

制震デバイスを用いた軟弱地盤上の橋脚設計の合理化

新日本技研株式会社 梶 田 順 一
" 高 龍
" ○赤 松 伸 祐

論 文 要 旨

軟弱地盤上に架設された多径間連続桁橋では、地震時の上部工水平移動量が大きくなり、支承の大型化、桁遊間の増大に伴う伸縮装置の工費増加、走行性の低下等の問題が生じる。しかし、多径間連続桁で地震時水平移動量を減少させるために多点固定方式を用いると、拘束スパンが長くなり温度変化時水平力が増大し構造が成り立たない場合がある。そこで常時・レベル1地震時には弾性固定し、レベル2地震時にはのみせん断パネル型ストッパーが機能する地震動レベルに応じた機能分離構造を適用し橋脚設計を合理化した事例を報告する。

キーワード：軟弱地盤、多径間連続桁橋、せん断パネル型制震ストッパー、機能分離構造

1. ま え が き

兵庫県南部地震でゴム支承の耐震性が脚光を浴びて以降、反力分散ゴム沓を用いて上部工慣性力を分散させる構造や、免震支承を用いて上部工慣性力を低減させる構造が一般的となっている。しかし、軟弱地盤上に架設された橋梁では地震時移動量が増大し、支承の大型化や、桁遊間の増大に伴う伸縮装置の大型化などによってコスト面の問題が生じている。

このような問題に対して、中間支点上を多点固定方式とすることにより地震時移動量を減少させ、コスト縮減を図った事例も見られる。しかし、軟弱地盤上の多径間連続桁橋に多点固定方式を用いた場合、温度変化時の水平力の増加によって柱耐力が増大し、基礎が不合理な構造、あるいは構造が成り立たない場合も生じる。

そこで、地震時の移動量を、制震効果が高く経済性にも優れている低降伏点鋼板を用いたせん断パネル型制震ストッパー（以下制震ストッパー）を用いて減少する構造を提案する。本構造は、多径間連続桁を有する橋脚の中間支点上に、反力分散沓と常時・レベル1地震時移動量に相当する遊間を設けて制震ストッパーを設置する構造である。支承条件は、常時・レベル1地震動に対しては弾性固定し、レベル2地震動に対してのみ制震ストッパーが機能する地震動レベルに応じた機能分離構造といえる。

本稿では、軟弱地盤上の多径間連続桁橋梁に制震ストッパーを用いた機能分離構造の適用事例と、その効果および経済性について報告する。

2. 橋梁諸元

以下に橋梁諸元を示す。

道路規格：第1種第3級

設計速度：V=80km/h

橋 長：L=382.0m

構造形式：鋼10径間連続合成少数鉸桁橋

支 間 割：30.0m+36.0m+4×44.5m+3×36.0m+30.0m

有効幅員：10.0m

設計荷重：B活荷重

平面線形：R=2000～A=750～R=1000

橋台基礎：A1 逆T式橋台(場所打ち杭φ1500)

A2 逆T式橋台(深礎杭φ2500)

橋脚基礎：張出式橋脚(鋼管ソイルセメント杭φ1200)

図-1に上部工断面図を示す。

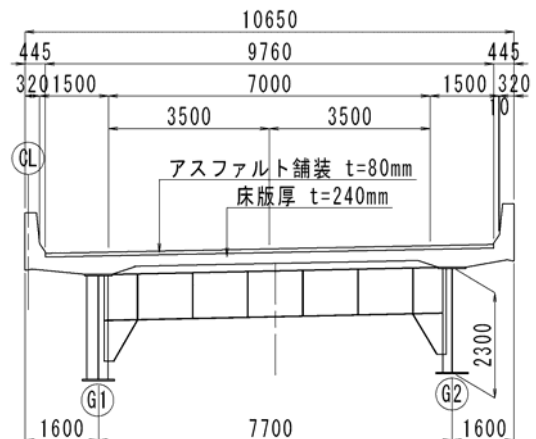


図-1 上部工断面図

3. 地質概要

架橋位置の地質縦断面図を図-2に示す。各地層の地盤定数を表-1に示す。架橋位置の地盤は、深度15m程度までN値が1~2の軟弱粘性土(Amc、Ac1)層が広く分布している。また、起点側には液状化層(As1)が比較的厚い層厚で分布している。

