

トラス橋の静的リダンダンシー解析のための 衝撃係数に関する研究

構造研究室 TRAN LE PHUOC TAN
指導教員 岩崎 英治

1. はじめに

日本の社会基盤構造物は、高度経済成長期に大量に建設されたため、基盤構造物の劣化に伴う問題が多くなっており、図-1と図-2に表す例は木曾川大橋と本荘大橋の斜材が腐食により破断した。しかし、これらは落橋に至らなかった。この場合のように、橋梁の一部が破断した際においても、橋は崩落に至らない場合がある。これは、破断部材の断面力が他部材により負担され、構造全体としての余裕が破断した場合と比較して大きかったためである。



図-1 木曾川大橋



図-2 本荘大橋

最近ではこの違いを明らかにするために解析が行われており、解析では、橋の部材の破断が動的なために、動的解析が部材構造の分析するための最適な方法であるとされている。しかし、動的解析は非常に複雑で、実際に動的解析を適用するための適切な解決法ではない。従って、破断した斜材に α 係数と拡大した代替荷重を使う静的方法がよく使用されている。なお、荷重に拡大するために使用されている α 係数は衝撃係数と呼ばれており、URS レポート¹⁾により、図-3に表すように1自由度モデルとしての衝撃係数 1.854 が採用されている。しかし、後藤ら²⁾により、衝撃係数は1自由度モデルではない橋梁形式に依存し、変化する可能性があるため、多自由度系モデルを検討するべきであると考えられている。

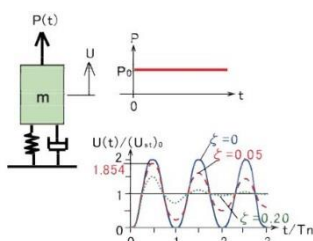


図-3 衝撃係数を算出するための
1 自由度モデル

そこで、本研究では、トラス橋の部材が破断した場合に対して、多自由度モデルでの α 衝撃係数の算定の検討を行った。

2. 研究の対象橋梁

2.1 対象橋梁

本研究での対象橋梁は二つの三面橋と高柳橋の対象である。

三面橋（図-4、表-1）として、1973（昭和48）年に建設された、新潟県村上市の県道349号における三面川と交差する地点に架かる下路式鋼単純トラス橋を対象とした。橋長91.2m、幅員6.5mの下路式鋼単純トラス橋である。森林開発公団（現：緑資源機構）の橋梁であり、現在は新潟県が管理している。

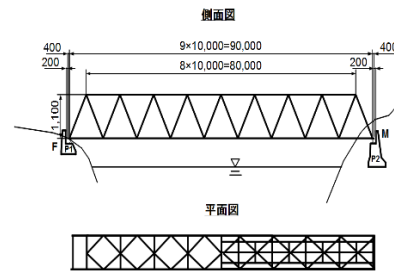


図-4 三面橋構造一般図

表-1 三面橋

項目	諸元
地先	新潟県村上市岩崩
路線名	新潟県道349号 鶴岡村上線
交差条件	二級河川 三面川
橋長	91.2 m
幅員	6.5 m
支間割	10.0m x 9
上部工形式	下路式鋼単純トラス橋
完成年度	1973(昭和48)年
適用基準	道路橋示方書(1971)
等級	1等橋

高柳橋（図-5、表-2）として、新潟県柏崎市の県道12号における石黒川と交差する地点に架かる上路式鋼単純トラス橋を対象とした。ダム新設（鯖石川ダム付替）に伴う道路整備の一環として計画され、昭和46（1971）年に橋梁の架け換えが行われた。橋長75.0 m、幅員6.5 mの上路式鋼単純トラス橋である。新潟県の橋梁である。

