

## 多径間プレストレスト コンクリート 連続桁橋に関する二、三の検討

秋 元 泰 輔\*

### 1. はじめに

高架橋の上部構造の構造形式を検討する際に、単純桁橋とすべきか連続桁橋とすべきかよく議論されている。

一般に、単純桁橋の場合は設計・施工が容易で、下部構造物の不等沈下の影響や温度変化の影響などを考慮しなくてもよいが、適用スパン長は短かく、伸縮継手装置や桁落下防止装置などを設けなければならない、などの特徴がある。また、連続桁橋の場合は設計計算が複雑で、不静定力や温度変化の影響などのほかにプレストレスト コンクリート（以下、PCと記す）橋ではコンクリートのクリープ、乾燥収縮の影響も考慮しなければならず、施工も簡単ではないが、構造物が完成した後は、伸縮継手部が少なく、走行性はよく、支承の数も減らせ、維持管理も比較的容易で、構造物としての信頼性も高い、などの特徴がある。

これらの特徴や立地条件などにより、従来は単純桁橋か連続桁橋かが決められていたと思われるが、最近では伸縮継手部の騒音や維持管理上の問題などがクローズアップされ、電子計算機の発達や種々の技術の進歩により複雑な連続桁橋の設計も可能になってきており、また一方では新しい構造形式の採用や新材料の使用により単純桁橋の適用スパン長も長くなってきて、従来とは別の観点より単純桁橋とすべきか連続桁橋とすべきかを判断する必要が生じてきている。たとえば、首都高速道路のような高架橋では伸縮継手部の騒音問題や走行性などから、なるべく伸縮継手のない多径間連続桁橋がよく、またこの多径間連続桁橋は地震力を合理的に各橋脚に分散することができるという特徴も有しており、高架橋の構造形式を検討する際に多径間連続桁橋形式も対象とする必要がある。しかしどの程度の径間数まで連続構造とすることができるか、上下部構造物の結合方式(支承構造)はどのようにすればよいのかなどの問題が残されている。

本文は多径間連続桁橋についての研究の一端として、まず多径間連続桁橋を検討する場合の諸要因について述

\* 首都高速道路公団工務部設計技術課

べ、次に複雑な要因を有するPC橋を対象に、主に最近施工されている移動支保工<sup>1)2)</sup>（ゲリュストワーゲンとストラパークなど）を用いて片押し施工する多径間連続桁橋のうち、径間数を5径間とした場合および11径間とした場合の道路橋を例にして、この諸要因について検討した結果および考察を示し、最後に多径間PC連続桁橋の検討結果をまとめ、問題点を整理したものである。

多径間PC連続桁橋を検討する上での諸要因について

### 2. 多径間PC連続桁橋を検討する上での諸要因について

ここでは多径間PC連続桁橋を検討する上での諸要因について簡単に述べる。

#### (1) スパン長および径間数

スパン長は立地条件などにもよるが、主に上部工の設計から決められ、一般的には35m程度が経済的なようである<sup>3)</sup>。しかし、多径間連続とした場合は、後述のように下部構造物への影響を考慮するとスパン長は35mより少し短い方がよいようである。

一方、径間数は多ければ多いほど走行性などはよいが、後述のように温度変化などによる桁の総変形量の影響や下部工の設計などにより径間数には限界がある（この限界を検討するのが多径間連続桁橋の研究の主題である）。

#### (2) 上下部工の結合方式(支承構造)

上下部工の結合方式、すなわち支承構造は多径間連続桁橋を検討する上で大きな要因となる。

一般的には、連続桁橋の中央に近い支承を固定支承とし、他を可動支承として桁の変形が拘束されることによる影響を考慮しなくてもよいようにしているが、径間数が増すと固定支承を有する橋脚のみで橋軸方向の地震力を受けもたせることはできなくなる。また、可動支承を有する橋脚は主に橋軸直角方向の地震力と上部工の反力に対して設計されており、橋軸方向については上部工の反力に支承の摩擦係数を乗じた力に対して検討されるだけで、橋脚の耐力を十分利用しておらず、合理的でない

(単純桁橋が連続する高架橋の橋脚の方がこの点では合理的に設計される)(表一参照)。

これに対して、すべての支承を固定にする支承構造あるいは可動支承部にダンパー類を設けて<sup>3)</sup>地震力のみ各橋脚に分散させる構造形式などが考えられる(上部工と橋脚とを剛結する多径間ラーメン橋も考えられるが、剛結部の構造などの検討が必要であることをのぞいて、おおすじでは本文で述べていることと同様な検討を行えばよいので、ここでは省略する)。

以上のように、上下部工の結合方式は種々考えられ、いちがいにどのようにすればよいとはいえないが、ダンパー類を設けることを別にすれば、後述のようにすべての支承を固定にすると橋脚の橋軸方向は地震力に対してよりも桁の変形を拘束することによる影響の方が大きいので、許容応力度の割り増しなどを考慮して地震力に対する耐力の余裕分だけ両端に可動支承を有する橋脚を設けて径間数を増すような構造形式にするのがよいようである。

(3) 下部工の剛性

多径間連続桁橋を検討する場合、下部工の剛性(特に橋軸方向の剛性)も大きな要因となる。

たとえば、すべての支承を固定にした場合、連続桁橋の両端の橋脚には桁の変形を拘束することによる大きな応力が集中する。したがって、この応力に耐えられる橋脚を設計すると、一般に連続桁中央部の橋脚よりも大きな断面形状寸法の橋脚となり、橋軸方向の剛性も大きくなってさらに桁の変形を拘束することによる応力が集中してくるといふ悪循環を起こさせる。これに対して、連続桁中央部の下部工の橋軸方向の剛性を大きくすると、そのために地震力が中央部の橋脚に集中してくることになる。また、下部工の剛性を全体的に小さくすると桁の変形を拘束することによる応力を小さくすることはできるが、連続桁橋端部における桁の変形による移動量が大きく、伸縮継手の設計などが困難になる。逆に下部工の剛性を全体的に大きくすると、桁の変形を拘束することによる応力が大きくなり、上下部工の設計などが困難になる。

したがって、適切に下部工の剛性を検討しないと、下部工の剛性により上下部工の設計が制限され、連続桁橋の径間数が決まる場合が多い。

後述の検討では、橋軸方向の全橋脚の剛性が等しい場合と連続桁橋の中央部の橋脚の剛性を端部の橋脚の剛性より大きくした場合について検討し、後者の方が多径間連続桁橋としてはよい結果が出ている。

表一 連続桁橋と単純桁橋の橋脚設計曲げモーメントの比較例

	3径間連続桁橋				単純桁橋				
	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$	$P_1$	$P_2$	$P_3$	$P_4$	
橋脚	可動	固定	可動	可動	可動	固定	可動	固定	可動
反力	$N_1$	$N_2$	$N_3$	$N_4$	$\frac{W'}{2}$	$\frac{W'}{2}$	$\frac{W'}{2}$	$\frac{W'}{2}$	$\frac{W'}{2}$
橋軸方向橋脚曲げモーメント	$N_1 k_{\mu} h$ (0.03)	$W k_{\alpha} h$ (1.00)	$N_3 k_{\mu} h$ (0.07)	$N_4 k_{\mu} h$ (0.03)	$\frac{W'}{2} k_{\mu} h$ (0.03)	$W' k_{\alpha} h$ (0.33)	$W' k_{\alpha} h$ (0.33)	$W' k_{\alpha} h$ (0.33)	$W' k_{\alpha} h$ (0.33)
橋軸直角方向橋脚曲げモーメント	$N_1 k_{\alpha} h$ or $\frac{W'}{4} k_{\alpha} h$ (0.14) or(0.25)	$N_2 k_{\alpha} h$ or $\frac{W'}{4} k_{\alpha} h$ (0.36) or(0.25)	$N_3 k_{\alpha} h$ or $\frac{W'}{4} k_{\alpha} h$ (0.36) or(0.25)	$N_4 k_{\alpha} h$ or $\frac{W'}{4} k_{\alpha} h$ (0.14) or(0.25)	$\frac{W'}{2} k_{\alpha} h$ (0.17)	$W' k_{\alpha} h$ (0.33)	$W' k_{\alpha} h$ (0.33)	$W' k_{\alpha} h$ (0.33)	$\frac{W'}{2} k_{\alpha} h$ (0.17)

