

控え支承構造による長大桁橋の耐震補強に関する検討

西岡 勉¹・長沼敏彦²・平野敏彦³・野口二郎⁴・西森孝三⁵

¹阪神高速道路公団（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3）

E-mail:tsutomu-nishioka@hepc.go.jp

²阪神高速道路公団（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3）

E-mail:toshihiko-naganuma@hepc.go.jp

³阪神高速道路公団（〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3）

E-mail:toshihiko-hirano@hepc.go.jp

⁴総合技術コンサルタント（〒533-0033 大阪市東淀川区東中島3-5-9）

E-mail:j-noguchi@sogo-eng.co.jp

⁵総合技術コンサルタント（〒533-0033 大阪市東淀川区東中島3-5-9）

E-mail:nishimori@sogo-eng.co.jp

既設長大桁橋の耐震補強対策として、変位制限構造とすべり支承を有する段差防止構造からなる機能分離型の控えの支承構造を提案した。提案した補強対策をもとに既設支承の損傷を考慮した長大桁橋の地震応答解析を行い、変位制限構造の遊間、同構造の遊間に設置する緩衝装置の厚み、剛性が対象橋梁の最大応答に及ぼす影響を調べた。その結果、固定の支承条件である橋脚の変位制限構造に遊間を設けると支承損傷後のすべり免震効果により橋脚の最大応答変位が小さくなることがわかった。また、緩衝装置により変位制限構造の最大作用力を低減させることができることを示した。

Key Words : long-span girder bridge, bearing failure, backup bearing, restrainer, shock absorber

1. はじめに

兵庫県南部地震における阪神高速道路の長大橋の被災として、西宮港大橋(ニールセンアーチ橋)のピボット支承の上沓の割れ、六甲アイランド橋(ローゼアーチ橋)のピボットローラー支承の橋軸直角方向への損傷とそれに伴うアーチ桁の支承からの脱落、東神戸大橋(斜張橋)の端部ウィンドウの上沓セットボルトの破断、ペンデル支承の損傷による伸縮継手部の大きな段差などの被災事例がある¹⁾。上記の被災事例から判断すると、兵庫県南部地震以前に建設された他の既設長大橋においても、レベル2地震動に対して支承が損傷する可能性が高いと考えられる。しかし、長大橋の支承は、一般に大きな上部構造重量を支持しており、その規模が大きき、レベル2地震動に対して所定の性能を満足する支承への取替は、その対策費用、施工上の観点から速やかな実施が困難な状況である。

そこで、長大橋の既設支承を道路橋示方書 耐震設計編(以下、道示と略す。)²⁾で規定されるタイプA支承とみなし、レベル2地震動により生じる上部

構造からの水平力に対して、既設支承と補完し合って抵抗する変位制限構造を設置する耐震補強対策が考えられている。道示における変位制限構造は、支承が損傷した場合に速やかに作動して上下部構造間の相対変位が過大とならないように設置するものであり、支承の移動可能量よりわずかに大きい遊間を確保するように設計される²⁾。しかし、長大桁橋など桁かかり長が比較的大きい場合では、上下部構造間の相対変位が数十 cm 生じても落橋の可能性は低く、変位制限構造の遊間を支承の移動可能量よりも大きく取り、支承損傷後の上下部構造間のすべり免震やその摩擦減衰に期待し、橋脚や上部構造の損傷を軽減させる支承ヒューズのメカニズムの採用も考えられる。

本文では、既設長大桁橋の耐震補強対策を念頭に、変位制限構造とすべり支承を有する段差防止構造の組み合わせを機能分離型の控えの支承として上下部構造間に設置する耐震補強対策を提案する。レベル2地震動に対して既設支承が損傷し、変位制限構造が作動する場合に、変位制限構造の遊間が支承損傷後のすべり免震効果に及ぼす影響を検討する。また、

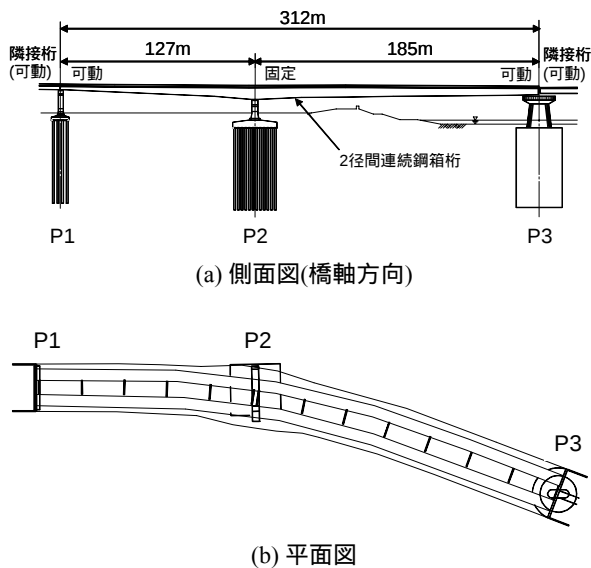


図-1 対象とした長大桁橋

変位制限構造に遊間を設けると同構造が作動する際に遊間の大きさに応じて衝突が生じる．その衝突力を低減させる対策として緩衝装置の設置が有効と考えられ，ひずみ硬化型のゴム製緩衝装置を対象に，緩衝装置の厚み，剛性が変位制限構造の衝突緩衝効果に及ぼす影響についても検討する．

2．対象橋梁と耐震補強対策

対象とした橋梁は，図-1(a), (b)に示す橋長 312m の 2 径間連続鋼箱桁橋である．下部構造は，P1, P2 橋脚が鋼製ラーメン橋脚，P3 橋脚が RC 単柱橋脚であり，P1, P2 橋脚が杭基礎，P3 橋脚が鋼管矢板基礎で支持されている．1 橋脚当たり 2 つの鋼製支承で上部構造が支持されており，支承条件は P2 橋脚において橋軸方向に 1 点固定である．また，橋軸直角方向の支承条件は，すべての橋脚において固定である．P1, P2, P3 橋脚の構造を図-2(a), (b), (c)に示す．P2 橋脚の固定支承は，図-3(b)に示すピボット支承であり，P1, P3 橋脚の可動支承は図-3(a), (c)に示すピボットローラー支承である．耐震補強対策として，図-4(a), (b)に示すように既設の鋼製支承をタイプ A 支承とみなし，変位制限構造とすべり支承を有する段差防止構造からなる機能分離型の控え支承を鋼箱桁と橋脚のはりの間に設置する．レベル 2 地震動に対して既設のピボット支承またはピボットローラー支承が損傷すると，段差防止構造の下面に設置したすべり支承が鉛直支持機能を担い，上部構造の慣性力により上下部構造間にすべりが生じ，変位制限構造の遊間に応じて同構造が作動するシステムである．変位制限構造は，図-4(a), (b)に示したように橋軸方向および橋軸直角方向それぞれに設置する．また，変位制限構造が作動するときの衝突力を緩和するた