表-1 各地層の地盤定数

地層区分		N値	γ kN/m ³	C kN/m ²	E kN/m ²
崖錘性堆積物層	dt	10	15.5	60	1500
沖積最上部粘性土層	Amc	1	17.5	12	1000
沖積第1粘性土層	Ac1	2	17.5	25	600
沖積第1砂質土層	As1	10	17.0	0	3000
沖積第2粘性土層	Ac2	7	15.5	60	1500
沖積第2砂質土層	As2	9	17.0	0	3000
沖積第2礫質土層	Ag2	20	19.0	0	14000
洪積礫質土層	Dg	50	20.0	0	35000
強風化流紋岩	W3	33	17.5	40	10000
風化流紋岩	W2	94	19.0	60	35000

4. 支承条件

(1) 反力分散沓

支承構造に反力分散沓を用いた結果を図-3に示す。各橋脚の地震時分担重量はレベル1地震時、レベル2地震時とも均等化しており、柱断面は6.0m×2.5m、配筋はD35@125(図-7(a))となる。しかし、橋脚支承部のレベル2地震時水平移動量は585mm~741mmとなり、支承が大型化し不経済となる。また桁端部の移動量は817mmとなり、桁遊間の増大に伴い伸縮装置が大型化し走行性が低下すると考えられる。

(2) 多点固定方式

反力分散沓を用いた場合に発生する橋軸方向地震時移動量の軽減を図るため、橋脚上の支承条件を多点固定とした結果を図-4に示す。拘束スパンが長いと端部の橋脚に発生する温度変化時水平力が、反力分散沓を用いた場合の分担重量以上となり、柱断面6.0m×2.5mにD51@150を2段配置としても常時の許容値を満足しない結果となった。

(3) 多点固定方式(端部分散沓)

全橋脚を多点固定とした場合に発生する温度変化時水平力の軽減を図るため、端部の橋脚を分散沓とし拘束スパンを短くした結果を図-5に示す。温度変化時水平力は軽減できるが、固定沓を設けた端部の橋脚に地震時分担重量が集中する。この橋脚の柱断面は6.0m×2.5m、配筋はD51@150の1.5段配置(図-7(b))で許容値を満足するが、柱耐力の増大に伴い杭本数が増え不経済な構造となる。

(4) 制震ストッパーを用いた機能分離構造

反力分散沓、多点固定方式の問題点を解決する支承条件として、常時の温度変化時とレベル1地震は弾性固定、レベル2地震に対してのみ制震ストッパーが機能する機能分離構造(表-2)を採用した。図-6に示すように、レベル2地震時の移動量が減少するとともに地震時分担重量も均等化している。橋脚断面は、柱高の影響によりレベル2地震時分担重量が最も大きいP1橋脚においても柱断面は6.0m×2.5m、配筋はD38@125(図-7(c))となっている。

