

mm² 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 40N/mm² としている。

鋼管の設計は、道路橋示方書Ⅱ編 3.3³⁾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=12～29mm)。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

(1) 解析モデル

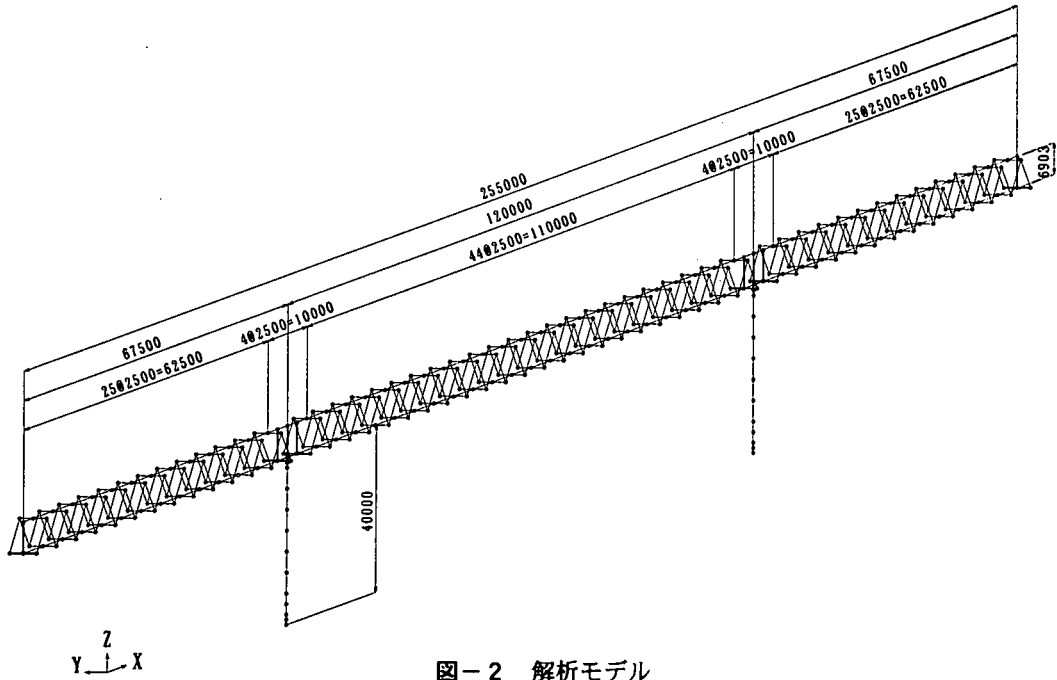
図－2 に動的解析による耐震設計の解析モデルを示す。解析モデルは 3 次元骨組モデルとし、鋼トラス材は、仮想横ばりにて、上下床版に連結している。また、上下床版、鋼トラス材はそれぞれ線形はり要素にてモデル化した。橋脚は、ラーメン橋であるため、橋脚の上下端に塑

性ヒンジが発生することが予想される。そのため、橋軸方向解析時には、上下端に塑性ヒンジを設け、橋軸直角方向解析時には下端に塑性ヒンジを設けている。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、塑性ヒンジの非線形性を定義するために震度法レベルに対して耐震設計を行い、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。

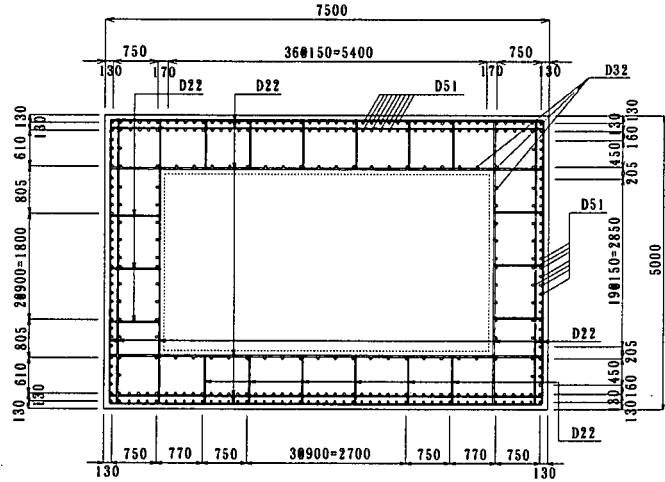
(2) 解析方法

a) 固有値解析

動的解析に先立ち、固有振動特性の把握およびモード減衰定数算出のために、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 に橋軸方向および橋軸直角方向の主要な固有振動モードを示す。なお、固有