(注)

- ( ) 内の値は3径間連続桁橋の  $P_2$  橋脚の橋軸方向曲げモーメントの値を1.00とした場合の比を示す。
- $k_{\mu}$  … 可動支承の摩擦係数(上記の比の計算においては0.05と仮定)  
 $k_{\alpha}$  … 設計水平震度(上記の比の計算においては0.25と仮定)  
 $W$  … 連続桁上部での全重量  
 $W'$  … 単純桁上部での全重量(上記の比の計算においては  $W'=W/3$  と仮定)  
 $h$  … 橋脚の高さ
- 上記の比の計算において連続桁橋の反力の比を  $N_1:N_2:N_3:N_4=1:2.6:2.6:1$  と仮定する。

なお、下部工の剛性は橋脚の曲げ剛性、フーチングの回転剛性、杭の曲げ剛性などから求められるが、フーチングや杭の影響には不明確な点も多いので、その影響を過大評価せずに十分検討する必要がある(後述の検討においては単に数値計算から求めており、過大評価のみである)。

(4) 施工中の構造系

多径間PC連続桁橋を施工する方法は、①プレキャスト単純桁を架設した後に各橋脚上で連続構造として連続桁橋とする方法<sup>4)</sup>、②移動支保工を用いて場所打ちコンクリートによる片押し施工で連続桁橋とする方法<sup>1) 2)</sup>、③支保工上で場所打ちコンクリートにより連続桁橋を施工する方法、などが考えられる(図一1参照)(なお、この他にブロック工法による方法や<sup>5) 6)</sup> 押し出し工法による方法<sup>7)</sup>なども考えられるが、設計面における各部材の材令差<sup>6)</sup>や施工面におけるブロック製作ヤードを必要とする点などの検討を除けば、ほぼ②の移動支保工を用いる方法と同様であるのでここでは省略する)。

このうち③の方法は従来一般的に用いられてきている方法であり、数径間から場合によっては全径間を同時に施工することができ、自由な構造形式や断面形状の連続桁橋を施工することができる。また、PC鋼材のカップリング継手などの問題もなく、工期を早くすることも可能である。しかし、実際問題としては、支保工を組むことができる立地条件の場所しか適用できず、支保工の転用、人手不足の現状における作業員の非能率的な配置、

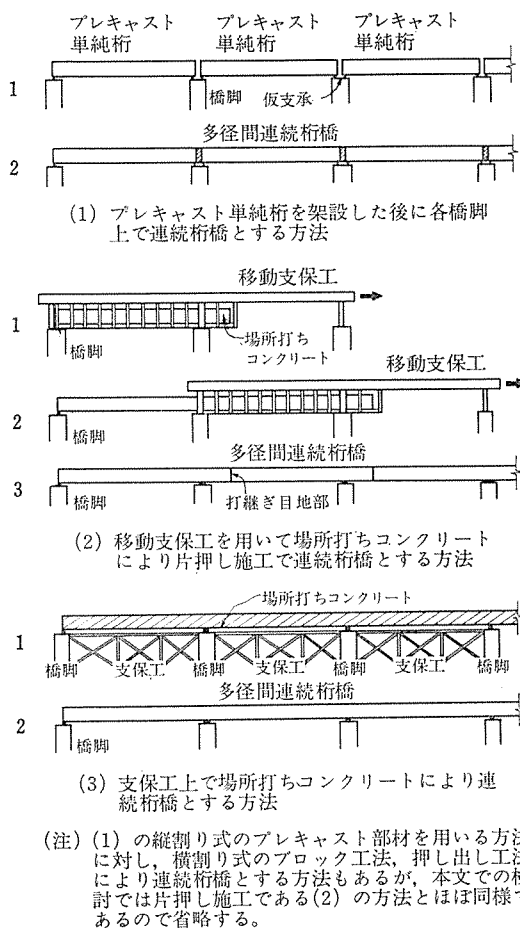


図-1 多径間 PC 連続桁橋を施工する方法

などの問題点を有している。

①と②の方法は多径間連続桁橋を検討する場合、一般的に考えられる適した方法で、施工法を別にすれば主に解析における構造系、連続構造となる位置、各部材の材令差の影響などがそれぞれ異なり、比較検討を要する。以下にそれぞれの施工法の特徴から簡単に述べる。

まず、②の移動支保工を用いて片押し施工する方法は下部工が出来次第、順次片押しにより上部工が施工されてゆく。したがって、下部工も片押しにより施工してゆけばよく、合理的な施工計画をたてることができる。しかし、なにかの障害により一部の下部工が施工できないと上部工の施工にも支障をきたす。それに対して①のプレキャスト単純桁橋を架設してゆく方法は下部工の施工にあまり左右されずに、下部工が出来次第単純桁を架設してゆけばよい。ただし、プレキャスト製作ヤードからの運搬、架設などの工程を合理的にしようとする場合は②の方法と同様なことになる。

以上の施工法より施工中の構造系も決まり、②の方法は一義的に図-3に示す構造系となる。これに対して①の方法は施工条件により構造系は種々考えられる。

これらの構造系において問題となるのは各スパンごと

の材令差の他に②の方法では打継ぎ目地部の位置（連続構造とする位置）をどこにするか、などであり、①の方法ではどのような順序で各単純桁を連続構造とするか、などである。また、支承構造について、②の方法では最初から完成後の支承構造としてしまうか、施工時には可動支承とし、全スパン完成時に固定支承とするような支承構造とするか（後述参照）などの検討事項があり、①の方法では単純桁を設置する際の仮支承を連続構造とした場合に本支承に移すのをどのように行うか、などの検討事項がある。これらの問題点をどう取り扱うかは多径間連続桁橋を研究する上での大きな要因となる。これらについて以下に簡単に述べる。

まず、各スパンごとの材令差については、①の方法の場合、プレキャスト部材であるので十分材令がたってから用いればこの影響は小さいと考えてよいが、②の方法では一般に各スパンの施工日数が10日～20日程度であるのでこの影響は大きい（初期の材令におけるコンクリートのクリープ係数および乾燥収縮度は大きいので、材令差の影響は大きいのである。後述参照）。

②の方法での打継ぎ目地部は、できるだけ全径間（等径間の場合）の曲げモーメントを同一にするよう、一般に各スパンの20～25%程度の位置に設けられる。実際にはどの位置が一番よいのかはさらに検討する必要がある。

①の方法での単純桁を連続してゆく順序については、やはり種々検討しなければならないが、上述のように十分長い材令がたった後に連続する場合は、クリープ、乾燥収縮の影響も小さいので、この順序はあまり問題にならないと思われる。

支承構造についての①の方法の場合については単に施工上の問題なので、ここでは省略して②の方法の場合で述べているように最初から固定支承構造のものを用いるか、一時可動で後に固定となる支承構造のものを用いるか、の問題について述べると、後述のようにやはりプレストレス導入時には可動支承として、プレストレス導入による桁の弾性変形を拘束することによる影響をなくす構造の支承を用いる方がよいようである。

