

直列ダンパーの動的性能挙動のためのハイブリッド実験

党紀¹・秋池佑香²・山崎信宏³

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正会員 工修 NEXCO西日本コンサルタンツ株式会社 構造技術部
（〒336-0018 埼玉県さいたま市南区南本町2-1-2）

³正会員 工博 日本鋳造株式会社 技術研究所
（〒210-9567 神奈川県川崎市川崎区白石町2番1号）

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震(2011)以降、極大事象に対する配慮が必要とされている。インフラの一部は、災害直後の被災地への緊急輸送路を担うとともに、復旧活動を支援する必要がある¹⁾。土木構造物の耐震設計では、特定の外力レベルに対して、目的性能を満たしていることが照査されているものの、当然ながら、発生し得るすべての地震動レベルを設計段階で解析することができない。これらのことから、構造物やその構造物を含むネットワークが機能麻痺になるのを避け、短期間で機能を回復させる「危機耐性」の概念が構造設計で求められている²⁾³⁾。

2011年東北地方太平洋沖地震や2016年熊本地震では積層ゴム支承の破壊が見られていた。これらの支承の破壊原因の解明や残留性能の判定は、地震直後の難しい課題であった。これは、設計段階で考慮された「最大級地震」(MCE: Most Considered Earthquake)を上回った場合の構造物の分析手法が乏しかったためと考えられる。以前から、構造物の耐力を階層化して、修復しやすい場所に塑性化を誘導する議論がなされているものの、耐力の限界や塑性化の始まりから破壊までの挙動が複雑であること、実験と解析が難しいこと、などから設計では破壊を防ぐことに留まり、破壊を設計するまでに至っていない。また設計の段階で、最大級を超えて、あらゆるレベルの地震動(ALE: All Level Earthquakes)による構造モデルの応答結果を解析し、すべてを可能とする破壊シナリオでの回復時間、波及効果、そして復旧費用をそれぞれ検討し、リスク制御やライフサイクル地震コストの最適化といった危機耐性を定量的に評価する設計法も考えられるが、設計の負担が過大であり、実務的には難しい。

一般的な免震橋梁は、鉛プラグ入りゴム支承(LRB: Lead Rubber Bearing)や高減衰ゴム(HDR: High Damping Rubber)といった免震ゴム支承を用いている。これにより、水平震動の長周期化や付加減衰による免震効果の発揮を期待している。しかしな

がら、免震ゴム支承は、減衰機能と共に鉛直あるいは水平支持機能も担うため、地震時に過大な残留変位や破断などの被害を一旦受けると、鉛直支持の疑わしい場合や復旧までに長い時間が必要となる場合がある。このような背景を踏まえ、あらゆるレベルの地震動に対して、修復しやすい箇所に損傷を誘導し、ゴム支承に集中した機能の一部を分散する免制震機構を提案した⁴⁾。この概念は、すべり支承で橋台上部の鉛直荷重を支持し、鋼製ダンパーと地震動速度に応答依存するシリンダ型ダンパーから成る直列ダンパー(CaSS: Cylinder and Shearing-panel Series)で水平荷重を担う。強震動が生じた場合、震動速度に依存するシリンダ型ダンパーの応答変位が固定されることで、鋼製ダンパーに塑性変形が生じ、地震エネルギーを吸収する。最大級地震を上回る作用が生じ、鋼製ダンパーが破断しても、すべり支承が鉛直支持を担っているため、交換が容易であり早期復旧も可能となる。また、鋼製ダンパーに損傷を誘導させることで、復旧時に比較的高価で交換が難しいHDRの破断リスクを抑制できる。また常時では桁の温度伸縮による水平変形がシリンダ型ダンパーの伸縮により吸収され、鋼製ダンパーやHDRに対する疲労の影響を避けることができる。

このような機構に対し、地震時における橋梁構造物の動的応答は、構造系の振動特性や入力地震動の性質に大きく関係し、免制震装置の特性によっても変化する⁵⁾⁶⁾。そのため、実橋梁へ応用させるには、構造全体の地震応答における免制震装置の動的復元力特性の影響を把握する必要がある。動的実験による信頼性の高い実験データを得ることが重要である。

土木構造物のような大きい構造物の実地震応答を得ようとする、大規模な装置や施設が必要になる。さらに、地震動速度に応答が依存する直列ダンパーの減衰性能の検証には実時間での載荷試験が望ましい。

本研究では、直列ダンパーのみの載荷実験と他部材の動的応答解析によって構造系全体の挙動を評価する実時間ハイブリッド実験手法⁶⁾を採用し、直列

ダンパーの実地震動応答を考慮した免制震橋全体の地震応答特性を検討する。

2. 直列ダンパー（CaSS）による機能分散

従来の免震橋では、橋台や橋脚頂部に設置された高減衰ゴム支承に、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、履歴減衰などの機能が集中している。経年劣化や地震損傷により、HDRが損傷した場合、すべての機能も低下される。そこで、図-1に示すように、連続桁の端部において、既存のスライダ系支承に加え、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。