表-2 制震ストッパーを用いた機能分離構造

	端支点部	中間支点部
常時	すべりゴム沓	反力分散沓
レベル1地震時		制震ストッパー
レベル2地震時		
支承条件	可動	機能分離

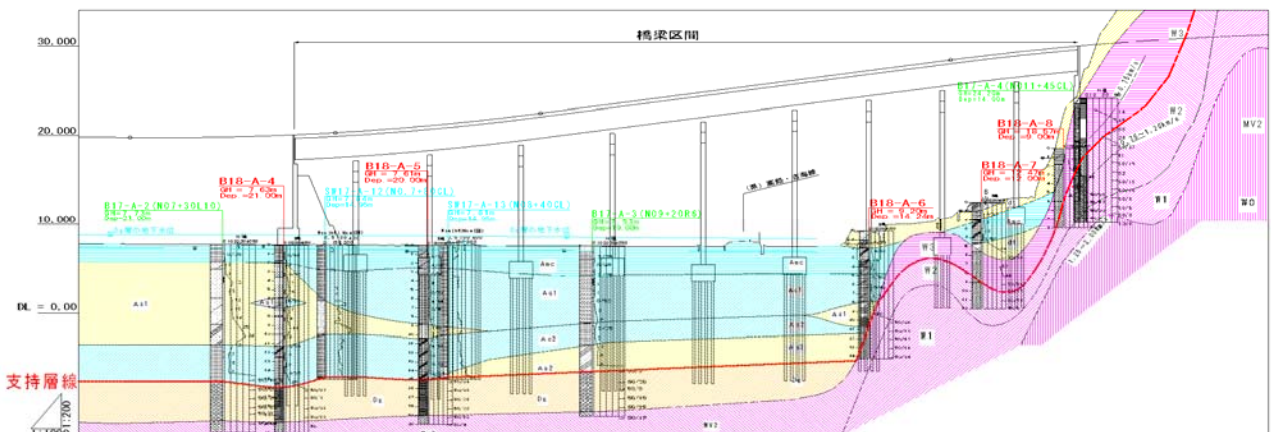


図-2 地質縦断面図

		反力分散查										
支承条件		A1橋台	P1橋脚	P2橋脚	P3橋脚	P4橋脚	P5橋脚	P6橋脚	P7橋脚	P8橋脚	P9橋脚	A2橋台
橋軸方向	L1地震時分担重量(kN)	-	6600	6550	6450	6300	6050	5850	5750	5600	5750	-
	L2地震時分担重量(kN)	1050	7050	6850	6650	6350	5900	5600	5450	5400	5750	1000
	L2地震時移動量 (mm)	813	741	720	697	670	624	592	585	585	617	817

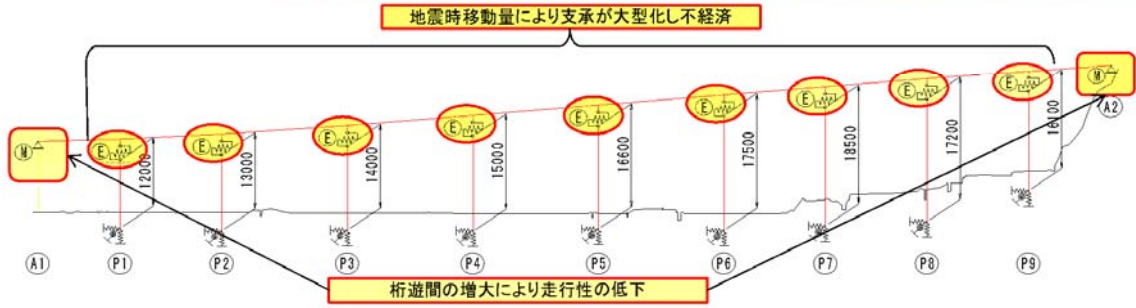


図-3 反力分散查

		多点固定查										
支承条件		A1橋台	P1橋脚	P2橋脚	P3橋脚	P4橋脚	P5橋脚	P6橋脚	P7橋脚	P8橋脚	P9橋脚	A2橋台
橋軸方向	温度変化時水平力(kN)	-	8700	8350	2200	100	1300	1700	2450	4650	6200	-

