

既設支承の損傷を考慮した長大桁橋の耐震補強検討

西岡勉¹・長沼敏彦²・鈴木英之³・野口二郎⁴・西森孝三⁵

¹正会員 博(工) 阪神高速道路公団 工務部 (〒541-0056大阪市中央区久太郎町4-1-3)

²正会員 Dr. Eng. Sci. 阪神高速道路公団 工務部 (〒541-0056大阪市中央区久太郎町4-1-3)

³正会員 修(工) 阪神高速道路公団 大阪管理部 (〒555-0032大阪市西淀川区大和田1-1-4)

⁴正会員 博(工) 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)

⁵正会員 理学 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)

1. はじめに

兵庫県南部地震の被災事例から判断して兵庫県南部地震以前に建設された既設長大橋では、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反力を支持しており、その規模が大きく、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。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長大桁橋の橋脚、上部構造の最大応答変位に及ぼす影響をパラメータ解析により検討する。

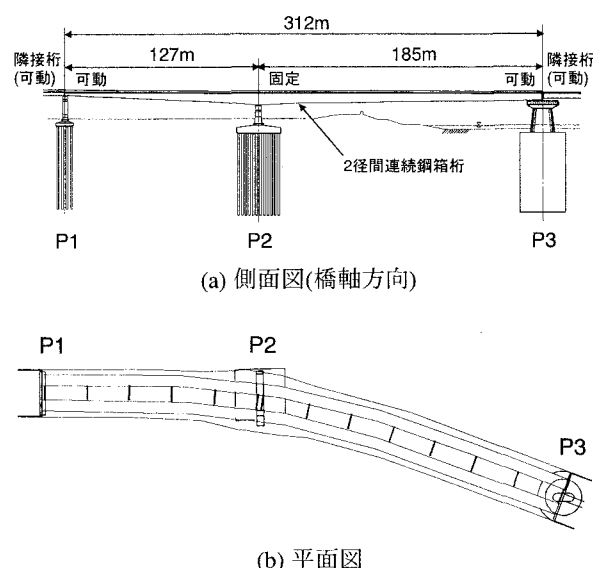
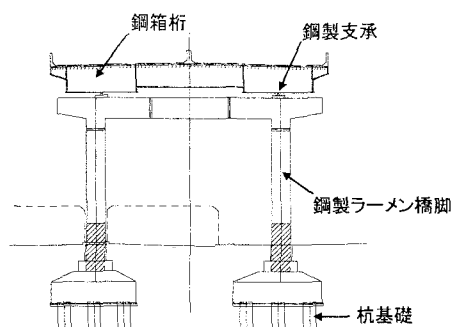


図-1 対象とした長大桁橋

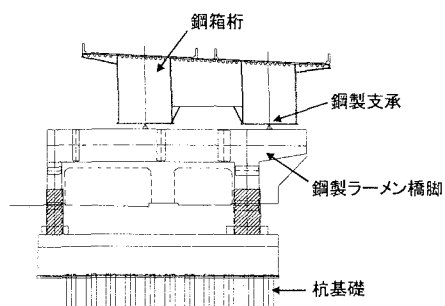
2. 対象橋梁と耐震補強対策

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、図-1に示す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を支持しており、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

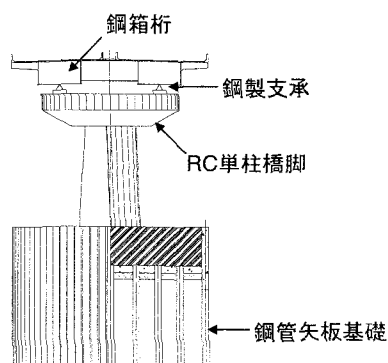
ットローラー支承である。耐震補強対策として、図-4(a), (b)に示すように既設の鋼製支承をタイプA支承とみなし、レベル2地震動に対して支承機能を補完する変位制限構造とすべり支承を有する段差防止構造からなる機能分離型の控え支承を鋼箱桁と橋脚のはりの間に設置する。レベル2地震動に対して既設のピボット支承またはピボットローラー支承が損傷すると、段差防止構造の下面に設置したすべり支承が鉛直支持機能を担い、上部構造の慣性力により上下部構造間にすべりが生じ、変位制限構造の遊間に応じて同構造が作動するシステムである。変位制限構造は、図-4(a), (b)に示したように橋軸方向および橋軸直角方向それぞれに設置する。