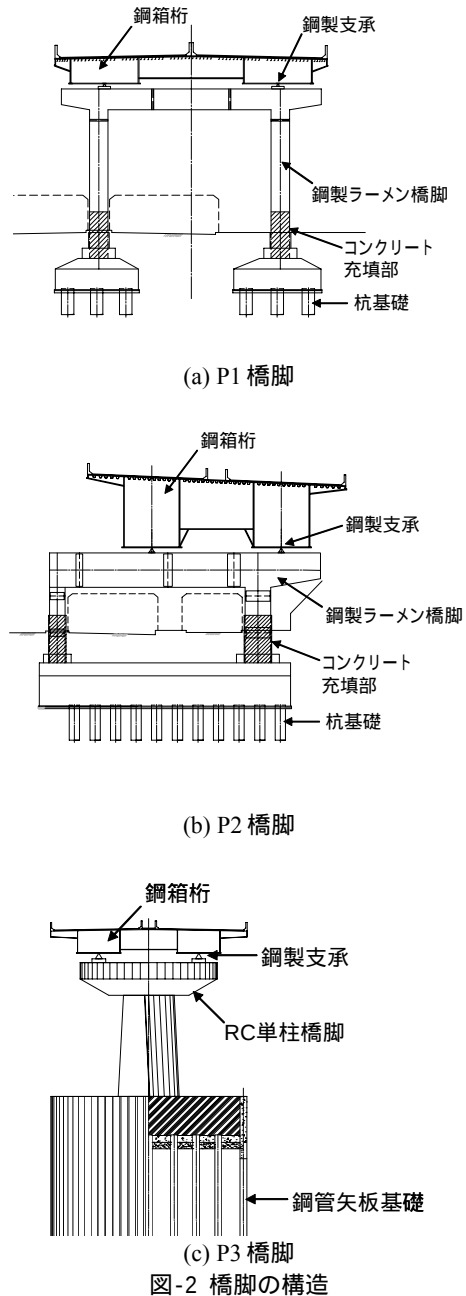
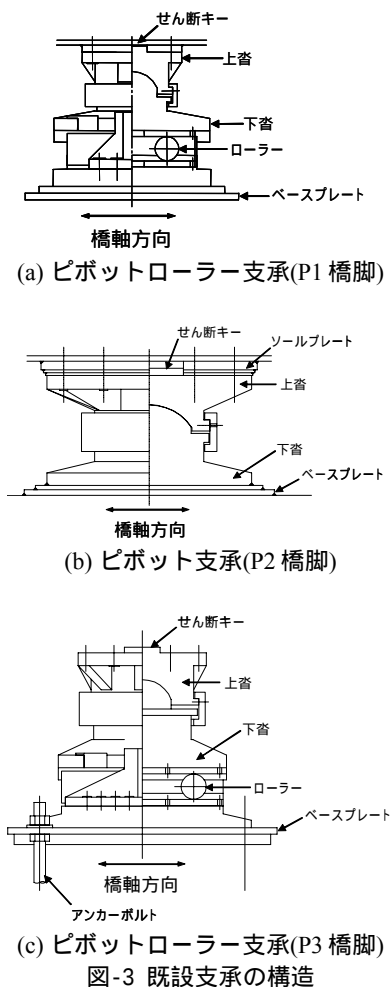


図-2 橋脚の構造

めに，同構造の接触面に緩衝装置を設置する．

3．解析条件

ここでは，橋軸方向の支承損傷を考慮した地震応答解析を行う．支承損傷後の挙動も対象とするので 3 次元モデルによる橋軸直角方向や上下方向も考慮した解析が理想であるが，控え支承構造の有効性を確認する基礎的検討であるため，橋軸方向のみの解析に単純化した．橋軸方向の解析モデルは，図-5に示す骨組みモデルである．図-1に示したように隣接桁の支承条件は P1, P3 橋脚とも可動であり，解析モデルの単純化のため隣接桁の影響は考慮していない．また，対象橋梁は曲線橋であるが，同様に解析モデ



ルの単純化のため直橋と仮定して解析を行う。

基礎はスウェーとロッキングを考慮し、水平方向および回転方向の線形ばね(それぞれ、 K_H 、 K_θ)でモデル化した。

橋脚は、プッシュオーバー解析の結果をもとにバイリニアまたはトリリニアの復元力モデルとした。復元力モデルの履歴則は、鋼製橋脚は移動硬化型、RC橋脚は剛性劣化型モデルを用いた。P1、P2、P3橋脚の橋軸方向の水平変位 - 水平荷重の関係を図-6に示す。RC橋脚であるP3橋脚の許容耐力 $H_{P3,a}$ が最も大きく、鋼製橋脚であるP2橋脚の許容耐力 $H_{P2,a}$ が2番目の大きさで、同じく鋼製橋脚であるP1橋脚の許容耐力 $H_{P1,a}$ が最も小さく、変形性能も劣る。固定の支承条件のP2橋脚が上部構造の慣性力を負担するため、 $H_{P2,a}$ が最も大きな耐力を有するはずであるが、対象橋梁のP3橋脚側に隣接して河川を横断する長大橋が存在する立地条件のため、P3橋脚は支承条件が可動であるにも関わらず大きな耐力を有している。P1橋脚は可動の支承条件で設計されているため、 $H_{P1,a}$ が $H_{P2,a}$ に比べてかなり小さい。

固定支承は、支承を構成する部材のそれぞれの降伏水平耐力の内、最も小さい耐力を固定支承の耐力 H_F とし、固定支承の反力が H_F を超過し、支承が損傷した後には上下部構造間にクーロン摩擦力(段差防

