

P C斜張橋の非線形動的解析に関する検討

麻生稔彦¹・水取和幸²・首篠政徳³・有角明⁴・百田国広⁵・大塚久哲⁶

¹正会員 博（工） 山口大学助教授 工学部社会建設工学科（〒755-8611 宇部市常盤台2557）

²正会員 （株）銭高組技術本部技術研究所 主席研究員（〒163-1011 新宿区西新宿3-7-1）

³正会員 （株）銭高組技術本部技術研究所 研究員（〒163-1011 新宿区西新宿3-7-1）

⁴正会員 （株）長大福岡支店構造計画第2部（〒812-0013 福岡市博多区博多駅東2-13-34）

⁵正会員 建設省九州地方建設局道路部（〒812-0013 福岡市博多区博多駅東2-10-7）

⁶正会員 工博 九州大学大学院教授 建設システム工学専攻（〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1）

1. まえがき

平成8年度に改訂された道路橋示方書¹⁾では、地震時の挙動が複雑な橋の1つとして斜張橋が挙げられており、斜張橋は動的解析により地震時安全性の照査がなされなければならない橋梁形式となっている。これまでも斜張橋の非線形地震応答解析についてはいくつかの報告^{2), 3)}がなされているが、合理的な耐震設計を確立するためには、種々の形式の斜張橋についての解析を蓄積することが不可欠であると考えられる。

そこで、本報ではフローティング形式PC斜張橋である南田原1号橋（唄げんか橋）を対象に実施した非線形地震応答解析の結果を報告する。特に、今回は部

材に発生する変動軸力を考慮した非線形解析を行い、変動軸力考慮の有無による地震応答性状の変化を検討した。

2. 対象橋梁概要⁴⁾

今回対象とした南田原1号橋の概要を図-1に示す。本橋は大分県南海部郡宇目町の北川ダムを横断する中央径間170m、側径間60mの3径間連続PC斜張橋である。主桁は耐震性、クリープおよび乾燥収縮を考慮して、橋脚上に支承を設けず、橋軸方向、上下方向のいずれについても拘束しないフローティング形式となっている。また、橋台上の支承は滑り支障であ