### 3. 多径間 PC 連続桁橋についての検討結果および考察

ここでは、はじめにも述べたように、移動支保工を用いて片押し施工する多径間連続桁橋のうち、径間数を5径間とした場合および11径間とした場合（それぞれの各スパン長は一定）の道路橋を例にして、2.で述べている諸要因について検討したので、その結果および考察を簡単に述べる。

#### (1) 検討した構造物の設計・施工条件

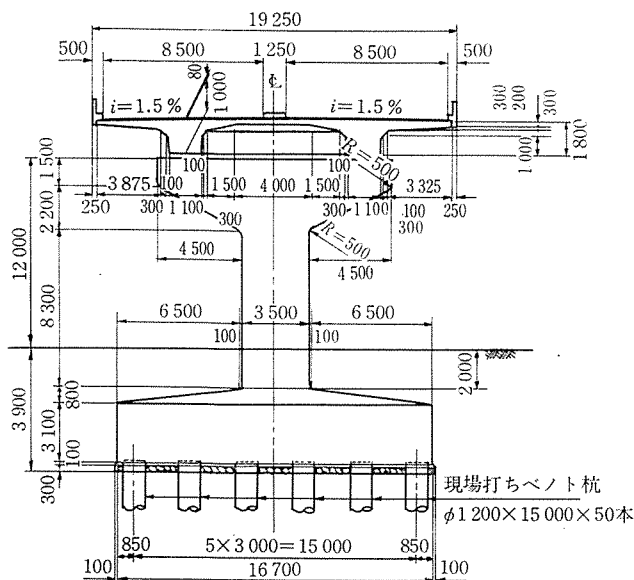


図-2 検討した構造物の一般図

次のような条件により、まず形状、寸法などを設計した(図-2 参照)。

1) 上部構造は2主桁桁橋<sup>9)</sup>であり、スパン長さは各スパン一定の35mとし、死荷重、活荷重およびプレストレスに関する荷重に対して設計する。

2) 橋脚は高さ12mの鉄筋コンクリート橋脚とし、全橋脚の剛性は等しく、地震力(設計水平震度は0.26)は各橋脚に均等に分散されるものとして設計する。なお橋脚の形状は図-2に示すようにT型橋脚を基本形状とする。

3) 基礎は基礎杭を有するフーチング基礎として設計する。基礎地盤条件は全径間同一とする。したがって、後述の橋脚の剛性は下部工の剛性の意味にも用いられている。

また、検討した構造形式、施工条件、解析方法などは以下による。

① 径間数は5径間とした場合と11径間とした場合とする(なお、主桁のヤング係数 $E$ は $3.5 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$ 、断面積 $A$ は $12.4 \times 10^4 \text{cm}^2$ である)。

② 上下部工の結合方式(支承構造)はすべてヒンジ結合(固定支承)とする。なお、施工中に関しては⑧を参照のこと。

③ 連続桁橋は単独に存在するものとする(隣接する桁の影響は無視する。ただし、動的解析にあたっては後述参照のこと)。

④ 基礎の支持条件としてはフーチング杭基礎をせん断ばね(ばね定数 $k_s = 3.88 \times 10^6 \text{kg/cm}$ )および回転ばね(ばね定数 $k_\theta = 5.875 \times 10^{12} \text{kg} \cdot \text{cm/ラジアン}$ )などに置換して評価する。なお、橋脚のヤング係数は $E_p = 3 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$ 、断面2次モーメントは $I_p = 1.25 \times 10^9 \text{cm}^4$

とする。

⑤ 片押し施工における打継ぎ目地部はスパン長の1/5の位置とする。

⑥ 各スパンの施工日数は20日とする。

⑦ 各径間の施工段階におけるコンクリートのクリープ係数および乾燥収縮度の値は「プレストレストコンクリート道路橋示方書」(日本道路協会)に示されている材令と進行度の関係を参考に求める。また、温度変化は $\pm 15^\circ\text{C}$ とし、施工中はこの影響を考慮しないものとする。なお、コンクリートの線膨張係数は $10 \times 10^{-6}$ とする。

⑧ 各径間の施工段階におけるプレストレスによる弾性変形の影響は考慮しないものとする。すなわち、プレストレス導入時には導入側の支承は1時可動にしておき、後にヒンジ支承とする<sup>9)</sup>(後述参照)。

⑨ 解析は変形法により行い、各部材の中心を骨組線とする。計算そのものの詳細については省略する(なお、動的解析については後述参照のこと)。

以上の諸条件より以下の検討を行った。

1) 第1段階として、施工中の桁のクリープ乾燥収縮および温度変化の影響による長期変形によって生じる不静定水平反力について、5径間連続桁橋を対象に予備検討を行った。すなわち、上記⑨に示すようにプレストレス導入時には導入側の支承は可動になっているが、それを各スパン施工完了時点で固定支承にする場合と全スパン施工完了時点で固定支承とする場合の桁の長期変形によって生じる不静定反力について検討した。

2) 次に、全スパン施工完了時点で固定支承とする支承構造を有する5径間連続桁橋と11径間連続桁橋について、各橋脚の剛性が等しい場合と異なる場合の桁の長期変形によって生じる不静定反力を検討した。

3) 最後に、橋脚の剛性が等しい5径間連続桁橋と11径間連続桁橋の動的解析を行った。なお、上記1)および3)での検討における地震力は設計水平震度を0.26とした静的な解析によるものである。

以下にこれらの検討結果を簡単に述べる。

(2) 5径間連続桁橋を対象にした予備検討

検討した構造系(施工中も含む)を図-3に示す。同図にクリープ、乾燥収縮による桁の長期変形を計算する際の各スパンの材令を示す。計算結果を表-2に示す。計算結果から次のような考察ができる。

1) 各スパン施工完了後に可動支承を固定支承にしてゆくケース1では地震時において、中央2橋脚のみしか耐えられない(図-2に示す橋脚の許容抵抗曲げモーメントは10000~14000 t・m程度である)。

2) これに対して全スパン施工完了後に可動支承を固

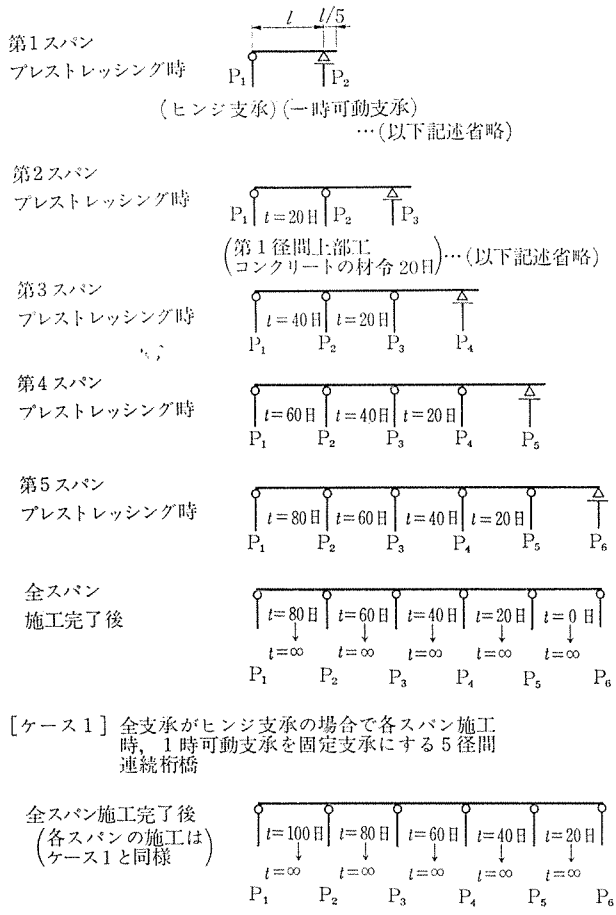


図-3 予備検討における構造系

定支承にするケース 2 では地震時において、中央 4 橋脚は耐えられる。

3) 両端支承を可動支承としたケース 3 およびケース 4 の場合も、可動支承から固定支承へ変える効果は 1) および 2) と同様であるが、橋脚に生じる応力の値自体は小さくなることわかる。

