

プレストレストコンクリート橋に用いる 粘性せん断型ストッパーについて

石 黒 吉 男*
前 原 康 夫**

1. 概 説

橋梁完成後の保守の低減、車両走行による騒音の問題などにより、PC橋が数多く採用されるようになってきたが、その設計条件についてみると、都市計画の街路の幅員が大きくなってきたり、河川の流量粗害率を小さくしたりするようになってきており、これに対応するため、PC橋梁のスパンが長大化しつつある。橋梁の上部工が長大化、すなわち重量増加の傾向にあるのに反し、橋脚などの下部工については、道路幅員の確保、流量粗害の問題から橋軸方向の寸法を最少限におさえてスレンダーなものになりつつある。

このため、PC長大橋を設計するにあたって、地震時に作用させる水平力をいかに取扱うかが重要な問題となってきている。すなわち、PC連続桁の橋軸方向に作用する地震時の全水平力が3000~5000t、さらに6000tを越えるような橋梁も出現している。従来の耐震設計方法では、この地震時水平力を1箇所の橋台または橋脚に負担させることとしていたが、このような方法では6000tという大きな水平力について設計ができなくなってきたため、この地震時水平力をいくつかの下部工に分散させて1箇所あたりの水平力を小さくして設計する方法が考えられるようになってきた。

地震時水平力を幾つかの橋脚に分散させるためには、連続桁の上部工と各橋脚を連結すればよいわけであるが、完全に剛結すると温度変化に伴う桁の伸縮による力の取扱いに問題が生じてくる。このため、通常の使用状態における橋軸水平方向の荷重（制動荷重、始動荷重、ロングレール縦荷重、温度変化）については変形を拘束しない（つまり力を生じさせない）ものであって、地震力のように急激に作用する力についてのみ、その力を下部工に伝達することのできる装置が必要となってきた。

このような機能を持つ装置の一つとして、PC鉄道橋においてオイルダンパー・ストッパーを使用してきた。

従来のオイルダンパー・ストッパーの略図を図-1(a)、(b)に示してあるが、上半分を上部工の桁に固定し、下半分を箱部にそう入した本体と橋脚等下部工に固定された箱部から成り立っており、図のなかのハッチした部分に粘性材料が填充されている。また、常時荷重の水平力を負担する固定ストッパーとしては図-1(a)に示すように本体と箱部との間に粘性材料の他に鋼製板ばねを設置してあり、この板ばねにより復元力を有する固定ストッパーとなるように設計されている。

また一方において、地震時水平力のような急激に作用する力によって桁と下部工、すなわちストッパーと箱部との間に相対的な変位が生じると、ストッパーが箱部のなかの粘性材料の抵抗を受けながら移動することとなる。この粘性抵抗力を通じて地震力が上部工から下部工へ伝達されることになるが、図-1の寸法 b' のすき間を調整することにより、上下部工間の伝達を調整することが可能となってきた。

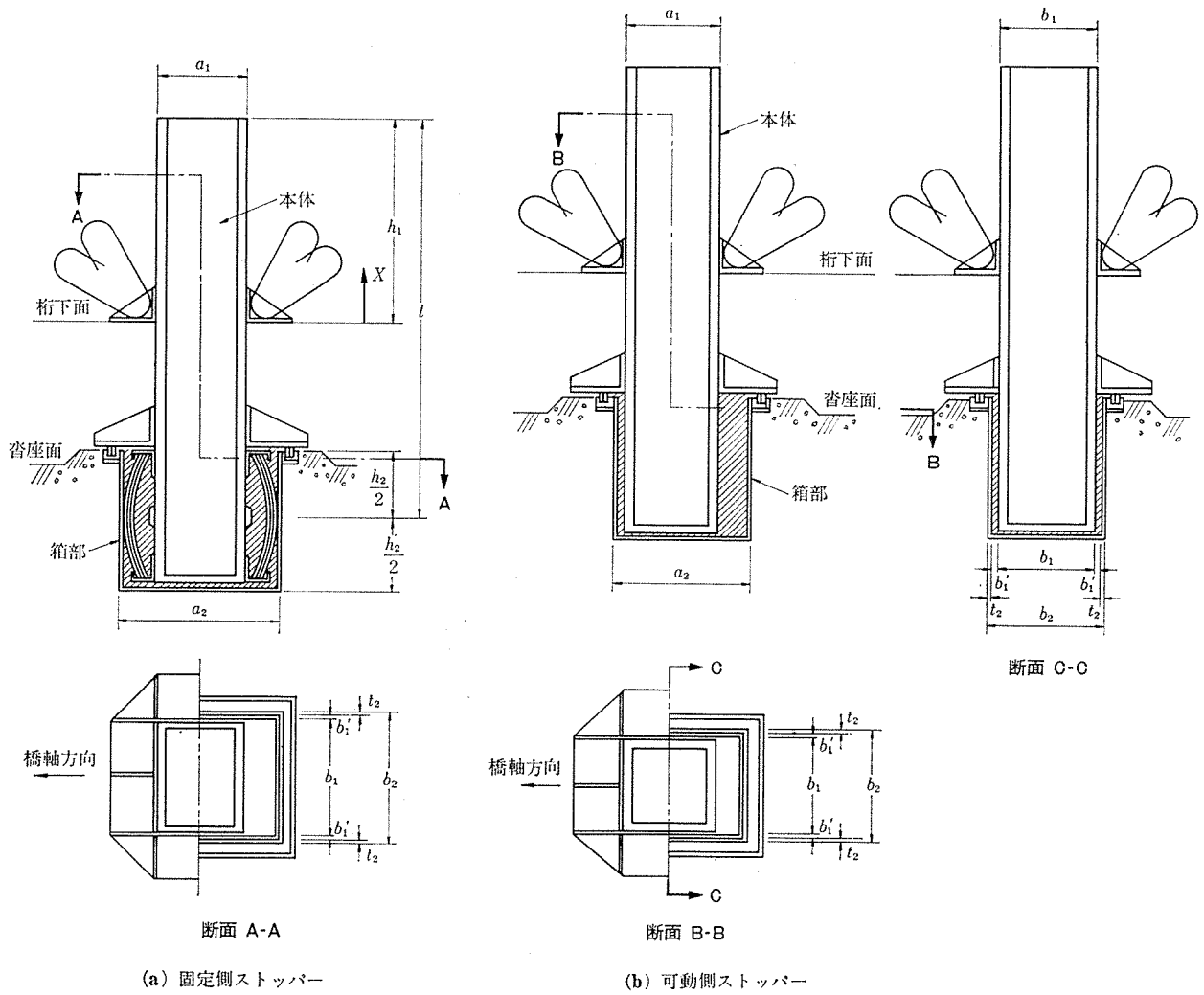
このような考え方をもととして、数多くのPC長大橋が設計されてきており、ストッパーの減衰効果によって、地震時応答値がかなり減少することも動的解析により確認されている。現在使用されている従来タイプの基本構造は単純であるが、抵抗力と相対速度および変位の関係は複雑であり、特に大型ストッパーについては不明な点も多い。

