

ケーブル張力の非線形性がPC斜張橋の地震応答に及ぼす影響

河野 哲也¹・川島 一彦²

¹ 正会員 工修 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

² フェロー 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

1. まえがき

兵庫県南部地震により土木建造物の多大な被害を経験して、耐震設計の見直しが行われ、震度法から地震時保有水平耐力法への移行が行われている。設計入力地震動として小さな地震力を用いて、許容応力度法に基づいて耐震設計する震度法に対し、地震時保有水平耐力法は、現実に起こりうる大きな地震力を入力地震動とし、部材の非線形性も考慮して部材の損傷過程を計算で追って耐震設計するという考えに基づいている。地震時保有水平耐力法で耐震設計をする場合、設計入力地震動の評価および解析モデルの妥当性が重要となる。

大きな地震動を受けた場合におけるPC斜張橋の地震応答特性は未解明な点が多く、これに関する研究は不十分である。PC斜張橋が強震動を受け、斜材ケーブルに大きな軸力応答が生じると、ケーブルが大きく非線形挙動を示す可能性が考えられる。J.F.Flemingら¹⁾によってケーブルのサグによる非線形性が斜張橋の動的特性に及ぼす影響について検討が行われて、興石ら²⁾によって、レベル2地震動を入力したとき最下段のケーブルが初期軸力以上の圧縮応答軸力を生じ、非線形化し得ることが示されているが、強震時に起こりうるケーブルの非線形性が斜張橋の動的特性に及ぼす影響について検討された例はほとんどない。本論文では、強震時における斜張橋のケーブルの非線形性に着目し、ケーブル張力の非線形性が斜張橋の地震応答特性に及ぼす影響について非線形動的解析によって検討した結果を示す。

2. 解析対象橋と入力地震動

(1) ケーブル張力の非線形性とモデル化

地震力によってケーブルに生じる軸力を $P(t)$ （正が引張、負が圧縮）、常時荷重によってケーブルに生じる軸力を P_0 、ケーブルの降伏耐力、終局耐力を P_Y 、 P_U とすると、ケーブルの軸力～軸変位の関係は、図-1のようになる。常時の軸剛性を k_1 とし、0.7%ひずみ変形

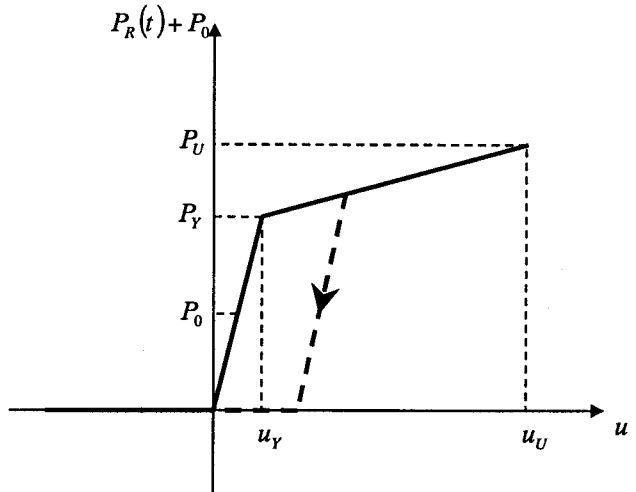


図-1 ケーブルの軸力～軸変形量

時に降伏耐力 P_Y となり、6.0%ひずみ変形時に終局耐力 P_U に達するものとして2次剛性 k_2 を設定した。降伏した後には除荷した場合のケーブルの履歴は、実際は点線のようにになるが、ここでは、解析を簡単にするため、もとのスケルトンカーブに従って戻ると仮定した。この場合は、ケーブルの軸剛性 k は以下のように与えられる。

$$k = \begin{cases} 0 & \cdots & P(t) + P_0 \leq 0 \\ k_1 & \cdots & 0 < P(t) + P_0 \leq P_Y \\ k_2 & \cdots & P_Y < P(t) + P_0 < P_U \end{cases} \quad (1)$$

