2016年熊本地震で被災した鋼斜張橋の再現解析

青田 洸希1·藤倉 修一2·藤岡 光3

 1学生会員 宇都宮大学大学院 地域創生科学研究科 (〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)
2正会員 Ph.D. 宇都宮大学准教授 地域デザイン科学部 社会基盤デザイン学科 (〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)
3学生会員 宇都宮大学大学院 地域創生科学研究科 (〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

1. はじめに

2016年4月に発生した熊本地震では、14日の前震や 16日の本震を含む一連の地震活動によって、道路や 橋梁などの交通インフラ施設に数多くの被害が生じ た.特に山岳地に位置する県道28号線は、活断層が ほぼ平行に走っており、そこに架橋されている橋梁 では、甚大な被害が確認された.その中でも、鋼斜張 橋である桑鶴大橋において、桁の残留移動、橋台パ ラペット部の損傷、支承の破断などの被害が生じた¹⁾ ²⁾.

実際の地震被害を受けた斜張橋の研究として,台 湾集集地震で被災した集鹿大橋の非線形動的解析⁴⁾ などが挙げられるが,実際に地震被害が生じた斜張 橋の例は少なく,研究の数は少ない.そのため,本研 究において熊本地震で実際に被害を受けた鋼斜張橋 である桑鶴大橋の非線形動的解析を行い,損傷メカ ニズムを解明することは重要である.

そこで本研究では、兵庫県南部地震以降の平成14 年道路橋示方書に準拠して耐震補強工事が行われ、 熊本地震で被害を受けた桑鶴大橋の被害再現解析を 行い、鋼斜張橋の被害メカニズムを明らかにするこ とを目的とする.桁端部で衝突の跡が確認されたた め、桁端部に衝突バネを設けた非線形動的解析を行 い、断層モデルを用いて推定した架橋地点での再現 地震波による解析結果と被害状況との比較を行った.

本稿では、特に、その破壊が橋梁全体の地震時挙 動に大きな影響を及ぼす支承の破壊メカニズムにつ いて検討し、また、本橋梁が有する不等径間、曲線橋 という特徴が支承の破壊にどのような影響を与えた のかについても考察を行う.

2. 対象橋梁と被害状況

対象橋梁である桑鶴大橋は,平成2年道路橋示方 書によって設計され1998年に竣工し,平成14年道 路橋示方書によって,2010年に耐震補強が行われ ている.解析モデル概要を図-1に示す.橋長160m の2径間連続鋼斜張橋であり,スパン割りは主径間 が99.4m,側径間が59.4mの不等径間を有し,鋼主 塔で支持されている.さらに,A1橋台からA2橋台 にかけて4.8%の上り勾配と平面曲率350mを有す る曲線橋である.

地震後の被害状況によると, P1 主塔, A2 橋台に それぞれ2基ずつ設置された支承は, 桁と支承を繋 ぐボルトが破断したことによって,全て桁から分離 していることが確認された.また P1 主塔部には, 耐震補強時に桁変位制限装置として各支承に4本ず つ緩衝ピンが設置されていて,それら全ての緩衝ピ ンにおいても破断が確認された.緩衝ピンは支承部 よりも高い強度で設計されており,緩衝ピンが破壊 した後に支承が破壊に至ったと考えられる.

支承の破壊に加えて, A1 橋台と A2 橋台において パラペットの損傷や桁の変位制限構造の破壊が見ら れ,桁全体の残留移動変位や A2 橋台地点での桁の 浮き上がりなどの被害も確認された.

3. 解析概要

本橋梁は縦断勾配を有する曲線橋であり、これら の特徴が複雑な地震応答を示すことが予想されるた め、解析モデルは図-1に示すような、3次元立体フ レームモデルとした.被災状況から、桁には大きな 損傷が見られなかったため破壊を考慮しない線形梁







図-2 材料構成則

要素,主塔には局所的な応力状態などを考慮できる ファイバー要素を用いた.主塔に使用されている鋼 材の材料構成則には,図-2に示すバイリニアモデ ルを用い,降伏強度は355N/mm²とした.ケーブル はケーブル要素でモデル化し,引張にのみ抵抗する 非線形モデルを用いた.支承は主塔および各橋台に 2基ずつ設け,線形バネ要素でモデル化をした.A1 橋台とP1主塔の支承が可動支承,A2橋台の支承が 固定支承である.桁と橋台パラペット部の衝突を再 現するため,桁端部において橋軸方向に衝突ばね⁵⁾ を設置し,A1橋台には200mm,A2橋台には 150mmの遊間を設定した.鋼材の設計基準強度に ついて,ヤング率を200kN/mm²,ポアソン比を 0.3,質量密度7.85×10³kg/m³した.

