

危機耐性と経年劣化を考慮した機能分離型免制振橋

党紀¹・金井寛裕²・Bidha L. Joshi³

¹正会員 工博 埼玉大学助教 理工学研究科（〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保 2 5 5）

²非会員 埼玉大学 建設工学科（〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保 2 5 5）

³Nonmember of JSCE, Graduate school of Saitama University, (255 Shimo-Ohkubo Sakura Dist. Saitama City)

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震(M7.2)、2011年の東北地方太平洋沖地震(M9.0)に続き、最近（2016年4月）発生した熊本地震により、橋梁等の構造物に多くの被害^{1), 2)}をもたらした。このように、直近20年に数回の歴史的大地震を経験し、国の各地が災害からの復旧のみが同時に進行する状態に置かれまして、国全体の成長戦略にも大きな影響を与えている。

これらの一連の地震では、それぞれの地震メカニズムが異なるものの、建設当時に想定した地震動ゆれやそれによる液状化、津波、地滑りなどによって被害を受けたことが共通点として挙げられる。熊本地震では、重要度の低い跨道橋の落橋によって、重要度の高い高速道路の機能を一時的に停止させた事例など、壊れた場合の影響を事前にチェックする方法論が必要と思われる。

近年、耐震設計では危機耐性^{3), 4), 5)}やレジリエント⁶⁾の考え方を踏まえた構造設計概念が検討されており、従来の想定地震より損傷防止、倒壊防止の考え方から、損傷制御、被害軽減を念頭にした損傷と破壊を設計する動向も見られている。

例えば、西村ら⁷⁾は鉄道橋の倒壊の対策として、従来の水平耐力を補助することから、倒壊時の鉛直力維持柱を設置する方法を提案している。道路橋では、谷口ら⁸⁾はエネルギー吸収機能を従来の橋脚と別途に「犠牲橋脚」を設置する概念を提案したなど、活発な議論がなされている。

しかし、近年では既存橋梁のゴム支承や制震デバイスについて、優れた性能を有しながら、経年劣化によって安全性が低下している外観が見られている報告⁹⁾⁻¹²⁾もあり、これらの劣化外観と実際の残存性能とその影響について実験また解析的研究が行われている^{13), 14)}。その経年劣化が生じる要因の分析について、まだ検討されている途中¹⁵⁾であるが、橋梁に使用されるゴム支承やダンパーなどのデバイスは、建築の免震層より厳しい室外環境で使われ、複雑な活荷重、水平変位、回転変形、地震力など多くの荷重に作用されている現状に起因されると思われる。

る。

例えば、橋梁用免震ゴム支承の場合、支承とする機能、免震機能、履歴減衰機能^{16), 17)}を有している優れたデバイスであるが、多数の機能を一つのデバイスに盛り込むことによって、デバイスの生産、設計、維持管理がともに複雑である。なお、リスクの観点から、多様な目的で使用されることによって、様々な外乱や使用に伴う劣化による損傷のリスクも一つのデバイスに集中し、また、一つのデバイスの損傷により橋梁の複数の機能が失ってしまうことによって確率が小さいがそれに伴う影響が大きい、すなわち危機にも繋がるものとなる。

構造システム全体の危機耐性や交通システムのレジリエントを考慮する上で、場合によってリスクと機能を複数のデバイスに分散する方法も考えられる。機能の分離によりデバイスの目的が絞られ、生産もデバイスの設計も容易になることが自明であり、構造の耐震設計において、一つの性能目標、一つのデバイスで、構造全体の性能設計も明確になり、設計の信頼性も向上すると考えられる¹⁸⁾。

そこで本研究では、危機耐性と経年劣化の問題を意識し、機能分離の概念を免制振橋への実装の一つの提案を検討する。この提案では、常時鉛直荷重の支持、回転機能をすべり支承、桁の温度伸縮による変形の吸収機能をビンガムダンパーなどの速度依存型デバイス、地震エネルギーを吸収する機能をせん断パネルダンパー(SPD, Shear panel damper)などの金属系履歴減衰制震デバイス、水平復元力などの機能をHDR(高減衰積層ゴム支承)に分散することが特徴である。提案構造をモデル化するとともに、従来の耐震構造と免震構造と比較するために、ベンチマーク橋梁を用いて、地震応答解析を行い、大地震時の構造物の損傷と提案構造の損傷制御機能を比較検討する。

2. 機能分離型免制振橋の概要

(1) 機能の集中による問題点

免震構造の中に、重要度の高い部材として、免震ゴム支承は近年日本の新設橋梁と既存橋梁のリニューアルに普及されている。免震支承として求められる機能として図-1に示すように、橋支承としての基本機能の荷重伝達と変位追随などのほか、免震部材としての地震時変形性能や地震エネルギーを吸収する減衰機能など多くの機能が求められている。

既存構造物の桁と橋脚天端の間のスペースの制約条件のある場合が多いこと、構造としての施工と管理などに利点などが多い。ただし、近年では、経年劣化の外観が呈する事例や、東北地震や熊本地震にゴム支承の破断の事例に伴い、免震構造の合理性をさらに向上して、危機耐性、経年劣化への対応などの需要も検討されつつである。

例えば、ゴム支承が求められている柔軟な回転剛性を確保するために、橋梁用ゴム支承のゴム層厚は建築用免震ゴム支承より厚く、鉛直荷重に作用されたときに、超弾性体であるゴムが横に膨らみ、応力集中の現象が顕著である。長大橋や近年の桁連結化による多くなった多径間連続橋の桁端部下のゴム支承は、高い回転性のほか、桁中央支点より多くの桁伸縮による常時繰り返し载荷を受け、ゴム層外縁の応力状態がさらに大きくなっている。これらの一連の現象の共同作用やそれに伴う経年劣化への影響などが設計時には考慮されていないのは現状である。

