危機耐性と経年劣化を考慮した 機能分散型免制震構造の一提案

党紀¹・金井寛裕²・Bidha L. Joshi³

¹正会員 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 255) E-mail:dangji@mail.saitama-u.ac.jp

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 255) E-mail: s12TC024@mail.saitama-u.ac.jp

³ Nonmember of JSCE, Graduate school of Saitama University, (255 Shimo-Ohkubo Sakura Dist. Saitama City) E-mail: s15ME126@mail.saitama-u.ac.jp

本研究では、危機耐性と経年劣化の問題を意識し、従来の免震橋では HDR 免震支承に集中した機能を 複数のディバイスに分散する方法を提案し、またこの機能分散の概念を免制震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ィバイス、地震エネルーギ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ィバイス、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.

Key Words: anti-catastrophe, aging deterioration, function scattered structure, isolated bridge

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M(9.0),2016年の熊本地震など,橋梁等の構 造物に多くの被害^{1,2}をもたらした.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やレジリエントのの 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^か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⁹ 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ィバイ 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 ーなどのディバイスは,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.

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^{10,17}を有している優れたディバ イスであるが、多数の機能を一つのディバイスに盛り込 むことによって、ディバイスの生産、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、様々な外乱や使用と伴う 劣化による損傷のリスクも一つのディバイスに集中し, また,一つのディ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 数のディバイスに分散する方法も考えられる.機能の分 離によりディバイスの目的が絞られ、生産もディバイス 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、一つのディバイスで、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.

本研究では、危機耐性と経年劣化の問題を意識し、 機能分散型免制震構造の概念の一つの実装を提案する. 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ィバイス、地震エネルーギを 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ィバイス、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. 機能分散型免制震

(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 能や地震エネルーギ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 確報するために、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載荷を 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、下記の問題点がも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、
 ディ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しにくい。
- C) 多くの役を務める時に、それぞれの役で損傷す る可能性は同じディバイスに集中し、製品の耐 久性、品質の均一性、実使用環境への理解と配 慮が多くの要因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,一つのディ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,常時荷重を維持しづつ,耐 震性能を回復するなど高度なレジリエンス性能 に対応し難しい.





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.



図-3 機能分散型免制震橋の概念の一例

複数のディバイスに機能分散

図-2機能集中と機能分散型免震橋の概念図

(2) 機能分散型構造の特徴

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ィ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 ディバイスに分散化する構造を機能分散型構造とする.

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 耐久性を複数のディ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.

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

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

表-1 デバイスにごとの機能

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.

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されることにより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、ジャッキーアップなどの工事も必要ない.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、機能分散型免制震橋の特徴は、

- A) 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)
- B) 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).
- C) 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).

- D) 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)
- E) 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散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の機能分散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、機能分散型免精神橋は図-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、早い速度の載荷でダ 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.



図-5 3 質点系モデル

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.

$$\begin{array}{ll} u_1 = d_1 - d_2 & (1). a \\ u_2 = d_1 - d_3 & (1). b \\ u_3 = d_2 & (1). c \\ u_4 = d_3 & (1). d \end{array}$$

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。

$$\begin{array}{ll} f_1 = u_1 k_1 & (2). a \\ f_2 = u_2 k_2 & (2). b \\ f_3 = u_3 k_3 & (2). c \\ f_4 = u_4 k_4 & (2). d \end{array}$$

また,それぞれのばね反力の合計である質点のばね復 元力は以下のようになる.

$$\begin{array}{ll} r_1 = f_1 + f_2 & (3). a \\ r_2 = f_3 - f_1 & (3). b \\ r_3 = f_4 - f_2 & (3). c \end{array}$$

式を整理して,

$$r_1 = (k_1 + k_2)d_1 - k_1d_2 - k_2d_3 \qquad (4).a$$

$$r_2 = -k_1d_1 + (k_1 + k_2)d_4 \qquad (4) h$$

$$r_{2} = -k_{1}d_{1} + (k_{1} + k_{3})d_{2} \qquad (4).k$$

$$r_{2} = -k_{1}d_{1} + (k_{1} + k_{3})d_{2} \qquad (4).k$$

$$I_3 = -\kappa_2 u_1 + (\kappa_2 + \kappa_4) u_3$$
(4).

となる. 下記のように行列式に書き換える.

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

(3) 非線形部材の復元カモデル

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 δ_d (= $|\delta_k - \delta_m|$)の累積値 $\sum \delta_d$ 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 $\sum \delta_d$ 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 スムースに再現できる修正 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.



