

土 木 研 究 所 資 料

免震橋の固有周期の設定法に関する研究

平成7年11月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright © (1995) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

免震橋の固有周期の設定法に関する研究

Study on Design Method of Natural Period of Menshin-Design Bridges

耐震研究室 室 長 大 塚 久 哲
主任研究員 運 上 茂 樹
部外研究員・西 原 史 和

* 部外研究員在職期間（平成6年10月から平成7年9月まで）

要 旨

道路橋の免震設計法マニュアル（案）では、免震設計を採用する場合の設計方法が提案されている。ここでは、免震装置を用いた場合の橋の固有周期としては、免震装置を用いない場合の橋の固有周期の2倍程度以上とするのが良いとされている。これは、免震装置を用いた場合の固有周期が用いない場合の2倍程度よりも短いと免震装置に変形が集まらず下部構造に変形が集中し、免震装置が有効に機能しない可能性があるためと解説されている。

本文は、免震装置を用いた場合と免震装置を用いない場合の橋の固有周期の比に着目し、固有周期の比が免震設計の有効性におよぼす影響を定量的に評価することを目的として解析的に検討した結果をとりまとめたものである。

キーワード：道路橋，免震設計，固有周期比，免震効果

まえがき

免震設計は、アイソレーターによって橋を水平方向に柔らかく支持し、固有周期を長くするとともに、ダンパーにより橋の減衰性能を向上させ、地震力の低減を期待する設計である。我が国における道路橋の免震設計に関する研究は、昭和 61 年度から 3 ヶ年間にわたり、(財)国土開発技術研究センターに「免震装置を有する道路橋の耐震設計研究委員会」が設けられたのが最初であり、この研究成果として、平成元年 3 月には「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」¹⁾が発刊されている。また、建設省土木研究所と民間 25 グループ 28 社は、一般橋クラスの橋を対象として、長周期化とエネルギー吸収を基本とする免震設計システムを開発することを目的として、平成元年度から平成 3 年度まで「道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究」²⁾を行い、その研究成果が「道路橋の免震設計法マニュアル(案)(以下、マニュアル(案)という)」³⁾として取りまとめられている。こうした研究成果等により、我が国における橋梁の免震設計が実用段階となってきた。今後、我が国の橋梁に免震設計が適切に適用されるためには、免震設計の適用性と有用性をさらに検討・実証していくことが重要である。

免震設計では、固有周期を調整するとともに、減衰性能の向上を図ることを基本とするため、これを採用する場合の最も重要な点の 1 つとして固有周期をどのように設定するかということがあげられる。マニュアル(案)では、免震装置を用いた場合の橋の固有周期としては、免震装置を用いない場合の橋の固有周期の 2 倍程度以上とするのが良いとされている。これは、免震装置を用いた場合の固有周期が用いない場合の 2 倍程度よりも短いと免震装置に変形が集まらず下部構造に変形が集中し、免震装置が有効に機能しない可能性があるためと解説されている。

本文は、免震装置を用いた場合と免震装置を用いない場合の橋の固有周期の比に着目し、固有周期の比が免震設計の有効性におよぼす影響を定量的に評価することを目的として解析的に検討した結果をとりまとめたものである。

目 次

まえがき

1. 解析対象橋の概要および設計条件	1
1.1 解析対象橋の概要	1
1.2 設計条件	4
2. モデル橋の設計	6
2.1 橋脚・基礎および免震支承の初期設定	6
2.2 震度法レベルの設計	15
2.3 地震時保有水平耐力法レベルの設計	27
2.4 固有値解析	36
3. 解析結果	42
3.1 橋の固有周期および各部の変位	42
3.2 各橋脚が分担する慣性力	44
3.3 柱基部の断面力	45
3.4 ひずみエネルギーおよび減衰の分担	46
まとめ	48
参考文献	49
参考資料（国内の免震橋一覧，平成 7 年 8 月現在）	51

1. 解析対象橋の概要および設計条件

1.1 解析対象橋の概要

解析に用いたモデル橋は、図-1.1.1および図-1.1.2に示すような都市内高架橋を想定した。モデル橋の構造条件は以下のとおりとした。

(1) 上部構造

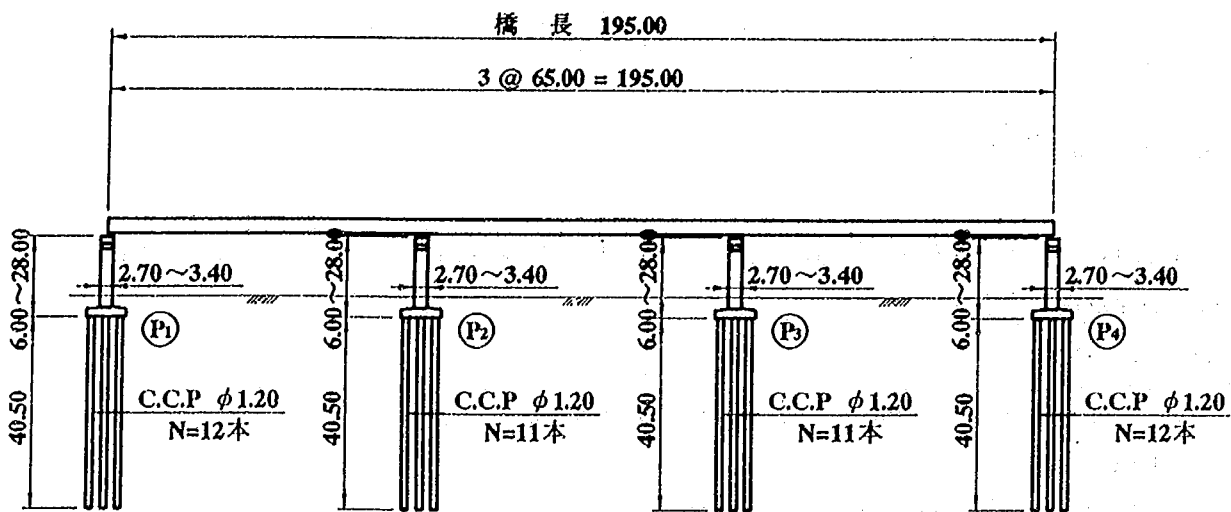
- ① 上部構造は橋長 195m、支間長 65m の 3 径間連続鋼箱桁橋とした。

(2) 下部構造

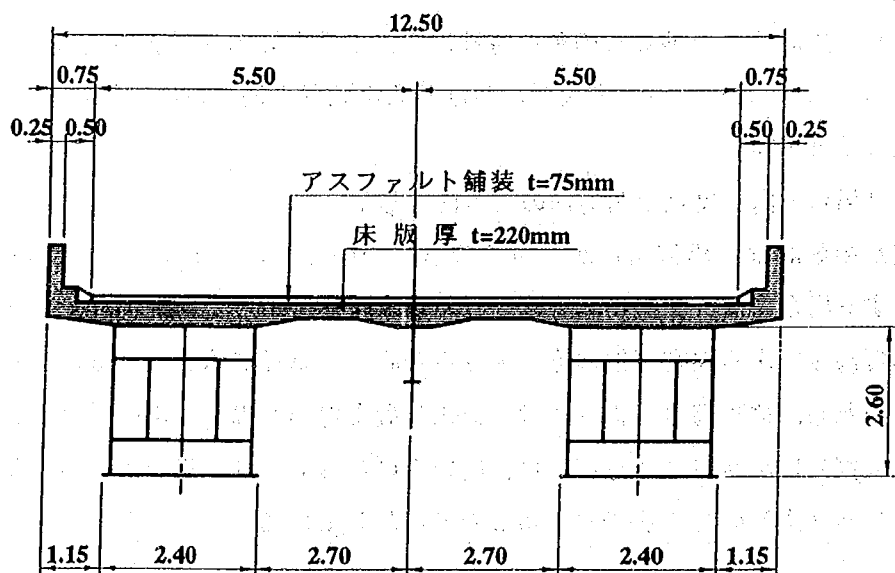
- ① 橋脚は一般的な構造である張出式鉄筋コンクリート橋脚（矩形断面）とした。
- ② 橋脚の高さは 6m ～ 28m とし、柱高を 2m ピッチで変化させて固有周期を変化させることとした。
- ③ 地盤条件としてはここではⅢ種地盤を仮定し、基礎形式は場所打ち杭とした。

(3) 免震装置

- ① 免震装置としては、すべての下部構造で鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）を用いることとした。ただし、免震装置の地震時の動的特性は等価剛性と等価減衰係数によりモデル化されるため、高減衰ゴム支承（HDR）等、本設計における免震装置と同等の動的特性を有する免震装置に対しても同様の結果を得る。
- ② 免震化は橋軸方向と橋軸直角方向の二方向とした。
- ③ 免震支承の設計は、橋脚高さが 14m の場合についてマニュアル（案）に基づき行った。橋脚高さが変化する場合には、実際にはそれぞれの橋脚高さに応じて免震設計を行うことになるが、ここでは、橋脚高さによる固有周期の違いを見るために、免震支承としては同一のものをを用いることとした。そのため、橋脚高さによっては、免震装置を用いた場合と用いない場合の固有周期の比がマニュアル（案）に記されるように 2 倍程度以上になっていない場合もある。ただし、いずれの場合もマニュアル（案）の照査を満足することを確認している。

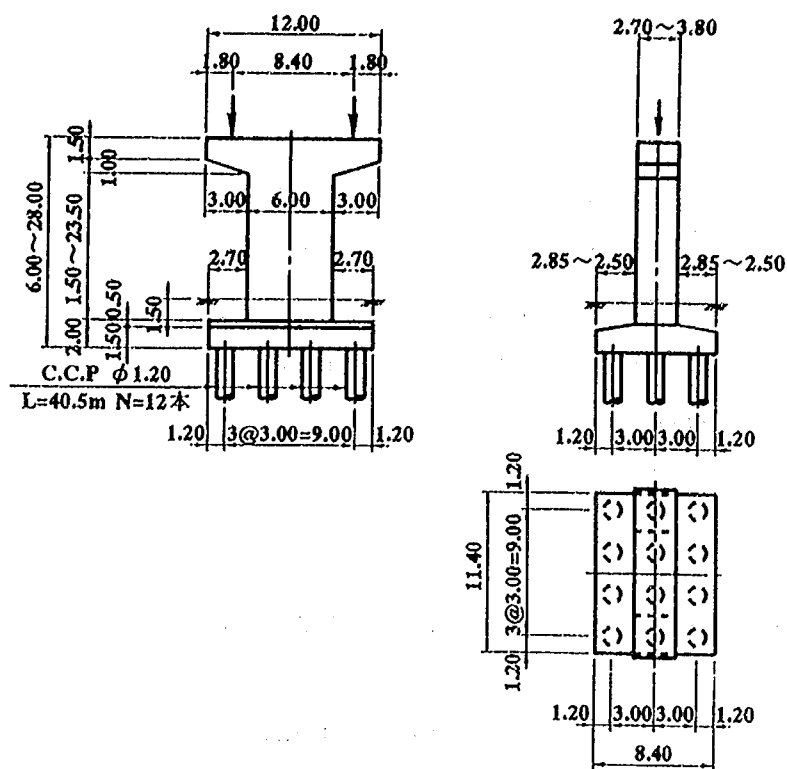


(a) 側 面 図

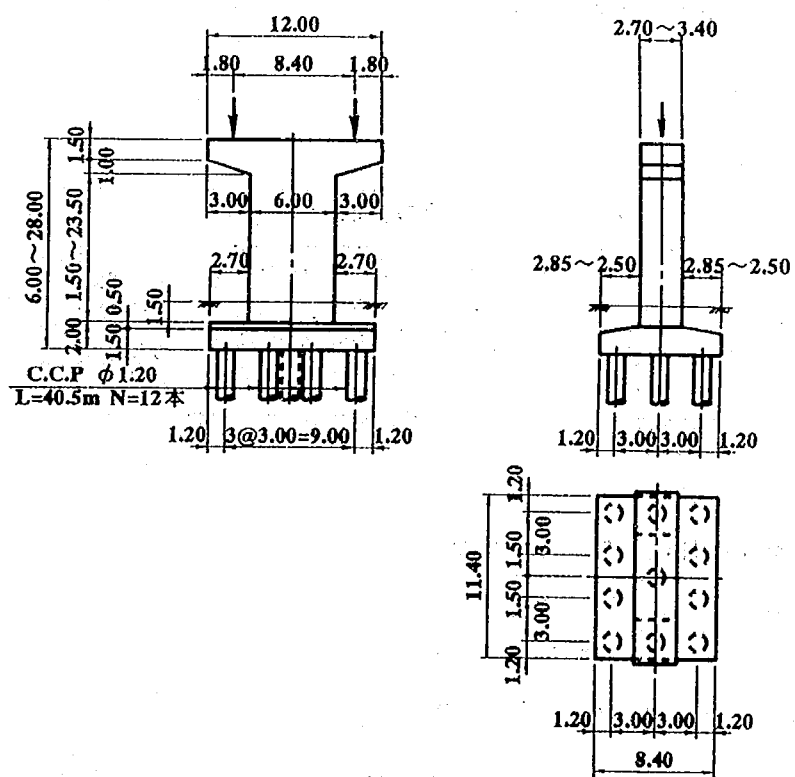


(b) 上部構造断面図

図-1.1.1 モデル橋の一般図 (単位 : m)



(a) P₁, P₄ 橋 脚



(b) P₂, P₃ 橋 脚

圖-1.1.2 下部構造一般図 (單位: m)

1.2 設計条件

1.2.1 一般条件

- ① 設計活荷重 …… B 活荷重
- ② 道路規格 …… 第1種第2級
- ③ 上部構造形式 …… 3 径間連続鋼箱桁橋
- ④ 下部構造形式 …… 張出式鉄筋コンクリート橋脚（矩形断面）
- ⑤ 基礎形式 …… 場所打ち杭（ ϕ 1200）
- ⑥ 免震支承 …… 鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）
- ⑦ 有効幅員 …… 11.0m
- ⑧ 支間割 …… 3@65.0m=195.0m

1.2.2 荷重条件

① 荷重および支承反力

上部構造の荷重強度を表-1.2.1、支承反力を表-1.2.2に示す。

表-1.2.1 上部構造の荷重強度 (tf/m)

部 材	荷重強度 (tf/m)
鋼 重	3.85
橋面工（遮音壁を含む）	4.03
床版・ハンチ	8.59
合 計	16.47

表-1.2.2 支承の鉛直反力 (tf)

	死荷重反力 (tf)	活荷重反力 (tf)	合 計
P1-P4 橋脚	214	83	297
P2-P3 橋脚	589	153	742

② 地震の影響

設計水平震度の算定条件は次の通りとした。

地域別補正係数 …… A地区（ $C_z = 1.0$ ）

地盤別補正係数 …… III 種（ $C_o = 1.2$ ）

重要度別補正係数 …… 1 級（ $C_i = 1.0$ ）

③ 温度変化の影響

不静定力算出の場合 …… $\pm 30^\circ\text{C}$

伸縮量算出の場合 …… $-10^\circ\text{C} \sim +40^\circ\text{C}$

1.2.3 使用材料

主桁と下部構造の材料および物理的特性値を表-1.2.3に示す。

表-1.2.3 使用材料および特性値

コンクリート	床版 下部構造	設計基準強度 $\sigma_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$
		ヤング係数 $E_c = 2.5 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
鋼材	主桁	ヤング係数 $E_s = 2.5 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
		線膨張係数 $\epsilon_s = 12 \times 10^{-6}$

1.2.4 地盤条件

モデル橋の地盤条件としては、地表面から深さ43mに支持地盤を有する地盤を設定した。耐震設計上の地盤種別はⅢ種地盤となる。図-1.2.1に地盤条件を示す。

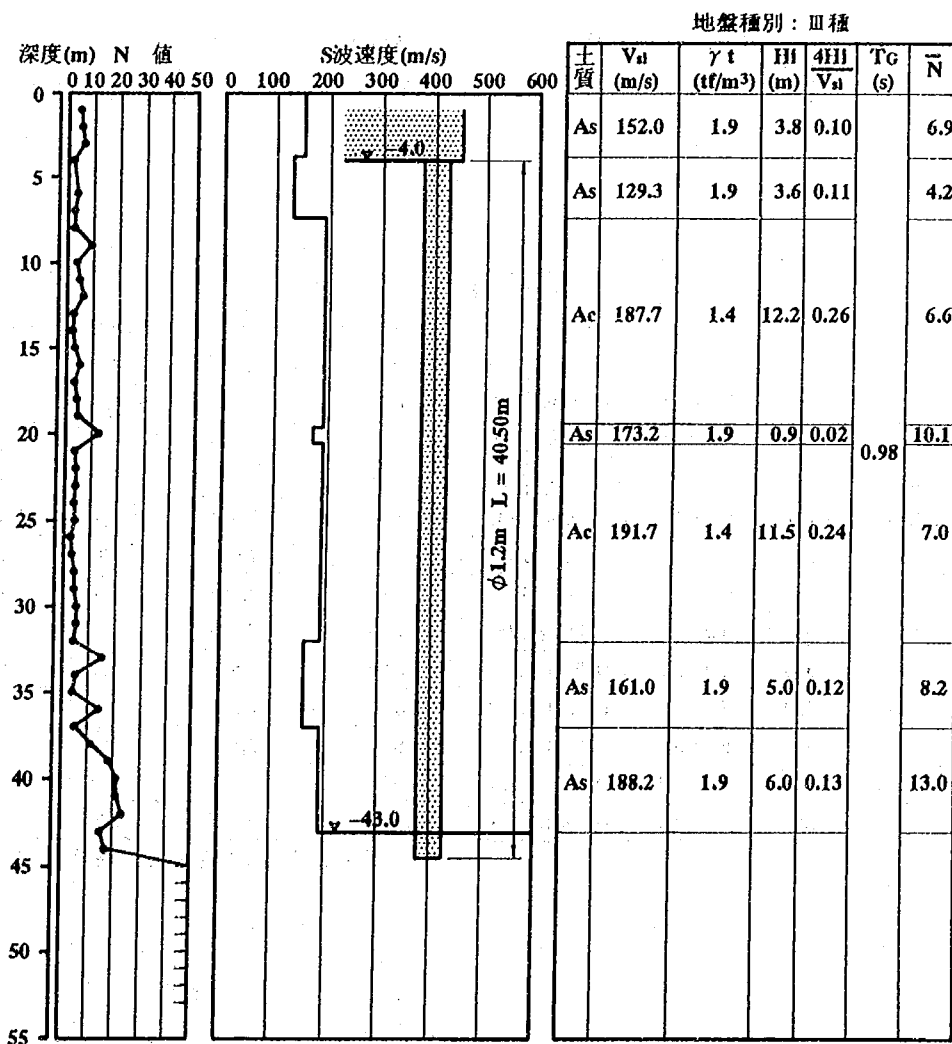


図-1.2.1 地盤条件

2. モデル橋の設計

2.1 橋脚・基礎および免震支承の初期設定

2.1.1 橋脚・基礎の初期設定

(1) 設計水平震度の仮定

橋脚および基礎の初期設定は、震度法レベルの地震力に対して行った。設計水平震度 k_h は、固有周期別補正係数を $C_T = 1.25$ と仮定すると、通常の橋梁の場合には下式で算出される。

$$k_h = C_z \cdot C_G \cdot C_I \cdot C_T \cdot k_{ho} = 1.0 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 1.25 \cdot 0.2 = 0.30 \quad \text{..... (2.1.1)}$$

また、免震橋の場合には、橋の減衰係数 $h \geq 0.10$ の場合、免震装置のエネルギー吸収性能による補正係数は $C_E = 0.90$ となり、設計水平震度が1割低減される。

$$k_h = C_z \cdot C_G \cdot C_I \cdot C_T \cdot C_E \cdot k_{ho} = 1.0 \cdot 1.2 \cdot 1.0 \cdot 1.25 \cdot 0.9 \cdot 0.2 = 0.27 \quad \text{..... (2.1.2)}$$

(2) 橋脚断面の設定

(1)にて設定した設計水平震度 ($k_h = 0.27$) によって算出した橋脚柱基部の断面力に対して、鉄筋およびコンクリートの応力度が許容値以内に収まるように橋脚断面を設定した。また、表-2.1.1および表-2.1.2に示すように地震時保有水平耐力法レベルの設計も満足することを確認した。

表-2.1.1 端部橋脚基部の断面計算結果

橋脚高 H(m)	柱基部作用力			断面寸法 B(m)×H(m)	鉄筋配置 径 @ ピッチ	応 力 度		保有水平耐力		
	鉛直力 N(tf)	モーメント M(tfm)	水平力 H(tf)			コンクリート $\sigma_c(\text{kgf/cm}^2)$	鉄 筋 $\sigma_s(\text{kgf/cm}^2)$	照査水平力 P(tf)	水平耐力 Pa(tf)	判 定
6.0	671	589	175	6.0×2.7	D25@250	13.8	130	212	568	O.K.
8.0	752	964	197	6.0×2.7	D25@250	27.2	686	82	395	O.K.
10.0	833	1,385	220	6.0×2.7	D25@250	43.6	1,658	56	308	O.K.
12.0	914	1,855	242	6.0×2.7	D29@250	55.9	2,332	54	283	O.K.
14.0	995	2,374	265	6.0×2.7	D32@250	67.1	2,856	96	268	O.K.
16.0	1,076	2,947	289	6.0×2.7	D29@125	68.2	2,489	151	306	O.K.
18.0	1,157	3,566	312	6.0×2.7	D32@125	75.4	2,636	176	310	O.K.
20.0	1,238	4,236	335	6.0×2.7	D29@125,1.5段	83.6	2,828	202	314	O.K.
22.0	1,319	4,970	359	6.0×2.7	D32@125,1.5段	89.1	2,823	240	329	O.K.
24.0	1,508	6,057	410	6.0×3.0	D29@125,2.0段	89.1	2,837	258	363	O.K.
26.0	1,676	7,189	456	6.0×3.2	D35@125,1.5段	89.6	2,777	283	397	O.K.
28.0	1,856	8,465	506	6.0×3.4	D32@125,2.0段	92.2	2,815	320	426	O.K.

注) ※部の鉄筋配置は最小鉄筋量により決定

表-2.1.2 中間橋脚基部の断面計算結果

橋脚高 H(m)	柱基部作用力			断面寸法 B(m)×H(m)	鉄筋配置 径 @ ピッチ	応力度		保有水平耐力		
	鉛直力 N(tf)	モーメント M(tfm)	水平力 H(tf)			コンクリート $\sigma_c(\text{kgf/cm}^2)$	鉄筋 $\sigma_s(\text{kgf/cm}^2)$	照査水平力 P(tf)	水平耐力 Pa(tf)	判定
6.0	1,421	1,451	309	6.0×2.7	D25@250 ^φ	36.2	533	124	789	O.K
8.0	1,502	2,249	411	6.0×2.7	D25@250 ^φ	68.1	2,248	156	541	O.K
10.0	1,583	3,089	433	6.0×2.7	D25@125	77.5	2,486	320	542	O.K
12.0	1,664	3,967	454	6.0×2.7	D32@125	84.1	2,523	389	555	O.K
14.0	1,745	4,884	475	6.0×2.7	D29@125,1.5段	97.0	2,964	444	517	O.K
16.0	1,826	5,834	495	6.0×2.7	D29@125,2.0段	102.7	2,938	486	532	O.K
18.0	1,907	6,827	516	6.0×2.7	D32@125,2.0段	108.6	2,952	529	540	O.K
20.0	1,988	7,854	536	6.0×2.7	D38@125,2.0段	105.0	2,500	590	624	O.K
22.0	2,069	8,906	556	6.0×2.7	D41@125,2.0段	109.0	2,492	618	639	O.K
24.0	2,258	10,385	607	6.0×3.0	D41@125,2.0段	107.5	2,543	635	664	O.K
26.0	2,426	11,874	615	6.0×3.2	D41@125,2.0段	110.7	2,697	645	663	O.K
28.0	2,606	13,493	699	6.0×3.4	D41@125,2.0段	114.1	2,855	656	665	O.K

注) ※部の鉄筋配置は最小鉄筋量により決定

(3) 橋脚剛性の設定

(2)にて設定した各橋脚の断面定数を表-2.1.3に示す。本解析では、掛け違い部において隣接する上部構造の重量を考慮せず、 P_1 、 P_4 橋脚の断面定数を低減して免震橋のモデル化を行った。なお、橋脚の初期設定段階では、橋脚の降伏時剛性の算出を省略し、弾性時剛性（全断面有効時）を用いた。

表-2.1.3 橋脚の断面定数

断面定数		単位	H=6.0~22.0m		H=24.0m		H=26.0m		H=28.0m	
			端部	中間部	端部	中間部	端部	中間部	端部	中間部
躯体幅	橋軸方向	m	2.700	2.700	3.000	3.000	3.200	3.200	3.400	3.400
	直角方向	m	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000
断面面積		m ²	8.100	16.200	9.000	18.000	9.600	19.200	10.200	20.400
断面二次	橋軸方向	m ⁴	4.921	9.842	9.750	13.500	8.192	16.384	9.826	19.652
モーメント	直角方向	m ⁴	24.300	48.600	27.000	54.000	28.800	57.600	30.600	61.200
ねじり断面二次モーメント		m ⁴	14.122	28.244	18.538	37.079	21.832	43.664	25.393	50.786

(4) 基礎の設定

固有周期算出時の地盤バネの算出は、「道路橋示方書V耐震設計編」⁴⁾の式(参IV.19)より、表-2.1.4のように決定した。なお、橋脚躯体と同様に、掛け違い部の端部橋脚では、解析上、地盤バネを低減している。

表-2.1.4 杭基礎地盤のバネ定数

	P ₁ 橋脚	P ₂ 橋脚	P ₃ 橋脚	P ₄ 橋脚
水平バネ K_H (tf/m)	128,150	235,000	235,000	128,150
鉛直バネ K_V (tf/m)	375,400	688,300	688,300	375,400
橋軸直角軸回りの 回転バネ K_M (tf·m/rad)	3,104,500	6,066,900	6,066,900	3,104,500
橋 軸 回 り の 回転バネ K_M (tf·m/rad)	5,075,400	9,727,200	9,727,200	5,075,400
連成バネ K_{HM} (tf/rad)	-234,750	-430,300	-430,300	-234,750

(5) 下部構造の剛性

初期設定に用いる免震橋のモデルでは、橋脚および基礎は、橋脚剛性を表す水平バネ K_p と基礎の並進バネ定数 K_{Fu} および基礎の回転バネ $K_{F\theta}$ による換算水平バネの直列モデルとして表すことができる。それぞれのバネは、「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」3.3.2の解説を参考にして表-2.1.5および表-2.1.6に示すように算出した。なお、橋脚の断面定数は表-2.1.3の値を、基礎のバネ定数は表-2.1.4の値を用いた。

2.1.2 簡易モデルによる免震支承の設計

(1) 免震支承の設計条件

免震装置としては鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）を用い、初期設定段階においては、免震橋を図-2.1.1に示すようにモデル化した。免震支承の設計条件を表-2.1.7および表-2.1.8に示す。ここで、温度変化時の変位量としては、「道路橋示方書Ⅰ共通編」⁶⁾によって算出した桁の伸縮量を用いた。

