

烏山1号橋（免震橋梁）の計画・設計

池田 猛*1・大関 克人*2・野中 光荣*3・阿部 登*4・窪田 良明*5

1. はじめに

近年、耐震設計と並んで「免震設計」という耳新しい用語が各所で用いられるようになってきた。免震設計とは文字どおり、地震の振動に“耐える”（耐震）のではなく、“免れる”という発想からきている。

免震設計は、なんらかの装置または機構を用いて構造物の地震応答を低減しようという設計法であり、わが国でも建築分野を中心に近年活発な技術開発が図られ、二十数棟のビルが建設されるなど、大きく実用化の段階に

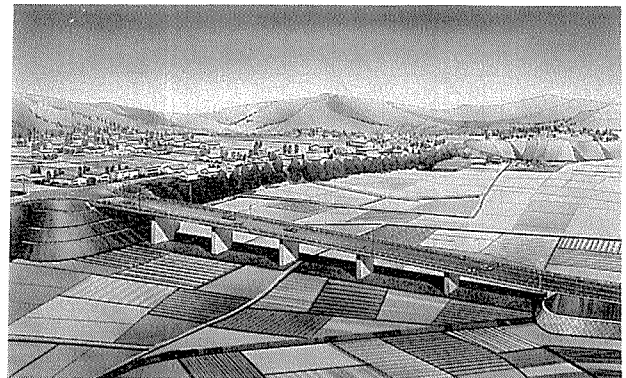


写真-1 烏山1号橋（免震構造）完成予想

はいりつつある。免震設計発祥の地であるニュージーランドにおいては、すでに42橋にのぼる免震橋が建設されており、さらに、アメリカでも橋に対する免震設計の導入が図られている。わが国では現在、免震橋梁としては、鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いた宮川橋（静岡県、H 3.3 竣工）等、数橋あるが、高減衰積層ゴム支承を用いた免震橋梁としては、今回報告する烏山1号橋が、わが国で最初である。

本橋は、栃木県東部に位置し、自然豊かな八溝山地の麓にあり、雄大な那河川を眺望できる一般国道294号のバイパス区間にあり、開通後の交通増加が予想されるとともに、今市大地震（昭和24年発生、マグニチュード6.7）に代表される地震発生地帯であることから、本橋の設計・計画にあたっては、十分な地震対策をたてることが求められた。こうした状況から、本橋は、建設省土木研究所耐震研究室の指導を頂きながら、耐震設計法の新しい考え方である免震設計により、計画・設計したものである。

2. 計画概要

烏山1号橋の位置、構造一般図、設計諸元は、図-1、図-2、表-1のとおりである。

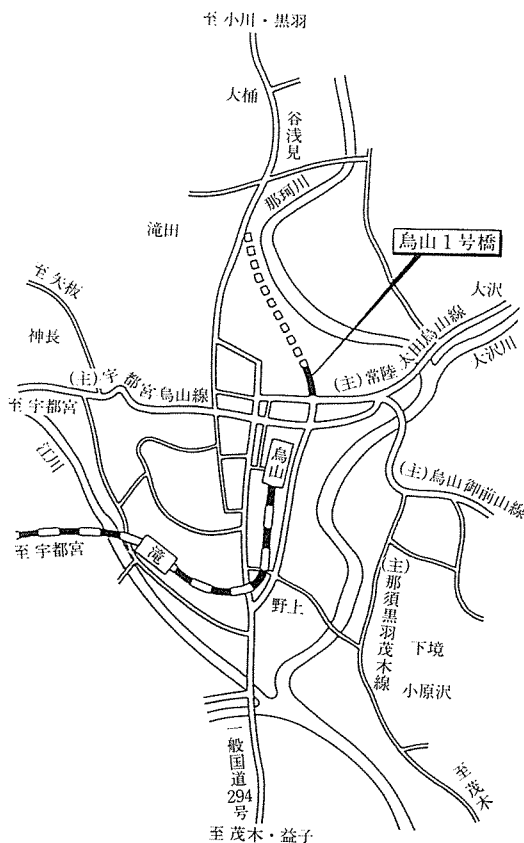


図-1 位置図

*1 Takeshi IKEDA : 栃木県庁土木部道路建設課橋梁係長
 *2 Katsuhito OOZEKI : 栃木県庁土木部烏山土木事務所道路課長

*3 Teruei NONAKA : 栃木県庁土木部烏山土木事務所主任
 *4 Noboru ABE : (株) 建設技術研究所課長
 *5 Yoshiaki KUBOTA : (株) 建設技術研究所主任

