

(11) 鋼トラスウェブPC橋の地震時応答性状に関する検討

オリエンタル建設(株) 技術部 正会員○二階堂輝幸  
 同 上 正会員 角本 周  
 同 上 正会員 正司 明夫

1. はじめに

一般的なPC箱桁のウェブを軽量の鋼製部材に置き換えた合成構造は、主にフランスで発展してきた。最近わが国においても、波形鋼板ウェブPC橋の施工実績が増えつつある。これは、PC箱桁のウェブをコンクリートから波形鋼板に置き換えることにより、自重の軽減や施工の省力化を図ったものである。この合成構造の別なタイプの構造形式として、ウェブを鋼トラスに置き換えた鋼トラスウェブPC橋があり、現在、第二東名において計画中であるが、わが国における鋼トラスウェブPC橋の施工実績はなく、適切な設計方法も未だ確立していない。特に、世界有数の地震国であるわが国において、このような新しい構造形式を計画する場合に、地震時の応答性状を把握し、適切な耐震設計を行うことは重要であり、耐震設計法も含めた設計方法の確立は急務であるとする。そこで、鋼トラスウェブPC橋の地震時応答性状を把握することを目的として主に橋軸方向に着目して試設計を行った。

2. 検討対象橋梁

検討は図-1に示す中央スパン 120m の3径間連続ラーメン橋を対象として行った。ここで、スパン割は一般的なPC3径間連続ラーメン橋が適用可能なスパンを選んで設定した。

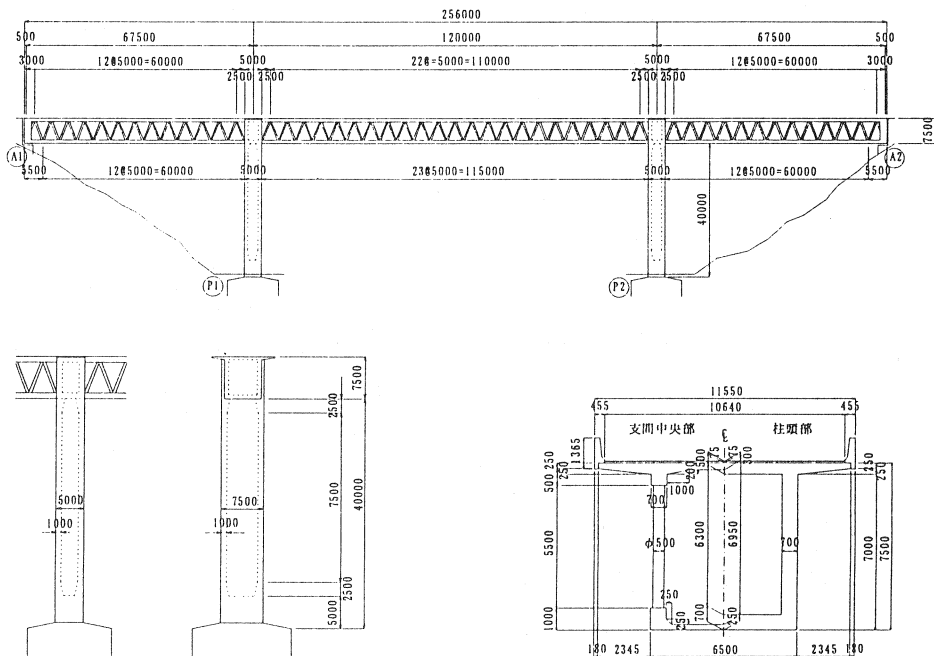


図-1 検討対象橋梁

また、上部構造に配置されるPC鋼材は内外併用とし、地震の影響を含まない設計荷重作用時のコンクリート床版の引張応力度が上床版で $0.0\text{N/mm}^2$ 以内、下床版で $-1.0\text{N/mm}^2$ 以内となるように設計した。コンクリートの設計基準強度は $40\text{N/mm}^2$ としている。

鋼管の設計は、道路橋方書Ⅱ編 3.3に基づいて行い、作用断面力によって厚さを変化させている( $t=12\sim 29\text{mm}$ )。鋼管の材質はSTK490とした。なお、本検討の耐震設計上の地盤種別としてはⅠ種地盤を想定している。

