

断層変位と桁端の接触を考慮した PC 合成桁橋の応答評価

松田 泰治¹・宮本 睦希²・西村 孝³
梶田 幸秀⁴・難波 正幸⁵・内藤 伸幸⁶

¹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 福岡県福岡市西区元岡 744)
E-mail: mazda@doc.kyushu-u.ac.jp

²学生会員 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: miyamoto@doc.kyushu-u.ac.jp

³学生会員 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: doboku@jsce.ac.jp

⁴正会員 九州大学大学院 准教授 工学研究院 社会基盤部門 (〒733-0037 福岡県福岡市西区元岡 744)
E-mail: ykajita@doc.kyushu-u.ac.jp

⁵非会員 NEXCO 西日本コンサルタンツ株式会社 (〒733-0037 広島県広島市西区西観音町 17-17)
E-mail: m.nanba@w-nexco-consul.co.jp

⁶正会員 株式会社アーク情報システム (〒222-0033 神奈川県横浜市港北区新横浜 3-22-17)
E-mail: nnaito@ark-info-sys.co.jp

日本の高速道路では、地震発生時に発生した地震の規模により通行規制及び点検が行われている。さらにレベル2地震動を含む大規模地震が発生した場合には、24時間以内に緊急車両が通行可能となるような目標を設定している。しかし橋梁が受ける損傷の程度は地震動の特性によって大きく異なるため、緊急点検を効率的に行うことが困難である。2016年に発生した熊本地震を受けて、2017年に道路橋示方書が活断層を考慮するように改定され、今後は、従来の耐震設計で考慮されてきた地震動に加えて、断層変位を考慮して橋梁の耐震性を検討する必要がある。本研究では、断層帯近傍の橋梁に対して、桁端の接触を考慮して地表地震断層が生じた場合の橋梁の応答に関する検討を行うことで、断層変位が橋梁の安全性に及ぼす影響について検討を行った。

Key Words: *expressway bridge, dynamic analysis, fault displacement*

1. 研究背景・目的

高速道路は日本の経済社会の大動脈を形成する重要な資本であり、過去に経験したことがないような災害が発生した場合でも、道路サービスを間断なく提供し続けるのが最大の使命である。地震発生時には、発生した地震の規模により道路通行規制および点検が実施されている。さらにレベル2地震動を含む大規模地震が発生した場合にも、発生から24時間以内に緊急車両が通行可能となるような目標が設定されている¹⁾。

地震発生時の高速道路橋への被害内容としては、発生

した地震動の特性によって橋脚・橋台が破損したり、上部項に亀裂が生じたり、支承部が破断したりと橋梁が受ける損傷の程度は大きく異なっている。地震発生後に高速道路橋の速やかな復旧を行うには損傷の程度を把握する必要があるが、目視することができない地中部などの箇所においては損傷の程度を評価することは困難である。

そしてこれらの被害の中には、地表地震断層によって引き起こされているものもある。例として、1999年に台湾で発生した集集地震では、その被害の多くが断層変位によってもたらされたものであると報告されている²⁾。

また、これまでも断層変位による影響を考慮した検討

が行われているが³⁴⁾、高速道路橋に関する検討は限られてくる。加えて、平成 29 年改訂版道路橋示方書では 2016 年に発生した熊本地震での被害状況を受けて活断層を考慮するように改定されている。しかし、活断層の大きな場所が分かっている、地震発生時にどこにどのような形で地表地震断層として現れるか予測することは難しい。そのため地震発生後の橋梁の緊急点検において、点検すべき箇所を具体的に決めることができず、効率化・省略化が課題となっている。

先行研究⁵⁾では、実在する橋梁を解析対象とし、簡易的なモデルを用いて解析を行った。その結果、上部構造が 1m ほど変位し、P1, P3 橋脚基部の破壊が確認できた一方で、固定支承は耐力を超えず破壊していないという結論に至った。しかし、実際には背面地盤が存在することから上部構造は 1m も変位しないことが考えられる。そのため本研究では、背面地盤やパラペットと上部構造の衝突を考慮したより現実に忠実なモデルで解析を行い、地表地震断層が生じた場合の橋梁の応答に関する検討を行うことで、断層変位が橋梁の安全性に及ぼす影響を明らかにすることを目的とした。

2. 解析対象・解析モデル

(1) 対象橋梁

本解析で対象としたのは、広島県の五日市断層帯に実在する高速道路橋である上沖高架橋(図-1)で、橋長は 124m、RC 橋脚を持つ 4 径間連続 PC 合成桁橋である。五日市断層帯は、長さ約 20 km、向きはほぼ北北東—南南西方向で、西側隆起の逆断層成分を伴う右横ずれ断層であり、1~2m 程度ずれる可能性がある⁶⁾⁷⁾。地盤は I 種地盤である。この橋梁は活断層帯の真上に位置しているわけではないが、今回は地表地震断層が橋梁の真下に出現することを想定した。また、図-2 に示すように、実際は断層帯が橋梁をの間におよそ 45° の角度を持っている。地表地震断層が図-2 に示すように右横ずれで出現すると、A1 が図-2 の右上方向に、A2 が図-2 の左下方向に移動する。この移動によって、橋台間では橋軸方向に圧縮力及び橋軸直角方向にせん断力が作用すると考えられる。本検討においては、橋軸方向と橋軸直角方向に作用する両方の力を考慮すると、それぞれの力が橋梁に対して与える損傷の影響が明確にならない。本検討において、まず、図-1 に示すモデルの橋台間に作用する圧縮力に着目して解析を行った。なお、2016 年に発生した熊