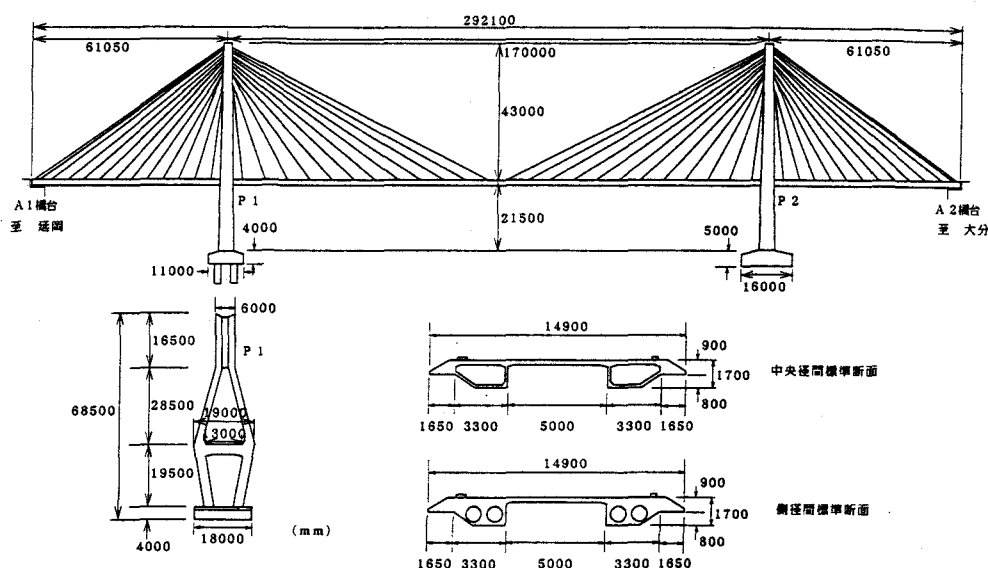


図-1 橋梁概要

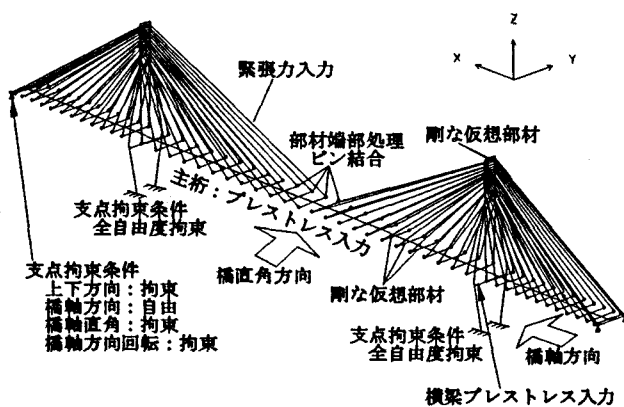


図-2 解析モデル

表-1 固有振動数

次数	解析値	実測値	有効質量比 (%)		
			x	y	z
1	0.26		70	0	0
2	0.37	0.39	0	42	0
3	0.87	0.65	0	0	9
4	1.14	0.95	3	0	0
5	1.29	1.25	0	0	0
6	1.42	1.49	0	0	17
7	1.51		0	21	0
8	1.52	1.64	0	0	0
9	1.54	1.57	0	11	0
10	1.67	1.79	0	0	25

る。中央径間はバスコケネビック橋（米国）と類似なセバレート型2室箱桁断面（桁高1.7m）となっており、側径間ではアンバランスモーメントを小さくするために中空断面となっている。主塔は景観、耐震性、経済性を考慮した高さ64.5mの逆Y型PC構造となっている。斜材ケーブルは耐震性を考慮して2面吊りを採用し、主塔上部にセミファン型に配置されている。ケーブルは中央径間で12段、側径間で13段に配置され、桁下において緊張されている。なお、斜材ケーブルはPC鋼より線をポリエチレン被覆したSEEE工法F-PH型斜材用ケーブルを用いている。また、主塔基礎はP1では表面に風化層があることから杭基礎とし、P2では表層が比較的硬い岩であることから直接基礎となっている。

3. 解析条件

(1) 構造モデル

本橋の解析モデルを図-2に示す。モデル化では、主桁は1本の梁とし、主塔は実形状を模擬した3次元立体モデルとしている。また、橋台上にある主桁両端はローラー支承とし、主塔部分では主桁の拘束は無い

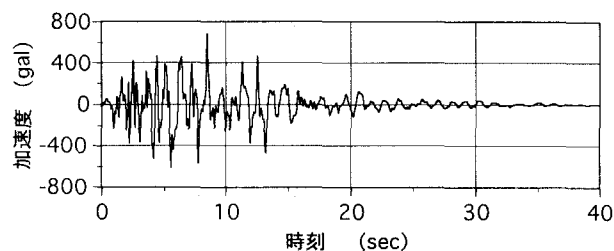


図-3 入力地震波形

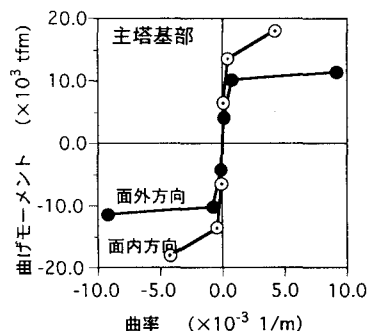
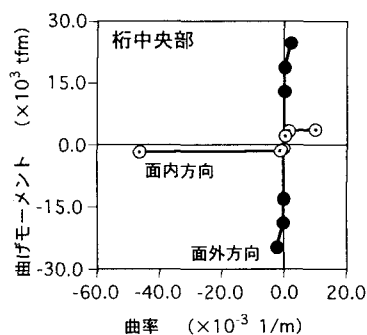


図-4 M-φ 骨格曲線

ものとした。なお、今回は主塔下端の境界条件は固定としている。本橋については橋面工施工前に起振機試験が実施されており⁵⁾、モデル化の妥当性を検討するために固有値解析を行い、固有振動数を実測値と比較した。その結果を表-1に示す。解析値と実測値はおおむね対応しており、モデル化は妥当であると考えられる。また、地震応答解析における初期応力としては、自重、プレストレス力およびケーブル張力を考慮するものとする。

(2) 入力地震波および非線形特性

今回の解析では兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で記録された地震波のNS成分を入力波として用いた。図-3に入力地震動加速度波形を示す。この地震波の最大加速度は687galであり、サンプリング間隔0.01秒、継続時間40秒である。解析では南田原1号橋の架設地域(B地域)を考慮して地域補正係数0.85を乗じた。

