

ロッキング橋脚の倒壊メカニズムの検討

幸左賢二¹・後藤僚一²・金山亨³・高橋良和⁴

¹正会員 Ph.D 九州工業大学名誉教授（〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1）

²正会員 パシフィックコンサルタンツ（株）（〒101-8462 東京都千代田区神田錦町3-22）

³正会員 （株）構造計画研究所（〒164-0011 東京都中野区中央4-5-3）

⁴正会員 博士（工学）京都大学教授 工学研究科（〒615-8540 京都市西京区京都大学桂）

1. はじめに

熊本地震においては高速道路を跨ぐロッキング橋脚を中心に、橋軸直角方向への移動や桁移動に伴う落橋が生じている。ロッキング橋脚の柱の上下端にはピボット支承が用いられているが、大規模地震時におけるピボット支承の複雑な挙動については十分に考慮する必要がある。

そこで本論文では、まず熊本地震におけるロッキング橋脚の代表的損傷例として府領第一橋梁の損傷状況を明らかにする。ついで破壊状況から倒壊メカニズムを推定する。

最後に動的解析により被害メカニズムを解析的に再現する。また支承耐力、横方向変位拘束装置耐力をパラメータとしてその変形挙動に着目した分析を実施する。

2. 損傷状況

府領第一橋梁（スパン61.2m= 15.3m+ 22.95m+ 22.95m, PC 3 径間連続中空床版橋, A1, A2 橋台, P1, P2 ロッキング橋脚）は県道32号小川嘉島線上の九州自動車道本線を跨道する橋梁である。NEXCO 担当者の土木学会報告会での説明によると、前震では変位制限構造に損傷が生じ、本震により落橋に至ったとのことである^{1), 2)}。

橋長約60mの3径間連続PC中空床版橋で、2基の橋台と2基のロッキング橋脚で橋桁を支えている。写真-1, -2には落橋状況を示す。写真-3に変位制限構造の損傷状況を示す。図-1には府領第一橋梁の平面図を示す。A1側桁端部は5m程度熊本側に、A2側端部桁も3m程度熊本側に移動して横たわっている。このことから、斜角構造である桁が回転し、変位制限構造に衝突したと考えられる。

写真-3に示すとおり、桁回転に伴い、変位制限構造の桁埋設部に押し抜きせん断が発生し、変位制



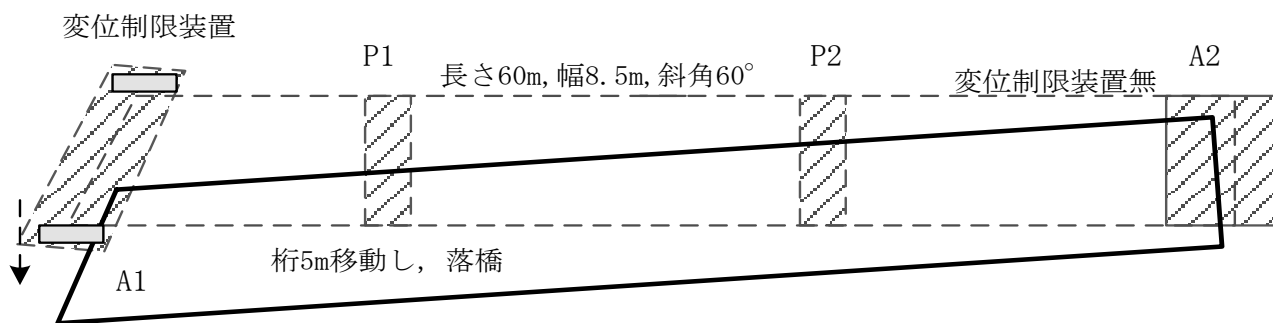
写真-1 橋梁落橋状況



写真-2 A1側桁端部落橋状況



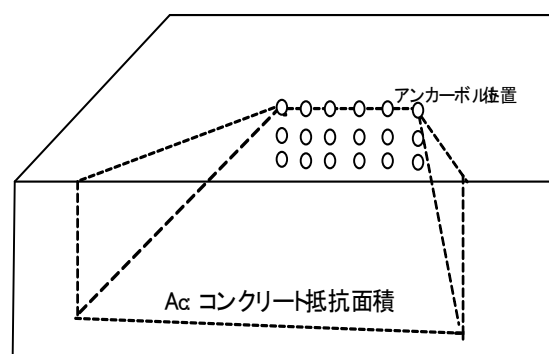
写真-3 A1側変位制限構造の損傷



図—1 府領第一橋梁平面図

限構造および桁が移動し，落橋に至ったと推定される．A2側橋台には桁掛け長を確保するための縁端拡幅補強はなされているが，橋軸直角方向の変位制限構造は設置されていない．

一方，A1側端部桁は60°の斜橋であることから，A1側橋台には橋軸直角方向に2基の変位制限構造が設置されている．ロッキング橋脚が移動に対して極めて脆弱であることを考慮すると，橋軸および橋軸直角方向に変位を拘束するものが少ないことが指摘できる．



