

コンクリート充填鋼管を用いた長大複合斜張橋の地震応答解析

Seismic response analysis of a long-span composite cable-stayed bridge with concrete filled tubular girder

新原雄二* 山野辺慎一** 吉田健太郎* 松岡和巳***
Yuji Niihara Shinichi Yamanobe Kentaro Yoshida Kazumi Matsuoka

*工修 研究員 鹿島建設(株)技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

**工修 主任研究員 鹿島建設(株)技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

***工修 主管研究員 新日本製鐵(株)鉄鋼研究所 (〒293-0011 千葉県富津市新富 20-1)

This study describes the seismic response characteristics of long span composite cable-stayed bridge of which deck section is composed of concrete filled tubular girders. In this cable-stayed bridge, a large deck displacement and bending moment of the tower and the pier occurs due to the L2 level earthquake action. Therefore the seismic response was investigated by nonlinear response analysis focusing on the deck supporting conditions and the structural safety of the bridge was discussed.

First the $M-\phi$ relationship of the composite girder using concrete filled tubular was examined by the loading tests and the nonlinear analysis using fiber model. Then the time history analysis of the bridge considering the material nonlinearity was conducted and the effect of the elastic connection cable was investigated. And finally the effectiveness of the viscous damper for the deck displacement restraint was shown.

Keywords: composite cable-stayed bridge, concrete filled tubular, seismic design, nonlinear analysis

1. はじめに

大規模地震の発生する我が国の橋梁設計において、耐震設計は重要である。特に、斜張橋の場合、主塔・橋脚などの柱部材の断面形状が耐震性から決まることが多く、軟弱地盤上に長大斜張橋が建設されることの多い我が国特有の状況を考慮すると、固有周期の長い長大斜張橋の設計においては、耐震性の確保が極めて重要であるといえる。

斜張橋の地震応答のうち、橋軸方向の主桁変位と主塔・橋脚の断面力は、主桁の支持条件（フリー、剛結、弾性支持など）とケーブル形式（ファン型、ハープ型など）に大きく影響される。これは、地震時の主桁慣性力が主桁支持点と斜材ケーブルの両者を通じて主塔・橋脚に伝達されるため、主桁慣性力を主塔・橋脚へ適切に配分することが耐震性の向上を図る上で重要である。例えば、主桁を弾性支持する方法として、弾性拘束ケーブル（名港大橋、鶴見つばさ橋、多々羅大橋など）、リンク沓（横浜ベイブリッジ）、スプリング沓（櫃石島・岩黒島橋）、弾性ゴム支承（生口橋など）などがあるが、このような支持形式の斜張橋においては、主塔側のケーブル定着点を比較的高い位置に配置したセミファン形式あるいはセミハープ形式とし

ている。これに対し、伊唐大橋、呼子大橋などのPC斜張橋では、主桁の支持条件を橋軸方向にフリーとして、斜材ケーブルを主塔のかなり低い位置にまで配置している。この場合、主桁の地震時の橋軸方向振動に対して、最下段のケーブルが弾性拘束ケーブルと同じような働きをして主桁変位を拘束する役割を果たしている。この他にも、東神戸大橋のように主桁の支持条件をオールフリー、ケーブル形式をハープ形式として構造系全体をフレキシブルにして長周期化し、主桁変位をベンダンパーで低減する方法を用いるなどがある。このように主桁の支持条件やケーブル形式には種々の組合せが考えられ、それぞれにおいて適切な特性を与えることにより、主桁の変位や主塔・橋脚の断面力といった地震応答を低減する必要がある。

著者らは、新しい長大斜張橋形式として、主桁部材にコンクリート充填鋼管（Concrete Filled Tubular, 以下、CFT）を用いた複合斜張橋の実現性について検討してきた^{1) 2)}。本橋はケーブル形式がセミファン形式であるため、その耐震性を確保するためには、地震時における主桁変位を拘束する必要があると考えられた。そこで、本研究はCFTを用いた長大複合斜張橋のL1、L2レベルの地震動に対する耐震性に関して、主桁の支持条件に着目して検討を行ったもので

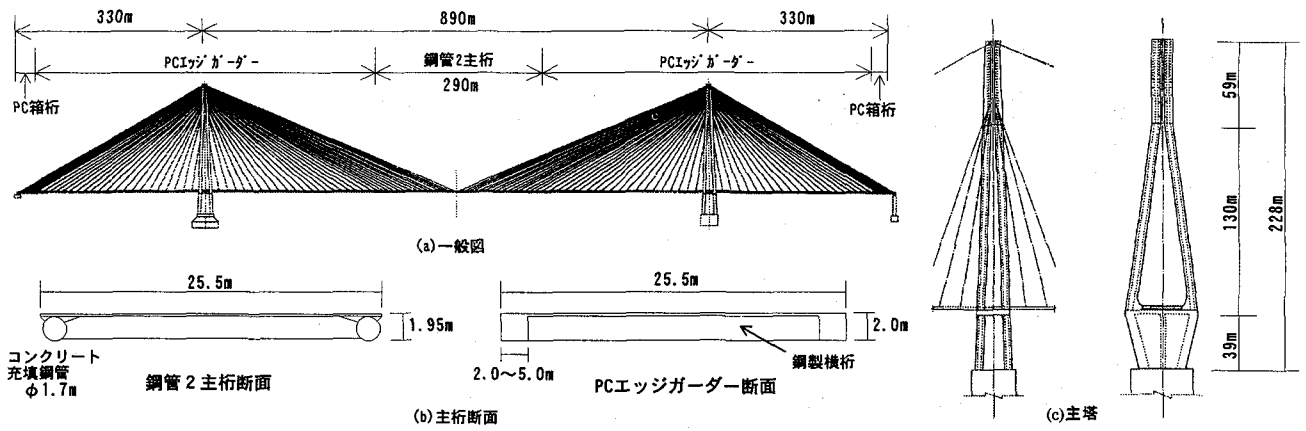


図-1 対象とする複合斜張橋

ある。その際、本研究で提案している長大複合斜張橋の主桁断面はこれまでにない新しい構造形式であるため、大地震時に対する耐震性を検討する上で、主桁断面の荷重-変位特性や終局状態を明らかにする必要があると考えられた。そこで、CFTとコンクリート床版をスタッドで接合した鋼管主桁の試験体を製作し、軸力作用下において曲げ載荷試験を行い、荷重-変位特性について検討した。さらに、ファイバーモデルを用いて曲げ載荷試験の非線形解析を行い、断面の曲げモーメント-曲率関係（以下、 $M-\phi$ 関係）のモデル化を行った。この $M-\phi$ 関係を用いて、対象とする長大複合斜張橋の動的解析を行い、その耐震性について検討した。動的解析においては、主桁の支持条件を弾性拘束として、その弾性拘束ケーブルのパネ定数の地震応答に対する影響と、主桁変位を低減し減衰性能を高めるためのダンパーの効果についても検討した。

