変位制限構造の設置位置の違いによる変位制限 構造および橋台躯体の損傷に関する基礎的検討

梶田 幸秀¹・Gankhuu KHURELBAATAR²・松田 泰治³

¹正会員 九州大学大学院准教授 工学研究院 社会基盤部門(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744) E-mail: ykajita@doc.kyushu-u.ac.jp

²非会員 九州大学大学院工学府建設システム工学専攻修士課程 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

E-mail: baatar@doc.kyushu-u.ac.jp

³正会員 九州大学大学院教授, 工学研究院 社会基盤部門 (〒819-0395 福岡市西区元岡744)

E-mail: mazda@doc.kyushu-u.ac.jp

本研究では、2016年熊本地震で確認された橋軸直角方向用の変位制限構造および橋台躯体の損傷形 態に着目し、実際に被災した扇の坂橋のA1橋台上の変位制限構造に対して静的載荷解析を行い、実際 の被害状況を解析結果と比較した.続いて、同一の設計荷重下において、変位制限構造の設置位置を橋 座縁端に寄せた場合、設置位置を実橋モデルや橋座縁端に寄せたモデルの中間位置に設置させた場合 の解析を実施し、変位制限構造の設置位置の違いによる損傷のメカニズムや、橋台躯体への影響など の検討し、変位制限構造の設計に関する考察を行った.

Key Words : Finite element method, the failure mode of the shear key, Kumamoto earthquake, Static loading analysis

研究背景と目的

2016 年熊本地震では,最大震度 7 の地震が 2 度発 生し,多くの構造物や交通インフラ施設に被害が発 生した.一連の地震活動において震度 7 が 2 回観測 されたことは,日本で地震観測が開始された 1885 年 以降初めてである.

扇の坂橋は布田川断層に並行して走る県道 28 号 線の俵山バイパスに架設された橋梁であり,2016 年 熊本地震で被害を受けた(写真-1).この橋梁は俵山 バイパスに架設された他の橋梁に比べて被害は必ず しも大きくないが,桁端部主桁垂直補剛材の局部座 屈や変位制限構造のせん断破壊など細部構造の損傷 が確認されている.

扇 の 坂 橋 の 橋 長 は 128m(支 間 長 38.9m+48.8m+38.9m),曲線半径250mからなる鋼3径 間連続曲線桁橋である.橋台は斜面上に構築され, 縦断勾配は起点(熊本側)から終点(高森側)にか けて縦断勾配6%で昇る.横断勾配は曲線中心方向 に5%の片勾配を有している.

扇の坂橋の変位制限構造の被害状況について, 写真-2に示す.上部構造全体が曲線外側方向へ25cm 程度移動し,残留変位として残っている.扇の坂橋



写真-1 扇の坂橋全景



写真-2 A1 橋台曲線外側の変位制限構造 の損傷状況

A1 橋台では,変位制限構造は2 個設置されているが, 写真-2 に示すように曲線外側の変位制限構造のみせん断破壊が生じており,曲線内側に設置されている 変位制限構造には損傷が生じていなかった.







図-2 沓座部設計図面

また,支承部は変形し,支承部の橋軸直角方向に設 置されたサイドブロックは両側とも損傷が確認され, 特に曲線外側のサイドブロックは橋台への取り付け 用のボルトが破断していることが確認されている. 扇の坂橋では,変位制限構造のみが損傷しており, 橋台躯体には目立った損傷は見られなかった.扇の 坂橋 A1 橋台の沓座平面図,正面図を図-2 に示す.

一方,九州自動車道熊本 IC におけるランプ橋であ る東原橋の変位制限構造の被災状況を**写真-3**に示す. こちらでは,扇の坂橋の場合とは違い,変位制限構 造本体そのものよりも橋台躯体に発生したひび割れ が目立った損傷となっている.

前川らは¹⁾,縁端近くに設置される横変位制限構造では、横変位制限構造自体のせん断破壊と横変位制限構造周りの押し抜きせん断破壊の2つの損傷メカニズムが考えられることに着目し、橋座縁端に配置された横変位制限構造の縁端からの距離等をパラ



写真-3 東原橋 A2 橋台側の地震終了後の損傷状況

表-1 材料物性值

(i) コンクリート	
設計基準強度	$24 \mathrm{N/mm^2}$
弾性係数	2. $3 \times 10^4 N/mm^2$
(ii) 鉄筋	
使用鉄筋	SD345
弹性係数	2. $1 \times 10^5 N/mm^2$
降伏応力度	$345 \mathrm{N/mm^2}$

メータとした実験を行い,損傷の程度などを確認している.

