

エネルギー吸収性能を有する変位制限構造を用いた既設橋梁の耐震補強法の検討

西岡 勉¹・長沼 敏彦²・濱田 信彦³・流田 寛之⁴・田崎 賢治⁵

¹阪神高速道路(株) 大阪管理部調査設計グループ(〒552-0006 大阪市港区石田3-1-25)

E-mail: tsutomu-nishioka@hanshin-exp.co.jp

²阪神高速道路(株) 大阪管理部(〒552-0006 大阪市港区石田3-1-25)

E-mail: toshihiko-naganuma@hanshin-exp.co.jp

³阪神高速道路(株) 大阪管理部調査設計グループ(〒552-0006 大阪市港区石田3-1-25)

E-mail: nobuhiko-hamada@hanshin-exp.co.jp

⁴阪神高速道路(株) 大阪管理部調査設計グループ(〒552-0006 大阪市港区石田3-1-25)

E-mail: hiroyuki-nagareta@hanshin-exp.co.jp

⁵大日本コンサルタント 大阪支社(〒550-0014 大阪市西区北堀江1-22-19)

E-mail: tasaki@ne-con.co.jp

大規模地震に対して固定支承がロックオフするように改造し、支承ロックオフ後にエネルギー吸収性能を有するせん断パネルダンパーが変位制限構造として機能する耐震補強法を提案した。同補強法を適用した既設橋梁の地震応答解析を行い、ダンパーが橋脚の応答低減に及ぼす影響を解析的に検討した。支承がロックオフする支承ヒューズ効果とダンパーのエネルギー吸収効果により、主たる塑性化が生じる橋脚の損傷度を軽減し、橋脚の最大応答を低減できることを示した。

Key Words : bearing knock off, energy- dissipation restrainer, shear panel damper, seismic retrofit

1. はじめに

兵庫県南部地震による橋梁の甚大な被害を受け、既設橋梁の耐震補強対策が進められている。補強対策は、橋脚の耐震補強工事に着手し、次に、支承取替、落橋防止システム設置などの橋梁上部構造の耐震補強工事が実施されている。一般橋梁の対策は順次進められているが、長大橋や海上・河川内に位置するなど施工条件の厳しい橋梁は、その対策に多大の費用を要することから速やかな対策が進んでいない状況である。

既設橋梁の上部構造の耐震補強で用いられる変位制限構造は既設の支承が損傷した場合に上下部構造の相対変位を抑制するための構造である。現行設計法では上部構造の死荷重点反力に基づく設計荷重に対して弾性設計され、変位制限構造の塑性化や損傷は許容されていない。しかし、大規模地震に対して同構造が塑性化しエネルギー吸収性能を有すると、支承損傷後の上下部構造の相対運動による衝撃的な力の緩和や振動エネルギーを吸収する減衰効果による橋脚の応答低減に寄与すると考えられ

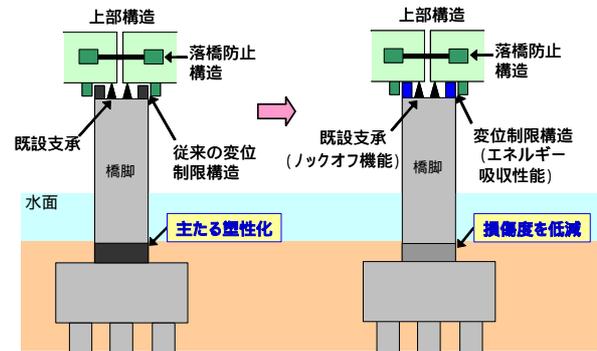


図-1 エネルギー吸収性能を有する変位制限構造の効果

る。図-1に示すように主たる塑性化が生じる橋脚基部の損傷度を低減できると、海上・河川内橋脚、アンカー一部の耐力が不足する鋼製橋脚など、地震後の点検・復旧が困難であり、橋脚自身の耐震補強にも多くのコストがかかる橋梁に有効な耐震補強対策になると考えられる。

谷ら¹⁾は、エネルギー吸収性能を有する制震デバイスの橋梁への適用例として、可動支承とせん断パネルダンパーの組み合わせを機能分離型の固定支承とする構造を

提案している．せん断パネルダンパーが常時およびレベル1地震動に対しては固定条件として上部構造を拘束し，レベル2地震動に対しては制震ダンパーとして機能する構造である．しかし，常時の上部構造の温度伸縮や活荷重たわみなどにより作用する荷重をせん断パネルダンパーが負担する構造であり，制震デバイスとしては地震時のみ機能する構造が望ましいと考えられる．

本検討では，レベル1地震動相当の荷重でロックオフして10cm程度の上下部構造間の水平相対変位を許容するように固定条件の鋼製支承を改造し，大規模地震に対して支承がロックオフすると，その直後からエネルギー吸収性能を有するせん断パネルダンパーが変位制限構造として機能する耐震補強法を提案する．同補強法を適用した場合のレベル2地震動に対する既設道路橋の地震応答解析を行い，せん断パネルダンパーが橋脚の応答低減に及ぼす影響を解析的に検討する．