2. コンクリート充填鋼管を用いた複合斜張橋の概要

本研究で対象とする複合斜張橋の橋桁断面は、主桁にCFTを用いた2主桁形式である。CFTは、高軸圧縮力下においても優れたじん性を発揮する部材として、建築物の柱部材や橋脚などに用いられている。これを、高軸圧縮部材で、かつ、活荷重、地震荷重などによって大きな曲げモーメントが発生する長大斜張橋の主桁断面に適用して力学的な有利性を発揮させるとともに、鉄筋組立工や型枠工等の現場作業が不要であることから施工の合理化を図ることができる。

本研究の対象である複合斜張橋の一般図を図-1に示す。また、各部材の材料特性を表-1に示す。中央径間 890m のうち、中央部分の 290m がCFTを用いた2主桁断面、側径間端部にはカウンターウェイトとしてのPC箱桁、その他の部分はPCエッジガーダー断面から構成される複合斜張橋である。

鋼管2主桁断面は、直径 $D=1.7\text{m}$ 、厚さ $t=22\text{mm}$ 、径厚比 77 の鋼管 (STK490) に軽量コンクリート ($\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$) を充填したものを主桁とし、厚さ 250mm のコンクリート床版、鋼製横桁から構成される。また、PCエッジガーダーは $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ の高強度コンクリートを用い、鋼管桁断面と同様に鋼製横桁を用いた合成構造とすることにより軽量化を図っている。さらに、エッジ桁部分の幅員は、主塔に近づくにしたがって増大する軸圧縮力に抵抗するため、鋼管2主桁断面との接合部付近で 2m、主塔の柱頭部付近で 5m と連続的に変化している。端部のPC箱桁は、中にバラストを充填して、不等径間によるアンバランスを解消することを目的としている。

部材	材料特性
鋼管主桁	鋼管：STK490, $\phi 1.7\text{m}$, 板厚 22mm 充填コンクリート：軽量コンクリート ($\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$) 床版コンクリート：高強度コンクリート ($\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$) 鉄筋：SD345
PC桁	コンクリート：高強度コンクリート ($\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$) 鉄筋：SD345 PC鋼材：SBPR95/120
主塔	コンクリート強度 $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$
橋脚	コンクリート強度 $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$

主塔は逆Y型RC主塔 ($\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$) で、ケーブル定着部は1本の塔柱で、最下段ケーブルの定着部よりも下は4本の塔柱から構成される。また、ケーブル形式はセミファン形式である。

3. 鋼管主桁の曲げ特性

3.1 鋼管主桁の曲げ載荷試験の概要

CFTを主桁部材に用いる構造については、すでに鉄道橋において実際に採用されるとともに³⁾、曲げ載荷試験が行われたものもあり、その結果が報告されて

いる⁴⁾。しかしながら、これらの研究は、桁橋へのCFTの適用を意図したものであるため、荷重-変位特性に及ぼす軸力の影響については検討されていない。CFTを斜張橋主桁断面に適用する場合には、軸力作用下での鋼管主桁断面の荷重-変位特性を明らかにする必要がある。そこで、鋼管主桁を模擬した試験体を製作し、軸力作用下の曲げ载荷試験を行った。

曲げ载荷試験に用いた試験体を図-2に、試験体の材料特性を表-2に示す。また、試験状況を写真-1に示す。試験体は導入軸力をパラメータとして2体製作し、No.1試験体は軸力なし、No.2試験体は軸力784kN(鋼管とコンクリートの累加強度の10%)を図心に作用させた。ただし、対象とする図-1の複合斜張橋主桁断面の形状をそのまま縮小した試験体を製作することが困難であったため、試験体の径厚比、コンクリート床版厚などを若干変更した。試験体に用いた鋼管は、直径355.6mm、厚さ6mm、径厚比59の冷間成形された鋼管(STK400)である。载荷方法は、正曲げ方向の2点载荷で、载荷荷重、軸力、たわみ量、

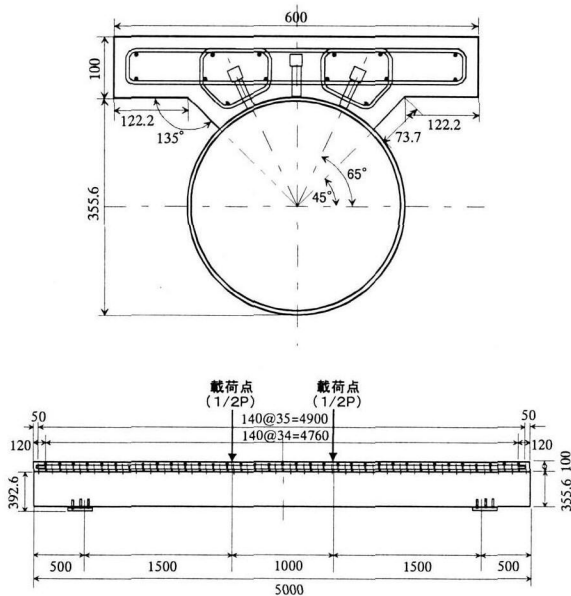


図-2 曲げ载荷試験の試験体

表-2 曲げ载荷試験の試験体の材料特性

(a) コンクリートの圧縮試験結果

試験体	充填コンクリート		床版コンクリート	
	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 N/mm ²
No. 1	42.6	32.2×10 ³	42.1	31.5×10 ³
No. 2	51.4	32.5×10 ³	45.5	31.7×10 ³

(b) 鋼材の引張試験結果

	規格	降伏強度 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	伸び %
鋼管	STK400	378	506	35
鉄筋	SD345	343	506	20.4

ひずみ等を計測した。試験方法及び試験結果の詳細は文献5)に詳述されている。

3.2 曲げ载荷試験による荷重-変位特性

曲げ载荷試験から得られた荷重P(2点の载荷荷重の合計)と試験体中央での鉛直変位 δ を図-3に示す。

軸力のないNo.1試験体では、変位45.6mmで最大荷重827.1kNに達した後、床版コンクリートが圧壊して耐力が低下し、CFT単体の構造系へ移行した。CFT単体への移行後の荷重は600kNでほぼ一定であり、たわみ量200mmで試験を終了するまで安定しており、床版が破壊した後もCFTによって大きな耐荷性能、変形性能が得られることがわかる。

一方、軸力を作用させたNo.2試験体では、変位38.7mmで最大载荷荷重870.2kN(導入軸力によるP- δ 効果は含んでいない)に達した後、床版コンクリートが圧壊して耐力が低下しCFT単体の構造系へ移行した。導入軸力によるP- δ 効果を考慮すれば、床版コンクリート圧壊後の耐力はNo.1試験体と同じ600kNであった。

今回の曲げ载荷試験では、試験上の制約から導入軸力が累加強度の1割と比較的小さなものであったが、载荷試験から得られたCFTの終局強度は単純な累加強度よりも大きく、既往の多くの研究から明らか