(a) P1 橋脚



(b) P2 橋脚



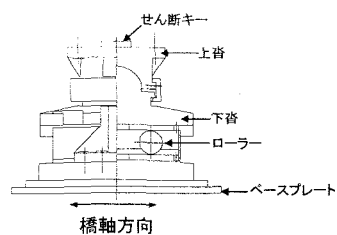
(c) P3 橋脚

図-2 橋脚の構造

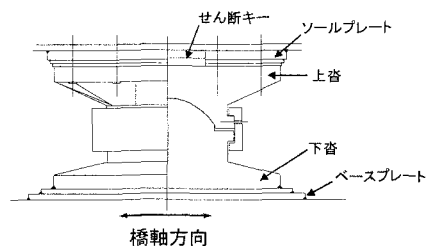
3. 橋軸方向の地震応答解析

(1) 解析条件

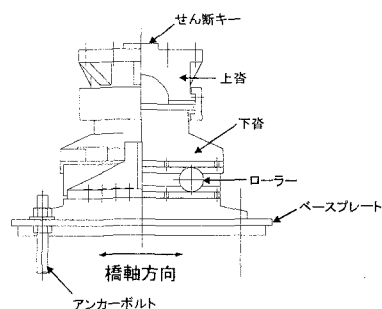
橋軸方向の解析モデルは、図-5 に示す骨組みモデルである。図-1 に示したように隣接桁の支承条件は P1, P3 橋脚とも可動であり、解析モデルの単純化のため隣接桁の影響は考慮していない。また、対象橋



(a) ピボットローラー支承(P1 橋脚)



(b) ピボット支承(P2 橋脚)



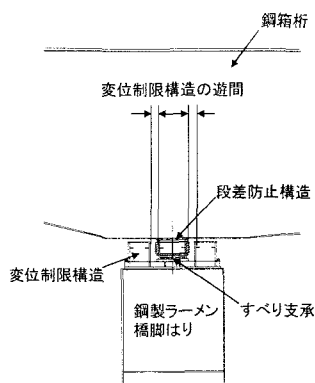
(c) ピボットローラー支承(P3 橋脚)

図-3 支承の構造

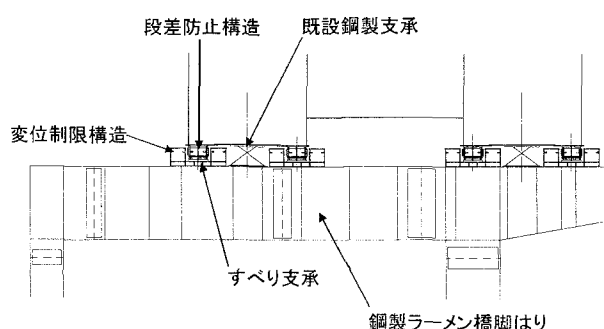
梁は曲線橋であるが、ここでは、直橋と仮定して解析を行った。

基礎はスウェイ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(武藤)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、P1 橋脚の許容耐力 $H_{P1,a}$ が最も小さく、変形性能も劣る。固定の支承条件である 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支承条件が可動であるに



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

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)

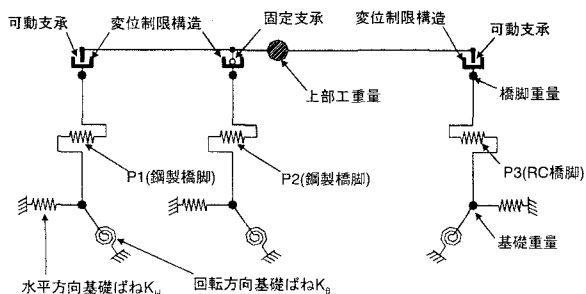


図-5 橋軸方向の解析モデル

も関わらず、P3 橋脚は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上下部構造間にクーロン摩擦力(段差防止構造下面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¹⁾。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

