



Title	大規模地震に対する長大吊橋主塔の耐震性能照査法に関する研究
Author(s)	遠藤, 和男
Citation	大阪大学, 2007, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://hdl.handle.net/11094/1868
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

The University of Osaka

大規模地震に対する長大吊橋主塔の耐震性能照査法に関する研究

2007年7月

遠藤和男

目次

1 章 序論	1
1. 1 研究の背景	1
1. 2 長大吊橋の耐震設計法に関する設計規準と既往の研究	2
1. 3 研究の目的	5
1. 4 本論文の構成	6
参考文献（1 章）	8
2 章 試設計による吊橋主塔の構造形式に関する比較検討	10
2. 1 まえがき	10
2. 2 試設計の条件	12
2. 3 試設計の結果	14
2. 4 まとめ	19
参考文献（2 章）	21
3 章 プッシュオーバー解析の非線形動的応答再現性に関する検討	22
3. 1 まえがき	22
3. 2 主塔単独モデルによるプッシュオーバー解析	22
3. 3 吊橋全橋モデルによる非線形動的応答解析	26
3. 4 非線形動的解析とプッシュオーバー解析の比較	37
3. 5 まとめ	42
参考文献（3 章）	43
4 章 プッシュオーバー解析による吊橋主塔の耐力・変形特性及び損傷特性に関する検討	44
4. 1 まえがき	44
4. 2 吊橋主塔単独モデルによるプッシュオーバー解析	44
4. 3 耐力・変形特性及び損傷特性	58
4. 4 鋼製主塔の解析モデルの違い（シェルモデルと骨組モデル）による影響検討	61
4. 5 C F T 主塔の耐力・変形性能向上策の検討	65
4. 6 まとめ	71
参考文献（4 章）	72
5 章 高強度鋼材を用いた単柱のコストメリットに関する検討	73
5. 1 まえがき	73
5. 2 高強度鋼材を高架橋単柱橋脚に適用した場合の試設計	73
5. 3 鋼重及びコスト比較	80
5. 4 まとめ	82
参考文献（5 章）	83
6 章 高強度鋼材を用いた単柱の終局状態評価のための数値計算手法に関する検討	84
6. 1 まえがき	84
6. 2 高強度鋼材の材料構成則に関する検討	84

6. 3	正負交番載荷実験及びシミュレーション解析.....	98
6. 4	まとめ.....	111
	参考文献（6章）.....	113
7 章	長大吊橋上部構造の大規模地震時限界状態の提案.....	114
7. 1	まえがき.....	114
7. 2	長大吊橋主塔の大規模地震時限界状態の提案.....	114
7. 3	長大吊橋上部構造の大規模地震時限界状態の提案.....	121
7. 4	高強度鋼材を用いた単柱の終局限界状態に関する検討.....	133
7. 5	まとめ.....	137
	参考文献（7章）.....	138
8 章	結論.....	139
8. 1	本論文の研究成果の総括.....	139
8. 2	長大吊橋の大規模地震時耐震性能照査法に関する今後の研究展望.....	141
	発表論文.....	143
	謝辞.....	144

1 章 序論

1. 1 研究の背景

1995 年兵庫県南部地震以降の土木構造物の耐震設計法として、土木学会からなされた 3 度の提言^{1),2),3)}においてレベル 1 とレベル 2 の強さの異なる設計地震動を想定する 2 段階設計法が提唱され、多くの土木構造物の設計基準の中に採り入れられてきた。その提言の中で、レベル 1 地震動とは構造物の供用期間内に 1~2 度発生する確率を持つ地震動、レベル 2 地震動とは陸地近傍で発生する大規模なプレート境界地震および直下型地震による地震動のように供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動で、それぞれの地震動レベルに応じて設定された土木構造物が保有すべき耐震性能を確保することを目的として耐震設計を行うこととされている。一般の道路橋の耐震設計においても、兵庫県南部地震以降の道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（以下、本論文では「道示 V」という）の改定においてその 2 段階設計法が導入され、レベル 1 地震動に対しては各部材の力学特性を弾性範囲内に抑えることを目標としているが、レベル 2 地震動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採り入れられており、目標とする耐震性能が線形域から非線形域へと移行している⁴⁾。

一方、これまでの国内における長大吊橋の建設及び設計は兵庫県南部地震以前に実施されており、2 段階設計法で耐震設計された長大吊橋は無く、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。それら長大吊橋の耐震設計では、建設地点の地震環境を考慮した設計地震動、あるいは動的解析に基づく応答解析手法を定めた独自の耐震設計基準を作成し、個々の吊橋に適用してきた^{5),6),7),8)}。ただし、長大吊橋は長周期構造物であり、大きな地震時慣性力が作用しないことから、地震荷重の影響が大きいのは比較的短周期で振動する基礎構造であり⁹⁾、吊橋の上部構造を構成する上で重要な構造要素である主塔、ケーブル、補剛桁は、ほぼ常時及び暴風時の荷重により断面諸元が決定されていた¹⁰⁾。

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が検討されており^{11),12),13)}、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と考えられる。また、近い将来に東南海・南海地震等の大規模地震の発生が懸念されている¹⁴⁾とともに、兵庫県南部地震以降に精力的に実施された断層調査、地震観測ネットワークの強化等により新たな地震情報が公表され¹⁵⁾、近年、設計時に想定した地震力を上回る大規模地震が推定されるようになり、それら大規模地震に対する既設長大吊橋の耐震補強が急務となっている。我が国の長大吊橋は比較的新しく、その歴史は 1962 年に完成した若戸大橋（中央支間長 367m）に始まったことから、まだ殆ど大規模地震の洗礼を受けていない。唯一の長大吊橋の被災事例と言え、兵庫県南部地震時の明石海峡大橋が挙げられる。震源であった明石海峡地盤の変動に伴い中央支間長が約 1m 延び

る等の影響を受けたが、地震発生当時は補剛桁架設前のケーブル工事の途中であったことが幸いして橋体には損傷が発生せず、橋長変化に対しては補剛桁の製作長を延長することで対応した¹⁶⁾。しかし、完成後の明石海峡大橋に兵庫県南部地震が再来したことを想定した地震応答解析を実施した結果、ウィンドタングの一部が塑性化する他、主塔に降伏応力度程度の応答が発生することが示されている¹⁷⁾。

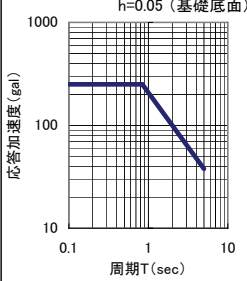
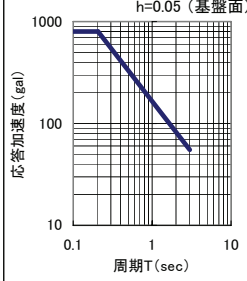
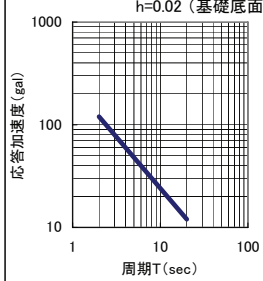
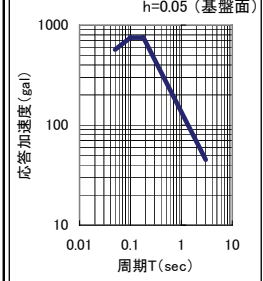
このような長大吊橋を合理的かつ経済的に耐震設計あるいは耐震補強をするためには、建設地点においてまれに発生する大きな地震動に対しては機能復旧可能な損傷は許容するが崩壊を防止することを目標とする等、一般の橋梁と同様に部材の塑性化を考慮した目標耐震性能を設定することが考えられる。必要な耐震性能を確保し、適切な照査を行うためには、大規模地震時にどの部位にどの程度の損傷を許容できるかといったことを明確にしていくとともに、これをどのように性能検証を行うかということが重要となる。

1. 2 長大吊橋の耐震設計法に関する設計規準と既往の研究

長大吊橋の歴史は、1883年に完成した米国ニューヨーク州の Brooklyn 橋（中央支間長：486m）に始まる。その後、主に米国を中心に長大吊橋が次々と建設されていったが、当時の技術的な課題は、1940年の Tacoma Narrows 橋（中央支間長：853m）のフラッター振動による落橋に代表されるような耐風設計に関する問題が重要な位置を占めており、耐震設計に関する問題はあまり議論されることはなかった。しかしながら、米国では 1989 年の Loma Prieta 地震や 1994 年の Northridge 地震の発生を契機に 1937 年に完成した Golden Gate 橋（中央支間長：1280.2m）等の耐震補強の必要性が認識されるようになり、長大吊橋の耐震設計法及び補強方法が注目されるようになった。Golden Gate 橋の耐震補強では、大規模地震時に主塔基部のロッキング、浮き上がりは許容しているが、ケーブルシステムや死荷重を分担する主塔のような一次部材については弾性範囲内に留めることを目標としており、補強範囲を極力抑えることを目的として補剛桁－主塔間にオイルダンパーを設置するといった制振技術が積極的に導入される計画がある¹⁸⁾。また、1973 年と 1988 年にそれぞれ完成したトルコの第一 Bosphorus 橋（中央支間長：1074m）、第二 Bosphorus 橋（中央支間長：1090m）でも 1999 年の Kocaeli 地震を契機に耐震補強に関する検討が実施されている¹⁹⁾。

国内における長大吊橋の歴史は、1967 年の完成した若戸大橋（中央支間長：367m）に遡る。その後、1973 年に若戸大橋を上回る中央支間長 712m の関門橋が完成したが、それらの耐震設計は静的設計である修正震度法に基づいており、動的設計により静的設計結果の検証を実施したとされている^{20),21),22)}。設計基準として整備されたのは、本州四国連絡橋の耐震設計基準が最初となる。1963 年 4 月に土木学会・本州四国連絡橋技術調査委員会の中で耐震設計小委員会が発足し、当時の最新の技術的知見が集大成され、1967 年 7 月に「耐震設計指針（1967）・同解説および耐震設計詳説」²³⁾としてまとめられた。その後、基本的に同指針を踏襲した「耐震設計基準・同解説」⁵⁾が 1977 年 3 月に整備され、本州四国連絡橋の因島大橋（中央支間長：770m）、大鳴門橋（中央支間長：876m）、南備讃瀬戸大

表 1-1 本州四国連絡橋の耐震設計基準

設計基準	耐震設計基準・同解説 ⁵⁾		明石海峡大橋耐震設計要領 (案)・同解説 ⁶⁾		明石海峡大橋上部構造耐震 設計要領(案)・同解説 ⁷⁾		来島大橋剛体基礎 耐震計算法(案) ⁸⁾	
	昭和52年3月		昭和63年3月		平成元年9月		平成2年3月	
適用橋梁	瀬戸大橋、大鳴門橋、等		明石海峡大橋		明石海峡大橋、来島海峡大橋、 多々羅大橋、等		来島海峡大橋、多々羅大橋、 等	
設計に考慮 した地震	プレート境界型	内陸直下型	プレート境界型	内陸直下型	プレート境界型	内陸直下型	プレート境界型	内陸直下型
	紀伊半島沖、 土佐沖で100年 あたり1～2回の 発生が予想 される M=8程度の地震	—	紀伊半島沖および土佐沖で 発生が予想される最大規模 の地震 (M8.5、 $\Delta=150\text{km}$)	左記地震を除くM6以上の地震 で、架橋地点から半径 300km以内の範囲で発生可能性 があるが、その位置、マグニ チュード、発生時期を特定し えない地震	紀伊半島沖および土佐沖で発生 が予想される最大規模の地震 (M8.5、 $\Delta=150\text{km}$)	—	土佐沖で発生 が予想される最大規模の地震 (M8.5、 $\Delta=200\text{km}$) 日向灘で発生 が予想される最大規模の地震 (M8.0、 $\Delta=150\text{km}$)	M6以上の地震 で、架橋地点から半径300km 以内の範囲で発生可能性があ るが、その位置、マグニ チュードを特定しえない地震
加速度応答 スペクトル								
			動的解析に用いる入力地震動には、基礎と地盤の動的相互作用を考慮した有効地震動、地盤中を速度約1000m/sで伝播する事により生じる時間的ずれ(位相差)を考慮する					
応答計算法	応答スペクトル法に基づく動的解析							
解析モデル (上部構造用)	下部構造を含めた全橋モデルとし、橋軸方向地震に対する動的解析に用いる面内振動モデルと橋軸直角方向地震に対する動的解析に用いる面外振動モデルの2つとする							—
減衰定数	上部構造(鋼製部材)：2%、 下部構造(地盤ばね)：10%		下部構造(地盤ばね)は、基礎と地盤の動的相互作用を考慮したCFMモデル ²⁵⁾ より算出された複素ばね定数を基に設定する		上部構造(鋼製部材)：2%、		下部構造(地盤ばね)は、花崗岩上に大型基礎が構築される場合を前提に、有限要素法の結果より基礎の縦横比をパラメータとした推定式を提案している	
地盤ばね	静的な載荷試験結果から求められる変形係数に基づく地盤反力係数を用いて算出する		・弾性波動論に基づく、基礎と地盤の動的相互作用を考慮したCFMモデルを用いて算出 ・地盤の非線形性(ひずみ依存性)を等価線形化法で考慮する		—		弾性波動論に基づき、岩盤のせん断弾性波速度Vsから求められる変形係数を用いて算出	

橋(中央支間長：1100m)等の1998年に完成した明石海峡大橋(中央支間長：1991m)まで長大吊橋の設計に適用されてきた。この中では、上部構造の耐震設計は下部構造を含めた橋梁全体系モデルを用い、原則として応答スペクトル法に基づく動的解析を実施することが定められるとともに、動的解析の計算方法、標準的な減衰定数等も記述されている。1998年に完成した明石海峡大橋の耐震設計では、これまでの長大橋の支持層である岩盤よりも比較的柔らかい地盤上に基礎を構築されること、長スパン化により長周期地震及び位相差の影響についても照査する必要があると考えられたことから、新たな耐震設計基準である「明石海峡大橋耐震設計要領(案)」⁶⁾、「明石海峡大橋上部構造耐震設計要領(案)」⁷⁾が策定された。この中では、長周期地震動、位相差入力を含む設計地震動の見直しや基

表 1-2 既往研究にて提案されている耐震性能水準

耐震性能水準		耐震性能1	耐震性能2	耐震性能3	耐震性能4
構造安全性		安全	安全	安全	安全
地震後の使用性	損傷度	無損傷	小損傷	中損傷	大損傷
	機能保持性	常時機能保持（目視点検後、即通行可能）	一部分機能限定（主要構造部材の損傷軽微、補修しながら普通車両が通行可能）	大部分機能限定（主要構造部材にも損傷、荷重制限が有り、緊急車両のみ通行可能）	機能喪失（普通車両通行不可能）
	復旧性	補修・補強不要	復旧が短期間で可能（補修のみで復旧可能）	復旧に長期間必要、機能回復のための修復が応急修復で対応可能	復旧不可能

表 1-3 既往研究にて提案されている性能水準毎の限界状態及び課題

	構造要素	耐震性能1	耐震性能2	耐震性能3	耐震性能4	課題
大塚ら ²⁶⁾	主塔					・ 部材健全度3に対する定量的な限界状態の規定がない ・ 鋼部材の部材健全度2に対する限界状態（ $2\epsilon_y$ ）の根拠が不明
	補剛桁					
	ケーブル					
宇佐美ら ²⁷⁾	主塔					・ 部材健全度毎に設定した定量的な限界状態は、一般橋の単柱式鋼製橋脚を想定して設定したものであり、他構造への適用には十分に検討を加える必要があるとされている
	補剛桁					
	ケーブル					

部材健全度1：無損傷

部材健全度2：若干の塑性化を許容し、損傷が限定され、耐力・変形性能共に十分に余裕のある状態

部材健全度3：損傷が限定され、耐力が安定し、変形性能に余裕がある状態で補修が必要

礎と地盤の動的相互作用を考慮した設計手法が採り入れられ、明石海峡大橋以降に設計、建設され、2000年に完成した安芸灘大橋（中央支間長：750m）等の耐震設計に適用されてきている²⁴⁾。また、設計基準としては、1999年に完成した来島海峡大橋の下部構造の耐震設計用に「来島大橋剛体基礎耐震設計法(案)」⁸⁾が策定されている。ここでは、岩盤のせん断弾性波速度 V_s から求められる変形係数を用い、弾性波動論に基づく地盤ばねの算出方法や基礎の浮上りを考慮した安定照査法が採り入れられている。しかしながら、何れの基準も兵庫県南部地震以前に策定されたものであり、2段階設計法の内容は導入されておらず、小さな地震力によって発生する応力度が許容応力度以内に入ることを確認するという弾性設計に基づいている。表 1-1 に本州四国連絡橋の耐震設計基準の入力地震動、応答計算法等の概要を示す。

兵庫県南部地震以降、一般橋に対しては大規模地震に対する耐震性能照査法に関する研究が各方面で精力的に実施されているところであるが、長大吊橋上部構造に対する研究についてはこれまで殆ど行われていないのが実状である。大塚ら²⁶⁾は、橋の重要度に応じて4つの耐震性能水準を設定し、性能水準毎に主塔、補剛桁、ケーブル等の吊橋各構造要素に対する限界状態、許容できる損傷度を提案しているが、その算定根拠は明確には示されていない。宇佐美ら²⁷⁾も、表 1-2 に示すような、大塚らとほぼ同じ4段階の耐震性能水準

を設定して、性能水準毎に鋼製の各構造要素の許容できる損傷度を提案している。しかし、この中の吊橋鋼製主塔に関する許容値は、一般橋の単柱式鋼製橋脚を想定して設定したものであり、それ以外の構造への適用については検討を要するとされている。表 1-3 に大塚ら及び宇佐美らが提案している性能水準毎の限界状態及び課題を示す。また、小森ら^{28),29)}は、既設長大吊橋（レインボーブリッジ）の架橋地点で発生が予想される大規模地震に対する耐震性能照査を実施して、吊橋上部構造の主要な構造要素の中で、主塔、補剛桁に損傷が生じる結果を示している。その耐震性能評価では、主塔の損傷は応答塑性率 1.1 と小さいこと、補剛桁の損傷は直接落橋には結び付かず補修も可能であることから、何れの損傷も許容している。さらに、西川ら³⁰⁾は、リンク支承、橋台水平支承、ステイケーブル等の破壊（破断）を考慮した手法を用いて既設長大吊橋（関門橋）の大規模地震に対する地震応答解析を実施しており、大規模地震時には主塔基部、補剛桁の塑性化及びステイケーブル、橋台水平支承が破断する結果を示しているが、耐震性能照査、耐震補強に関する検討は今後実施するとされている。以上のように、大規模地震時に対する長大吊橋上部構造の限界状態、許容できる損傷度に関する検討は現状では殆ど実施されていないと考えられる。

1. 3 研究の目的

このような背景から、本研究では、大規模地震に対する長大吊橋上部構造の地震時限界状態を提案することを目的とした耐震性能照査法に関する検討を実施するものである。特に、長大吊橋上部構造の構造要素の中で、大規模地震時に損傷する可能性があり、上部構造を構成する上で重要となる主塔に着目する。これまでの国内の長大吊橋で主に採用されている鋼製主塔、海外の長大吊橋で実績のある RC 主塔、新しい主塔形式として CFT(Concrete Filled Tube、コンクリート充填鋼管)構造を用いた CFT 主塔の 3 つの主塔形式について、プッシュオーバー解析あるいは非線形動的解析を実施し、地震時の耐力・変形特性及び損傷特性を把握する。また、支間長の長大化に伴い、より合理的、経済的な主塔構造とするために高強度鋼材(80 キロ鋼等)を適用することが想定される。しかしながら、これまで、高強度鋼材を用いた単柱の耐力・変形特性及び損傷特性等の基礎的な耐震性能に関する特性は必ずしも十分に明らかにされていない。そこで、高架橋の単柱橋脚を想定した試設計により、高強度鋼材を用いた場合のコストメリットを把握するとともに、高強度鋼材の素材実験による材料構成則の検討、高強度鋼材の用いた単柱の正負交番載荷実験、弾塑性有限要素解析等を実施し、高強度鋼材を用いた単柱の耐力・変形特性及び損傷特性等の終局状態評価に用いる数値計算手法に関する検討を行う。更に、吊橋上部構造を構成する主塔以外の構造要素についても、それらの損傷が別の構造要素の損傷を引き起こすという損傷の連鎖現象が発生し、橋としての機能に影響を及ぼす可能性があることから、各構造要素の機能、想定される損傷及びその連鎖現象について整理する。最後に、これら成果をもとに、安全性・供用性・修復性の観点から大規模地震時における長大吊橋上部構造の限界状態、許容できる損傷度の提案を行うものである。

1. 4 本論文の構成

1. 3に示した目的を達成するため、本論文は以下に示す8つの章から構成する。本研究のフロー図を図1-1に示す。

1章では、本研究の導入として、研究の背景と目的を示すとともに、長大吊橋の耐震設計に関する現行の設計規準と既往の大規模地震に対する耐震性能照査法に関する研究をレビューする。

2章では、これまでの国内の長大吊橋で主に採用されている鋼製主塔、海外の長大吊橋で実績のあるRC主塔、新しい主塔形式としてCFT構造を用いたCFT主塔の3つの主塔形式について、中央径間2250mの長大吊橋を対象に、常時・暴風時を想定した同一の条件で試設計を行い、構造特性、経済性等の比較を行う。

3章では、プッシュオーバー解析の非線形動的応答の再現性について検証することを目的として、国内の長大吊橋で採用されている鋼製主塔を対象に、吊橋全橋モデルによる非線形動的解析を実施してプッシュオーバー解析との比較を行い、プッシュオーバー解析により地震時の耐力・変形特性及び損傷特性を把握して限界状態を設定する妥当性を確認する。

4章では、2章で試設計した3形式の各主塔に対して、3章と同様の手法でプッシュオーバー解析を行い、耐力・変形特性及び主塔各部の損傷特性の評価及びそれらの各主塔形式における比較を行う。また、鋼製主塔について、ファイバーモデルに加え、板要素の局部座屈挙動を再現するためにシェルモデルによる解析も実施し、解析モデルによる違いが耐力・変形特性及び損傷特性に及ぼす影響について評価する。さらに、CFT主塔について、耐力・変形性能向上策として、斜材断面を増加、あるいは斜材をシアリンクに置き換えたモデルに対してプッシュオーバー解析を実施し、その改善効果について評価する。

5章では、より合理的な主塔構造を目指して高強度鋼材を主塔構造に適用した場合を想定し、高強度鋼材のコスト的な適用性に関する検討を実施する。普通鋼材及び高強度鋼材を用いて高架橋の単柱橋脚を対象とした地震時に対する試設計を実施し、材質の違いによる鋼重・コスト比較を行って、高強度鋼材を適用した場合のコスト的なメリットの可能性を把握する。

6章では、5章での検討の結果を受けて耐震設計上重要となる、高強度鋼材を用いた単柱の耐力・変形特性及び損傷特性等の終局状態評価のための数値計算手法に関する検討を実施する。80キロ鋼の素材試験による材料構成則に関する検討、橋脚模型を用いた正負交番載荷実験及び弾塑性有限要素解析によるシミュレーション解析により、数値計算手法の妥当性を検証する。

7章では、上記検討結果を基に、安全性・供用性・修復性の観点から、大規模地震時に長大吊橋主塔が保有すべき耐震性能について検討を行う。また、主塔以外の吊橋上部構造についても、それらの機能、大規模地震時に想定される損傷及び損傷の連鎖現象を整理して、主塔と併せた吊橋上部構造の限界状態、許容できる損傷度の提案を行う。さらに、6章で検証された高強度鋼材を用いた単柱の耐震性能評価に関する数値計算手法を用いて、

単柱の座屈パラメータを変化させた弾塑性有限要素解析を行い、終局限界状態に関する検討を行う。

8章では、本研究から得られた知見を取りまとめるとともに、長大吊橋の大規模地震に対する耐震性能照査法に関する今後の研究展望を述べる。

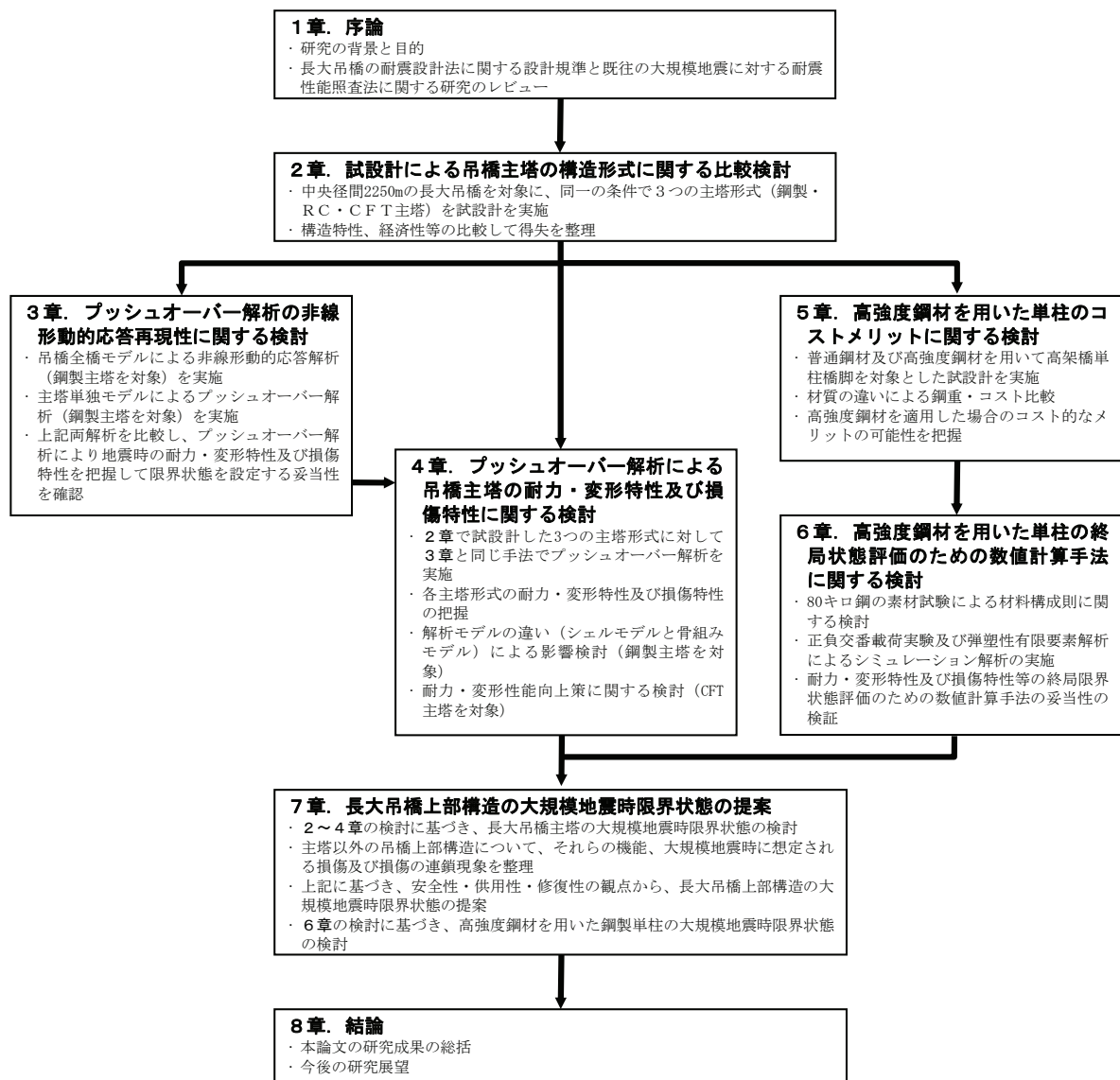


図 1-1 研究フロー図

参考文献（1章）

- 1) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第一次提言）、1995.
- 2) 土木学会：土木学会構造物の耐震基準に関する「第二次提言」、1996.
- 3) 土木学会：土木学会構造物の耐震基準に関する「第三次提言」、2001.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編、丸善、2002.
- 5) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説、1977.
- 6) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐震設計要領(案)・同解説、1988.
- 7) 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.
- 8) 本州四国連絡橋公団：来島海峡大橋剛体基礎耐震計算法(案)、1990.
- 9) 山縣守、田中努：超長大橋梁の基礎に求められる耐震構造、土木学会論文集 No.522/VI-28、pp.165-175、1995.
- 10) 藤田和朗：上部工の耐震設計、橋梁と基礎、pp.86-89、1998.8
- 11) 建設省土木研究所：海峡横断道路プロジェクト技術調査委員会報告書：土木研究所資料第3479号、1996.3.
- 12) 日下部毅明、片岡正次郎：超長大橋の耐震設計技術の開発、国土交通省 国土技術政策総合研究所資料、pp.344-345、2003.7
- 13) 国土交通省道路局企画課：海峡横断道路プロジェクト調査－新道路整備五箇年計画調査のとりまとめ－、2003.10.
- 14) 内閣府：中央防災会議「東南海・南海地震等に関する専門調査会」、<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/>
- 15) 文部科学省：地震調査研究推進本部「主要98断層帯」、<http://www.jishin.go.jp/main/index.html>
- 16) 本州四国連絡橋公団：兵庫県南部地震の明石海峡大橋への影響調査報告書、1995.7.
- 17) Hitoshi Ninomiya, Susumu Fukunaga, Nobuyuki Kashima; Verification of earthquake resistance of Akashi-Kaikyo Bridge, Proc. of 10th REAAA Conference, CD-ROM No.192, Tokyo, Japan, 2000.
- 18) Charles Seim: Seismic Retrofit of a Suspension Bridge A Case Study The Golden Gate Bridge, Proceedings of The 3rd International Suspension Bridge Operators' Conference, 2002.
- 19) Azmi Tirsa, Sabri Tekin, Toshihiro Kurihara: Existing Conditions and Repair Needs of Bosphorus Bridges, Proceedings of The 3rd International Suspension Bridge Operators' Conference, 2002.
- 20) 日本道路公団福岡支社：若戸橋調査報告書、土木学会、1963.
- 21) 村上巳里：関門橋上部構造の設計概要、土木施工11巻12号、1970.
- 22) 日本道路公団：関門橋工事報告書、1977.3
- 23) 土木学会・本州四国連絡橋技術調査委員会：耐震設計指針（1967）・同解説および耐震設計詳説、1967