図—2 押し抜きせん断破壊面

3. 破壊抵抗力の推定

ここでは，実被害の分析から地震時の変位制限構造への実作用力を推定する．写真—3に示すように，作用荷重により，縁端部は押し抜きタイプの破壊が発生している．そこで，部材抵抗を求め，作用力と比較する．

(1) 道示の橋座式を用いた押し抜きせん断抵抗

算定するに当たり，以下の仮定を設ける．

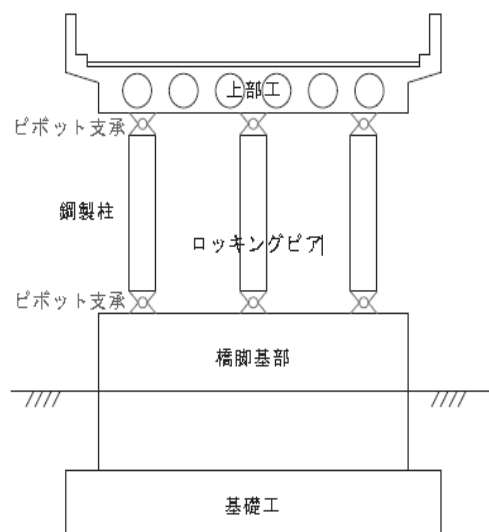
1) コンクリートの抵抗面積は図—2に示す橋座式を基に算定する．

2) コンクリートの押し抜きせん断応力度は 0.22N/mm^2 と仮定する．コンクリートの押し抜きせん断抵抗力 $= \tau_c(\text{せん断応力度}) \cdot A_c$ (抵抗面積) $= 0.22 \cdot 4242000 = 933\text{kN}$

3) 鉄筋の抵抗力としてD16鉄筋9本が抵抗面を横切と仮定すると $V_s = \beta(1 - h_i/d_a) \cdot \sigma_{sy} \cdot A_{sy} = 0.5(1 - 150/1000) \cdot 295 \cdot 9 \cdot 126.7 = 143\text{kN}$ となる．

以上よりせん断抵抗力 $= V_c + V_s = 933 + 143 = 1076\text{kN}$ となる (1.7Rd相当) ．

(2) せん断応力に道示式を用いた場合の押し抜きせん断抵抗



図—3 ロッキング橋脚の移動

コンクリートの押し抜きせん断応力度に道示の押し抜きせん断応力度 0.85N/mm^2 を用いる．

コンクリートの押し抜きせん断抵抗力 $= \tau_c(\text{せん断応力度}) \cdot A_c$ (抵抗面積) $= 0.85 \cdot 4242000 = 3606\text{kN}$

鉄筋の抵抗力は上記の橋座式をそのまま用いる．

以上よりせん断抵抗力 $= V_c + V_s = 3606 + 143 =$

3749kNとなる（6.0Rd相当）。

(3) 作用力照査

ここではRd(上部構造の死荷重により支承に生じる反力)としてW/2を採用すると、作用力= $3 \cdot kh \cdot Rd = 3 \cdot 0.15 \cdot 10340/2 = 2327(\text{kN})$ となる。