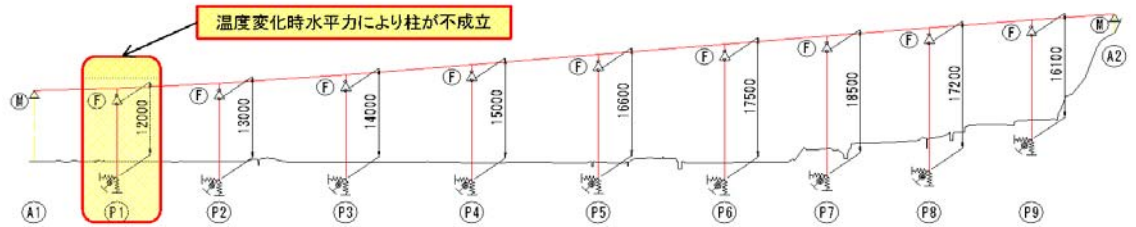


図-4 多点固定方式

		多点固定查 (端部分散查)										
支承条件		A1橋台	P1橋脚	P2橋脚	P3橋脚	P4橋脚	P5橋脚	P6橋脚	P7橋脚	P8橋脚	P9橋脚	A2橋台
橋軸方向	温度変化時水平力(kN)	-	850	650	5900	2600	500	700	1500	3400	4900	-
	L1地震時分担重量(kN)	-	850	750	20700	8550	6050	3300	3300	4750	6850	-
	L2地震時分担重量(kN)	1050	1250	1100	21700	8900	5050	2150	2100	4900	7950	1000

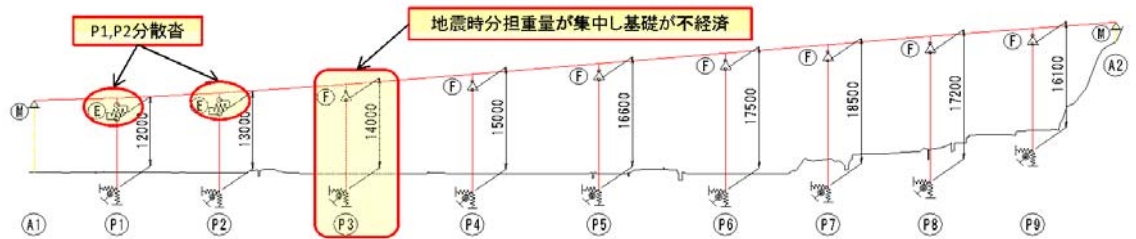


図-5 多点固定方式 (端部分散查)

		制震ストッパーを用いた機能分離構造										
支承条件		A1橋台	P1橋脚	P2橋脚	P3橋脚	P4橋脚	P5橋脚	P6橋脚	P7橋脚	P8橋脚	P9橋脚	A2橋台
橋軸方向	L1地震時分担重量(kN)	-	6700	6600	6500	6300	6050	5850	5700	5550	5700	-
	L2地震時分担重量(kN)	1050	11600	10350	8800	9800	4450	3300	2850	2850	4000	1000
	L2地震時移動量 (mm)	393	221	219	214	211	208	207	208	208	209	403