対象とする橋梁は，支間 26m の一般規模の道路橋と支間 160m のニールセンアーチ下路橋の 2 橋である．一般規模の橋梁に対しては，せん断パネルダンパーの降伏荷重に着目し，ダンパーの降伏荷重が橋脚の応答低減に及ぼす影響について地震応答解析によるパラメータ解析を行う．次に，ニールセンアーチ下路橋に提案する補強法を適用し，現況構造と補強構造の地震応答解析結果の比較により同補強法の効果を確認する．

2. せん断パネルダンパーの降伏荷重に着目したパラメータ解析

(1) 対象橋梁

対象橋梁は，図-2に示す支間長26m，幅員11mの鋼単純I桁の高架橋である．下部構造は，図-3に示すRC単柱橋脚であり，支承は，固定・可動条件の鋼製支承板支承である．

(2) 解析条件

解析モデルを図-4に示す．バネ-マス系の2次元フレームモデルであり，橋軸方向を対象に図-2に示した鋼単純I桁3連の高架橋の地震応答解析を行う．RC橋脚は，柱基部にトリリニアの非線形回転バネを有するモデルとし，基礎はスウェイおよびロッキングの線形バネモデルとした．各単純桁の左側が固定支承，右側が可動支承であり，固定支承側にせん断パネルダンパーを配置している．

固定支承の解析モデルを図-5に示す．道路橋示方書耐震設計編(以下，道示と略す)²⁾のレベル1地震動，種地盤の設計水平震度0.25相当の荷重 P_s で固定支承がロックオフし，ロックオフ後に上下部構造間に水平相対変位