これを(1)の橋座式と比較すると変位制限構造は破壊することになる。

一方(2)の道示式のせん断応力を用いたものと比較すると、変位制限構造にはひび割れは発生するものの、移動は制御できることになる。

(4) 変形量の推定

1) 変位制限構造と桁との遊間

主桁と変位制限構造の遊間は11cmであり、その間にネオプレン製緩衝材（150・900・50mm）が挿入されている。

2) ピボット支承の移動量

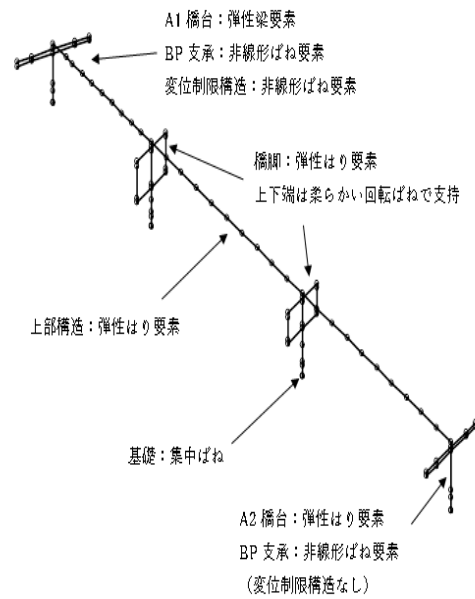


図-4 解析モデル

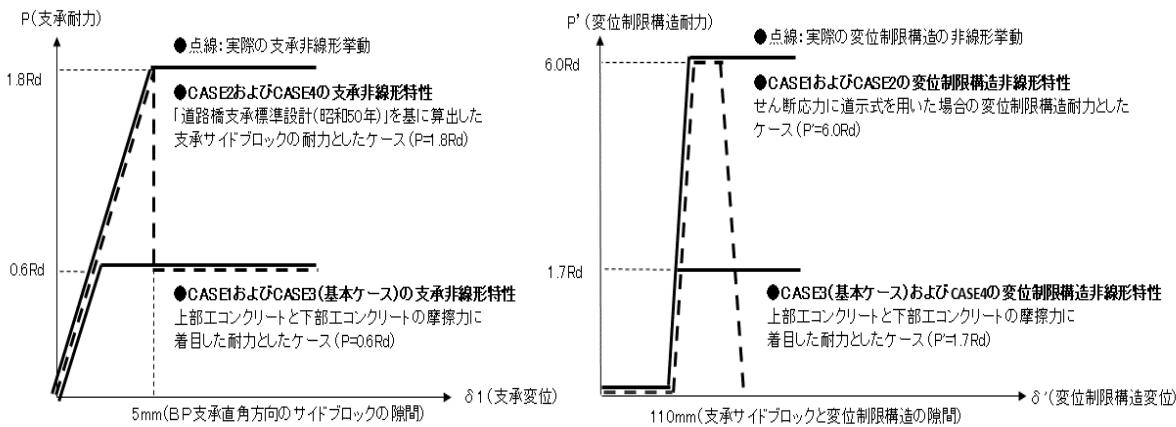


図-5 検討 CASE1~4 の支承と変位制限構造の非線形特性

表-1 解析ケース

解析ケース	支承耐力	変位制限構造耐力	備考
CASE1	0.6Rd(コンクリート面摩擦力)	6.0Rd(道示式押し抜きせん断力)	設計上の変位制限構造耐力を評価
CASE2	1.8Rd(支承サイドブロック耐力)	6.0Rd(道示式押し抜きせん断力)	支承および変位制限構造耐力を最大評価
CASE3	0.6Rd(コンクリート面摩擦力)	1.7Rd(橋座式押し抜きせん断力)	実現象に近い基本ケース
CASE4	1.8Rd(支承サイドブロック耐力)	1.7Rd(橋座式押し抜きせん断力)	実際の支承サイドブロック耐力を評価

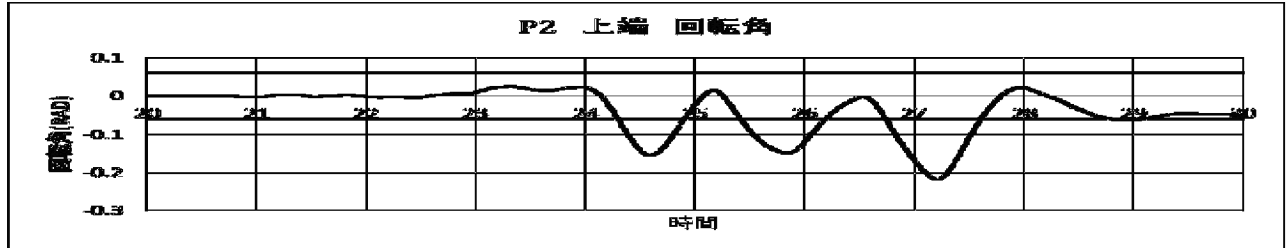


図-6 P2 ロッキング橋脚ピボット支承の時刻歴応答

ここではロッキング橋脚の移動可能量を推定する。設計書によると図-3に示すようにロッキング橋脚は高さ2.45mである。また、鉄道総研で実施された実験結果を基に移動可能回転量は0.06(rad)と仮定すると、移動可能量は $245 \cdot \tan(0.06\text{rad})=14.7(\text{cm})$ となり、14.7cm移動した段階で、破壊値に達する。

(5) 破壊メカニズムの推定

上記結果に基づき損傷メカニズムを推定する。

- 1) 大きな橋軸直角方向力により、橋台上のBP支承が破壊する。
- 2) 桁が11cm移動し、変位制限構造に衝突する。コンクリートブロックの高さが低いことから、コンクリートブロックがせん断破壊することなく、橋脚取り付け部に作用力が伝わり、押し抜きせん断破壊に至る。衝突力が大きいことから、桁はさらに

橋軸直角方向に移動する。

- 3) 14.7cmの桁直角方向移動に伴い、ピボット支承が限界値を超えて、崩壊に至る。
- 4) 以上のことから、有効な対策としては、変位制限構造の押し抜きせん断抵抗を大きくすることや、変位制限構造を各橋台の左右の合計4箇所設置することなどが考えられる。

4. 解析概要

府領第一橋の落橋原因は、ロッキング橋脚の回転によるものではなく、A1 橋台に設置された変位制限構造の耐力に原因がある可能性がある。よって、橋軸直角方向の橋台部支承および変位制限構造の耐力に着目した再現解析を行った。