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)

図-7 に示すように,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²⁰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載荷な 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, α=0.1 として,減衰係 数は安定した速度で載荷されたときに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. 機能分散構造の耐震設計と耐震性能

(1) ベンチマーク橋梁

δ

従来の耐震設計された橋梁構造と免震橋および機能分 散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 ($0.2 \le \lambda \le 0.5$, $0.3 \le R_R \le$ 0.5, $0.3 \le R_F \le 0.5$).

細長比パラメータ,幅厚比パラメータ R_R, R_F の式は以下のようになる.

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

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

$$R_F = \frac{b_F}{t_F} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}}$$
(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 $\sigma_y = 325$ (MPa)

とする.

E: 鋼材のヤング率であり, E = 206(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(*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 が合理な範囲に入ることで、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.

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 $b = 2.1m, t_e = 8mm, a = 2.1m, b_s = 0.2(m)$ 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(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.



(b)高減衰ゴム支承 図-9 モデル2の復元力履歴曲線

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, α , K_1 , β , γ を設定する. ただし, $\alpha = G_2/G_1$ とし,A = 1, $\beta = \gamma$ と簡単化し, HDRの降伏変位 $\delta_{\gamma} = Q_d/k$ 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.

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)となっり,地震応答による 復元力履歴曲線を図-9 に示す.



(3) 機能分散型免制震橋の設計と地震応答

モデル3の機能分散型免制震橋では、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²⁰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²⁰.

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0.5H_y程度低減させた.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.

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、橋台部の支承が橋脚部の支承により大 きく変形している.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.

モデル3の各部材によるエネルギー吸収量の分布を図 -11 に示す。図に示すように、橋台と桁両側に設置した SPD が全体の約半分のエネルギー吸収量を担っている, 構造の部材の中の主要なエネルギー吸収部材であり、残 り半分は HDR と橋脚で分担し、HDR の作用も大きく, Pier のエネルギー吸収量がわずか1割で、橋脚の地震時 損傷が抑制されておる。



図-11 モデル3(機能分散)のエネルギー吸収量の分布

5. 漸增動的解析

(1) 漸増動的解析(Incremental Dynamic Analysisの概要

本研究では3つのモデルにおいて、大地震発生時の耐 震性能と危機耐性を比較するために、漸増動的解析 (IDA)³⁰を行う. IDA では入力する地震動の倍率を漸増 させて、繰り返し非線形動的解析を行い、構造物の動的 応答と入力地震波の強さの関係から構造物の耐震性能、 破壊する部材の順序、動的安定性限界を評価する手法で ある。また、多数の地震波を入力して得られたIDA曲線 の中央値からフラジリティカーブを計算し、地震波の不 確定性を考慮した構造物の耐震安全性を確率論的に評価 することが出来る。中央値を用いた理由は、算術平均は 破壊済みの応答を利用できず未破壊の応答のみが考慮さ れ、計算値に偏りが出るからである。

本研究では、モデル2とモデル3に関してはいずれか 1つのDamage Index(DI)が1を超えた段階で終局状態 とみなす。また、入力する地震動がPGA100gal ずつ増え るように設定した。下記のように示す。

$$\lambda_i = 100 \times i/PGA \tag{7}$$

ここで、

i:倒壊までのステップ数

また、DIは以下の式で定義する。

$$DI_{SPD} = d_{max,SPD} / (t_{spd} \times 0.3)$$

$$DI_{upp} = d_{max} / (t_{spd} \times 2.5)$$
(8)
(9)

$$DI_{HDR} = d_{max,HDR} / (t_r \times 2.5)$$
(9)
$$DI_{Pier} = d_{max,Pier} / \delta_{max}$$
(10)

ここで、

dmax:それぞれの部材に生じた最大応答変位

 t_{snd} : SPD の鋼部分の高さ

δmax:橋脚の最大荷重点で、式(4,12)に示すとおり である。

 $t_r: HDR のゴム総厚$

SPD と HDR の終局せん断ひずみはそれぞれ 30%と 250%である。また、解析では、

DIが1を超えた時点でそのステップのDIを1とし、部材 が複数の場合はいずれかの部材のDIが1となった段階で 終局とし、次の地震波を入力する。

(2)入力地震動の選定

IDA は様々な地震動に対する確率論的な評価を行うため に、多数の地震波を必要とする。本研究で使用する地震 波は過去に実際に起きた地震波のデータを 100 種類使用 する。ここで、本研究ではDIを用いて構造物の破壊の 仕方について論ずるため、構造物に実際に破壊をもたら す地震波を特に優先して収集する必要がある。そのため に、選定の際には地震波の PGV (Peak Ground Velocity) に着目した。PGV は構造物の損傷に最も深く関係して いる指標であり、PGV が 50cm/sec を超える地震波は構造 物を損傷させる確率が高い。よって、地震波選定の1つ 目の基準として、PGV が 50cm/sec 以上のものを選定した。 しかし、実際に構造物を損傷させた地震波は少ないため、 PGA が 300gal 以上かつマグニチュード6以上のものも収 集した。PGA は地震波によるばらつきが多いものの、 構造物に損傷を与える要因の一つである。