- 24)広島県道路公社：安芸灘大橋工事誌、2000.
- 25)原田隆典、久保慶三郎、片山恒雄、廣瀬利光：地中円筒剛体基礎の動的ばね係数と減衰係数、土木学会論文集 No.339、pp.79-88、1983.
- 26)土木学会：橋の動的耐震設計、地震工学委員会、動的耐震設計法に関する研究小委員会（委員長：大塚久哲）、2003.
- 27)宇佐美勉、日本鋼構造協会編著：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン、技報堂出版、2006.9
- 28)小森和男、吉川博、小田桐直幸、木下琢雄、溝口孝夫、藤野陽三、矢部正明：首都高速道路における長大橋耐震補強の基本方針と入力地震動、土木学会論文集 No.794/I-72、pp.1-19、2005.
- 29)小森和男、吉川博、小田桐直幸、木下琢雄、溝口孝夫、藤野陽三、矢部正明：首都高速道路における長大橋耐震補強検討、土木学会論文集 No.801/I-73、pp.1-20、2005.
- 30)西川孝一、吉塚守、坂手道明、野中哲也、岩村真樹：長大吊橋の大規模地震時非線形挙動に関する研究、構造工学論文集、Vol.52A、2006.3

2 章 試設計による吊橋主塔の構造形式に関する比較検討

2. 1 まえがき

これまでの長大吊橋主塔の構造形式は、表 2-1 に示すように、橋軸直角方向にはトラス形式、ラーメン形式、トラス・ラーメン併用形式の 3 つに分類される。吊橋主塔は、ケーブルや補剛桁からの反力を支持し、吊橋全体構造を構成する上で重要な役割を担う構造要素であるとともに、他の構造要素と比較してモニュメント的な役割も大きいことから、力学的特性に加えて景観的な配慮も加味して形式が決定される場合が多い¹⁾。例えば、写真 2-1 に示す明石海峡大橋では、橋軸直角方向に作用する風荷重や地震荷重に対する構造的有利性を考慮してトラス形式を採用しているが²⁾、写真 2-2 に示す来島海峡大橋では、補剛桁にトラス形式と比較して風荷重が大幅に低減される箱桁形式を採用しており、主塔形式に対する構造的な制約が小さくなることから、景観的に優れるラーメン構造を採用している³⁾。一方、橋軸方向の構造形式は、橋軸方向の剛性を高める目的で塔頂から基部に向けて塔柱を三角形状に拡げる形式も提案されている⁴⁾が、これまでの実績では何れも直立するカンチレバー形式である。

表 2-1 主塔構造形式（橋軸直角方向）

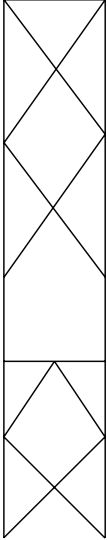
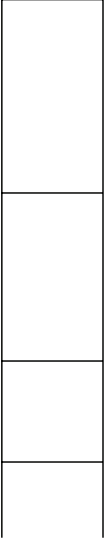
トラス形式	ラーメン形式	トラス・ラーメン併用形式
		
・明石海峡大橋 ・関門橋 ・Forth Road Bridge 等	・来島海峡大橋 ・Great Belt East Bridge ・Severn Bridge 等	・Golden Gate Bridge ・New Tacoma Bridge ・Mackinac Straits Bridge 等



写真 2-1 明石海峡大橋（トラス形式主塔）



写真 2-2 来島海峡大橋（ラーメン形式主塔）

また、使用材料は、これまでの国内の吊橋では全て鋼製であり、海外の吊橋でも鋼製が主流であるが、Humber 橋（イギリス、1981 年完成）、Great Belt East 橋（デンマーク、1998 年完成）、Tsing Ma 橋（中国、1997 年完成）及び Carquinez 橋（アメリカ、2003 年完成）等で RC 製を採用している^{5),6)}。

本章では、3 章以降で検討する吊橋主塔の諸元を決定するとともに、吊橋主塔の構造形式に関する比較検討を行うことを目的として、近年の海峡横断道路プロジェクト計画⁷⁾で提案されている中央支間長 2250m、橋長 3970m の長大吊橋を対象にした吊橋主塔の試設計を行う。構造形式には、景観にも優れ、近年の吊橋で主流となってきたラーメン形式

(橋軸方向、橋軸直角方向にはカンチレバー形式)を想定し、使用材料には、これまでの国内の長大吊橋で採用されている鋼製(以下、「鋼製主塔」)、海外の長大吊橋で実績のあるRC製(以下、「RC主塔」)、新しい主塔形式としてCFT(Concrete Filled Tube、コンクリート充填鋼管)構造を用いた主塔(以下、「CFT主塔」)の3つの形式について、常時・暴風時を想定した同一の条件で試設計を行うとともに、各主塔形式の構造特性、経済性等の比較を行う。

2. 2 試設計の条件

検討対象とした主塔は、中央支間長 2250m、橋長 3970m、サグ比 1/11 の 3 径間 2 ヒンジ吊橋を想定して試設計した鋼製・RC・CFT 主塔の 3 形式である。想定した吊橋の一般図を図 2-1 に示す。試設計では、本州四国連絡橋の設計基準である「吊橋主塔設計要領・同解説」⁸⁾、「上部構造設計基準・同解説」⁹⁾に従い、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。試設計において考慮した荷重の組み合わせと許容応力度の割増しを表 2-2 に示す。なお、各荷重組み合わせにおける活荷重(L)の載荷状態及び温度変化の影響(T)は、表 2-3 に示すように設定した。

具体的には、まず、表 2-2 に示す各荷重組み合わせに対する吊り構造系からの荷重(塔頂変位、塔頂及び補剛桁位置での反力)を算出する。そして、図 2-2 に示す、橋軸方向、橋軸直角方向それぞれの主塔単独の骨組みモデルに対して、吊り構造系からの荷重、主塔自重及び風荷重を作用させて設計計算を行う。解析には、荷重によって生じる変形の効果を採り入れて、力の釣り合いを変形後の状態で考える有限変位解析手法を用いた。暴風時の風荷重は、本州四国連絡橋の設計基準である「耐風設計(1976)・同解説」¹⁰⁾を、「明石海峡大橋耐風設計要領・同解説」¹¹⁾及び道路橋示方書・同解析Ⅰ共通編(以下、本論文では「道示Ⅰ」という。)¹²⁾を参考に、設計基本風速($U_{10}=45\text{m/sec}$)、抗力係数($C_D=1.8$: 矩形断面、0.7: 円形断面)、ガスト応答倍率($\mu=1.55$)等を設定して算出した。また、CFT の耐力照査式及び構造細目は、土木学会の基準「複合構造物の性能照査指針(案)」¹³⁾及び道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編(以下、本論文では「道示Ⅱ」という。)¹⁴⁾に従った。なお、本試設計では、吊り構造系からの荷重は 3 形式で同一のものを使用し、主塔自重、風荷重のみを形式毎に算出した値を用いており、また、いずれの主塔形式においても、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)は合わせている。

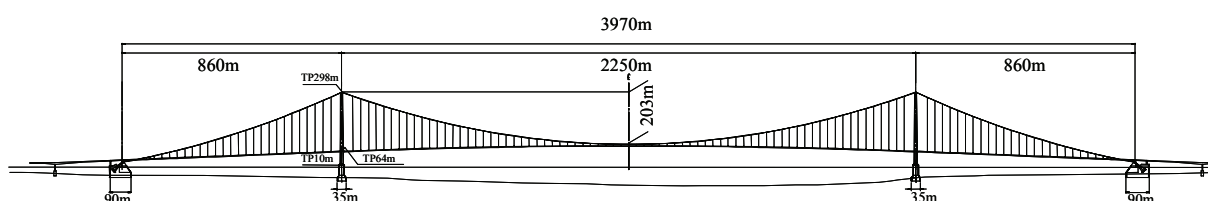


図 2-1 吊橋一般図

表 2-2 荷重の組み合わせと許容応力度の割増し

荷重組み合わせ			割増し係数
(1)	D+L+T+SD+E (常時)	$\delta+$ が最大	1.00
(2)		$\delta-$ が最大	
(3)		Vc が最大	
(4)	D+W+T+SD+E (暴風時)	W(LL)	1.50
(5)		W(TT)	

記号の説明

D: 死荷重

L: 活荷重

T: 温度変化の影響

・設計基準温度 20℃に対して±30℃

SD: 支点移動の影響

・アンカレイジのサドル位置における水平変位量: $\delta = 0.02L$ (cm)

・塔基面における回転角: $\theta = 1.8L/H$ ($\times 10^{-4}$ rad)

ここに、L: 中央支間長 (m)、H: 主塔高さ (m)

E: 製作および架設誤差の影響

・橋軸方向の塔頂変位換算値: $\delta = H/2000$ (m)

ここに、H: 主塔高さ (m)

W: 風荷重

$\delta+$: 主径間側への塔頂変位

$\delta-$: 側径間側への塔頂変位

Vc: 塔頂鉛直荷重

表 2-3 活荷重の載荷状態及び温度変化の影響

荷重組み合わせ	活荷重(L)の載荷状態	温度変化の影響(T)
(1) 常時、 $\delta+$ が最大		+30℃
(2) 常時、 $\delta-$ が最大		-30℃
(3) 常時、Vc が最大		-30℃
(4), (5) 暴風時	—	+15℃

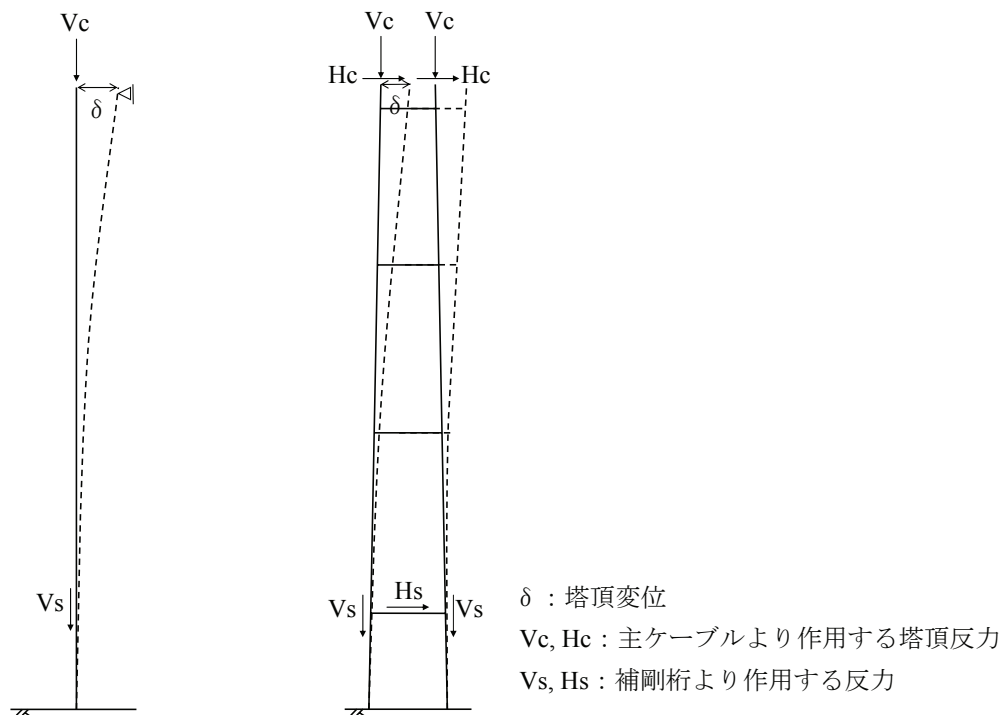


図 2-2 吊り構造系からの荷重

2. 3 試設計の結果

試設計した各形式の主塔一般図を図 2-3、数量、主塔自重等の比較を表 2-4 に示す。結果的には面内方向が暴風時、面外方向が常時の荷重組み合わせが支配的となり、各形式主塔断面の諸元が決定された。なお、水平材は下から第一、第二として最上段を第四水平材、また、橋軸方向を面外方向、橋軸直角方向を面内方向と称することとする。

各主塔形式の構造特性、経済性等に関する得失をまとめると以下のようなになる。

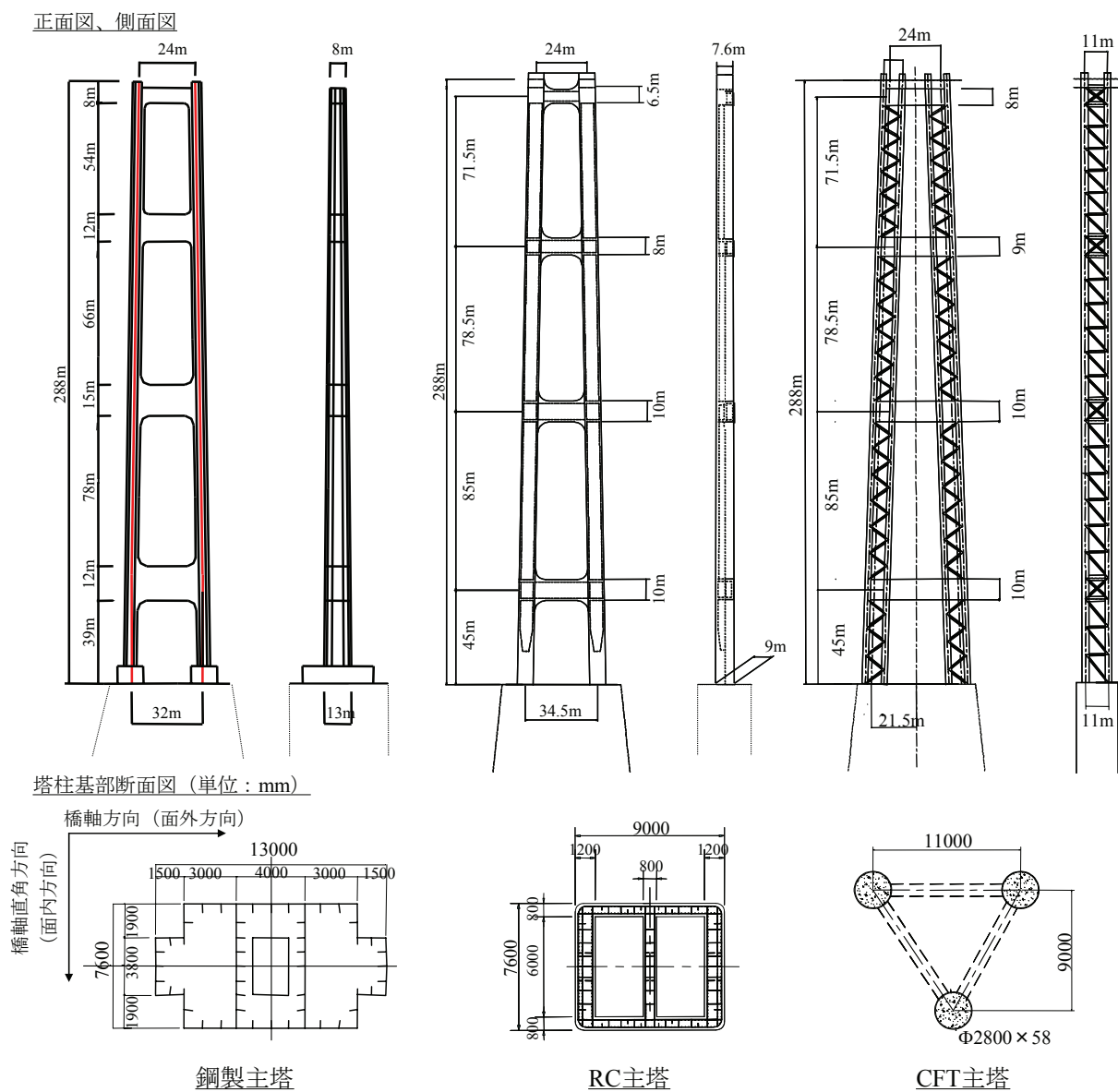


图 2-3 主塔一般图

表 2-4 各主塔形式の比較

	鋼製主塔	RC主塔	CFT主塔
施工性	軽量であり大ブロック架設が可能であることから、工期を短縮できる。架設時の振動対策としてTMD等が必要となる場合が多い。	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。 コンクリートの品質管理方法、水平材の合理的な施工方法等の検討が必要である。	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。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。
風荷重 (橋軸直角方向)	40,246kN (1.00) ¹⁾	31,974kN (0.79) ¹⁾	21,430kN (0.53) ¹⁾
主塔自重	抗力係数 Cd=1.8	抗力係数 Cd=1.8	抗力係数 Cd=0.7 前後面CFT、ブレース3面に載荷
数量	161,400kN (1.00) ¹⁾ [塔柱鋼材SM490Y, SM570] [水平材鋼材SS400, SM490Y] 149,400kN 12,000kN	557,500kN (3.45) ¹⁾ [塔柱コンクリート80MPa] [水平材コンクリート80MPa] 19,739m ³ 2,560m ³	320,700kN (1.98) ¹⁾ [塔柱鋼材SM490Y] [塔柱コンクリート40MPa] [水平材鋼材SM490Y] 48,990kN 10,816m ³ 21,170kN
(概算工費比率) ²⁾	(1.00) ¹⁾	(0.57) ¹⁾	(0.53) ¹⁾

¹⁾ () は鋼製主塔に対する比率

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

(1) 鋼製主塔

本主塔形式は、これまで我が国の長大吊橋に採用されてきた構造であり、利点として、他形式と比較して軽量であり、我が国のように地震や風などの自然環境条件が厳しい地域において設計が有利になること、ブロック架設が可能であることから施工が早いこと等が挙げられる。写真 2-3 に明石海峡大橋主塔の架設状況を示す。一般的に鋼製主塔の架設は、工場で製作した主塔ブロックを架橋地点まで運搬し、タワークレーン等により主塔ブロックを順次積み上げていく手法が取られる。なお、明石海峡大橋主塔（主塔高さ 287m）の架設には約 1 年半を要した¹⁵⁾。欠点として、表 2-4 に示すように、建設費用が高いという点があるが、本形式はこれまで実績が多く、設計、製作、輸送、架設及び維持管理に関するノウハウも蓄積されていることから、今後建設される吊橋主塔でも採用される可能性があると思われる。また、1. 1 で述べたように、既設長大吊橋の耐震補強が急務となっている現状を鑑みると、鋼製主塔の地震時限界状態に関する検討を実施する意義は大きいと言える。

試設計した塔柱断面の橋軸方向幅は 7.6m、橋軸直角方向幅は 8.0m（塔頂部）～13.0m（塔基部）の 3 セル形式とし、材質は SM490Y 材および SM570 材、板厚は 36mm（塔頂部）～45mm（塔基部）である。水平材は、高さが 8.0m（第四水平材）、12.0m（第一・第三水平材）、15.0m（第二水平材）で、材質は塔柱との接合部付近（端部）が SM490Y 材、中間部が SM400 材であり、フランジの板厚は 12mm（第四水平材）～18mm（第一水平材端部）、ウェブの板厚は 30mm（第四水平材中間部）～45mm（第一・第二水平材端部）である。

なお、材質については、これまで吊橋主塔で実績のある 60 キロ鋼（SM570 材）までを使用したが、70、80 キロ鋼等の高強度材料を使用することで、部材の軽量化・コンパクト化に伴う地震時・暴風時荷重の低減、耐風安定性の向上等により、更なる合理的・経済的な吊橋主塔を実現できる可能性がある。高強度鋼材を用いた単柱のコストメリット及び終局状態評価に用いる数値計算手法に関する検討についてはそれぞれ 5 章、6 章で述べる。

(2) R C 主塔

本主塔形式は、これまで国内において採用事例は無いが、コンクリートは鋼と比較して軸圧縮抵抗が高く、材料費ならびに製作費が安価であり、耐久性に優れるというメリットがあることから、海外の長大吊橋主塔（Humber 橋、Great Belt East 橋、Tsing Ma 橋及び Carquinez 橋、等）で実績がある。これまで国内で採用されてこなかった主な理由としては、我が国のように地震や風などの自然環境条件が厳しい地域においては架設途中のフリースタANDINGの状態での設計が厳しくなること、自重が大きいことにより支持地盤によっては基礎を大きくする必要があること、高所におけるコンクリート打設作業が多くなることから工期が長くなるとともに、施工誤差が大きくなる可能性があること等が考えられる。しかしながら、近年、自重軽減のための高強度材料が開発されており¹⁷⁾、また、施工技術においては、スリップフォーム工法の開発などで高所における作業を効率的かつ安全に行うことが可能になっている¹⁸⁾。写真 2-4 に Tsing Ma 橋主塔のスリップフォーム工法



写真 2-3 明石海峡大橋主塔（鋼製主塔）の架設¹⁶⁾



写真 2-4 Tsing Ma 橋主塔（RC 主塔）の架設¹⁹⁾

による施工状況を示す。なお、Tsing Ma 橋主塔（主塔高さ 201m）の架設には約 2 年を要している¹⁹⁾。このような背景から、高橋脚や斜張橋主塔に採用される事例が増加しつつあり、国内の吊橋主塔においても鋼管と組み合わせた RC 主塔が採用される計画がある^{20),21)}。**表 2-4** に示すように、鋼製主塔と比較して主塔自重が 3.5 倍となり、基礎構造に影響を与えることが想定され、コンクリートの品質管理方法、水平材の合理的な施工方法等の課題を有するものの、それら課題が克服され、基礎構造を含めた橋梁全体系で経済性に優れる条件であれば、今後建設される吊橋主塔で採用される可能性が高いと思われる。

試設計した塔柱断面の橋軸方向幅は 7.6m、橋軸直角方向幅は 7.6m（塔頂部）～9.0m（塔基部）の 2 セル形式とし、壁厚は橋軸方向面が 800mm、橋軸直角方向面が 1000mm（塔頂部）～1200mm（塔基部）である。水平材は、高さが 6.5m（第四水平材）、8m（第三水平材）、10.0m（第一・第二水平材）で、施工性、経済性を考慮して PRC 構造としている。コンクリートには設計基準強度 80MPa の高強度コンクリート、軸方向鉄筋には SD490 の高強度鉄筋をそれぞれ用いている。

(3) CFT 主塔

本主塔形式は、これまで吊橋主塔に適用された実績は無いが、建築構造物等で用いられている CFT 構造²²⁾を用い、充填コンクリートの拘束効果による耐力の向上、局部座屈の防止等の利点を活かして、より耐震性能に優れた新しい主塔構造形式を探ること目的として検討するものであり、近年では、アーチ橋のアーチリブ等への適用も計画されている^{23),24)}。吊橋主塔の構造形式は、CFT 部材を用いた 3 本の柱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、鋼製箱形断面の水平材で 2 本の塔柱を結合したものである。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、RC 主塔とほぼ同程度の経済性を有する試設計結果となっている。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。

試設計した塔柱断面の CFT 部材間隔は、本検討では他形式との比較を目的としていることから、広いほど構造上有利となるが主塔基礎寸法に影響を及ぼさない範囲に抑えるものとして橋軸方向に 11m、橋軸直角方向に 9m としている。CFT 部材、斜材の鋼管断面は、製造実績を考慮して直径 3000mm (Φ3000) 以下とし、それぞれ Φ2800×19mm（塔頂部）～58mm（塔基部）、Φ814×16mm（一部 Φ914×22mm）、材質は全て SM490Y 材である。また、充填コンクリートの設計基準強度は 40MPa である。水平材は、高さが 8.0m（第四水平材）、9.0m（第三水平材）、10.0m（第一・第二水平材）で、材質は SM490Y 材である。

2. 4 まとめ

本章では、鋼製主塔、RC 主塔及び CFT 主塔の 3 つの主塔形式について、中央径間 2250m の長大吊橋を対象に、常時・暴風時を想定した同一の条件で試設計を行い、構造特性、経済性等の比較を行った。

以下に本章で得られた主な知見を示す。

- (1) 鋼製主塔は、これまで我が国の長大吊橋に採用されてきた形式であり、利点として、他形式と比較して軽量であり、我が国のように地震や風などの自然環境条件が厳しい地域において設計が有利になること、ブロック架設が可能であることから施工が早いこと等が挙げられるが、RC 及び CFT 主塔と比較して経済性に劣る

可能性があることが分かった。しかしながら、これまで実績が多く、設計、製作、輸送、架設及び維持管理に関するノウハウも蓄積されていることから、今後建設される吊橋主塔でも採用される可能性があると思われる。また、既設長大吊橋の耐震補強が急務となっている現状を鑑みると、鋼製主塔の地震時限界状態に関する検討を実施する意義は大きいと言える。

- (2) RC 主塔は、これまで国内の長大吊橋主塔では実績が無いが、海外では実績が有る形式であり、鋼製主塔と比較して経済性に優れる可能性があることが分かった。近年の材料開発、施工技術の向上等に伴い、コンクリートの品質管理方法、水平材の合理的な施工方法等の課題が克服され、基礎構造を含めた橋梁全体系で経済性に優れる条件であれば、今後建設される吊橋主塔において採用される可能性が高いと思われる。
- (3) CFT 主塔は、これまで吊橋主塔に適用された実績は無いが、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、3 形式の中で最も経済性に優れる可能性があることが分かった。また、RC 主塔と比較して主塔重量が 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が、その実現には、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解決する必要がある。

参考文献（２章）

- 1) 山本宏：美観からみた吊橋主塔の形状、土木学会誌、1975.3
- 2) 保田雅彦、吉田好孝：明石海峡大橋主塔の景観設計、本四技報 No.67、Vol.17、pp.10-21、1993.7.
- 3) 大橋治一、磯江浩：来島大橋主塔の景観設計、本四技報 No.70、Vol.18、pp.35-41、1994.4
- 4) Niels J. Gimsing（監訳：伊藤学、訳：藤野陽三、長井正嗣、杉山俊幸、中村俊一）；吊形式橋梁－計画と設計－、建設図書、1990.
- 5) Wai-Fah Chen, Lian Duan: Bridge Engineering Handbook, CRC Press LLC, 2000.
- 6) Thomas Spoth, 大橋治一：ニューカルキネツ橋の設計－日本の吊橋との対比－、橋梁と基礎、pp.17-25、建設図書、2001.6.
- 7) 国土交通省道路局企画課：海峡横断道路プロジェクト調査－新道路整備五箇年計画調査のとりまとめ－、2003.10.
- 8) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説、1989.
- 9) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説、1989.
- 10) 本州四国連絡橋公団：耐風設計基準（1976）・同解説、1976.
- 11) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説、1991.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ 共通編、丸善、2002.
- 13) 土木学会：複合構造物の性能照査指針（案）、2002.
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋編、丸善、2002.
- 15) 栗野純孝：明石海峡大橋、橋梁と基礎、pp.9-15、建設図書、1998.8
- 16) 本州四国連絡橋公団第一建設局、三菱・石播・日立・横河・宮地共同企業体：明石海峡大橋 2P 主塔工事 工事記録写真集、（株）リョーイン、1994.3
- 17) 日本建築学会：高強度コンクリート施工指針（案）・同解説、2005.
- 18) 伊成哲雄、小川安良、秋山文生、皿海康行：スリップフォーム工法による塔体施工、コンクリート工学 vol.43、pp.40-44、2005.12
- 19) Highways Department, The Hong Kong Special Administrative Region (HKSAR) government: TSING MA BRIDGE, 1999.
- 20) 庄司和晃、森川陽介、宮原健、真辺保仁、大塚久哲：吊橋にコンクリート製主塔を適用した場合の耐震性能に関する検討、第 7 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.125-130、2004.
- 21) 尾高義夫：RC 主塔、橋梁と基礎、pp.139-140、建設図書、1999.8
- 22) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針、1997.
- 23) 高治正信、茂呂充、白井武、西畠儀行、田崎智、吉村光弘：新西海橋主橋部の設計と施工、橋梁と基礎、pp.13-22、建設図書、2006.1
- 24) 立花弘：アーチリブに CFT を用いた長大アーチ橋、橋梁と基礎、pp.52-53、建設図書、2006.2

3章 プッシュオーバー解析の非線形動的応答再現性に関する検討

3. 1 まえがき

吊橋主塔の大規模地震時の限界状態を設定するためには、地震時の耐力・変形特性及び損傷特性を把握する必要がある。道示Vでは、ラーメン橋等に対して、橋梁全体系のプッシュオーバー解析を実施して橋梁全体系の降伏変位と終局変位を求め、エネルギー一定則により線形応答から非線形応答を近似的に算出して耐震性能を照査する地震時保有水平耐力法が採り入れられている¹⁾。プッシュオーバー解析は、対象とする構造物に地震荷重を静的に漸増載荷することにより、対象とする構造物全体系の履歴曲線の骨格曲線を求め、地震時の損傷状況や塑性化の順番、崩壊モードを追跡する方法であるが²⁾、1自由度系の構造物の振動を基本とすることから、適用にあたっては基本振動モードが卓越する必要がある。これまで多自由度系構造物であるラーメン橋、アーチ橋等に対するプッシュオーバー解析の適用性について検討が行われおり、高次振動モードの影響が小さい場合にプッシュオーバー解析で求めた最大応答値が非線形動的解析結果を良い精度で近似することが報告されている^{3),4),5)}。また、斜張橋に関する検討も実施されており、プッシュオーバー解析に用いる地震荷重を適切に選定することにより、非線形動的応答を実用上十分な精度で再現できるとしている⁶⁾。しかし、塔頂をケーブルで支持された吊橋主塔への適用性に関する検討はこれまで実施されていない。

本章では、これまでの国内の長大吊橋で採用されている鋼製主塔を対象にして、2章で試設計した吊橋及び主塔諸元を基に、吊橋全橋モデルによる非線形動的解析を実施し、吊橋主塔の振動特性を把握すると共に、主塔単独モデルによるプッシュオーバー解析との比較を行い、静的解析であるプッシュオーバー解析の非線形動的応答の再現性について検証する。これにより、プッシュオーバー解析により地震時の耐力・変形特性及び損傷特性を把握して限界状態を設定する妥当性を確認する。

3. 2 主塔単独モデルによるプッシュオーバー解析

(1) 解析概要

図3-1にプッシュオーバー解析に用いた鋼製主塔の解析モデルを示す。解析モデルは、2章で試設計した主塔単独系を対象として、各部材を骨組要素によりモデル化（骨組モデル）した。塔基部の拘束条件は固定とし、塔頂部は実際にはケーブルにより拘束されており、その影響を考慮するため面外方向に弾性支持されているものとして、ケーブル拘束力と等価な線形の水平ばねを塔頂部に取り付けた。ばね定数は、吊橋全体系モデルの塔頂部を面外方向に支点移動させ、塔頂の移動量と塔頂に生じる反力から算出した。面内方向にはケーブルによる拘束は小さいため、水平ばねは付加していない。また、水平材-塔柱接合部は、実橋では十分に補剛することとし、水平材高さ分の塔柱、塔柱幅分の水平材を剛体と仮定した。骨組モデルにはファイバー要素を用い、塔柱の断面分割は、図3-2に示すように、橋軸方向に6分割、橋軸直角方向に4分割とした。また、軸方向の要素分割は、

ダイヤフラム間隔（=3m）としている。鋼材の軸応力-軸ひずみ関係は、図 3-3 に示すように、正負対称のバイリニアとし、2 次勾配は 1 次勾配の 1/100 とした。