部材の非線形特性は道路橋示方書に準じて曲げモー

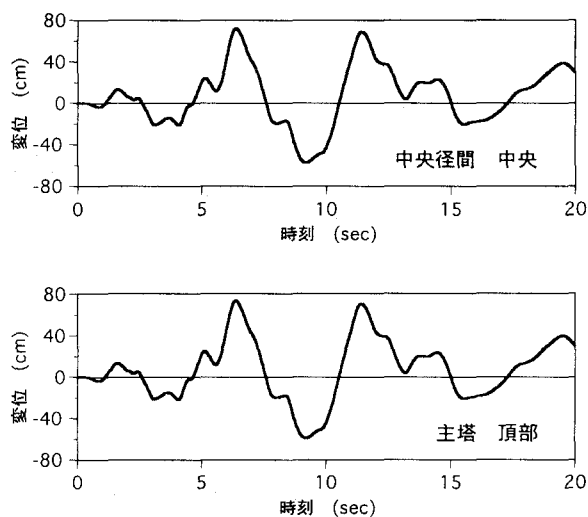


図-5 橋軸方向加震 応答変位時刻歴

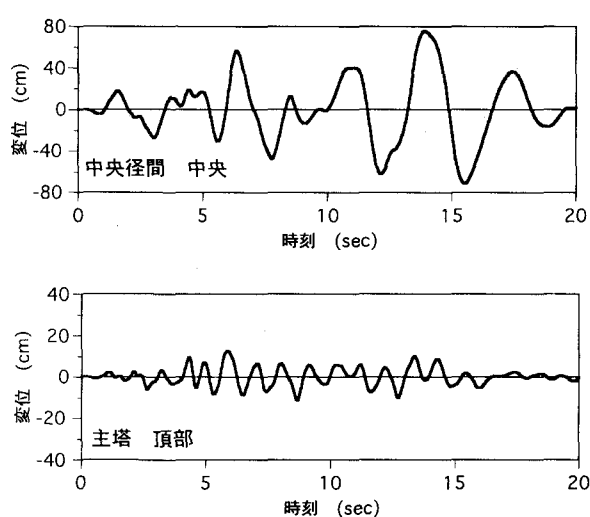


図-6 橋軸直角方向加震 応答変位時刻歴

メント M と曲率 ϕ で定義し、復元力特性は武田型モデルを用いる。ただし、 M - ϕ 関係の設定にあたってはPC鋼材の配置位置により生じる偏心については考慮していない。今回の解析では2軸曲げ非線形を考慮できないので、加震方向により支配的な断面力を生じる方向に非線形性を設定した。図-4に主桁中央部および主塔基部の M - ϕ 骨格曲線を示す。

一方、軸力の変動を考慮した M - ϕ 関係は曲げモーメント M と軸力 N の相関曲線を用いて設定し、復元力特性は江戸型モデルを採用した。江戸型モデルではひび割れと降伏により M - N 相関関係を与える。

3. 解析結果

地震応答解析にはNewmarkの β 法($\beta=1/4$)を用いる。このような数値積分により応答解析を行う場合には積分の時間間隔を適切に設定する必要がある。そこで、積分時間間隔が応答に与える影響を検討するために、橋軸方向加震について積分時間間隔を0.01秒から0.001秒まで変化させて応答解析を行ったが、これらの応答値はほぼ同じであり、積分時間間隔による影響は認められなかった。これは南田原1号橋の固有周期が比較的長いためであろうと考えられる。したがって、以下の解析では0.01秒間隔の積分による結果を示す。

今回の解析では要素減衰を用いるものとし、主桁および主塔の各要素の減衰定数は道路橋示方書を参考に0.03とした。

(1) 変動軸力非考慮

変動軸力を考慮しない場合の桁中央および主塔頂部の応答変位波形を図-5、図-6に示す。図-5は橋軸方向加震、図-6は橋軸直角方向加震をそれぞれ示している。ただし、いずれの図も20秒までの結果で

