

免制震すべりシステムを適用した橋梁における 支承部デバイス機能に関する一考察

松田哲夫¹、五十嵐晃²、上田卓司³、宮崎貞義⁴、松田 宏⁵

¹西日本高速道路エンジニアリング九州株式会社、(〒810-0073 福岡市中央区舞鶴1-2-22)

E-mail : t.matsuda.a@w-e-kyushu.co.jp

²京都大学大学院工学研究科准教授 (〒615-8540 京都市西京区京大大学桂)

E-mail : igarashi.akira.7m@kyoto-u.ac.jp

³西日本高速道路株式会社 四国支社 (〒760-0065 香川県高松市朝日町4-1-3)

E-mail : t.ueda.aa@w-nexco.co.jp

⁴オイレス工業株式会社 免制震事業部 (〒108-0075 東京都港区港南1-6-34)

E-mail : s.miyazaki@oiles.co.jp

⁵JIPテクノサイエンス株式会社 (〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町1-6-34)

E-mail : mtd@cm.jip-ts.co.jp

免制震すべりシステム (Isolation Seismic Controlled Slide System: ICSS) とは「橋台間に挟まれた落橋しにくい一連の多径間連続桁橋にすべり支承を設置して上下部構造をアイソレーションさせ、温度変化等に起因する不静定力を振動系に内蔵させることなく、特定区間の下部構造に免震支承および制震ダンパーを用いて地震時の挙動を制御するシステム」である。本論文では、免制震すべりシステムを用いた橋の耐震性における支承部デバイスの役割を確認するため、橋長約 1,200m の長多径間 (鋼 18 径間連続曲線橋) を対象に動的解析を行った。この結果より、各デバイスの応答を整理・分析し、免震支承のゴム部分を除くデバイスは大きな減衰性能を有していること、および地震波や入力条件の影響を受けにくい安定した地震時挙動を示すことを明らかにした。

Key Words : seismic isolation, elastomeric bearing, seismic damper, slide bearing, seismic response control, multi-span continuous girder bridges, ICSS

1. はじめに

本論文は長多径間連続橋に適用される新たな耐震構造形式として、免制震すべりシステム (Isolation Seismic Controlled Slide System: ICSS) の概念を提案するとともに、数値モデルによる動的応答解析による検討により、支承部デバイス機能の基本構造特性を明らかにしたものである。

免制震すべりシステムの概念を定義すれば、「橋台間に挟まれた落橋しにくい一連の多径間連続桁橋にすべり支承を設置して上下部構造をアイソレーションさせ、温度変化等に起因する不静定力を振動系に内蔵させることなく、特定区間の下部構造に免震支承および制震ダンパーを用いて地震時の挙動を制御するシステム」となる。このシステムを長多径間連続橋に採用することの利点として次のものが挙げられる。①不静定力が橋の耐震性に及ぼす影響を極めて小さくなる。②ポストスライド等の施工時の調整が不要となる。③すべり支承を適用することによって下部構造に作用する慣性力を大きく低減できる。

この結果、橋脚の基礎・橋脚断面は従来設計よりも小さい設計地震力で決定され、コストが低減でき

る。さらに、両橋台部の桁端では橋軸直角方向を拘束し、かつ桁かかり長を十分に確保することによって、極めて落橋しにくいという特長も有している。

また、支承部デバイスの内、免震支承 (鉛プラグ入り積層ゴム支承) の積層ゴムは復元力要素であるが、鉛プラグ、すべり支承および制震ダンパーは復元力を有していない強非線形要素と考えることができる。このため、入力地震動によっては危惧される共振を避けながら、本システムは大きな減衰性能の発現を期待できる構造形式である。

本論文では、橋長約 1,200m の鋼 18 径間連続曲線橋をケーススタディとして取り上げ、非線形時刻歴応答解析を用いた応答評価を行い、免制震すべりシステムの動的応答特性の検証、ならびに支承部デバイスの耐震性に機能する役割の確認を行った。