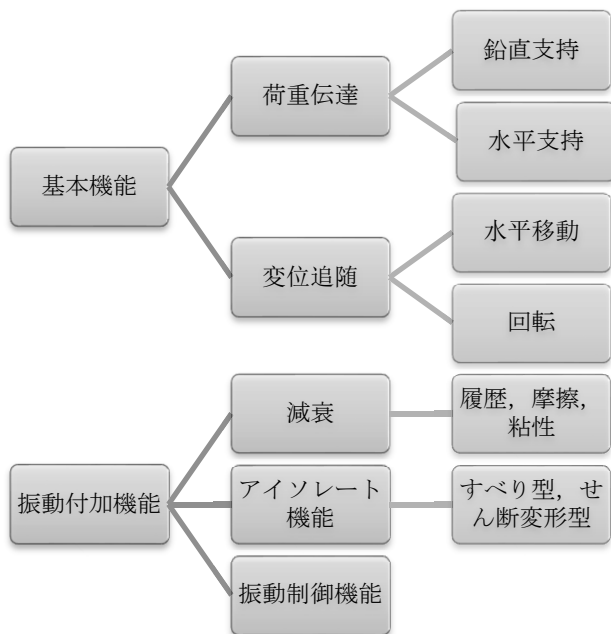


図-1 免震支承に求められる機能

したがって、単一の部材に多くの機能を求められる場合、下記の問題点が生じると考えられる。

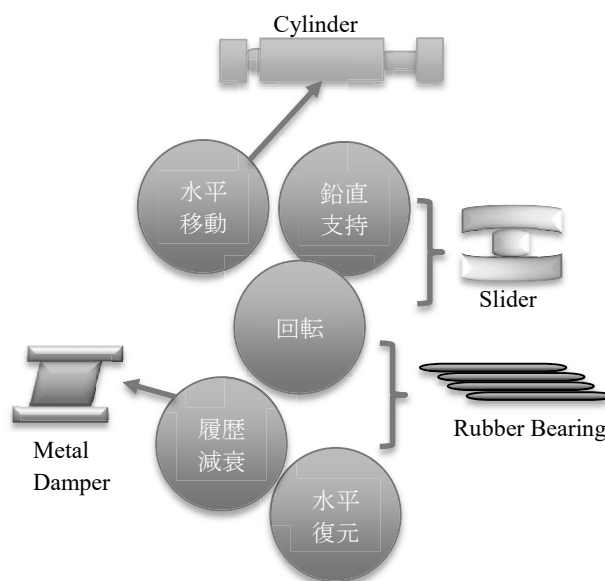
- A) 多くの機能に要求された指標を達成するために、デバイスの設計が難しくなり、設計自由度が少ない。
- B) 多くの機能を満足する事に当たって、設計パラメーターがある機能に最適にくい。
- C) 多くの役を務める時に、それぞれの役で損

傷する可能性は同じデバイスに集中し、製品の耐久性、品質の均一性、実使用環境への理解と配慮が多くを考慮する必要がある。

- D) 設計時の配慮不足、品質の不均一、使用による消耗、地震による損傷などの多くの要因の一つで、一つのデバイスが欠損となり交換が必要となる場合、集中したすべての機能が使用できなくなる。例えば、常時荷重を維持しつつ、耐震性能を回復するなど高度なレジリエンス性能に対応し難い。



単一デバイスへの機能集中



複数のデバイスに機能分散

図-2 機能集中と機能分離型免震橋の概念図

(2) 機能分離型構造の特徴

これらの一連の問題の対策として、図-2のように、従来の免震橋のゴム支承の単一デバイスに集中した機能、例えば常時の回転、水平移動、水平支持、鉛直支持、地震時のせん断変形、水平復元力、履歴減衰機能を複数のデバイスに分散化する構造を機能分離型構造とする。

その一例として、連続桁の端部において、既存のスライダー系支承に加え、安価な金属系ダンパー、高性能なシリンダー系ダンパー、落橋防止装置、段差防止装置を導入することによって、高い耐震性能、危機耐性または耐久性を複数のデバイスの組み合わせによって実現できることが考えられる。

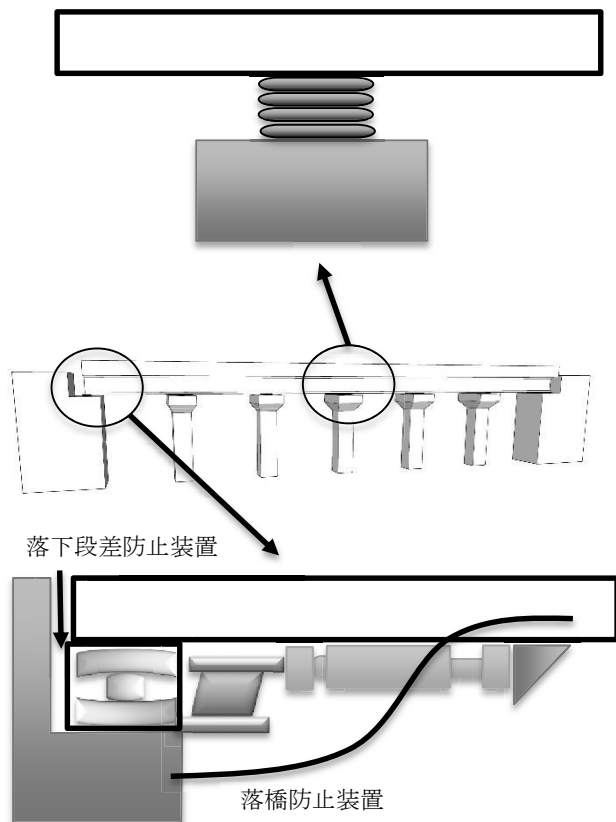


図-3 機能分離型免制震橋の概念の一例

各部材の機能と地震時の挙動などを表-1 にまとめる。

その詳細について、図-3 に示すように、桁中央の橋脚部において、免震橋と同様に免震ゴム支承を使用し、橋台部において、シリンダー系ダンパーと金属系ダンパーが直列し、スライダー系支承とともに上部構造と橋台を連結する。