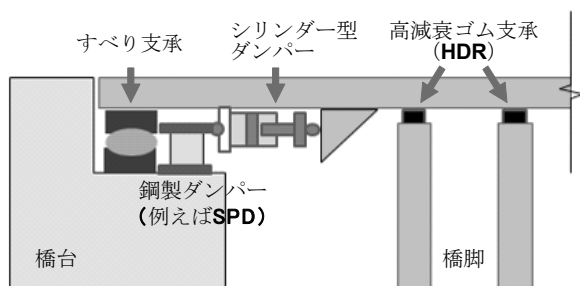


図-1 直列ダンパーによる免震橋の機能分散

3. ハイブリッド実験のシステムの構成

本研究におけるハイブリッド実験は、図-2に示しているように、構造モデル全体の非線形地震応答が解析部で行われ、研究対象となる直列ダンパー（CaSS）だけが抽出され実験部で載荷される。

載荷装置は、図-3に示すように、定格出力±1,000kN、ストローク±250mmの水平アクチュエータを有している。水平アクチュエータは、入力される外部変位(載荷目標変位)で制御されている。実験の制御システムには、運動方程式や復元力の数値解析をHost PCで行うシステムと、DSP (Digital Signal Processor)で行うシステムの2種類を用いる。

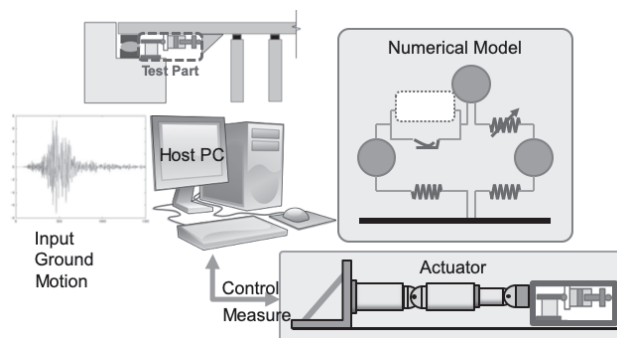


図-2 ハイブリッド実験の概要

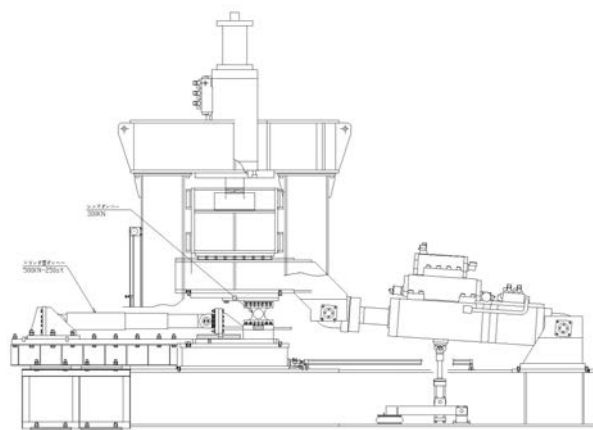


図-3 載荷装置の概要図

DSPとは、電圧（アナログ信号）とデジタル信号との変換処理に特化したマイクロプロセッサであり、一般にリアルタイムコンピューティングで使われる。アナログ入力（AD変換）の原理は、外部入力電圧を基準電圧と比較し、その結果を 2^n に分割してデジタル化するものである。たとえば、±10Vの入力電圧を12bitのデジタル量に変換すると、-10Vが0、0Vが2048、+10Vが4095という数字に対応することになる。アナログ出力（DA変換）は、AD変換と逆で、ほぼ同様の原理により、デジタル量を出力電圧に変換させている。実時間の載荷では、デジタル信号処理のアルゴリズムで大量の演算を素早く行う必要があり、実速度での載荷をアクチュエータに処理させるため、過去の実時間ハイブリッド実験^{6) 10)}にも採用されている。

DSPはエムティティ株式会社製のOMAP-L137 EVM用マルチファンクションIOキット（型式：sBOX II）を用いた。sBOX IIは、T.I社OMAP-L137 EVMとsBOX II-MLT02ボードを組み合わせしており、I/O機能として、アナログ入力（AD変換）が6チャンネルで分解能16bit、アナログ出力（DA変換）が8チャンネルで14bitであり、ともにレンジが±10Vである。

また、制御システムを処理するプログラムは、データ入力・出力およびHost PC制御システムにおける運動方程式などの数値解析をVisual Studio 2017によるVisual C++で、DSPによるアクチュエータ制御などのプログラムをC言語で開発した。