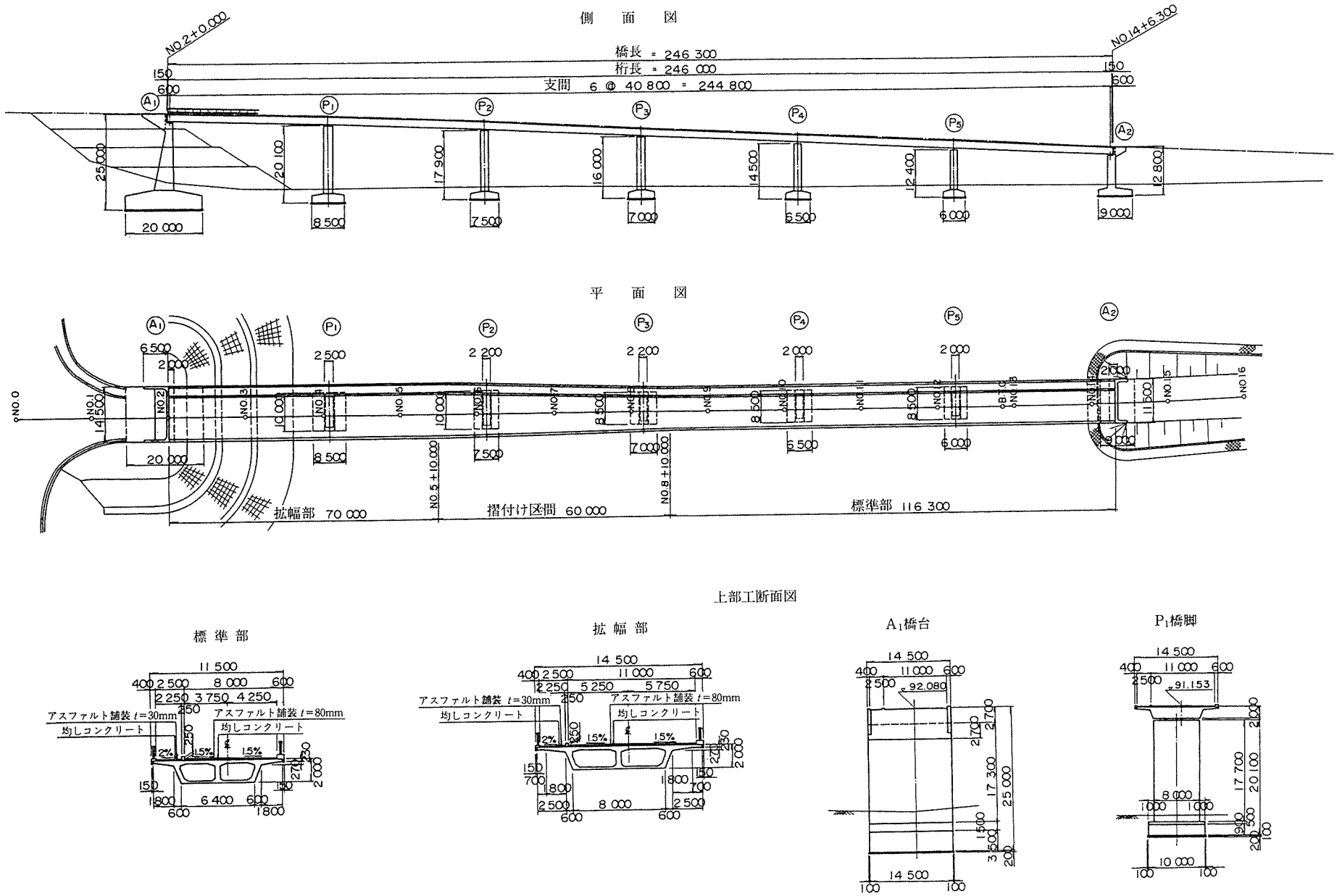


図-2 構造一般図

	断面図		断面図
第1案 3径間連続ポステンT桁橋		第5案 2径間+単純+ 3径間連続ポステン桁橋	
第2案 4径間連続PCポステンT桁橋+	<p>標準部 第1案と同じ (H:1850)</p> <p>拡幅部</p>	第6案 3径間連続PCポステンT桁橋 (2連)	
第3案 7径間連続PCポステンT桁橋		第7案 6径間連続鋼鈹桁橋	
第4案 6径間連続PC箱桁橋		第8案 7径間連続PC中空床版橋	

図-3 比較一覧表

表-1 設計諸元

橋種	プレストレストコンクリート道路橋
形式	PCポステンション方式6径間連続箱桁
道路規格	3種2級
橋の等級	1等橋
橋長	246.3 m
支間長	6×40.8 m=144.8 m
有効幅員	標準部 8.0 m(車道部)+2.5 m(歩道)=10.5 m 拡幅部 11.0 m(車道部)+2.5 m(歩道)=13.5 m
活荷重	TL-20
衝撃係数	$i=10/(20+L)$
平面線形	$R=\infty \sim A=240$ m
縦断勾配	1.0%~V.C.L.=100 m, $R=2\,500$ m~5.0%
横断勾配	(車道) 1.5% (歩道) 2.0%
斜角	(A ₁ 側) 90° (A ₂ 側) 90° 27' 43"
設計水平震度	橋軸方向 $K_h=0.16$ 直角方向 $K_h=0.20$

3. 形式の選定

形式選定では次に示す8案(図-3)を対象に経済性、施工性、走行性、耐震性、維持管理等について検討した。また現地とマッチする美観も重要な要素として比較検討に加え、総合的に他の案に優るPC6径間連続2室箱桁橋が選定された。

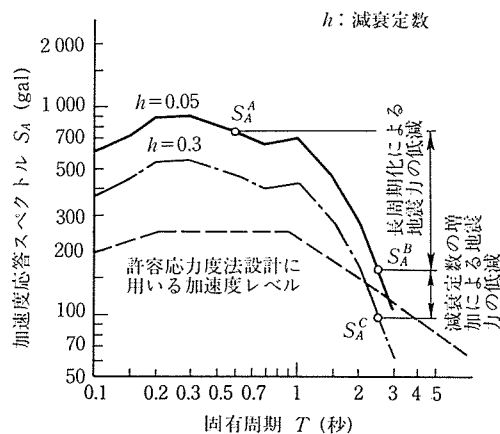
4. 免震設計と橋の耐震性

免震設計とは、地震動が構造物に伝わるのを遮断するための装置(アイソレータと呼ぶ)と構造物の振動エネルギーを吸収する装置(ダンパー)を併用して、構造物の地震応答を低減させようという設計法である。

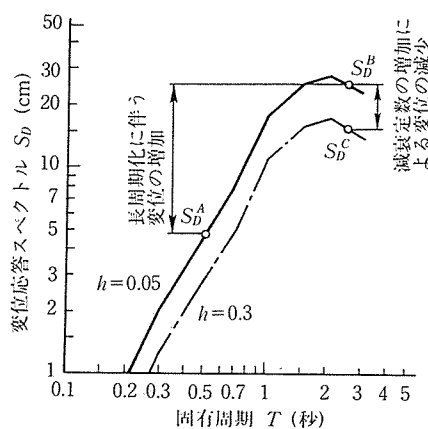
すなわち、全支点において橋を軟らかい支承によって支持し、橋の固有周期を長くする。普通の橋の固有周期は0.4~0.7秒程度であるが、これを1~3秒程度にするのである。このようにすると、大地震時に地盤が強く振動しても橋には大きな地震力(すなわち加速度)が伝わらない。固有周期の長い橋で振動加速度が小さくなるのは、長大橋や超高層ビルが振動しにくいと同じ原理である。要するに、橋を柳腰にして、強い振動を受けてもふわりふわりと受け流すわけである。ただし、常時にふらふらしていると、風、交通振動等が問題になるので、ある一定以上の地震力が作用した場合にのみ柳腰になるようになっている。

実はこうした発想は古くからあったのであるが、長大橋以外ではなかなか実際に利用することができなかった。その理由は、橋を長周期化すると加速度(地震力)は小さくなる代わりに、変位が大きくなるためである。このために考え出されたのがダンパーというエネルギー吸収装置で、上下部構造間で大きな相対変位が生じると図-7に示すように、これにつれてエネルギーを吸収し、橋の振動を小さくする。

柳腰で振動を受け流し、同時に変位が過度に大きくな



(a) 加速度応答スペクトル S_A



(b) 変位応答スペクトル S_D

図-4 地震応答スペクトルを用いて表わした免震効果

らないようにダンパーでエネルギー吸収を図る設計が免震設計なのである。このように免震設計は、地震時慣性力を低減させることが可能となり、経済的な構造物の設計を行うことができる利点がある。免震設計を用いた場合における地震力低減効果を地震応答スペクトルを用いて表わすと図-4のとおりである。設計フローを図-5に示す。

5. 烏山1号橋における免震設計

5.1 設計に際しての制約条件

- ・橋軸方向のみ免震構造とする。
- ・桁端における移動量を、常時における上部構造の伸縮量(クリープ、弾性変形、温度変化、乾燥収縮)と震度法による移動量と同程度とする。
- ・地震時保有耐力照査に用いる設計水平震度は、全体系の解析により求めた固有周期で算出する。