2. 免制震すべりシステムと支承部デバイスに期待する機能

免震橋やゴム支承を用いた地震時水平力分散橋の長多径間橋では、温度変化に起因する桁伸縮により

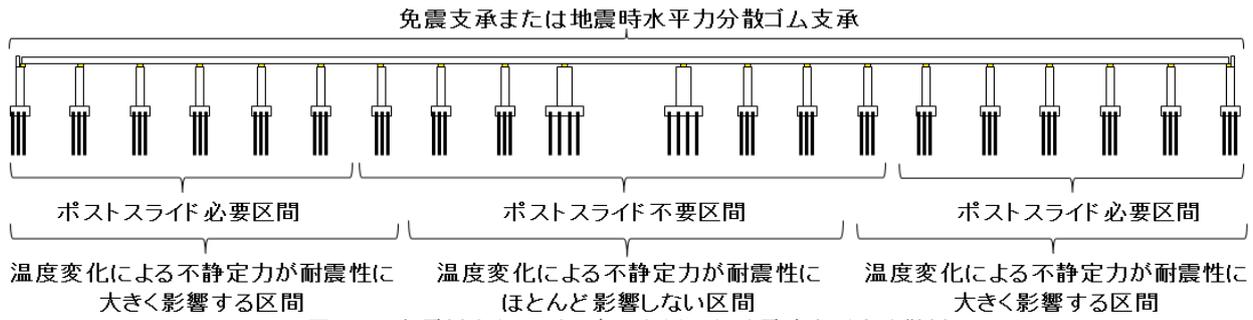


図-1 免震橋またはゴム支承を用いた地震時水平力分散橋

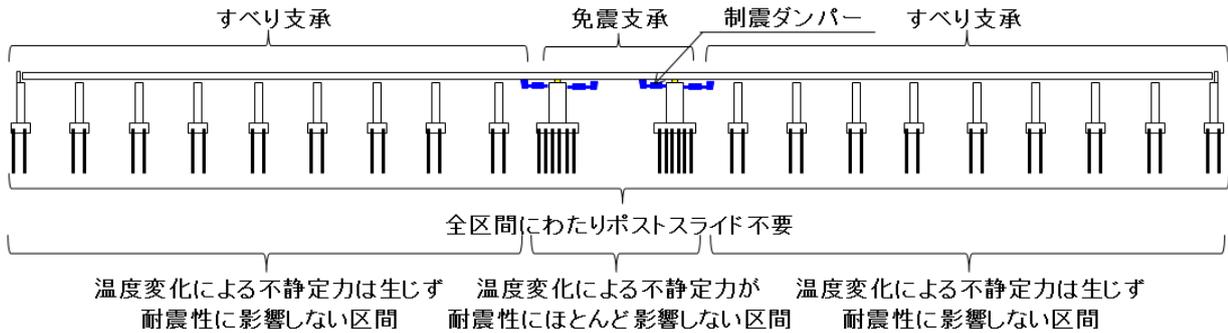


図-2 免制震すべりシステムにおける各デバイスの適用例

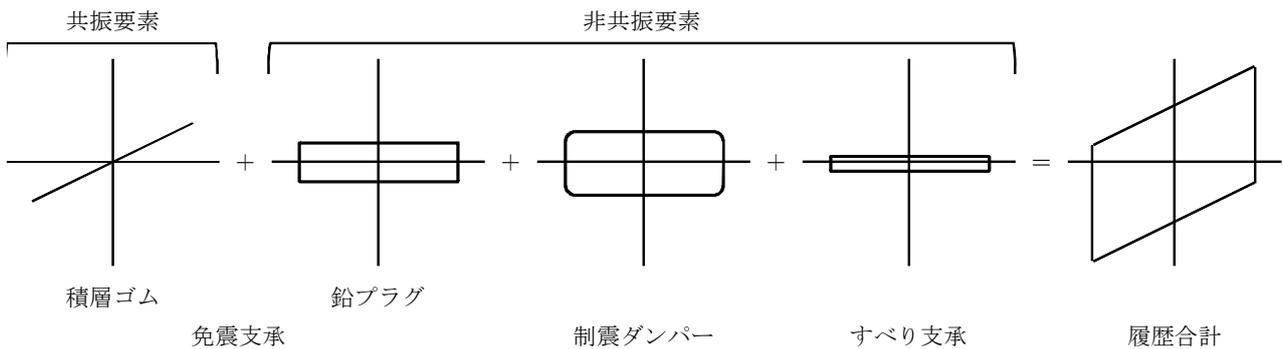


図-3 免制震すべりシステムの履歴特性の重ね合わせ

端支点到近くほど大きな不静定力が作用する³⁾。この不静定力は地震時に支承の応答変位や橋脚の塑性化を進行させる。このため、図-1に示すように、施工時にポストスライド等により支承位置の調整が必要である。また、支承部の復元力要素により地震波の特性によっては共振しやすい。

このような短所を払拭し、かつコストの低減を期待できる耐震構造として、本研究で提案する構造形式が免制震すべりシステムがある。このシステムは、橋梁全体に渡り、免震支承、制震ダンパーおよびすべり支承を適切に組み合わせた図-2に示す橋梁構造である。これにより、不静定力が極めて小さくなるので、ポストスライド等を必要としない。さらに、本システムの各デバイスの履歴は、図-3に示すように重ね合わされ、復元力要素は免震支承の積層ゴムのみであり、その他のデバイスは大きな抵抗力と減衰機能が発現するので、入力地震波の特性の影響を受けにくい。

これらの効果により、地震時要求性能を満足する合理的な構造となることが期待できる⁴⁾。

支承部の各デバイスの特性を以下に示す。

① 免震支承

免震支承には、鉛プラグ入り積層ゴム支承（以下、免震支承）を適用した²⁾。これは天然ゴムからなる積層ゴム支承に鉛プラグを圧入したものであり、積層ゴム支承は線形のばねと見なされるので、地震波の特性に依存して共振する復元力要素である。

これに対し、エネルギー吸収機能である鉛プラグは、地震波の特性により共振することはない。

② 制震ダンパー

制震ダンパーには、ビンガム流体を利用した摩擦履歴型の履歴を呈するビンガムダンパーを適用した。抵抗力は速度の0.1乗に比例する特性を有するが、速度の指数が小さいので応答速度による抵抗力の変動は小さい。速度が倍になっても抵抗力は約7%増加する程度である。さらに、この制震ダンパーは

復元力要素を有していないため、地震時に共振することはない。

③ すべり支承

すべり支承には摩擦係数の小さいすべり材を用いて上下部構造をアイソレーションさせる。摩擦係数は速度に依存して0.01～0.05の値で変動するが、速度が速くなると摩擦係数は小さくなる傾向にある。摩擦係数が小さい場合には、摩擦係数が少々ばらついても極端に大きな抵抗力とならないので、橋の耐震性能を損ないにくい。さらに、すべり支承は復元力要素を有していないため、地震時に共振することはない。

以上のように、支承部のデバイスに用いる免震支承、制震ダンパーおよびすべり支承のうち、復元力要素は免震支承の積層ゴムのみである。したがって、変位領域に応じて支承部に作用する分担力は、図-4に示すイメージとなる。すなわち、初期状態では初期剛性の高い制震ダンパーやすべり支承の順で大きく機能し始め、それぞれの降伏荷重に至るとその力を維持した状態で変位に追随する。続いて、免震支承の鉛プラグが降伏し、それ以上の荷重に対しては積層ゴム支承の復元力が増大する。その間に制震ダンパー、免震支承の鉛プラグおよびすべり支承の非線形履歴により減衰力が発現し地震力を低減する。

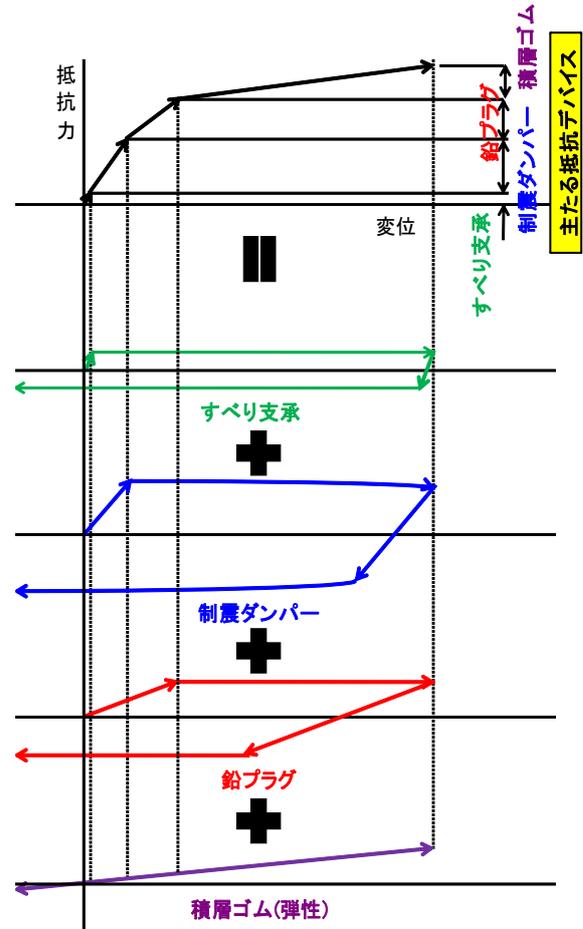


図-4 変位増大に伴う抵抗力の遷移

3. 検討対象橋と検討条件

(1) 検討対象橋

a) 検討対象橋

ケーススタディに用いる橋は、図-5に示す鋼18径間連続桁橋である。渡河部のP8～P11間は支間長が135.5mと比較的長いことから鋼箱桁を適用し、その他の支間長は60m程度の区間には鋼2主桁を用いている⁶⁾。

b) 解析モデル

解析モデルは梁要素とし、節点数は約416である。ここで、両橋台間を直線で結ぶ方向を橋軸方向(X)と定義し、その直角方向を橋軸直角方向(Y)とした。桁のモデル化には縦断勾配を考慮していない。桁の断面積および床版の剛性には全断面有効として算定した。箱桁部のねじり剛性には箱桁と床版を考慮し、桁部のねじり剛性には床版のみを考慮した。上部構造慣性力の作用位置には、桁から仮想部材を設けた。橋脚間の桁の分割は10分割とした。解析モデルを図-6に示す。応答値の正負はXY座標軸の符号に準じた。

c) デバイスの復元力特性

P9橋脚位置におけるすべり支承、免震支承および制震ダンパーの履歴特性をそれぞれ図-7に示す。

すべり支承は1支承線あたり2箇所設置している

が、解析モデルでは1箇所を集約した。免震支承の解析モデルには250%のせん断ひずみにおける履歴特性を一律に適用した。制震ダンパーの取付けピン間長は3.85mであり、水平面内で自由に回転できる。

抵抗力は50kineの速度で6,000kNとなるように設定した。制震ダンパーの平面設置角度は桁中心線に対して45度方向とし、その方向に骨組み部材としてモデル化した。制震ダンパーの履歴特性には速度依存性を考慮し、制震ダンパーの部材軸方向にのみ機能させた。