また一方において、橋脚などの下部工の設計面から考えると、橋軸および橋軸直角方向の水平力が同程度であることが望ましい。橋脚の剛性が均等な場合にはストッパーの粘性抵抗が同一であれば橋軸方向の水平力は各橋脚に均等に分散されるが、地形等の関係から橋脚の高さが異なり、橋脚の剛性が不均等になる場合にはストッパーの粘性抵抗を調整する必要が生じてくる。

以上の二つの点（大型ストッパーの不明点の解明、水平力の分散の調整）から考慮して、従来型タイプのストッパーを改良した高性能のストッパーとして粘性せん断型ストッパーを開発し、その基礎実験を行った結果について報告する。

* 国鉄構造物設計事務所

** 八千代エンジニアリング(株)

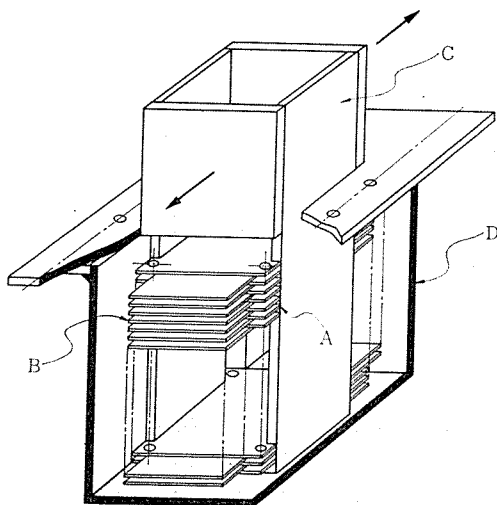


図一

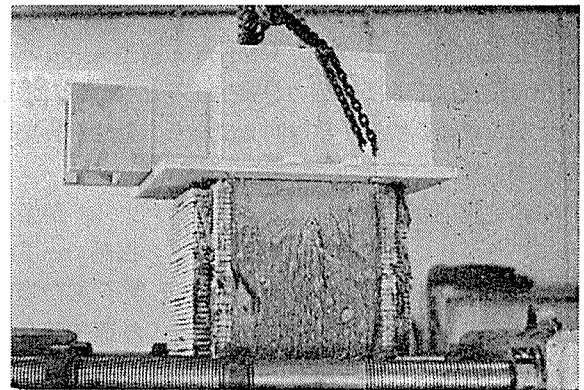
2. 構造の概要

粘性せん断型ストッパー（図一2 参照）は、互いに微少すきまをもって相対面して組合わされた2組の板（A、

B）から成り立っており、板 A は上部工の桁下面から突き出た柱体 C に固定され、板 B は下部工の橋脚に埋め込まれた鋼製の箱 D によって固定されている。A、B の2種類の板の間隙に充填された粘性体のせん断抵抗によって、A、B の移動に伴う相対速度に応じた抵抗力を生じる。粘性体の材料としては、耐久性にすぐれ、温度変化による粘度への影響の比較的小さいポリオレフィン系



図一2 粘性せん断型ストッパー



写真一

高分子剤とアスファルトの混合物を使用している。

現場における組立方法は、従来型とまったく同じであって、作業の複雑さはほとんどないと考えられる。

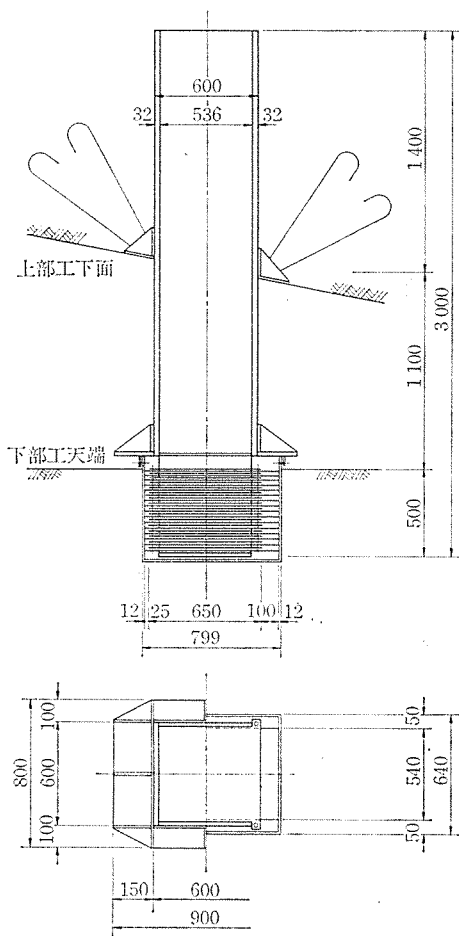


図-3 200 t 用せん断型ストッパー

3. 橋軸方向水平力分散率について

下部工の設計面からいえば、地震時において桁から作用する橋軸および橋軸直角方向水平力はほぼ同程度であることが望ましい。橋脚剛性が均等な場合には、各橋脚の橋軸方向水平力分散率は一定になるが、橋脚剛性が地形の関係などから不均等になる場合は、ストッパーの粘性抵抗を調節し、水平力分散率を望ましい値にする必要がある。従来型ストッパーでも粘性せん断型ストッパーでも相対速度に応じて抵抗力が発生するとすれば、水平力分散率を求める解析手法は同じであり、動的解析を行う必要がある。

通常、地震応答解析ではモーダルアナリシスが多用されているが、これは減衰マトリックスの振動モードによる直交性が成立する場合にのみ利用できるものであり、ダンパーを持つ橋梁では運動方程式の直接積分法（あるいは複素モーダル解析法）によらねばならない。図-4に、橋脚を曲げせん断棒、地盤を回転および水平