図－2 解析モデル



図－3 震度法により決定した鉄筋配置

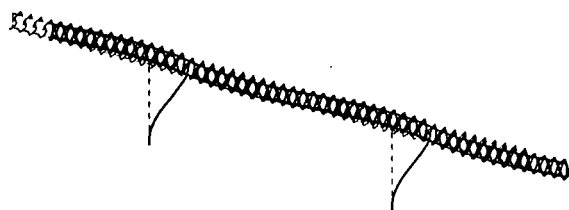
表－1 固有周期および設計水平震度

	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

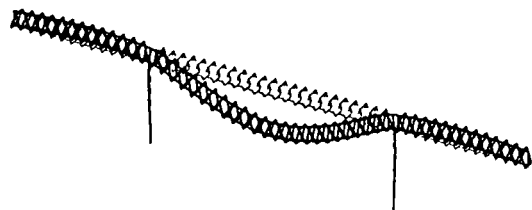
(橋脚の剛性は全断面有効剛性にて算出)

表－2 部材の減衰定数

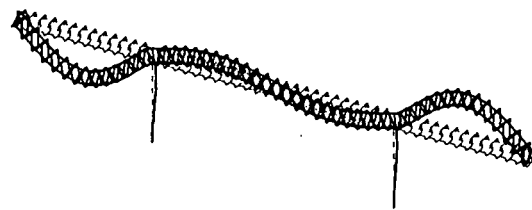
	減 衰 定 数
上 床 版	3.0%
下 床 版	3.0%
鋼 ト ラ ス 材	3.0%
橋 脚	2.0%



1次モード $f=0.749\text{Hz}$

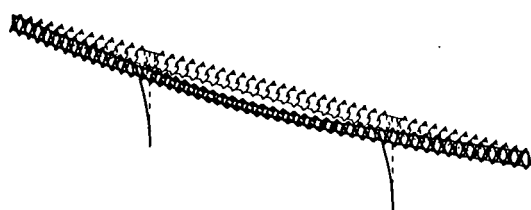


2次モード $f=1.286\text{Hz}$

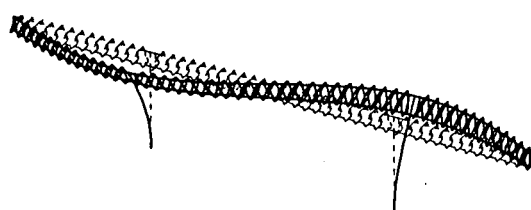


3次モード $f=2.551\text{Hz}$

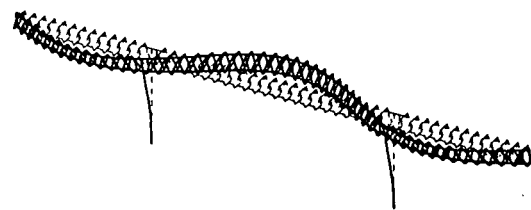
(a)橋軸方向



1次モード $f=0.645\text{Hz}$



2次モード $f=1.078\text{Hz}$



4次モード $f=1.982\text{Hz}$

(b)橋軸直角方向

図-4 固有振動モード

値解析において、橋脚の剛性は降伏剛性を使用している。

橋軸方向および橋軸直角方向の地震時に卓越する固有振動モードは、一般的なPC箱桁橋と比べて、例えば上床版と下床版が逆位相となるような特異なモードは生じていない。

b) 動的解析

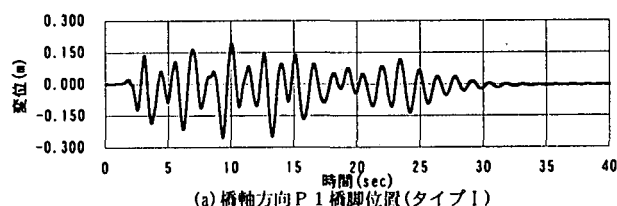
動的解析は先に示した橋脚の非線形性を直接非線形履歴モデルに取りこんだ時刻歴応答解析により行った。

