

設計における想定とは異なる地震動に対する 制震橋梁の非線形応答特性に関する基礎的検討

久保 陽平¹・松崎 裕²・武田 篤史³・運上 茂樹⁴

¹学生会員 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻（〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06）

²正会員 博（工） 東北大学助教 大学院工学研究科土木工学専攻（同上）

³正会員 博（工） 株式会社大林組 技術研究所（〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4丁目640）

⁴正会員 博（工） 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻（同上）

1. はじめに

交通インフラが地震により損傷した場合、その損傷程度によっては復旧の遅延や経済的損失等の影響が大きくなる可能性がある。そのため、設計における想定とは異なる状況においても構造物に深刻な被害を生じさせにくい危機耐性に関する議論¹⁾が進められている。地震動特性と構造物の応答の観点では、設計地震動を超過する強度および設計地震動とは異なる位相特性を有する地震動（以下、設計における想定とは異なる地震動と呼ぶ。）に対しても構造物の応答変位の変動が小さくなる²⁾ことは危機耐性の向上につながる。また、免震支承や制震ダンパーなどのデバイスを用いることは構造物の応答変位の抑制を図れるため、設計における想定とは異なる地震動作用時においても一定程度の応答変位の抑制効果が期待される。免震橋梁については、設計地震動を超過する強度を有する地震動作用時の非線形応答特性に関する議論も進められつつある^{3),4)}。制震橋梁については、文献⁵⁾において0.1から0.3程度のダンパー震度（ダンパー減衰力容量を上部構造重量で除した値）とするとダンパーによるエネルギー吸収を効果的に図れることが示されている。このように、制震ダンパーを適用した構造物の耐震設計および補強に関する研究⁶⁾⁻⁹⁾は増えつつある。しかし、設計における想定とは異なる地震動作用時における制震橋梁の応答特性に関する知見は少ない。

ここで、漸増動的解析¹⁰⁾は、入力地震動の強度を漸増させて、独立した時刻歴応答解析を繰り返し行う手法であり、これにより設計地震動を超過する強度を有する地震動作用時における構造物の応答変位

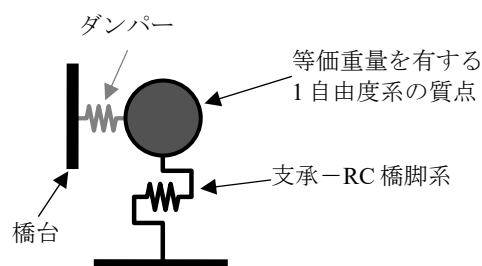


図-1 橋梁全体系のモデル図

を算定できる。そのため、本検討では制震橋梁の構造特性を変化させた条件に対して、漸増動的解析を行うことにより設計における想定とは異なる地震動作用時の応答変位を算定し、構造特性が制震橋梁の非線形応答特性に及ぼす影響に関する基礎的な検討を行うことを目的とする。

2. 解析条件

(1) 解析対象橋梁とそのモデル化

本検討では、橋台と桁端部が履歴型ダンパーで接続された形式の橋梁を対象とする。橋台は固定された剛体の構造物として考え、橋梁に関してはRC橋脚とダンパーにより地震時作用水平力を負担するものとした。そのため、図-1のように橋梁全体系を1自由度系としてモデル化した。なお、質点の重量は1自由度系の等価重量とし、上部構造重量とRC橋脚重量の半分の和とした。橋梁全体系の振動特性は主に支承-RC橋脚系の構造特性に支配されるものとし、支承-RC橋脚系の固有周期 T （ダンパーのない橋梁のみの固有周期）およびRC橋脚の降伏震度 k_{cy} （RC橋脚の降伏耐力を等価重量で除した値）によ

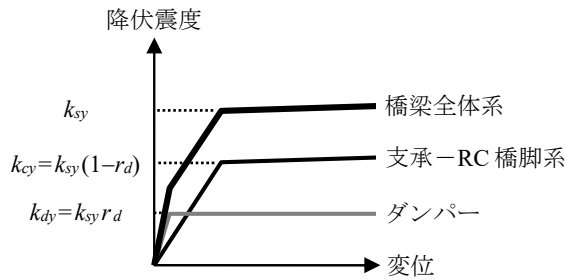


図-2 部材と橋梁全体系の降伏震度の関係

り基本的な振動特性を評価した。

また、支承-RC 橋脚系の骨格曲線はバイリニアモデルとし、降伏後の剛性は初期剛性の $1/50^5$ とした。支承-RC 橋脚系の履歴モデルは Takeda 型モデル¹¹⁾とした。ダンパーの骨格曲線は完全弾塑性型のバイリニアモデルとし、除荷および再載荷時の剛性は初期剛性と等しいものとした。

時刻歴応答解析は Newmark β 法 ($\beta=1/4$)により行った。減衰は地中への逸散減衰なども考慮して減衰定数 $h=0.1^5$ としており、ダンパーのない橋梁のみの固有周期を基に算定した。