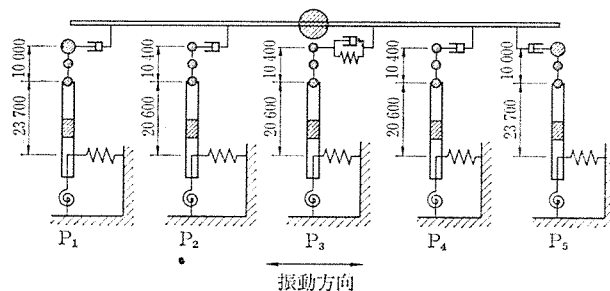


図-4 江合川橋梁振動モデル

ばねに置換した多質点系振動モデルを示す。桁については、PC鉄道橋として最大級のスパン(110 m)でも、その伸縮変形が分散率に影響しないことが確認されており、桁を剛体とし1質点とすることが多い。多質点系振動モデルの運動方程式は次のように表わされる。

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -[M]\{I\}z_0 \dots \dots \dots (1)$$

- ただし、 $[M]$ ：質量マトリックス
- $[C]$ ：減衰マトリックス
- $[K]$ ：剛性マトリックス
- $\{U\}$ ：変位ベクトル
- $\{I\}$ ：水平自由度は1，回転自由度は0のベクトル
- z_0 ：地動

減衰マトリックス $[C]$ は橋脚および地盤の内部粘性減衰，ストッパーの粘性抵抗から計算される。内部粘性減衰は次式で求められる。

$$[C_i] = \frac{T_i h_i}{\pi} [K_i] \dots \dots \dots (2)$$

- ただし、 $[C_i]$ ： i 部材の減衰マトリックス
- $[K_i]$ ： i 部材の剛性マトリックス
- T_i ：振動の卓越周期
- h_i ： i 部材の減衰定数

減衰定数は橋脚躯体に関しては $h=0.02\sim 0.05$ ，地盤ばねに対しては $h=0.1\sim 0.2$ の値が使われている。ストッパーの相対速度 (v) と抵抗力 (F) の関係は後述の実験結果で示されるように $F \propto v^{0.5}$ となっているが、動的解析にあたっては、 $F-v$ 関係をリニアまたはパイリニアに置換している。なお、地震波としては El-Centro (N-S) 1940.5.16, 八戸 (N-S) 1968.5.18, 室蘭 (N-S) 1968.5.18 などがよく使用される。

PC連続桁鉄道橋の設計分散率と地震応答解析結果の例を表-1に示す。設計水平力の総計は $\alpha k_H W_G$ (α ：高さによる割り増し率 1.0~1.2, k_H ：設計震度, W_G ：桁重量) の 130~150% となっているが、これは従来型ストッパーの速度・抵抗力関係の不確実性や地盤ばね定数のばらつき等を考慮して安全側の仮定をしている。な

表-1 PC 連続桁鉄道橋・橋軸方向分散率 (%)

路線	橋梁	上部工径間長 (m)	下部工高さ (m)	基礎		P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈	計	加速度倍率
南方貨物線	中川運河	38.3+55+38.3	l=7.9, 11.5 l'=22, 17	ケーソン N=10	設計	25	50	50	25					150	
					動的解析	21	29	29*	21					100	
中央本線	第3木曾川	67+80+67	l=19 l'=3	直接 岩	設計	25	50	50	25					150	
					動的解析	15	37	34*	14					100	1.0
湖西線	塩津	3@70+50	l=17.4~24.9 l'=3~4	直接および杭 (P ₁)	設計	22.5	35	35	35	22.5				150	
					動的解析	10	31	23*	28	8				100	
山陽新幹線	太田川	66+55+3@66+55+61	l=14~20 l'=12~23	ケーソン N=10~20	設計	14	18	21	13	13	11	17	23	130	
					動的解析	11	14	14	10*	11	8	18	14	100	1.2
	今坂	57+82+57	l=6~19 l'=2~3	直接 風化花崗岩	設計	—	50	50	50					150	
					動的解析	8	25	29*	38					100	1.2
東北新幹線	第2阿武隈川	5@105	l=8.8~13 l'=4~5	直接	設計	40	20	20	20	20	20			140	
					動的解析	21	15	15	19*	15	15			100	1.3
	第3阿武隈川	4@96	l=13.6~15.4 l'=3.8~17	直接およびケーソン (P ₃)	設計	40	25	25	25	25				140	
					動的解析	32	19	19*	12	18				100	1.5
	第4阿武隈川	64.4+75+64.4	l=14~18 l'=3.5~6	直接およびケーソン 花崗岩およびマサ土	設計	25	50	50	25					150	
					動的解析	20	33	32*	14					100	1.6 1.0
	第5阿武隈川	60+66+60	l=12, 15 l'=17	ケーソン N=4,5	設計	25	50	50	25					150	
					動的解析	15	27	43*	15					100	1.3 1.2
	吉田川	2@52 2連	l=12.1~16.1 l'=4.5~10	ケーソン	設計	13	39	26	39	13				130	
					動的解析	8	33*	17	34*	8				100	1.4
江合川	65+75+75+65	l=9, 10.4 l'=28, 24	ケーソン N=2~10	設計	20	30	30	30	20				130		
				動的解析	12	23	30*	23	12				100	1.0	
第3北上川	63+3@80+63	l=8.2~13.4 l'=3.5~20	直接およびケーソン	設計	15	25	25	25	25	15			130		
				動的解析	15	20	14	22*	23	6			100	1.5 1.0	
第4北上川	75+4@76+75	l=8.5~15 l'=4~7	直接およびワンロット ケーソン 砂岩	設計	33	23	14	13	14	14	8		130		
				動的解析	24	19	10	24*	9	10	4		100	1.4 1.4	
上越新幹線	鳥川	71.2+4@72+71.2	l=10.8~17 l'=3~4.5	杭 N=20	設計	7.5	23	23	23	23	23	7.5	130		
					動的解析	6	19	18	20*	17	16	5		100	1.3
	太田川	55.4+110+55.4	l=8~12 l'=3~6.5	直接およびワンロット ケーソン	設計	10	65	65	10				150		
					動的解析	8	41	42*	9					100	1.6 1.2

l: 橋脚高さ l': 基礎厚さ *: 固定ストッパー

お、表に見るように橋軸方向応答解析の結果によると、入力加速度に対する桁の加速度倍率は 1.0~1.6 程度であり、橋軸直角方向応答解析の 2~4 倍と比べて非常に小さく、橋脚の応答曲げモーメントもずっと小さくなるが、これはストッパーの減衰効果によるところが大きい。