### 3. 解析モデルおよび解析方法

#### 3.1 解析モデル

図-2に橋軸方向の動的解析による耐震設計の解析モデルを示す。解析モデルは2次元骨組モデルとし上部構造の上床版、下床版、鋼トラス材はそれぞれ線形はり要素にてモデル化した。橋脚はラーメン橋であるため上下端に塑性ヒンジが発生することが予想されるので、塑性ヒンジ領域(0.5D)の中央に非線形回転バネを設けた。また、その他の橋脚部材は、非線形はり要素にてモデル化した。ここで、橋脚の非線形性を定義するために震度法にて耐震設計を行い、鉄筋配置を決定している(図-3)。固有周期および震度法に用いる設計水平震度の算定結果を表-1に示す。

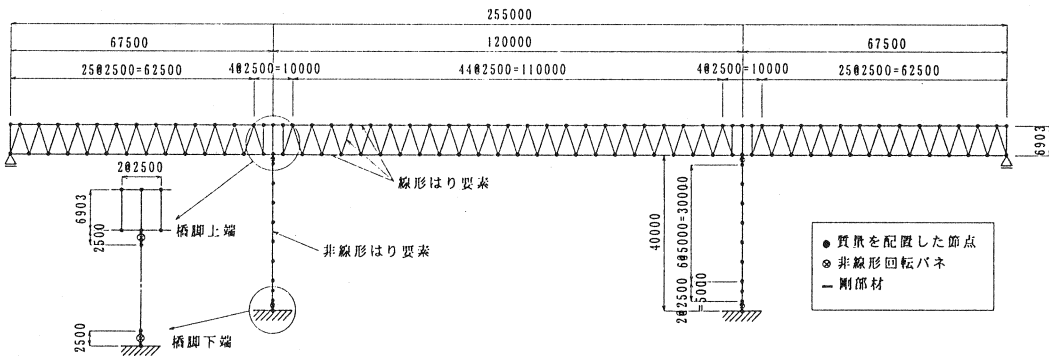


図-2 解析モデル

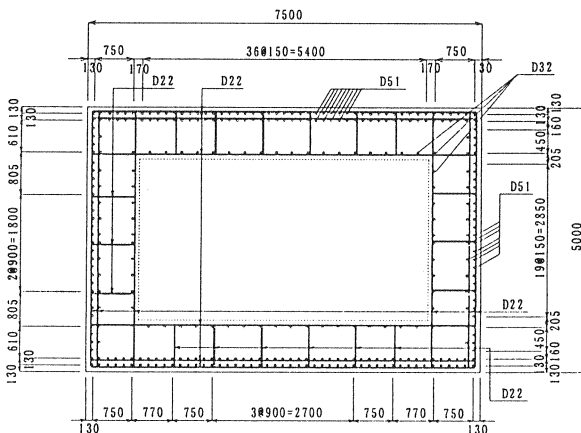


図-3 震度法により決定した鉄筋配置

表-1 固有周期および設計水平震度

	橋軸方向	橋軸直角方向
固有周期 (S)	1.035	1.028
設計水平震度	0.20	0.20

(橋脚の剛性は全断面有効剛性にて算出)

### 3. 2 解析方法

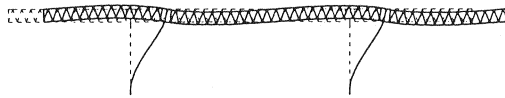
#### 3. 2. 1 固有値解析

動的解析に先立ち、表-2に示す部材の減衰定数を用いて固有値解析を行った。図-4に橋軸方向の固有振動モードを示す。なお、固有値解析時の橋脚の剛性は降伏剛性を使用している。

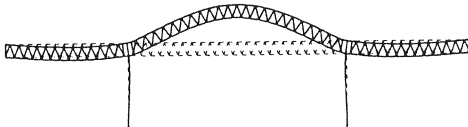
表-2 部材の減衰定数

	減衰定数
上床版	3.0%
下床版	3.0%
鋼トラス材	3.0%
橋脚	2.0%

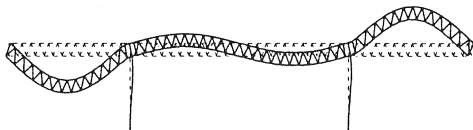
1次モード  $F = 0.749\text{Hz}$



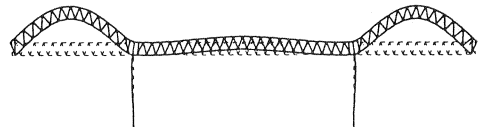
2次モード  $F = 1.286\text{Hz}$



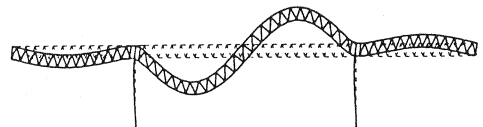
3次モード  $F = 2.551\text{Hz}$



4次モード  $F = 2.591\text{Hz}$



5次モード  $F = 3.036\text{Hz}$



6次モード  $F = 4.893\text{Hz}$

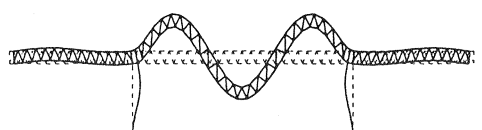


図-4 固有振動解析(橋軸方向)

