

CFTを用いた長大吊橋主塔の耐力・変形性能に関する解析的検討

遠藤和男¹・運上茂樹²

¹正会員 工修 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ（〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6）

²正会員 工博 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ（〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6）

1. はじめに

兵庫県南部地震以降、一般の橋梁では、大規模地震の際には部材の一部に塑性化を許容し、ここでエネルギー吸収を図ることにより大地震に適切に抵抗するといった塑性変形性能を考慮した設計体系が中心となっている¹⁾。一方、長大吊橋の場合、長周期構造物であることから一般に風荷重が支配的となり、これまでの耐震設計では地震時の応答を構造物の弾性限内に収めるといった弾性設計が行われてきた^{2), 3)}。

しかしながら、最近の海峡横断道路プロジェクト計画では、大規模地震の発生が予想される地域において長大吊橋等の建設も検討されており、地震の影響が部材断面等の設計において支配的となり得ることも想定され、従来の弾性設計では合理的な設計ができない可能性もある。このような長大吊橋を合理的かつ経済的に耐震設計するためには、建設地点においてまれに発生する大きな地震動に対しては機能復旧可能な損傷は許容するが崩壊を防止することを目標とする等、一般の橋梁と同様に部材の塑性化を考慮した耐震設計を行うことが考えられる。このような場合、長大吊橋として必要な耐震性能を確保し適切な照査を行うためには、大規模地震時にどの部位にどの程度の損傷を許容できるかといったことを明確にしていくとともに、これらをどのように性能検証していくかということが重要となる。

このような背景から、これまで長大吊橋 RC 製主塔、ならびに長大吊橋鋼製主塔を対象に、耐力力・変形特性、主塔各部の損傷特性および地震時限界状態の把握を目的として、プッシュオーバー解析や主塔各部の地震時動的解析による地震時挙動特性の把握、地震後の残留変形と部材損傷による剛性低下を考慮した主塔の安定性解析などを実施し、大規模地

震時の耐震設計法に関する検討を行ってきた^{4), 5), 6)}。

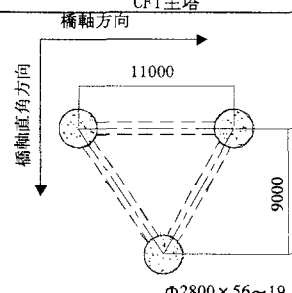
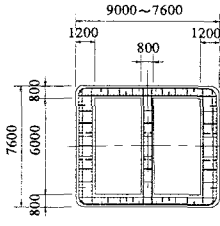
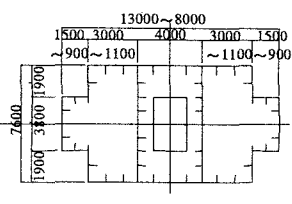
本文では、より耐震性能に優れた新しい主塔構造形式を探ることを目的として、鋼コンクリート複合構造に着目し、CFT(コンクリート充填鋼管)構造を用いた長大吊橋主塔（以下、CFT 主塔）の試設計を行い、施工性、経済性について RC 製及び鋼製主塔との比較を行うとともに、プッシュオーバー解析を行い、耐力・変形性能について明らかにした。

2. CFT主塔の試設計

CFT 主塔は、コンクリート充填鋼管を立体的に接合した骨組み構造であり、充填コンクリートの拘束効果による耐力の向上、局部座屈の防止などの利点があり、耐震性の向上が期待できる構造形式である。試設計は、これまで検討してきた RC 製及び鋼製主塔と同様に、中央支間長さ 2300m 程度の長大吊橋を想定し、常時の荷重、すなわち最大鉛直荷重、最大塔頂水平変位に対する照査および風荷重に対する照査を行った。コンクリート充填鋼管の耐力照査式及び構造細目は、土木学会基準⁷⁾及び道路橋示方書鋼橋編⁸⁾に従った。ケーブル塔頂間隔(=24m)、ケーブル塔頂高さ(=288m)、水平材本数(=4 本)は既往の RC 製及び鋼製主塔と合わせた。1 塔柱当たりの CFT 部材本数を本試設計では 3 本を想定し、橋軸直角方向荷重作用に合理的に抵抗するよう塔柱外側に CFT 部材を 2 本配置する断面構成とした。また、CFT 鋼管径は、製造実績を考慮してφ3000 以下とした。