4) なお、この予備検討で計算したところ、プレストレスによる弾性変形は各スパン約 0.5 cm であり、この変形を拘束した場合は下部構造に大きな影響を与えることがわかり、施工中は一時可動とし、施工後に固定支承となる支承構造<sup>9)</sup>を用いることにした。

5) また温度変化による桁の伸縮の影響で、+15°C の場合は安全側であるので、-15°C (収縮) の場合のみ検討すればよいことがわかった。

(3) 5 径間連続桁橋と 11 径間連続桁橋についての

表-2 5 径間連続桁橋を対象にした予備検討結果

ケース	項目	項目	橋脚					
			P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>
ケース 1	曲げモーメント (t・m)	クリープ、乾燥収縮、温度変化、地震力	19 900	10 600	2 400	4 800	11 200	16 900
		合計	7 100	4 300	1 400	1 400	4 300	7 100
		地震力	3 400	3 400	3 400	3 400	3 400	3 400
	せん断力 (t)	合計	2 500	1 500	600	200	1 000	1 700
		地震力	2 000	1 000	40	800	1 600	2 300
	橋脚のたわみ (cm)	合計	5.6	3.4	1.3	0.5	2.2	3.8
地震力		4.4	2.1	0.1	1.8	3.5	5.1	
ケース 2	曲げモーメント (t・m)	クリープ、乾燥収縮、温度変化、地震力	8 700	6 500	3 500	400	5 700	12 700
		合計	7 100	4 300	1 400	1 400	4 300	7 100
		地震力	3 400	3 400	3 400	3 400	3 400	3 400
	せん断力 (t)	合計	1 600	1 200	700	100	500	1 400
		地震力	1 000	600	100	400	1 100	1 800
	橋脚のたわみ (cm)	合計	3.6	2.6	1.5	0.3	1.2	3.0
地震力		2.3	1.4	0.3	1.0	2.5	4.3	
ケース 3	曲げモーメント (t・m)	クリープ、乾燥収縮、温度変化、地震力	0	12 900	3 600	4 600	11 800	0
		合計	0	4 300	1 400	1 400	4 300	0
		地震力	0	5 100	5 100	5 100	5 100	0
	せん断力 (t)	合計	0	1 900	800	80	900	0
		地震力	0	1 000	10	900	1 800	0
	橋脚のたわみ (cm)	合計	0	4.1	1.9	0.2	2.0	0
地震力		0	2.2	0.03	2.1	3.9	0	
ケース 4	曲げモーメント (t・m)	クリープ、乾燥収縮、温度変化、地震力	0	5 500	2 600	1 400	6 700	0
		合計	0	4 300	1 400	1 400	4 300	0
		地震力	0	5 100	5 100	5 100	5 100	0
	せん断力 (t)	合計	0	1 200	800	200	500	0
		地震力	0	400	100	700	1 300	0
	橋脚のたわみ (cm)	合計	0	2.8	1.7	0.4	1.1	0
地震力		0	0.9	0.2	1.5	3.0	0	

検討

(2) の予備検討の結果、全スパン施工完了後に可動支承を固定支承にする支承構造を有する 5 径間連続桁橋と 11 径間連続桁橋について、各橋脚の剛性が等しい場合と異なる場合の検討をした。

検討した構造系を図-4 に示す。なお、桁の長期変形による影響について、前記の諸条件の他に、次の仮定を用いて検討した。すなわち、クリープと乾燥収縮による桁の長期変形によって生じた不静定水平力は計算で求められる値の 80% の値を用いた。これは、計算結果の不静定水平力が持続荷重として橋脚に作用した場合、橋脚のクリープ、基礎のクリープなどの影響により、不静定

水平力が減少するので、その減少率を 20% と仮定したことによる。

計算結果および考察を次に述べる (表-3 参照)。

1) 全スパン施工完了後に、すべての支承を固定 (ヒンジ) 支承にするため、温度変化による応力の影響が大きく、その応力は 5 径間の場合および 11 径間の場合、それぞれ片押し施工の最後に施工される橋脚 (P<sub>6</sub> およ

び P<sub>12</sub>) に生じる常時の断面力 (クリープ、乾燥収縮による長期変形と温度変化によって生じる断面力) の 40% および 48% を占めている。さらに多径間にすることによってこの値が大きくなり、温度変化の影響を大きく受けることがわかる。

2) 片押し施工の場合、径間数が多くなるにしたがい、最初のスパンと最後のスパンのコンクリートの材令差が大きくなり、クリープ、乾燥収縮による影響の差が大きくなる。すなわち、片押し施工による最初の橋脚 (P<sub>1</sub>) の長期変形によって生じる断面力と最後の橋脚 (P<sub>6</sub> および P<sub>12</sub>) の長期変形によって生じる断面力との比は、5 径間の場合が約 0.65 : 1 に対し、11 径間の場合は約 0.3 : 1 となった。したがって、多径間になるほど各スパンの材令差による影響について十分検討をする必要がある。

3) 全橋脚の橋軸方向の剛性を等しくした場合の橋軸方向の地震力の影響は、最後に施工される橋脚 (P<sub>6</sub> および P<sub>12</sub>) において、多径間になればなるほど小さくなる。すなわち、5 径間の場合の最終橋脚 (P<sub>6</sub> および P<sub>12</sub>) での (常時+温度変化) の断面力と地震力との比は 5 : 1 に対し、11 径間の場合は 6.5 : 1 となった。