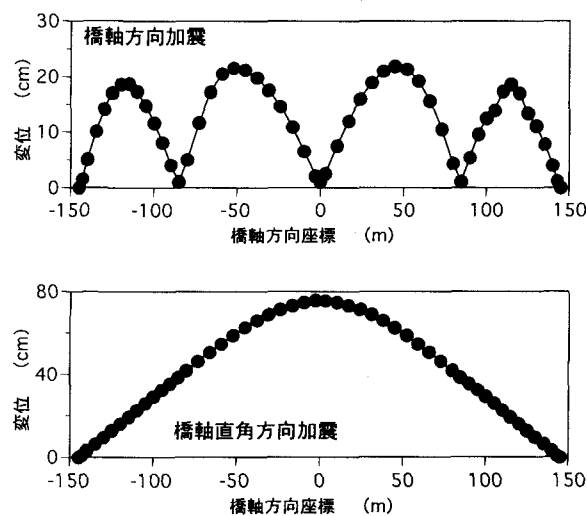


図-7 桁最大応答変位分布

ある。橋軸方向加震時には桁と主塔の応答波形はほぼ同じ波形となっている。これは、本橋がフローティング形式であるために、桁の橋軸方向振動により主塔も同時に振動するためであろう。なお、最大応答変位は桁が71.8cm、主塔頂部が73.4cmである。一方、橋軸直角方向加震時には桁と主塔の応答性状が異なっている。主塔部では桁の拘束をしていないため応答の周期は比較的長く、中央部での最大応答変位は75.6cmである。しかし、軸直角方向加震に対して主塔は2本の柱で受け持つため主塔頂部の応答の周期は短く、最大応答変位は12.7cmとなっている。

図-7は橋軸方向加震時における桁の各節点の上下方向最大応答変位を連ねたものである。斜張橋では橋軸方向加震であっても桁に大きな上下方向変位が生じることがわかる。また、橋軸直角方向加震時では橋軸直角方向の最大応答変位分布を示している。図-8は主塔の最大応答変位分布である。橋軸直角方向加震時

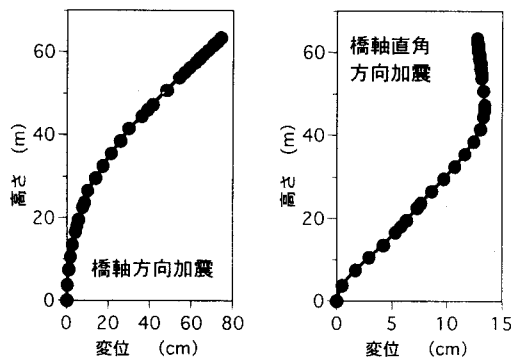


図-8 主塔最大応答変位分布

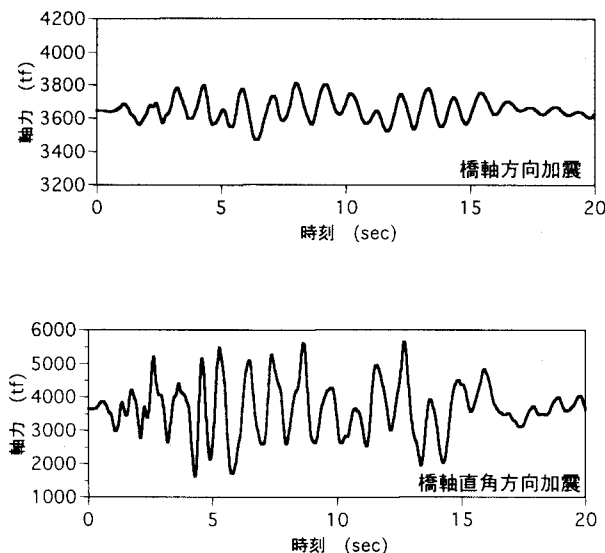


図-9 主塔基部応答軸力時刻歴

には塔頂部付近での応答変位が小さくなっている。本橋では主塔頂部にケーブルが定着されているため、この影響によるものと考えられる。

主塔基部の部材に生じる軸力の時刻歴を図-9に示す。橋軸方向加震時には軸力変動はさほど小さくなく、初期軸力 ± 200 tf程度の範囲にある。しかし、橋軸直角方向加震時には初期軸力 ± 2000 tfと大きく変動している。これは本橋の橋脚が橋軸直角方向に2本の柱から構成されているため、この方向に加震された場合には各々の柱が交互に軸力を分担するためと考えられる。各部材の非線形性を定義する曲げモーメント-曲率関係は初期応力状態で定められる。しかし、このように大きな変動軸力が発生する場合には変動軸力を考慮した非線形性を設定する必要があることを示唆する結果である。

一般に地震応答解析における減衰の取り扱い経験に負うところが多く、どのような減衰を設定するか明確にはされていない。そこで、橋軸方向加震時について要素減衰とした場合とレーレー減衰とした場合の桁中央部の応答変位を橋軸方向と上下方向について比較

表-2 基準振動数

	第1基準振動数(次数) (Hz)	第2基準振動数(次数) (Hz)	備考
Case 1	0.26 (1次)	0.87 (3次)	1 Hz以下の固有振動数
Case 2	0.26 (1次)	1.67 (10次)	2 Hz以下の固有振動数
Case 3	0.26 (1次)	2.95 (16次)	3 Hz以下の固有振動数