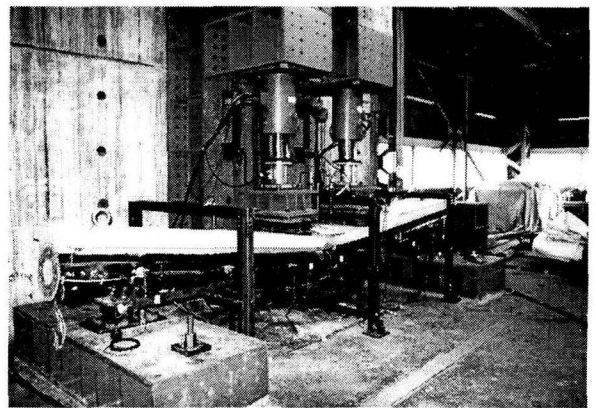


写真-1 試験状況

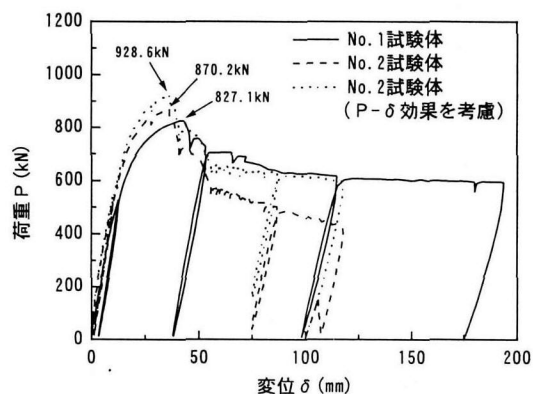


図-3 曲げ試験による荷重-変位特性

うに、鋼管によるコンクリートの拘束効果によって強度が上昇することが確認されている⁵⁾。

3.3 ファイバーモデルによる曲げ載荷試験の解析

地震応答解析で必要になる主桁断面のM-φ関係を算出することを目的として、曲げ載荷試験結果を図-4に示したようなファイバーモデルを用いた非線形解析でシミュレートした。解析に用いた材料の応力-ひずみ関係を図-5に示す。

まず、コンクリート材料のσ-ε関係であるが、充填コンクリートは鋼管の拘束効果によって圧縮強度が増加することから、この強度増加を次式で考慮することとした⁶⁾。

$${}^c\sigma_{ck} = \sigma_{ck} + K_c \left(\frac{t}{r} \right) \sigma_{syp} \quad (1)$$

ここで、

${}^c\sigma_{ck}$: 鋼管の拘束効果を考慮した充填コンクリートの圧縮強度、

σ_{ck} : 充填コンクリートの圧縮強度、

$K_c = \alpha \cdot k_c$ 、

α : 円形鋼管の周方向応力度の降伏応力度に対する

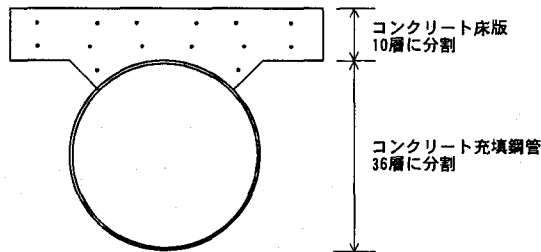


図-4 ファイバー要素分割

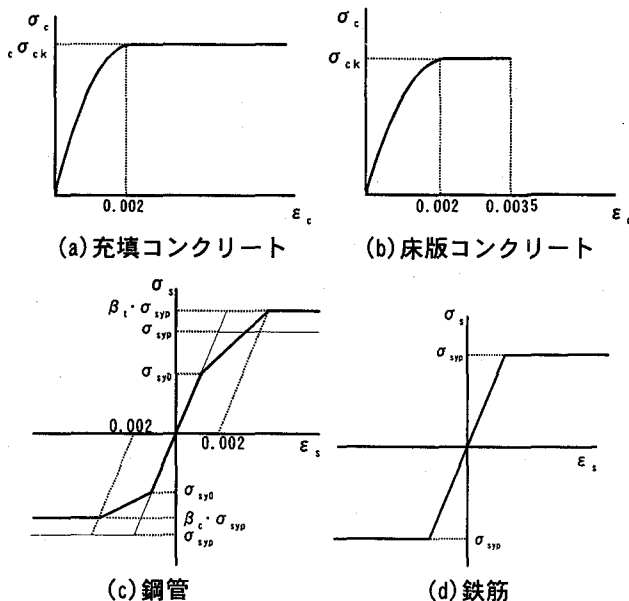


図-5 解析に用いた材料のσ-ε関係

比で $\alpha=0.3$ 、

k_c : 円形断面の拘束係数で $k_c=4$ 、

t : 鋼管厚、

r : 鋼管半径、

である。σ-ε関係は、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編⁷⁾と同じ0.2%まで放物線形状、その後は大きなひずみに至るまで ${}^c\sigma_{ck}$ で一定とした(図-5(a))。床版コンクリートのσ-ε関係については、ひずみ0.2%までは放物線形状、0.35%まで σ_{ck} で一定とした(図-5(b))。

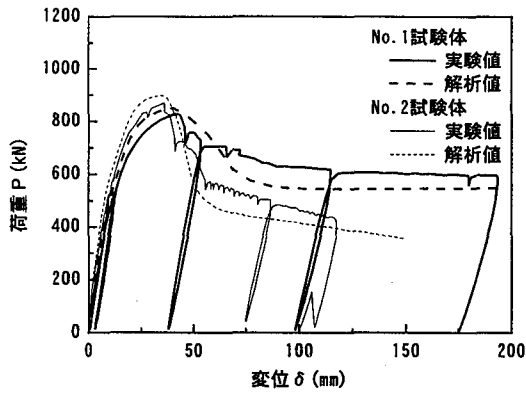
次に鋼材のσ-ε関係であるが、鋼管の降伏強度については、曲げ耐力時の鋼管の応力状態を考慮し、軸方向応力を負担する鋼管と横拘束に寄与する鋼管とに分離するモデルを用いた。すなわち、周方向引張応力度の降伏応力度に対する比 α を用いて、コンクリートの横拘束に働く鋼管は板厚 αt 、軸方向応力を負担する鋼管は板厚 t で、Von Misesの降伏条件から、鋼管の引張強度は降伏強度 σ_{syp} を β_t 倍、圧縮強度は降伏強度 σ_{syp} を β_c 倍した。 α 、 β_t 、 β_c の関係は次式で表される⁶⁾。

$$\alpha^2 - \alpha\beta_t + \beta_t^2 = 1 \quad (2)$$

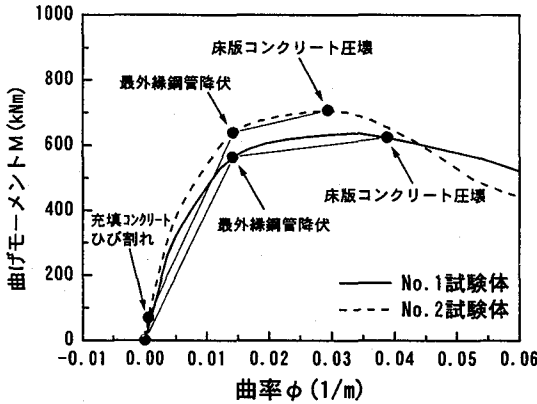
$$\alpha^2 + \alpha\beta_c + \beta_c^2 = 1 \quad (3)$$