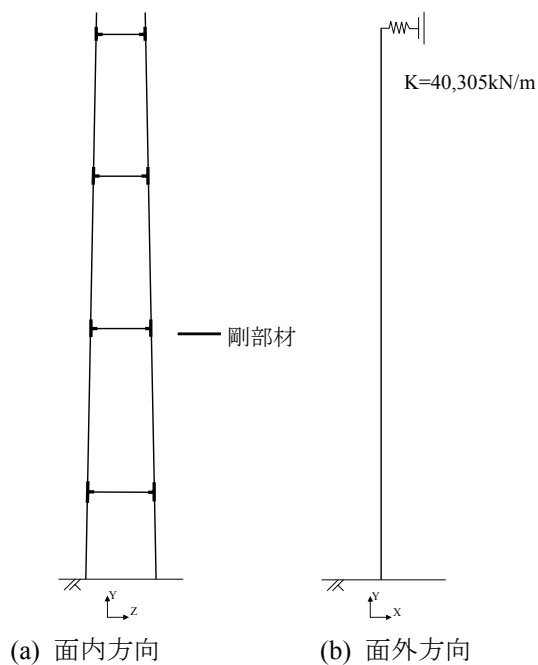


図 3-1 解析モデル（プッシュオーバー解析）

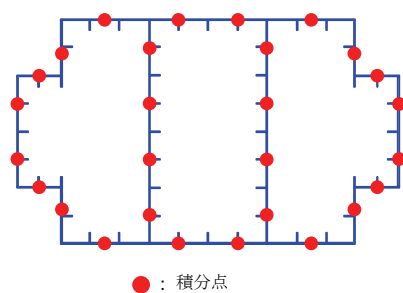


図 3-2 塔柱のファイバー要素分割

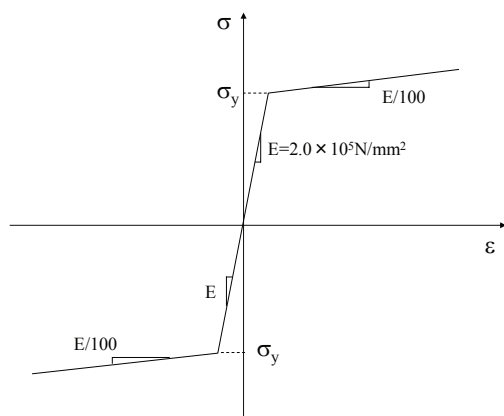
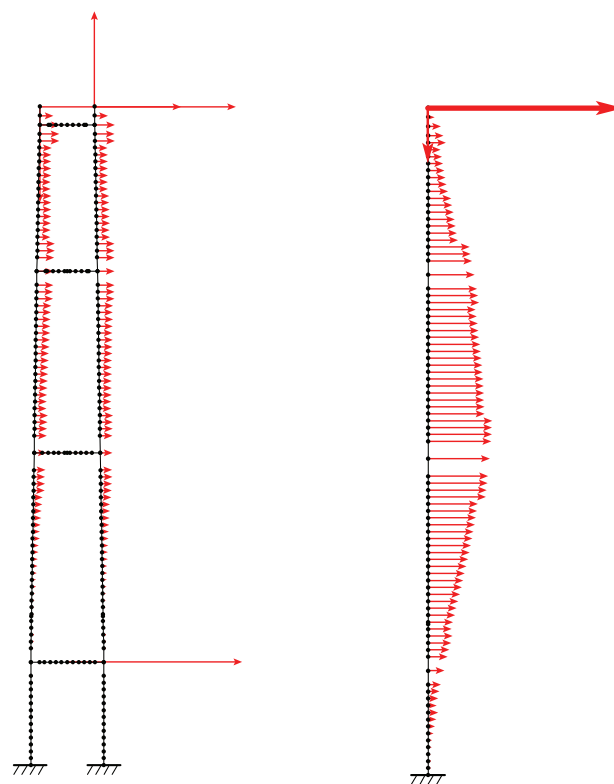


図 3-3 鋼材の応力-ひずみ関係



(a) 面内方向

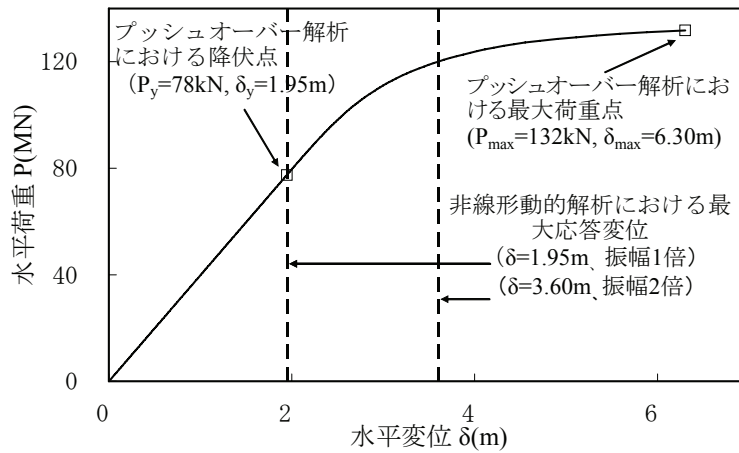
(b) 面外方向

図 3-4 プッシュオーバー解析に用いた地震荷重

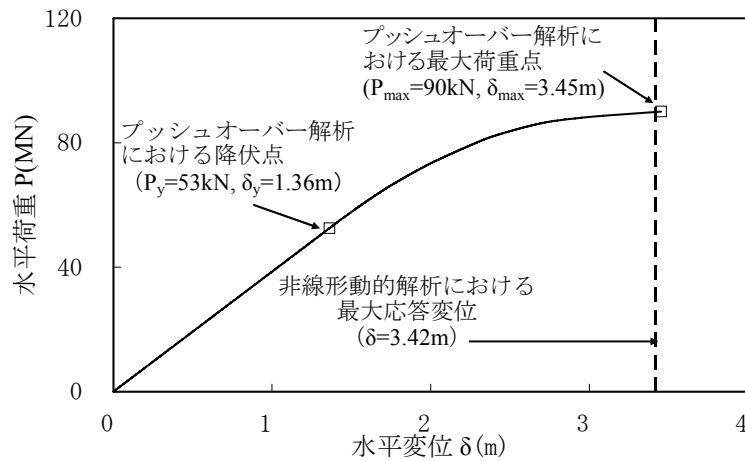
プッシュオーバー解析は、汎用構造解析コードの TDAP を用い、面内・面外方向のそれぞれに対して実施した。解析方法は、主塔の自重とケーブル反力を载荷した状態を初期状態として、この状態から地震荷重を漸増载荷する方法とした。吊橋のようなフレキシブルな橋梁では、材料の非線形性だけでなく幾何学的な非線形性も無視できないため、材料非線形性と有限変位を考慮した弾塑性有限変位解析を行った。地震荷重は、損傷が発生することが予想される塔基部に着目し、吊橋全体系の線形の時刻歴動的解析⁷⁾によって得られた主塔基部の曲げモーメントが最大となる時刻の慣性力分布を用いた。なお、この動的解析には、後述する非線形動的解析と同じ入力地震動を用いている。プッシュオーバー解析に用いた地震荷重を図 3-4 に示す。慣性力は、各節点位置に作用させ、塔頂部分には、塔柱の慣性力に加えてケーブル反力の変動分も载荷した。

(2) 水平荷重－水平変位関係

図 3-5 にプッシュオーバー解析より得られた水平荷重 (P)－水平変位 (δ) 関係を示す。この水平荷重 (P) は、主塔に载荷した荷重の合計値、水平変位 (δ) は、面内方向では塔頂、面外方向では最大変位発生位置（第二・三水平材の中間）での値である。また、図中には、後述する吊橋全橋モデルによる非線形動的解析の最大応答変位も示している。面内



(a) 面内方向



(b) 面外方向

図 3-5 水平荷重－水平変位関係

方向において地震荷重を漸増载荷すると、 $\delta=1.95\text{m}$ で圧縮側塔柱基部の圧縮側フランジが塑性化 ($\delta_y=1.95\text{m}$, $P_y=78\text{kN}$) し、 $\delta=3\text{m}$ 程度を過ぎると主塔全体系として剛性が大きく低下し、 $\delta=6.30\text{m}$ で最大水平荷重 ($P_{\max}$) 132kN に達した。一方、面外方向では、 $\delta=1.36\text{m}$ で第二・三水平材間の塔柱圧縮フランジが塑性化 ($\delta_y=1.36\text{m}$, $P_y=53\text{kN}$) し、 $\delta=2\text{m}$ 程度を過ぎると主塔全体系として剛性が大きく低下し、 $\delta=3.45\text{m}$ で最大水平荷重 ($P_{\max}$) 90kN に達した。なお、この解析結果は、系の剛性が負とならない安定した解が得られる状態までを示している。

3. 3 吊橋全橋モデルによる非線形動的応答解析

(1) 解析概要

図 3-6 に非線形動的解析に用いた解析モデルを示す。解析モデルは、前述のプッシュオーバー解析と同じ鋼製主塔による 2 章の試設計で想定した 3 次元全橋モデルとし、各部材を骨組要素によりモデル化した。主塔のモデル化は、前述のプッシュオーバー解析に用いた骨組モデルと同じであり、ファイバー要素の応力-ひずみ関係硬化則には移動硬化則を適用した。なお、主塔以外の構造要素は線形部材でモデル化しており、主ケーブル、ハンガーロープには軸力のみを伝達するトラス要素、補剛桁には梁要素を用いた。また塔基部は固定としている。

非線形動的解析は、汎用構造解析コードの TDAP を用い、面内・面外方向のそれぞれに対して実施した。解析に用いた入力地震動と加速度応答スペクトルをそれぞれ図 3-7、図 3-8 に示す。本地震動は、架橋計画地点におけるレベル 2 地震動として、経験的グリーン関数法、統計的グリーン関数法及び既往の強震記録等に基づき設定されたものである。なお、面内方向には加速度振幅を 2 倍に増幅した地震動による解析も実施している。解析方法には Newmark- β 法による直接積分法を用いた。また、プッシュオーバー解析と同様に、材料非線形に加えて幾何学的非線形を考慮するため、初期軸力による幾何剛性の影響を考慮した弾塑性線形化有限変位解析を行った。減衰のモデル化は Rayleigh 型減衰を仮定した。Rayleigh 減衰係数 (α , β) は、非線形部材（主塔）、主ケーブル及びハンガーロープには 1%、その他の部材には 2% の減衰定数を与えた解析モデルに対して、ひずみエネルギー比例により算出されるモード減衰定数を基に、有効質量比が大きくなる 2 つのモード（面内方向：1 次と 7 次、面外方向：3 次と 9 次）を選定して設定した。

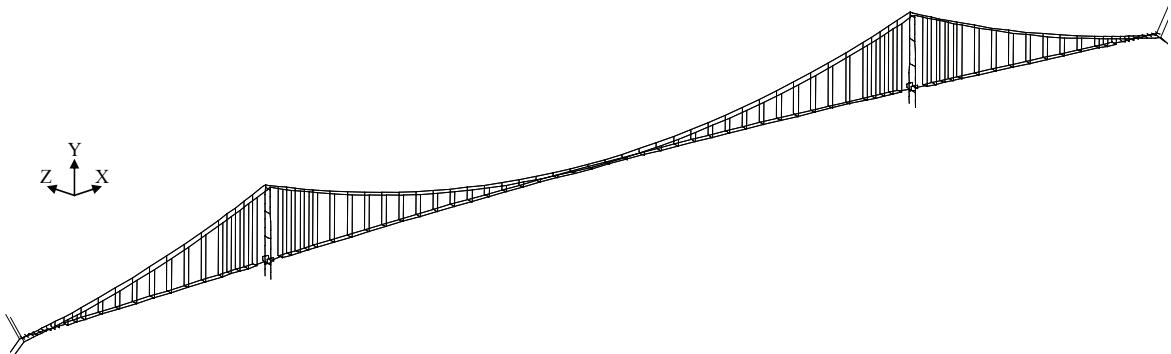


図 3-6 解析モデル（非線形動的解析）

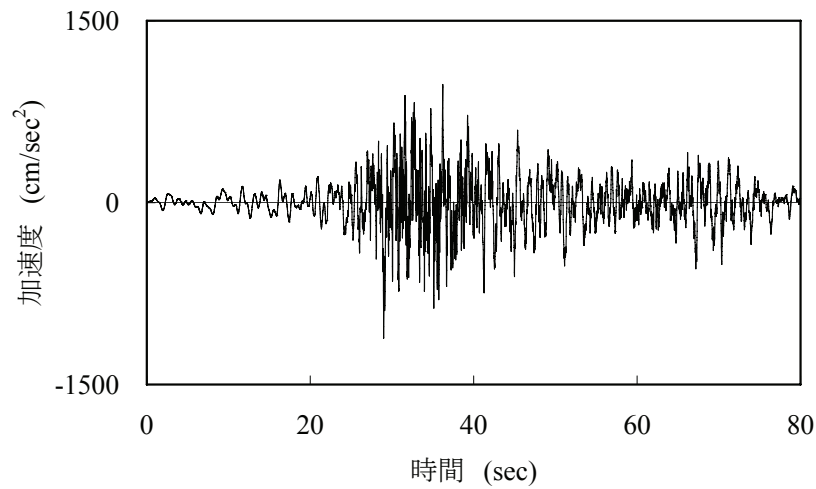


図 3-7 入力地震動

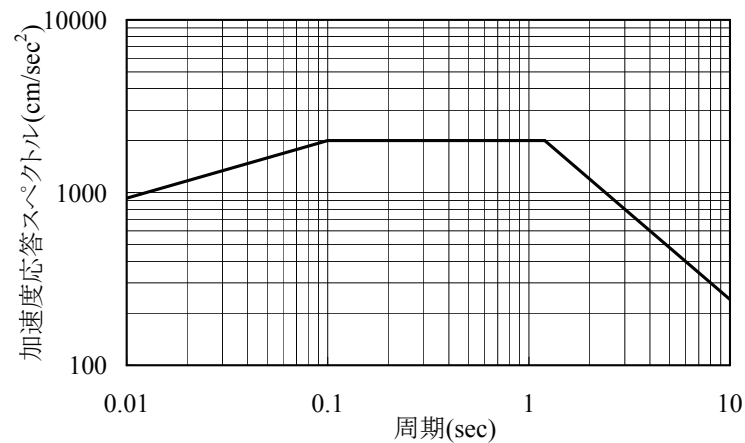


図 3-8 加速度応答スペクトル

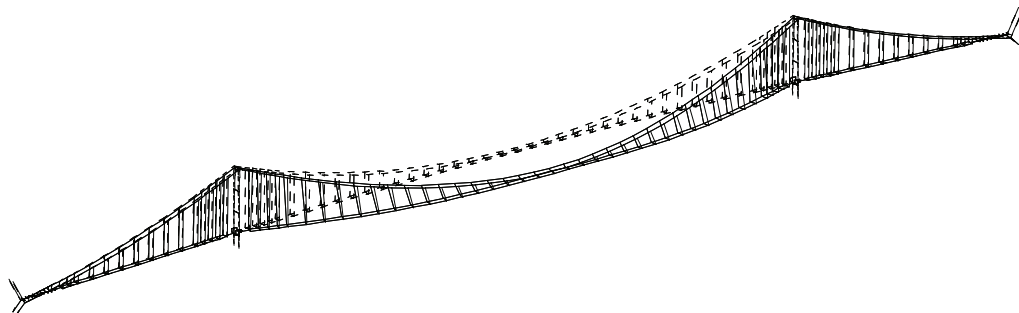
(2) 吊橋全体系の固有振動・地震応答特性

吊橋全橋モデルによる固有振動解析による 1～20 次までの結果と振動モード図をそれぞれ表 3-1、図 3-9 に示す。全体系 1 次の固有振動モードは、中央径間補剛桁が橋軸直角方向に変位するモードであり、固有周期は 26.85 秒と長い。全体系 2 次は、中央径間補剛桁が鉛直に撓む（逆対称 1 次）モード、全体系 3 次は、中央径間補剛桁の鉛直たわみとスウェイが連成するモード、というように低次モードでは、主に補剛桁、ケーブルの振動が卓越するモードが続く。主塔の変形が卓越する振動モードは、他の構造要素と連成するため補剛桁の振動モードのように明確には現れないが、面内方向で全体系 19 次（固有振動数：0.176Hz）と 62 次（固有振動数：0.442Hz）、面外方向で全体系 60 次（固有振動数：0.433Hz）に現れる。図 3-10 にこれら主塔の変形が卓越する固有振動モードを示す。なお、この図で

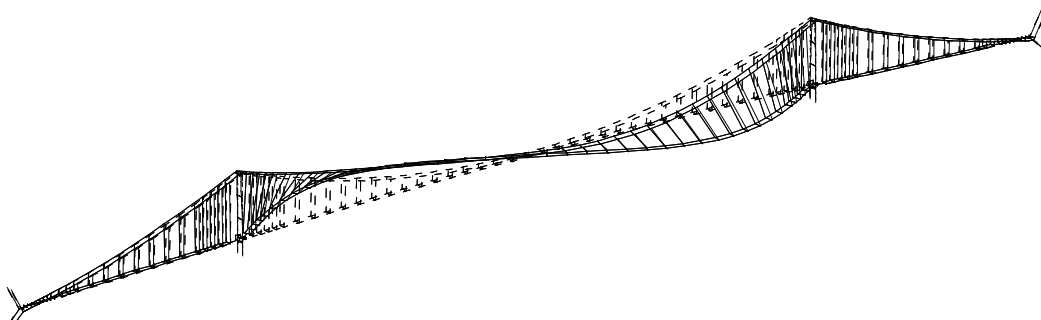
は主塔部分を抜き出した形で示している。面内方向の 19 次と 62 次は、何れも塔頂の変位が最大となるようにたわみ変形するモードで形状が似ている。一方、面外方向の 60 次は、塔頂がケーブルで拘束されている影響により、塔中間部の変位が最大となるモード形状となっている。

表 3-1 固有値解析結果

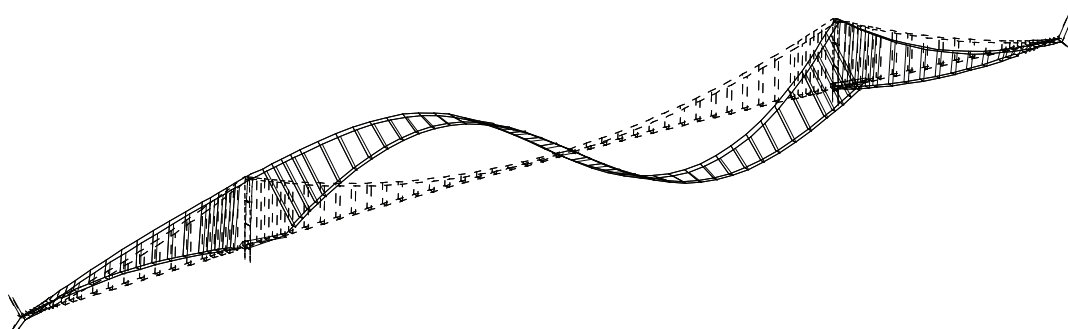
MODE	固有振動数 (1/sec)	固有周期 (sec)	有効質量比		
			面外方向 (橋軸方向)	面内方向 (橋軸直角方向)	鉛直方向
1	0.037	26.85	0.000	0.367	0.000
2	0.066	15.08	0.000	0.000	0.000
3	0.072	13.92	0.113	0.000	0.000
4	0.073	13.66	0.000	0.000	0.045
5	0.084	11.88	0.185	0.000	0.000
6	0.086	11.69	0.000	0.000	0.010
7	0.086	11.61	0.000	0.231	0.000
8	0.086	11.61	0.000	0.000	0.000
9	0.098	10.17	0.181	0.000	0.000
10	0.103	9.72	0.000	0.016	0.000
11	0.117	8.54	0.000	0.000	0.009
12	0.118	8.50	0.065	0.000	0.000
13	0.145	6.90	0.000	0.000	0.000
14	0.147	6.79	0.000	0.000	0.532
15	0.156	6.41	0.000	0.000	0.000
16	0.157	6.35	0.001	0.000	0.000
17	0.165	6.08	0.000	0.000	0.000
18	0.171	5.85	0.000	0.000	0.000
19	0.176	5.69	0.000	0.062	0.000
20	0.178	5.62	0.000	0.000	0.000