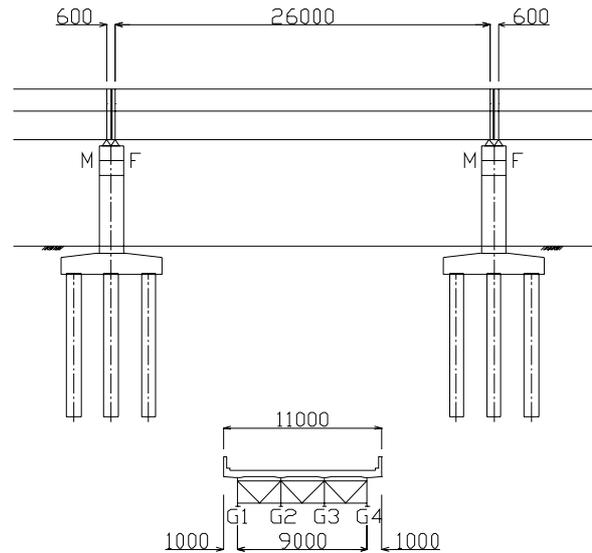


図-2 鋼単純I桁高架橋

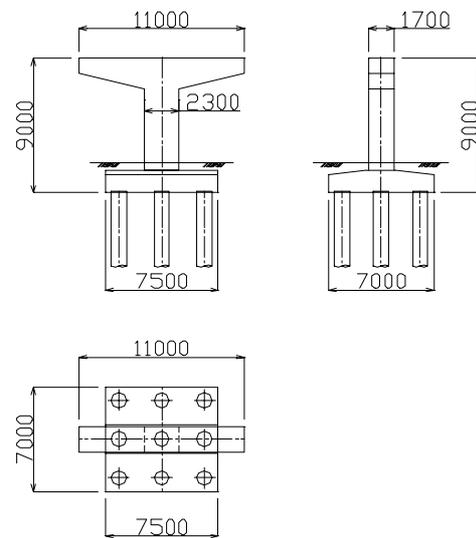


図-3 RC橋脚

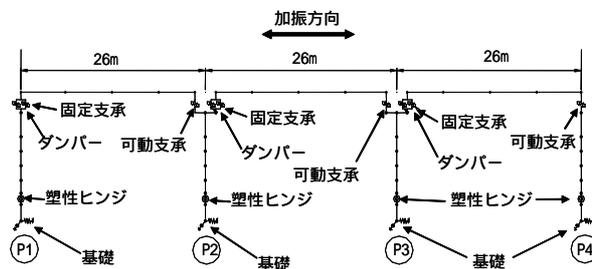


図-4 鋼単純I桁3連の高架橋の解析モデル

が生じることを仮定している．支承ロックオフ後の上下部構造間のすべり挙動では摩擦力が作用すると考えられるが，ここでは変位制限構造に用いるせん断パネルダン

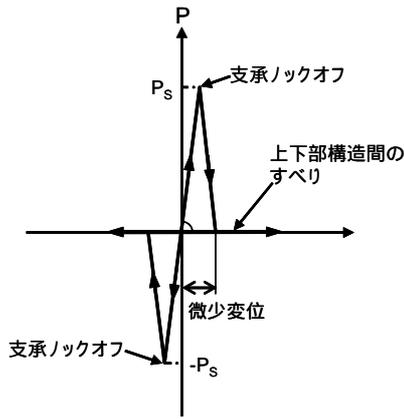


図-5 固定支承の解析モデル

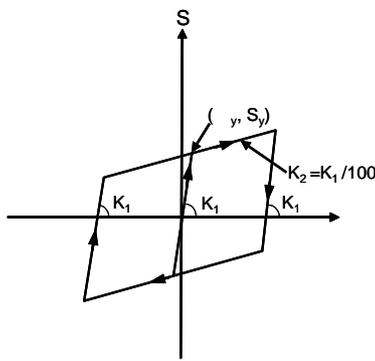


図-6 せん断パネルダンパーの解析モデル

表-1 せん断パネルダンパーの諸元

鋼材	LY225
降伏応力 σ_y (kN/m ²)	225,000
せん断降伏応力 τ_y (kN/m ²)	130,000
パネルの形状(m)	0.5 × 0.5
板厚(mm)	6 ~ 28
せん断降伏荷重 S_y (kN) (RC橋脚の降伏荷重 P_y に対する比 S_y/P_y)	390 ~ 1,820 (0.21 ~ 0.96)

パーの降伏荷重に着目するため摩擦力を0と仮定した。固定支承モデルの1次剛性 θ は十分大きな値とし、RC橋脚の降伏剛性の100倍程度に設定した。可動支承は、解析モデルの単純化のため勾配0の線形バネモデルとした。せん断パネルダンパーの解析モデルを図-6に示す。移動硬化則を適用したバイリニア型モデルを仮定している。ここに、 δ_y ：降伏変位、 S_y ：降伏荷重、 K_1 ：1次剛性で、 $K_1=S_y/\delta_y$ 、 K_2 ：2次剛性で、 $K_2=K_1 \times 10^{-2}$ である。

入力地震動は、道示のレベル2地震動、タイプ 種地震盤の加速度波形 -1^{-2} とした。地震応答解析における数値積分にはニューマークの法($\beta=1/4$)を用い、積

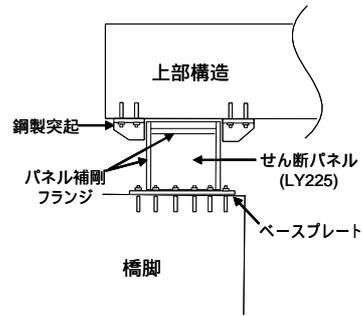


図-7 せん断パネルダンパーの構造と設置方法

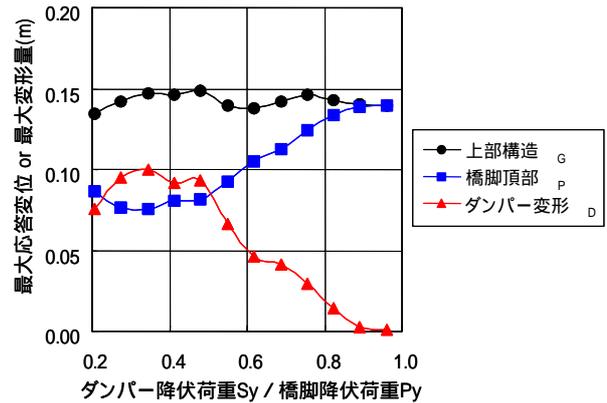


図-8 上部構造、橋脚頂部の最大応答変位、およびせん断パネルダンパーの最大変形量

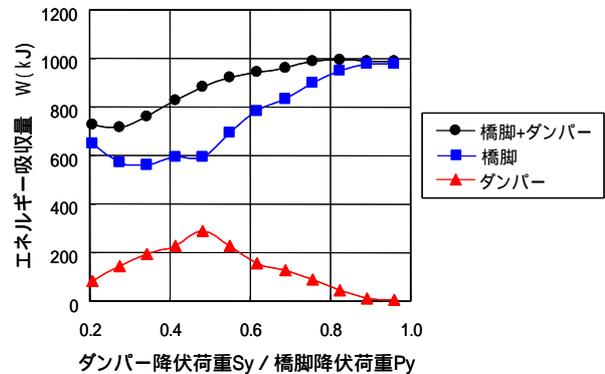


図-9 橋脚基部、せん断パネルダンパーのエネルギー吸収量の比較

分時間間隔は $\Delta t=1/1,000$ 秒としている。減衰については、各非線形部材の履歴減衰の他に粘性減衰定数として、橋脚2%、基礎20%、支承部、ダンパー部および剛部材0%を設定している。

せん断パネルダンパーの諸元を表-1に示す。せん断パネルダンパーは、材質が低降伏点鋼LY225でパネルの形状を0.5m × 0.5mとし、パネルの板厚をパラメータとして、6mmから28mmまで12ケース変化させた。即ち、せん断

