

(I -51) 鋼アーチ橋のモデル化と 2 次元弾塑性地震応答性状

宇都宮大学 ○学生員 柳 智子
宇都宮大学 正 員 中島 章典
宇都宮大学 正 員 斉木 功

1. はじめに

1995 年に起きた兵庫県南部地震では、橋梁においてコンクリート床版のひび割れや橋げたの落下などの被害が数多く見られた。その後は、耐震設計に際して従来の地震動に加えて、構造物には兵庫県南部地震クラス地震動に対する安全性の確保が必要とされている。しかし、鋼アーチ橋においては、静的荷重を受ける鋼アーチ橋の非線形解析はかなり以前から行われていたが、地震などの動的荷重を受ける弾塑性地震応答解析はあまり行われていない。

そこで本研究では、上路式補剛鋼アーチ橋を対象とし、そのモデル化に注意を払って設定した 4 つのタイプの解析モデルの固有振動特性を検討した。次に、そのモデルに対して、Bernoulli-Euler 梁および Timoshenko 梁を用いて、複合非線形性を考慮した平面骨組の弾塑性地震応答解析を行った。そして、せん断変形およびせん断応力の降伏応力が、2 次元での大地震時応答性状に及ぼす影響を検討した。

2. 解析モデルと材料特性

今回、解析対象とするのは、図-1 に示すような橋長 $L = 105\text{ m}$ 、アーチライズ 15 m の上路式補剛アーチ橋とする。断面においては図-2 に示すように、補剛桁は I 型断面、アーチリブおよびポスト断面は無補剛の箱型断面とした。鋼材のヤング係数は 205.8 kN/m^2 、せん断弾性係数は 102.9 kN/m^2 、補剛桁、ポストの降伏応力とアーチリブの降伏応力はともに 313.6 N/m^2 とした。

一方、コンクリート床版は、補剛桁と完全に一体となっているものと仮定し、対称性を考慮して図-2 の断面の半分の断面諸元を用いた。コンクリートのヤング係数は 25 kN/m^2 、せん断弾性係数は 102.9 N/m^2 とする。

3. 解析方法とモデル化

弾塑性解析において、鋼材の材料非線形性はバイリニア移動硬化則とし、降伏後の弾性係数をヤング係数の 0.01 倍とした。また、幾何学的非線形性は微小ひずみ・有限変位理論により考慮した。さらに、Bernoulli-Euler 梁理論による弾塑性地震応答解析に加えてせん断変形の影響を考慮した Timoshenko 梁理論による弾塑性地震応答解析も行い両者の違いを比較検討する。

モデル化をするにあたり、この補剛鋼アーチ橋を 49 節点、62 要素の離散化骨組モデルとした。また、モデルタイプをの表-1 のように Bernoulli-Euler 梁理論を用いて、補剛桁部分に関してコンクリート床版の剛性を無視した場合をタイプ B-m、コンクリート床版の剛性を考慮した場合をタイプ B-ms、Timoshenko 梁理論を用いて、補剛桁部分に関して

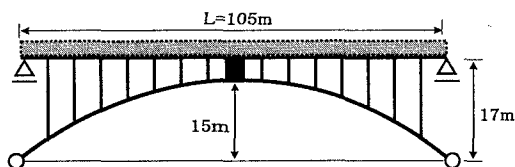


図-1 解析モデルの全体図

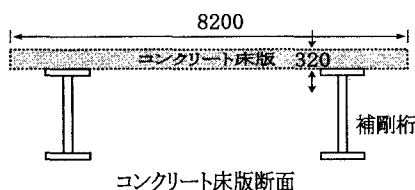
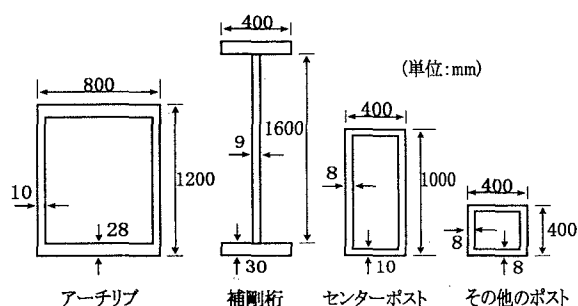


図-2 各断面図

表-1 モデルタイプ

モデルタイプ	コンクリート床版の剛性	せん断変形の影響
B-m	無視	無視
T-m	無視	考慮
B-ms	考慮	無視
T-ms	考慮	考慮

コンクリート床版の剛性を無視した場合をタイプ T-m、コンクリート床版の剛性を考慮した場合をタイプ T-ms とし、以上 4 タイプを設定した。

時刻歴応答解析には、時間積分間隔を $\Delta t = 0.01$ 秒として、Newmark の β 法 ($\beta = 1/4$) を適用した。今回、入力する地震波データは JR 鷹取駅記録 NS 成分を使用した。なお、減衰については弾性状態の 1 次固有振動モードに対して減衰定数 1% の質量比例型とした。また死荷重の大きさは、全長で