図-1 に試設計した CFT 主塔の一般図を示す。CFT 主塔は、3 本の CFT 部材とコンクリート非充填鋼管の斜材をトラス状に組んで 1 本の塔柱を構成し、鋼製箱形断面の 4 段の水平材で 2 本の塔柱を結合する構造である。塔柱断面の CFT 部材間隔は、広いほど

表-1 主塔形式の比較

	CFT主塔	RC主塔	鋼製主塔
塔柱断面	 橋軸方向 橋軸直角方向 11000 9000 Φ2800×56~19	 9000~7600 1200 800 7600 6000 800	 13000~8000 1500 3000 4000 3000 1500 ~900~1100 ~1100~900 7400 3400 1900
構造特性	鋼管により充填コンクリートが拘束されるため、コンクリートは拘束効果が得られ、鋼管に対しては局部座屈が抑えられる。受風面積が小さく、円形断面であることから、静的風荷重が小さい。塔柱と水平材の接合部構造に関する検討が必要である。	塔柱の剛性が高く、変形、振動を生じにくい。矩形断面では、円柱断面に比べて風の抵抗が大きい。	塔柱の剛性が小さく、架設時の風の影響、座屈安定性の照査が不可欠である。矩形断面では、円柱断面に比べて風の抵抗が大きい。
風荷重 (橋軸直角方向)	21,430kN (1.00) ¹⁾ 抗力係数Cd=0.7 前後面CFT、ブレース3面に載荷	31,974kN (1.49) 抗力係数Cd=1.8	40,246kN (1.88) 抗力係数Cd=1.8
施工性	鋼管の接合は溶接、充填コンクリートは高流動コンクリートとして圧入により打設する。鋼管の現場溶接方法コンクリート打設に際し、型枠が不要となる。鋼管現場溶接継手の施工方法、高所圧送によるコンクリート品質へ及ぼす影響、等の検討が必要である。	移動型枠等、施工速度、精度を向上する工法が提案されている。海外長大吊橋用主塔で実績がある。	軽量であり大ブロック架設が可能であり、工期を短縮できる。架設時の振動対策としてTMD等が必要となる可能性が高い。国内で実績が多い。
主塔自重	320,700kN (1.00)	557,500kN (1.74)	161,400kN (0.50)
経済性 (数量)	[塔柱鋼材SM490Y] 48,990kN [塔柱コンクリート40MPa] 10,816m ³ [水平材鋼材SM490Y] 21,170kN	[塔柱コンクリート80MPa] 19,739m ³ [水平材コンクリート80MPa] 2,560m ³	[塔柱鋼材SM490Y, SM570] 149,400kN [水平材鋼材SS400, SM490Y] 12,000kN
(概算工費比率) ²⁾	(1.00)	(1.06)	(1.87)

¹⁾ () はCFT主塔に対する比率

²⁾ 概算工費比率は、鋼材 (鋼管) : 80千円/kN、鋼材 (鋼製主塔) : 85千円/kN、充填コンクリート : 150千円/m³、高強度コンクリート (RC製主塔) : 350千円/m³とした場合の参考値