(2) 構造特性のパラメータ

図-2 のように RC 橋脚の降伏震度 k_{cy} 、ダンパーの降伏震度 k_{dy} (ダンパーの降伏耐力を等価重量で除した値) を以下の式(1)および式(2)で定義した。

$$k_{cy} = k_{sy}(1 - r_d) \quad (1)$$

$$k_{dy} = k_{sy} r_d \quad (2)$$

ここに、 k_{sy} ：ダンパーの降伏震度と RC 橋脚の降伏震度の和に相当する橋梁全体系の降伏震度、 r_d ：橋梁全体系の降伏耐力に対するダンパーの降伏耐力の比率を表すダンパーの耐力分担比率である。式(1)および式(2)より橋梁全体系の降伏震度 k_{sy} およびダンパーの耐力分担比率 r_d を変化させることによって RC 橋脚の降伏震度 k_{cy} およびダンパーの降伏震度 k_{dy} を定めることができる。そのため、構造特性のパラメータは、支承-RC 橋脚系の固有周期 T 、橋梁全体系の降伏震度 k_{sy} およびダンパーの耐力分担比率 r_d となり、本検討では、それぞれの構造特性が制震橋梁の非線形応答特性に及ぼす影響を検討する。なお、ダンパーにより効果的にエネルギー吸収を図るため、ダンパーの耐力が支承-RC 橋脚系の耐力よりも大きくなることは適切ではないと考えて、本検討ではダンパーの耐力分担比率 r_d の条件は 0.0 から 0.4 までとした。ダンパーの耐力分担比率が 0.0 の場合は、ダンパーのない橋梁を意味する。以上のことから、解析条件は、表-1 に示すパラメータにおける

表-1 解析条件

パラメータ	条件
支承-RC 橋脚系の固有周期 T (s)	0.3, 0.5, 0.7, 0.9, 1.1
橋梁全体系の降伏震度 k_{sy}	0.4, 0.6, 0.8
ダンパーの耐力分担比率 r_d	0.0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4

* T について 5 条件、 k_{sy} について 3 条件、

r_d について 5 条件の組み合わせから成る合計 75 条件

表-2 入力地震動の位相特性として用いた観測記録

地震名	観測点
兵庫県南部地震 (1995 年)	JMA 神戸海洋気象台, 猪名川架橋予定地点周辺地盤上
鳥取県西部地震 (2000 年)	KiK-net 日野
新潟県中越地震 (2004 年)	K-NET 小千谷, KiK-net 長岡
能登半島地震 (2007 年)	K-NET 富来, K-NET 輪島
岩手・宮城内陸地震 (2008 年)	KiK-net 一関西, KiK-net 一関東, KiK-net 東成瀬
熊本地震 (2016 年)	K-NET 一の宮, K-NET 大津, KiK-net 小国, KiK-net 菊池, K-NET 高森

各条件の組み合わせの合計 75 条件とした。全ての解析条件でダンパーの降伏変位 δ_{dy} は 0.01m^5 とした。

3. 入力地震動

漸増動的解析において地震動の位相特性の影響¹²⁾を考慮するため、道路橋示方書¹³⁾のレベル2地震動タイプIIの標準加速度応答スペクトルから大きく乖離した強震記録を除き、I種地盤上で観測された強震記録として、表-2に示す国内15地点で観測された水平2成分の合計30成分を選定した。これらの強震記録群の加速度時刻歴は気象庁¹⁴⁾、防災科学技術研究所(K-NET, KiK-net)¹⁵⁾、震災予防協会¹⁶⁾から公開されているものである。文献17)において断層近傍の地震動ではパルス状の波形となる位相特性を有するために一方向に構造物の大きな応答が確認されており、本検討では断層近傍の地震動も含めて選定した。

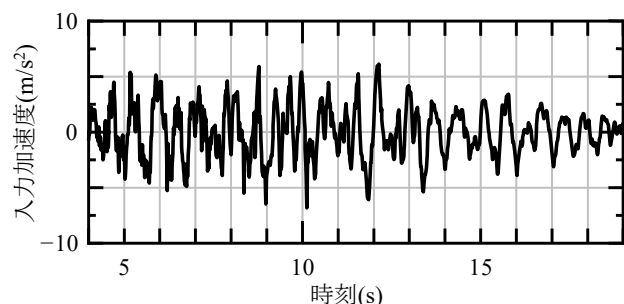
強震記録群に対して、道路橋示方書¹³⁾のレベル2地震動タイプIIの標準加速度応答スペクトルに適合するように、位相特性は変化させずに振幅特性を調整したものを基準地震動とした。設計地震動を超過する地震動強度として考慮すべき範囲について議論する必要はあるが、本検討では、基準地震動の強度を100%として100%, 150%, 200%に振幅を調整したものを入力地震動とした。

4. 解析結果

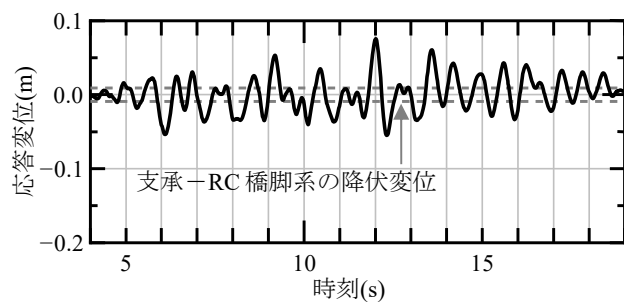
(1) 入力地震動の位相特性の影響

まず、ダンパーのない橋梁(ダンパーの耐力分担比率 $r_d=0.0$)を対象として地震動の位相特性が非線形応答特性に及ぼす影響に関して検討する。なお、解析条件は固有周期 $T=0.3s$ 、橋梁全体系の降伏震度 $k_{sy}=0.4$ とした。ここでは入力地震動として表-2に示