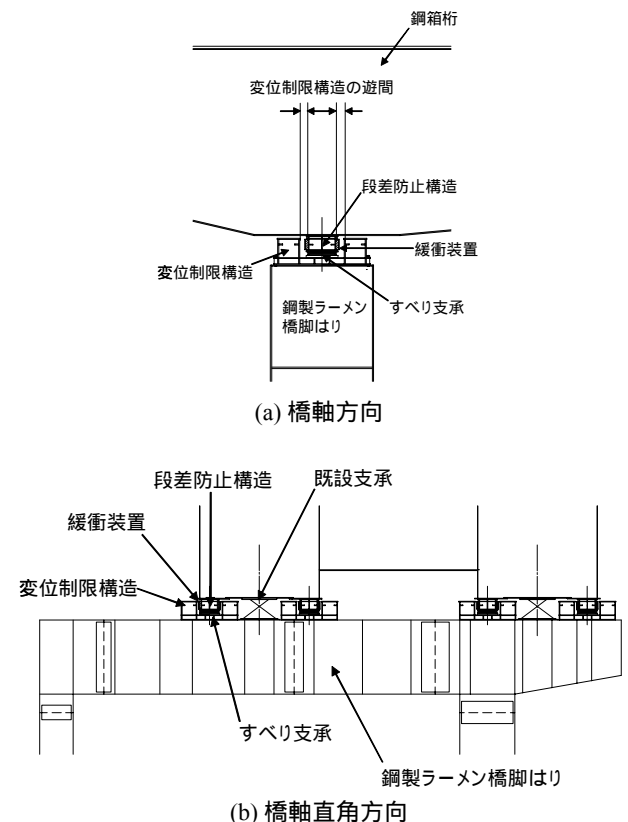


図-4 変位制限構造とすべり支承を下面に有する段差防止構造(P2 橋脚の例)

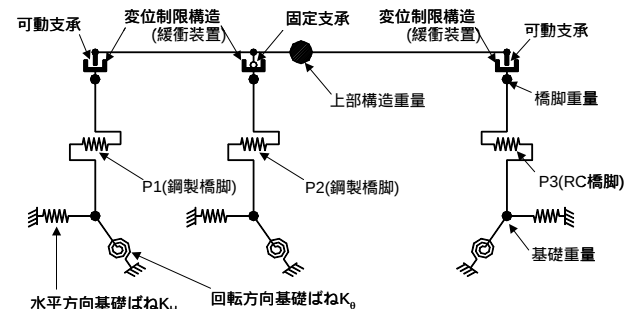


図-5 解析モデル(橋軸方向)

止構造のすべり支承の摩擦係数 μ_{F1} × 支承の鉛直反力 R_d が作用するものとしてモデル化した³⁾。固定支承の解析モデルを図-7に示す。一方、可動支承は、可動範囲内で損傷前の摩擦係数 μ_{M0} によるクーロン摩擦力が作用し、移動可能量 l_M を越え、可動支承が損傷すると(可動支承の水平耐力 H_M)、段差防止構造のすべり支承の摩擦係数 μ_{M1} によるクーロン摩擦力が作用するものとした³⁾。可動支承の解析モデルを図-8に示す。固定・可動支承の構成部材の橋軸方向の降伏水平耐力を表-1に示す。表-1からP1橋脚の支承耐力 $H_{M,P1} = 2,000\text{kN} \times 2 = 4,000\text{kN}$ (2支承分)、P2橋脚の支承耐力 $H_{F,P2} = 15,000\text{kN} \times 2 = 30,000\text{kN}$ (2支承分)、P3橋脚の支承耐力 $H_{M,P3} = 2,500\text{kN} (2,400\text{kN}) \times 2 = 5,000\text{kN}$ (2支承分)に設定した。なお、固定支承の損傷前の剛性、可動支承の移動可能量を超えてからの剛性、およびクーロン摩擦モデルの除荷・載荷

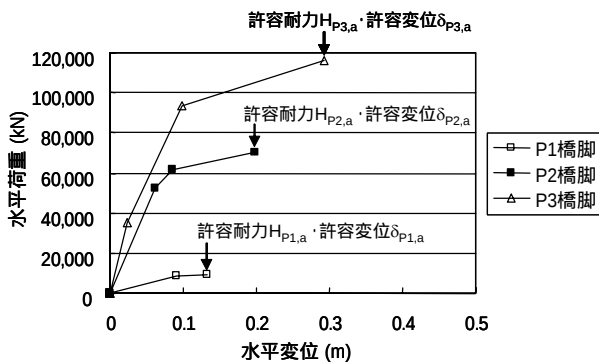


図-6 橋脚頂部の水平変位 - 水平荷重関係 (橋軸方向)

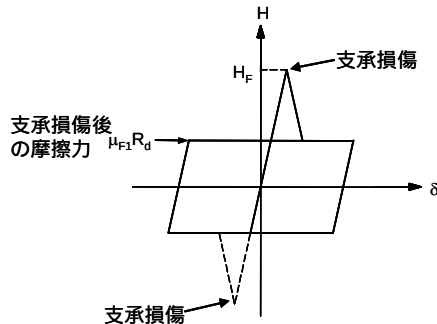


図-7 固定支所の解析モデル

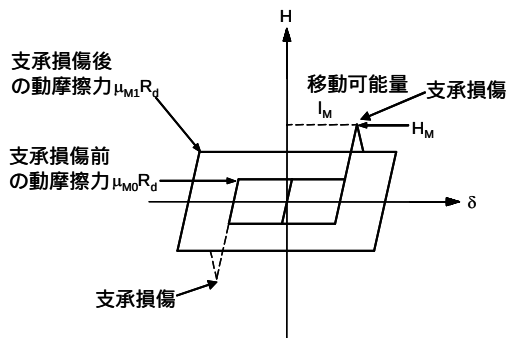


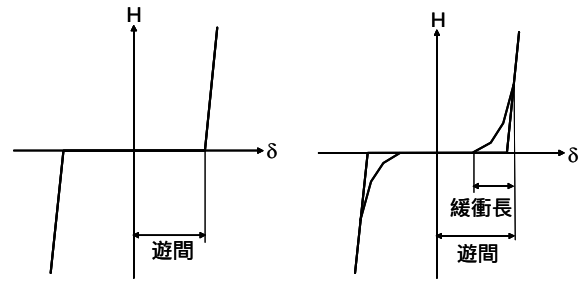
図-8 可動支所の解析モデル

表-1 支所の構成部材の橋軸方向の降伏水平耐力

構成部材	照査内容	降伏水平耐力(kN)		
		可動支所 (P1)	固定支所 (P2)	可動支所 (P3)
ソールプレート	溶接部せん断	2,000	16,000	2,400
上査	上査突起部せん断	4,100	52,900	7,700
下査	上査・下査間の支圧	8,200	42,900	16,300
	溶接部せん断	2,300	15,000	3,800
	移動制限装置せん断	2,900	-	4,300