支承部のデバイスは以下のように設定した。

- ① 免震支承：
 - 1,600×2,600×325(13層25mm)
 - P9およびP10橋脚に各1基
 - 250%せん断変形状態での特性値を適用
- ② 制震ダンパー：
 - 速度則の摩擦履歴型ダンパー
 - P9およびP10橋脚に6,000kN(50kine時)
 - $F = C \cdot V^{0.1}$
 - ここに、F：抵抗力(kN)
 - C：減衰係数(kN・s/m)
 - V：速度(m/s)
- ③ すべり支承：
 - 低摩擦係数 (0.01～0.05)のすべり支承
 - 摩擦係数 0.05

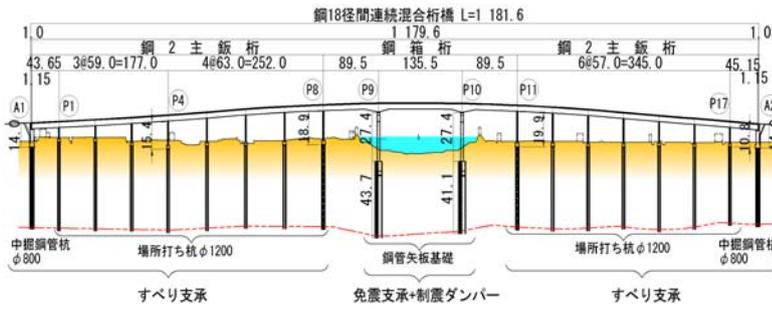


図-5 検討対象橋

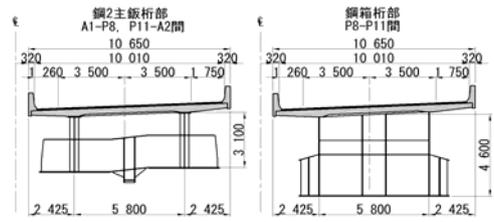


図-8 橋脚の配筋

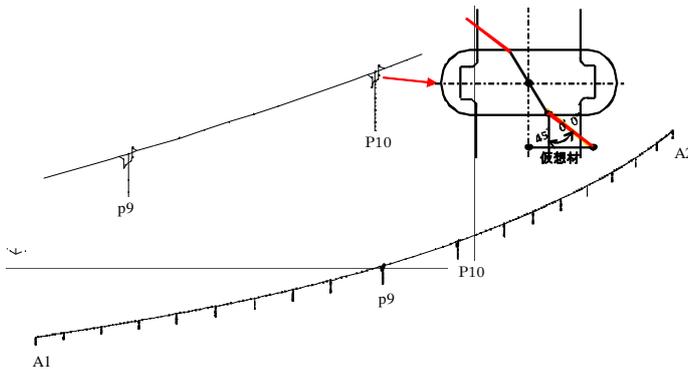


図-6 解析概略モデル

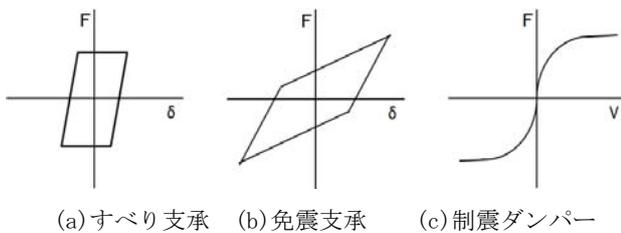


図-7 支承部デバイスの復元力特性

降伏変位 2.5mm と仮定
死荷重反力 24,700kN (P9 橋脚)

d) 橋脚の復元力特性

P9 および P10 橋脚の配筋を図-8 に示す。橋脚のモデルは図-9 に示すような M-φ モデルとし、強軸および弱軸のそれぞれの方向に独立した非線形性を与えた。履歴モデルは、ひび割れ-降伏-終局を結ぶ武田型トリリニアモデルとし、橋脚の M-φ 関係は橋脚基部の値で一定と仮定した。橋脚基部の節点分割は橋脚厚 D (=4.5m) に対し、1D 区間を D/2, 1D 以上区間は 1D で分割した。基礎・地盤バネはⅢ種地盤での SR モデルとした。

(2) 地震波と入力方向

道路橋示方書¹⁾のⅢ種地盤上の標準波 3 波を 1 方向に入力し、以下の 4 通りの入力方向を対象とした。なお、0 度方向とは、A1 橋台と A2 橋台を結ぶ方向であり、これを橋軸方向と定義する。

- ① 0 度方向 (橋軸方向)
- ② 45 度方向
- ③ 90 度方向 (橋軸直角方向)

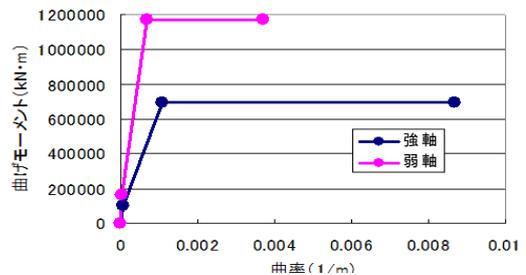


図-9 橋脚の M-φ

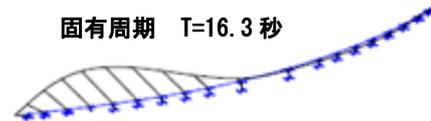


図-10 橋軸直角 1 次モード図と 1 次固有周期

④ 135 度方向

(3) 固有振動解析と Rayleigh 減衰定数の設定

固有振動解析に用いた各部材の剛性の算定には、以下に示す物性値を用いた。

- 上部構造 : 全断面有効剛性(高欄は無視)
- 橋脚 : ひび割れ剛性
- 免震支承 : 等価剛性

すべり支承 : 制震ダンパー : モデル化しない
各構造要素の等価減衰定数は上部構造を 2%, 橋脚を 2%, 免震支承を 5%, 基礎・地盤を 10% と設定した。

橋軸方向, 橋軸直角方向および鉛直方向の 1 次の固有周期は, それぞれ 5.3sec, 16.3sec および 1.6sec である。橋軸直角方向の 1 次固有振動モードを図-10 に示す。

Rayleigh 減衰は 1 次(桁の橋軸直角方向)と 38 次

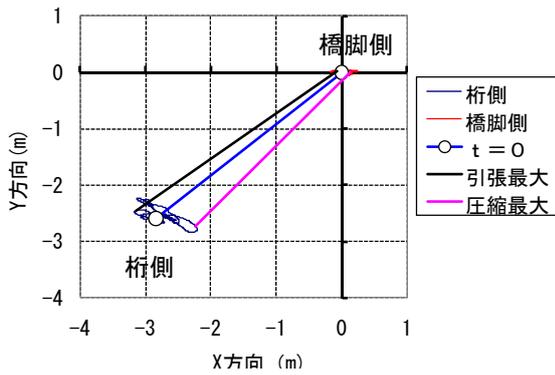


図-11 1方向入力時のP9制震ダンパーのオービット

(免震支承の橋軸方向)の固有振動数(1次:0.06Hz, 38次:2.11Hz)より, $\alpha=0.016667$, $\beta=0.00654$ と設定した。

(4) 動的解析法

非線形時刻歴応答解析法により解析を行った。直接積分法としてNewmark- β 法($\beta=1/4$)を用い,計算時間間隔は $\Delta t=0.001\text{sec}$ とし,不釣り合い力が生じた場合は収束計算を行った⁵⁾。

