

既設橋梁耐震性向上のための制震デバイスの適用性に関する検討

金田一男¹・金城和成²・石川孝司²・田崎賢治³

¹正会員 工修 株式会社ホープ設計 技術管理部 (〒902-0064 沖縄県那覇市寄宮 3-3-5)

²株式会社ホープ設計 技術管理部 (〒902-0064 沖縄県那覇市寄宮 3-3-5)

³正会員 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)

1. はじめに

「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム」¹⁾(以下:3プロと呼ぶ)の遂行に伴って、昭和55年道路橋示方書よりも古い基準を適用した橋梁の内、橋脚に鉄筋の段落し部のある橋梁に関する耐震補強工事が着々と進んでいるところである。しかし、3プロに要求された耐震補強対策は、現行基準²⁾に規定されていたレベル2地震時において、落橋のような重大な被害を防止する応急対策であり、基本的に平成8年に発行された道路橋示方書よりも以前に設計された橋梁は、現行基準の耐震性能2、3を満足していない状況である。今後、これらの橋梁の耐震補強も研究課題であると考えられる。

近年、建築分野に多用されてきた粘性ダンパー³⁾や低降伏鋼を用いたせん断パネル型ダンパー⁴⁾などが橋梁への適用も増えている。このような制震デバイスの適用により、橋梁の耐震補強は上部工および支承部の改良に留まり、従来の橋脚に対するRC巻立て工法や鋼板巻立て工法等で耐震補強の困難な橋梁および多大な工事費を必要とする橋梁は、これらの制震デバイスの適用により、低コストで施工可能となり、橋梁の耐震性能2、3の確保が容易にできることが考えられる。

しかし、橋梁への制震デバイスの適用実例が少なく、

その適用性についての研究がまだ不十分である。このような観点から、本論文は既設の5径間の単純鋼板桁橋に対する制震デバイスの適用性の検討を行い、橋梁基礎地盤の影響を含めた検討結果を示すものである。

2. 検討対象橋梁の選定

本研究は、実際に供用している海上部の橋梁から図-1に示す解析モデル橋梁を抽出し検討を行った。本橋梁は、5径間の単純鋼板桁橋であり、橋長170.1m、支間長34.0mである。下部構造には逆T式橋台、張出し梁を有する壁式橋脚および杭基礎を採用している。本橋梁の設計条件を表-1に示す。現行基準²⁾に基づいて照査した結果、本橋のレベル2地震時の耐震性能(橋脚の地震時保有水平耐力)が満足していない。また、本橋梁は海上部に位置しているため、橋脚に対するRC巻立て工法や鋼板巻立て工法等の適用が非常に困難である。このような橋梁の耐震性能向上を目的に制震デバイスの適用を検討する。

更に、支持地盤の影響を検討するために、図-1に示す橋梁の上部工形式、支承条件および下部工の構造高を変更せずに、直接基礎で支持された解析モデル橋梁を図-2のように復元設計した。なお、これらの橋梁の上部工形式を図-3に、杭基礎を有する橋脚の正面図を図-4に示す。

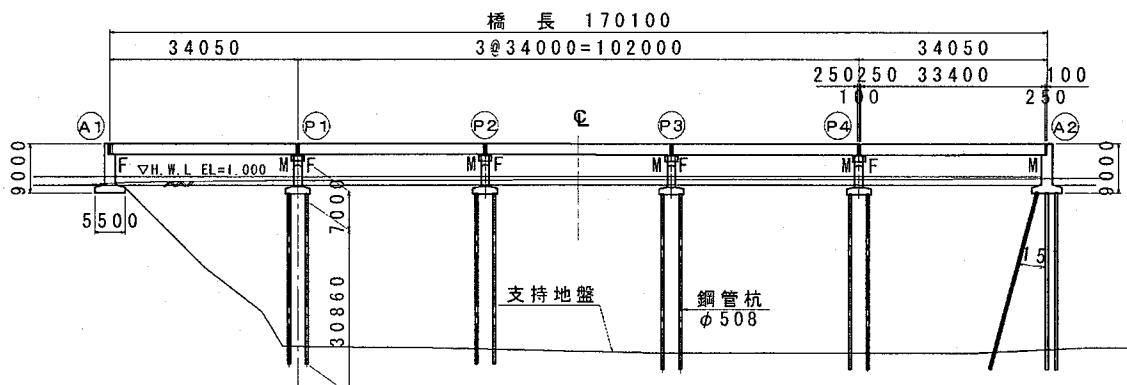


図-1 検討対象とした解析モデル橋梁(杭基礎の場合)