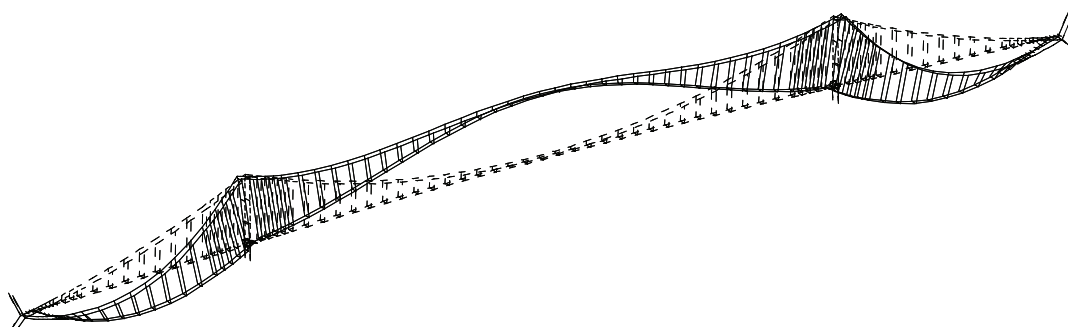
(a) 1 次



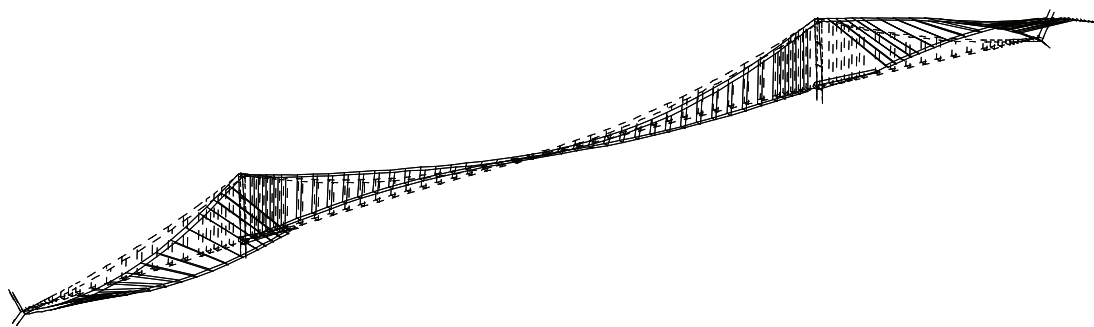
(b) 2 次



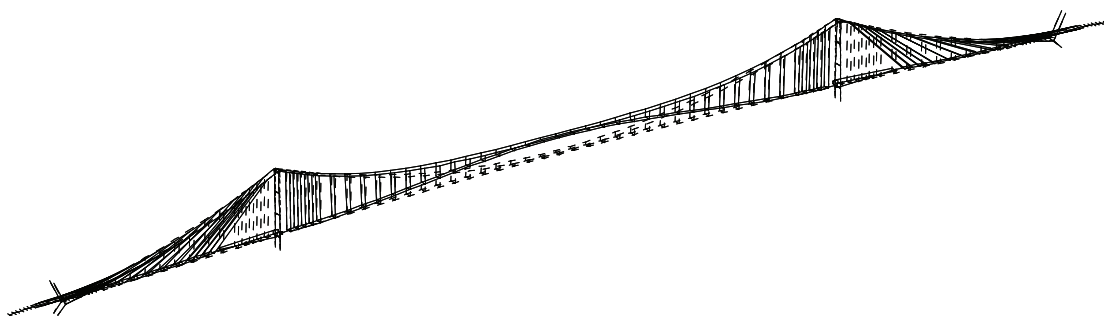
(c) 3 次



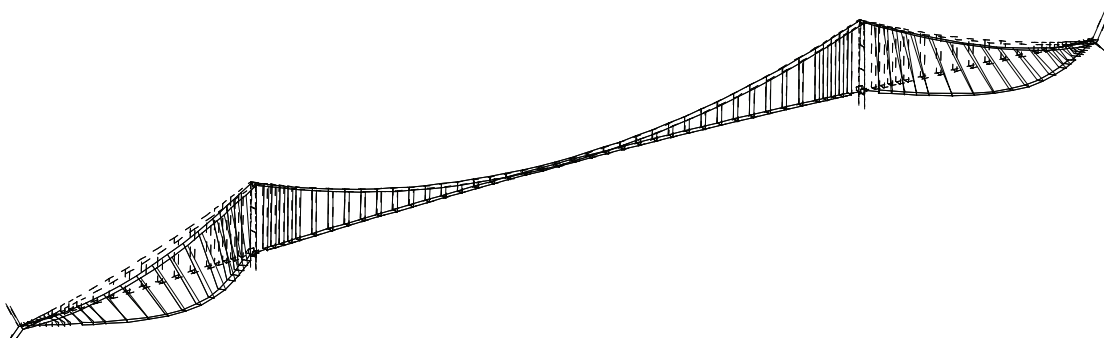
(d) 4 次



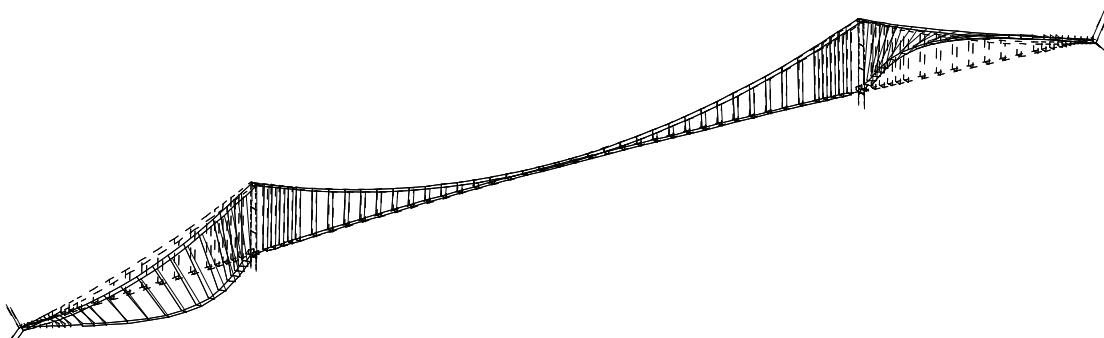
(e) 5 次



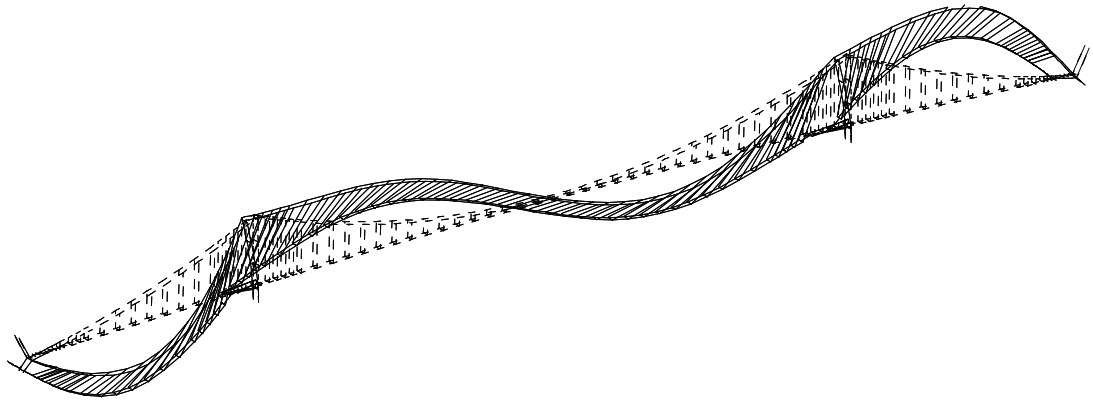
(f) 6 次



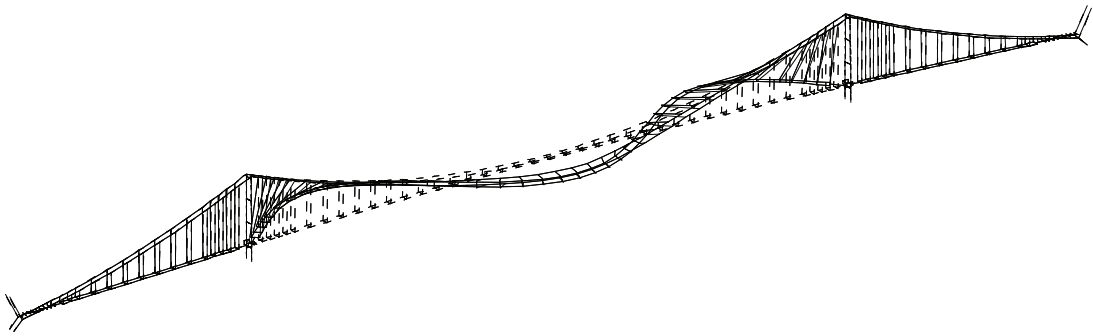
(g) 7 次



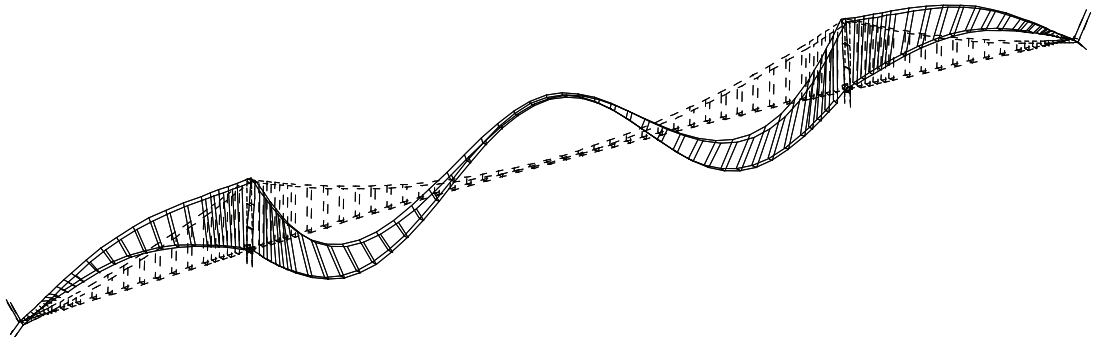
(h) 8 次



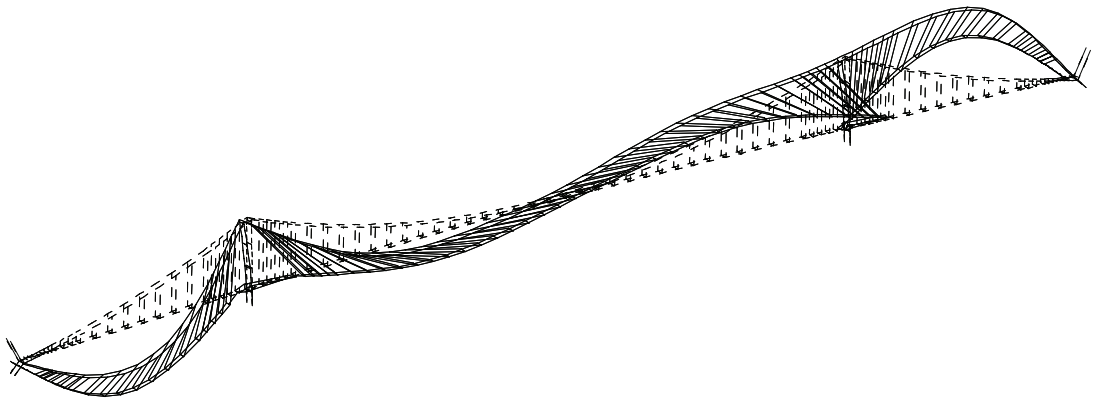
(i) 9 次



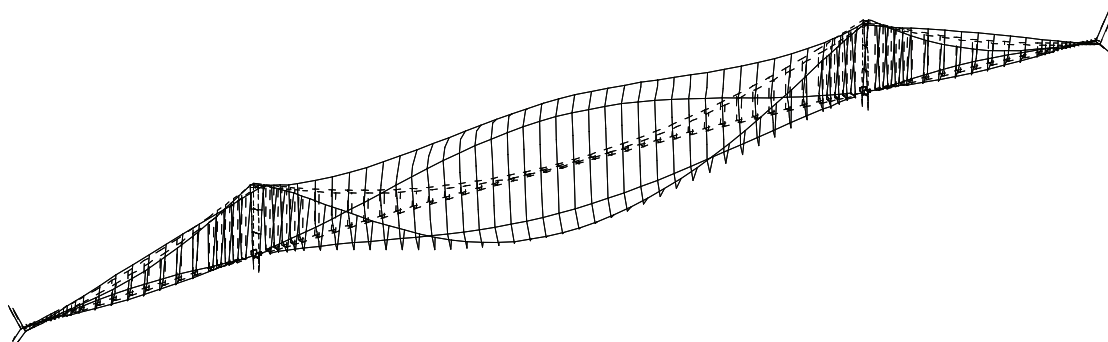
(j) 10 次



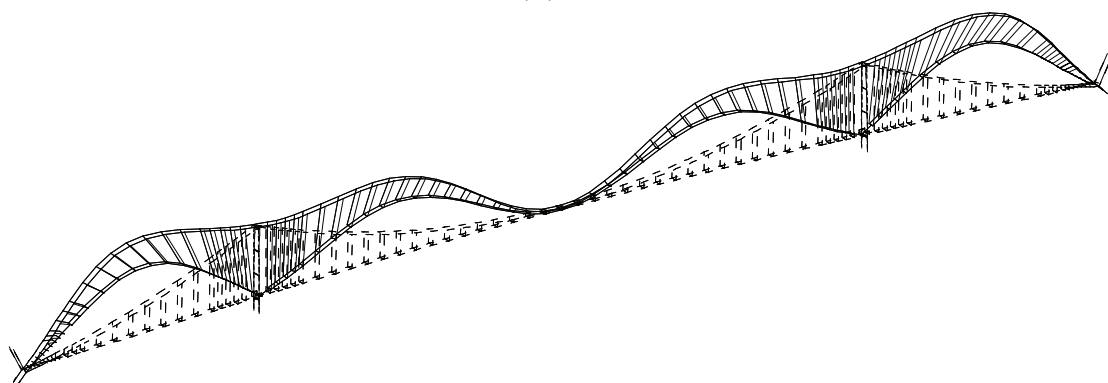
(k) 11 次



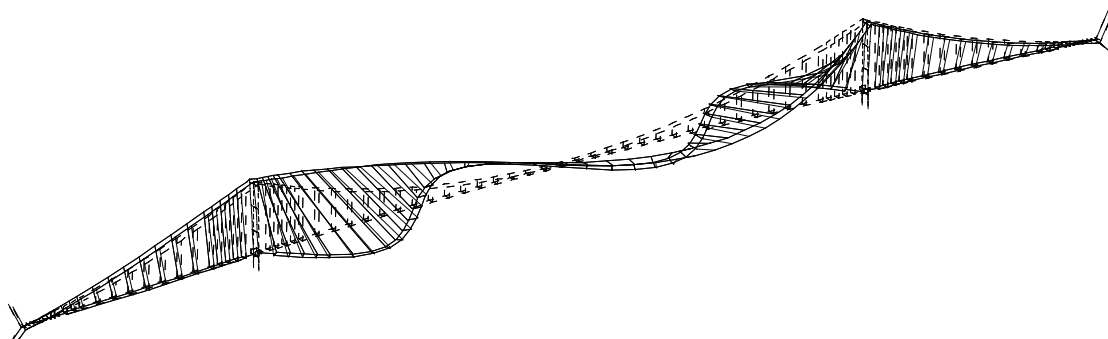
(l) 12 次



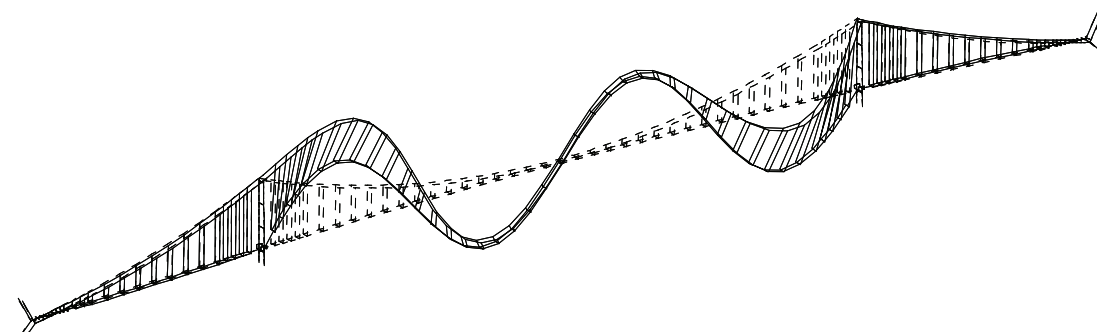
(m) 13 次



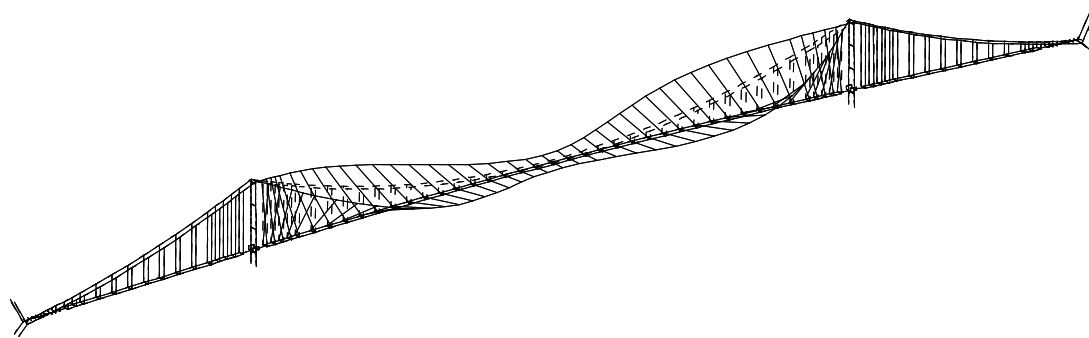
(n) 14 次



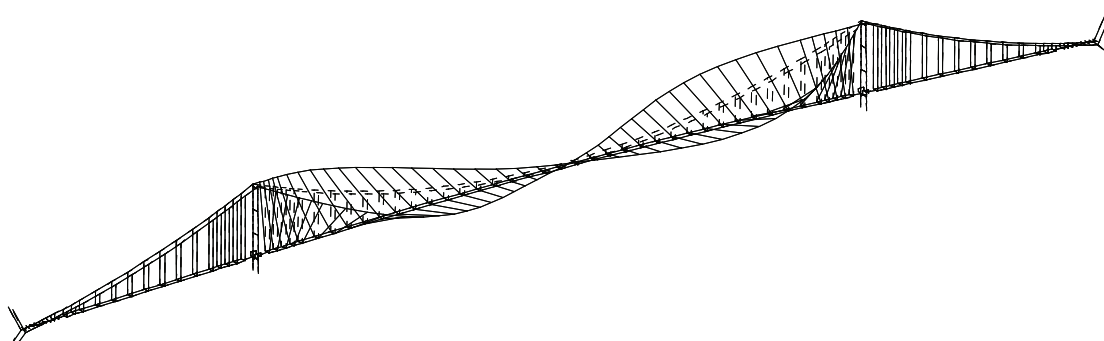
(o) 15 次



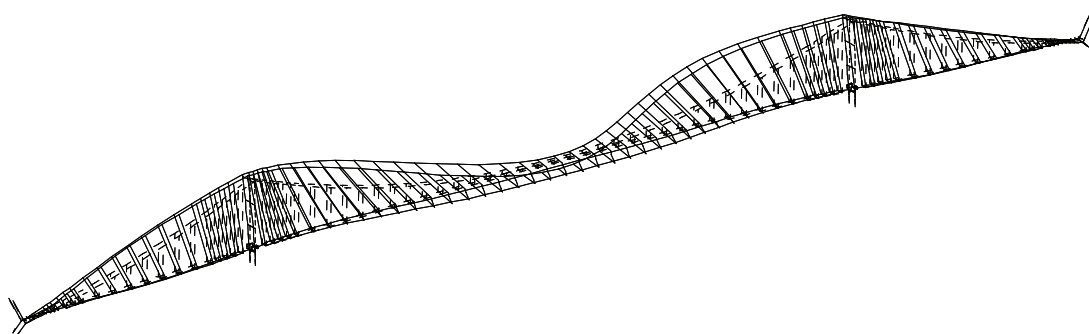
(p) 16 次



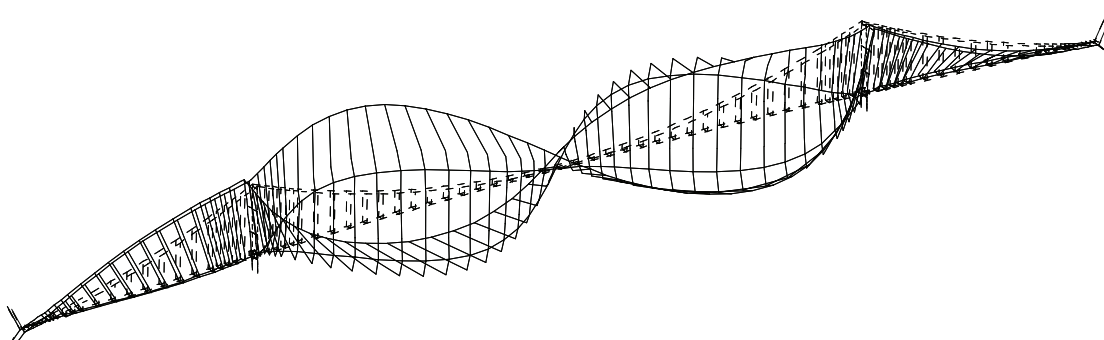
(q) 17 次



(r) 18 次



(s) 19 次



(t) 20 次

図 3-9 振動モード図

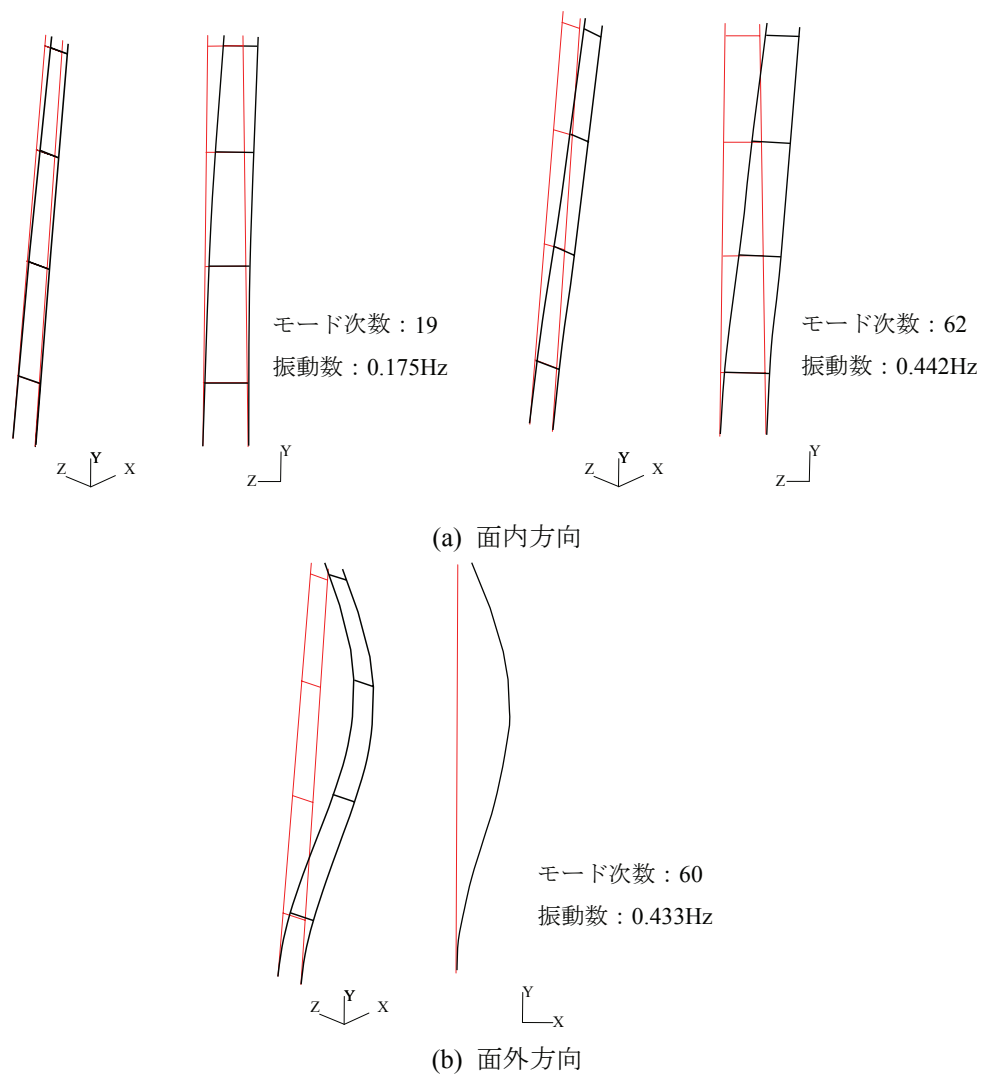
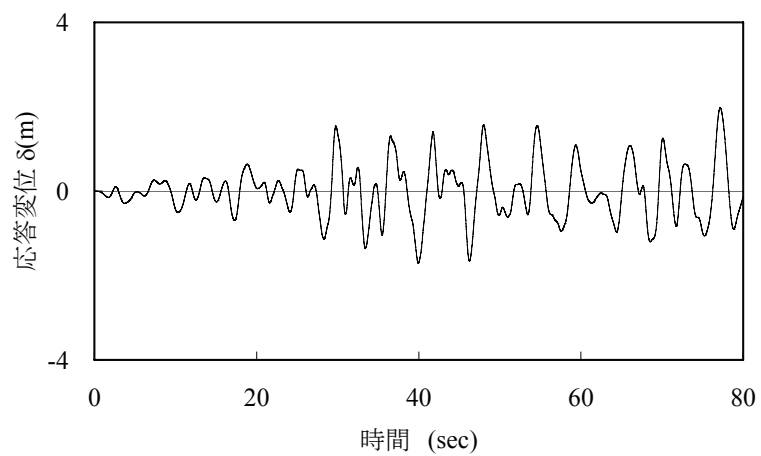
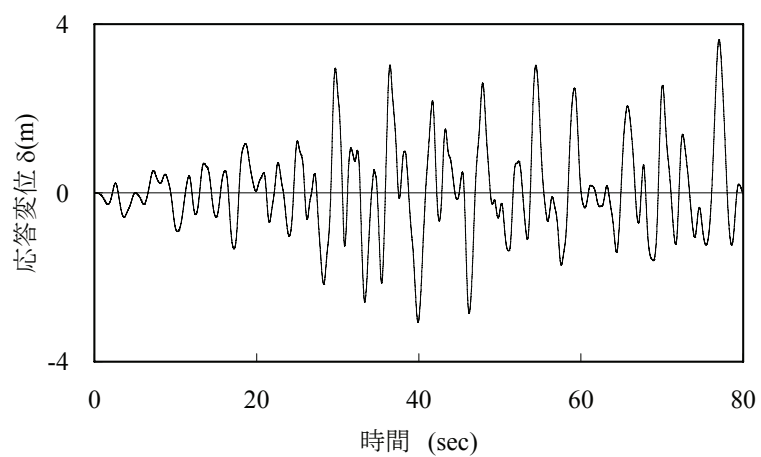


図 3-10 主塔振動モード図

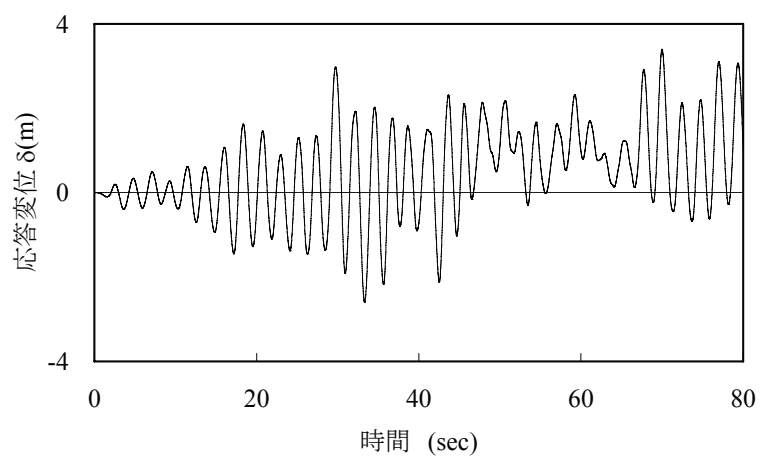
図 3-11 に主塔の応答変位波形、図 3-12 に各応答変位波形の 0 秒～40.96 秒間及び 39.04～80 秒間のフーリエスペクトルを示す。なお、面内方向は、加速度振幅 1 倍及び 2 倍の両方の結果を示している。また、主塔の応答変位 (δ) は、プッシュオーバー解析における算出位置と同じで、面内方向では塔頂、面外方向では第二・三水平材の間での水平変位である。図 3-12 及び図 3-5 より、最大応答変位は、面内方向で 1.95m、加速度振幅 2 倍のケースで 3.60m となり、プッシュオーバー解析の降伏変位 (δ_y) のそれぞれ 1.0、1.8 倍、面外方向で 3.42m と δ_y の 2.5 倍になり、面内方向の加速度振幅 2 倍及び面外方向のケースでは大きく非線形領域に入っていることがわかる。また、図 3-12 より、前半の 0 秒～40.96 秒間では、面内方向の応答は全体系 19 次（固有振動数：0.175Hz）と全体系 62 次（固有振動数：0.442Hz）の振動モード、面外方向の応答は全体系 60 次（固有振動数：0.433Hz）の振動モードが支配的であるが、後半の 39.04～80 秒間では主塔の塑性化により長周期化している様子がわかる。



(a) 面内方向 (振幅 1 倍)

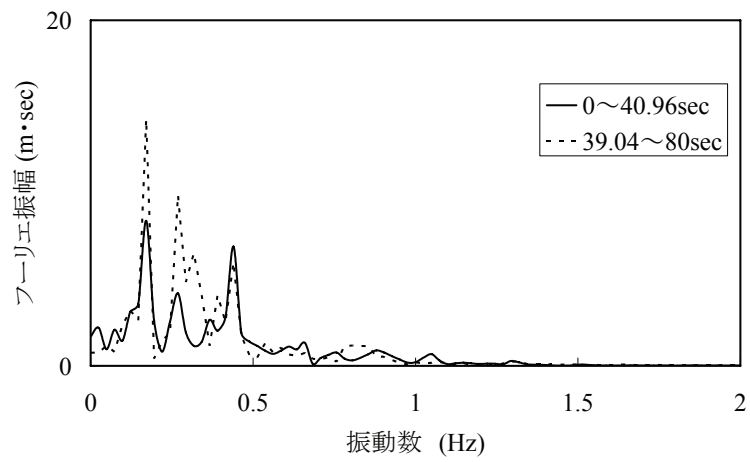


(b) 面内方向 (振幅 2 倍)

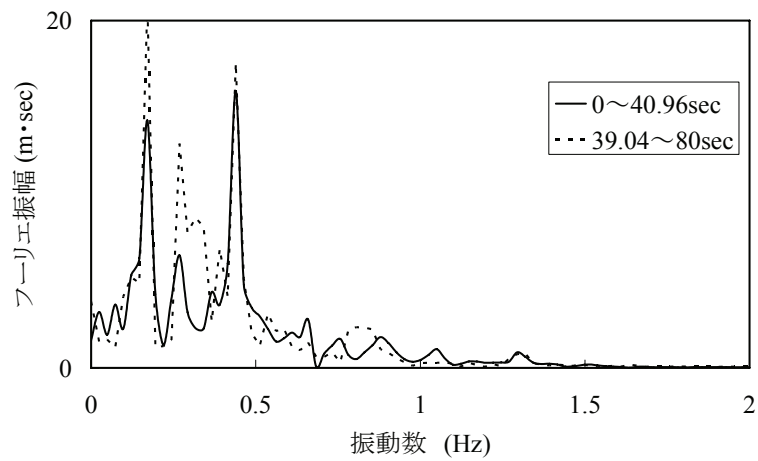


(c) 面外方向

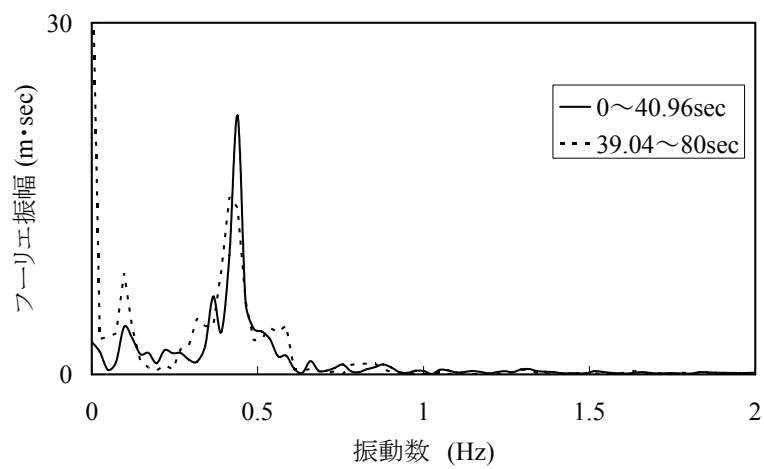
图 3-11 応答変位波形



(a) 面内方向 (振幅 1 倍)



(b) 面内方向 (振幅 2 倍)



(c) 面外方向

図 3-12 応答変位波形のフーリエスペクトル

3. 4 非線形動的解析とプッシュオーバー解析の比較

ここでは、変形状態、損傷過程及び発生ひずみの観点からプッシュオーバー解析と非線形動的解析の比較を行う。

図 3-13 に非線形動的解析最大応答変位時の非線形動的解析とプッシュオーバー解析との変形状態の比較（変形倍率：15 倍）を示す。この図に示すとおり、面内、面外方向ともプッシュオーバー解析と動的解析ではほぼ同じ変形状態となっている。

図 3-14 に損傷過程の非線形動的解析とプッシュオーバー解析との比較を示す。図中の黒く塗りつぶされた箇所が、塑性化した部材である。なお、面内方向は、加速度振幅 1 倍のケースでは殆ど塑性化する部材が発生しなかったため、加速度振幅 2 倍のケースのみを示している。非線形動的解析による損傷は、面内方向では、 $\delta=2.60\text{m}$ で第一・第二水平材の端部、塔基部及び水平材取付け近傍の塔柱で塑性域が発生し、非線形動的解析最大応答変位時の $\delta=3.60\text{m}$ では第三・四水平材まで損傷領域が拡大していく。面外方向では塔基部あるいは第三水平材下側付近に塑性域が発生し、非線形動的解析最大応答変位時の $\delta=3.43\text{m}$ では塑性域の範囲は高さ方向の半分まで広がっていく。一方、プッシュオーバー解析による損傷領域も、この図に示す通り、何れの方角においても非線形動的解析とほぼ同じ箇所、範囲で進展して行く様子がわかる。

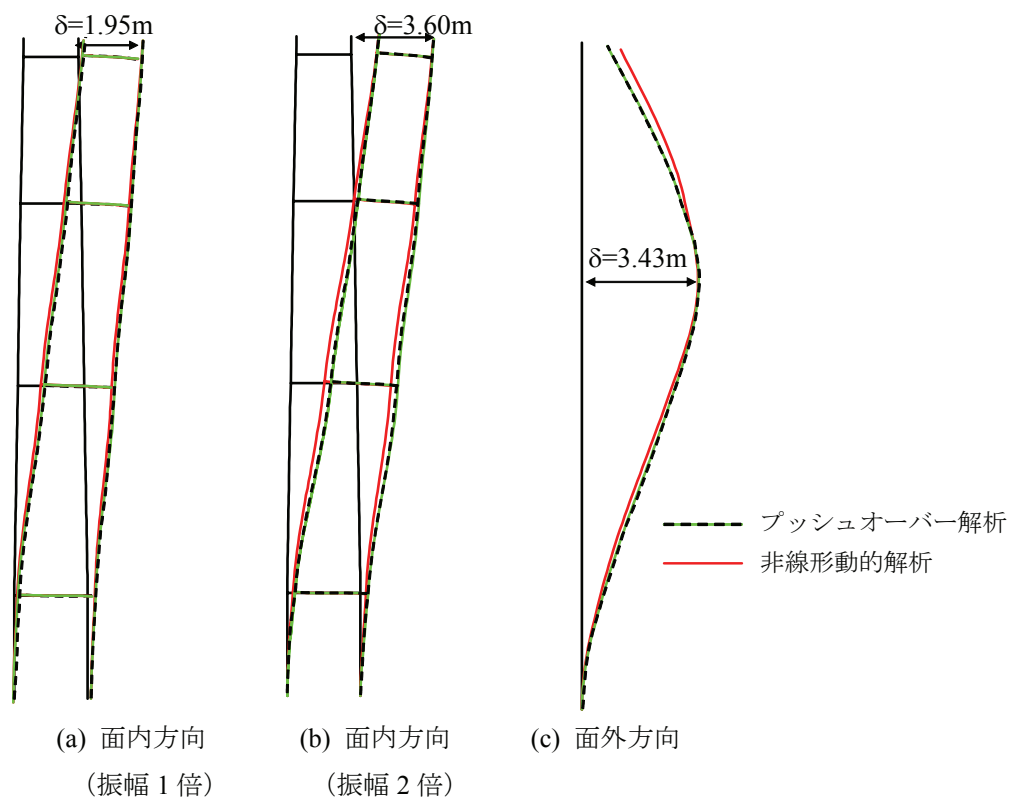
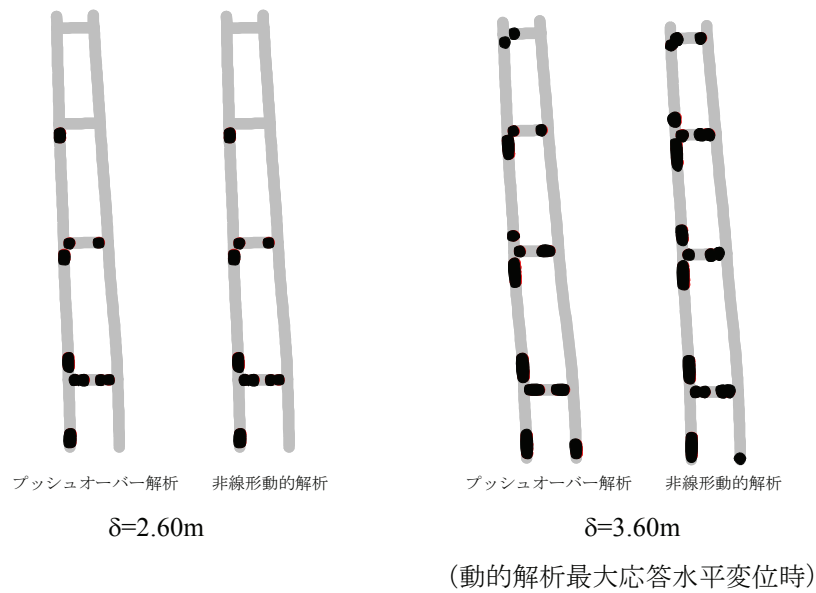
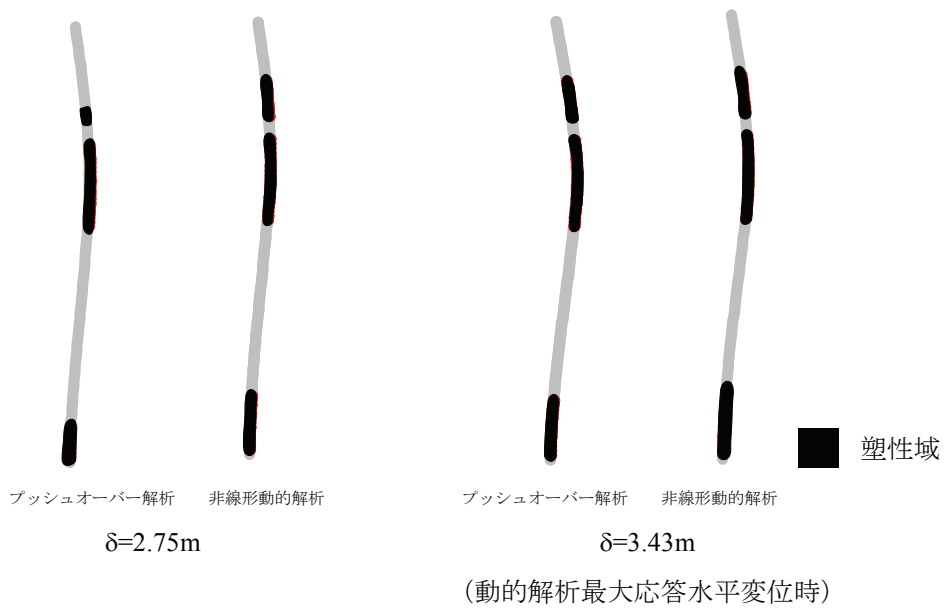


図 3-13 変形状態の比較



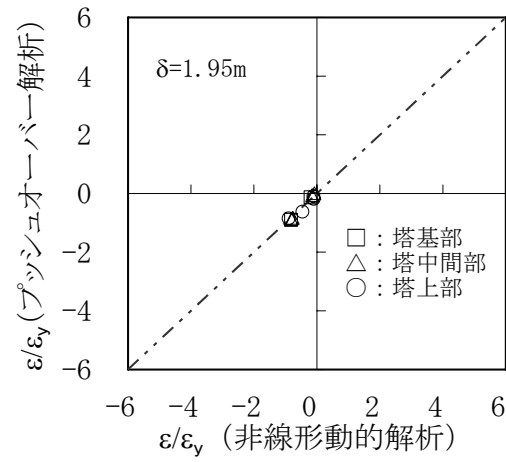
(a) 面内方向 (振幅 2 倍)