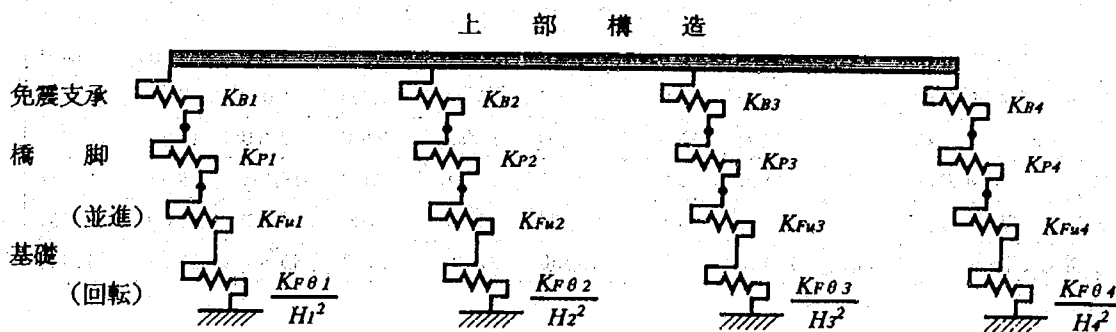


図-2.1.1 初期設定時の免震橋のモデル

表-2.1.5 端部橋脚の剛性

	単位	H= 6.0m	H= 8.0m	H=10.0m	H=12.0m	H=14.0m	H=16.0m	H=18.0m
支持する上部工重量 W_u	tf	428	428	428	428	428	428	428
橋脚の高さ h_p	m	4.000	6.000	8.000	10.000	12.000	14.000	16.000
基礎への慣性力の作用高 h_o	m	6.000	8.000	10.000	12.000	14.000	16.000	18.000
橋脚の剛性 $K_p = 3 \cdot EI / h_p^3 (\times 10^3)$	tf/m	576.68	170.87	72.09	36.91	21.36	13.45	9.01
基礎の剛性	作用力	水平力 $H_o = W_u$	tf	428	428	428	428	428
		モーメント $M_o = H_o \cdot h_o$	tf·m	2,424	3,424	4,280	5,136	5,992
	変位	水平変位 $\delta o (\times 10^{-3})$	m	5.636	6.222	6.808	7.395	7.981
		回転角 $\theta o (\times 10^{-3})$	rad	1.253	1.573	1.893	2.214	2.534
	並進バネ定数 $K_{Fu} = H_o / \delta o (\times 10^3)$	tf/m	76.00	69.00	63.00	58.00	54.00	47.00
	回転バネ定数 $K_{F\theta} = M_o / \theta o (\times 10^3)$	tf·m	2,049	2,176	2,260	2,320	2,365	2,400
下部構造の直列剛性	K_T	tf/m	57.92	34.00	22.60	16.11	12.07	9.38
		tf/m	30.800	20.100	13.500	9.400	6.700	5.000

	単位	H=20.0m	H=22.0m	H=24.0m	H=26.0m	H=28.0m
支持する上部工重量 W_u	tf	428	428	428	428	428
橋脚の高さ h_p	m	18.000	20.000	22.000	24.000	26.000
基礎への慣性力の作用高 h_o	m	20.000	22.000	24.000	26.000	28.000
橋脚の剛性 $K_p = 3 \cdot EI / h_p^3 (\times 10^3)$	tf/m	6.33	4.61	4.75	4.44	4.19
基礎の剛性	作用力	水平力 $H_o = W_u$	tf	428	428	428
		モーメント $M_o = H_o \cdot h_o$	tf·m	8,560	9,416	10,272
	変位	水平変位 $\delta o (\times 10^{-3})$	m	9.740	10.330	10.910
		回転角 $\theta o (\times 10^{-3})$	rad	3.494	3.814	4.134
	並進バネ定数 $K_{Fu} = H_o / \delta o (\times 10^3)$	tf/m	44.00	41.00	39.00	37.00
	回転バネ定数 $K_{F\theta} = M_o / \theta o (\times 10^3)$	tf·m	2,450	2,469	2,485	2,498
下部構造の直列剛性	K_T	tf/m	6.13	5.10	4.31	3.70
		tf/m	2.900	2.300	2.100	1.900

表-2.1.6 中間橋脚の剛性

	単位	H= 6.0m	H= 8.0m	H=10.0m	H=12.0m	H=14.0m	H=16.0m	H=18.0m
支持する上部工重量 W_u	tf	1,178	1,178	1,178	1,178	1,178	1,178	1,178
橋脚の高さ h_p	m	4.000	6.000	8.000	10.000	12.000	14.000	16.000
基礎への慣性力の作用高 h_o	m	6.000	8.000	10.000	12.000	14.000	16.000	18.000
橋脚の剛性 $K_p = 3 \cdot EI / h_p^3 (\times 10^3)$	tf/m	1,153.36	341.74	144.17	73.82	42.72	26.90	18.02
基礎の剛性	作用力	水平力 $H_o = W_u$	tf	1,178	1,178	1,178	1,178	1,178
		モーメント $M_o = H_o \cdot h_o$	tf·m	7,068	9,424	11,780	14,136	16,492
	変位	水平変位 $\delta o (\times 10^{-3})$	m	8.213	9.030	9.847	10.660	11.480
		回転角 $\theta o (\times 10^{-3})$	rad	1.747	2.194	2.640	3.086	3.533
	並進バネ定数 $K_{Fu} = H_o / \delta o (\times 10^3)$	tf/m	143.00	130.00	120.00	110.00	103.00	96.00
	回転バネ定数 $K_{F\theta} = M_o / \theta o (\times 10^3)$	tf·m	4,045	4,296	4,462	4,580	4,668	4,737
下部構造の直列剛性	K_T	tf/m	112.36	67.13	44.62	31.81	23.82	18.50
		tf/m	59.700	69.200	26.500	18.500	13.300	9.800

	単位	H=20.0m	H=22.0m	H=24.0m	H=26.0m	H=28.0m
支持する上部工重量 W_u	tf	1,178	1,178	1,178	1,178	1,178
橋脚の高さ h_p	m	18.000	20.000	22.000	24.000	26.000
基礎への慣性力の作用高 h_o	m	20.000	22.000	24.000	26.000	28.000
橋脚の剛性 $K_p = 3 \cdot EI / h_p^3 (\times 10^3)$	tf/m	12.66	9.23	9.51	8.89	8.39
基礎の剛性	作用力	水平力 $H_o = W_u$	tf	1,178	1,178	1,178
		モーメント $M_o = H_o \cdot h_o$	tf·m	23,560	25,916	28,272
	変位	水平変位 $\delta o (\times 10^{-3})$	m	13.930	14.750	15.570
		回転角 $\theta o (\times 10^{-3})$	rad	4.872	5.318	5.794
	並進バネ定数 $K_{Fu} = H_o / \delta o (\times 10^3)$	tf/m	85.00	80.00	76.00	72.00
	回転バネ定数 $K_{F\theta} = M_o / \theta o (\times 10^3)$	tf·m	4,836	4,873	4,905	4,932
下部構造の直列剛性	K_T	tf/m	12.09	10.07	8.52	7.30
		tf/m	5.800	4.500	4.200	3.800

表-2.1.7 端部橋脚の免震支承の設計条件

	単位	H= 6.0m	H= 8.0m	H=10.0m	H=12.0m	H=14.0m	H=16.0m	H=18.0m
上部工重量 W_u	tf	428	428	428	428	428	428	428
橋脚の剛性 $K_p = 3 \cdot EI / hp^3 (\times 10^3)$	tf/m	576.68	170.87	72.09	36.91	21.36	13.45	9.01
基礎並進バネ定数 $K_{Fu} = Ho / \delta o (\times 10^3)$	tf/m	76.00	69.00	63.00	58.00	54.00	50.00	47.00
基礎回転バネ定数 $K_{F\theta} = Mo / \theta o (\times 10^3)$	tf-m	2,049	2,176	2,260	2,320	2,365	2,400	2,427
基礎への慣性力の作用高 h_o	m	6.000	8.000	10.000	12.000	14.000	16.000	18.000
1橋脚当たり支承個数	個	2	2	2	2	2	2	2
1橋脚当たり最大荷重 W_{max}	tf	297	297	297	297	297	297	297
の鉛直荷重死荷重 W_d	tf	214	214	214	214	214	214	214
軸方向温度変位 δt	cm	3.51	3.51	3.51	3.51	3.51	3.51	3.51

	単位	H=20.0m	H=22.0m	H=24.0m	H=26.0m	H=28.0m
上部工重量 W_u	tf	428	428	428	428	428
橋脚の剛性 $K_p = 3 \cdot EI / hp^3 (\times 10^3)$	tf/m	6.33	4.61	4.75	4.44	4.19
基礎並進バネ定数 $K_{Fu} = Ho / \delta o (\times 10^3)$	tf/m	44.00	41.00	39.00	37.00	35.00
基礎回転バネ定数 $K_{F\theta} = Mo / \theta o (\times 10^3)$	tf-m	2,450	2,469	2,485	2,498	2,510
基礎への慣性力の作用高 h_o	m	20.000	22.000	24.000	26.000	28.000
1橋脚当たり支承個数	個	2	2	2	2	2
1橋脚当たり最大荷重 W_{max}	tf	297	297	297	297	297
の鉛直荷重死荷重 W_d	tf	214	214	214	214	214
軸方向温度変位 δt	cm	3.51	3.51	3.51	3.51	3.51

表-2.1.8 中間橋脚の免震支承の設計条件

	単位	H= 6.0m	H= 8.0m	H=10.0m	H=12.0m	H=14.0m	H=16.0m	H=18.0m
上部工重量 W_u	tf	1,178	1,178	1,178	1,178	1,178	1,178	1,178
橋脚の剛性 $K_p = 3 \cdot EI / hp^3 (\times 10^3)$	tf/m	1,153.36	341.74	144.17	73.82	42.72	26.90	18.02
基礎並進バネ定数 $K_{Fu} = Ho / \delta o (\times 10^3)$	tf/m	143.00	130.00	120.00	110.00	103.00	96.00	90.00
基礎回転バネ定数 $K_{F\theta} = Mo / \theta o (\times 10^3)$	tf-m	4,045	4,296	4,462	4,580	4,668	4,737	4,792
基礎への慣性力の作用高 h_o	m	6.000	8.000	10.000	12.000	14.000	16.000	18.000
1橋脚当たり支承個数	個	2	2	2	2	2	2	2
1橋脚当たり最大荷重 W_{max}	tf	742	742	742	742	742	742	742
の鉛直荷重死荷重 W_d	tf	589	589	589	589	589	589	589
軸方向温度変位 δt	cm	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17

	単位	H=20.0m	H=22.0m	H=24.0m	H=26.0m	H=28.0m
上部工重量 W_u	tf	1,178	1,178	1,178	1,178	1,178
橋脚の剛性 $K_p = 3 \cdot EI / hp^3 (\times 10^3)$	tf/m	12.66	9.23	9.51	8.89	8.39
基礎並進バネ定数 $K_{Fu} = Ho / \delta o (\times 10^3)$	tf/m	85.00	80.00	76.00	72.00	68.00
基礎回転バネ定数 $K_{F\theta} = Mo / \theta o (\times 10^3)$	tf-m	4,836	4,873	4,905	4,932	4,955
基礎への慣性力の作用高 h_o	m	20.000	22.000	24.000	26.000	28.000
1橋脚当たり支承個数	個	2	2	2	2	2
1橋脚当たり最大荷重 W_{max}	tf	742	742	742	742	742
の鉛直荷重死荷重 W_d	tf	589	589	589	589	589
軸方向温度変位 δt	cm	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17

(2) 免震支承の形状寸法および静的特性値

表-2.1.7および表-2.1.8の条件から設計した免震支承の形状寸法を図-2.1.2および表-2.1.9に、静的特性値の算出結果を表-2.1.10に示す。

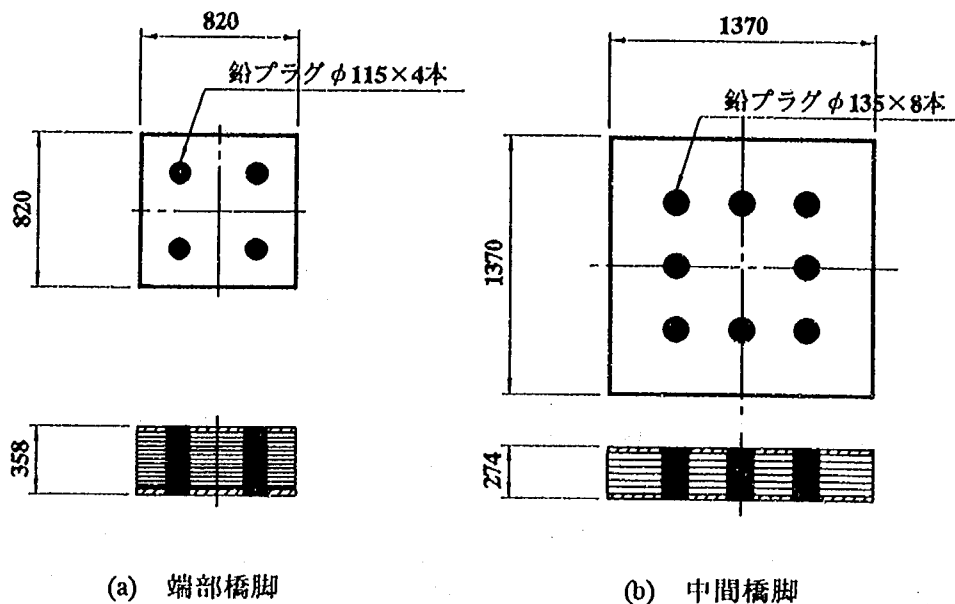


図-2.1.2 免震支承の形状寸法

表-2.1.9 免震支承の形状寸法

特 性	H= 6.0m~28.0m	
	端 部 橋 脚	中 間 橋 脚
平 面 形 状 $A \times B$ (cm)	82.0 × 82.0	137.0 × 137.0
(内 部 補 強 板 $a \times b$)	(80.0 × 80.0)	(135.0 × 135.0)
鉛プラグの本数および直径 (cm)	4 × φ 11.5	8 × φ 13.5
ゴムの層数および1層の厚さ (cm)	13 × 2.0 = 26.0	6 × 3.3 = 19.8
支 承 本 体 高 さ H (cm)	35.8	27.4
ゴムのせん断弾性係数 G (kgf/cm ²)	10.0	10.0

表-2.1.10 免震支承1個当りの静的特性値

	単 位	H=6.0m~28.0m		許 容 値
		端 部 橋 脚	中 間 橋 脚	
鉛 プ ラ グ の 断 面 積 A_p	cm ²	415.5	1,145.1	
積 層 ゴ ム の 支 圧 面 積 A_R	cm ²	5,984.5	17,079.9	
積 層 ゴ ム の 有 効 支 圧 面 積 A_{Re}	cm ²	5,703.7	16,922.0	
形 状 係 数 S	cm	9.351	9.585	10程度
み か け の 弾 性 定 数 E_a	kgf/cm ²	5,784	6,075	
鉛 プ ラ グ の 形 状 比 H/D_p		3.12	2.03	$1.25 \leq H/D_p \leq 5.0$
鉛 プ ラ グ の 面 積 比 A_p/A_R		0.069	0.067	0.07程度以下
免 震 装 置 の 降 伏 荷 重 Q_d	tf	35.318	97.334	
積 層 ゴ ム 支 承 の 水 平 剛 性 K_H	tf/m	230	863	
積 層 ゴ ム 支 承 の 鉛 直 剛 性 K_V	tf/m	126,900	519,200	

(3) 常時荷重に対する設計

常時荷重に対する免震支承の設計は、以下の項目について行った。設計結果を表-2.1.11に示す。

- ① 支圧応力度の照査
- ② 水平変位の照査
- ③ 座屈照査
- ④ 局部せん断ひずみの照査
- ⑤ 補強鋼板の応力度
- ⑥ 水平力

表-2.1.11 常時荷重に対する免震支承の設計

		H=6.0m~28.0m		許 容 値
		端部橋脚	中間橋脚	
水 平 変 位		記号・単位		
		u_0 (cm)	3.51	1.17
支圧応力度 の 照 査	最 大 値	σ_{max} (kgf/cm ²)	52.1	43.8
	最 小 値	σ_{min} (kgf/cm ²)	35.8	34.5
	応力振幅	$\Delta \sigma$ (kgf/cm ²)	16.3	9.3
水 平 変 位 の 照 査		$u_0/\Sigma l_e$	0.14	0.06
座 屈 照 査		σ_c (kgf/cm ²)	115.1	261.4
局部せん断 ひずみの照査	鉛直荷重	γ_c	0.72	0.59
	回 転 角	γ_R	0.36	0.41
	水 平 変 位	γ_s	0.14	0.06
	合 計	γ_T	1.22	1.06
補 強 鋼 板 の 応 力 度		σ_s (kgf/cm ²)	457	565
水 平 力 (緩 速 変 形)		F (tf)	30.3	59.1

(4) 地震時保有水平耐力法レベルでの設計

地震時における免震支承の動的解析（免震装置の等価剛性 K_B および等価減衰係数 h_B ）は、図-2.1.1に示したモデルにおいて繰り返し計算を行い算定した。地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の動的特性値を表-2.1.12および表-2.1.13に示す。なお、地震時保有水平耐力法レベルの地震力に対しては以下の照査を行うが、一般に、免震支承のサイズは地震時保有水平耐力法レベルでの免震支承の耐力、特に水平変位の照査およびせん断ひずみの照査によって決定される。

- ① 水平変位の照査
- ② 局部せん断ひずみの照査（活荷重に伴う回転角による局部せん断ひずみは考慮しない）
- ③ 補強鋼板の応力度

(5) 震度法レベルでの設計

地震時保有水平耐力法レベルと同様の方法で算出した震度法レベルの免震支承の動的特性値を表-2.1.14および表-2.1.15に示す。なお、震度法レベルの地震力に対しては以下の照査を行った。

- ① 局部せん断ひずみの照査（活荷重に伴う回転角による局部せん断ひずみは考慮しない）

表-2.1.12 地震時保有水平耐力法レベルの地震力に対する端部橋脚の免震支承の設計

免震支承の特性値	H= 6.0m	H = 8.0m	H=10.0m	H=12.0m	H=14.0m	H=16.0m	H=18.0m	摘 要
上部構造変位 $u_T(\text{cm})$	49.8	50.5	51.5	52.8	54.5	56.7	59.1	
橋の固有周期 $T(\text{sec})$	1.64	1.65	1.67	1.69	1.72	1.76	1.80	
橋の減衰係数 h	0.18	0.18	0.18	0.18	0.17	0.17	0.17	
設計水平震度 k_h	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	
免震支承の設計変位 $u_B(\text{cm})$	49.0	49.3	49.7	50.2	50.8	51.6	52.4	
免震支承の等価剛性 $K_B(\text{tf/m})$	249	249	248	248	247	247	246	
免震支承の等価減衰定数 h_B	0.21	0.21	0.21	0.21	0.21	0.20	0.20	
地震時水平力 $F(\text{tf})$	244	245	247	249	251	254	258	
地震時水平力の分担率 (%)	11	11	11	11	11	11	11	
局部せん断 ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	1.43	1.44	1.46	1.49	1.53	1.58	1.64
	水平変位 γ_s	1.89	1.90	1.91	1.93	1.95	1.98	2.01
	合 計 γ_t	3.31	3.33	3.37	3.43	3.48	3.57	3.65

免震支承の特性値	H=20.0m	H=22.0m	H=24.0m	H=26.0m	H=28.0m	摘 要
上部構造変位 $u_T(\text{cm})$	62.2	66.1	67.4	69.3	71.7	
橋の固有周期 $T(\text{sec})$	1.85	1.91	1.92	1.95	1.99	
橋の減衰係数 h	0.17	0.16	0.16	0.16	0.16	
設計水平震度 k_h	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	
免震支承の設計変位 $u_B(\text{cm})$	53.2	54.5	54.6	55.1	55.7	
免震支承の等価剛性 $K_B(\text{tf/m})$	246	245	245	245	245	
免震支承の等価減衰定数 h_B	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	
地震時水平力 $F(\text{tf})$	262	267	268	270	273	
地震時水平力の分担率 (%)	12	12	12	12	12	
局部せん断 ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	1.70	1.81	1.82	1.87	1.92
	水平変位 γ_s	2.05	2.10	2.10	2.12	2.14
	合 計 γ_t	3.75	3.90	3.92	3.99	4.06

表-2.1.13 地震時保有水平耐力法レベルの地震力に対する中間橋脚の免震支承の設計

免震支承の特性値	H= 6.0m	H = 8.0m	H=10.0m	H=12.0m	H=14.0m	H=16.0m	H=18.0m	摘 要
上部構造変位 $u_T(\text{cm})$	49.8	50.5	51.5	52.8	54.5	56.7	59.1	
橋の固有周期 $T(\text{sec})$	1.64	1.65	1.67	1.69	1.72	1.76	1.80	
橋の減衰係数 h	0.18	0.18	0.18	0.18	0.17	0.17	0.17	
設計水平震度 k_h	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	
免震支承の設計変位 $u_B(\text{cm})$	48.4	48.3	48.2	48.1	48.0	47.8	47.6	
免震支承の等価剛性 $K_B(\text{tf/m})$	910	910	910	910	910	910	911	
免震支承の等価減衰定数 h_B	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	
地震時水平力 $F(\text{tf})$	880	879	878	876	873	870	867	
地震時水平力の分担率 (%)	39	39	39	39	39	39	39	
局部せん断 ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	0.75	0.75	0.75	0.75	0.74	0.74	
	水平変位 γ_s	2.44	2.44	2.44	2.43	2.42	2.41	2.40
	合 計 γ_t	3.19	3.19	3.18	3.18	3.17	3.16	3.14

免震支承の特性値	H=20.0m	H=22.0m	H=24.0m	H=26.0m	H=28.0m	摘 要
上部構造変位 $u_T(\text{cm})$	62.2	66.1	67.4	69.3	71.7	
橋の固有周期 $T(\text{sec})$	1.85	1.91	1.92	1.95	1.99	
橋の減衰係数 h	0.17	0.16	0.16	0.16	0.16	
設計水平震度 k_h	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70	
免震支承の設計変位 $u_B(\text{cm})$	47.3	47.0	47.0	46.8	46.7	
免震支承の等価剛性 $K_B(\text{tf/m})$	911	911	912	912	912	
免震支承の等価減衰定数 h_B	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18	
地震時水平力 $F(\text{tf})$	863	857	856	854	851	
地震時水平力の分担率 (%)	38	38	38	38	38	
局部せん断 ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	0.74	0.74	0.74	0.73	0.73
	水平変位 γ_s	2.39	2.38	2.37	2.37	2.36
	合 計 γ_t	3.13	3.11	3.11	3.10	3.09

表-2.1.14 震度法レベルの地震力に対する端部橋脚の免震支承の設計

免震支承の特性値	H=6.0m	H=8.0m	H=10.0m	H=12.0m	H=14.0m	H=16.0m	H=18.0m	摘 要
上部構造変位 $u_T(\text{cm})$	4.6	4.9	5.2	5.7	6.3	7.1	8.1	
橋の固有周期 $T(\text{sec})$	0.74	0.77	0.80	0.85	0.90	0.96	1.03	
橋の減衰係数 h	0.24	0.23	0.22	0.21	0.20	0.19	0.17	
設計水平震度 k_h	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	
免震支承の設計変位 $u_B(\text{cm})$	4.3	4.3	4.4	4.6	4.7	4.9	5.1	
免震支承の等価剛性 $K_B(\text{tf/m})$	1,283	1,269	1,251	1,223	1,201	1,166	1,136	
免震支承の等価減衰定数 h_B	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.26	
地震時水平力 $F(\text{tf})$	109	110	110	111	112	114	115	
地震時水平力の分担率 (%)	13	13	13	13	13	13	13	
局部せん断 ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	0.52	0.52	0.52	0.52	0.53	0.53	
	水平変位 γ_s	0.16	0.17	0.17	0.18	0.18	0.20	< 1.50
	合 計 γ_t	0.69	0.69	0.69	0.70	0.71	0.72	< 2.78

免震支承の特性値	H=20.0m	H=22.0m	H=24.0m	H=26.0m	H=28.0m	摘 要
上部構造変位 $u_T(\text{cm})$	9.3	10.7	11.2	12.0	12.9	
橋の固有周期 $T(\text{sec})$	1.12	1.21	1.24	1.28	1.34	
橋の減衰係数 h	0.16	0.16	0.15	0.15	0.15	
設計水平震度 k_h	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	
免震支承の設計変位 $u_B(\text{cm})$	5.3	5.6	5.6	5.7	5.8	
免震支承の等価剛性 $K_B(\text{tf/m})$	1,107	1,063	1,060	1,046	1,030	
免震支承の等価減衰定数 h_B	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	
地震時水平力 $F(\text{tf})$	116	118	119	119	120	
地震時水平力の分担率 (%)	13	14	14	14	14	
局部せん断 ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	0.53	0.53	0.53	0.53	
	水平変位 γ_s	0.20	0.21	0.22	0.22	< 1.50
	合 計 γ_t	0.73	0.75	0.75	0.75	< 2.78

表-2.1.15 震度法レベルの地震力に対する中間橋脚の免震支承の設計

免震支承の特性値	H=6.0m	H=8.0m	H=10.0m	H=12.0m	H=14.0m	H=16.0m	H=18.0m	摘 要
上部構造変位 $u_T(\text{cm})$	4.6	4.9	5.2	5.7	6.3	7.1	8.1	
橋の固有周期 $T(\text{sec})$	0.74	0.77	0.80	0.85	0.90	0.96	1.03	
橋の減衰係数 h	0.24	0.23	0.22	0.21	0.20	0.19	0.17	
設計水平震度 k_h	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	
免震支承の設計変位 $u_B(\text{cm})$	4.1	4.0	4.0	4.0	3.9	3.9	3.8	
免震支承の等価剛性 $K_B(\text{tf/m})$	3,997	4,007	4,036	4,046	4,086	4,120	4,157	
免震支承の等価減衰定数 h_B	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	
地震時水平力 $F(\text{tf})$	325	324	323	322	321	320	319	
地震時水平力の分担率 (%)	37	37	37	37	37	37	37	
局部せん断 ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	
	水平変位 γ_s	0.21	0.20	0.20	0.20	0.20	0.19	< 1.50
	合 計 γ_t	0.69	0.68	0.68	0.68	0.68	0.67	< 2.78

免震支承の特性値	H=20.0m	H=22.0m	H=24.0m	H=26.0m	H=28.0m	摘 要
上部構造変位 $u_T(\text{cm})$	9.3	10.7	11.2	12.0	12.9	
橋の固有周期 $T(\text{sec})$	1.12	1.21	1.24	1.28	1.34	
橋の減衰係数 h	0.16	0.16	0.15	0.15	0.15	
設計水平震度 k_h	0.27	0.27	0.27	0.27	0.27	
免震支承の設計変位 $u_B(\text{cm})$	3.8	3.7	3.7	3.7	3.7	
免震支承の等価剛性 $K_B(\text{tf/m})$	4,191	4,254	4,235	4,239	4,267	
免震支承の等価減衰定数 h_B	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	
地震時水平力 $F(\text{tf})$	317	315	315	314	314	
地震時水平力の分担率 (%)	37	36	36	36	36	
局部せん断 ひずみの照査	鉛直荷重 γ_c	0.48	0.48	0.48	0.48	
	水平変位 γ_s	0.19	0.19	0.19	0.19	< 1.50
	合 計 γ_t	0.67	0.66	0.66	0.66	< 2.78