4. 免震すべりシステムの基本応答特性

(1) 制震ダンパーの応答特性

地震波II-III-2の橋軸方向入力によるP9橋脚側および桁側の両端取付け点における制震ダンパーのオービットを図-11に示す。橋脚側の変形前における取付け点の座標を原点とし,各取付け点の履歴を示した。

同図では,初期状態の両端を○印で示し,制震ダンパーの引張変位および圧縮変位が最大となる制震ダンパーの位置を線で示した。

このように,制震ダンパーは回転変形を伴うことで斜め方向に設置して地震波を橋軸方向や橋軸直角方向に入力した場合には,それぞれの変位に比例して大きくなる⁷⁾。

(2) すべり支承の応答特性

図-12に地震波II-III-2の橋軸および直角方向入力によるすべり支承の橋軸方向および橋軸直角方向の最大応答変位を示す。橋軸直角方向の固有周期は16.3秒と長いため,橋軸直角方向の応答変位が大きくなっている⁷⁾。

5. 支承部デバイスの応答

(1) 時刻歴応答変位

地震波II-III-1によるP9橋脚位置における橋軸方向および橋軸直角方向の時刻歴応答変位をそれぞれ図-13および図-14に示す。時刻歴応答変位より,

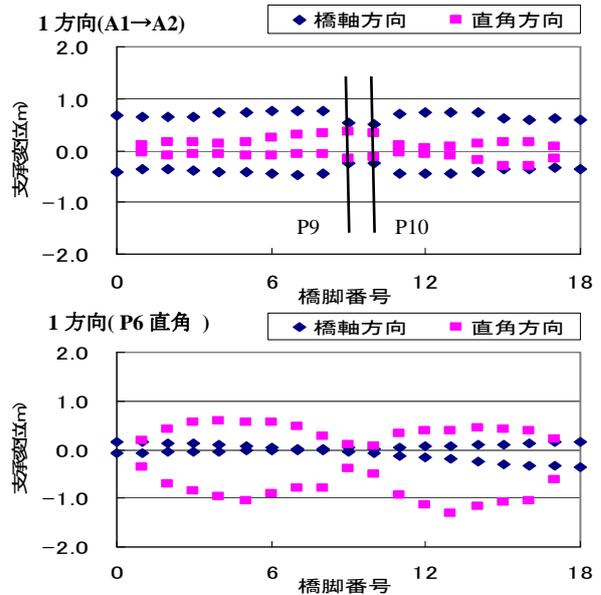


図-12 すべり支承の応答変位

当然ではあるが橋軸方向に地震波を入力した場合には橋軸方向の変位が大きく,橋軸直角方向に地震波を入力した場合には橋軸直角方向の変位が大きい。

橋軸方向の変位が橋軸直角方向に比べて大きいのは,橋の振動特性により橋全体の慣性力が免震支承と制震ダンパーを有するP9およびP10橋脚に集中しやすいためである。これに対し,橋軸直角方向に大きく変位することで,長周期化により慣性力自体も大きく低減される。

一方,橋軸方向に地震波を入力した場合の橋軸直角方向の変位は200mm程度と有意な値であるのに対し,橋軸直角方向に入力した場合の橋軸方向の変位は極めて小さい。これは,主として橋の平面線形が曲線であるためであり,橋軸直角方向に入力した場合にはP9およびP10橋脚が平面的に対称な振動系の中心付近に位置するため,橋軸方向に作用する力はほとんど作用しなかったものである⁸⁾。

(2) 時刻歴応答抵抗力

P9橋脚における支承部デバイスの橋軸方向および橋軸直角方向の時刻歴応答抵抗力をそれぞれ図-15および図-16に示す。同図では,0~30secの時間領域で示した。時刻歴応答抵抗力より,入力される慣性力に対し図-4に示すように,1次剛性の大きいデバイスから順に大きく抵抗し始める。すなわち,地震時の変位に対して図-17に示すような順で各デバイスは抵抗し始めるので,時刻によって全てのデバイスが機能しているわけではなく,応答の小さい時刻では主として特定のデバイスのみが機能している。なお,制震ダンパーの抵抗力は速度の0.1乗に比例するため速度の増加にしたがい増大するが,低速度では抵抗力が急激に増減する。

免震支承の積層ゴム以外のデバイスは,慣性力がそれぞれの降伏荷重を超えるとほぼ一定の抵抗力を持続

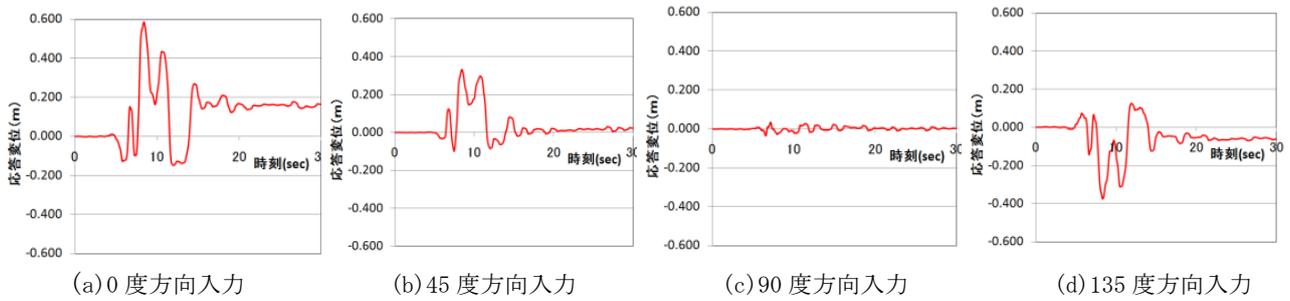


図-13 時刻歴応答変位 (橋軸方向成分)

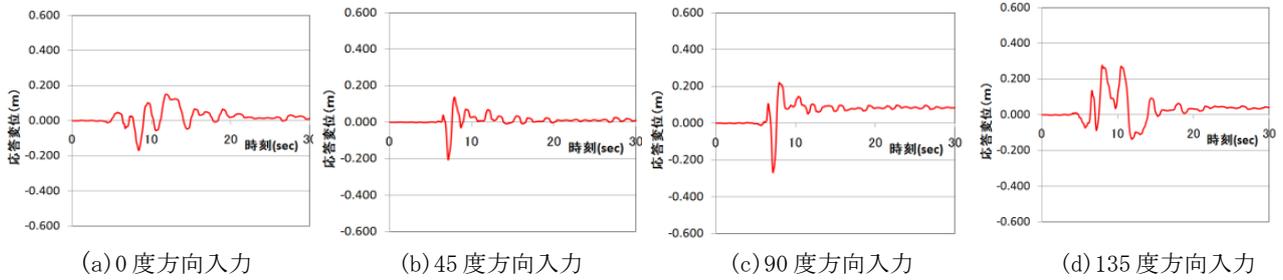


図-14 時刻歴応答変位 (橋軸直角方向成分)