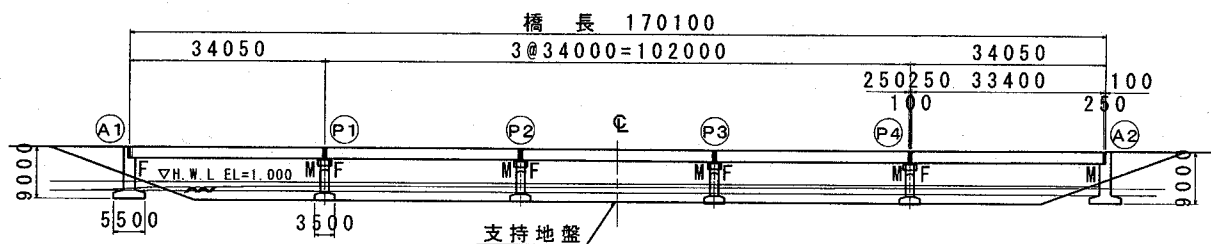


図-2 検討対象とした解析モデル橋梁(直接基礎の場合)

表-1 橋梁の設計条件

上部工	型式	単純鋼活荷重合成桁橋(5径間)
	橋格	TL-20
	橋長	170.100m
	桁長	33.9m
	支間長	33.4m
	幅員	0.80+6.00+0.80
	支持形式	Fix、Mov鋼製支承
下部工	基礎形式	杭基礎(Ⅲ種地盤) or 直接基礎(Ⅰ種地盤)
	躯体形式	逆T橋台、張出し式橋脚
	設計震度	レベル1地震時: $k_h=0.14$ (Ⅰ種), 0.20 (Ⅲ種)

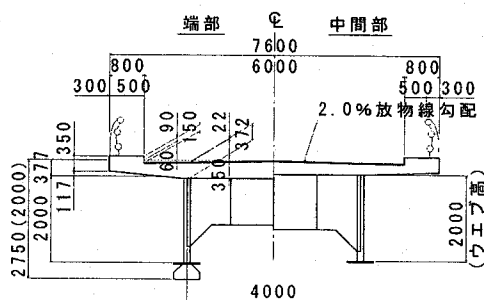


図-3 橋梁の上部工形式

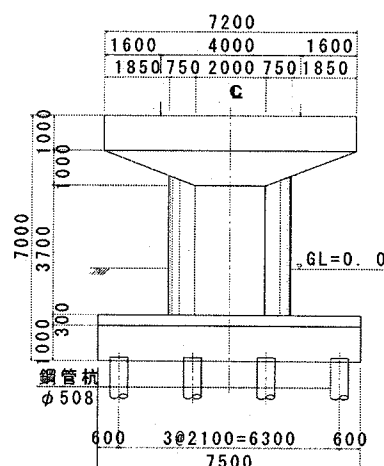


図-4 杭基礎の橋脚詳細図

表-2 検討モデルケース

ケース番号	耐震補強方法別	地盤条件
1	上部工同士に	杭基礎 Ⅲ種
2	ジョイントダンパー取付	直接基礎 Ⅰ種
3	可動支承側にせん断	杭基礎 Ⅲ種
4	パネル型ダンパー取付	直接基礎 Ⅰ種
5	可動支承側に	杭基礎 Ⅲ種
6	上下部工間にダンパー取付	直接基礎 Ⅰ種