ハイブリッド実験の制御装置Host PCおよびDSPは、載荷実験で得られる直列ダンパーの復元力履歴を考慮したNewmark- β 法（ $\beta = 1/6$ ）による予測子修正子法⁸⁾で構造系全体の挙動を明らかにする。予測子修正子法¹¹⁾とは、まず、増分法で算出した応答予測値を求め、それに対応する各部材の復元力の値を用いて応答予測値を修正する解析手法である。

Newmark- β 法は、陰的積分法（ i ステップの変位から $i+1$ ステップの変位を算出するときに $i+1$ ステップの加速度が必要）であり、構造モデルの周期に対して十分に小さい積分時間刻みでなければ、解

が不安定になり発散してしまう．また，陰的積分法では非線形解析時に構造系の剛性を修正するため，計測された変位と荷重の誤差に影響されやすい．本実験では，予測子修正子法より予測子を初期剛性 K を用いた増分式のNewmark- β 法で求め，非線形部分の復元力を用いて修正子を求めることで，構造系の剛性を修正せずに比較的安定した解を得られる．

ここで，質量 M ，減衰定数 C ，初期剛性 K を有する構造系の，時間刻み Δt の入力地震動に対する応答を考える．入力地震動の $i+1$ ステップにおいて，入力地震動の加速度増分 Δa_g による応答加速度の予測増分 $\Delta \hat{a}$ は，振動方程式より次式となる．

$$\Delta \hat{a} = \frac{M \Delta a_g - A_a a_i - A_v v_i}{\hat{M}} \quad (1)$$

このとき，パラメータ $\hat{M}$ ， A_a ， A_v は，Newmark- β 法 ($\beta = 1/6$) より，

$$\hat{M} = M + \frac{1}{2} C \Delta t + \beta K \Delta t^2 \quad (2)$$

$$A_a = C \Delta t + \frac{1}{2} K \Delta t^2 \quad (3)$$

$$A_v = K \Delta t \quad (4)$$

となる．

応答加速度の予測増分 $\Delta \hat{a}$ より，予測子である加速度 $\tilde{a}_{i+1}$ ，速度 $\tilde{v}_{i+1}$ および変位 $\tilde{d}_{i+1}$ は次式となる．

$$\tilde{a}_{i+1} = a_i + \Delta \hat{a} \quad (5)$$

$$\tilde{v}_{i+1} = v_i + a_i \Delta t + \frac{1}{2} \Delta \hat{a} \Delta t^2 \quad (6)$$

$$\tilde{d}_{i+1} = d_i + v_i \Delta t + \frac{1}{2} a_i \Delta t^2 + \beta \Delta \hat{a} \Delta t^2 \quad (7)$$

修正に用いる非線形部分の復元力は，非線形部分を含む復元力 f から線形部分の復元力 $K \tilde{d}_{i+1}$ を減じた値 ($f - K \tilde{d}_{i+1}$) となる．求めた予測子 $\tilde{d}_{i+1}$ まで載荷したときの復元力 f を，復元力履歴モデルによる数値解析や載荷実験で求める．これより，線形部分と非線形部分の加速度差分 Δa_c は次式となる．

$$\Delta a_c = \frac{\Delta f - K \Delta \tilde{d}}{\hat{M}} \quad (8)$$

したがって，修正子である $i+1$ ステップの加速度 a_{i+1} ，速度 v_{i+1} および変位 d_{i+1} は，次式となる．

$$a_{i+1} = \tilde{a}_{i+1} - \Delta a_c \quad (9)$$

$$v_{i+1} = \tilde{v}_{i+1} - \frac{1}{2} \Delta a_c \Delta t \quad (10)$$

$$d_{i+1} = \tilde{d}_{i+1} - \beta \Delta a_c \Delta t^2 \quad (11)$$

4. 数値モデルの構築

ハイブリッド実験における数値解析には，載荷試験を行う直列ダンパーを含んだ質量，減衰，剛性の各マトリックスが必要である．本研究では，過去の検討⁴⁾にも用いられた山あげ大橋¹²⁾を参考に図-4の構造モデルを作成する．

想定する直列ダンパーと高減衰ゴム支承 (HDR) の配置は，HDR を各橋脚上部に 2 基ずつ計 10 基，直列ダンパーとすべり支承を橋台上部に 2 組ずつ計 4 組設置することを想定した．ただし，本研究で用いる載荷装置では実寸法の鋼製ダンパーに載荷できないため，鋼製ダンパーの相似率は 2.2 とした．