5.2 上部工慣性力の各橋脚に対する分担

上部工慣性力は、支承のせん断剛性を変化させることにより下部工に対し分担させることができる。しかし、わが国においてはまだ具体的に免震設計された橋梁の事

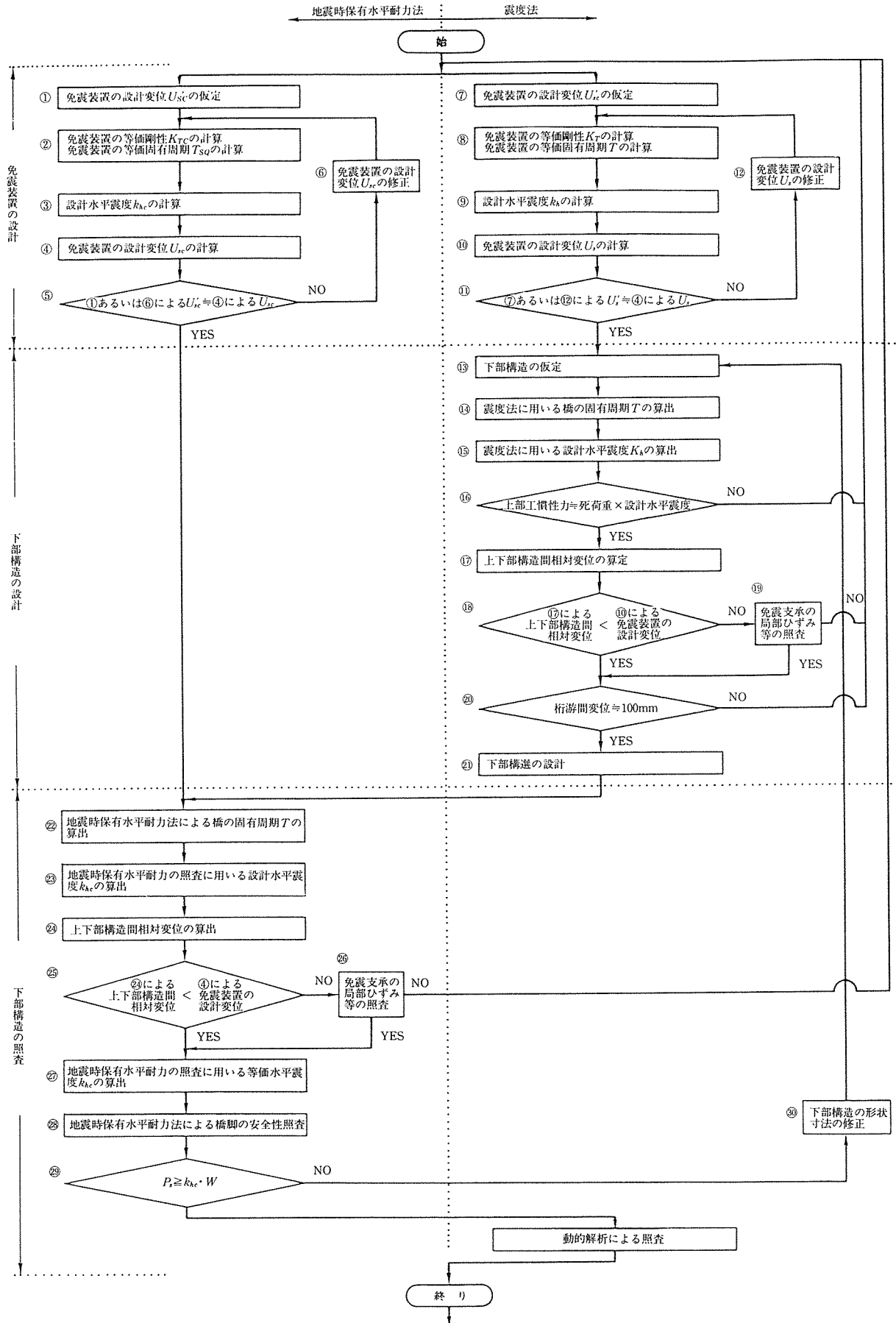


図-5 免震設計のフローチャート

例が少ないことから、耐震設計編を重視し、「下部構造に作用する慣性力は死荷重反力に設計水平震度を乗じた値を下回ってはならない」ものとした。このため、上部工慣性力を（死荷重×設計水平震度）と同値にするよう支承のせん断剛性を操作した。

5.3 支承の設計およびせん断変形の解放

現在、免震支承としては高減衰積層ゴム支承（以下、HDR と記述する）、鉛プラグ入り積層ゴム支承、および積層ゴム支承と鋼棒ダンパーの組合せ等がある。本橋は、6 径間連続桁構造であること、架橋位置が寒冷地であることから、比較的残留変位量が少なく、温度依存性が小さいとされる HDR を採用した。HDR の減衰発生メカニズムは、図-6 に示すとおりである。また HDR における水平方向荷重と変位との関係は、図-7 に示すとおりバイリニア形の履歴曲線となる。さらに、HDR は、図-8 に示すとおり、ひずみ量に応じて剛性が変化する。今回の設計に用いた設計変位量、および設計変位量に対する等価剛性は表-2 のとおりであり、支承構造は図-9 のとおりである。

本橋は、コンクリート橋のため、クリープ、弾性変形、乾燥収縮により常時における支承にせん断変形が生じる。このせん断変形は、常時および地震時において下部工に水平力を作用させるばかりでなく、免震支承のひずみ照査においても不利である。これらの理由により今回の設計においては、常時での支承せん断変形を解放させることに決定した（2~3 年後解放）。