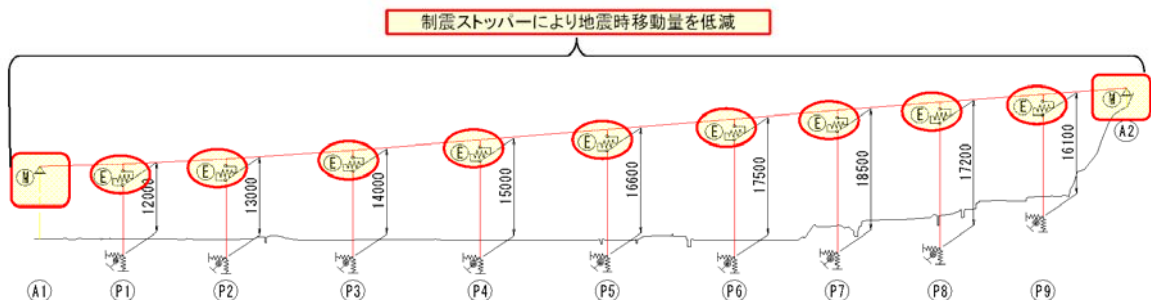


図-6 制震ストッパーを用いた機能分離構造

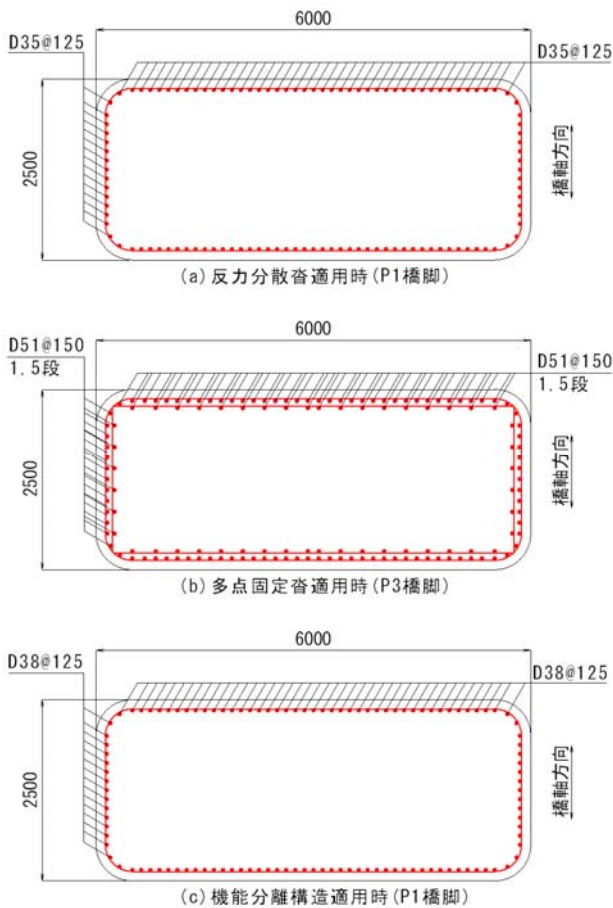


図-7 橋脚柱断面図

5. 制震ストッパーを有する橋梁の設計

(1) 制震ストッパーの概要

制震ストッパーは、せん断パネルに低降伏点鋼を用いて、水平変位に対しせん断変形が生じるときの履歴減衰を利用して地震時の応答を低減させる制震デバイスである(図-8)。せん断パネルに適用する低降伏点鋼の機械的性質は、表-3に示すように普通鋼材に比べ、降伏点の許容範囲が狭く、破断伸びは40%~50%と非常に大きな伸び性能を有している。

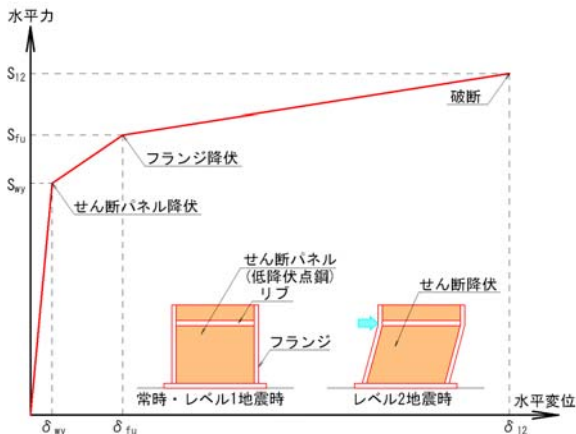


図-8 制震ストッパーの非線形特性

表-3 低降伏点鋼の機械的性質

鋼種	鋼材記号	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)
低降伏点鋼	LY100	100±20	200~300	50
	LY225	225±20	300~400	40
溶接構造用 圧延鋼材	SM400A	245以上	400~510	18

