

SU ダンパーを用いた9径間連続 PC 箱桁橋

(その1)

遠 藤 有 昭*
古 谷 徹 夫**

1. ま え が き

都市内高架橋における PC 桁橋の延長は、鋼桁橋に比べ極めて少ない。これは、地形的制約条件もさることながら、上部構造の重量差による下部構造への影響が、双方の経済的な比較から、PC 桁橋が不利であるという理由が第一であろう。しかし、多様化する社会的な要求や課題は、単に建設時の単純な経済比較を許さないまでになり、伸縮継手から生じる騒音や振動の解消、更に、構造美的な面からも少しでも醜くないものを設計し、実施する時代となった。このため、電子計算機も著しく進歩を遂げ、それに伴い、今まで難解とされていた種々の構造解析も可能となり、30 m 程度のスパンで3径間程度の連続桁が多数を占めていた従来の傾向が、前記のような社会的な要求や課題の解決策の一つとして、30~40m スパンで10径間程度を対称とした PC 連続桁の研究、実施が、ここ数年來成されてきた。その一工事として、來春に供用開始の予定である首都高速足立三郷線において、SU ダンパーを用いた9径間連続 PC 箱桁橋を、3か年にわたり委員会で審議しつつ設計を進め、このたび上部構造の施工も無事終了したので、ここに主に設計の概要を報告させていただくものである。

2. 設計の経緯

10 径間程度の PC 連続桁橋の工区を選定する条件としては、橋長が桁の変位量や地震時の位相差等、現在の技術レベルで解決できる 500 m 程度以下であり、その平面、縦断線形が平易であること、地盤条件が比較的良好であり、橋脚位置の決定に際して地形的制約が少ないことなどがまず挙げられよう。これらの条件より、埼玉県八潮市浮塚に位置する AS 21 工区(図-1 参照)を対象工区として選定し、平面線形的な理由から9径間で、約 402 m の橋長とした。

一般的に、多径間連続桁橋の設計に際し問題となるのは、上部工、支承、橋脚、基礎、地盤を一連の構造系としてとらえ、地震力の分散と温度応力の解放を考えながら、耐震性、施工性、経済性、美観、維持管理のし易さなど、優れた構造系を選定することである。本工区では、一般的に言われている以下の①~⑥に挙げる反力分散方式のうち、SU ダンパー方式とゴム支承方式について、基本的な検討を行った。

- ① 固定支承と可動支承の組合せ方式
- ② フレキシブルピア方式
- ③ ストッパー方式

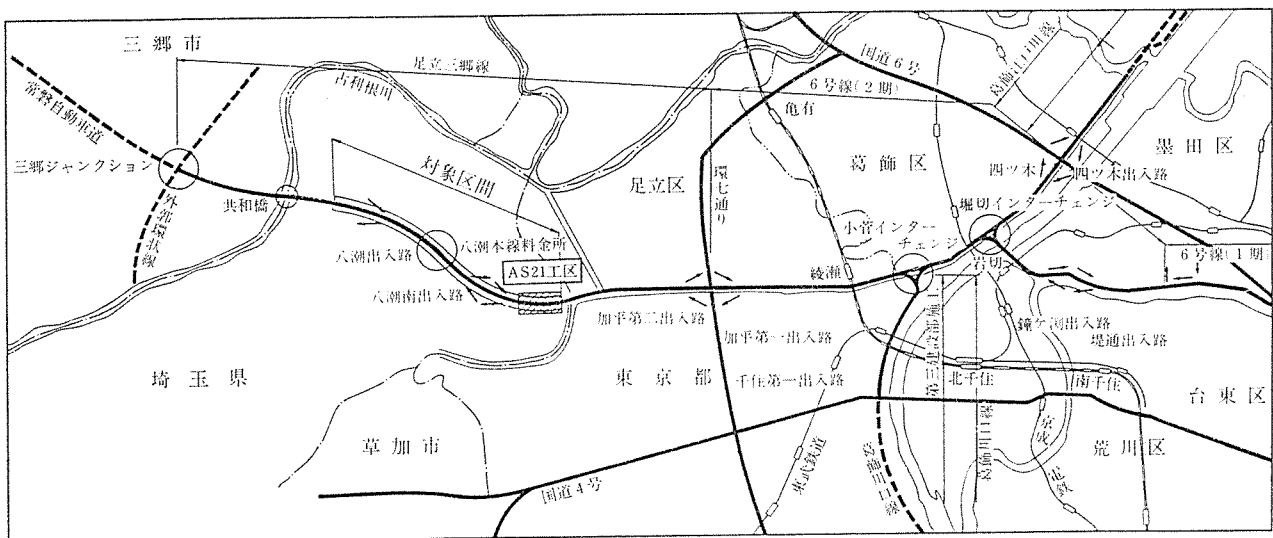
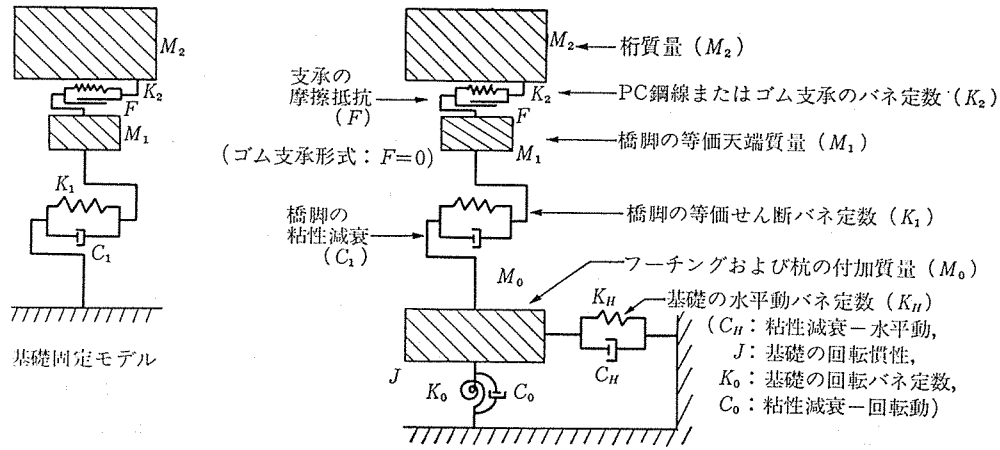


図-1 位置 図

* 首都高速道路公団第三建設部設計課補佐

** 新構造技術(株)設計一課課長代理



ロッキングスウェイモデル (基礎弾性支持)

図-2 振動モデル

- ④ オイルダンパー方式
- ⑤ SU ダンパー方式
- ⑥ ゴム支承方式

SU ダンパー方式とゴム支承方式は、桁と全橋脚を柔らかいバネで結ぶ構造で、よく似た挙動を示す。しかし、SU ダンパー方式はバネとなる PC ケーブルのほかにも可動支承があり、構造解析時この可動支承の摩擦力が作用し、ゴム支承方式よりも複雑な挙動をとる。また、材料の面からは SU ダンパー方式では材料特性が比較的明らかであり、製作上からも信頼度の高い PC ケーブルと支承を用いるのに対し、ゴム支承方式では計画当時における使用実績が比較的少なかったため、SU ダンパー方式を最終方式としたが、図-2 に示すような振動モデルで両者の比較を一応行ってみた。その結果は、ゴム支承形式の場合、支承の摩擦係数が $\mu=0$ の値のモデルに相当するため、上部工の変位が極めて大きくなる。また、橋脚の応答最大水平反力も大きくなることが分った。しかし、SU ダンパー方式の場合、たるみを生じさせないため初期緊張をあらかじめ与える。これが挙動をより複雑なものとする。また、小さな地震動の場合には、SU ダンパーの場合にはオールヒンジと同じ挙動を示すが、ゴム支承方式の場合にはいかなる振動に対してでも反力分散を行うことができることも分った。

3. SU ダンパー構造による反力分散の基本的考え方とモデルによる検証

3.1 SU ダンパー構造と耐震設計

この構造は、ダンパー材と可動支承による耐震装置としての減衰機能を持っており、地震時の構造物の振動制御と同時に水平力の伝達機能を有し、支承部の桁と橋脚を結んでいる。したがって全橋脚上の支点は可動支承で

ある。

すなわち、温度変化、クリープおよび乾燥収縮等、常時の桁の伸縮に対しては、ダンパー材自身の伸縮で対応し、地震時水平力は、ダンパー材の張力により相互に伝達され、全橋脚に有効に水平力を分散させることができる。

このように、SU ダンパー構造は、桁の橋軸方向の滑り変位を支承の摩擦力とダンパー材の引張抵抗で制御するものであり、支承に生ずる履歴特性によって振動エネルギーの吸収を図る減衰方式である。

以上のように、桁と橋脚との間にこの SU ダンパー構造を設置することによって、橋脚の剛性の高い構造であっても水平力の人為的分散が容易になり、施工性のすぐれた経済性のある高架構造の耐震設計が可能となった。