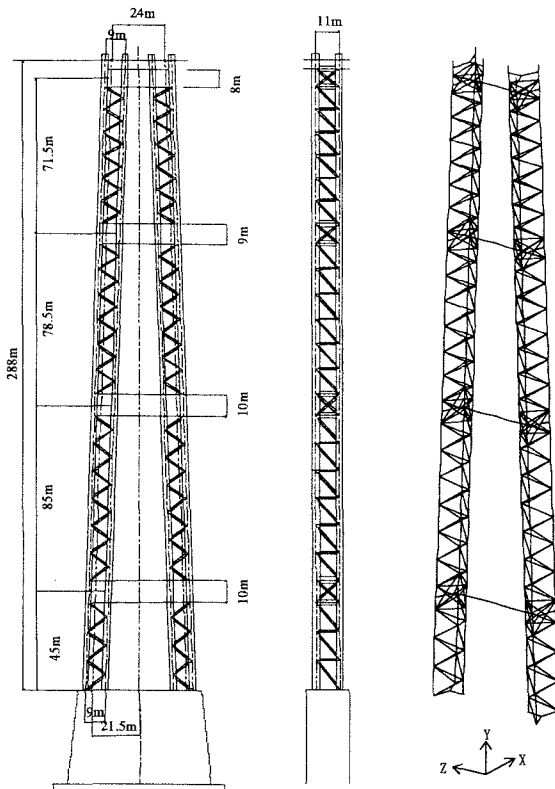


図-1 CFT主塔一般図

図-2 解析モデル

構造上有利となるが主塔基礎寸法も大きくなり、本検討では他形式との比較も目的としていることから、橋軸方向に 11m、橋軸直角方向に 9m としている。CFT 部材、斜材、水平材主管の鋼管断面は、それぞれφ2800x18~58mm、φ814x16mm (一部φ914x22mm)、φ2000x35mm (第二水平材はφ2200x46mm)、材質は全て SM490Y 材である。充填コンクリートの設計基準強度は 40MPa である。

表-1 に RC 製及び鋼製主塔との構造特性、施工性、経済性、等の比較を示す。CFT 主塔は、他形式と比較して受風面積が小さく、円形であることから、塔柱断面に支配的となる風荷重が小さくなり、塔柱と水平材の接合部構造、鋼管現場溶接継手の施工方法、高所圧送によるコンクリート品質へ及ぼす影響、等の課題を有するものの、3 形式の中で最も経済性に優れる可能性がある。また、RC 主塔と比較して、主塔重量は 6 割程度と軽量になり、基礎へ与える影響が小さくなるものと考えられる。

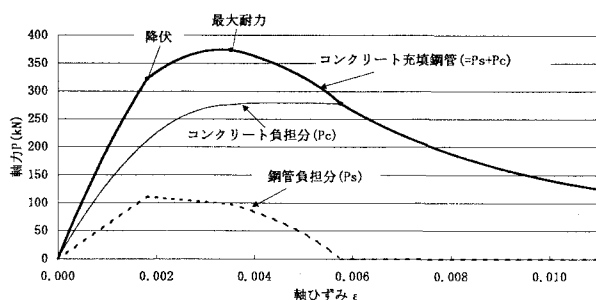


図-3 CFTの軸力-軸ひずみ関係 (φ2800x36)