(2) 制震ストッパーの構造

支承条件は、常時・レベル1地震時に対しては反力分散沓が機能し、レベル2地震時に対しては制震ストッパーが機能する機能分離構造である。制震ストッパー部の構造は図-9に示すように、常時・レベル1地震時に制震ストッパーと上部工主桁間に設置された横梁が干渉しないよう、温度変化時移動量・レベル1地震時移動量に相当する遊間量190mmを設け、レベル2地震時のみ作用するようにした(図-10)。制震ストッパーの性能一覧を表-4に示す。なお制震ストッパーの耐力に余裕がある場合でも、各橋脚で異なった制震ストッパーを用いると地震時の挙動が複雑になるため、全橋脚において同一タイプを用いた。

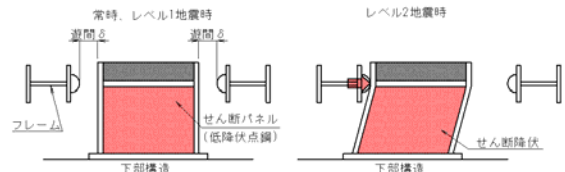


図-9 制震ストッパー部作用メカニズム

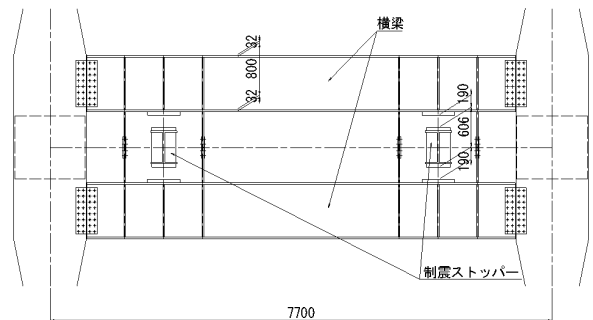


図-10 制震ストッパーの設置図

表-4 制震ストッパーの性能一覧表

	P1~P9 橋脚
せん断パネルせん断降伏耐力	S_{wy} (kN) 1870.6
フランジ全塑性耐力	S_{fu} (kN) 2257.3
制震ストッパー限界耐力	S_{12} (kN) 3428.5
せん断パネルせん断降伏変位	δ_{wy} (mm) 0.760
フランジ全塑性変位	δ_{fu} (mm) 6.419
制震ストッパー限界変位	δ_{12} (mm) 54

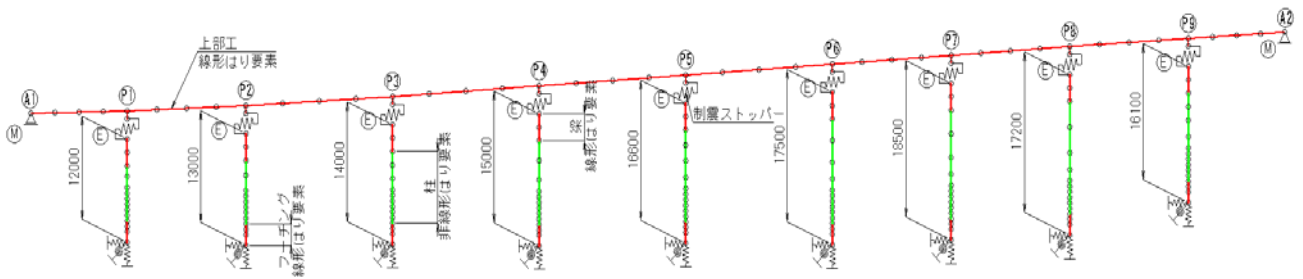


図-1 1 解析モデル図

(3) 解析モデル

レベル2地震時の照査は、図-1 1に示す橋梁全体を梁要素でモデル化した構造に対する非線形動的解析により行った。解析モデルは上部工、梁、フーチングを線形はり要素とし、橋脚基部を非線形はり要素とした。非線形はり要素の M-φ履歴特性は、コンクリートのひび割れ、鉄筋の降伏を考慮したトリリニア型のスケルトンカーブで剛性低下型トリリニア（武田型）を用いた。