表-2.2.1 解析モデルの節点重量および部材剛性

節 点	X 座標 (m)	Y 座標 (m)	重 量 W (tf)	部 材	断面二次モーメント $I(m^4)$	弾性係数 $E(tf/m^2)$
1	0.000	3.100	267.640	1 - 2	0.830	21,000,000
2	32.500	3.100	535.280	2 - 3	0.830	21,000,000
3	65.000	3.100	535.280	3 - 4	0.830	21,000,000
4	97.500	3.100	535.280	4 - 5	0.830	21,000,000
5	130.000	3.100	535.280	5 - 6	0.830	21,000,000
6	162.500	3.100	535.280	6 - 7	0.830	21,000,000
7	195.000	3.100	267.640	8 - 9	∞	2,500,000
8	0.000	0.000	0.000	9 - 10	∞	2,500,000
9	0.000	-1.148	表-2.2.2	10 - 11	表-2.2.2	2,500,000
10	0.000	-2.500	0.000	11 - 12	表-2.2.2	2,500,000
11	0.000	表-2.2.2	表-2.2.2	12 - 13	∞	2,500,000
12	0.000	表-2.2.2	0.000	13 - 14	∞	2,500,000
13	0.000	表-2.2.2	219.805	15 - 16	∞	2,500,000
14	0.000	表-2.2.2	0.000	16 - 17	∞	2,500,000
15	65.000	0.000	0.000	17 - 18	表-2.2.2	2,500,000
16	65.000	-1.148	表-2.2.2	18 - 19	表-2.2.2	2,500,000
17	65.000	-2.500	0.000	19 - 20	∞	2,500,000
18	65.000	表-2.2.2	表-2.2.2	20 - 21	∞	2,500,000
19	65.000	表-2.2.2	0.000	22 - 23	∞	2,500,000
20	65.000	表-2.2.2	439.610	23 - 24	∞	2,500,000
21	65.000	表-2.2.2	0.000	24 - 25	表-2.2.2	2,500,000
22	130.000	0.000	0.000	25 - 26	表-2.2.2	2,500,000
23	130.000	-1.148	表-2.2.2	26 - 27	∞	2,500,000
24	130.000	-2.500	0.000	27 - 28	∞	2,500,000
25	130.000	表-2.2.2	表-2.2.2	29 - 30	∞	2,500,000
26	130.000	表-2.2.2	0.000	30 - 31	∞	2,500,000
27	130.000	表-2.2.2	439.610	31 - 32	表-2.2.2	2,500,000
28	130.000	表-2.2.2	0.000	32 - 33	表-2.2.2	2,500,000
29	195.000	0.000	0.000	33 - 34	∞	2,500,000
30	195.000	-1.148	表-2.2.2	34 - 35	∞	2,500,000
31	195.000	-2.500	0.000	1 - 8	∞	2,500,000
32	195.000	表-2.2.2	表-2.2.2	3 - 15	∞	2,500,000
33	195.000	表-2.2.2	0.000	5 - 22	∞	2,500,000
34	195.000	表-2.2.2	219.805	7 - 29	∞	2,500,000
35	195.000	表-2.2.2	0.000			

表-2.2.2 ケース別の節点重量および部材剛性

		単位	H= 6.0m	H= 8.0m	H=10.0m	H=12.0m	H=14.0m	H=16.0m	H=18.0m
Y 座 標	11,18,25,32	m	-3.250	-4.250	-5.250	-6.250	-7.250	-8.250	-9.250
	12,19,26,33	m	-4.000	-6.000	-8.000	-10.000	-12.000	-14.000	-16.000
	13,20,27,34	m	-5.075	-7.075	-9.075	-11.075	-13.075	-15.075	-17.075
	14,21,28,35	m	-6.000	-8.000	-10.000	-12.000	-14.000	-16.000	-18.000
端部橋脚柱部 断面二次モーメント		m ⁴	4.921	4.921	4.921	4.921	4.921	4.921	4.921
中間橋脚柱部 断面二次モーメント		m ⁴	9.842	9.842	9.842	9.842	9.842	9.842	9.842
端部橋脚梁部重量		tf	91.125	91.125	91.125	91.125	91.125	91.125	91.125
中間橋脚梁部重量		tf	182.250	182.250	182.250	182.250	182.250	182.250	182.250
端部橋脚柱部重量		tf	30.375	70.875	111.375	151.875	192.375	232.875	273.375
中間橋脚柱部重量		tf	60.750	141.750	222.750	303.750	384.750	465.750	546.750

		単位	H=20.0m	H=22.0m	H=24.0m	H=26.0m	H=28.0m
Y 座 標	11,18,25,32	m	-10.250	-11.250	-12.250	-13.250	-14.250
	12,19,26,33	m	-18.000	-20.000	-22.000	-24.000	-26.000
	13,20,27,34	m	-19.075	-21.075	-23.075	-25.075	-27.075
	14,21,28,35	m	-20.000	-22.000	-24.000	-26.000	-28.000
端部橋脚柱部 断面二次モーメント		m ⁴	4.921	4.921	6.750	8.192	9.826
中間橋脚柱部 断面二次モーメント		m ⁴	9.842	9.842	13.500	16.384	19.652
端部橋脚梁部重量		tf	91.125	91.125	101.250	108.000	114.750
中間橋脚梁部重量		tf	182.250	182.250	202.500	216.000	229.500
端部橋脚柱部重量		tf	313.875	354.375	438.750	516.000	599.250
中間橋脚柱部重量		tf	627.750	708.750	877.500	1032.000	1198.500

(2) 固有周期の算出

図-2.2.1のモデルに上部構造および下部構造の重量に相当する水平力を作用させた場合の変位および固有周期を表-2.2.3に示す。

なお、各ケースの橋の固有周期は、式(2.2.1)により算出した。

$$T = 2.01 \cdot \sqrt{\delta}$$

$$\sigma = \frac{\sum (W_i \cdot u_i^2)}{\sum (W_i \cdot u_i)} \quad \dots\dots\dots (2.2.1)$$

ここに、

T : 設計振動単位の固有周期 (sec)

W_i : 上部構造および下部構造の節点 i の重量

u_i : 上部構造および耐震設計上の地盤面より上の下部構造の重量に相当する力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる節点 i の変位 (m)

なお、 Σ は設計振動単位全体に関する和を示す。

表-2.2.3 固有周期と変位量

橋脚高 H(m)	免 震 時				非 免 震 時			
	ΣWt_{ui}^2	ΣWt_{ui}	δ (m)	T (sec)	ΣWt_{ui}^2	ΣWt_{ui}	δ (m)	T (sec)
6.0	87.045	544.106	0.160	0.804	0.595	54.473	0.011	0.211
8.0	96.028	576.879	0.166	0.819	1.531	86.081	0.018	0.270
10.0	111.091	629.272	0.177	0.846	4.042	138.173	0.029	0.342
12.0	136.924	711.462	0.192	0.881	10.023	216.772	0.046	0.431
14.0	175.938	824.184	0.213	0.928	22.884	328.570	0.070	0.532
16.0	237.606	980.248	0.242	0.989	48.298	480.966	0.100	0.636
18.0	331.217	1,184.939	0.280	1.064	95.168	682.095	0.140	0.752
20.0	472.428	1,448.052	0.326	1.148	176.849	940.858	0.188	0.872
22.0	682.704	1,779.303	0.384	1.246	312.646	1,266.956	0.247	0.999
24.0	828.194	2,039.965	0.406	1.281	416.954	1,524.603	0.273	1.050
26.0	1,070.077	2,404.274	0.445	1.341	596.211	1,884.999	0.316	1.130
28.0	1,385.088	2,839.971	0.488	1.404	842.012	2,318.193	0.363	1.211

(3) 設計水平震度

免震設計における震度法に用いる設計水平震度は式(2.2.2)で与えられる。橋の減衰定数および設計水平震度を表-2.2.6に示す。

$$k_h = C_z \cdot C_G \cdot C_I \cdot C_T \cdot C_E \cdot k_{ho} \quad (2.2.2)$$

ここに、

k_{ho} : 震度法の標準設計水平震度 (= 0.2)

C_z : 道路橋示方書Vに規定される地域別補正係数 (A 地区, = 1.0)

C_G : 道路橋示方書Vに規定される地盤別補正係数 (Ⅲ 種, = 1.2)

C_I : 道路橋示方書Vに規定される重要度別補正係数 (1 級, = 1.0)

C_T : 道路橋示方書Vに規定される固有周期別補正係数で、表-2.2.4の値とする。

C_E : マニュアル(案)に規定される橋の減衰定数 h に基づく補正係数で表-2.2.5の値とする。

表-2.2.4 固有周期別補正係数 C_T

地盤種別	固有周期 T (s) に対する C_T の値		
Ⅰ 種	$T < 0.1$ $C_T = 2.69T^{1/3}$ ただし、 $C_T \geq 1.00$	$0.1 \leq T \leq 1.1$ $C_T = 1.25$	$1.1 < T$ $C_T = 1.33T^{-2/3}$
	$T < 0.2$ $C_T = 2.15T^{1/3}$ ただし、 $C_T \geq 1.00$	$0.2 \leq T \leq 1.3$ $C_T = 1.25$	$1.3 < T$ $C_T = 1.49T^{-2/3}$
Ⅲ 種	$T < 0.34$ $C_T = 1.80T^{1/3}$ ただし、 $C_T \geq 1.00$	$0.34 \leq T \leq 1.5$ $C_T = 1.25$	$1.5 < T$ $C_T = 1.64T^{-2/3}$

表-2.2.5 橋の減衰係数 h に基づく補正係数 C_E

橋の減衰定数 h	橋の減衰定数 h に 基づく補正係数 C_E
$h < 0.1$	1.0
$h \geq 0.1$	0.9

表-2.2.6 震度法レベルの減衰定数および設計水平震度

橋脚高 (m)		免震支承			橋脚		基礎			橋の 減衰定数 h	免震時 設計水平 震度 k_h	非免震時 設計水平 震度 k_h
		u_{Bi} (m)	h_{Bi}	K_{Bi} (tf/m)	h_{pi}	K_{pi} (tf/m)	h_{Fwi} $h_{F\theta i}$	F_{wi} (tf/m)	$K_{F\theta i}$ (tf·m)			
6.0	端部橋脚	0.043	0.25	1,283	0.05	576,680	0.20	76,000	2,049,000	0.261	0.27	0.26
	中間橋脚	0.041	0.27	3,997		1,153,360		143,000	4,045,000			
8.0	端部橋脚	0.043	0.25	1,269	0.05	170,870	0.20	69,000	2,176,000	0.258	0.27	0.28
	中間橋脚	0.040	0.27	4,007		341,740		130,000	4,296,000			
10.0	端部橋脚	0.044	0.25	1,251	0.05	72,090	0.20	63,000	2,260,000	0.254	0.27	0.30
	中間橋脚	0.040	0.27	4,036		144,170		120,000	4,462,000			
12.0	端部橋脚	0.046	0.25	1,223	0.05	36,910	0.20	58,000	2,320,000	0.248	0.27	0.30
	中間橋脚	0.040	0.27	4,046		73,820		110,000	4,580,000			
14.0	端部橋脚	0.047	0.26	1,201	0.05	21,360	0.20	54,000	2,365,000	0.243	0.27	0.30
	中間橋脚	0.039	0.27	4,086		42,720		103,000	4,668,000			
16.0	端部橋脚	0.049	0.26	1,166	0.05	13,450	0.20	50,000	2,400,000	0.235	0.27	0.30
	中間橋脚	0.039	0.27	4,120		26,900		96,000	4,737,000			
18.0	端部橋脚	0.051	0.26	1,136	0.05	9,010	0.20	47,000	2,427,000	0.225	0.27	0.30
	中間橋脚	0.038	0.27	4,157		18,020		90,000	4,792,000			
20.0	端部橋脚	0.053	0.27	1,107	0.05	6,330	0.20	44,000	2,450,000	0.213	0.27	0.30
	中間橋脚	0.038	0.26	4,191		12,660		85,000	4,836,000			
22.0	端部橋脚	0.056	0.27	1,063	0.05	4,610	0.20	41,000	2,469,000	0.204	0.27	0.30
	中間橋脚	0.037	0.26	4,254		9,230		80,000	4,873,000			
24.0	端部橋脚	0.056	0.27	1,060	0.05	4,750	0.20	39,000	2,485,000	0.205	0.27	0.30
	中間橋脚	0.037	0.26	4,235		9,510		76,000	4,905,000			
26.0	端部橋脚	0.057	0.27	1,046	0.05	4,440	0.20	37,000	2,498,000	0.203	0.27	0.30
	中間橋脚	0.037	0.26	4,239		8,890		72,000	4,932,000			
28.0	端部橋脚	0.058	0.27	1,030	0.05	4,190	0.20	35,000	2,510,000	0.201	0.27	0.30
	中間橋脚	0.037	0.26	4,267		8,390		68,000	4,955,000			

(4) 免震支承の変位

図-2.2.1のモデルに自重に相当する水平力を作用させた結果、上下部構造間に生じる相対変位に、表-2.2.6で算出した震度法に用いる設計水平震度 k_h を乗じることにより、各ケースの免震支承の設計変位を表-2.2.7のように算出した。また、非免震時の各部の設計変位を表-2.2.8に示す。

表-2.2.7 免震時の各部の設計変位

橋脚高 $H(m)$	端 部 変 位 (mm)			中 間 部 変 位 (mm)		
	上部構造	下部構造	支 承	上部構造	下部構造	支 承
6.0	44	2	42	44	4	40
8.0	47	4	43	46	6	40
10.0	50	7	43	50	10	40
12.0	55	11	44	55	15	40
14.0	63	17	46	62	23	39
16.0	72	25	47	72	33	39
18.0	84	35	49	84	46	38
20.0	100	48	52	100	62	38
22.0	119	64	55	119	81	38
24.0	129	74	55	129	92	37
26.0	145	88	57	145	107	38
28.0	162	104	58	162	125	37

表-2.2.8 非免震時の各部の設計変位

橋脚高 $H(m)$	端 部 変 位 (mm)			中 間 部 変 位 (mm)		
	上部構造	下部構造	支 承	上部構造	下部構造	支 承
6.0	3	3	0	3	3	0
8.0	5	5	0	5	5	0
10.0	10	10	0	10	10	0
12.0	15	15	0	15	15	0
14.0	23	23	0	23	23	0
16.0	33	33	0	33	33	0
18.0	47	47	0	47	47	0
20.0	64	64	0	64	64	0
22.0	84	84	0	84	84	0
24.0	95	95	0	95	95	0
26.0	112	112	0	112	112	0
28.0	131	131	0	131	131	0

(5) 橋脚天端に作用する水平力

図-2.2.1のモデルに自重に相当する水平力を作用させた結果、橋脚天端に生じる水平力（せん断力）に、表-2.2.6で算出した震度法に用いる設計水平震度 k_h を乗じることにより、各ケースの上部構造の慣性力によって橋脚天端に作用する水平力を表-2.2.9のように算出した。なお、 P_1 、 P_4 橋脚（端部橋脚）については、掛け違い部の重量も考慮して、解析結果の2倍の数値としている。

表-2.2.9 橋脚天端に作用する水平力（単位：tf）

橋脚高 H(m)	免 震 時		非 免 震 時	
	端部橋脚	中間橋脚	端部橋脚	中間橋脚
6.0	215.4	325.9	291.7	271.7
8.0	215.8	325.7	309.7	294.8
10.0	216.4	325.4	328.8	317.3
12.0	217.7	324.7	327.0	318.3
14.0	220.0	323.6	325.8	318.9
16.0	222.0	322.6	325.0	319.3
18.0	225.3	320.9	324.5	319.5
20.0	229.2	319.0	324.1	319.7
22.0	231.5	317.9	323.8	319.9
24.0	233.5	316.8	324.1	319.7
26.0	235.8	315.7	324.3	319.6
28.0	237.4	314.9	324.5	319.5

2.2.2 下部構造の照査

橋脚の柱基部の断面は地震時にて決定されるため、各ケースの鉄筋量は、地震時の柱基部の応力度に基づき決定した。表-2.2.10に免震時、表-2.2.11に非免震時の柱基部の応力度の検討結果を示す。なお、柱基部の作用力のうち、せん断力 S および曲げモーメント M は、図-2.2.1のモデルに自重に相当する水平力を作用させた結果、橋脚基部に生じる断面力に表-2.2.6で算出した震度法に用いる設計水平震度 k_h を乗じることにより算出し、軸力 N は、上部構造の死荷重反力および橋脚の自重の合計とした。

表-2.2.10 免震時の柱基部での応力度検討結果

(a) 端部橋脚

矩形断面	記号・単位	H=6.0m	H=8.0m	H=10.0m	H=12.0m	H=14.0m	H=16.0m	H=18.0m
断面寸法	B cm	600	600	600	600	600	600	600
	H cm	270	270	270	270	270	270	270
断面力	M tf・m	1014.36	1600.8	2233.66	2920.14	3666.91	4463.7	5331.89
	N tf	1099.00	1180.00	1261.00	1342.00	1423.00	1504.00	1585.00
	S tf	281.04	303.32	325.74	348.92	373.05	396.98	422.12
鉄筋量	d_1 cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
	As_1 cm ²	116.541	116.541	116.541	233.082	295.504	295.504	295.504
	本数-径	23-D25	23-D25	23-D25	46-D25	46-D29	46-D29	46-D29
	d_2 cm	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00	20.00	20.00
	As_2 cm ²	116.541	116.541	116.541	233.082	295.504	147.752	295.504
	本数-径	23-D25	23-D25	23-D25	46-D25	46-D29	23-D29	46-D29
	d_3 cm						250.00	250.00
	As_3 cm ²						147.752	295.504
	本数-径						23-D29	46-D29
	d_4 cm						260.00	260.00
	As_4 cm ²						295.504	295.504
	本数-径						46-D29	46-D29
	合計 cm ²	233.082	233.082	233.082	466.164	591.008	886.512	1182.016
応力度	σ_c kgf/cm ²	24.2	46.4	71.6	73.9	84.8	88.5	93.6
	σ_s kgf/cm ²	265.6	1303.5	2934.8	2602.6	2981.8	2792.6	2744.4
	σ_s kgf/cm ²	-338.9	-619.1	-919.7	-966.4	-1107.9	-1168.9	-1244.6
	τ kgf/cm ²	1.80	1.94	2.09	2.24	2.39	2.58	2.76
許容応力度	σ_{ca} kgf/cm ²	120	120	120	120	120	120	120
	σ_{sa} kgf/cm ²	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000
	τ_a kgf/cm ²	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85
中立軸	X cm	150.161	90.505	69.651	77.693	77.726	83.765	88.000
ヤング係数比	$n=E_s/E_c$	15	15	15	15	15	15	15

矩形断面	記号・単位	H=20.0m	H=22.0m	H=24.0m	H=26.0m	H=28.0m
断面寸法	B cm	600	600	600	600	600
	H cm	270	270	300	320	340
断面力	M tf・m	6267.78	7231.09	8588.16	9986.49	11514.74
	N tf	1666.00	1747.00	1936.00	2104.00	2284.00
	S tf	447.86	472.02	525.15	572.72	622.97
鉄筋量	d_1 cm	10.50	10.50	10.50	11.50	11.50
	As_1 cm ²	365.332	440.036	440.036	616.400	524.400
	本数-径	46-D32	46-D35	46-D35	46-D41	46-D38
	d_2 cm	20.50	20.50	20.50	22.00	21.50
	As_2 cm ²	365.332	440.036	440.036	308.200	524.400
	本数-径	46-D32	46-D35	46-D35	23-D41	46-D38
	d_3 cm	249.50	249.50	279.50	298.00	318.50
	As_3 cm ²	365.332	440.036	440.036	308.200	524.400
	本数-径	46-D32	46-D35	46-D35	23-D41	46-D38
	d_4 cm	259.50	259.50	289.50	308.50	328.50
	As_4 cm ²	365.332	440.036	440.036	616.400	524.400
	本数-径	46-D32	46-D35	46-D35	46-D41	46-D38
	合計 cm ²	1461.328	1760.144	1760.144	1849.200	2097.600
応力度	σ_c kgf/cm ²	99.5	104.2	104.4	106.3	105.5
	σ_s kgf/cm ²	2758.9	2746.9	2854.6	2912.7	2818.2
	σ_s kgf/cm ²	-1319.8	-1388.8	-1405.5	-1425.9	-1428.9
	τ kgf/cm ²	2.93	3.09	3.08	3.13	3.21
許容応力度	σ_{ca} kgf/cm ²	120	120	120	120	120
	σ_{sa} kgf/cm ²	3000	3000	3000	3000	3000
	τ_a kgf/cm ²	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85
中立軸	X cm	91.074	94.114	102.548	109.111	118.151
ヤング係数比	$n=E_s/E_c$	15	15	15	15	15

(b) 中間部橋脚

矩形断面	記号・単位	H= 6.0m	H= 8.0m	H=10.0m	H=12.0m	H=14.0m	H=16.0m	H=18.0m
断面寸法	B cm	600	600	600	600	600	600	600
	H cm	270	270	270	270	270	270	270
断面力	M tf·m	1456.09	2259.66	3105.62	3990.38	4910.63	5871.47	6862.21
	N tf	1421.00	1502.00	1583.00	1664.00	1745.00	1826.00	1907.00
	S tf	391.47	413.14	434.73	455.95	476.69	497.53	517.76
鉄筋量	d ₁ cm	10.00	10.00	10.00	10.50	10.00	10.00	10.50
	As ₁ cm ²	116.541	116.541	233.082	365.332	295.504	295.504	365.332
	本数-径	23-D25	23-D25	46-D25	46-D32	46-D29	46-D29	46-D32
	d ₂ cm	260.00	260.00	260.00	259.50	20.00	20.00	20.50
	As ₂ cm ²	116.541	116.541	233.082	365.332	147.752	295.504	365.332
	本数-径	23-D25	23-D25	46-D25	46-D32	23-D29	46-D29	46-D32
	d ₃ cm					250.00	250.00	249.50
	As ₃ cm ²					147.752	295.504	365.332
	本数-径					23-D29	46-D29	46-D32
	d ₄ cm					260.00	260.00	259.50
	As ₄ cm ²					295.504	295.504	365.332
	本数-径					46-D29	46-D29	46-D32
	合計 cm ²	233.082	233.082	466.164	730.664	886.512	1182.016	1461.328
応力度	σ_c kgf/cm ²	36.4	68.5	77.9	84.6	97.5	103.3	109.2
	σ_s kgf/cm ²	540.9	2278.5	2513.7	2548.1	2989.1	2965.5	2972.7
	σ_s kgf/cm ²	-504.0	-901.1	-1027.3	-1114.0	-1290.9	-1375.8	-1451.1
	τ kgf/cm ²	2.51	2.65	2.79	2.93	3.10	3.25	3.39
許容応力度	σ_{ca} kgf/cm ²	120	120	120	120	120	120	120
	σ_{sa} kgf/cm ²	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000
	τ_a kgf/cm ²	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85
中立軸	X cm	130.583	80.848	82.529	86.245	85.405	89.228	92.178
ヤング係数比	$n=E_s/E_c$	15	15	15	15	15	15	15

矩形断面	記号・単位	H=20.0m	H=22.0m	H=24.0m	H=26.0m	H=28.0m
断面寸法	B cm	600	600	600	600	600
	H cm	270	270	300	320	340
断面力	M tf·m	7884.73	8959.11	10419.76	11904.76	13528.94
	N tf	1988.00	2069.00	2258.00	2426.00	2606.00
	S tf	537.69	558.42	608.4	652.66	700.43
鉄筋量	d ₁ cm	10.50	11.50	11.50	11.50	11.50
	As ₁ cm ²	440.036	524.400	524.400	616.400	616.400
	本数-径	46-D35	46-D38	46-D38	46-D41	46-D41
	d ₂ cm	20.50	21.50	21.50	22.00	22.00
	As ₂ cm ²	440.036	524.400	524.400	616.400	616.400
	本数-径	46-D35	46-D38	46-D38	46-D41	46-D41
	d ₃ cm	249.50	248.50	278.50	298.00	318.00
	As ₃ cm ²	440.036	524.400	524.400	616.400	616.400
	本数-径	46-D35	46-D38	46-D38	46-D41	46-D41
	d ₄ cm	259.50	258.50	288.50	308.50	328.50
	As ₄ cm ²	440.036	524.400	524.400	616.400	616.400
	本数-径	46-D35	46-D38	46-D38	46-D41	46-D41
	合計 cm ²	1760.144	2097.600	2097.600	2465.600	2465.600
応力度	σ_c kgf/cm ²	114.0	119.0	116.8	111.0	114.4
	σ_s kgf/cm ²	2955.7	2931.6	2978.8	2706.3	2865.2
	σ_s kgf/cm ²	-1520.6	-1575.0	-1563.2	-1501.7	-1555.2
	τ kgf/cm ²	3.52	3.67	3.58	3.59	3.61
許容応力度	σ_{ca} kgf/cm ²	120	120	120	120	120
	σ_{sa} kgf/cm ²	3000	3000	3000	3000	3000
	τ_a kgf/cm ²	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85
中立軸	X cm	95.087	97.822	106.833	117.490	123.028
ヤング係数比	$n=E_s/E_c$	15	15	15	15	15

表-2.2.11 非免震時の柱基部での応力度検討結果

(a) 端部橋脚

矩形断面	記号・単位	H=6.0m	H=8.0m	H=10.0m	H=12.0m	H=14.0m	H=16.0m	H=18.0m
断面寸法	B cm	600	600	600	600	600	600	600
	H cm	270	270	270	270	270	270	270
断面力	M tfm	1313.72	2175.42	3188.95	4095.24	5050.92	6056.1	7110.6
	N tf	1099.00	1180.00	1261.00	1342.00	1423.00	1504.00	1585.00
	S tf	354.86	400.45	450.32	472.75	495.88	519.4	543.16
鉄筋量	d1 cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.50	10.50	10.50
	As1 cm ²	116.541	147.752	295.504	295.504	365.332	365.332	440.036
	本数-径	23-D25	23-D29	46-D29	46-D29	46-D32	46-D32	46-D35
	d2 cm	260.00	260.00	260.00	20.00	20.50	20.50	20.50
	As2 cm ²	116.541	147.752	295.504	147.752	182.666	365.332	440.036
	本数-径	23-D25	23-D29	46-D29	23-D29	23-D32	46-D32	46-D35
	d3 cm				250.00	249.50	249.50	249.50
	As3 cm ²				147.752	182.666	365.332	440.036
	本数-径				23-D29	23-D32	46-D32	46-D35
	d4 cm				260.00	259.50	259.50	259.50
	As4 cm ²				295.504	365.332	365.332	440.036
	本数-径				46-D29	46-D32	46-D32	46-D35
	合計 cm ²	233.082	295.504	591.008	886.512	1095.996	1461.328	1760.144
応力度	σ_c kgf/cm ²	35.7	64.4	73.7	81.1	90.7	95.7	101.9
	σ_s kgf/cm ²	778.0	2452.9	2561.2	2597.4	2806.0	2726.7	2764.7
	σ_s kgf/cm ²	-484.4	-834.4	-964.4	-1070.2	-1192.5	-1267.3	-1355.3
	τ kgf/cm ²	2.27	2.57	2.89	3.07	3.23	3.40	3.56
許容応力度	σ_{ca} kgf/cm ²	120	120	120	120	120	120	120
	σ_{sa} kgf/cm ²	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000
	τ_a kgf/cm ²	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85
中立軸	X cm	105.930	73.457	78.385	82.950	84.762	89.508	92.409
ヤング係数比	$n=E_s/E_c$	15	15	15	15	15	15	15

矩形断面	記号・単位	H=20.0m	H=22.0m	H=24.0m	H=26.0m	H=28.0m
断面寸法	B cm	600	600	600	600	600
	H cm	270	270	300	320	340
断面力	M tfm	8214.3	9366.96	10964.52	12592.68	14373.48
	N tf	1666.00	1747.00	1936.00	2104.00	2284.00
	S tf	567.08	591.09	648.14	698.72	752.93
鉄筋量	d1 cm	11.50	11.50	11.50	12.50	12.50
	As1 cm ²	524.400	616.400	616.400	932.420	932.420
	本数-径	46-D38	46-D41	46-D41	46-D51	46-D51
	d2 cm	21.50	22.00	22.00	25.50	25.50
	As2 cm ²	524.400	616.400	616.400	466.210	466.210
	本数-径	46-D38	46-D41	46-D41	23-D51	23-D51
	d3 cm	248.50	248.00	278.00	294.50	314.50
	As3 cm ²	524.400	616.400	616.400	466.210	466.210
	本数-径	46-D38	46-D41	46-D41	23-D51	23-D51
	d4 cm	258.50	258.50	288.50	307.50	327.50
	As4 cm ²	524.400	616.400	616.400	932.420	932.420
	本数-径	46-D38	46-D41	46-D41	46-D51	46-D51
	合計 cm ²	2097.600	2465.600	2465.600	2797.260	2797.260
応力度	σ_c kgf/cm ²	108.1	112.9	111.7	108.3	112.3
	σ_s kgf/cm ²	2781.1	2772.2	2838.4	2658.0	2824.8
	σ_s kgf/cm ²	-1425.7	-1495.2	-1496.1	-1450.9	-1512.0
	τ kgf/cm ²	3.73	3.89	3.81	3.84	3.88
許容応力度	σ_{ca} kgf/cm ²	120	120	120	120	120
	σ_{sa} kgf/cm ²	3000	3000	3000	3000	3000
	τ_a kgf/cm ²	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85
中立軸	X cm	95.210	98.045	107.108	116.670	122.322
ヤング係数比	$n=E_s/E_c$	15	15	15	15	15