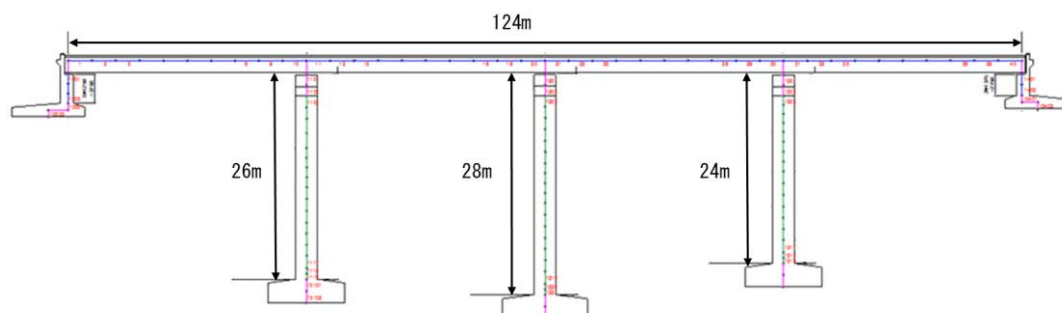


図-1 対象橋梁概要図

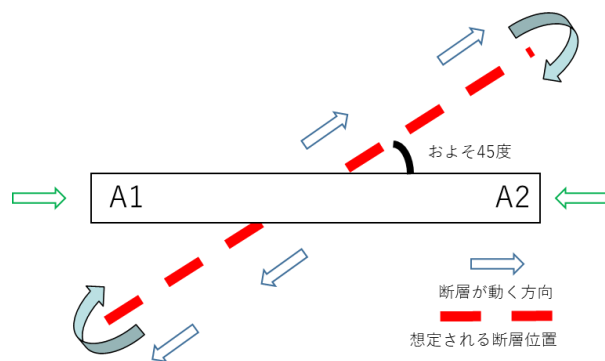


図-2 想定した断層と橋梁の位置関係

本地震において公表された俵山大橋をはじめとする被害の橋台および橋脚の移動量の計測データから圧縮変形を受けたケースが現実存在している⁸⁾。

(2)モデル化について

図-3 に示すのが解析モデルの概略図である。対象橋梁のモデル化に際し、固定支承・可動支承には非線形バネ要素、橋脚には非線形はり要素、桁部には線形はり要素、パラペット部には非線形はり要素、地盤には線形バネ要素を用いた。また、背面地盤を考慮するために、バネ反力の上限を受動土圧の値とし圧縮側のみ考慮した非

線形バネ要素、パラペットと上部構造の衝突を考慮するために、初期ギャップを有する線形バネ要素を用いた。各要素の非線形特性については、バネの非線形特性には図-4 に示すバイリニア型モデルを、はりの非線形特性には図-5 に示す武田型モデルを採用した。また、背面地盤バネの特性をを図-6 に、衝突バネの特性を図-7 に示す。減衰定数については、支承部のバネ要素を 0%，主桁を 3%，橋脚を 2%，地盤バネ要素を 10%とした。