3.2 静的設計

本構造の静的解析は、ダンパー材、支承、橋脚および基礎の剛性等が要素となり、次のように考えることとする (図-3)。

3.2.1 基本的考え方

(1) 上部構造が、PC 桁の場合、施工順序に準じて、弾性変形、クリープ、乾燥収縮等によって変形が生ずる

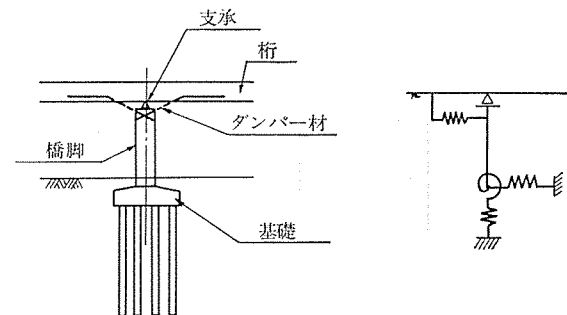


図-3 静的設計の要素

ものであり、ダンパー材に引張力または圧縮力として作用することとなり、その時点の構造系に合せて解析する必要がある。

(2) 地震時の水平力分散は、位相差は考慮せず、橋軸方向に、基礎、橋脚、ダンパー材剛性等に比例して分散されるものとする。

(3) 橋脚、主桁のクリープの取扱いとして、橋脚と桁との結合がヒンジ構造の場合はその影響が大きいが、本構造の場合、そのバネ定数がそれらに比べて非常に小さく、クリープによる変形が、水平力に与える影響として極めて小さいため省略する。

(4) ダンパー材の緊張力は、水平力の作用時にたえず張力が作用していることが必要であり、あらかじめ初期緊張力を与えておくものとする。すなわち、地震力が初期緊張力よりも小さい場合、ダンパー材が橋脚の両側で作用するが、逆の場合、その差だけダンパー材が片側にある状態で作用することとなる。本設計では、計算上のバネとして、片側バネとして行うものとする。

(5) 支承の摩擦力は、静的解析では考慮しないものとする(ダンパー材の張力の設計)。

(6) 温度変化に伴う、ダンパー材の伸縮は主桁とダンパー材の温度差として考慮する。

3.3 動的解析

本構造では、桁の橋軸方向の変位を支承の摩擦とダンパー材の引張抵抗で制御するものであり、橋軸方向の挙動を滑り沓の摩擦抵抗とダンパー材の働きを見掛け上の非線形部材同等の挙動と見なすことにより、その履歴効果によるエネルギー吸収が生じて、振動減衰を期待している。したがって、静的解析で求めた構造モデルから前述の振動モデルを設定し、諸パラメーターの仮定によって一般の動的解析を行うことができる。

3.4 SU ダンパー構造の振動特性

3.4.1 支承の摩擦力とダンパー材の振動履歴

支承部の摩擦力とダンパー材の相互の動きは、次のように考える。支承部に伝達するせん断力が摩擦限度以下のときは、桁と橋脚頭部は一体であるが、摩擦限度を超

せば、桁は滑動して橋脚頭部との間に相対変位が生ずる。ダンパー材がある場合には、桁の滑動はダンパー材で拘束される。この摩擦拘束と交番滑動の現象は振動自由度数の変動として考えることができるが、多支承の場合に、これを数式的に扱うことは極めて複雑である。そこで解析にあたり、支承部の応力-変位曲線を 図-4 のように剛塑性履歴で仮定する。

この履歴曲線は、摩擦力をクーロン摩擦則で表わす完全剛塑性履歴曲線とダンパー材の弾性復元力曲線を組み合わせて、交番滑動に伴う履歴曲線を理想化して表わしたものである。数値解析上は、図-5 (a) に示す完全な履歴曲線に極めて近似した 図-5 (b) のような擬似履歴曲線を想定する。桁の非滑動時における支承部のせん断力 Q と相対変位 δ の関係は無限大の勾配で表わされるが、図-4 (b) ではその勾配を橋脚やダンパー材のバネ定数に比べて著しく大きな勾配 K_F として式 (1) から仮定する。

$$K_F = F / \Delta\delta \dots\dots\dots (1)$$

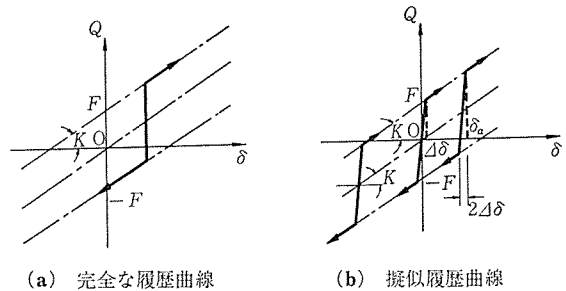


図-5 摩擦支承部の履歴曲線

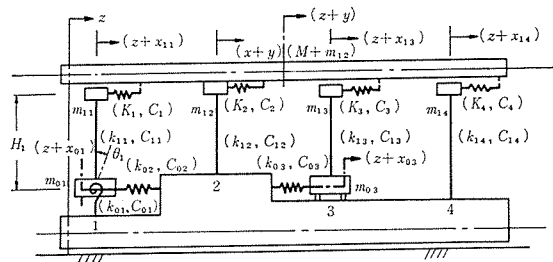
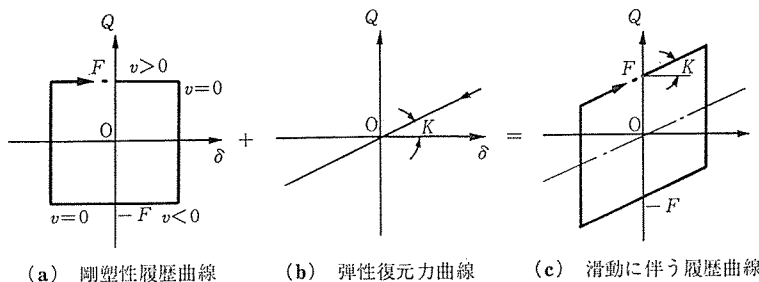


図-6 解析モデル例概念図



Q: 伝達せん断力
 δ : 相対変位
 v : 相対速度
 $\pm F$: 摩擦力
 K : ダンパー材のバネ定数

図-4 滑動に伴う履歴曲線の理想化

ここに、 4δ は桁の応答滑り量に影響しない程度の微小相対変位量と仮定する。

また、この運動方程式は、図-6 に示すような解析モデルについて 図-5 (b) に示した擬似履歴曲線を用いると、基礎の水平動と回転動を考慮した運動方程式として式 (2)~(5) で表わすことができる。

このモデルでは、桁の軸方向変形は無視して剛体として考え、橋脚は 1 質点の等価せん断型振動系に置換している。

$$M(\ddot{y} + \ddot{z}) + \left(\sum_{j=1}^n C_j\right)\dot{y} - \sum_{j=1}^n (C_j \dot{x}_{1j} + \sum_{j=1}^n f_j(y - x_{1j})) = 0 \dots\dots\dots (2)$$

$$m_{1j}(\ddot{x}_{1j} + \ddot{z}) - C_j(\dot{y} - \dot{x}_{1j}) + C_{1j}(\dot{x}_{1j} - \dot{x}_{0j} - H_j \dot{\theta}_j) - f_j(y - x_{1j}) + k_{1j}(x_{1j} - x_{0j} - H_j \theta_j) = 0 \dots\dots\dots (3)$$

$$m_{0j}(\ddot{x}_{0j} + \ddot{z}) - C_{1j}(\dot{x}_{1j} - \dot{x}_{0j} - H_j \dot{\theta}_j) + C_{0j}\dot{x}_{0j} - k_{1j}(x_{1j} - x_{0j} - H_j \theta_j) + k_{0j}x_{0j} = 0 \dots\dots\dots (4)$$

$$J_j \ddot{\theta}_j - C_{1j} H_j (\dot{x}_{1j} - \dot{x}_{0j} - H_j \dot{\theta}_j) + C_{0j} \dot{\theta}_j - k_{1j} H_j (x_{1j} - x_{0j} - H_j \theta_j) + k_{0j} \theta_j = 0 \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 $j=1, 2, \dots, n$ である。 $f_j(y - x_{1j})$ は 図-4 (b) を表わす関数で式 (6) のように書ける。

$$f_j(y - x_{1j}) = f_j(\delta_j) = \frac{1}{2} [K_{jF} - K_j] \cdot \{|\delta_j - \delta_0 + 2\Delta\delta| - |\delta_j - \delta_0|\} + K_j \delta_j \dots\dots (6)$$

- ここに、 δ_j : 桁と橋脚の相対変位
- δ_0 : $\dot{y} - \dot{x}_{1j} = 0$ のときの変位
- $\Delta\delta$: 仮定の微小相対変位
- K_{jF} : 式 (1) で仮定される定数

3.4.2 SU ダンパー構造の挙動実験

本橋の設計にあたって、あらかじめモデル実験によりその挙動を確かめた。

(1) 試験方法

試験体は、図-7 に示すようにコンクリート梁を鋼製の 2 本の支柱で支えたものを用い、実橋との相似性は、支柱のバネ定数比、固有周期、最大応答速度が、ほぼ同じぐらいになるように定めた。試験は予備試験により表-1 の基礎データを求めておき、静的試験および動的試験を行った。

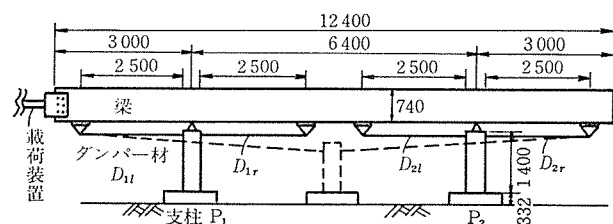


図-7 試験体

表-1 予備試験結果

測定項目	測定結果	
梁の重量	15.8 t	
可動支承の摩擦係数	0.10 or 0.012	
支柱のバネ定数	725 t/m	
ダンパー材のバネ定数	$\phi 5$ mm	155 t/m
	$\phi 7$ mm	294 t/m