ここに、シリンダー系ダンパーとして、特別に開発する必要のなく、例えば既存のビンガムダンパーのような温度と速度依存性の少ないものが考えられる。ここで、シリンダー系ダンパーは小地震、交通による環境振動などの小さい揺れを吸収し、桁の温度伸縮、クリープなどによるゆっくりした水平変形も吸収することができ、速度が小さい時に反力が少ないため、直列の金属系ダンパーに大きな荷重を伝わない。例えばせん断パネルダンパー (SPD) などの金属系ダンパーは、繰り返し載荷される場合、低サイクル疲労により地震時性能が低下するため、今までは橋軸方向における使用は困難であった。

表-1 デバイスごとの機能

	常時荷重	レベルⅠ地震動	レベルⅡ地震動
SPD		交換不要な損傷	交換必要な損傷により地震エネルギー吸収
ビンガムダンパー	温度伸縮による変位に追随		ロック
HDR	鉛直荷重支持	鉛直荷重支持 復元力により振動低減	鉛直荷重支持 復元力により振動低減
すべり支承	鉛直荷重支持 回転変位に対応	鉛直荷重支持	鉛直荷重支持

ビンガムダンパーは温度伸縮による変位の追随のみに使用されるため、安価でストロークが短いものも十分と考えられる。また、レベルⅡ地震動発生時はビンガムダンパーの変位がロックすることにより SPD に地震水平力を伝え、SPD の弾塑性変形で地震エネルギーを吸収し、橋脚や橋台の損傷と振動を低減する。常時鉛直荷重は SPD に伝えず、すべり支承と HDR が支持しているため、損傷した SPD を交換する際橋梁としての機能を停止することなく、ジャッキアップなどの工事也不需要ない。また、SPD は安価な制震デバイスで施工・交換も容易であるため、補修が素早く経済的である。

以上をまとめると、機能分離型免制震橋の特徴は、

- 損傷を特定の部材 (SPD) に誘導することで倒壊のような全壊状態に至る確率の低下 (危機耐性)
- 犠牲部材である SPD は修復・交換が安価で容易 (Resourceful) で、桁端部に設置するため迅速に行うことが出来る (Rapidity)。
- SPD が損傷していてもすべり支承と HDR が上部工の荷重を支持しているため、橋梁の機能は維持されている (Redundancy)。
- 破壊状態の優先順位を SPD, HDR, 落橋とすることで橋脚の倒壊を防ぎ (危機耐性)、落橋に至ったとしても復旧が上部工のみで済む。(特に水上では橋脚の新設は困難である)
- 従来の免震橋のような桁端部の支承の劣化を防ぐ。

3. 解析方法とモデル化

本研究で提案した機能分離型免制震橋と従来の耐

震，免震橋の相違について，道路橋示方書に示されたレベル2タイプ2の設計用地震波を用い，地震応答解析を行い，その非線形応答特性を比較する．

(1) 構造系のモデル化

モデル1の耐震橋では，橋脚と上部工が剛結されたとして図-4(a)に示すように，1質点系とする．橋脚は鋼製橋脚として，橋脚バネには鋼製橋脚のために開発された高度な履歴モデルである曲線近似モデルを用いる．

免震橋のモデル2では，下部構造と上部工の間の鋼製支承を高減衰ゴム支承（HDR）に替え，下部構造と支承がそれぞれ変形し荷重が生じるため，橋台の自重を表す質点と橋台及びその上の支承のバネ，橋脚の自重と橋脚，支承のバネを加え，図-4(b)に示す3質点系とする．

モデル3の機能分離型免制震橋では橋台部のHDRの代わりに，滑り支承の設置とともに，SPDとビンガムダンパーを直列している．SPDの非線形バネとビンガムダンパーの非線形ダッシュポットの直列し，Maxwellモデルのようなダンパーバネでモデル化する．なお，滑り支承，あるいは従来橋梁の鋼製ローラがスライダーでモデル化し，ダンパーらのMaxwellバネと並列する．図これら直列と配列バネらが構成された橋台部の支承周りのバネをレオロジーバネとし，機能分離型免精神橋は図-4(c)に示す3質点系とする．

(2) 3質点系モデルの定式化

一般化された3質点系モデルを図-5に示す．質点番号をそれぞれ1～3とおき，4つのばねの弾性域剛性をそれぞれ k_1, k_2, k_3, k_4 とする．レオロジーモデルの弾性域剛性はスライダーのバネを無視し，早い速度の载荷でダッシュポットがロックされた状態とし，SPDの非線形バネの弾性域剛性とする．