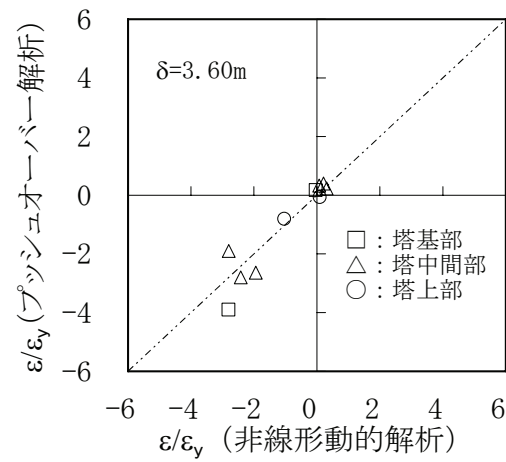
(b) 面外方向

図 3-14 損傷過程の比較

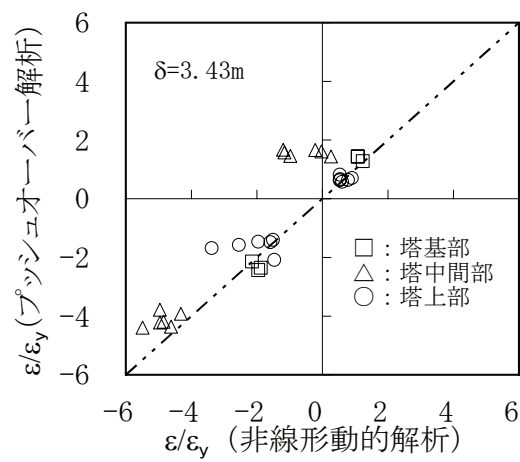
図 3-15 に非線形動的解析最大応答変位時の非線形動的解析とプッシュオーバー解析との主塔各部の応答ひずみの比較を示す。なお、この応答ひずみは、図 3-16 に示す各部材（面内方向では圧縮側塔柱）のそれぞれ圧縮と引張フランジ積分点の平均値（高さ方向には部材両端のひずみを平均している）であり、降伏ひずみ ϵ_y で無次元化している。また、正負記号は、正が引張、負が圧縮を示す。面内方向の振幅 1 倍のケースでは、非線形動的解析、



(a) 面内方向 (振幅 1 倍)



(b) 面内方向 (振幅 2 倍)



(c) 面外方向

図 3-15 応答ひずみの比較

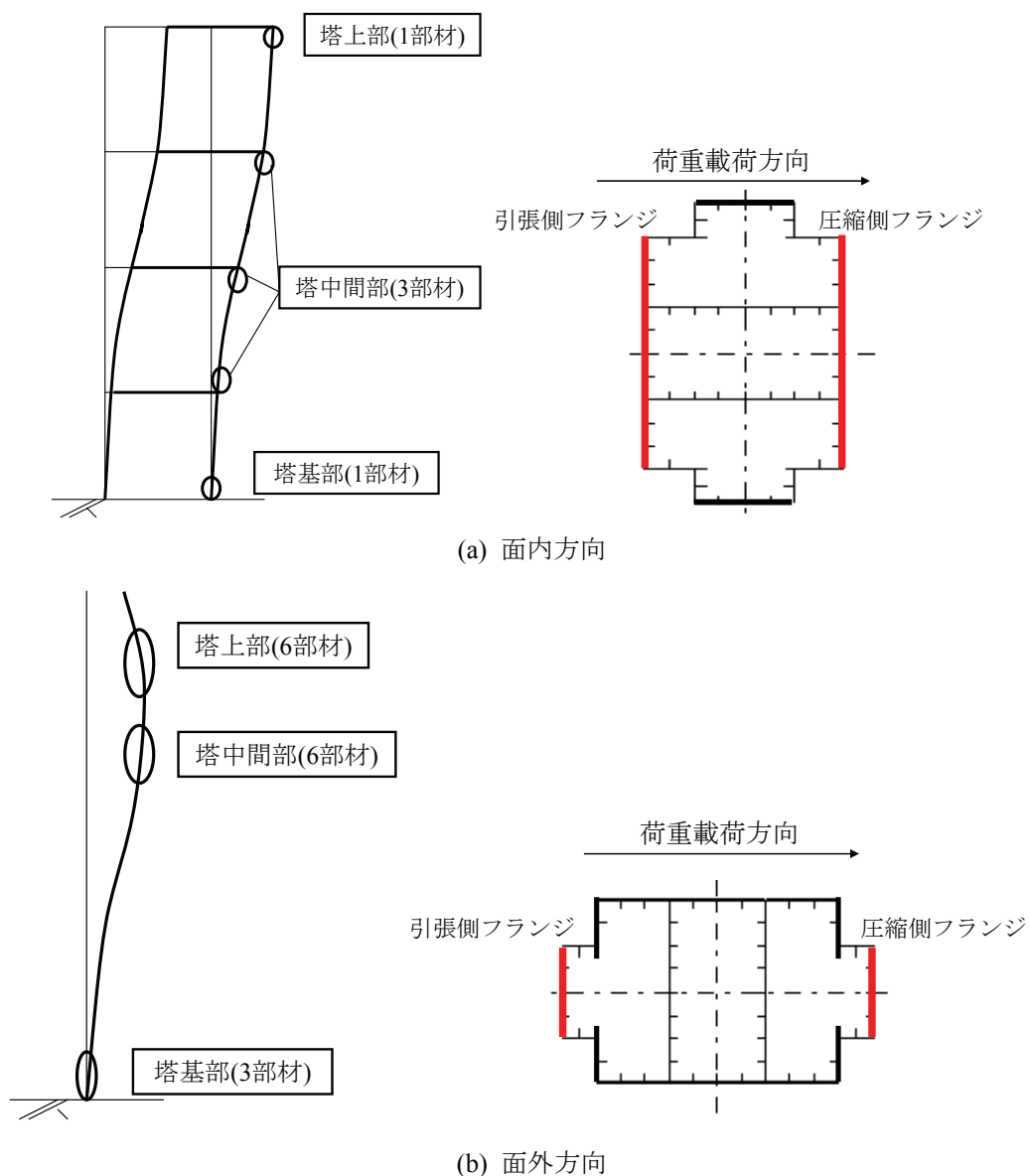


図 3-16 応答ひずみの算出位置

プッシュオーバー解析何れのケースにおいても圧縮フランジで最大 $1 \varepsilon_y$ 程度のひずみが発生した。面内方向の振幅 2 倍のケースでは、塔基部圧縮フランジで $3 \varepsilon_y$ 程度（非線形動的解析）及び $4 \varepsilon_y$ 程度（プッシュオーバー解析）、塔中間部圧縮フランジで $2 \sim 3 \varepsilon_y$ 程度（非線形動的解析、プッシュオーバー解析）のひずみが発生し、両解析何れにおいてもほぼ同様なひずみが発生している。さらに、面外方向でも、非線形動的解析の交番荷重載荷により発生した累積ひずみの影響により、引張側フランジの一部で正負の符号が逆転している部材も見受けられるが、耐震性能照査を行う上で問題となる圧縮フランジでは、塔中間部で $4 \sim 5 \varepsilon_y$ 程度（非線形動的解析、プッシュオーバー解析）、塔基部と塔上部で $2 \sim 3 \varepsilon_y$ 程度（非線形動的解析、プッシュオーバー解析）と、両解析で概ね同程度の応答ひずみとなっている。

以上のように、鋼製主塔を対象に、変形状態、損傷過程及び発生ひずみの観点からプッシュオーバー解析と非線形動的解析の比較を行った結果、何れにおいても両解析の結果はほぼ同等となった。従って、動的解析によって得られた主塔基部の曲げモーメントが最大となる時刻の慣性力分布を用いた主塔単独モデルのプッシュオーバー解析により、概ね吊橋全橋モデルによる吊橋主塔の非線形動的応答が再現できたと言える。これは、図 3-11、3-12 に示す様に、非線形動的応答に対してほぼ基本振動モードの影響が支配的であり、大きく 2 つの卓越振動数が現れた面内方向においても、図 3-10 に示す様に、何れのモード形状も類似していたことから、単一のモードを想定したプッシュオーバー解析で対応できたものと考えられる。

また、吊橋鋼製主塔の損傷特性は、前述のように、面内方向では水平材及び水平材取付け近傍の塔柱、面外方向では塔基部及び塔中間部の損傷が顕著となった。ここでは、塔基部の損傷に着目し、動的解析によって得られた主塔基部の曲げモーメントが最大となる時刻の慣性力分布を用いたプッシュオーバー解析を実施したが、面外方向では塔基部より塔中間部の損傷が卓越し、図 3-15 に示すように、動的解析最大応答水平変位時には塔中間部で塔基部の 2 倍程度の応答ひずみが発生しており、塔基部だけではなく塔中間部における損傷にも注意が必要であることが分かった。そこで、塔中間部の損傷に着目し、塔中間部の曲げモーメントが最大となる慣性力分布も算出したところ、図 3-17 に示すように、塔基部に着目した慣性力分布とほぼ同じになった。従って、本研究では慣性力分布に着目した検討は実施していないが、面外方向において損傷が卓越する塔中間部に着目した慣性力分布によるプッシュオーバー解析でも非線形動的応答を追跡できると推察される。

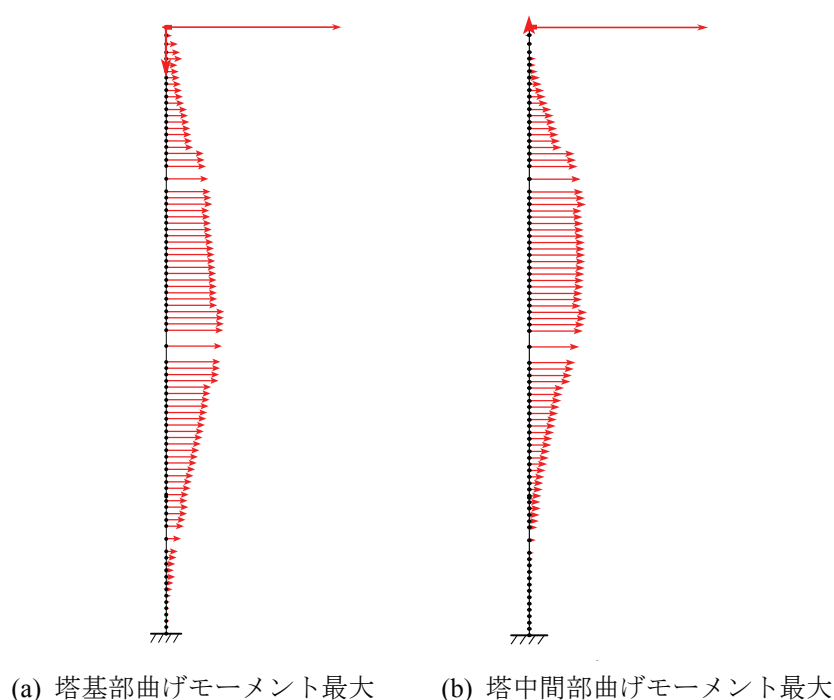


図 3-17 慣性力分布の比較

さらに、プッシュオーバー解析には主塔単独モデル（塔頂の境界条件として橋軸方向：ばね支持、橋軸直角方向：拘束無し）を用いたが、そのモデル化の妥当性、つまり、ここで用いた主塔単独モデルにより全橋モデルに基づく主塔の応答を再現できることが確認できたものと考えられる。なお、ここで実施した吊橋全橋モデルによる動的解析は、これまでの実橋における動態観測結果に基づくシミュレーション解析により、概ねその妥当性は検証されている（例えば、兵庫県南部地震時の大鳴門橋⁸⁾）。

3. 5 まとめ

本章では、これまでの国内の長大吊橋で採用されている鋼製主塔を対象に、吊橋全橋モデルによる非線形動的解析を実施し、吊橋主塔の振動特性を把握した。さらに、塔基部に着目した地震力を用いた主塔単独モデルによるプッシュオーバー解析を実施して、変形状態、損傷過程及び発生ひずみの観点から両解析の比較を行い、静的解析であるプッシュオーバー解析の非線形動的応答の再現性について検証を行った。

以下に本章で得られた主な知見を示す。

- (1) 吊橋全体系の低次モードでは、主に補剛桁、ケーブルの振動が卓越するモードが続き、主塔の変形が卓越する振動モードは面内方向で全体系 19 次（固有振動数：0.176Hz）と 62 次（固有振動数：0.442Hz）、面外方向で全体系 60 次（固有振動数：0.433Hz）に現れ、主塔の動的応答にはこれら振動モードの影響が大きいことがわかった。また、非線形動的解析において、主塔の塑性化により、これら卓越振動数が変化する傾向が確認できた。
- (2) 変形状態、損傷過程及び発生ひずみの観点からプッシュオーバー解析と非線形動的解析の比較を行ったところ、何れにおいても両解析の結果はほぼ同等となることが分かった。
- (3) 損傷特性は、面内方向では水平材及び水平材取付け近傍の塔柱、面外方向では塔基部及び塔中間部の損傷が顕著となった。面外方向では、塔基部より塔中間部の損傷が卓越し、非線形動的解析最大応答変位時には塔中間部で塔基部の 2 倍程度の応答ひずみが発生しており、塔基部だけではなく塔中間部における損傷にも注意が必要であることが分かった。
- (4) 面外方向において、塔基部及び塔中間部に着目した慣性力分布はほぼ同じになった。
- (5) 以上より、主塔基部の曲げモーメントが最大となる時刻の慣性力分布を用いたプッシュオーバー解析により、概ね吊橋主塔の非線形動的応答が再現できることを明らかにし、プッシュオーバー解析により地震時の耐力・変形特性及び損傷特性を把握して限界状態を設定する妥当性が確認できた。また、プッシュオーバー解析に用いた主塔単独モデルの妥当性が確認できた。

参考文献（３章）

- 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
- 2) Priestly, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. : Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, Inc., 1996
- 3) 宇佐美勉、鄭沂、葛漢彬：Pushover 解析と等価 1 自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震設計法、土木学会論文集 No.626/I-48、pp.231-240、2004.1
- 4) 宇根寛、川島一彦、庄司学：プッシュオーバーアナリシスによるラーメン橋の解析、構造工学論文集 vol.45A、pp.947-956、1999
- 5) 葛漢彬、宇佐美勉、路志浩：鋼橋の耐震性能照査法に関する一考察 ―アーチ橋による変位照査法の適用限界の検討―、橋梁と基礎、pp.37-43、建設図書、2005.5
- 6) 沈赤、矢部正明：鋼斜張橋の耐震性評価の一提案、第 3 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計の応用に関する論文集、pp.183-190、2000
- 7) 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検討、土木学会地震工学論文集、Vol.27、2003.12
- 8) 吉田修：兵庫県南部地震による大鳴門橋の動態観測値と応答解析値の比較分析、鋼構造論文集 Vol.6 No.22、pp41-56、1999.6

4 章 プッシュオーバー解析による吊橋主塔の耐力・変形特性及び損傷特性に関する検討

4. 1 まえがき

3 章では、鋼製主塔を対象に、吊橋全橋モデルによる非線形動的解析とプッシュオーバー解析との比較を行い、プッシュオーバー解析により概ね吊橋主塔の非線形動的応答が再現できることを明らかにし、プッシュオーバー解析により地震時の耐力・変形特性及び損傷特性を把握して限界状態を設定する妥当性を確認した。

本章では、2 章で中央径間 2250m の長大吊橋を想定して試設計した鋼製主塔、RC 主塔及び CFT 主塔の 3 種類の主塔形式に対して、3 章と同じ手法を用いてプッシュオーバー解析を行い、耐力・変形特性及び主塔各部の損傷特性の評価及びそれらの各主塔形式における比較を行う。また、鋼製主塔については、骨組みモデルに加え、板要素の局部座屈挙動を再現するためにシェルモデルによる解析も実施し、解析モデルによる違いが耐力・変形特性及び損傷特性に及ぼす影響について評価する。さらに、CFT 主塔について、耐力・変形性能向上策として、斜材断面を増加、あるいは斜材をシアリンクに置き換えたモデルに対してプッシュオーバー解析を実施し、その改善効果について評価する。最後に、これら結果を基に、7 章において、安全性・供用性・修復性の観点から、大規模地震時に長大吊橋主塔が保有すべき耐震性能、その耐震性能に応じた限界状態（許容できる損傷度）について提案を行う。

4. 2 吊橋主塔単独モデルによるプッシュオーバー解析

(1) 解析概要

プッシュオーバー解析は、汎用構造解析コードの TDAP（骨組みモデル）及び汎用 FEM コードの ABAQUS（鋼製主塔のシェルモデル）を用い、面内・面外方向のそれぞれに対して実施した。解析方法は、3 章で実施した解析と同様に、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、この状態から地震荷重を漸増載荷する方法とし、材料及び幾何学的非線形性を考慮した複合非線形解析を行った。地震荷重も 3 章と同様に、吊橋全体系の線形の時刻歴動的解析によって得られた主塔基部の曲げモーメント（CFT 主塔に対しては基部外側の CFT 軸力）が最大となる時刻の慣性力分布を用いた。

各主塔形式の解析モデルを図 4-1 に示す。解析モデルは、3 章におけるプッシュオーバー解析に用いた解析モデルと同様に、2 章で試設計した諸元に基づく主塔単独系を対象として、各部材を骨組要素によりモデル化（骨組モデル）した。塔頂部には、ケーブルにより拘束の影響を考慮した水平ばねを橋軸方向に取り付けるとともに、水平材－塔柱接合部は、水平材高さ分の塔柱、塔柱幅分の水平材を剛体と仮定した。なお、鋼製主塔は薄板要素が組み合わされて構成されており、局部座屈挙動が鋼製主塔の耐震性能を大きく支配することが想定されたため、薄板集成構造の精緻な挙動を解析するために、シェル要素を用いた解析モデル（シェルモデル）による解析も併せて実施した。

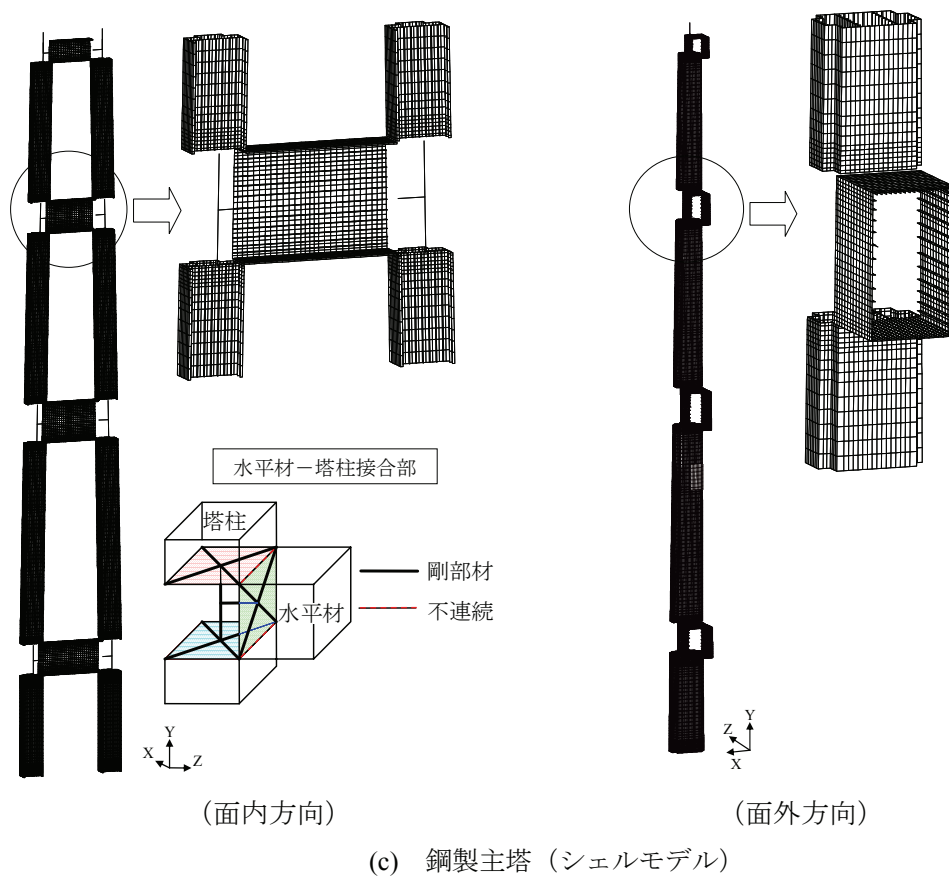
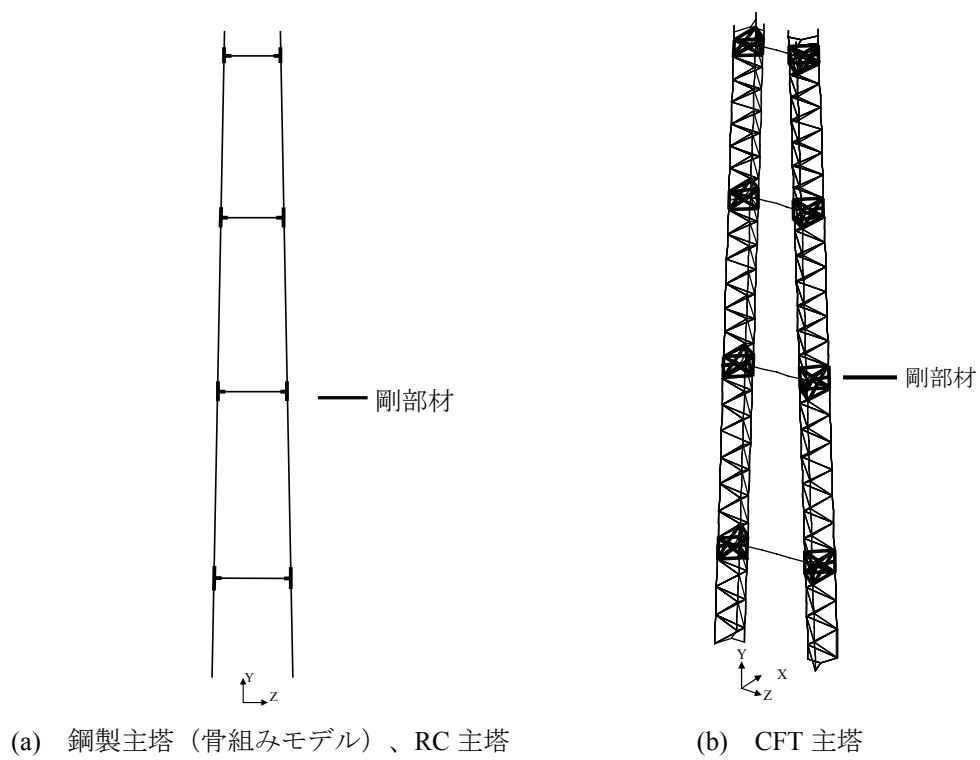


図 4-1 解析モデル

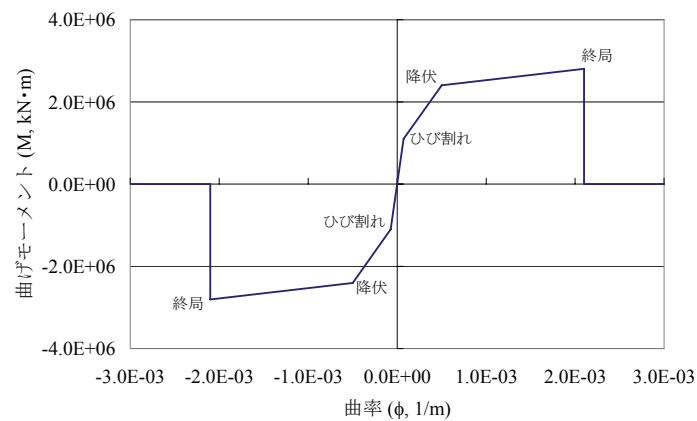
以下に、各主塔形式の解析モデルの概要を示す。

① 鋼製主塔

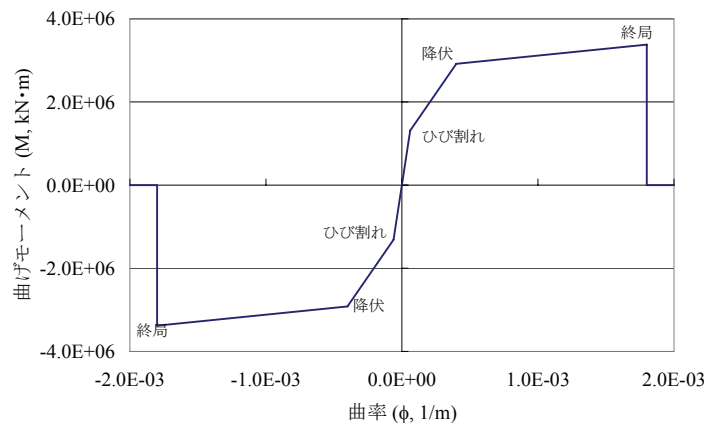
鋼製主塔では、骨組モデルは3章の検討で使用了モデルと同一のものを用了。シェルモデルでは、上述の水平材－塔柱接合部を除く塔柱、水平材をシェル要素でモデル化し、3m 間隔で配置したダイヤフラム位置に剛要素を配置して断面形状を保持している。また、解析時間短縮のため、主塔構造形状の対称性を考慮して構造物の半分をモデル化している。鋼材の軸応力－軸ひずみ関係は、ファイバー要素、シェル要素の何れにおいても正負対象のバイリニアとし、2 次勾配は 1 次勾配の 1/100 とした。

② RC 主塔

RC 主塔では、骨組要素の復元力特性として、トリリニア型の骨格曲線を有する Takeda 型¹⁾の曲げモーメント－曲率 ($M-\Phi$) 関係を用いた。なお、終局曲率以降の抵抗モーメントは、変形性能を失うものとしてゼロとしている。 $M-\Phi$ 関係の設定には、道示 V²⁾に示される応力－ひずみ関係と死荷重時の軸力を用いた。塔基部部材の $M-\Phi$ 関係を図 4-2 に示す。橋軸直角方向の解析において、左右の塔柱は引張側と圧縮側になることから、軸力の変動



(a) 面内方向



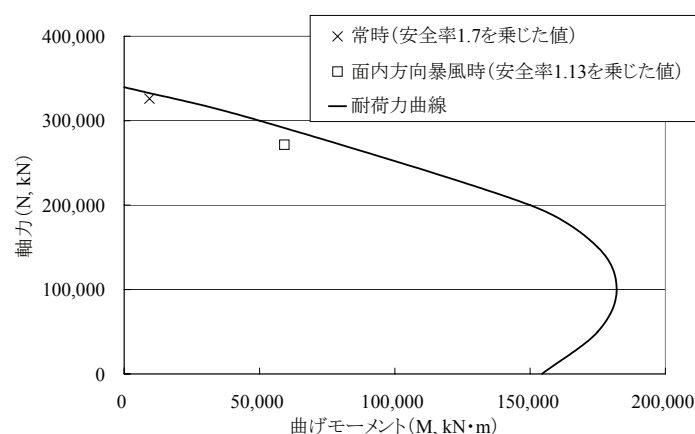
(b) 面外方向

図 4-2 RC 主塔（塔基部部材）の曲げモーメント－曲率 ($M-\Phi$) 関係

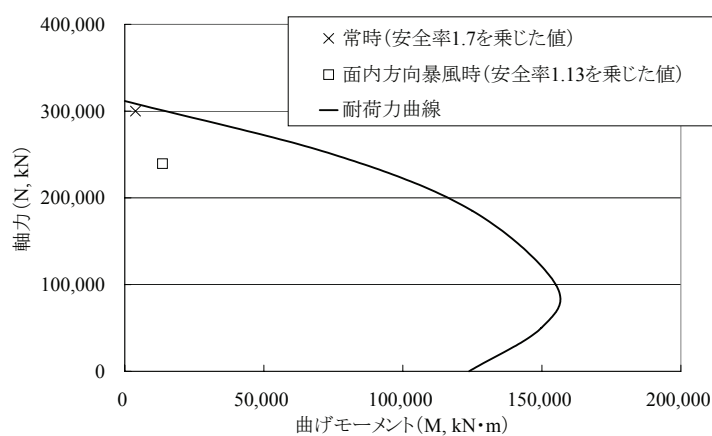
が発生し、 $M-\Phi$ 関係も変動することになる。これまで、**2章**で試設計したものと異なる諸元の RC 主塔に対して、軸力変動を考慮できるファイバー要素によるモデルと軸力一定の $M-\Phi$ 関係で定義したモデルのプッシュオーバーを実施し、この軸力変動が耐力・変形特性に及ぼす影響について比較を行っている³⁾。その結果、軸力変動を無視することにより耐力を 8%程度大きめに評価するものの、水平材の損傷が支配的となるため、塔柱の軸力変動の影響が耐力・変形特性に及ぼす影響は小さいことが示されている。そこでここでは、計算の簡便さを考慮して軸力変動の影響は考慮しないこととした。

③ CFT 主塔

CFT 主塔では、塔柱がトラス構造であり、**図 4-3**に示すように、試設計時の作用軸力／許容軸力の比率が 0.8~0.9 と高いため、塔柱を構成する骨組要素の復元力特性として軸力－軸ひずみ ($N-\epsilon$) 関係を非線形とした。CFT 部材の非線形モデルの設定については以下の段落で述べる。コンクリート無充填鋼管である斜材の軸力－軸ひずみ関係は、**図 4-4**に示すように、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 次勾配の