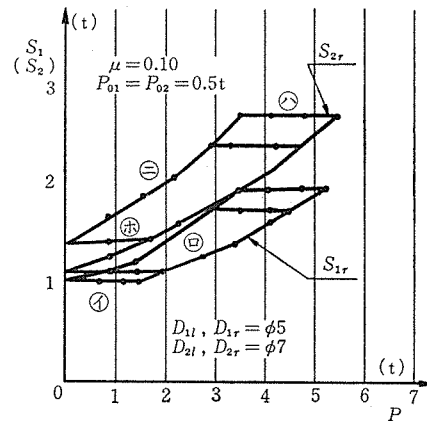


図-8 ダンパー材の軸力

験を行った。

静的試験では、初期緊張力と摩擦係数、ダンパー材の配置を変えた場合の反力分散や残留変位を調べたもので、その結果の一例を 図-8 に示す。これはダンパー材に $\phi 5$ mm (D_{1l}, D_{1r}) と $\phi 7$ mm (D_{2l}, D_{2r}) を用いた時のダンパー材の軸力 (D_{1r} の軸力を S_{1r} , D_{2r} の軸力を S_{2r}) の履歴曲線である。

$P=0$ の時、 S_{1r} と S_{2r} は初期緊張力 (P_{0i} , $i=1$ or 2) に等しく、 0.5 t である。 P を増していくと、支承の最大静止摩擦力を超えた時点からダンパー材が伸び始める。初期緊張力を入れているため、最初は支柱の両側のダンパー材がバネとして働くが、変位が大きくなると片側のダンパー材は張力がなくなり、バネとして働かなくなり、 $\Delta S_{ir}/\Delta P$ の傾きが倍になる。 P をある時点で止め減少させると支承の摩擦力が逆になり、戻りに対する静止摩擦が最大になるまで、支柱と梁は一体でダンパー材の軸力は変化しない。更に P を減少させると、支柱の左右のダンパー材の軸力差が支承の摩擦力と釣り合って梁と支柱が一体になるまで、軸力は減少する。軸力差が摩擦力と釣り合った後は、いくら P を減少させても軸力は変化せず、梁には変位が残る。これが残留変位となる。図-8 の S_{1r} と S_{2r} の差は、反力分散によるものである。片側のダンパー材のみバネとして働く状態まで変化させた時、ダンパー材の軸力 (S_{1r}) は式 (7) で求めることができる。

$$S_{1r} = P_{0i} + \frac{K_i}{K_1 + K_2} \cdot (P - \sum P_{0i} - \sum F_i) \dots\dots (7)$$

表—2 反力分散の比較 (単位: t)

ケース	試験軸力		計算軸力		比 率				
	P_{01}	P_{02}	S_{1r}	S_{2r}	S_{1r}'	S_{2r}'			
$D_{1l}D_{1r}$ は $\phi 5\text{mm}$	0.10	0.2	0.2	1.80	2.85	1.80	2.82	1.00	1.01
		0.5	0.5	2.07	3.10	2.02	2.99	1.02	1.04
		1.0	1.0	1.95	2.75	1.69	2.13	1.15	1.29
		0.2	0.4	2.14	3.53	2.14	3.58	1.00	0.99
$D_{2l}D_{2r}$ は $\phi 7\text{mm}$	0.012	0	0	1.85	3.23	1.97	3.24	0.94	1.00
		0.1	0.1	1.60	2.60	1.60	2.61	1.00	1.00
		0.5	0.5	1.82	2.50	1.79	2.62	1.02	0.95

ここに、 K_i : 支柱 P_i とダンパー材の合成バネ定数

F_i : 支柱 P_i の支承の摩擦力

式 (7) で求めた値と試験値を 表—2 に示す。残留変

位 (δ) と摩擦力および初期緊張力の関係は式 (8) のようになる。 F_i を定数とした時の関係を示すと 図—9 のようになる。

$$2\delta k^* = \sum F_i \quad (\sum P_{0i} \geq \sum F_i/2)$$

$$\delta = \frac{\sum F_i}{k^*} - \frac{\sum P_{0i}}{k^*} \quad \left(\frac{\sum F_i}{2} > P_{0i} > 0 \right)$$

……………(8)

ここに、 k^* : 2本の支柱とダンパー材の合成バネ定数

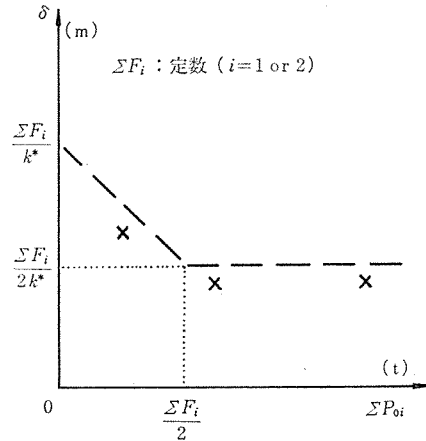
動的試験は、初期緊張力等 3 つの条件を変えた各場合について、梁を鋼棒 ($\phi 11\text{mm}$) で引張っておき、その鋼棒を切断することによって自由減衰振動を起し、このときの反力分散と残留変位および衝撃力を調べた。このときの一例を 図—10 に示す。ダンパー材は 図—7 と同じである。

ダンパー材は、半周期毎に正弦波に近い変形をするが梁と支柱は連続した波形となる。第一波の反力分散は、 $S_{1r}=1.63\text{t}$, $S_{2r}=2.53\text{t}$ となり、計算値では $S_{1r}=1.63\text{t}$, $S_{2r}=2.50\text{t}$ である。

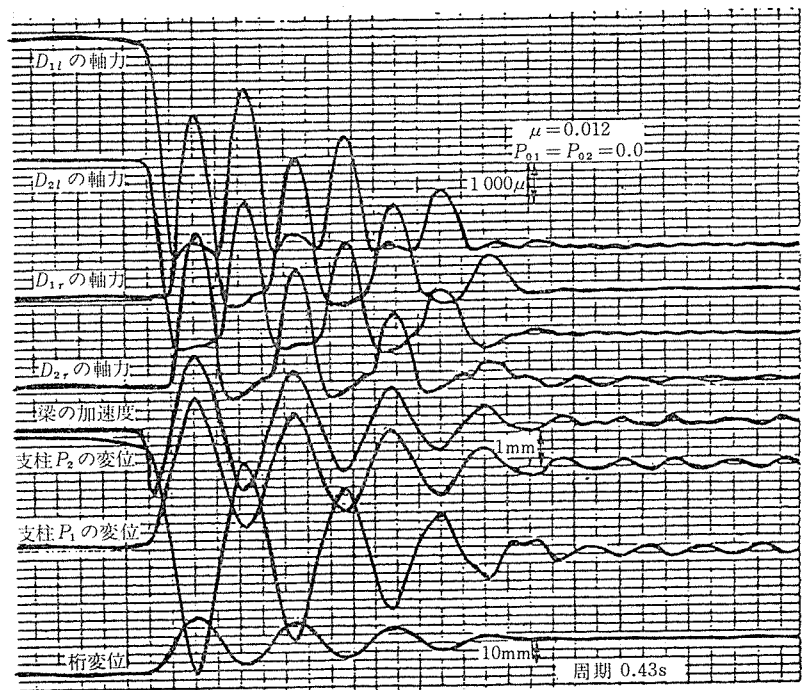
桁の振動から、静的試験と異なり残留変位が残んどないことがわかる。

反力分散については、静的にも、動的にもほぼ理論どおり挙動することがわかったが、支承の摩擦係数の一層の明確化が今後の課題であろう。

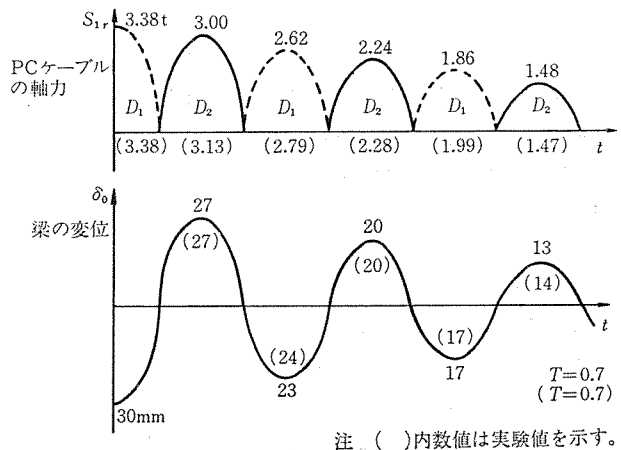
また、ダンパー材の衝撃力の有無は、クーロン摩擦振動の理論値と実験値とを比較すると 図—11 のようであり、梁の最大速度が約 20cm/sec のとき、ダンパー材に生ずる軸力は衝撃を考えないで計算した値と一致することがわかる。したがって、桁の最大応答速度が約 20cm/sec