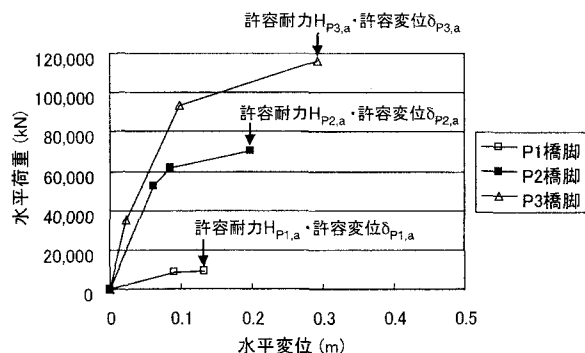


図-6 橋脚頂部の水平変位－水平荷重関係 (橋軸方向)

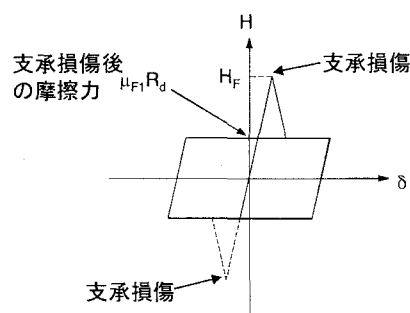


図-7 固定支承の解析モデル

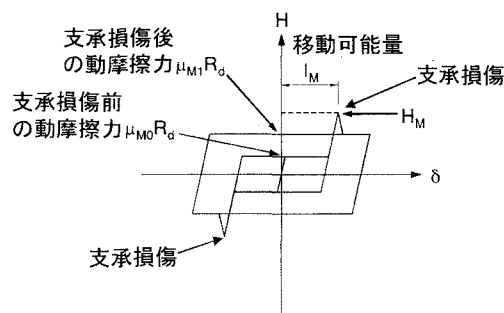


図-8 可動支承の解析モデル

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)、段差防止構造下面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¹⁾。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 $F_{P1} = 2,000\text{kN} \times 2 = 4,000\text{kN}$ (2 支承分)、P2 橋脚の支承耐力 $F_{P2} = 15,000\text{kN} \times 2 = 30,000\text{kN}$ (2 支承分)、P3 橋脚の支承耐力 $F_{P3} = 2,500\text{kN} (= 2,400\text{kN}) \times 2 = 5,000\text{kN}$ (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

表-1 支承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)		
		可動支承 (P1)	固定支承 (P2)	可動支承 (P3)
ソールプレート	溶接部せん断	2,000	16,000	2,400
上沓	上沓突起部せん断	4,100	52,900	7,700
下沓	上沓・下沓間の支圧	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

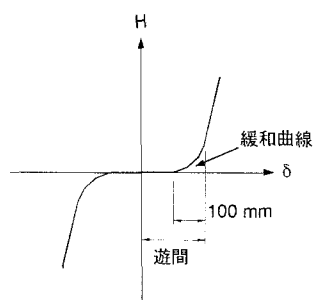


図-9 変位制限構造の解析モデル

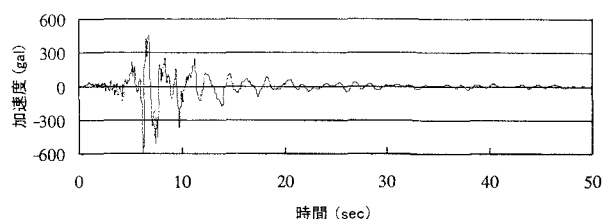
表-2 橋軸方向の解析ケース

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} 一後 μ_{M1})
L1~L3	0.25	0	0.1, 0.15, 0.2	0.15	0.05 → 0.15
L4~L6		0.1			
L7~L9		0.2			
L10	∞	∞	∞		

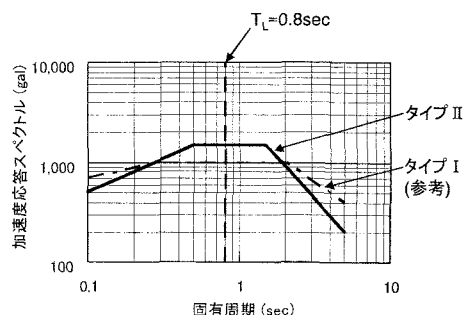
荷・載荷勾配は、地震応答解析において安定した解が得られる範囲で、橋脚と支承を完全固定とした場合の1次固有周期との差が5%以内となるようにP1、P2橋脚では、橋脚の1次剛性の約20倍、P3橋脚では、橋脚の1次剛性の約10倍に設定した。