(b) 中間部橋脚

矩形断面	記号・単位	H= 6.0m	H= 8.0m	H=10.0m	H=12.0m	H=14.0m	H=16.0m	H=18.0m
断面寸法	B cm	600	600	600	600	600	600	600
	H cm	270	270	270	270	270	270	270
断面力	M tf・m	1233.7	2085.69	3097.14	4008.45	4967.97	5975.64	7031.52
	N tf	1421.00	1502.00	1583.00	1664.00	1745.00	1826.00	1907.00
	S tf	334.86	385.49	438.84	464.08	488.96	513.65	538.22
鉄筋量	d_1 cm	10.00	10.00	10.00	10.50	10.00	10.50	11.50
	As_1 cm ²	116.541	116.541	233.082	365.332	233.082	440.036	524.400
	本数-径	23-D25	23-D25	46-D25	46-D32	46-D25	46-D35	46-D38
	d_2 cm	260.00	260.00	260.00	259.50	20.00	20.50	21.50
	As_2 cm ²	116.541	116.541	233.082	365.332	233.082	220.018	262.200
	本数-径	23-D25	23-D25	46-D25	46-D32	46-D25	23-D35	23-D38
	d_3 cm					250.00	249.50	248.50
	As_3 cm ²					233.082	220.018	262.200
	本数-径					46-D25	23-D35	23-D38
	d_4 cm					260.00	259.50	258.50
	As_4 cm ²					233.082	440.036	524.400
	本数-径					46-D25	46-D35	46-D38
	合計 cm ²	233.082	233.082	466.164	730.664	932.328	1320.108	1573.200
応力度	σ_c kgf/cm ²	28.9	61.1	77.7	84.9	97.6	98.9	107.2
	σ_s kgf/cm ²	261.2	1788.5	2499.2	2567.8	2958.7	2692.2	2823.8
	σ_s kgf/cm ²	-406.2	-812.8	-1024.4	-1118.7	-1294.3	-1314.6	-1411.3
	τ kgf/cm ²	2.15	2.47	2.81	2.98	3.20	3.34	3.52
許容応力度	σ_{ca} kgf/cm ²	120	120	120	120	120	120	120
	σ_{sa} kgf/cm ²	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000
	τ_a kgf/cm ²	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85
中立軸	X cm	162.158	88.116	82.669	86.064	86.081	92.195	93.810
$\eta\eta'$ 係数比	$n=Es/Ec$	15	15	15	15	15	15	15

矩形断面	記号・単位	H=20.0m	H=22.0m	H=24.0m	H=26.0m	H=28.0m
断面寸法	B cm	600	600	600	600	600
	H cm	270	270	300	320	340
断面力	M tf・m	8135.76	9288.36	10866.48	12479.22	14242.47
	N tf	1988.00	2069.00	2258.00	2426.00	2606.00
	S tf	562.71	587.16	643.68	693.99	747.89
鉄筋量	d_1 cm	11.50	11.50	11.50	11.50	12.50
	As_1 cm ²	616.400	616.400	616.400	616.400	932.420
	本数-径	46-D41	46-D41	46-D41	46-D41	46-D51
	d_2 cm	22.00	22.00	22.00	22.00	25.50
	As_2 cm ²	308.200	616.400	616.400	616.400	466.210
	本数-径	23-D41	46-D41	46-D41	46-D41	23-D51
	d_3 cm	248.00	248.00	278.00	298.00	314.50
	As_3 cm ²	308.200	616.400	616.400	616.400	466.210
	本数-径	23-D41	46-D41	46-D41	46-D41	23-D51
	d_4 cm	258.50	258.50	288.50	308.50	327.50
応力度	σ_c kgf/cm ²	114.0	113.5	112.1	115.9	112.5
	σ_s kgf/cm ²	2900.6	2633.1	2697.0	2876.4	2697.2
	σ_s kgf/cm ²	-1504.8	-1509.1	-1506.8	-1566.5	-1519.8
	τ kgf/cm ²	3.68	3.86	3.79	3.81	3.86
許容応力度	σ_{ca} kgf/cm ²	120	120	120	120	120
	σ_{sa} kgf/cm ²	3000	3000	3000	3000	3000
	τ_a kgf/cm ²	5.85	5.85	5.85	5.85	5.85
中立軸	X cm	95.869	101.489	110.788	116.221	126.027
$\eta\eta'$ 係数比	$n=Es/Ec$	15	15	15	15	15

2.2.3 免震装置の照査

2.2.1-(4) で算出した免震装置に生じた変位 u_D が、2.1.2-(5) の免震装置の初期設定で定めた設計変位 u_B と比べて大きく異なる場合には、再度免震装置の設計変位を設定し直して免震設計を行う必要がある。ここでは、式(2.2.3)にて変位の照査を行った。

$$| (u_D - u_B) | / u_B \leq 0.10 \dots\dots\dots (2.2.3)$$

本設計の場合、表-2.2.12に示すように全てのケースにおいて式(2.2.3)を満足する。

表-2.2.12 震度法レベルでの免震装置の設計変位の照査

橋脚高 H (m)	支 承 の 設 計 変 位		支 承 に 生 じ る 変 位		支 承 の 照 査	
	端部橋脚	中間橋脚	端部橋脚	中間橋脚	$ (u_D - u_B) / u_B$	
	u_B (mm)	u_B (mm)	u_D (mm)	u_D (mm)	端部橋脚	中間橋脚
6.0	43	41	42	40	0.02	0.02
8.0	43	40	43	40	0.00	0.00
10.0	44	40	43	40	0.02	0.00
12.0	46	40	44	40	0.04	0.00
14.0	47	39	46	39	0.02	0.00
16.0	49	39	47	39	0.04	0.00
18.0	51	38	49	38	0.04	0.00
20.0	53	38	52	38	0.02	0.00
22.0	56	37	55	38	0.02	0.03
24.0	56	37	55	37	0.02	0.00
26.0	57	37	57	38	0.00	0.03
28.0	58	37	58	37	0.00	0.00

2.3 地震時保有水平耐力法レベルの設計

2.3.1 固有周期および変位の算出

(1) 解析モデルおよび解析方法

算定モデルは、震度法の場合と同様に離散型の骨組構造とし、上部構造の部材剛性および基礎の地盤バネは、震度法の場合と同様の設定としたが、橋脚の部材剛性としては、(2)にて算出される降伏剛性を用いた。また、免震支承の線形水平バネとしては、地震時保有水平耐力法レベルに用いる免震支承の設計変位 u_B に対応する等価剛性 K_B を用いた。地震時保有水平耐力法レベルの照査に用いる固有周期算定モデルの節点重量と部材剛性を表-2.3.1および表-2.3.2に示す。

表-2.3.1 解析モデルの節点重量および部材剛性

節 点	X 座 標 (m)	Y 座 標 (m)	重 量 W (tf)	部 材	断面二次モーメント $I(m^4)$	弾性係数 $E(tf/m^2)$
1	0.000	3.100	267.640	1-2	0.830	21,000,000
2	32.500	3.100	535.280	2-3	0.830	21,000,000
3	65.000	3.100	535.280	3-4	0.830	21,000,000
4	97.500	3.100	535.280	4-5	0.830	21,000,000
5	130.000	3.100	535.280	5-6	0.830	21,000,000
6	162.500	3.100	535.280	6-7	0.830	21,000,000
7	195.000	3.100	267.640	8-9	∞	2,500,000
8	0.000	0.000	0.000	9-10	∞	2,500,000
9	0.000	-1.148	表-2.3.2	10-11	表-2.3.2	2,500,000
10	0.000	-2.500	0.000	11-12	表-2.3.2	2,500,000
11	0.000	表-2.3.2	表-2.3.2	12-13	∞	2,500,000
12	0.000	表-2.3.2	0.000	13-14	∞	2,500,000
13	0.000	表-2.3.2	219.805	15-16	∞	2,500,000
14	0.000	表-2.3.2	0.000	16-17	∞	2,500,000
15	65.000	0.000	0.000	17-18	表-2.3.2	2,500,000
16	65.000	-1.148	表-2.3.2	18-19	表-2.3.2	2,500,000
17	65.000	-2.500	0.000	19-20	∞	2,500,000
18	65.000	表-2.3.2	表-2.3.2	20-21	∞	2,500,000
19	65.000	表-2.3.2	0.000	22-23	∞	2,500,000
20	65.000	表-2.3.2	439.610	23-24	∞	2,500,000
21	65.000	表-2.3.2	0.000	24-25	表-2.3.2	2,500,000
22	130.000	0.000	0.000	25-26	表-2.3.2	2,500,000
23	130.000	-1.148	表-2.3.2	26-27	∞	2,500,000
24	130.000	-2.500	0.000	27-28	∞	2,500,000
25	130.000	表-2.3.2	表-2.3.2	29-30	∞	2,500,000
26	130.000	表-2.3.2	0.000	30-31	∞	2,500,000
27	130.000	表-2.3.2	439.610	31-32	表-2.3.2	2,500,000
28	130.000	表-2.3.2	0.000	32-33	表-2.3.2	2,500,000
29	195.000	0.000	0.000	33-34	∞	2,500,000
30	195.000	-1.148	表-2.3.2	34-35	∞	2,500,000
31	195.000	-2.500	0.000	1-8	∞	2,500,000
32	195.000	表-2.3.2	表-2.3.2	3-15	∞	2,500,000
33	195.000	表-2.3.2	0.000	5-22	∞	2,500,000
34	195.000	表-5.2	219.805	7-29	∞	2,500,000
35	195.000	表-5.2	0.000			

表-2.3.2 ケース別の節点重量および部材剛性

		単位	H= 6.0m	H= 8.0m	H=10.0m	H=12.0m	H=14.0m	H=16.0m	H=18.0m
Y 座 標	11,18,25,32	m	-3.250	-4.250	-5.250	-6.250	-7.250	-8.250	-9.250
	12,19,26,33	m	-4.000	-6.000	-8.000	-10.000	-12.000	-14.000	-16.000
	13,20,27,34	m	-5.075	-7.075	-9.075	-11.075	-13.075	-15.075	-17.075
	14,21,28,35	m	-6.000	-8.000	-10.000	-12.000	-14.000	-16.000	-18.000
端部橋脚柱部 断面二次モーメント		m ⁴	4.075	3.487	3.282	1.864	1.722	1.744	1.899
中間橋脚柱部 断面二次モーメント		m ⁴	5.359	5.312	3.724	3.514	3.593	3.900	4.267
端部橋脚梁部重量		tf	91.125	91.125	91.125	91.125	91.125	91.125	91.125
中間橋脚梁部重量		tf	182.250	182.250	182.250	182.250	182.250	182.250	182.250
端部橋脚柱部重量		tf	30.375	70.875	111.375	151.875	192.375	232.875	273.375
中間橋脚柱部重量		tf	60.750	141.750	222.750	303.750	384.750	465.750	546.750

		単位	H=20.0m	H=22.0m	H=24.0m	H=26.0m	H=28.0m
Y 座 標	11,18,25,32	m	-10.250	-11.250	-12.250	-13.250	-14.250
	12,19,26,33	m	-18.000	-20.000	-22.000	-24.000	-26.000
	13,20,27,34	m	-19.075	-21.075	-23.075	-25.075	-27.075
	14,21,28,35	m	-20.000	-22.000	-24.000	-26.000	-28.000
端部橋脚柱部 断面二次モーメント		m ⁴	2.089	2.299	3.063	3.777	4.666
中間橋脚柱部 断面二次モーメント		m ⁴	4.692	5.138	6.761	8.695	10.320
端部橋脚梁部重量		tf	91.125	91.125	101.250	108.000	114.750
中間橋脚梁部重量		tf	182.250	182.250	202.500	216.000	229.500
端部橋脚柱部重量		tf	313.875	354.375	438.750	516.000	599.250
中間橋脚柱部重量		tf	627.750	708.750	877.500	1032.000	1198.500

(2) 橋脚の等価剛性

表-2.3.2に示す橋脚柱部の降伏剛性と等価な断面二次モーメント I_e は、式(2.3.1)により求めた。この際、 δ_y および P_y は「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」に基づき、鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力法レベルの照査を行い算出した。なお、骨組解析時に用いる端部橋脚の降伏時剛性は、隣接する掛け違い部の重量を考慮して求めた降伏時の断面二次モーメントを低減して使用した。また、当該鉄筋コンクリート橋脚が支持している上部構造部分の重量としては、表-2.2.9に示す橋脚天端に作用する水平力を震度法レベルの設計水平震度 k_h で除した値とした。表-2.3.3に各ケースの計算結果を示す。

$$I_e = \frac{P_y \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot \delta_y} \quad (2.3.1)$$

ここに、

h : 下部構造躯体下端から上部構造慣性力の作用位置までの高さ (m)

P_y : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏水平耐力 (tf)

δ_y : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位 (m)

E : 弾性係数 (tf/m²)

表-2.3.3 橋脚柱基部の降伏剛性

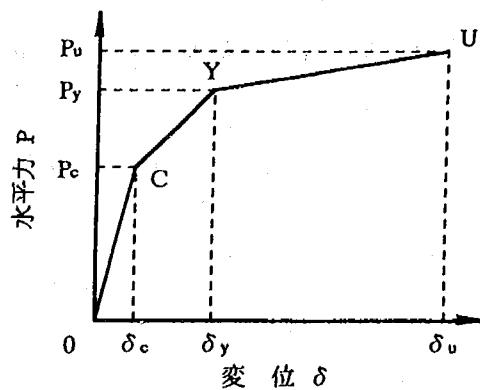
(a) 端部橋脚

橋脚高 H (m)	ひび割れ時		降 伏 時		終 局 時		降伏剛性 I_y (m ⁴)
	P_c (tf)	δ_c (cm)	P_y (tf)	δ_y (cm)	P_u (tf)	δ_u (cm)	
6.0	655.67	0.06	668.48	0.07	724.41	1.68	4.075
8.0	443.33	0.13	460.06	0.19	499.62	3.86	3.487
10.0	337.16	0.23	355.78	0.37	387.19	7.05	3.282
12.0	278.89	0.36	363.46	1.30	394.24	10.67	3.728
14.0	238.89	0.52	352.65	2.36	382.26	15.21	3.443
16.0	213.50	0.71	394.68	4.14	439.34	20.92	3.488
18.0	194.71	0.94	430.37	6.19	489.88	27.32	3.797
20.0	180.14	1.20	458.22	8.53	529.29	34.29	4.177
22.0	168.81	1.49	478.93	11.11	556.36	41.63	4.598
24.0	187.61	1.62	514.79	11.93	606.82	48.33	6.126
26.0	197.44	1.81	550.42	13.43	657.89	54.39	7.554
28.0	208.75	2.01	598.82	15.04	716.85	60.38	9.331
30.0	223.29	2.21	690.27	17.05	830.24	62.96	11.850
32.0	232.87	2.42	708.82	18.43	865.19	68.89	13.846

(b) 中間部橋脚

橋脚高 H (m)	ひび割れ時		降 伏 時		終 局 時		降伏剛性 I_y (m ⁴)
	P_c (tf)	δ_c (cm)	P_y (tf)	δ_y (cm)	P_u (tf)	δ_u (cm)	
6.0	692.74	0.06	753.62	0.12	823.45	1.63	5.359
8.0	468.04	0.14	516.49	0.28	565.45	3.73	5.312
10.0	362.67	0.24	485.44	0.89	529.64	6.54	3.724
12.0	302.39	0.38	503.36	1.91	547.77	9.95	3.514
14.0	258.68	0.54	480.38	3.08	535.73	14.48	3.593
16.0	230.87	0.75	508.44	4.77	579.28	19.98	3.900
18.0	210.06	0.98	529.69	6.78	612.11	26.00	4.267
20.0	194.33	1.25	546.73	9.06	637.08	32.62	4.692
22.0	181.83	1.55	565.02	11.73	664.86	39.72	5.138
24.0	200.61	1.68	595.76	12.51	702.70	45.21	6.761
26.0	213.86	1.87	676.96	14.35	797.66	49.57	8.695
28.0	222.51	2.07	696.25	15.81	833.16	54.65	10.320
30.0	236.67	2.27	780.72	17.66	941.38	58.20	12.939
32.0	244.05	2.50	754.48	18.75	888.70	65.40	14.486

※) H=6.00m~10.00mの範囲では、図-P~ δ 関係が図-2.3.1の傾向を保つように震度法レベルで決定した鉄筋量を増加した。



C : ひび割れ時
Y : 降 伏 時
U : 終 局 時

図-2.3.1 P~ δ 関係

(3) 固有周期の算出

地震時保有水平耐力法レベルの固有周期の算出は、震度法レベルと同様に行った。固有周期算定モデルに上部構造および下部構造の重量に相当する水平力を作用させた場合の変位および固有周期を表-2.3.4に示す。

表-2.3.4 固有周期と変位量

橋脚高 H(m)	免 震 時				非 免 震 時			
	ΣWt_{ui}^2	ΣWt_{ui}	δ (m)	T (sec)	ΣWt_{ui}^2	ΣWt_{ui}	δ (m)	T (sec)
6.0	1,601.574	2,283.878	0.701	1.683	0.636	56.165	0.011	0.211
8.0	1,649.073	2,324.634	0.709	1.692	1.877	94.513	0.020	0.284
10.0	1,763.065	2,418.938	0.729	1.716	6.771	175.728	0.039	0.397
12.0	1,952.530	2,573.249	0.759	1.751	24.510	331.325	0.074	0.547
14.0	2,225.757	2,787.049	0.799	1.797	64.635	540.463	0.120	0.696
16.0	2,575.060	3,049.022	0.845	1.848	139.161	801.165	0.174	0.838
18.0	3,020.783	3,364.851	0.898	1.905	261.406	1,112.230	0.235	0.974
20.0	3,578.757	3,736.519	0.958	1.967	449.513	1,479.144	0.304	1.108
22.0	4,284.962	4,174.529	1.026	2.036	727.504	1,909.415	0.381	1.241
24.0	4,739.853	4,529.859	1.046	2.056	943.928	2,263.044	0.417	1.298
26.0	5,284.776	4,931.414	1.072	2.081	1,226.746	2,668.689	0.460	1.363
28.0	6,105.768	5,486.208	1.113	2.121	1,663.063	3,214.833	0.517	1.445

(4) 設計水平震度

免震設計における地震時保有水平耐力法レベルに用いる設計水平震度は式(2.3.2)で与えられる。橋の減衰定数および設計水平震度を表-2.3.7に示す。

$$k_h = C_z \cdot C_I \cdot C_R \cdot C_E \cdot k_{h0} \dots\dots\dots (2.3.2)$$

ここに、

- k_{h0} : 震度法の標準設計水平震度 (= 0.2)
- C_z : 道路橋示方書Vに規定される地域別補正係数 (A地区, = 1.0)
- C_I : 道路橋示方書Vに規定される重要度別補正係数 (1級, = 1.0)
- C_R : 道路橋示方書Vに規定される固有周期別補正係数で、表-2.3.5の値とする。
- C_E : マニュアル(案)に規定される橋の減衰定数 h に基づく補正係数で表-2.3.6の値とする。

表-2.3.5 固有周期別補正係数 C_R

地盤種別	等価固有周期 $T_{EQ}(s)$ に対する C_R の値		
I 種	$0.1 \leq T_{EQ} \leq 1.1$ $C_R=0.7$		$1.4 < T_{EQ}$ $C_R=0.876T_{EQ}^{-2/3}$
II 種	$T_{EQ} < 0.18$ $C_R=1.51T_{EQ}^{1/3}$ ただし, $C_R \geq 0.7$	$0.18 \leq T_{EQ} \leq 1.6$ $C_R=0.85$	$1.6 < T_{EQ}$ $C_R=1.16T_{EQ}^{-2/3}$
III 種	$T_{EQ} < 0.29$ $C_R=1.51T_{EQ}^{1/3}$ ただし, $C_R \geq 0.7$	$0.29 \leq T_{EQ} \leq 2.0$ $C_R=1.0$	$2.0 < T_{EQ}$ $C_R=1.59T_{EQ}^{-2/3}$

表-2.3.6 橋の減衰係数 h に基づく補正係数 C_E

橋の減衰定数 h	橋の減衰定数 h に 基づく補正係数 C_E
$h < 0.10$	1.0
$0.10 \leq h < 0.12$	0.9
$0.12 \leq h < 0.15$	0.8
$h \geq 0.15$	0.7

表-2.3.7 地震時保有水平耐力法レベルの減衰定数および設計水平震度

橋脚高 (m)		免震支承			橋脚		基礎			橋の 減衰定数 h	免震時 設計水平 震度 k_h	非免震時 設計水平 震度 k_h
		u_{Bi} (m)	h_{Bi}	K_{Bi} (tf/m)	h_{pi}	K_{pi} (tf/m)	h_{Fi} $h_{F\theta i}$	F_{di} (tf/m)	$K_{F\theta i}$ (tf-m)			
6.0	端部橋脚	0.490	0.21	249	0.05	477,540	0.20	76,000	2,049,000	0.187	0.70	0.90
	中間橋脚	0.484	0.18	910		628,010		143,000	4,045,000			
8.0	端部橋脚	0.493	0.21	249	0.05	121,080	0.20	69,000	2,176,000	0.186	0.70	0.99
	中間橋脚	0.483	0.18	910		184,440		130,000	4,296,000			
10.0	端部橋脚	0.497	0.21	248	0.05	48,080	0.20	63,000	2,260,000	0.185	0.70	1.00
	中間橋脚	0.482	0.18	910		54,550		120,000	4,462,000			
12.0	端部橋脚	0.502	0.21	248	0.05	13,980	0.20	58,000	2,320,000	0.183	0.70	1.00
	中間橋脚	0.481	0.18	910		26,360		110,000	4,580,000			
14.0	端部橋脚	0.508	0.21	247	0.05	7,470	0.20	54,000	2,365,000	0.181	0.70	1.00
	中間橋脚	0.480	0.18	910		15,590		103,000	4,668,000			
16.0	端部橋脚	0.516	0.20	247	0.05	4,770	0.20	50,000	2,400,000	0.176	0.70	1.00
	中間橋脚	0.478	0.18	910		10,660		96,000	4,737,000			
18.0	端部橋脚	0.524	0.20	246	0.05	3,480	0.20	47,000	2,427,000	0.174	0.70	1.00
	中間橋脚	0.476	0.18	911		7,810		90,000	4,792,000			
20.0	端部橋脚	0.532	0.20	246	0.05	2,690	0.20	44,000	2,450,000	0.171	0.70	1.00
	中間橋脚	0.473	0.18	911		6,030		85,000	4,836,000			
22.0	端部橋脚	0.545	0.20	245	0.05	2,160	0.20	41,000	2,469,000	0.168	0.69	1.00
	中間橋脚	0.470	0.18	911		4,820		80,000	4,873,000			
24.0	端部橋脚	0.546	0.20	245	0.05	2,160	0.20	39,000	2,485,000	0.168	0.69	1.00
	中間橋脚	0.470	0.18	912		4,760		76,000	4,905,000			
26.0	端部橋脚	0.551	0.20	245	0.05	2,050	0.20	37,000	2,498,000	0.169	0.68	1.00
	中間橋脚	0.468	0.18	912		4,720		72,000	4,932,000			
28.0	端部橋脚	0.557	0.20	245	0.05	1,990	0.20	35,000	2,510,000	0.168	0.67	1.00
	中間橋脚	0.467	0.18	912		4,400		68,000	4,955,000			

(5) 免震支承の変位

固有周期算出モデルに自重に相当する水平力を作用させた結果、上下部構造間に生じる相対変位に、表-2.3.7で算出した地震時保有水平耐力法レベルに用いる設計水平震度 k_h を乗じることにより、各ケースの免震支承の設計変位を表-2.3.8のように算出した。また、非免震時の各部の設計変位を表-2.3.9に示す。

表-2.3.8 免震時の各部の設計変位

橋脚高 $H(m)$	端 部 変 位 (mm)			中 間 部 変 位 (mm)		
	上部構造	下部構造	支 承	上部構造	下部構造	支 承
6.0	494	6	488	494	10	484
8.0	502	10	492	501	18	483
10.0	519	18	501	518	37	481
12.0	545	40	505	545	65	480
14.0	582	69	513	581	103	478
16.0	624	106	518	624	147	477
18.0	674	147	527	674	199	475
20.0	731	195	536	731	258	473
22.0	785	247	538	784	321	463
24.0	821	279	542	820	359	461
26.0	849	316	533	848	393	455
28.0	891	358	533	891	445	446

表-2.3.9 非免震時の各部の設計変位

橋脚高 $H(m)$	端 部 変 位 (mm)			中 間 部 変 位 (mm)		
	上部構造	下部構造	支 承	上部構造	下部構造	支 承
6.0	11	11	0	11	11	0
8.0	22	22	0	22	22	0
10.0	42	42	0	42	42	0
12.0	81	81	0	81	81	0
14.0	131	131	0	131	131	0
16.0	191	191	0	191	191	0
18.0	261	261	0	261	261	0
20.0	341	341	0	341	341	0
22.0	431	431	0	431	431	0
24.0	483	483	0	483	483	0
26.0	543	543	0	542	542	0
28.0	622	622	0	622	622	0

2.3.2 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力法レベルの照査

(1) 耐力計算

「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」に基づき終局水平耐力およびせん断耐力を算出した結果を表-2.3.10に示す。本橋の橋脚では、曲げ破壊が先行すると判定される。

表-2.3.10 耐力計算結果

構造高 H (m)	端 部 橋 脚		中 間 橋 脚	
	終局水平耐力 P_u (tf)	せん断耐力 P_s (tf)	終局水平耐力 P_u (tf)	せん断耐力 P_s (tf)
6.0	724.41	971.13	823.45	971.13
8.0	499.62	971.13	565.45	971.13
10.0	387.19	971.13	529.64	971.13
12.0	394.24	971.13	547.77	971.13
14.0	382.26	971.13	535.73	952.46
16.0	439.34	952.46	579.28	952.46
18.0	489.88	952.46	612.11	1,075.27
20.0	529.29	1,075.27	637.08	1,075.27
22.0	556.36	1,075.27	664.86	1,071.04
24.0	606.82	1,202.02	702.70	1,197.79
26.0	657.89	1,457.85	797.66	1,457.85
28.0	716.85	1,555.20	833.16	1,554.00

(2) 等価水平震度

地震時保有水平耐力法レベルに用いる等価水平震度 k_{he} および曲げ破壊が先行すると判定された場合の許容塑性率 μ は式 (6.2.1) により求められる。

$$\left. \begin{aligned} k_{he} &= \frac{k_{hc}}{\sqrt{(2\mu - 1)}} \\ \mu &= 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.3.3)$$

ここに、

- k_{he} : 地震時保有水平耐力法レベルの照査に用いる等価水平震度
- k_{hc} : 地震時保有水平耐力法レベルの照査に用いる設計水平震度
- μ : 許容塑性率
- δ_u : 鉄筋コンクリート橋脚の終局変位 (m)
- δ_y : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位 (m)
- α : 安全係数 (1.50 とする)

各ケースの等価水平震度の計算値を表-2.3.11に示す。

表-2.3.11 等価水平震度

構造高 H (m)	端 部 橋 脚			中 間 橋 脚		
	許容塑性率 μ	設計震度 k_{hc}	等価震度 k_{he}	許容塑性率 μ	設計震度 k_{hc}	等価震度 k_{he}
6.0	16.333	0.70	0.12	9.389	0.70	0.17
8.0	13.877	0.70	0.14	9.214	0.70	0.17
10.0	13.036	0.70	0.14	5.232	0.70	0.23
12.0	5.805	0.70	0.21	3.806	0.70	0.27
14.0	4.630	0.70	0.24	3.468	0.70	0.29
16.0	3.702	0.70	0.28	3.126	0.70	0.31
18.0	3.276	0.70	0.30	2.890	0.70	0.32
20.0	3.013	0.70	0.31	2.734	0.70	0.33
22.0	2.831	0.69	0.32	2.591	0.69	0.34
24.0	3.034	0.69	0.31	2.743	0.69	0.33
26.0	3.033	0.68	0.30	2.636	0.68	0.33
28.0	3.010	0.67	0.30	2.638	0.67	0.32

(3) 安全度の照査

「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編」5.2に基づき、各ケースの橋脚の地震時保有水平耐力法レベルの照査を行った結果を表-2.3.12に示す。

表-2.3.12 地震時保有水平耐力法レベルの照査結果

構造高 H (m)	端 部 橋 脚			中 間 橋 脚		
	照査水平力 P (tf)	保有水平耐力 P _a (tf)	判 定	照査水平力 P (tf)	保有水平耐力 P _a (tf)	判 定
6.0	82.74	705.77	O.K.	159.42	800.18	O.K.
8.0	96.13	486.44	O.K.	191.56	549.13	O.K.
10.0	120.48	376.72	O.K.	323.77	514.91	O.K.
12.0	220.35	383.98	O.K.	390.31	532.97	O.K.
14.0	263.59	372.39	O.K.	429.78	517.28	O.K.
16.0	320.94	424.46	O.K.	470.83	555.67	O.K.
18.0	359.67	470.04	O.K.	496.96	584.64	O.K.
20.0	388.71	505.60	O.K.	523.55	606.96	O.K.
22.0	416.93	530.55	O.K.	551.79	631.58	O.K.
24.0	435.49	576.15	O.K.	565.39	667.05	O.K.
26.0	449.19	622.07	O.K.	591.79	757.43	O.K.
28.0	477.90	677.51	O.K.	587.84	787.52	O.K.