図—9 残留変位



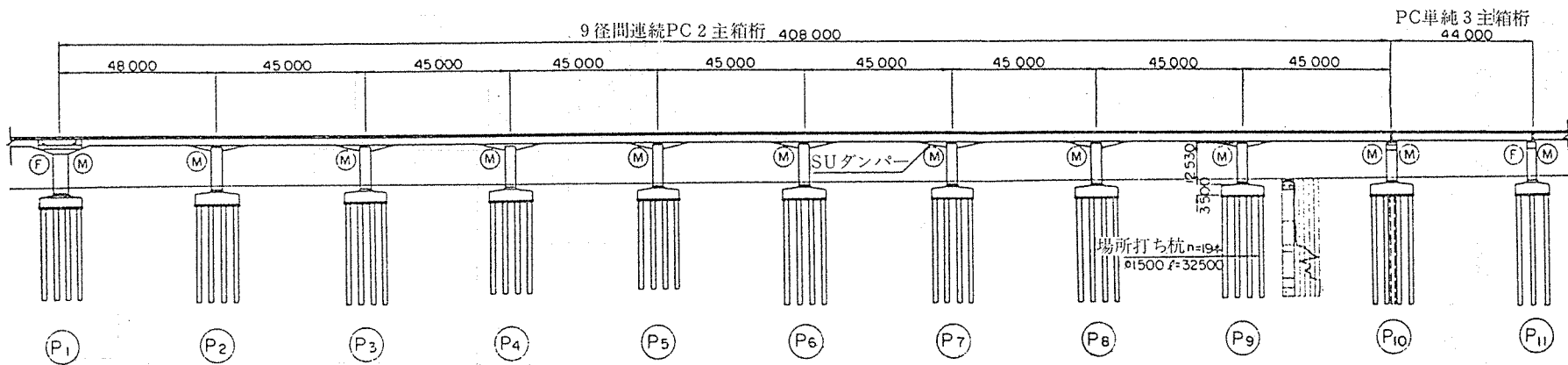
図—10 動的試験結果



注 () 内数値は実験値を示す。

図—11 クーロン摩擦振動との比較

側面図



平面図

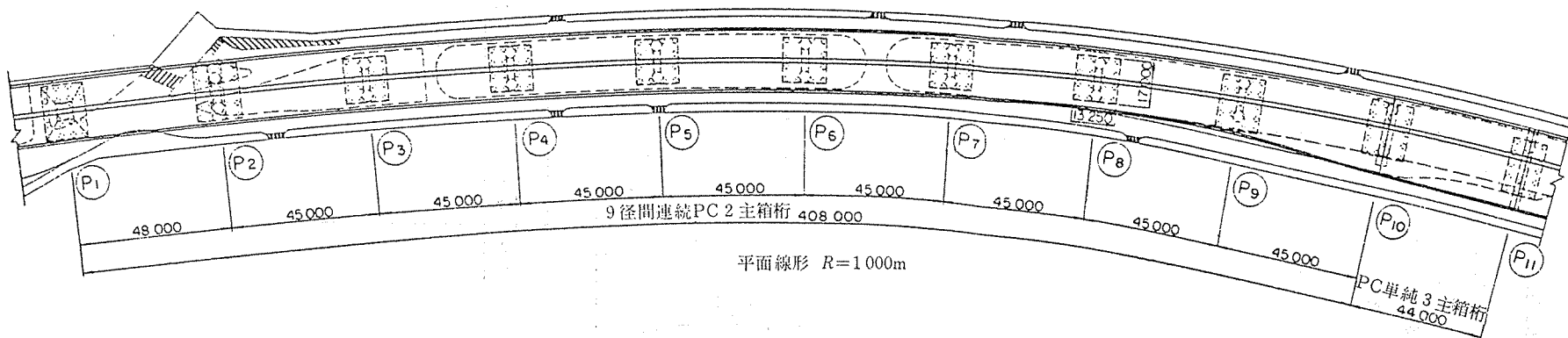


図-12 全体一般図

以下の時、衝撃力は考えなくてもよいと思われる。

4. 静的解析

4.1 主要諸数値と設計手順

構造物の主要構造寸法を設定する(図-12)。設計手順は図-13に示すとおりであり、反力分散構造に基づいた設計計算を繰り返すこととする。

また、本橋の架設地点の地質状態を示すと図-14のとおりであり、設計上用いる主要諸数値は表-3のとおりである。

4.2 基本構造系および反力分散力の設計

PC 9 径間連続高架橋 (9 @ 45=405 m) を設計するにあたり、SU ダンパー構造を用いる有意性は、前述のとおりであり、常時、地震時の水平力は SU ダンパー構

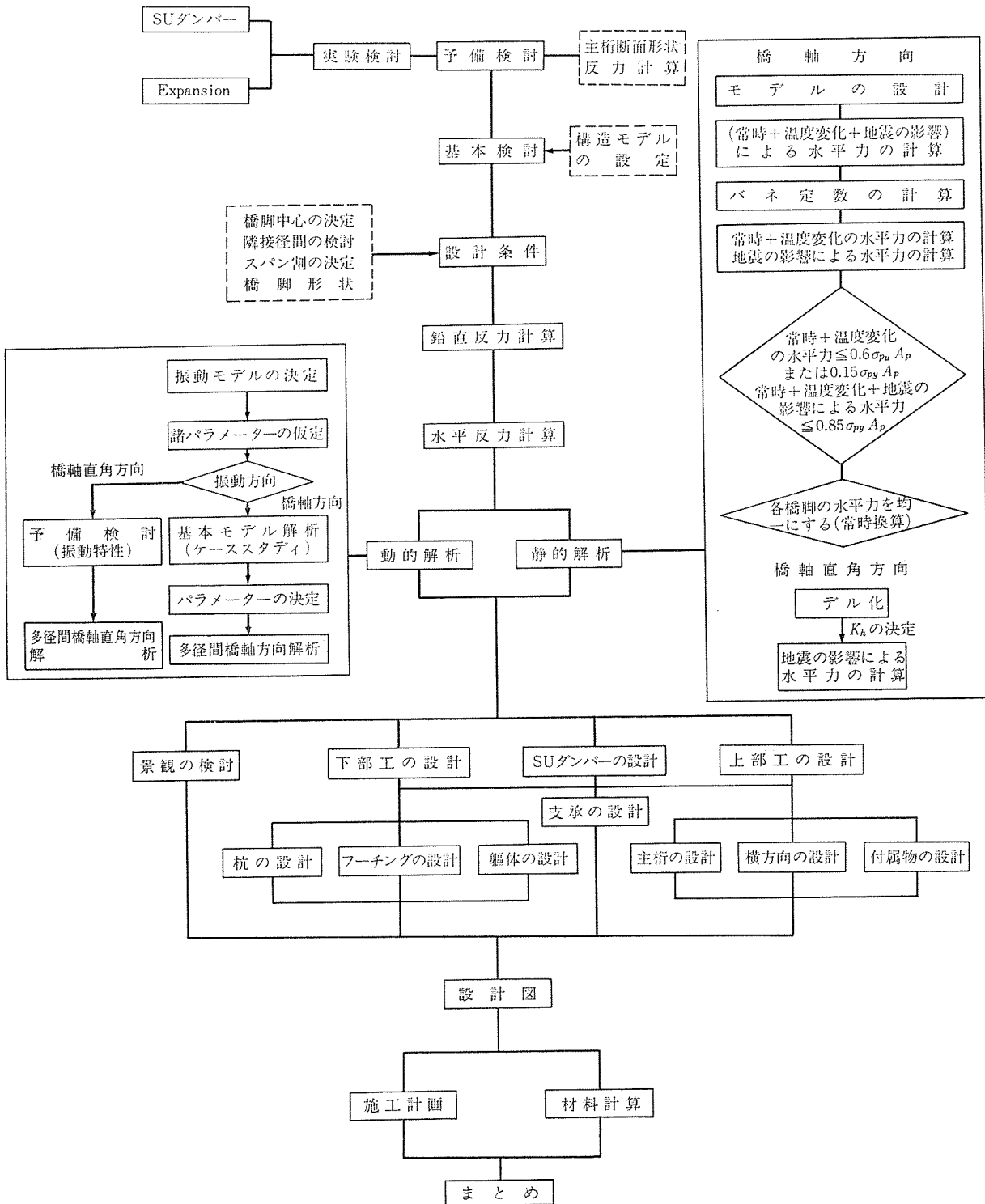
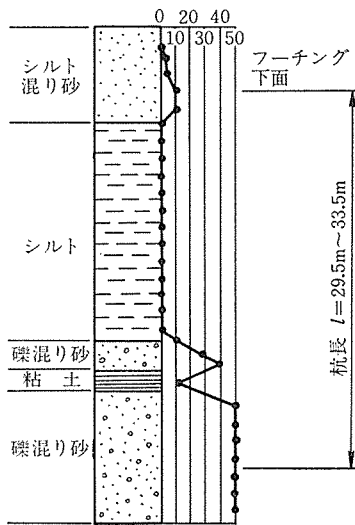


図-13

造，橋脚基礎のそれぞれが有するバネの合成により下部構造に均等に分配される。以下に反力分散の基本的概念および設計反力について述べる。



図—14 地質柱状図

表—3 設計条件

一般条件および荷重	橋種	プレストレストコンクリート道路橋
	構造形式	9径間連続 PC2 主箱桁橋
	桁長	403.240 m
	支間	42.550 m + 7 × 45.0 m + 44.290 m
	有効幅員	標準部 2 × 8.50 + 1.25 拡幅部 (2 × 8.5 + 1.25) ~ (14.318 + 8.5 + 1.25)
	水平震度	上部構造，橋脚に対して $K_h = 0.26$ (4種地盤) フーチングに対して $K_h = 0.13$
	活荷重	TL-20
	衝撃係数	$i = 10 / (25 + l)$, $i = 20 / (50 + l)$
	温度変化	PC 桁に対して $\pm 15^\circ\text{C}$
	温度差	床版と主桁に対して $\pm 5^\circ\text{C}$
上部構造	コンクリートのクリープ係数	最終クリープ係数 $\phi = 2.4$
	コンクリートの乾燥収縮	最終乾燥収縮度 19×10^{-5}
	不等沈下	50 mm
	支承形式	SU ダンパー + 可動支承
下部構造	コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$
	PC 鋼材の許容応力度	引張強度 $\sigma_{pu} = 190 \text{ kg/mm}^2$ 降伏点応力度 $\sigma_{py} = 160 \text{ kg/mm}^2$
	鉄筋の許容応力度	常時: 1800 kg/cm^2 , 床版: 1400 kg/cm^2
下部構造	橋脚形式	鉄筋コンクリート 2 本柱橋脚
	基礎形式	鉄筋コンクリート場所打ち杭 (リバース工法) $\phi = 1.5 \text{ m}$
	コンクリートの設計基準強度	橋脚 $\sigma_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$, フーチング $\sigma_{ck} = 210 \text{ kg/cm}^2$, 杭 $\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$
鉄筋の許容応力度	常時: 1800 kg/cm^2 , 常時, 水中: 1600 kg/cm^2 , 地震時: 2700 kg/cm^2	