#### 3. 2. 2 動的解析

動的解析は先に示した橋脚の非線形性を直接非線形履歴モデルに取りこんだ時刻歴応答解析により行った。ここで、非線形履歴モデルとしては「ひびわれ発生時-降伏時」を変曲点とする武田モデルを採用した。

また、非線形解析時の初期断面力としては、死荷重作用時(クリープ・乾燥収縮終了時)とした。減衰は Rayleigh 減衰を用いることとし、係数の設定は先に示した固有振動モードから1次と3次の振動モードを用いて行った。時刻歴応答解析における条件を表-3に示す。

表-3 時刻歴応答解析の条件

	条件
慣性力	主桁自重, 橋面
入力地震動	加速度波形 I-1-1 加速度波形 II-1-1
減衰マトリックス	Rayleigh減衰

### 4. 解析結果

#### 4. 1 橋脚部材の照査

非線形動的解析の結果として、P1橋脚の上部構造上床版重心位置における応答変位を図-5に、P1橋脚基部における橋軸方向の曲げモーメント-回転角( $M-\theta$ )応答履歴曲線を図-6に示す。また、表-3に橋脚の照査結果を示す。曲げモーメントは応答回転角が許容回転角を超えないことを条件した。

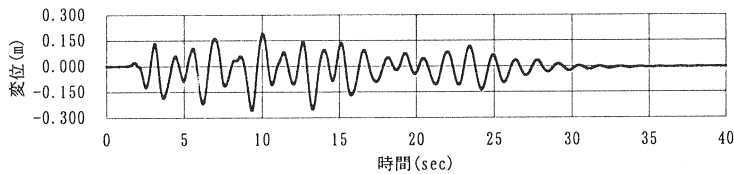
せん断力は、応答せん断力が道路橋示方書V編5.2により算定されるせん断耐力を超えないことを条件とした。

また、残留変位は許容残留変位(橋脚高/100)を超えないことを条件とした。ここで、残留変位は動的解析において地震動が終了した後継続して10秒間の自由振動解析を行って求めた。

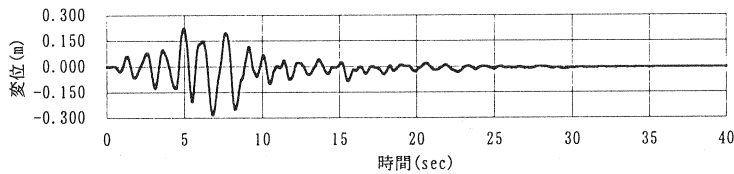
いずれの照査条件においても、許容値を満足する結果となった。

表-3 照査結果

		タイプ I	タイプ II	
最大回転角(上端)	$\theta_{max}$	rad	0.000652	0.000738
許容回転角(上端)	$\theta_{pa}$	rad	0.005128	0.024113
最大回転角(下端)	$\theta_{max}$	rad	0.005128	0.005806
許容回転角(下端)	$\theta_{pa}$	rad	0.008811	0.016236
最大せん断力(上端)	$S_{max}$	kN	15445	17622
せん断耐力(上端)	$S_u$	kN	47209	48021
最大せん断力(下端)	$S_{max}$	kN	20632	21348
せん断耐力(下端)	$S_u$	kN	51782	54039
残留変位	$\delta R$	cm	0.55	0.53
許容残留変位	$\delta R_a$	cm	40.0	40.0