現在までのところ、設計分散率は主に鉛直反力の比を基にして定められており、地震応答解析の結果は各橋脚分散率(計 100%)が設計分散率(計 130~150%)内にあればよいとする程度のことが多い。しかしながら、今後は、各橋脚の剛性が大きく異なる場合や、より経済的な設計を目ざし、水平力の割り増し係数 1.3~1.5 を適

減しようとする場合などには、設計分散率を決定するに先立ち、動的な予備検討を充分に行う必要があろう。その際、分散率にのみ着目するならば、橋脚を多質点系にモデル化する必要はなく、図-5 のように橋脚を 1 質点系に置き換えた簡略モデルに正弦波地動を入力して得られた結果も、地震応答解析の結果とよく一致することが分

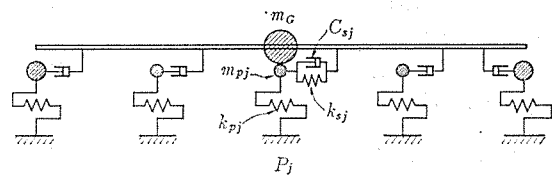
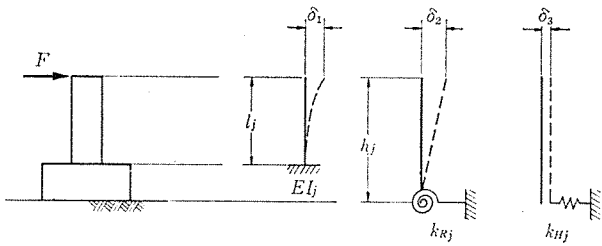


図-5 簡略振動モデル



$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = \left(\frac{l_j^3}{3EI_j} + \frac{h_j^2}{k_{Rj}} + \frac{1}{k_{Hj}} \right) F$$

図-6 橋脚のばね定数

っている。図-5の振動モデルで k_{Pj} は橋脚躯体の曲げ剛度 (EI_j)、基礎の回転ばね (k_{Rj})、水平ばね (k_{Hj}) から次式で求められる (図-6 参照)。

$$\frac{1}{k_{Pj}} = \frac{3EI_j}{l_j^3} + \frac{h_j^2}{k_{Rj}} + \frac{1}{k_{Hj}} \dots\dots\dots(3)$$

k_{Rj}, k_{Hj} は「国鉄建造物設計標準 (基礎および抗土圧構造物)」などを参考にして求めている。なお、このモデルで $C_j = \infty$ とすれば、支承部をピン結合したことになる、その橋軸方向分散率は次式で与えられる静的分散率 (α_{Sj}) に一致する。

$$\alpha_{Sj} = \frac{k_{Pj} M}{K m_G} - \frac{m_j}{m_G} \left(\frac{M = \sum m_j + m_G}{K = \sum k_{Pj}} \right) \dots(4)$$

橋脚の質量は連続桁端部の橋脚にアプローチの単純桁の固定支承がある場合とか、ケーソン基礎などの場合以外は無視する。 $m_j = 0$ とした場合、 $\alpha_{Sj} (= k_{Pj}/K)$ は橋脚剛性比となり、ストッパーの移動を考慮すると式 (5) の動的換算剛性 (K_j) から動的分散率 (α_{dj}) を近似的に求めることもできる。

$$|K_j| = k_{Pj} \sqrt{\frac{\kappa_j^2 + \omega^2 r_j^2}{(1 + \kappa_j)^2 + \omega^2 r_j^2}} \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 $r_j = C_{Sj}/k_{Pj}$ 、 $\kappa_j = k_{Sj}/k_{Pj}$

$$\alpha_{dj} = |K_j| / \sum |K_j| \dots\dots\dots(6)$$

正弦波地動の円振動数 ($\omega = 2\pi f$) によって $|K_j|$ は変化するが、桁の加速度応答倍率が最大になる振動数 (≡ 1 次固有振動数) における分散率が地震応答解析の結果ともっともよく一致する。

表-2, 3 に江合川橋梁, 第 4 阿武隈川橋梁の分散率を比較した結果を示す。江合川橋梁では P_1, P_5 にアプローチの桁の重量を考慮しているため、静的分散率は剛

表-2 江合川橋梁分散率の比較

	P_1, P_5	P_2, P_4	P_3	備 考	
$l_j^3/3EI_j$ ($\times 10^{-3}$ cm/t)	0.362	0.407	0.407		
h_j^2/k_{Rj} ($\times 10^{-3}$ cm/t)	5.678	4.124	4.124		
$1/k_{Hj}$ ($\times 10^{-3}$ cm/t)	0.111	0.121	0.121		
k_{Pj} (t/cm)	163	215	215		
m_{Pj} (t·sec/cm ²)	1.697	0.579	0.579	$m_G = 13.37$	
C_{Sj} (t·sec/cm)	70 (2)	35 (4)	35 (4)	$k_{S3} = 2430$ t/cm () 内はスト ッパ一個数	
分 散 率	①剛 性 比	17	22	22	
	②静的 (α_{Sj})	11	26	26	
	③正 弦 波	14	22	28	$f = 1.0$ Hz m_{Pj} 考慮
	④地 震 波	12	23	30	衣浦 1969.9.9 (N-S)
	⑤設 計	20	30	30	計 130 %