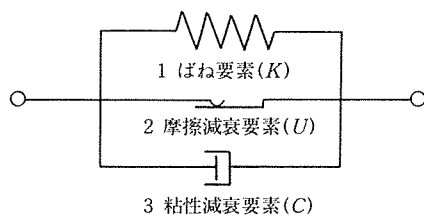


図-6 減衰要素モデル図

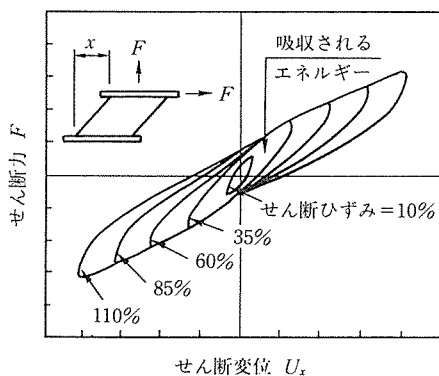


図-7 水平方向荷重-変位の関係（履歴曲線）

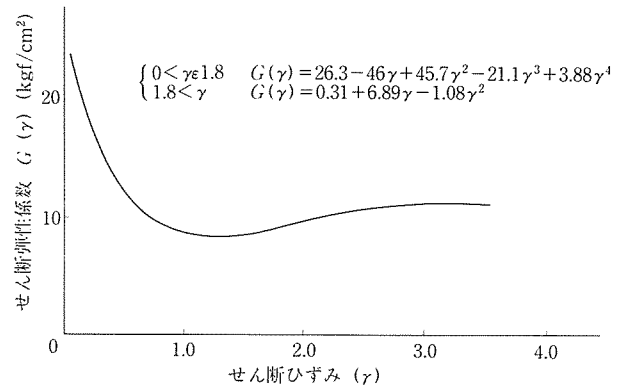


図-8 高減衰積層ゴム支承の G-γ 曲線

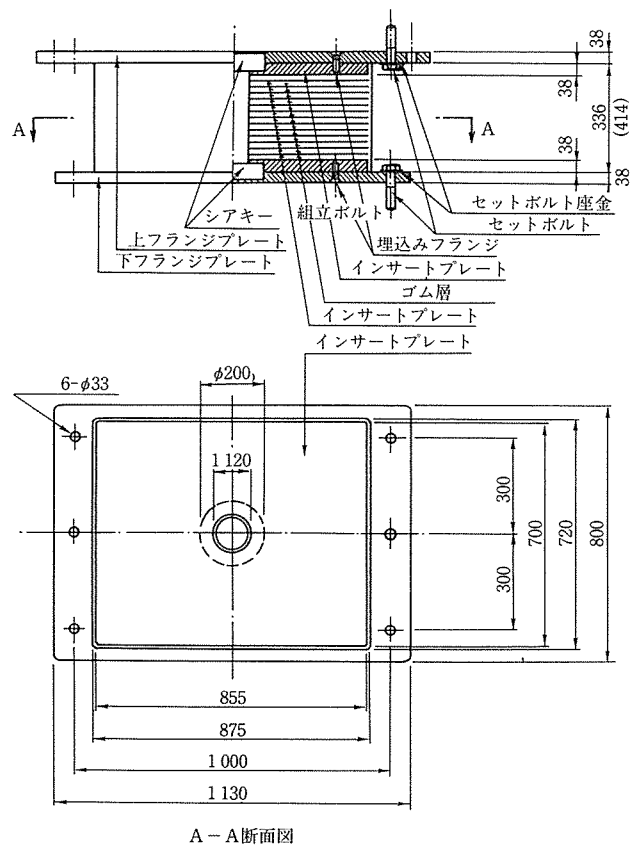


図-9 免震ゴム支承 (A₁) (A₂)

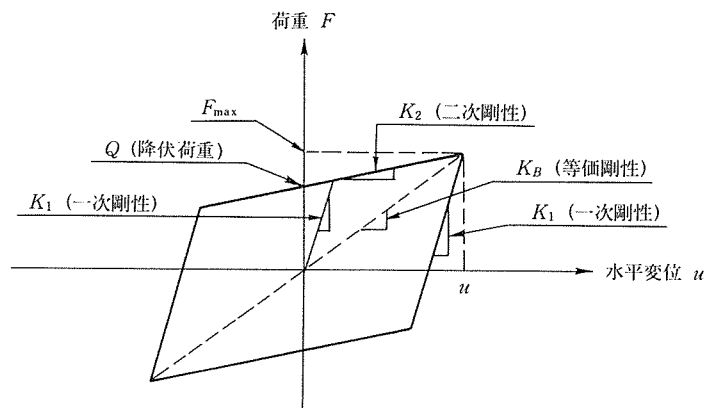


表-2 等価剛性の算出

単位 (cm・kgf)

		A ₁	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	A ₂
設計 変 位 量	上部構造仮定設計変位量 u_s	7.784						
	支承ゴム厚 H_R	20.58	12.60	10.20	12.00	14.40	14.96	26.22
	ゴムのせん断ひずみ γ_{SS}	0.378	0.618	0.763	0.649	0.541	0.520	0.297
	せん断弾性係数 $G(\gamma_{SS})$	14.377	10.914	9.749	10.618	11.787	12.050	16.150
	受圧面積 A_o	5 872	14 137	16 161	14 137	14 137	14 137	5 872
	等価剛性 K_B	4 102	12 245	15 446	12 509	11 571	11 387	3 617
	支承の数 n	2						
	全体系における等価剛性 K_T	141 756						
	橋の等価固有周期 T	1.337						
	上部工全死荷重 ΣR_d	6 294 200						
	固有周期別補正係数 c_T	1.096						
	設計水平震度 k_h	0.18						
	上部構造設計変位量 u_s	7.770						
設計 変 位 量 に 対 す る 等 価 剛 性	上部構造仮定設計変位量 u_{sc}	32.69						
	ゴムのせん断ひずみ γ_{SSC}	1.588	2.594	3.205	2.724	2.270	2.185	1.247
	せん断弾性係数 $G(\gamma_{SSC})$	8.674	10.916	11.299	11.064	10.385	10.208	8.469
	等価剛性 K_{BC}	2 475	12 247	17 902	13 035	10 195	9 647	1 896
	全体系における等価剛性 K_{TC}	134 794						
	橋の等価固有周期 T_{EQ}	1.372						
	振動特性別補正係数 c_R	0.700						
	設計水平震度 k_{hc}	0.70						
	上部構造設計変位量 u_{sc}	32.69						

表-3 水平変位集計表

(単位: mm)

	各ステップごとの変位							各ステップにおける変位の累計						
	A ₁	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	A ₂	A ₁	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	A ₂
Step-1 (A ₂ ~P ₅)						-3.2	8.3						-3.2	8.3
						-1.3	0.3						-1.3	0.3
						-1.9	8.0						-1.9	8.0
Step-2 (P ₅ ~P ₄)					-6.1	3.6	5.2					-6.1	0.4	13.5
					-2.9	1.5	0.2					-2.9	0.2	0.5
					-3.2	2.1	5.0					-3.2	0.2	13.0
Step-3 (P ₄ ~P ₃)				-7.4	2.2	3.6	4.7				-7.4	-3.9	4.0	18.2
				-4.0	0.8	1.5	0.2				-4.0	-2.1	1.7	0.7
				-3.4	1.4	2.1	4.5				-3.4	-1.8	2.3	17.5
Step-4 (P ₃ ~P ₂)			-7.8	1.1	2.6	3.6	4.4			-7.8	-6.3	-1.3	7.6	22.6
			-4.8	0.6	1.3	1.5	0.2			-4.8	-3.4	-0.8	3.2	0.9
			-3.0	0.5	1.3	2.1	4.2			-3.0	-2.9	-0.5	4.4	21.7
Step-5 (P ₂ ~P ₁)		-7.8	0.7	2.0	3.0	3.8	4.5		-7.8	-7.1	-4.3	1.7	11.4	27.1
		-2.3	0.4	1.1	1.5	1.5	0.2		-2.3	-4.4	-2.3	0.7	4.7	1.1
		-5.5	0.3	0.9	1.5	2.3	4.3		-5.5	-2.7	-2.0	1.0	6.7	26.0
Step-6 (P ₁ ~A ₂) 橋面工	-17.0	-4.6	-1.0	1.9	4.4	6.6	8.6	-17.0	-12.4	-8.1	-2.4	6.1	18.0	35.7
	-0.2	-1.3	-0.6	1.0	2.2	2.6	0.3	-0.2	-3.6	-5.0	-1.3	2.9	7.3	1.4
	-16.8	-3.3	-0.4	0.9	2.2	4.0	8.3	-16.8	-8.8	-3.1	-1.1	3.2	10.7	34.3
Step-7 (2年後)	-18.2	-11.0	-4.6	1.5	7.6	13.4	19.0	-35.2	-23.4	-12.7	-0.9	13.7	31.4	54.7
	-0.2	-2.9	-2.8	0.8	3.6	5.0	0.6	-0.4	-6.5	-7.8	-0.5	6.5	12.3	2.0
	-18.0	-8.1	-1.8	0.7	4.0	8.4	18.4	-34.8	-16.9	-4.9	-0.4	7.2	19.1	52.7
Step-8 (t=∞)	-18.9	-12.0	-5.4	1.3	8.0	14.6	21.2	-54.1	-35.4	-18.1	0.4	21.7	46.0	75.9
	-0.2	-2.9	-3.2	0.7	3.7	5.1	0.6	-0.6	-9.4	-11.0	0.2	10.2	17.4	2.6
	-18.7	-9.1	-2.2	0.6	4.3	9.5	20.6	-53.5	-26.0	-7.1	0.2	11.5	28.6	73.3