支承部は、制震ストッパーと横梁が衝突するまではゴム支承のせん断バネでモデル化した。制震ストッパー部は、常時・レベル1地震時移動量の遊間を解析上モデル化することが必要であるため、図-1 2に示す遊間衝突ばねとトリリニア型の制震ストッパーの非線形バネの2種類を組み合わせさせたスリップ型複合バネとした。

遊間量は制震ストッパーと横梁が基準温度の 20℃で正規遊間が確保できるように設置することを前提に、全橋脚同一として解析を行った。また、温度変化による遊間量の相違の影響を検討するため、基準温度±10℃の場合も解析し耐震性能の照査を行った。

各部材に用いた材料特性を表-5に示す。減衰定数は道路橋示方書・同解説に記されている値を用いた。基礎の減衰定数は、本架橋位置はⅢ種地盤に位置するため30%を採用した。

表-5 材料特性

部材名	弾性係数 E(kN/m ²)	せん断弾性係数 G(kN/m ²)	減衰定数
上部構造	2.00E+08	7.70E+07	0.020
上部支承連結部	2.00E+08	7.70E+07	—
ゴム支承	—	—	0.030
制震ストッパー	—	—	0.000
梁	2.50E+07	1.09E+07	0.075
柱	2.50E+07	1.09E+07	0.020
フーチング	2.50E+07	1.09E+07	0.075
地盤バネ	—	—	0.300

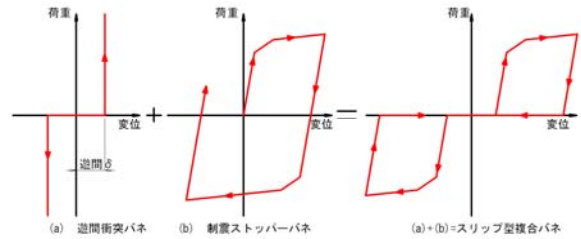


図-1 2 制震ストッパー部の非線形特性

(4) 解析結果

(a) 桁端部の移動量

タイプII地震時の反力分散沓と制震ストッパーを用いた機能分離構造の桁端部応答変位図を図-1 3に、最大移動量の比較結果を表-6に示す。支承条件を機能分離とすると、分散ゴム沓を用いた場合に比べ移動量が50%程度減少する。また、温度変化による上部工伸縮を考慮した場合においても、移動量に大きな差異がないことが確認できた。

この結果から、制震ストッパーを用いることにより上部工移動量の減少が可能となり、伸縮装置の縮小化に伴う工費の縮減、走行性の向上が期待できる。また各橋脚において温度変化による遊間の違いは移動量に大きな影響を及ぼさないため、本構造が連続高架橋に適用可能と判断した。

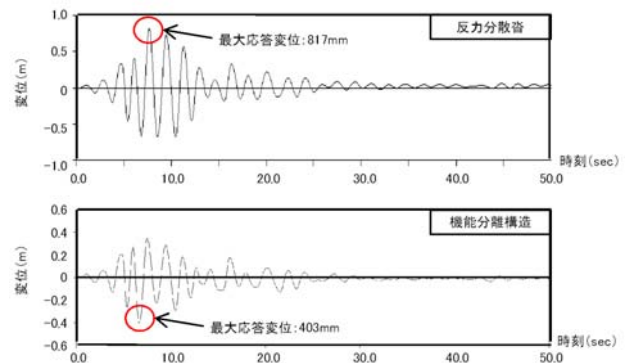


図-1 3 桁端部時刻歴応答変位図

表-6 桁端部最大移動量

(mm)