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。

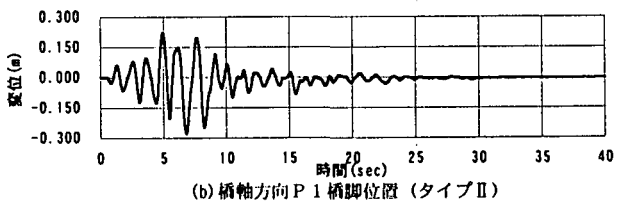
減衰は Rayleigh 減衰を用いることとし、係数の設定は先に示した固有振動モードから橋軸方向は1次と3次の振動モードを用い、橋軸直角方向は1次と4次の振動モードを用いた。時刻歴応答解析における条件を表-3に示す。

表-3 時刻歴応答解析の条件

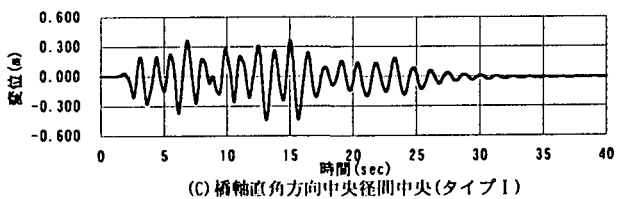
	条 件
慣性力	主桁・橋脚自重、橋面
入力地震動	加速度波形Ⅰ-1-1
	加速度波形Ⅱ-1-1
減衰マトリックス	Rayleigh減衰



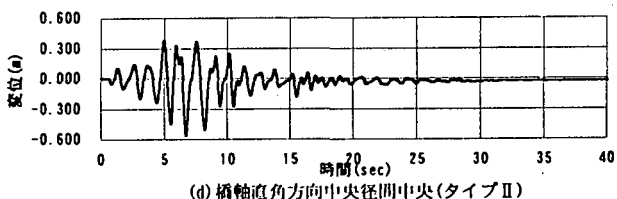
(a)橋軸方向P1橋脚位置(タイプⅠ)



(b)橋軸方向P1橋脚位置(タイプⅡ)



(c)橋軸直角方向中央径間中央(タイプⅠ)



(d)橋軸直角方向中央径間中央(タイプⅡ)

図-5 上部構造の応答変位

表-4 橋脚の照査結果

			橋軸方向		橋軸直角方向	
			タイプⅠ	タイプⅡ	タイプⅠ	タイプⅡ
最大回転角(上端)	θ_{max}	rad	0.000652	0.000738	—	—
許容回転角(上端)	θ_{pa}	rad	0.012715	0.024113	—	—
最大回転角(下端)	θ_{max}	rad	0.005128	0.005806	0.003211	0.004089
許容回転角(下端)	θ_{pa}	rad	0.008811	0.016236	0.004463	0.014139
最大せん断力(上端)	S_{max}	kN	15445	17622	—	—
せん断耐力(上端)	S_u	kN	47269	48021	—	—
最大せん断力(下端)	S_{max}	kN	20632	21348	22256	25483
せん断耐力(下端)	S_u	kN	51782	54039	57920	60196
残留変位	δR	cm	0.55	0.53	1.20	2.20
許容残留変位	δR_a	cm	40.0	40.0	40.0	40.0

4. 解析結果

(1) 橋脚部材の照査

非線形動的解析の結果として、上部構造上床版重心位置における応答変位を図-5に、P1橋脚基部における曲げモーメント-回転角(M- θ)応答履歴曲線を図-6に示す。また、表-4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とした。

