

ゲルバー桁橋の地震時応答特性に関する基礎的研究

Fundamental study of dynamic response of a cantilever girder bridge under seismic loading

山口栄輝*, 深村宗弘**, 田崎賢治***, 幸左賢二*, 鬼木浩二****

Eiki Yamaguchi, Munehiro Fukamura, Kenji Tasaki, Kenji Kosa, Kouji Oniki

*Ph. D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町 1-1)

**九州工業大学大学院工学研究科建設社会工学専攻博士前期課程 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町 1-1)

***博 (工) 大日本コンサルタント株式会社大阪支社 (〒550-0014 大阪市西区北堀江 1-22-19)

****修 (工) 大日本コンサルタント株式会社大阪支社 (〒550-0014 大阪市西区北堀江 1-22-19)

Following the damages caused by 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, it has become required to study the dynamic response of a bridge for seismic design. Accordingly, much research has been conducted in this respect. However, some types of bridge such as a cantilever girder bridge has attracted less attention. The present study carries out the dynamic analysis of a cantilever girder bridge under seismic loading numerically. Abutments located at either end of the bridge so that the collision of the bridge needs to be taken into account. Besides, collision occurs at the hinges in this type of bridge. The influence of those collisions on the dynamic response is looked into and discussed in particular. To this end, various gaps between a girder and an abutment are also considered so as to see the effect on the behavior of the bridge.

Key Words: cantilever girder bridge, seismic response, collision, gap

キーワード: ゲルバー桁橋, 地震時応答, 衝突, 桁遊間

1. はじめに

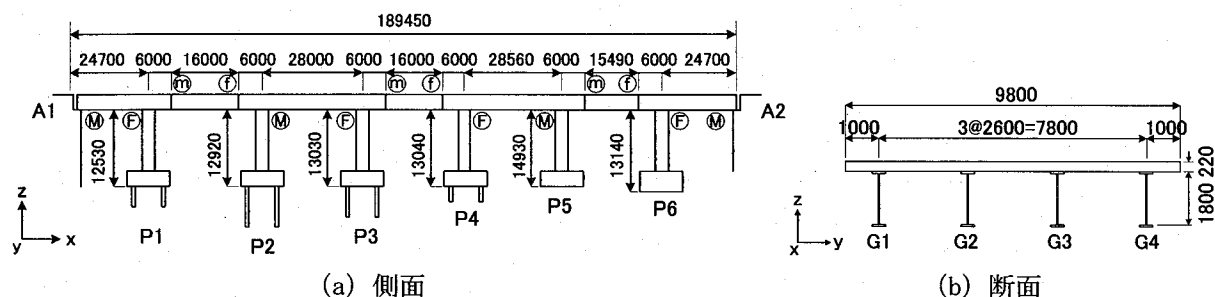
1995年の兵庫県南部地震の被災状況を踏まえ、道路橋示方書が改訂され¹⁾、耐震設計においては、橋梁の地震時動的挙動の把握が重要になった。そのため、多くの研究が行われ²⁾、筆者らも文献3)～5)などで検討してきている。しかしながら、ゲルバー桁橋については、2004年の新潟県中越地震で被災した橋梁がある⁶⁾ものの、筆者らの知る限り、これまで地震時の応答、特に、桁-桁間の衝突、桁-橋台間の衝突を考慮した地震時応答は検討されていない。

こうした状況に鑑み、本研究では、ゲルバー桁橋を対象として、その地震時応答特性を解析的に検討する。兵庫県南部地震以降、高架橋などの陸上部の橋梁に関する耐震性検討・補強は順次進められてきたが、相対的に河川橋への対応は遅れ気味である。そこで、本研究では、河川に架かるゲルバー桁橋を対象とし、橋梁の両側に橋台を想定する。解析にはY-FIBER3D⁷⁾を用い、橋軸方向の挙動を検討する。

2. 解析概要

既存の橋梁を参考に橋梁モデルを作成し、解析対象とする。概略を図-1に示しているが、橋長189.45mの7径間ゲルバー桁橋であり、図中、㊟が可動支承、㊤が固定支承、㊤が可動ヒンジ部、㊤が固定ヒンジ部の箇所である。可動と固定の違いは橋軸方向の変位(ヒンジ部では桁間の相対変位)を拘束するか否かのみである。橋梁の両側には橋台を想定している。