	反力分散沓	機能分離構造		
		基準温度時	+10℃	-10℃
A1 橋台部	814	393	395	392
A2 橋台部	817	403	406	402

(b) 累積塑性変形倍率の照査

制震ストッパーの性能は大規模地震を3回受けた後にも所要の性能を保持することとしている。この条件は、動的解析から得られた制震ストッパーの累積塑性変形倍率 $\sum\eta_u$ が、設計塑性変形累積倍率 $\sum\eta_d$ の3倍以上あれば十分な安全率を有しているといえることから、次式より照査を行った²⁾。

$$\sum\eta_u / \sum\eta_d \geq 3$$

ここに

$$\sum\eta_u = 3000(\text{実験より})$$

$$\sum\eta_d = \sum W_i / W_y$$

$\sum W_i$: 累積塑性ひずみエネルギー

W_y : 弾性塑性ひずみエネルギー

表-7に各橋脚の累積塑性変形倍率の照査結果を示す。制震ストッパーの累積塑性変形倍率は、実験より3000以上保有していることが報告されていることから十分安全率を有していることを確認した。

表-7 累積塑性変形倍率

	$\sum\eta_u$	$\sum\eta_d$	$\sum\eta_u / \sum\eta_d$
P1 橋脚	3000	102	29
P2 橋脚	3000	88	34
P3 橋脚	3000	78	38
P4 橋脚	3000	70	43
P5 橋脚	3000	71	42
P6 橋脚	3000	75	40
P7 橋脚	3000	77	39
P8 橋脚	3000	85	35
P9 橋脚	3000	82	37

(5) 経済比較

本橋梁の上部工工費の比較を図-14に示す。比較対象は、反力分散構造と制震ストッパーを用いた機能分離構造である。比較は、上部工費は同等とし、反力分散構造の支承は各橋脚におけるレベル2地震時の支承部変形量を許容できる反力分散沓、機能分離構造の支承は温度変化時移動量・レベル1地震時移動量を許容できる反力分散沓と制震ストッパーの費用を加算した。

比較の結果、機能分離構造を適用すると上部工全体工費は11.6億円から10.0億円と約15%、支承構造のみで比較すると4.0億円から2.4億円と約40%のコスト縮減が図れた。

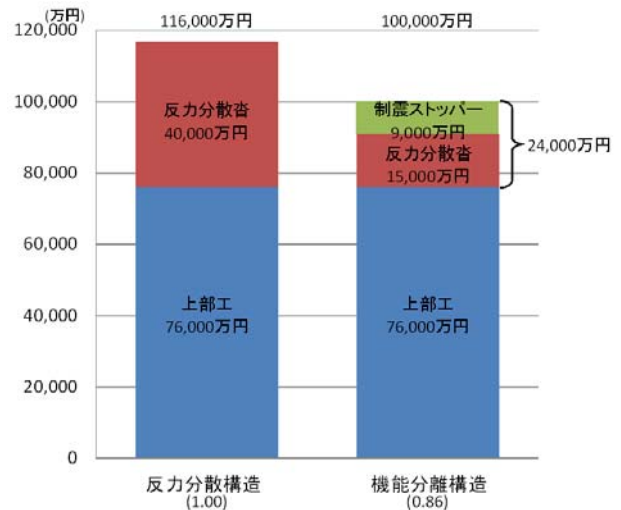


図-14 支承形式による上部工の経済性比較

6. あとがき

軟弱地盤上に架設される橋梁について、制震ストッパーを用いた機能分離構造を適用し橋脚設計の合理化を図った。本橋での適用効果は以下のとおりである。

- ・多点固定構造に比べ、地震時分担重量を均等化することが可能である。
- ・反力分散構造に比べ、地震時の上部工移動量を820mm程度から400mm程度まで約50%抑制することが可能である。
- ・地震時移動量が減少することで、反力分散構造と比較して支承構造のみで約40%のコスト縮減効果があった。

最後に本検討を行う上で多くの方々より貴重な資料とご指導いただきましたことに心より深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 社団法人日本道路協会.
- 2) セン断パネル型制震ストッパー設計・施工要領, 橋梁用デバイス研究会.
- 3) 谷 一成, 他5名: 低降伏点鋼板を用いたセン断パネル型制震ストッパーの研究, 第9回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.247-252, 2006.