表-1 橋脚の許容鉛直荷重¹¹⁾

橋脚	P_a [tf]
P ₁	379
P ₂	347
P ₃	286
P ₄	278
P ₅	270

表-2 質量と固有周期

	質量 [t]	固有角振動数 [rad]	固有周期 [s]
上部工	1560	10.2	0.616
橋台	260	29.5	0.213
橋脚	260	56.8	0.111

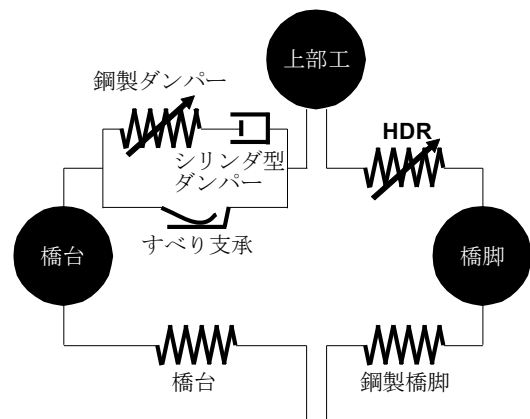


図-4 ハイブリッド実験における解析モデル

上部工質量は，表-1 に示す地震時保有水平耐力の照査による橋脚の許容鉛直荷重の合計を参考にした¹²⁾．橋脚の総質量は簡易的に上部工質量の1/2と仮定し，塑性化が下部の1/3に集中するため，上部工質量の1/6を橋脚モデルの質量とした．橋台モデルの質量も同様に上部工質量の1/6とした．設定した

質量を表-2にまとめる。

橋脚は図-5の断面を有する平均16mの鋼製橋脚と想定し、固定端の片持ち梁と仮定して剛性を定め、簡易的に弾性応答であると仮定した。橋台は、寸法が橋脚の1/2と仮定し、体積比を $1/2^3$ としたため、構造系全体における橋台／橋脚剛性比を16/5とし、橋脚と同様に弾性応答と仮定した。

HDRの諸元は表-3に示す。橋梁に使用するHDRのゴム総厚96mm、有効面積 0.16m^2 、設計ひずみ250%のHDR-S(G10)を10基想定し、道路橋の免震・制震設計法マニュアル¹³⁾に基づいて、バイリニアモデルにおける一次剛性 146.13kN/mm を用いた。

直列ダンパーの剛性は粘弾塑性のため、鋼製ダンパーに等しいとし、実験に用いるレンズ型せん断パネルダンパー(LY225)の静的試験データから橋台部に4台を設置し、そして相似率2.2とした。したがって、ダンパーの剛性は 562kN/mm を用いた。表-4に設定した剛性をまとめる。

剛性マトリックスは、表-4に設定した4つの剛性を図-6の各部材のバネ係数 $k_1 \sim k_4$ と想定する。各部材の復元力 $f_1 \sim f_4$ と各質点の変位 $d_1 \sim d_3$ の関係は次式となる。

$$f_1 = k_1(d_1 - d_2) \quad (12)$$

$$f_2 = k_2(d_1 - d_3) \quad (13)$$

$$f_3 = k_3 d_2 \quad (14)$$

$$f_4 = k_4 d_3 \quad (15)$$

このとき、各質点における復元力 $r_1 \sim r_3$ は、

$$r_1 = f_1 + f_2 \quad (16)$$

$$r_2 = f_3 - f_1 \quad (17)$$

$$r_3 = f_4 - f_2 \quad (18)$$

式(6a～6d)の $f_1 \sim f_4$ を代入し、 $d_1 \sim d_3$ で復元力が下記の式によって得られる。

$$r_1 = (k_1 + k_2)d_1 - k_1 d_2 - k_2 d_3 \quad (19)$$

$$r_2 = -k_1 d_1 + (k_1 + k_3)d_2 \quad (20)$$

$$r_3 = -k_2 d_1 + (k_2 + k_4)d_3 \quad (21)$$

よって、行列式に直すと次式となる。

$$\begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_1 & -k_2 \\ -k_1 & k_1 + k_3 & 0 \\ -k_2 & 0 & k_2 + k_4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \end{Bmatrix} \quad (22)$$

減衰マトリックスは、前述で設定した質量と剛性マトリックスを用いて、減衰定数0.05のレーリー減

衰と仮定して算出した。固有値解析によって算出した固有角振動数と固有周期を表-3に追記する。

すべり支承の復元力 f_{SB} は、入力波の時刻ステップごとにおける直列ダンパーの変位増分 Δu_1 に対して次式の通りに導出される。

$$f_{SB} = f_{SB0} \times \text{sign}(\Delta u_1) \quad (23)$$

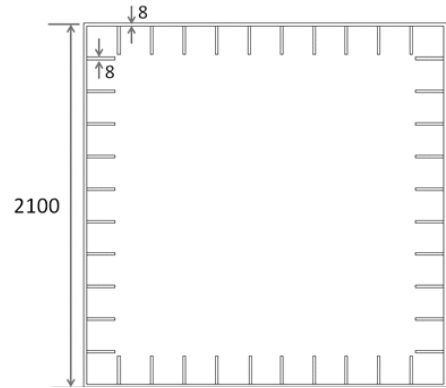


図-5 鋼製橋脚断面 (単位: mm)

