

せん断型極低降伏点鋼ダンパーを用いた耐震性能向上に関する一検討

東京都立大学大学院工学研究科 学 佐藤 尚友
東京都立大学大学院工学研究科 正 長嶋 文雄

1. はじめに

L2 クラスの地震には主構造の損傷をある程度許容し、そのときの保有水平耐力を期待する現行の「損傷許容設計法」に対して、高減衰装置と高強度の鋼部材を用いて主構造を降伏点付近以内に留めることを狙った「損傷制御設計」の考え方がある。後者のような耐震設計手法が確立されれば、震後の復旧が早くなり、経済的損失の軽減も期待できそうである。

高減衰装置の一つとして極低降伏点鋼を用いたせん断型パネルダンパーがあるが、本報告は、この鋼製ダンパーを用いた損傷制御設計手法について検討したものである。試みに、過去に鋼製橋脚橋の免震について検討した5径間連続合成桁橋¹⁾を例に、その1径間部分を取り出した1本柱モデルの動的応答解析を通して損傷制御設計の可能性を示した。

2. せん断型鋼製パネルダンパーの履歴型ばね特性と耐震設計手順 表1 Ramberg-Osgood型モデル

筆者等の検討によれば、歪み速度効果を加味したせん断型鋼製パネルダンパーのせん断変形角(γ)—せん断力(τ)関係はRamberg-Osgood型の履歴曲線で非常に良く近似することができ、幅厚比80程度のリブ付き正方形パネルダンパーの骨曲線は表1の左側に示す式で表わせる。ここで、 r はRamberg指数である。また、 τ_y と α はそれぞれ降伏せん断応力度と係数であり、両者とも平均せん断歪み速度 $\dot{\gamma}_{ave}$ の関数である。一方、履歴型ばね特性(荷重 P —相対変位 δ 関係)は表1の右側に示す式で表される。ここで、 A , G , H はそれぞれパネル断面積、せん断弾性係数、せん断高さである。

せん断変形をパネルに与えるには相対変位が必要である。建築では層間の相対変位を使う場合が多く、中層の鉄骨造で1/500～20/500rad程度といわれている。橋梁構造物では橋桁—橋脚間では十分過ぎるほどの大きな相対変位が得られ、また鋼製橋脚においてもL2地震時には高さ15m～20mで最大応答変位が数十cmに達するので、建築物程度の相対変位は十分に生じる。したがって、鋼製橋脚内部へパネルダンパーを設置することも可能である。このときには全方向のせん断パネルダンパーを開発する必要があるが、1対のせん断パネルを直交させると、全方向に対してほぼ同程度の履歴特性が得られるようである。図1にせん断パネル設計のフローチャートを示す。せん断歪み速度と相対変位を求めるために、まず固有値解析などにより固有周期を求める。次にL2地震波の変位応答スペクトル(図2に例示)より天端の最大変位を求める。さらに図3に示すような橋脚のたわみ曲線やたわみ角曲線によりダンパーの設置位置と最大せん断角変位を求め、平均せん断歪み速度などから履歴型ばね特性を得る。このとき、予め固有周期と最大相対変位をパラメータとして等価粘性減衰係数を算定することができるので、これをグラフ化して概略設計に使用するようにもできる。

せん断歪み速度と相対変位を求めるために、まず固有値解析などにより固有周期を求める。次にL2地震波の変位応答スペクトル(図2に例示)より天端の最大変位を求める。さらに図3に示すような橋脚のたわみ曲線やたわみ角曲線によりダンパーの設置位置と最大せん断角変位を求め、平均せん断歪み速度などから履歴型ばね特性を得る。このとき、予め固有周期と最大相対変位をパラメータとして等価粘性減衰係数を算定することができるので、これをグラフ化して概略設計に使用するようにもできる。

3. 解析モデル

橋梁モデルとして図4、5に示すような5径間連続桁橋を選び、免震橋と非免震橋において、パネルダンパーを設置したときの耐震安全性の向上に関して検討する。

キーワード: 損傷制御設計、極低降伏点鋼、せん断パネルダンパー、鋼製橋脚橋

連絡先: 〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1

東京都立大学大学院工学研究科土木工学専攻 TEL:0426-77-1111 内(4531) FAX:0426-77-2772

せん断パネルの解析より得られる Ramberg-Osgood モデル	節点履歴ばねとして用いられる Ramberg-Osgood モデル
$\frac{\gamma}{\gamma_0} = \frac{\tau}{\tau_0} + \alpha \left(\frac{\tau}{\tau_0} \right)^r$	$\delta = \frac{P}{k_0} \left\{ 1 + \alpha \left(\frac{P}{P_y} \right)^\beta \right\}$
$\tau_y = 6.26 \cdot \ln(\dot{\gamma}_{ave}) + 100.69$	$k_0 = \frac{GA}{H}$
$\alpha = -0.0038 \cdot \ln(\dot{\gamma}_{ave}) + 0.0219$	$P_y = \tau_y A$
$r = 14$	$\alpha = -0.0038 \cdot \ln(\dot{\gamma}_{ave}) + 0.0219$
	$\beta = r - 1$