表-3 第 4 阿武隈川橋梁分散率の比較

	1A	1P	2P	2A	備 考	
l_j (m)	15.0	18.0	17.5	14.0		
h_j (m)	18.5	22.0	23.5	19.5		
I_j (m ²)	26.06	63.62	63.62	20.13	$E = 2.7 \times 10^5$ kg/cm ²	
基礎形式	直 接	直 接	ワンロット・ケーソン	ワンロット・ケーソン		
基礎寸法 B.L (m)	12×12	16×16	16×16	11.5×11.5	底面形状・正方形	
支持地盤	マサ (砂状)	花崗岩	マサ (砂状)	マサ (やや粘土化)		
地盤の E_0 (kg/cm ²)	2000	15000	2000	1500		
K_V (kg/cm ²)	7.85	47.73	6.32	6.08	$K_V = 0.4 \alpha E_0 B_V^{-3/4}$	
K_S (kg/cm ²)	1.96	11.86	1.58	1.52	$K_S = (1/4) K_V$	
k_{Rj} (kg·cm/rad)	1.356×10^{12}	2.590×10^{13}	3.452×10^{12}	8.862×10^{11}	$k_R = K_V I_B$	
k_{Hj} (kg/cm)	2.590×10^6	3.036×10^7	4.045×10^6	2.010×10^6	$k_H = K_S A_S$	
$l_j^3/3EI_j$ (cm/t)	1.599×10^{-3}	1.132×10^{-3}	1.040×10^{-3}	1.683×10^{-3}		
h_j^2/k_{Rj} (cm/t)	2.592×10^{-3}	0.187×10^{-3}	1.600×10^{-3}	4.291×10^{-3}		
$1/k_{Hj}$ (cm/t)	0.354×10^{-3}	0.033×10^{-3}	0.274×10^{-3}	0.498×10^{-3}		
k_{Pj} (t/cm)	220.00	740.00	346.00	155.00	式 (3)	
m_{Pj} (t·sec ² /cm)	0.491	0.655	0.691	0.444	$m_G = 7.327$ t·sec ² /cm	
C_{Sj} (t·sec/cm)	140.00	40.00	280.00	140.00	$k_{S3} = 1104$ t/cm	
分 散 率	①剛 性 比	15%	51%	24%	11%	計 100% 以下同じ
	② α_{dj} 式 (6)	21	34	31	15	$f = 1.6$ Hz
	③正 弦 波	19	38	30	13	$f = 1.6$ Hz, m_{Pj} 考慮
	④地 震 波	20	34	32	14	El-Centro (N-S)
	⑤地 震 波	19	33	33	15	八戸 (N-S)
⑥設 計	25	50	50	25	計 150 %	

性比より小さくなっている。ストッパーを考慮した分散率として、まずストッパー1個あたりの粘性抵抗をすべて同一 ($C=35 \text{ t}\cdot\text{sec}/\text{cm}$) として計算したところ、静的分散率②に近い値が得られたので、 $P_2 \sim P_3$ の粘性抵抗を小さくした結果が③である。 P_3 は内部に常時水平力に抵抗する板ばねがそう入されている固定ストッパーであるため、 P_2, P_4 より分散率が大きい。桁全長の長い橋梁では板ばね剛性が大きくなるため、この傾向がでてくる。第4阿武隈川橋梁は1Pのみ花崗岩に支持されており、基礎回転の影響が小さくなるため、橋脚剛性 (k_{P2}) が大きい。したがって、1Pのストッパー粘性抵抗を小さくして、分散比を設計値に近づけた。

4. 実験の概要

粘性せん断型ストッパーの性能を調べるため、充填剤の耐久性試験および各種基礎試験、実機ストッパーの振動実験、温度特性試験が行われた。次に、その実験の概要と結果を示す。

(1) 充填剤の耐久性試験

ストッパー充填剤としての粘性体は長年月にわたり性質が変化しないものでなければならない。ストッパーに用いられているオイレス SA 剤とその他試料の耐久性の比較検討を行った。

a) 屋外暴露試験 (表-4 参照) 1年間の屋外暴露の後において、オイレス SA 剤は色相の変化、成分の分離ともまったくなく、表面も硬化・ひびわれ等認められない。

表-4 屋外暴露試験

	色相変化	分 離	表面状態
オイレス SA 剤	なし	なし	ごみの付着程度
BC-4 グリース	あめ色→褐色	分離した	ひびわれ硬化
ダンパー油 # 410	透明→褐色	分解物の分離	浮遊物あり

b) 接触金属への影響 オイレス SA 剤の中に鋼材を入れ、8か月後に取り出したところ、鋼材にまったく腐食なく切削面を残すほどであり、防錆効果が認められた。BC-4 グリース・ダンパー油 # 410 は長期においては金属の防錆効果はない。

c) 酸素吸収度試験 酸素吸収度は粘性体材料の劣化性状の一つのめやすを示すものと考えられるが、25°C の酸素気流中に各試料を放置した結果を図-7 に示す。図のとおり、オイレス SA 剤の酸素吸収度は一般の鉱油に比べ約 1/10 の低い値を示す。

d) 粘度変化 1年の屋外暴露の後にオイレス SA 剤の粘度変化はまったくなかった。酸素吸収度試験結果からしても数十年以上は変化ないものと考えられる。

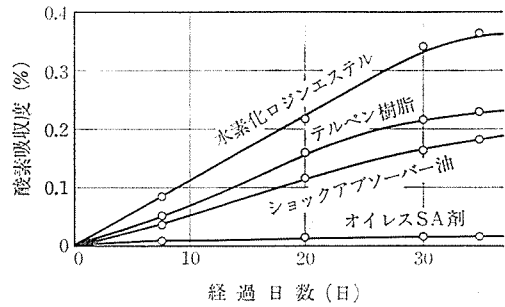


図-7 酸素吸収度試験

(2) 粘性せん断抵抗に関する基礎試験

粘性せん断型ストッパーの速度 (v) と抵抗力 (F) の関係を知るため、片面だけの粘性せん断板模型試験 (面積 $S=20 \sim 80 \text{ cm}^2$) により、 $F=0.05 S(v/C)^{0.5}$ (C : 板間のすきま) が得られたが、これをさらに確認するため、基礎模型 No. 1 (図-8 参照) と基礎模型 No. 2 (図-9 参照) の2種類の供試体について実験を行った。No. 1 模型はせん断抵抗面積を一定 ($S=10 \times 10 \times 2 = 200 \text{ cm}^2$) とし、すきまをスペーサーによって調節できる。No. 2 模型は1枚あたりの面積は一定 ($S=30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$) であるが、板の枚数を増やすことができる。