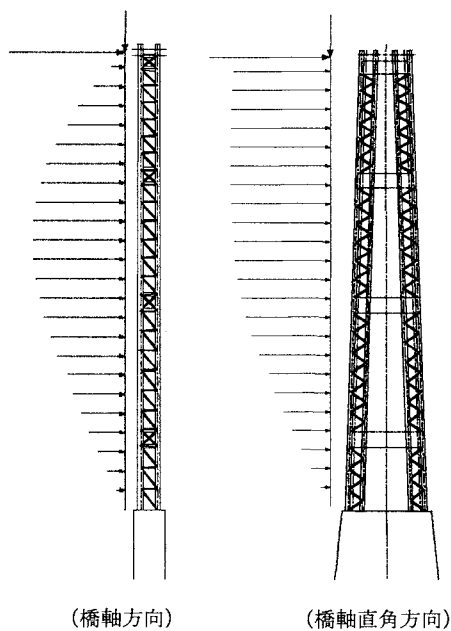


図-4 慣性力分布

3. CFT 主塔のプッシュオーバー解析

(1) 解析モデル

プッシュオーバー解析に用いた解析モデルを図-2に示す。解析モデルは、2.で試設計したCFT主塔単独系を対象として、各部材をせん断変形を考慮できるTimoshenkoはり要素によりモデル化した。CFT主塔の塔柱はトラス構造であり、試設計時の作用軸力/軸耐力の比率が0.8~0.9と高いため、軸力-軸ひずみ関係を非線形とした。図-3にCFT部材の軸力-軸ひずみ関係を示す。これは、実験的研究に基づき、充填コンクリートを側面から鋼管が拘束するコンファインド効果を考慮して設定された鋼管及びコンクリートの軸力-軸ひずみ関係を累加した非線形モデルである⁹⁾。斜材の軸力-軸ひずみ関係は、座屈は拘束されるとして正負対称のバイリニアとし、2次勾配は1/100とした。また、各水平材は、等価な剛性を持つ1本のはり要素に置換し、モーメン

ト-曲率関係をバイリニア(2次勾配は、1%のひずみ硬化を有するバイリニア応力-ひずみ関係を用い、初期降伏点と最大ひずみが道路橋示方書耐震設計編¹⁾(解11.2.1)に定める許容ひずみに達した点より算出)とした。塔頂は実際にはケーブルによって拘束されておりその影響を考慮するため、塔頂は橋軸方向には弾性支持されているものとして、ケーブルの拘束力と等価な水平ばねを塔頂に取り付けた。水平材-塔柱接合部は、実橋では十分に補剛することとし、水平材の高さ分の塔柱、斜材とも剛体としてモデル化した。

(2) 解析手法

解析方法は、主塔の自重とケーブル反力を載荷した状態を初期状態として、この状態から橋軸方向に地震荷重を漸増載荷(プッシュオーバー解析)する方法とした。吊橋のようなフレキシブルな橋梁では、材料の非線形性だけでなく幾何学的な非線形性も無視できないため、材料非線形性と有限変位を考慮した弾塑性有限変位解析を行った。

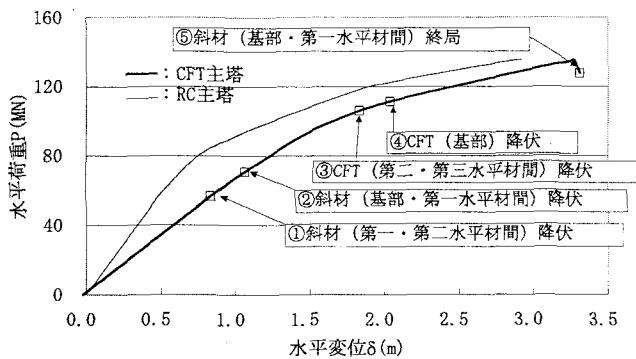
地震荷重は、別途行った吊橋全体系の非線形時刻歴線形動的解析によって得られた外側CFT基部軸力が最大となる時刻の慣性力分布を用いた。図-4に慣性力分布図を示す。塔頂部分には、柱の慣性力に加えてケーブル反力の変動分も考慮している。

(3) 解析結果

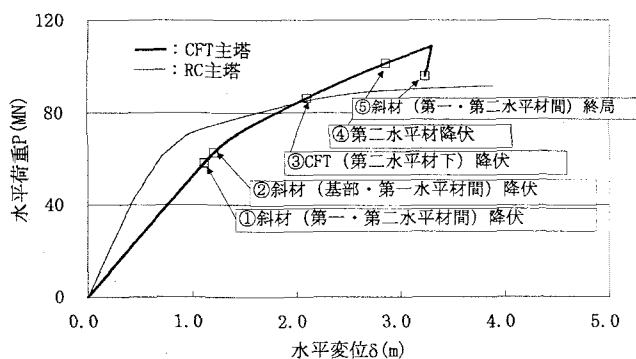
図-5に荷重を載荷したときの水平荷重と水平変位の関係、図-6に慣性力の増大とともに進展していく損傷箇所を示す。図-5にはこれまでに実施したRC主塔の結果も併せて示す。この水平荷重Pは、主塔に載荷した荷重の合計値、水平変位δは、橋軸方向では最大変位発生位置(第2水平材と第3水平材の中間付近)、橋軸直角方向では塔頂位置での値である。また、斜材終局とは、斜材の応答ひずみが道路橋示方書耐震設計編¹⁾(解11.2.2)に定める許容ひずみに達した状態を指す。

