

石造アーチ橋の地震時安定性に関する簡易照査法と補強方法の提案

国土コンサルタンツ(株) 正員 筒井 光男
九州産業大学 フェロー 水田 洋司
福岡大学 正員 坂田 力

1. はじめに

筆者等は、石造アーチ橋の耐震について、ある条件を満たしていれば耐震性があるとみなす「見なし規定」を提案した¹⁾。今回、文献 1)に条件と項目の追加を行い、再提案する。また、道路橋示方書耐震設計編平成 24 年版で改訂されたレベルⅡタイプⅠに対する対応についても考察を行った。

2. 文献 1) で提案した「見なし規定」

2.1 考え方

多くの地震動加速度は 1G (980gal) を超えないこと、石造アーチ橋の固有振動は、10Hz 前後より高く共振しにくいために、応答加速度は 1G を超えないことが予測される。このことを踏まえて、耐震設計の見なし規定を次の仮定の下に求める。

- i) 地震応答加速度は 1G とする。
- ii) 重力が作用している輪石のみのアーチに、1G を水平に単独で静的に作用させる。この状態で不安定にならない場合に、レベルⅡに対して、耐震性能 3 を満たすと考え。なお、耐震補強方法として、輪石に沿ってケーブルを配置し張力を導入する案を提案する (図-1)。

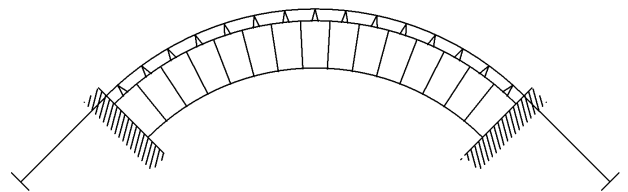


図-1 ケーブル補強イメージ

2.2 見なし規定

通常の支間 (支間 86m 以下) を有する石造アーチ橋において、次の条件をすべて満たす場合は、水平震度 1.0 の地震に対して輪石が崩壊しないとみなせることを提案する。さらに、固有振動数が 10Hz 以上の条件を満たす場合は、レベルⅡ地震に対しても、輪石は崩壊しないと見なせることを提案する。

- i) ライズ支間比が 1/4 以下。
- ii) 輪石外側にケーブルを張って自重相当分張力を導入し、定着部を含めたケーブルの安全率が 3 以上。
- iii) 輪石幅員はライズの 2/3 以上。
- iv) 輪石厚は提案式(1)以上。式中、L は支間(m)、f はライズ(m)を示す。

$$T > (0.022L + 0.28) \sqrt{\frac{2f}{L}} \quad (1)$$

3. 見なし規定の追加

3.1 条件

作用荷重は水平方向に加えて鉛直方向にも 1G 作用させる。ただし、水平と鉛直は同時には作用させない。

3.2 対策

上向きに 1G 作用すると、自重による軸力がゼロとなり、偏心量が無限大となり、不安定になる。図-1 のように輪石外側にケーブルを張り、張力を導入すると、上向きに 1G

作用しても張力が残る。このために偏心量が無限大にはならず、安定である。しかし、輪石外側にケーブルを配置して張力を入れる方法を通常の充腹形式に用いると、次のような欠点がある。まず、ケーブルがスプリング部にも配置されるために、目視できず、維持管理がしにくい。さらに、既設橋の補強に用いるときあるいはケーブルを交換する場合は、中詰め材を撤去し、ケーブルを施工して、埋め戻す必要がある。一方、支



写真-1 支柱式石造アーチ橋

キーワード：石造アーチ橋、地震時安定性、見なし規定、張力導入

連絡先：〒859-3724 長崎県東彼杵郡波佐見町志折郷 1905-8 TEL0956-76-9094

柱を持つ形式(写真-1)では、これらの欠点の多くが解消されている。充腹形式でも施工しやすい案として、曲げ部材を橋面あるいは、壁石内側に支間全長渡って配置し、橋軸方向地震による曲げモーメントに抵抗させる構造が考えられる。橋軸方向地震の荷重を等分布とみなすと、図-2のモデルとなる。このときの固定端曲げモーメント M は次式となる¹⁾。

$$M = \frac{q \cdot f^2}{8} = \frac{w \cdot L \cdot f \cdot S}{8} \quad (2)$$

ここで、 q は水平分布荷重、 S は水平震度、 w は輪石自重と曲げ部材および、曲げ部材と輪石の間に挟まれる重量を含む。曲げ部材を置くだけであれば、上向きに1G作用する時に、輪石の軸力がゼロとなり不安定となる。これに対しては、曲げ部材を下部工(図-3)あるいは地盤(図-4)に固定し張力を導入することで回避できる。この場合、曲げ部材と輪石に挟まれた部分(図-4,5の斜線部)が崩れて、隙間が出来ない構造とする条件がつく。壁高欄と床版からなるU断面曲げ部材を壁高欄端部で固定する案も考えられる。