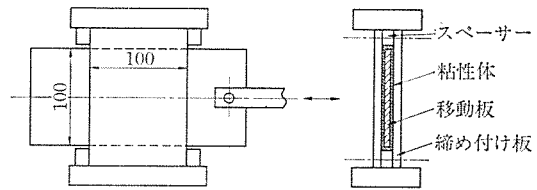


図-8 基礎模型 No. 1

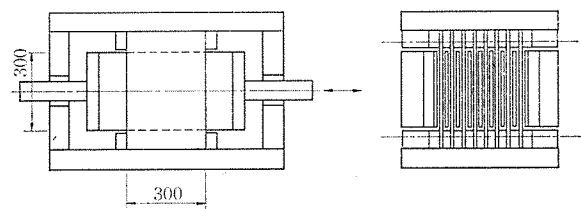


図-9 基礎模型 No. 2

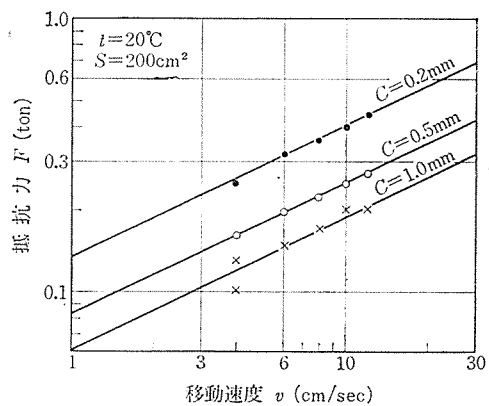


図-10 基礎模型 No. 1 の速度と抵抗力

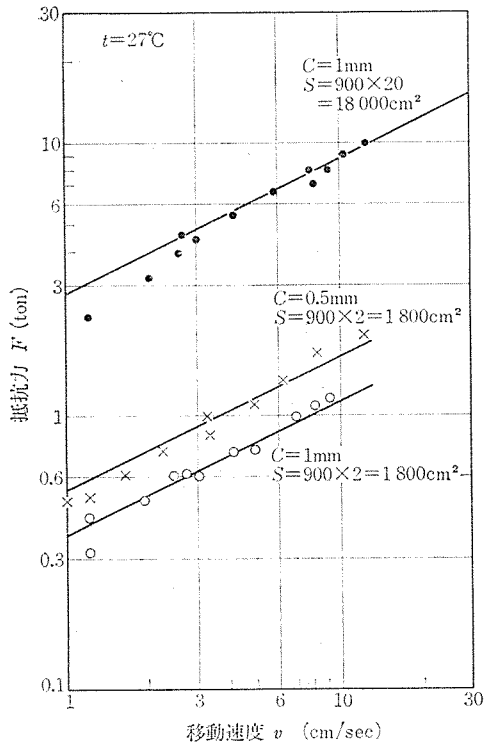


図-11 基礎模型 No. 2 の速度と抵抗力

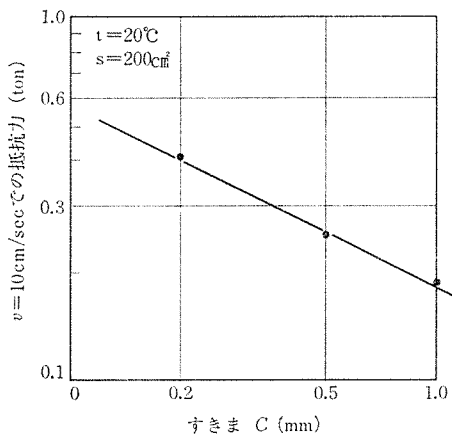


図-12 すきまと抵抗力

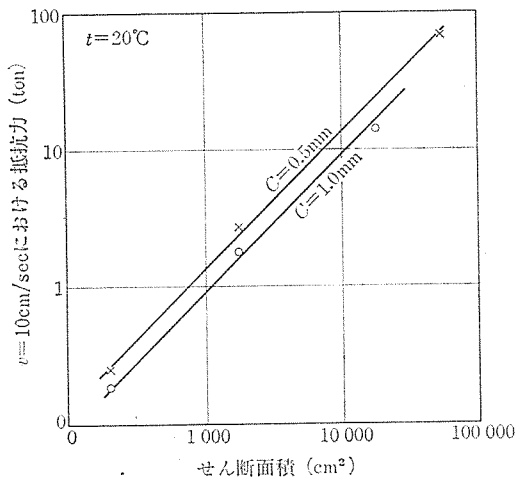


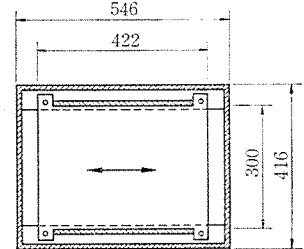
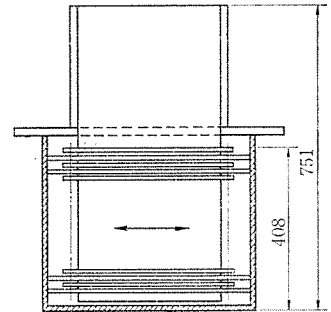
図-13 せん断面積と抵抗力

振動試験によって得られた No. 1, No. 2 模型の速度と抵抗力の関係を 図-10, 11 に示す。2つの図からわかるように $F \propto v^{0.5}$ の関係があり、変位振幅の大きさは抵抗力に影響を与えなかった。図-10 から $v=10$ cm/sec におけるすきまと抵抗力の関係を求めると 図-12 であり、 $F \propto C^{-0.5}$ となっている。また、No. 1, No. 2 模型（ただし No. 2 は後述の温度補正を行い温度 $t=20$ °C に換算）の試験結果から、せん断面積と抵抗力の関係は 図-13 のとおりで $F \propto S$ となっている。以上の基礎試験結果をまとめると、次式が得られる。

$$F \propto S(v/C)^{0.5} \dots\dots\dots (7)$$

(3) 実機ストッパー試験

最大抵抗力 50 t の粘性せん断型ストッパーを設計製作し、振動試験を行って、その性能を調査した。ストッパー内に組み込まれるせん断抵抗板の方向は水平に並べる場合（粘性せん断横型ストッパー）と鉛直に並べる場合（粘性せん断縦型ストッパー）の2通り考えられ、両者とも製作したが、縦型ストッパーは、せん断抵抗板を上部工から突き出た鋼製箱に取り付ける方法に技術的困難があるので、現在のところ実用化に適するのは横型ストッパーである。実験は 図-14 に示すストッパーを振動試験機に取付け、下部受箱を固定し、上部本体に変位制御で振動を与える。振動試験機（写真一