地震波形は、対象橋梁の近傍である九州自動車道の御船 IC で 4 月 16 日に計測された本震波形を用

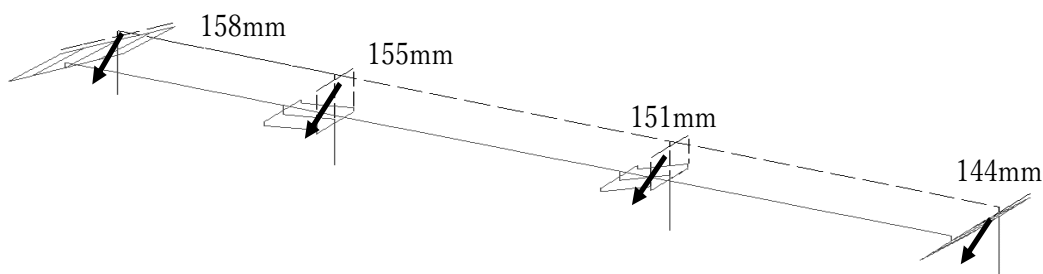


図-7 24.3 (Sec) 時の変形図

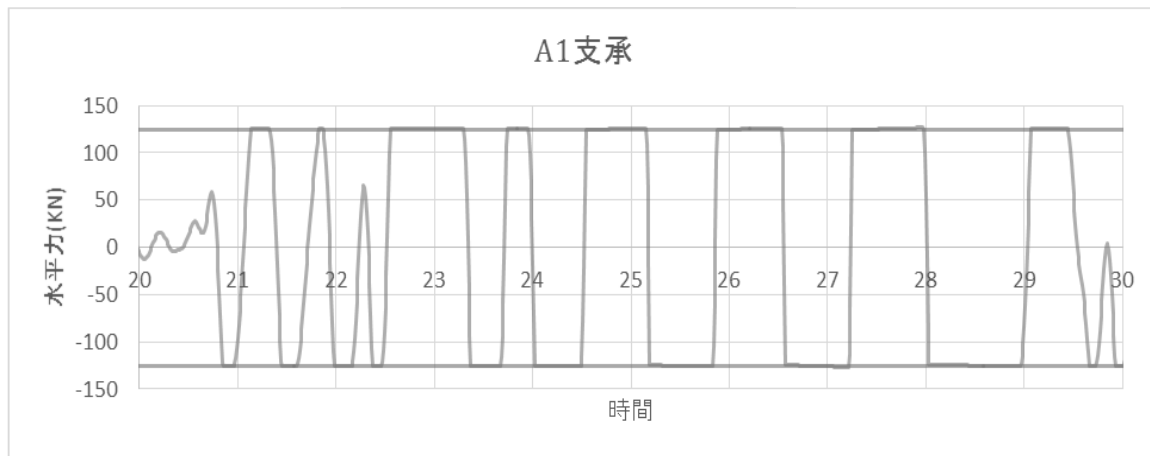


図-8 A1 橋台 BP 支承の時刻歴図

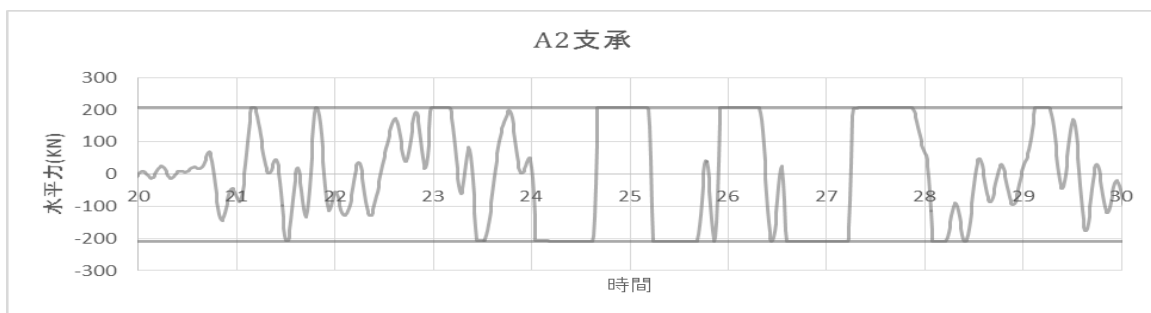


図-9 A2 橋台 BP 支承の時刻歴応答図

いた。加速度応答スペクトルを見ると、0.5 秒付近および 1.0 秒付近に大きな加速度が発生している。

なお文献では、御船 IC で計測された地震波形は地盤構造の影響を大きく受け、嘉島町や御船町の計測結果よりも地震波が増幅されていると指摘されている³⁾。解析モデルは、図-4 に示すような 3 次元非線形はりモデルとした。

ロッキング橋脚の座屈変形が見られなかったことおよび橋台躯体に地震の揺れに伴う損傷が見られなかったことから橋台躯体および鋼製橋脚はすべて線形モデルとし、躯体下端に既往の設計図書から基礎ばね（集中ばね）を設置した。

部材減衰定数は下部工が 2%、基礎ばねはⅡ種地盤であることから 20%とした。ロッキング橋脚の上下端の支承は回転自由とし、粘性減衰は要素別剛性比例とした。解析に用いた橋台の BP 支承直角方向および A1 橋台側のみに設置された変位制限構造の非線形特性および実際の非線形挙動の関係は図-5 のとおりと推測される。