3. 検討モデルケースおよび解析モデル

本検討は、図-1 および図-2 に示す既設橋梁の橋軸方向の耐震補強への制震デバイスの適用性に着目するため、制震デバイスには通常の摩擦履歴型ダンパーに加え、せん断パネル型ダンパーも用いた。また、検討のパラメータは制震デバイスの取付位置と地盤種別の2種類を選定し、検討モデルケースは表-2 に示す6 ケースとした。なお、既設橋梁の固定支承は、レベル2 地震時においても固定支持と仮定し、その耐荷力の不足分は別途補強するものとする。また、可動支承はMov 条件としてモデル化する。

橋脚に関しては、既存の資料からその配筋状況を把握し、橋脚柱の主鉄筋の段落しはないことも確認した。既設橋脚の耐震補強に関しては、一般的にM-φモデルにするが、直接基礎を有する橋梁との対比等を考慮し、本論文では、現行基準に準じて橋脚の塑性ヒンジ部をM-θ

に関するバイリニアモデル、一般部は柱全断面剛性を考慮した線形モデルとした。

図-5 は制震デバイスの取付要領図および解析モデルの概要図を示す。図-5 a)は橋梁の上部工間にジョイントダンパーを配置し、各スパンの上部工の振動位相を利用してジョイントダンパーの減衰効果を発揮させるものである。図-5 b)は橋梁の可動支承側の上下部工間にせん断パネル型ダンパーを配置し、せん断パネル型ダンパーの履歴エネルギー吸収能力を利用して、制震効果を発揮させるものである。また、図-5 c)は橋梁の可動支承側の上下部工間に連結ダンパーを配置し、橋脚を介して各径間を連結させ、ダンパーの制震効果を発揮させるものである。

また、ジョイントダンパーおよび連結ダンパーの解析モデルは図-6 に、せん断パネル型ダンパーの解析モデルは図-7 に示す。更に、上部工と橋台は線形部材、橋脚の柱は非線形部材、支持地盤の影響は基礎パネとしてそれぞれモデル化する。