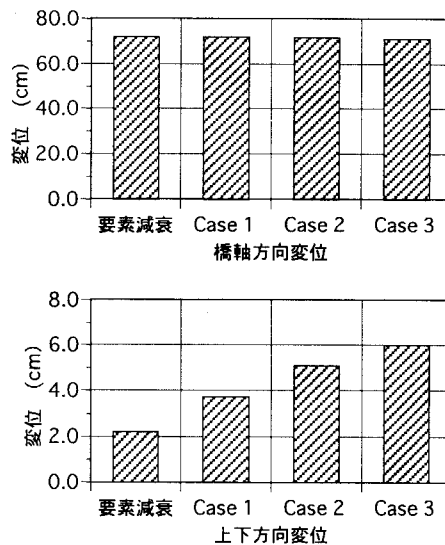


図-10 応答値に与える減衰の影響

した。また、レーレー減衰を用いる場合にも基準振動数の取り方により応答値は異なると予想されることから、表-2に示す各ケースについての結果を図-10に示す。ここで、レーレー減衰では第1基準振動数と第2基準振動数における減衰比はいずれも0.03としている。図-10より橋軸方向変位はほぼ同程度であるが、上下方向変位は減衰の設定により異なることがわかる。上下方向変位では要素減衰に比べてレーレー減衰による応答値が大きくなっており、レーレー減衰の第2基準振動数を高くとるほど応答は大きい。レーレー減衰の基準振動数の適切な決定法は重要な課題であろう。

(2) 変動軸力考慮

図-9に示した応答軸力波形より、本橋の非線形地震応答解析では変動軸力を考慮する必要があると考えられる。そのため、軸力値に応じてクラック発生モーメント M_c 、降伏モーメント M_y 、終局モーメント M_u を設定する曲げモーメント-軸力相関関係を設定し、解析を行った。ただし、桁部材については軸力変動が小さいために主塔部材のみ変動軸力を考慮することとした。

この解析により得られた主塔頂部の応答変位時刻歴を図-11に、主塔基部の応答曲げモーメント時刻歴

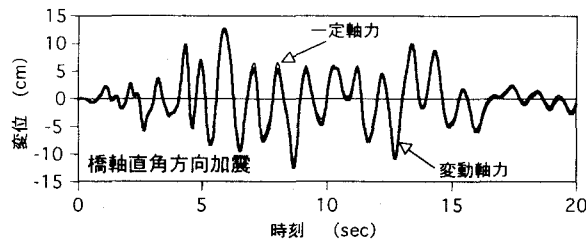
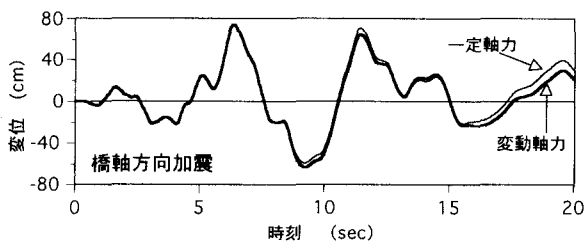


図-11 主塔頂部応答変位時刻歴

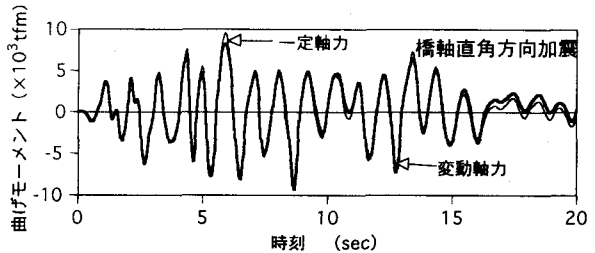
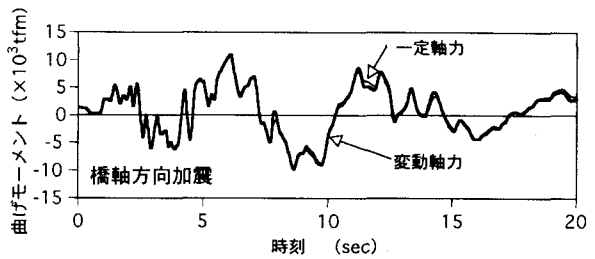
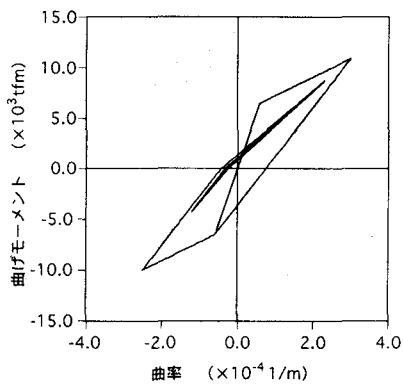
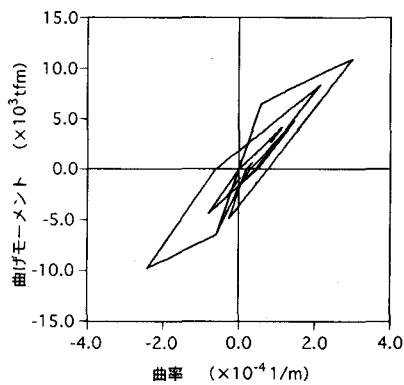