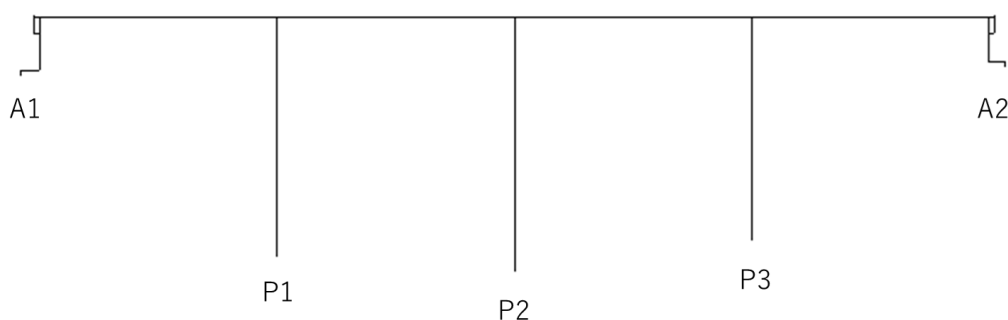


図-3 解析モデル

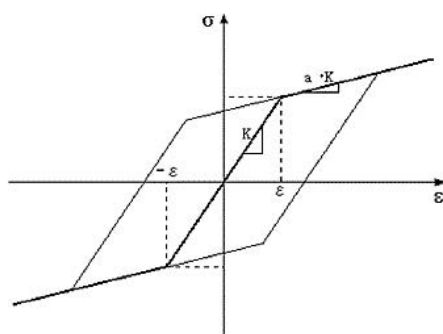


図-4 バイリニア型モデル

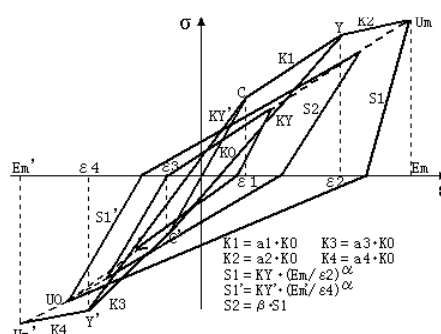


図-5 武田型モデル

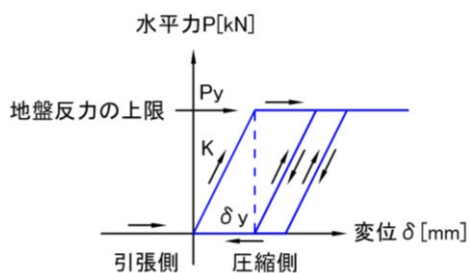


図-6 背面地盤バネの特性

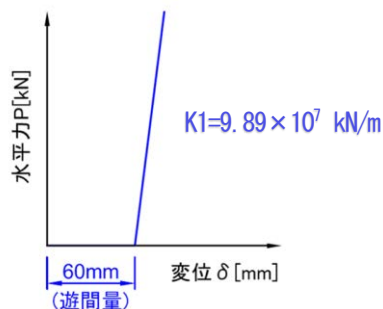


図-7 衝突バネの特性

3. 解析手法

本解析では、非線形時刻歴応答解析プログラムTDAPⅢ (Ver3.04) を用いた。解析手法は直接積分法で、積分手法は Newmark β ($\beta=0.25$) である。また本研究では、タイプⅡ地震動による地表地震断層を対象としているため、地震動の慣性力を考慮する場合はタイプⅡ地震動を用いる。五日市断層帯は 1~2m 程度のずれが予測されるので、図-3 に示した解析モデルに、橋軸圧縮方向に 2m の強制変位を与えることとする。

断層変位と地震動の慣性力を同時に考慮するために、橋梁モデルの橋台、橋脚部に残留変位の異なる変位波形を入力することとした。また、変位波形を作成するにあたり、道路橋示方書に示された設計地震動であるⅠ種地盤に対応する加速度応答スペクトルの適合波形（タイプ

Ⅱ-I-1, タイプⅡ-I-2, タイプⅡ-I-3) の3つの波形を積分して算出した。積分を行うにあたり、周波数フィルタリング法を用いて長周期成分をカットした。橋梁各部の最終変位は、A1 を固定とし、A1-A2 間で最終的な変位量を 200cm と決めた。A1-P1~P3 間は線形的に変位量を補間し決定した(図-8)。例として、図-9 にタイプⅡ-I-1 の波形を用いて作成した変位波形を示す。また、結果を比較するために地震動のみを用いた解析も行った。

4. 解析結果

(1)橋脚の応答評価

図-10, 図-11 にそれぞれ断層変位を考慮した場合と、地震動のみを用いた場合の橋脚各要素の応答曲率の最

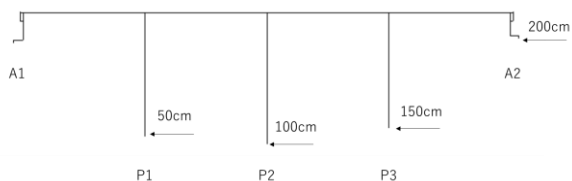


図-8 変位の入力方向

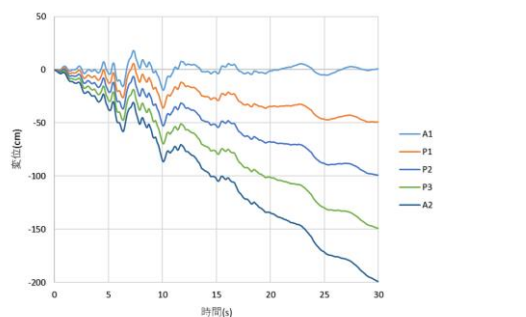
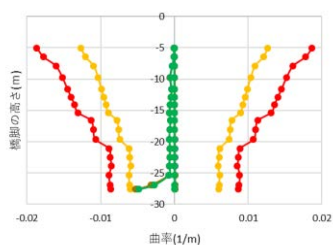
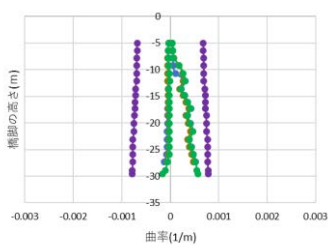


