

九州大学 正員 吉村 虎蔵

同 学生員 石橋 治

同 学生員 大江 豊

まえがき

1975年の大分県中部地震によって被害を受けた、3つのZコンジアーチ橋(人道橋)がある。⁽¹⁾⁽²⁾ その被害の概要と、アーチ橋の鉛直変形の原因を橋台および側径間支承の永久変位によるものと、地震加速度によるものとに分けて行ない、その変形的主要原因について考察した結果を報告する。

(Ⅰ)被害の概要

山下1号橋の構造、変形の測定値および2、3号橋の変形の測定値をFIG.1～3に示す。橋に近い管理事務所の付属木造瓦葺住宅では、南面屋根の瓦は全然落ちなかったが北面の瓦は全部落ち、北側玄関柱は、土台とコンクリートブロック基礎とともに約10cm移動した。これと同様の地震が3号橋にも働いたと推測される。

(Ⅱ)アーチ橋台と側径間橋台の永久変位を考慮したときの解析(Ⅱ.Ⅰ)解析法

アーチの変形は、アーチ橋台の橋軸方向変位による対称変形とアーチクラウンの橋軸方向変位による逆対称変形との合成と推測される。この観点から、次の解析を行なって各橋のアーチ橋台の移動量とクラウンの移動量を求める。いま、アーチ橋台の単位水平移動によるアーチの任意格点 i の鉛直変位、またアーチクラウンの単位水平移動による格点 i の鉛直変位をそれぞれ、 v_{1i} ($i=1, 2, \dots, n$)、 v_{2i} ($i=1, 2, \dots, n$)とする。アーチ橋台およびクラウンの水平変位量をそれぞれ x_1, x_2 、アーチ格点 i の変位量を v_i ($i=1, 2, \dots, n$)とすると

$$v_i = v_{1i}x_1 + v_{2i}x_2 \quad (i=1, 2, \dots, n)$$

となり最小自乗法により、 x_1, x_2 を求めることができる。

(Ⅱ.Ⅱ)解析結果と実測値の比較および橋台と支承変位の詳細

各橋についての変位および解析結果をFIG.4, 5-A, B, Cに示しこのときの x_1, x_2 の値を表1に示す。

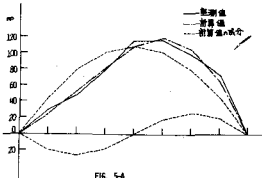


FIG. 5A

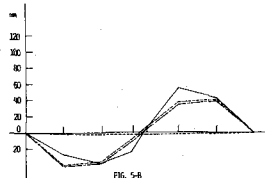


FIG. 5B

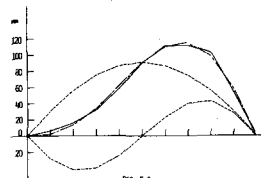


FIG. 5C

	1号	2号	3号
x_1	12.07	-0.4	13.9
x_2	1.40	4.1	3.9

表-1(単位:cm)

地震前の橋面が水平であったと仮定すれば、地震の後に残った3橋のアーチ部の鉛直変形は上記の結果より、アーチ橋台、側径間支承の水平変位によるものであることが推測される。2号橋において実測値と計算値がかなり

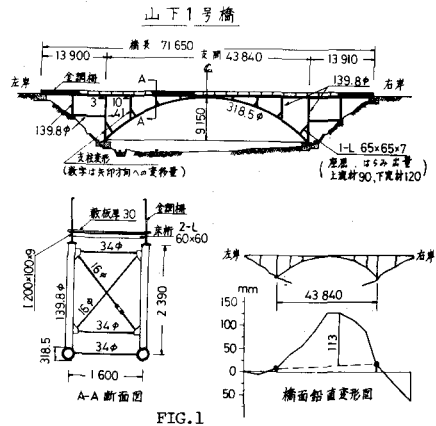


FIG. 1

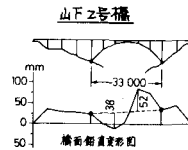


FIG. 2

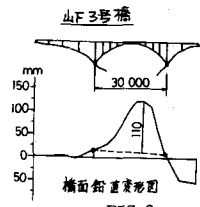


FIG. 3

違いのは架設時からその影響と推測される。

(2. 3) 支柱の変形を考慮した場合の解析

1号橋のアーチ橋台上の支柱頂部の水平変位量を x_3 とすると、 $x_1=2(x_2-x_3)$ の関係式が成立し、これよりアーチ支間のらぢみ x_2 を求めて初期キャンパーを推定することができる。上記の方法を適用し、1号橋の初期キャンパー、アーチ支間のらぢみを求めると、それぞれ8.3cm、3.4cmとなる。