図-12 主塔基部応答曲げモーメント時刻歴

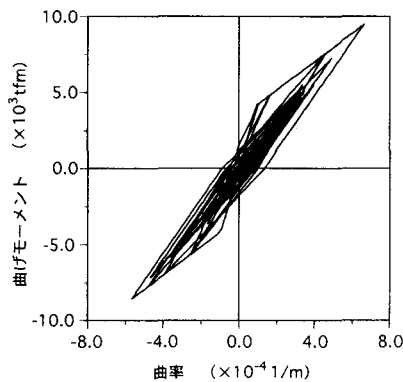


(a) 変動軸力非考慮

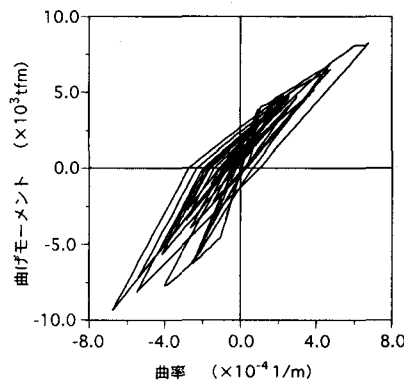


(b) 変動軸力考慮

図-13 橋軸方向加震時 M-φ 関係



(a) 変動軸力非考慮



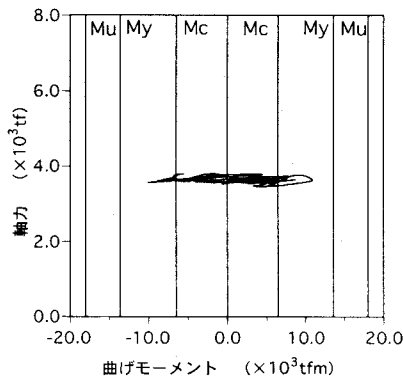
(b) 変動軸力考慮

図-14 橋軸直角方向加震時 M-φ 関係

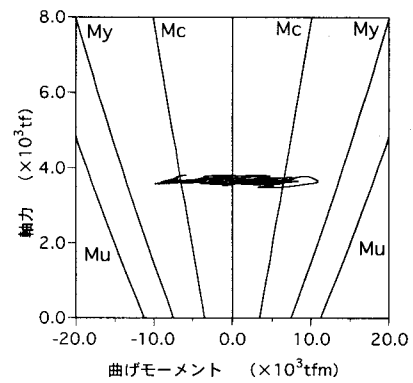
を図-12に示す。応答変位はいずれの加震方向についても変動軸力考慮の有無に関わらずほぼ同じ波形であり、最大値もほぼ等しい。橋軸方向加震時の応答曲げモーメントの最大値は一定軸力で10928tfm、変動軸力で10901tfmと差は現れていない。一方、橋軸直

角方向加震時には一定軸力で9502tfm、変動軸力で9362tfmとなり、橋軸方向加震に比べて変動軸力を考慮した場合に最大応答値が低下している。

主塔基部の曲げモーメントー曲率関係 (M-φ関係) と同じ部材の曲げモーメントー軸力関係 (M-N関係)