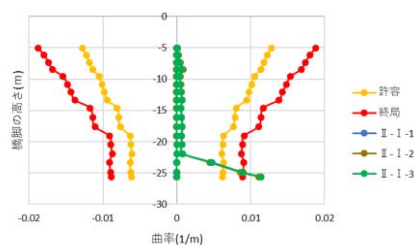
図-9 タイプⅡ-I-1の解析で用いた変位波形



(a) P1

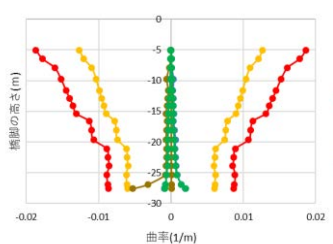


(b) P2

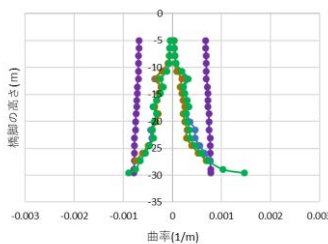


(c) P3

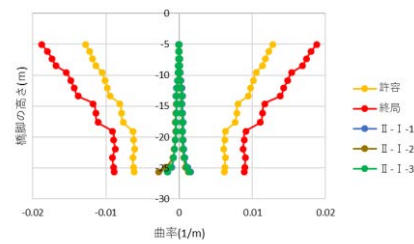
図-10 地震動と断層変位を考慮した場合の橋脚の応答曲率の最大・最小値



(a) P1



(b) P2



(c) P3

図-11 地震動のみ考慮した場合の橋脚の応答曲率の最大・最小値

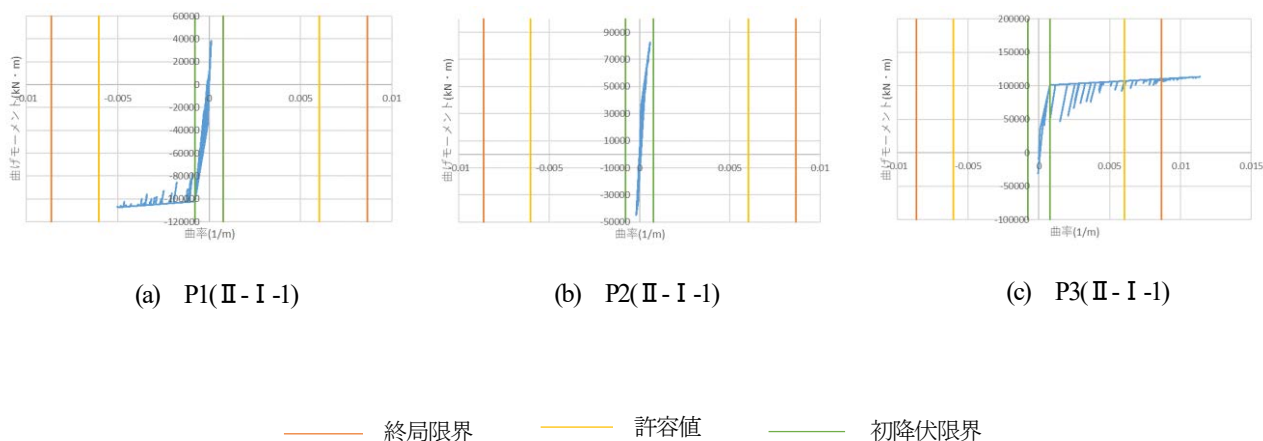


図-12 地震動と断層変位を考慮した場合の橋各橋脚基部の履歴曲線

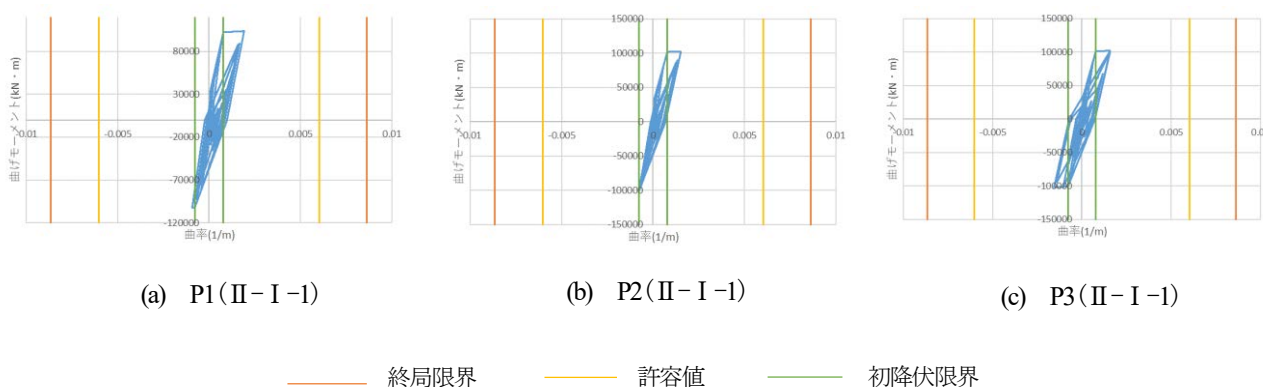


図-13 地震動のみ考慮した場合の各橋脚基部の履歴曲線

大・最小応答曲率を示す。図-10 の地震動と断層変位を考慮した解析においては、用いた3つの波形による応答値の大きな違いは現れなかった。いずれの波形を用いた場合においても、P1 橋脚では橋脚基部付近でA1 橋台側への曲げ変形による応答が、P3 橋脚では橋脚基部付近でA2 橋台側への曲げ変形による応答が大きくなることが確認できた。また、P2 橋脚については橋脚のどの要素においても、A2 橋台側への曲げ変形による応答が大きくなっていることが確認できる。次に図-11 の地震動のみを考慮した解析においては、P1 橋脚基部付近においてのみ用いた波形による応答値の大きな差がみられ、それ以外では3つの波形でほぼ同じような応答値を得た。地震動と断層変位を考慮した解析の結果と比較すると、どの橋脚においてもほぼ左右対称な応答曲率の結果を得ることが確認できる。