せん断力は、応答せん断力が道路橋示方書V編5.2²⁾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。

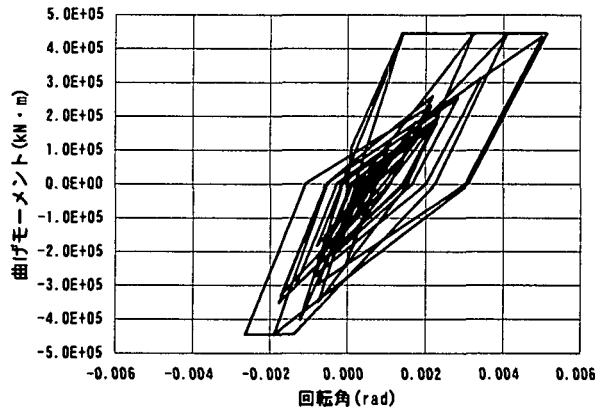
(2) 床版の照査

a) 橋軸方向

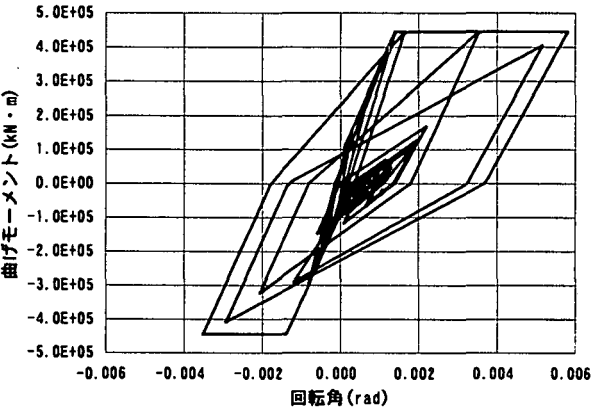
現在、一般的なPCラーメン橋の地震時における上部構造の照査としては、断面が有する各破壊時の曲げ耐力を算出し、地震動による応答値と比較することにより行っている。しかし、本橋は、トラス構造であるため、上下床版は軸力部材となり、かつ非常に薄い部材となるので、床版の曲げ耐力による耐震性評価が難しい。そこで、本検討では、地震動による応答値から応力度を算出し照査を行った。

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と表示している。

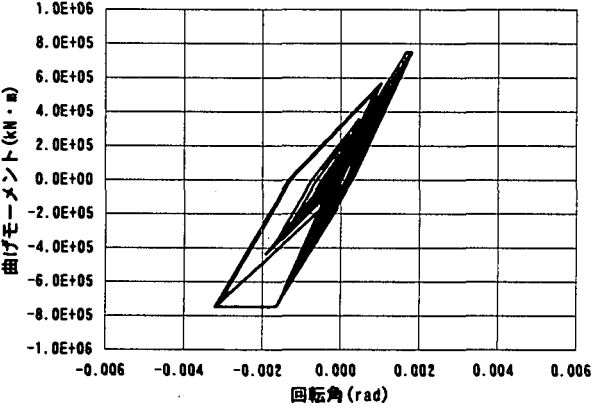
上床版では、柱頭部付近で上縁の引張応力度が 5N/mm^2 を超える結果となった。道路橋示方書Ⅲ編2.2.3³⁾の規定では引張応力度が 3N/mm^2 を超える場合にはコンクリートの引張応力度を無視して引張鉄筋量を算