変位制限構造のせん断破壊性状は、せん断補強鉄筋が徐々に降伏するじん性的な破壊性状であることが報告されている⁴⁾。なお桁との衝突挙動時のゴム緩衝材の影響や、支承と変位制限構造の破壊後に履歴によるエネルギー吸収をどの程度期待できるかは不明であるが、ここでは履歴減衰によるエネルギー吸収ができるモデルとし、それぞれの部材減衰定数は 0%と設定した。

なお、不等支間であるため、A1 橋台反力よりも A2 橋台反力のほうが 1.7 倍程度大きい。また、橋軸方向でパラペットと桁が衝突した形跡がみられないことから橋軸方向の衝突ばねは設けていない⁵⁾。支承の非線形挙動を解析モデルで表現することが困難であるため、支承条件および変位制限構造の耐力をパラメーターとした表-1 に示す CASE1～

CASE4 の解析ケースを実施した。

実際の地震時挙動では、支承破壊後の上部工と下部工の摩擦による影響のほうが支配的であり、損傷状況から変位制限構造の耐力は橋座式で算出された耐力であると思われるため、CASE3 が最も実際の挙動に近い基本ケースと想定した。また CASE2 は補強効果を示すものであり、本論文では以下の 2 ケースについて考察を加える。

5. CASE3 の解析結果

ここでは標準ケースの CASE3 について説明を加える。CASE3 の P2 橋脚上端および下端のピボット支承回転角の時刻歴応答値図を図-6 に示す。図は横軸に解析時間、縦軸はピボット支承の回転角を示しており、グラフ内の平行線はピボット支承が崩壊する 0.06(rad)を示している。また、落橋に至るまでは地震力の影響により鈍角方向に移動しており、必ずしも鋭角方向に移動する場合のみでないことが分かる。図-6 よりピボット支承の回転角は 24.30(sec)で許容回転角 0.06(rad)を超える結果を得た。

ピボット支承が破壊した 24.30(sec)での橋梁全体変形図を図-7 に示す。A1, P1, P2, A2 位置の桁はともに同程度の変形量を生じている。また、24.30(sec)で府領第一橋は倒壊したこととなり、それ以降の解析結果は意味を持たない。なお、24.30(sec)は最初に大きな地震波形が生じた時刻付近である。

CASE3 の A1 橋台および A2 橋台 BP 支承水平力の時刻歴応答値図を図-8、-9 に示す。図は横軸に解析時間、縦軸は支承や変位制限構造に作用する水平力を示しており、グラフ内の平行線は支承や変位制限構造の降伏耐力を示している。降伏耐力を超えた場合は初期剛性を 1/10000 に設定して

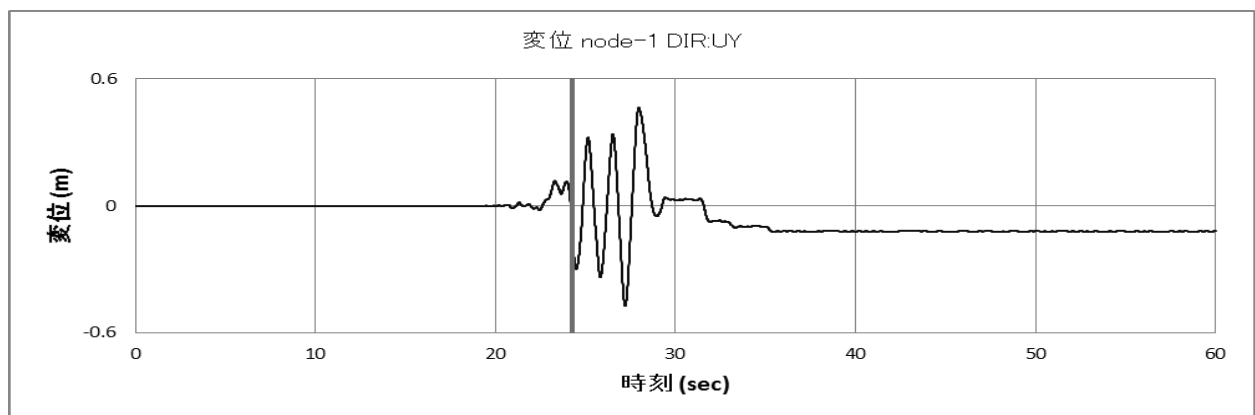


図-10 A1 橋台側上部工端部の時刻歴応答図

いるため、履歴の経路は線に沿う動きになる。

図-8より A1 橋台 BP 支承は落橋に至るまでに鋭角方向に 3 回、鈍角方向に 4 回衝突している。

図-9より A2 橋台 BP 支承は落橋に至るまでに鋭角方向に 3 回、鈍角方向に 4 回衝突を繰り返している。これに対して A1 橋台の変位制限構造（鋭角側）は 24.28 秒に鋭角側で損傷し、そのまま落橋

に至っている。

以上の図より、CASE3 による府領第一橋の部材破壊順序は、①A1 橋台支承[20.85(sec)]→②A2 橋台支承 [21.16(sec)]→③変位制限構造（鋭角側）[24.28(sec)]→④P2 橋脚ピボット支承[24.30(sec)]となり、落橋に至る結果となった。文献より、A1 橋台の変位制限構造の鈍角側の損傷が見られなかつ

