

地震時における横変位拘束構造周辺部の損傷進展の解明と危機耐性を考慮した設計手法の提案

梶田幸秀[†]

[†]博(工)、九州大学大学院准教授、工学研究院社会基盤部門(〒819-0395 福岡市西区元岡 744)

2016 年熊本地震で確認された橋軸直角方向用の横変位拘束構造及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変位拘束構造に対して静的載荷解析を行い、同一の設計荷重下において、変位拘束構造の構造寸法や設置位置を変化させた場合の解析を実施し、変位拘束構造の損傷の違いや、橋台躯体への影響などの考察を行い、変位制限構造の設計に関する考察を行った。

1. 緒言

2016 年熊本地震では、最大震度 7 クラスの地震が 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。特に、4 月 16 日午前 1 時 25 分に観測された本震では、マグニチュード 7.3 という非常に大きな地震が発生している。今回の一連の地震は、日奈久断層帯および布田川断層帯を起源とする地震であり内陸直下型地震に該当する。マグニチュード 7.3 は 1995 年兵庫県南部地震と同じ規模で、九州内陸部の地震としては、最大規模である。

また、内陸直下型地震において、マグニチュード 6.5 以上の地震の後にさらに大きな地震が発生したケースは、日本で地震観測が開始された 1885 年以降初めてであり、一連の地震活動において震度 7 が 2 回観測されたことも初めてである。

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。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状況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。のせん断破壊など細部構造の損傷が確認されている。

扇の坂橋は橋長 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。

扇の坂橋の横変位拘束構造の被害状況について、写真-2 にまとめる。上部構造全体が曲線外側方向



写真-1 扇の坂橋の全体イメージ



写真-2 A1 橋台曲線外側の変位拘束構造の損傷状況

へ 25cm 程度移動し、残留変位として残っている。

扇の坂橋 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 の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、曲線側に設置してある変位制限構造には損傷は生じていなかった。