表-3 HDRの諸元

種類	HDR-S(G10)
辺長	400 mm
1層厚み	12 mm
層数	8
終局ひずみ	250 %

表-4 構成部材のバネ剛性

	剛性 [kN/mm]
鋼製ダンパー4基 (相似率2.2)	562.0
HDR (10基)	146.1
橋台	203.2
橋脚	63.5

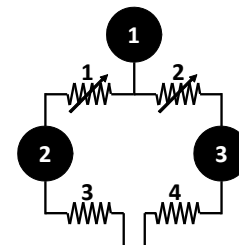


図-6 質点と剛性の関係

このとき、すべり支承の復元力パラメータ f_{SB0} は、上部工荷重 M の1/10に摩擦係数 C_f を乗じたものの橋台2つ分に相当し、摩擦係数 $C_f = 0.05$ とした次式となる。

$$f_{SB0} = C_f \times M \times 2/10 \quad (24)$$

a) HDR の復元力履歴モデル

HDR の復元力履歴モデルには、図-7 と次式に示す 1 方向載荷時の修正 Park-Wen モデル¹⁴⁾を用いた。

$$F(t) = \alpha K_1 \delta(t) + \{(1 - \alpha)K_1 + \beta \varepsilon^2\}Z \quad (25)$$

$\delta(t)$: 非線形部材の変位
 Z : 非線形履歴変位
 ε : せん断ひずみ
 K_1 : 一次剛性
 α : 二次剛性比
 β : 硬化係数

弾性成分 $\alpha K_1 \delta(t)$ と履歴減衰を考慮した弾塑性成分 $\{(1 - \alpha)K_1 + \beta \varepsilon^2\}Z$ を足し合わせることで、復元力－変位関係を表現する。特徴は図-8 に示す通り、せん断ひずみ ε の 2 次関数 $(1 - \alpha)K_1 + \beta \varepsilon^2$ 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も表現できる点である。

非線形履歴変位 Z は、Bouc-Wen モデル¹⁵⁾と同様、次式で与えられる。

$$\dot{Z} = A\dot{\delta}(t) - \beta_z |\dot{\delta}(t)Z|Z - \gamma_z \dot{\delta}(t)Z^2 \quad (26)$$

履歴形状を規定するパラメータ A は履歴変位 Z と変位 δ の関係の初期勾配を表し、HDR および鋼製ダンパーはともに $A = 1$ である。また、パラメータ β_z, γ_z は履歴ループにおける非線形履歴変位 Z の上限値 $Z_n = \sqrt{A/(\beta_z + \gamma_z)}$ に漸近する速度を表す。 Z_n はバイリニアモデルの降伏変位 δ_y に相当し、 $(1 - \alpha)$ は降伏荷重 F_y と切片荷重 Q_u の比 ($Q_u = (1 - \alpha)F_y$) である。

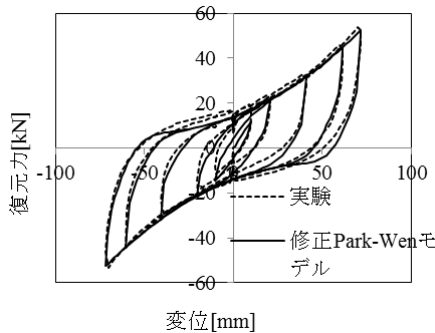


図-7 修正 Park-Wen モデルによる 1 方向履歴復元力¹³⁾

$$f_c = f_{co}(1 + b\varepsilon^2)$$

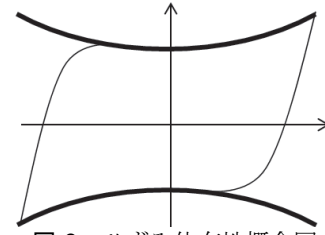


図-8 ひずみ依存性概念図

HDR の β_z, γ_z は道路橋の免震・制震設計法マニュアル¹³⁾に基づいた二次剛性と降伏荷重から降伏変位 δ_y を算定し、非線形履歴変位の上限值 Z_n とした。二次剛性比 α は、同マニュアルより二次剛性と一次剛性のせん断弾性係数比 $G2/G1$ と定めた。硬化係数 β は、せん断ひずみ ε が橋脚 1 基に相当することを踏まえ、 $(1 - \alpha)K_1/5$ と定めた。表-5 に HDR 10 基の修正 Park-Wen モデルパラメータをまとめる。