本論文では、扇の坂橋の変位制限構造のせん断破 壊に着目して、数値解析モデルを作成し、FEM 解析 ソフト FINAL²⁾を用いて橋台躯体を含めた変位制限 構造の破壊メカニズムの進展について考察を行い、 また変位制限構造の設置位置の違いより変位制限構 造や橋台躯体の損傷状況がどのように変化するかを 比較して変位制限構造の設計に関する知識を深める ことを目的とした.

2. 解析概要

(1) 解析モデル

図-1 に示すように扇の坂橋の A1 橋台躯体及び変位 制限構造に対して3つのケースで解析を行った.図 -1 (a) は実構造物と同じ位置に変位制限構造を設置



図-3 変位制限構造の荷重載荷位置

したモデル(以下,実橋モデルと呼ぶ),図-1(b) は変位制限構造の位置を橋座縁端に寄せたモデル (以下,モデル1と呼ぶ),(c)は実橋モデルとモデ ル1の中間位置に変位制限構造を設置してモデルで ある(以下,モデル2と呼ぶ).モデル2について は、図-2の沓座部設計図面のとおり実橋梁では設置 位置に支承が存在しているが,支承の存在は無視し, 数値モデルの作成を行った.実橋モデルの変位制限 構造の重心位置は橋座縁端から1724mm,モデル1 では224mm,モデル2では974mm離れた位置とな る. 全てのモデルとも橋台躯体及び変位制限構造の 寸法および材料物性値については同一とした. 解析 モデルではパラペット,フーチングを取り除いて解 析モデルを作成した.これは,橋軸直角方向に対し て変位制限構造に外力が作用した場合、パラペット やフーチングには、ほとんどひずみが発生せず、損 傷がないことを確認しており、橋台全体をモデル化 した場合とほぼ同じ結果になることを事前解析で確 認したためである. 扇の坂橋 A1 橋台の特徴として, 橋軸直角方向に傾斜(4.2%)がある.また,奥行き 方向(橋軸方向)に対しても傾斜(2.0%)がある.

(2) 材料物性值

変位制限構造に用いた鉄筋およびコンクリートの 物性値を表-1 に示す.変位制限構造の鉄筋は主鉄筋 として D29 が 10 本,帯鉄筋として D14 が 3 段,配筋 されている.

(3) 材料構成則

材料構成則について, コンクリートの圧縮特性に ついては, 修正 Ahmad モデル³⁾ を用いた. 続いてコ ンクリートの引張特性については, 出雲らによるテ ンションスティフニング特性を考慮したモデル⁴⁾を 用いた. コンクリートは 8 節点のソリッド要素, 鉄 筋は軸力を考慮できる梁要素とし, コンクリートと 鉄筋は完全付着であると仮定した. また, 鉄筋につ いては, Von Mises の降伏条件式を満たすバイリニ



図-4 変位制限構造の荷重と変位関係図

ア型モデルとし,降伏後の剛性は初期剛性の 0.01 倍 とした.

(4) 載荷方法

載荷方法としては,橋梁設計図より,ゴム製緩衝 材が変位制限構造と接触する図-3の赤色の要素中の 各節点に強制変位を与えた.強制変位は,1step あ たり0.03mm ずつ15mm まで漸増的に載荷を行った.

(5) 設計地震力について

扇の坂橋の変位制限構造の設計地震力については, 平成 8 年版の道路橋示方書の式(1)により算出され ている⁵⁾.

$$H_s = 3k_h R_d \tag{1}$$

ここで、 H_s は変位制限構造に用いる設計地震力、 k_h はレベル 1 地震動に相当する設計水平震度で 0.25 となる. R_d は A1 橋台に作用する上部構造の死荷重反 力(647kN)である. そのため、設計地震力は 485kN となる.