(a) 主塔基部



(b) 第一水平材上側

図 4-3 CFT 主塔主要部材の照査結果

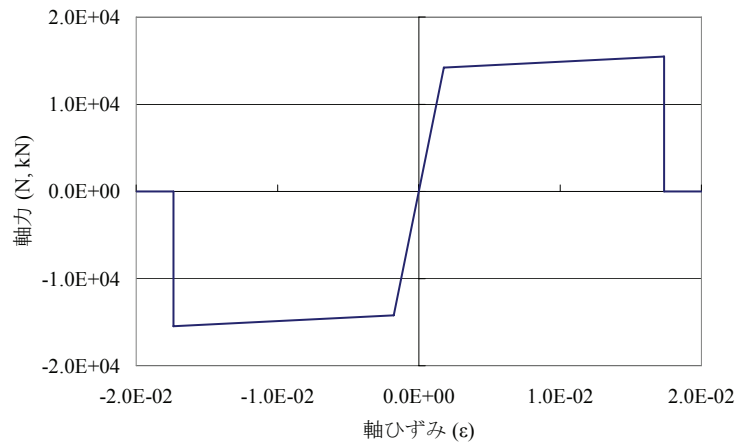


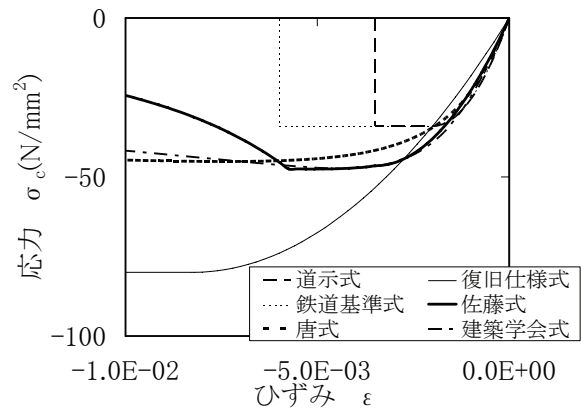
図 4-4 CFT 主塔斜材（φ814×16）の軸力－軸ひずみ（N-ε）関係

1/100 とした。斜材の圧縮ひずみが道示 V²⁾（解 11.2.2）に定める許容ひずみに達した状態を終局とし、以降の荷重抵抗をゼロとしている。また、各水平材は、等価な剛性を持つ 1 本の梁要素に置換し、モーメント－曲率（M-Φ）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示 V²⁾（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。

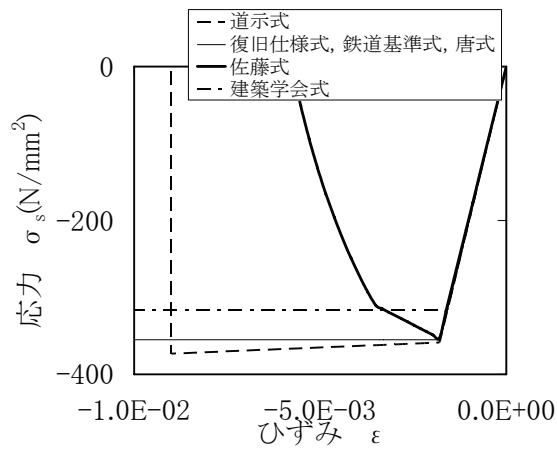
CFT 構造に中心軸圧縮力が作用した場合、外側の鋼管によって内部のコンクリートが拘束される（コンファインド効果）とともに、内部コンクリートにより鋼管の内側への変形も抑制されるため、鋼とコンクリートが互いに短所を補完しあって優れた耐荷特性を発揮することが知られている。その復元力特性については必ずしも十分に明らかにされていないものの、いくつかの評価式が提案されている。ここでは既往の 6 つの提案式における軸力－軸ひずみ関係について比較を行い、その中からブッシュオーバー解析に用いる CFT 部材の非線形モデルを設定する。6 つの提案式とは、道示 V²⁾（道示式）、兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様⁵⁾（復旧仕様式）、鉄道構造物等設計標準⁶⁾（鉄道基準式）、佐藤による提案式⁷⁾（佐藤式）、唐らによる提案式⁸⁾（唐式）、コンクリート充填鋼管構造設計施工指針⁹⁾（建築学会式）である。各提案式の特徴をまとめたものを表 4-1、各提案式によるコンクリート及び鋼管の応力－ひずみ関係、CFT 部材の軸力－軸ひずみ関係（コンクリート圧縮強度：40N/mm²、鋼管降伏強度：355N/mm²、鋼管断面：Φ2800×36）を比較したものを図 4-5 にそれぞれ示す。なお、応力－ひずみ関係において終局ひずみが定義されている提案式では、終局ひずみ以降の応力をゼロとしている。また、応力、軸力及びひずみは圧縮側のみ示している。

表 4-1 CFT 非線形モデルの比較

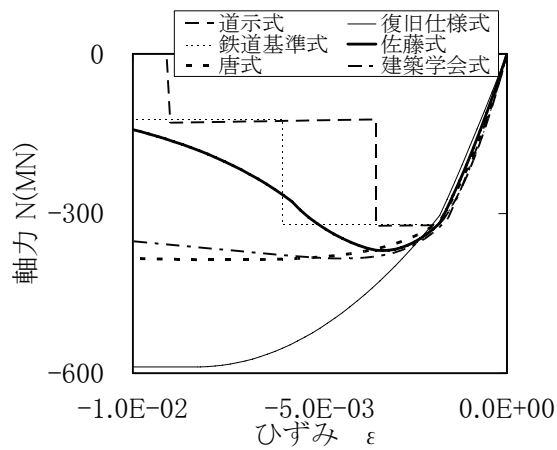
	特 徴		
	コンクリートの応力-ひずみ関係	鋼管の応力-ひずみ関係	
道示 V ²⁾	- 鋼断面の局部座屈抑制のためにコンクリートを充填するとの考えからコンクリート効果を見逃している。 - 橋脚基部のみにコンクリートを充填し、スタッドやダイヤフラムで鋼とコンクリートを一体化した構造を対象としている。	- コンクリート効果は考慮していない。 - ピーク強度後は一定の強度となり、ピーク強度は $0.85f'_{ck}$ である。	パリアモデルで降伏後は $E_s/100$ の傾きを持つ。
復旧仕様 ⁵⁾	- 実験値と比較して20～55%程度大きく耐力を評価しているとの報告がある⁸⁾。 - 橋脚基部のみにコンクリートを充填し、スタッドやダイヤフラムで鋼とコンクリートを一体化した構造を対象としている。	- コンクリート効果として $2.0f'_{ck}$ をピーク強度としている。 - ピーク時のひずみ、終局のひずみも割増している。	完全弾塑性パリアモデルである。
鉄道構造物等設計標準 ⁶⁾	コンクリート圧縮強度の増加が曲げ耐力に顕著な影響を与えないとして、コンクリート効果が強度に与える影響を無視している。	- 道示と同じ式である。 - 終局ひずみはコンクリート効果を考慮して割増しているが、強度には考慮していない。	同上。
佐藤による ⁷⁾	中心圧縮性状について、Mohr-Coulombの破壊基準による最大耐力、及びその後の耐力低下域を充填コンクリート斜めすべり面での摩擦係数の低下とした剛塑性モデルを用いて説明し、計算結果と実験値との比較から提案モデルの妥当性を検証している。	- コンクリート効果を考慮している。 - 軸力-軸ひずみの関係で表現している。 - 降伏後はせん断ひずみ量 δ の関数で耐力低下を表している。	降伏後はせん断ひずみ量 δ の関数でひずみ軟化を考慮している。
唐らによる ⁸⁾	中心圧縮のみならず、偏心圧縮、曲げせん断圧縮を受ける円形CFT柱に対して、計算結果と既往の実験値との比較から提案モデルの妥当性を検証している。	- 鋼管円周方向の引張応力の関数でコンクリート効果を考慮している。 - コンクリート効果に及ぼす各種パラメータ（鋼管のボアソン比等）は既往の実験結果の回帰式より決定している。	ひずみ硬化を考慮している。
日本建築学会（柱材） ⁹⁾	- 軸力と曲げを受ける部材に適用。 - M-Φ 関係について計算結果と既往の実験値との比較から提案モデルの妥当性を検証している。	唐式と同様に、鋼管円周方向の引張応力の関数でコンクリート効果を考慮している。	完全弾塑性パリアモデルであるが、圧縮側降伏強度と引張側降伏強度は、鋼管円周方向応力との2軸応力状態を考慮して割増しあるいは低減を行っている。



(a) コンクリートの応力-ひずみ関係



(b) 鋼管の応力-ひずみ関係



(c) CFT 部材の軸力-軸ひずみ関係

(コンクリート圧縮強度：40N/mm²、鋼管降伏強度：355N/mm²、鋼管断面：Φ2800×36)

図 4-5 CFT 部材の圧縮復元力特性比較

図 4-5(c)の軸力－軸ひずみ関係において、弾性域では各提案式とも同程度の剛性を有しているが、ひずみが 0.2%程度を超えると各提案式で性状が異なってくる。佐藤式、唐式、建築学会式と比較して、復旧仕様式は耐力を大きく評価し、道示式、鉄道基準式は耐力を小さく評価するが、実験結果と比較して復旧仕様は 20～55%程度大きく耐力を評価するという報告がある⁸⁾。コンファインド効果を考慮し、実験値との整合が良いとされている佐藤式、唐式及び建築学会式 3 つの軸力－軸ひずみ関係を比較すると、最大耐力付近までの性状はほぼ同等であるものの、最大耐力以降の軟化領域で佐藤式が軸力を低く評価している。文献 8)によると、鋼管の径厚比が大きく（径厚比 60 程度以上）、コンクリートの分担率の大きい場合、軟化領域において佐藤式は唐式よりも実験結果を良く追跡できるとされている。さらに、主塔を構成する CFT 部材の鋼管径厚比（48～148）、コンクリート圧縮強度（40N/mm²）、鋼管降伏強度（355N/mm²）は、佐藤式の検証用実験に用いた供試体（鋼管径厚比：19～102、コンクリート圧縮強度：26～106N/mm²、鋼管降伏強度：275～530N/mm²）の概ね範囲内である。

以上のように、CFT 部材の圧縮復元力特性についてはいくつかの提案式があるものの、コンファインド効果を考慮し、実験値との整合が良いとされている 3 つの提案式（佐藤式、唐式及び建築学会式）では最大耐力付近まで何れもほぼ同じ軸力－軸ひずみ関係を示す。また、最大耐力以降の軟化領域において、試設計した主塔を構成する CFT 部材の諸元を考慮すると、佐藤式が実験結果を最も良く追跡できるとされている。従って、既往の CFT 構造の中心軸圧縮性状に関する知見を基にすると、プッシュオーバー解析に用いる CFT 部材の圧縮復元力特性には佐藤式を用いることが適切であると考えられることから、ここでは、同式に従った非線形モデルを用いることとした。佐藤式を用いて設定した CFT 主塔を構成する CFT 部材の軸力－軸ひずみ関係を図 4-6 に示す。引張側は鋼管のみで抵抗するものとして、2 次勾配を 1/100 としたバイリニアの応力－ひずみ関係から設定した。

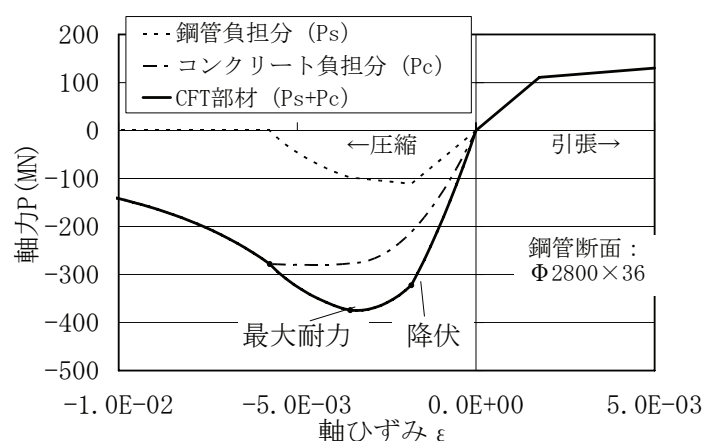
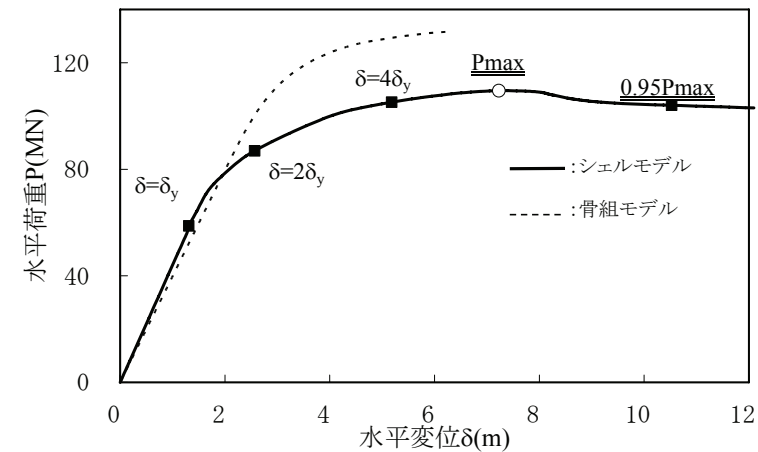


図 4-6 CFT 部材の軸力－軸ひずみ関係

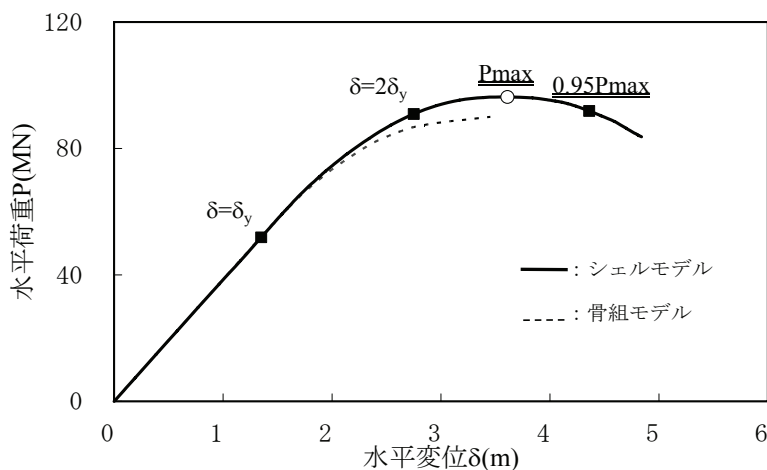
(2) 解析結果

図 4-7～4-9 に各主塔形式の水平荷重－水平変位関係を示す。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、面内方向では塔頂、面外方向では最大変位発生位置（第二・三水平材の中間）での値である。図中の δ_y は、主塔のどこかに最初の塑性域が生じた時の水平変位である。鋼製主塔の結果は、シェルモデルの結果とともに、3章で実施した骨組モデルの結果も併せて示している。また、RC・CFT 主塔の結果には、各イベントの発生状況も示している。

また、図 4-10 に水平荷重－水平変位関係の各主塔形式の比較を示す。鋼製主塔には、骨組モデルの結果を用いている。

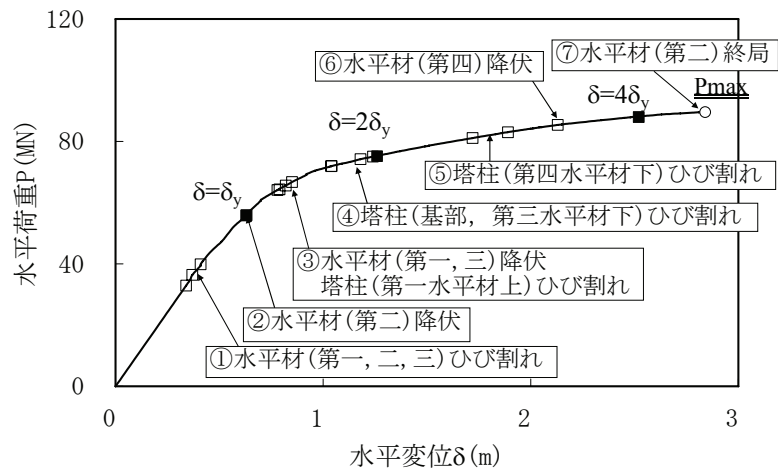


(a)面内方向

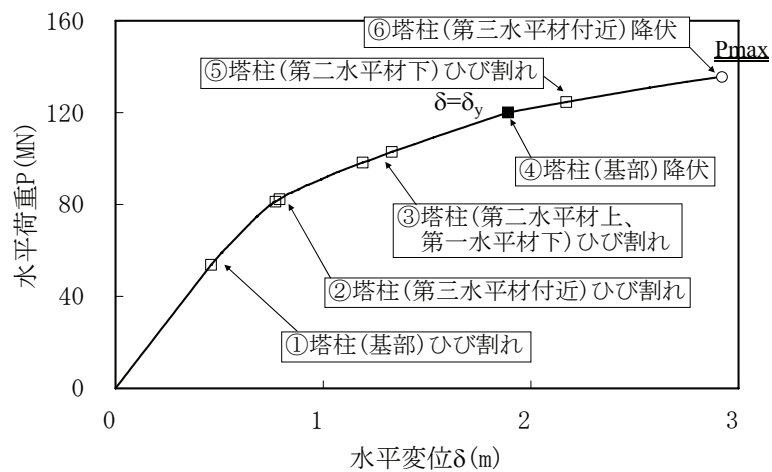


(b)面外方向

図 4-7 水平荷重－水平変位関係（鋼製主塔）

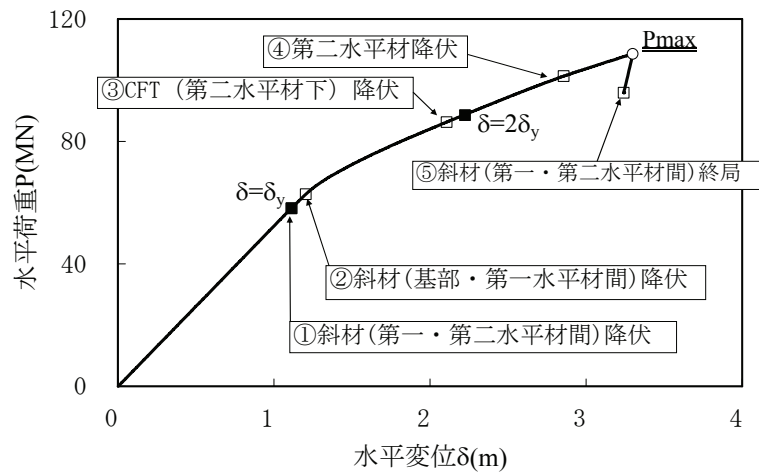


(a) 面内方向

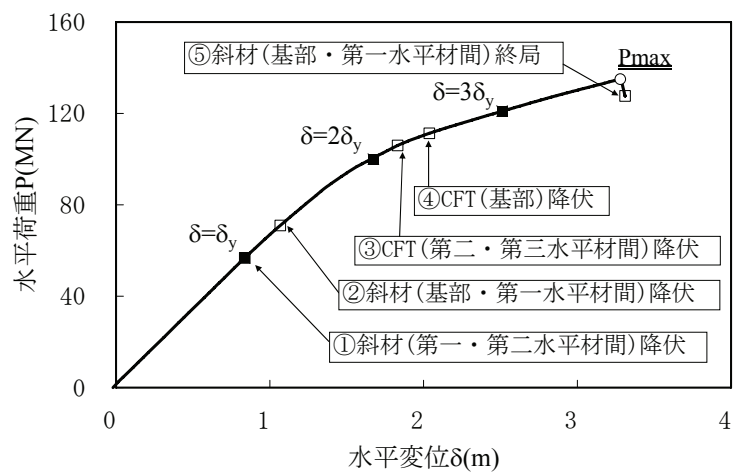


(b) 面外方向

図 4-8 水平荷重—水平変位関係 (RC 主塔)

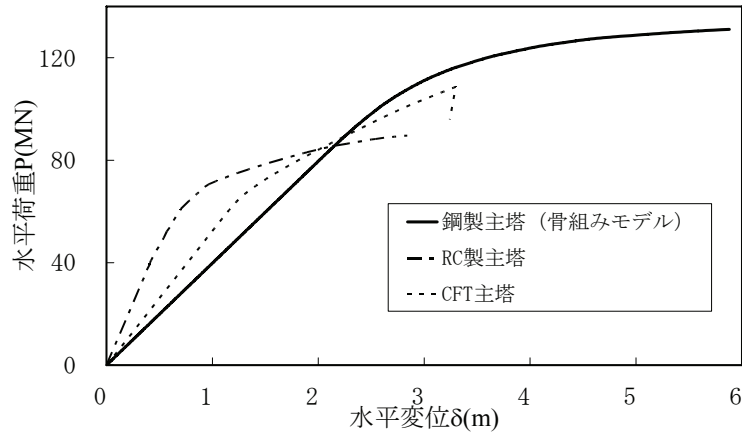


(a) 面内方向

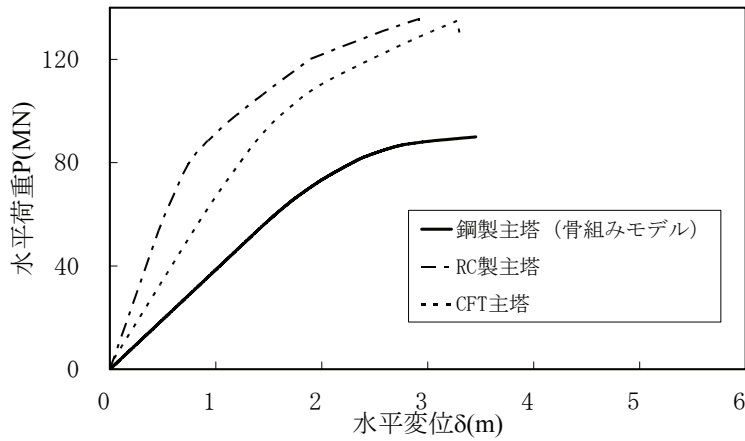


(b) 面外方向

図 4-9 水平荷重－水平変位関係



(a) 面内方向



(b) 面外方向

図 4-10 水平荷重－水平変位関係の比較

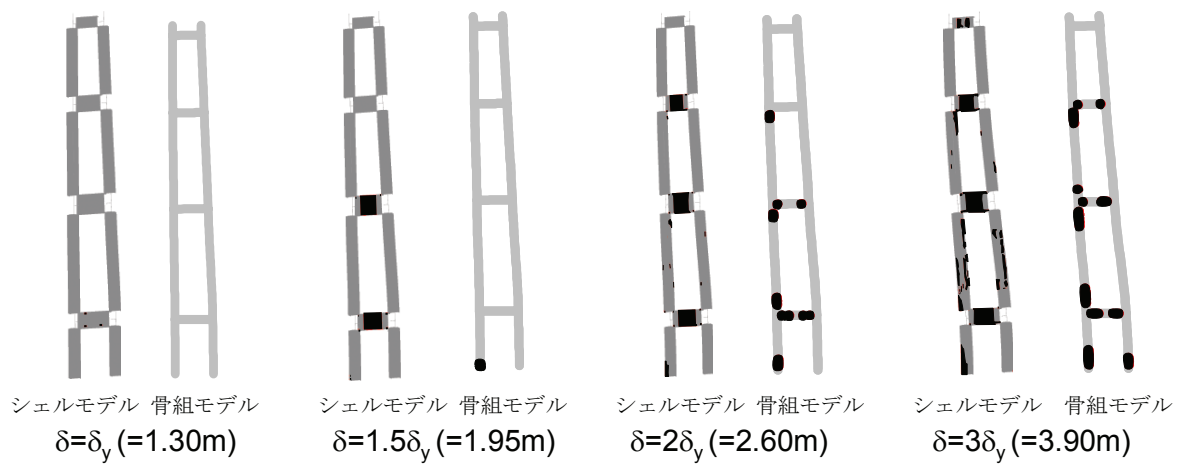
図 4-11～4-13 に各主塔形式の損傷過程を示す。鋼製主塔では、3 章で実施した骨組みモデルの結果と併せて示しており、黒く塗りつぶされた箇所が塑性化したと判定された領域である。骨組みモデルでは何れかの積分点で塑性化した部材、シェルモデルでは式 (4.1) に示す von-Mises の相当応力が最大せん断ひずみエネルギーに達した要素を示している。RC・CFT 主塔では、イベント発生部材を、図 4-8、4-9 に示したイベント発生順番に対応した形で示している。

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\{\sigma_{11}^2 + \sigma_{22}^2 - \sigma_{11} \cdot \sigma_{22} + 3(\tau_{12}^2 + \tau_{23}^2 + \tau_{31}^2)\}} \quad (4.1)$$

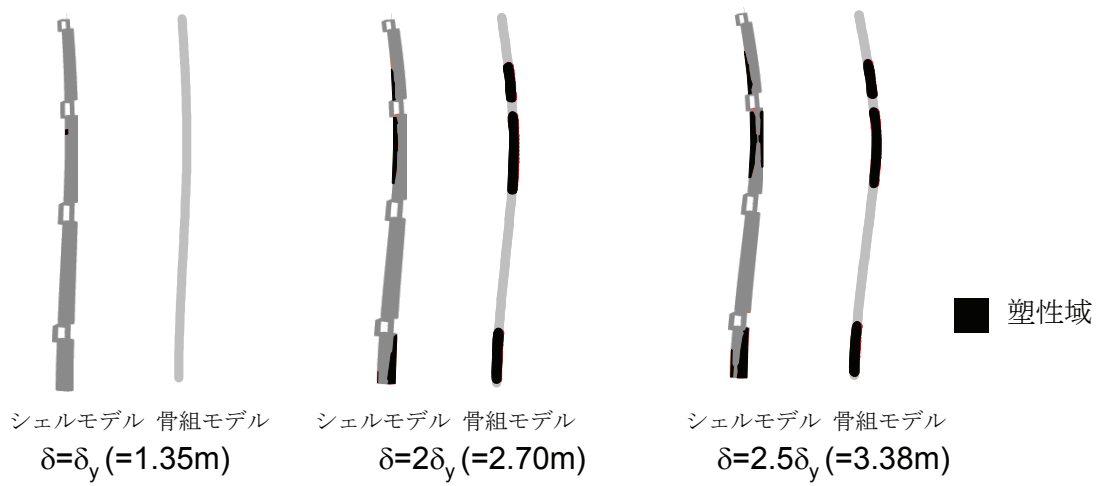
ここに、 σ_{11} : 部材軸方向の直応力度

σ_{22} : 部材軸と直交する方向の直応力度

τ_{12} , τ_{23} , τ_{31} : せん断応力度



(a) 面内方向



(b) 面外方向

図 4-11 損傷過程（鋼製主塔）

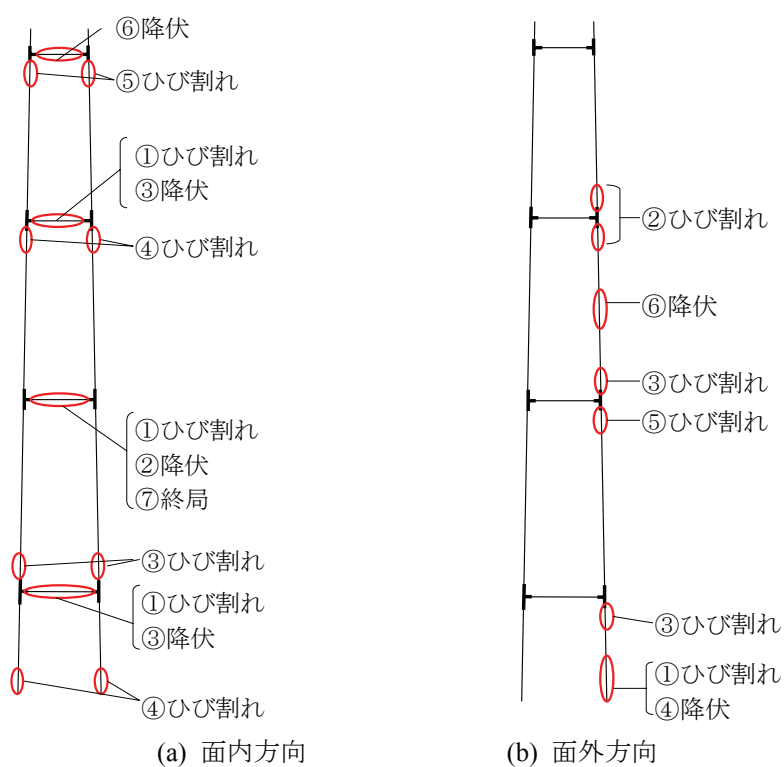


图 4-12 损伤过程 (RC 主塔)

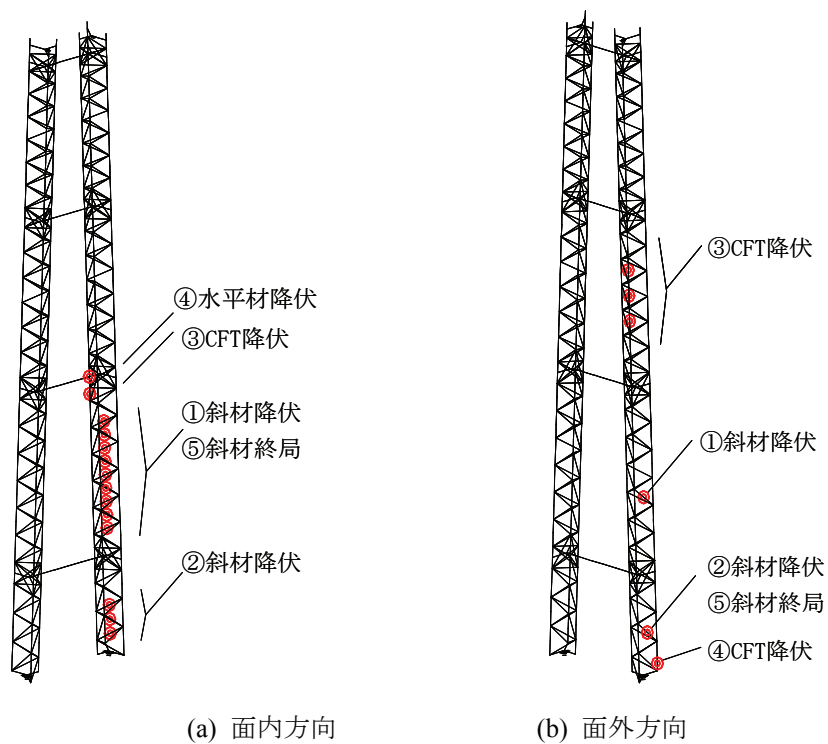


图 4-13 损伤过程 (CFT 主塔)

4. 3 耐力・変形特性及び損傷特性

これらの結果によると各主塔形式の耐力・変形特性及び損傷特性は以下の通りとなる。

(1) 鋼製主塔

図 4-7、4-11 より、面内方向においてシェルモデルに地震荷重を漸増载荷すると、まず水平変位 (δ) が 1.30m ($=\delta_y$) で第一水平材中央付近に塑性域が発生し、 $\delta=1.5\delta_y$ 程度までは水平変位と水平荷重の関係はほぼ比例関係になっており、主塔全体系として剛性低下は生じていない。 $\delta=1.5\delta_y$ 付近から主塔全体剛性の低下が現れ始め、 $\delta=3\delta_y$ 以降では水平変位が増加してもほとんど水平荷重の増加はない。そして最大耐力 ($P_{\max}=110\text{kN}$) は $\delta=5.5\delta_y$ で現れる。また、最大耐力から水平荷重が 95%に低下したときの水平変位はそれぞれ $10.5\delta_y$ 程度となっており、最大耐力以降も急激に水平荷重は低下していない。最大耐力は水平変位 $\delta=\delta_y$ の時の 1.86 倍となっている。一方、骨組モデルでは、水平変位 (δ) が $1.5\delta_y$ 付近まではほぼシェルモデルと同等であるが、それを超えると乖離が生じ、最大耐力はシェルモデルを上回る結果となった。この乖離については 4. 4 で考察する。面外方向のシェルモデルでは、まず水平変位が 1.35m ($=\delta_y$) で第三水平材下側部分の塔柱に塑性域が発生し、水平変位が $1.6\delta_y$ 程度を越えると剛性の低下が見られ、 $\delta=3\delta_y$ を越えると水平荷重の増加はわずかとなる。最大耐力 ($P_{\max}=96\text{kN}$) は $\delta=2.7\delta_y$ で生じ、最大耐力の 95%に低下したときの水平変位は $3.2\delta_y$ となっている。最大耐力は水平変位 $\delta=\delta_y$ の時の 1.86 倍となっている。一方、骨組モデルでは、シェルモデルより多少最大耐力が下がるが、全体的な傾向は概ね一致している。