$\alpha=0.3$ とすると、 $\beta_t=1.12$ 、 $\beta_c=0.82$ である。今回の曲げ載荷試験に使用した鋼管は冷間成形鋼管で焼鈍を施していないため、残留応力の影響でσ-ε関係は明確な降伏点を持たず、残留応力が荷重-変位関係に与える影響は大きいと考えられることから⁸⁾、降伏強度としては0.2%オフセット耐力を用いることとした。引張側の降伏強度は $\beta_t \cdot \sigma_{syp}$ 、圧縮側の降伏強度は $\beta_c \cdot \sigma_{syp}$ としているため、0.2%オフセットひずみに対するこれらの降伏強度を降伏点とし、降伏後の剛性は0とした。さらに、ひずみの小さい荷重初期において、0.2%オフセット耐力に対する剛性を用いると、実際の試験体よりも剛性を過小評価してしまうため、ここでは、ここでは既往の研究例と同様に、鋼管の規格降伏応力 σ_{syo} ($=235\text{N/mm}^2$)までは初期の弾性係数を用いた⁴⁾。したがって、鋼管の規格降伏応力と0.2%オフセット耐力の2点で剛性が変化するトリリニア型のσ-ε関係とした(図-5(c))。床版内の鉄筋については、試験片から求めた降伏強度 σ_{syp} で剛性が変化する完全弾塑性型のσ-ε関係とした(図-5(d))。

上記のようなσ-εモデルを用いて、曲げ載荷試験の解析を行った結果を図-6(a)に示す。No.1試験体、No.2試験体とも、ファイバーモデルによる解析値は曲げ載荷試験の結果とほぼ合致しており、上述したモデル化が妥当であるといえる。このときのM-φ関係の解析結果を図-6(b)に示す。No.1試験体、No.2試験体とも、鋼管の引張側最外縁が降伏する付近にお



(a) 荷重-変位曲線



(b) モーメント-曲率曲線 (解析値)

図-6 ファイバーモデルによる曲げ試験の解析

いてM-φ曲線の勾配が変化し、床版コンクリートが圧壊する付近において最大値をとることがわかる。曲率φ=0.005付近で勾配がわずかに変化しているが、これは鋼管のσ-ε曲線において規格降伏応力で勾配を変化させていることによるものである。この解析結果から、鋼管主桁断面のM-φ曲線は、引張側最外縁鋼管の降伏時とコンクリート床版圧壊時を剛性変化点としてモデル化することができると考えられる。

4. 全体系の動的解析モデル及び解析条件

4.1 全体系の地震応答解析の概要

全体系の動的解析は、L1レベル地震動、L2レベル地震動のそれぞれに対して行った。

L1レベル地震動に対する応答解析では加速度応答スペクトル法を用い、主桁と主塔の接合部に弾性拘束ケーブルを配置して、この弾性拘束ケーブルのバネ定数Kをパラメータに、主桁変位や主塔、橋脚の断面力に及ぼす影響を検討した。

L2レベルの地震動に対する応答解析では部材の非線形性を考慮した時刻歴解析法を用い、主桁と主塔の接合部に弾性拘束ケーブルの他に、主桁変位の拘束と減衰性能の向上を目的として粘性型のダンパーを設置した場合について、ダンパーの減衰係数Cをパラメータ

として解析を行った。

いずれの解析も橋軸方向の地震動のみを対象とし、今回は橋軸直角方向については検討していない。また、主塔が橋軸方向にも逆Y型のラーメン構造となっているため、橋軸方向地震動による軸力変動の影響も考えられるが、本解析では軸力変動の影響は無視した。

4.2 全体系解析モデル

全体系の地震応答解析に用いた解析モデルは、2面吊り形式であることから3次元モデルを採用した。主桁、主塔、橋脚部材については、L1レベル地震動に対する応答解析では線形梁要素を、また、L2レベル地震動に対する応答解析では材料非線形性を考慮した非線形梁要素を用いている。

本橋の主桁断面は2主桁形式であるが、これを1本の梁要素でモデル化し、主桁節点とケーブル着点とを剛体要素で結合する魚の骨型モデルを用いている。主桁の支持条件は、主桁端部ではフリーとし、主桁と主塔の接合部に弾性拘束ケーブルあるいはダンパーを取り付けた。

基礎は直接基礎形式、地盤はI種地盤として、フーチング要素下端に地盤バネを用いている。

減衰定数については、各部材の減衰を主桁、主塔は0.03、橋脚は0.05、ケーブルは0.02、地盤ばねは0.1、弾性拘束ケーブルは0.03とし、L1レベル地震動に対する加速度応答スペクトル解析ではこれらの部材減衰から得られたひずみエネルギー比例型減衰を用いた。また、L2レベル地震動に対する非線形時刻歴応答解析では遊動円木モードと逆対称1次モードのモード減衰を0.03とするレイリー型減衰を与え、ダンパーによる減衰は粘性要素として直接考慮した。

4.3 主桁・主塔・橋脚のM-φ関係

L2レベル地震動に対する応答解析では、主桁、主塔、橋脚部材の材料非線形性を考慮し、そのM-φ関係は以下のように定めた。

①鋼管主桁断面のM-φ曲線

3.3で述べたように、鋼管主桁断面の曲げ特性はファイバーモデルを用いた非線形解析により精度良く評価することができる。しかしながら、節点数が非常に多い全体系の非線形応答解析において、鋼管主桁断面にファイバー要素を用いることは計算量が膨大となってしまうことから、本研究では簡略化を図る目的で、ファイバーモデルによる断面解析から得られたM-φ曲線をトリリニア型M-φモデルに置き換えることとした。

ファイバーモデルに用いた各材料のσ-ε関係は、設計的な観点から次のように定めた。充填コンクリート及び床版コンクリートのσ-ε曲線は図-5と同様のものとして、充填コンクリートについては鋼管の拘

束効果による強度増加を考慮したが、コンクリートの強度は設計基準強度 σ_{ck} の0.85倍とした。また、鋼管の $\sigma-\epsilon$ 曲線は、規格降伏応力度に拘束効果による係数 β_t, β_c をかけた応力を降伏強度とするバイリニア型とした。これは、冷間成形された鋼管の0.2%オフセット耐力よりも小さな降伏強度を用いることになり、安全側の評価となっている。鉄筋の $\sigma-\epsilon$ 曲線については図-5(d)と同じである。

トリリニア型M- ϕ 曲線の剛性変化点(ひび割れ点、降伏点、最大点)は次のように定めた。正の曲げモーメントに対しては、引張側充填コンクリートのひび割れ発生時をひび割れ点、引張側鋼管最外縁の降伏時を降伏点、床版コンクリートの圧壊を最大点とした。曲げ試験結果からも明らかなように、床版コンクリートが圧壊した後も、鋼管主桁はCFT単体による耐荷性能、変形性能が得られるが、後述するように、L2レベルの地震動に対しても床版コンクリートが圧壊するような大きな断面力は発生しないことから、地震応答解析においてはCFT単体にメカニズムが移行する前の、床版コンクリートの圧壊を最大点とした。