表-5 HDR 10 基の修正 Park-Wen モデルパラメータ

一次剛性	K_1	146.1	kN/mm
有効せん断厚		96.0	mm
2 次剛性比	α	0.09493	
硬化係数	β	26.5	kN/mm
非線形履歴変位 Z ¹⁴⁾ のパラメータ	β_z	0.02373	
	γ_z	0.02373	

5. 数値実験

ハイブリッド実験の制御システムを開発するに先立ち、実験結果を直列ダンパーの応答を比較するため、鋼製ダンパーとシリンダ型ダンパーの復元力履歴モデルを設定する。鋼製ダンパーの復元力履歴モデルは修正 Park-Wen モデルとする。パラメータ $K_1, \alpha, \beta, \beta_z, \gamma_z$ を同定するため、数値解析による結果が既往の動的せん断試験で得られた履歴曲線に近似するように、パラメータ最適化計算手法の一種である KH 法¹⁶⁾を用いてパラメータを最適化した。表-6 に同定したパラメータ、図-9 に同定したパラメータによる解析結果と試験データの比較を示す。

表-6 鋼製ダンパーの修正 Park-Wen モデルパラメータ

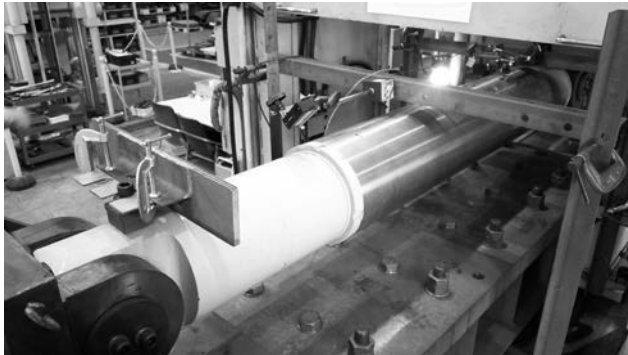
一次剛性	K_1	63.9	kN/mm
有効せん断厚		156.0	mm
2 次剛性比	α	0	
硬化係数	β	225.0	kN/mm
非線形履歴変位 Z ¹⁴⁾ のパラメータ	β_z	0.2397	
	γ_z	0.1997	



(a) 載荷装置に設置された試験体



(b) 鋼製ダンパーとシリンダ型ダンパーの接合部



(c) シリンダ型ダンパー



(d) Host PC の設置

図-10 実験準備の様子

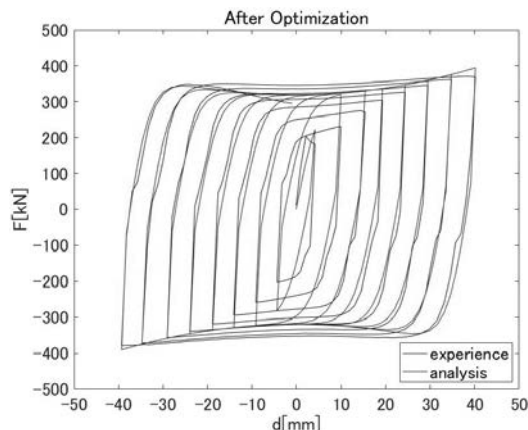


図-9 水平方向載荷試験データと解析結果の比較

入力波のステップごとのシリンダ型ダンパー変位増分 Δu_{CD} は次式となる。

$$\Delta u_{CD} = \Delta t \times \left(\frac{f_n}{C_d} \right)^{1/\alpha} \quad (27)$$

Δt : 時間増分

f_n : 前ステップでの
直列ダンパーの復元力

C_d : シリンダ型ダンパーの減衰定数

α : シリンダ型ダンパーの減衰指数

このとき、直列ダンパーの変位増分 Δu_1 とシリンダ型ダンパーの変位増分 Δu_{CD} の差分 ($\Delta u_1 - \Delta u_{CD}$)

が鋼製ダンパーの変位増分となる。シリンダ型ダンパーの減衰定数 C_d は、設置数 4 と相似率 2.2 を考慮した鋼製ダンパーの剛性 562kN/mm と降伏変位 11.0mm より算出した降伏荷重の 1.5 倍とした。また、シリンダ型ダンパーの減衰指数 α は 0.1 とした。