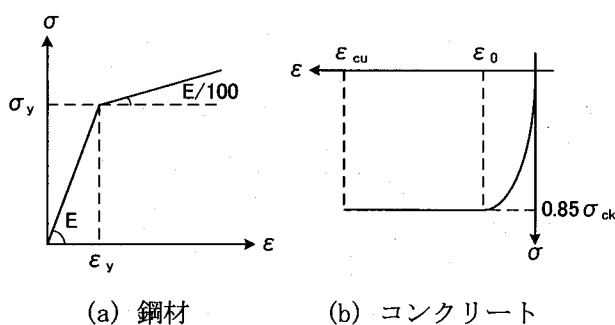
上部工は鋼4主I桁橋で、コンクリート床版を有する合成桁構造である。ウェブ断面は1800mm×9mmで一定であるが、上フランジが幅290～490mm、厚さ12～25mm、下フランジが幅200～540mm、厚さ12～25mmで変化するため、主桁は変断面となっている。橋脚は鉄筋コンクリート製で、上端で橋軸方向2.2m、橋軸直角方向10.6m、下端で橋軸方向3.6m、橋軸直角方向13.6mの寸法を有する矩形断面とする。鋼材、コンクリートの応力-ひずみ関係は、文献8)を参考にして、それぞれ図-2のように定める。 σ_y は360N/mm²、 σ_{ck} は21N/mm²である。基礎は地盤バネで



図－1 橋梁モデル（ゲルバー桁橋；単位：mm）

表－1 基礎の地盤バネ定数

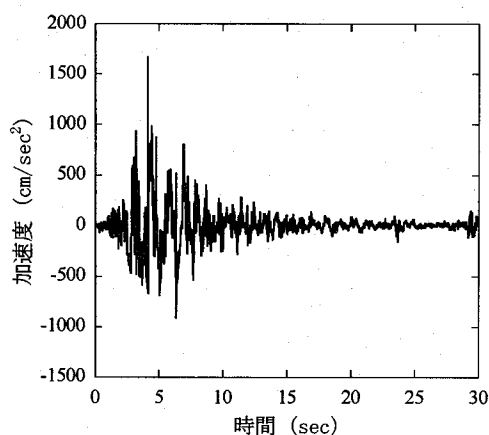
	P 1	P 2	P 3	P 4	P 5	P 6
並進 (kN/m)	3.51×10^6	1.79×10^6	2.08×10^6	5.04×10^6	4.26×10^6	3.74×10^6
回転 (kNm/rad)	3.82×10^7	3.64×10^7	3.69×10^7	3.85×10^7	6.82×10^7	3.96×10^7



図－2 構成則モデル

モデル化し、地盤バネ定数を表－1にまとめている。地盤バネ定数は、現地地盤条件をもとに文献1)にしたがって決定している。

上部工、橋脚はファイバー型の梁要素でモデル化し、合計で157要素使用する。ファイバー型梁要素では、断面をセルに分割し、各セルにおいて応力やひずみを算定する。構成則はこの応力とひずみ間で定義されたものを用いることができる。構成則に断面の影響が入る $M-\phi$ 型梁要素とはこの点で大きく異なる。本橋では橋梁端部で桁－橋台間、可動ヒンジ部で桁－桁間の衝突が生じる可能性がある。そのため、ここでは衝突バネを導入して、衝突を考慮する。衝突バネ剛性は既往の研究^{5), 9)}を参考に、桁－桁間は $1.0 \times 10^6 \text{ kN/m}$ 、桁－橋台間は $6.24 \times 10^5 \text{ kN/m}$ とする。後者の値はパラペットや裏込め土の剛性も考慮して決めている。桁遊間は、桁－橋台間で0.15m、可動ヒンジ部の桁－桁間で0.05mである。変位が桁遊間以下であれば、衝突バネは機能しない。粘性減衰にはレーリー型を用いる。そのためにまず固有値解析を行い、有効質量比の大きなモードをもとに、道路橋示方書¹⁾に定める減衰定数を用いて係数を定