変位制限構造は、図-9に示すように上下部構造間の相対変位が設定した遊間を越えると拘束力が作用するモデルとした。変位制限構造の拘束力を表す剛性も支承モデルと同様に設定した。なお、剛性が0から大きな値に変化することにより衝撃的な作用力が生じることを緩和するために、ゴム系緩衝装置の設置を想定し、遊間の100mm手前に緩和曲線を設定した。

橋軸方向の解析ケースを表-2に示す。着目するパ



(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-10 入力地震動 (橋軸方向)

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 $e_{P1} = 0.25m$ の一定条件とし、P2橋脚の変位制限構造の遊間を $e_{P2} = 0, 0.1, 0.2m$ 、P3橋脚の変位制限構造の遊間を $e_{P3} = 0.1, 0.15, 0.2m$ と変化させた。また、各橋脚に変位制限構造を設けず、既設支承の損傷後、段差防止構造下面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 $l_{P1}=215mm$ 、P3橋脚で $l_{P3}=315mm$ 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、段差防止構造下面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。

入力地震動は、道示のタイプII、III種地盤の地震波(II-III-1)とした²⁾。対象橋梁がIII種地盤に位置すること、橋軸方向の1次の固有周期が $T_L=0.8sec$ であり、タイプIよりもタイプII地震動の影響が大きいため、タイプII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-10(a)、(b)に示す。

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，高剛性を有する支承，変位制限構造モデルの粘性減衰は，解析で安定した解が得られる範囲で極力小さく設定することとし，その減衰定数をそれぞれ， $h=0.0003, 0$ に設定した．

(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-10 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， $e_{P1} = 0.25\text{m}$ ， $e_{P2} = e_{P3} = 0.2\text{m}$ の場合(Case L9)の上部構造と P2 橋脚頂部の応答変位の時刻歴波形を図-11 に示す．6.2sec 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 0.2m 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-12(a), (b), (c)に示す．P1 橋脚では，可動支承が 7.7sec 付近で損傷するが，支承および変位制限構造の作用力は小さく，橋梁全体の応答への影響は小さい．P2 橋脚では，6.2sec 付近の支承損傷後，変位制限構造が 5 回作動し，変位制限構造が作動すると，図-11 に示した上部構造と P2 橋脚頂部の相対変位が減少するのがわかる．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 P2 橋脚とほぼ同時刻に 5 回作動している．

P1, P2, P3 橋脚の応答履歴を図-13 に示す．P1 橋脚

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

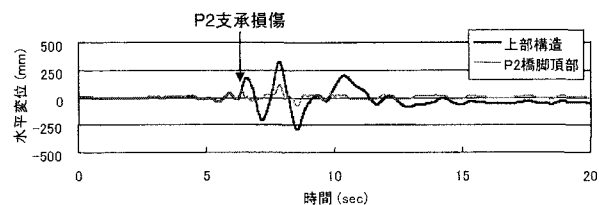
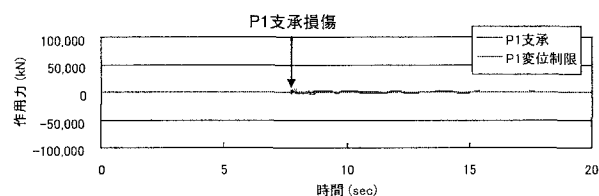
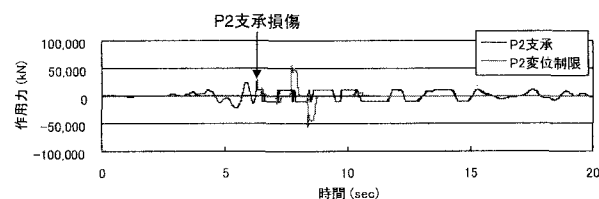


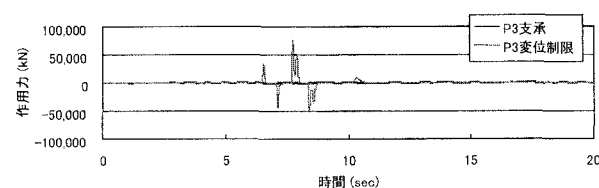
図-11 上部構造，P2 橋脚頂部の応答変位 (Case L9)