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。

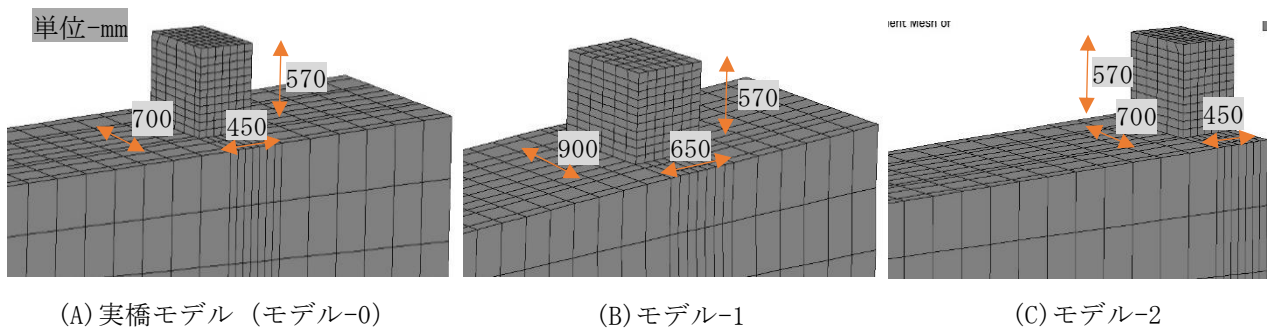


図-1 橋台躯体及変位制限構造ブロック解析モデル

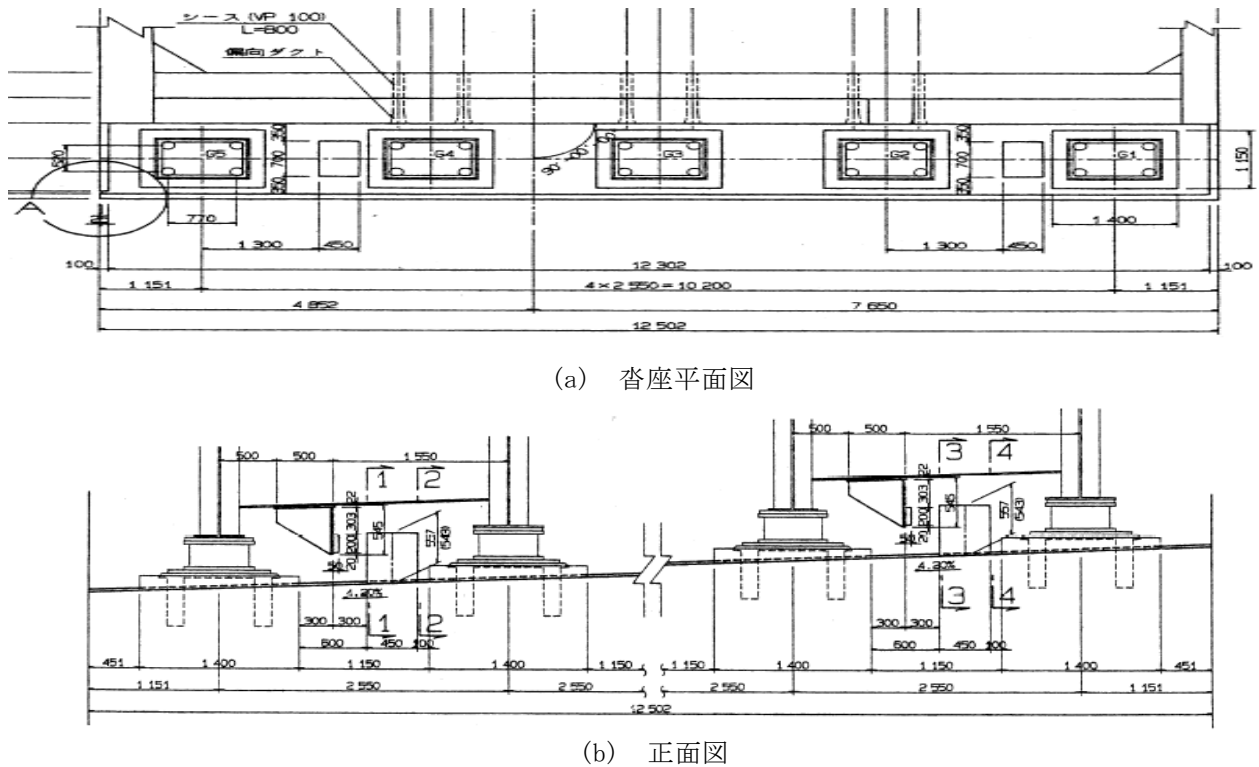


図-2 沓座部設計図面

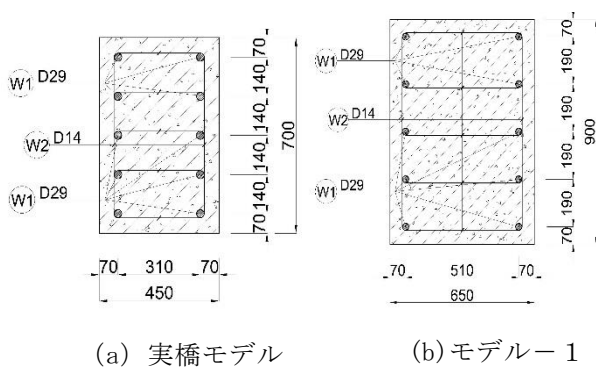


図-3 変位制限構造断面積と鉄筋背筋位置

表-1 材料物性値

(i) コンクリート

設計基準強度	24N/mm ²
弾性係数	2.3 x 10 ⁴ N/mm ²

(ii) 鉄筋

使用鉄筋	SD345
弾性係数	2.1 x 10 ⁵ N/mm ²
降伏応力度	300N/mm ²

本研究では、扇の坂橋の損傷の中でも変位制限構造のせん断破壊した事例に着目して、数値モデルを作成し、FEM 解析ソフト FINAL を用いて橋台躯体を含めた横変位拘束構造の損傷の進展について考