(3) 通常の設計法による地震応答解析

地震時等動、応力を求めるために普通、耐震設計に用いられる手法を用いて応答を求める。解析および数値計算には山下一号橋をFIG.6のようにモデル化したものを用いた。

(3. 1) 震度法

周知の方法で設計水平震度 K_R は次式の通り

$$K_R = 1/4 \times 1/3 \times K_0 \quad (\text{ただし } K_0 \text{ は修正係数、} K_0 \text{ は標準設計水平震度})$$

(3. 2) 応答を考慮した修正震度法

この場合の設計水平震度を K_{R0} 、固有周期より定まる修正係数を β とすると

$$K_{R0} = \beta K_R \quad (K_R \text{ は上記の } K_R)$$

(3. 3) 応答スペクトル法

固有円振動数および固有モードが求まれば、Modal Analysisによって任意点の最大変位応答、最大断面力応答は平均応答スペクトルを利用して Root Mean Square 法を求めることができる。⁽³⁾

(3. 4) まとめ

$K_R=0.17$ に対する応答を上記3手法により求めその結果をFIG.7~10に示す。応答は軸力応答を除いて震度法、修正震度法、スペクトル法の順序で大きくなっている。

地震加速度の推定最大値420 galを入れても、上記の解析法ではアーチは弾性変形をすることになる。(1917の肉厚10.3mmの場合)

(4) 結論

大分県中部地震における2ヒンジアーチ橋(人道橋)についてその変形の原因を明らかにするために、(1)アーチ橋台および側径間橋台の永久変位を考慮したときの解析および(2)通常の設計に用いる手法による地震応答解析を行った。(1)の結果からではアーチ橋は地震力によって塑性変形を起こさない。つまり、橋に残っている変形はアーチ橋台及び側径間支承の永久変位によるものと推測される。したがって、本橋のようなスパンの短いアーチ橋の耐震設計にあたっては、地震動の応答の外に地盤の相対変位を考慮する必要があるように思われる。

(参考文献)

- (1) 吉村 他、1975年大分県中部地震の活動と被害に関する調査研究報告のうちⅡ-2 551.3
- (2) 耐震工学委員会、1975年大分県中部地震による被害のうち橋梁の被害 工務会議1976
- (3) 吉村 他、高橋脚の連続曲線析橋の地震応答解析 昭46年度年議

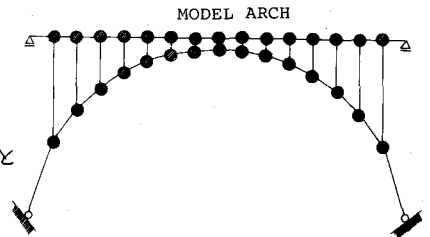


FIG. 6

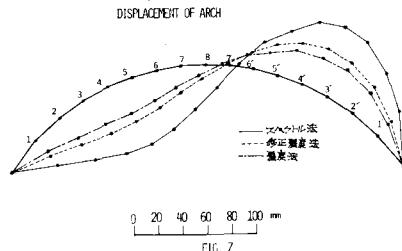


FIG. 7

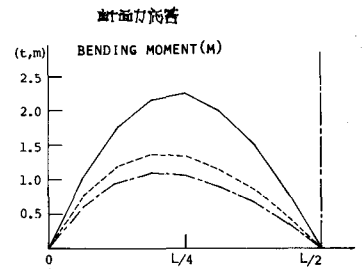


FIG. 8

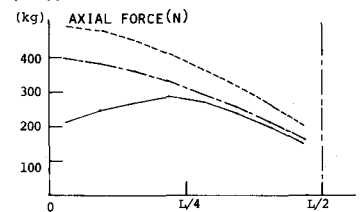


FIG. 9

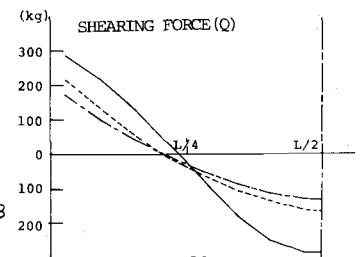


FIG. 10