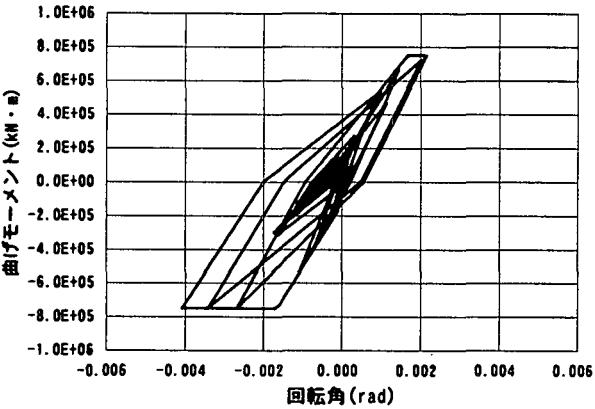
(a) 橋軸方向タイプⅠ



(b) 橋軸方向タイプⅡ



(c) 橋軸直角方向タイプⅠ



(d) 橋軸直角方向タイプⅡ

図-6 P1橋脚基部の応答履歴曲線

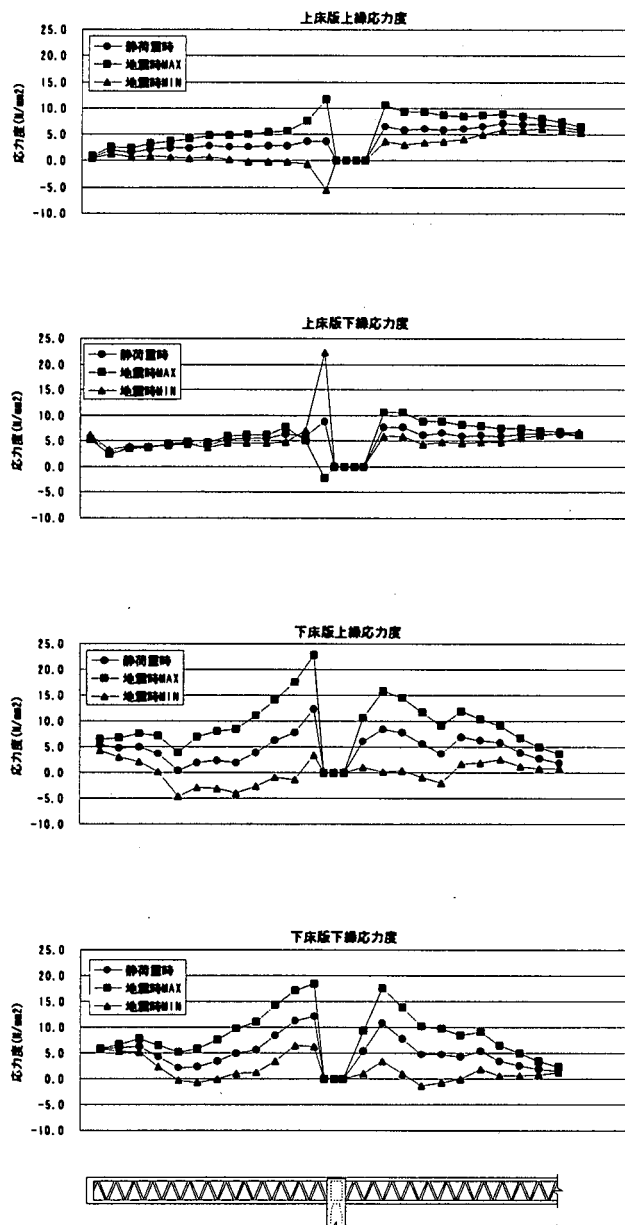


図-7 橋軸方向床版照査結果

出すると解説されているが、地震時にはこのような局所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 22.3N/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。