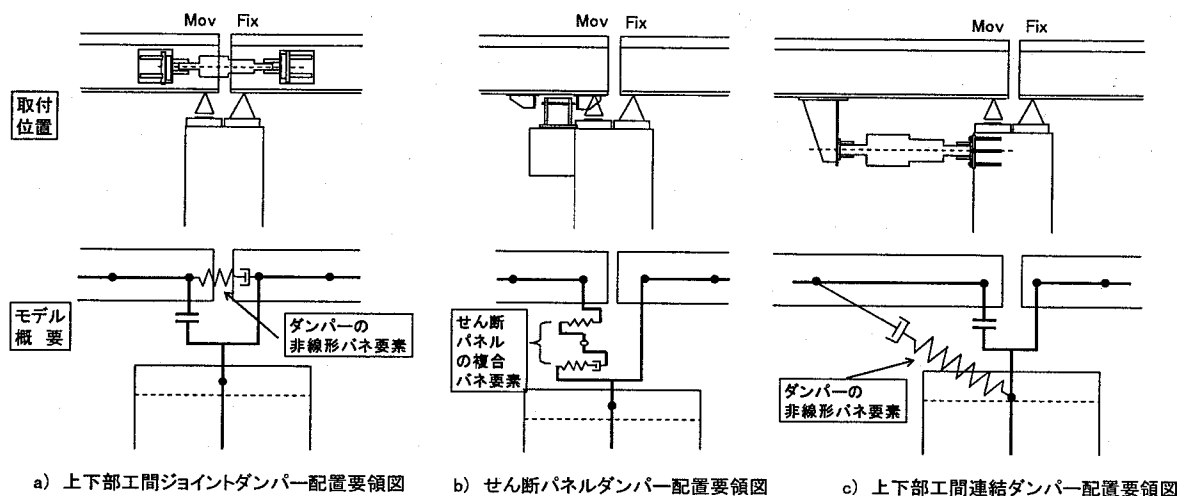


図-5 制震デバイスの取り付け要領図および解析モデルの概要図

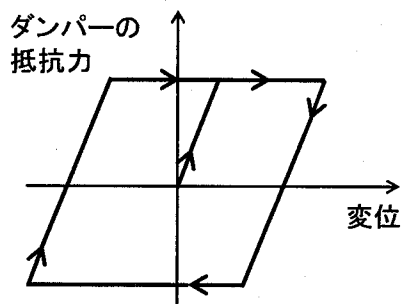


図-6 摩擦履歴型ダンパーの解析モデル図

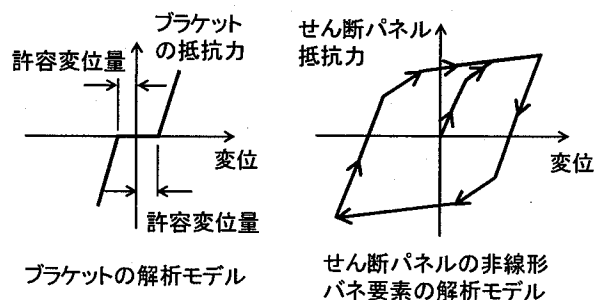


図-7 せん断パネル型ダンパーの解析モデル図

4. 杭基礎の場合の検討結果

(1) ジョイントダンパーを配置した場合の検討結果

多径間単純桁橋の隣スパンの上部工間にジョイントダンパーを配置し、ダンパーの制震効果による橋梁の耐震性能を確認した。解析は規格の小さい 100kN のダンパーモデルから 100kN の増分で検討を行った。その結果、各橋脚部に 700kN 以上のダンパーを配置した場合、表-3 に示すように全ての橋脚の応答回転角(タイプ II 地震動の III 種地盤用地震波の 3 波平均値、以下同様)が許容値以内に入った。ダンパーの規格を考慮し、配置上では 800kN のダンパーが必要である。解析結果の一例(入力地震波形 II-III-3)として、800kN のダンパーを配置した場合、図-8 は P1 橋脚基部の履歴応答曲線を、図-9 は P1 橋脚部の上

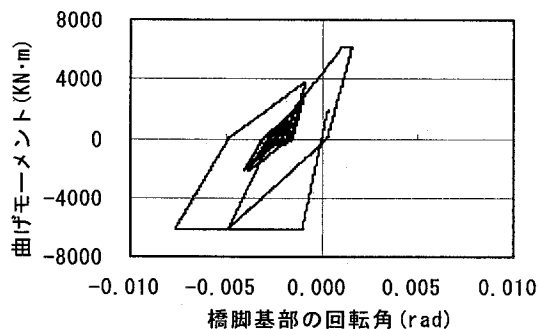


図-8 P1 橋脚基部の履歴応答

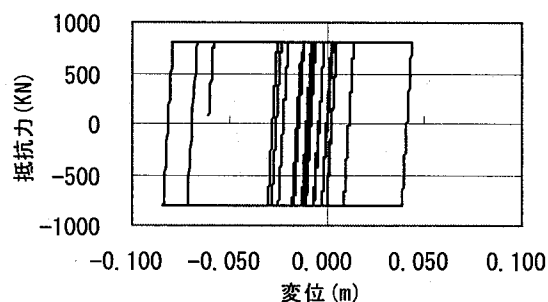


図-9 P1 橋脚部に配置したジョイントダンパーの応答履歴

表-3 ジョイントダンパーのトライアル検討結果

橋脚		P1	P2	P3	P4
ダンパー規格		700 (kN)			
橋脚基部の 回転角 ($\times 10^{-3}$)	応答値	6.73	8.17	8.62	8.37
	許容値	9.27			
	判定	OK	OK	OUT	OUT
ダンパー規格		800 (kN)			
橋脚基部の 回転角 ($\times 10^{-3}$)	応答値	5.99	7.39	7.75	7.46
	許容値	9.27			
	判定	OK	OK	OK	OK

部工同士に配置したジョイントダンパーの応答履歴を示す。図-9 から分かるように、ジョイントダンパーは想定していた挙動を示し、レベル2地震時におけるエネルギー吸収能力を十分に発揮しているものと判断される。同図中の負の変位は上部工の遊間が縮む量ことを表す。本橋の上部工遊間が100mmであるため、図-9 から、レベル2地震時においては上部工同士が衝突していないことが判断される。