上段: 主桁の変位

中段: 下部工天端の変位

下段: 相対変位 (支承の変位)

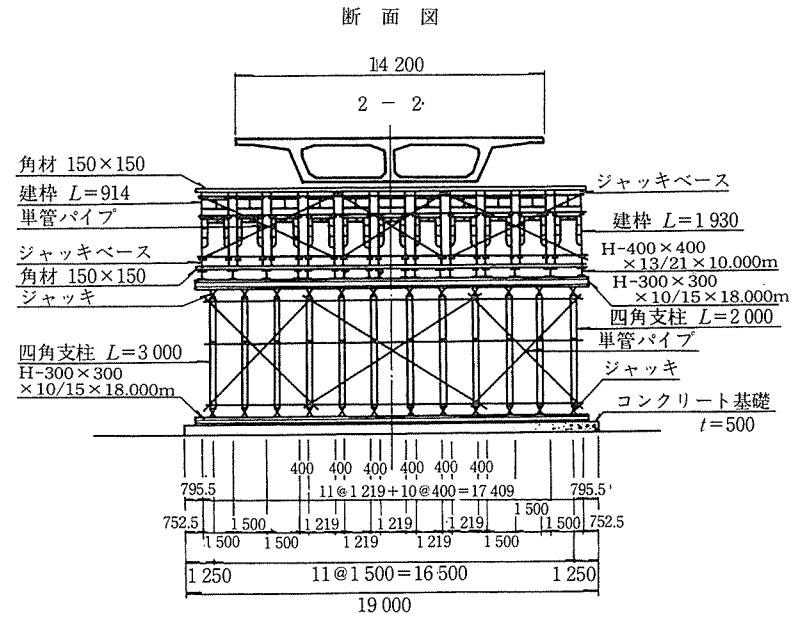
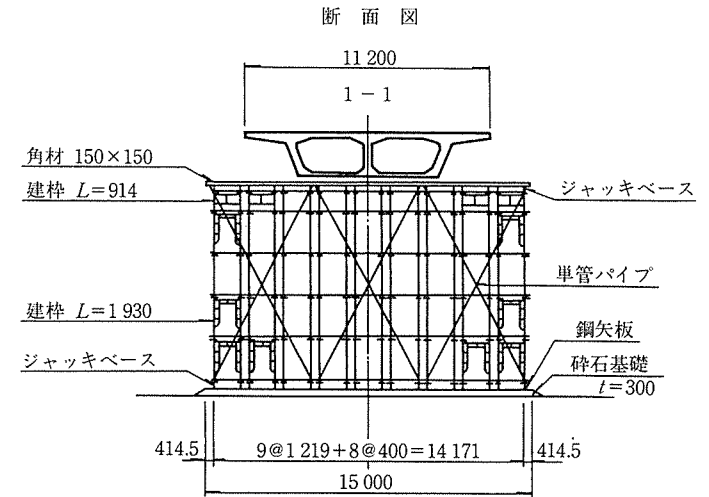
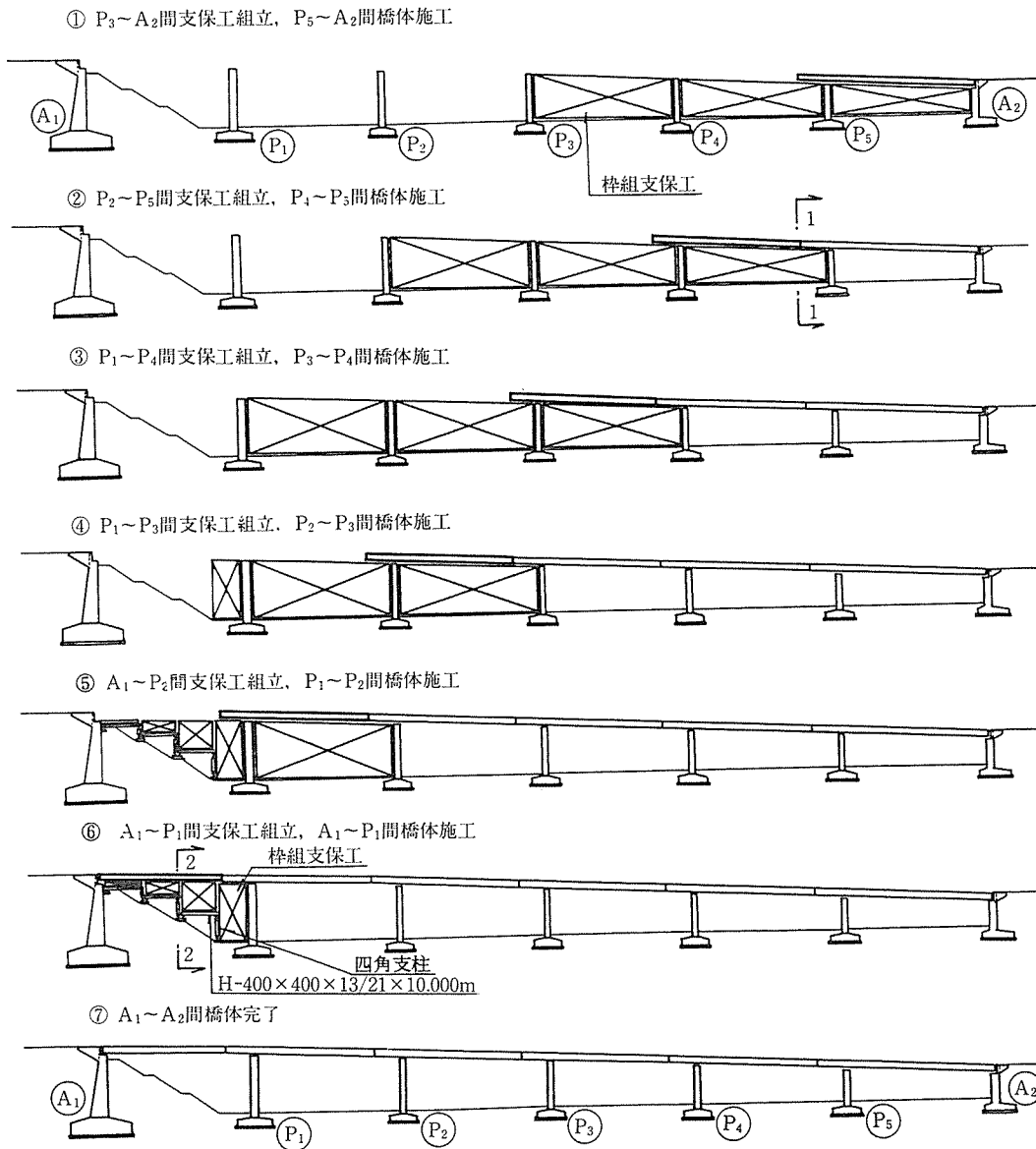