$C=0.5$ mm
 $S=42.2 \times 30 \times 30 \times 2 = 78,492 \text{cm}^2$

図-14 振動試験を行ったせん断横型ストッパー

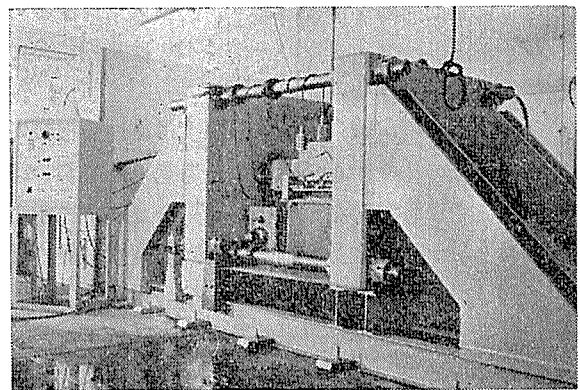


写真-2

2) の性能は次のとおりである。

- 1) 最大容量 35 t
- 2) 振動数 0.001~10 Hz
- 3) 振 幅 ±1 mm~±40 mm
- 4) 振動波形 正弦波, 三角波, ノコギリ波

測定項目として, 抵抗力を 50 t 用押しロードセルより, 変位振幅を ±25 mm 用変位検出器より, 内圧力を 5 kg/cm² 用圧力検出器より, 応力ひずみをストレインゲージにより電磁オシログラフに記録した。

試験の結果, 速度・抵抗力特性, 抵抗力の時間変化(図-15 参照), 充填剤の漏れ等について良好な成績をおさめたが, その概要は従来型ストッパーと比較して(4)で述べる。なお, 移動抵抗板の支持板における応力分布についてデータが得られ, ストッパー部材設計に有用な資料となったが, 詳細は省略する。

一般に粘性剤は温度が下ると粘度が大きくなる傾向にある。次に, その性状を明らかにするために温度特性試験が行われた。試験はストッパーを大型恒温槽に入れ, 3日間一定温度のもとに放置した後, 恒温槽より搬出し15分以内に振動試験を行って, 速度と抵抗力の関係を

求めた。図-16 に 30°C を 1 とした場合の抵抗力と温度の関係を示すが $F \propto e^{-0.065(t+40)}$ となっている。なお $t = -40^\circ\text{C}$ は充填材のガラス転移温度である。温度特性試験結果によると, オイレス SA 剤は温度が 10°C 下ると粘度が 2 倍になるが, 温度変化による粘度への影響がより少ない粘性材料の開発も検討中である。

(4) 従来型ストッパーとの比較

以上の試験結果を従来型ストッパーと比較しながらまとめる。

1) 図-17 に見るようにある相対速度を作用させたとき, 一定の抵抗力を生じるまでの時間が短い。すなわち, 従来のストッパーのように粘性体圧力により抵抗力を発生するものでないで, 粘性体が圧縮変形することがなく, 微小変位に対してもダンパーとしての効果がある。従来型ストッパーは小振幅では速度より変位に比例して抵抗力を生ずるような傾向にあり, 速度・変位と抵抗力の関係が複雑である。

2) 式(7)および温度特性試験結果をまとめると, 粘性せん断型ストッパーの抵抗力は次式で与えられる。

$$F = 5 \cdot e^{-0.065(t+40)} \cdot S \cdot C^{-0.5} \cdot v^{0.5} \dots\dots\dots (8)$$

ここに, F : 抵抗力 (kg)

t : 粘性体温度 ($^\circ\text{C}$)

S : 総せん断面積 (cm^2)

C : 板間のすきま (cm)

v : 相対速度 (cm/sec)

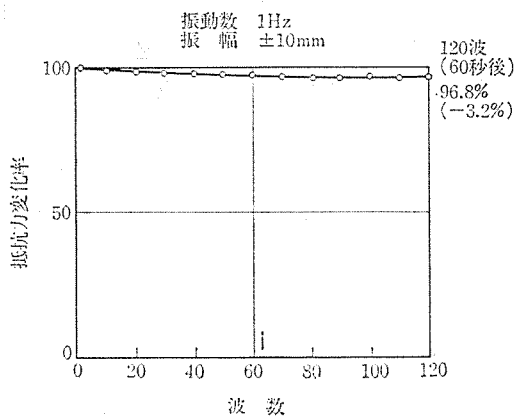


図-15 抵抗力の時間変化

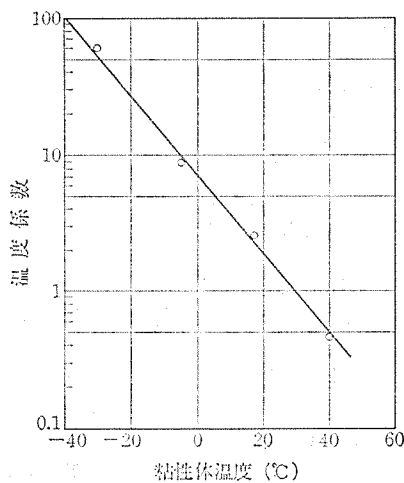


図-16 温度特性試験

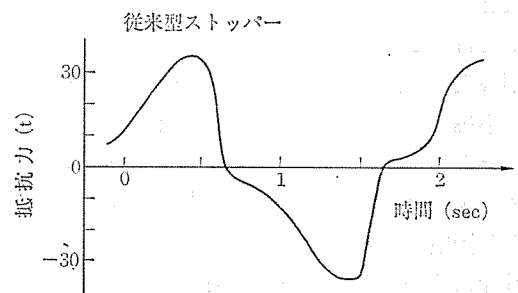
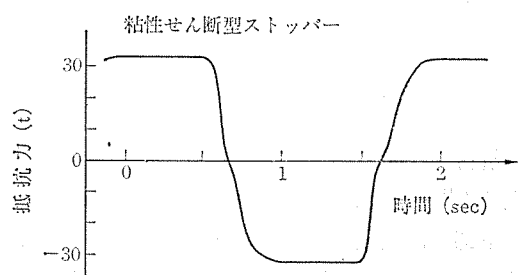
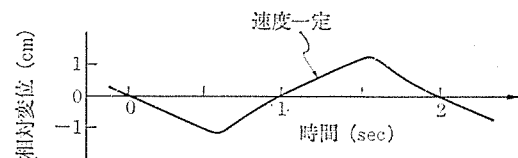