一方、負の曲げモーメントに対しては、曲げ試験を行っていないため、その挙動は必ずしも明らかではないが、床版コンクリートのひび割れ発生時をひび割れ点、床版内の鉄筋降伏時を降伏点、圧縮側充填コンクリートのひずみが0.35%に達する時を最大点と定めた。鋼管の拘束効果により、充填コンクリートの圧縮ひずみが0.35%に達しても鋼管主桁が急激に強度低下を起こすことはないと考えられるが、解析上、この点を最大点とした。

また、M- ϕ 関係の履歴ルールに関しては、鋼管主桁断面の交番載荷試験が必要と考えられるが、CFTの交番載荷試験から得られる荷重-変位特性が安定した紡錘型を描くことから⁹⁾、本研究では鋼管主桁の履歴ルールとして、RC部材に対してよく用いられている武田モデル¹⁰⁾を使用した。

なお、曲げに対する床版コンクリートの有効幅についてはFEM解析などによる検討が必要と考えられるが、ここでは安全側の配慮から、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編を参考にしてL/8を用いることとし、Lはケーブル定着点間隔とした。

②PCエッジガーダー断面のM- ϕ 曲線

PCエッジガーダー断面のM- ϕ 曲線についてもトリリニア型のモデルを採用し、引張側コンクリートのひび割れ発生時をひび割れ点、引張側鉄筋の降伏時を降伏点、圧縮側コンクリートのひずみが0.35%に達する点を最大点とし、履歴ルールとしては武田モデルを用いた。また、曲げに対する床版コンクリートの有効幅についても、鋼管主桁と同様にL/8(L:ケーブル定着点間隔)とした。なお、軸力変動の影響は鋼管主桁断面、PCエッジガーダー断面ともに考慮してい

ない。

③主塔・橋脚のM- ϕ 曲線

主塔・橋脚のM- ϕ 曲線についても同様にトリリニア型モデルを採用し、引張側コンクリートのひび割れ発生時をひび割れ点、引張側最外縁鉄筋の降伏時を降伏点、圧縮側コンクリートのひずみが0.35%に達する点を最大点とし、帯筋による拘束効果は考慮していない。また、履歴ルールは武田モデルを用いた。

4.4 入力地震波

入力地震波については、後述するように主桁の支持形式をフローチング型とした場合には、本橋の遊動円木モードの固有周期が14秒にも達するため、長周期領域まで含めた入力地震動が必要となる。このような長周期地震動については観測例も少なく、明らかとはなっていないことから、L1レベル地震動に対しては道路橋示方書V耐震設計編¹¹⁾の震度法の動的解析に用いるI種地盤用加速度応答スペクトルを長周期領域まで延長したものを用いた。

L2レベルの地震動に対しては、同じく地震時保有水平耐力法の動的解析に用いるI種地盤用加速度応答スペクトル(タイプI、タイプII)を長周期まで延長したものに対して、周波数領域でフィッティングした時刻歴波形を用いた。ここで、タイプI地震動に対しては1978年宮城県沖地震における開北橋での観測地

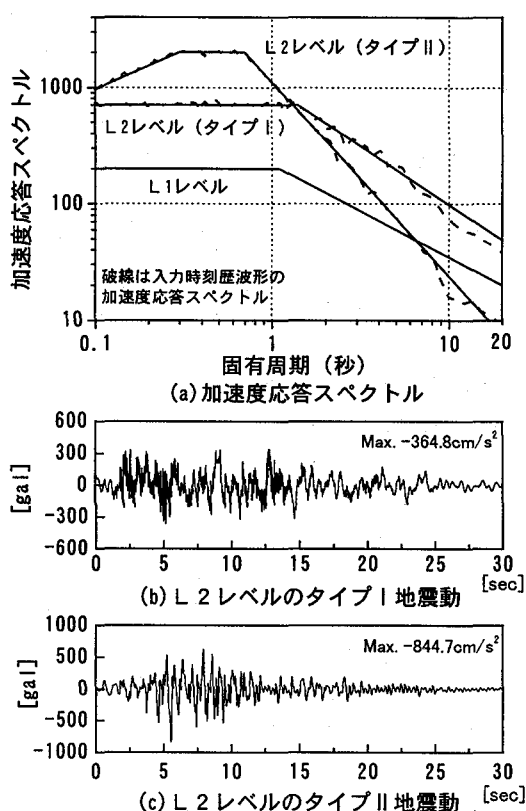


図-7 地震応答解析に用いた入力地震波

震波、タイプII地震動に対しては1995年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台での観測地震波を用いた。いずれの入力地震波とも時間間隔0.01sec、継続時間30秒であるが、実際の応答解析では、対象とする長大複合斜張橋の固有周期が長いために30秒では振動が収まらないものもあった。そこで、入力地震波の後ろに加速度0の入力データを30秒間分加えて、全部で60秒間の応答解析を行った。解析に用いた入力地震波の加速度応答スペクトルと時刻歴波形を図-7に示す。なお、鉛直地震動については考慮していない。

5. 地震応答解析

5.1 固有振動モード

主桁と主塔の接合部をフリーとしたフローチングタイプの遊動円木モードと逆対称1次モードのモード図を図-8に、弾性拘束ケーブルのバネ定数K(1カ所あたり)に対するこれら2つの振動モードの固有周期の変化を図-9に示す。この2つの振動モードは斜張橋の橋軸方向の地震応答に与える影響が大きいモードである。

遊動円木モードの固有周期は、フローチングタイプでは14秒にも達するが、弾性拘束ケーブルのバネ定数の増加とともに固有周期は短くなる。逆対称1次モードの固有周期はバネ定数によらず5.4秒でほぼ一定しており、バネ定数 $8.0 \times 10^4 \text{ kN/m}$ で2つのモードの