図-10 烏山一号橋支保工施工順序図

◇工事報告◇

解放の方法には、支承に予備変形を与える方法と、橋梁完成後、桁の収縮がある程度治まってからジャッキアップにより支承のせん断変形をもどす方法があるが、前者については特許の問題上使用不可能であるため、後者の方法によることとした。烏山1号橋の施工順序図を図-10に示す。また支承の解放水平変位集計表を表-3に示す。

6. 下部構造の設計

6.1 震度法による設計

震度法による、橋梁全体の固有周期を概ね1.5秒程度、上部構造の移動量を常時の移動量約100mm程度とすることを設計の目標とした。下部構造の設計に用いた骨組構造モデルは、図-11に示すとおりである。その結果、橋全体系の固有周期は、 $T=1.56$ 秒と求められた。道路橋示方書・耐震設計編の規定により、一種地盤、 $T=1.1$ 秒以上に長周期化できたことにより、設計水平震度を0.16と低減できた。

上下部構造の相対変位、つまり支承の変位は、繰り返し計算の結果、表-4のとおりとなり、常時状態の支承設計変位と同程度となった。

表-4 震度法レベルにおける上下部構造間の相対変位 (単位: mm)

接点	変位 δ_1	接点	変位 δ_2	相対変位 δ'	設計水平震度 k_h	相対変位 δ	支設計変位	承設計変位
A ₁	14	637.82	21	10.18	0.16	100.4	77.84	
P ₁	15	637.42	26	118.18		83.1		
P ₂	16	637.68	31	284.46		56.5		
P ₃	17	637.67	36	242.03		63.3		
P ₄	18	637.75	41	223.75		66.2		
P ₅	19	637.69	46	186.16		72.2		
A ₂	20	637.73	51	28.29	609.44	97.5		

7. 下部構造の照査

7.1 地震時保有水平耐力法による照査

震度法により耐震設計された鉄筋コンクリート橋脚に対して、地震時保有水平耐力の照査に用いる等価水平震度に相当する慣性力に対しても、ぜい性的な破壊が生じないか照査した。骨組構造モデルは、図-11のとおりであり、支承部には地震時保有水平耐力時の設計変位 $u=32.7$ cm に対応した水平せん断バネ定数を用いた。その結果、等価固有周期 $T_{EQ}=1.77$ 秒となり、設計水平震度 $k_{hc}=0.60$ を得た。これを用いて橋脚の地震時保有水平耐力を照査した結果は、表-5のとおりであり、いずれの橋脚においても安全性を確認した。

7.2 動的解析による照査

動的解析は、震度法で設計した橋を動的特性を考慮して、照査するために行うものである。道路橋示方書・耐震設計編によれば、新形式の橋で、従来の震災経験をそのまま適用できない橋、として免震支承等を用いて慣性

表-5 地震時保有水平耐力の照査

$T=1.770, k_{hc}=0.60$

	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅
柱幅 (m)	8.000	8.000	6.500	6.500	6.500
柱厚 (m)	2.500	2.200	2.200	2.000	2.000
鉄筋量	主鉄筋 D 32-ctc 150 1.5段 1 270.72	D 32-ctc 150 1.5段 1 270.72	D 29-ctc 150 1.5段 835.12	D 29-ctc 150 1.5段 835.12	D 29-ctc 150 1.0段 552.46
	側鉄筋 D 19-ctc 150 138.03	D 19-ctc 150 126.57	D 19-ctc 150 114.42	D 19-ctc 150 108.69	D 19-ctc 150 108.69
μ	4.739	3.683	5.393	4.991	4.984
k_{hc}	0.21	0.24	0.19	0.21	0.20
P_s (tf)	378.60	347.17	285.88	278.04	269.70
P (tf)	348.20	346.58	239.58	245.54	250.82

($\alpha=1.5$)

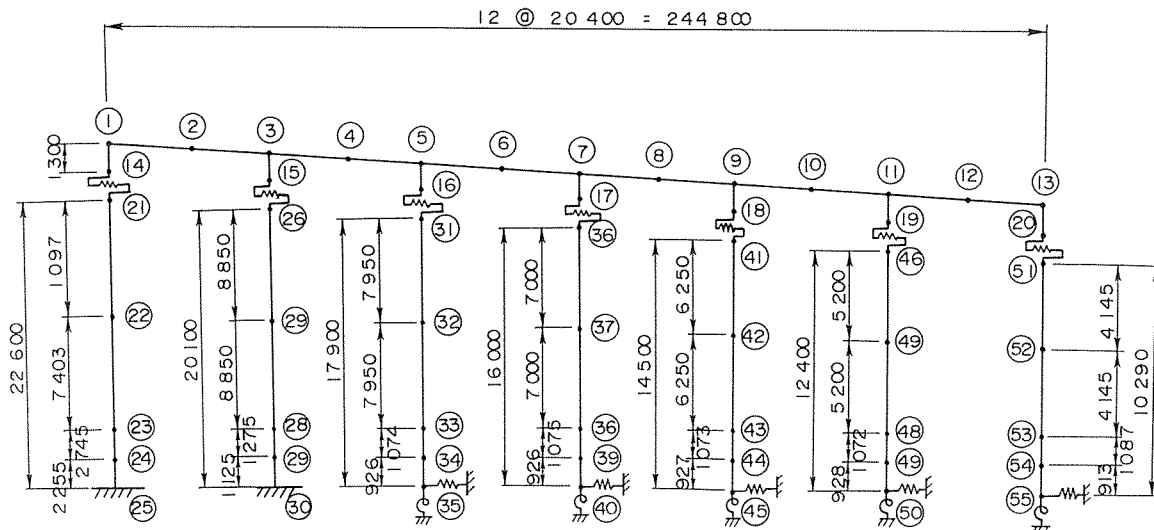


図-11 構造解析モデル

力の低減を図る橋については動的解析により弱点部の洗い出しを行い安全性を照査することが望ましいとされている。

動的解析モデルは図-11に示すとおりであり、応答スペクトル法、時刻歴応答解析法により行った。入力波形は、I種地盤であることから、耐震設計編の修正開北橋記録を用いた。