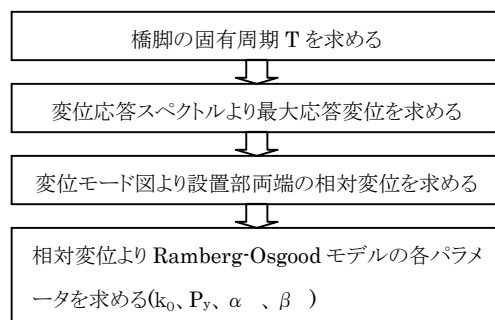


図1 パネル設計のフローチャート

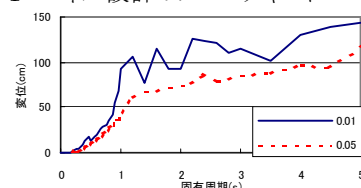


図2 変位応答スペクトル

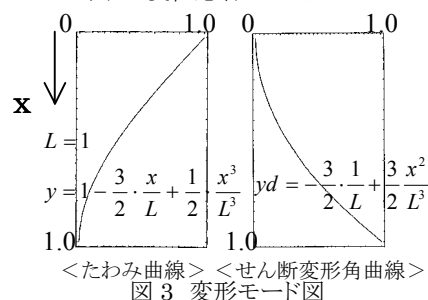


図3 変形モード図

解析モデルは、図4に示す5径間連続桁橋の中からP3の下部構造とそれが負担している上部構造からなる梁、質点、ばね要素の曲げせん断モデルである。また橋脚は曲げに関して非線形性を持たせ、図6の鋼材の応力歪み関係から、図7に示すバイリニア型モデルとする。支承は免震支承では表2を基に、等価剛性と等価線形化法により、等価剛性と等価減衰定数を持つ線形ばねでモデル化し、非免震では支承を表わすばねの剛性を十分大きくすることでモデル化した。橋脚の減衰定数は0.015、基礎のばねは良質な地盤に対するばね定数を用い、その減衰定数は並進、回転とも0.3とした。せん断パネルは設計手順を基に設計し、パネルの大きさを縦1000mm、横1000mm、厚さ10mmとし図8に示す橋脚高さ断面1に2m間隔に5枚設置した。以上をもとに(a)非免震－パネルなし、(b)非免震－パネルあり、(c)免震－パネルなし、(d)免震－パネルありについて動的応答解析を行いパネルダンパーが与える影響を比較検討する。入力地震動はJR西日本鷹取駅N-S成分を用い、解析は直接積分法で時間刻みは0.002秒とした。

4. 動的応答解析結果

図9はパネルダンパーをモデル化したばねのP- δ 関係を表わし、エネルギーが吸収されている様子がわかる。図10は桁および天端の時刻歴応答変位を表わしたものである。この図から非免震、免震ともにパネルを設置することで桁および天端の変位が減少していることがわかる。図11は橋脚基部の曲げモーメント・曲率関係を表わしたものである。パネルを設置することで橋脚に与える力を緩和することができ、特に、(d)免震－パネルありのケースにおいてほとんど弾性域に留まっている。以上より、橋脚にパネルダンパーを挿入することで橋全体系の耐震安全性を向上させる損傷制御設計の可能性示すことができた。

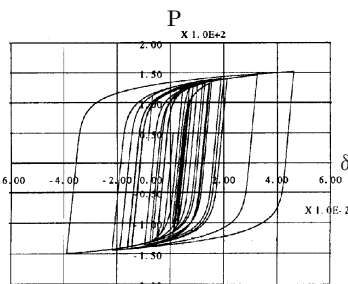
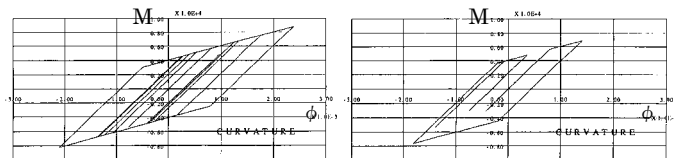
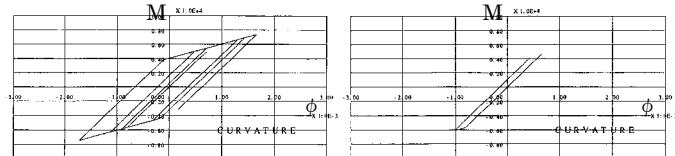