図－3 入力波形（加速度）

める。

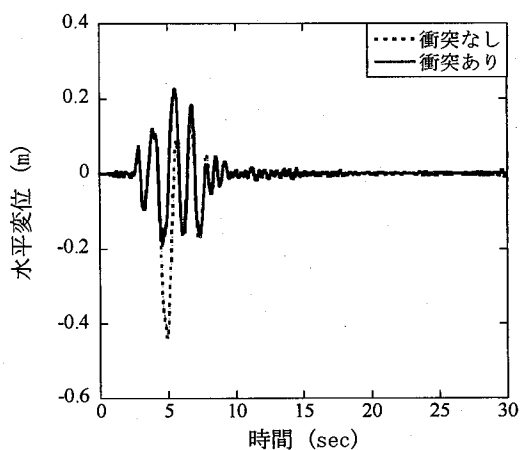
動的解析には、2004年新潟県中越地震の際に新潟県川口町で観測された加速度記録のEW成分を橋軸方向に入力する。図－3にこの加速度波形を示す。

3. 解析結果

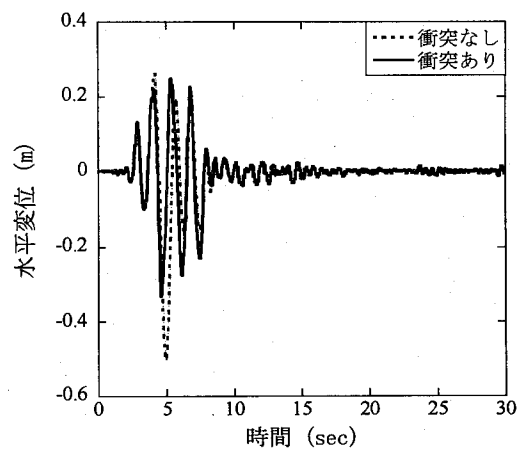
3.2節で桁－橋台間の桁遊間を変化させた解析を行う。そのため、桁－橋台間の桁遊間を用いて、解析ケースを区別する。すなわち、解析結果の表示において、単に「桁遊間〇m」と記すことで、「桁－橋台間の桁遊間が〇m」の場合を意味することとする。

3.1 衝突の影響

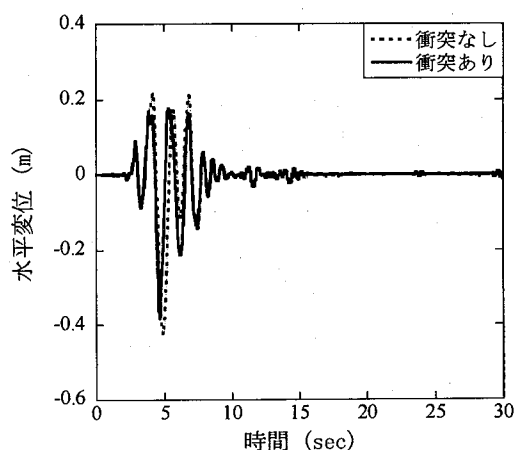
衝突の影響を調べるために、衝突を考慮する場合と考慮しない場合の解析を行う。後者では、衝突ばねを付加せず、隣接する桁、また桁と橋台の重なりを無視して解析する。解析結果として、A1橋台側



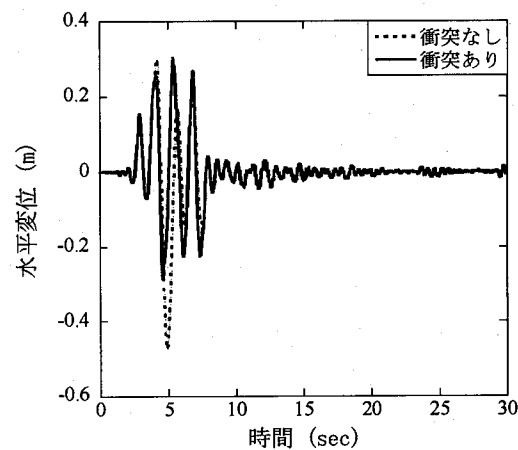
(a) A 1 橋台側橋梁端部



(b) 橋梁中央点



(c) A 2 橋台側橋梁端部



(d) P 3 橋脚天端

図-4 水平変位の時刻歴 (桁遊間 0.15m)