ここで，4つのバネでは，それぞれのばね変形 u

を各質点の変位 d から求める．以下に示す．

$$u_1 = d_1 - d_2 \quad (1).a$$

$$u_2 = d_1 - d_3 \quad (1).b$$

$$u_3 = d_2 \quad (1).c$$

$$u_4 = d_3 \quad (1).d$$

ここでは， u_m はバネ m の変形量($m = 1, 2, 3, 4$)， d_n は質点 n の変位($n = 1, 2, 3$)である．続いて，それぞれのばねの変位 u_m と剛性 k_m から，ばね反力 f_m を求める．

$$f_1 = u_1 k_1 \quad (2).a$$

$$f_2 = u_2 k_2 \quad (2).b$$

$$f_3 = u_3 k_3 \quad (2).c$$

$$f_4 = u_4 k_4 \quad (2).d$$

また，それぞれのばね反力の合計である質点のばね復元力は以下ようになる．

$$r_1 = f_1 + f_2 \quad (3).a$$

$$r_2 = f_3 - f_1 \quad (3).b$$

$$r_3 = f_4 - f_2 \quad (3).c$$

式を整理して，

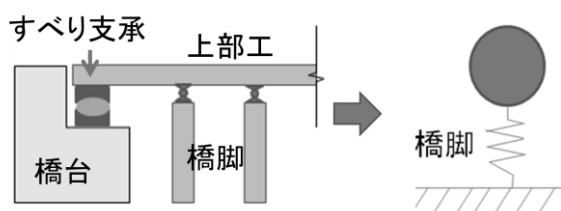
$$r_1 = (k_1 + k_2)d_1 - k_1 d_2 - k_2 d_3 \quad (4).a$$

$$r_2 = -k_1 d_1 + (k_1 + k_3)d_2 \quad (4).b$$

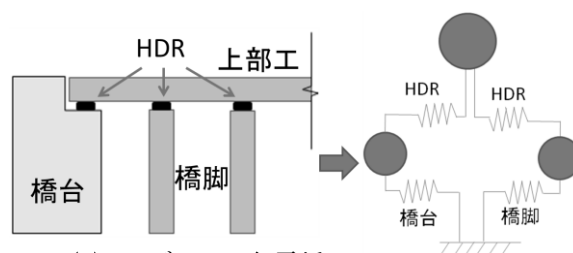
$$r_3 = -k_2 d_1 + (k_2 + k_4)d_3 \quad (4).c$$

となる．下記のように行列式に書き換える．

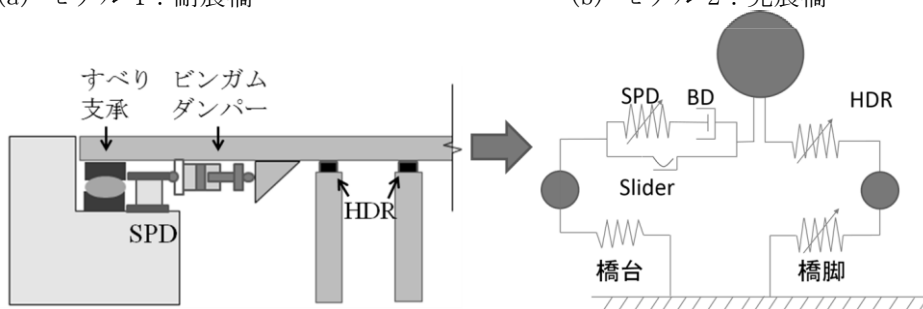
$$\begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_1 & -k_2 \\ -k_1 & k_1 + k_3 & 0 \\ -k_2 & 0 & k_2 + k_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \end{Bmatrix} \quad (5)$$



(a) モデル1：耐震橋



(b) モデル2：免震橋



(c) モデル3：機能分離型免制震橋

図-4 検討対象構造と解析モデル

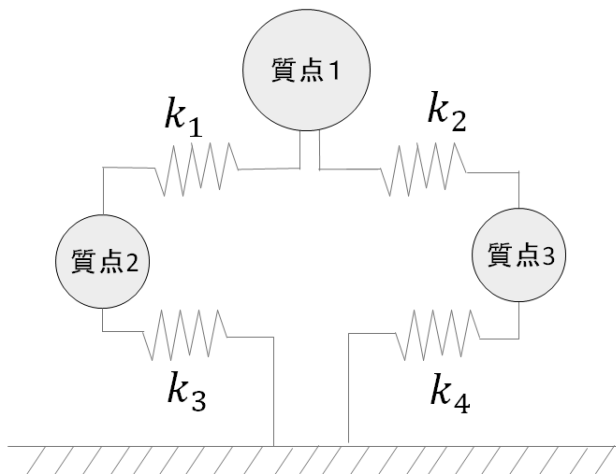


図-5 3質点系モデル

(3) 非線形部材の復元力モデル

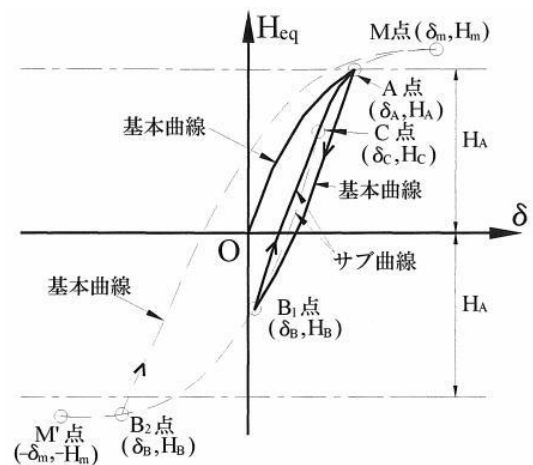
各モデルの非線形部材として、鋼製橋脚、HDR、せん断パネルダンパー (SPD)、速度依存性のあるビンガムダンパー、すべり支承計5種類がある。