橋軸方向では、 $\delta=0.84\text{m}(\delta_y)$ で第一(最下段)水平材上部の斜材が降伏し、変形が進むにつれて第一水平材下部の斜材へと降伏域が進展する。その後、 $\delta=1.85\text{m}(2.28\delta_y)$ 付近で第二水平材上部と基部のCFT部材が降伏し、 $\delta=3.36\text{m}(4.08\delta_y)$ 付近で最大荷重に至った。RC主塔と比較して、最大荷重はほぼ同等となったが、最大荷重時の変位は12%程度大きくなった。

橋軸直角方向では、 $\delta=1.11\text{m}(\delta_y)$ で第一・第二水平材間の斜材が降伏し、変形が進むにつれて第一水平材下部の斜材へと降伏域が進展する。その後、

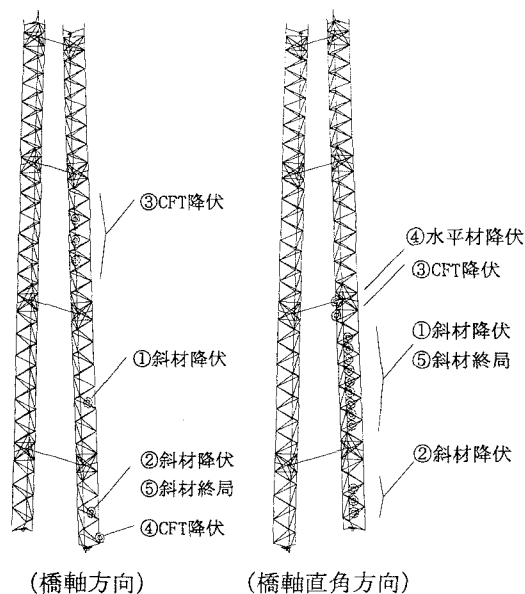


(橋軸方向)



(橋軸直角方向)

図-5 水平荷重-水平変位関係



(橋軸方向) (橋軸直角方向)

図-6 損傷箇所の進展過程

$\delta=2.11\text{m}(1.98_y)$ 付近で第二水平材下側の CFT 部材が降伏し、 $\delta=3.22\text{m}(2.98_y)$ 付近で最大荷重に至る。RC 主塔と比較して、最大荷重は 19%程度大きくなったが、最大荷重時の変位は 15%程度小さくなった。

以上のように、RC 主塔と比較して、耐力力・変形性能に多少の違いはあるものの、ほぼ同等の性能

を有する CFT 主塔の実現の可能性を確認することができた。また、何れの方角についても、塔基部付近、中間部の斜材が早期に降伏し、主塔全体の耐力力・変形特性に支配的な要因となることが明らかとなった。

4. 耐力・変形性能の向上策の検討

(1) 斜材断面の増加

前述の通り、試設計された断面では、最大耐力に至るまでの過程で CFT 部材は僅かに降伏するだけで、耐力性能に優れた CFT 部材の特性を活かしきれていない可能性があり、CFT 部材と斜材の強度バランスが良くないことが考えられる。そこで試設計された斜材断面 ($\phi 814, 914$) を 2 倍程度の耐力を有する断面 ($\phi 1117 \times 24\text{mm}$) に変更し、3. と同様の解析を実施した。