横方向地盤反力係数	$K_h = 1.5 \text{ kg/cm}^3$
許容応力度の割増し	常時 1.0, 地震時 1.5, 温度+地震時 1.65
杭の許容支持力	常時 $R_a = 450 \text{ t}$, 地震時 $R_a = 675 \text{ t}$, 温度+地震時 $R_a = 743 \text{ t}$
SU ダンパー	常時: $0.60 \sigma_{pu}$ あるいは $0.75 \sigma_{py}$ のうち小さい方の値 温度+地震の影響: $0.85 \sigma_{py}$ ただし, σ_{pu} : PC 鋼材の引張強さ (kg/cm^2) σ_{py} : PC 鋼材の降伏点 (")

荷重組合せ	割増し係数	
施工中	1.0	
桁完成直後	1.0	
死荷重時 ①+②+③	1.0	
設計荷重時	①+②+③+⑥	1.0
	①+②+③+⑥+⑦	1.0
	①+②+③+⑥+⑦+⑧	1.15
	①+②+③+④+⑥+⑦+⑧	1.15
地震時 ①+②+③+④+⑤+⑦+⑧	1.65	

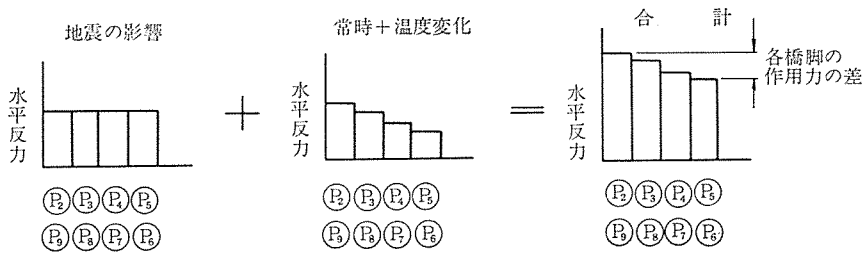
- ①: 死荷重 (桁自重についてはクリープの影響を考慮)
- ②: プレストレス (プレストレス 2 次およびクリープ・乾燥収縮の影響を考慮)
- ③: ダンパーの初期張力およびクリープ・乾燥収縮
- ④: ダンパーの温度変化
- ⑤: ダンパーの地震
- ⑥: 活荷重
- ⑦: 支点沈下
- ⑧: 温度差 (主桁床版部と, それ以外の主桁部の温度差)

終局荷重作用時の荷重組合せ	
①	$1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
②	$1.0 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
③	$1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃})$

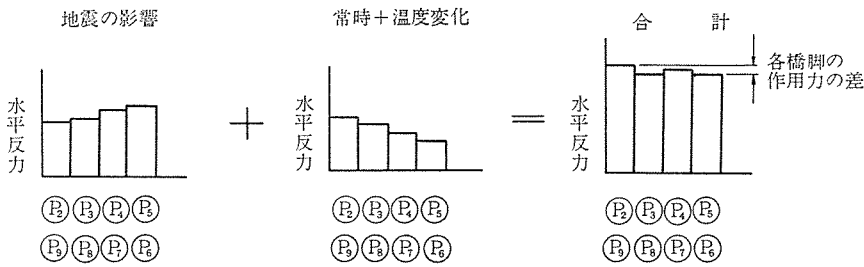
4.2.1 橋軸方向の構造系および反力分散

橋軸方向は，9 径間連続桁であり，各橋脚とも可動支承となっている。したがって，上部構造の温度変化，コンクリートのクリープおよび乾燥収縮による主桁の変形によって生ずる反力をダンパー材により吸収させる。また地震時の上部工水平反力も SU ダンパー装置により伝達させる。これらの概念を示すと 図—15 のように表わすことができる。

各橋脚上のバネ定数が等しい場合には，常時+温度変化の状態での水平反力は 図—15 (a) のように示され，橋梁中央部橋脚が小さく，端部の橋脚ほど大きくなる。また地震の影響による水平力は，各橋脚のバネ定数の比率により分散する。このため，各橋脚に設けられたダンパー材 (PC ケーブル) のバネを調整し (PC ケーブルの径，長さを調整)，各橋脚への水平反力を 図—15 (b) のように，常時+温度変化+地震の影響の状態での橋脚の分担する反力を均等にしようとする考え方である。



(a) 各橋脚上のバネ定数が等しい場合



(b) 各橋脚上のバネを変えた場合
(バネ定数を端部に向かって小さくする)

図-15 橋脚上のバネ定数と水平反力の関係

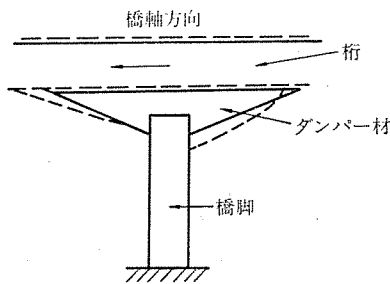
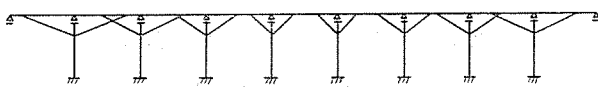
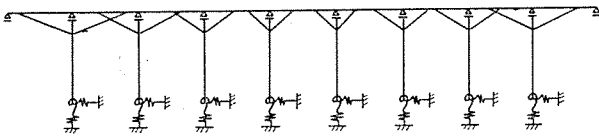


図-16 桁の変位と SU ダンパーの関係



(a) 脚柱付根固定の場合



(b) 基礎のバネを考慮した場合

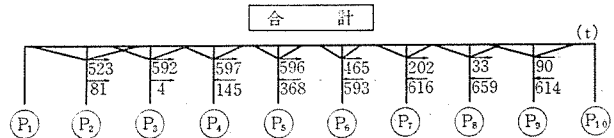
図-17 構造系モデル図

この時、支承の摩擦力とダンパー材の初期緊張力の関係が重要であり、あらかじめ沓の摩擦係数の設定が必要である。ダンパー材は、橋脚の両側に配置するが、図-16に示すように桁が片方に変位すると、片側のそれは引張りが生じ他方はたるむことになり、これらの処理のため、あらかじめダンパー材には張力を作用させておく必要がある(初期緊張力と呼ぶ)。すなわち、桁が片方に

表-4 ダンパー定着位置に働く水平力

(単位: t)

橋脚番号	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈	P ₉
乾収, クリープ	187	183	142	73	38	128	196	222
温度変化	115	111	84	41	26	79	117	130
地震時	221	298	371	482	529	409	346	262
合計	523	592	597	596	593	616	659	614



変位してもダンパー材は、初期緊張力によって、張力が増減するだけになり、バネとして作用する。

本橋の構造系をモデル化すると 図-17 のようであるが、基礎形式によっては、その条件を加味する必要がある。

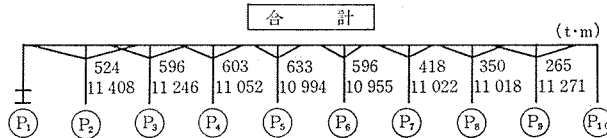
基礎のバネ条件を考えて 図-17 の両モデルを比較すると、本橋の場合、SU ダンパー材のバネ定数が、基礎のそれに比較して極めて小さいために反力分散力へ与える影響として数パーセント以下になるため、基礎のバネ条件は無視できる範囲である。

また、沓の摩擦力による影響は前述のとおりであるが一般の支承板支承においては、摩擦係数 $\mu=0.05\sim 0.20$ 程度であり、本橋では過去の実績および実験値から $\mu=0.10$ を設計値として用い、 $\mu=0.05$, $\mu=0.20$ の場合も検証しておくこととした。

以上のことから本構造モデルの 図-17 (a), $\mu=0.1$

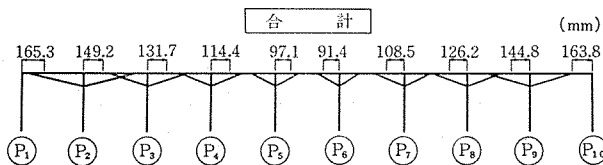
表—5 脚柱付根のモーメント (単位: t・m)

橋脚番号	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈	P ₉
乾収, クリープ	2 408	2 230	1 680	867	451	1 475	2 195	2 434
温度変化	1 484	1 355	1 000	489	311	908	1 312	1 431
地震時反力分散係数	4 413	5 037	5 726	7 017	7 586	6 039	5 110	4 132
地震時摩擦係数 (μ=0.1) 分	3 103	2 624	2 626	2 621	2 607	2 600	2 401	3 252
合計	11 408	11 246	11 052	10 994	10 955	11 022	11 018	11 271
比率	1.041	1.027	1.009	1.004	1.00	1.006	1.006	1.029
ダンパーに働く軸力	131	149	151	158	149	105	88	66
0.85 σ _{py}				192				