6. ハイブリッド実験の結果

実験は、載荷速度 2mm/s, 10mm/s, 20mm/s, Host PC 演算による実時間速度で連続して実施した。載荷実験のよう数は図-10 に示す。

各載荷速度条件における橋台上部の復元力履歴曲線を数値解析モデルと比較した結果を図-11 に示す。

数値解析モデルとの誤差は載荷速度が遅くなるほどに顕著に表れ、特に載荷速度 2mm/s では、最大復元力が解析モデルより約 21% 減少し、最大応答変位が解析モデルの約 2 倍に達した。地震動速度に応答が依存するダンパーは実時間載荷によって実際の地震時応答をすべきであることは既往の研究⁶⁾からも明らかにされているが、本実験によって低速度における直列ダンパーの剛性低下が定量的に評価できた。

また、復元力において、載荷速度 10mm/s および 20mm/s ではその誤差がそれぞれ約 8%, 約 4% と高速になるにつれ解析モデルに漸近した。しかし、Host PC 制御による実時間載荷では、塑性域での制御が不安定になり、急激に復元力が増減する傾向がある。

4 つの実験結果より、シリンダ型ダンパーの応答変位が解析モデルより大きく、それが橋台上部での

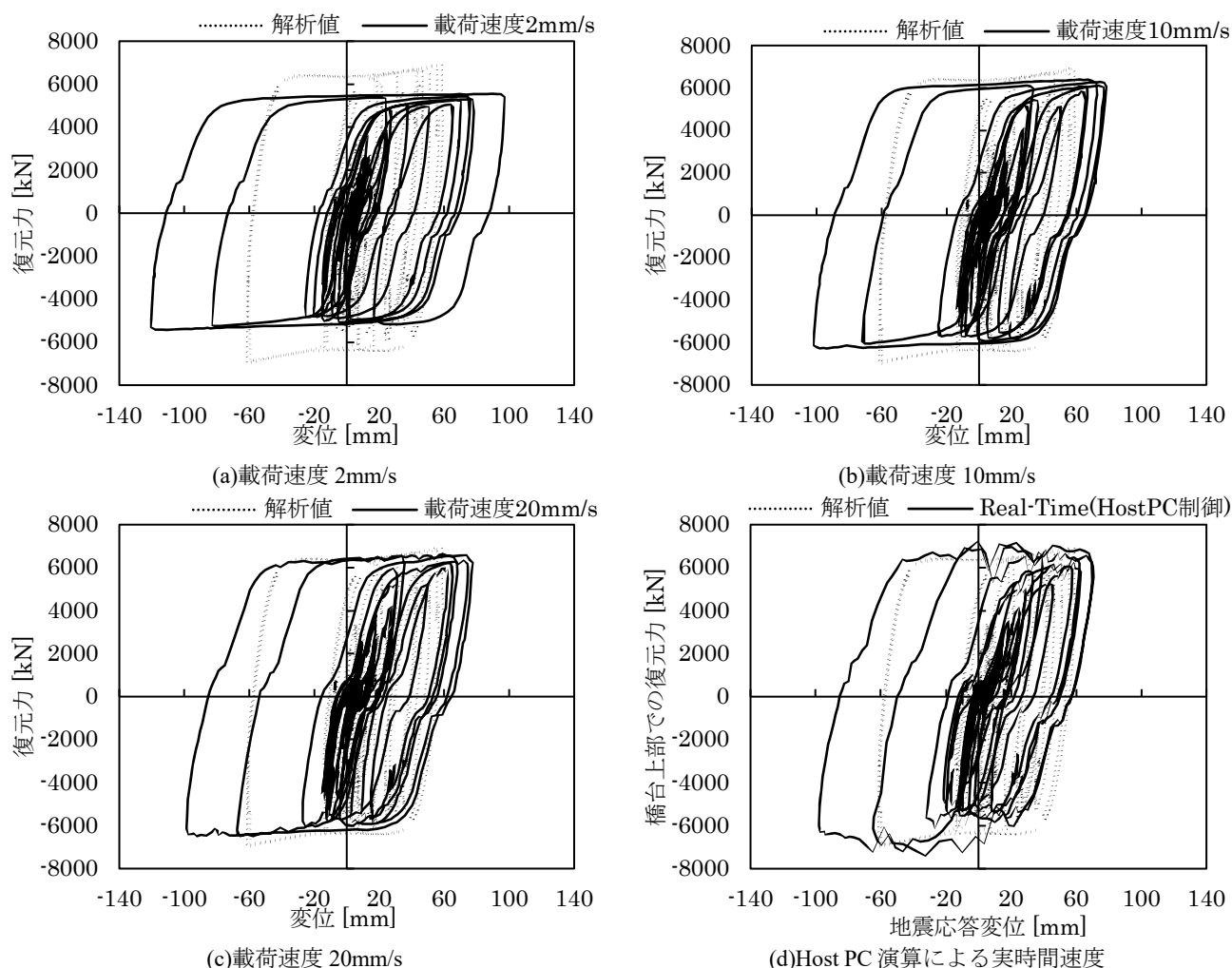


図-11 橋台上部での復元力履歴曲線

応答変位増加につながったと考えられる。また、載荷速度が高速になるにつれ復元力が解析モデルに漸近したので、鋼製ダンパーは解析モデルに近い応答を示したと考察する。

上部工の復元力履歴曲線は、橋台上部での復元力履歴に影響され、低速度になるほど応答変位が増大し復元力が低下する。一方、高速および実時間載荷では等価剛性が解析モデルに漸近する。