ケーブルは非抗圧性の部材であるため $P(t) + P_0 \leq 0$ となると、ケーブルの軸剛性は0となる。また、 $P_Y < P(t) + P_0$ においてケーブルは降伏し、塑性剛性 k_2 となる。対象PC斜張橋のケーブルはJIS G 3536級（引張強度=365 kgf/mm²）でφ7mmのPC鋼線を束ねたものである。

こうした非線形特性を考慮せずにケーブルが線形であるとした場合（ケース1）、ケーブルの非抗圧性を考慮した場合（ケース2）、ケーブルの非抗圧と引張降伏を考慮した場合（ケース3）を考えることとした。

(2) 解析対象橋と解析モデル

解析対象橋梁は、図-2に示すような橋長360m、中

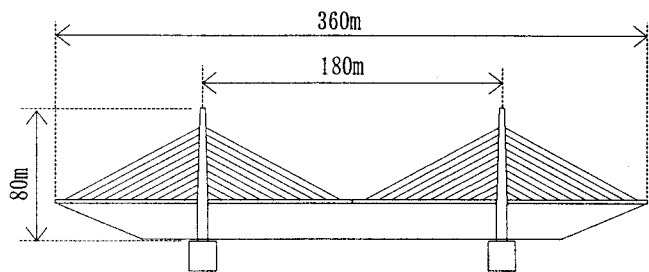


図-2 解析対象のPC斜張橋

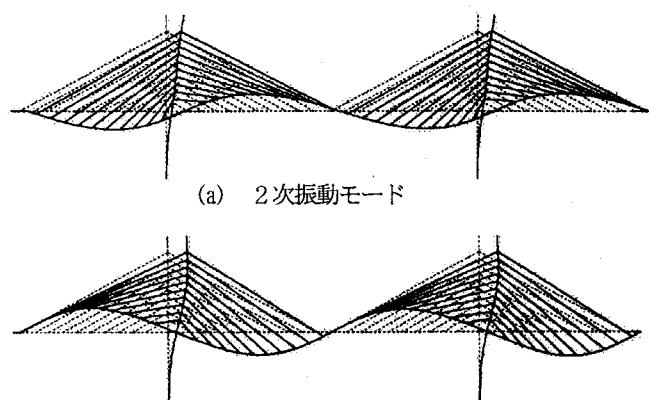


図-3 主要な振動モード

表-1 固有周期

モード 次数	固有周期 (sec)	累積有効質量比 (%)	
		水平方向	鉛直方向
1	2.38	0	1
2	2.22	31	1
3	1.63	49	1
4	1.08	49	17

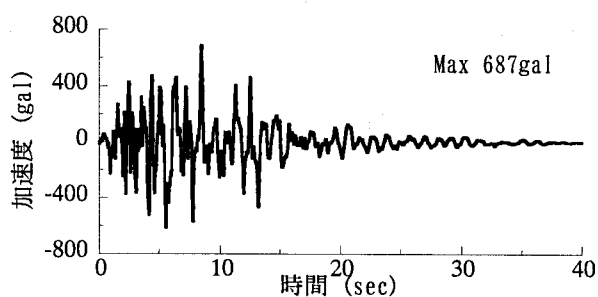
中央径間 180m の PC 斜張橋である。ケーブルは、2面吊りでハープ形式である。主桁は、橋軸方向には端橋脚、主橋脚において可動支持されており、橋軸直角方向には端橋脚、主橋脚において固定支持されている。

解析モデルは、2次元骨組みモデルとした。橋脚および主塔の M- ϕ 骨格曲線は、平成8年道路橋示方書³⁾に従って算出し、Takeda 型バイリニアモデルを採用した。主桁は、全断面有効の線形部材とした。基礎地盤間は、線形の地盤ばねでモデル化を行った。