表—6 変位量 (単位: mm)

橋脚番号	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈	P ₉	P ₁₀
乾収, クリープ	47.8	38.1	27.8	17.5	7.1	3.3	14.0	25.2	37.0	49.5
温度変化	29.8	23.5	16.9	10.4	4.0	2.3	8.7	15.1	21.7	28.3
地震時	87.7	87.6	87.0	86.5	86.0	85.8	85.8	85.9	86.1	86.0
合計	165.3	149.2	131.7	114.4	97.1	91.4	108.5	126.2	144.8	163.8

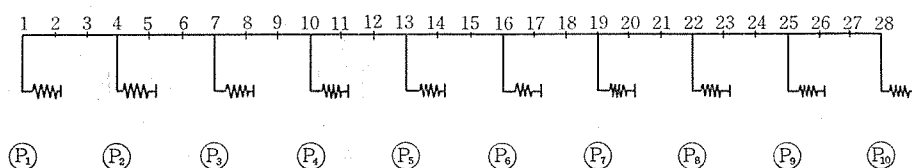


の場合の水平分散力, 橋脚付根モーメント, 上部工桁の変位を示すと, 表—4, 表—5, 表—6 のようである。

ダンパー材定着部の水平力は, 表—4 に示すように, 常時においては端橋脚ほど大きくなり, 地震時にはその方向に準じて変化しており, 常時+地震時において, その設計反力とし各橋脚に分散されている。

橋脚の設計において, 橋脚付根モーメントが支配的となるが, 表—5 に示されるように, 各橋脚とも数パーセント以内に均等化している。また, SU ダンパー構造の特質として上部工桁の水平変位が大きくなる傾向が上げられるが, 表—6 に示すように, 本橋においては約 17 cm 程度を生じている。したがって, 桁の変位量は直接伸縮継手にも関係するところであるが, 本橋については, 大型伸縮継手も併せて開発している。

4.2.2 橋軸直角方向の構造系および反力



図—18 橋軸直角方向構造解析モデル

直角方向は, 支点上の可動支承構造であり, 上部, 下部をヒンジ結合としており, 一般の連続桁構造モデルと同様である。構造解析モデルは 図—18 に示すとおりであり, 標準横断構造は 図—19 に示すとおりである。

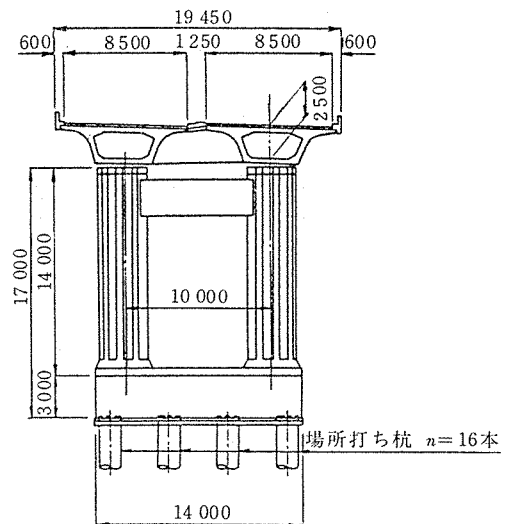
橋軸直角方向の地震時反力分担として, 上部工構造の剛性が高いことを考慮して, 橋脚の直角方向の剛度を考え設計した。この時の

橋脚の換算剛度および反力分散係数は 表—7 のとおりであり, 静的に求めた水平反力と反力分散係数を乗じて設計水平力とした。

ここに換算剛度は, 式 (9) により求めることができる。

$$I_0 = \frac{PH_0^3}{3E\delta_0} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

$$k_p = \frac{3EI_0}{H_0^3}$$



図—19 断面図

表一7 面外作用力による直角方向反力分散係数

	ラーメンの変位量 (m)	平均変位量 (m)	平均高 H_0 (m)	換算剛度 I_0 (m^4)	バネ定数① k_p (t/m)	反力分散による 変位量② (m)	③=①×② せん断力 (t)	④ 面外作用力 (t)	③/④ 係 数
P_1	—	—	14.500	20.129	59 424	0.10716×10^{-1}	637	691	0.92
P_2	0.96149×10^{-3} 0.95300×10^{-3}	0.957245×10^{-3}	14.465	35.131	104 467	0.61971×10^{-2}	647	558	1.17
P_3	0.95494×10^{-3} 0.94383×10^{-3}	0.949385×10^{-3}	13.575	29.278	105 333	0.45389×10^{-2}	478	495	0.97
P_4	0.92838×10^{-3} 0.91739×10^{-3}	0.922885×10^{-3}	13.435	29.196	108 356	0.45548×10^{-2}	494	512	0.96
P_5	0.92275×10^{-3} 0.91179×10^{-3}	0.91727×10^{-3}	13.405	29.178	109 018	0.46618×10^{-2}	508	508	1.00
P_6	0.91640×10^{-3} 0.90460×10^{-3}	0.91050×10^{-3}	13.370	29.166	109 831	0.45975×10^{-2}	505	507	1.00
P_7	0.88341×10^{-3} 0.86324×10^{-3}	0.873325×10^{-3}	13.130	29.129	114 504	0.43957×10^{-2}	503	515	0.98
P_8	0.80915×10^{-3} 0.79788×10^{-3}	0.803515×10^{-3}	12.770	28.796	124 452	0.43812×10^{-2}	545	489	1.12
P_9	0.80485×10^{-3} 0.78741×10^{-3}	0.79613×10^{-3}	12.635	28.151	125 606	0.47648×10^{-2}	598	670	0.89
P_{10}	0.65695×10^{-3} 0.65509×10^{-3}	0.65602×10^{-3}	11.588	26.355	152 433	0.40803×10^{-2}	622	593	1.05

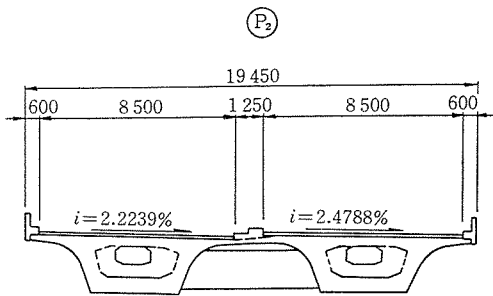
ただし、 H_0 ：平均高
 δ_0 ：平均変位置
 I_0 ：換算剛度
 k_p ：バネ定数

4.3 構造設計

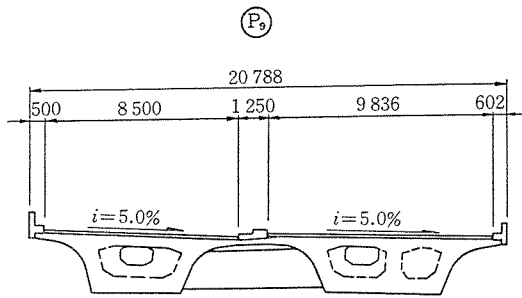
構造設計の記述にあたっては、本橋の特徴となる点（2主桁構造、ダンパー材による張力等）に重点をおき、まとめたものである。

4.3.1 床版の設計

本橋は2主桁構造であり、横方向中間床版の設計にあたっては、2つの箱桁の弾性たわみ差、ねじり等の考慮が必要であって、標準部（図一20）は Bieger の理論、



図一20 標準部上部工断面図

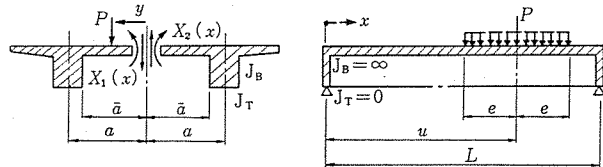


図一21 拡幅部上部工断面図

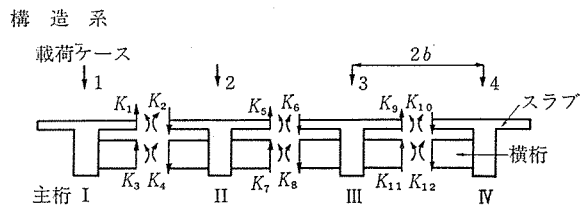
拡幅部（図一21）は Trost の理論によりその値を計算した。

Bieger の理論は、2 主桁の断面を対称に切断し、不静定せん断力 $X_1(x)$ 、不静定曲げモーメント $X_2(x)$ を導入し、橋軸方向の線荷重も考慮して解析したものである（図一22）。

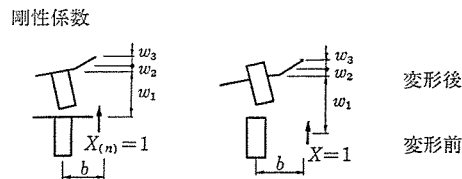
Trost の理論は、床版の曲げ剛性、主桁の曲げおよびねじり剛性、横桁の曲げ剛性を考慮した横分配の計算法であり、床版の曲げモーメントも計算することができる。その不静定力を 図一23 のように導入し、床版および