図-17 変位と抵抗力

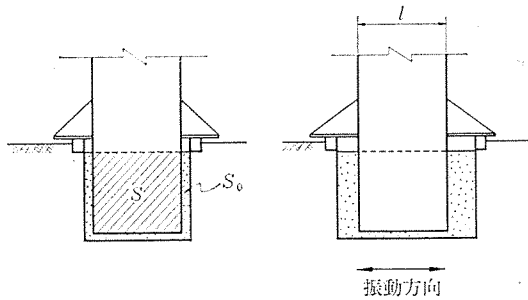


図-18 従来型ストッパー略図

従来型ストッパーについても下記の実験式があるが、形状効果などについて未解明な点も多く、特に大型ストッパーに対する適用性については不明である。

$$F=0.167(0.048l+3.6)(S_0/S)^{-1.4}Sv^{0.5} \dots (9)$$

ここに、 F ：抵抗力 (kg)

S ：前面抵抗面積 (cm²)

l ：通路長さ (cm)

v ：相対速度 (cm/sec)

S_0 ：通路総断面積 (cm²) (図-18 参照)

粘性体温度は 20°C 前後の場合

3) 粘性せん断型ストッパーに多数回の繰り返し変位を与えても抵抗の減少はほとんどなかった。例えば振幅 10 mm, 振動数 1 Hz の振動を 1 分間与えた後の抵抗力の減少量は約 3% であり、これは主に充填材のチキソトロピック性によるものである。これに対し、従来型ストッパーの模型実験では充填剤の箱外へのもれ等により 30% 程度の抵抗力の減少を生じた。実際の従来型ストッパーでは漏れ防止にダブルシールを用いるなど十分に注意を払っているのでこれほどのことはないと思われるが、せん断型ストッパーは充填材の液面上昇がほとんどないので漏れ防止装置は従来型よりずっと単純なものよい。

5. ま と め

動的解析の結果をみると、各橋台、橋脚に発生する応答最大せん断力の和は 100% を超過する。これは、それぞれの下部工に最大せん断力の応答値が発生する時刻が異なるためと加速度倍率のためである。このため、下部工の設計においては地震時の水平力の合計はある程度の割増しを行う必要がある。しかし、これ以上の影響を与える不確実な要因として、ストッパーの速度・抵抗力の関係の不確実性と設計で考えている地盤ばね定数のばらつきなどがある。これについては、鉄道橋の連続桁では 30~50% の割増しを考慮し、単純桁では 50% ずつの分散率とし固定支承のみこの値を 30% 割増している。

粘性せん断型ストッパーは従来型と比較して、速度・

抵抗力の関係がある程度確実になっているので、30~50% などの割増しを考えることについて再検討する必要が生じた。なお、表-1 に示す分散率の考え方のベースには、設計上考えた最大分散率を有する 1 個の橋脚が破壊して抵抗力がなくなった場合にも残りの橋脚でも地震時水平力に耐えるという考え方もある。このため、5 径間以上の多径間の連続桁については動的解析と設計上の分散率とが近づいてくるが、3 径間になると極端に異なる値を採用している。さらに、基礎構造物の設計では、打込杭ばね係数のばらつき係数 1.2, 場所打杭のばらつき係数 1.5 を採用している。これらの点を考慮して、PC 連続桁の地震力の割増し係数について再検討する必要がある。

地震時水平力の割増し係数が低減されると、橋脚、ケーソンなどの下部工のように地震時の作用力で部材寸法、断面が決定している構造物がより経済的になると考えられる。粘性せん断型ストッパーの構造がやや複雑で製品価格が従来型よりも若干高くなること考えられるが、下部工の工事費の低減でカバーすることができると予想される。

特に軟弱な地盤においては、橋軸方向だけでなく直角方向にも機能する二方向ストッパーが必要となってきており、従来型の二方向ストッパーの設計例もある。従来型の二方向ストッパーは箱部の構造が二重になっているので複雑であるが、粘性せん断型のストッパーの方がより簡単な構造でこの機能をもたせられると思われる。今後さらに開発を進められることの期待が大きい。

参 考 文 献

- 1) 野口 功, 尾坂芳夫, 石黒吉男: 瀬田川橋梁の設計と施工, プレストレスト コンクリート, Vol. 9, No. 3, 1967.7
- 2) 小須田紀元: PC 桁のストッパーの設計, 構造物設計資料, No. 32, 1972.12
- 3) T. Kitta, J. Kodera, K. Ujiie, H. Tada: A New Type Shock Absorber and its Effects on the Response of the Bridge to the Earthquake; Proceedings of 5 WCEE, 1973.6
- 4) 窪田元恢, 前原康夫: 塩津橋梁の支承構造, 土木技術, Vol. 28, No. 9, 1973.9
- 5) Bridge and Structural Committee, JSCE: Earthquake Engineering For Bridges
- 6) 石黒吉男, 宮崎修輔ほか: プレストレスト コンクリート構造物の設計実技, プレストレスト コンクリート協会講習会資料, 1974.11
- 7) 野口 功: 土木におけるプレストレスト コンクリートの現状と将来, コンクリート工学, Vol. 13, No. 7, 1975.7
- 8) 石黒, 小須田, 前原, 下田: 粘性せん断型ストッパーについて, プレストレスト コンクリート技術協会第 15 回研究発表会講演概要, 1975.11

1976.4.25・受付

重要構造物にはマイテイ

日本は、現在コンクリートの高強度化で世界の最先端を行っています。すでに設計基準強度 $800\text{kg}/\text{cm}^2$ という超高強度マイテイコンクリートを用いたPCトラス鉄道橋が施工されているのです。

マイテイを添加するとどうして高強度コンクリートが作れるのでしょうか!?

1919年D・A・Abramsにより提唱された水セメント比説(アブラムの理論)を思い出して下さい。「清浄で強硬な骨材を用いる場合、そのコンクリートがプラスチックでワーカブルであるならば、コンクリートの強度はセメントペーストの水セメント比によって定まる」という理論です。つまり生コンクリートがプラスチックでワーカブルであるならば混練水が少なければ少ない程そのコンクリートの強度は高くなるという訳です。マイテイは、この50年も前の夢を今実現し世界の最先端をゆく超強度コンクリートを作り上げたのです。山陽新幹線岩鼻PCトラス橋のコンクリートは水セメント比=23%、スランプ=12cmという理論水和水量近傍の高強度マイテイコンクリートです。

高強度コンクリート用減水剤

マイテイ

説明書、技術資料をご請求ください。

花王石鹼株式会社 建設資材事業部

本社 東京都中央区日本橋茅場町1-1 ☎103 ☎東京(03)665-6322(代)