(a)タイプ I



(b)タイプ II

図-5 上部構造の応答変位

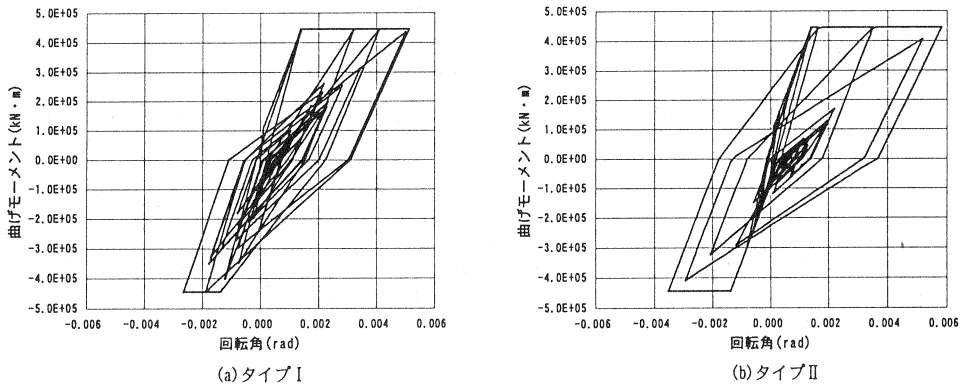


図-6 P1橋脚基部の応答履歴曲線

## 4.2 上部工部材の照査

### 4.2.1 床版の照査

現在、一般的なPCラーメン橋の地震時における上部構造の照査としては、断面が有する各破壊時の曲げ耐力を算出し、地震動による応答値と比較することにより行っている。しかし、本橋は、トラス構造である

ため、上下床版は軸力部材となり、かつ非常に薄い部材となるので、床版の曲げ耐力による耐震性評価が難しい。そこで、本検討では、地震動による応答値から応力度を算出し照査を行った。

タイプIの地震動による応答値から床版の照査を行った結果を図-7に示す。なお、ここで柱頭部断面は検討断面から除いているため、応力度は0としている。

上床版では、柱頭部付近で上縁の引張応力度が $5\text{N/mm}^2$ を超える結果となった。道路橋示方書Ⅲ編 2.2.3の規定では引張応力度が $3\text{N/mm}^2$ を超える場合にはコンクリートの引張応力度を無視して引張鉄筋量を算出すると解説されているが、地震時にはこのような局部的に大きな応力度が生じる場合があるので適切な補強鉄筋の配置が必要であると考えられる。

また、上床版の柱頭部付近における下縁の圧縮応力度が $22.3\text{N/mm}^2$ となった。これは設計基準強度の56%であるが、まだ十分な耐荷能力を有していると考えられる。