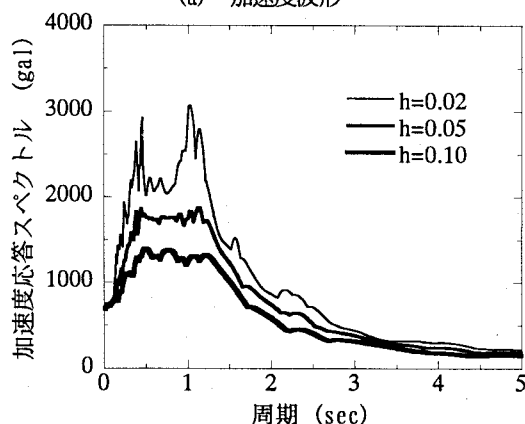
減衰としては、Rayleigh 減衰を用いた。部材減衰定数として、主塔および橋脚については非線形化しない要素では5%、非線形化する要素では2%、主桁では3%、斜材では3%、地盤バネでは20%を与えた。

(3)固有振動特性

解析モデルの固有周期および振動モードを表-1、図-3に示す。橋軸方向の主要なモードおよびその固有周期は、2次(遊動円木モード1次)が2.22秒、3次(逆対称モード1次)が1.63秒である。



(a) 加速度波形



(b) 加速度応答スペクトル

図-4 入力地震動

(4)入力地震動

入力地震動および加速度応答スペクトルを図-4に示す。兵庫県南部地震において JR 鷹取駅で観測された水平方向 NS 成分を H 8 道示で規定されているタイプ II の II 種地盤の標準加速度応答スペクトルにフィッティングさせた波を入力地震動とした。入力地震動は、橋軸方向に一様入力とした。

3. 初期軸力を上まわる圧縮軸力が生じる影響

時刻歴応答解析によって得られた側径間の下から2段目および最下段のケーブルに生じる軸力応答(常時軸力+地震応答軸力)を図-5に示す。ケーブルの非抗圧性を考慮しているケース2では、下から2段目および最下段のケーブルにおいて $P_R(t) + P_0 \leq 0$ となるとケーブル軸剛性 $k = 0$ となり、圧縮軸力を生じない。

ケーブルから主塔および主桁への作用力を図-6に示す。中央径間および側径間のケーブル軸力を P_{Ci} 、 P_{Si} とする。下付文字 i は、ケーブルを上から数えた番号であり、最下段のケーブルは $i = 10$ である。

常時にケーブルから主塔に作用する力を図-7に示す。同レベルの高さにあるケーブルでは、側径間のケーブルから作用する力 P_{Si} と中央径間のケーブルから作用する力 P_{Ci} は、 $P_{Si} \approx P_{Ci}$ となり、ほぼつり合っている。