鋼製橋脚は、図-6 に示す党ら¹⁹⁾が提案した曲線近似モデルを用いる。鋼製橋脚は地震力を受ける際、復元力履歴曲線は滑らかな曲線となり、地震力を受ける初めは剛性の変化は小さく、最大荷重点に近づけば近づくほど剛性の低下が早くなる特性を表現しているモデルである。曲線近似復元力履歴モデルは基本曲線、除荷及び再載荷時に用いるサブ曲線、最大荷重点を超えた後の劣化曲線で構成されている。復元力曲線は剛性が徐々に低下していくため、履歴曲線を3次曲線で近似している。

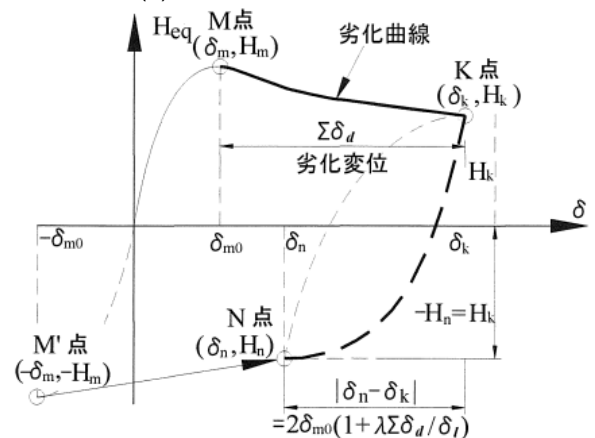
なお、最大荷重点 M を超えると橋脚基部で塑性化が進み、局部座屈が生じ、橋脚頂部における水平力は変位の増加とともに低下し、劣化が始まる。その際の荷重 - 変位関係の直線の勾配は負となる。橋脚の耐力の低下は橋脚の劣化域の変位増分 $\delta_d (= |\delta_k - \delta_m|)$ の累積値 $\Sigma \delta_d$ に関係していると考え、劣化域における等価水平力 H_{eq} と累積劣化変位 $\Sigma \delta_d$ の関係を劣化曲線で近似する。橋脚基部の局部座屈などが進むにつれ、弾性剛性 K_e は低下し、最大荷重点が現れる間の区間、すなわち劣化のない塑性が拡大する。

構造パラメーターとして、弾性域剛性 k_p 、降伏変位 δ_{py} 、最大荷重点 (δ_{pm}, f_{pm}) 、終局点 (δ_{pu}, f_{pu}) 、劣化による弾性域剛性軟化を示す無次元化された係数 κ 、最大荷重点間距離すなわち座屈しない安定域の大きさの拡大を示す係数 λ がある。これらのパラメーターについて、モデル1が十分な耐震を持つように断面設計して計算する。

高減衰ゴム支承 (HDR) について、ハードニング効果をスムーズに再現できる修正 Park-Wen モデル²⁰⁾を用いて、1方向のみの変形のみを与え、HDR の非線形復元力を算出する。ただし、ここでは1方向のみ履歴曲線を表すため、切片荷重がひずみに依存する Bouc-Wen モデル²¹⁾、すなわち修正 Bouc-Wen モデルと見なせる。



(a) 基本曲線とサブ曲線



(b) 劣化域の履歴則則

図-6 曲線近似モデルの概要

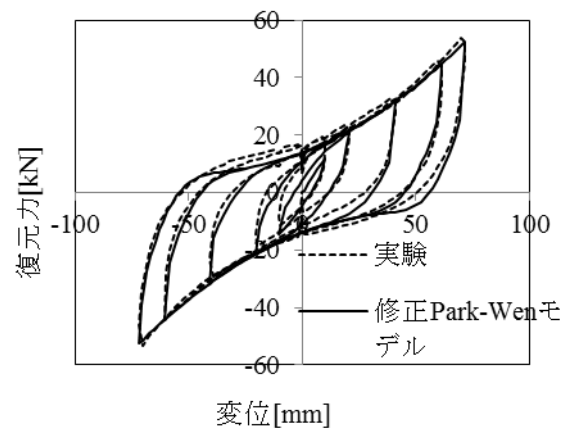


図-7 一方向載荷時の修正 Park-Wen モデルの復元力履歴曲線 (修正 Bouc-Wen モデル)

修正 Bouc-Wen モデルの特徴としては、せん断ひずみ ε の 2 次関数を履歴曲線の包絡線に用いているためゴム支承の大変形時のハードニング除荷時の膨らみなどの非線形挙動を表現できる。

以前行われた SPD の載荷実験²²⁾から、その履歴特性は 2 次勾配のないバイリニアモデル (完全弾塑性モデル) で表現する場合が多いが、本研究ではバイリニアモデルの曲線版と見なせる Bouc-Wen モデルを用いて解析した。なお、滑り支承は摩擦係数

0.05 の摩擦スライダーで近似する。

ビンガムダンパー (BD) の復元力履歴は従来の実験²³⁾から、BD の速度依存性と温度依存性が少なく、非線形(Sub-damping)減衰特性、すなわち、低速域では速度の低下によって荷重の低下が早いがある速度以上の荷重なら安定な復元力履歴を得られることが分かった。したがって、本研究では BD において、 $\alpha=0.1$ として、減衰係数は安定した速度で荷重されたときに BD の荷重が SPD の降伏荷重より低くするように設定した。橋台は常に弾性を保つとする。

4. 機能分離構造の耐震設計と耐震性能

(1) ベンチマーク橋梁

従来の耐震設計された橋梁構造と免震橋および機能分離型免制震橋の耐震性能の相違を検討するために、一般国道 294 号栃木県那須烏山市に位置する山あげ大橋をベンチマーク橋梁として参考し構造諸元²⁴⁾を決定し、耐震性能を確報したレベルの橋梁構造の地震時挙動を比較する。