以上の検討結果から分かるように、単純桁橋の隣径間の上部工間に適切にジョイントダンパーを配置することによって、ダンパーの減衰効果や上部工の振動位相を利用して、橋脚を補強しなくてもレベル2地震時の耐震性能が確保できる。

(2) せん断パネル型ダンパーを配置した場合の検討結果

多径間単純桁橋の可動支承側の上下部工間にせん断パネル型ダンパーを配置し、せん断パネル型ダンパーの制震効果による橋梁の耐震性能を確認した。解析に用いたせん断パネル型ダンパーは、各橋脚共に300×300×16mm(2次降伏荷重：800kN程度)の2基と300×300×22mm(2次降伏荷

表-4 せん断パネルダンパーのトライアル検討結果

橋脚		P1	P2	P3	P4
せん断パネルの規格		300×300×16×2(基)			
橋脚基部の 回転角 (×10 ⁻³)	応答値	1.33	5.13	3.81	1.31
	許容値	9.27			
	判定	OK	OK *	OK	OK
せん断パネルの規格		300×300×22×2(基)			
橋脚基部の 回転角 (×10 ⁻³)	応答値	1.27	4.00	3.30	1.36
	許容値	9.27			
	判定	OK	OK *	OK	OK

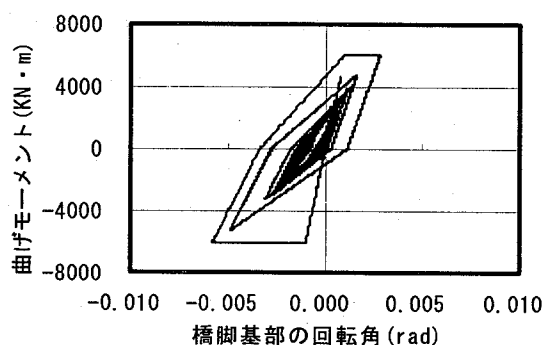


図-10 P2橋脚基部の履歴応答

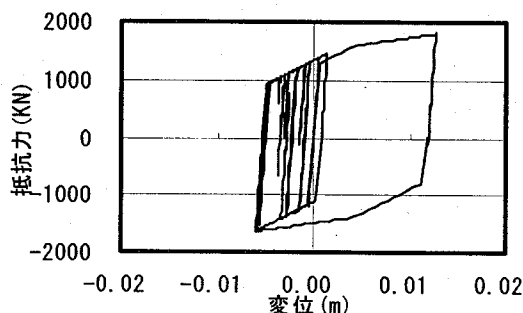


図-11 P2橋脚部に配置したせん断パネル型ダンパーの応答履歴

重：1050kN程度)の2基の2ケースである。表-4は検討結果を示すが、両ケース共に全ての橋脚のレベル2地震時における応答回転角は許容値以内に収めた結果である。

以上の検討結果から、多径間単純桁橋の可動支承側において、上下部工間に適切にせん断パネル型ダンパーを配置することにより、橋梁の耐震性能を向上することが可能と考えられる。

解析結果の代表例として、せん断パネル型ダンパー300×300×16mmの2基を配置した場合、履歴応答の大きいP2橋脚基部およびその橋脚に配置したせん断パネル型ダンパーの応答履歴を、図-10および図-11にそれぞれ示す。なお、入力した地震波形はII-III-3である。

図-11 から分かるように、せん断パネル型ダンパーは想定していた挙動を示し、レベル2地震時におけるエネルギー吸収能力が発揮されている。また、せん断パネル型ダンパーの最大変位量(12.6mm)が小さく、上部工同士が衝突する可能性は殆どないことが理解される。

(3) 上下部間連結ダンパーを配置した場合の検討結果

多径間単純桁橋の可動支承側の上下部工間に連結ダンパーを配置し、ダンパーの制震効果による橋梁の耐震性能を確認した。ダンパーのトライアルの計算結果より、各橋脚部に400kNのダンパーを配置した場合、表-5に示すように、全ての橋脚のレベル2地震時における応答回転角は許容値以内に収めた。解析結果の応答値が最も大きい例(入力地震波形II-III-3)として、図-12はP1橋脚基部の履歴応答を、図-13はP1橋脚部の上下部間に配置した連結ダンパーの応答履歴をそれぞれ示す。