図一22 断面寸法と不静定量



(a) 横分配される連続桁径間での修正断面図



(b) 単位荷重を受けるスラブもしくは、横桁を持つ主桁の変形

図一23 Trost 理論の概念図

び横桁を有する主桁の変形から、各々の剛性係数を求めることができる。

したがって 図-23 に示される、 w_1 :主桁のたわみによるもの、 w_2 :主桁のねじりによるもの、 w_3 :床版もしくは横桁の曲げによるものの単位荷重を作用させた場合の変形量は、

$$w = w_1 + w_2 + w_3 \dots\dots\dots(10)$$

で表わされ、これらの変形量をパラメーターとして主桁の曲げおよびねじり剛度、床版もしくは横桁の曲げ剛度を求めて、これをフーリエ級数により解く手法である。

表-8 標準部曲げモーメント (単位:t・m)

		固定端	スパン中央
自重		-1.437	1.437
静荷重		-0.977	0.977
活荷重	Pucher	Max	1.710
		Min	0.0
	Bieger	Max	0.393
		Min	-0.283
合計		Max 1.646	4.517
		Min -11.429	2.131

表-9 拡幅部曲げモーメント (単位:t・m)

		中間床版固定端	中間床版中央
自重		-1.437	1.437
静荷重		-0.977	0.977
活荷重	Pucher	Max	2.030
		Min	0.000
	Trost	Max	0.646
		Min	-1.016
合計		Max 2.227	5.090
		Min -13.217	1.398

以上のことから、中間床版のモーメントを求めると表-8、表-9 のとおりである。

4.3.2 主桁の設計

主桁の構造モデルは 図-24 に示すように格子構造とした。この時、分配横桁の設置は横方向剛性評価に直接的に関係することであり、床版との合成評価においても重要である。また、本橋においては、移動吊り支保工施工による分割施工としており、施工上からも問題となる部分である。したがって本橋においては、あらかじめ構造モデルにおいて、支間中央の横桁の有無について検討した結果、中間床版による荷重分配機能が十分可能であることを確認したうえで支間中央には横桁を設けないこととした。ただし箱桁の拡幅部には設けている。

また、断面力の計算にあたっては、次のようなケースについて考え、特にダンパー材による張力の影響を加味している。

- 桁自重 (G) ~ 架設段階のクリープおよび乾燥収縮を考慮した断面力
- 静荷重 (S) ~ 格子計算による断面力
- 活荷重 (L) ~ 格子計算による断面力
- 支点沈下 (S_u) ~ 沈下量 50 mm を想定するがクリープによる影響を考慮して

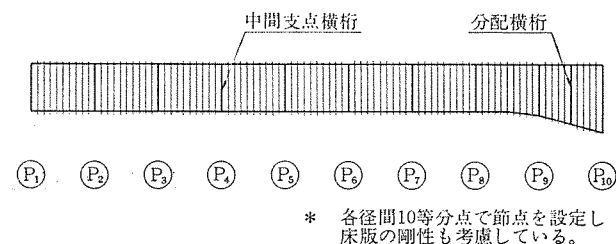


図-24 格子モデル図

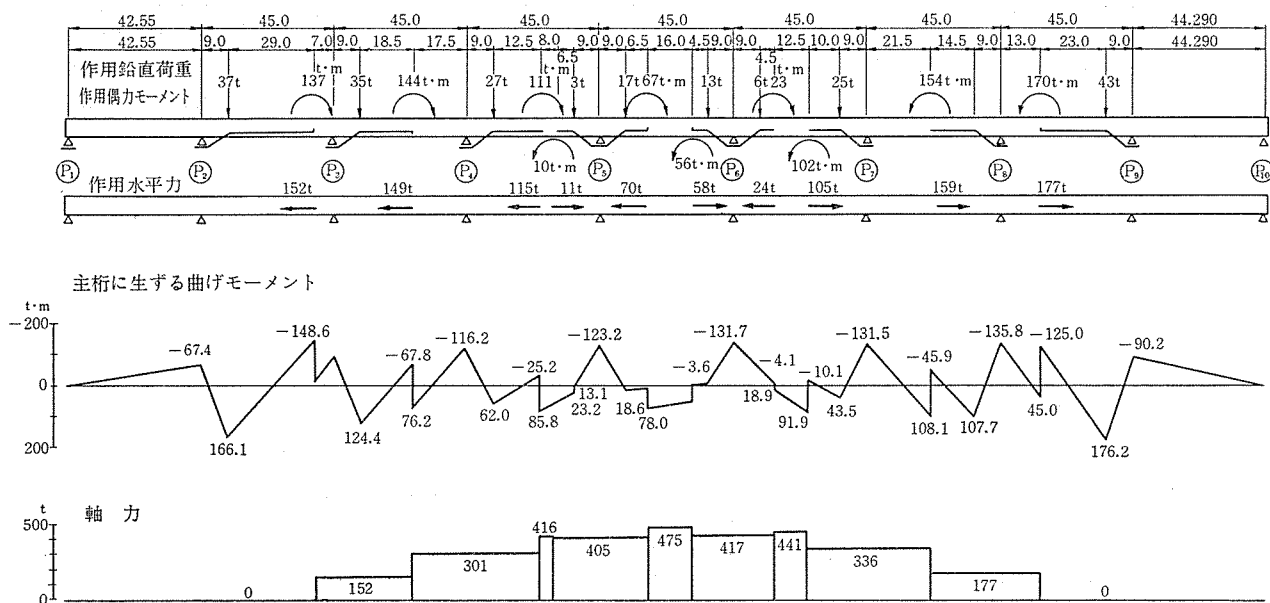


図-25 主桁への作用力および発生断面力 (常時)

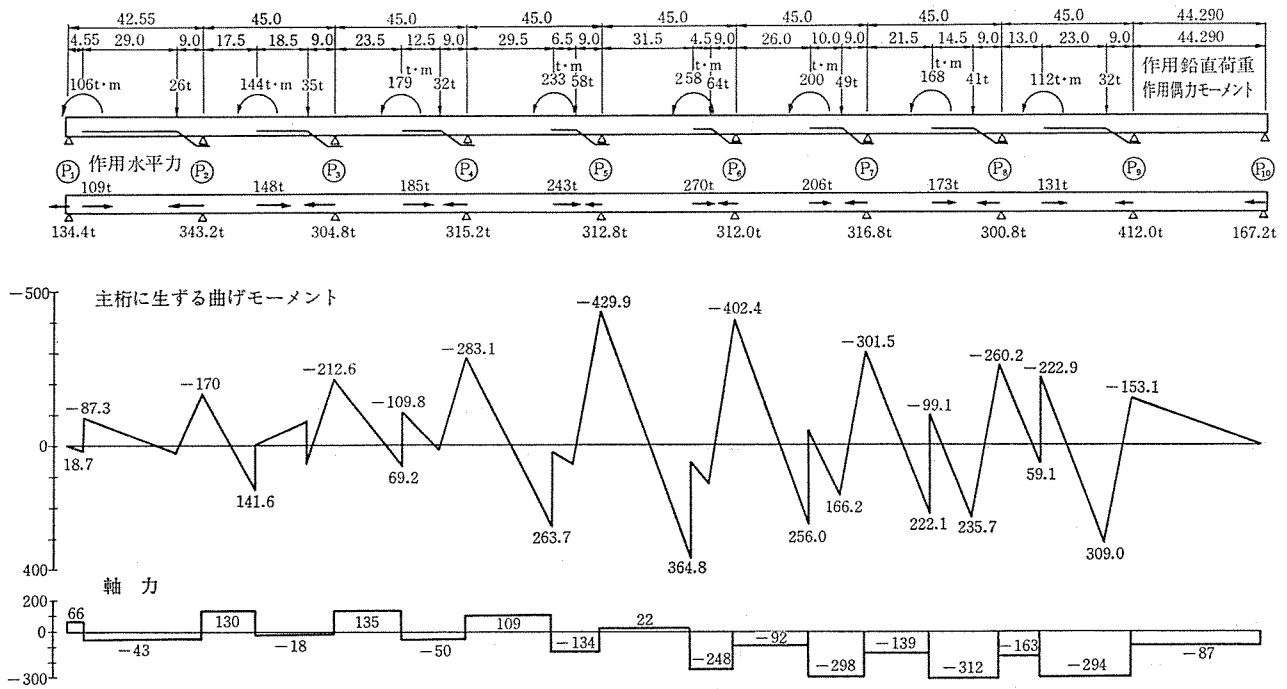


図-26 主桁への作用力および発生断面力 (地震の影響)