上部工荷重は山あげ大橋の 5 本の橋脚それぞれの地震時保有水平耐力法レベルでの許容鉛直荷重の合計とし $m_1=1560t$ となる。橋脚の高さ 5 本の橋脚の算術平均とし、16m とする。5 本の橋脚の質量について、概ね上部工の半分とし、地震応答解析モデルにおける橋脚質点の質量はさらにその上部の 1/3 とし、橋脚質点 $m_2=260t$ (5 本合計) とした。2 つの橋台の質量が橋脚 5 本の合計と同じだとして、 $m_3=260t$ とした。

(2) 耐震橋モデルの橋脚断面設計

モデル 1 は耐震橋で 1 自由度系としているため、上部工の諸元は上述したとおりとし、ここでは橋脚を設計する。

橋脚は鋼製矩形断面とし、橋脚の補剛板幅、板厚、ダイヤフラム間隔、補剛材幅の 4 つのパラメータを設定する。ここで、細長比パラメータ λ 、幅厚比パラメータ R_R 、 R_F が道路橋示方書 V 耐震設計編 11.4 に規定される値を満足するように設定する ($0.2 \leq \lambda \leq 0.5$, $0.3 \leq R_R \leq 0.5$, $0.3 \leq R_F \leq 0.5$)。

細長比パラメータ、幅厚比パラメータ R_R , R_F の式は以下になる。

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{l}{r} \quad (4)$$

$$R_R = \frac{b_F}{t_F} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad (5)$$

$$R_F = \frac{b_F}{t_F} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (6)$$

ただし、

σ_y : 鋼製橋脚の降伏応力であり、本研究では鋼材

に SM490 を使用するため $\sigma_y = 325(\text{MPa})$

とする。

E : 鋼材のヤング率であり、 $E = 206(\text{GPa})$ とする。

l : 有効座屈長であり、鋼製橋脚を片持ち梁として $l = 32(\text{m})$ とする。

r : 断面 2 次半径

b_F, b_W : 道路橋示方書鋼橋編 16.5.2 で定義される補剛板 (フランジ, ウェブ) の全幅 (m)

μ ; ポアソン比 (=0.3)

k_F, k_W : 道路橋示方書 V 耐震設計編 11.4 で定義されるフランジとウェブの座屈係数

細長比パラメータと幅厚比パラメータが規定を満足していることを確認したら、続いて軸力を計算し、降伏モーメント、降伏荷重、剛性、降伏変位を計算する。断面設計の詳細は紙面上都合で割愛するが、上記の細長比パラメータ λ 、幅厚比パラメータ R_R , R_F が合理的な範囲に入ることによって、最大荷重点について、近似的に $H_m = 1.5H_y$ 、また $\delta_m = 3\delta_y$ とする。

最後に、レベル 2 設計用地震波を入力して応答を計算し、橋脚の最大応答変位が最大荷重点を超えないことを条件に、橋脚の初期コストを抑えるために出来るだけ寸法を小さくするように、補剛断面を決める。

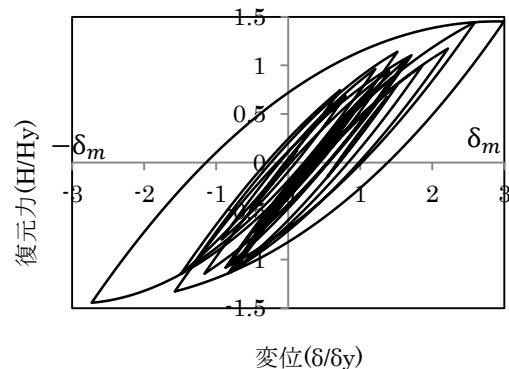


図-8 モデル 1 の鋼製橋脚の復元力履歴曲線

その結果、橋脚の断面のパラメータとして、補剛板幅、板厚、ダイヤフラム間隔、補剛材幅をそれぞれ $b = 2.1\text{m}$, $t_e = 8\text{mm}$, $a = 2.1\text{m}$, $b_s = 0.2(\text{m})$ とした。そのとき、 $\lambda = 0.494$, $R_R = 0.4937$, $R_F = 0.317$ となり、いずれも道路橋示方書の規定を満たしている。また、降伏震度は $0.492g$ 、固有周期は $0.985(\text{s})$ となった。JR 鷹取 (レベル 2 タイプ II) を入力した時、鋼製橋脚の履歴曲線を図-8 に示している。ただし、復元力と変位をそれぞれ降伏荷重と降伏変位で無次元化している。

(2) 免震橋の設計と地震応答

本研究では、道路橋示方書に記載される、橋脚は限定的な塑性状態に留め、免震支承にはエネルギー吸収を確保できる限界の状態とし、HDR の許容せん断ひずみを 250% とする。したがって、モデル 2 の免震橋ではモデル 1 と同条件の橋脚を使用し、HDR の諸元を決定する。

本研究で使用する超高減衰積層ゴム支承の剛性、降伏荷重は道路橋の免震・制震設計法マニュアル(案)¹⁷⁾を参考し、設計せん断ひずみ G_1 、 G_2 を算出して、修正 Bouc-Wen モデルのパラメータ $A, \alpha, K_1, \beta, \gamma$ を設定する。ただし、 $\alpha = G_2/G_1$ とし、 $A = 1$ 、 $\beta = \gamma$ と簡便化し、HDR の降伏変位 $\delta_y = Q_d/k$ より β, γ を決定した。