(a) P1 橋脚



(b) P2 橋脚



(c) P3 橋脚

図-12 支承と変位制限構造の作用力 (Case L9)

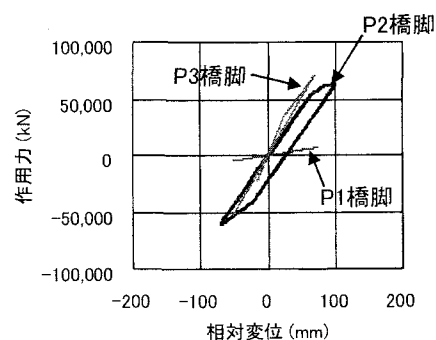


図-13 橋脚の応答履歴(Case L6)

は弾性範囲内、P2 橋脚は塑性化しており、P3 橋脚はコンクリートのひび割れ状態にある。

a) 最大応答変位に対する変位制限構造の遊間の影響

変位制限構造の遊間をパラメータとした Case L1～L10 の P1 橋脚頂部の最大応答変位 δ_{P1} を図-14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たものである。 e_{P2} が大きくなると δ_{P1} が大きくなる。また、 e_{P3} が大きくなっても δ_{P1} が若干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。しかし、Case L1～L9 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。

P2 橋脚頂部の最大応答変位 δ_{P2} を図-15に示す。 $e_{P2}=0$ では、 $\delta_{P2} > \delta_{P2,a}$ となり、P2 橋脚は図-10に示した地震動に対して必要な耐震性能を有していない。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、 $e_{P2}=0.2\text{m}$ 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の効果が現れるためである。逆に、 e_{P3} が大きくなると δ_{P2} が増加する傾向がある。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-16に示す。 e_{P2} が大きくなると δ_{P3} が大きくなる。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たと考えられる。P3 橋脚の最大応答変位は、いずれのケースについても許容変位に対して余裕がある。

上部構造の最大応答変位を図-17に示す。3 橋脚に変位制限構造がない場合の $\delta_G=0.68\text{m}$ に対して、変位制限構造を設置すると δ_G が小さくなっている。また、 e_{P2} が小さいと δ_G が小さくなる傾向があり、隣接桁との衝突の可能性も小さくなると考えられるが、前述のように、 $e_{P2}=0$ では、 $\delta_{P2} > \delta_{P2,a}$ となる。

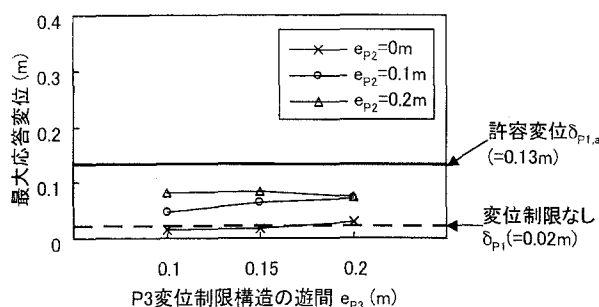


図-14 P1 橋脚頂部の最大応答変位 δ_{P1} (Case L1-L10)

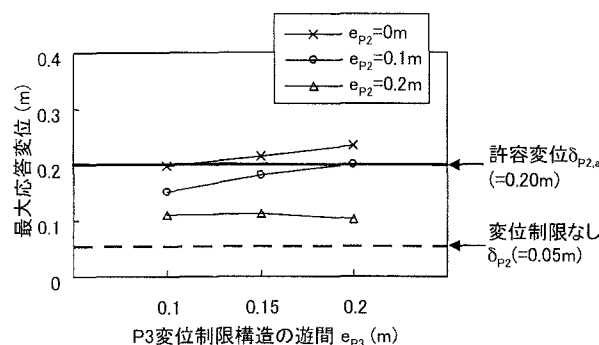


図-15 P2 橋脚頂部の最大応答変位 δ_{P2} (Case L1-L10)