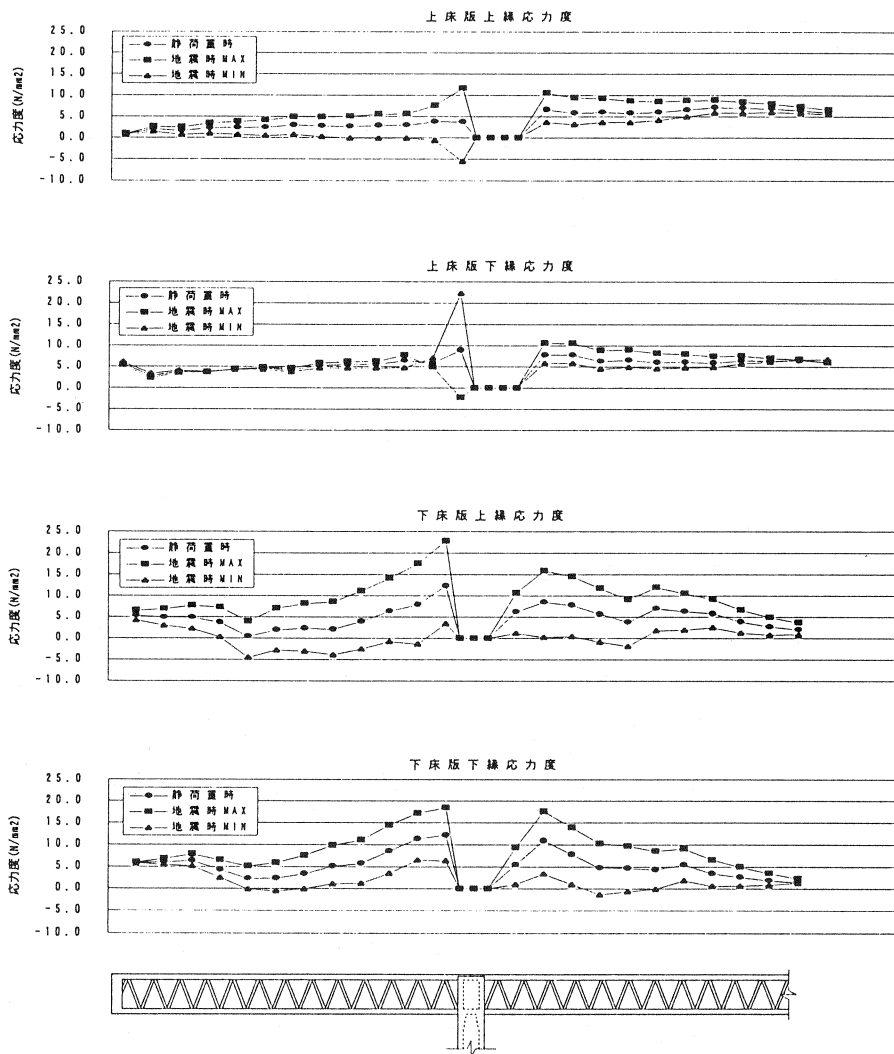


図-7 床版応力度

下床版では、側径間中央部の応力度が地震時 MIN において、径間の半分以上に大きな引張応力度が発生する傾向を示した。これは、トラス構造のため、下床版では軸引張力が卓越するので、地震時に大きな軸引張力が生じ、設計荷重時に与えたプレストレスが打ち消されることによるものである。この場合、鉄筋により補強すると、過大な鉄筋配置となり、配置上困難な場合が想定されるので、PC鋼材で補強することも、一つの方法であると考えられる。また、上床版と同様に下床版の柱頭部付近においても上縁応力度が  $22.8 \text{ N/mm}^2$  となった。これは設計基準強度の 57% であるが、まだ十分な耐荷能力を有していると考えられる。

#### 4. 2. 2 鋼管の照査

タイプ I の地震動による応答値から鋼管の照査を行った結果を図-8 に示す。鋼管に作用する応力度は最大で  $260 \text{ N/mm}^2$  程度であった。ここで、試設計で使用している鋼管は STK490 であるので、基準降伏応力度は  $320 \text{ N/mm}^2$  となり、鋼管はいずれも降伏応力度には達していない。ただし、地震時に正負交番の応力度が生じる場合があるので、格点の構造については注意が必要である。

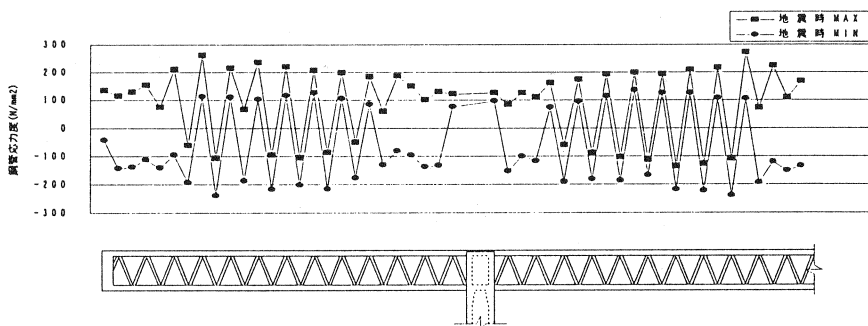


図-8 鋼管応力度

#### 5. おわりに

本検討の結果をまとめると次のとおりである。

- (1) 上床版では、柱頭部付近に大きな断面力が働くので、適切な補強が必要となる。
- (2) 下床版では、軸引張力が卓越するため、径間の半分が引張領域となる場合があり、鉄筋による補強では、過大な鉄筋配置となる場合もあるので、適切な補強が必要となる。
- (3) 地震時に鋼管の応力度は降伏応力度には達していないが、正負交番の応力度が生じる場合があるので、格点の構造については、注意が必要である。

以上、鋼トラスウェブPCラーメン橋の橋軸方向の地震時応答性状について述べたが、本橋の構造形式は2面のトラスで構成された断面を有するため、特に橋軸直角方向では、床版や鋼管のねじりの影響が耐震性に大きく寄与することが予想される。今後は、それらを含めて、総合的に検討していく予定である。

#### 参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I～V, 1996.12
- 2) 二階堂輝幸, 角本周：PC連続ラーメン橋の上部構造の耐震性に関する一検討, 第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp65-68, 1998.1
- 3) 二階堂輝幸, 角本周, 吉村徹：PC連続ラーメン橋の上部構造の耐震性に関する検討, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集第1部B, pp.278-279, 1998.10
- 4) 財団法人高速道路調査会：PC橋の複合構造に関する調査研究（その2）報告書, 1998.3