勾配は、地震応答解析において安定した解が得られ、橋脚と支所を固定とした場合の1次固有周期との差が5%以内となるように、P1, P2橋脚では、橋脚の1次剛性の約20倍、P3橋脚では、橋脚の1次剛性の約10倍に設定した。

変位制限構造は、上下部構造間の相対変位が設定



(a) 緩衝装置なし (b) 緩衝装置あり

図-9 変位制限構造の解析モデル

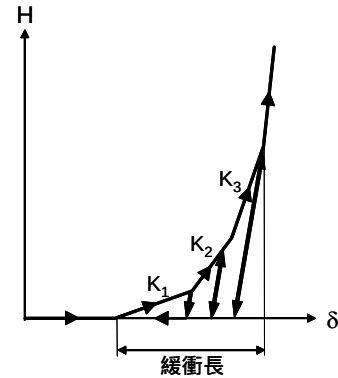
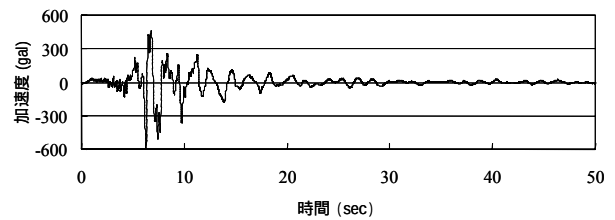
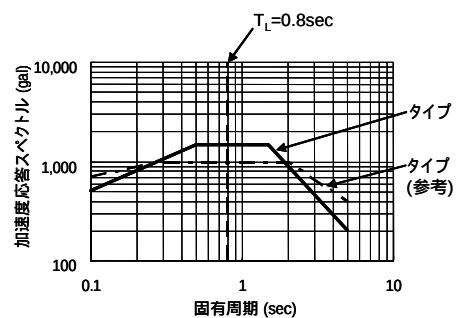


図-10 緩衝装置の解析モデル



(a) 加速度波形



(b) 加速度応答スペクトルと対象橋梁の1次の固有周期

図-11 入力地震動

した遊間に達すると拘束力が作用するモデルとし、変位制限構造の遊間に緩衝装置を設置しない場合と設置する場合の解析モデルをそれぞれ、図-9(a), (b)に示す。変位制限構造の拘束力を表す剛性は支所と同様に設定した。緩衝装置は、ひずみ硬化型のゴム製緩衝材とし、川島・庄司の緩衝装置のモデル⁴⁾を参考に図-10に示すように K_1 , K_2 , K_3 の3つの剛性を有するモデルとした。 K_1 , K_2 , K_3 は、緩衝装置の圧縮ひずみ ε がそれぞれ、 $0\% < \varepsilon < 60\%$, $60\% \leq \varepsilon < 80\%$, $80\% \leq \varepsilon$

表-2 緩衝装置を設置しない場合の解析ケース

Case	変位制限構造の遊間 (m)			段差防止構造下面のすべり支承の摩擦係数 (可動支承損傷前はローラー支承の摩擦係数)	
	e_{p1}	e_{p2}	e_{p3}	P2橋脚 (固定支承 損傷後 μ_{F1})	P1, P3橋脚 (可動支承損傷 前 μ_{M0} → 後 μ_{M1})
A1 ~ A4	0.25	0	0.1, 0.15, 0.2, 0.25	0.15	0.05 → 0.15
A5 ~ A8		0.1			
A9 ~ A12		0.2			
A13 ~ A16		0.25			
A17	∞	∞	∞		

表-3 支承の最大反力，水平耐力と橋脚の許容水平耐力の比較

	P1橋脚	P2橋脚	P3橋脚	備考
支承が健全と仮定した場合の最大支承反力(kN)	-	81,900	-	2支承分
支承耐力 F_{P1}, F_{P2}, F_{P3} (kN)	4,000	30,000	5,000	2支承分
橋脚の許容耐力 H_{P1}, H_{P2}, H_{P3} (kN)	9,400	70,500	116,000	3橋脚の合計 195,900

$\varepsilon < 90\%$ のときの剛性であり， $\varepsilon = 90\%$ では前述の変位制限構造の剛性を仮定した。

上部構造は剛体とし，上部構造重量を1点に集中させた．積分方法はニューマーク β 法($\beta=1/4$)，積分時間間隔は $1/5,000$ secとした．減衰は橋脚，固定・可動支承の非線形モデルの履歴減衰および1次の固有周期を用いた要素別の剛性比例型の粘性減衰である．粘性減衰の減衰定数は，橋脚単独モデルの線形解析結果を参考に，基礎，橋脚それぞれ， $h=0.2, 0.01$ に設定した．また，高い初期剛性を有する支承モデルについては，剛性比例型の粘性減衰の影響が小さくなるように減衰定数 $h=1 \times 10^{-5}$ ，変位制限構造モデルは $h=0$ とした．

入力地震動は，道示のタイプ Ⅱ，Ⅲ種地盤の地震波(Ⅱ - Ⅲ)とした²⁾．対象橋梁がⅡ種地盤に位置すること，橋軸方向の1次の固有周期が $T_L=0.8$ secであり，タイプ Ⅱよりもタイプ Ⅲ地震動の影響が大きいこと，タイプ Ⅲ地震動を用いることとした．入力地震動の加速度波形と振幅調整用の加速度応答スペクトルをそれぞれ，図-11(a), (b)に示す．