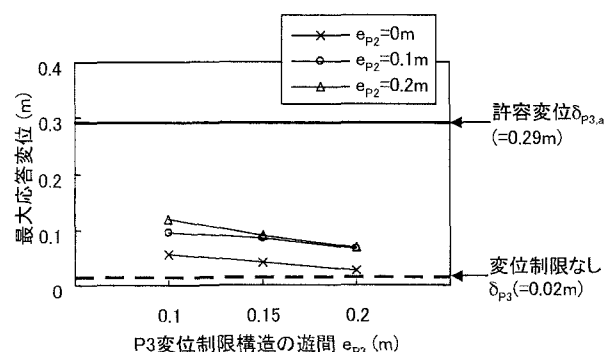


図-16 P3 橋脚頂部の最大応答変位 δ_{P3} (Case L1-L10)

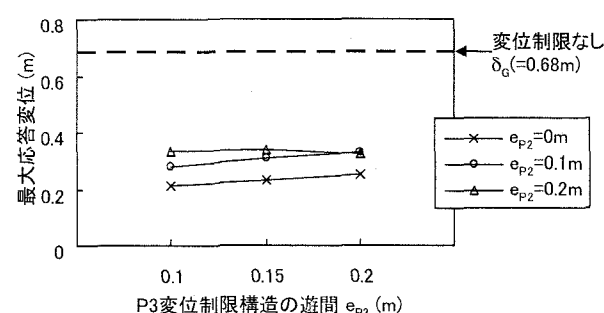


図-17 上部構造の最大応答変位 δ_G (Case L1-L10)

4. 橋軸直角方向の地震応答解析

(1) 解析条件

橋軸方向に 1 点固定の支承条件でも橋軸直角方向には各橋脚とも固定の支承条件である。橋軸直角方

向の解析モデルは、3 橋脚について図-18に示す骨組みモデルとした。隣接桁の影響として、P1 橋脚では隣接桁の鉛直荷重を、P3 橋脚では隣接桁の反力が負となるため側径間の 1/2 の重量をそれぞれ考慮

しているが、隣接桁を支持する支承は損傷しないものと仮定した。なお、基礎、橋脚、固定支承の解析モデルは、橋軸方向の場合と同様である。

P1, P2, P3 橋脚の橋軸直角方向の水平変位－水平荷重の関係を図-19 に示す。橋軸直角方向では、P2 橋脚の許容耐力が最も大きい。P1 橋脚は、3 橋脚の中で最も耐力が小さく、変形性能も劣る。

3 橋脚の支承の構成部材の橋軸直角方向の降伏水平耐力を表-4 に示す。表-4 から橋軸方向と同様に、P1 橋脚の支承耐力 $F_{P1}=2,000\text{kN}\times 2=4,000\text{kN}$ (2 支承分)、P2 橋脚の支承耐力 $F_{P2}=15,000\text{kN}\times 2=30,000\text{kN}$ (2 支承分)、P3 橋脚の支承耐力 $F_{P3}=2,500\text{kN}(\approx 2,400\text{kN})\times 2=5,000\text{kN}$ (2 支承分)に設定した。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・載荷勾配、変位制限構造の拘束力を表す剛性は、各橋脚の 1 次剛性の約 50 倍に設定している。積分方法は橋軸方向と同様であり、減衰については、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定数を基礎、橋脚、支承、変位制限構造それぞれ、 $h=0.2, 0.01, 0.001, 0$ に設定した。

橋軸直角方向の解析ケースを表-5 に示す。解析パラメータは、3 橋脚の変位制限構造の遊間 e_{P1}, e_{P2}, e_{P3} をそれぞれ、0, 0.1, 0.15, 0.2 m, ∞ と 5 ケース設定した。

入力地震動は、橋軸方向と同様に、道示のタイプⅡ、Ⅲ種地盤の地震波(Ⅱ-Ⅲ-Ⅰ)とした²⁾。橋軸直角方向の1次の固有周期が $T_T=0.6\text{sec}$ (P1橋脚)、 0.6sec (P2橋脚)、 0.8sec (P3橋脚)であり、タイプⅠよりもタイプⅡ地震動の影響が大きいとため、タイプⅡ地震動を用いることとした。