2.3.3 免震装置の照査

2.3.1-(5)で算出した免震装置に生じる変位 u_D が、2.1.2-(5)の免震装置の初期設定で定めた設計変位 u_B と比べて大きく異なる場合には、再度免震装置の設計変位を設定し直して免震設計を行う必要がある。ここでは、式(2.3.4)にて変位の照査を行った。

$$| (u_D - u_B) | / u_B \leq 0.10 \quad \dots\dots\dots (2.3.4)$$

本設計の場合、表-2.3.13に示すように全てのケースにおいて式(2.3.4)を満足する。

表-2.3.13 地震時保有水平耐力法レベルでの免震装置の設計変位の照査

橋脚高 H (m)	支承の設計変位		支承に生じる変位		支 承 の 照 査	
	端部橋脚	中間橋脚	端部橋脚	中間橋脚	$ (u_D - u_B) / u_B$	
	u_B (mm)	u_B (mm)	u_D (mm)	u_D (mm)	端部橋脚	中間橋脚
6.0	490	484	488	484	0.00	0.00
8.0	493	483	492	483	0.00	0.00
10.0	497	482	501	481	0.01	0.00
12.0	502	481	505	480	0.01	0.00
14.0	508	480	513	478	0.01	0.00
16.0	516	478	518	477	0.00	0.00
18.0	524	476	527	475	0.01	0.00
20.0	532	473	536	473	0.01	0.00
22.0	545	470	538	463	0.01	0.01
24.0	546	470	542	461	0.01	0.02
26.0	551	468	533	455	0.03	0.03
28.0	557	467	533	446	0.04	0.04

2.4 固有値解析

2.4.1 解析モデルおよび解析方法

(1) 解析モデルおよび解析方法

固有値解析は、モデル橋の全体系に対する各部のひずみエネルギーおよび減衰の分担率に着目し、固有周期比が免震設計の有効性におよぼす影響について検討した。固有値解析に用いる骨組構造モデルは、固有周期算出時の震度法レベルおよび地震時保有水平耐力法レベルと同様の解析モデルとした。検討ケースとしては、固有周期算出時に設定した12ケースの内、表-2.4.1に示す4ケースを抜粋して固有値解析の検討ケースとした。固有値解析における橋脚の剛性は、固有周期算出時と同様に震度法レベルでは弾性時剛性（全断面有効時）を、地震時保有水平耐力法レベルでは降伏時剛性を用いた。

固有値解析は30次まで（有効質量比95%以上）を考慮して、各構造要素の減衰定数はアニュアル（案）に基づき、表-2.4.2に示すように設定した。

表-2.4.1 固有値解析の検討ケース

橋脚高 H (m)	固有周期の算出	固有値解析
6.0	○	○
8.0	○	
10.0	○	
12.0	○	○
14.0	○	
16.0	○	
18.0	○	○
20.0	○	
22.0	○	
24.0	○	○
26.0	○	
28.0	○	

表-2.4.2 各構造要素の減衰定数

	震 度 法	地震時保有 水平耐力法
上部構造	0.02	
橋 脚	0.05	
基 礎	0.20	

(2) 支承モデル

支承の減衰定数および等価剛性は表-2.4.3に示すように、2.1.2-(4)および(5)で算出した数値を用いた。

表-2.4.3 支承 1 基当たりの剛性および減衰定数 (%)

橋脚高 H (m)	橋脚位置	免 震 時			
		震度法レベル		耐力法レベル	
		K_B (tf/m)	h_B (%)	K_B (tf/m)	h_B (%)
6.0	端部橋脚	1,283	25	249	21
	中間橋脚	3,997	27	910	18
12.0	端部橋脚	1,223	25	248	21
	中間橋脚	4,046	27	910	18
18.0	端部橋脚	1,136	26	246	20
	中間橋脚	4,157	27	911	18
24.0	端部橋脚	1,060	27	245	20
	中間橋脚	4,235	26	912	18

2.4.2 震度法レベルの解析

(1) 固有値解析結果

震度法レベルの固有値解析結果として、各モードの固有周期、刺激係数および有効質量比を表-2.4.4に示す。また、表-2.4.5に各モードの橋のモード減衰を示す。なお、モード計算は最高30次までとし、有効質量比が95%に到達した時点で計算を打ち切りにした。

表-2.4.4 震度法レベルの固有値解析結果

次数	H=6.0m			H=12.0m		
	固有周期 T(s)	刺激係数 X	有効質量比 X(%)	固有周期 T(s)	刺激係数 X	有効質量比 X(%)
1	0.84	-18.82	65.97	0.94	-19.86	64.52
2	0.14	0.00	0.00	0.21	0.00	0.00
3	0.14	-9.30	16.11	0.21	-6.63	7.19
4	0.14	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00
5	0.14	-9.42	16.53	0.20	10.97	19.68
6				0.13	0.00	0.00
7				0.07	-5.57	5.08
合計			98.61			96.47

次数	H=18.0m			H=24.0m		
	固有周期 T(s)	刺激係数 X	有効質量比 X(%)	固有周期 T(s)	刺激係数 X	有効質量比 X(%)
1	1.14	-21.27	65.97	1.37	-23.10	67.28
2	0.31	0.00	0.00	0.42	0.00	0.00
3	0.31	6.16	5.53	0.42	-6.04	4.61
4	0.28	0.00	0.00	0.36	0.00	0.00
5	0.27	10.00	14.58	0.34	10.28	13.33
6	0.13	0.00	0.00	0.13	0.00	0.00
7	0.10	0.00	0.00	0.12	-4.93	3.07
8	0.10	-7.14	7.44	0.12	0.00	0.00
9	0.10	-5.78	4.87	0.12	-7.73	7.53
合計			98.39			95.82

表-2.4.5 震度法レベルの橋のモード減衰

次数	H= 6.0m	H=12.0m	H=18.0m	H=24.0m
1	25.178	23.026	19.635	17.408
2	18.349	19.690	19.952	21.108
3	20.575	19.845	20.189	21.408
4	19.711	20.565	21.232	21.314
5	20.258	21.125	22.201	22.349
6		2.684	2.575	3.036
7		14.919	13.675	11.224
8			13.743	11.186
9			13.078	12.298

(2) ひずみエネルギーおよび減衰の分担率

構造部材への減衰エネルギーの吸収量は次のように求めた。すなわち、ひずみエネルギーの分担率は、1次モードにおける最大ひずみエネルギーのうち、各構造要素のひずみエネルギーの和の占める割合とし、減衰の分担率は、1次モードにおけるモード減衰のうち、各構造要素の減衰の占める割合とし、次式により算出した。表-2.4.6に各構造要素のひずみエネルギーの分担率、表-2.4.7に減衰の分担率を示す。

$$\beta_{ic} = \frac{\alpha_{ic} \cdot h_c}{h_i} \quad (2.4.1)$$

$$h_i = \sum \alpha_{ic} \cdot h_c \quad (2.4.2)$$

$$\alpha_{ic} = \frac{E_{ic}}{E_i} \quad (2.4.3)$$

$$E_i = \frac{1}{2} \sum \phi_i^T \cdot K_i \cdot \phi_i \quad (2.4.4)$$

$$E_{ic} = \frac{1}{2} \sum \phi_{ic}^T \cdot K_c \cdot \phi_{ic} \quad (2.4.5)$$

ここに、

β_{ic} : i次モードにおけるある特定の構造要素の全体系に対する減衰の分担率

h_i : i次モードにおける橋全体系の減衰定数

α_{ic} : i次モードにおけるある特定の構造要素の全体系に対するひずみエネルギーの分担率

h_c : ある特定の構造要素の減衰定数

E_i : i次モードにおける橋全体系での最大ひずみエネルギー

E_{ic} : i次モードにおけるある特定の構造要素材のひずみエネルギーの和

ϕ_i : 橋全体系でのi次モードベクトル

ϕ_{ic} : ある特定の構造要素のi次モードベクトル

K : 橋全体系での剛性マトリックス

K_c : ある特定の構造要素の剛性マトリックス

表-2.4.6 ひずみエネルギーの分担率(%)

橋脚高 H (m)	桁	橋脚	基礎	支承	免震支承の内訳	
					端部	中間部
6.0	2.12	0.43	10.48	86.97	23.20	63.76
12.0	1.65	7.17	22.67	68.51	19.85	48.66
18.0	1.06	21.25	32.50	45.19	15.08	30.11
24.0	0.68	29.12	40.47	29.74	11.27	18.47

表-2.4.7 減衰の分担率(%)

橋脚高 H(m)	桁	橋脚	基礎	支承	免震支承の内訳	
					端部	中間部
6.0	0.17	0.09	8.33	91.42	23.04	68.38
12.0	0.14	1.56	19.69	78.61	21.55	57.05
18.0	0.11	5.41	33.11	61.37	19.97	41.41
24.0	0.08	8.36	46.49	45.07	17.48	27.58

2.4.3 地震時保有水平耐力法レベルの解析

(1) 固有値解析結果

地震時保有水平耐力法レベルの固有値解析結果として、各モードの固有周期、刺激係数および有効質量比を表-2.4.8に示す。また、表-2.4.9に各モードの橋のモード減衰を示す。なお、モード計算で考慮する振動次数は震度法レベルと同様に最高30次、または有効質量比が95%以上とした。

表-2.4.8 地震時保有水平耐力法レベルの固有値解析結果

次数	H= 6.0m			H=12.0m		
	固有周期 T(s)	刺激係数 X	有効質量比 X(%)	固有周期 T(s)	刺激係数 X	有効質量比 X(%)
1	1.70	-18.82	62.26	1.78	18.71	57.30
2	0.14	0.00	0.00	0.25	0.00	0.00
3	0.14	11.34	23.97	0.25	-7.41	8.99
4	0.14	0.00	0.00	0.24	0.00	0.00
5	0.14	-8.13	12.31	0.24	-11.45	21.47
6				0.13	0.00	0.00
7				0.09	0.00	0.00
8				0.09	-6.89	7.76
合計			98.54			95.52

次数	H=18.0m			H=24.0m		
	固有周期 T(s)	刺激係数 X	有効質量比 X(%)	固有周期 T(s)	刺激係数 X	有効質量比 X(%)
1	1.95	-19.63	56.20	2.13	-20.98	55.53
2	0.41	0.00	0.00	0.58	0.00	0.00
3	0.41	7.46	8.12	0.58	7.91	7.90
4	0.38	0.00	0.00	0.52	0.00	0.00
5	0.38	10.87	17.24	0.52	-11.96	18.05
6	0.13	0.00	0.00	0.16	0.00	0.00
7	0.12	-5.88	5.05	0.16	5.68	4.06
8	0.12	0.00	0.00	0.16	0.00	0.00
9	0.12	-8.23	9.89	0.16	-7.98	8.03
10				0.13	0.00	0.00
11				0.07	-0.13	0.00
12				0.07	0.00	0.00
13				0.07	5.74	4.15
合計			96.50			97.72

表-2.4.9 地震時保有水平耐力法レベルの橋のモード減衰(%)

次数	H= 6.0m	H=12.0m	H=18.0m	H=24.0m
1	18.582	17.958	16.365	15.477
2	19.783	16.621	14.403	15.072
3	19.828	16.630	14.443	15.149
4	19.882	16.600	15.141	15.653
5	19.927	16.636	15.275	15.597
6		2.093	2.133	10.027
7		13.205	12.076	10.034
8		13.206	12.051	10.255
9			12.254	10.274
10				2.100
11				2.036
12				14.503
13				14.491

(2) ひずみエネルギーおよび減衰の分担率

固有値解析の結果より、地震時保有水平耐力法レベルの各構造要素のひずみエネルギーの分担率を表-2.4.10に、減衰の分担率を表-2.4.11に示す。なお、ひずみエネルギーおよび減衰の分担率の算出は震度法レベルと同様に式(2.4.1)～(2.4.5)により算出した。

表-2.4.10 ひずみエネルギーの分担率(%)

橋脚高 H(m)	桁	橋脚	基礎	支承	免震支承の内訳	
					端部	中間部
6.0	0.55	0.19	2.54	96.73	21.46	75.27
12.0	0.49	5.47	6.05	87.99	20.90	67.08
18.0	0.40	16.58	10.35	72.67	18.87	53.79
24.0	0.32	24.03	15.58	60.07	17.05	43.02

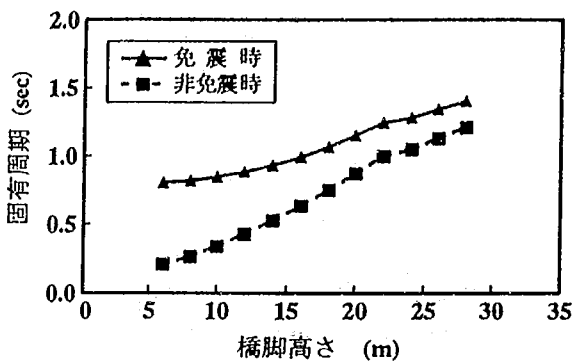
表-2.4.11 減衰の分担率(%)

橋脚高 H(m)	桁	橋脚	基礎	支承	免震支承の内訳	
					端部	中間部
6.0	0.06	0.05	2.73	97.16	24.25	72.91
12.0	0.06	1.52	6.74	91.68	24.45	67.24
18.0	0.05	5.07	12.65	82.23	23.06	59.17
24.0	0.04	7.76	20.13	72.06	22.03	50.03

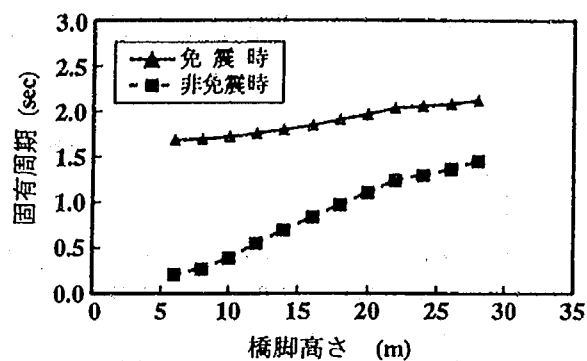
3. 解析結果

3.1 橋の固有周期および各部の変位

図-3.1.1に震度法レベル・地震時保有水平耐力法レベルでの免震および非免震時の橋脚高さ（m）と固有周期（sec）の関係を示す。これによると、非免震時では震度法レベルで0.21～1.21秒、地震時保有水平耐力法レベルで0.21～1.45秒であった橋の固有周期は、免震時ではそれぞれ0.80～1.40秒と1.68～2.12秒へと長周期化している。



(a) 震度法レベル



(b) 地震時保有水平耐力法レベル

図-3.1.1 各設計レベルでの固有周期

図-3.1.2は各設計レベルでの橋脚高さと固有周期比の関係を示したものであり、震度法レベル・地震時保有水平耐力法レベルともに橋脚高さが低いほど固有周期比は大きくなっている。一方、橋脚高さが高くなると両レベルともに固有周期比は1に近づく。

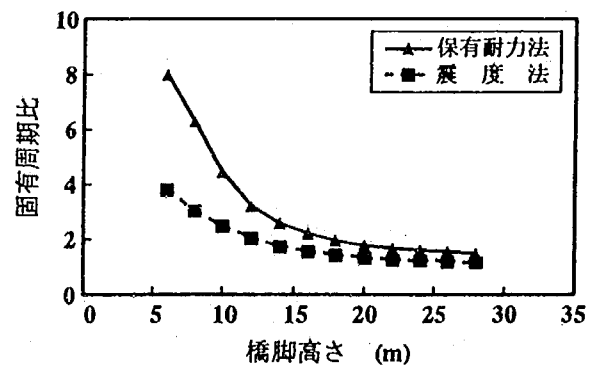
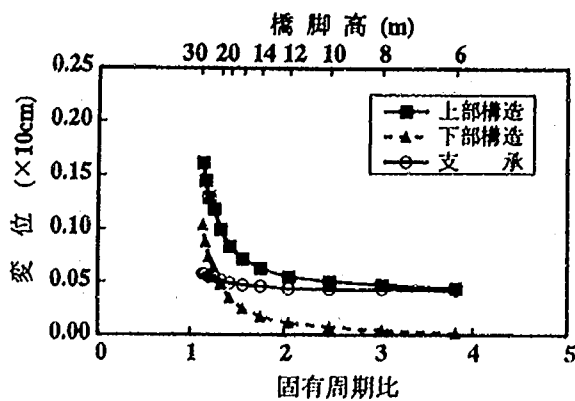


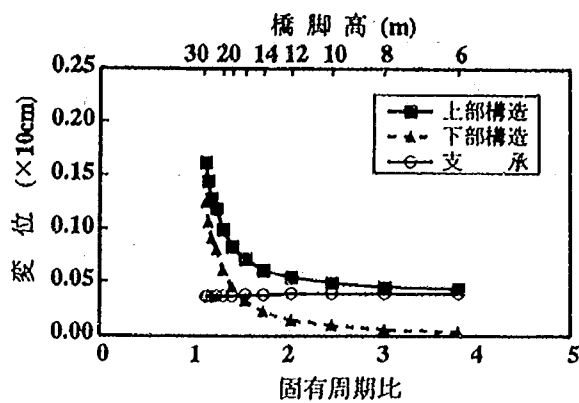
図-3.1.2 橋脚高さと固有周期比

次に、免震時の震度法レベル・地震時保有水平耐力法レベルでの上部構造、下部構造天端の変位および支承の相対変位量と固有周期比の関係を図-3.1.3および図-3.1.4に示す。支承の相対変位

は固有周期比の大小に関わらずほぼ一定の値を示しているのに対して、上部構造および下部構造天端の変位は固有周期比が小さくなるにしたがい増加している。特に、震度法レベルで固有周期比が1.5程度以下、地震時保有水平耐力法レベルで2.0程度以下の範囲では、上部構造および下部構造の変位が顕著に増加する。

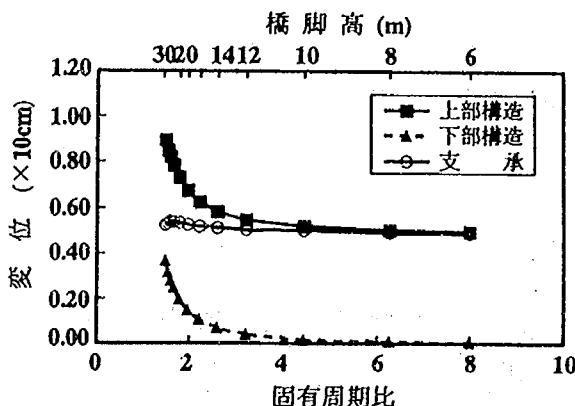


(a) 端部橋脚

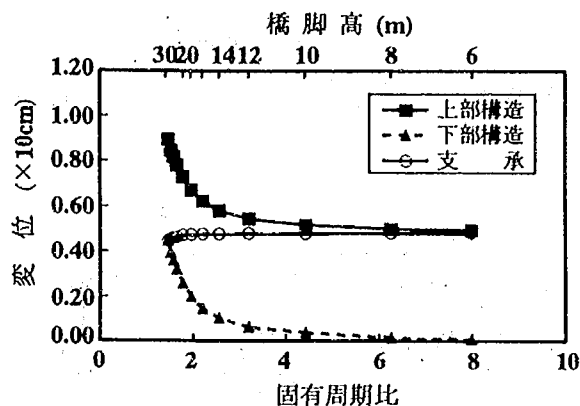


(b) 中間橋脚

図-3.1.3 震度法レベルの各部の変位量



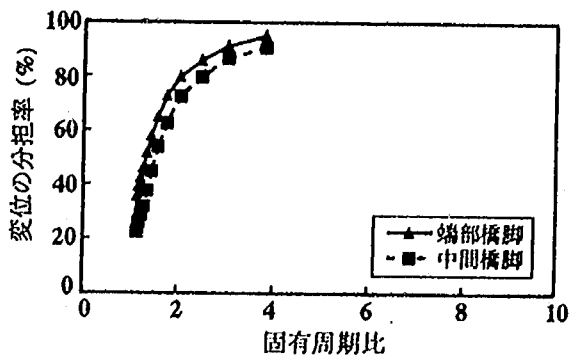
(a) 端部橋脚



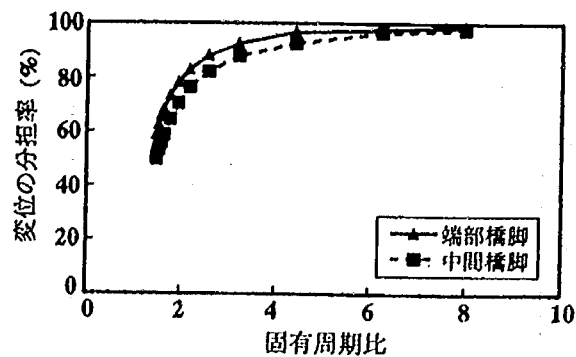
(b) 中間橋脚

図-3.1.4 地震時保有水平耐力法レベルの各部の変位量

上部構造の変位のうちどの程度の変位を支承が占めているかを検討するため、支承の変位を上部構造の変位で除した値を支承の変位の分担率として算出した。図-3.1.5は固有周期比と支承の変位の分担率の関係を表したものである。支承の変位の分担率は、固有周期比が大きいほど高くなっており、免震装置を用いることにより、橋に生じる変位を支承に集中させる効果が表れている。特に、固有周期比が2程度より大きい範囲では分担率は80%以上となり、上部構造の変形の大部分を免震支承が分担しているのに対し、固有周期比が2程度以下になると支承の変位の分担率は減少し、1.5程度になると支承の変位の分担率は50%程度に低下する。



(a) 震度法レベル



(b) 地震時保有水平耐力法レベル

図-3.1.5 支承の変位の分担率

3.2 各橋脚が分担する慣性力

免震橋の地震時の振動応答に対しては一般に1次振動が卓越する。このため、図-2.2.1に示したモデルは、図-3.2.1に示すように上部構造重量 W が、免震装置の剛性 K_{Bi} と下部構造の剛性 K_{Pi} を各橋脚で合成した合成剛性 ΣK_i に支持される1自由度振動系に簡略化することができる。

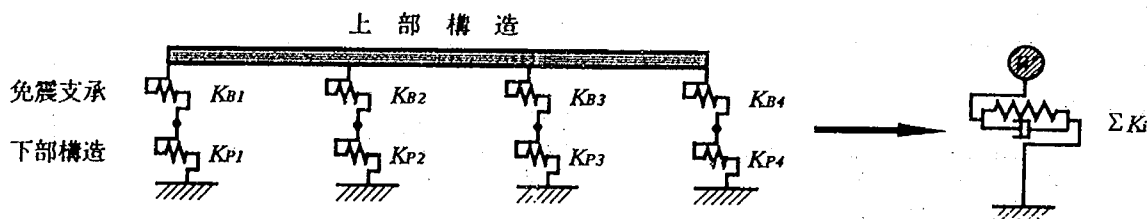


図-3.2.1 免震橋梁のモデル化

図-3.2.1のモデルに上部構造の重量 W に相当する水平力を作用させた場合、各橋脚が分担する慣性力 F_i は次式により算出される。

$$\left. \begin{aligned} F_i &= \frac{W \cdot K_i}{\Sigma K_i} \\ \frac{1}{K_i} &= \frac{1}{K_{Bi}} + \frac{1}{K_{Pi}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.2.1)$$

ここに、

F_i : 各橋脚が分担する慣性力 (tf)

K_i : 各橋脚の剛性で免震装置と下部構造の剛性の直列剛性 (tf/m)

K_{Bi} : 免震装置の等価剛性 (tf/m)

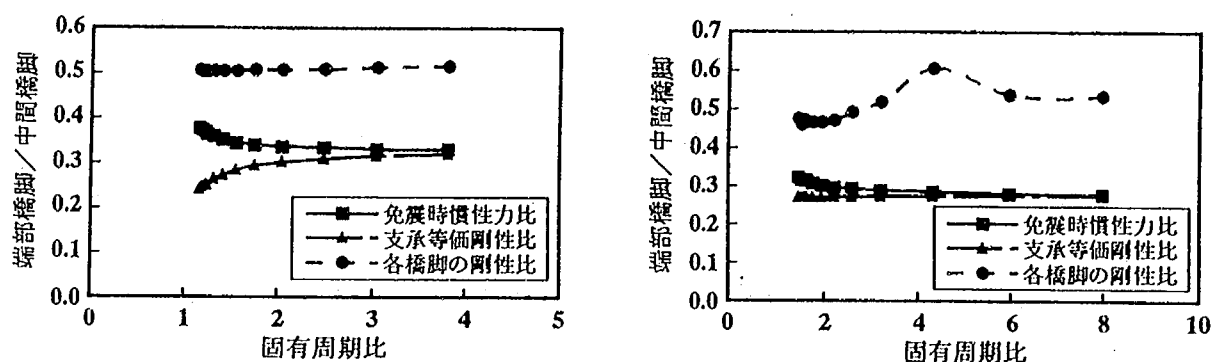
K_{Pi} : 下部構造の剛性で橋脚躯体剛性と基礎剛性の直列剛性 (tf/m)

ΣK_i : 免震橋梁の剛性で各橋脚の剛性の和 (tf/m)

W : 上部構造の重量 (tf)

免震装置に変形が集中する場合には、免震装置の等価剛性 K_{Bi} は下部構造の剛性 K_{Pi} に比べて小さくなるので、各橋脚の合成剛性 K_i は免震装置の等価剛性 K_{Bi} に影響される。したがって、各橋脚が分担する慣性力 F_i の比率は各橋脚の免震装置の剛性比に近づく。反対に、免震装置に変形が集中しない場合には、各橋脚の剛性 K_i は下部構造の剛性 K_{Pi} の影響を受ける。したがって、各橋脚が分担する慣性力 F_i の比率は免震装置の剛性比から外れ、各橋脚の下部構造の剛性比に近づくことになる。