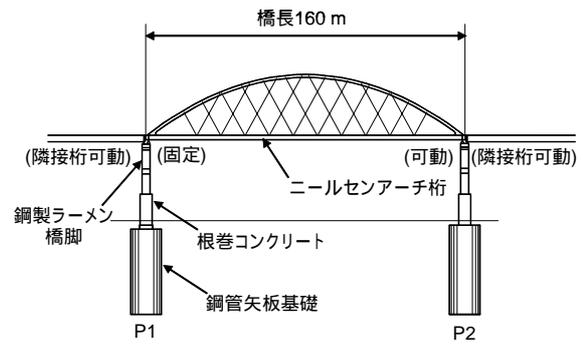
パネルの降伏荷重が390kN～1,820kNまで変化し、RC橋脚の降伏荷重 P_y に対するせん断パネルダンパーの降伏荷重 S_y の比が0.21～0.96の範囲になる。せん断パネルダンパーの構造と設置方法を図-7に示す。ベースプレート、パネル補剛フランジで四辺を囲まれたせん断パネルを橋脚はりに上に固定し、上部構造からパネル上部の両側を挟むように鋼製突起を設置する構造である。

(3) 解析結果

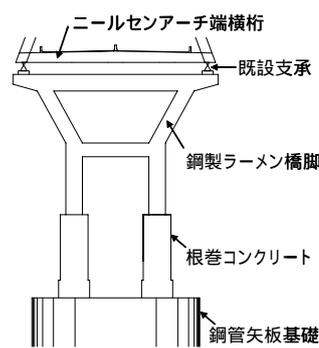
RC橋脚の降伏荷重で正規化したせん断パネルダンパー降伏荷重 S_y/P_y に対して、図-4に示した上部構造第2径間の最大応答変位 δ_G 、P2橋脚頂部の最大応答変位 δ_p 、およびP2橋脚に設置したダンパーの最大変形量 δ_D を図-8に示す。 $S_y/P_y=0.34$ で δ_p が最小となり、 δ_D が最大となる。 $S_y/P_y > 0.34$ の範囲では、 S_y/P_y の増加とともに δ_p は増加し、 δ_D は減少する。 $S_y/P_y=0.96$ では、 $\delta_D=0$ mとなり上部構造と橋脚頂部の相対変位が生じない状態である。即ち、固定支承が損傷しない、または、剛な変位制限構造で固定支承機能が補完された状態に相当する。 $S_y/P_y=0.96$ の状態を従来の塑性化を許容しない弾性設計された変位制限構造と同等と考え、ダンパーを変位制限構造として用いることで従来の変位制限構造に比べて橋脚頂部の最大応答変位が低減することがわかる。また、 δ_G に対する S_y/P_y の影響は小さく、 $\delta_G = \delta_p + \delta_D$ の関係があり、ダンパーの変形量に相当する水平変位分、橋脚頂部の応答変位が減少する傾向がある。

橋脚基部およびダンパーの最大履歴応答ループから算出したエネルギー吸収量の比較を図-9に示す。 $S_y/P_y=0.34$ で橋脚基部のエネルギー吸収量が最小となり、 $S_y/P_y=0.48$ でダンパーのエネルギー吸収量が最大となる。 S_y/P_y に対する増減の傾向は、図-8の δ_p 、 δ_D と類似している。また、橋脚基部とダンパーのエネルギー吸収量の合計値は、 S_y/P_y が0.2から1に変化するにしたがってほぼ単調に増加する。橋脚基部の塑性化の程度を低減し、橋脚の応答低減率を最大にする観点からは $S_y/P_y=0.34$ 付近でダンパーの降伏荷重を設定するのがよいと考えられる。 $S_y/P_y=0.34$ におけるダンパーのエネルギー吸収量は180kJであり、橋脚基部のエネルギー吸収量570kJの32%に相当する。

本解析例では、せん断パネルダンパーの降伏荷重を橋脚の降伏荷重の約30%に設定すると、橋脚の応答低減率が最大となった。ただし、このパラメータ解析では、せん断パネルダンパーの形状を $0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ に仮定しており、同ダンパーの変形性能がせん断ひずみ10%程度(変形量換算で0.05m)であることを考えると、 $S_y/P_y < 0.6$ の範囲ではダンパーの許容変形量0.05mを超過する。最も効率的な橋脚の応答低減を得るダンパーを実際に設計するには、せん断パネルダンパーの形状を拡大して許容変形

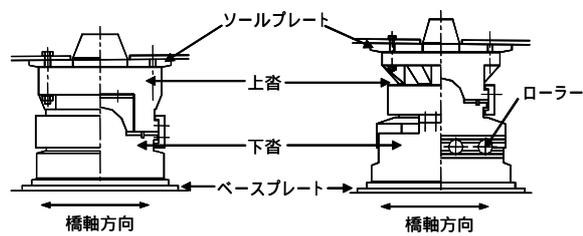


(a) 側面図 (橋軸方向)



(b) 側面図 (橋軸直角方向)

図-10 ニールセンアーチ下路橋



(a) ピボット支承

(b) ピボットローラー支承

図-11 既設鋼製支承

量を大きくする、より高性能なダンパーを採用するなどの対応が必要である。

3. ニールセンアーチ下路橋への適用

(1) 対象橋梁

対象橋梁は、図-10(a)に示す橋長160mのニールセンアーチ下路橋である。下部構造は、図-10(b)に示す鋼管矢板基礎を有する鋼製ラーメン橋脚で、1橋脚当たり2つの支承で上部構造を支持している。支承条件は固定・可動