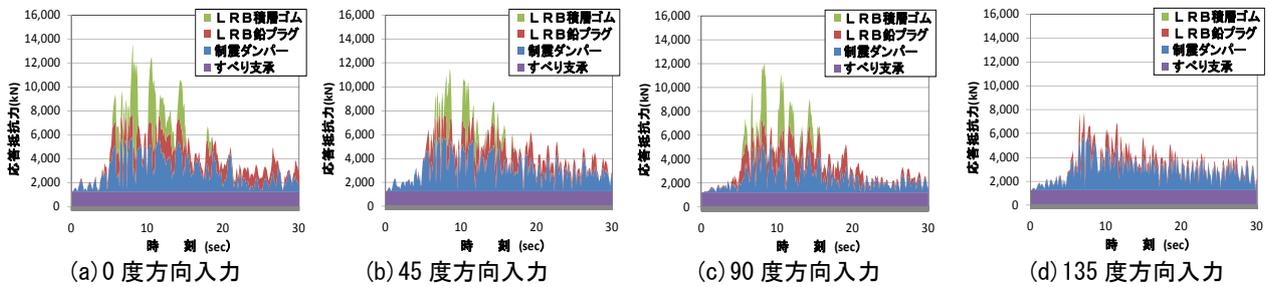


図-15 各デバイスにおける0~30secまでの時刻歴応答抵抗力 (Ⅱ-Ⅲ-1 橋軸方向成分)

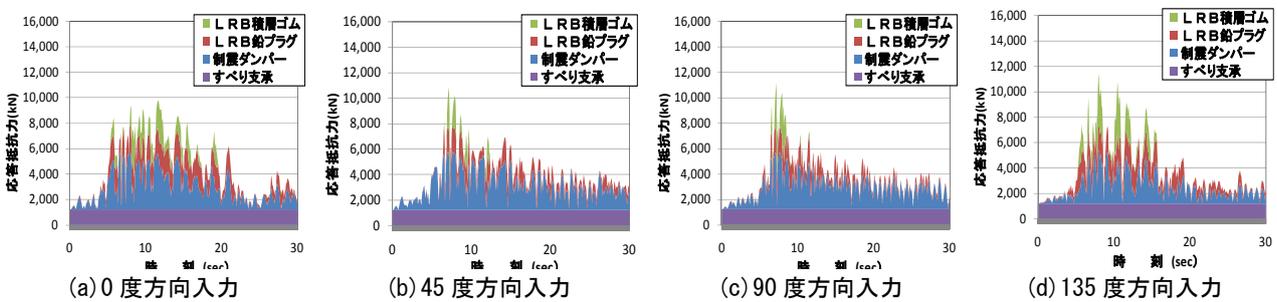


図-16 各デバイスにおける0~30secまでの時刻歴応答抵抗力 (Ⅱ-Ⅲ-1 橋軸直角方向成分)

した状態で変位に追従するが、積層ゴムの変位は慣性力増大に比例して大きくなると共に抵抗力も増大する。ここで用いた制震ダンパーには速度依存性があるものの、速度則は0.1乗と極めて小さいので高速度になると抵抗力の変化は極めて小さいが、速度が極端に遅くなれば抵抗力の変動は大きくなる。

このため、緩速域では抵抗力が大きく低減することになる。すなわち、変位の方向が逆転する際に速度が急激に低下して抵抗力も急激に小さくなって零となり、逆向きの速度となって抵抗力が再び急激に増加し出すことになる。このように、慣性力が大きくなり免震支承の鉛プラグ、制震ダンパーおよびすべり支承それぞれの降伏荷重を超えると、積層ゴムが主として抵抗するようになるので、その剛性により周期特性を示

すようになる。

ここで、135度方向入力による応答抵抗力は、橋軸方向および橋軸直角方向共に45度方向入力と同等である。しかし、制震ダンパーの設置方向は45度方向であるため制震ダンパーに慣性力は集まりにくい。これは、応答速度が遅くても大きな抵抗力を示すことや、135度方向入力でのゴム支承の変位は45度方向入力に比べてゴム支承に慣性力が集まりやすいことによる。

この状況における時刻歴応答抵抗力および応答変位に対する応答抵抗力をそれぞれ図-18の(a)および(b)にそれぞれ示す。これは、地震波Ⅱ-Ⅲ-1を橋軸方向に入力した場合の橋軸方向の応答抵抗力を、最大応答抵抗力を示す時刻8sec付近で示したものである。

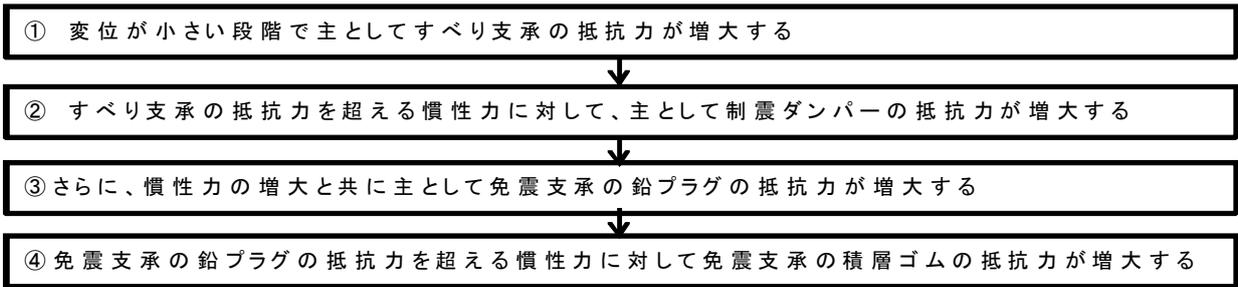
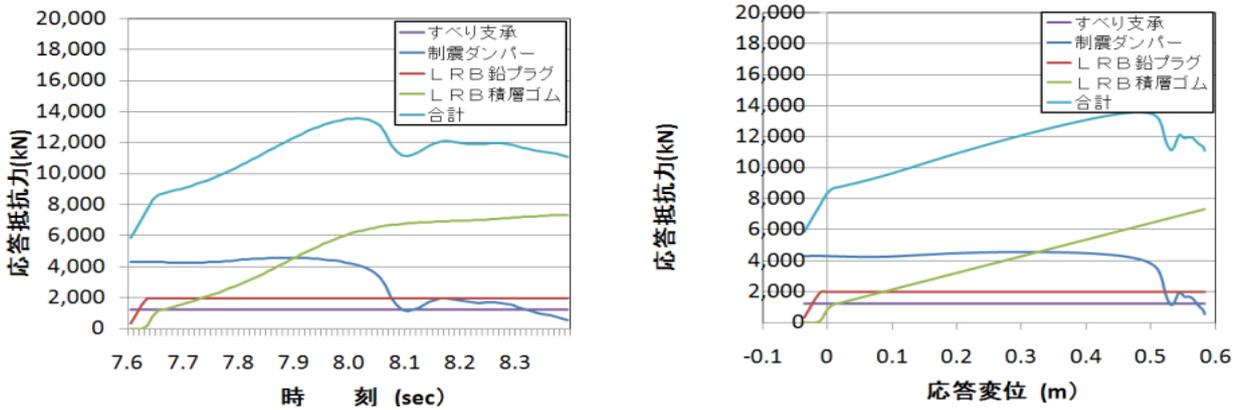


図-17 慣性力に対するデバイスの機能順序



(a)時刻 8sec 付近の時刻に対する表示
 (b)応答変位に対する表示
 図-18 時刻歴応答抵抗力の部分拡大図 (Ⅱ-Ⅲ-1 橋軸方向入力の橋軸方向抵抗力)

同図では、すべり支承の摩擦力と制震ダンパーの抵抗力が作用している状態からを示しており、慣性力が大きくなるにつれて合計抵抗力が大きくなるが、免震支承の鉛プラグが抵抗し始めて一定の抵抗力状態になる。これと同時に、免震支承の積層ゴムが抵抗し始めて増大している状態が現れている。そして、合計抵抗力が最大となる近傍で制震ダンパーの抵抗力が急激に小さくなっているのは、応答速度が小さくなっていることを意味する。このため、免震支承の積層ゴムの負担は大きくなるが、合計抵抗力としては小さくなっている。また、同図(b)から免震支承の積層ゴムは、応答変位に対して比例して大きくなるので、合計抵抗力もその影響によりほぼ線形に大きくなっていることがわかる⁸⁾¹¹⁾。