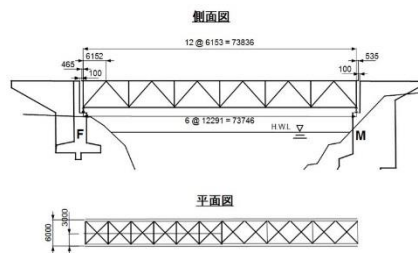


図-5 高柳橋構造一般図

表-2 高柳橋

項目	諸元
地先	新潟県柏崎市高柳町門出
路線名	新潟県道12号 松代高柳線
交差条件	二級河川 石黒川
橋長	75.0 m
幅員	6.5 m
上部工形式	上路式鋼単純トラス橋
下部工形式	重力式橋台、扶壁式橋台
完成年度	1971(昭和46)年
適用基準	コンクリート標準示方書(1956) 鋼道路橋設計製作示方書(1956) 溶接鋼道路橋示方書(1957) 合成樹脂設計施工指針(1965) 鋼道路橋の一方鉄筋コンクリート床版の配筋設計要領(1967)
等級	1等橋(TL-20)

2.2 解析モデル

本研究での解析モデルは Diana プログラムで設計された 3 次元解析モデルである。三面橋の解析モデルを図-6 に示す。高柳橋の解析モデルを図-7 に示す。

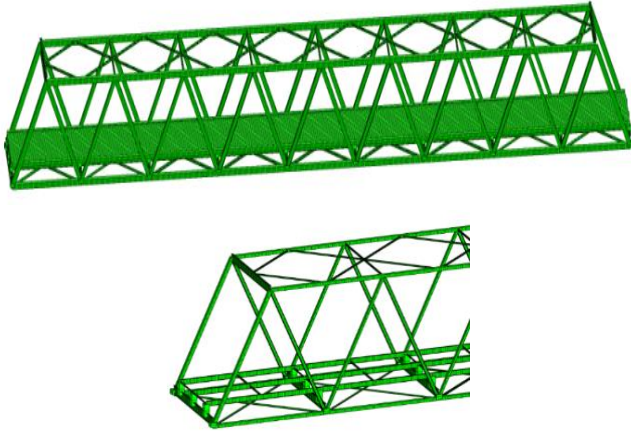


図-6 三面橋の 3 次元モデル

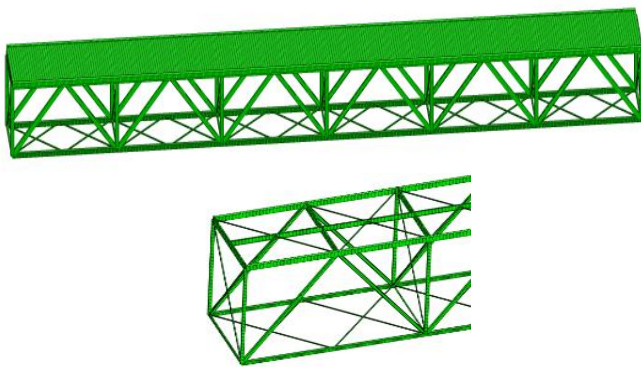


図-7 高柳橋の 3 次元モデル

2.3 研究ケース

後藤らにより、崩壊危険部材は多くの場合が張力部材である。図-8 に示すような 6 つの研究ケースが三面橋と高柳橋の張力を持つ部材で起こるほとんどの破断のシナリオを示し、このケースでの算定を行った。