4) また、図-2 に示す橋脚の断面形状、寸法では、

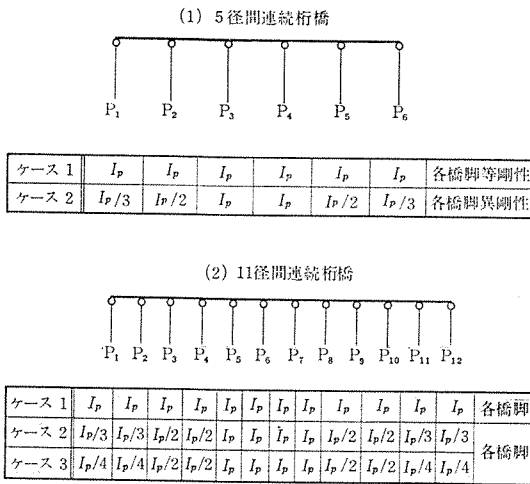


図-4 検討した 5 径間連続桁橋および 11 径間連続桁橋の構造系

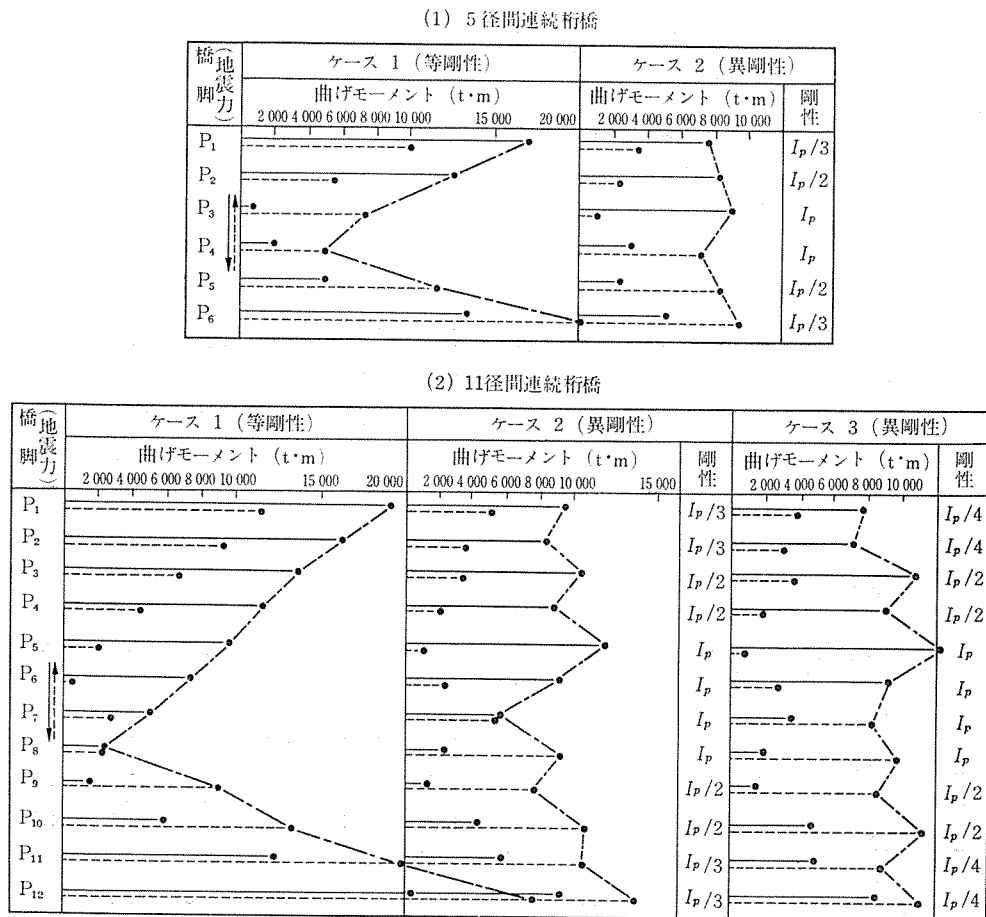


図-5 各橋脚の曲げモーメント (クリープ、乾燥収縮+温度変化+地震力の影響)

表-3 5 径間連続桁橋と 11 径間連続桁橋の検討結果

(1) 5 径間連続桁橋

			P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>	
ケ 1	曲げモーメント (t-m)	クリープ, 乾燥収縮	6 600	4 900	2 700	100	4 200	9 900	
		温度変化	6 800	4 000	1 300	1 300	4 000	6 800	
		地震力	3 400	3 400	3 400	3 400	3 400	3 400	
	合計 (地震力)	→	16 800	12 300	600	2 000	4 800	13 300	
		←	10 000	5 400	7 400	4 800	11 600	20 100	
	ス 1	せん断力 (t)	合計 (地震力)	→	1 400	1 000	600	200	400
←			800	500	60	400	1 000	1 700	
橋脚のたわみ (cm)		合計 (地震力)	→	2.1	1.6	1.0	0.3	0.6	1.7
	←	1.3	0.7	0.1	0.6	1.5	2.6		
ケ 2	曲げモーメント (t-m)	クリープ, 乾燥収縮	2 700	2 800	2 500	700	2 800	4 400	
		温度変化	2 900	2 400	1 400	1 400	2 400	2 900	
		地震力	2 100	3 000	5 000	5 000	3 000	2 100	
	合計 (地震力)	→	7 700	8 200	8 900	2 900	2 200	5 200	
		←	3 500	2 200	1 100	7 100	8 200	9 400	
	せん断力 (t)	合計 (地震力)	→	600	700	800	300	200	400
←		300	200	100	600	700	800		
橋脚のたわみ (cm)	合計 (地震力)	→	2.9	2.1	1.1	0.4	0.6	1.7	
	←	1.3	0.6	0.2	0.8	2.1	5.6		

(2) 11 径間連続桁橋

			P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>	P <sub>7</sub>	P <sub>8</sub>	P <sub>9</sub>	P <sub>10</sub>	P <sub>11</sub>	P <sub>12</sub>
ケ 1	曲げモーメント (t-m)	クリープ, 乾燥収縮	3 900	3 700	3 600	3 400	3 100	2 700	2 100	1 000	700	3 200	7 000	12 600
		温度変化	11 400	8 800	6 500	4 500	2 600	900	2 600	4 500	6 500	8 800	11 400	
		地震力	3 700	3 700	3 700	3 700	3 700	3 700	3 700	3 700	3 700	3 700	3 700	3 700
	合計 (地震力)	→	19 000	16 200	13 800	11 600	9 400	7 300	4 900	2 100	1 500	6 000	12 100	20 300
		←	11 600	8 800	6 400	4 200	2 000	100	2 500	2 100	8 900	13 400	19 500	27 700
	せん断力 (t)	合計 (地震力)	→	1 600	1 400	1 100	1 000	800	600	400	200	100	500	1 000
←		1 000	700	500	300	200	10	200	400	300	1 100	1 600	2 300	
橋脚のたわみ (cm)	合計 (地震力)	→	2.4	2.1	1.8	1.5	1.2	0.9	0.6	0.3	0.2	0.8	1.5	2.6
	←	1.5	1.1	0.8	0.5	0.3	0.02	0.3	0.7	1.1	1.7	2.5	3.6	
ケ 2	曲げモーメント (t-m)	クリープ, 乾燥収縮	1 700	1 600	2 200	2 000	2 900	2 200	1 300	100	1 200	2 900	3 700	6 000
		温度変化	5 400	4 300	4 700	3 300	3 400	1 100	1 100	3 400	3 300	4 700	4 300	5 400
		地震力	2 300	2 300	3 300	3 000	5 600	5 600	5 600	5 600	5 600	3 300	3 300	2 300
	合計 (地震力)	→	9 400	8 200	10 200	8 600	11 900	8 900	5 800	2 100	1 200	4 300	5 700	9 100
		←	4 800	3 600	3 600	2 000	700	2 300	5 400	9 100	7 800	10 900	10 300	13 700
	せん断力 (t)	合計 (地震力)	→	800	700	800	700	1 000	700	500	200	100	400	500
←		400	300	300	200	60	200	400	800	600	900	900	1 100	
橋脚のたわみ (cm)	合計 (地震力)	→	3.7	3.2	2.6	2.2	1.5	1.1	0.7	0.3	0.3	1.1	2.2	3.5
	←	1.9	1.4	0.9	0.5	0.1	0.3	0.7	1.2	2.0	2.8	4.0	5.4	
ケ 3	曲げモーメント (t-m)	クリープ, 乾燥収縮	1 400	1 300	2 200	1 800	2 800	2 100	1 100	400	1 400	3 100	3 000	4 800
		温度変化	4 400	3 500	4 800	3 400	3 500	1 100	1 100	3 500	3 400	4 800	3 500	4 400
		地震力	1 900	1 900	3 500	3 500	5 800	5 800	5 800	5 800	5 800	3 500	3 500	1 800
	合計 (地震力)	→	7 700	6 700	10 500	8 800	12 100	9 000	3 600	1 900	1 300	4 400	4 000	8 300
		←	3 900	2 900	3 500	1 800	500	2 600	8 000	9 700	8 300	11 400	8 400	11 200
	せん断力 (t)	合計 (地震力)	→	600	600	900	700	1 000	700	500	200	100	400	400
←		300	200	300	200	40	200	500	800	700	1 000	700	900	
橋脚のたわみ (cm)	合計 (地震力)	→	3.9	3.4	2.7	2.2	1.5	1.1	0.7	0.3	0.4	1.1	2.2	3.7
	←	1.9	1.4	0.9	0.5	0.06	0.3	0.7	1.2	2.1	2.9	4.3	5.7	