地震力を受けて主桁が右側に変位し、橋脚基部の曲率が最大となった時刻 ($t = 6.25$ 秒)において、ケーブ

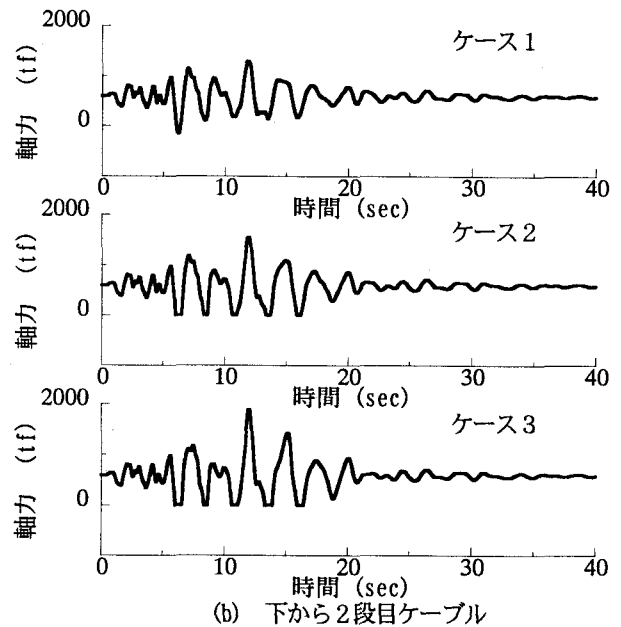
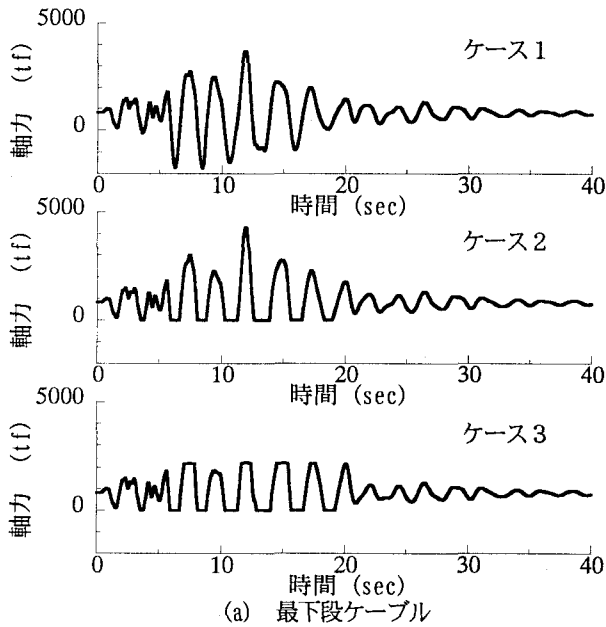
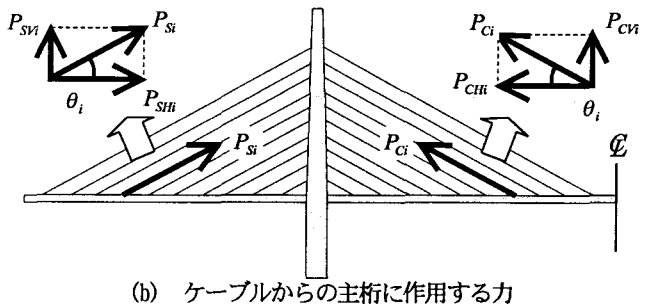
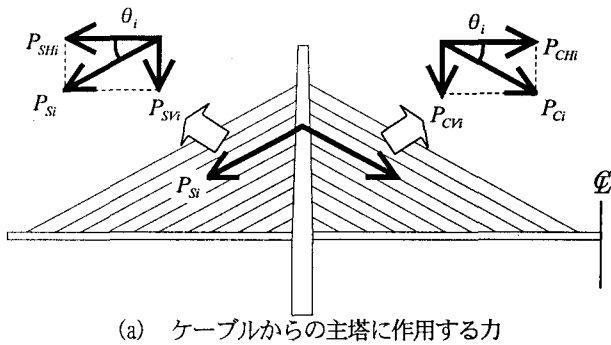


図-5 ケーブルの軸力応答



(a) ケーブルからの主塔に作用する力

(b) ケーブルからの主桁に作用する力

図-6 ケーブルからの主塔および主桁に作用する力

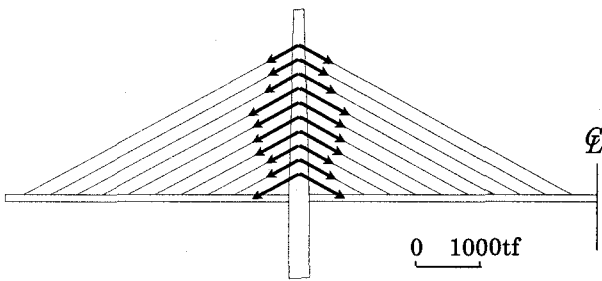


図-7 常時におけるケーブルから主塔に作用する力

ケーブルから主塔に作用する動的な増分軸力 $P_{Ci}(t)$, $P_{Si}(t)$ を図-8に示す。ケース1において、側径間側の最下段および下から2段目のケーブルの応答軸力 $P_{S10}(t)$, $P_{S9}(t)$ は、それぞれ、 -2457tf , -716tf となる。非抗圧性を考慮したケース2では側径間側の最下段及び下から2段目のケーブルにおいて $P(t) + P_0 \leq 0$ の状態となり、 $P_{S10}(t)$, $P_{S9}(t)$ は、それぞれ初期軸力に相当する -821tf , -587tf となる。したがって、ケーブルの非抗圧性を考慮することにより、最下段及び下から2段目のケーブルにおいて、ケース2ではケース1よりもそれぞれ 1636tf , 129tf だけ軸力が小さくなる。