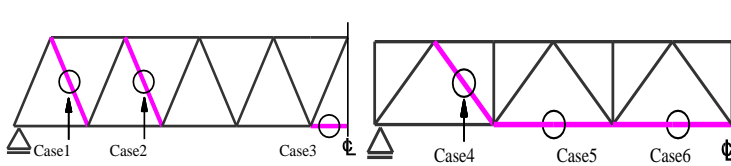


図-8 研究ケース

3. 解析手順

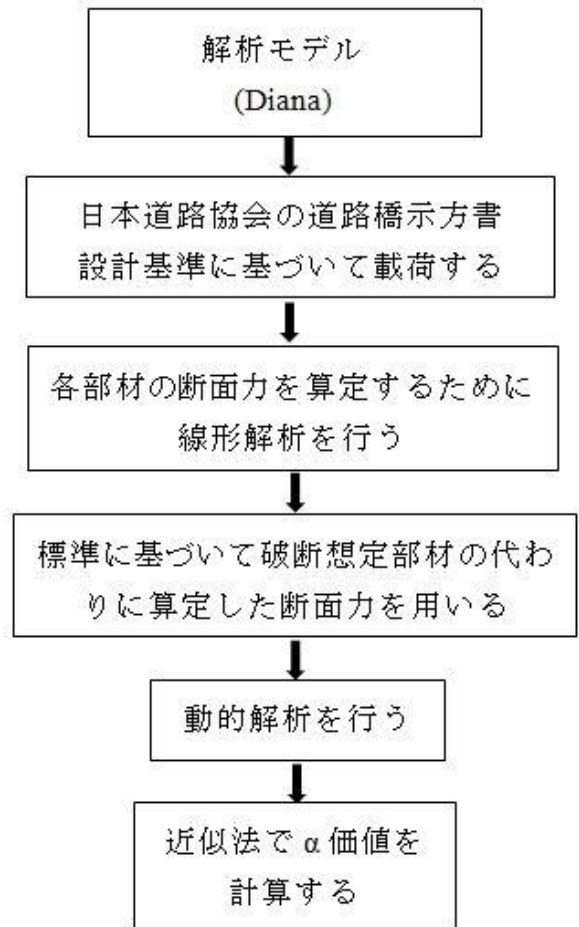


図-9 解析手順

本研究での解析の過程は図-9 に示すように順番に行われた。最初、実際の対象橋梁から、Diana プログラムで解析モデルを作るのを行う。それから、日本道路協会の道路橋示方書³⁾の設計基準に基づいて載荷する。荷重は橋の主構部（トラス）と床版とアスファルト舗装の死荷重 (D) と橋に沿って移動するトラックの活荷重 (L) を含む。載荷することを行った後で、格部材の断面力を算定するために線形解析を行う。次に、後藤らにより標準に基づいて算定した断面力で破断想定部材を代わることを行う。その後、動的解析を行うために時間に伴う変動荷重を載荷する。最後、近似法で α 値を計算する。Diana プログラムは動的解析を自動的にを行うことを許可します。しかし、動的解析を行うことができるために Rayleigh 減衰のパラメーターを入力することが必要である。動的解析を行うことは近似方で衝撃係数を計算するために動的影響要素とゆう要素を提供する。最後は、近似方で α 衝撃係数を計算することを行う。

後藤らにより、以下に式は近似方で α 衝撃係数を計算することための基礎である。

$$\begin{aligned} \alpha_i &= \frac{\sigma_{idm} - \sigma_{is}^{(0)}}{\sigma_{is} - \sigma_{is}^{(0)}} \\ &= \frac{(\sigma_{idm} - \sigma_{is}^{(0)}) / \sigma_{iy}}{(\sigma_{is} - \sigma_{is}^{(0)}) / \sigma_{iy}} \\ &= \frac{(N_{idm} - N_{is}^{(0)}) / N_{i0} + (M_{xidm} - M_{xis}^{(0)}) / M_{xi0} + (M_{yidm} - M_{yis}^{(0)}) / M_{yi0}}{(N_{is} - N_{is}^{(0)}) / N_{i0} + (M_{xis} - M_{xi0}^{(0)}) / M_{xi0} + (M_{yis} - M_{yis}^{(0)}) / M_{yi0}} \end{aligned} \quad (1)$$

ここでは、

i=1: 破断することが起こった場合に対応

i=2: 破断することが起こっていない場合に対応

σ_{idm} : 部材の故障が発生した後の i^{th} 部材の最大動的応力

σ_{is} : 部材の故障が発生した後の i^{th} 部材の静的応力に対応

$\sigma_{is}^{(0)}$: 最初の橋の部材の故障が発生する前の i^{th} 部材の静的応力に対応

σ_{iy} : i^{th} 部材の座屈応力 (材料定数)

$N_{idm}, M_{xidm}, M_{yidm}$: 部材の故障が発生した後の i^{th} 部材の最大動的軸力と最大動的曲げモーメント

N_{i0}, M_{xi0}, M_{yi0} : i^{th} 部材の断面の最初座屈能力 (断面定数)