察を行い、また横変位拘束構造寸法の違いや設置位置の違いより破壊状況はどのようなになるか比較することを目的とした。

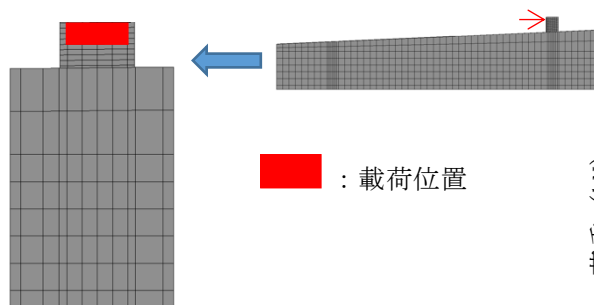


図-4 変位制限構造の荷重載荷位置

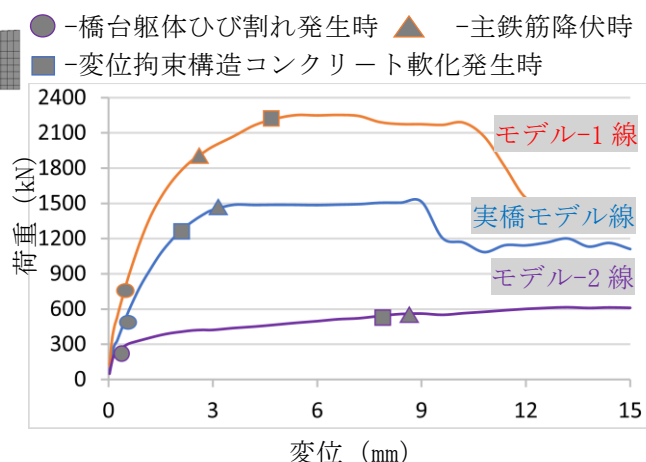


図-5 横変位拘束構造の荷重と変位関係図

2. 解析概要

2.1 解析モデル

図-1に示すように扇の坂橋のA1橋台躯体および横変位拘束構造に対して三つのケースで解析を行った。変位制限構造の構造寸法や設置位置を変化させた場合の解析を実施し、変位制限構造の損傷の違いや、橋台躯体への影響などの考察を行うために、橋台の構造は同様とし、変位制限構造の寸法については、設置断面が700mm*450mm高さは570mmとした実橋モデルと支承を除いた橋台天端のスペース（図-2参考）を考え、横変位拘束構造の底面積が最大とした断面が900mm*650mm、高さは同様としたモデル-1、また変位制限構造を端に寄せたモデル-2を用意した。主鉄筋の背筋図を図-3に示す。解析モデルではウイングとパラペット、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、パラペットやウイング及びフーチングには、ほとんどひずみは発生しておらず、損傷がないことは確認しており、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は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%）ある。また、奥行き方向（橋軸方向）に対しても傾斜（2.0%）ある。

2.2 材料物性値

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径は主鉄筋がD29を計10本、帯鉄筋がD14配筋している。

2.3 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を用いた。鉄筋は、トラス要素を用いてモデル化を行った。この際、コンクリートと鉄筋は完全付着であると仮定し、Von Mises の降伏条件式を満たすバイリニア型モデルとし、降伏後の剛性は初期剛性の0.01倍とした。

2.4 載荷方法

載荷方法について、載荷位置を図-4に示す。荷重載荷位置は橋台の橋軸直角方向に対して、図-4の赤色の要素中の各節点に強制変位を与えた。赤色の要素は、上部構造に設置してあるブラケットの緩衝材が変位制限構造と接触する箇所である。1stepあたり0.05mmずつ15mmまで漸増的に載荷を行った。

2.5 設計地震力について

扇の坂橋の変位制限構造については、H8年道路橋示方書により設計されている。設計地震力についてもH8年道路橋示方書の式(2)により算出した。

$$H_s = 3k_h R_d \quad (1)$$

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本研究では0.25とした（Ⅱ種地盤の最大値とする）。 R_d