2つの橋台、ベンチマーク橋梁の山あげ大橋を参考して、5本の橋脚の上にそれぞれ2基ずつ設置する。使用するHDRは400(mm)×400(mm)×70(mm)とし、モデル1の設計と同様の地震波を入力して応答を計算し、最大応答変位が橋脚の場合はモデル1同様最大荷重点を超えないように、HDRの場合は許容せん断ひずみ250%を超えないように必要に応じて相似比を乗じて寸法を変更することで設計した。

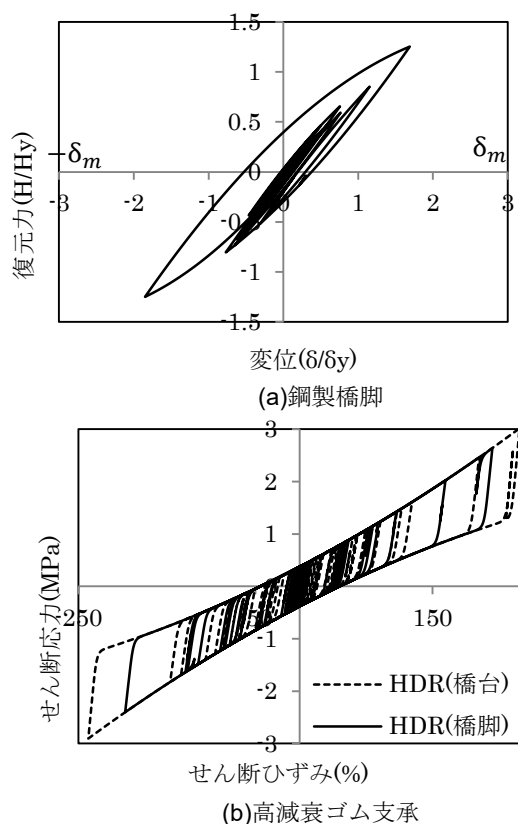


図-9 モデル2の復元力履歴曲線

その結果、相似比は1.4とし、1～3次固有周期はそれぞれ0.86(s)、0.156(s)、0.183(s)となり、地震応答による復元力履歴曲線を図-9に示す。

(3) 機能分離型免制震橋の設計と地震応答

モデル3の機能分離型免制震橋では、橋脚とHDRの条件はモデル2と同様で、SPDとBDを設計する。本研究ではモデル3は、部材ごとのエネルギーの吸収の優先度を順にSPD、HDR、橋脚となるように設計する。これは部材が破壊した際の交換の容易さ、迅速さである「レジリエント」と破壊の優先順位で設定する「危機耐性」を考慮した設計である。

SPDの諸元はAokiら²²⁾の実験で用いられたSPDの供試体(156×156×6)に相似率を乗じて寸法を変

更して使用する。SPDの破断ひずみを30%とし、レベル2地震時には破断ひずみに至る寸前で設計した結果、相似比は4.3、台数は8台となった。すなわち、幅670mm、厚さ25.8mmの正方形極軟鋼のせん断パネルを用いたSPDを各橋台ビンガムダンパーはSPDと直列に設置するためSPDと同数とし、減衰力はSPDの降伏荷重の1.1倍とする。また、減衰指数は0.1とする。すべり支承の摩擦係数は0.05とする²⁵⁾。

モデル3を用いた場合の地震応答および復元力履歴曲線は図-10に示す。

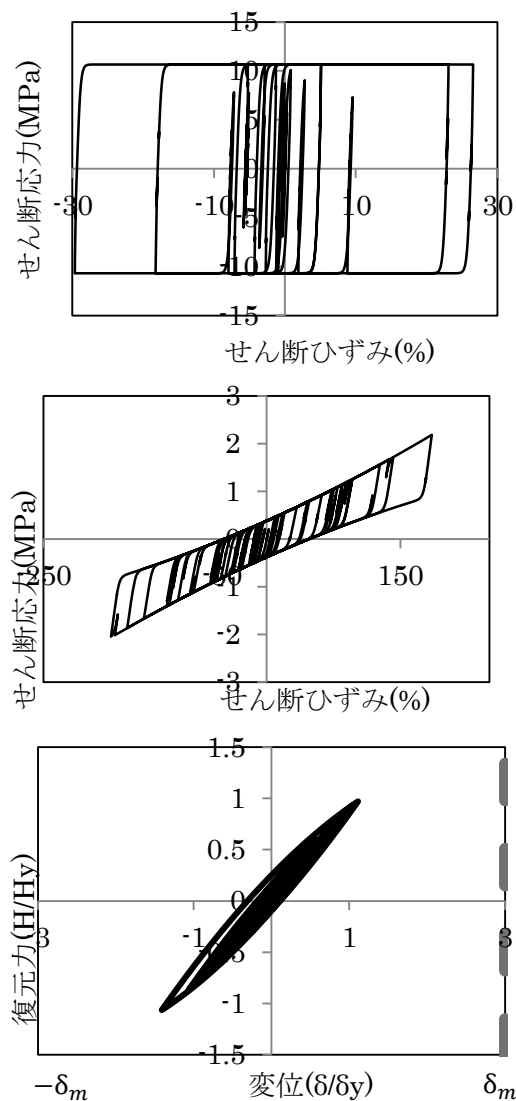


図-10 モデル2の復元力履歴曲線

図に示すように、モデル1とモデル2と比較した場合、モデル3の橋脚及び支承部の地震応答は大きく低減されたことが分かる。さらに、橋脚はほとんど弾性域に抑えられ、橋脚部の反力も約0.5 H_y 程度低減させた。なお、モデル2の支承部の応答において、橋台部の剛性が大きいため、橋台部における支承が橋脚部の支承により大きい、これは近年のゴム支承の被害は桁端部、橋台部に集中している現象にも