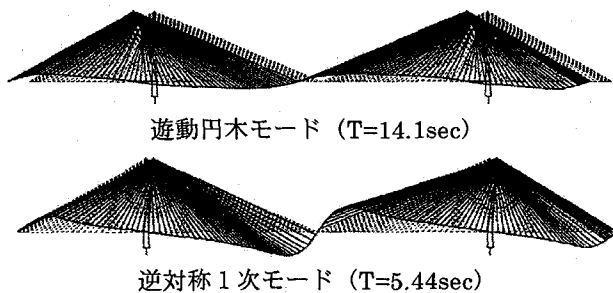


図-8 フローチングタイプの振動モード

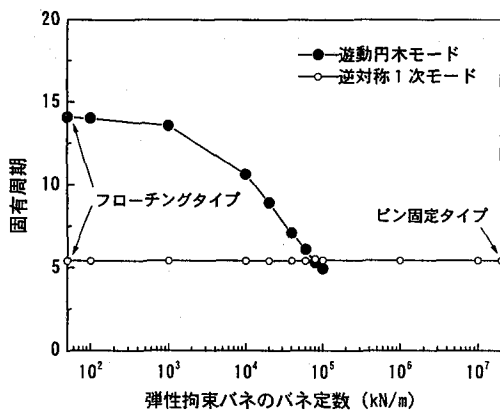


図-9 弾性拘束ケーブルのバネ定数に対する固有周期の変化

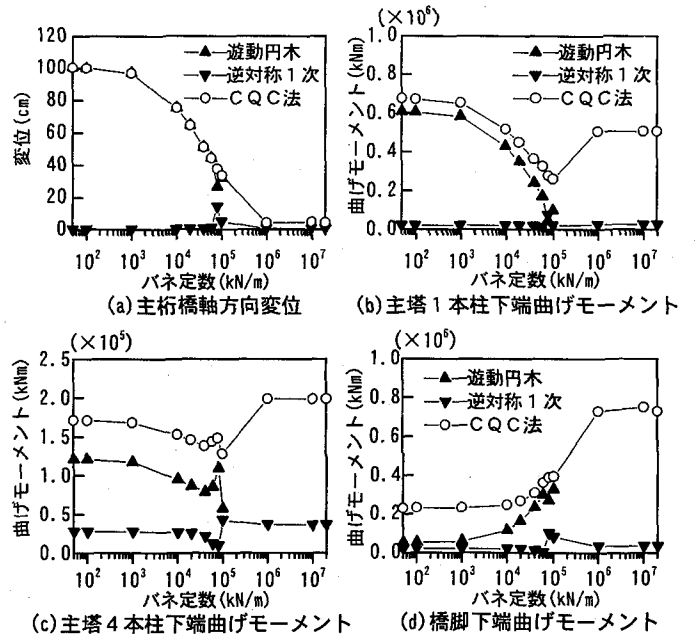


図-10 L1レベル地震時の応答に対する弾性拘束ケーブルのバネ定数の影響

固有周期がほぼ一致し、バネ定数 $1.0 \times 10^6 \text{ kN/m}$ 以上では遊動円木振動モードは現れなかった。

5.2 L1レベル地震動に対する弾性拘束の効果

L1レベル地震動に対する加速度応答スペクトル解析の結果得られた主桁の橋軸方向変位、主塔の1本柱部分の下端、同じく主塔の4本柱部分の下端、及び橋脚下端の曲げモーメントと、弾性拘束ケーブルのバネ定数の関係を図-10に示す。図には、遊動円木モードと逆対称1次モードの応答値と50次モードまで考慮した解析結果からCQC法で求めた応答値をプロットしている。

主桁の橋軸方向変位について見ると、弾性拘束ケーブルのバネ定数Kが 10^5 kN/m 以下では、CQC法から得られた全体の応答に対する遊動円木モードの寄与が圧倒的に大きいに対して、バネ定数が大きくなり遊動円木モードが現れなくなると主桁変位も非常に小さくなる。主塔の1本柱部分の下端の曲げモーメントについても、弾性拘束ケーブルのバネ定数が小さい範囲では遊動円木モードの寄与が大きく、遊動円木モードと逆対称1次モードが接近する $K=10^5 \text{ kN/m}$ 付近で最小値をとるが、 $K=10^6 \text{ kN/m}$ 以上になると逆に増加する。主塔4本柱部分下端の曲げモーメントについても同様に $K=10^5 \text{ kN/m}$ 付近で最小値をとる。これに対して、橋脚下端の曲げモーメントは弾性拘束ケーブルのバネ定数が大きくなるに従い増加している。このように、バネ定数が小さくフローチングタイプに近い場合には主桁の変位が大きくなり、逆にバネ定数が大きくピン固定に近い場合には橋脚基部の曲げモーメントが大きくなることから、遊動円木モードと逆対称1次