直列ダンパーは、通常時に上部工からの水平交通振動や温度伸縮に対応するため、低速度になるほど応答変位が顕著になると考える。また、実時間載荷時の等価剛性が解析モデルに漸近したことから、復元力に関しては解析モデルに近いと考察する。

7. まとめ

本研究では、直列ダンパーを用いた機能分散型免制震橋を対象に、Host PC 制御システムを用いて実時間ハイブリッド実験を実施した。

実験結果より、載荷速度が高速になるほど応答変位は解析値に漸近し、等価剛性が解析モデルに近くなるが、直列ダンパーのシリンダ型ダンパーの応答が解析値より大幅に振動したことで、他部材および

構造系全体の応答変位が解析値より大きく振動した。

より信頼性の高い実験データを得るには制御システムと載荷装置との間で調整が重要であり、データを得る前に試験体を用いた試験を複数回行う必要があるため、この実時間ハイブリッド実験手法の改良は今後の課題である。

参考文献

- 1) 災害対応マネジメント特定テーマ委員会（土木学会 東日本大震災フォローアップ委員会）：東日本大震災の災害対応マネジメント，土木学会，pp16-18，2012.
- 2) 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（地震工学論文集第 35 巻），p. I_459-I_472，2016.
- 3) 高橋 良和，秋山 充良，片岡 正次郎，本田 利器：国内外の道路橋の設計指針にみられる「危機耐性」の分析，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.72，No.4（地震工学論文集第 35 巻），p. I_821-I_830，2016.
- 4) 党 紀，金井 寛裕，Bidha L. Joshi：危機耐性と経年劣化を考慮した機能分離型免制震橋，第 19 回性能に基づく橋梁等の耐震性能に関するシンポジウム講演論

- 文集, pp.45-52, 2016.
- 5) 家村 浩和, 伊津野 和行, 野村 武司, 山田 善一, 南 庄 淳, 渡邊 典男: 強震下における免震橋のサブストラクチャー・ハイブリッド実験, 第 22 回地震工学研究発表会講演概要集, 土木学会, pp.807-810, 1993.
 - 6) 袁 涌, 家村 浩和, 五十嵐 晃, 青木 徹彦, 山本 吉久: 実時間ハイブリッド実験による高減衰免震ゴム支承の耐震性能の評価, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.1, pp.265-276, 2007.
 - 7) 伯野 元彦, 四俵 正俊, 原 司: 計算機により制御されたはりの動的破壊実験, 土木学会論文報告集, No.171, pp.1-9, 1969.
 - 8) 中島 正愛, 石田 雅利, 安藤 和博: サブストラクチャー仮動的実験のための数値積分法 —サブストラクチャー法を用いた仮動的実験の開発—, 日本建築学会構造系論文報告集, No.417, pp.107-117, 1990.
 - 9) 家村 浩和: ハイブリッド実験の発展と将来, 土木学会論文集, 第 356 号/I-3, 1985.
 - 10) Yong Yuan, Wei Wei, Ping Tan, Akira IGARASHI, Hongping Zhu, Hirokazu IEMURA and Tetsuhiko AOKI: A rate-dependent constitutive model of high damping rubber bearings: modeling and experimental verification, Earthquake Engng Struct. Dyn., Vol.45, Issue 11, pp.1875-1892, September 2016.
 - 11) T. J. R. Hughes and W. K. Liu: Implicit-Explicit Finite Elements in Transient Analysis: Stability Theory, Journal of Applied Mechanics, Vol.45, Issue 2, pp.371-374, 1978.
 - 12) 池田 猛, 熊倉 一臣, 大関 克人, 阿部 登: 鳥山 1 号橋 (免震橋梁) の設計, 橋梁と基礎, Vol.25, No.6, pp5-10, 1991.
 - 13) 財団法人 土木研究センター: 一道路橋の免震構造研究委員会—道路橋の免震・制震設計法マニュアル (案), 6.4.2, p.6-33 ~ 6-37, 2011.
 - 14) 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 (構造・地震工学), Vol.72, No.1, pp.250-262, 2016.
 - 15) Y.J.Park, Y.K.Wen, A.H-S.Ang: Random vibration of hysteretic systems under bidirectional ground motions, Earthquake engineering structural dynamics, Vol.14, No.4, pp.543-557, 1986.