一方、中央径間側に着目すると最下段及び下から2

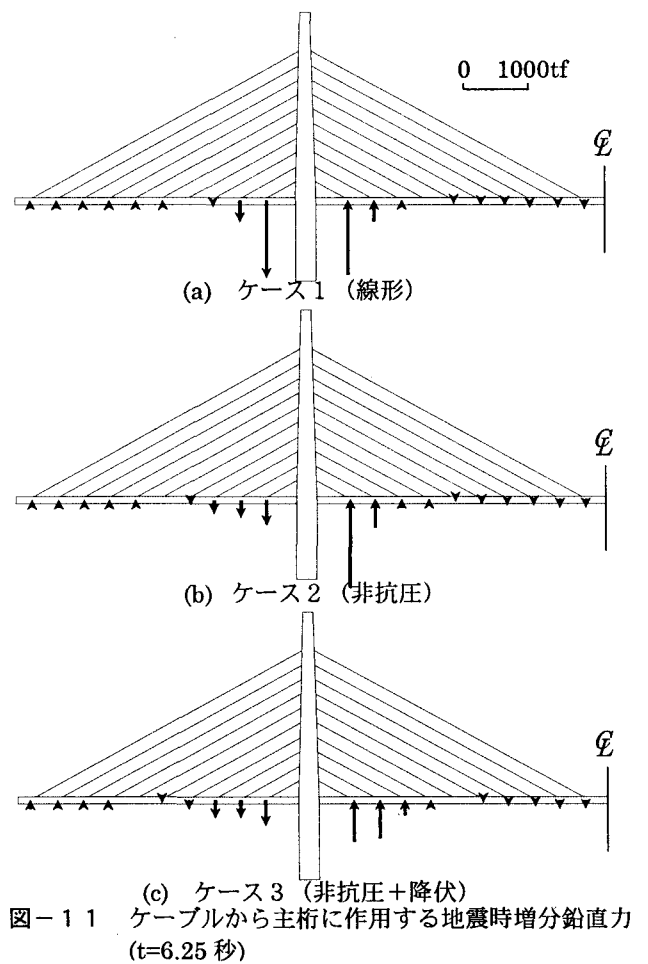
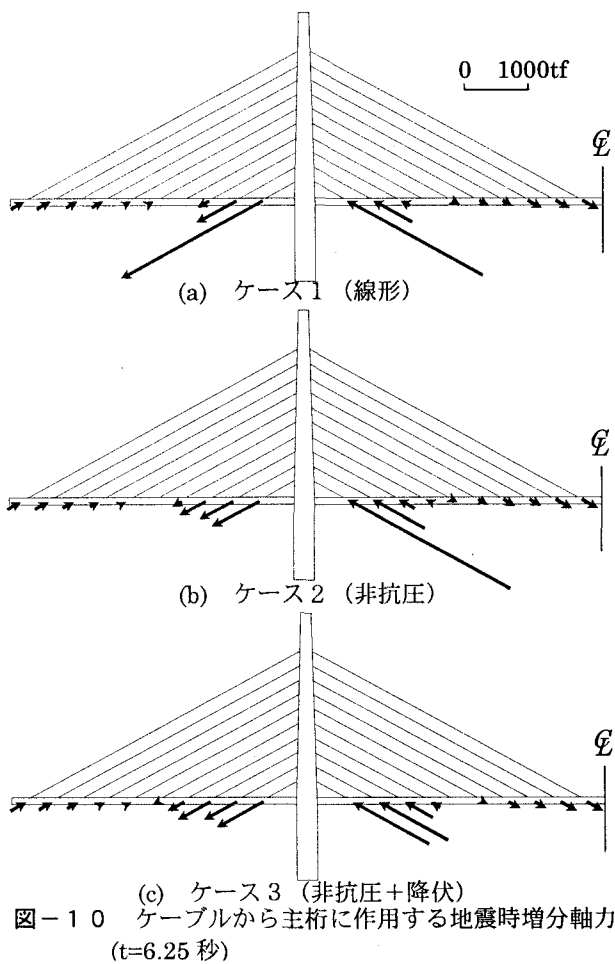
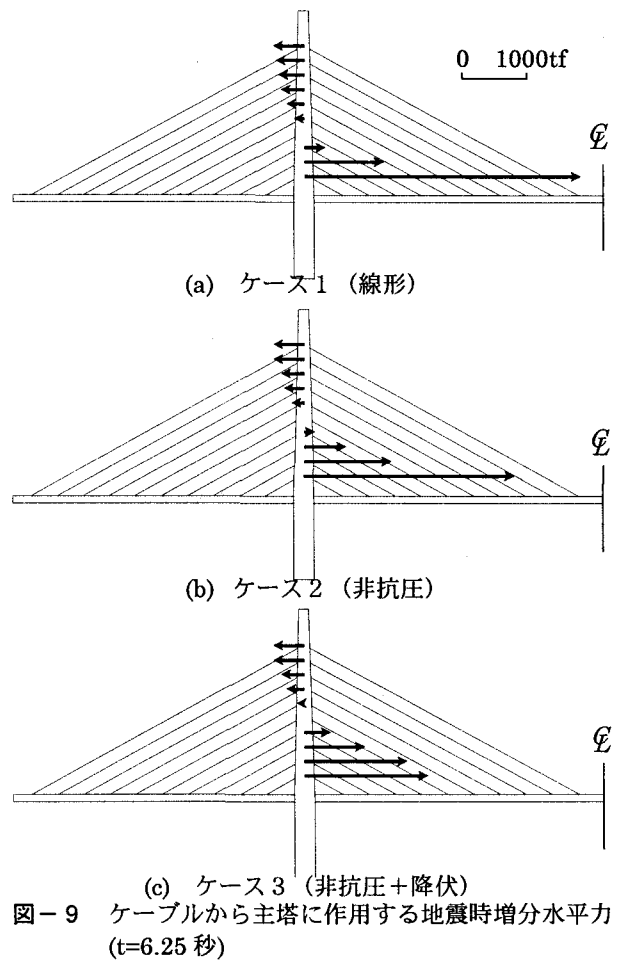
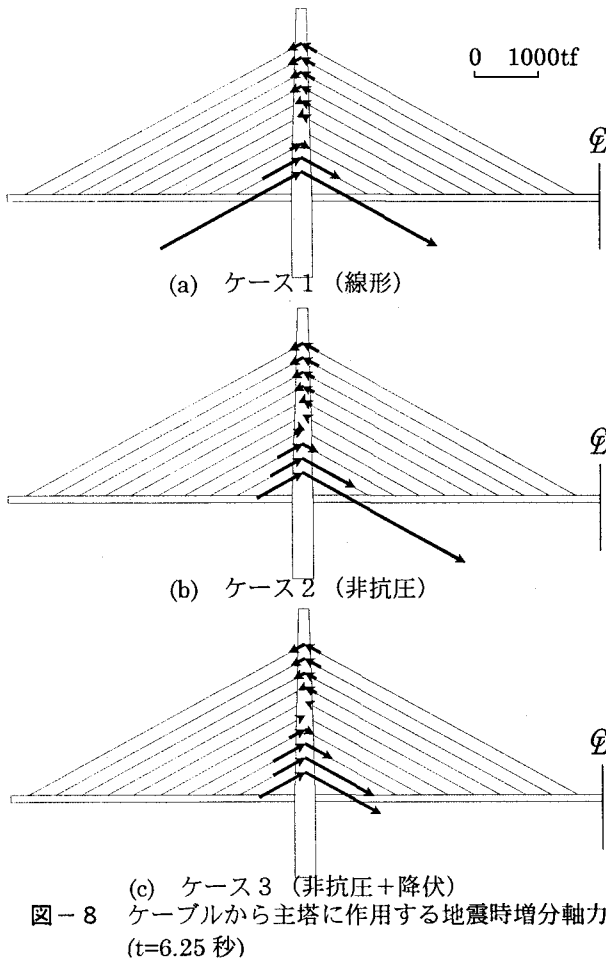
段目のケーブルの応答軸力 $P_{C10}(t)$, $P_{C9}(t)$ は、ケース1において 2361tf , 685tf であるのに対し、ケース2では 2869tf , 919tf とケース1よりそれぞれ 508tf , 234tf だけ軸力が大きくなっている。これは、上述したように側径間側の最下段および下から2段目のケーブルにおける応答軸力 $P_{C10}(t)$, $P_{C9}(t)$ がケース2ではケース1よりも小さくなるため、この減少分の力が他のケーブル、特に軸剛性の大きい中央径間の最下段および下から2段目のケーブルにおける応答軸力を増大させたことによるものである。