表-2 衝突回数 (桁遊間 0.15m)

A 1	H 1	H 2	H 3	A 2
5	8 (2, 6)	10 (3, 7)	9 (3, 6)	4

(正面衝突, 追突)

の橋梁端部、橋梁中央点、A 2 橋台側の橋梁端部、P 3 橋脚天端での橋軸方向 (x 軸方向) 水平変位を図-4に示す。変位の正負は図-1の x 軸に従っている。衝突考慮の有無により地震時応答の解析結果は大きく異なっており、衝突の影響の大きさが確認される。

表-2には、衝突回数をまとめている。表中、A 1、A 2はA 1 橋台側橋梁端部、A 2 橋台側橋梁端部、H 1~H 3は3箇所の可動ヒンジ部 (図-1 (a) の㊸) を表し、H 1~H 3の番号はA 1橋台に近い側から順に付けている。この表では、可動ヒンジ部での衝突を「正面衝突」と「追突」に分け、() 内に記している。橋梁端部、可動ヒンジ部のいずれに

おいても衝突は発生しているが、可動ヒンジ部の方が衝突回数は多い結果となっている。正面衝突と追突を比較すると、後者の方が2倍以上多くなっている。

表-3には、衝突を考慮しない解析において、桁遊間を超えた水平変位が発生した回数をまとめている。この表に示す回数は表-2の衝突回数よりかなり少ない。特に、表-3の可動ヒンジ部の回数は、表-2の衝突回数に比して著しく少ない。また、この解析では、正面衝突に相当するような現象は認められなかった。正面衝突は、衝突を考慮することで初めて現れ得る現象と考えられる。これは、衝突によりゲルバー桁橋の地震時応答が複雑になることを

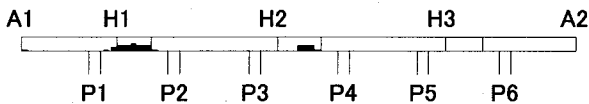
表－3 桁遊間を超えた回数（衝突考慮せず；桁遊間 0.15m）

A 1	H 1	H 2	H 3	A 2
3	4	3	3	3

表－4 衝突力（桁遊間 0.15m）

	A 1	H 1	H 2	H 3	A 2
最大値	2.45×10^4	3.24×10^4 (正面衝突)	2.19×10^4 (追突)	2.17×10^4 (正面衝突)	1.59×10^4
平均値	1.36×10^4	1.00×10^4	0.78×10^4	1.09×10^4	0.92×10^4

単位：kN



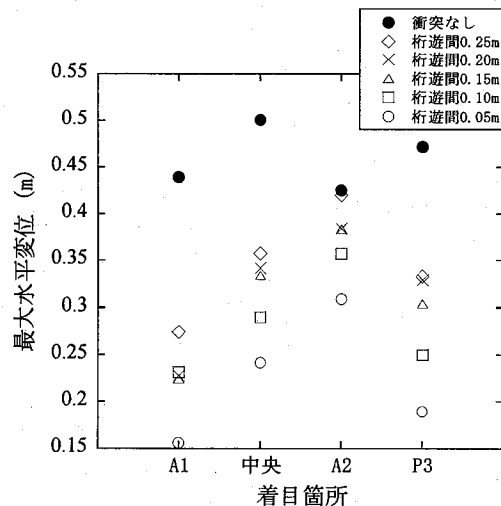
図－5 塑性領域（桁遊間 0.15m）

示唆しており、この結果からも衝突考慮の有無で地震時応答が大きく変わることが理解される。桁の動きを仔細に見ると、例えば橋梁端部では、衝突後に逆方向に動くことで桁の反対側で新たな衝突が生じるというような現象が生じている。このように連続する衝突ではその間の桁の動きは小さく、衝突により、一般に桁は小さな振幅で複雑な地震時応答をするようになる。