5 径間の場合、11 径間の場合、ともに両端部の橋脚の設計は不可能であった。

5) したがって、橋脚の剛性を変化させる必要が生じた。図-5 に 5 径間連続桁橋の場合のケース 1 およびケース 2 (図-5 参照) の各橋脚における (クリープ、乾燥収縮+温度変化+地震の影響) の曲げモーメントの分布図を示す。同図より両端部の橋脚 (P<sub>1</sub> および P<sub>6</sub>) およびその次の橋脚 (P<sub>2</sub> および P<sub>5</sub>) の橋軸方向の剛性をそれぞれ中央部の橋脚 (P<sub>3</sub> および P<sub>4</sub>) の 1/3 および 1/2 にすると、全橋脚がほぼ同じ曲げモーメントを受けるようになるのがわかる。

同様に 11 径間連続桁橋の場合を 図-5 に示す。同図のケースのように各橋脚の橋軸方向の剛性を変化させると全橋脚がほぼ同じ曲げモーメントを受けるようになるのがわかる。

6) 橋脚の断面力の他にクリープ、乾燥収縮および温度変化の影響により上部工の桁に軸方向の断面力が生じる。計算結果を表-4 に示す。

同表より、5 径間連続桁橋の場合は全橋脚の橋軸方向の剛性を等しくすると中央径間部に 18 kg/cm<sup>2</sup> の引張応力度が生じ、橋脚の橋軸方向の剛性を変えるとこの値を 10 kg/cm<sup>2</sup> にまで下げることができのわかる (この値の約 46% が温度変化の影響による)。

同様に 11 径間連続桁橋の場合は全橋脚の橋軸方向の剛性を等しくすると中央径間部に 38 kg/cm<sup>2</sup> の引張応力度が生じ、橋脚の橋軸方向の剛性を変えるとこの値を 22 kg/cm<sup>2</sup> にまで下げることができのわかる (この値の約 64% が温度変化の影響による)。

7) 橋脚の剛性を変化させるには、橋脚の曲げ剛性、フーチングの回転剛性あるいは杭の曲げ剛性を考慮すればよい。このうち、一番橋脚の剛性に影響を与えるのは橋脚の曲げ剛性である。ここで検討している橋脚の曲げ剛性は断面形状 *I*、材質 (ヤング係数 *E*) および橋脚高 *h* の関数で、 $3EI/h^3$  で示され、橋脚高がもっとも大きな影響を与える。しかし、一般的には上部構造物の計画高が決まっているので、1~2 m 程度フーチングの深さを深くする程度しか考慮できない (ただし、橋脚長を 10% 長くすることによって曲げ剛性は約 25% 小さくすることができるので、パイルベント橋脚などを用いることを検討する必要がある)。したがって、次には断面形状を変えることを考慮しなければならないが、応力度の上から限界がある。

以上より、ここで対象とした構造物では、両

表-4 上部工の軸方向の断面力

(1) 5 径間連続桁橋 (単位: kg/cm<sup>2</sup>)

径間	第1	第2	第3	第4	第5
ケース 1	9	15	18	17	11
ケース 2	4	7	10	8	5

(2) 11 径間連続桁橋 (単位: kg/cm<sup>2</sup>)

径間	第1	第2	第3	第4	第5	第6	第7	第8	第9	第10	第11
ケース 1	10	19	26	31	35	37	38	37	33	27	16
ケース 2	5	9	13	17	21	24	24	21	18	13	8
ケース 3	4	7	12	15	20	22	22	19	16	11	6

端部および中央部の一部の橋脚は鉄骨鉄筋コンクリート橋脚あるいは鋼製橋脚を用いざるを得ない結果となった。剛性、応力度を満足するように設計した結果の橋脚断面を 図-6 に示す。

(4) 5 径間連続桁橋と 11 径間連続桁橋についての動的解析の結果について

前述のように、多径間連続桁橋の検討において、地震力は橋脚の剛比によって計算したが、動的解析を行った場合はどのような結果になるか検討をした。

ここで検討した構造物は径間数が 5 径間の場合と 11 径間の場合とで、橋脚の剛性はすべて等しいものとし、入力地震波として EL-CENTRO, NS (1940) および HACHINOHE HARBOR, NS (1968) (それぞれ最大

(1) 5 径間連続桁橋

	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>
橋脚のタイプ	C	B	A	A	B	C
鋼材量	橋軸方向に対して (注1) H 600×300×12 16本	D 35 153本	D 35 102本	P <sub>3</sub> と同	P <sub>2</sub> と同	P <sub>1</sub> と同
	橋軸直角方向に対して D 32 17本	D 32 21本	D 35 46本	P <sub>3</sub> と同	P <sub>2</sub> と同	P <sub>1</sub> と同

(2) 11 径間連続桁橋

	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>	P <sub>7</sub>	P <sub>8</sub>	P <sub>9</sub>	P <sub>10</sub>	P <sub>11</sub>	P <sub>12</sub>
橋脚のタイプ	D	D	B	B	A	A	A	A	B	B	D	D
鋼材量	橋軸方向に対して (注2) t=25m	P <sub>1</sub> と同	(注1) H 700×300×13 14本	(注3) D 35 153本	(注1) H 700×300×13 9本	(注4) D 35 102本	P <sub>6</sub> と同	P <sub>6</sub> と同	P <sub>4</sub> と同	P <sub>3</sub> と同	P <sub>1</sub> と同	P <sub>1</sub> と同
	橋軸直角方向に対して t=25m	P <sub>1</sub> と同	D 32 17本	D 32 17本	D 35 48本	D 35 48本	P <sub>6</sub> と同	P <sub>6</sub> と同	P <sub>4</sub> と同	P <sub>3</sub> と同	P <sub>1</sub> と同	P <sub>1</sub> と同

[橋脚のタイプ]

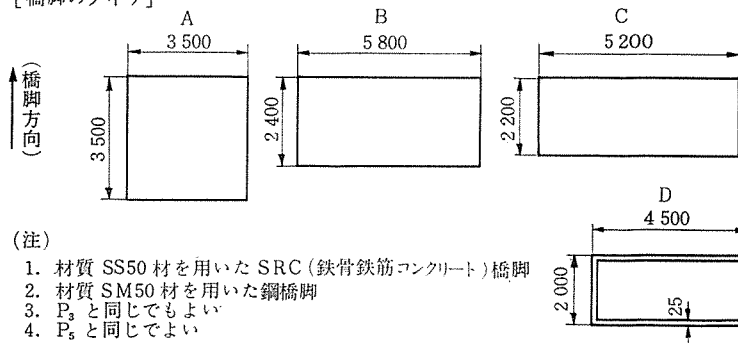


図-6 検討結果の各橋脚の断面形状寸法



加速度を 200 gal とした) を用いた。その他の仮定を以下に示す。

① 連続桁の端部は隣接径間、橋台などによる拘束はないものとした。なお、隣接径間の影響として、スパンの 1/2 の上部工の質量を両端部の橋脚上に作用させる。

② 橋軸方向、橋軸直角方向ともに上下部工の接合方式はすべてヒンジ支承とする。

③ 振動特性については橋脚がフーチング上端で完全固定された場合と杭の曲げ剛性も考慮した場合について検討し、応答特性については杭の剛性を考慮した場合についてのみ検討する。