地震波データは、防災科学技術研究所強震観測網(K-net, KiK-net)、気象庁強震観測、PEER Ground Motion Database の3つのWebページを参照し、集めた地震波の中から PGVの大きな順に100種類選出した。同一の地震による 波形は、2つまで利用可能とした。

(3) IDA曲線と耐震性能

モデル3の機能分散免制震橋に100本の地震波を入力 して,得られたそれぞれSPD,HDRと橋脚のIDA曲線 を図-12に示す。図に示すように,IDA曲線の形状はそ れぞれの部材の履歴曲線の包絡線形状との関連性が見ら れ、動的プッシオバー曲線とも言える。

各モデルの橋脚における IDA 曲線を図-13 に示す。図 に示すように、同レベルの地震において、モデル1の橋 脚の応答が一番大きい、モデル3の橋脚の応答が最も少 ない。これは橋台にダンパーを配置することによって制 震効果によって橋梁構造全体のエネルギー吸収能力が向 上した原因と思われる。

各モデルの HDR および SPD における IDA 曲線を図-14 に示す。図に示すように、同レベルの地震において、モ デル3 HDR の応答が少なく、SPD の応答も少ないことが 分かる。なお、大地震において、HDR と SPD の応答の 大きさが切り替えて、SPD の応答が増大し先行破壊する.



図-13 各モデルの橋脚の平均 IDA 曲線(中央値)



本研究の目的の一つである、大地震時に橋梁が破滅的 な状態に陥らない特性の実現であり、様々な地震を経験 している場合、橋梁の主な破壊は交換しやすいSPDに生 じることを検証する必要である。各部材のうち、どちら の部材の DI が 1 となることが破壊として、各レベルの 地震波 100 本を使った解析では、破壊が生じる確率を示 すフラジリティカーブとそれぞれ各部材ごとが破壊の原 因となる割合、すなわち破壊シナリオごとのフラジリテ ィカーブを図-15 に示す. 図に示すように、ほとんどの ケースではSPDが先行に破壊することが分かる。これは 前述した IDA 曲線の結果も合致している.



SPD が発生したレベルより、さらに大きな地震が発生 する場合,HDR の破壊か,橋脚の倒壊,けたと橋台の 衝突,上部工の落橋の可能性と落橋防止装置の効果の検 討などでは,将来では検討する必要がある.

6. まとめ

本研究では、機能分散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、地震エネルーギ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.

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の検討として,従 来の構造物の橋脚倒壊のシナリオから提案構造はほとん ど SPD 先行破壊することが分かった.

(4) 危機耐性

参考文献

- 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土木構造物の被害(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
- 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
- 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.
- Michel Bruneau , Andrei Reinhom : 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, p299-304,2015.7.
- 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,p295-298,2015.7.
- 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.
- 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.I_713-I_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.I_525-I_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
- 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),I_495-I_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
- 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:微小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,p123-124,2008
- 24) 財団法人土木研究センター:わが国の免震橋事例集,p11-16,2011/12
- 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)
- Dimitrios Vamvatsikos, C.Allin Cornell : Incremental Dynamic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.31, pp.491-514, 2002.

(2016.9.2 受付)

Function Scatered Isolated Bridge for Anti-Catastrope Seismic Performance and Sustainability

Ji DANG, Tomohiro KANAI and Bidha L. JOSHI

After experience the unexpected large earthquake like Kobe and Tohoku Earthquake, the proper collapse model of structure under unexpected very rare large earthquake is considered as the next most important concept of seismic design in Japan. As a application of this concept, the Function Scattered Isolation Bridge is proposed in this study. The functions of rubber bearings in general isolated bridge are redistributed into multiple devices such as Shear Panel Damper, Binham Material Damper and Slider Bearings, so that the bridge does not lose its complete functionality in case of unexpected earthquake. The SPD absorbs the earthquake forces and acts as sacrificial component in the structure and the BMD absorbs the temperature deformation of super-structure and be locked under the earthquake. The super-structure is surported by SB so that even the SPD is broken, the bridge can be sustainable after earthquake. Seismic response analysis is conducted to verify the seismic performance of proposed structure with the convenient Seismic Resistant Structure and Seismic Isolation Structure. The damage mode of the proposed structure under unexpected earthquake is evaluated by Incremantal Dynamic Analysis.