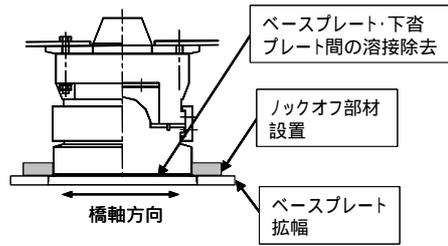
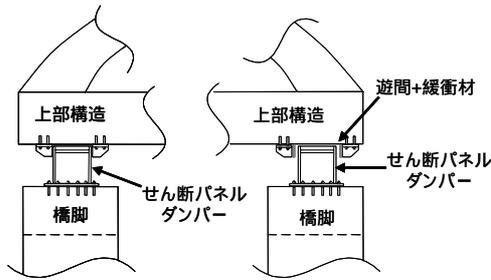


図-12 ピボット支承(固定条件)の改造



(a) 固定側 P1 橋脚 (b) 可動側 P2 橋脚

図-13 せん断パネルダンパーの設置方法

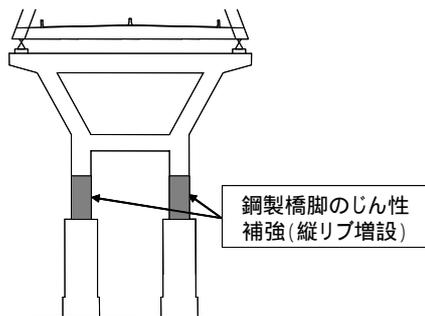


図-14 P1 橋脚(固定側)の柱下部のじん性補強

の1点固定方式で、固定支承が図-11(a)に示すピボット支承、可動支承が図-11(b)に示すピボットローラー支承である。

(2) 耐震補強対策

対象橋梁の地震応答解析結果を後述するが、現況構造に対する耐震性能照査では、固定支承の下脊プレート溶接部のせん断応力が降伏応力を超過し、固定側のP1橋脚の主要断面でじん性が不足する。

耐震補強対策として、まず、図-12に示すように固定支承を道示のレベル1地震動、種地盤の設計水平震度0.3相当の荷重でロックオフするように改造する。ピボット支承の下脊プレートとベースプレートを固定している溶接を除去、すべり量を確保するために既存ベースプレートを拡幅、所定の荷重でせん断破壊するようにノッチ加工した鋼製ロックオフ部材を設置する改造である。

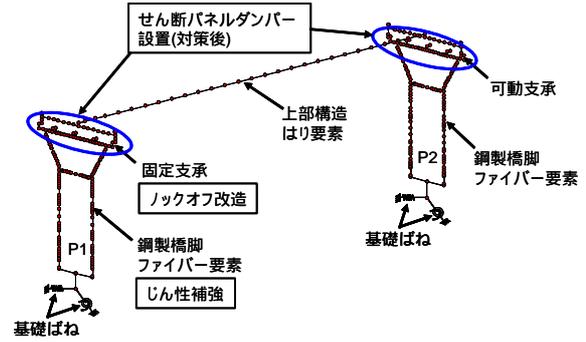


図-15 対象橋梁の解析モデル

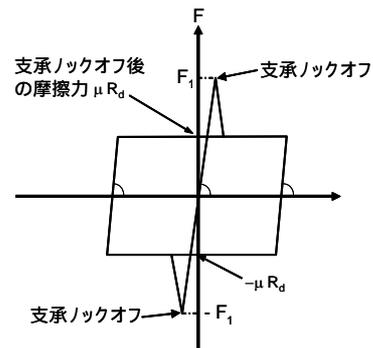


図-16 固定支承の解析モデル

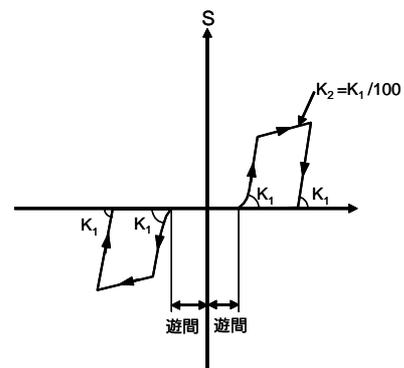


図-17 可動側のせん断パネルダンパーの解析モデル

次に、支承ロックオフ後に上部構造の慣性力を負担するせん断パネルダンパーを固定側P1橋脚に設置する。また、橋脚耐力に余裕のある可動側P2橋脚にも上部構造の慣性力を一部負担させるため、常時の上部構造の温度伸縮などを許容するように遊間を設けたせん断パネルダンパーをP2橋脚に設置する。せん断パネルダンパーの設置方法を図-13に示す。橋脚はりにせん断パネルダンパーを固定し、ニールセンアーチ上部構造からパネル上部の両側を挟むように鋼製突起を設置する構造である。また、図-14に示すように固定側のP1橋脚の柱下部には、所定のじん性を確保するため橋脚内部に縦リブを増設する補強を実施する。