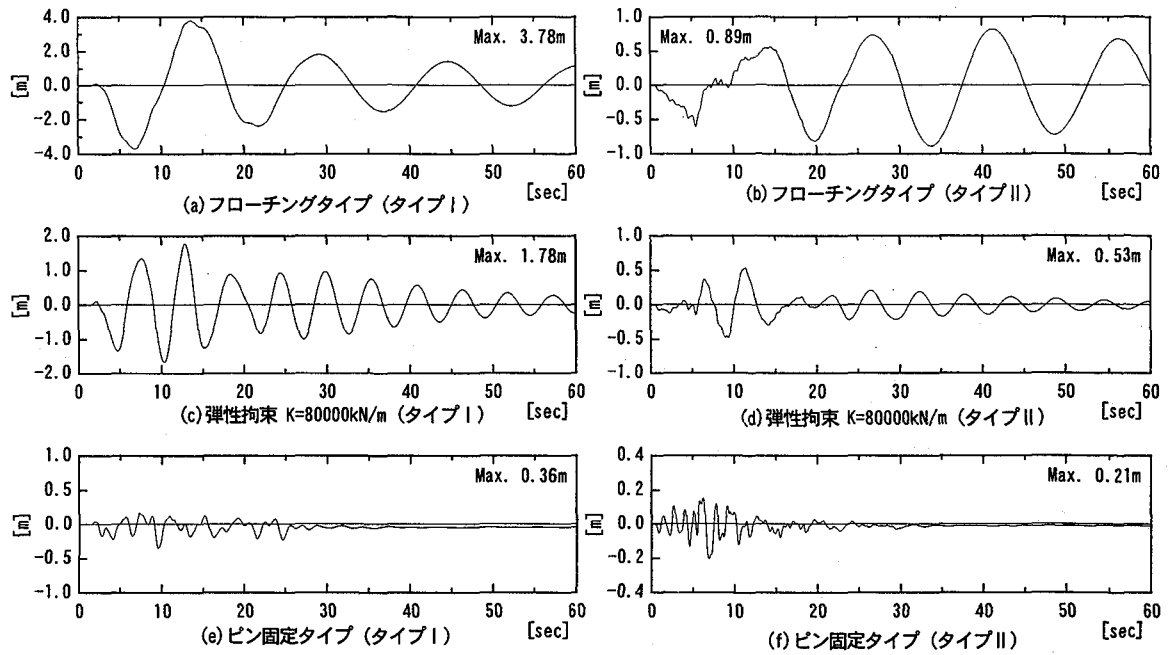


図-11 L2レベル地震時における主桁の橋軸方向の変位波形

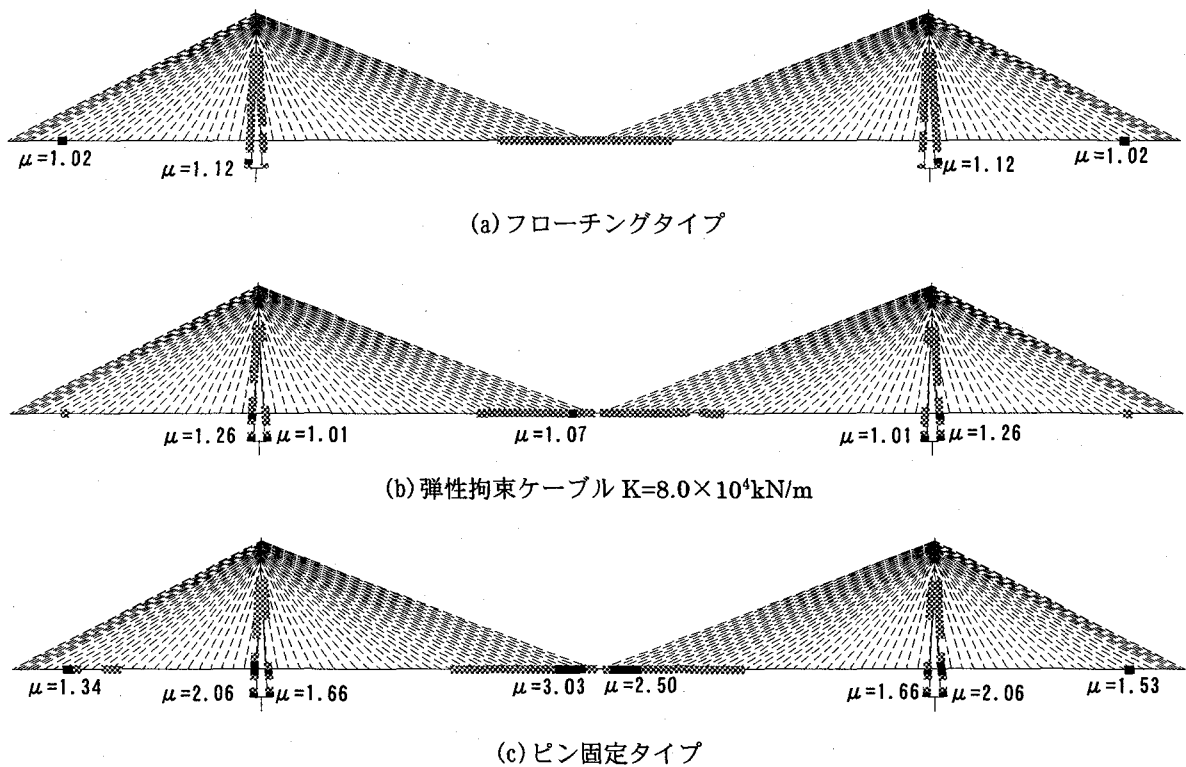


図-12 L2レベル地震動（タイプI）による部材の損傷状況

（網掛けはひび割れモーメント，黒色は降伏モーメントを超えている箇所を表している）

モードが近接する $K=10^6$ kN/m 前後において最も良好な耐震性が得られると考えられる。

5.3 L2レベル地震動に対する弾性拘束の効果

次に、L2レベル地震動に対する非線形時刻歴応答解析の結果について述べる。ここでは、主桁の支持条

件をフローチングタイプ、ピン固定タイプ、及び弾性拘束ケーブルのバネ定数 $K=8.0 \times 10^4$ kN/m とした3ケースについて、タイプI、タイプII地震動の応答解析を行った。ここで、バネ定数 $K=8.0 \times 10^4$ kN/m というのは遊動円木モードと逆対称1次モードが近接するバネ定数である。

図-11 は非線形時刻歴応答解析から得られた主桁の変位波形を示したものである。フローチングタイプでは、タイプ I 地震動において最大 3.78m の主桁変位が生じ、地震動が 30 秒で収まった後も自由振動を続けている。このような大きな変位に追従できる伸縮装置を主桁端部に設置することは、車両の走行性やコスト面などの問題が生じると考えられる。一方、長周期領域の加速度応答スペクトル値の小さいタイプ II 地震動における最大変位は 0.89m であり、当然のことながら、フローチングタイプのような長周期構造物ではタイプ I 地震動の方が厳しいことがわかる。弾性拘束ケーブル $8.0 \times 10^4 \text{kN/m}$ の場合には、タイプ I 地震動に対して主桁の変位が 1.78m に低減されており、耐震性が向上するが、地震動が収まった後も自由振動が継続している。これに対して、主桁の支持条件をピン固定とした場合には、タイプ I 地震動に対する主桁変位が 0.36m と大幅に低減されている。

図-12 は、応答値の大きくなるタイプ I 地震動による部材の損傷状況を示したものである。図中の μ は代表的な箇所における曲率の塑性率（降伏曲率に対する最大応答曲率の比）を記したものである。フローチングタイプでは、中央径間の中央付近の鋼管主桁部分と主塔の 4 本柱部分のほぼ全面にわたってひび割れが生じている。鋼管主桁のひび割れの多くは、正曲げによる鋼管内部の充填コンクリートのひび割れであり、主桁の耐荷性能には影響はない。側径間の一部で降伏モーメントを超えているが、これは PC 箱桁との連結

部に近い PC エッジガーダーの部分であり、その塑性率は $\mu=1.02$ である。橋脚の下端で $\mu=1.12$ となっているが、この程度の損傷は地震後の補修によって短期間に修復できる程度のもと考えられる。弾性拘束ケーブルを用いた場合には、主塔 4 本柱部分のひび割れは減少するものの、鋼管主桁の一部と橋脚で降伏モーメントを超える部分がある。しかし、これらの塑性率は小さく、地震後の復旧を考えた場合に特に問題となるほどのものではない。これに対して、ピン固定とした場合には、鋼管主桁部分で塑性率 3 以上、橋脚でも塑性率 2 以上となっており、比較的大きな損傷を受けることがわかる。

これらの結果から、フローチングタイプとした場合には部材の損傷は少ないものの主桁変位が非常に大きくなり、逆に、ピン固定タイプの場合には部材の損傷が大きくなることがわかる。弾性拘束ケーブルを用いたケースが、主桁変位、部材の損傷などを考慮すると、今回の解析ケースの中でも最も耐震性に優れているといえる。

5.4 L2 レベル地震動に対するダンパーの効果

前節の結果、L2 レベル地震動に対しても弾性拘束ケーブルの有効性が示されたが、 $K=8.0 \times 10^4 \text{kN/m}$ としてもタイプ I 地震時の主桁変位が 1.78m にも達すること、地震動が収まって主桁の自由振動が長時間にわたって継続することなどから、主桁の変位を低減し、振動を早期に終息させるために減衰性能を高め

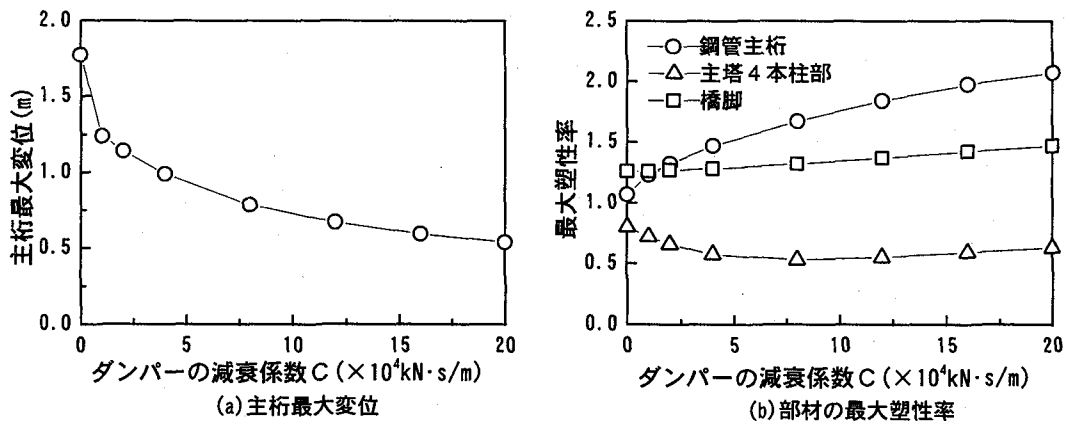


図-13 ダンパーの減衰係数 C の地震応答に対する効果 (L2 レベル地震動 (タイプ I), $K=8.0 \times 10^4 \text{kN/m}$)