減衰定数は、支承のエネルギー損失による構造減衰、部材の塑性的性質から生ずる履歴減衰、振動エネルギーの地下逸散減衰などからなり、橋の構造特性によって複雑に変化する。本橋の免震支承はせん断ひずみによって等価粘性減衰定数 (h_B) が変化するため、次式の実験式

により求めた。

$$h_B = 0.172 - 0.00693\gamma_S + 0.00276\gamma_S^2 - 0.00694\gamma_S^3$$

ここに、 γ_S : ゴム支承のせん断ひずみ

免震支承の水平せん断バネ定数・等価粘性減衰定数は表-6の値を用いた。また、弾性域における各構造要素の減衰定数として、上部構造に対して3%、下部構造に対しては5%、基礎構造に対して10%の減衰定数を仮定した。以上の減衰定数から、ひずみエネルギー比例減衰式によって算出したモード減衰定数を主要モードに対して示したのが表-6である。計算の結果、橋の振動に最も寄与する一次モードに対して減衰定数は14%となり、免震支承により減衰性能を向上させた効果が現われている。このようにして動的解析を行い、上部工変位、支承の相対変位、また下部工躯体に発生する断面力を照査した結果が、表-7および表-8である。これによれば、いずれも静的解析結果を下回っており、十分な安全性があると考えられる。また P_1 橋脚における時刻歴応

表-6 免震支承の等価剛性および等価粘性減衰定数一覧表

	A ₁	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	A ₂
設計変位 u	10.04	8.31	5.65	6.33	6.62	7.22	9.75
受圧面積 A	5 872	14 137	16 161	14 137	14 137	14 137	5 872
総ゴム厚 Σt_e	20.58	12.60	10.20	12.00	14.40	14.96	26.22
せん断ひずみ γ_s	0.488	0.660	0.554	0.528	0.460	0.483	0.372
せん断弾性係数 $G(\gamma_s)$	12.505	10.512	11.621	11.955	12.934	12.583	14.503
等価剛性 K_B	3 568	11 805	18 412	14 084	12 698	11 890	3 248
等価粘性減衰定数 h_B	0.168	0.167	0.168	0.168	0.169	0.169	0.169

表-7 支承変位

(単位: mm)

	節 点	静的解析	動的解析		免震支承設計変位
			平均応答スペクトル法	時刻歴応答解析法	
A ₁	上部工 14	102.05	66.14	69.12	100.42
	下部工天端21	1.63	0.38	0.40	
	相 対 変 位	100.42	65.76	68.72	
P ₁	上部工 15	101.99	66.07	69.06	83.08
	下部工天端26	18.91	11.02	11.23	
	相 対 変 位	83.08	55.05	58.70	
P ₂	上部工 16	102.03	66.05	69.03	77.84
	下部工天端31	45.51	29.20	33.26	
	相 対 変 位	56.52	36.85	38.82	
P ₃	上部工 17	102.03	66.05	69.03	77.84
	下部工天端36	38.72	24.46	26.89	
	相 対 変 位	63.31	41.59	44.74	
P ₄	上部工 18	102.04	66.07	69.04	77.84
	下部工天端41	35.80	22.47	24.12	
	相 対 変 位	66.24	43.60	47.14	
P ₅	上部工 19	102.03	66.07	69.02	77.84
	下部工天端46	29.79	18.22	18.88	
	相 対 変 位	72.24	47.85	51.32	
A ₂	上部工 20	102.04	66.10	69.05	97.51
	下部工天端51	4.53	2.63	2.62	
	相 対 変 位	97.51	63.47	67.77	

表-8 躯体付け根の断面力

	節 点	静的解析	動的解析		
			平均応答スペクトル法	時刻歴応答解析法	
曲げモーメント (tf・m)	A ₁	23	3 998.1	828.9	866.4
	P ₁	28	4 854.4	2 665.1	2 710.0
	P ₂	33	3 652.9	2 325.6	2 665.7
	P ₃	38	2 777.8	1 754.7	1 929.7
	P ₄	43	2 322.4	1 464.7	1 570.7
	P ₅	48	1 992.3	1 234.7	1 272.4
せん断力 (tf)	A ₂	53	900.7	514.4	533.4
	A ₁	23	426.6	47.3	49.4
	P ₁	28	345.1	200.0	186.2
	P ₂	33	286.5	165.0	206.9
	P ₃	38	238.5	140.8	162.6
	P ₄	43	218.3	129.5	146.1
	P ₅	48	218.6	128.2	138.2
	A ₂	53	146.8	101.6	90.8

表-9 構造減衰定数

モード次数	固有周期 (sec)	減 衰 定 数
1	1.5464	0.1431
2	0.4510	0.0302
3	0.4192	0.0302
4	0.3567	0.0302
5	0.3023	0.0924
6	0.2986	0.0557
7	0.2733	0.1154
8	0.2590	0.0309
9	0.2526	0.1142
10	0.2355	0.0305

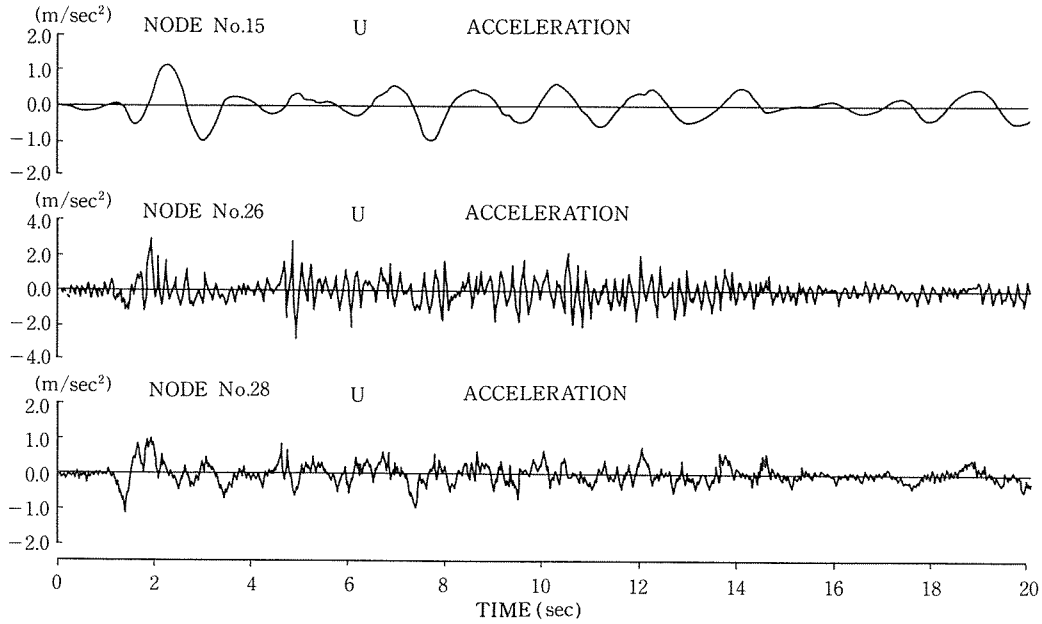


図-12 加速度応答 (P₁ 橋脚)