(2) 解析結果

橋軸方向と同様に、橋軸直角方向に支承が健全である(支承の耐力が十分大きい)と仮定した場合の最大支承反力、支承耐力、および橋脚の許容耐力の比較を表-6に示す。3橋脚とも、支承が健全であるとした場合の対象橋梁のみの最大支承反力は、支承の耐力を超過しており、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、3橋脚の許容耐力は、それぞれ、P2橋脚の最大支承反力、P1, P3橋脚の同時性を考慮した対象橋梁と隣接桁の最大支承反力の合計より大きく、支承が損傷しない場合、3橋脚は図-10に示した地震動に対して必要な耐震性能を有すると考えられる。

a) 最大応答変位に対する変位制限構造の遊間の影響

変位制限構造の遊間をパラメータとしたCase T1～T5 のP1橋脚頂部、上部構造の最大応答変位 δ_{P1}, δ_G

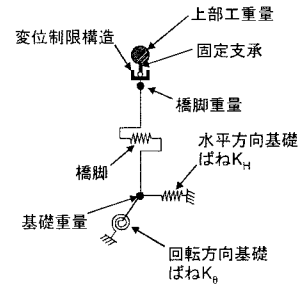


図-18 橋軸直角方向の解析モデル

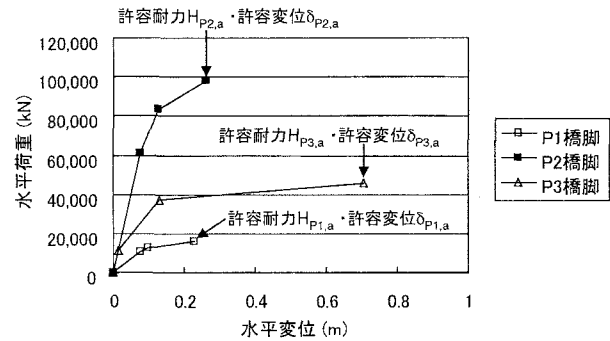


図-19 橋脚頂部の水平変位－水平荷重関係 (橋軸直角方向)

表-4 支承の構成部材の橋軸直角方向の降伏水平耐力

構成部材	照査内容	降伏水平耐力(kN)		
		可動支承 (P1)	固定支承 (P2)	可動支承 (P3)
ソールプレート	溶接部せん断	2,000	16,000	2,400
上沓	上沓突起部せん断	4,100	52,900	7,700
下沓	上沓・下沓間の支圧	17,600	42,900	35,700
	溶接部せん断	2,300	15,000	3,800

表-5 橋軸直角方向の解析ケース

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
T1～T5	0, 0.1, 0.15, 0.2, ∞	0.15

P1, P2, P3共通

表-6 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)	対象橋梁 のみ	9,790	83,800	27,800	2支成分
	対象橋梁+ 隣接桁	13,500	—	28,700	同時性 考慮
支承耐力 F_{P1} , F_{P2} , F_{P3} (kN)		4,000	30,000	5,000	2支成分
橋脚の許容耐力 H_{P1} , H_{P2} , H_{P3} (kN)		15,700	98,100	45,800	

を図-20に示す。 e_{P1} が大きくなると、段差防止構造下面のすべり支承の摩擦減衰により変位制限構造の作用力が小さくなり、 δ_{P1} は小さくなる傾向がある。図-20には、P1橋脚の許容変位 $\delta_{P1,a}$ ($=0.23\text{m}$)と変位制限構造がなく、支承損傷後に上部構造が段差防止構造下面のすべり支承で自由に滑ると仮定した場合 (Case T5) の δ_{P1} ($=0.04\text{m}$) も示している。 e_{P1} が大きくなると δ_{P1} は 0.04m に近づく傾向がある。 $0\text{m} \leq e_{P1} \leq 0.2\text{m}$ の範囲で $\delta_{P1} < \delta_{P1,a}$ である。一方、 δ_G は、 e_{P1} が大きくなるにしたがい増加する。 e_{P1} を更に大きくすると、 δ_G は変位制限構造がない場合 (Case T5) の δ_G ($=0.47\text{m}$) に近づいていくと考えられる。また、 $\delta_G - \delta_{P1} \approx e_{P1}$ の関係が見られる。

P2 橋脚頂部、上部構造の最大応答変位 δ_{P2} 、 δ_G を図-21 に示す。 e_{P2} が十分大きくなると、 δ_{P2} は変位制限構造がない場合の δ_{P2} ($=0.04\text{m}$) に一致すると考えられるが、 $0\text{m} \leq e_{P2} \leq 0.2\text{m}$ の範囲では大きく変化していない。また、同範囲において、 $\delta_{P2} < \delta_{P2,a}$ である。一方、 δ_G は P1 橋脚と同様に、 e_{P2} が大きくなるにしたがい増加する。