4．緩衝装置を設置しない場合の解析結果

(1) 解析ケース

緩衝装置を設置しない場合の解析ケースを表-2に示す．着目するパラメータは変位制限構造の遊間である．最も橋脚の許容耐力の小さいP1橋脚の変位制限構造の遊間を $e_{p1} = 0.25$ mの一定条件とし，P2橋脚の変位制限構造の遊間を $e_{p2} = 0, 0.1, 0.2, 0.25$ m，P3橋脚の変位制限構造の遊間を $e_{p3} = 0.1, 0.15, 0.2, 0.25$ mと変化させた．また，各橋脚に変位制限構造

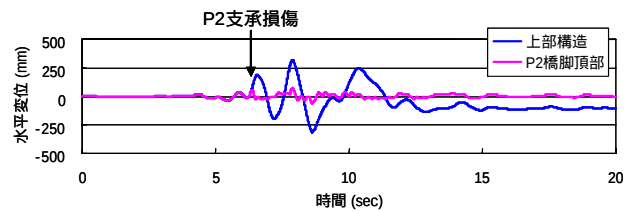
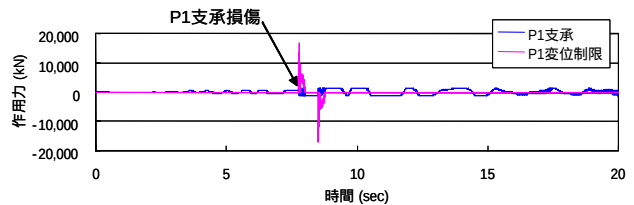
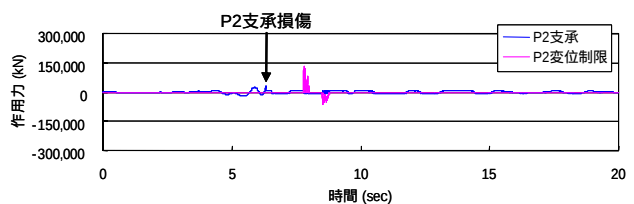


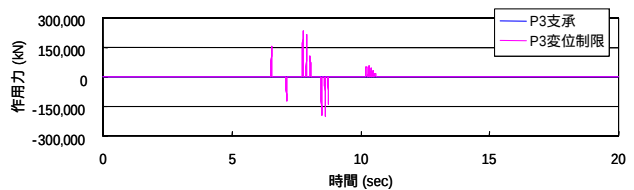
図-12 上部構造，P2 橋脚頂部の応答変位 (Case A15)



(a) P1 橋脚



(b) P2 橋脚



(c) P3 橋脚

図-13 支承と変位制限構造の作用力 (Case A15)

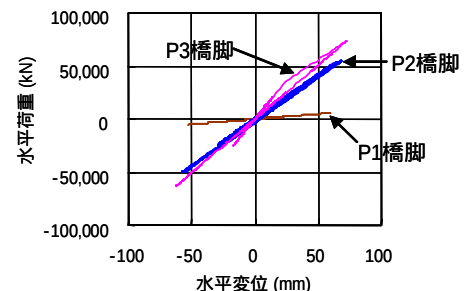


図-14 橋脚の応答履歴 (Case A15)

を設けず，既設支承の損傷後，段差防止構造のすべり支承で上下部構造間に自由にすべりが生じるケースを設定した．なお，可動支承の移動可能量は，P1橋脚で $l_{p1}=215$ mm，P3橋脚で $l_{p3}=315$ mmである． l_{p3} が大きく設定されているのは前述の隣接する長大橋の影響であるが，ここでは，耐力に余裕のあるP3橋脚に上部構造の慣性力を積極的に分担させるため，P3橋脚の変位制限構造の遊間 e_{p3} を支承の移動可能量 l_{p3} よりも小さく設定している．

摩擦係数については，ピボットローラー支承の可動範囲内の摩擦係数(支承損傷前)を $\mu_{M0}=0.05$ とし，段差防止構造のすべり支承の摩擦係数(支承損傷後)

を固定・可動支承側とも $\mu_{F1}=\mu_{M1}=0.15$ とした。

(2) 解析結果

はじめに、支承が健全である(固定支承の耐力が十分大きく、可動支承の移動可能量が十分大きい)と仮定した場合の固定支承の最大反力、固定・可動支承の耐力、および橋脚の許容耐力の比較を表-3に示す。支承が健全であるとした場合の固定支承の最大反力81,900kNは、固定支承の耐力30,000kNを超過しており、支承損傷を考慮した地震応答解析では支承損傷が生じる。また、この固定支承の最大反力は、固定の支承条件のP2橋脚の許容耐力70,500kNも超過しており、支承損傷が生じないと仮定した場合、P2橋脚単独では上部構造の慣性力を負担するだけの許容耐力を有していない。しかし、固定支承の最大反力は、3橋脚の許容耐力の合計195,900kNより小さく、3橋脚に上部構造の慣性力を適切に分担させると、3橋脚とも図-11に示した地震動に対して必要な耐震性能を有する可能性がある。

解析結果の一例として、 $e_{P1}=e_{P2}=0.25\text{m}$ 、 $e_{P3}=0.2\text{m}$ の場合(Case A15)の上部構造とP2橋脚頂部の応答変位の時刻歴波形を図-12に示す。6.3sec付近でP2橋脚の固定支承が損傷する。固定支承損傷後、上部構造とP2橋脚間に相対変位が生じ始め、相対変位が $e_{P2}=0.25\text{m}$ に達するとP2橋脚上の変位制限構造が作動する。

P1, P2, P3橋脚上の支承と変位制限構造の作用力の時刻歴波形をそれぞれ、図-13(a), (b), (c)に示す。P1橋脚では、可動支承が7.8sec付近で損傷するが、変位制限構造の作用力はP2, P3橋脚と比較して小さく、橋梁全体の応答への影響は小さいと考えられる。P2橋脚では、6.3sec付近の支承損傷後、7.8secおよび8.6sec付近で変位制限構造が作動すると、図-12に示した上部構造とP2橋脚頂部の相対変位が変位制限装置($e_{P2}=0.25\text{m}$)で制御されていることがわかる。P3橋脚では、変位制限構造の遊間を可動支承の移動可能量よりも小さく設定しているため支承の損傷は生じないが、変位制限構造が6～11secの範囲で作動している。