本解析で用いた入力地震波としては、本橋梁の架 橋地点において観測された地震波は存在しないた め、本橋らが提案する桑鶴大橋の各橋台および主塔 位置における地震動を推定した再現地震波のを用 い、橋梁の向きに合わせて入力した.この再現波を 主塔および橋台の基部に強制変位として入力した.

本研究の解析では、非線形時刻歴応答解析プログ ラム TDAPIII⁷を用いた.数値積分法は Newmark β



図-3 自重作用時の変形図

表-1 自重作用時の支承反力

位置	成分	自重反力(kN)	
		G1	G2
A1 橋台	鉛直	633	679
P1 主塔	鉛直	268	-34
A2 橋台	鉛直	-927	-703

法 (β=1/4) を用いて,積分時間間隔は 0.02 秒とした. 減衰には Rayleigh 減衰を用いた.

4. 解析結果および考察

(1) 自重解析

まずは,本橋梁の自重作用時の状態を把握するた めに, 鉛直下向きに重力加速度 9.8m/s²を与える自 重解析を行った. 各ケーブル張力については, 設計 時の張力に近づくように、繰り返し計算をして、調 整を行った. 図-3 に自重状態での橋梁の変形図 を, 表-1 に各支承部の鉛直反力を示す. なお, 反 力がマイナスの場合は、負反力を示す.図-3より A1 橋台から P1 主塔までの径間で-227mm の下方向 への変位, P1 主塔から A2 橋台までの径間では 207mmの上方向への変位が確認された.これは, 桁の不等径間という特徴が影響し,短い方の径間で 桁の上昇が発生したと考えられる. この主径間と側 径間の変位に伴って,表-1に示すようにA2橋台上 の支承で大きな負の値となっており,桁の上昇に伴 う負反力が生じている.このことから、本橋梁に は、自重作用時において不等径間を原因とする桁の 浮き上がり力によって負反力が生じ、各支承間で反 力に違いが生じていることが分かる.

(2) 支承の破壊判定条件

支承には、軸力、せん断力および曲げモーメント が同時に作用する.これらの作用により、支承部の ボルトには、結果的に軸力およびせん断力が同時に 作用すると考え、支承の破壊を解析結果から確認す るために、ボルト1本分の強度に対して、以下の照 査式を用いた.



図-4 A2 支承の応答

$$\sqrt{\left(\frac{N}{N_B}\right)^2 + \left(\frac{V}{V_B}\right)^2} \le 1 \tag{1}$$

ここで N, V は支承に作用する軸力およびせん断 力,N_B,V_Bはボルト1本分の引張強度およびせん 断強度である. ボルトに作用する軸力には, 橋軸回 りのモーメントによって生じる軸力分も考慮してい る. ここで, A2 支承に着目すると, A2 支承のボル トに使用されている材料の引張強度は1030N/mm², せん断強度は 595N/mm²であり、実際に期待される 強度を考慮するために、これらの強度を1.2倍し、 軸断面積 2830mm²をかけたものをボルト1本分の 強度とした.また、P1 主塔部では支承のボルトよ りも桁変位制限構造である緩衝ピンの強度の方が大 きいため、緩衝ピンについても、支承同様に式(1)を 用いて照査を行い,破壊について照査する.緩衝ピ ンの材料の引張強度は570N/mm², せん断強度は 329N/mm²であり, A2 支承同様に強度を 1.2 倍し, 軸断面積 4418mm²をかけたものを強度として用い た.

(3) 支承の破壊過程

A2橋台上支承でのN, Vの時刻歴応答の解析結 果をもとに,式(1)の左辺より計算した結果を図-4 に示す.ここで,図-1に示すように,曲率外側の 主桁をG1,曲率内側の主桁をG2とした.横軸は時 間,縦軸はそれぞれの強度に対する断面力の割合で あり,式(1)左辺の値とその軸力分(N/N_B)とせん断力 分(V/V_B)をそれぞれ示す.

まず,G1側の支承について,11.6秒付近で大き な応答が生じたため,式(1)左辺の値が1.03に達し



図-5 P1 支承の応答

ている.その時点での軸力とせん断力,それぞれの 応答を確認すると,軸力分が0.96程度と大きい値 である.G2側の支承についても,11.6秒付近で大 きな応答が生じているが,破壊限界までは達してい ない.しかしながら,G1側の支承が破壊された直 後に,G2側の支承に力が再分配され,解析結果よ りも大きな力が作用したことによってG1側と同様 に破壊したのではないかと考えられる.