6. 応答値の分析

(1) 累積吸収エネルギー

地震波Ⅱ-Ⅲ-1によるP9橋脚位置における地震時の0sec~30sec間の各デバイスの橋軸方向、橋軸直角方向および合計の累積吸収エネルギーをそれぞれ図-19、図-20および図-21に示す。また、地震波Ⅱ-Ⅲ-2およびⅡ-Ⅲ-3による橋軸方向と橋軸直角方向の合計累積吸収エネルギーをそれぞれ図-22に示す。

本モデルでは、制震ダンパーによる吸収エネルギーは大きく、続いて免震支承の鉛プラグ、すべり支承の順に小さい。特に、応答抵抗力が大きくなる7sec

当たりから15secまでの間の吸収エネルギーの増加が大きい。ただし、吸収エネルギーが大きい方が耐震性が優れているわけではなく、応答変位が大きくなると吸収エネルギーは当然大きくなる。ここで、応答変位が小さくなる場合には、応答周期が短くなるため吸収エネルギーによる慣性力の低減により、振動系に入力される加速度による慣性力の方が大きくなる可能性がある。

橋軸直角方向に入力(90度方向入力)した場合の橋軸方向の吸収エネルギーは相当小さい。これは、図-13(C)に示すように応答変位が非常に小さかったことによる。これに対し、橋軸方向に入力(0度方向入力)した場合の橋軸直角方向の吸収エネルギーは、橋軸方向の吸収エネルギーに比べて大きな遜色はない。この理由は”時刻歴応答抵抗力”で述べた理由と同じである。

一方、全体の吸収エネルギーでは、地震波による差異は小さいが、入力方向による差異がある。特に、90度方向に入力した場合では、長周期が卓越した挙動となることや橋軸方向の応答は小さいことから、吸収エネルギーも小さい。

(2) 最大応答抵抗力の変化

標準地震波3波により入力方向を変化させた最大応答抵抗力を図-23に示す。同図では、地震波の入力方向毎に橋軸方向と橋軸直角方向の応答を並べて、その相違を比較しやすいようにした。

免震支承の鉛プラグ、制震ダンパーおよびすべり

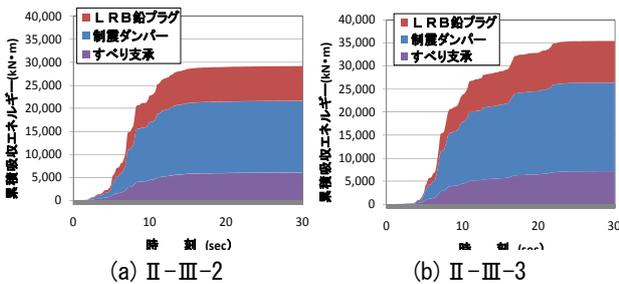
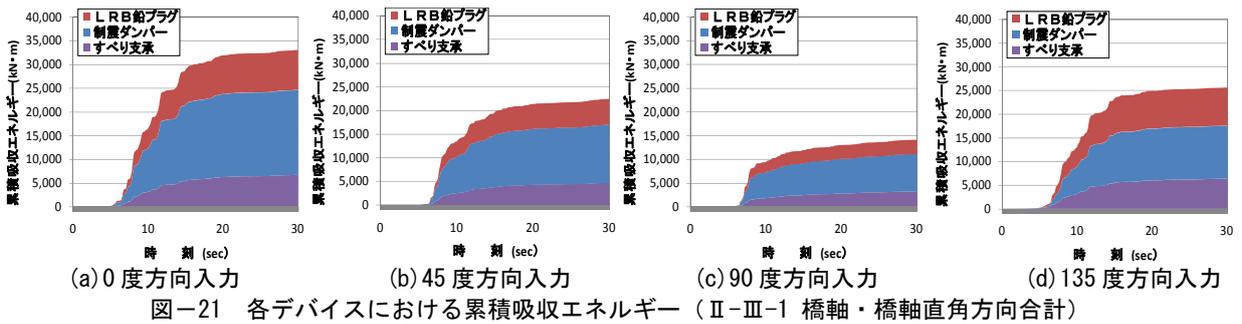
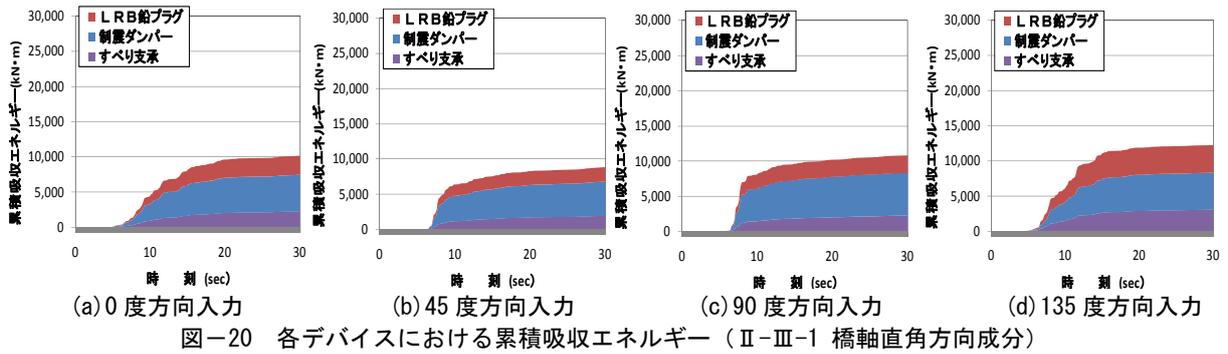
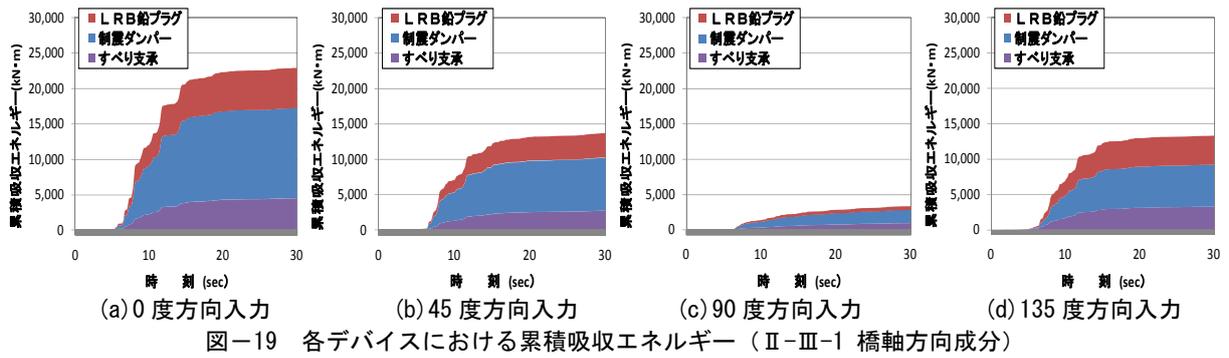


図-22 各デバイスにおける累積吸収エネルギー（0度方向入力の橋軸・橋軸直角方向合計）

支承に作用する最大応答抵抗力は、地震波の入力方向や評価方向（橋軸・橋軸直角方向）に係わらず大きな変動はない。これに対し、免震支承の積層ゴムに作用する最大応答抵抗力の変動は大きい。