P1, P2, P3橋脚の応答履歴を図-14に示す。P1橋脚は弾性範囲内、P2橋脚は若干であるが塑性化しており、P3橋脚もコンクリートのひび割れ状態にあり、塑性化している。

変位制限構造の遊間をパラメータとしたCase A1～A17のP1橋脚頂部の最大応答変位 δ_{P1} を図-15に示す。なお、橋脚頂部の最大応答変位は、橋脚の許容変位と比較するため、基礎のスウェイとロッキングによる水平変位を除いている。 e_{P2} が大きくなると δ_{P1} が大きくなる傾向がある。 e_{P3} についても若干であるが、 e_{P3} の増加にしたがい δ_{P1} が増加する傾向がある。P2, P3橋脚の変位制限構造の遊間が大きくなることで上部構造の慣性力のP1橋脚の分担が大きくなるためと考えられる。Case A1～A16で設定した変位制限構造の遊間では、いずれのケースについても、 $\delta_{P1}<\delta_{P1,a}$ である。

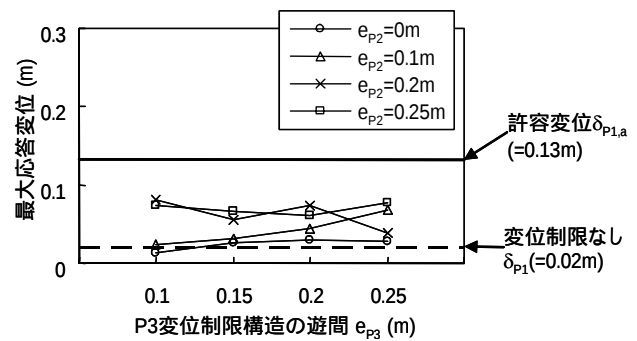


図-15 P1橋脚頂部の最大応答変位 δ_{P1} (Case A1-A17)

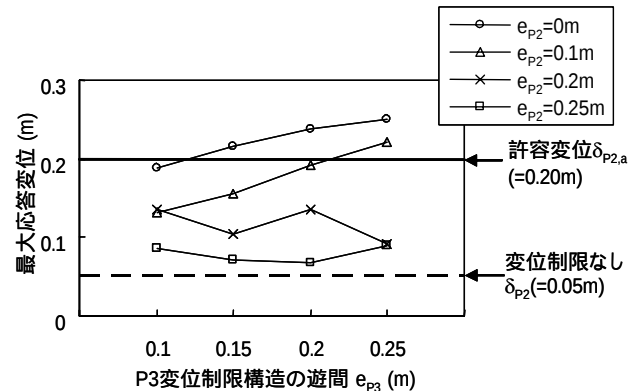


図-16 P2橋脚頂部の最大応答変位 δ_{P2} (Case A1-A17)

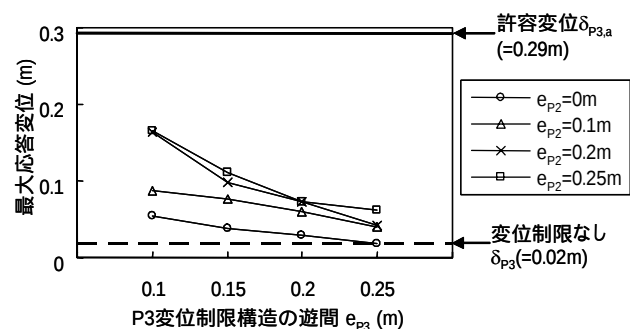


図-17 P3橋脚頂部の最大応答変位 δ_{P3} (Case A1-A17)

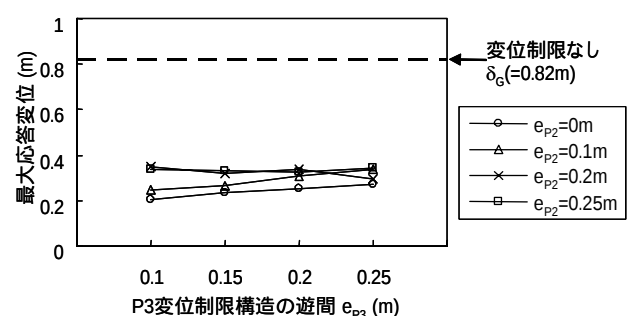


図-18 上部構造の最大応答変位 δ_G (Case A1-A17)

P2橋脚頂部の最大応答変位 δ_{P2} を図-16に示す。 $e_{P2}=0\text{m}$ 、 $e_{P3}>0.15\text{m}$ では、 $\delta_{P2}>\delta_{P2,a}$ となり、P2橋脚の最大応答変位は許容変位を超過する。これに対して e_{P2} を大きくすると δ_{P2} が小さくなる傾向があり、 $e_{P2}=0.2, 0.25\text{m}$ では、 $\delta_{P2}<\delta_{P2,a}$ となる。これは、P2橋脚の変位制限構造の遊間が大きくなると、支承損傷後のすべり免震やその摩擦減衰の効果が現れるため

表-4 緩衝装置を設置する場合の解析ケース

Case	緩衝装置の厚み(m)			緩衝装置のせん断弾性係数(25%ひずみ時) $G(N/mm^2)$
	t_{p1}	t_{p2}	t_{p3}	
B1 ~ B3	0.1	0.1	0.1	1.0, 2.0, 3.0
B4 ~ B6	0.2	0.2	0.2	1.0, 2.0, 3.0

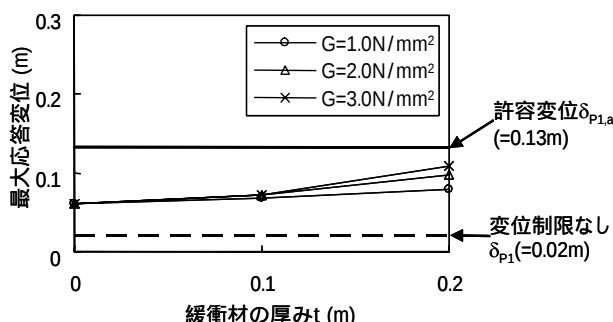


図-19 P1 橋脚頂部の最大応答変位 δ_{p1} (Case B1-B6)