Key Words: 鋼アーチ橋、モデル化、弾塑性地震応答解析、耐震設計

〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2 宇都宮大学工学部建設学科 Tel.028-689-6210 Fax.028-689-6230



図-3 1次固有振動モード



図-4 2次固有振動モード

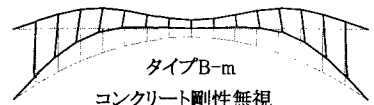


図-5 3次固有振動モード

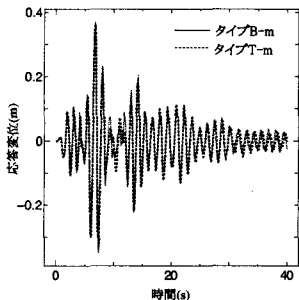
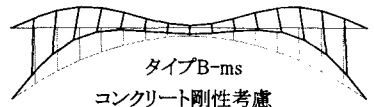


図-6 補剛桁の軸直角方向応答曲線

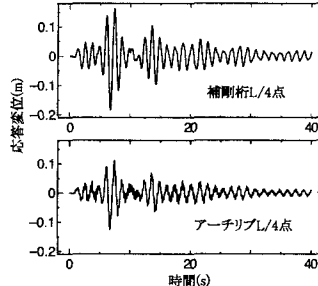


図-7 タイプ B-m の橋軸方向応答曲線

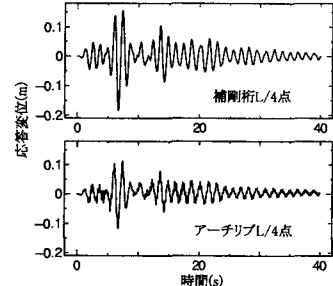


図-8 タイプ T-m の橋軸方向応答曲線

表-2 固有周期 (s)

タイプ	1次	2次	3次
B-m	1.424	0.636	0.386
T-m	1.442	0.648	0.387
B-ms	1.108	0.507	0.368
T-ms	1.122	0.515	0.369

4.14MN とする。弾塑性地震応答解析においては、コンクリート床版も含めた補剛桁断面に等価な単位体積重量を設定すると共に、死荷重を静的に載荷した後、地震波を入力し解析を行っている。

4. 解析結果

先に決定した4つのモデルタイプの、固有値解析を実施して得られた1次～3次振動の固有周期を表-2に示す。また、タイプB-mとタイプB-msの固有振動モードを図-3、図-4、図-5に示す。これら結果から、せん断変形の影響を無視した場合とせん断変形の影響を考慮した場合共に、コンクリート床版の剛性を無視した場合と考慮した場合において、固有周期に1次、2次で約20%、3次で約4%の差異がでている。また、図からもわかるように、コンクリート床版の剛性を考慮した場合の方が変形が小さい。したがって、動的解析では、最も影響の大きい1次、2次振動モードに差異が生じているため、動的弾塑性地震応答解析においてはコンクリート床版の剛性を考慮する必要がある。また、表-2の固有周期から、わずかにながらせん断変形の影響を考慮したタイプT-mとタイプT-msの方がタイプB-mとタイプB-msよりも固有周期が長くなっていることがわかる。この結果から、動的地震応答解析においても、せん断変形の影響を考慮する必要があると考えられる。

次に、タイプB-mとタイプT-mを用いて弾塑性地震応答解析を実施した結果として、図-6に補剛桁L/4点での軸直角応答曲線を、図-7にタイプB-mの補剛桁およびアーチリブL/4点での橋軸方向時刻歴応答曲線を、図-8にタイプB-mの補剛桁およびアーチリブL/4点での橋軸方向時刻歴応答曲線を示す。図-6からせん断変形の影響を考慮したT-m曲線とB-m曲線を比べて、せん断変形の影響は補剛桁L/4点ではあまり影響していないことが分かる。また、図-7、図-8は、タイプB-mとタイプT-mの橋軸方向時刻歴応答曲線であるが、アーチリブに比べて補剛桁の方が変形が大きいことがわかる。これは、ポスト断面ではアーチリブに対する補剛桁の相対的な橋軸方向の応答変位が大きいことから、結果的にポストの曲げモーメントを受けることになるからであると考えられる。今後は、固有値解析にて得られた結果より、動的弾塑性地震応答解析にコンクリート床版の剛性を考慮した場合についても検討していく予定である。

5. おわりに

本研究では、まず、せん断変形とコンクリート床版の剛性が補剛アーチ橋のモデル化にどの程度影響するのか固有振動特性の点から検討した。今後は、動的弾塑性地震応答解析についてもさらに検討を行っていく予定である。

参考文献

- 1) 土木学会地震工学委員会・地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計法の開発に関する研究小委員会：地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計法の開発，pp.378-382, 2000.3.
- 2) 土木学会鋼構造委員会：橋梁システムの動的解析と耐震性，pp.189-207, 1999.4.
- 3) 後藤芳顕，奥村徹，鈴木昌哉：非線形はりモデルを用いた鋼製橋脚の耐震解析における幾何学的非線形性とせん断変形の影響，土木学会論文集（印刷中）