図-7 に水平荷重と水平変位の関係、図-8 に慣性力の増大とともに進展していく損傷箇所を示す。

図-7 には、前述の斜材断面 ($\phi 814, 914$) の結果と後述するシアリンク設置構造の結果を併せて示している。

何れの方角においても斜材の断面を上げることで、図-7 に示すように主塔全体としての剛性は上昇すると共に、図-8 に示すように主な損傷部材が斜材から CFT 部材に移行した。

橋軸方向では、初降伏時の荷重・変位はそれぞれ 1.8 倍、1.5 倍程度となり、最大荷重時の変位は減少するものの、最大荷重は 4%程度上昇した。橋軸直角方向においても、初降伏時の荷重・変位はそれぞれ 1.6 倍、1.3 倍程度となり、最大荷重時の変位は減少するものの、最大荷重は 23%程度上昇した。

以上のように、斜材断面の増加（全鋼材重量は 13%程度増加）させることにより最大荷重を上昇させることが出来たが、初降伏を生じてから最大荷重に達するまでの変位量は小さく、じん性はあまり期待できないことが明らかとなった。これは塔柱を構成する CFT 部材が高軸力部材であること、さらに、トラス構造としたことが主な原因と思われる。トラス構造では、主塔に曲げモーメントが作用した際、CFT 部材にはほぼ一様な圧縮力が作用する。CFT 部材 3 本のトラス構造を 1 本の柱と見立てた場合、仮に CFT 部材 1 本が耐力を超過すると残り 2 本の CFT 部材で柱断面を構成することとなり、柱断面内部で荷重の再配分があまり期待できないことがじん性の低い一因と考えられる。

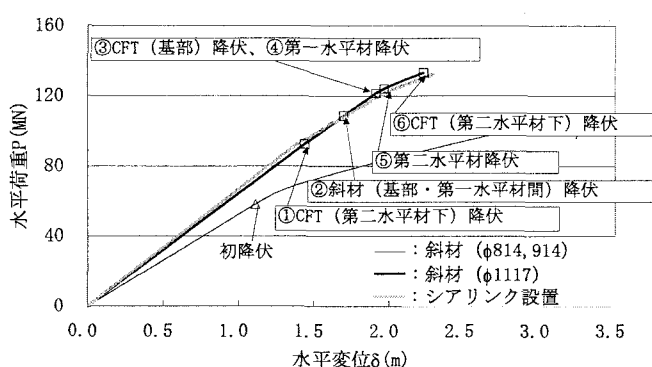
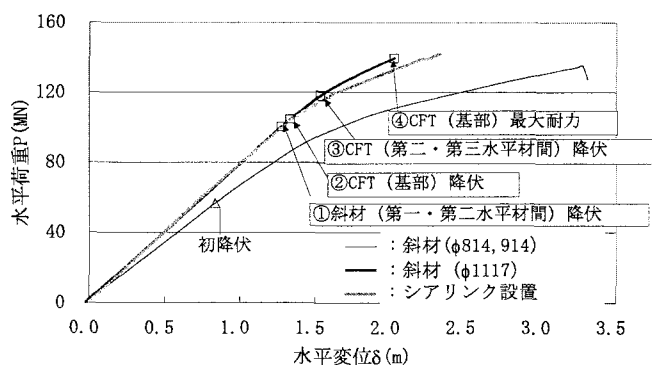


図-7 水平荷重-水平変位関係 (斜材変更、シアリンク設置)