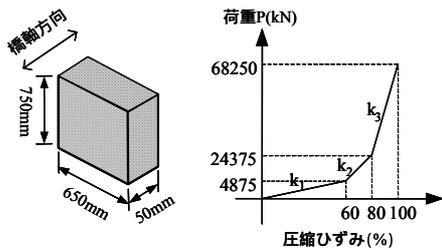


図-18 ハードニング型ゴム緩衝材の形状と解析モデル

表-2 せん断パネルの諸元

	固定側橋脚 P1	可動側橋脚 P2
鋼材	LY225	
降伏応力 σ_y (kN/m ²)	225,000	
せん断降伏応力 σ_{sy} (kN/m ²)	130,000	
パネルの形状(m)	0.85 × 0.85	
板厚(mm)	38	41
設置基数	4基	2基
せん断降伏荷重 S_y (kN) (鋼製橋脚の降伏荷重 P_y に対する比 S_y/P_y)	16,800 (0.72)	9,000 (0.76)

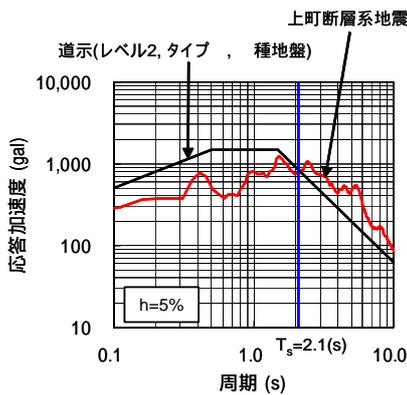


図-19 入力地震動の加速度応答スペクトル

(3) 解析条件

対象橋梁の橋軸方向に対して地震応答解析を行う。解析モデルを図-15に示す。鋼製橋脚をファイバー要素、基礎をスウェイ・ロッキングの線形バネ、ニールセンアーチ上部構造をはり要素でモデル化した。本解析では、せん断パネルダンパーによる橋脚の応答低減に着目するため、ニールセンアーチ上部構造をはり要素に単純化した。

固定支承は、図-16に示すように水平荷重 F_1 でロックオフし、ロックオフ後に上下部構造間に動摩擦係数 μR_d (μ : 摩擦係数, R_d : 上部構造の死荷重反力) が作用してすべりが生じるモデルとした。固定支承モデルの1次剛性 θ は十分大きな値とし、ここでは、水平荷重 F_1 のとき

の変位を0.01mに設定した。摩擦力が反転するときの剛性も θ と同じとした。なお、可動支承部のすべりによる摩擦力は0としている。

固定側のP1橋脚上に設置するせん断パネルダンパーは、前述の図-6に示したモデルとした。可動側のP2橋脚上に設置するせん断パネルダンパーの解析モデルを図-17に示す。固定側のせん断パネルダンパーの解析モデルに遊間を設けたモデルであり、衝突力を緩和するためハードニング型ゴム緩衝材を遊間に設置している。緩衝材の形状と解析モデルを図-18に示している。P1橋脚とP2橋脚に設置するせん断パネルダンパーの諸元を表-2に示す。鋼材を低降伏点鋼LY225とし、せん断パネルダンパーのせん断ひずみがほぼ10%以内となるようにパネルの形状、板厚を設定したものである。鋼製橋脚の降伏荷重に対するせん断パネルダンパーの降伏荷重の比 S_y/P_y は、P1橋脚で $S_y/P_y=0.72$ 、P2橋脚で $S_y/P_y=0.76$ となり、2章の支間26mの高架橋を対象とした場合の最適値 $S_y/P_y=0.34$ よりも大きい。これは、せん断パネルダンパーの変形性能がせん断ひずみ10%程度のため、ダンパーの許容変形量が制約条件となり、実設計では許容変形量以下とするため S_y/P_y の値を大きくする必要があるのである。

解析に用いる入力地震動は、対象橋梁の架橋地点に最も影響が大きい大阪平野を南北に縦断する上町断層系が破壊した場合のシナリオ地震³⁾とした。入力地震動の加速度応答スペクトル(減衰定数 $h=5\%$)を図-19に示す。橋軸方向1次の固有周期 $T_s=2.1$ (s)付近で道示の加速度応答スペクトルと同程度の応答加速度を有する地震動である。

(4) 解析結果

対策前の現況構造、対策後の補強構造に対する地震応答解析結果の比較を示す。なお、支承ロックオフ後の摩擦係数については、 $\mu=0$ および0.4の2ケースとした。 $\mu=0$ および0.4の2ケースを想定したのは、固定支承ロックオフ後の支承ベースプレート・下沓プレート間の動摩擦力に設計上のばらつきを考慮するためである。