N_{is}, M_{xis}, M_{yis} : 部材の故障が発生した後の i^{th} 部材の静的対応軸力と曲げモーメント

$N_{is}^{(0)}, M_{xis}^{(0)}, M_{yis}^{(0)}$: 最初の橋の部材の故障が発生する前の i^{th} 部材の静的対応軸力と曲げモーメント

(1) 式の中で、断面定数の N_0 と M_0 は以下の(2)式と(3)式と(4)式で計算された。

$$N_0 = \int_A \sigma_y dA = \sigma_y \cdot A_{net} \quad (2)$$

$$M_{x0} = \sigma_y \cdot S_x \quad (3)$$

$$M_{y0} = \sigma_y \cdot S_y \quad (4)$$

$S_{xy} = \frac{I}{c_{x/y}}$ I : 慣性モーメント, $c_{x/y}$: x 或いは y 断面の外側の繊維まで N.A. から距離

以上に式の N と M の計算と解析のこの結果から、

$(\sigma_{idm} - \sigma_{is}^{(0)}) / \sigma_{iy}$ 値と $(\sigma_{is} - \sigma_{is}^{(0)}) / \sigma_{iy}$ 値を計算することを行って、Excel プログラムで図-10 のように図る

ことを行った。本研究の各結果図では、 $(\sigma_{idm} -$

$\sigma_{is}^{(0)}) / \sigma_{iy}$ の 264 値と $(\sigma_{is} - \sigma_{is}^{(0)}) / \sigma_{iy}$ の 264 値を含