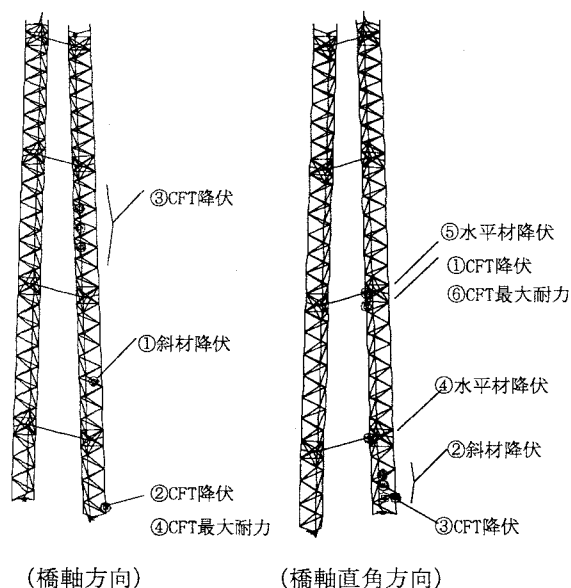


図-8 損傷箇所 の 進展過程 (斜材φ1117)

(2) シアリンクの設置

変形性能を向上させることを目的に、斜材断面を増加させたモデル（斜材断面φ1117）をベースに、一部斜材をせん断降伏型のシアリンク構造に変更し、3.と同様の解析を実施した。これにより CFT が高軸力となるトラス構造からじん性率の高い曲げ圧縮部

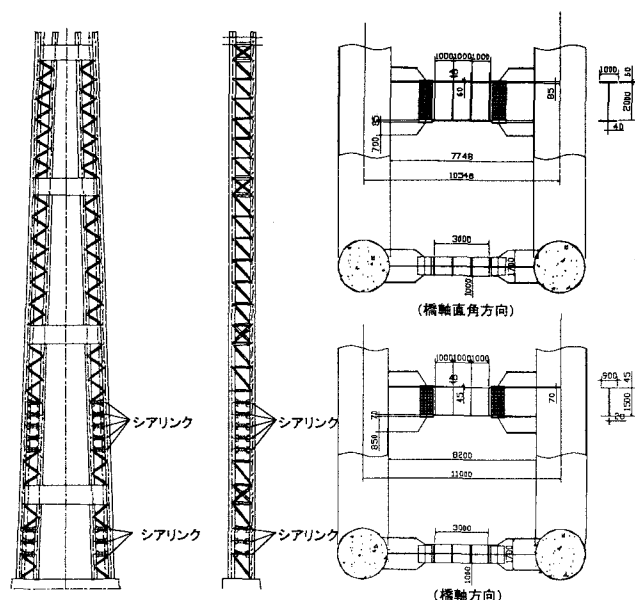


図-9 シアリンク設置位置及び構造

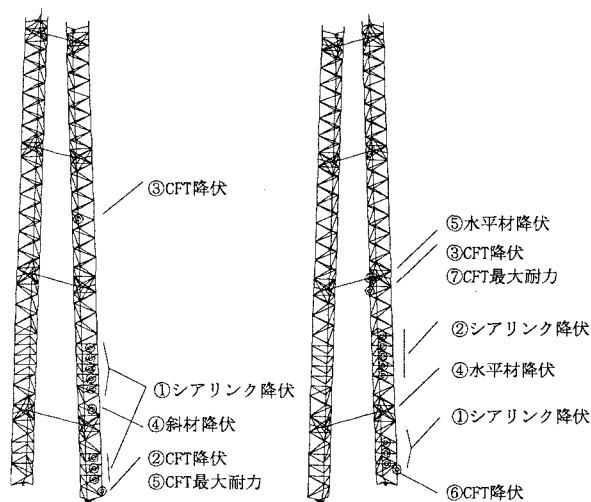


図-10 損傷箇所 の 進展過程 (シアリンク設置)

材となるラーメン構造に移行するとともに、シアリンクでエネルギー吸収を図ることにより、主塔構造全体のじん性が向上することが期待できる。

シアリンク設置位置及びシアリンク構造を図-9に示す。シアリンク設置位置は、図-6及び8に示すように、早期に降伏する基部・第一水平材間及び第一・第二水平材間の斜材を置き換えることとして、基部・第一水平材間に3段、第一・第二水平材間に5段を設置した。シアリンク構造は、材質をSS400とし、せん断変形が生じるウェブに座屈が生じないように十分に補剛するとともに、常時及び暴風時に許容応力度以内となるよう設計した。シアリンクは、サンフランシスコオークランドベイ橋で採用実績があり設計手法も提案されている¹⁰⁾が、実際の適用に