した岩手・宮城内陸地震におけるKiK-net一関東NS成分および熊本地震におけるK-NET大津EW成分の基準地震動を入力した。図-3に入力地震動および応答変位の時刻歴を示す。入力地震動に関しては弾性加速度応答スペクトルが同等であるにも関わらず、図-3(1)b)と比較して図-3(2)b)では負方向一方向に応答変位が増加している。これは、図-3(2)a)における入力加速度の最大値以降、後続している地震動の強

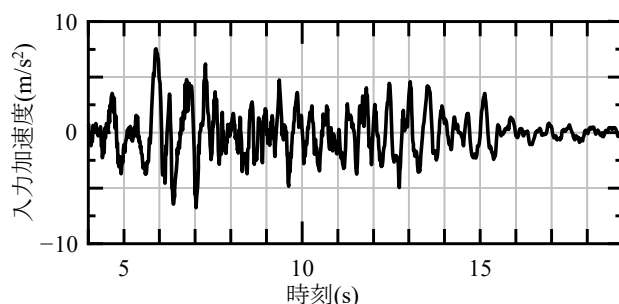


a) 入力地震動

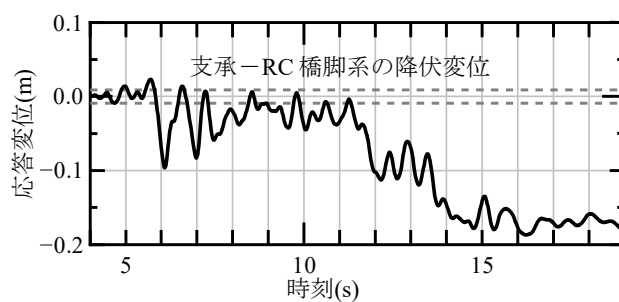


b) 応答変位

(1) KiK-net 一関東 NS 成分



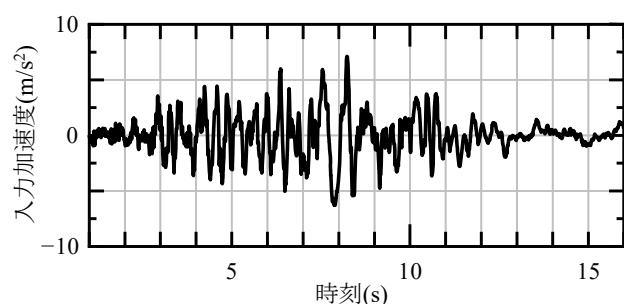
a) 入力地震動



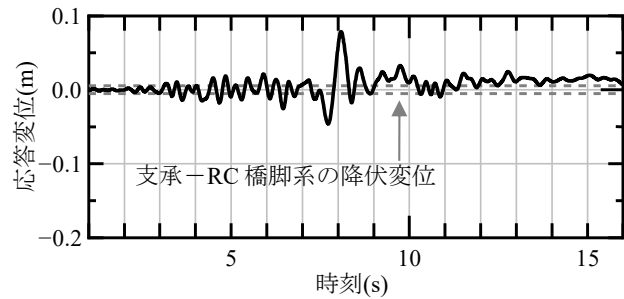
b) 応答変位

(2) K-NET 大津 EW 成分

図-3 基準地震動とそれに対するダンパーのない橋梁の応答変位の時刻歴($T=0.3s$, $k_{sy}=0.4$, $r_d=0.0$)