合致している。橋台部の HDR の代わり制震ダンパーを入れたことで、大きな反力を生じず地震エネルギーを吸収したと思われる。

5. まとめ

本研究では、機能分離の概念を免制震橋への実装の一つの提案を検討し、常時鉛直荷重の支持、回転機能をすべり支承、桁の温度伸縮による変形の吸収機能をビンガムダンパー、地震エネルギーを吸収する機能をせん断パネルダンパーなどに分散すること構造を提案した。提案構造をモデル化するとともに、従来の耐震構造と免震構造と比較した結果、橋台部の HDR の代わりに制震ダンパーを配置した場合、橋全体の地震時応答が抑えられたとともに損傷が SPD に集中していることも確認できた。

今後では、漸増動的解析など高度な地震応答性能評価手法を用い、想定外地震における各構造の危機耐性を比較することがや、複数の部材の単価を最適化した耐震設計法や、従来の橋梁とのライフサイクルコストの比較など、今後の多くの課題が残されている。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 1 土木建造物の被害(橋梁)，1996。
- 2) 土木学会東日本大震災被害調査団(地震工学委員会)：「緊急地震被害調査報告書」，2011
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)，丸善，2012.9
- 4) 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(1)試案構築にむけての考察，第 35 回地震工学研究発表会講演論文集，講演番号 A11-824，12p.，2015.10。
- 5) 高橋良和，秋山充良，片岡正次郎，本田利器：「危機耐性」を考慮した耐震設計体系(3)道路橋示方書から読み取る「危機耐性」と国内外の動向を踏まえた課題の整理，第 35 回地震工学研究発表会講演論文集，講演番号 A11-806，10p.，2015.10。
- 6) Michel Bruneau，Andrei Reinhorn：Overview of the Resilience Concept，Proc. of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering，Paper No. 2040，2006.4。
- 7) 西村隆義，室野剛隆，本山紘希，五十嵐晃：危機耐性を高める自重補償構造の提案と成立性，第 18 回性能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，p 299- 304，2015.7。
- 8) 谷口惺，堀岡良則，杉山裕樹：西船場 JCT における既設橋梁拡幅部の耐震設計，第 18 回性能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，p 295- 298，2015. 7。
- 9) 林訓裕，足立幸郎，甲元克明，八ツ元仁，五十嵐晃，党紀，東出知大：経年劣化したゴム支承 (LRB) の残存性能に関する実験的考察，第 16 回性能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，Vol.16，pp.449-456，2013。
- 10) 林訓裕，足立幸郎，甲元克明，八ツ元仁，五十嵐晃，党紀，東出知大：経年劣化した鉛プラグ入り積層ゴム支承の残存性能に関する実験的検証，土木学会論文集 A1，Vol.70(4)，pp.1_1032-1_1042，2014。
- 11) 林訓裕，足立幸郎，五十嵐晃，党紀，濱野真彰，東出知大：積層ゴム支承の経年劣化損傷が残存性能に与える影響検討，第17回性能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，Vol.17，pp. 197-202，2014。
- 12) 大門大，水谷明嗣，中山裕昭，鈴木森晶：損傷したゴムダンパー(HDR-S)の耐震性能の確認試験，第 18 回性能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，p 295- 298，2015. 7。
- 13) 党紀，東出知大，五十嵐晃，足立幸郎，林訓裕：ゴム支承(LRB)の経年劣化が橋梁構造の耐震性能に及ぼす影響に関する解析的研究，土木学会論文集 A1,71(4):pp.1_713-1_724，2015。
- 14) 党紀，佐藤拓，五十嵐晃，足立幸郎，林訓裕：ベイズ確率推定と漸増動的解析(IDA)による経年劣化支承(リング沓)の耐震性能評価，土木学会論文集 A1,72(4)，2016。
- 15) 林訓裕，足立幸郎，坂本直太，五十嵐晃，党紀：ゴム支承の損傷メカニズムに関する基礎的検証，土木学会論文集 A1,71(4):pp.1_525-1_536，2015。
- 16) 土木研究センター：わが国の免震橋事例集，2011.12。
- 17) 社団法人 日本道路協会：道路橋支承便覧，平成 16 年 4 月
- 18) 和田章，岩田衛，清水敬三，安部重孝，川合廣樹：建築物の損傷制御設計，丸善，2005。
- 19) 党紀，青木徹彦：鋼製橋脚の曲線近似復元モデルおよび実験検証，土木学会論文集，A2(応用力学)，Vol. 68，No. 2 (応用力学論文集)，1_495 - 1_497，2012
- 20) 党紀，五十嵐晃，村越雄太：高減衰ゴム支承の水平 2 方向・大ひずみ変形時の挙動を表現した 2 方向復元力モデルの開発，土木学会論文集 A1, 72(1):pp. 250-262，2016
- 21) Y.J.Park, Y.K.Wen, and A.H-S.Ang：Random Vibration of Hysteretic Systems under Bi-directional Ground Motions，1968，Earthquake engineering and structural dynamics,vol.14,543~557
- 22) T.Aoki, J. Dang & C. Zhang：Dynamic shear tests of low-yield steel panel dampers for bridge bearing
- 23) 水野千里，青木徹彦，鈴木森晶：微笑粉体とオイルを混合したビンガムダンパーの耐震性能実験，愛知工業大学研究報告，第 43 号，p 123-124，2008
- 24) 財団法人土木研究センター：わが国の免震橋事例集，p 11-16，2011/12
- 25) 中村秀司，西本晃治，富本淳：球面すべり支承 NS-SSB の開発，新日鉄住金エンジニアリング技報 Vol. 6(2015)