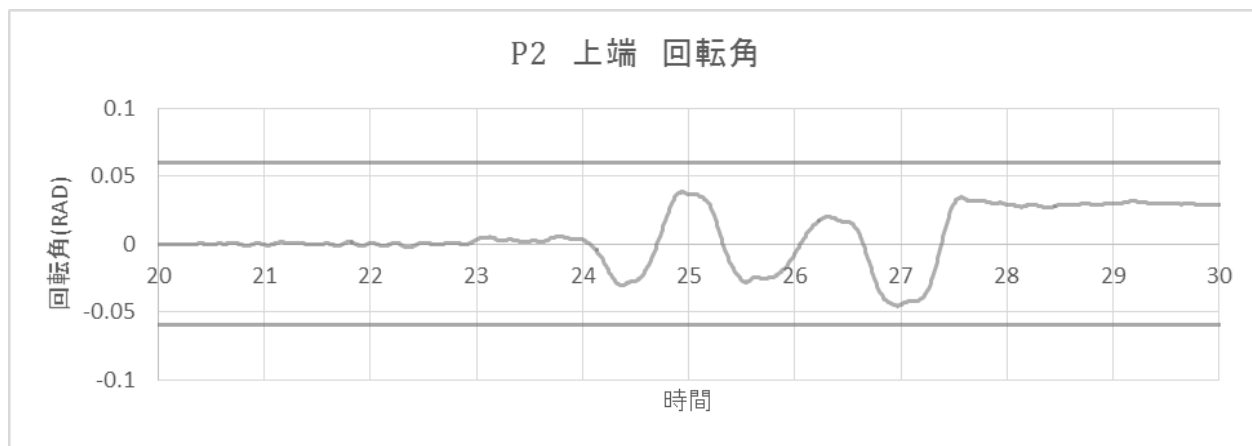


図-11 P2 ロッキング橋脚ピボット支承の時刻歴応答値図 (CASE2)

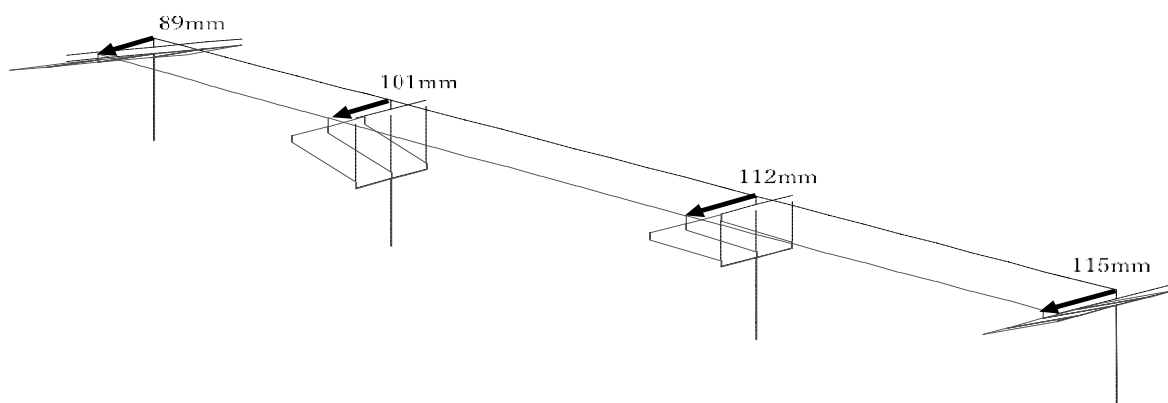


図-12 最大変形時 26.97sec 時の橋梁の全体変形挙動

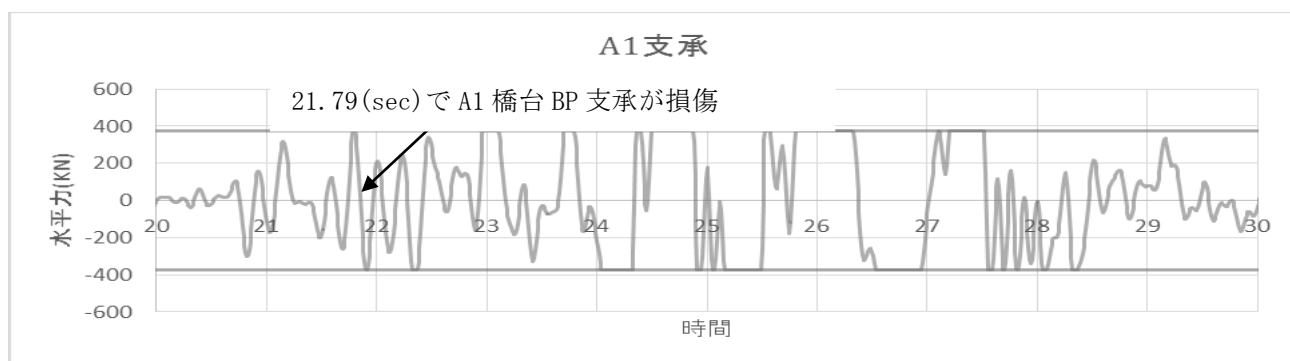


図-13 A1 橋台 BP 支承の時刻歴応答値図 (CASE2)