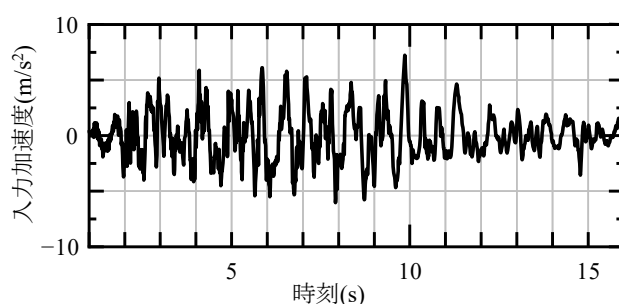


a) 入力地震動

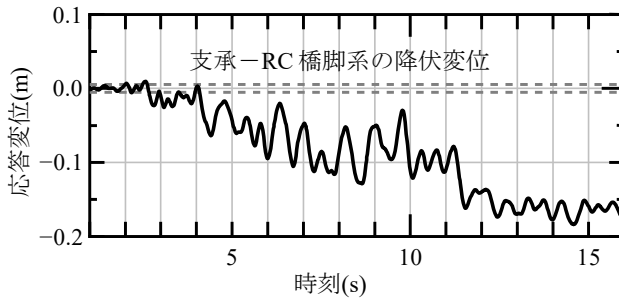


b) 応答変位

(1) KiK-net 長岡 EW 成分



a) 入力地震動

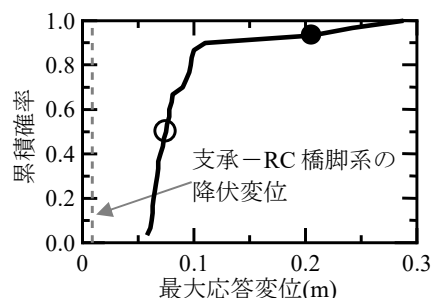


b) 応答変位

(2) KiK-net 一関西 NS 成分

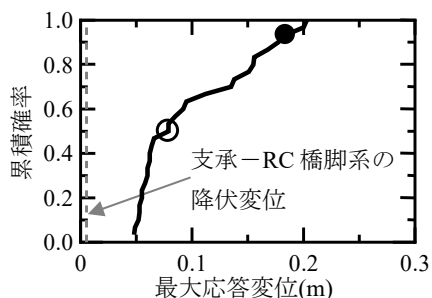
図-4 基準地震動とそれに対するダンパーを有する橋梁の応答変位の時刻歴($T=0.3s$, $k_{sy}=0.4$, $r_d=0.4$)

○KiK-net 一関東 NS 成分 ●K-NET 大津 EW 成分



(1) ダンパーのない橋梁($r_d=0.0$)

○KiK-net 長岡 EW 成分 ●KiK-net 一関西 NS 成分



(2) ダンパーを有する橋梁($r_d=0.4$)

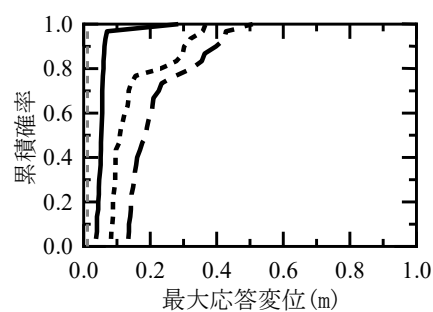
図-5 最大応答変位の分布($T=0.3s$, $k_{sy}=0.4$)

度と位相特性が原因として考えられる。文献17)においても、構造物が塑性化した場合に一方方向に振動が偏る傾向が確認されている。

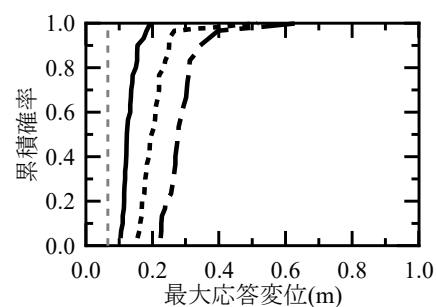
次に、ダンパーを有する橋梁($r_d=0.4$)を対象に、新潟県中越地震におけるKiK-net長岡EW成分および岩手・宮城内陸地震におけるKiK-net一関西NS成分の基準地震動を入力した。なお、解析条件は $T=0.3s$, $k_{sy}=0.4$ とした。図-4に入力地震動および応答変位の時刻歴を示す。図-4(1b)の応答変位は $-0.05m$ から $0.1m$ の範囲内で正負両側に振動しているが、(2b)では負方向一方方向に応答変位が増加している。こうした現象は文献18)においても確認されており、地震動の位相特性との関係で、振動の原点が移動したことが原因の一つと考えられる。

以上のことから、ダンパーの有無に関わらず、図-3(2b)および図-4(2b)のように地震動の位相特性によっては一方方向に応答変位が増加することになる。なお、一般にRC橋脚の変形能は正負交番载荷実験により評価されることが多いが、片側一方方向に応答変位が生じる場合には、正負交番载荷実験結果に比べて、変形能が大きくなる^{19),20)}。文献19)では応答変位の変動幅としての振幅に着目し、正負交番载荷実験により評価される変形能の2倍と比較することで、载荷履歴の違いに関わらず、安全性を照査できることが示唆されている。また、文献20)では、载荷履歴が片側に偏る場合には、圧縮が支配的な側の軸方

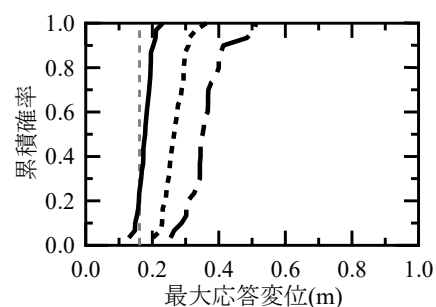
—地震動強度 100% ———地震動強度 150%
- - -地震動強度 200% - - - - - 支承-RC 橋脚系の降伏変位



(1) $T=0.3s$



(2) $T=0.7s$



(3) $T=1.1s$

図-6 固有周期を変化させた場合の最大応答変位の分布($k_{sy}=0.6$, $r_d=0.1$)

向鉄筋が座屈しただけでは耐力低下しないために、RC橋脚の変形能が大きくなることが示されている。本研究では、基礎的検討として、最大応答変位に着目するが、今後、地震時安全性や危機耐性に関する議論を行っていく上では、こうした载荷履歴の違いがRC橋脚の変形能に及ぼす影響にも留意する必要がある。