表-5の検討結果より、可動支承側の上下部工間に適切に連結ダンパーを配置すると、ダンパーの減衰効果等によって、橋脚に生じる慣性力が小さくなり、ジョイントダンパーを用いる解析結果と比較して、400kNの小さいダンパー

表-5 連結ダンパーのトライアル検討結果

橋脚		P1	P2	P3	P4
ダンパー規格		300 (kN)			
橋脚基部の 回転角 ($\times 10^{-3}$)	応答値	8.23	9.59	8.55	7.92
	許容値	9.27			
	判定	OK	OUT	OUT	OK
ダンパー規格		400 (kN)			
橋脚基部の 回転角 ($\times 10^{-3}$)	応答値	6.12	7.32	7.27	6.63
	許容値	9.27			
	判定	OK	OK	OK	OK

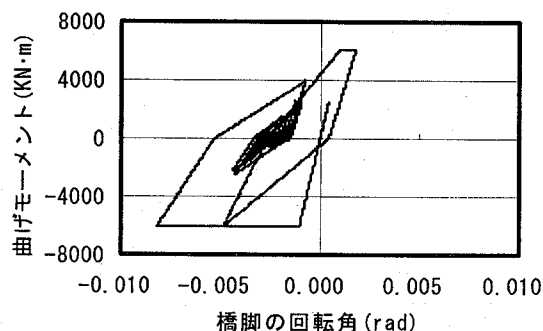


図-12 P1橋脚基部の履歴応答

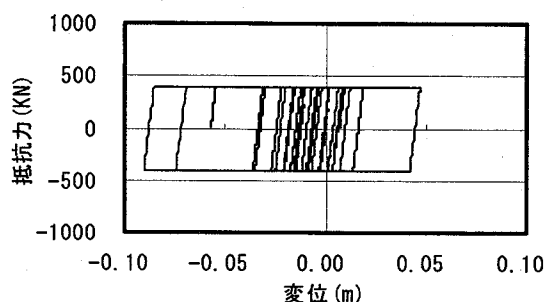


図-13 P1 橋脚部に配置した連結ダンパーの応答履歴

を用いても各橋脚のレベル 2 地震時の耐震性能が確保できる。

また、図-13 から分かるように、連結ダンパーは想定していた挙動を示し、レベル 2 地震時にはエネルギー吸収能力を十分に発揮しているものと判断される。本橋の上部工遊間が 100mm であるため、図-13 から、レベル 2 地震時には上部工同士が衝突していないことが判断される。

以上のように制震デバイスを用いて、上部工同士や上下部工を連結することによって、橋梁の耐震性能改善が図れる。このような対策によって、通常、施工困難な場所や多大な工事費を要する橋脚の巻立て補強工法等が必要なくなり、橋梁の耐震性能 2、3 が確保できる。また、本橋の検討結果から、連結ダンパーを配置した制震構造が、多径間単純桁橋の耐震補強に有利であることがわかった。

一方、上述した制震デバイスの適用により、対策前と比較してレベル 2 地震時における橋梁の各下部工への慣性力の分散率は異なるが、制震デバイスの種類および配置位置による橋脚の応答値には有意の差が見受けられていない。

しかし、このような制震デバイスの適用によって、橋梁構造が変更されるため、元々直接基礎である A1 橋台に、レベル 2 地震時における慣性力増加が想定される。場合によって A1 橋台に対する耐震補強が必要である。

5. 直接基礎の検討結果

4 節で示す検討方法と同様に、図-2 に示す直接基礎に支持された解析モデル橋梁の検討を行った。地盤条件の変更に伴い、本橋梁の復元設計に用いる設計水平震度は、当初の杭基礎の $k_h=0.20$ (III 種地盤、既存設計報告書の設計水平震度を採用) から $k_h=0.14$ (I 種地盤) と変更した。更に、設計水平震度の減少に伴い、橋脚の柱断面は、断面寸法を修正せずに鉄筋量を調整する方法を採用した。復元設計した結果、柱の橋軸方向の配筋が当初の D22@200 程度から D16@200 まで低減した。また、橋脚のフーチング寸法も小さくなったため、杭基礎の解析モデルをベースに基礎ばねおよび橋脚の非線形特性を修正して解析を行った。