ケーブルから主塔にかかる力 P_{Ci} , P_{Si} を水平成分 P_{CHi} , P_{SHi} , 鉛直成分 P_{CVi} , P_{SVi} に分離し、ケーブルから主塔に作用する水平力 P_{THi} , 鉛直力 P_{TVi} を求めると以下ようになる。

$$P_{THi} = P_{Ci} \cdot \cos \theta + P_{Si} \cdot \cos \theta \quad (2)$$

$$P_{TVi} = P_{Ci} \cdot \sin \theta + P_{Si} \cdot \sin \theta \quad (3)$$

図-8と同じ時刻において、ケーブルから主塔に作用する水平力 $P_{THi}(t)$ を図-9に示す。ケース1では、主塔の最下段ケーブル定着部の他、下から2段目、3段



目においては、右方向に水平力が作用するが、それより上段では、左方向に水平力が作用する。これは、橋脚基部の曲率応答が最大となる瞬間において、ケーブル、主塔には1次モードだけでなく、高次のモード形も卓越していることを示している。

ケース1に比べ、ケース2においては、最下段ケーブル定着位置における増分水平力が小さくなるため、下から2段目、3段目における増分水平力が右方向に大きくなる。その他のケーブル定着位置ではそれほど差は生じていない。

図-8と同じ時刻におけるケーブルから主桁に作用する動的な増分軸力 $P_{Ci}(t)$ 、 $P_{Si}(t)$ を図-10に示す。図-8に示したケーブルから主塔に作用する力とこれとは反対方向に主桁に作用する。

図-6に示すケーブル軸力とケーブルから主桁にかかる水平力および鉛直力の関係は、次式のようになる。

$$\begin{cases} P_{SHi} = P_{Si} \cdot \cos \theta \\ P_{CHI} = P_{Ci} \cdot \cos \theta \end{cases} \quad (4)$$

$$\begin{cases} P_{SVi} = P_{Si} \cdot \sin \theta \\ P_{CVi} = P_{Ci} \cdot \sin \theta \end{cases} \quad (5)$$

図-10と同じ時刻におけるケーブルから主桁に作用する地震時増分鉛直力 $P_{SVi}(t)$ 、 $P_{CVi}(t)$ を図-11に示す。ケース1において、同じレベルの高さにあるケーブルでは、側径間側のケーブルから主桁に作用する地震時増分鉛直力 $P_{SVi}(t)$ と中央径間側のケーブルから主桁に作用する地震時増分鉛直力 $P_{CVi}(t)$ は、同程度の大きさで向きが反対となっている。例えば、最下段のケーブルから主桁に作用する地震時増分鉛直力は、側径間側では-1181tfで下向きであるのに対して、中央径間側では1135tfで上向きとなっている。

これに対して、ケーブルの非抗圧性を考慮したケース2においては、最下段および下から2段目のケーブルに着目すると側径間側では軸力が非抗圧域に達し、増分軸力が頭打ちになる。一方、その減少分に相当するだけ中央径間側では増分軸力が大きくなる。この結果、最下段のケーブルに着目するとケーブルから主桁に作用する地震時増分鉛直力は、側径間側では下向きに395tfとなりケース1より小さくなるのに対して、中央径間側では上向きに1379tfとなりケース1より大きくなる。

4. 降伏軸力を上まわる引張軸力が生じる影響

ケーブルの非抗圧および降伏による非線形性を考慮したケース3では、最下段のケーブル軸力では、非抗圧域に達するとともに、引張側では降伏軸力を上回っている。

側径間側の最下段及び下から2段目のケーブルにおいて $P_R(t) + P_0 \leq 0$ となり、図-8に示す主塔に作用する地震応答による動的な増分作用力 $P_{S9}(t)$ 、 $P_{S10}(t)$ は、ケース2と同じく、それぞれ初期軸力に相当する-587tf、-821tfとなる。