図-3.2.2は免震時における各橋脚が分担する慣性力、橋脚剛性および支承剛性を端部橋脚と中間橋脚の比として無次元化したものを示したものである。震度法レベル・地震時保有水平耐力法レベルともに固有周期比が大きい場合は、各橋脚が分担する慣性力の比は支承剛性の比と等しくほぼ一定の値であるが、固有周期比が小さくなるにしたがって橋脚剛性の比に近づく。特に、地震時保有水平耐力法レベルでは固有周期比が2.0程度以上の範囲で橋脚の剛性比が増減しているにも関わらず、慣性力の比はほぼ一定の値である。



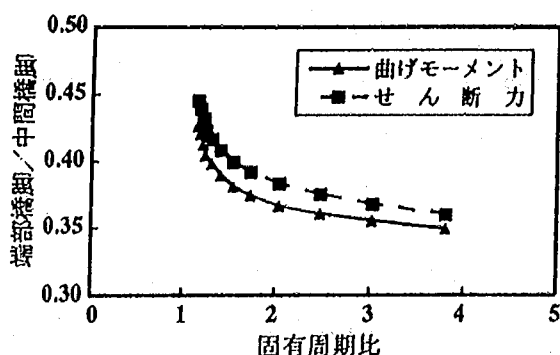
(a) 震度法レベル

(b) 地震時保有水平耐力法レベル

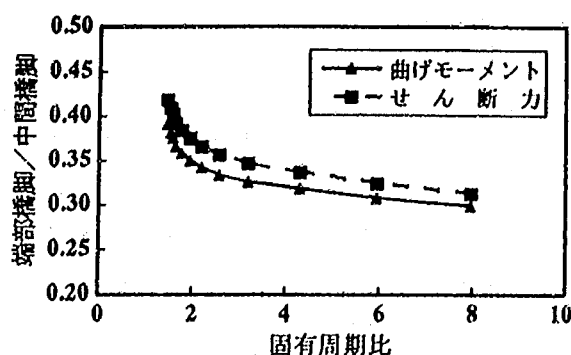
図-3.2.2 橋脚の分担する慣性力の比(端部/中間部)

3.3 柱基部の断面力

橋脚の柱基部の断面力は、橋脚天端に作用する慣性力による断面力と橋脚躯体自重の慣性力による断面力の和として算出した。したがって、固有周期比と断面力の関係は3.2で示した橋脚天端に作用する慣性力と同様な傾向を示す。図-3.3.1は橋脚の分担する断面力を端部橋脚と中間橋脚の比として無次元化したものを示したものである。震度法レベル・地震時保有水平耐力法レベルともに固有周期比が大きい場合は、各橋脚が分担する断面力の比はほぼ一定の値であるが、固有周期比が小さくなるにしたがって橋脚剛性の比である0.5に近づく。特に、震度法レベルで固有周期比が1.5程度以下、地震時保有水平耐力法レベルでは2.0程度以下となると断面力の比は顕著に増加している。



(a) 震度法レベル



(b) 地震時保有水平耐力法レベル

図-3.3.1 橋脚の分担する断面力の比(端部/中間部)

3.4 ひずみエネルギーおよび減衰の分担率

地震時に発生するエネルギーが各構造要素にどのように分担されるか検討するため、式(2.4.1)～式(2.4.5)により算出したひずみエネルギーおよび減衰の分担率と固有周期比の関係について検討を行った。橋梁の免震効果を向上するためには、地震エネルギーを支承に集中させるのが効果的である。

したがって、式(2.4.1)および式(2.4.3)により算出される支承におけるひずみエネルギーおよび減衰の分担率は免震効果が高いほど大きな割合を占めることになる。

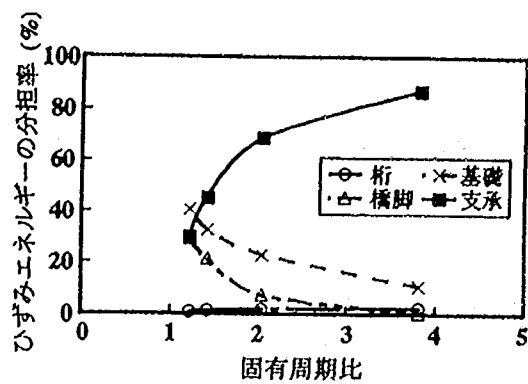
固有値解析より1次モードの有効質量比は震度法レベルで60%以上、耐力法レベルでは55%以上であり、他に卓越したモードは見られなかった。表-3.4.1に示す橋全体系の1次モードの減衰定数は、震度法レベルでは橋脚高さに逆比例して減少しているが、耐力法レベルでは16%～19%とその差は少ない。

1次モードの各構造要素のひずみエネルギーの分担率を図-3.4.1に示す。震度法レベルでは固有周期比が大きい場合は、ひずみエネルギーのほとんどを支承が分担しているが、固有周期比が小さくなるにしたがってその割合は徐々に減少し、固有周期比が1.5程度以下になると支承より基礎の分担率が卓越するようになる。また、耐力法レベルにおいても、固有周期比が大きい場合は、ひずみエネルギーのほとんどを支承が分担しており、固有周期比が2程度以上の範囲では80%以上を分担しているのに対し、固有周期比が1.5程度となると50%に低下している。

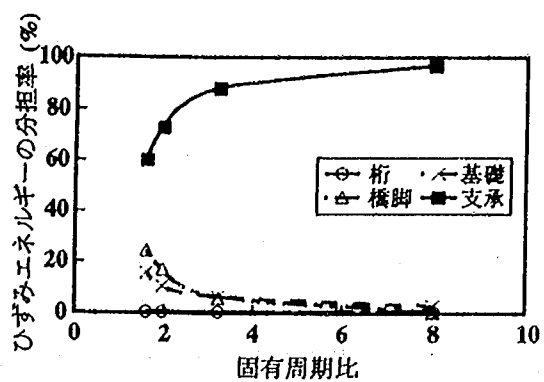
図-3.4.2は各構造要素の減衰の分担率と固有周期比の関係を示したものであるが、ひずみエネルギーの分担率と同様の傾向が見られ、固有周期比が大きい場合は減衰のほとんどを支承が分担する。

表-3.4.1 各ケースの減衰定数(1次モード)

橋脚高 H (m)	震度法レベル	地震時保有水平 耐力法レベル
6.0	25.2	18.6
12.0	23.0	18.0
18.0	19.6	16.4
24.0	17.4	15.5

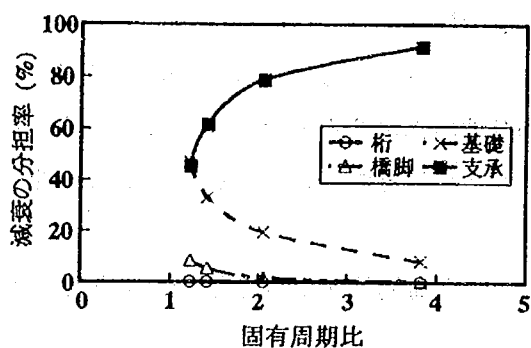


(a) 震度法レベル

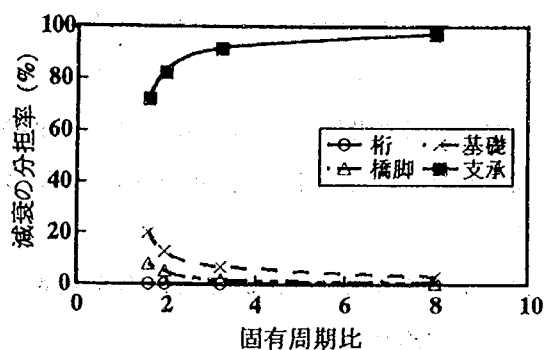


(b) 地震時保有水平耐力法レベル

図-3.4.1 ひずみエネルギーの分担率



(a) 震度法レベル



(b) 地震時保有水平耐力法レベル

図-3.4.2 減衰の分担率

4. まとめ

本研究では、免震時と非免震時の橋の固有周期の比が免震設計の有効性におよぼす影響について検討した。本検討結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 橋の長周期化の度合いは震度法・耐力法レベルともに橋脚高さが低いほど大きくなる。これは、主に免震支承と下部構造の剛性差に起因するためであり、長周期化は剛性差が大きい方が高くなる。
- (2) 固有周期比をある程度以上に大きくすれば、変位のほとんどを免震支承に集中できる。今回の検討ケースにおいて支承の変位の分担率は、耐力法レベルにおいて固有周期比が2程度以上の範囲では80%以上となる。固有周期比が1.5程度になると50%に低下する。したがって、マニュアル(案)に示されるように、固有周期比を2倍程度以上にすれば、免震支承に変形を集中させることができる。
- (3) 橋脚天端に作用する慣性力は、震度法レベルでは固有周期比が1.5程度以下、耐力法レベルでは2.0程度以下となると、支承の剛性より下部構造の剛性の影響を受ける。
- (4) 固有周期比が大きい場合は、ひずみエネルギーのほとんどを支承が分担するが、固有周期比が小さくなるにしたがってその割合は徐々に減少する。免震支承のひずみエネルギーの分担率は、震度法レベルでは固有周期比が1.5程度以下、耐力法レベルでは2程度以下となると低下して橋脚および基礎部の分担率が増加する。
- (5) 減衰の分担率も上記(4)と同様の傾向を示す。ただし、固有周期比が小さくなると減衰定数の大きい基礎部の分担率が増加する。

参考文献

- 1) (社)国土開発技術センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案)，平成元年3月
- 2) 建設省土木研究所および民間28社：道路橋の免震構造システムに関する共同研究報告書，(その1)，
(その2)，(その3)，平成2年3月，平成3年7月，平成4年10月
- 3) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，土木研究所彙報第60号，平成4年10月
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編，平成2年2月
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅰ共通編，平成6年2月

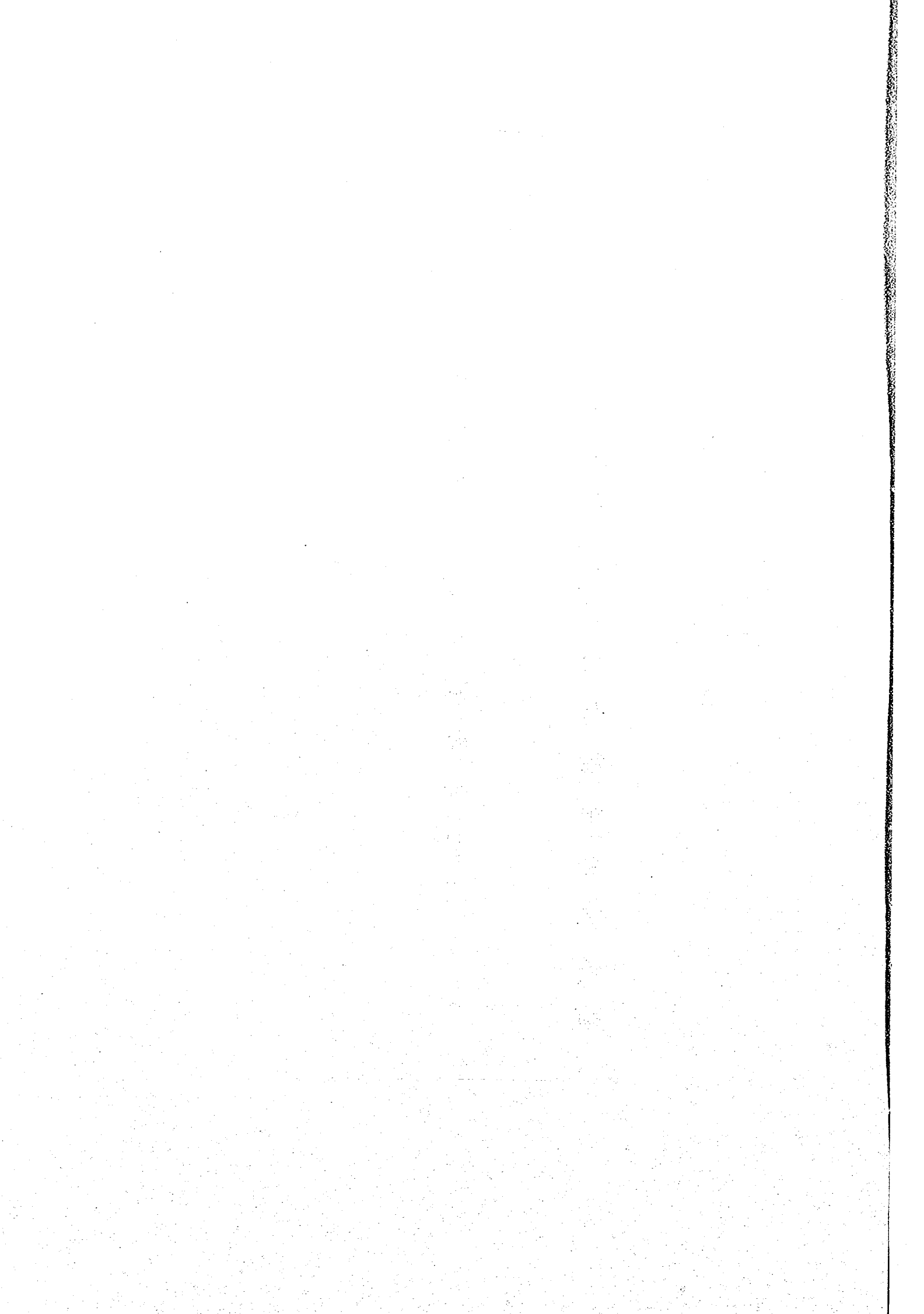
国内の免震橋一覧

(平成7年8月現在の調査結果による)

注) 検討中、計画中の橋梁については、今後設計変更の可能性有り

「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」

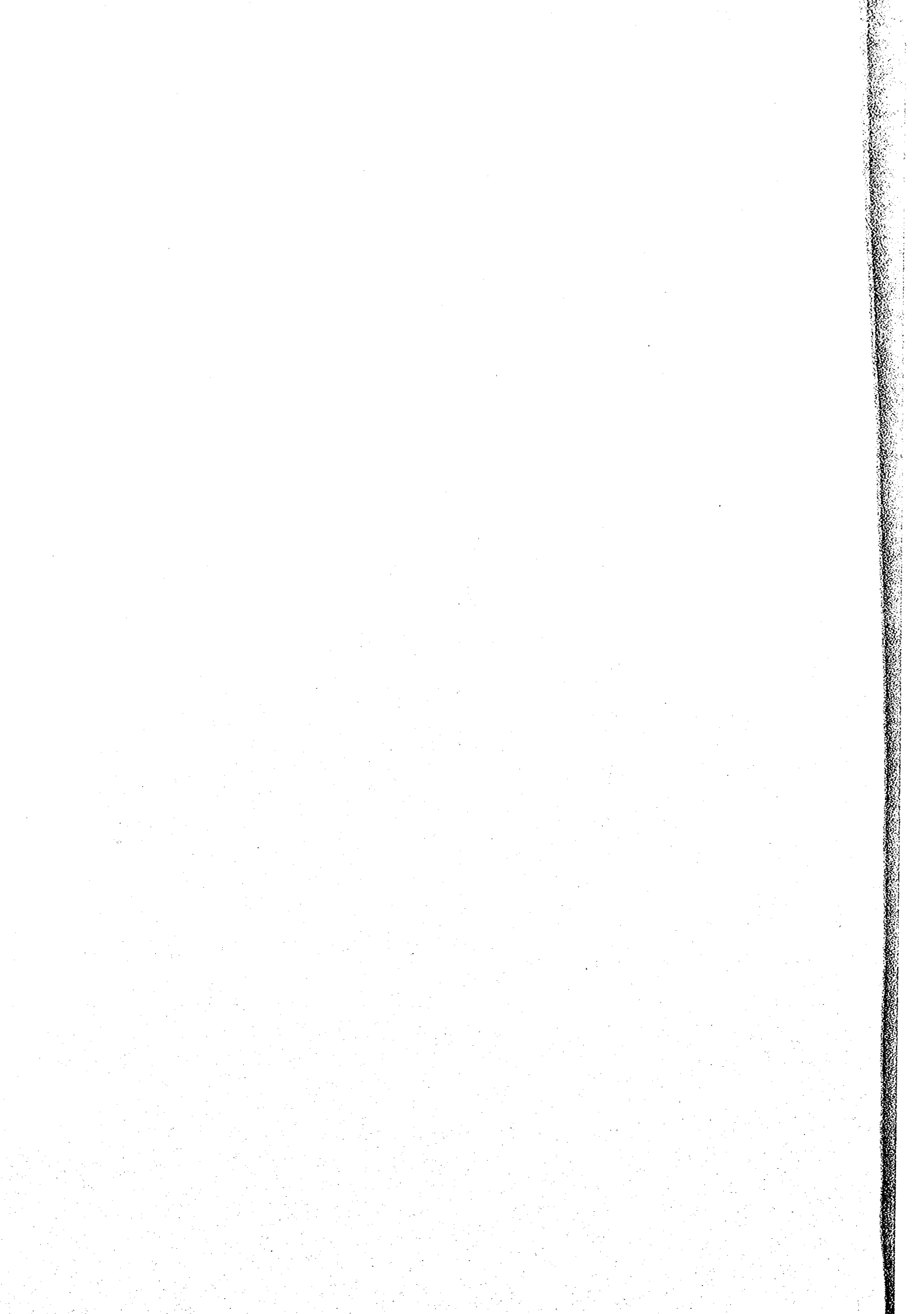
に基づき設計された免震橋



番号	橋梁名(仮称)	管理者	路線名	橋長(m)	上部構造形式	完成年月	支承形式	摘要
	生瀬高架橋	日本道路公団	中国自動車道	206	鋼単純鈑桁橋	平成6年	LRB	免震
	加古川橋	日本道路公団	山陽道	480	PC 5径間連続箱桁橋	施工中	HDR	免震
	東扇島高架橋(BK452工区)	首都高速道路公団	高速湾岸線	418	PC 9径間連続箱桁橋	平成5年度	LRB	免震
	双又川	本州四国連絡公団		114	RC 6径間連続中空床版橋	平成7年9月予定	LRB	免震
	琵琶川橋	本州四国連絡公団		92	RC 5径間連続中空床版橋	平成8年3月予定	LRB	免震
	温根沼大橋	北海道開発局	一般国道44号	103	鋼 4径間連続鈑桁橋	平成4年度	LRB	免震
	長木川橋	東北地方建設局	一般国道7号	98	鋼 3径間連続鈑桁橋	平成8年度予定	LRB	免震
	長沢第1高架橋	四国地方建設局	一般国道196号	116	RC 7径間連続中空床版橋	平成11年3月	HHDR	免震
	国領川橋	四国地方建設局	一般国道11号	125	PC 4径間連続	平成10年3月	HDR	免震
	栄町高架橋	九州地方建設局	一般国道200号	154	PC 6径間連続中空床版橋	平成10年3月予定	LRB	免震
	丸木橋大橋	岩手県	一般国道340号	93	PC 3径間連続箱桁橋	平成4年8月	LRB	免震
	山あげ大橋	栃木県	一般国道294号	246	PC 6径間連続箱桁橋	平成5年5月	HDR	免震
	上平橋	栃木県	(主) 藤沢宇都宮線	539	鋼10径間連続鈑桁橋	平成11年度予定	HDR	免震
	越路橋	新潟県	(主) 柏崎高浜線之内線	596	鋼 7径間連続箱桁橋	平成10年度予定	HDR	免震
	南郷大橋	富山県	(主) 富山小杉線	424	鋼 9径間連続鈑桁橋	平成12年度予定	LRB	免震
	宮川橋	静岡県	一般国道362号	106	鋼 3径間連続鈑桁橋	平成3年3月	LRB	免震
	大仁高架橋(2号橋)	静岡県	一般国道136号	725	PC29径間連続中空床版橋	施工中	LRB	免震
	大仁高架橋(1号橋)	静岡県	一般国道136号	175	PC 7径間連続中空床版橋	施工中	HDR	免震
	大仁高架橋(3号橋)	静岡県	一般国道136号	375	PC15径間連続中空床版橋	施工中	LRB	免震
	大仁高架橋(4号橋)	静岡県	一般国道136号	335	鋼 3径間連続鋼床版箱桁橋	施工中	HDR	免震
	大仁高架橋(5号橋)	静岡県	一般国道136号	319	PC12径間連続中空床版橋	施工中	HDR	免震
	新狩野川大橋(2号橋)	静岡県	一般国道136号	331	PC 8径間連続箱桁橋	施工中	HDR	免震
	共栄橋	愛知県	(主) 名古屋線	94	鋼 3径間連続鋼床版鈑桁	平成9年予定	LRB	免震
	綾部5号橋	京都府	一般国道478号	596	PC15径間連続箱桁橋	平成9年予定	HDR	免震
	浜田マリン大橋(取付橋)	島根県	浜田漁港臨海道路	310	PC 5径間連続中空床版橋	平成12年3月予定	LRB	免震
					PC 3径間連続中空床版橋		LRB	免震
					PC 3径間連続箱桁橋		LRB	免震
	阿嘉橋	沖縄県	村道 慶留間阿嘉線	530	PC11径間連続橋	平成10年3月予定	LRB	免震
	唐崎橋	相馬共同火力発電所		77	PC 2径間連結T桁橋	平成3年7月	HDR	免震
	下水流大橋	西諸市	市道 春日三方境線	292	PC 4径間連続箱桁橋	平成11年度予定	HDR	免震
	新三条大橋	北陸地方建設局	一般国道8号	463	鋼 7径間連続箱桁橋	今年度設計予定	規定	免震
	今町高架橋	北陸地方建設局	一般国道8号	586	鋼連続箱桁橋	今年度設計予定	規定	免震
					鋼連続鈑桁橋		規定	免震
	佐賀橋	四国地方建設局	一般国道56号	120	鋼 3径間連続鈑桁橋	平成11年9月予定	規定	免震
	三日市橋	富山県	(一) 石巻大野線	218	鋼 5径間連続鈑桁橋	設計中	規定	免震
	白竜橋	富山県	(主) 富山立山金沢線	97	4径間連続プレビーム橋	設計中	規定	免震
	月形橋	富山県	(一) 富江金沢線	234	鋼 7径間連続鈑桁橋	規定	規定	免震
	新神明橋	富山県	(主) 富山奥羽線	119	鋼 3径間連続鈑桁橋	規定	規定	免震
	新小谷橋	長野県	一般国道148号	360	鋼 5径間連続箱桁橋	今年度設計予定	規定	免震
	太田高架橋	奈良県	一般国道166号	1560	PC 4径間連結T桁橋	平成11年3月予定	規定	免震
	西佐味橋	奈良県	(一) 西佐味中之線	123	鋼 3径間連続鈑桁橋	平成9年3月予定	規定	免震
	福神跨線橋	大淀町	町道 福神神水線	91	鋼 2径間連続箱桁橋	平成10年3月予定	規定	免震

免震支承を用いた

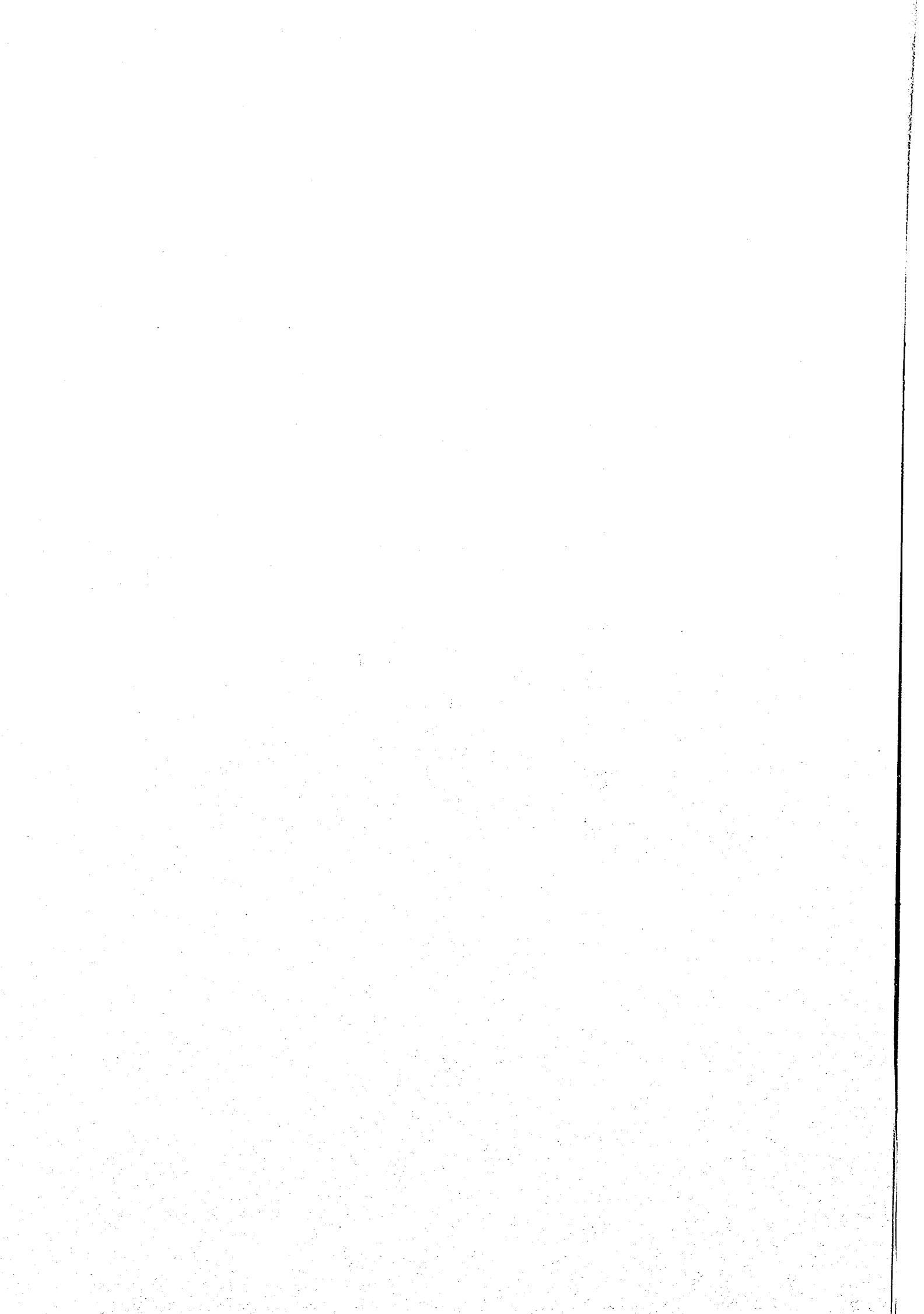
反力分散橋



番号	橋梁名(仮称)	管理者	路線名	橋長(m)	上部構造形式	完成年月	支承形式	摘要
	由良川橋	日本道路公団	舞鶴道	340	PC 5径間連続箱桁橋	平成3年1月	LRB	反力分散
	高速湾岸線(BY513工区)	首都高速道路公団	高速湾岸線	196	PC 7径間連続中空床版橋		LRB	反力分散
	高速湾岸線(BY513工区)	首都高速道路公団	高速湾岸線	224	PC 8径間連続中空床版橋		HDR	反力分散
	首都高速道路 1252工区	首都高速道路公団	12号線	137	PC 6径間連続中空床版橋	平成3年4月	LRB	反力分散
	阪神高速道路 松の浜高架橋	阪神高速道路公団	高速湾岸線	212	鋼 4径間連続箱桁橋	平成3年度	LRB	反力分散
	阪神高速道路 泉佐野工区	阪神高速道路公団	高速湾岸線	318	鋼 6径間連続箱桁橋		LRB	反力分散
	阪神高速道路 池田延伸線池田4工区	阪神高速道路公団	池田延伸線	144	PC 4径間連続箱桁橋	設計中	HDR	反力分散
	阪神高速道路 池田延伸線池田4工区	阪神高速道路公団	池田延伸線	184	PC 5径間連続箱桁橋	設計中	HDR	反力分散
	阪神高速道路 池田延伸線池田4工区	阪神高速道路公団	池田延伸線	144	PC 4径間連続箱桁橋	設計中	HDR	反力分散
	阪神高速道路 池田延伸線池田4工区	阪神高速道路公団	池田延伸線	184	PC 5径間連続箱桁橋	設計中	HDR	反力分散
	釈迦堂川橋	本州四国連絡橋公団		329	鋼 9径間連続鉄桁橋	平成8年11月予定	LRB	反力分散
	第108工区(室見川)高架橋	福岡北九州高速道路公社	福岡高速1号線	486	鋼 4径間連続箱桁橋	平成10年3月予定	LRB	反力分散
	六郷橋(Ⅲ期)	関東地方建設局	一般国道15号	181	鋼 3径間連続箱桁橋	平成7年3月	LRB, RB	反力分散
	新祇川橋	中部地方建設局	一般国道23号	106	鋼 4径間連続鉄桁橋	平成6年3月	HDR	反力分散
	新白滝橋	九州地方建設局	一般国道10号	296	鋼 5径間連続箱桁橋	設計中	LRB	反力分散
	砂沼公園橋	茨城県	-	3@125	PC単純ポステンT桁橋	平成6年3月	LRB	反力分散
	観見橋	栃木県	(注) 新木山線	296	PC 6径間連続箱桁橋	平成3年3月	LRB	反力分散
	前原立体	栃木県	(-) 鹿沼環状線	294	PC14径間連続中空床版橋	平成11年度予定	LRB	反力分散
	中尾高架橋	埼玉県	一般国道463号	163	PC 3径間連続箱桁橋	平成4年7月	HDR	反力分散
	新長野大橋	長野県道路公社	(-) 三才大豆島中瀬線	764	鋼 8径間連続箱桁橋	施工中	LRB	反力分散
					鋼 3径間連続箱桁橋	施工中	SGS	反力分散
	黒田高架橋	愛知県	(-) 萩原三条北方線	494	PC 4径間連結プレテンT桁橋×2連	平成9年予定	スラスト*	反力分散
					鋼 2径間連続箱桁橋		LRB	反力分散
					鋼 4径間連続箱桁橋		LRB	反力分散
	阿久比跨線橋(下り)	愛知県	(注) 西尾知多線	230	PC 5径間連結プレテンT桁橋	平成7年予定	スラスト*	反力分散
					PC 3径間連結プレテンT桁橋		スラスト*	反力分散
					PC 2径間連結プレテンT桁橋		スラスト*	反力分散
					鋼単純鉄桁橋×3連		HDR	反力分散
	富栄跨線橋	愛知県	一般国道151号	270	PC 4径間連結プレテンT桁橋	平成10年予定	スラスト*	反力分散
					PC 3径間連結プレテンT桁橋		スラスト*	反力分散
					鋼ランガー橋		HDR	反力分散
					鋼単純箱桁橋		HDR	反力分散
	西中LC本線橋	愛知県	一般国道419号	149	鋼 3径間連続鉄桁橋(上下2連)	平成9年予定	HDR	反力分散
					鋼 2径間連続鉄桁橋(上下2連)		HDR	反力分散
	愛宕ループ橋	岡山県	一般国道484号	230	鋼 6径間連続曲線箱桁橋	平成7年度予定	LRB	反力分散
	南周防大橋(旧平生大橋)	山口県	港湾臨港道	350	PC 5径間連続箱桁橋	平成5年度	HDR	反力分散
	東京湾横断道路(浅瀬部)	東京湾横断道路財	一般国道409号	910	鋼11径間連続鋼床版箱桁橋	平成7年6月建設終了	PVα-ラー, HDR	反力分散
	東京湾横断道路(浅瀬部)	東京湾横断道路財	一般国道409号	800	鋼10径間連続鋼床版箱桁橋	平成7年6月建設終了	PVα-ラー, LRB	反力分散
	植原橋	名古屋市	名古屋市道井口1丁目第1号線	65	鋼 2径間連続鋼床版桁橋	平成3年3月	LRB	反力分散