④ 地震入力波は各橋脚基礎より同時に入力させる。

⑤ 減衰定数は 0.05 とする。

⑥ 橋脚の断面形状、その他は本文のこれまでに示したものと同一とする。

なお、解析にあたっての構造モデルなどの詳細については省略する。

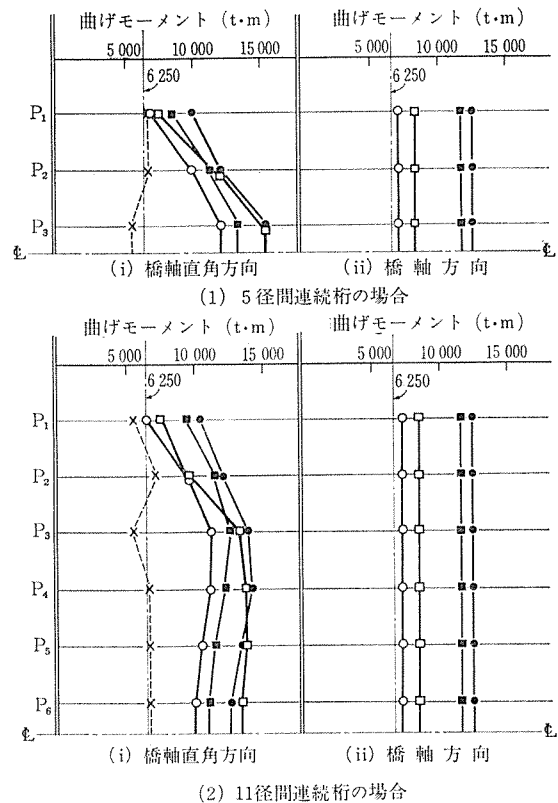
解析結果および考察を次に述べる。

1) 固有周期は橋軸方向、橋軸直角方向とも、5 径間連続桁橋と 11 径間連続桁橋との差は 1 次振動ではほとんどなく、高次振動になるにしたがい 11 径間連続桁橋の方が長周期となった。また、橋脚がフーチングに完全固定されている場合と杭の曲げ剛性も考慮した場合との固有周期の差は 1 : 1.2 程度であった。なお、5 径間連続桁橋、11 径間連続桁橋ともに 1 次振動と 3 次振動が大きな比率を示し、他の振動モードは非常に小さかった (1 次の固有周期は 5 径間連続桁橋で橋脚が完全固定されている場合および杭の曲げ剛性も考慮した場合と 11 径間連続桁橋で橋脚が完全固定されている場合および杭の曲げ剛性も考慮した場合、それぞれ、橋軸方向で 0.334 秒、0.409 秒と 0.339 秒、0.415 秒および橋軸直角方向で 0.339 秒、0.414 秒と 0.344 秒、0.420 秒であった)。

2) 橋軸方向の振動は 1 質点系に類似の 1 次振動が大きく卓越し、橋脚の振動が卓越する高次振動は微小であるので、橋桁の応答変化はすべての質点で同時刻に起こった。中央橋脚の最大応答変位量は 5 径間連続桁橋の場合および 11 径間連続桁橋の場合それぞれ大差なく 2.84 cm (2.70 cm) および 2.93 cm (2.67 cm) であった。

(( ) 外の値は EL-CENTRO 入力波で、( ) 内の値は HACHINOHE 入力波の場合である。以下の記述もこれにならう)。橋脚の部材力は 図-7(曲げモーメントのみ示す) に示すようにほぼ均等に各橋脚に分散した。

3) 橋軸直角方向の最大応答変化を示す時刻は各着目点で若干異なるが大差なく、振動モデルは低次振動形が支配的である。表-5 に各橋脚の最大応答変位と発生時刻



(注)

- 静的設計値 (剛比により分散, なお表-3の値と異なるのは橋脚の質量を考慮した他はモデル作成上の仮定から生じた)
- x- 静的設計値 (端橋脚の付加質量を考慮した反力比により分散)
- 橋脚がフーチングで固定された場合, EL-CENTRO '40 入力波
- 橋脚がフーチングで固定された場合, HACHINOHE '68 入力波
- 杭の剛性も考慮した場合, EL-CENTRO '40 入力波
- 杭の剛性も考慮した場合, HACHINOHE '68 入力波

図-7 動的解析の結果の各橋脚の曲げモーメント

刻を示す。同表より 5 径間連続桁橋の中央橋脚 (P<sub>3</sub>) の変位と端部橋脚 (P<sub>1</sub>) の変位との比は約 1.5 : 1 (1.5 : 1) であるのに対し、11 径間連続桁橋の中央橋脚 (EL-CENTRO 入力波の場合は P<sub>4</sub> が最大になり、HACHINOHE 入力波の場合は P<sub>3</sub> が最大となる) と端部橋脚 (P<sub>1</sub>) との比は約 1.4 : 1 (1.3 : 1) となり、径間数が増しても中央橋脚の最大応答変位が大きくなること

表-5 橋脚上端の最大応答変位と発生時刻

橋脚	5 径間連続桁橋				11 径間連続桁橋			
	EL-CENTRO		HACHINOHE		EL-CENTRO		HACHINOHE	
	変位 (cm)	時刻 (秒)	変位 (cm)	時刻 (秒)	変位 (cm)	時刻 (秒)	変位 (cm)	時刻 (秒)
P <sub>1</sub>	2.35	2.26	2.00	4.01	2.35	2.26	2.22	4.01
P <sub>2</sub>	2.82	2.69	2.64	4.02	2.78	2.68	2.65	4.02
P <sub>3</sub>	3.49	2.69	3.05	4.03	3.20	2.69	2.85	4.03
P <sub>4</sub>	—	—	—	—	3.24	2.70	2.81	4.03
P <sub>5</sub>	—	—	—	—	3.06	2.70	2.63	4.03
P <sub>6</sub>	—	—	—	—	2.88	2.28	2.48	4.03

わかる。

同様なことが橋脚の部材力についてもいえる(図-7参照)。すなわち、径間数が増すと橋の両端の境界条件の影響が少なくなり、各橋脚に等しく分散される傾向にある。なお、この境界条件の問題はさらに検討が必要と思われる。

4) ここで検討した構造物に関しては、EL-CENTRO 入力波の方が HACHINOHE 入力波よりも多少大きな応答を示した。その他、入力波の違いによる応答の差異も認められたが詳細については省略する。

5) 設計水平震度 0.26 を用いて静的に計算した部材力と動的解析(入力最大加速度 200 gal) 結果の部材力との比は 1:2~2.5 となった(図-7 参照)。動的解析の結果が大きく出るのは現状における動的解析を行う上での諸問題(構造モデル、減衰定数、入力波形などの仮定上の問題、などである)に起因すると思われるので、ここでは考察を省略する。

なお、図-7 には橋軸直角方向の静的計算において地震力を橋脚の剛比により分散させた場合と反力比により分散させた場合を示しているが、大差なく(隣接スパンの 1/2 の質量を端部橋脚に載荷した影響を考慮している)、どちらの方法によるのがよいのかいちはいえない結果となった。

#### 4. 多径間 PC 連続桁橋の検討結果のまとめおよび問題点の整理

ここでは、まず多径間 PC 連続桁橋の検討結果のまとめを行い、次に本文の検討において生じた多径間連続桁橋の設計、施工上の問題点を整理する。

3.での検討結果を簡単にまとめると、図-2 に示すような形状、寸法の高架橋では、スパン長を 35 m とし、すべての支承をヒンジ(固定)支承とした場合の径間数は 3 径間程度が一般的に可能で、それ以上の径間数になると端橋脚の剛性をかなり小さくさせるか、端橋脚の支承を可動支承にすることを検討しなければならない、ということである。すなわち、すべての支承をヒンジ支承とし、端橋脚に鋼橋脚を用いて剛性を小さくするようにした場合は径間数を 10 数径間まで延ばすことが可能であり、また、端橋脚を可動支承にした場合は径間数を 5 径間まで延ばすことが可能である結果となっている。

なお、動的解析の結果から、全橋脚の剛性が等しく、地震入力波を各橋脚に同時に入力する場合は、径間数の多い方が各橋脚に等しく地震力は分散される傾向にあり、静的計算方法である橋脚の剛比あるいは反力比により地震力を求める方法に近い結果となっている(動的解析の結果の方が大きな応力となるが、これは動的解析法