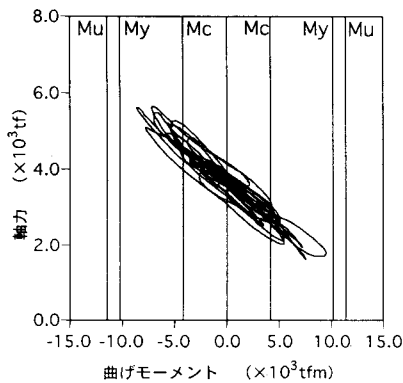


(a) 変動軸力非考慮

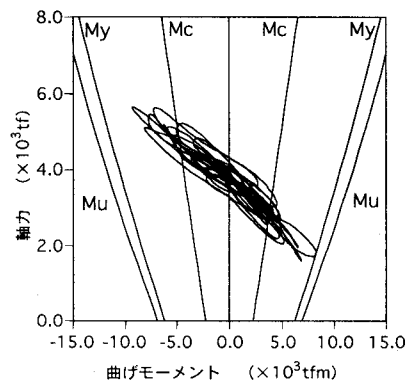


(b) 変動軸力考慮

図-15 橋軸方向加震時 M-N 関係



(a) 変動軸力非考慮



(b) 変動軸力考慮

図-16 橋軸直角方向加震時 M-N 関係

を検討するために、図-13、図-14にM- ϕ 関係を、図-15、図-16にM-N関係を変動軸力非考慮の場合と比較してそれぞれ示す。ここで、図-13と図-15は橋軸方向加震時、図-14および図-16は橋軸直角方向加震時である。

変動軸力を考慮しない場合には、初期軸力から規定される骨格曲線により応答するため、対称なM- ϕ 履歴を呈している。また、変動軸力を考慮した場合でも橋軸方向加震では図-9に示したように軸力変動自体が小さいためM- ϕ 履歴に大きな差は生じていない。ここで、橋軸方向加震時に履歴経路が異なるのは変動軸力考慮の有無により仮定している履歴特性が異なるためである。これに対して橋軸直角方向加震時に発生する曲げモーメントは、変動軸力を考慮すると軸力増加時には曲げ耐力の上昇により大きくなり、軸力減少時には曲げ耐力の低下により小さくなる。そのため、図-14では非対称の履歴特性が現れている。

図-15のM-N関係をみると橋軸方向加震では軸力の変動が小さく、いずれの場合もクラック発生モーメントは超えているものの軸力変動が応答におよぼす影

響はほとんどない。しかし、橋軸直角方向加震では軸力の変動幅が約4000tfと大きいため耐力の変動が大きい。軸力変動を考慮した場合には軸力6000tfにおいて $M_c=5430\text{tfm}$ 、 $M_y=12583\text{tfm}$ 、 $M_u=13953\text{tfm}$ であるが、軸力2000tfでは $M_c=3304\text{tfm}$ 、 $M_y=8467\text{tfm}$ 、 $M_u=9451\text{tfm}$ まで低下する。このために変動軸力を考慮しない場合には降伏モーメントまで達しないものの、変動軸力を考慮すると軸力低下時に降伏モーメントにまで達している。

変動軸力を考慮することにより、軸力低下時には部材の耐力が低下するため変動軸力考慮の有無により橋梁中のクラック発生範囲および降伏範囲が異なると考えられる。そこで、加震方向別に橋梁全体系の塑性化範囲を図示すると図-17となる。

橋軸方向加震時の桁では側径間から中央径間の1/4程度までひび割れにいたっている。また、主塔では基部からケーブル定着部付近までひび割れ範囲が広がっている。これに対し、変動軸力を考慮すると主塔中央部において降伏にいたる部材が現れる。これは変動軸力を考慮しない場合とは異なった傾向であり、変動軸