3. 静的載荷解析結果

(1) 各モデルの荷重や変位の関係と損傷図

図-4に変位制限構造頂部節点の荷重と水平方向変 位の関係を示す.図中の丸印は橋台躯体にひび割れ が最初に発生した点,三角印は、変位制限構造の主 鉄筋が降伏した点,また四角印は変位制限構造のコ ンクリートが圧縮側で最大強度に達し,圧壊した点 である.変位制限構造にひび割れが発生した時の荷 重は小さいため図-4に示してないがいずれのモデル においても、変位制限構造にひび割れが生じ,次に 橋台躯体にひび割れが生じ,コンクリートの圧壊の 後に変位制限構造の主鉄筋が降伏するという損傷の 流れになっている.しかし,損傷発生時の荷重は異



図-5 設計地震力 485kN 時における損傷図









(a) 実橋モデル(1411kN時)

(b) モデル1 (553kN時)

図-7 主鉄筋降伏した時の損傷図

なっており、変位制限構造を橋座縁端に設置してい たモデル1では設計地震力程度の耐力しか保有して いない計算結果となった.図-5に設計荷重時(485kN 時)の橋台躯体および変位制限構造の損傷図を示す. 損傷図中のひび割れは、ひび割れの長さや幅を示す ものではなく、単純にひび割れの方向を示すもので ある.実橋モデル(図-5(a))では、橋台躯体にひび 割れは見られず、変位制限構造の荷重載荷側の基部 付近に曲げに起因すると想定されるひび割れが発生 している.これは実際の被害状況と同様である.し かしこの時点では、写真-2に見られる荷重載荷点(ゴ ム緩衝材との接触点)から発生していない.モデル 1(図-5(b))では、橋台の隅角部や変位制限構造に も多数のひび割れが見られ、荷重に抵抗できていないことが確認できる.ひび割れ損傷図中の白線はひび割れ輪郭線、赤線はひび割れの閉じていることを示す.また、モデル-2(図-5(c))では他モデルと比べて変位制限構造が十分に破壊された後で、実橋モデルよりも早い段階で橋台にひび割れが発生した.

(c) モデル2 (1293kN時)

図-6に橋台躯体にひび割れが発生した時の損傷図 を示す.橋台躯体にひび割れが発生する荷重は,実 橋モデル(図-6(a))で533kN,モデル1(図-6(b)) で265kN,モデル2(図-6(c))で481kNであり,実 橋モデルでは,設計地震力(485kN)以降で,橋台躯 体にひび割れが発生するのに対し,モデル1やモデ ル2では設計地震力時の前に橋台躯体にひび割れが



(a) 扇の坂橋 A1 橋台曲線外側

(b) 実橋モデルの解析結果

図-8 荷重 530 k N 時横変位制限構造実橋モデルの損傷図

発生することを確認した. さらにモデル1では設計 地震力の約 55%の荷重で橋台躯体のひび割れが発 生した.

続いて、図-7に主鉄筋降伏時の損傷図を示す.変 位制限構造の鉄筋が降伏する荷重は、実橋モデル(図 -7(a))で1411kN、モデル1(図-7(b))では553k N、モデル2(図-7(c))で1293kNである.全てのモ デルにおいて、橋台躯体にひび割れが発生した後に 主鉄筋が降伏することを確認した.主鉄筋降伏時に は多数のひび割れが変位制限構造及び橋台躯体に発 生している.図-7の右側に表示される凡例はコンク リート要素の圧縮側の損傷状態を示す.Softened は コンクリート圧縮軟化要素、P-softened はコンクリ ート圧縮軟化経験要素に対応している²⁾.主鉄筋が 降伏時点において、変位制限構造のコンクリート軟 化が実橋モデルやモデル2では、変位制限構造の端 部に、モデル1では変位制限構造の中央部に発生さ れていることを確認できた.

(2) 実際被害と解析結果の比較

扇の坂橋の変位制限構造に作用した実際の荷重の 大きさを推定し、その荷重時の解析結果と実被害状 況との比較を行った.(図-8(a))に示した地震終了 後の被害状況からゴム支承頂部の水平方向変形量を 算出し(284mm)、ブラケットと変位制限構造の遊間 量(250mm)の差284-250=34mmをブラケットに設置 されている緩衝材のゴムの変形量とした.つまり変 位制限構造の変形量は無視している.緩衝材のゴム の圧縮変形量と荷重は線形関係にあると仮定し、緩 衝材のゴムの剛性を 6.2N/mm²として、ゴム製緩衝材 の大きさ、ゴムの圧縮変形量(34mm)よりゴムに発 生している圧縮荷重、すなわち、ゴムを介して変位 制限構造に作用する推定荷重は式(2)より算出する と約530kNとなる.設計地震力485kNと比較すると、 45kN大きく、解析結果における変位制限構造の主鉄 筋降伏時の荷重(1411kN)よりはかなり小さいとい える.

$$K_v = (E * A)/H \tag{2}$$

ここで、Kv は変位制限構造に作用した力(kN),E は衝突材ゴムのヤング率,A は衝突材ゴムが変位制 限構造と接触する面積,H は衝突材ゴムの厚さであ る.