表－4に、衝突力をまとめている。H1可動ヒンジ部で最も大きな衝突力が生じ、次いでA1橋台側橋梁端部で大きな衝突力が見られる。ただし、平均衝突力はA1橋台側橋梁端部の方が大きい。複雑な桁の動きの中で、H1可動ヒンジ部で起こった正面衝突で偶発的に大きな衝撃力が発生したと考えられる。

塑性変形発生の有無は、作用応力が σ_y を超えるか否かで判定される。衝突を考慮しない場合、この橋梁の桁に塑性変形は生じないが、衝突を考慮すると塑性変形が発生する。その際の塑性領域を図－5に示す。P1－P2橋脚間に最も大きな塑性領域が発生している。ちなみに、P1－P2橋脚間には、最大衝突力が作用したH1可動ヒンジ部が位置しており、応答ひずみの最大値もこの区間で生じている。応答ひずみの最大値は 3.04×10^{-3} で、降伏ひずみの約1.8倍である。

図－4(d)によれば、衝突によりP3橋脚天端の最大水平変位は60%程度に減少している。上部工の変位が橋台で制限された結果であり、衝突を考慮することで、新設河川橋橋脚の耐震設計はもとより、仮締切りを必要とするなど施工条件が厳しい河川内橋脚の耐震補強の工費も低減させ得ることを示唆し



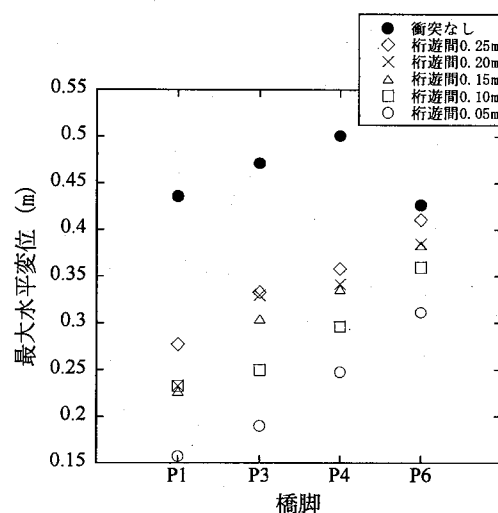
図－6 最大水平変位－桁遊間の関係

ている。これはいわゆる橋台による変位拘束効果であり、小林ら¹⁰⁾により解析的検討が行われ、2004年新潟県中越地震において変位拘束効果が認められたとの報告もなされている¹¹⁾。

3.2 桁遊間の影響

3.1節では、衝突がゲルバー桁橋の地震時応答に大きな影響を及ぼすことが明らかになった。衝突に影響を及ぼす因子のひとつが桁遊間であるため、次に桁遊間を変化させて解析を行う。具体的には、A1、A2橋台側橋梁端部での桁遊間を0.05mから0.25mまで0.05m間隔で変化させ、地震時応答解析を行う。なお、可動ヒンジ部の桁遊間は0.05mのまま変化させない。

A1橋台側橋梁端部、橋梁中央点、A2橋台側橋梁端部、P3橋脚天端の最大水平変位を図－6にまとめている。いずれの着目箇所においても、一般に、桁遊間が小さくなるにつれて最大水平変位は減少する傾向にある。図－4(c)からわかるように、衝突を考慮しない場合でも、A2側橋梁端部の水平変位



図－7 橋脚天端の最大変位－桁遊間関係

表－5 衝突回数

桁遊間	A 1	H 1	H 2	H 3	A 2
0.05m	6	12 (5, 7)	16 (4, 12)	14 (5, 9)	8
0.10m	4	9 (4, 5)	13 (0, 13)	13 (7, 6)	7
0.15m	5	8 (2, 6)	10 (3, 7)	9 (3, 6)	4
0.20m	3	7 (3, 4)	5 (1, 4)	7 (0, 7)	3
0.25m	2	6 (2, 4)	5 (2, 3)	7 (2, 5)	2

(正面衝突, 追突)