む。 α 値は $y = mx$ ネットラインの $\tan\theta$ 値である。

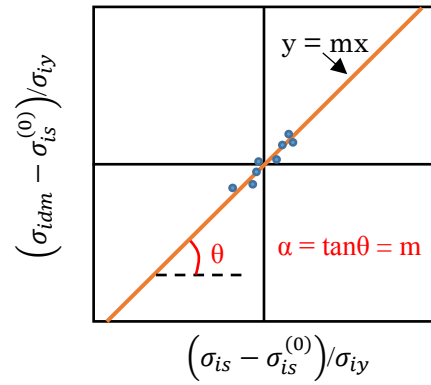


図-10 近似方

4. 結果

α 衝撃係数の結果は図-11~図-16 のように示される。

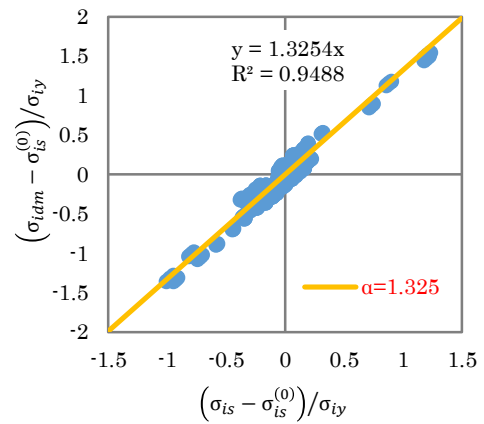


図-11 1 ケースの α 衝撃係数の結果

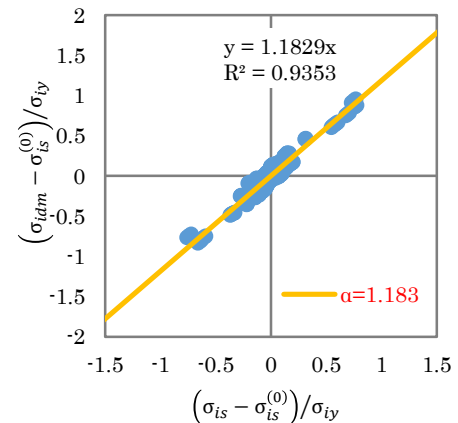


図-12 2 ケースの α 衝撃係数の結果

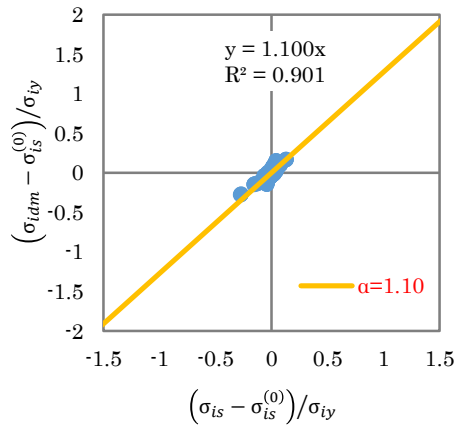


図-13 3 ケースの α 衝撃係数の結果

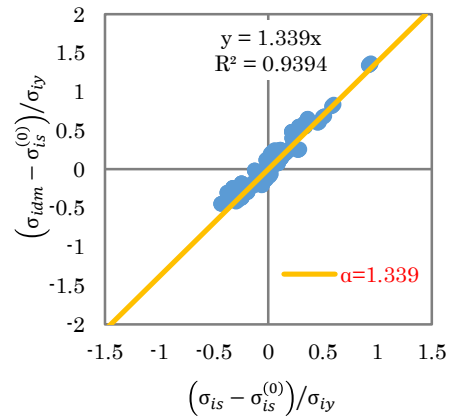


図-16 6 ケースの α 衝撃係数の結果

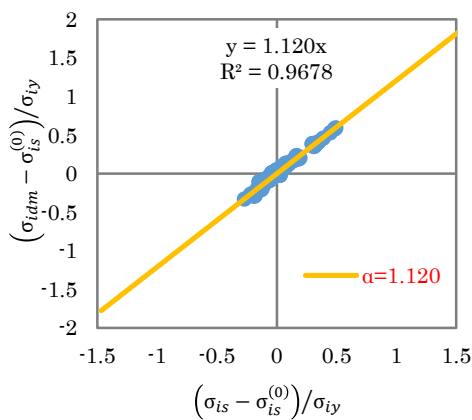


図-14 4 ケースの α 衝撃係数の結果

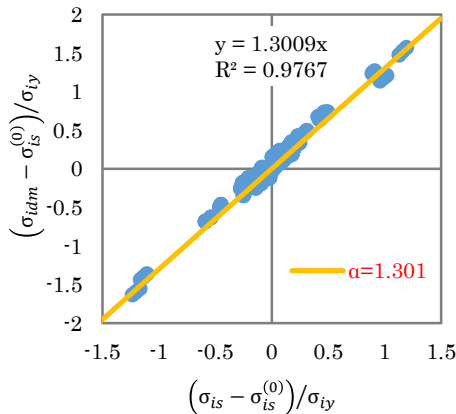


図-15 5 ケースの α 衝撃係数の結果

5. まとめ

本研究では、トラス橋の部材が破断した場合に対して、多自由度モデルでの α 衝撃係数の算定の検討を行った。

表-3 α 衝撃係数の結果

ケース	α 値
ケース 1	1.325
ケース 2	1.183
ケース 3	1.100
ケース 4	1.120
ケース 5	1.301
ケース 6	1.339

表-3 に示すように、本研究での各ケースの衝撃係数の結果は異なる結果であり、URS レポートにより衝撃係数の 1.854 一般値より小さい値の結果となった。この結果のため、リダンダンシー解析を行う前に衝撃係数を計算するための一般的な方法を提案することは重要であり、解析の精度向上は重要であると考えられておる。既設橋梁の実態を解析により正確に把握することは、大量の社会基盤構造物の均質な評価に繋がり、より効率の良い維持管理を行う上で有益であると考えられる。

参考文献：

- (1) URS corporation: *Fatigue evaluation and redundancy analysis*, Bridge No.9340, I-25W over Mississippi river, Draft report, 2006
- (2) 後藤芳顕, 川西直樹, 本多一成: リダンダンシー解析における鋼トラス橋の引張り斜材破断時の衝撃係数, 構造工学論文集 Vol.56A, 2010
- (3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編, 2002