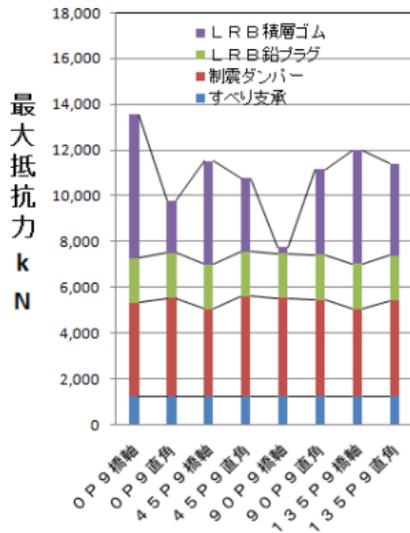
これは、図-18 からわかるように免震支承の積層ゴムの抵抗力は変位が大きくなると比例的に大きくなる。これは、それ以外のデバイスの抵抗力を超える慣性力に対して、免震支承の積層ゴムが大きくせん断変形し、抵抗力が大きくなるためである。

最大応答変位は、最大応答抵抗力と同じ傾向である。例えば、地震波を橋軸直角方向に入力した(90度入力方向) 場合の橋軸方向の最大応答変位は小さいが、免震支承の積層ゴム以外のデバイスは他の入力ケースと同等の抵抗力であり、積層ゴムの抵抗力は小さい。

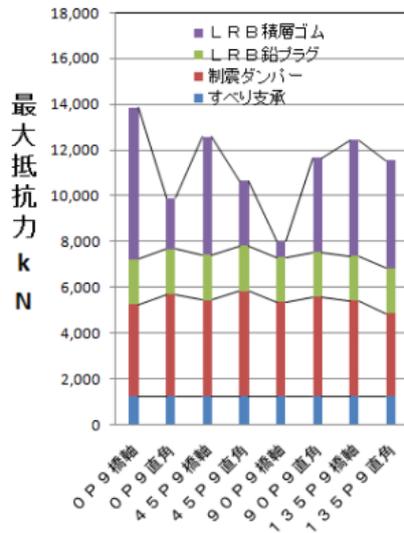
(3) 最大応答抵抗力時の等価減衰定数

最大応答抵抗力時における履歴を定常状態と仮定して標準履歴形状を設定し、道路橋示方書に示されている式(1)に基づき求めた免震支承の鉛プラグ、制震ダンパーおよびすべり支承のそれぞれの等価減衰定数を図-24に示す。ここで、抵抗力が一定であるすべり支承による等価減衰定数が変動しているのは、支承部全体の抵抗力が変化するためであり、同様な要因により制震ダンパーや免震支承の鉛プラグによる等価減衰定数の変動が大きくなっている。

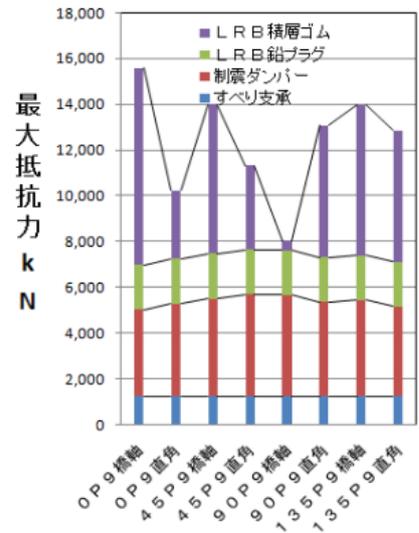
すなわち、積層ゴムに作用する慣性力が小さくなれば全体のひずみエネルギーが小さくなるので、等



解析ケース
(a) 地震波Ⅱ-Ⅲ-1

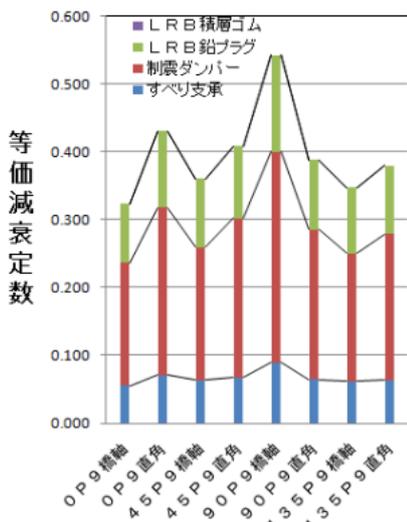


解析ケース
(b) 地震波Ⅱ-Ⅲ-2

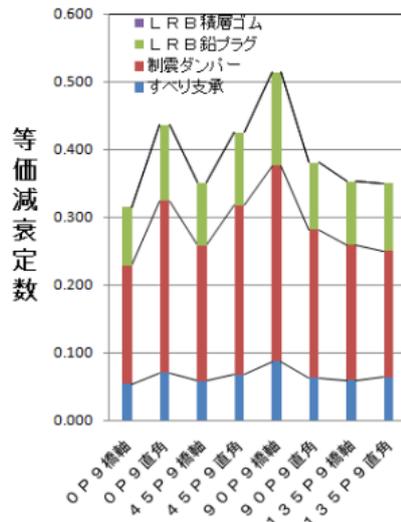


解析ケース
(c) 地震波Ⅱ-Ⅲ-3

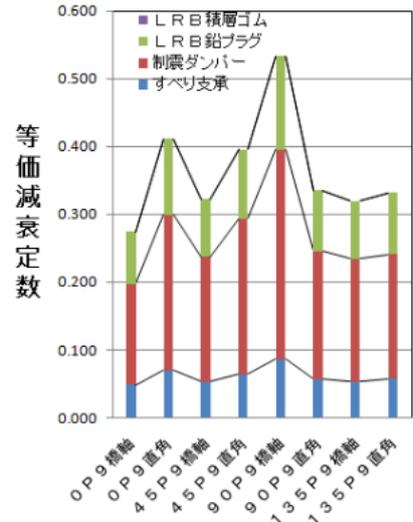
図-23 P9 最大応答抵抗力



解析ケース
(a) 入力地震波Ⅱ-Ⅲ-1



解析ケース
(b) 入力地震波Ⅱ-Ⅲ-2



解析ケース
(c) 入力地震波Ⅱ-Ⅲ-3

図-24 P9 最大応答抵抗力時の等価減衰定数

価減衰定数が増大する。例えば、90度入力の橋軸方向の応答値では免震支承のゴム支承には、慣性力がほとんど作用していないため、等価減衰定数は小さくなっている。逆に0度入力の橋軸方向では、免震支承のゴム支承に大きな慣性力が作用しているため、等価減衰定数は小さくなっている。ただし、等価減衰定数が小さいことは履歴吸収エネルギーが小さいことを意味するのではなく、相対的にひずみエネルギーが大きいことを意味する。

$$h_B = \frac{\Delta W}{2\pi W} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、