表－6 最大衝突力

桁遊間	A 1	H 1	H 2	H 3	A 2
0.05m	2.47×10^4	3.02×10^4 (正面衝突)	2.27×10^4 (追突)	2.26×10^4 (正面衝突)	1.39×10^4
0.10m	2.58×10^4	3.15×10^4 (正面衝突)	2.23×10^4 (追突)	2.19×10^4 (正面衝突)	1.56×10^4
0.15m	2.45×10^4	3.24×10^4 (正面衝突)	2.19×10^4 (追突)	2.17×10^4 (正面衝突)	1.59×10^4
0.20m	1.71×10^4	2.92×10^4 (正面衝突)	1.98×10^4 (追突)	1.50×10^4 (追突)	1.37×10^4
0.25m	1.54×10^4	2.60×10^4 (正面衝突)	1.55×10^4 (正面衝突)	1.39×10^4 (正面衝突)	1.02×10^4

単位: kN

は桁遊間をそれほど大幅に越えない。そのため、衝突の影響はあまり小さくなく、図－6に示すように、他の箇所と比べると、A 2 橋台側橋梁端部での衝突による変位拘束効果は比較的小さい。

各橋脚天端で得られた最大水平変位を図－7にまとめている。いずれの橋脚においても、衝突による変位拘束効果が確認され、桁遊間が小さくなるにつれて最大変位が減少する傾向も認められる。桁遊間を小さくできれば、地震による橋脚の損傷は低減し得ることになる。P 6 橋脚では、衝突による変位拘束効果は比較的小さい。この橋脚はA 2 橋台に最も

近いところに位置しており、A 2 橋台側橋梁端部と同様の傾向を示したと考えられる。

表－5には、衝突回数を示している。桁遊間が小さくなると衝突回数は増える傾向にある。また、橋梁端部と橋台間の衝突よりも、可動ヒンジ部での衝突の方が2倍程度多い結果となっている。可動ヒンジ部の衝突は、正面衝突よりも追突の方が多い傾向にあり、特に橋梁中央付近にあるH 2 可動ヒンジ部でその傾向が強い。

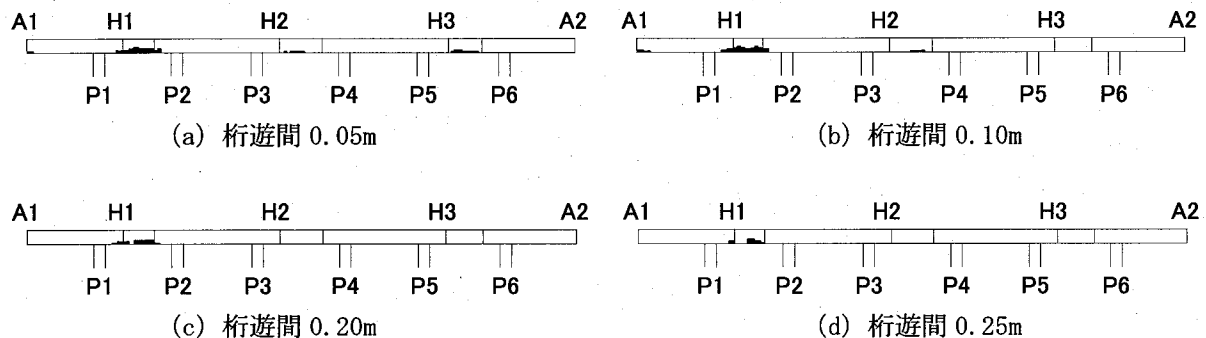
表－6には、衝突力の最大値を整理している。桁遊間が0.15m以上の場合には、桁遊間の増加に伴い、