このことから,2016年熊本地震において,扇の坂橋については,設計地震力よりも大きな荷重が変位制限構造に作用したと考えられる.荷重530kN時の解析結果を(図-8(b))に示す.推定荷重(530kN)時の損傷図や実際に被害状況を比較すると変位制限構造に載荷点から斜め方向に生じたひび割れについては解析結果では再現できておらず,この時点については,要検討課題ではあるが,橋台躯体に損傷がみられてない点や変位制限構造の基部のひび割れについては再現できていることがわかる.

4. まとめ

本研究では、扇の坂橋に設置された変位制限構造 の被害状況のシミュレーションと変位制限構造の設 置位置を変えたそれぞれモデルの解析を実施した. 解析結果より得られた知見を以下に示す.

 実橋モデルの場合,設計地震力時においても橋台 躯体にひび割れは発生せず,また主鉄筋降伏時の荷 重は設計地震力に比べて約2.9倍である.ただし, 主鉄筋降伏時においては,変位制限構造,橋台躯体 ともにかなりのひび割れが発生していることが分かった.

2)変位制限構造を橋座縁端に寄せたモデル1の場合、荷重載荷方向の反対側には橋台躯体のコンクリ

ートが存在しない影響が現れ、早い段階で橋台躯体 にひび割れが発生し、耐力も小さくなることがわか った.また他のモデルと比べてコンクリート圧壊が 変位制限構造の中心に発生した.

3) 実橋梁の設置位置と橋座縁端に設置した場合の 中間のモデル2の場合,変位制限構造が十分破壊さ れた後に橋台躯体のひび割れが発生,実橋モデルよ りも早い段階で橋台躯体にひび割れが発生した.つ まり,橋座縁端に近いほど変位制限構造の耐力が減 少する事を確認した.

橋台躯体にせん断ひび割れが生じる前に変位制限 構造が壊れる条件を考えるためには,変位制限構造 の高さ方向の寸法を大きくしたモデルも作成し,解 析を行うことで橋台躯体及び変位制限構造の損傷メ カニズムも調べる必要があると考えられる.

謝辞: 本研究は,一般社団法人九州建設技術管理協 会の建設技術研究開発助成を受けたものである.

参考文献

1) 前川和彦, 服部匡洋, 大八木亮, 篠原聖二, 幸左

賢二:橋座縁端に配置された横変位制限構造の 縁端距離に着目した水平力載荷実験,第22回橋 梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.169-174,2019.

- 株式会社大林組:コンクリート系構造の三次元 非線形解析技術 FINAL マニュアル, https://www.obayashi.co.jp/service_and_tec hnology/related/tech_d061(参照 2019 年 9 月 10 日)
- 長沼一洋:三軸圧縮下のコンクリートの応力~ ひずみ関係,日本建築学会構造系論文集,第 474号,pp.163-170,1995.
- 4) 出雲淳一,島弘,岡村甫:面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル、コンクリート 工学論文, No. 87.9-1, pp. 107-120, 1987.
- 5) (社) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐 震設計編, p. 218, 1996.
- 6) Rakesh K.Goel, and Anil K. Chopra. Role of Shear Keys in Seismic Behavior of Bridges Crossing Fault-Rupture Zones. Univ. of California, Berkeley, CA.

(2019.09.10受付)

FINITE ELEMENT ANALYSIS ON DAMAGE OF LATERAL DISPLACEMENT CONFINING STRUCTURE AND ABUTMENT DUE TO COLLISION WITH SUPERSTRUCTURE

Yukihide KAJITA, Gankhuu KHURELBAATAR, Taiji MATSUDA

The lateral displacement confining structure (LDCS) is designed as sacrificial elements to protect the abutment wall, wing, and piles from the damages, implying that the LDCS will break off before damage occurs in piers or abutment walls⁷. In this study, we mainly focused on the damage form of LDCS and abutment due to collision with the superstructure, that is a very large-scale earthquake occurred in 2016 Kumamoto prefecture, Japan. This earthquake has been caused damage to many structures and transportation infrastructure facilities. A static loading analysis was studied on LDCS, particularly the bridge of the Oginosaka Bridge. This bridge, which has been affected by the Kumamoto earthquake in 2016. In order to analyze an optimal location of LDCS under loading as same as real static loading analysis, were changed the location LDCS at the abutment and studied in different three-position cases. Finally, the results will be discussed in this study.