続いて、上記のダンパーのない橋梁($r_d=0.0$)およびダンパーを有する橋梁($r_d=0.4$)に対して表-2に示した合計30成分の基準地震動を入力することにより、地震動の位相特性の違いに対する最大応答変位の変動に関して検討する。ここでは、 $T=0.3s$ および $k_{sy}=0.4$ を同一条件としている。各解析条件の最大応答変位の分布を図-5に示す。図-5(1)および(2)は各解析条件において30成分の入力地震動に対してそれ

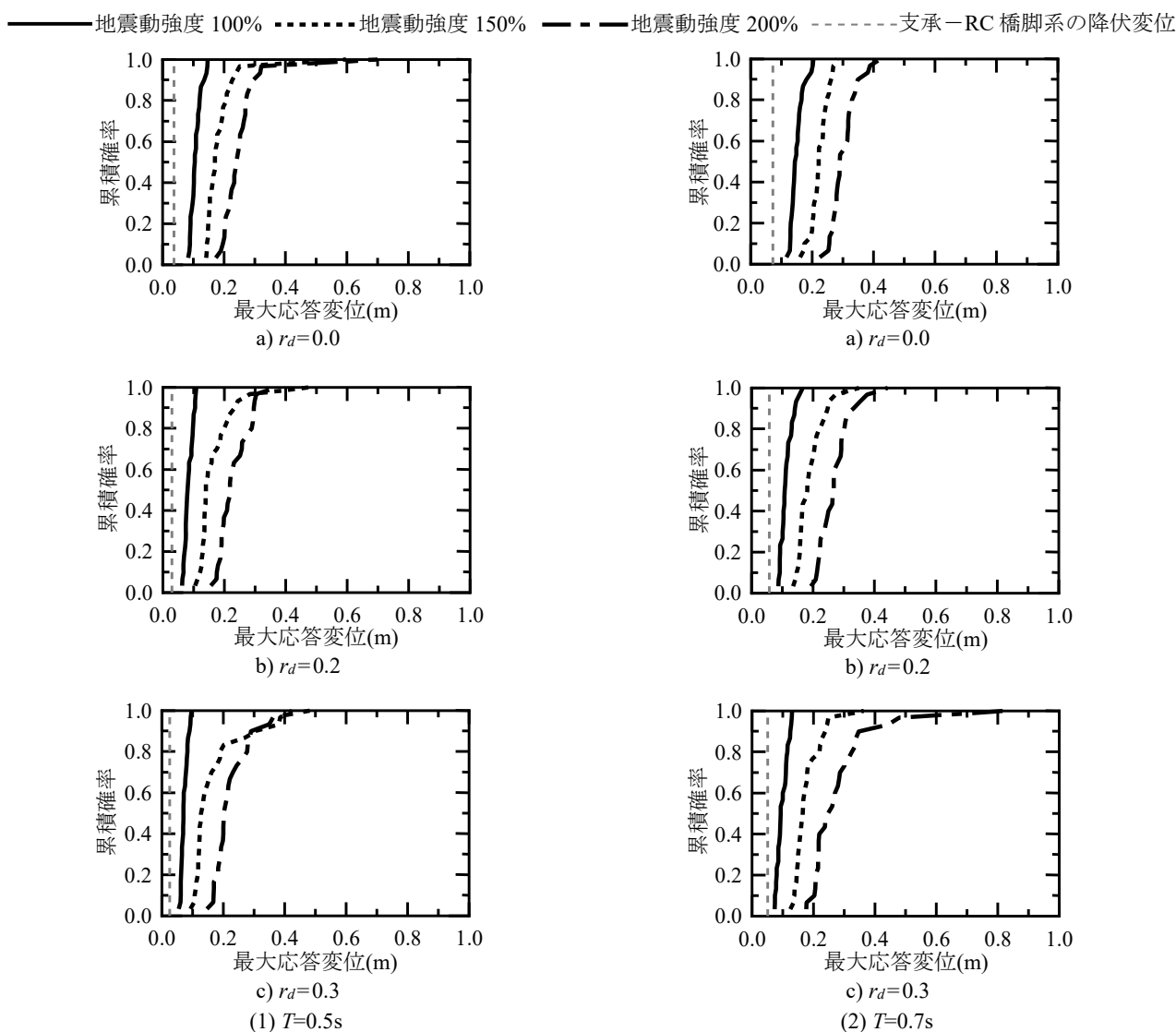


図-7 ダンパーの耐力分担比率を変化させた場合の最大応答変位の分布($k_{sy}=0.6$)