表－7 平均衝突力

桁遊間	A 1	H 1	H 2	H 3	A 2
0.05m	1.23×10^4	1.09×10^4 1.57×10^4 0.75×10^4	0.83×10^4 1.38×10^4 0.65×10^4	1.19×10^4 1.54×10^4 0.99×10^4	0.90×10^4
0.10m	1.18×10^4	1.13×10^4 1.72×10^4 0.67×10^4	0.77×10^4 — 0.77×10^4	1.15×10^4 1.47×10^4 0.77×10^4	0.92×10^4
0.15m	1.36×10^4	1.00×10^4 2.23×10^4 0.59×10^4	0.78×10^4 0.81×10^4 0.77×10^4	1.09×10^4 1.70×10^4 0.79×10^4	0.92×10^4
0.20m	1.24×10^4	1.15×10^4 2.14×10^4 0.40×10^4	1.11×10^4 1.63×10^4 0.98×10^4	0.59×10^4 — 0.59×10^4	0.68×10^4
0.25m	1.34×10^4	1.01×10^4 1.64×10^4 0.70×10^4	0.76×10^4 1.36×10^4 0.36×10^4	0.56×10^4 0.97×10^4 0.39×10^4	0.82×10^4

注：H 1～H 3の3段の数字は、上から、全衝突の平均値、正面衝突の平均値、追突の平均値

単位：kN



図－8 塑性領域

衝突力は低下している。しかしながら、桁遊間が0.15m以下では、桁遊間が減少しても衝突力は必ずしも増加しない。例えば、橋梁端部では、A 1橋台側では桁遊間0.10m、A 2橋台側では桁遊間0.15mで最大衝突力が発生している。すべての桁遊間において、最も大きな衝突力はH 1可動ヒンジ部の正面衝突で生じており、桁遊間が0.15m以下ではA 1橋台側橋梁端部、桁遊間が0.20m以上の場合はH 2可動ヒンジ部において2番目に大きな衝突力が作用している。A 2橋台側橋梁端部での衝突力は総じて小さい。また、可動ヒンジ部の最大衝突力は必ずしも正面衝突で発生しておらず、追突で発生する場合もある。

表－7には、衝突力の平均値を示している。平均値では、A 1橋台側橋梁端部の衝突力が最も大きい。また、可動ヒンジ部での平均衝突力を見ると、正面衝突時の衝突力が追突時の値をすべての場合で上回っている。表－5で見られるように、一般に正面衝突が起こる回数は追突よりも少ないが、正面衝突が

発生すると大きな衝突力が作用することがわかる。

図－5、図－8に塑性領域を示している。塑性変形は桁遊間が小さくなるほど多くの領域に発生する傾向が認められる。桁遊間が0.20m～0.25mではP 1－P 2橋脚間のみであるが、0.10m～0.15mではP 1－P 2橋脚間に加えてA 1橋台側橋梁端部、P 3－P 4橋脚間、0.05mではさらにP 5－P 6橋脚間にも塑性変形が生じている。塑性領域における最大応答ひずみを表－8にまとめているが、すべての桁遊間においてP 1－P 2橋脚間で最大応答ひずみが発生している。最大衝突力が作用するH 1可動ヒンジ部はP 1－P 2橋脚間に位置している。その際の衝突は正面衝突であり、隣接する固定ヒンジ部に大きな負荷がかかると考えられる。図－5、図－8の塑性領域もこのことを示唆する結果となっている。

4. まとめ

本研究では、両側に橋台を有するゲルバー桁橋の

表－８ 塑性領域における最大応答ひずみ

	桁遊間 0.05m	桁遊間 0.10m	桁遊間 0.15m	桁遊間 0.20m	桁遊間 0.25m
A1 側橋梁端部	1.75×10^{-3}	1.86×10^{-3}	1.73×10^{-3}	—	—
P1－P2 橋脚間	2.58×10^{-3}	3.04×10^{-3}	3.04×10^{-3}	2.49×10^{-3}	2.37×10^{-3}
P3－P4 橋脚間	1.76×10^{-3}	1.89×10^{-3}	1.96×10^{-3}	—	—
P5－P6 橋脚間	1.85×10^{-3}	—	—	—	—