以上の条件で検討した結果、想定できる制震デバイスの規格範囲内では、ジョイントダンパー、せん断パネル型ダンパーおよび連結ダンパーのいずれのケースにおいても、橋脚の応答回転角を許容値以内に抑えることができなかった。

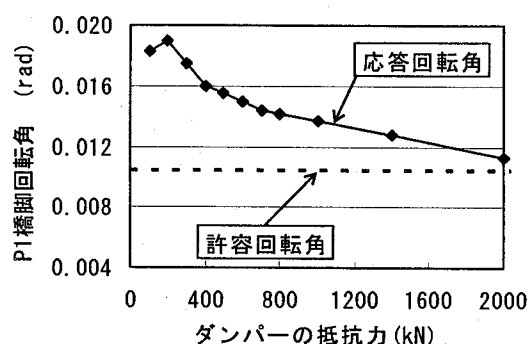


図-14 連結ダンパーを配置した場合のトライアル検討結果

図-14 は、杭基礎の場合、最も制震効果の発揮しやすい上下部工間を示す。図-14 の縦軸は P1 橋脚基部の回転角 (rad) を、横軸はトライアル解析に用いた連結ダンパーの規格を示す。図-14 から分かるように、ダンパーの規格の増大に従って、P1 橋脚基部の応答回転角は許容値に近くなる傾向であるが、2000kN のダンパーを用いてもまだ収束していない状況である。これよりもっと大きなダンパーを採用した場合、ダンパーの取付上に問題があるため、検討を終えたものである。

ここで示す傾向は、ジョイントダンパーおよびせん断パネル型ダンパーを配置した場合でも同じである。

杭基礎の場合に対して、直接基礎が収束しにくい理由として次のことが考えられる。

- 直接基礎の場合の設計水平震度が $k_h=0.14$ で小さく、橋脚の柱に配置したレベル 1 地震時の鉄筋量は杭基礎の場合より少ないため、レベル 2 地震時の橋脚の保有水平耐力は杭基礎の場合と比較して 4 割程度が小さい。
- 杭基礎に比べて直接基礎の変形量が小さいため、レベル 2 地震時において橋脚基部に慣性力が集中する。
- I 種地盤のため、III 種地盤に比べてレベル 2 地震時の (タイプ 2) の加速応答スペクトルが大きい。以上の結果より、橋脚の応答回転角が杭基礎に比べて大きくなったものと考えられる。

一方、検討に用いたジョイントダンパー、せん断パネル型ダンパーおよび連結ダンパーのエネルギー吸収能力は、杭基礎の場合よりも大きくなったことを確認している。比較のために、図-15 は上部工同士にジョイントダンパー (800kN) を配置した場合、P1 橋脚部に配置したジョイントダンパーの履歴応答を示す。同図から分かるように、ダンパーの変形が正負両側共に許容値近くまで変位している。また、ダンパーの変位量 (+86mm) は、図-9 に示す杭基礎