そのものの問題であり、今後の研究課題である)。

以上のまとめは、上述のようにスパン長が 35 m という仮定によっているので、スパン長を短かくした場合は橋脚の数も増し、さらに長い橋長(スパン長×径間数)の連続桁橋が可能になるであろうし、図-2 に示す上部構造物の形状、寸法が変われば別の結果も出るとと思われる。また、桁の変形によって生じる応力のうち半分以上がクリープ、乾燥収縮によるものであることから、プレキャスト部材を用いた方が、さらに多径間の連続桁橋が可能となるであろう。

したがって、さらに多くの場合について検討しなければ、多径間連続桁橋についての諸結論を述べることはできないが、本文の検討結果および考察より、ある程度の傾向は理解できるとと思われる。

次に、本文での検討から、多径間連続桁橋を設計、施工するにあたっての諸問題を列記する。

1) 多径間連続桁橋の各スパン長が立地条件などにより変化せざるを得なくなる場合があるが、その場合、施工法も含めて、本文で行った検討と同様に構造形式の検討をする必要がある。

2) クリープ、乾燥収縮による桁の変形によって生じた応力はコンクリート橋脚のクリープなどの影響により減少するものとし、その減少率を 20% と仮定して検討したが、上部、下部それぞれの構造形式によってこの値は異なるので、厳密な検討をする必要がある。

同様に、施工上からの各スパンのコンクリートの材令差の実体やクリープ、乾燥収縮の値を調べ、これらの影響による不静定力を厳密に計算する必要がある。

また、橋脚などのクリープ変形が計算では数 cm にもなるので、橋脚の設計においてこの変形についてもあらかじめ検討しておく必要がある。

3) 動的解析法そのものの問題点は別にして、橋脚の剛性が異なる場合の動的解析を行い、地震力の分散の程度を検討する必要がある。さらに、多径間連続桁橋になると橋長が長いので地震入力波の位相差などの要因についても検討し、地震時の挙動を研究する必要がある。

4) 本文の検討においては、片押し施工法により、スパン長の 1/5 の位置に施工打継目を設けて、この位置で連続構造としたものについて検討したが、施工法やスパン長などによりこの位置は変わるものと思われるので、あらかじめどの位置にするか検討をしておく必要がある。

5) 本文の検討における支承構造は、施工中可動で全スパン施工完了後に固定となるものであり、この支承構造の実例はある<sup>9)</sup>が、さらに種々の構造細目について検討をする必要がある。

なお、施工中は可動支承としているので、施工中に地震などの影響を受けた場合はそれに対処できるよう、あらかじめ検討しておく必要がある。

6) 本文の検討結果から、すべての支承をヒンジ支承としても、橋脚の剛性を変化させれば多径間連続桁橋を設計することは可能であるが、実際の設計にあたっては立地条件（たとえば、橋脚の幅に制限がある場合）などより所定の剛性を持つ橋脚が設計できなくなる場合もあるので注意が必要である。

なお、橋軸方向の剛性が小さい橋脚の構造形式、たとえばパイルベント橋脚<sup>10)</sup>などについての研究も必要である。また、計算に用いられている橋脚の剛性には、基礎の剛性が考慮されているが、その影響を過大評価しているおそれもあるので十分研究する必要がある。

7) すべての支承をヒンジ支承とする他に、ダンパー類<sup>3)</sup>を用いる方式もあるので検討する必要がある。

8) 多径間連続桁橋は高次の不静定構造物であり、構造物としての信頼性も高いが、実際にどの程度信頼性があるのか、コンクリート橋脚のダクティリティ<sup>11)</sup>（じん性率）などについての研究も必要である。

9) その他、片押し施工の場合はPCケーブルを施工打継目の位置でカップリングする必要があり、構造細目について検討する必要がある。また、新旧コンクリートの打継目付近のひびわれ防止についての配慮や、各スパンごとにプレストレスを導入するのに、緊張後ただちにグラウトを行うと次の緊張の際、カップリング部に局部応力が生じるおそれがあることに対するの考慮が必要である。さらに、急速施工するために蒸気養生が考えられるが、その養生によりコンクリートのクリープ、乾燥収縮などがどのような影響を受けるか、あらかじめ検討しておく必要がある。

## 5. おわりに

はじめにも述べたように、走行性、伸縮継手部の騒音、維持管理などから、多径間連続桁橋が検討されるようになってきている<sup>12)</sup>。特に、大型施工機械を用いてPC構造物を片押し施工を行う場合<sup>1) 2) 5) 7) 13)</sup>は多径間連続桁橋は適した構造物である。

しかし、多径間連続桁橋は本文で述べているような諸要因を十分検討して設計・施工しなければならない。そこで、まず第1段階として、5径間連続桁橋と11径間

連続桁橋について静的および動的計算を行い、これらの諸要因がどのように影響しているか本文で検討し、ある程度の考察を行った。しかし、多径間連続桁橋は種々の構造形式が考えられるので、さらに多くの検討が必要で、今後も本文で述べた考察および問題点について研究を続ける予定である。

なお、本多径間連続桁橋の検討は当公団の西山課長をはじめとして、矢作 枢氏（現土木研究所）、椎 泰敏氏、大塚昭夫氏および新構造技術研究所の須藤氏らを行ったものである。

## 参 考 文 献

- 1) 架設工法を考慮したPC構造物の経済性に関する 調査研究報告書、昭和48年、昭和49年、首都高速道路協会
- 2) 前田邦夫、中川 茂、大内雅博、音川庫三、椎 泰敏：グリュストワーゲンを用いた施工法について、プレストレストコンクリート、Vol. 14, No. 6, 1972, その他
- 3) 小村敏、長友秀実：首都高速道路5号線 511 工区の工事について、プレストレストコンクリート Vol. 12, No. 2, 1970, その他
- 4) 鈴木貫太郎、佐藤重尚、山本隆治：連続PC活荷重合成桁模型実験、プレストレストコンクリート、Vol. 14, No. 2, 1972
- 5) 首都高速道路公団、日本建設コンサルタント、オリエンタルコンサルタント、ピー・エス・コンクリート、横河工事：首都高速道路3号線（Ⅱ期）の片特式PCプレキャストブロック工法による高架橋の設計と施工について（その1）～（その3）、プレストレストコンクリート、Vol. 13, No. 4, No. 5, 1971, Vol. 14, No. 1, 1972 その他
- 6) 秋元泰輔：コンクリート橋の設計、理工図書
- 7) 水沢和久、小谷 寛、島 泰、三浦弘志、内藤隆史：押出し工法による幌萌大橋の設計と施工について、プレストレストコンクリート、Vol. 16, No. 3, 1974
- 8) 椎 泰敏、星 昌男：2主版桁橋について、首都高速道路公団技報、第4号、1972、第5号、1973
- 9) 椎 泰敏、飯村耕作：現場打片押し施工法によるPC連続桁橋の設計（特に5号線Ⅱ期における多径間連続PCホロースラブ橋について）、首都高速道路公団技報、第6号、1974
- 10) プレストレストコンクリート技術協会：パイルベント橋の設計例（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技術講習会テキスト
- 11) 西山啓伸、秋元泰輔：構造物の設計における確率論的方法、土木技術、Vol. 28, No. 3, 4, 5, 1973
- 12) 池田甫：構造物の経済化について、橋梁と基礎、Vol. 7, No. 7, 8, 1973
- 13) 西島 昭、山川孝一、伊藤利和、山口 実：宿院高架橋における3主版桁の設計施工について、プレストレストコンクリート、Vol. 17, No. 1, 1975

1975.11.12・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)