図9 パネルダンパーの履歴



(a) 非免震－パネルなし

(b) 非免震－パネルあり



(c) 免震－パネルなし

(d) 免震－パネルあり

図11 橋脚基部の曲げモーメント・曲率の関係

【参考文献】1) 長嶋・田中・大丸・小林; 鋼製橋脚を有する既設橋の免震化による耐震効果、構造工学論文集、1998。

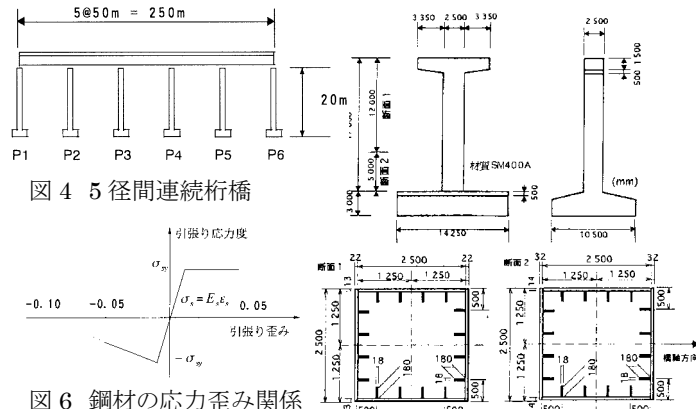


図4 5径間連続桁橋

図6 鋼材の応力歪み関係

図5 橋脚高さ20mの鋼製橋脚概略図

表-2 LRBの諸元

橋脚	P1～P6	P2～P5
平面寸法 a・b(mm)	580×580	830×830
ゴム厚・層数 (mm)	13・15層	19・7層
鉛プラグ φ・n(mm)	80・4本	105・4本

図7 鋼製橋脚のバイリニアモデル

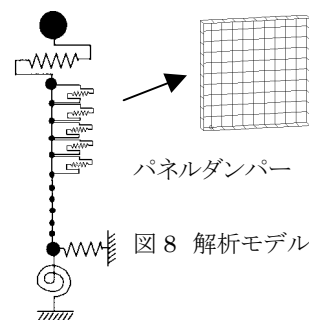
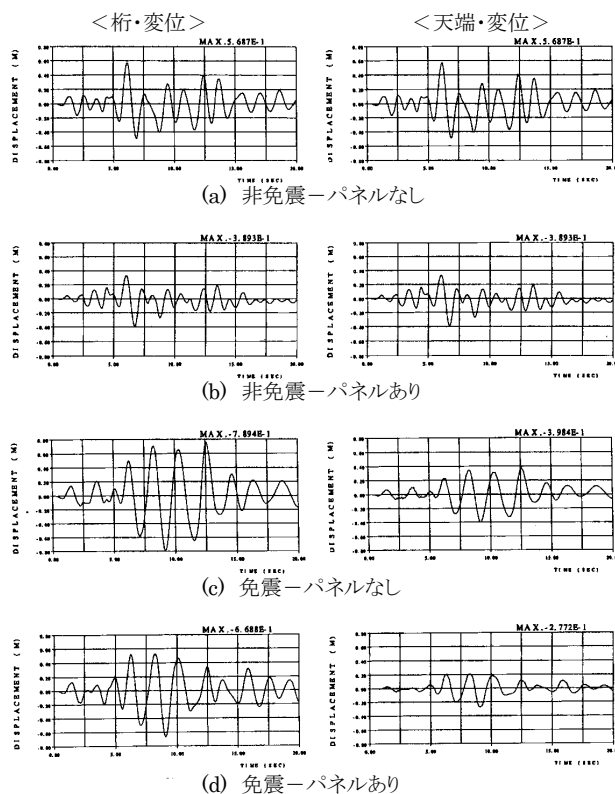


図8 解析モデル



(a) 非免震－パネルなし

(b) 非免震－パネルあり

(c) 免震－パネルなし

(d) 免震－パネルあり

図10 桁および天端の時刻歴応答変位