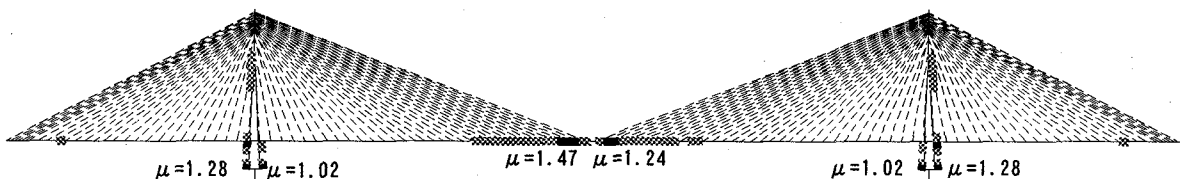


図-14 減衰係数 $C=4.0 \times 10^4 \text{kN}\cdot\text{s/m}$ における部材の損傷状況 (L2 レベル地震動 (タイプ I), $K=8.0 \times 10^4 \text{kN/m}$)

る必要があると考えられる。そこで、 $K=8.0 \times 10^4 \text{ kN/m}$ の弾性拘束ケーブルを設置したケースに対して、主桁と主塔の接合部にダンパーを併用し、その効果を非線形時刻歴応答解析で検討した。斜張橋に適用されているダンパーとしてはベン型ダンパーがあり、これは速度の2乗に比例した減衰力を発揮するが、ここでは簡略化のため、速度に比例する粘性型ダンパーを用いることにした。

ダンパーの減衰係数 C をパラメータとして、主桁の変位、及び鋼管主桁、主塔4本柱部分、橋脚における最大塑性率をプロットしたのが図-13である。ダンパーの減衰係数を大きくすることにより、主桁最大変位が大幅に低減されている。主塔4本柱部分の塑性率についても、1.0を下回っていることから鉄筋は降伏しておらず、ダンパーによって応答が低減されている。橋脚については、減衰係数が大きくなるに従い、最大塑性率がわずかに大きくなるが、その値は $\mu=1.2 \sim 1.5$ 程度と依然小さい。これに対して、鋼管主桁部は減衰係数の増加に伴い最大塑性率が大きくなっており、ダンパーは中央径間の鋼管主桁部分の断面力を大きくしてしまうことがわかる。しかしながら、CFTの耐荷性能、変形性能を考慮すると、この程度の塑性率で橋の機能が失われることはない。桁端部の伸縮装置の規模を考慮すると、L2レベル地震動に対する主桁の最大変位は可能な範囲で小さく抑える必要があり、例えばこれを1mに設定するとダンパーの減衰係数としては $C=4.0 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{s/m}$ 程度が妥当であろう。

図-14はダンパーの減衰係数を $C=4.0 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{s/m}$ とした場合の損傷状況を示しているが、鋼管主桁や橋脚の被害はダンパーのない場合(図-12(b))と比べてもほぼ同じであり、主桁変位や主塔4本柱部分の損傷を少なくでき、ダンパーの効果が現れている。

6. まとめ

本研究では、主桁断面にCFTを用いた長大複合斜張橋の耐震性に関して、曲げ載荷試験や動的解析により検討を行った。得られた結論を以下にまとめる。

- ①曲げ載荷試験の結果、CFTを用いた主桁断面は、軸圧縮力作用下においても、優れた耐荷性能と変形性能を発揮することが示され、長大斜張橋の主桁断面に適していることが明らかとなった。
- ②鋼管主桁断面の荷重-変位関係は、充填コンクリートの拘束効果による強度増加や鋼管の応力状態を考慮した $\sigma-\varepsilon$ 関係を用いたファイバーモデルによる解析によって、精度良く再現できる。
- ③L1レベル地震動に対する加速度応答スペクトル法の解析結果から、弾性拘束ケーブルのバネ定数として、遊動円木モードと逆対称1次モードの固有周期が近接する付近に設定した場合に、良好な耐震性が

得られることが示された。

- ④L2レベル地震動(タイプI)に対する非線形時刻歴応答解析の結果、フローティングタイプでは主桁変位が過大となり、ピン固定タイプでは主桁、橋脚の損傷が大きくなった。弾性拘束ケーブルのバネ定数を $K=8.0 \times 10^4 \text{ kN/m}$ とした場合に、比較的良好な耐震性が得られた。
- ⑤弾性拘束ケーブルだけでは主桁変位が大きく、振動が長い時間継続するため、ダンパーを設置してエネルギー吸収を図ることによって、さらに耐震性を向上させることができることが示された。

参考文献

- 1) 沖本真之, 日紫喜剛啓, 吉田健太郎, 富永知徳; 鋼管を用いた新しい合成複合斜張橋構造の特性検討, 第53回土木学会年次学術講演会概要集, I-A45, pp.90~91, 平成10年10月.
- 2) Masayuki Okimoto, Yoshihiro Hishiki, Tomonori Tominaga, Kousuke Furuichi; Long-span composite cable-stayed bridge with new hybrid girder, IABSE symposium, Kobe, 1998.9.
- 3) 保坂鐵矢; 鉄道における最近の複合橋梁-充填鋼管複合桁, 二重合成桁, 複線2主I断面省力合成桁・他, 土木技術, 53号11号, pp.41~50, 1998年11月.
- 4) 保坂鐵矢, 中村俊一, 西海健二; 鋼管桁の曲げ耐力およびRC床版とのずれ止めに関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.1301~1312, 1997年3月.
- 5) 吉田健太郎, 日紫喜剛啓, 古市耕輔, 沖本真之; コンクリート充填鋼管を用いた長大斜張橋用合成桁の構造特性, 構造工学論文集, Vol.46A, 2000年3月.
- 6) (社)新都市ハウジング協会; CFT構造技術指針・同解説, 1997年.
- 7) (社)日本道路協会; 道路橋示方書・同解説, IIIコンクリート橋編, 平成8年12月.
- 8) 蛭川利彦, 崎野健治, 石出一郎; コンクリート充填円形鋼管柱の弾塑性曲げ性状 その1 拘束効果と残留応力の影響, 日本建築学会構造系論文集, 第500号, pp.99~104, 1997年10月.
- 9) 村田清満, 安原真人, 渡邊忠朋, 木下雅敬; コンクリート充填円形鋼管柱の耐荷力と変形性能, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1555~1564, 1998年3月.
- 10) Takeda, T., M.A. Sozen, N.N. Nielsen; Reinforced concrete response to simulated earthquakes, 第3回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.357~364, 1970年11月.
- 11) (社)日本道路協会; 道路橋示方書・同解説, V耐震設計橋編, 平成8年12月.

(1999年9月17日 受付)