- h_B : デバイスの等価減衰定数
- ΔW : デバイスの弾性エネルギー
- W : デバイスが吸収するエネルギーの合計

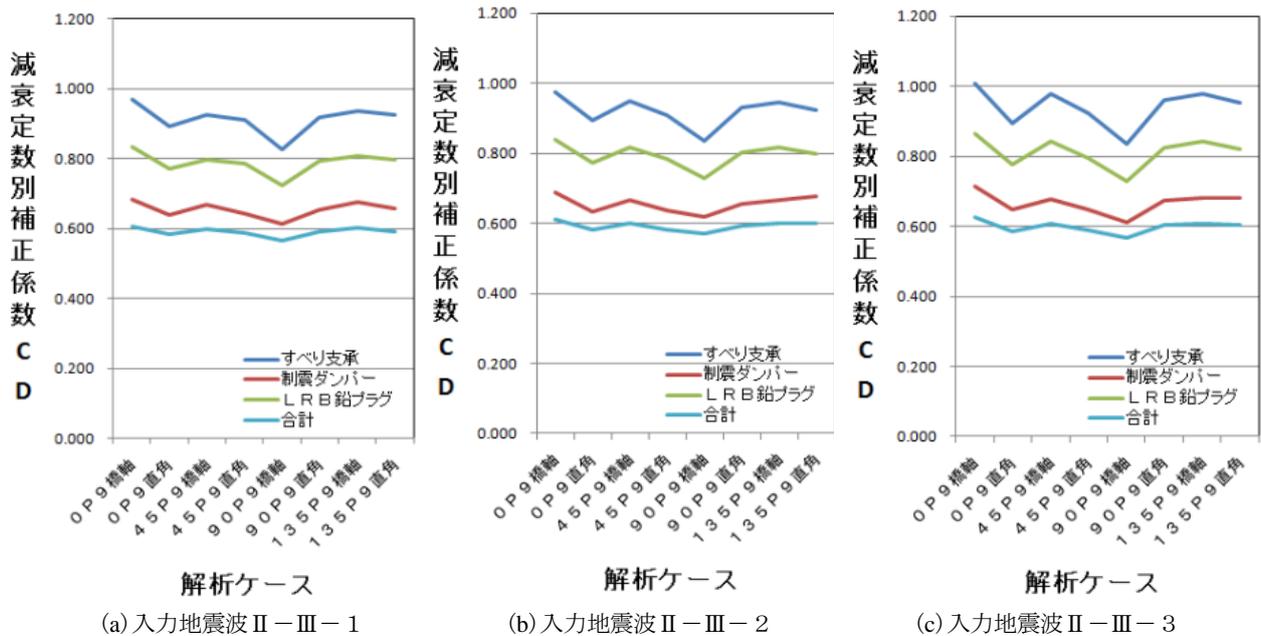


図-25 P9 最大応答抵抗力時の減衰定数別補正係数

(4) 等価減衰定数から推定される慣性力の低減効果

等価減衰定数による慣性力の低減効果を把握するため、道路橋示方書に示されている式(2)に基づき静的に求めた減衰定数別補正係数を図-25に示す。

減衰定数別補正係数は、等価減衰定数に比例的に大きくなるものではないため、デバイス毎の減衰定数別補正係数は大きいものの、デバイス全体としては、飛躍的に大きくなるものではない。すなわち、減衰定数別補正係数は、推定式から0.5より小さくなることはないが、本ケースではいずれの地震波でもいずれの入力方向でも0.6程度と安定して大きく、十分な減衰性能を有していることがわかる。

$$C_D = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 C_D : 減衰定数別補正係数
 h : 等価減衰定数

7. おわりに

免制震すべりシステムでは、共振する要素は免震支承の積層ゴムのみであるので、地震時に共振しにくいことが予期できる。

上記に関して、本論文では予想通りに免震支承のゴム部分以外は安定した抵抗力を発揮し、大きな減

衰性能を発現することを検証した。すなわち、地震波の入力方向により最大応答抵抗力が変動しても、免震支承のゴム部分以外の各デバイスは安定して挙動している。さらに、標準波3波それぞれによる応答抵抗力からも、地震波への依存性が小さいことがわかった。

しかし、免震支承の地震時のせん断ひずみを許容値相当で設定しても、設計で想定していない地震波を用いれば、地震波の特性が異なるため共振などにより許容値を超えることが想定される。この場合には、地震時のせん断ひずみが小さくなるように免震支承を設定すればよく、免制震すべりシステムでは免震橋に比較してコストを大幅に低減できると考えられる。

したがって、免制震すべりシステムを適用する場合には、それぞれのデバイスに負担させる抵抗力の効率的な比率を適切に設定する必要がある。

なお、今後実際の地震動を考慮すると、2方向同時入力地震波によるデバイスの応答評価を行うことが望まれる⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾。

謝辞：本論文は、西日本高速道路(株)の“免制震すべりシステムを使用した橋梁に関する検討会”で得られた検討データをまとめたものである。ここに、関係各位に謝意を示す。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002.3
- 2) (社)日本道路協会：道路橋 支承便覧，2004.4
- 3) 松田泰治，宇野裕恵，宮本宏一，柚木浩一：温度による桁の伸縮を考慮した橋梁の応答評価に関する一考察，コンクリート工学年次論文，Vol.30，No.3，pp.1039-1044，2008.7
- 4) 宇野裕恵，松田哲夫，宮崎貞義，福岡 賢，大内浩之：免制震すべりシステムの開発(1)：コンセプト，土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集 I - 551，2010.9
- 5) 松田 宏，松田哲夫，宇野裕恵，福岡 賢，花田克彦：免制震すべりシステムの開発(2)：解析方法，土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集 I - 552，2010.9
- 6) 福岡 賢，松田哲夫，大内浩之，松井隆行，中谷隆夫，松田 宏，宇野裕恵：免制震すべりシステムの開発(3)：ケーススタディ，土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集 I - 553，2010.9
- 7) 松田哲夫，鵜飼恵三，和田吉憲，宇野裕恵，松田 宏：長多径間連続曲線橋に適用した免制震すべりシステムのコンセプトと基本構造特性，土木学会第 14 回性能に基づく橋等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.199-206，2011.7
- 8) 宮崎貞義，井置 聡，上田卓司，和田吉憲，五十嵐 晃，古川愛子，松田哲夫，中谷隆夫，宇野裕恵，松田 宏：免制震すべりシステム(I)：今切川橋の支承部デバイスの機能評価，土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集 I - 342，2011.9
- 9) 中谷隆夫，五十嵐 晃，古川愛子，上田卓司，和田吉憲，松田哲夫，松田 宏，宇野裕恵：免制震すべりシステム(II-1)：2方向同時入力による耐震性の評価，土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集 I - 343，2011.9
- 10) 井上和真，五十嵐 晃，古川愛子，和田吉憲，松田哲夫，宇野裕恵，松田 宏，中谷隆夫：免制震すべりシステム(II-2)：標準波一相補直成分波を用いた2方向同時入力の作成，土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集 I - 344，2011.9
- 11) 宇野裕恵，五十嵐 晃，和田吉憲，古川愛子，松田哲夫，松田 宏，中谷隆夫，井上和真：免制震すべりシステム(II-3)：2方向同時入力時の制震ダンパーの挙動，土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集 I - 345，2011.9

A STUDY ON THE FUNCTIONS OF SEISMIC DEVICES IN ISOLATION SEISMIC CONTROLLED SLIDE SYSTEM

Tetsuo MATSUDA, Akira IGARASHI, Takuji UEDA, Sadayoshi MIYAZAKI and Hiroshi MATSUDA

The Isolation Seismic Controlled Slide System (so to call ICSS) is a newly proposed control seismic for multi-span continuous girder bridges with slide using slide bearings, isolation bearings and seismic dampers. Applying this system, the bridge will be isolated so that the indeterminate force on bearings is gradually reduced due to temperature change. In addition, the seismic behavior will be controlled by isolation bearings and seismic dampers installed to a few pier. In this paper, dynamic analysis is performed for the purpose of identification of the roles for each device during earthquakes on an 18-span continuous steel bridge with 1,200m length. As a result, it was shown that the proposed system had sufficient damping ability and a stable behavior for any kinds of earthquake and input directions.