たことから、CASE3 の解析結果は、落橋時の状況を概ね再現できていると考えられる⁵⁾。

CASE3 の A1 橋台上部構造端部水平変位の時刻歴応答値図を図-10に示す。図は横軸に解析時間、縦軸は橋軸直角方向の変位量を示している。小刻みに移動していたものが、大きな地震力が作用することで落橋が生じる 24.30(sec)時の最大応答変位は、A1 橋台側 PC 上部工端部で 158mm、A2 橋台側 PC 上部工端部で 144mm 程度と、A1、A2 橋台端部とも鋭角側に大きく移動しており、回転よりもむしろ作用力の影響を受け、橋軸直角方向に移動したと考えられる。このことから、橋軸直角方向には斜角の有無に関わらず十分な耐力を有する変位制限構造を各端部に設置すべきであることが分かる。

6. CASE2 の解析結果

CASE2 は、CASE3 より支承耐力を旧標準設計の支承サイドブロック耐力まで大きくし、また、CASE3 と比べ道示の押し抜きせん断応力を用いて変位制限構造の耐力を大きくしたケースである。図-11~15 に示す解析結果をまとめると、BP 支承の破壊、変位制限構造の部分的な損傷は発生すると考えられるが、ロッキング橋脚支承回転角は 0.06(rad)以内となり、橋脚が倒壊しない結果を得た。

まず図-11 には CASE2 の P2 橋脚上端および下端のピボット支承回転角の時刻歴応答値図を示す。図よりピボット支承の回転角は 0.06(rad)以内に留まっており、落橋には至っていない。また、移動方向は鋭角、鈍角両方向に移動しており、地震動

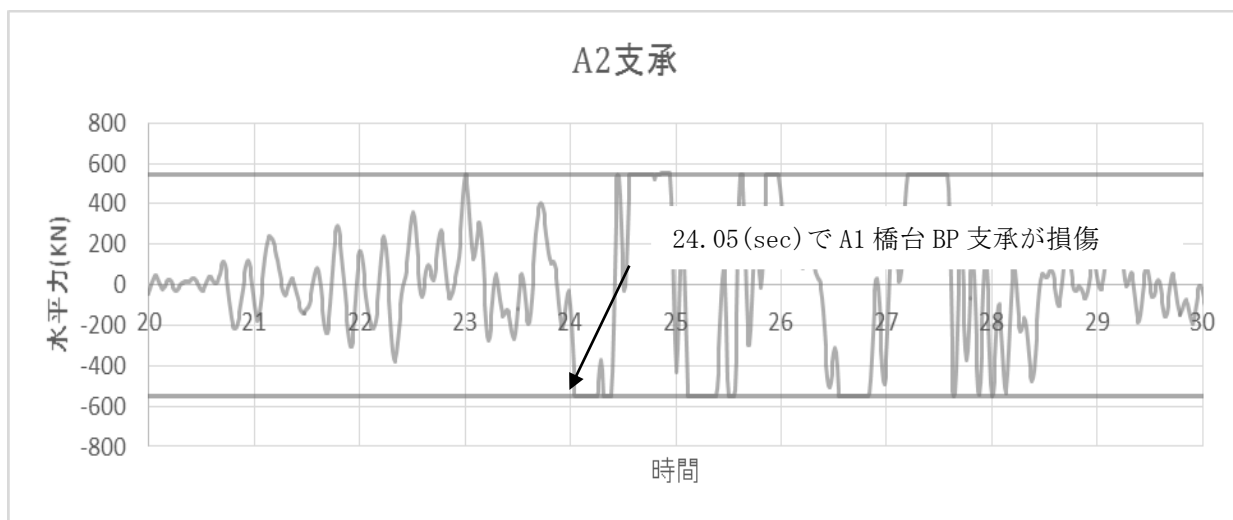


図-14 A2 橋台 BP 支承の時刻歴応答値図 (CASE2)