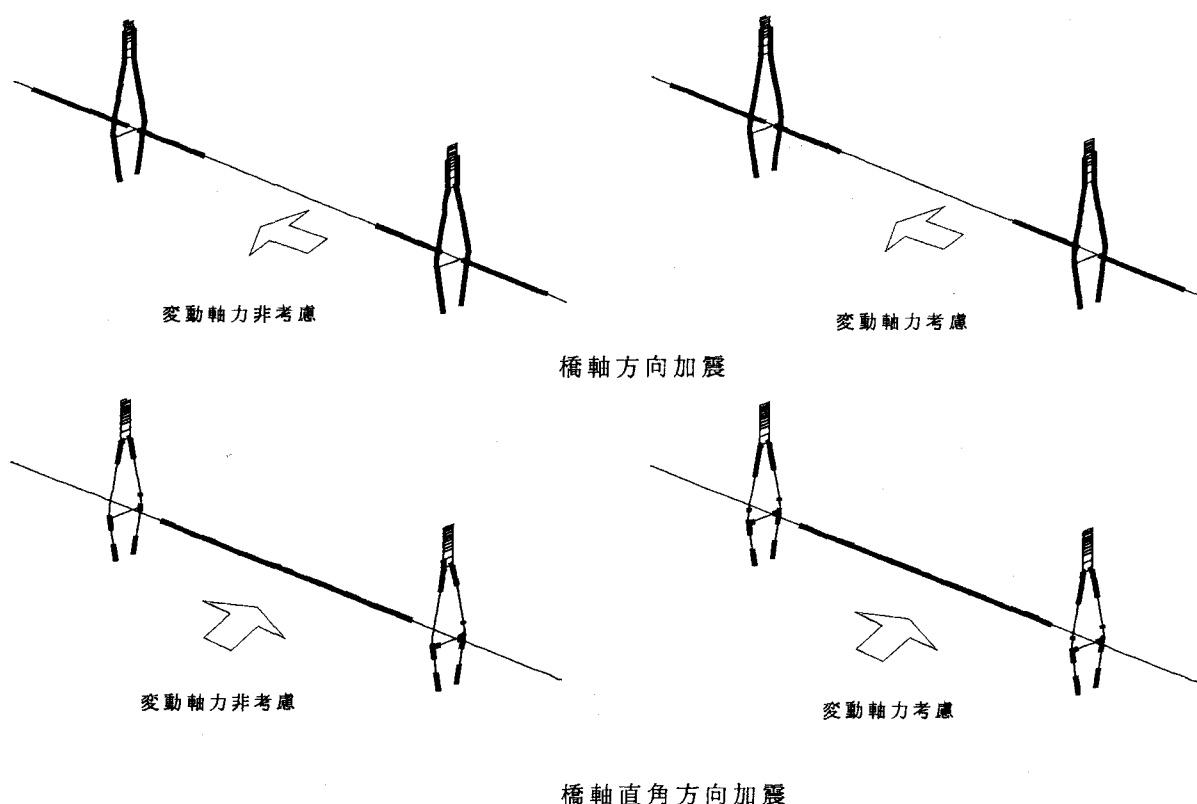


図-17 塑性化範囲

力考慮の有無が地震応答性状に与える影響がうかがえる。橋軸直角方向加震時では中央径間の桁にひび割れが広範に発生し、中央部において降伏部材が認められる。また、主塔基部、横梁近傍およびケーブル定着部下部にひび割れ範囲があり、変動軸力を考慮すると主塔基部が降伏する結果となった。

4. まとめ

フローティング形式PC斜張橋の地震応答解析を行い、変動軸力を考慮することによる地震応答性状の変化を示した。以下に今回の解析により得られた知見を挙げる。

- ① 数値積分における積分時間間隔の影響を橋軸方向加震について検討した。今回の橋梁では比較的固有周期が長いことこの影響は認められなかった。
- ② 本橋のようにフローティング形式の橋梁では、橋軸方向加震時には桁の振動が支配的となり主塔と桁の応答変位波形はほぼ等しいものとなった。
- ③ 橋脚基部に発生する応答軸力の変動は加震方向により異なり、橋軸直角方向加震では軸力の変動が大きい。
- ④ 要素減衰を用いた応答値はレーレー減衰を用いた

場合よりも小さい。

- ⑤ 変動軸力を考慮した解析より得られた応答変位波形は変動軸力を考慮しない場合とほぼ同様であった。また、応答曲げモーメント波形では変動軸力を考慮することにより最大値が低下した。
- ⑥ 変動軸力考慮の有無による $M-\phi$ 関係と $M-N$ 関係を比較すると、橋軸方向加震時には応答履歴の差は小さい。一方、橋軸直角方向加震では変動軸力の影響を受け非対称な $M-\phi$ 関係となる。 $M-N$ 関係では軸力の低下により耐力が低下するため、橋軸直角方向加震時に降伏モーメントまで達する部材がある。
- ⑦ 橋梁全体系の塑性範囲の分布状況は変動軸力考慮の有無により異なる。

今回解析対象とした橋梁では、変動軸力を考慮することにより地震応答性状が異なることが明らかとなった。合理的な耐震設計法を確立するためにはこのような解析・検討を多く実施する必要がある。

謝辞：本研究は土木学会西部支部「中径間橋梁の耐震性向上に関する研究」委員会における活動の一環として実施されたものである。委員各位に感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1996
- 2) 奥石正己，栗原敏広，山野辺慎一，矢部正明：PC斜張橋の非線形動的解析による設計例および今後の課題，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，pp.253-256，1998
- 3) 吉澤努，川神雅秀：大規模地震における鋼斜張橋全体系の非線形動的解析，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，pp.257-260，1998
- 4) 大塚久哲，小野義春，碓公男，若狭忠雄：南田原1号橋の設計，橋梁と基礎 Vol.93 No.5，pp.22-27，1993
- 5) 鳥野清，麻生稔彦，北川正一，樺島誠吾：フローティング形式斜張橋（唄げんか橋）の起振機試験と台風時応答観測，土木学会論文集 No.522/Ⅵ-28，pp.97-106，1995