一方、中央径間側に着目すると、最下段のケーブルにおいて $P_Y \leq P(t) + P_0$ となり、 $P_{C10}(t)$ が1326tfとケース2における2869tfより1543tf小さくなる。このため、この減少分の力が、他の非線形化していないケーブルに分配されるため、軸剛性の大きい中央径間側の下から2段目のケーブルにおける軸力 $P_{C9}(t)$ は、ケース3では1229tfとケース2での919tfよりも310tfだけ大きくなっている。

ケーブルの非抗圧および降伏を考慮することにより、ケース3では、図-9に示したケーブルから主塔に作用する増分水平力は、最下段定着部においてケース3で1883tfとなりケース2の3235tfよりも約1350tfだけ小さくなる。このため、ケース3ではケース2に比べ、下から2、3、4段目の定着部における増分水平力が、右方向に大きくなっている。その他のケーブル定着位置ではそれほど差は生じていない。

主桁に作用する力に着目すると、ケース3では、側径間側の最下段および下から2段目のケーブル定着位置での鉛直下方向に作用する増分鉛直力は、ケース2と同様に、初期軸力の鉛直方向分力に相当する-395tf、-282tfとなる。

一方、中央径間側においては、最下段のケーブルが降伏するため、最下段のケーブル定着位置での上方向に作用する地震時増分鉛直力は、ケース3では638tfとなり、ケース2における1379tfよりも741tfだけ小さくなる。また、下から2段目のケーブル定着位置での増分鉛直力は、ケース3では591tfとなり、ケース2における442tfよりも149tfだけ大きくなる。

5. 結論

本論文では、斜材ケーブルの非抗圧、降伏による非線形化が及ぼすPC斜張橋の地震応答特性への影響を非線形動的解析によって検討を行った。解析の結果、以下のことがわかった。

- (1) ケーブルの非抗圧性を考慮することにより、初期軸力以上の地震応答による圧縮軸力が生じる下から1段目と2段目のケーブルにおける応答圧縮軸力が頭打ちになり小さくなる。その結果、他の軸剛性が大きいケーブル、特に、引張側の下から1、2段目のケーブルでの軸力応答が大きくなる。
- (2) ケーブルの非抗圧性および降伏を考慮することにより、最下段ケーブルにおいて降伏軸力以上の引張軸力が

生じると、引張軸力が小さくなるため、その力が非線形化による剛性低下を起こしていない引張側の2段目、3段目および圧縮側の3段目などの軸力応答が大きくなる。(3) ケーブルの非抗圧性を考慮することにより、主塔の最下段定着位置におけるケーブルから主塔に作用する地震増分水平力が小さくなるため、下から2段目、3段目定着位置における増分水平力が大きくなる。さらにケーブルの降伏を考慮することにより、最下段位置における水平力が小さくなり、下から2段目、3段目定着位置における増分水平力が大きくなる。その他の定着位置における増分水平力の差は小さい。

(4) ケーブルの非抗圧性を考慮することにより、ケーブルから主桁に作用する地震増分鉛直力は、非抗圧域に達している側径間側の最下段および下から2段目のケーブル定着位置において小さくなり、逆に中央径間側に作用する増分鉛直力は大きくなる。また、ケーブルの引張降伏を考慮することにより、降伏している中央径間側の最下段のケーブル定着位置にケーブルから主桁に作用する地震増分鉛直力は小さくなる。ケーブルの非抗圧および降伏を考慮することが、他の定着位置に作用する増分鉛直力におよぼす影響は小さい。

参考文献

- 1) J.F.Fleming, E.A.Egeseli : Dynamic behavior of a cable-stayed bridge, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, pp.1-16, 1980, 8
- 2) 興石正己, 栗原敏広, 山野辺真一, 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回地震時保有水平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年
- 3) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説V編, 平成8年12月
- 4) 河野哲也, 川島一彦 : 斜材ケーブルの非線形性がPC斜張橋の地震応答に及ぼす影響, 土木学会第53回年次学術講演会, pp.286-287, 1998年10月