ぞれ算定された最大応答変位を小さい順に整理して横軸にとり、縦軸を累積確率で表したものである。図-5(1)のKiK-net—関東NS成分および図-5(2)のKiK-net長岡EW成分はそれぞれの最大応答変位の分布において累積確率が0.5に対応するが、累積確率の増加に伴ってダンパーの有無により分布形状が異なっている。ここではダンパーの有無による比較検討をしたが、その他の構造特性が異なる場合においても最大応答変位の分布形状が異なることを確認している。また、図-5(1)のK-NET大津EW成分および図-5(2)のKiK-net—関西NS成分を入力した場合は、それぞれの最大応答変位の分布で累積確率が0.9に対応する。図-5(1)の累積確率が0.9以上および図-5(2)の累積確率が0.7程度以上のように、累積確率の増加に対して最大応答変位が急増する領域では、図-3(2b)および図-4(2b)のように一方向に変位が増加する応答が生じている。そのため、地震動の位相特性の違いに対する最大応答変位の変動は大きく、こ

の影響を無視できないと考えた。従って、平均値や標準偏差等の代表値を用いず、最大応答変位の分布に基づいて、以降の構造特性が非線形応答特性に及ぼす影響に関する評価を行うことにした。

(2) 固有周期の影響

固有周期が非線形応答特性に与える影響に関して検討する。ここでは、固有周期 T のみを0.3s, 0.7s, 1.1sと変化させた3条件の比較結果を示す。固有周期以外の構造特性は橋梁全体系の降伏震度 $k_{sy}=0.6$ 、ダンパーの耐力分担比率 $r_d=0.1$ とした。各解析条件の最大応答変位の分布を図-6に示す。図-6より、累積確率が1.0に近い領域では、固有周期が長いほど、地震動の位相特性の違いに対する最大応答変位の変動が小さくなる傾向が確認された。なお、固有周期が短い場合、本検討では橋梁全体系の降伏震度が一定の条件であるため、支承—RC橋脚系の降伏変位が小さい。そのため、塑性率の大きい非線形応答が

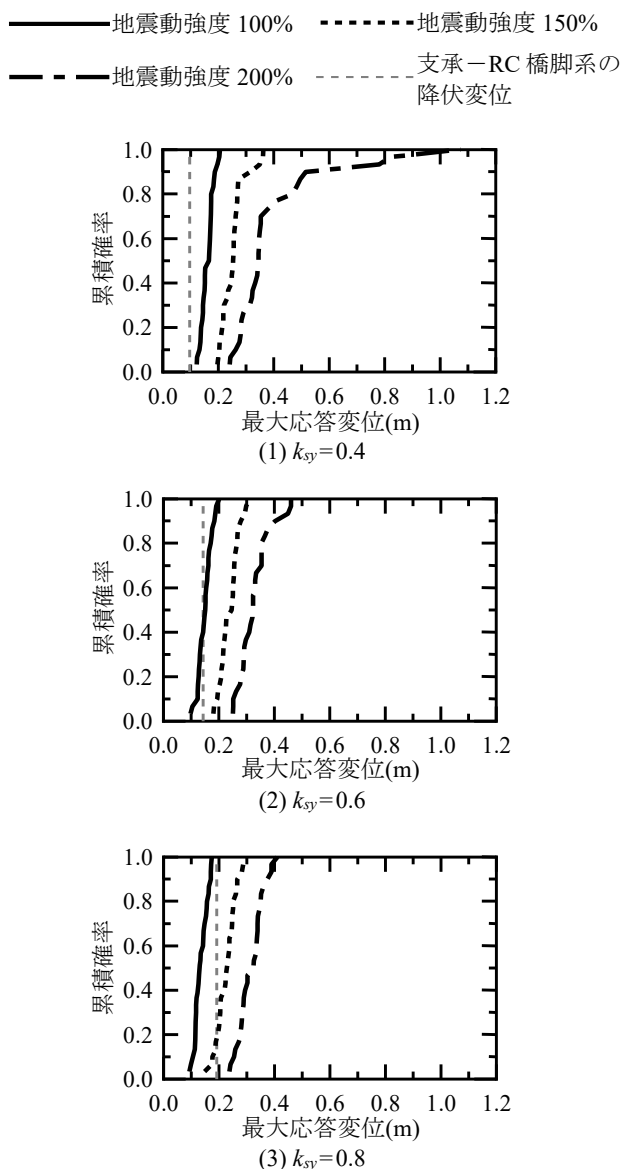


図-8 橋梁全体系の降伏震度を变化させた場合の最大応答変位の分布($T=1.1s$, $r_d=0.2$)

生じることも図-6(1)のように最大応答変位が大きく変動する原因として考えられる。

(3) ダンパーの耐力分担比率の影響

ダンパーの耐力分担比率が非線形応答特性に与える影響に関して検討する。ここでは、橋梁全体系の降伏震度 $k_{sy}=0.6$ で固有周期 $T=0.5s$ および $0.7s$ の 2 条件でダンパーの耐力分担率 r_d を 0.0, 0.2, 0.3 と変化させた合計 6 条件の最大応答変位の分布を図-7 に示す。 $r_d=0.0$ はダンパーのない橋梁を意味する。図-7(1)より、 $T=0.5s$ の場合では、 $r_d=0.2$ の解析条件で他の条件に比べて、累積確率が 1.0 に近い領域における最大応答変位の変動が小さくなっている。一方で、図-7(2)より、 $T=0.7s$ の場合では、ダンパーのない $r_d=0.0$ の解析条件で地震動強度 200%の場合に最