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

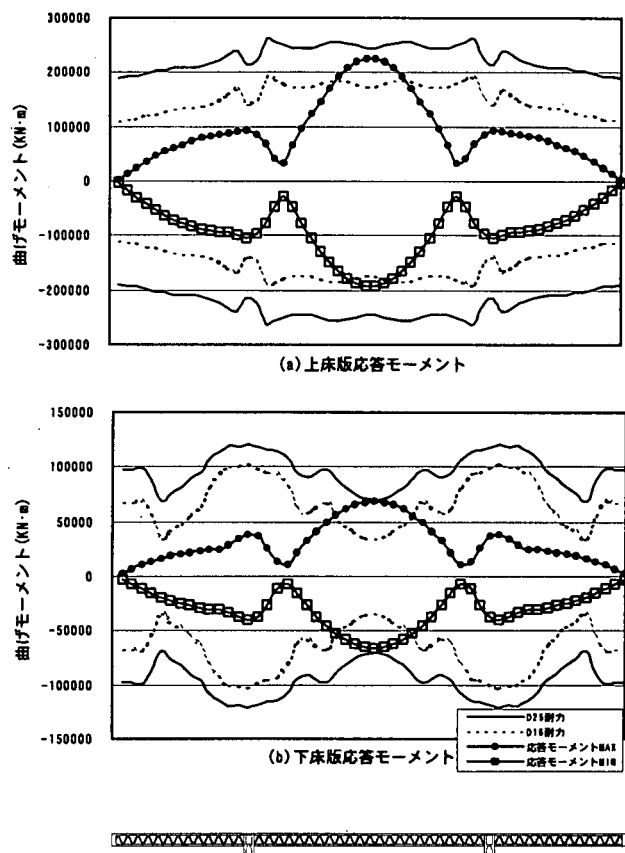


図-8 橋軸直角方向床版照査結果

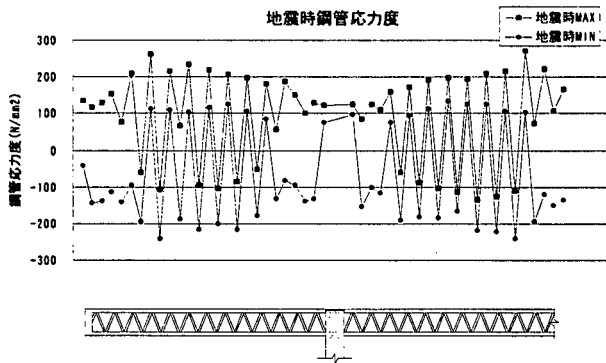
ので、PC鋼材で補強することも、一つの方法であると考えられる。また、上床版と同様に下床版の柱頭部付近においても上縁応力度が 22.8N/mm^2 となった。これは設計基準強度の 57% であるが、まだ十分な耐荷能力を有していると考えられる。

b) 橋軸直角方向

橋軸直角方向では、床版に大きな応答曲げモーメントが生じる。そのため、床版外周に D16～D25 の軸方向鉄筋を 125mm 間隔で一様に配置したと仮定し、その時の終局耐力と応答曲げモーメントを比較することにより照査を行なった。照査結果を図-8に示す。これによれば、中央径間中央では、上床版・下床版とも D25 を外周に一様に配置した場合の終局耐力は、応答曲げモーメントより大きくなる。しかし、床版にこのような太径の鉄筋を用いると幅の大きなひびわれが生じやすくなるため、一般的にはあまり用いられていない。今後は、床版の非線形性を考慮して解析を行い、より細かく地震時の挙動を把握する必要がある。

(3) 鋼管の照査

橋軸方向におけるタイプ I の地震動による応答値から



図－9 鋼管照査結果

鋼管の照査を行った結果を図－9に示す。鋼管に生じる応力度は、引張で 240N/mm^2 、圧縮で 272N/mm^2 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、軸方向引張応力度に対する基準降伏応力度は 320N/mm^2 となり、鋼管は降伏応力度には達していない。

軸方向圧縮応力度に対する基準耐荷力を道路橋示方書Ⅱ編 2.2.1⁹⁾より求めると 266N/mm^2 となり、一部基準耐荷力をオーバーする結果となった。この部位に関しては、地震時の局部座屈に対する安全性も考慮して鋼管の厚さを変更する必要がある。

また、地震時には鋼管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。

なお、橋軸直角方向の鋼管の照査については、鋼管に作用する応答曲げモーメントが橋軸方向の応答曲げモーメントに比べて小さいため本検討においては省略する。

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) 橋軸方向の上床版では、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) 橋軸方向の下床版では、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) 橋軸直角方向では、上床版・下床版とも中央径間中央部において地震時には大きな応答曲げモーメントが作用する。そのため、今後は上床版・下床版の非線形性を取り入れて解析を行う必要がある。

(4) 地震時に鋼管に生じる軸引張応力度は降伏応力度に達していないが、軸圧縮応力度は、基準耐荷力をオーバーする場合があるので、地震時の局部座屈に対する安全性も考慮して鋼管の厚さを変更する必要がある。

(5) 地震時には、鋼管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。

以上、鋼トラスウェブPCラーメン橋の地震時応答性について述べたが、本検討において、上部構造は線形部材として解析している。そのため、橋軸方向・橋軸直角方向とも地震時には、一部塑性化する部分があることが予想される。そのため今後は、床版の非線形性を考慮して解析を行ない、より細かく地震時の挙動に対して検討し、本構造形式の耐震性を確立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) 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
- 4) 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，pp278-279，1998.10
- 5) 二階堂輝幸，角本周，正司明夫：鋼トラスウェブPC橋の地震時応答性に関する検討，第9回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講演論文集，pp53-58，1999.10