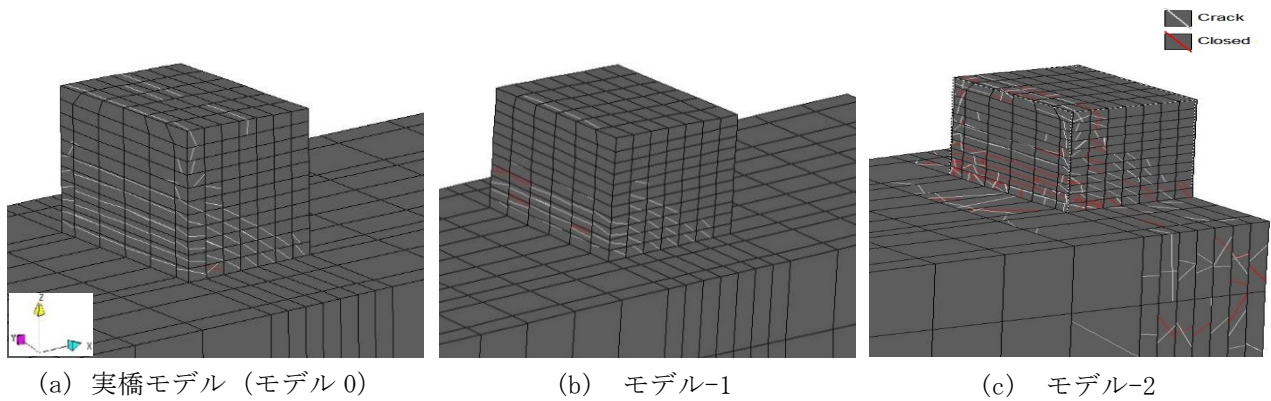


図-6 設計地震力時における損傷図

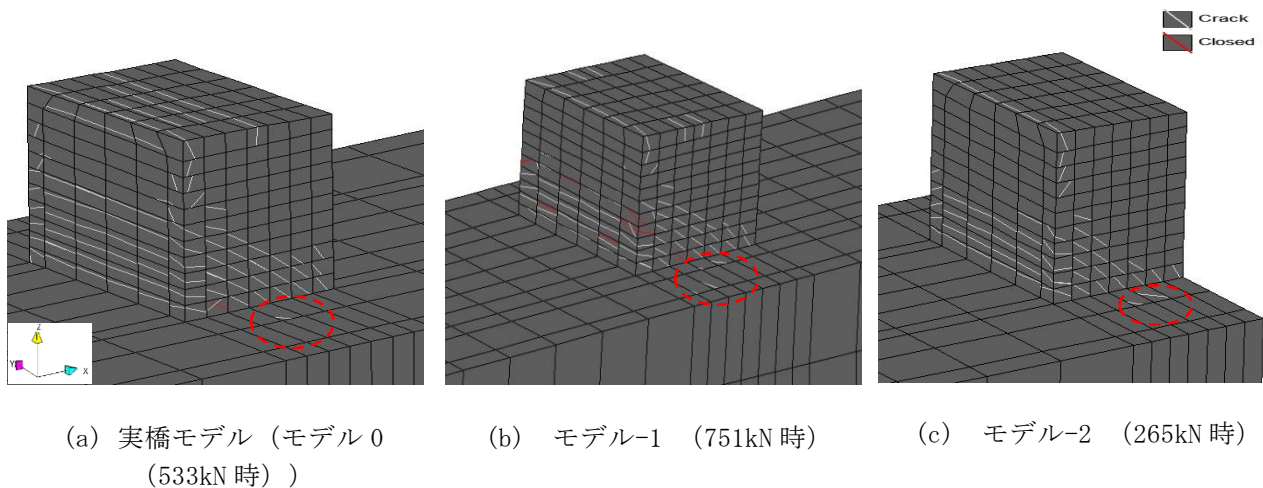


図-7 橋台躯体にひび割れが発生した時の損傷図

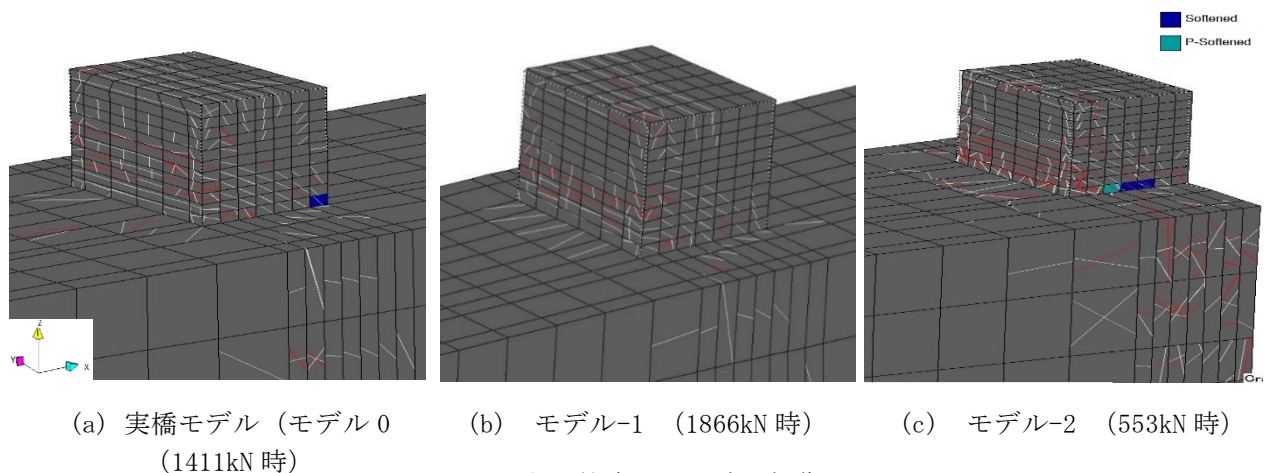


図-8 主鉄筋降伏した時の損傷図

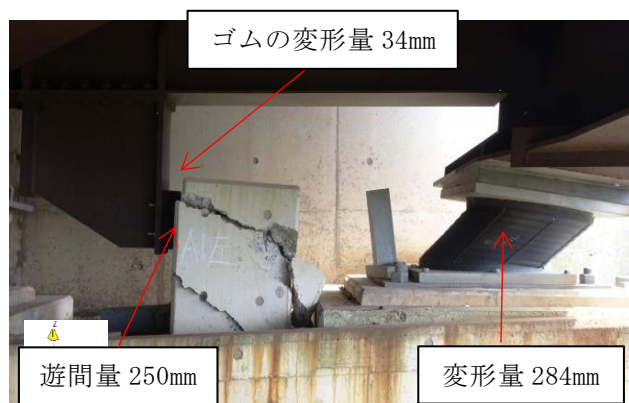
は A1 橋台に作用する上部構造の死荷重反力である。扇の坂橋の上部構造の重量は 4819kN であり、A1 橋台に作用する死荷重反力は 647kN である、そのため、設計地震力は 485kN となる。

3. 静的載荷解析結果

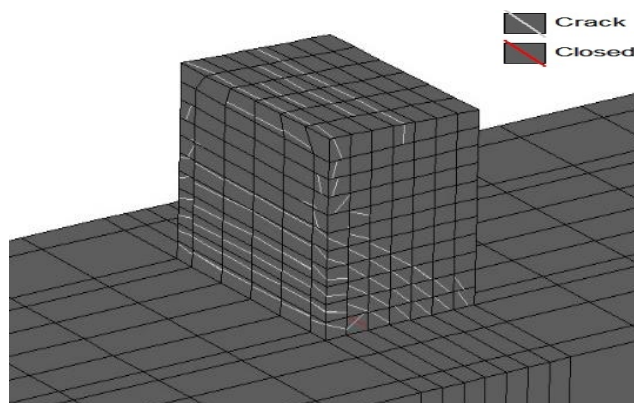
3.1 各モデルの荷重と変位の関係と損傷図

図-5 に荷重と変位制限構造頂部の水平方向変位

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、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、圧壊したコンクリートが発生した点である。まず、荷重と変位の全体的な傾向として、設置面積を大きくしたモデル 1 では、当然ではあるが、実橋モデルに対して耐力が増しており、主鉄筋降伏時の荷重は約 1.3 倍



(a) 扇の坂橋 A1 橋台曲線外側



実橋モデルの解析結果

図-9 荷重 530 kN 時横変位拘束構造実橋モデルの損傷図

(1866kN/1411kN) になっている。一方、設置面積は同じで、設置位置を変えたモデル 2 と実橋モデルを比較すると、変位制限構造を端部に寄せたモデル 2 の方が大きく耐力が低下している。これは、橋台躯体にひび割れが発生するのが他のモデルに比べて非常に早く、荷重载荷の初期の段階から、変位制限構造が大きく水平方向に移動しているためと考えられる。

続いて、図-6 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。実橋モデルおよび設置面積を大きくしたモデル-1 では、橋台躯体にひび割れは見られず、変位制限構造には荷重载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とが分かる。一方、設置位置を端部に寄せたモデル 2 では、橋台の隅角部に多数のひび割れが見られ、また、変位制限構造にも多数のひび割れが確認されており、荷重に抵抗できていないことが確認される。