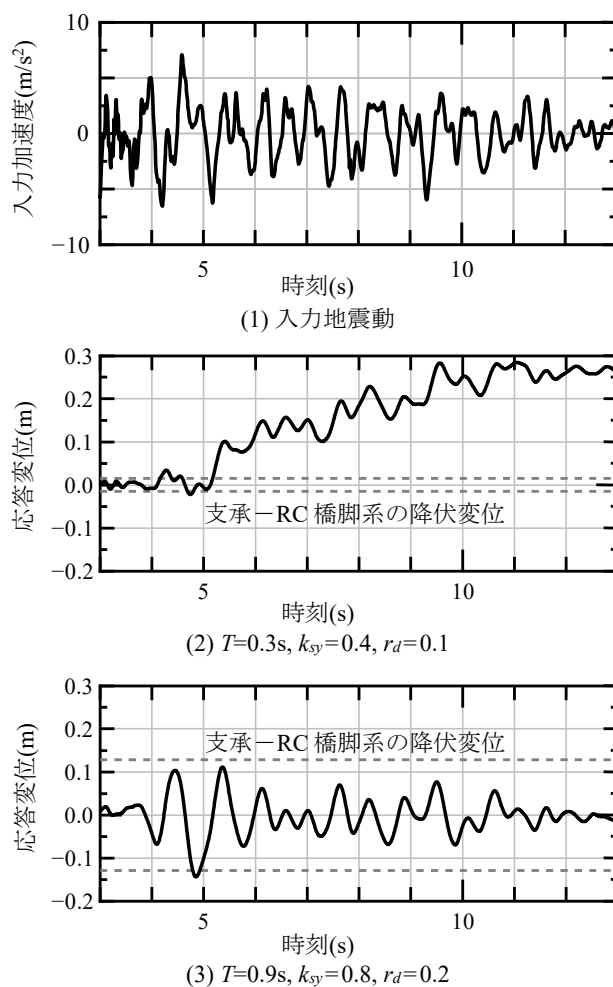


図-9 KiK-net 日野 EW 成分の基準地震動とそれに対する応答変位の時刻歴

も最大応答変位の変動が抑えられている。図-7 では固有周期とダンパーの分担比率を変化させた検討例を示したが、ダンパーの分担比率以外の構造特性が異なる場合、地震動の強度および地震動の位相特性の違いに対する最大応答変位の変動が最も小さくなるダンパーの耐力分担比率は異なることが示唆された。

(4) 橋梁全体系の降伏震度の影響

橋梁全体系の降伏震度が非線形応答特性に及ぼす影響に関して検討する。ここでは、橋梁全体系の降伏震度 k_{sy} のみを 0.4, 0.6, 0.8 と変化させた条件での比較結果を示す。なお、橋梁全体系の降伏震度以外の構造特性は固有周期 $T=1.1s$ およびダンパーの耐力分担比率 $r_d=0.2$ とした。各解析条件での最大応答変位の分布を図-8 に示す。図-8 より、橋梁全体系の降伏震度が増加した場合には、最大応答変位の分布全体で応答変位が小さくなっており、地震動強度が増加した場合においても地震動の位相特性の違いに対して最大応答変位の変動が小さくなる傾向が確認された。

(5) 制震橋梁における非線形応答の変動を抑制できる構造特性に関する検討

熊本地震におけるKiK-net日野EW成分の基準地震動に対する応答変位の時刻歴の例を図-9に示す。図-9(1)にKiK-net日野EW成分の基準地震動の時刻歴を示す。なお、図-9(2)の解析条件は固有周期 $T=0.3\text{s}$ 、橋梁全体系の降伏震度 $k_{sy}=0.4$ 、ダンパーの耐力分担率 $r_d=0.1$ であり、図-9(3)の解析条件は $T=0.9\text{s}$ 、 $k_{sy}=0.8$ 、 $r_d=0.2$ である。KiK-net日野EW成分の基準地震動は、図-9(2)の解析条件において、基準地震動30成分の中で最大の応答変位を生じさせる地震動である。ここで、図-9(3)の解析条件では、橋梁全体系の降伏震度が大きい上に、支承-RC橋脚系の降伏変位も大きい。そのため、同一の地震動入力時の応答でありながら、図-9(3)の解析条件では、降伏変位をやや超過する程度まで塑性化が大きく抑制されている。図-8(2), (3)において、最大応答変位の変動が小さく抑えられているのも、橋梁全体系の降伏震度と降伏変位について同様の条件のためである。このように、橋梁全体系の降伏震度が大きく、支承-RC橋脚系の降伏変位も大きい程、制震橋梁としての応答変位の変動を抑制しやすいことが示唆される。

5. まとめ

本検討では、設計地震動を超過する強度および設計地震動とは異なる位相特性を有する地震動作用時における制震橋梁の非線形応答特性に関する検討を行った。具体的には、履歴型ダンパーを用いた制震橋梁を対象として、固有周期、橋梁全体系の降伏震度およびダンパーの耐力分担比率を変化させた解析条件に対して、漸増動的解析を行うことにより地震動作用時における制震橋梁の最大応答変位を算定した。なお、ダンパーの有無に関わらず、地震動の位相特性によっては一方向に応答変位が増加することを考慮して、最大応答変位の分布に基づいて構造特性が非線形応答特性に及ぼす影響を評価した。

