組みモ

デルによる静的解析で算定した。

荷重の載荷方向としては、各橋脚にそれぞれ不利になるよう、各橋脚毎の橋軸及び橋軸直角方向への載荷を行った。

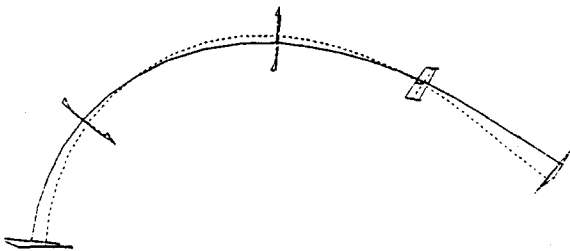
結果については、「6. 非線形動的解析結果」にあわせて示す。

5. 固有値解析

非線形動的解析を行う前に、振動特性を確認するために固有値解析を行った。

桁の主要な振動モード形である1次、2次モードは、各々A1橋台橋軸方向、A2橋台橋軸方向への変形を示している。また、橋脚に関しては、各橋脚の橋軸方向、橋軸直角方向の振動モードが卓越している。静的解析においては、上記振動モード形と同様の変位が生じるように、A1橋台橋軸方向、A2橋台橋軸方向への載荷と各橋台橋脚の橋軸及び橋軸直角方向への載荷を行っている。

モード形の特色としては「図-4」に示すように、曲線の外径方向にはらみ出すような形状があり、その影響によってA1橋台、A2橋台の支承が水平面内を回転しているような変形状が伺える。



6. 非線形動的解析結果

以下に、非線形動的解析結果について静的解析結果と比較して示す。

ここで、非線形動的解析結果としては、タイプⅠ、タイプⅡそれぞれ3波形ずつの解析を行い、その得られた結果の平均値をとった。

比較は、以下の4項目について行った。

- ・ 支承のせん断変形量
- ・ 主桁の面外曲げモーメント
- ・ 橋脚基部塑性率
- ・ 基礎曲げモーメント

(1) 支承のせん断変形量

表-2、3に支承の変形量を示す。なお、「タイプⅠ」による結果に比べ、「タイプⅡ」による結果

の方が大きな値を示したため、「タイプⅡ」による結果を表記する。

表-2 支承の橋軸方向せん断変形量 (単位: mm)

	静的解析①	動的解析②	②/①
A1橋台	531.2	317.3	60%
P1橋脚	267.5	205.0	77%
P2橋脚	173.2	138.2	80%
P3橋脚	230.2	142.8	62%
A2橋台	300.9	232.7	77%

表-3 支承の直角方向せん断変形量 (単位: mm)

	静的解析①	動的解析②	②/①
A1橋台	340.5	224.8	66%
P1橋脚	232.7	185.6	80%
P2橋脚	195.2	159.5	82%
P3橋脚	215.0	138.9	65%
A2橋台	220.2	211.3	96%

全体的に動的解析結果が、静的解析結果に比べ小さな値を示しており、橋軸方向で60%~80%の、橋軸直角方向で66%~96%の値となっている。

動的解析、静的解析ともに端部において値が大きくなっているが、これは、端部の支承バネ値が中間支点部よりも小さなものになっているためである。また、固有値解析により確認された曲線の外径方向にはらみ出すようなモードにより、P2橋脚、A2橋台上において動的解析値の静的解析値に対する比率が他支点より大きくなっている。

(2) 主桁の面外曲げモーメント

表-4に主桁の面外曲げモーメントを示す。なお、「タイプⅠ」による結果に比べ、「タイプⅡ」による結果の方が大きな値を示したため、「タイプⅡ」による結果を表記する。

主桁の面外曲げモーメントに関しては、動的解析結果の方が静的解析結果よりも大きくなっている。また、中間支間(P1~P2、P2~P3)よりも端支点(A1~P1、P3~A2)の方が、動的解析結果の大きくなる割合が多くなっている。これは、高次モードであられる桁の面外曲げ振動の影響であると考えられる。なお、動的解析応答値を用いて部材の断面の応力度照査を行った結果、応力超過する箇所はなかった。

表-4 主桁面外曲げモーメント (単位: t・m)