免震支承を用いた

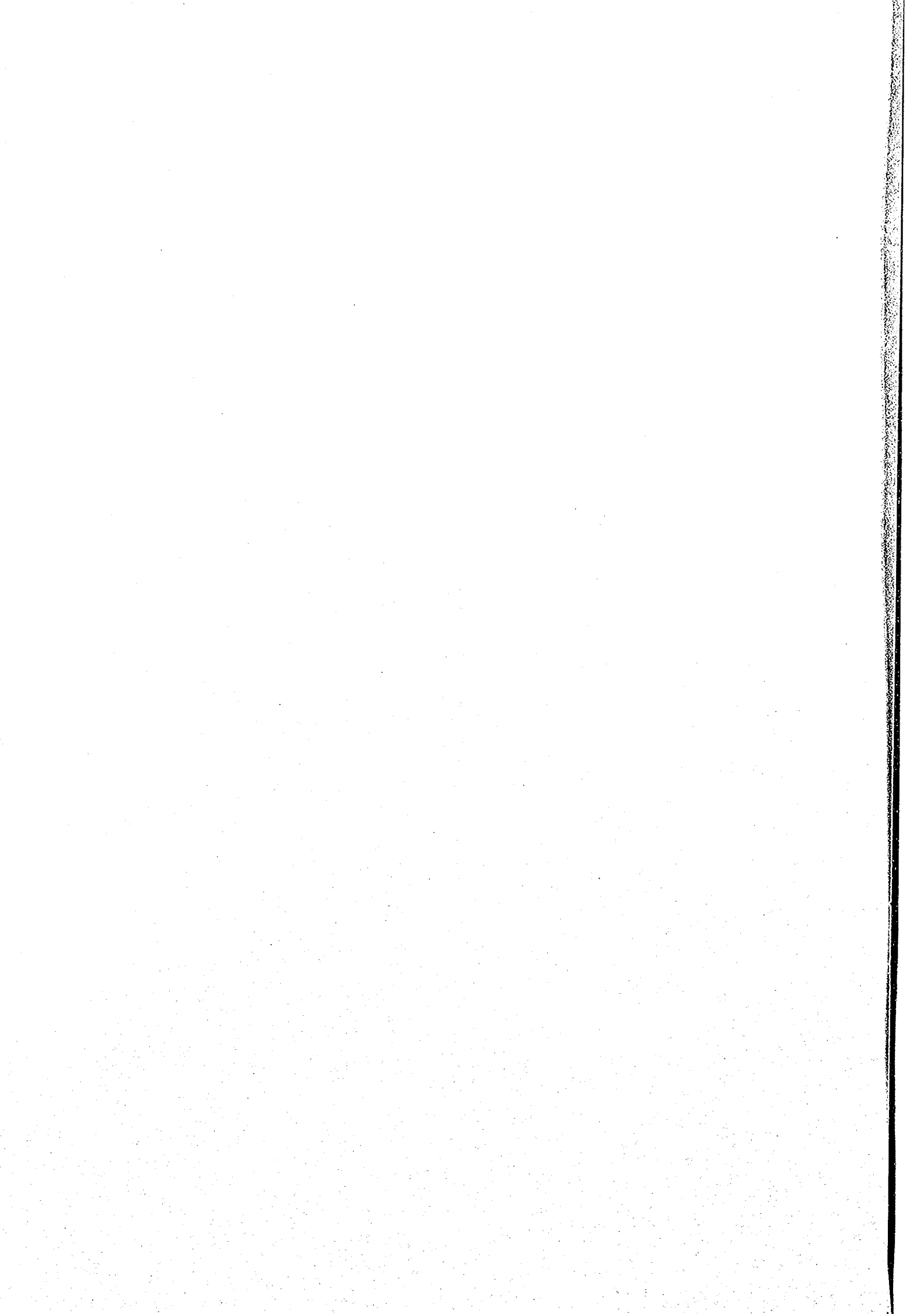
ノージョイント工事



[illegible]

そ の 他 の 支 承 を 用 い た

反 力 分 散 橋



番号	橋梁名(仮称)	管理者	路線名	橋長(m)	上部構造形式	完成年月	支承形式	摘要
	牛袋高架橋	日本道路公団	東京湾横断道路	379	PC 6径間連続2主版桁他	施工中	現置コ・ム	反力分散
	中郷高架橋	日本道路公団	連絡道	623	PC 7径間連続2主版桁他	施工中	現置コ・ム	反力分散
	十日市場高架橋	日本道路公団	連絡道	440	PC 7径間連続2主版桁他	施工中	現置コ・ム	反力分散
	大寺高架橋	日本道路公団	連絡道	509	PC 8径間連続2主版桁他	施工中	現置コ・ム	反力分散
	都筑ICランプ橋	日本道路公団	第三京浜道路	119	PC 4径間連続中空床版橋	平成7年3月	現置コ・ム	反力分散
	早川高架橋	日本道路公団	西湘バイパス	340	PC 9径間連続箱桁橋	平成6年5月	現置コ・ム	反力分散
	早川高架橋	日本道路公団	西湘バイパス	302	PC 8径間連続箱桁橋	平成6年5月	現置コ・ム	反力分散
	利根川橋	日本道路公団	北関東自動車道	283	PC 4径間連続箱桁橋	平成10年9月予定	現置コ・ム	反力分散
	上竹橋	日本道路公団	中国横断自動車道	530	PC 6径間連続箱桁橋	平成8年3月	現置コ・ム	反力分散
	湯野田川橋	日本道路公団	九州横断自動車道	142	PC 4径間連結合成桁橋	平成7年3月	DSF	反力分散
	天神高架橋	日本道路公団	九州横断自動車道	244	PC 8径間連続中空床版橋	平成6年10月	DSF	反力分散
	杷木山橋	日本道路公団	九州横断自動車道	849	RC16×3径間連続連続化	平成10年度後月予定	リソク・音	反力分散
	清水川橋	日本道路公団	単人道路	254	PC 4径間連続ラーメン箱桁橋	平成3年2月	リソク・音	反力分散
	天降川橋	日本道路公団	東九州自動車道	263	鋼 5径間連続箱桁橋	平成11年度後月予定	リソク・音	反力分散
	草水VA	日本道路公団	磐越自動車道	130	PC 6径間連続中空床版橋	平成6年12月	現置コ・ム	反力分散
	片貝PC	日本道路公団	上信越自動車道	154	PC 3径間連続箱桁橋	平成9年1月予定	現置コ・ム	反力分散
	栗山PC	日本道路公団	北陸自動車道	180	PC 3径間連続箱桁橋	平成8年11月予定	リソク・音	反力分散
	沖新高架橋	日本道路公団	一般国道497号	308	鋼 4径間連続箱桁橋	平成8年予定	BPB	反力分散
	金田高架橋	日本道路公団	一般国道409号	520	PC 7径間連続中空床板橋×2連	平成9年3月	リソク・音	反力分散
		日本道路公団			PC 6径間連続中空床板橋		リソク・音	反力分散
	小櫃川第一橋梁(右岸取付)	日本道路公団	一般国道409号	68	PC 3径間連続中空床板橋	平成9年3月	現置コ・ム	反力分散
	小櫃川第一橋梁	日本道路公団	一般国道409号	380	PC 5径間連続箱桁橋	平成9年3月	リソク・音	反力分散
	小櫃川第一橋梁(左岸取付)	日本道路公団	一般国道409号	137	PC 5径間連続中空床板橋	平成9年3月	現置コ・ム	反力分散
	岩根高架橋1	日本道路公団	一般国道409号	120	PC 3径間連続箱桁橋	平成9年3月	現置コ・ム	反力分散
	岩根高架橋2	日本道路公団	一般国道409号	147	PC 5径間連続中空床板橋	平成9年3月	現置コ・ム	反力分散
	岩根高架橋3	日本道路公団	一般国道409号	165	PC 6径間連続中空床板橋	平成9年3月	現置コ・ム	反力分散
	岩根高架橋4	日本道路公団	一般国道409号	139	PC 5径間連続中空床板橋	平成9年3月	現置コ・ム	反力分散
	小櫃川第二橋梁	日本道路公団	一般国道409号	332	鋼 5径間連続箱桁橋	平成9年3月	現置コ・ム	反力分散
	元石川高架橋	日本道路公団	一般国道6号	392	PC 3径間連続箱桁橋	平成6年4月	リソク・音	反力分散
		日本道路公団			PC 3径間連続中空床板橋		リソク・音	反力分散
	柳島高架橋1	日本道路公団	一般国道1号	163	PC 7径間連続中空床板橋	平成7年12月予定	リソク・音	反力分散
	柳島高架橋2	日本道路公団	一般国道1号	90	PC 4径間連続中空床板橋	平成7年12月予定	リソク・音	反力分散
	柳島高架橋3	日本道路公団	一般国道1号	125	PC 5径間連続中空床板橋	平成7年12月予定	リソク・音	反力分散
	柳島高架橋4	日本道路公団	一般国道1号	123	PC 5径間連続中空床板橋	平成7年12月予定	リソク・音	反力分散
	茅ヶ崎高架橋1	日本道路公団	一般国道1号	227	PC 8径間連続中空床板橋	平成7年12月予定	リソク・音	反力分散
	茅ヶ崎高架橋2	日本道路公団	一般国道1号	199	PC 7径間連続中空床板橋	平成7年12月予定	リソク・音	反力分散
	茅ヶ崎高架橋3	日本道路公団	一般国道1号	103	PC 4径間連続中空床板橋	平成7年12月予定	リソク・音	反力分散
	鶴ヶ島高架橋1	日本道路公団	一般国道468号	104	PC 4径間連続中空床板橋	平成7年10月予定	リソク・音	反力分散
	鶴ヶ島高架橋2	日本道路公団	一般国道468号	78	PC 3径間連続中空床板橋	平成7年10月予定	リソク・音	反力分散
	阪神高速道路 五社出路	阪神高速道路公団	北神戸線	239	鋼 5径間連続曲線箱桁橋	平成9年度		反力分散
	阪神高速道路 五社入路	阪神高速道路公団	北神戸線	268	鋼 5径間連続曲線箱桁橋	平成9年度予定		反力分散
	第207工区(御笠川)高架橋(その3)	福岡北九州高速道路公社	福岡高速2号線	145	鋼 3径間連続箱桁橋	平成10年3月予定	SG	反力分散

番号	橋梁名(仮称)	管理者	路線名	橋長(m)	上部構造形式	完成年月	支承形式	摘要
	第207工区(御笠川)高架橋(その4)	福岡北九州高速道路公社	福岡高速2号線	221	鋼 4径間連続箱桁橋	平成10年3月	RB	反力分散
	第207工区(御笠川)高架橋(その7)	福岡北九州高速道路公社	福岡高速2号線	151	鋼 3径間連続箱桁橋	平成10年3月	RB	反力分散
	第207工区(御笠川)高架橋(その8)	福岡北九州高速道路公社	福岡高速2号線	219	鋼 4径間連続箱桁橋	平成10年3月	SG	反力分散
	余市橋	北海道開発局	一般国道229号	198	鋼 3径間連続箱桁橋	施工中	リソク	反力分散
	桔梗高架橋	北海道開発局	函館江差自動車道	1433	PC2~4径間連続中空床版橋	施工中	複層コーム	反力分散
	静川高架橋(H橋)	北海道開発局	日高自動車道	360	鋼 4径間連続鋼床版箱桁橋	施工中	未定	反力分散
	第1湿原橋(B-C橋)	北海道開発局	日高自動車道	346	鋼 4径間連続鋼桁橋	施工中	BBM	反力分散
	暑寒別橋	北海道開発局	一般国道231号	120	鋼 4径間連続鋼桁橋	施工中	複層コーム	反力分散
	美幌大橋	北海道開発局	一般国道39号	385	鋼 6径間連続箱桁橋	設計完了	リソク	反力分散
	小櫃川第一橋梁(右岸)一般下り	関東地方建設局	一般国道409号	73	PC 3径間連続中空床板橋	平成9年3月	複層コーム	反力分散
	小櫃川第一橋梁 一般下り	関東地方建設局	一般国道409号	379	PC 5径間連続箱桁橋	平成9年3月	複層コーム	反力分散
	小櫃川第一橋梁(左岸)一般下り	関東地方建設局	一般国道409号	157	PC 6径間連続中空床板橋	平成9年3月	複層コーム	反力分散
	岩根高架橋1 一般下り	関東地方建設局	一般国道409号	137	PC 5径間連続中空床板橋	平成9年3月	複層コーム	反力分散
	岩根高架橋2 一般下り	関東地方建設局	一般国道409号	138	PC 4径間連続中空床板橋	平成9年3月	複層コーム	反力分散
	岩根高架橋3 一般下り	関東地方建設局	一般国道409号	138	PC 5径間連続中空床板橋	—	複層コーム	反力分散
	小櫃川第二橋梁 一般下り	関東地方建設局	一般国道409号	332	鋼 5径間連続箱桁橋	—	複層コーム	反力分散
	小櫃川第一橋梁(右岸)一般上り	関東地方建設局	一般国道409号	73	PC 3径間連続中空床板橋	—	複層コーム	反力分散
	小櫃川第一橋梁 一般上り	関東地方建設局	一般国道409号	379	PC 5径間連続箱桁橋	—	複層コーム	反力分散
	小櫃川第一橋梁(左岸)一般上り	関東地方建設局	一般国道409号	157	PC 6径間連続中空床板橋	—	複層コーム	反力分散
	岩根高架橋1 一般上り	関東地方建設局	一般国道409号	137	PC 5径間連続中空床板橋	—	複層コーム	反力分散
	岩根高架橋2 一般上り	関東地方建設局	一般国道409号	138	PC 4径間連続中空床板橋	—	複層コーム	反力分散
	岩根高架橋3 一般上り	関東地方建設局	一般国道409号	138	PC 5径間連続中空床板橋	—	複層コーム	反力分散
	小櫃川第二橋梁 一般上り	関東地方建設局	一般国道409号	332	鋼 5径間連続箱桁橋	—	複層コーム	反力分散
	尾島境高架橋1	関東地方建設局	一般国道17号	131	PC 5径間連続中空床板橋	平成11年	リソク	反力分散
	尾島境高架橋2	関東地方建設局	一般国道17号	108	PC 4径間連続中空床板橋	平成11年	リソク	反力分散
	尾島境高架橋3	関東地方建設局	一般国道17号	88	PC 3径間連続箱桁橋	平成11年	リソク	反力分散
	尾島境高架橋4	関東地方建設局	一般国道17号	136	PC 5径間連続中空床板橋	平成11年	リソク	反力分散
	尾島境高架橋5	関東地方建設局	一般国道17号	101	PC 4径間連続中空床板橋	平成11年	リソク	反力分散
	尾島境高架橋6	関東地方建設局	一般国道17号	113	PC 3径間連続箱桁橋	平成11年	リソク	反力分散
	尾島境高架橋7	関東地方建設局	一般国道17号	72	PC 3径間連続中空床板橋	平成11年	リソク	反力分散
	新吾妻川橋	関東地方建設局	一般国道17号	240	PC 4径間連続箱桁橋	平成5年10月	リソク	反力分散
	中宿高架橋	関東地方建設局	一般国道18号	260	鋼 5径間連続箱桁橋	平成9年	複層コーム	反力分散
	旭高架橋	関東地方建設局	一般国道6号	981	PC 3径間連続箱桁橋	—	複層コーム	反力分散
					PC 7径間連続箱桁橋×2連		複層コーム	反力分散
	滝の川高架橋	関東地方建設局	一般国道6号	302	PC 6径間連続中空床板橋	—	複層コーム	反力分散
					PC 5径間連続中空床板橋		複層コーム	反力分散
	滑川第一高架橋	関東地方建設局	一般国道6号	168	PC 6径間連続中空床板橋	—	複層コーム	反力分散
	滑川第二高架橋	関東地方建設局	一般国道6号	377	PC 7径間連続中空床板橋	—	複層コーム	反力分散
	鶴首ランプ橋	関東地方建設局	一般国道6号	186	PC単純箱桁橋	平成6年9月	リソク	反力分散
					PC 3径間連続中空床板橋		リソク	反力分散
	河和田高架橋	関東地方建設局	一般国道50号	327	PC 3径間連続箱桁橋	平成元年3月	リソク	反力分散
	新日野橋	関東地方建設局	一般国道20号	385	鋼 4径間連続箱桁橋	平成10年3月	複層コーム	反力分散

番号	橋梁名(仮称)	管理者	路線名	橋長(m)	上部構造形式	完成年月	支承形式	摘要
	新日野橋(左岸取付)	関東地方建設局	一般国道20号	103	PC 4径間連続中空床板橋	平成10年3月7日	鋼ゴム	反力分散
	新日野橋(右岸取付)	関東地方建設局	一般国道20号	112	PC 4径間連続中空床板橋	平成10年3月7日	鋼ゴム	反力分散
	秋川ICランプ橋(Aランプ)	関東地方建設局	一般国道468号	212	鋼 4径間連続箱桁橋	平成12年3月7日	鋼ゴム	反力分散
	秋川ICランプ橋(Bランプ)	関東地方建設局	一般国道468号	225	PC 6径間連続箱桁橋	平成12年3月7日	リソク	反力分散
	秋川ICランプ橋(Cランプ)	関東地方建設局	一般国道468号	85	PC 2径間連続箱桁橋	平成12年3月7日	リソク	反力分散
	秋川ICランプ橋(料金所1)	関東地方建設局	一般国道468号	145	PC 4径間連続多主版橋	平成12年3月7日	リソク	反力分散
	秋川ICランプ橋(料金所2)	関東地方建設局	一般国道468号	70	PC 2径間連続多主版橋	平成12年3月7日	リソク	反力分散
	新町高架橋	関東地方建設局	一般国道6号	247	PC 4径間連続中空床板橋	平成7年3月	BPB	反力分散
					PC 5径間連続中空床板橋		BPB	反力分散
	牛久沼大橋	関東地方建設局	一般国道6号	590	鋼 5径間連続箱桁橋	-	鋼ゴム	反力分散
					鋼 3径間連続箱桁橋×2連		鋼ゴム	反力分散
	小松川立体	関東地方建設局	一般国道14号	710	鋼 5径間連続箱桁橋	-	リソク	反力分散
					鋼 6径間連続箱桁橋		リソク	反力分散
	環七立体 山側	関東地方建設局	一般国道357号	1152	鋼 5径間連続鉄桁橋	-	-	反力分散
					鋼 5径間連続鋼床版箱桁橋		-	反力分散
					鋼 4径間連続鉄桁橋		-	反力分散
	環七立体 海側	関東地方建設局	一般国道357号	1112	鋼 5径間連続鉄桁橋	-	-	反力分散
		関東地方建設局			鋼 4径間連続鋼床版箱桁橋		-	反力分散
		関東地方建設局			鋼 4径間連続鉄桁橋		-	反力分散
	母袋高架橋	関東地方建設局	一般国道18号	420	鋼 9径間連続箱桁橋	平成9年12月7日	リソク	反力分散
	上田大橋	関東地方建設局	一般国道18号	490	鋼 4径間連続箱桁橋×2連	-	-	反力分散
	稲里高架橋	関東地方建設局	一般国道19号	570	PC 3径間連続箱桁橋	-	鋼ゴム	反力分散
					PC 5径間連続中空床板橋		鋼ゴム	反力分散
					PC 6径間連続中空床板橋		鋼ゴム	反力分散
					PC 3径間連続中空床板橋		鋼ゴム	反力分散
	波木井高架橋	関東地方建設局	一般国道52号	570	鋼 6径間連続鉄桁×3連	平成4年10月	リソク	反力分散
	戸川橋(取付部)	関東地方建設局	一般国道52号	58	PC 3径間連続中空床板橋	-	鋼ゴム	反力分散
	柴高架橋1	関東地方建設局	一般国道357号	75	PC 3径間連続中空床板橋	平成2年12月	リソク	反力分散
	柴高架橋2	関東地方建設局	一般国道357号	150	PC 6径間連続中空床板橋	平成3年10月	リソク	反力分散
	柴高架橋3	関東地方建設局	一般国道357号	124	PC 5径間連続中空床板橋	平成3年10月	リソク	反力分散
	指扇高架橋	関東地方建設局	一般国道16号	1088	PC 3径間連続中空床板橋×13連	平成9年7日	リソク	反力分散
	新大宮上り線橋	関東地方建設局	一般国道16号	238	PC 4径間連続箱桁橋	平成9年7日	リソク	反力分散
	宮前Aランプ橋	関東地方建設局	一般国道16号	100	PC 4径間連続中空床板橋	平成9年7日	リソク	反力分散
	坪山高架橋(下り)	関東地方建設局	一般国道4号	275	鋼 5径間連続箱桁橋	平成6年5月	リソク	反力分散
	砂田高架橋(下り)	関東地方建設局	一般国道4号	1042	PC 7径間連続中空床板橋×3連	平成7年7月	リソク	反力分散
					PC 4径間連続中空床板橋		リソク	反力分散
					PC 3径間連続中空床板橋		リソク	反力分散
					鋼 3径間連続箱桁橋		リソク	反力分散
	坪山高架橋(上り)	関東地方建設局	一般国道4号	275	鋼 5径間連続箱桁橋	平成6年5月	リソク	反力分散
	砂田高架橋(上り)	関東地方建設局	一般国道4号	1042	PC 7径間連続中空床板橋×3連	平成7年7月	リソク	反力分散
					PC 4径間連続中空床板橋		リソク	反力分散
					PC 3径間連続中空床板橋		リソク	反力分散

番号	橋梁名(仮称)	管理者	路線名	橋長(m)	上部構造形式	完成年月	支承形式	摘要
	前項の続き	関東地方建設局			鋼 3径間連続箱桁橋		リソク	反力分散
	瀬名高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	133	PC 5径間連続中空床版橋	平成4年3月	リソク	反力分散
	瀬名高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	106	PC 4径間連続中空床版橋	平成4年3月	リソク	反力分散
	瀬名高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	80	PC 3径間連続中空床版橋	平成4年3月	リソク	反力分散
	瀬名高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	106	PC 4径間連続中空床版橋	平成5年8月	リソク	反力分散
	瀬名高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	133	PC 5径間連続中空床版橋	平成5年8月	リソク	反力分散
	瀬名高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	61	PC 2径間連続中空床版橋	平成5年8月	リソク	反力分散
	瀬名高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	61	PC 2径間連続中空床版橋	平成6年2月	リソク	反力分散
	瀬名高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	80	PC 3径間連続中空床版橋	平成3年11月	リソク	反力分散
	瀬名高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	102	PC 4径間連続中空床版橋	平成5年2月	リソク	反力分散
	瀬名高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	66	PC 3径間連続中空床版橋	平成5年2月	リソク	反力分散
	瀬名高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	106	PC 4径間連続中空床版橋	施工中	リソク	反力分散
	川合高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	102	PC 4径間連続中空床版橋	施工中	リソク	反力分散
	川合高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	106	PC 4径間連続中空床版橋	平成4年1月	リソク	反力分散
	川合高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	133	PC 5径間連続中空床版橋	平成4年1月	リソク	反力分散
	川合高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	70	PC 3径間連続中空床版橋	平成5年11月	リソク	反力分散
	川合高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	100	PC 4径間連続中空床版橋	平成5年11月	リソク	反力分散
	上土高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	100	PC 4径間連続中空床版橋	平成5年11月	リソク	反力分散
	上土高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	100	PC 4径間連続中空床版橋	平成5年3月	リソク	反力分散
	上土高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	125	PC 5径間連続中空床版橋	平成6年6月	リソク	反力分散
	上土高架橋	中部地方建設局	一般国道1号静岡BP	100	PC 4径間連続中空床版橋	平成6年6月	リソク	反力分散
	名和高架橋	中部地方建設局	一般国道302号	177	鋼 6径間連続鉄桁橋	平成6年7月	リソク	反力分散
	門戸高架橋	近畿地方建設局	一般国道171号	329	鋼 3径間連続鋼床版箱桁橋	施工中	鉄桁中	反力分散
					PC 5径間連続プレテンT桁橋		鉄桁中	反力分散
					PC 3径間連続プレテンT桁橋		鉄桁中	反力分散
					PC 2径間連続プレテンT桁橋		鉄桁中	反力分散
	岩屋高架橋	近畿地方建設局	一般国道2号	532	鋼 3径間連続鋼床版箱桁橋	施工中	鉄桁中	反力分散
					PC 4径間連続プレテンT桁橋		鉄桁中	反力分散
					PC 3径間連続プレテンT桁橋		鉄桁中	反力分散
	浜手バイパス	近畿地方建設局	一般国道2号	4859	鋼単純鋼床版鉄桁橋	施工中	鉄桁中	反力分散
					鋼 2径間連続鋼床版鉄桁橋	施工中	鉄桁中	反力分散
					鋼 3径間連続鋼床版鉄桁橋	施工中	鉄桁中	反力分散
					鋼単純鉄桁橋	施工中	鉄桁中	反力分散
					鋼 2径間連続鉄桁橋	施工中	鉄桁中	反力分散
					鋼 3径間連続鉄桁橋	施工中	鉄桁中	反力分散
					鋼 4径間連続鉄桁橋	施工中	鉄桁中	反力分散
					鋼 5径間連続鉄桁橋	施工中	鉄桁中	反力分散
					鋼 2径間連続鋼床版箱桁橋	施工中	鉄桁中	反力分散
					鋼 3径間連続鋼床版箱桁橋	施工中	鉄桁中	反力分散
					鋼 4径間連続鋼床版箱桁橋	施工中	鉄桁中	反力分散
					鋼 5径間連続鋼床版箱桁橋	施工中	鉄桁中	反力分散
					鋼 3径間連続鉄桁橋	施工中	鉄桁中	反力分散