図-10、図-11 に示した結果より、橋脚基部において大きな応答値を得ることが分かったため、図-12、図-13 に、

それぞれ地震動と断層変位を考慮した場合と、地震動のみを用いた場合の各橋脚基部のM- ϕ 履歴曲線を示す。なお、用いた3つの波形による大きな違いは見られなかったため、代表例としてタイプII-I-1 地震動を用いた解析の結果を示した。地震動と断層変位を考慮した解析においては、P1 橋脚は降伏値を超え許容値に近い値をとっていることが、P3 橋脚については終局値を大きく超える値をとっていることが確認できた。このことから、P3 橋脚基部において大きく塑性化が進んでいることが分かる。P2 橋脚については、降伏値を超えることなく履歴を描いている。次に、地震動のみを考慮した解析の結果については、P1-P3 橋脚において、降伏値を少し超える程度の範囲で履歴を描いていることが確認できた。地震動と断層変位を考慮した解析の結果と比較すると、地震動のみを考慮した場合はP1、P3 橋脚の応答値が小さくなっていることから、断層変位は特にP1、P3 橋脚基部において大きな影響を与えられられる。

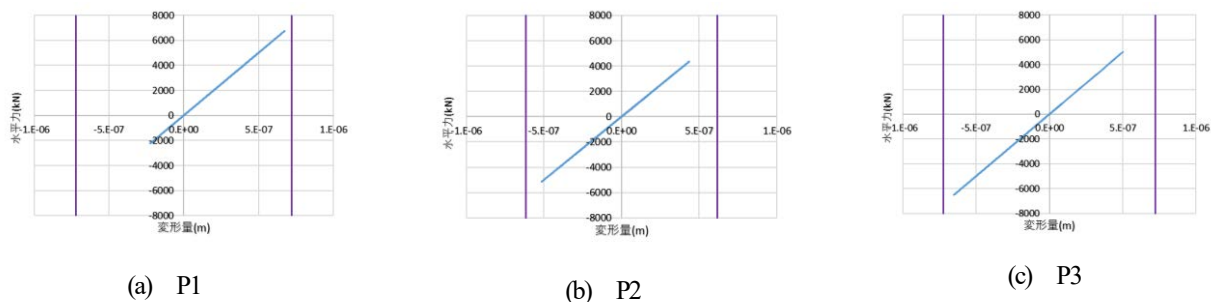


図-14 地震動と断層変位を考慮した場合の固定支承バネの履歴曲線(Ⅱ-I-1)

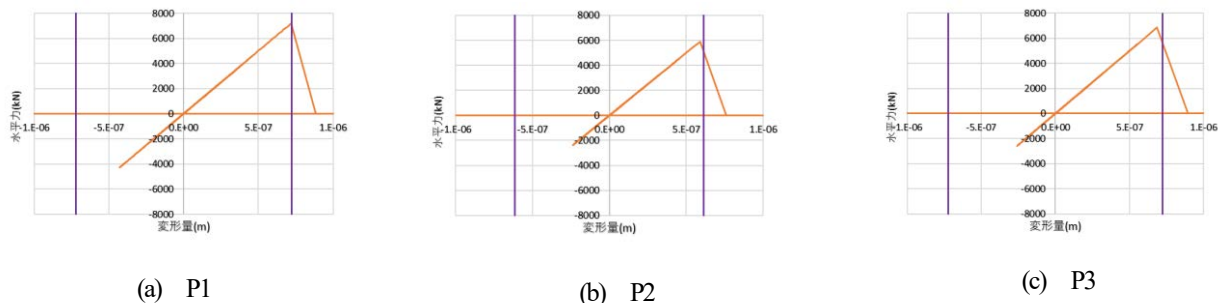


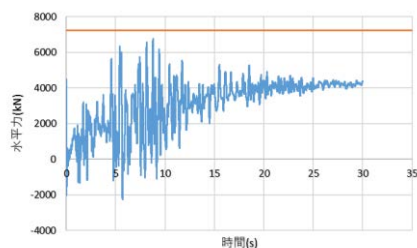
図-15 地震動のみ考慮した場合の固定支承バネの履歴曲線(Ⅱ-I-1)