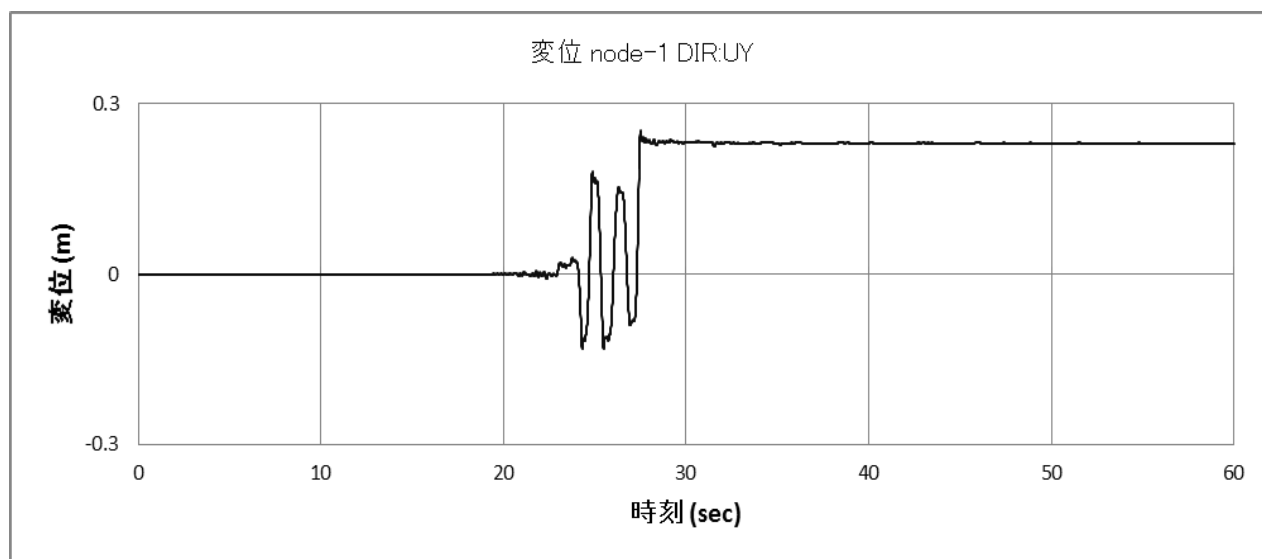


図-15 A1 橋台側上部工端部の時刻歴応答値図 (CASE2)

の方向の影響が大きく、必ずしも鋭角方向に回転する場合のみでないことが分かる。

図-12 に最大変形時 26.97sec における橋梁全体変形図を示す。図に示すように A1 橋台側で 89mm, A2 橋台側で 115mm の変形量となっており、回転変形よりは同一方向への変形が大きいことが分かる。Case3, Case2 ばかりでなく最大変形時はいずれ CASE も回転よりも同一方向への変形が大きい結果となっている。

CASE2 の A1 橋台 BP 支承水平力の時刻歴応答値図を図-13, 14 に示す。図-13 より A1 橋台 BP 支承は鋭角方向に 3 回、鈍角方向に 5 回大きく衝突している。図-14 より A2 橋台 BP 支承は鋭角方向に 3 回、鈍角方向に 3 回衝突を繰り返している。

CASE2 の A1 橋台上部構造端部水平変位の時刻歴応答値図を図-15 に示す。図は横軸に解析時間、縦軸は橋軸直角方向の変位量を示している。図-15 に示すように A1 橋台側上部工端部では鋭角側に 15cm, 鈍角側に 20cm 移動している。

以上のように小刻みに移動していたものが、大きな地震力が作用することで A1, A2 橋台端部とも鋭角側に大きく移動しておりその後鈍角側に移動しており、回転よりもむしろ作用力の影響を受け、橋軸直角方向に移動したと考えられる。このことから、橋軸直角方向には斜角の有無に関わらず十分な耐力を有する変位制限構造を各端部に設置すべきであることが分かる。

7. まとめ

熊本地震によりロッキング橋脚の損傷により落橋に至った府領第一橋梁の動的解析結果を以下にまとめる。

- 1) 動的解析により府領第一橋は、支承および変位制限構造の損傷の進展に伴い上部構造が大き

く変形し、ロッキング橋脚支承の限界回転角を超えて支承が破壊されて鉛直支持機能を失い、落橋に至ったと推察できる。

- 2) 支承耐力、変位制限構造耐力をパラメータとしたCASE1～4までの4ケースの動的挙動解析を実施した。その結果、変位制限構造耐力を向上させることによって、桁移動を制限でき落橋に至らない可能性を確認した。
- 3) 動的解析によると A1 橋台側の支承および変位制限構造の損傷は、斜角の影響による回転ではなく、地震力により橋軸直角方向へ移動したと考えられる。
- 4) 地震力により桁は橋軸直角方向の前後に移動することから、有効な対策としては、変位制限構造の押し抜きせん断抵抗を大きくすることや、変位制限構造を各橋台の左右の合計4箇所設置することが考えられる。

参考文献：

- 1) 西日本高速道路株式会社九州支社，平成28年熊本地震橋梁災害復旧技術検討会報告書（中間報告），平成29年7月
- 2) 日本道路公団九州支社，九州自動車道熊本館内跨道橋耐震補強設計，2001. 10.
- 3) 豊増明希，後藤浩之，澤田純男，高橋良和：平成 28 年熊本地震の御船 IC における大速度記録の原因分析，日本地震学会 2017 年秋季大会
- 4) 西恭彦，轟俊太郎，田所敏弥，進藤良則：鋼角ストッパー周辺のコンクリートの破壊性状に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol. 37, No. 2, pp. 1-6, 2015.
- 5) 国土交通省 国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人 土木研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震土木施設被害調査報告，平成 29 年 3 月