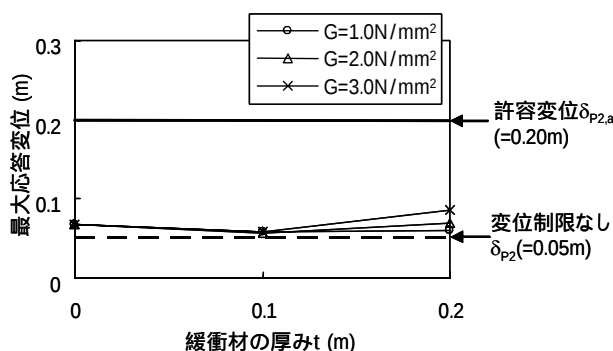


図-20 P2 橋脚頂部の最大応答変位 δ_{p2} (Case B1-B6)

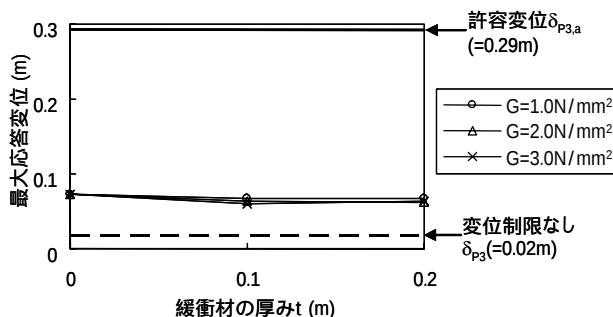


図-21 P3 橋脚頂部の最大応答変位 δ_{p3} (Case B1-B6)

である．逆に， e_{p3} が大きくなると δ_{p2} が増加する傾向があり，P1橋脚と同様にP3橋脚の変位制限構造の遊間が大きくなると，上部構造の慣性力のP2橋脚の分担が大きくなるためと考えられる．

P3橋脚頂部の最大応答変位 δ_{p3} を図-17に示す． e_{p2} が大きくなると δ_{p3} が大きくなる傾向がある．P2橋脚の変位制限構造の遊間が大きくなることで上部構造の慣性力のP3橋脚の分担が大きくなるためと考えられる．逆に， e_{p3} が大きくなると δ_{p3} が小さくなる．P3橋脚の変位制限構造の遊間が大きくなることで，支承損傷後のすべり免震の効果が現れるためと考えられる．P3橋脚の耐力，変形性能に余裕があり，そ

の最大応答変位はいずれのケースについても許容変位以下である．

上部構造の最大応答変位 δ_G を図-18に示す．3橋脚に変位制限構造がない場合の $\delta_G=0.82m$ に対して，変位制限構造を設置すると δ_G が小さくなり，隣接桁との衝突の可能性も小さくなると考えられる． e_{p2} が小さいと δ_G が小さくなる傾向があるが，前述のように， $e_{p2}=0m$ ， $e_{p3}>0.15m$ では， $\delta_{p2}>\delta_{p2,a}$ となる． δ_G に対する e_{p3} の影響は顕著ではない．

5．緩衝装置を設置する場合の解析結果

(1) 解析ケース

緩衝装置を設置する場合の解析ケースを表-4に示す．着目するパラメータは緩衝装置の厚みとせん断弾性係数(25%ひずみ時)である．変位制限構造の遊間は，3章の解析ケースから固定の支承条件であるP2橋脚の最大応答変位が最も小さくなるCase A15 ($e_{p1}=0.25m$ ， $e_{p2}=0.25m$ ， $e_{p3}=0.2m$)とした．緩衝装置の厚みをP1，P2，P3橋脚(t_{p1} ， t_{p2} ， t_{p3})=(0.1m, 0.1m, 0.1m)，(0.2m, 0.2m, 0.2m)の2ケースとし，緩衝装置のせん断弾性係数を3橋脚共通で， $G=1.0, 2.0, 3.0 N/mm^2$ の3ケースとした．緩衝装置の平面寸法は，変位制限構造の接触面の大きさを考慮して，P1橋脚で0.4m(高さ)×0.6m(幅)×4組，P2橋脚で0.4m×0.75m×4組，P3橋脚で0.4m×0.8m×4組とした．

(2) 解析結果

緩衝装置の厚み t_{p1} ， t_{p2} ， t_{p3} ，せん断弾性係数 G をパラメータとしたCase B1～B6のP1，P2，P3橋脚頂部の最大応答変位 δ_{p1} ， δ_{p2} ， δ_{p3} をそれぞれ，図-19，20，21に示す．同図の $t_{p1}=t_{p2}=t_{p3}=0m$ の最大応答変位は緩衝装置を設置しない場合の値である． t_{p1} ， t_{p2} ， t_{p3} と G が δ_{p1} ， δ_{p2} ， δ_{p3} に及ぼす影響は顕著でない． δ_{p1} については， t_{p1} ， t_{p2} ， t_{p3} と G が大きくなるほど， δ_{p1} が大きくなる傾向が見られる．1つの橋脚単独では，緩衝装置の厚み，せん断弾性係数が大きくなるほど，上部構造の慣性力が変位制限構造に伝わりやすくなり，橋脚の最大応答変位は大きくなると考えられる．しかし， δ_{p2} ， δ_{p3} については，必ずしも上記の明確な傾向が見られず，上部構造を介したP1，P2，P3橋脚間の相互作用が影響していると推測される．Case B1～B6の上部構造の最大応答変位 δ_G を図-22に示す． t_{p1} ， t_{p2} ， t_{p3} と G が δ_G に及ぼす影響も顕著ではない．

P1，P2，P3橋脚の変位制限構造の最大作用力をそれぞれ，図-23(a)，(b)，(c)に示す． $t_{p1}=t_{p2}=t_{p3}=0m$ の場合の最大作用力は緩衝装置を設置しない場合の値である．P2，P3橋脚の変位制限構造については， t_{p1} ， t_{p2} ， t_{p3} と G が大きいほど，変位制限構造の最大作用力が低減する傾向があり，緩衝効果が高くなることがわかる．P1橋脚の変位制限構造については，上記と若干異なる傾向を示している．その理由は明らかではないが，少なくとも緩衝装置を設置しない場合と比較すると，最大作用力は低減している．以上から，