地震時応答特性を解析的に検討した。本検討で得られた結果をまとめると次の通りである。

- (1) 衝突考慮の有無で、地震時応答の解析結果は大きく変わる。衝突の影響は非常に大きい。
- (2) 橋梁端部に比べると、可動ヒンジ部での衝突回数は2倍程度多い。
- (3) 桁遊間が小さいほど衝突回数は増える傾向にある。
- (4) 可動ヒンジ部では正面衝突と追突が起こるが、追突の方が多い傾向にある。特に、橋梁中央部の可動ヒンジ部でその傾向が強い。
- (5) 衝突を考慮しない解析で桁遊間を超える水平変位が生じる回数は、衝突を考慮した解析で見られる衝突回数より少ない。特に、可動ヒンジ部では著しく少ない。
- (6) 衝突を考慮しない解析では、正面衝突に相当するような桁の動きはない。
- (7) 桁遊間が0.15m以上の場合、桁遊間が小さいほど衝突力は大きい。しかしながら、桁遊間が0.15m以下では、桁遊間が減少しても衝突力は必ずしも増加しない。
- (8) H1可動ヒンジ部の正面衝突で最も大きな衝突力が生じる。桁遊間が0.15m以下の場合にはA1橋台側橋梁端部、0.20m以上ではH2可動ヒンジ部で2番目に大きな衝突力が生じる。
- (9) 桁遊間の大きさに関わらず、衝突力の平均値はA1橋台側橋梁端部が最も大きい。
- (10) 可動ヒンジ部での平均衝突力を見ると、正面衝突時の衝突力が追突時の値を常に上回っている。一般に正面衝突が起こる回数は追突よりも少ないが、正面衝突が発生すると大きな衝突力が作用することがわかる。
- (11) 衝突を考慮しない解析では塑性変形を生じない。衝突により、P1－P2橋脚間で大きな塑性領域が発生する。なお、最大衝突力が発生するH1可動ヒンジ部は、P1－P2橋脚間に位置している。
- (12) 桁遊間が小さくなるほど多くの領域で塑性変形が発生する。
- (13) 最大応答ひずみは、すべての桁遊間において、

P1－P2橋脚間で発生している。

- (14) 衝突を考慮すると、桁の最大水平変位は減少する。桁遊間が小さいほど減少する傾向にある。
- (15) 衝突により、橋脚の水平変位は減少する。桁遊間が小さいほど最大水平変位は小さくなる傾向にある。したがって、桁遊間を小さくできれば、地震による橋脚の損傷は低減し得る。
- (16) 衝突による水平変位の減少度合いは、一様でない。A2橋台側橋梁端部、A2橋台に最も近いP6橋脚の水平変位減少率は、他の箇所よりも小さい。

以上のように、ゲルバー桁橋では数多くの衝突が発生し、非常に複雑な地震時応答性状を示す。衝突により大きな衝突力が作用し、桁に塑性変形も生じ得る。ゲルバー桁橋についても、十分な耐震性の検討が必要と考えられる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002。
- 2) 例えば、鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会：土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策，日本鋼構造協会，2004。
- 3) 山口栄輝，清水俊彦，川神雅秀，田崎賢治，野中哲也，久保喜延：鋼曲線ラーメン橋の地震時応答特性に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.851-860，2001。
- 4) 後藤芳顯，リ・ショソン，山口栄輝：橋軸方向地震力を受ける逆L形鋼製橋脚の終局強度と設計，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.313-330，2001。
- 5) 田崎賢治，幸左賢治，山口栄輝，庄司学：桁衝突による橋梁の地震被害分析，土木学会論文集，No.794/I-72，pp.143-155，2005。
- 6) 日本橋梁建設協会：平成16年新潟中越地震被災橋梁調査報告，2005。
- 7) Y-FIBER3D 取り扱い説明書，大和設計株式会社，1999。
- 8) 鋼構造新技術小委員会耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針と耐震設計のための新技術，土木

学会鋼構造委員会, 1996.

- 9) 渡邊学歩, 川島一彦: 衝突バネを用いた棒の衝突の数値解析, 土木学会論文集, 2001.
- 10) 小林寛, 運上茂樹, 小倉裕介: 既設道路橋の耐震性に及ぼす橋台の変位拘束効果の影響, 土木技術資料, 46-10, pp. 30-35, 2004.

- 11) 幸左賢治, 山口栄輝, 猪熊康夫, 田崎賢治: 新潟県中越地震で被害を受けた橋梁等構造物の調査と分析, 第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 35-40, 2005.

(2005年9月10日受付)