図 4-10 より、面内方向において、鋼製主塔（骨組モデル）と RC・CFT 主塔を比較すると、初期剛性はそれぞれ 0.47 倍、0.86 倍と最も小さくなったが、最大耐力はそれぞれ 1.46 倍、1.20 倍、最大耐力時の水平変位はそれぞれ 2.07 倍、1.78 倍と大きくなった。一方、面外方向では、初期剛性はそれぞれ 0.33 倍、0.57 倍と面内方向と同様に最も小さくなったが、最大耐力もそれぞれ 0.66 倍、0.66 倍と最小になり、最大耐力時の水平変位はそれぞれ 1.18 倍、1.05 倍であった。

図 4-11 より、面内方向におけるシェルモデルの損傷過程は、最初に第一水平材中央付近に塑性域が発生し、変形が進むにつれて第二、第三水平材の順で塑性化して行く。 $\delta=2\delta_y$ 付近では、圧縮側塔柱基部を中心に、塔柱にも塑性域が発生する。一方、骨組モデルの損傷過程は、 $\delta=1.5\delta_y$ でも塑性域は殆ど発生せず、 $\delta=2\delta_y$ 付近で圧縮側塔柱および第二、第三水平材端部に塑性域が発生する。面外方向のシェルモデルでは、最初に第三水平材下側部分塔柱に塑性域が発生し、 $\delta=2\delta_y$ 付近では第三水平材の上側および塔基部も塑性化する。一方、骨組モデルでは、 $\delta=\delta_y$ では塑性部材は無いが、変形が進むにつれてシェルモデルとほぼ同じ範囲で塑性域が発生する。

(2) RC 主塔

図 4-8、4-12 より、面内方向において地震荷重を漸増载荷すると、まず水平変位 (δ)

が 0.34m 付近で第一・二・三水平材にひび割れが発生し、0.63m ($=\delta_y$) で第二水平材が降伏に達する。その後、塔基部あるいは水平材近傍の塔柱にひび割れが発生し、 $\delta=1.5\delta_y$ 付近から主塔全体剛性の低下が現れ始め、 $\delta=4.5\delta_y$ で最大耐力 ($P_{\max}=90\text{kN}$) となる。最大耐力は $\delta=\delta_y$ の時の 1.60 倍となっている。一方、面外方向では、まず水平変位が 0.46m で塔柱基部にひび割れが発生し、その後、塔腹部の塔柱にひび割れが発生し、1.89m ($=\delta_y$) で塔柱基部が降伏に達する。 $\delta=\delta_y$ 前より主塔全体の主塔全体剛性の低下が現れ始め、 $\delta=1.5\delta_y$ で最大耐力 ($P_{\max}=136\text{kN}$) となる。最大耐力は水平変位 $\delta=\delta_y$ 時の 1.13 倍となっている。但し、この最大耐力時には何れの部材も終局状態に達しておらず、水平荷重あるいは水平変位はさらに上昇する可能性があるが、塔柱（第三水平材付近）降伏後に解が収束しなくなったため、ここでは解析が可能となった段階までを示しており、その段階での水平荷重を最大耐力と称している。

図 4-10 より、他形式と比較すると、面内方向では、初期剛性は最も高く、最大耐力、最大耐力時の水平変位は最も小さくなった。一方、面外方向では、初期剛性、最大耐力は最も高く、最大耐力時の水平変位は最も小さくなった。

図 4-12 より、面内方向の損傷過程は、最初に第一・第二・第三水平材にひび割れが生じ、その後、第一・第二・第三水平材の降伏及び水平材付近の塔柱のひび割れが発生し、水平材の終局と損傷が進展していく。一方、面外方向では、最初に塔柱基部にひび割れが生じ、その後、第三水平材近傍の塔柱でひび割れ、塔基部及び第二・第三水平材間の塔柱が降伏と進展していく。

(3) CFT 主塔

図 4-9、4-13 より、面内方向において地震荷重を漸増载荷すると、まず水平変位 (δ) が 1.11m ($=\delta_y$) で第一・第二水平材間の斜材が降伏し、その後、主塔全体剛性の低下が現れ始め、 $\delta=3.0\delta_y$ 最大耐力 ($P_{\max}=109\text{kN}$) となる。最大耐力は水平変位 $\delta=\delta_y$ の時の約 1.9 倍となっている。一方、面外方向では、まず、水平変位 (δ) が 0.83m ($=\delta_y$) で第一・第二水平材間の斜材が降伏し、 $\delta=2.0\delta_y$ 程度までは水平変位と水平荷重の関係はほぼ比例関係になっている。その後、主塔全体剛性の低下が現れ始め、 $\delta=4.0\delta_y$ で最大耐力 ($P_{\max}=135\text{kN}$) となる。最大耐力は $\delta=\delta_y$ の時の約 2.4 倍となっている。

図 4-10 より、RC 主塔と比較すると、面内・面外方向何れにおいても、初期剛性、最大耐力及び最大耐力時の水平変位等の個々の値は異なるが、水平荷重－水平変位関係の傾向は概ね同等となった。

図 4-13 より、面内方向の損傷過程は、最初に第一・第二水平材間の斜材に降伏が生じ、 $\delta=2\delta_y$ 付近で第二水平材下の CFT の降伏及び第二水平材で降伏が発生し、最大耐力時に第一・第二水平材間の斜材が終局に達する。また、面外方向では、最初に第一・第二水平材間及び塔基部付近の斜材に降伏が生じ、 $\delta=2\delta_y$ を超えると第一・第二水平材間及び塔基部付近の CFT の降伏が発生し、最大耐力時に塔基部付近の斜材が終局に達する。

以上の結果を基に、各主塔形式の耐力・変形特性及び損傷特性についてまとめると以下のようになる。

(4) 耐力・変形特性

何れの主塔形式においても、最初の損傷発生以降も分担できる水平荷重は増え続け、最大耐力に至るまでに最初の損傷発生時変位の 3～8 倍程度の変形性能を有する結果となった。また、各主塔形式の比較においては、面内、面外の何れの方向においても、初期剛性は RC 主塔、CFT 主塔、鋼製主塔の順で高く、変形性能は鋼製主塔が他形式主塔と比較して大きい。最大耐力は、面外方向では、鋼製主塔が他形式主塔と比較して 3 割程度小さくなっており、面内方向では、鋼製主塔のシェルモデルの結果に基づけば、何れの形式でもほぼ同等の結果となった。また、CFT 主塔はこれまで実績が無い主塔形式であるが、RC 主塔と比較して、耐力・変形特性に多少の違いはあるものの概ね同等の水平荷重－水平変位関係が得られたことから、ほぼ同程度の性能を有する CFT 主塔実現の可能性が確認できたと言える。

(5) 損傷特性

鋼製・RC 主塔の最大耐力までの損傷過程では、面内方向では水平材の損傷が顕著となり、面外方向では塔基部の他に第二・第三水平材間の塔柱にも損傷が発生した。鋼製主塔では、後述の図 4-16 で示すように、最大耐力付近で塔中間部では塔基部に比較して約 2 倍程度のひずみが発生する。また、RC 主塔でも塔中間部の損傷が起因となり、最大耐力に至っている。2 章で試設計した主塔諸元の決定の際、面外方向は常時荷重が支配的であり、図 2-2 に示すように、概ねカンチレバー形式の梁の先端に荷重を載荷した断面力に対して断面が決定されている。一方、地震時には、3 章でも述べたように、面外方向には塔頂部がケーブルによって支持された状態で横荷重が作用することから、塔基部および中間部で大きなモーメントが発生し、塔中間部が基部と比較してより厳しくなったものと考えられる。従って、鋼製主塔のみならず、RC 主塔においても、面外方向には塔基部だけではなく塔中間部における損傷にも注意が必要である。CFT 主塔では、面内・面外の何れの方向においても、塔基部及び塔中間部の斜材が早期に降伏し、これが主塔全体の耐力・変形特性に支配的な要因となった。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、耐荷力性能の優れた CFT 部材の特性を十分に活かしきれていない可能性があり、CFT 部材と斜材に強度バランスが良くないことが考えられる。そこで、4. 5において、斜材断面等を変更することによる耐力・変形性能向上策に関する検討をおこなう。

4. 4 鋼製主塔の解析モデルの違い（シェルモデルと骨組モデル）による影響検討

前述のように、鋼製主塔においては、骨組モデルに加え、板要素の局部座屈挙動を再現するためシェルモデルによる解析も実施し、水平荷重－水平変位関係及び損傷過程の比較を行った。ここでは、変形状態及び応答ひずみの比較と併せて、解析モデルの違いが耐力・変形特性及び損傷特性に及ぼす影響を考察する。

図 4-14 に面内方向は $\delta=3\delta_y$ 時、面外方向は $\delta=2.5\delta_y$ 時の変形状態の比較を示す。変形倍率は 15 倍である。面内方向では、骨組モデル水平材の局所的な変形が見られ、骨組モデル塔柱の変形が大きくなっている。一方、面外方向では、シェルモデルと骨組モデルでほぼ同じ変形状態を示している。

図 4-15、4-16 にシェルモデルと骨組モデルによる応答ひずみの比較を示す。応答ひずみは、荷重載荷方向に対して直角面のフランジでのひずみを降伏ひずみ ϵ_y で無次元化しており、図 3-15 と同様に、図 3-16 に示すような高さ方向に代表的な部材（面内方向では圧縮側塔柱）を抽出して表示している。骨組モデルにおける応答ひずみは、図 3-15 と同様に、各部材のそれぞれ圧縮と引張フランジ積分点の平均値（高さ方向には部材両端のひずみを平均している）である。また、シェルモデルにおける応答ひずみは、図 4-17 及び式(4.2)に示すように、ばらつきの大きいシェル要素の応答ひずみではなく、ダイヤフラムで挟まれたパネルでの節点の鉛直変位より算出する平均ひずみとした。

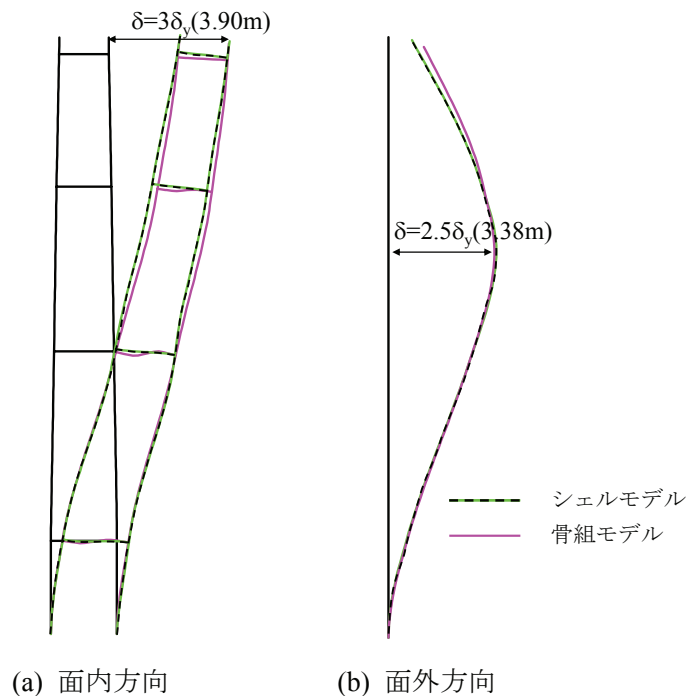


図 4-14 変形状態の比較

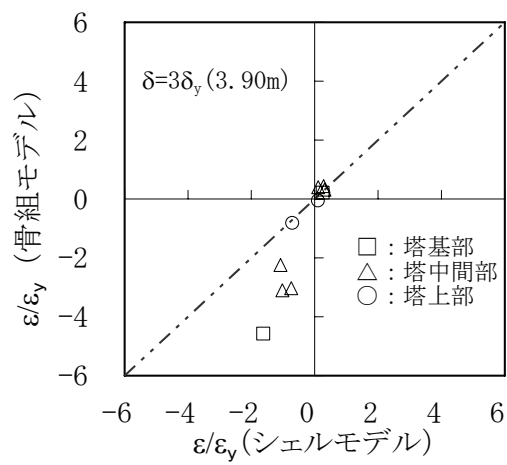
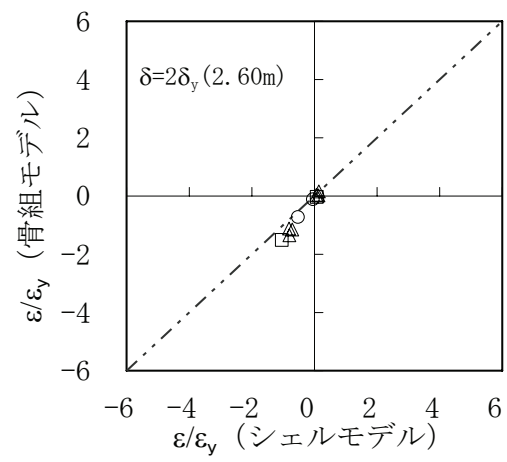
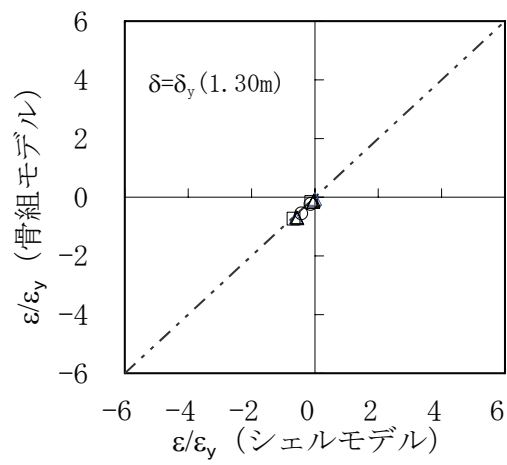


図 4-15 応答ひずみの比較（面内方向）

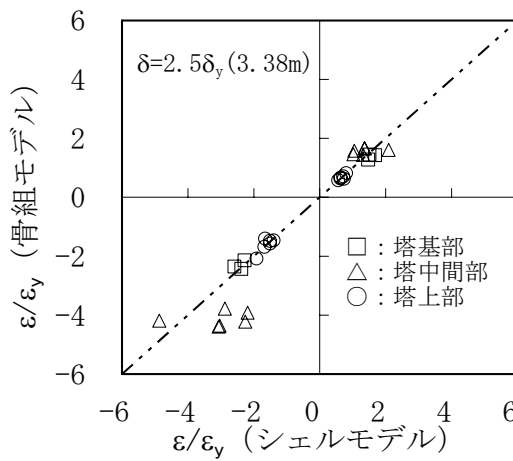
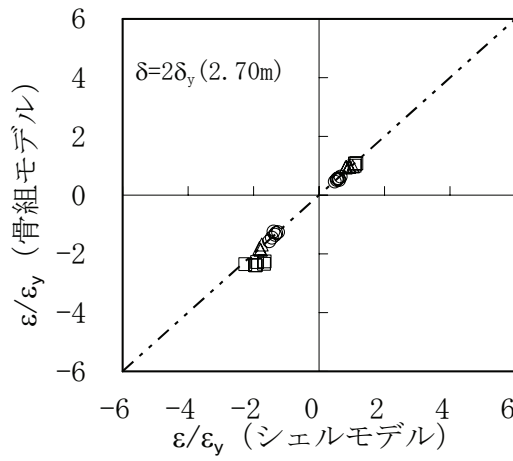
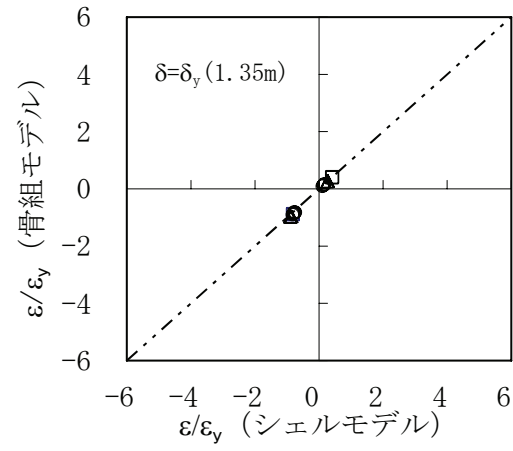


図 4-16 応答ひずみの比較（面外方向）

$$\varepsilon = \left(\sum_{j=1}^N \left[\sum_{i=1}^n (V_{ij} - V_{ij-1}) / (n \times l_j) \right] \right) / N \quad (4.2)$$

ここで、 V_{ij} は高さ j に位置する i 番目の節点の鉛直変位、 n はフランジ横方向の分割数、 N はフランジ縦方向の分割数、 l_j は高さ j に位置する要素の高さである。面内方向では、 $\delta = \delta_y$ ではシェルモデルと骨組モデルでほぼ等しいひずみが発生しているが、変形が進むにつれて圧縮側フランジにおいて乖離が生じ、骨組モデルでより大きなひずみが発生している。 $\delta = 3\delta_y$ 時の塔基部圧縮側フランジにおいて、シェルモデルでは降伏ひずみの2倍程度であるのに対し、骨組モデルでは5倍程度のひずみが発生している。一方、面外方向では、 $\delta = 2.5\delta_y$ 時（後述の動的解析最大水平変位時）に圧縮側フランジにおいて多少ばらつきは見られるものの、シェルモデルと骨組モデルで概ね同程度のひずみが発生している。

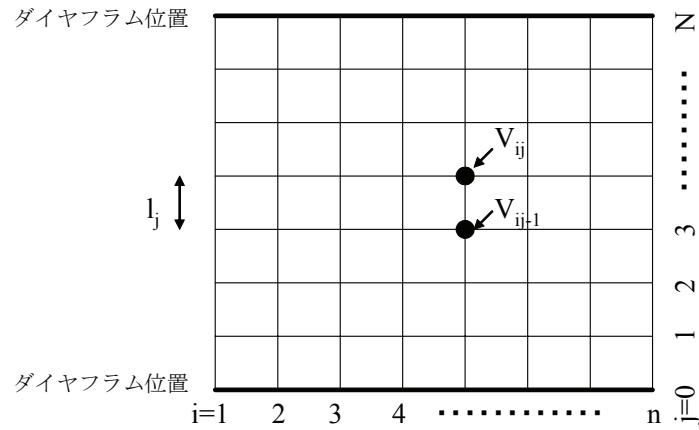


図 4-17 応答ひずみ算出のためのフランジ要素分割

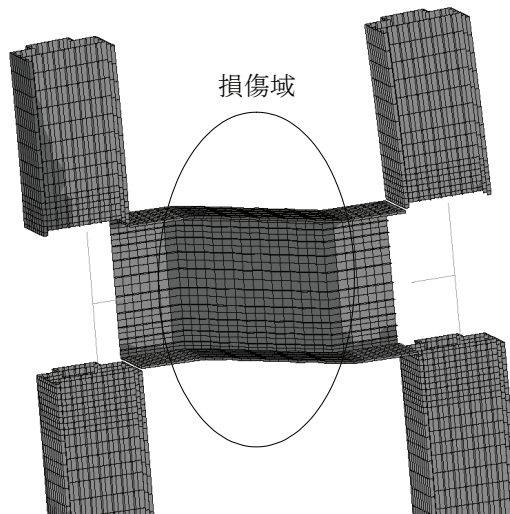


図 4-18 水平材のせん断損傷

以上のように、面内方向に関しては、 $\delta=1.5\delta_y$ 程度までは水平荷重－水平変位関係、損傷過程、応答ひずみにおいて解析モデルの違いによる影響は小さいが、それ以降へ変形が進むと乖離が生じる。これは、水平材は支間に比較して梁の高さが大きくせん断変形が卓越する部材であるが、骨組モデルではせん断変形に伴う非線形性を考慮していないため、**図4-18**に示すようなシェルモデルで発生する水平材のせん断損傷を再現出来ていないことによるものと思われる。水平材のせん断損傷により水平材の塔柱への拘束が小さくなったため、水平荷重－水平変位関係において、シェルモデルでは骨組モデルと比較して $\delta=1.5\delta_y$ 以降に主塔全体の剛性が低下したものと考えられる。ただし、水平梁のせん断損傷発生が塔柱全体の不安定現象には直接結びつかず、せん断損傷発生以降も大きな変形性能を有している。骨組モデルによる解析は、シェルモデルを用いた解析に対して最大耐力を高く評価するため、骨組モデルの解析により $\delta=1.5\delta_y$ 以降の領域で耐震性能の照査を行う際には、せん断変形に伴う非線形性を考慮したモデル化が必要である。

一方、面外方向に関しては、細かい損傷過程、応答ひずみは多少異なり、骨組モデルはシェルモデルに対して最大耐力を多少小さめに評価するが、水平荷重－水平変位関係、変形状態及び応答ひずみは概ね一致しており、シェルモデルと骨組みモデルの違いによる影響は小さい。

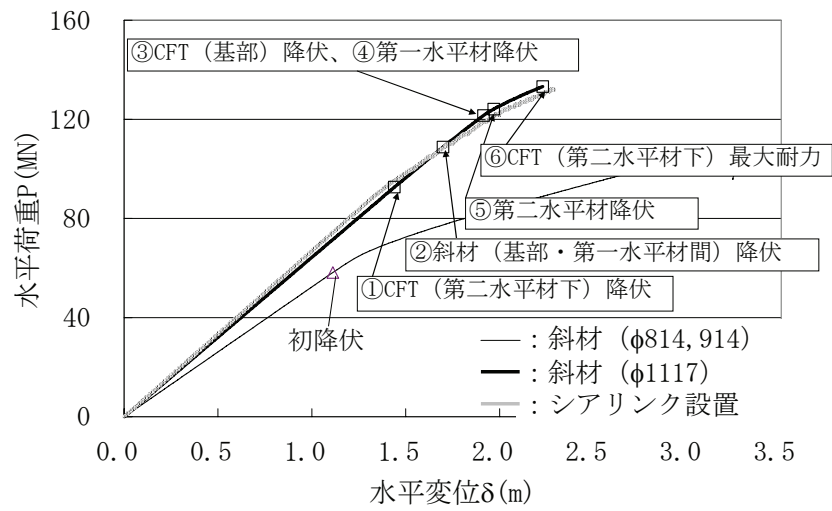
4. 5 CFT主塔の耐力・変形性能向上策の検討

前述のように、2章で試設計された諸元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、耐力性能の優れたCFT部材の特性を十分に活かしきれていない可能性があり、CFT部材と斜材に強度バランスが良くないことが考えられた。そこで、斜材断面を増加、及び斜材をせん断降伏型のシアリンクに置き換えることによる耐力・変形性能向上策に関する検討を行う。

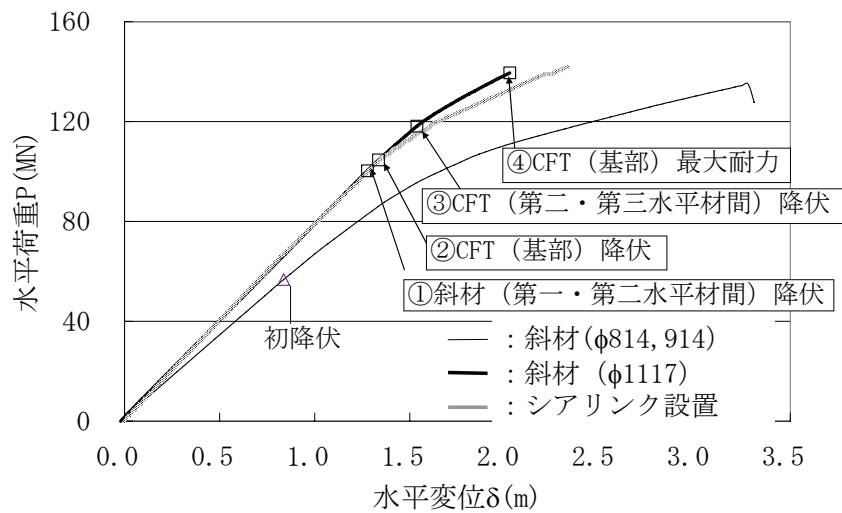
(1) 斜材断面の増加

ここでは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、4. 3と同様の解析を実施した。

図4-19に水平荷重と水平変位の関係、**図4-20**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4-20**には、4. 3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。



(a) 面内方向



(b) 面外方向

図 4-19 水平荷重—水平変位関係 (CFT 主塔の耐力・変形性能向上策の検討)

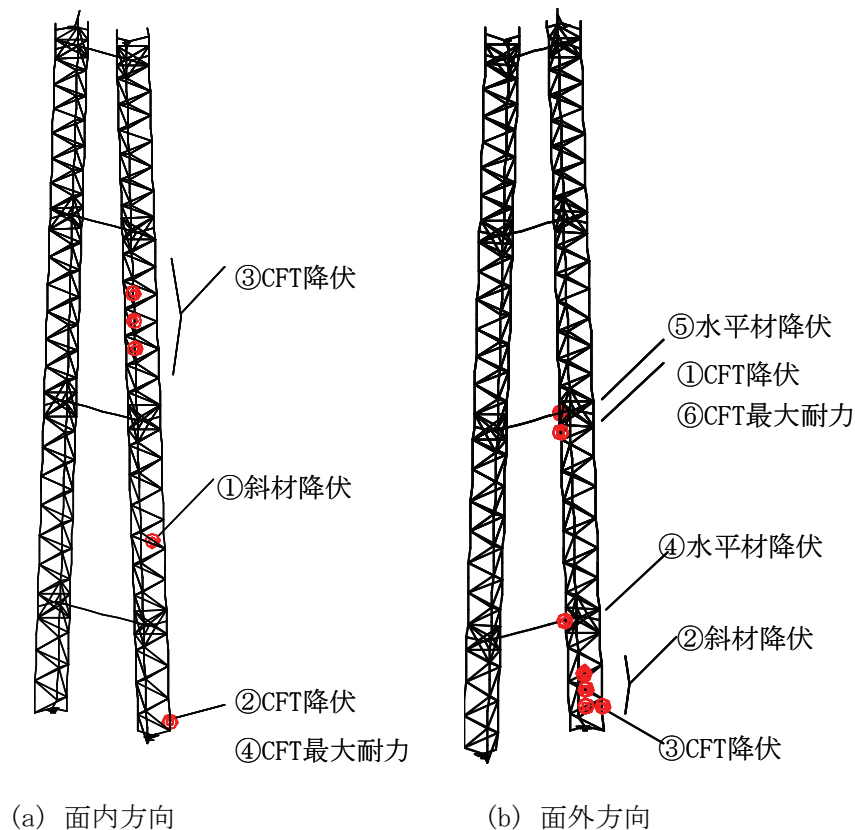


図 4-20 損傷箇所の進展過程 (CFT 主塔、斜材増加ケース)

図 4-19 に示すように、何れの方角においても斜材の断面を上げることにより、主塔全体としての剛性は上昇すると共に、図 4-20 に示すように、主な損傷部材が斜材から CFT 部材に移行することが確認できた。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% 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% 上昇した。

以上のように、斜材断面の増加（全鋼材重量は 13% 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。図 4-21 に示すように、主塔に曲げモーメントが作用した際、CFT 部材に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。従って、大規模地震時にじん性に期待した設計を行う場合には、塔柱よりも斜材に損傷を誘導する方が有利となるものと思われる。

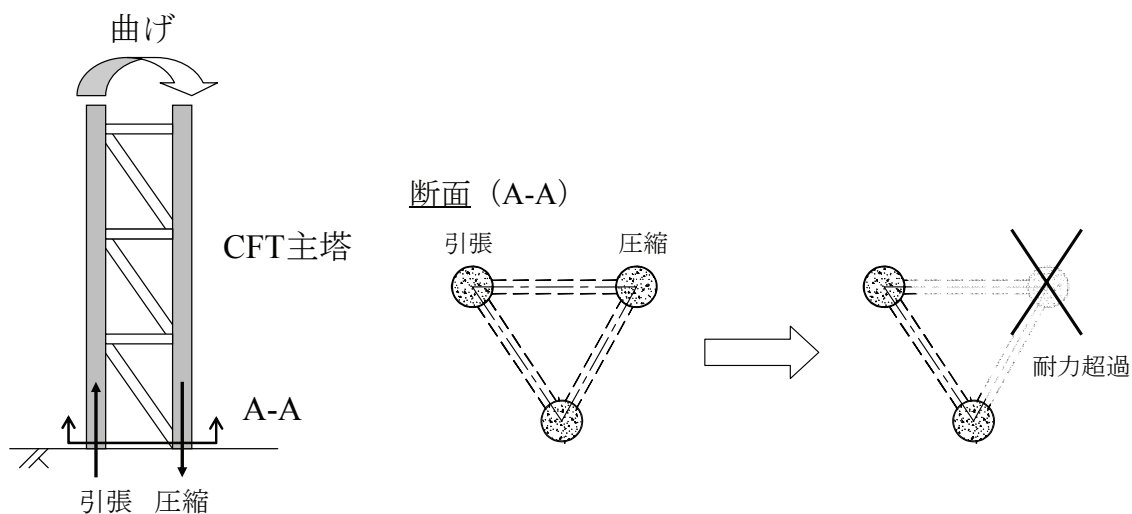


図 4-16 CFT 主塔のじん性低下の要因

(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 $\phi 1117$ ）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、同様の解析を実施した。シアリンクは、サンフランシスコオークランドベイ橋（自碇式吊橋）において、主塔の耐震性能を向上させる目的でその採用が計画されている¹⁰⁾。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 4-22 に示す。シアリンク設置位置は、図 4-13、4-20 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。