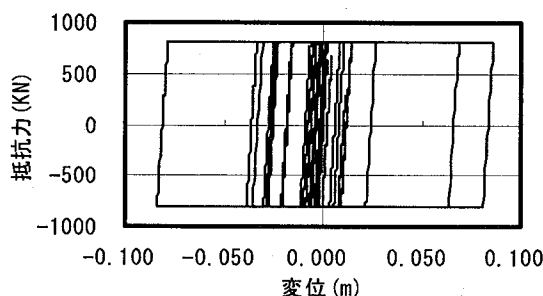


図-15 P1 橋脚箇所のジョイントダンパーの履歴応答

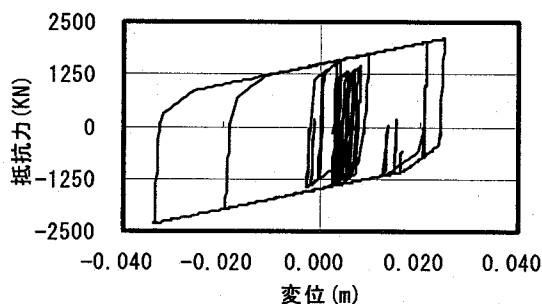


図-16 P1 橋脚箇所のせん断パネル型ダンパーの履歴応答

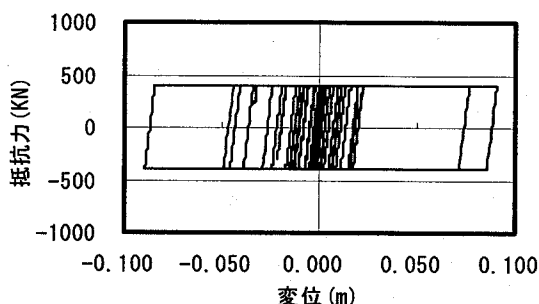


図-17 P1 橋脚箇所の連結ダンパーの履歴応答

の場合(+43.5mm)より大きい。

図-16 は、せん断パネル型ダンパー $300 \times 300 \times 16\text{mm}$ の2基を配置した場合のせん断パネル型ダンパーの応答履歴を、図-17 は、連結ダンパーの規格が 400kN である場合の履歴応答を示す。これらの図からも、制震デバイスの制震効果が確認されている。

基礎地盤の影響のみを検討するために、図-2 に示す解析モデル橋梁の橋脚柱の配筋を杭基礎の場合と等しくさせ、更に杭基礎の場合と同じくⅢ種地盤用の地震波を入力し、連結ダンパーを配置したケースのトライアル検討を行った。その結果、 1000kN の連結ダンパーを上下部工間に配置すると、全ての橋脚の応答回転角は許容値以内に収めることができた。

この結果からも、直接基礎の場合では、橋脚基礎の回転が杭基礎の場合と比較して発生しにくい、橋脚天端に生じる慣性力が同じであっても、杭基礎の場合と比較して橋脚基部の回転角が大きくなることが推測できる。

6. おわりに

本文は、既設の5径間単純桁橋に対して、制震デバイスの適用性を検討した。検討対象橋梁の地盤条件は杭基礎と直接基礎の2種類を想定し、また、制震デバイスには粘性ダンパーとせん断パネル型ダンパーの2タイプを採用した。制震デバイスの取り付け方法として、上部工同士に取り付ける場合と可動支承側の上下部工間に取り付けるケースを想定した。本論文では以下の知見が得られた。

- 1) 杭基礎の場合、上記制震デバイスの適切な配置により橋梁の耐震性能の向上が図れ、橋脚の巻立て等の耐震補強が不要とすることが可能である。
- 2) 制震デバイスの種類や取り付け方法によって、既設橋梁の耐震性能改善効果が異なる。本研究では、可動支承側の上下部工間に連結ダンパー(摩擦履歴型ダンパー)を配置した場合、制震効果が最も優れている結果となった。
- 3) 制震デバイスの適用により、対策前と比較してレベル2地震時における橋梁の各下部工への慣性力の分散率は異なるが、制震デバイスの種類および配置位置による橋脚の応答値には有意の差が見受けられていない。
- 4) 直接基礎の場合では、地盤の拘束効果が杭基礎と比較して大きい、橋脚基部に生じる応答回転角が大きくなり、可動支承の改良を目的とする場合では、制震デバイスの制震効果のみでは不十分である結果となった。従って、本橋のような既設橋の耐震補強に制震デバイスの適用を検討する場合、可動支承のみではなく固定支承の改良も含めた検討が必要である。
- 5) 制震デバイスの適用により、直接基礎側の下部工の慣性力増加が想定されるため、十分の留意が必要である。

参考文献

- 1) 国土交通省、緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム策定・実施要領、2005。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V・耐震設計編、2002。
- 3) 斉藤、他5名：摩擦履歴型ダンパーの適用とその実例、第6回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp. 133-138、2003。
- 4) 谷 一成、他5名：低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型制震ストッパーの研究、第9回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp. 247-252、2006。