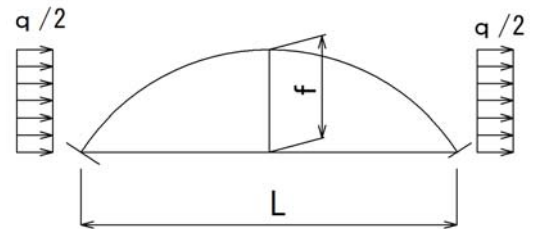


図-2 橋軸方向地震時モデル

4. 道路橋示方書耐震設計編改訂に伴う対応

この見なし規定はあくまで1Gを前提としている。平成14年の道路橋示方書耐震設計編では固有振動数が10Hz以上であれば、レベルⅡの標準加速度応答スペクトルが980galを超えず、さらに地域別補正係数が1.0以下であったために地震動の加速度応答スペクトルが1Gを超えないと見なしした。ただし、減衰定数は0.05以上とし、減衰定数別補正係数は1.0と考えている。しかし、平成24年の改訂でタイプⅠに対する標準加速度応答スペクトルが変更になった。いま、固有振動数10Hzの場合のC地域Ⅰ種地盤で地震動の加速度応答スペクトルを計算してみる。地域別補正係数は0.8であるため、 $1197\text{gal} \times 1.0 \times 0.8 = 958\text{gal}$ となり、1Gより小さい。しかし、地域区分C以外では地域別補正係数は1.0および1.2であり、1Gを超える可能性がある。その場合は、実際の地盤、減衰率、固有振動数を確認し、導入張力を増すなどの対策をとることが望ましい。

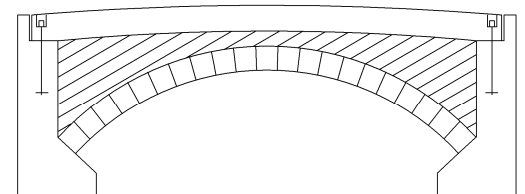


図-3 曲げ部材を橋台へ固定

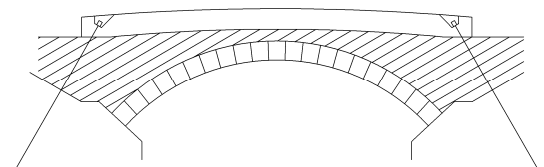


図-4 曲げ部材を地盤へ固定

5. まとめ

見なし規定を次のように変更する。通常の支間を有する石造アーチ橋において、i)項からiv)項すべて、あるいはi)、ii)、iii)項およびv)項をすべて満たす場合は、水平および鉛直震度1.0の地震に対して輪石が崩壊しないとみなせることを提案する。さらに、道路橋耐震設計編地域区分Cでは固有振動数が10Hz以上の場合は、レベルⅡ地震に対しても、輪石は崩壊しないと見なせることを提案する。地域区分C以外では、実際の地盤、減衰率、固有振動数を確認し、地震動の加速度応答スペクトルが1Gを超える場合は、導入張力を増す、或いは式(2)の曲げモーメントを増す等により対応が可能と考えられる。

- i) ライズ支間比が1/4以下。
- ii) 輪石幅員はライズの2/3以上。
- iii) 輪石厚は提案式(1)以上。
- iv) 輪石外側にケーブルを張って自重相当分張力を導入し、定着部を含めたケーブルの安全率が3以上。
- v) 橋軸方向震度1.0時の曲げモーメント(式(2))に耐える曲げ部材を支間全長に渡り配置し、その両端を下部工あるいは地盤に固定し、張力を導入する。このとき、曲げ部材と輪石に挟まれた場所にある材料が崩れて、隙間が出来ないような構造とする。

参考文献

- 1) 筒井、水田、坂田：石造アーチ橋の地震時安定性に関する簡易照査法と補強方法、平成25年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集、I-49、平成26年2月。