P3 橋脚頂部、上部構造の最大応答変位 δ_{P3} 、 δ_G を図-22 に示す。 P1 橋脚と同様に、 e_{P3} が大きくなると、 δ_{P3} は小さくなる傾向がある。また、 $0\text{m} \leq e_{P3} \leq 0.2\text{m}$ の範囲で $\delta_{P3} < \delta_{P3,a}$ である。 δ_G は、 e_{P3} が大きくなるにしたがい増加しているが、 e_{P3} が十分大きくなると変位制限構造がない場合 (Case T5) の δ_G ($=0.50\text{m}$) に近づいていくと考えられる。

5. まとめ

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が橋脚、上部構造の最大応答変位に及ぼす影響を調べた。本研究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 橋脚の橋軸方向の最大応答変位は、変位制限構造の遊間を 0 とすると、P2 橋脚の許容変位を超過し、P2 橋脚は図-10 に示した地震動に対して必要な耐震性能を有しない。
- 2) 一方、P2 橋脚の変位制限構造の遊間を 0.2m とすると、P2 橋脚の橋軸方向の最大応答変位は減少し、P2 橋脚の許容変位以下となり、P2 橋脚は図-10 に示した地震動に対して必要な耐震性能を有する。支承損傷後のすべり支承の摩擦減衰の効果が現れ、上部構造から変位制限構造を介して橋脚

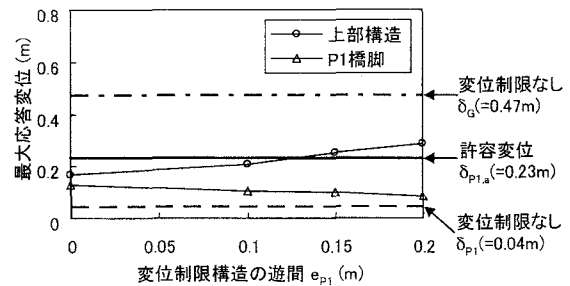


図-20 P1 橋脚頂部、上部構造の最大応答変位 δ_{P1} 、 δ_G (CaseT1-T5)

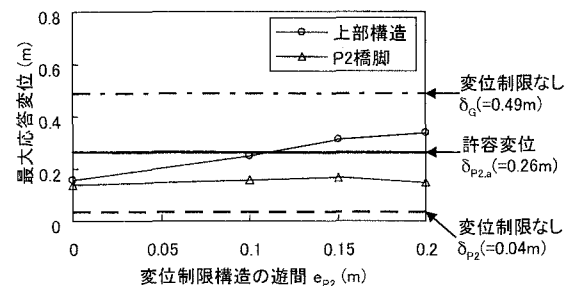


図-21 P2 橋脚頂部、上部構造の最大応答変位 δ_{P2} 、 δ_G (CaseT1-T5)

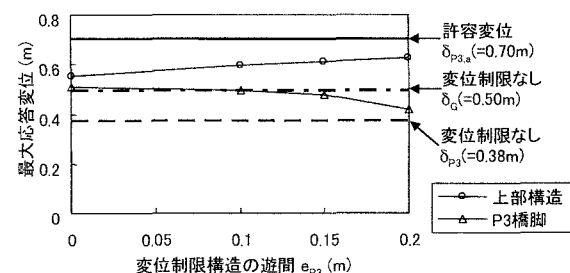


図-22 P3 橋脚頂部、上部構造の最大応答変位 δ_{P3} 、 δ_G (CaseT1-T5)

に作用する力が小さくなるためである。

- 3) 3 橋脚の橋軸直角方向の最大応答変位は、各橋脚の変位制限構造の遊間を大きくすると小さくなり、変位制限構造がなく、上下部構造間で自由にすべりが生じる場合の最大応答変位に近づく傾向がある。また、変位制限構造の遊間に関わらず 3 橋脚は図-10 に示した地震動に対して必要な耐震性能を有する。

参考文献

- 1) 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.
- 2) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, 2002.