図-7 に橋台躯体にひび割れが発生したときの損傷図を示す。橋台躯体にひび割れが発生する荷重は、実橋モデルで 533kN、モデル-1 で 751kN、モデル-2 で 265kN であり、実橋モデル、モデル-1 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-2 では設計地震力の約 55%の荷重で橋台躯体にひび割れが発生していることが分かる。

続いて、図-8 に主鉄筋降伏時の損傷図を示す。横変位拘束構造の鉄筋が降伏する荷重は、実橋モデルで 1411 kN、モデル-1 では 1866 kN、モデル-2 で

533 kN であり。どちらのモデルでも橋台躯体にひび割れが発生する前に主鉄筋降伏したことをかくにんしました。これより、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。

3.2 実際の被害状況と解析結果の比較

扇の坂橋の実際の被害状況と解析結果の比較を行った。比較の方法は、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。そのために、まず、扇の坂橋の位制限構造に作用した荷重の大きさについて、写真-2 に示した。写真上の支承変形量と実際の支承の大きさの比から、実際の支承の変形量を算出し (284mm)、ブラケットと変位制限構造の遊間量 (250mm) の差 $284-250=34\text{mm}$ 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。ここで、コンクリートの変形量はゴムの変形量に対して微小であると考え、今回コンクリートは剛体とみなしている、続いて、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/mm^2 として、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-4、より算出すると約 530kN ととなる。表-2 に衝突材ゴムの物性値を示した。扇の坂橋の変位制限構造については、H8 年道路橋示方書により設計されている。設計地震力についても H8 年道路橋示方書の式 (2) により算出した。設計地震力 485kN と比較すると、45kN 大きい。また、解析結果における

表－2 衝突材ゴム物性値

断面積	125000 mm ²
厚さ	50 mm
ヤング率	6.2 N/mm ²

変位制限構造の主鉄筋降伏時の荷重よりも小さい。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い荷重が変位制限構造に作用したのではないかと考えられる。また、荷重 530kN 時の解析結果を図－9 に示す。解析結果と実際の被害状況を比較すると、変位制限構造に生じたひび割れの方法は一致していることがわかる。なお、図－9 (a) に示した通り、地震終了後の被災写真からの荷重の推定値で有り、地震中に実際に変位制限構造に作用した力はまだ少し大きいと考えている。

$$K_v = E * (a * b) / h \quad (2)$$

ここで、 K_v は変位拘束構造にかけた推定力 (kN)、 E は衝突材ゴムのヤング率、 a, b は衝突材ゴムの断面積、 h は衝突材ゴムの高さである。

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大きさ、設置位置を変えた解析を実施した。解析結果より得られた結論をまとめると以下の通りである。

- 1) 実橋モデルでは、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 倍あることがわかった。ただし、主鉄筋降伏時においては、変位制限構造、橋台躯体ともかなりのひび割れが発生していることが分かった。
- 2) 設置面積を大きくしたモデルは、耐力は設置面積を大きくした分大きくなるが、破壊の進行状況などは実橋モデルとほぼ同じになることが分かった。
- 3) 設置位置を端部に寄せた場合、荷重載荷方向と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。

- 4) 実橋モデルにおいて、被災写真より想定される荷重の大きさから判断すると、橋台躯体にはひび割れは発生せず、変位制限構造に斜め方向のひび割れが発生している状況が解析でも再現できた。

謝辞

本研究は、一般社団法人九州建設技術管理協会による平成 30 年度「建設技術研究助成」による助成金交付により遂行したものである。ここに、謝意を表します。また、扇の坂橋のモデル作成に際し、熊本県ならびに関係部署の方々から設計図面などの提供を受けました。ここに記し謝意を表します。

参考文献

- 1) 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
https://www.obayashi.co.jp/service_and_technology/related/tech_d061 (参照 2018 年 10 月 1 日)
- 2) 日東化工株式会社：ゴム基礎物性
<http://www.nittokk.co.jp/products/rubbersheet/bussei.html> (参照 2018 年 10 月 1 日)
- 3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, p. 373, 2012
- 4) 日本橋梁建設協会：熊本地震橋梁被害調査報告書 (2016 年 10 月)