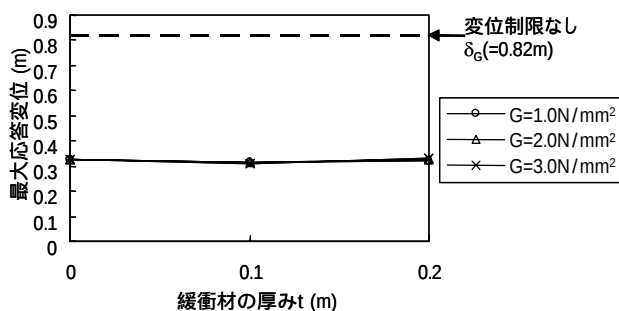
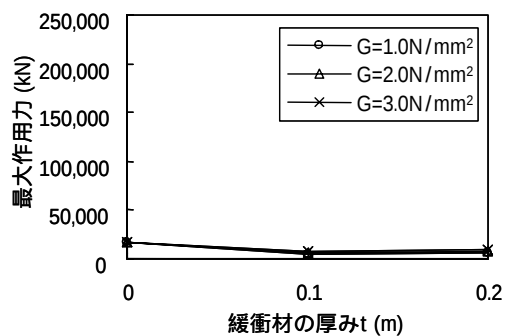
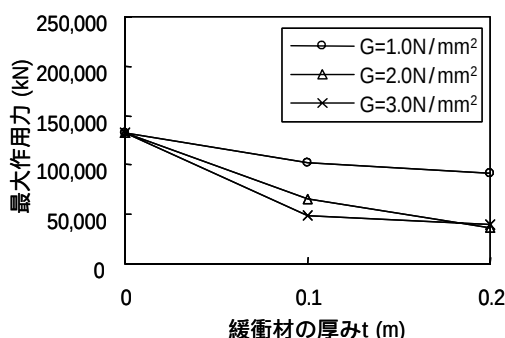


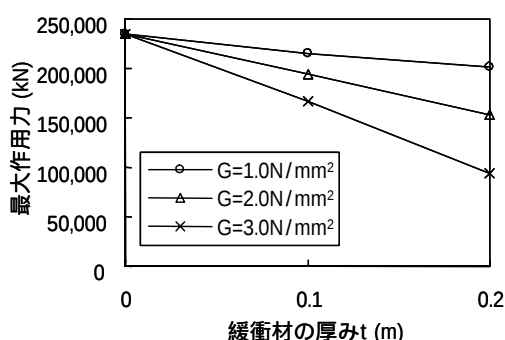
図-22 上部構造の最大応答変位 δ_G (Case B1-B6)



(a) P1 橋脚



(b) P2 橋脚



(c) P3 橋脚

図-23 変位制限構造の最大作用力 (Case B1-B6)

変位制限構造の遊間に緩衝装置を設置することで、橋脚の最大応答変位は若干大きくなる傾向があるが、変位制限構造の最大作用力を低減することができる。

6. まとめ

既設長大桁橋の耐震補強対策として、変位制限構造とすべり支承を有する段差防止構造からなる機能分離型の控えの支承構造を提案した。提案した補強対策をもとに、既設支承の損傷を考慮した対象橋梁の地震応答解析を行い、控え支承の変位制限構造の遊間、同構造に設置する緩衝装置の厚み、剛性が対象橋梁の最大応答に及ぼす影響を調べた。既設支承が想定した荷重で損傷し、支承損傷後、理想的な動摩擦力が上下部構造間に作用すると仮定した解析であり、既設支承の損傷過程や動摩擦力の評価など、今後更なる検討を要する。しかし、ここで提案した控え支承構造は下路アーチ橋など支承取替が困難な他の長大橋や一般桁橋にも適用が可能であり、有用性の高い耐震補強対策と考えられる。本検討で得られた知見を以下に示す。

- 1) 固定の支承条件であるP2橋脚の変位制限構造の遊間を0とすると、P2橋脚の橋軸方向の最大応答変位はP2橋脚の許容変位を超過する場合がある。既設橋梁の条件によっては、支承損傷後速やかに変位制限構造が作用すると、橋脚が所定の耐震性能を有しない場合がある。
- 2) 一方、P2橋脚の変位制限構造に遊間を設けると、支承損傷後のすべり免震や摩擦減衰の効果によりP2橋脚の最大応答変位が小さくなる。対象橋梁の解析例では、P2橋脚の変位制限構造の遊間を0.2-0.25m程度とすると、P2橋脚の橋軸方向の最大応答変位は小さくなり、許容変位以下となる。支承損傷後のすべり免震効果により橋脚の最大応答を抑制することができ、橋脚補強が困難な既設橋梁の耐震対策として、控え支承構造が有効であると考えられる。
- 3) 変位制限構造の遊間に緩衝装置を設置することにより変位制限構造の最大作用力を低減させることができる。ただし、緩衝装置を設置することで上部構造の慣性力が変位制限構造を介して橋脚に伝わりやすくなり、橋脚の最大応答変位は若干であるが大きくなる傾向がある。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて - 震災復旧工事誌 - , pp.101-132, 1997.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 耐震設計編, 2002.
- 3) 梶田幸秀, 渡邊英一, 杉浦邦征, 丸山忠明, 永田和寿：鋼製支承の破損を考慮した連続高架橋の地震時応答性状と落橋防止装置の有効性の検討, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.903-913, 1999.
- 4) 川島一彦, 庄司学：衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp. 129-142, 1999.

(2005. 3. 14 受付)

A STUDY ON THE IMPROVEMENT OF SEISMIC PERFORMANCE OF THE EXISTING LONG-SPAN GIRDER BRIDGE USING THE BACKUP BEARING

Tsutomu NISHIOKA, Toshihiko NAGANUMA, Toshihiko HIRANO,
Jiro NOGUCHI and Kozo NISHIMORI

The purpose of this paper is to study the effects of the restrainer gap and the rubber-type shock absorber on the peak response of the existing long-span girder bridge that has bearings vulnerable to strong earthquake ground motion. The restrainer and the stool with the sliding plate are proposed to be installed as the backup bearing in case of the existing bearing failure. The seismic response analysis considering the existing bearing failure is conducted. The study shows that the restrainer gap enables the peak response displacement of the fixed-side column to decrease because of the seismic isolation effect, and that the shock absorber can reduce the peak response reaction forces of the restrainer.