以下に、本検討で得られた知見を示す。

- 1) 橋梁全体系の降伏震度を大きくすることにより、地震動強度が増加した場合においても、地震動の位相特性の違いに対する最大応答変位の変動が小さくなることが確認された。
- 2) 地震動の強度および地震動の位相特性の違いに対する最大応答変位の変動が最も小さくなるダンパーの耐力分担比率は、固有周期や橋梁全体系の降伏震度によって異なることが確認された。
- 3) 固有周期が長い場合には免震支承-RC橋脚系の

降伏変位が大きくなることも影響して、地震動強度の増加および地震動の位相特性の違いに対する最大応答変位の変動が小さい傾向にある。

本研究では、基礎的検討として、最大応答変位に着目した検討を行ったが、今後、地震時安全性や危機耐性に関する議論を行っていく上で、特に片側一方向に応答が進展する場合について、載荷履歴の違いがRC橋脚の変形能に及ぼす影響にも留意する必要がある。また、本検討では、設計用加速度応答スペクトルを基準にして形状は変えずに単にその振幅を変化させて入力地震動としたが、特に危機耐性を検討していく上で考慮すべき地震動特性についても議論の必要がある。

謝辞：本検討において用いた強震記録は、気象庁、防災科学技術研究所(K-NET, KiK-net)、震災予防協会より提供して頂きました。ここに記して関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 本田利器, 秋山充良, 片岡正次郎, 高橋良和, 野津厚, 室野剛隆: 「危機耐性」を考慮した耐震設計体系-試案構築にむけての考察-, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol. 72, No. 4, pp. I_459-I_472, 2016.
- 2) 高橋良和, 日高拳: 不確定性の高い地震作用に対する構造技術戦略としての鈍構造の提案とその適用事例に関する一考察, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol. 70, No. 4, pp. I_535-I_544, 2014.
- 3) 足立幸郎: 激震動下における免震橋梁構造の信頼性評価と限界状態設計法に関する研究, 京都大学博士論文, 2002.
- 4) 松崎裕, 小野寺周, 津村拓都, 鈴木基行: 免震支承の経年劣化が免震支承-RC橋脚系の地震時損傷モードに及ぼす影響に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol. 63A, pp. 397-410, 2017.
- 5) 武田篤史, 尹元彪, 鈴木基行: 履歴型ダンパーを用いた橋梁の設計におけるダンパー減衰力の選定に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol. 60A, pp. 349-359, 2014.
- 6) Chen, Z., Ge, H., Kasai, A. and Usami, T.: Simplified seismic design approach for steel portal frame piers with hysteretic dampers, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 36, No. 4, pp. 541-562, 2007.
- 7) Oviedo, J. A., Midorikawa, M. and Asari, T.: An equivalent SDOF system model for estimating the response of R/C building structures with proportional hysteretic dampers subjected to earthquake motions, *Earthquake Engineering*

- and Structural Dynamics*, Vol. 40, No. 5, pp. 571-589, 2011.
- 8) Landi, L., Lucchi, S. and Diotallevi, P. P.: A procedure for the direct determination of the required supplemental damping for the seismic retrofit with viscous dampers, *Engineering Structures*, Vol. 71, pp. 137-149, 2014.
 - 9) 中西真子, 久田嘉章, 山下哲郎, 笠井和彦: 長周期・長時間地震動や活断層近傍の強震動など極大地震動を考慮した都心に建つ既存高層建築の制振補強に関する研究, 日本地震工学会論文集, Vol. 18, No. 2, pp. 62-81, 2018.
 - 10) Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A.: Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, pp. 491-514, 2002.
 - 11) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 96, No. 12, pp. 2557-2573, 1970.
 - 12) 星隈順一, 運上茂樹: 時刻歴応答解析に用いる入力地震動の数と非線形応答値のばらつき, 構造工学論文集, Vol. 49A, pp. 447-454, 2003.
 - 13) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017.
 - 14) 気象庁: 主な地震の強震データ,
<http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/index.html> (2018年5月29日閲覧)
 - 15) 防災科学技術研究所: 強震観測網(K-NET, KiK-net),
<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
(2018年5月29日閲覧)
 - 16) 震災予防協会: 強震動アレー観測記録データベース, Vol. A05, 1998.
 - 17) 坂井公俊, 室野剛隆: 構造物の非対称応答特性と地震動特性の関係, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol. 65, No. 1, pp. 325-332, 2009.
 - 18) 武田篤史: 制振型橋梁におけるRC橋脚の応答に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol. 34, No. 2, pp. 931-936, 2012.
 - 19) 田所敏弥, 田中浩一, 谷村幸裕, 黒川浩嗣, 服部尚道, 室野剛隆: 鉄筋コンクリート柱の崩壊に関する限界の評価法, 土木学会論文集E, Vol. 64, No. 2, pp. 298-313, 2008.
 - 20) 徳永光宏, 田所敏弥, 谷村幸裕, 北沢宏和: 片側繰返し荷重を受けるRC柱の変形性能に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 2, pp. 823-828, 2010.