番号	橋梁名(仮称)	管理者	路線名	橋長(m)	上部構造形式	完成年月	支承形式	摘要
	三原第3高架橋	中国地方建設局	一般国道2号	893	PC 2径間連続中空床版橋	平成8年3月7日	リソク橋	反力分散
					PC 3径間連続中空床版橋		リソク橋	反力分散
					PC 4径間連続中空床版橋		リソク橋	反力分散
					PC 2径間連続箱桁橋		リソク橋	反力分散
	椋野ランプ橋	中国地方建設局	一般国道2号	156	鋼4径間連続箱桁橋(両端固定)	平成8年3月7日	RB	反力分散
	田益高架橋	中国地方建設局	一般国道53号	273	PC 4径間連続中空床版橋×2連	平成7年12月7日	リソク橋	反力分散
	田益第2高架橋	中国地方建設局	一般国道53号	93	PC 4径間連続中空床版橋	平成7年6月	RB	反力分散
	田益第2高架橋(ONランプ)	中国地方建設局	一般国道53号	93	PC 4径間連続中空床版橋	平成7年6月	RB	反力分散
	田益第2高架橋(OFFランプ)	中国地方建設局	一般国道53号	66	PC 3径間連続中空床版橋	平成7年6月	RB	反力分散
	菅野高架橋	中国地方建設局	一般国道53号	302	PC 4径間連続箱桁橋×2連	平成8年3月7日	リソク橋	反力分散
	柿谷高架橋	中国地方建設局	一般国道11号	222	PC 5径間連続中空床版橋×2連	平成12年3月	リソク橋	反力分散
	今宿高架橋	九州地方建設局	一般国道497号	198	鋼 3径間連続箱桁橋	平成9年3月7日	BP.B,コノ橋	反力分散
	今宿高架橋	九州地方建設局	一般国道497号	308	PC11径間連続中空床版橋	平成9年3月7日	LB	反力分散
	今宿高架橋	九州地方建設局	一般国道497号	228	鋼 4径間連続箱桁橋	平成9年3月7日	BP.B,リソク橋	反力分散
	今宿高架橋	九州地方建設局	一般国道497号	351	PC13径間連続中空床版橋	平成9年3月7日	リソク橋	反力分散
	今宿高架橋	九州地方建設局	一般国道497号	125	鋼 3径間連続箱桁橋	平成9年3月7日	BP.B,コノ橋	反力分散
	今宿高架橋	九州地方建設局	一般国道497号	183	PC 7径間連続中空床版橋	平成9年3月7日	DSFハット	反力分散
	今宿高架橋	九州地方建設局	一般国道497号	204	鋼 4径間連続箱桁橋	平成9年3月7日	BP.B,コノ橋	反力分散
	今宿高架橋	九州地方建設局	一般国道497号	156	PC 5径間連続中空床版橋	平成9年3月7日	RB	反力分散
	今宿高架橋	九州地方建設局	一般国道497号	169	鋼 3径間連続箱桁橋	平成9年3月7日	BP.B,コノ橋	反力分散
	今宿高架橋	九州地方建設局	一般国道497号	171	鋼 3径間連続箱桁橋	平成9年3月7日	BP.B,コノ橋	反力分散
	今宿高架橋	九州地方建設局	一般国道497号	166	鋼 3径間連続箱桁橋	平成9年3月7日	BP.B,コノ橋	反力分散
	今宿高架橋	九州地方建設局	一般国道497号	82	PC 3径間連続中空床版橋	平成9年3月7日	DSFハット	反力分散
	今宿高架橋	九州地方建設局	一般国道497号	82	PC 3径間連続中空床版橋	平成9年3月7日	DSFハット	反力分散
	今宿高架橋	九州地方建設局	一般国道497号	82	PC 3径間連続中空床版橋	平成9年3月7日	DSFハット	反力分散
	兵庫高架橋	九州地方建設局	一般国道34号	324	鋼 5径間連続鉄桁橋	平成10年7日	BP.B	反力分散
					鋼 4径間連続鉄桁橋		BP.B	反力分散
					鋼単純鋼床版桁橋		BP.B	反力分散
	四下高架橋	九州地方建設局	一般国道203号	263	PC 2径間連続中空床版橋	平成7年2月	BB	反力分散
					PC 3径間連続中空床版橋		BB	反力分散
					PC単純中空床版橋		BB	反力分散
	西椎屋高架橋	九州地方建設局	一般国道387号	573	鋼15径間連続鉄桁橋	設計中	コノ橋	反力分散
					鋼 9径間連続鉄桁橋		コノ橋	反力分散
					鋼 7径間連続鉄桁橋×2連		コノ橋	反力分散
	早崎大橋	九州地方建設局	一般国道220号	888	PC単純T桁橋×2連	平成9年7日	リソク橋	反力分散
					PC 7径間連続箱桁橋×2連		リソク橋	反力分散
	大田2号橋	九州地方建設局	鹿児島道路	321	PC 3径間連続T桁橋	設計中	リソク橋	反力分散
	甲地橋	青森県	(一) 水陸上り停車場線	209	鋼 6径間連続鉄桁橋	平成7年7月7日	SCZ	反力分散
	乙茂橋	岩手県	一般国道455号	145	PC 4径間連続箱桁橋	平成4年10月	リソク橋	反力分散
	中山7号橋	岩手県	(注) 花巻大曲線	146	PC 5径間連続T桁橋	施工中	鋼コノ橋	反力分散
	下斗米1号橋	岩手県	(注) 二戸田子線	106	鋼 3径間連続鉄桁橋	施工中	鋼コノ橋	反力分散
	下斗米2号橋	岩手県	(注) 二戸田子線	125	鋼 4径間連続鉄桁橋	施工中	鋼コノ橋	反力分散

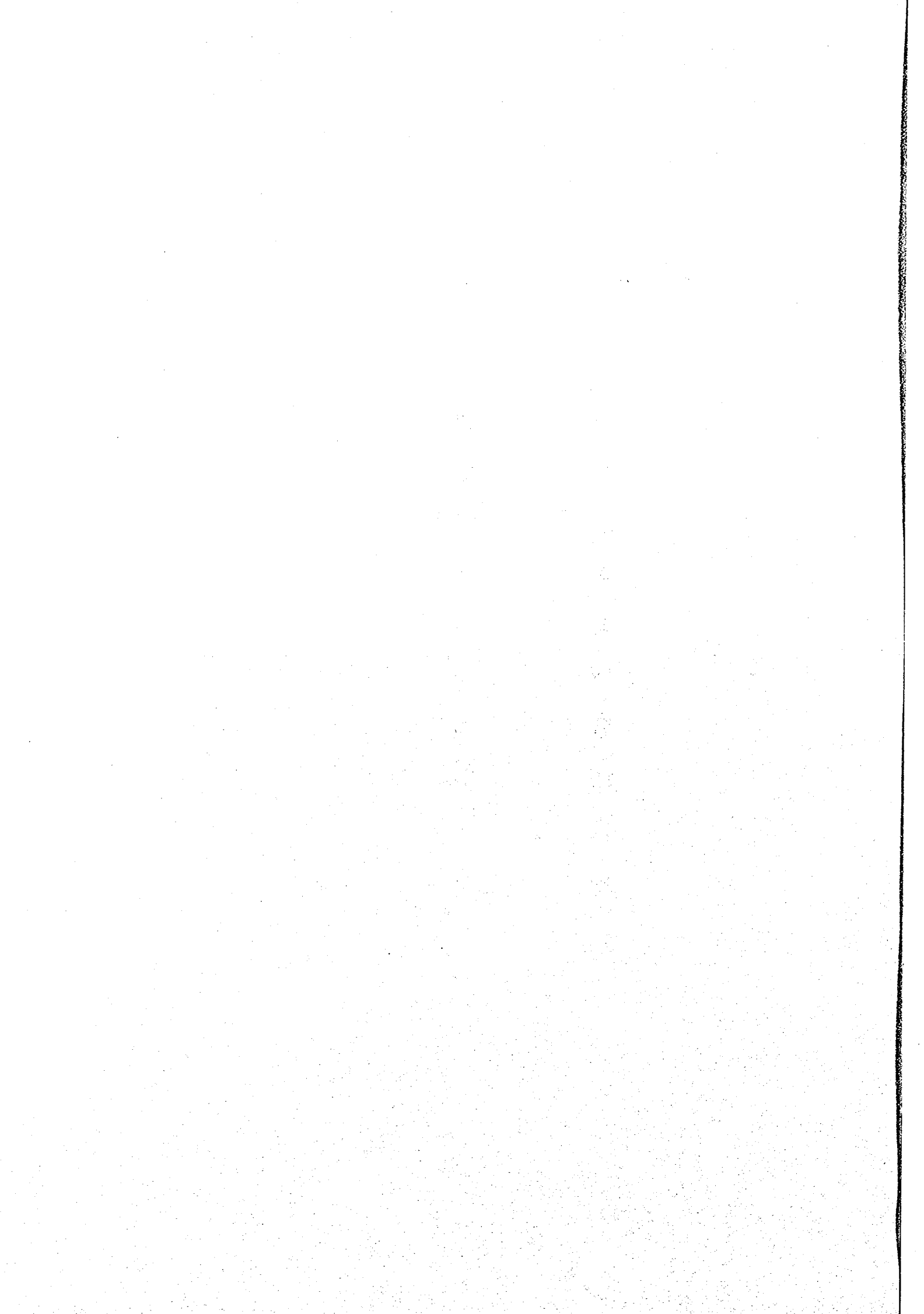
番号	橋梁名(仮称)	管理者	路線名	橋長(m)	上部構造形式	完成年月	支承形式	摘要
	鹿合橋	岩手県	(主) 花巻支川線	190	鋼 3径間連続鉄桁橋×2連	施工中	BP-A	反力分散
	川井大橋	岩手県	(一) 陸中川井停車場線	100	鋼 3径間連続鉄桁橋	施工中	鋼コト	反力分散
	新九年橋	岩手県	(一) 相去飯盛線	530	PC 2径間連続箱桁橋	施工中	リソク	反力分散
					PC 4径間連続箱桁橋		リソク	反力分散
					PC 3径間連続箱桁橋		リソク	反力分散
	松の木7号橋	秋田県	一般国道108号	210	PC 5径間連続鋼波形ウェブ箱桁橋	平成8年3月予定		反力分散
	大湯7号橋	秋田県	一般国道398号	144	鋼 3径間連続箱桁橋	未定		反力分散
	手形山大橋	秋田県	(主) 秋田昭和線	365	鋼 7径間連続鋼床版箱桁橋	平成11年3月予定		反力分散
	蟹沢大橋	秋田県	(主) 鷹巣川井金川線	380	PC 3径間連続アウトケーブル式箱桁橋	平成10年7月予定		反力分散
	今泉高架橋	秋田県	(主) 鷹巣川井金川線	225	PC 5径間連続箱桁橋	平成9年11月予定		反力分散
	川平大橋	福島県	一般国道289号	191	PC 3径間連続箱桁橋	昭和63年11月	リソク	反力分散
	高田橋	福島県	一般国道459号	183	PC 3径間連続箱桁橋	平成元年5月	リソク	反力分散
	横向大橋	福島県	一般国道115号	350	PC 9径間連続箱桁橋	平成3年3月	リソク	反力分散
	新片倉橋	福島県	(主) 相馬飯江線	92	鋼 3径間連続鉄桁橋	平成6年3月	リソク	反力分散
	日ノ倉橋	福島県	(主) 上名倉飯坂伊達線	170	PC 5径間連続ボステンT桁橋	平成7年3月	リソク	反力分散
	笠石高架橋	福島県	(一) 成田飯山線	194	PC 3径間連続中空床版橋	平成7年3月	リソク	反力分散
					PC 5径間連続中空床版橋	平成7年3月	リソク	反力分散
	矢吹大橋	福島県	(主) 鶴巻矢吹線	329	PC 3径間連続中空床版橋	平成7年完成予定	リソク	反力分散
					PC 4径間連続中空床版橋	平成7年完成予定	リソク	反力分散
					PC 5径間連続中空床版橋	平成7年完成予定	リソク	反力分散
	植田跨線橋	福島県	(街) 加美岩間線	323	PC 5径間連続中空床版橋	平成7年完成予定	リソク	反力分散
					PC 6径間連続中空床版橋	平成7年完成予定	リソク	反力分散
	高田橋	福島県	一般国道401号	512	PC 4径間連続箱桁橋×3連	平成10年完成予定	コト	反力分散
	千代橋	茨城県	(主) 日立支線	327	鋼 5径間連続箱桁橋	昭和63年10月	BBM	反力分散
	田野沢橋	埼玉県	一般国道140号	315	RC 4径間連続中空床版橋	平成10年3月予定	リソク	反力分散
	下野本陸橋	埼玉県	一般国道254号	300	PC 3径間連続中空床版橋×2連	平成9年3月予定	DSFA ⁺ ト	反力分散
					PC 4径間連続中空床版橋		DSFA ⁺ ト	反力分散
	秋留橋	東京都	一般国道411号	171	鋼 4径間連続箱桁橋	施工中	リソク	反力分散
	向栗崎渡大橋	石川県	(主) 松任家気線	139	PC 3径間連続箱桁橋	平成14年度予定	BBM	反力分散
	矢代高架橋	福井県	一般国道162号	91	PC 4径間連続中空床版橋	平成9年度予定	コト	反力分散
	厨高架橋	福井県	一般国道305号	255	PC 3径間連続中空床版橋	平成14年度予定	コト	反力分散
					PC 5径間連続中空床版橋		コト	反力分散
	天蒼生橋	福井県	一般国道416号	154	PC 6径間連続中空床版橋	平成6年12月	リソク	反力分散
	上鯖江跨線橋	福井県	(一) 福井鯖江線	238	PC 4径間連続中空床版橋	平成7年3月	コト	反力分散
	富田大橋	福井県	(主) 大野飯山線	258	PC 2径間連続箱桁橋	平成12年度予定	未定	反力分散
					PC 3径間連続箱桁橋		未定	反力分散
	上萩原大橋	山梨県	一般国道411号	210	鋼 5径間連続曲線箱桁橋	平成9年3月予定	未定	反力分散
	桃林橋	山梨県	(主) 甲府市川大門線	338	鋼 5径間連続箱桁橋	平成13年3月予定	未定	反力分散
	中島2号橋	長野県	一般国道117号	260	PC 3径間連続ボステンT桁橋×3連	平成7年3月	ネオスライト	反力分散
	坊平橋	長野県	一般国道292号	196	鋼 6径間連続箱桁橋	施工中	BBMリソク	反力分散
	箱山高架橋	長野県	一般国道292号	678	PC 6径間連続プレテンT桁橋	平成9年予定	BBMリソク	反力分散
					PC 3径間連続ボステン箱桁橋		BBMリソク	反力分散

番号	橋梁名(仮称)	管理者	路線名	橋長(m)	上部構造形式	完成年月	支承形式	摘要
	班川橋	長野県	(一) 苗糸江幹佐野草橋線	90	鋼 3径間連続鉄桁橋	設計中	コノム	反力分散
	十二沢橋	長野県	一般国道292号	260	鋼 2径間連続箱桁橋	施工中	BBMリソク	反力分散
					鋼 3径間連続箱桁橋		BBMリソク	反力分散
	真光寺3号橋	長野県	(一) 飯綱高原沢川線	564	鋼 12径間連続曲線箱桁橋	施工中	SG	反力分散
	平成川島橋	岐阜県	(主) 川島三輪線	371	鋼 5径間連続箱桁	平成8年3月予定	スライディングリソク	反力分散
	旭跨線橋	愛知県	(主) 春日井一宮線	148	PC 4径間連結プレテンT桁橋	平成6年8月	スライディング	反力分散
					PC 3径間連結プレテンT桁橋		スライディング	反力分散
	江森跨線橋	愛知県	(一) 宮後小牧線	254	PC 5径間連結プレテンT桁橋	平成8年予定	スライディング	反力分散
					PC 3径間連結プレテンT桁橋		スライディング	反力分散
	吉根橋取付高架橋	愛知県	(一) 篠木見張線	75	PC 4径間連続中空床版橋	平成12年予定	リソク	反力分散
	大林高架橋	愛知県	(主) 豊田一色線	144	PC 4径間連結プレテンT桁橋	平成9年予定	スライディング	反力分散
					PC 3径間連結プレテンT桁橋		スライディング	反力分散
	川田高架橋	愛知県	一般国道151号	193	PC 3径間連結プレテンT桁橋×3連	平成7年予定	スライディング	反力分散
	横川橋	愛知県	一般国道257号	135	PC 3径間連結ボスメント桁橋	平成10年予定	スライディング	反力分散
	横川橋	愛知県			PC 2径間連結ボスメント桁橋		スライディング	反力分散
	越方橋	京都府	(主) 亀岡線	160	鋼 4径間連続鉄桁橋	平成10年予定	スライディング	反力分散
	臥龍橋	大阪府	一般国道166号	206	PC 6径間連続鉄桁橋	平成7年6月	スライディング	反力分散
	野々宮跨道橋	大阪府	(主) 大阪環状線	103	PC 5径間連続T桁橋	平成7年3月予定	スライディング	反力分散
	神田高架橋	大阪府	一般国道176号	103	PC 6径間連続T桁橋	平成8年3月予定	スライディング	反力分散
	下田部高架橋	大阪府	(主) 大阪環状線	121	PC 4径間連続中空床版橋	平成8年3月予定	スライディング	反力分散
	石津跨道橋	大阪府	(主) 茨木線	90	PC 3径間連続中空床版橋	平成7年3月予定	スライディング	反力分散
	桑才跨道橋	大阪府	一般国道170号	110	鋼 3径間連続箱桁橋	平成9年3月予定	スライディング	反力分散
	夢前橋	兵庫県	一般国道2号	150	鋼 3径間連続鉄桁橋	平成11年予定		反力分散
	荒牧高架橋	兵庫県	一般国道176号	567	PC 5径間連結T桁橋	平成10年予定		反力分散
					PC 6径間連結T桁橋			反力分散
					鋼 3径間連続鉄桁橋			反力分散
	二見高架橋	兵庫県	一般国道250号	312	PC 2径間連続中空床版橋	平成9年予定		反力分散
					PC 3径間連続中空床版橋			反力分散
					PC 3径間連続箱桁橋			反力分散
	円山大橋	兵庫県	一般国道428号	292	鋼 5径間連続箱桁橋	平成13年予定		反力分散
	桑津橋	兵庫県	(主) 伊丹線	242	鋼 4径間連続鋼床版箱桁橋	平成10年予定		反力分散
	和田橋	兵庫県	(一) 山南線	105	鋼 3径間連続鉄桁橋	平成6年11月	BBM	反力分散
	西多田大橋	兵庫県	都市計画道 川西港名川線	436	PC 3径間連結T桁橋	平成7年3月予定	BBM	反力分散
	高木橋	兵庫県	都市計画道 市川左岸線	185	鋼 5径間連続鉄桁橋	平成10年予定		反力分散
	萩尾橋	島根県	(主) 新線会線	98	PC 3径間連結ボスメント桁橋	平成6年12月	合流コノム	反力分散
	笹倉大橋	島根県	一般国道191号	192	鋼 6径間連続鉄桁橋	平成8年9月予定	RB	反力分散
	角島大橋	山口県	町道特牛角島線	1780	PC 7径間連続箱桁橋	平成12年3月予定	BBMリソク	反力分散
					PC 8径間連続箱桁橋		BBMリソク	反力分散
					PC 6径間連続箱桁橋		BBMリソク	反力分散
					PC 5径間連続箱桁橋		BBMリソク	反力分散
					鋼 3径間連続鋼床版箱桁橋		BBMリソク	反力分散
	矢三応神橋	徳島県	徳島北灘線	911	鋼 3径間連続鋼床版箱桁橋	平成10年3月予定	スライディング	反力分散

[illegible]

そ の 他 の 支 承 を 用 い た

ハ ー ジ ョ イ ン ト 工 事 他



番号	橋梁名(仮称)	管理者	路線名	橋長(m)	上部構造形式	完成年月	支承形式	摘要
	坪の内高架橋	日本道路公団	東名高速道路	30	鋼単純鉄桁 4連連続化	平成7年8月予定	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	鶴巻高架橋	日本道路公団	東名高速道路	30	鋼単純鉄桁 5連連続化	平成7年8月予定	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	高森高架橋	日本道路公団	東名高速道路	30	鋼単純鉄桁 4連連続化	平成7年8月予定	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	栗窪高架橋	日本道路公団	東名高速道路	30	鋼単純鉄桁 5連連続化	平成7年8月予定	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	押切高架橋	日本道路公団	東名高速道路	18	RC3径間連続中空床版橋 3連連続化	平成7年8月予定	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	森戸高架橋	日本道路公団	小田原厚木道路	30	鋼単純鉄桁 5連連続化	平成7年8月予定	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	高井戸高架橋	日本道路公団	中央自動車道 富士吉田線	1422	鋼単純鉄桁 5連連続化	平成6年12月	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	高井戸高架橋	日本道路公団	中央自動車道 富士吉田線	1422	鋼単純鉄桁4,3,4連連続化	施工中	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	仙川高架橋	日本道路公団	中央自動車道 富士吉田線	1296	鋼単純H型鋼桁 6連連続化	平成6年2月	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	仙川高架橋	日本道路公団	中央自動車道 富士吉田線	1296	鋼単純H型鋼桁6,5,6,7連連続化	平成7年3月	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	仙川高架橋	日本道路公団	中央自動車道 富士吉田線	1296	鋼単純H型鋼桁2,6,7連連続化	施工中	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	三鷹高架橋	日本道路公団	中央自動車道 富士吉田線	679	鋼単純H型鋼桁 3連連続化	平成5年2月	リンク・橋	ノーゾ・ポイント工事
	三鷹高架橋	日本道路公団	中央自動車道 富士吉田線	679	鋼単純H型鋼桁 5連連続化	平成6年2月	リンク・橋	ノーゾ・ポイント工事
	三鷹高架橋	日本道路公団	中央自動車道 富士吉田線	679	鋼単純H型鋼桁 7連連続化	平成6年12月	リンク・橋, 鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	三鷹高架橋	日本道路公団	中央自動車道 富士吉田線	679	鋼単純H型鋼桁 5連連続化	施工中	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	手取川橋	日本道路公団	北陸道	547	PC箱桁 ラーメン 8連連続化	平成8年3月予定	木桁	ノーゾ・ポイント工事
	安宅高架橋(上り)	日本道路公団	北陸道	199	RC単純中空床版16連連続化	平成8年3月予定	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	安宅高架橋(下り)	日本道路公団	北陸道	199	RC単純中空床版16連連続化	平成8年3月予定	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	沢良宜高架橋	日本道路公団	近畿自動車道	2628	PC単純T桁 4連連続化	平成7年-平成8年	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	八多川橋	日本道路公団	中国自動車道	130	PC単純T桁 4連連続化	平成7年	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	美陵高架橋	日本道路公団	西名阪自動車道	975	鋼単純鉄桁 7連連続化	平成6年-平成8年	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	御幸大橋	日本道路公団	西名阪自動車道	366	鋼3径間連続鉄桁+単純鉄桁連続化	平成6年	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	中筋第二高架橋	日本道路公団	姫路バイパス	525	鋼単純鉄桁 7連連続化	平成7年-平成8年	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
					鋼単純鉄桁 7連連続化		鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	曾根高架橋	日本道路公団	姫路バイパス	203	鋼単純鉄桁 7連連続化	平成7年	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
					鋼単純鉄桁 6連連続化		鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	天川第二橋	日本道路公団	姫路バイパス	52	鋼単純鉄桁 2連連続化	平成7年	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
					鋼単純鉄桁 2連連続化		鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	天川第三橋	日本道路公団	姫路バイパス	48	鋼単純鉄桁 2連連続化	平成7年	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
					鋼単純鉄桁 2連連続化		鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	小松上の沢	日本道路公団	磐越自動車道	65	PC合成桁、中空床版連結桁	平成7年9月予定	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	上越JCT	日本道路公団	上信越自動車道	130	PC+RC3径間連続中空床版橋連結化	平成10年11月予定	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	田下高架橋	日本道路公団	東海北陸自動車道	194	RC11径間連結中空床版橋	平成10年12月予定	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	上木谷橋	日本道路公団	北陸自動車道	51	PC 2径間連続中空床版橋	平成8年12月予定	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	阪神高速道路 空港線	阪神高速道路公団	空港線	108	鋼単純鉄桁 3連連続化	施工中		ノーゾ・ポイント工事
	阪神高速道路 堺線	阪神高速道路公団	堺線	262+81	鋼単純鉄桁11+3連連続化	施工中		ノーゾ・ポイント工事
	阪神高速道路 堺線	阪神高速道路公団	堺線	135	鋼単純鉄桁 5連連続化	施工中		ノーゾ・ポイント工事
	阪神高速道路 守口線	阪神高速道路公団	守口線	105	鋼単純鉄桁 3連連続化	施工中		ノーゾ・ポイント工事
	阪神高速道路 大阪西宮線	阪神高速道路公団	大阪西宮線	75	鋼単純鉄桁 5連連続化	施工中		ノーゾ・ポイント工事
	大崎橋	関東地方建設局	一般国道17号	14	鋼鉄桁橋	平成8年3月予定	鉄コ・ム	ノーゾ・ポイント工事
	道徳高架橋	中部地方建設局	一般国道23号	578	PC単純T桁橋29連連続化	施工中	コ・ム橋	ノーゾ・ポイント工事
	北頭高架橋	中部地方建設局	一般国道23号	158	PC単純T桁橋 8連連続化	施工中	コ・ム橋	ノーゾ・ポイント工事

[illegible]

道路橋の免震設計法マニュアル(案)では、免震設計を採用する場合の設計方法が提案されている。ここでは、免震装置を用いた場合の橋の固有周期としては、免震装置を用いない場合の橋の固有周期の2倍程度以上とするのが良いとされている。これは、免震装置を用いた場合の固有周期が用いない場合の2倍程度よりも短いと免震装置に変形が集まらず下部構造に変形が集中し、免震装置が有効に機能しない可能性があるためと解説されている。

本文は、免震装置を用いた場合と免震装置を用いない場合の橋の固有周期の比に着目し、固有周期の比が免震設計の有効性におよぼす影響を定量的に評価することを目的として解析的に検討した結果をとりまとめたものである。

キーワード：道路橋、免震設計、固有周期比、免震効果

郵便はがき

3 0 5 - □ □

郵便切手をはって下さい。

建設省土木研究所

地震防災部耐震研究室

御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 003

No. 003

配布先住所

配布先氏名

土木研究所資料 第 3 3 7 8 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印