答解析による加速度応答変化は、図-12 に示すとおりであり、上部構造部における応答加速度の低減状態が顕著に現われている。

なお、今回の免震設計では、道路橋示方書に規定される地震力のレベルを下回らないという方針で行っているが、動的解析では表-9 に示したように、免震支承の採用による減衰性能の向上効果を見込んであり、この影響が大きく現われていると考えられる。

8. 構造細目

免震装置には、材質・構造の面から十分な安全性を確保しているものの、長期的な使用の間には思わぬ劣化や損傷を生じることも考えられるので、落橋防止装置・移動制限装置を設けた。移動制限装置は上部構造、下部構造の断面欠損の生じない形式を採用した。構造を図-13 に示す。

9. おわりに

本橋梁は、現在、下部構造（写真-2）の工事が完成し、上部工の架設に先立ち、橋梁の中核機能となる高減衰積層ゴム支承の性能確認試験（写真-3, 4）を実施しているところであり、平成4年度の完成の後には、振動実験等の調査を行い、設計と実挙動との差異について検討し、免震設計の確立に役立てていきたいと考えている。

今回の設計にあたっては、建設省土木研究所耐震研究室川島室長をはじめ、多数の方々のご指導をいただき、深く感謝する次第である。

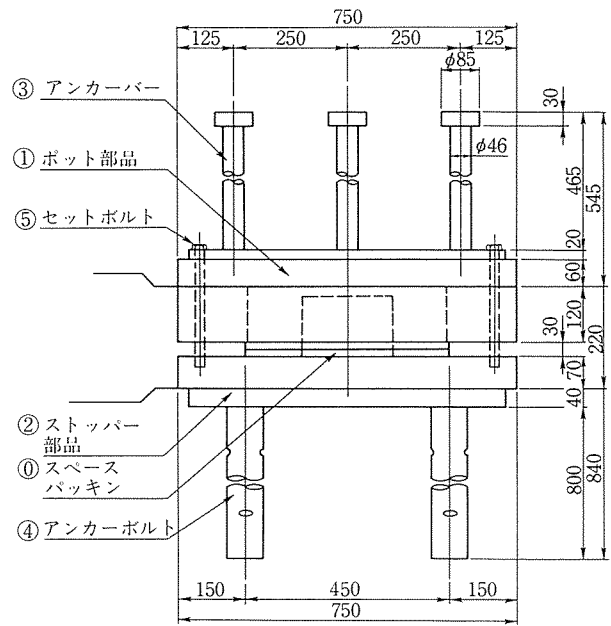


図-13 移動制限装置

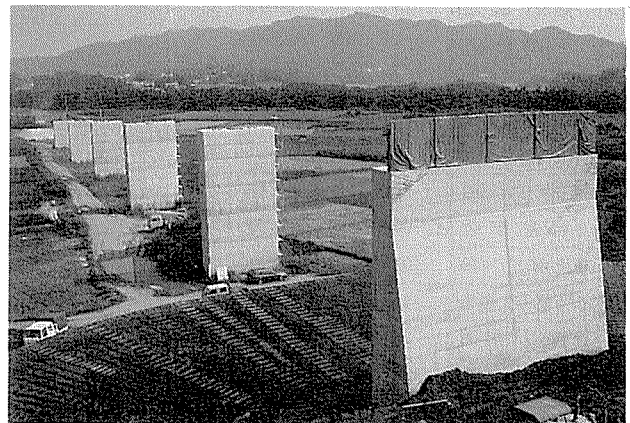


写真-2 下部工全景

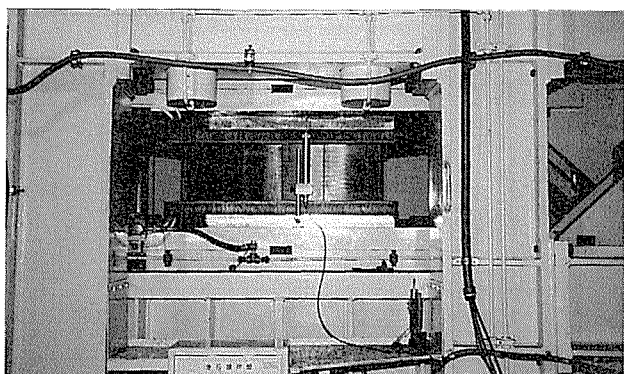


写真-3 HDRの性能確認試験

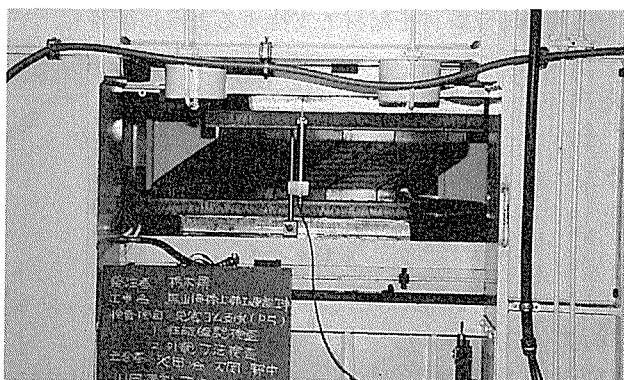


写真-4

参 考 文 献

- 1) (財)国土開発技術研究センター：道路橋の免震設計法ガイドライン(案)，平成元年3月
- 2) 川島一彦：ニュージーランドにおける橋梁の免震設計技術，土木技術資料，Vol. 30, No. 9
- 3) 川島一彦：橋梁における免震設計技術，土木施工，29巻7号(1988年7月)技術資料
- 4) 川島一彦：免震設計技術の発展と今後の展望，土木学会論文集，第398号/I-10，昭和63年10月

【1991年10月15日受付】

◀刊行物案内▶

プレストレストコンクリートの
発展に関するシンポジウム
論 文 集

(第30回記念研究発表会——1990年)

本書は、本協会で毎年開催している研究発表会が30回目にあたるのを記念して、金沢にて行われた表記シンポジウムの講演論文集である。最新の研究、工事報告が数多く盛り込まれ、充実した内容となっており、プレストレストコンクリートの動向を知るうえで貴重な図書であると確信する。

頒布価格：6 000 円(送料 450 円)

体 裁：B 5 判，箱入り

内 容：特別講演 4 編(26 頁)，講演論文集 87 編(422 頁)