表-1 地震動と断層変位を考慮した場合の固定支承バネの最大・最小変位量(m)(Ⅱ-I-1)

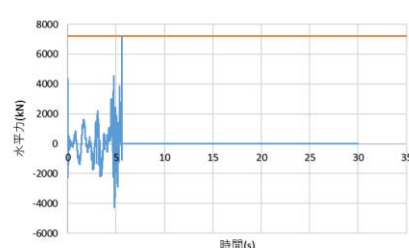
	P1	P2	P3
最大値	6.8E-07	4.4E-07	5.0E-07
最小値	-2.3E-07	-5.1E-07	-6.5E-07

表-2 地震動のみ考慮した場合の固定支承バネの最大・最小変位量(m)(Ⅱ-I-1)

	P1	P2	P3
最大値	1.5E-04	3.8E-05	2.0E-05
最小値	-1.3E-05	-9.1E-05	-3.3E-04



(a) 地震動と断層変位を考慮



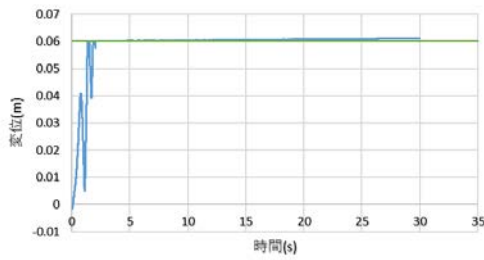
(b) 地震動のみ考慮

図-16 P1 橋脚固定支承反力の時刻歴図

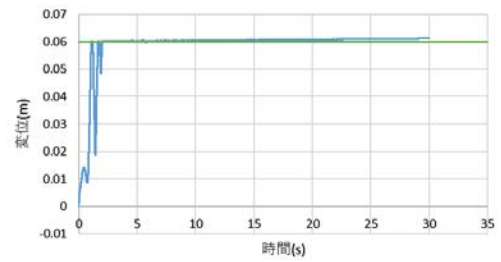
(2) 支承の応答評価

図-14、図-15にそれぞれ断層変位を考慮した場合と、地震動のみを用いた場合の固定支承バネの履歴曲線を、表-1、表-2に固定支承部バネの変位量の最大・最小値を示す。なお、代表例としてタイプⅡ-I-1地震動を用いた解析の結果のみ示し、履歴曲線については詳細を見ることができるように変位量を 10^{-6} ~ 10^{-5} mの範囲のみ示しているが、実際は表-1、表-2に示す値まで変位している。また、降伏値を紫色の線で表している。図-14より、地

震動と断層変位を考慮した場合、3つの固定支承は降伏値に達することなく履歴を描いているのに対して、図-15より、地震動のみを考慮した場合、3つの固定支承すべてが降伏値を超えていることが分かる。通常は、地震動のみを考慮した場合より地震動と断層変位を考慮した場合のほうが応答値は大きくなり各部材が破壊に至ると考えられるが、固定支承については地震動のみを考慮した場合のほうが応答値が大きく、降伏値を超えているため、この理由について考察する。図-16に固定支承反力