図-20に示す耐震補強設計上の着目点である固定支承、鋼製橋脚の主要断面、せん断パネルダンパーの応答値の比較を以下に示す。

固定側の支承、P1橋脚の主要断面、せん断パネルダンパーの応答値を表-3に示す。現況構造では、固定支承の応答反力()が支承降伏耐力(下沓プレート溶接部の降伏せん断応力相当)を26%超過し、P1橋脚の中層はり直下()および充填コンクリート直上()の鋼断面の応答ひずみが許容ひずみを超過する。許容ひずみは、鋼製橋脚の補剛板の幅厚比パラメータに基づき設定したものである²⁾。現況構造に対して前述の補強対策を実施すると、支承ヒューズ効果とせん断パネルダンパーのエネルギー吸収効果により固定側のP1橋脚の応答値が低下する。支

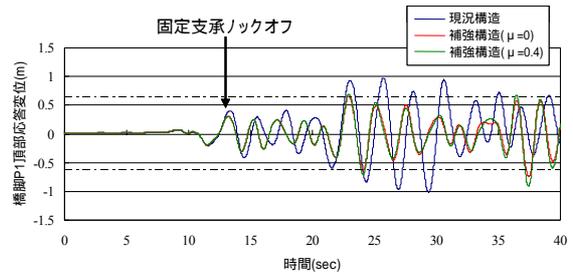
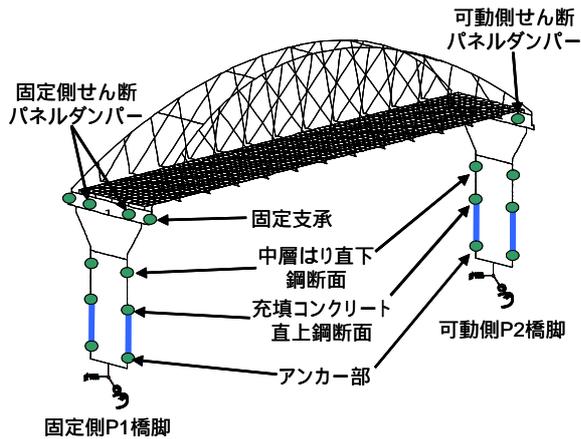


図-21 P1 橋脚(固定側)頂部の応答変位

表-5 可動側の P2 橋脚の主要断面，せん断パネルダンパーの応答値

		現況構造	補強構造, 固定支承 μ=0	補強構造, 固定支承 μ=0.4
鋼製橋脚 応答値	中層はり直下 鋼断面ひずみ	0.23 _y (8.9 _y)	0.78 _y (8.9 _y)	0.83 _y (8.9 _y)
	充填コンクリート直上 鋼断面ひずみ	0.26 _y (8.9 _y)	1.12 _y (8.9 _y)	1.30 _y (8.9 _y)
	アンカー部 曲げモーメント	0.16Mu (1.0Mu)	0.85Mu (1.0Mu)	0.91Mu (1.0Mu)
せん断パネルダンパー 変形量, 応答せん断ひずみ		-	82mm, 9.6% ダンパー設置	95mm, 11.2% ダンパー設置

- P_y : 支承降伏耐力, ε_y : 鋼材降伏ひずみ, M_u : アンカー部終局曲げモーメント
- 下段括弧内は許容値を表す

表-3 固定側の支承, P1 橋脚の主要断面, せん断パネルダンパーの応答値

		現況構造	補強構造, 固定支承 μ=0	補強構造, 固定支承 μ=0.4
固定支承応答反力		1.26 P_y (1.0 P_y)	支承改造, 荷重 P_y でロックオフ	
鋼製橋脚 応答値	中層はり直下 鋼断面ひずみ	1.05 _y (_y 以下)	0.85 _y (_y 以下)	0.92 _y (_y 以下)
	充填コンクリート直上 鋼断面ひずみ	8.99 _y (_y 以下)	1.85 _y (8.3 _y) じん性補強	5.14 _y (8.3 _y) じん性補強
	アンカー部 曲げモーメント	0.97Mu (1.0Mu)	0.87Mu (1.0Mu)	0.96Mu (1.0Mu)
せん断パネルダンパー 変形量, 応答せん断ひずみ		-	73mm, 8.6% ダンパー設置	9mm, 1.1% ダンパー設置

- P_y : 支承降伏耐力, ε_y : 鋼材降伏ひずみ, M_u : アンカー部終局曲げモーメント
- 下段括弧内は許容値を表す
- 付き箇所は許容値を超過する箇所

表-4 固定支承ロックオフ後の動摩擦力, 支承ヒューズ効果, ダンパーのエネルギー吸収効果, および橋脚の応答低減率の関係

固定支承ロックオフ後の上下部構造間の動摩擦力	小 ↔ 大
支承ヒューズ効果	大 ↔ 小
せん断パネルダンパーのエネルギー吸収効果	大 ↔ 小
橋脚の応答低減率	大 ↔ 小

支承ロックオフ後の摩擦係数の比較では, $\mu = 0.4$ よりも $\mu = 0$ の場合の方がその効果が大きく橋脚の応答値の低減率が大きい。上下部構造間のすべり量に相当するダンパーの変形量を見ても $\mu = 0$ の場合の方が大きい。これは, 表-4に示すように支承ロックオフ後の上下部構造間の動

摩擦力が大きいと上下部構造間のすべり量が小さくなり, 支承ヒューズ効果とせん断パネルダンパーのエネルギー吸収効果が低下し, 橋脚の応答低減率が小さくなるからである。