次に P1 主塔の支承について、支承の近くに設置 されている桁変位制限装置が破壊すると,より強度 の小さい支承も破壊に至ると考え、桁変位制限装置 の緩衝ピンの強度を用いて式(1)により照査を行っ た. 照査の結果を図-5 に示す. 図-5 から, G1 側, G2 側の両方とも限界値には達していない. しか し、曲線橋は地震時に支承部が破壊すると、曲線の 法線方向外側に変位する傾向が知られており⁸⁾, A2 橋台の2基の支承が11.6秒付近で破壊したと想定 すると、破壊後に P1 主塔の支承に力が再分配さ れ, 解析結果よりもせん断方向に大きな力が作用し ていた可能性がある. 11.6 秒後, G2 側の支承にお いて、12.1 秒付近で大きな力が生じているため、そ の時点で破壊に至った可能性があり、G2側の支承 が破壊した直後に、G1 側の支承にも大きな力が作 用し破壊に至ったと考えられる、以上から、プログ レッシブ・コラプスと呼ばれる支承の破壊の連鎖が 生じて,損傷が進展していったと推測できる.

A2 橋台側の支承では P1 主塔と比べると, 軸力分の割合が大きいが, これは桁が不等径間であるため, A2 橋台側の桁が上方向に変位する力が作用して, 支承に負反力が生じている影響である.また, P1 主塔の支承について, 軸力分とせん断力分の応答を比べると, 大きな力が作用している時刻では, 主にせん断力分, つまり, 橋軸直角方向の力が卓越

している.これは、本解析モデルは曲線橋であるため、桁全体が面外方向へ移動しているためであると 考えられる.

(4) その他の被害

A2 橋台と P1 主塔の支承が破壊したことによっ て、地震による桁全体の移動が生じ、その影響によ り、桁端部で桁と橋台の衝突が生じ、橋台パラペッ ト部が損傷する被害や、A2 橋台の変位制限構造の 破壊、桁の残留移動などの被害が生じたと考えられ る.

5. まとめ

本研究では、2016年4月に発生した熊本地震に おいて、甚大な被害が生じた鋼斜張橋である桑鶴大 橋について被害分析を行うために、3次元フレーム モデルを用いて、自重解析及び本橋梁地点における 推定地震動を入力した再現解析を行った.本検討で 得られた主な結果をまとめると以下のようになる.

- 自重作用時にA2橋台上の支承に鉛直上向きの 力が作用しており、これは桁の不等径間を原因 とする側径間側における桁の上昇によるもので あると考えられる。
- 2. A2 橋台の支承では主に鉛直方向の力が大きく 作用しG1 側の支承が破壊された後,G2 側へ と破壊が進展し,さらに,P1 主塔では,A2 橋 台の支承が破壊したことにより力が再分配さ れ,破壊に至ったと推察される.
- A2 橋台の支承の破壊は、不等径間による桁の 浮き上がりによる負反力、P1 主塔の支承の破 壊は、曲線橋の特徴である面外方向への移動に よるせん断力の作用が影響したと考えられる。
- A2 橋台や P1 主塔の支承が破壊したことによって,橋軸方向や橋軸直角方向の固定がなくな

り,桁と橋台パラペット部の衝突や,桁の残留 移動などの被害が生じたと推察できる.

今回の解析により、本橋梁の不等径間桁、曲線橋 といった橋梁特性が地震被害の原因と推察したが、 今後、これらの特徴が被害にどのように影響したか を解明するために非線形動的解析を行い、それぞれ の振動に対する影響について比較検討を行う予定で ある.

参考文献

- 藤倉修一,川島一彦:2016年熊本地震による道路橋の 被害概要,第19回性能に基づく橋梁等の耐震設計に 関するシンポジウム講演論文集,pp.161-168,2016.
- 2) 上田智也,大森貴行,葛西昭:2016年熊本地震における鋼斜張橋の損傷メカニズム,第4回九州橋梁・構造 工学研究会シンポジウム, pp.95-100, 2016.12.
- 3) 川島一彦:地震との戦い,鹿島出版会, 2014.
- 4) 幸左賢二,田崎賢治,加藤啓介,庄司学:PC斜張橋の 地震被害分析と耐震性の評価,土木学会論文集A, Vol.65, No.1, pp.81-97, 2009.2.
- 渡邊学歩,川島一彦:衝突ばねを用いた棒の衝突の数 値解析,土木学会論文集,No.675/:衝突ばねを用いた 棒の衝突の数値解析,土木学会論文集,No.675/I-55, pp.125-139, 2001.4.
- 6) 本橋秀樹,野中哲也,馬越和也,中村真貴,原田隆典: 熊本地震の断層近傍における地震動と橋梁被害の再 現解析,構造工学論文集,Vol.63A, pp.339-352, 2017.3.
- 7) アーク情報システム: TDAP III, Ver.3.09, 理論説明書, 2017.
- 大塚久哲,神田昌幸,鈴木基行,吉澤努:水平地震動 による曲線橋上部構造の移動挙動解析,土木学会論文 集, No.570/I-40, pp.305-314, 1997.7.