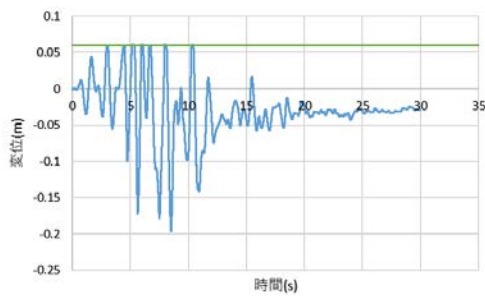


(a) A1 橋台側

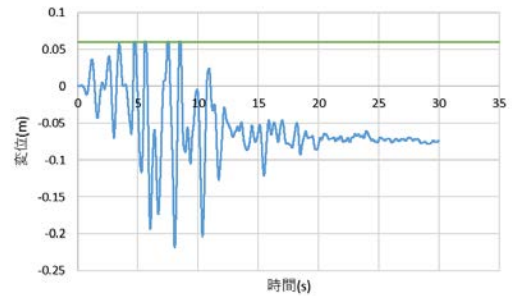


(b) A2 橋台側

図-17 地震動と断層変位を考慮した場合の衝突バネ変位の時刻歴図

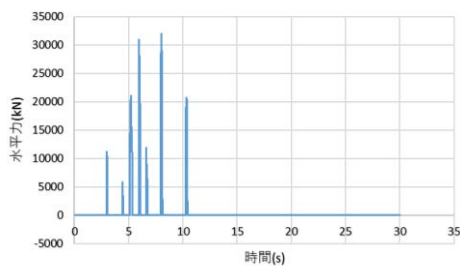


(a) A1 橋台側

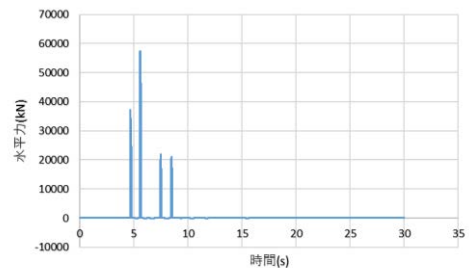


(b) A2 橋台側

図-18 地震動のみを考慮した場合の衝突バネ変位の時刻歴図



(a) A1 橋台側



(b) A2 橋台側

図-19 地震動のみを考慮した場合の衝突バネ反力の時刻歴図

の時刻歴図を、代表例として P1 橋脚の固定支承について示す。この図より、地震動と断層変位を考慮した場合は橙色の線で示す支承耐力に達していないが、地震動のみを考慮した場合は約 5.5 秒で支承耐力に達していることが確認できる。次に、図-17、図-18 に衝突バネ変位の時刻歴図を示す。地震動と断層変位を考慮した場合は、緑色の線で示す遊間の長さである 0.06m に約 2 秒で到達し、それ以降は上部構造とパラペットが接触したままで

あるのに対して、地震動のみを考慮した場合は、A1 橋台側と A2 橋台側で複数回上部構造とパラペットの衝突が起きていることが確認できる。次に、図-19 に地震動のみを考慮した場合の衝突バネ反力の時刻歴図を示す。この図より、A1 橋台側では 7 回、A2 橋台側では 4 回、上部構造がパラペット部に衝突していることが分かる。図-16(b) で示した固定支承反力の時刻歴図において固定支承が耐力に達した時刻である約 5.5 秒には、A2 橋台側で

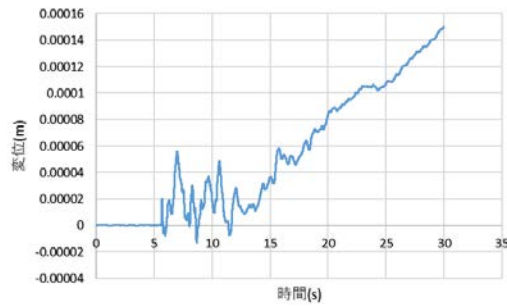
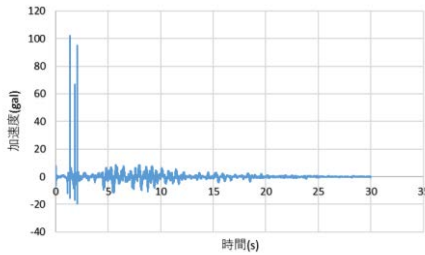
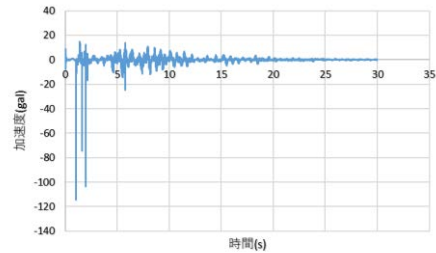


図-20 地震動のみを考慮した場合の固定支承変位の時刻歴図

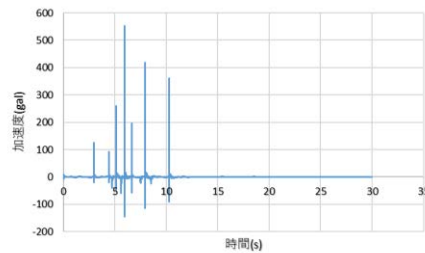


(a) A1 側桁端部

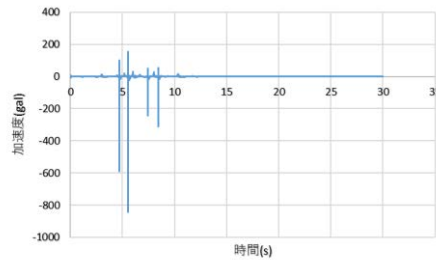


(b) A2 側桁端部

図-21 断層変位と地震動を考慮した場合の桁端部加速度の時刻歴図



(a) A1 側桁端部



(b) A2 側桁端部

図-22 地震動のみを考慮した場合の桁端部加速度の時刻歴図

水平力が最大である衝突が発生していることも確認できた。また、図-20 に示す地震動のみを考慮した場合の P1 固定支承変位の時刻歴図を見ると、支承耐力に達した直後の変位方向は A2 橋台側であることから、図-19(b) に示す A2 橋台側での 2 回目の衝突で固定支承が耐力に達し A2 橋台側に変位が発生したと考えられる。加えて、図-21、図-22 に示す桁端部の加速度時刻歴図から、地震動と断層変位を考慮した場合に比べて地震動のみを考慮した場合は、加速度が大きくなっていることが確認できる。以上より、地震動のみを考慮した場合においては、上部構造とパラペットの衝突が複数回発生しており、A2 橋台側での 2 回目の衝突によって固定支承が塑性化したことが推察できる。地震動と断層変位を考慮した場合においては、約 2 秒の時点での衝突以降は、圧縮方向の強制変位によって上部構造とパラペットが接触したまま慣性力を受けているため、衝突が発生せず固定支承が塑性化しなかったと推察できる。