	静的解析①	動的解析②	②/①
A 1 橋台上	56.8	36.1	64%
～	169.2	402.3	238%
～	258.1	617.7	239%
～	292.2	678.3	232%
P 1 橋脚上	377.2	688.3	182%
～	808.8	1182.2	146%
～	1108.5	1542.6	139%
～	1328.5	1775.7	134%
～	1399.9	1865.3	133%
～	1279.3	1811.0	142%
P 2 橋脚上	1081.6	1679.4	155%
～	1088.7	1713.5	157%
～	1027.9	1604.7	156%
～	879.5	1385.9	158%
～	620.3	1047.8	169%
P 3 橋脚上	563.5	648.0	115%
～	376.4	699.3	186%
～	357.5	725.0	203%
～	320.9	623.0	194%
～	207.6	389.0	187%
A 2 橋台上	17.6	18.7	106%

(3) 橋脚基部塑性率

1 本柱の静的解析により設計された橋脚の許容塑性率と動的解析結果による応答塑性率を比較した。動的解析では、高次モードの影響が含まれるため、単柱の P-δ 関係における塑性率と断面の塑性率が一致しない。そこで、次式の曲率塑性率を用いた。

許容塑性率算出式

$$\mu_a = 1 + \frac{\phi_u - \phi_y}{\alpha \phi_y}$$

ϕ_y : 降伏曲率、 ϕ_u : 終局曲率

α : 安全率 (タイプ I ・ 3.0、タイプ II ・ 1.5)

表-6、7に橋脚基部の塑性率を示すが、全体的に許容塑性率に対して応答塑性率は小さな値を示しており、大幅に下回る橋脚もある。

表-6 橋軸方向橋脚基部塑性率

タイプ I			
	許容塑性率	応答塑性率	判定
P 1 橋脚基部	2.518	0.867	0. K
P 2 橋脚基部	1.959	0.774	0. K
P 3 橋脚基部	3.911	2.742	0. K
タイプ II			
P 1 橋脚基部	4.035	1.971	0. K
P 2 橋脚基部	2.919	1.138	0. K
P 3 橋脚基部	6.823	5.245	0. K

表-7 直角方向橋脚基部塑性率

タイプ I			
	許容塑性率	応答塑性率	判定
P 1 橋脚基部	2.518	0.638	0. K
P 2 橋脚基部	1.959	0.649	0. K
P 3 橋脚基部	3.911	0.744	0. K
タイプ II			
P 1 橋脚基部	4.035	0.849	0. K
P 2 橋脚基部	2.919	1.052	0. K
P 3 橋脚基部	6.823	1.207	0. K

(4) 基礎の曲げモーメント

表-8、9に静的解析値により設計した基礎の降伏モーメントと動的解析応答値の比較を示す。P 3 橋脚基礎において特に大きな応答値を示しているのは、分散沓を用いたものの P 3 橋脚の橋脚高が低いために反力が P 1、P 2 橋脚よりも集中しているためと考えられる。表-8、9より判るように、P 3 橋脚基礎において、降伏モーメントより動的解析応答値の方が大きな値を示したため、基礎が弾性領域を保つよう、P 3 橋脚基礎については基礎の鉄筋本数を増やすこととした。

表-8 基礎の降伏モーメント (単位: t・m)

	降伏モーメント	動的応答値	鉄筋本数
P 1 橋脚	2900.2	2741.5	D32-56 2段
P 2 橋脚	2897.8	2622.3	D32-56 2段
P 3 橋脚	3187.3	3413.7	D32-68 2段

表-9 P 3 橋脚基礎の鉄筋増加後 (単位: t・m)

	降伏モーメント	動的応答値	鉄筋本数
P 3 橋脚	3543.8	3413.7	D32-76 2段

5. まとめ

以上、非線形立体動的解析と静的立体解析の結果を比較したが、断面力の分布形状 (部位毎の断面力の大小関係) に関しては、静的解析と動的解析の結果は、ほぼ同じ傾向であった。しかし、支承のせん断変形量及び橋脚基礎塑性率は、静的解析に比べ動的解析の方が小さな値を示すのに対し、主桁の面外曲げモーメント及び基礎の曲げモーメントは、部分的に動的解析値が大きくなり、基礎に関しては動的解析で断面が決定される結果となった。従って、本橋のように急曲線の平面線形を有する場合や、橋脚高の変化する場合は、基本的に動的解析も含めた設計の必要があると考えられる。