P1橋脚頂部の応答変位の時刻歴を図-21に示す。現況構造の解析では, 固定支承がロックオフしない解析モデルのため, 固定支承が固定状態を保持した解析である。補強構造では, 時間 $t = 13$ 秒付近で固定支承がロックオフし, せん断パネルダンパーが機能し始める。現況構造と比較して, 摩擦係数 $\mu = 0$ および 0.4 の補強構造は, $t = 13$ 秒以降, P1橋脚頂部の応答変位が小さくなるのがわかる。また, $\mu = 0$ および 0.4 の補強構造の比較では, $t = 30 \sim 40$ 秒の範囲で $\mu = 0.4$ よりも $\mu = 0$ の応答変位が若干小さくなる。

可動側のP2橋脚の主要断面, せん断パネルダンパーの応答値を表-5に示す。P2橋脚には上部構造の慣性力の一部負担させるせん断パネルダンパーを設置したため, 現況構造に比べて補強構造の応答値が増加する。固定支承ロックオフ後の上下部構造間の摩擦係数 $\mu = 0$ および 0.4 の比較では, 固定側のP1橋脚の応答変位が大きくなる $\mu = 0.4$ の場合に可動側のP2橋脚およびせん断パネルダンパーの応答値も大きくなるが, 各主要断面で応答値が許容値以内であり, P2橋脚のじん性補強は不要である。

所定の荷重でロックオフするように固定支承を改造し、せん断パネルダンパーを設置することで、固定側のPI橋脚の応答値が低減し、補強規模を低減することができた。ただし、摩擦係数 $\mu=0$ および0.4の2ケースの解析であるが、固定支承ロックオフ後の上下部構造間の動摩擦力が大きいと橋脚の応答低減率は小さくなる。

4. まとめ

大規模地震に対して固定支承がロックオフするように改造し、支承ロックオフ後にエネルギー吸収性能を有するせん断パネルダンパーが変位制限構造として機能する耐震補強法を提案した。提案した補強法を支間26mの鋼単純桁の高架橋に適用した場合に、せん断パネルダンパーの降伏荷重が橋脚の応答低減に及ぼす影響を解析的に検討した。また、支間160mのニールセンアーチ下路橋に適用した場合の同補強法の効果を検証した。固定支承が想定した荷重でロックオフし、その後、理想的な動摩擦力が固定支承部に作用すると仮定した解析であり、支承ロックオフ挙動や動摩擦力の評価など、今後の実証的検討を要するが、上記の仮定の下で得られた本検討の知見を以下に示す。

1) せん断パネルダンパーの降伏荷重をパラメータとした支間26mの高架橋の地震応答解析の結果、ダンパーの降伏荷重を橋脚の降伏荷重の約30%に設定すると、固定支承がロックオフする支承ヒューズ効果とダンパーのエネルギー吸収効果により橋脚の応答低減が最大となる。

- 2) 支間160mのニールセンアーチ下路橋において、ロックオフ機能を付加する固定支承の改造およびせん断パネルダンパーを設置する対策を行うと、固定側の鋼製橋脚の応答値を低減することができた。
- 3) 支承ロックオフ後の上下部構造間の動摩擦力が橋脚の応答低減に影響し、動摩擦力が大きいと橋脚の応答低減率が小さくなる。

謝辞：本検討の一部は、防災科学技術研究所プロジェクト研究、実大三次元震動破壊実験施設(E-Defense)を活用した橋梁耐震実験研究により実施したのもである。ここに、関係各位に深く感謝する次第である。

参考文献

- 1) 谷一成, 佐合大, 谷中聡久, 小池洋平, 鶴野禎史, 姫野岳彦: 低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型制震ストッパーの研究, 第9回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 247-252, 2006.
- 2) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 耐震設計編, 2002.
- 3) NISHIOKA, T., NAGANUMA, T., KANAJI, H. and KAGAWA, T.: A study on site-specific strong ground motion for seismic retrofit design of the Hanshin Expressway long-span bridges in Osaka Bay area, *Proceedings of the 19th U.S.-JAPAN Bridge Engineering Workshop*, pp. 389-402, 2003.

(2007.4.6 受付)

A STUDY ON SEISMIC RETROFIT METHOD OF BRIDGES WITH ENERGY-DISSIPATION RESTRAINER

Tsutomu NISHIOKA, Toshihiko NAGANUMA, Nobuhiko HAMADA,
Hiroyuki NAGARETA and Kenji TASAKI

This paper proposes a seismic retrofit method that the fixed bearing is altered to knock off against the severe earthquake ground motion and that energy-dissipation restrainers are installed between the substructure and the superstructure to prevent girders from falling. The shear panel damper is studied as an energy-dissipation restrainer. The study shows that the energy-dissipation restrainer can reduce the damage of the bridge column which is supposed to make plastic hinge. This method is useful for the seismic performance improvement of the bridge on the sea or in the river of which seismic retrofit is very expensive by means of the conventional seismic retrofit method.