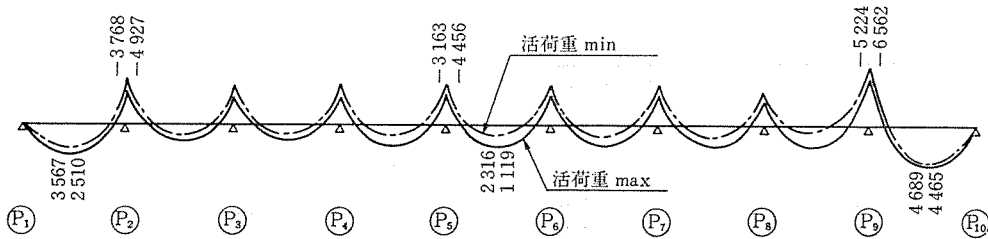


図-27 活・死荷重による曲げモーメント

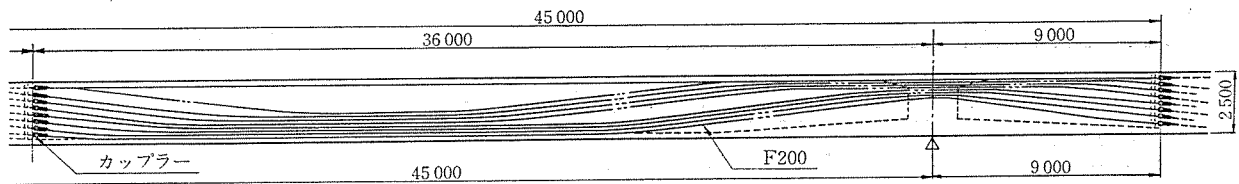


図-28 ケーブル標準配置図

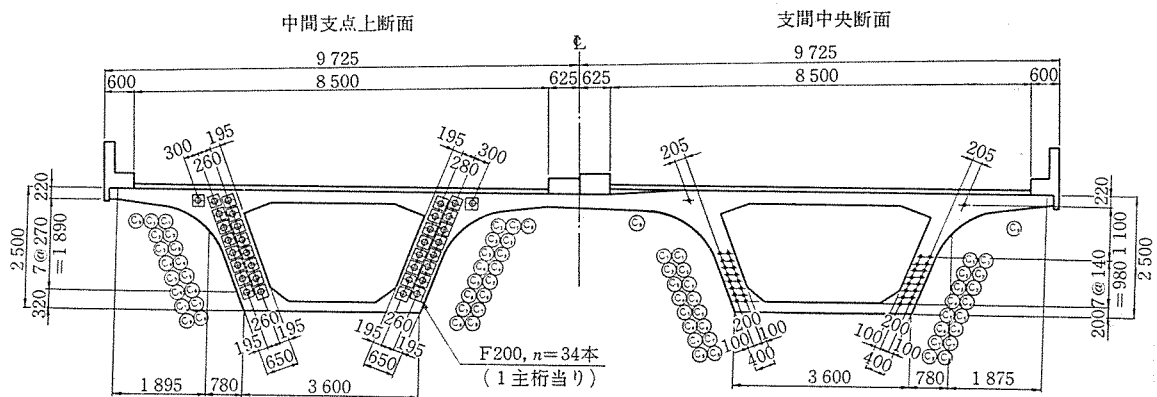


図-29 ケーブル配置断面図

1/2 の値を用い、弾性方程式による断面力
 温度差 (T) ~ 上, 下縁の温度差を 5°C とし、弾性方程式により求めた断面力
 ダンパー材の張力 (D_r) ~ ダンパー材による桁の部材力は、初期緊張力、クリープおよび乾燥収縮、温度変化、地震時等個別に計算しこれ

らの組合せによる断面力
 以上のようなことから、ダンパー材による発生断面力を示すと 図-25 (常時)、図-26 (地震時) のようになり、死活荷重によるモーメントは、図-27 のように示される。
 したがって、主桁の設計断面力は、前述の組合せであり、その PC ケーブルの標準的配置は 図-28 のようになっている。

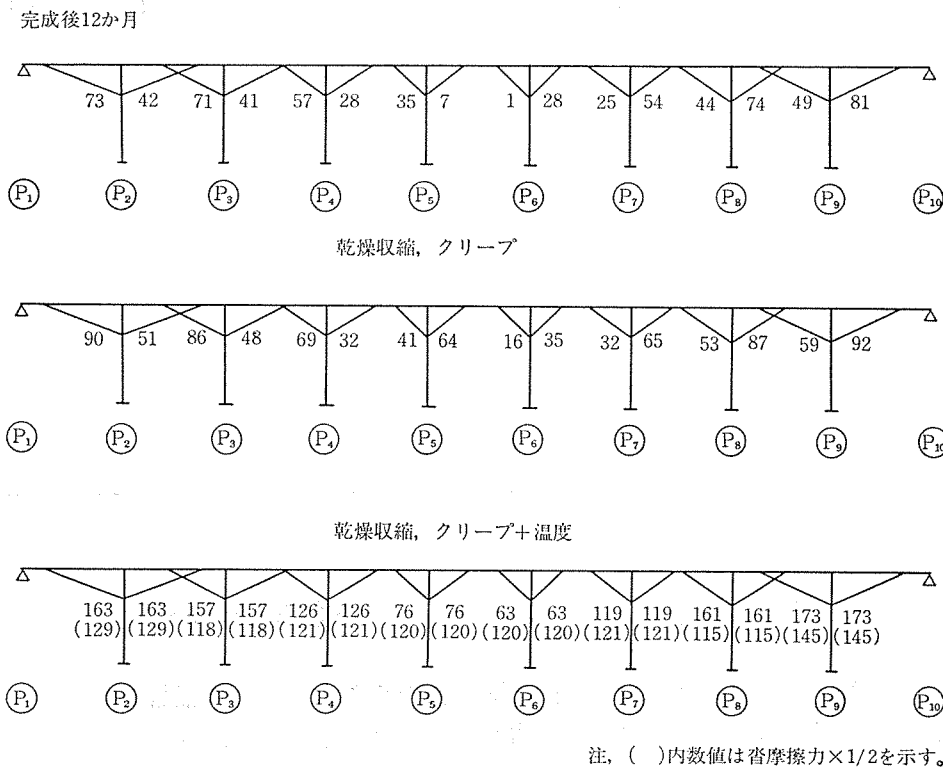


図-30

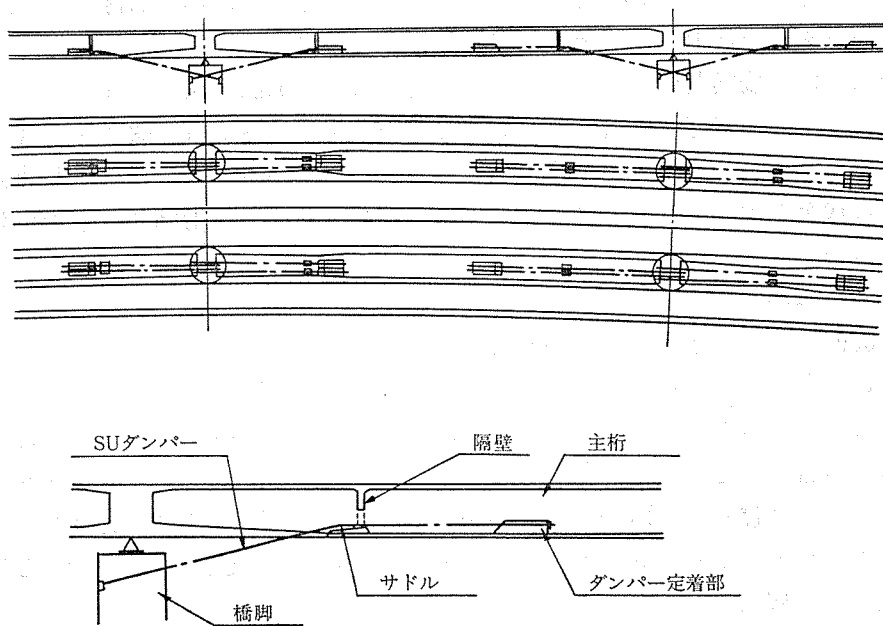


図-31 ダンパー配置図

4.3.3 ダンパー材の初期緊張力の検討

施工は分割施工により実施され、9 径間連続桁完成直後よりダンパー材の設置による水平反力が発生する。

したがって、桁コンクリートは施工中での材令の終了と完成直後からの材令を分けて、9 径間連続桁としてのクリープおよび乾燥収縮、温度変化時の反力分散を行い、ダンパー材の張力を計算する必要がある。完成直後から1か年後に再緊張を行うこととして、初期緊張力を導入することとした。完成直後から1か年後に与える緊張力は 図-29 のようである。ただし、この緊張力は反

力分散によって求めた軸力と、その橋脚の沓の摩擦力の1/2 とのどちらか大きい数値を用いることとした。

また、ダンパー材の配置は、図-30 (中央径間部 $P_3 \sim P_6$) のようであり、上部桁の下床版においてサドルと称するフッ素樹脂板支承タイプの沓で受けている (温度変化時の伸縮に対しては滑り、回転に対してはゴムで吸収してしまうような構造のものを用いている)。

(以下、その2に続く)

【昭和 59 年 7 月 17 日受付】

◀刊行物案内▶

プレストレストコンクリート技術の現況

本書は全国七都市で行った第 10 回 PC 技術講習会のテキストとして編纂したもので、PC 技術の現況と題し、下記に示すとおり内容も豊富なものとなりました。地区によってはテキストの不足を生じた会場もあり、大変な盛況でした。その内容は大きく4項目からなっており、すなわち PC の設計に関する各国の規定、PC 鋼材について、建築に関する PC 部材の接合法、さらに今度の編纂に最も力点を置いた PC 橋の架設工法総覧であります。

特に最後の項は、PC 橋梁関係者にとっては、最近の新しい工法も採りいれられていることにもより、大変よくまとまった格好の資料になることと思います。掲載資料を欲ばり、頁数が多くなり過ぎた嫌いがありましたが、ご自身の勉強のためもさることながら社員教育用にも最適かと存じます。ご希望の方は代金を添えて (社)プレストレストコンクリート技術協会 (電 03-261-9151) 宛お申し込みください。

体 裁 : A 4 判 216 頁

定 価 : 5,000 円 送 料 : 800 円

内 容 : (A) プレストレストコンクリートの設計に関する各国の規定 (主としてひびわれ発生許容プレストレストコンクリートについて)。(B) PC 鋼材について。(C) PC 部材の接合法 (その力学的基本特性)。(D) プレストレストコンクリート橋の架設工法総覧, 1) 概説, 2) PC 桁の移動架設工法, 3) 場所打ち工法 (支保工), 4) プレキャストブロック工法, 5) カンチレバー工法, 6) 移動支保工, 7) 押出し工法, 8) PC 鉄道橋の架設。