5. まとめ

本研究では、背面地盤やパラペットと上部構造の衝突を考慮したより現実に忠実なモデルで解析を行い、地表地震断層が生じた場合の橋梁の応答に関する検討を行うことで、断層変位が橋梁の安全性に及ぼす影響について検討した。今回得られた知見を以下に示す。

(1) 橋脚の応答評価について

地震動と断層変位を考慮した解析においては用いた 3 つの波形による応答値の大きな違いは現れず、いずれの波形を用いた場合においても、P1 橋脚では橋脚基部付近で A1 橋台側への曲げ変形による応答が、P3 橋脚では橋脚基部付近で A2 橋台側への曲げ変形による応答が大きくなることが確認できた。特に P3 橋脚基部においては、終局値を大きく上回る応答を示した。M- ϕ 履歴曲線からも、終局値を超えた履歴を描いていることが確認できた。地震動のみを考慮した解析においては、いずれの

橋脚も許容値を超えていないことから、断層変位は P1, P3 橋脚基部に大きな影響を及ぼし、3 本の橋脚の中では P3 橋脚が最も影響を受けやすいことが確認できた。

(2) 支承の応答評価について

地震動と断層変位を考慮した解析においては、3 つの固定支承は降伏値を超えず破壊していないことを確認した。地震動のみを考慮した解析においては、3 つの固定支承すべてが降伏値を超えたことを確認した。地震動と断層変位を考慮した場合は、約 2 秒の時点での上部構造とパラペットの最初の衝突以降は、圧縮方向の強制変位によって上部構造とパラペットが接触したまま慣性力を受けているため、衝突が発生せず固定支承が塑性化しなかったと推察できる。地震動のみを考慮した場合は、上部構造とパラペットの衝突が複数回発生しており、A2 橋台側での 2 回目の衝突によって固定支承が塑性化したことが推察できる。

参考文献

- 1) 国土交通省：第 27 回国土幹線道路部配布資料，
<http://www.mlit.go.jp/common/001190065.pdf>(参照 2019 年 8 月 27 日)
- 2) 九州大学建設振動工学研究室：921 集集地震(台湾)被害調査報告書，2000.
- 3) 大塚久哲，古川愛子，中村壮：断層変位を受ける鋼斜張橋の動的解析，土木学会地震工学論文集，pp.450-457，2007.
- 4) 松永昭吾，大塚久哲：断層変位を受けるコンクリートアーチ橋の耐震特性，土木学会論文集，Vol65，No.1，pp417-425，2009.
- 5) 松田泰治，西村孝，梶田幸秀，難波正幸，内藤伸幸：断層変位を考慮した PC 合成桁橋の応答評価に関する一考察，第 38 回地震工学研究発表会 A11-1348.
- 6) 丸山正：広島湾における五日市断層帯延長部の活動性調査，活断層・古地震研究報告，No.11，pp197-226，2011.
- 7) 地震調査研究推進本部：五日市断層帯の長期評価について，
https://www.jishin.go.jp/main/chousa/katsudansou_pdf/87_itsukaichi.pdf (参照 2019 年 8 月 27 日)
- 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究法人土木研究所：平成 28 年熊本地震土木施設被害調査報告，国総研資料，第 967 号，pp192-337，2017.
- 9) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.

EVALUATION OF RESPONSE OF PC SYNTHETIC GIRDER BRIDGE CONSIDERING FAULT DISPLACEMENT AND CONTACT OF GIRDER END

Taiji MAZDA, Mutsuki MIYAMOTO, Takashi NISHIMURA,
Yukihide KAJITA, Masayuki NANBA and Nobuyuki NAITO

In Japan's expressway, even if the large scale earthquake of level 2 occurs, it is required that emergency vehicles can pass through within 24 hours. However, due to the characteristics of the earthquake motions and the effects fault displacement, it is difficult to determine the part which should be inspected immediately in the emergency check of the bridge after an earthquake. In 2017, in response to the Kumamoto earthquake that occurred in 2016, specifications for highway bridges was revised to consider active faults. In addition to the earthquake ground motions that have been considered in the conventional seismic design, it is necessary to consider the earthquake resistance of the bridge considering the fault displacement from now on. In this study, the influence of the fault displacement on the safety of the bridge is investigated by examining the response of the bridge when the ground earthquake fault occurs to the bridge near the fault zone.