あたっては実験等による検証が必要であると考えられる。シアリンクの解析モデルは、せん断力-せん断変形関係をバイリニア（降伏耐力=ウェブのせん断耐力）とし、2次勾配は1/100とした。

図-7に示すように、シアリンクを設置することにより、何れの方角においても主塔全体の剛性は僅かに低下するが、最大荷重はほぼ同等となり、最大荷重時の変形は橋軸方向で20%程度、橋軸直角方向で3%程度増加する結果となった。また、最大荷重時のシアリンク回転角はそれぞれ、橋軸方向で0.097rad、橋軸直角方向で0.079radとなり、オーランドベイ橋で設定している許容回転角0.03～0.04radを上回った。図-7に示す荷重-変位特性を得るためには、上記回転角を要求性能としてシアリンクの性能検証を実施する必要がある。

以上のように、シアリンクを設置することにより最大荷重を落とさずに変形性能を上昇させることができることが分かった。今後は、シアリンクの最適形状、挿入位置に関する検討を実施すると共に、M-N相関が考慮できるファイバーモデルによるプッシュオーバー解析あるいは非線形動的解析等を実施して、CFT主塔の地震時挙動の解明及び限界状態の設定を実施していく予定である。

5. まとめ

本検討では、より耐震性能に優れた新しい主塔構造形式を探ることを目的として、鋼コンクリート複合構造に着目し、CFT主塔の試設計を行い、施工性、経済性、等について既往のRC製及び鋼製主塔との比較を行うとともに、CFT主塔のプッシュオーバー解析を行い、耐力・変形性能について把握した。さらにCFT主塔の耐力・変形性能の向上策についても検討を行った。本検討により得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- (1) CFT主塔は、RC製及び鋼製主塔と比較して受風面積が小さく、円形であることから、塔柱断面に支配的となる風荷重が小さくなり、施工性、構造ディテール、等に課題を有するものの、3形式の中で最も経済性に優れる可能性があることがわかった。さらに、RC主塔と比較して、主塔重量は6割程度と軽量になり、基礎へ与える影響は小さくなるものと考えられる。
- (2) CFT主塔のプッシュオーバー解析により、耐力・変形特性ならびに主塔各部の損傷特性を明らかにした。また、RC主塔と比較して、ほぼ同等の耐荷力・変形性能を有するCFT主塔実現の

可能性を確認することができた。

- (3) 斜材の断面増加あるいはシアリンクを設置することにより3本CFT主塔の耐力・変形性能を改善する事ができた。

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、丸善、2002.3
- 2) 例えば、本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説、1977.3
- 3) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋上部構造耐震設計要領(案)、1989
- 4) 河藤千尋、運上茂樹：非線形動的解析とプッシュオーバー解析による長大吊橋RC主塔の耐震性解析、第26回地震工学研究発表会、2001.8
- 5) 河藤千尋、運上茂樹：長大吊橋主塔の地震時限界状態の評価法に関する解析的研究、構造工学論文集 Vol49A、2003.3
- 6) 遠藤和男、河藤千尋、運上茂樹：長大吊橋鋼製主塔の耐震性能に関する解析的研究、第27回地震工学研究発表会、2003.12
- 7) 土木学会：複合構造物の性能照査指針（案）、丸善、2002.10
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編、丸善、2002.3
- 9) 佐藤孝典：円形断面の充填鋼管コンクリート構造におけるコンファインド効果のメカニズムとそのモデル化、日本建築学会構造系論文報告集第452号、1993.10
- 10) Nader, M., & Manzanarez, R., & Maroney, B. : Seismic Design Strategy of the New East Bay Bridge Suspension Span, the 12th WCEE, 2000.