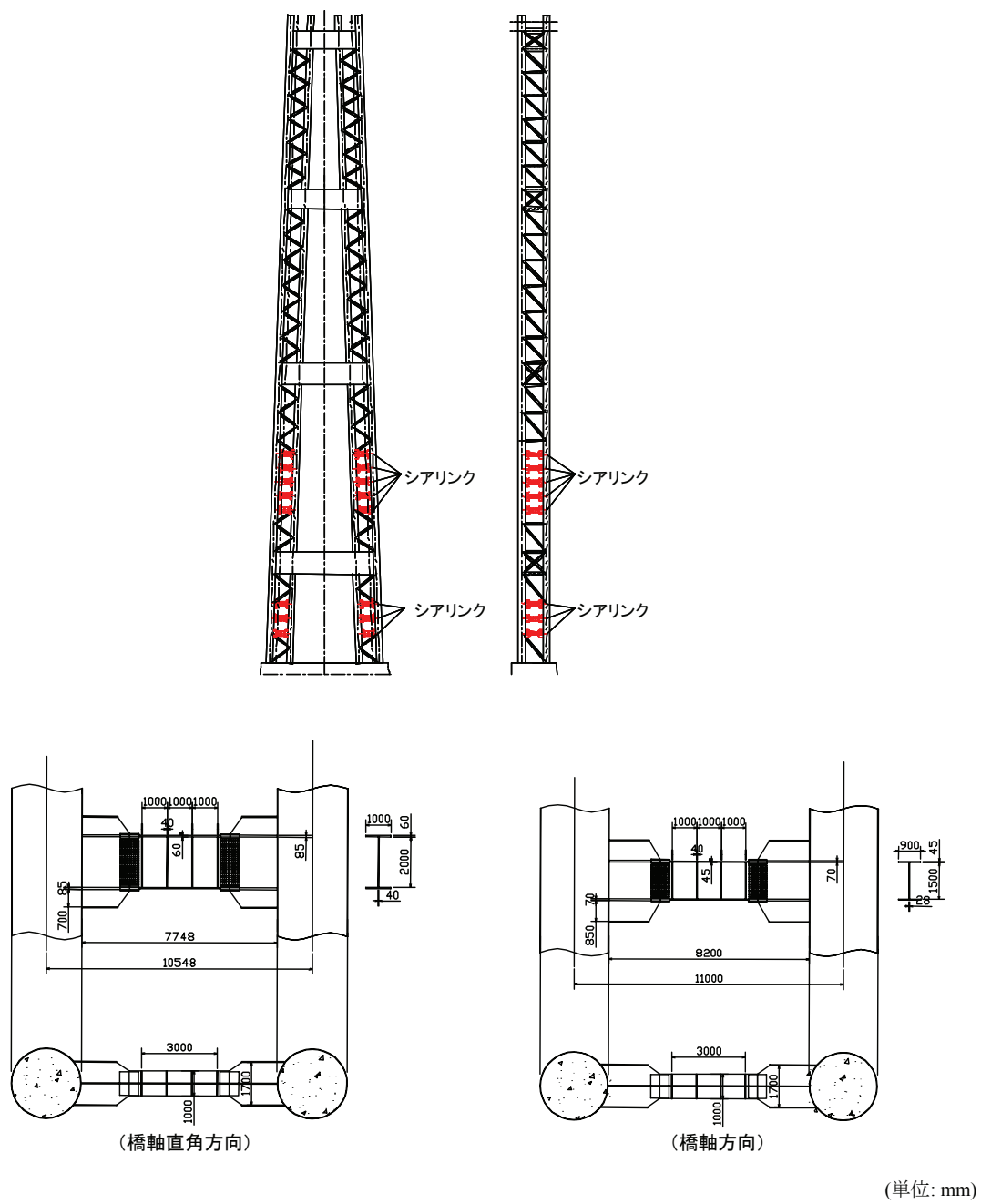


図 4-22 シアリンク設置位置及び構造

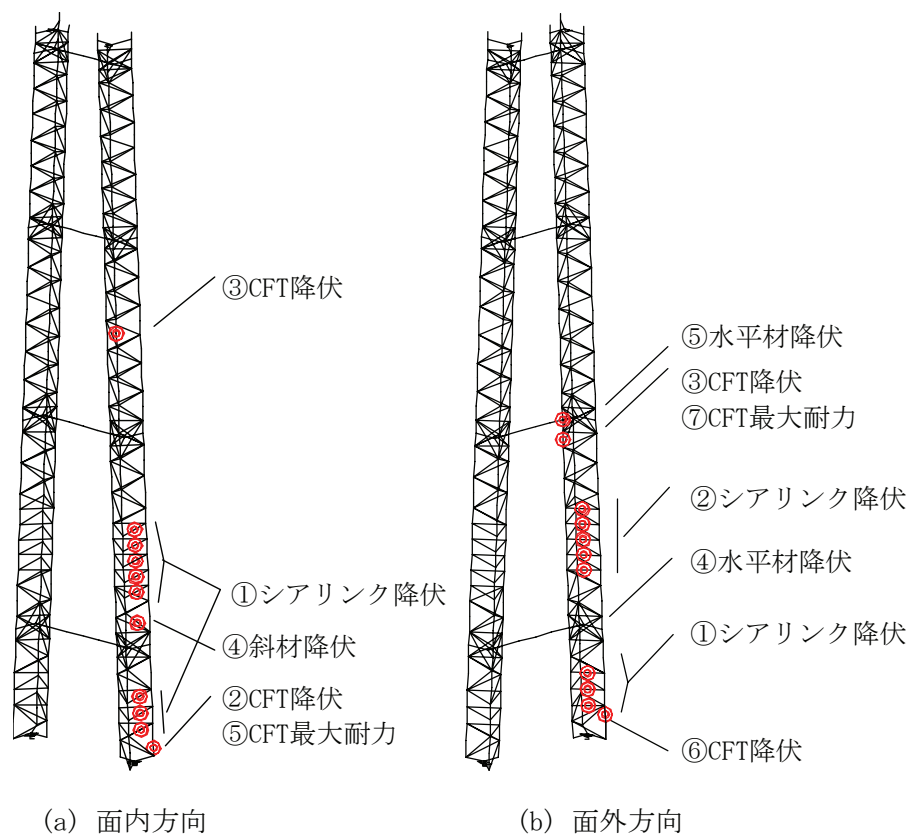


図 4-23 損傷箇所の進展過程（CFT 主塔、シアリンク設置ケース）

図 4-19 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、図 4-23 に示すように、設置した全てのシアリンクにおいて他部材より先行して損傷が発生していることがわかる。但し、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、オークランドベイ橋で設定している許容回転角 $0.03\sim 0.04\text{rad}$ を上回った。図 4-19 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実験等による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等を実施する必要があると考えられる。

4. 6 まとめ

本章では、中央径間 2250m の長大吊橋を想定して試設計した鋼製主塔、RC 主塔及び CFT 主塔の 3 種類の主塔形式に対してプッシュオーバー解析を行い、耐力・変形特性及び主塔各部の損傷特性の評価及びそれらの各主塔形式における比較を行った。また、鋼製主塔については、骨組みモデルに加え、板要素の局部座屈挙動を再現するためにシェルモデルによる解析も実施し、解析モデルによる違いが耐力・変形特性及び損傷特性に及ぼす影響について評価した。さらに、CFT 主塔について、耐力・変形性能向上策として、斜材断面を増加、あるいは斜材をシアリンクに置き換えたモデルに対してプッシュオーバー解析を実施し、その改善効果について評価した。

以下に本章で得られた主な知見を示す。

- (1) 各主塔形式の耐力・変形特性を比較すると、面内・面外の何れの方角においても、初期剛性は RC 主塔、CFT 主塔、鋼製主塔の順で高く、変形性能は鋼製主塔が他形式主塔と比較して大きい。最大耐力は、面外方角では、鋼製主塔が他形式主塔と比較して 3 割程度小さくなり、面内方角では、何れの形式でもほぼ同等の結果となった。
- (2) 各主塔形式の損傷特性を比較すると、鋼製・RC 主塔では、面内方角は水平材の損傷が顕著となり、面外方角では塔基部の他に第二・第三水平材間の塔柱にも損傷が発生した。CFT 主塔では、面内・面外の何れの方角においても、塔基部及び塔中間部の斜材が早期に降伏し、これが主塔全体の耐力・変形特性に支配的な要因となった。
- (3) CFT 主塔はこれまで実績が無い主塔形式であるが、RC 主塔と比較して、耐力・変形特性に多少の違いはあるものの概ね同等の水平荷重－水平変位関係が得られたことから、ほぼ同程度の性能を有する CFT 主塔実現の可能性が確認できた。
- (4) CFT 主塔斜材の断面増加により、最大荷重は増加したものの、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。従って、大規模地震時にじん性に期待した設計を行う場合には、塔柱よりも斜材に損傷を誘導する方が有利となるものと思われる。
- (5) CFT 主塔斜材の一部をシアリンクに変更することにより、最大荷重を落とさずに変形性能を改善する事ができた。
- (6) 鋼製主塔を対象にしたシェルモデルによるプッシュオーバー解析により、面内方角の水平材の損傷はせん断損傷が支配的であることが分かった。骨組モデルによる解析はシェルモデルを用いた解析に対して最大耐力を高く評価するため、骨組モデルにより非線形領域の大きい領域で耐震性能照査を行う場合には、せん断変形に伴う非線形性を考慮したモデル化が必要であると考えられる。一方、面外方角に関しては、細かい損傷過程、応答ひずみは多少異なり、骨組モデルはシェルモデルに対して最大耐力を多少小さめに評価するが、水平荷重－水平変位関係、変形状態及び応答ひずみは概ね一致しており、シェルモデルと骨組みモデルの違いによる影響は小さいことがわかった。

参考文献（４章）

- 1) Takeda, T., Sozen, M. A., Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No. ST12, pp.2557-2573, December, 1970.
- 2) 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) 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 主塔の耐震性検討、第 26 回地震工学研究発表会講演論文集、pp.1017-1020、2001.
- 4) 土木学会：複合構造物の性能照査指針（案）、丸善、2002.
- 5) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案）、1995.
- 6) 運輸省鉄道局：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物、2000.
- 7) 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、pp.149-158、1993.
- 8) 唐嘉琳、日野伸一、黒田一郎、太田俊昭：コンクリート充填円形鋼管を対象とした鋼管とコンクリートの応力-ひずみ関係のモデル化、鋼構造論文集第 3 巻第 11 号、pp.35-46、1996.
- 9) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針、1997.
- 10) Nader, M., & Manzanarez, R., & Maroney, B. : Seismic Design Strategy of the New East Bay Bridge Suspension Span, the 12th WCEE, 2000.

5 章 高強度鋼材を用いた単柱のコストメリットに関する検討

5. 1 まえがき

近年の目覚ましい鋼材性能の向上により、土木分野において高張力鋼に代表される高機能を有する鋼材が使用され始めている¹⁾。国内における橋梁鋼材の高強度化の流れは、60 キロ鋼が 1960 年に芦有道路の西村橋と平野橋に使用されたのを始めに、その後、名神高速道路、首都高速道路で逐次使用されるようになった。70、80 キロ鋼が本格的に使用され始めたのは、1974 年に完成した港大橋で、70 キロ鋼 1,075 トン、80 キロ鋼 4,197 トンがそれぞれ使用された²⁾。また、その後に建設された本州四国連絡橋でも 70、80 キロ鋼が大量に使用され、明石海峡大橋の補剛桁には 70 キロ鋼 2,800 トン、80 キロ鋼 4,000 トンが使用されるとともに、それまで規定の無かった鋼材規格、製作基準及び許容応力度等も独自に制定された^{3),4),5)}。さらに、近年では、構造合理化や建設コスト縮減を目的として、降伏強度や引張強度のみならず、破壊靱性、溶接性、加工性及び耐候性に優れた橋梁用高性能鋼材 (BHS500, BHS700) が開発されており、それら鋼材をプレートガーダー橋の主桁に適用した場合、大きなコストメリットがあることが示されている⁶⁾。

一方、国内における既設の吊橋主塔に使用された高張力鋼は 60 キロ鋼までであり、これまで 70、80 キロ鋼は使用されていない。これは、吊橋主塔が圧縮力卓越部材であり、細長比あるいは幅厚比に起因する座屈強度が普通鋼材と比較して相対的に小さくなることと、高強度化により鋼材単価も上昇することから、必ずしも 70、80 キロ鋼を使用するメリットが無かったことによるものと思われる。しかしながら、海峡横断道路プロジェクト計画では、これまでの規模を上回る長大吊橋が計画されており⁷⁾、使用材料の更なる高強度化により、部材の軽量化・コンパクト化に伴う地震時・暴風時荷重の低減、耐風安定性の向上が期待できる。さらに、設計の自由度が増すことから全体的にバランスの取れた設計が可能になり、より合理的・経済的な吊橋主塔を実現できる可能性がある。

本章では、高強度鋼材を吊橋主塔に適用した場合のコスト的なメリットの可能性を把握することを目的に、普通鋼材及び高強度鋼材を用いて高架橋の単柱橋脚を対象とした地震時に対する試設計を実施し、材質の違いによる鋼重・コスト比較を行う。

5. 2 高強度鋼材を高架橋単柱橋脚に適用した場合の試設計

(1) 試設計の条件

高架橋の単柱橋脚に普通鋼材 (SM490Y) 及び高強度鋼材 (SM570, HT780, BHS500, BHS700) をそれぞれ適用した地震時に対する試設計を実施する。試設計は、橋脚高さ (10m, 15m, 20m, 25m, 30m)、外法寸法 (1.5m×1.5m, 2m×2m, 2.5m×2.5m, 3m×3m)、および材質 (SM490Y, SM570, HT780, BHS500, BHS700) を組み合わせた全 100 ケースについて実施し、上部構造重量等の条件は、文献 8) の「4.2 コンクリートを充填しない鋼製橋脚を用いた場合の設計例」に掲載されている橋梁 (形式: 10 径間連続鋼 I 桁橋、支間割: 40m×10 径間) を参考に設定し、各ケースで同一の値を使用した。また、横リブ間隔 (=1500mm)、縦リブ

間隔 (=500mm)、縦リブの幅厚比 (=10) も各ケースで固定とした。試設計では、レベル 1 地震動に対して橋脚基部で決定される断面を柱上部まで適用 (断面変化無し) して橋脚諸元を設定し、レベル 2 地震動に対する照査を実施した。レベル 1 地震動に対しては、地震によって発生する応力度が許容応力度以下になることを確認し、また、レベル 2 地震動に対しては、既往の終局ひずみに関する提案式^{9),10)}を適用した。

(2) レベル 1 地震動に対する照査

普通鋼材および SM570 の許容応力度等に関しては道示Ⅱ¹¹⁾、高強度鋼材のうち HT780 の許容応力度については本州四国連絡橋の設計基準「上部構造設計基準・同解説」⁹⁾により規定されているが、橋梁用高性能鋼材(BHS500, BHS700) の許容応力度は規定が無いことから、上記の基準類を参考に以下の通り設定した。

①許容曲げ引張応力度

一般に材料強度が高くなるにしたがって引張強さと降伏点との比が小さくなることが知られており、道示Ⅱにおいても SM570 の安全率を普通鋼材に比べて高めに設定している。高強度鋼材の許容曲げ引張応力度については、図 5-1 に示すように、SS400～SM570 の降伏応力度と安全率の関係から得られる近似曲線をもとに推定し 5N/mm² 単位で丸めて設定した。設定値を表 5-1 に示す。なお、鋼材の板厚によって許容応力度を変更する必要があるが、ここでは計算の簡略化のため 40mm 以上のものについても 40mm 以下の許容応力度を適用している。

②局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

道示Ⅱの基準耐荷力曲線に対して安全率 1.7 をとることを基本とするが、 $\bar{\lambda}$ の小さい領域においては表 5-1 にあわせて安全率を 1.7 より大きくとることとした。本検討において設定した BHS500、HT780、BHS700 の局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度を表 5-2 に示す。

③補剛板の局部座屈に対する許容応力度

高強度鋼材の局部座屈に対する許容応力度 (最小板厚規定値の分母の係数) は、①と同様に図 5-2 に示すように、道示Ⅱに規定される SS400～SM570 の降伏応力度と係数の関係から得られる近似曲線をもとに推定し、整数単位で丸めた。設定値を表 5-3 に示す。試設計では、局部座屈による許容応力度の低減を受けないように橋脚断面を設定した。

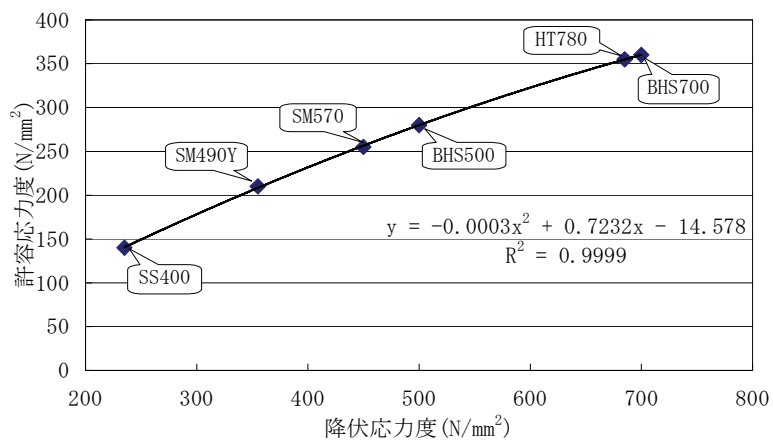


図 5-1 許容曲げ引張応力度の推定曲線

表 5-1 許容曲げ引張応力度、基準降伏点及び安全率

		SS400	SM490Y	SM570	HT780	BHS500	BHS700
許容応力度	N/mm ²	140	210	255	355	280	360
降伏応力度	N/mm ²	235	355	450	685	500	700
安 全 率		1.69	1.69	1.76	1.93	1.80	1.94

表 5-2 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

BHS500	HT780	BHS700
280: $\frac{l}{r} \leq 18$	355: $\frac{l}{r} \leq 23$	360: $\frac{l}{r} \leq 23$
$280 - 2.5\left(\frac{l}{r} - 18\right)$: $18 < \frac{l}{r} \leq 63$	$355 - 4.1\left(\frac{l}{r} - 23\right)$: $23 < \frac{l}{r} \leq 54$	$360 - 4.2\left(\frac{l}{r} - 23\right)$: $23 < \frac{l}{r} \leq 53$
$\frac{1200000}{3200 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$: $63 < \frac{l}{r}$	$\frac{1200000}{2400 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$: $54 < \frac{l}{r}$	$\frac{1200000}{2300 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$: $53 < \frac{l}{r}$

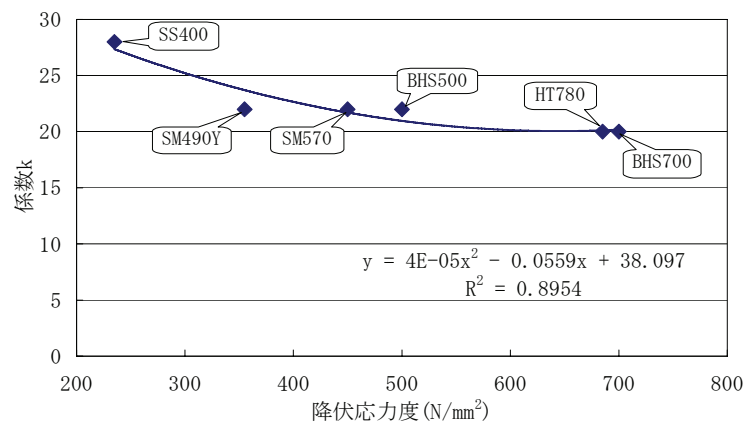


図 5-2 補剛板の局部座屈に対する許容応力度に関する係数の推定曲線

表 5-3 補剛板の局部座屈に対する許容応力度に関する係数

		SS400	SM490Y	SM570	HT780	BHS500	BHS700
降伏応力度	N/mm ²	235	355	450	685	500	700
係数		28	22	22	20	22	20

レベル 1 地震動の照査に基づく橋脚のフランジ・ウェブ厚の決定要因を表 5-4 に示す。試設計断面が補剛板の局部座屈に対する許容応力度の低減を受けない最低板厚により決定される場合にはそれ以上の高強度材に関する設計を省略し、最低板厚で断面を設定した。また、設計断面の母材の板厚が 100mm を超える場合やリブ同士が干渉する等製作できない断面となった場合は製作不可とした。外法寸法の大きい橋脚では、補剛板の局部座屈に対する許容応力度の低減を受けない最低板厚で断面が決定される一方、外法寸法の小さい橋脚では応力で断面が決定されている。また、橋脚高さが高い場合、外法寸法が大きくても応力で断面が決定される傾向にある。橋脚高さ 20m の場合の一般図を図 5-3 に示す。

表 5-4 レベル 1 地震動によるウェブ、フランジ板厚の決定要因

			SM490Y	SM570	BHS500	HT780	BHS700
脚高 h=10.0m	外法寸法 1.5m	Web					
		Flg					
	外法寸法 2.0m	Web					
		Flg					
	外法寸法 2.5m	Web					
		Flg					
脚高 h=15.0m	外法寸法 1.5m	Web					
		Flg					
	外法寸法 2.0m	Web					
		Flg					
	外法寸法 2.5m	Web					
		Flg					
脚高 h=20.0m	外法寸法 1.5m	Web					
		Flg					
	外法寸法 2.0m	Web					
		Flg					
	外法寸法 2.5m	Web					
		Flg					
脚高 h=25.0m	外法寸法 1.5m	Web					
		Flg					
	外法寸法 2.0m	Web					
		Flg					
	外法寸法 2.5m	Web					
		Flg					
脚高 h=30.0m	外法寸法 1.5m	Web					
		Flg					
	外法寸法 2.0m	Web					
		Flg					
	外法寸法 2.5m	Web					
		Flg					

応力
 補剛板の局部座屈による許容応力度の低減を受けない最低板厚
 製作不可

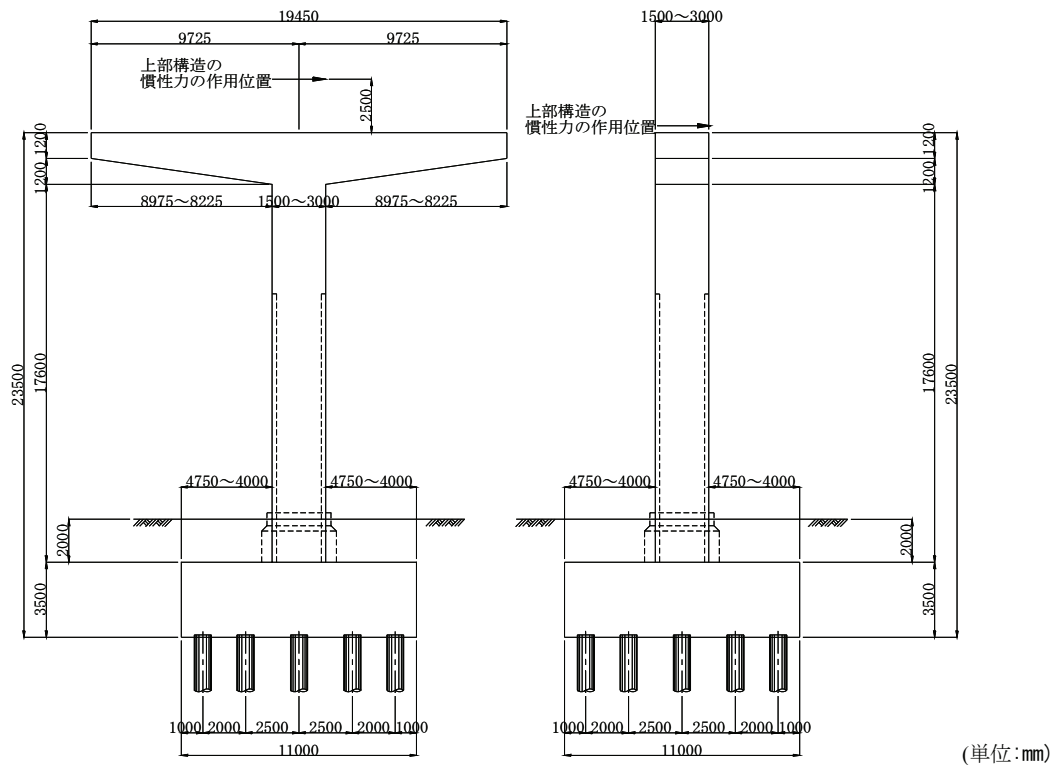


図 5-3 鋼製橋脚一般図 (橋脚高さ 20m)

(3) レベル 2 地震動に対する照査

レベル 2 地震動に対する照査は、道示 V¹²⁾ に準じて、 $M-\Phi$ 関係に基づくトリリニアモデルを用いた非線形時刻歴動的解析を実施し、最大応答値及び残留変位と各許容値を比較した。 $M-\Phi$ 関係を求める応力-ひずみ関係には、普通鋼材に対しては、2 次勾配に 1% のひずみ硬化を有するバイリニアモデル、高強度鋼材に対してはひずみ硬化を無視した完全バイリニアモデルを用いた。入力地震波には、道示 V に記載されているタイプ 2 地震動の 3 波（Ⅱ種地盤）を使用し、応答値の 3 波平均により照査を行った。

最大応答値に対する許容値（終局ひずみ）は、宇佐美らにより提案されている損傷領域長（式(5.3)参照）¹³⁾における平均圧縮ひずみで評価し、既往の平均圧縮ひずみによる終局ひずみに関する提案式^{9),10)}を適用した。普通鋼材に対しては、幅厚比パラメータ (R_F) が $0.25 \leq R_F \leq 0.5$ の範囲で式(5.1)を適用し、その他の高強度鋼材に対しては、 $0.3 \leq R_F \leq 0.5$ の範囲で式 (5.2) を適用し、軸力比により線形補間を行った。なお、 R_F が上記範囲の下限值より小さい場合、 R_F の下限値における算出値をそのまま適用した。上記推定式は、シェル要素、ファイバー要素を用いた解析モデルによる弾塑性有限要素解析により損傷領域長における終局平均圧縮ひずみを評価したものであり、普通鋼材の推定式(5.1)を用いることにより既往の模型実験結果¹⁴⁾の最大荷重を 10% の誤差、最大荷重時の水平変位を 20% の誤差で推定可能であることが示されている。また、推定式(5.2)は、推定式(5.1)と同じ手法により求めた終局ひずみの推定式であるが、実験結果による検証はなされていない。さらに、 R_F を小さくすれば、普通鋼材の推定式(5.1)は鋼製橋脚の変形性能を大きく向上できるが、高強度鋼材の推定式(5.2)は変形性能の向上があまり期待できないものとなっている。

○普通鋼材 (SM490Y) の終局ひずみ

$$\varepsilon_a = (1.39 + 0.336 / R_F^{2.60}) \varepsilon_y \quad (5.1)$$

○高強度鋼材 (SM570, HT780, BHS500, BHS700) の終局ひずみ

$$\varepsilon_a = \begin{cases} (3.64 - 2.37 R_F) \varepsilon_y & (N / Ny = 10\%) \\ (4.95 - 4.52 R_F) \varepsilon_y & (N / Ny = 20\%) \end{cases} \quad (5.2)$$

○損傷領域長

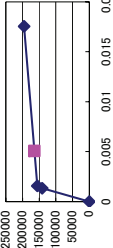
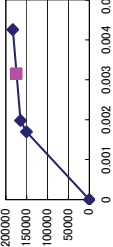
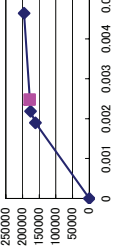
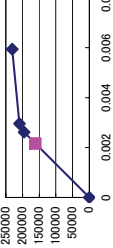
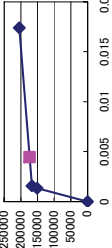
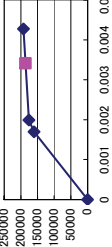
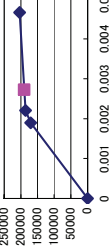
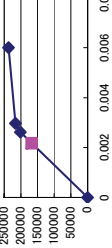
$$L_e = \min \{ 0.7b, a \} \quad (5.3)$$

ここで、 L_e : 損傷領域長

b : フランジ幅(=1500~3000mm)

a : ダイアフラム間隔(=1500mm)

表 5-5 レベル 2 地震動による照査結果例 (橋脚高さ 30m、外法寸法 2.5m)

		SM490Y	SM570	BHS500	HT780	BHS700
断面	降伏応力度	N/mm ²	355		685	700
	許容応力度	N/mm ²	210		355	360
	Web	mm	2500 x 43	2500 x 35	2500 x 31	2500 x 31
	rib	mm	270 x 27	230 x 23	210 x 21	210 x 21
	Flg	mm	2414 x 49	2430 x 39	2438 x 33	2438 x 32
	rib	mm	300 x 30	250 x 25	220 x 22	220 x 22
	固有周期	sec	2.397	2.601	2.745	2.751
	最大応答加速度	gal	562.4	572.8	524.3	521.5
	Ma, ϕ a	kN・m, l/m	195400 - 0.01756241	195165 - 0.00463973	231040 - 0.00594429	234180 - 0.00607012
	M, ϕ	kN・m, l/m	164639 - 0.005102	178234 - 0.002482	161610 - 0.002173	160939 - 0.002178
橋軸方向						
橋直方向	ϕ / ϕ a	mm	0.291	0.535	0.366	0.359
	残留変位の照査	mm	175 < 325	16 < 325	9 < 325	9 < 325
	固有周期	sec	2.341	2.504	2.715	2.735
	最大応答加速度	gal	573	605.5	536.9	528.2
	Ma, ϕ a	kN・m, l/m	204770 - 0.01741616	203605 - 0.00466211	236900 - 0.00600172	238000 - 0.00614175
	M, ϕ	kN・m, l/m	173538 - 0.004463	186130 - 0.003420	167321 - 0.002178	164873 - 0.002186
						
	ϕ / ϕ a	mm	0.256	0.801	0.363	0.356
	残留変位の照査	mm	134 < 325	75 < 325	11 < 325	8 < 325
	判定		OK	OK	OK	OK

レベル2地震動による照査結果の一部（橋脚高さ 30m、断面寸法 2.5m）を表 5-5 に示す。強度上昇に従い、断面のコンパクト化に伴う長周期化により加速度応答は低減傾向にある。また、ここでは高強度鋼材は普通鋼材に比べて終局ひずみを小さく設定している提案値を用いているため、許容値に対する余裕度が小さくなっているものの、残留変位も小さくなる傾向にある。但し、上記ケースの比較では HT780、BHS700 では最低板厚で断面が決定されているため、応力で断面が決定されている SM570、BHS500 と比較して許容値に対する余裕度が大きくなっている。

5. 3 鋼重及びコスト比較

試設計された鋼製橋脚について鋼重およびコスト（材料費、製作費および架設費）の観点から整理を行い、高強度鋼材の適用性を検討した。コスト算出にあたっては「改訂 鋼道路橋 数量集計マニュアル（案）」¹⁵⁾、「建設物価」（2006年3月）¹⁶⁾、「橋梁架設工事の積算」¹⁷⁾および「平成17年度 公共工事設計労務単価（基準額）」¹⁸⁾を適用した。文献 6)に準じて、BHS700の鋼材単価はBHS500の約83%高い金額とするとともに、SM570及びHT780の製作費は普通鋼材に対して工数の割り増し25%を考慮したが、BHS材の製作費はその溶接性、加工性の良さから割り増しを考慮しなかった。設定した鋼材価格（ベース価格とエキストラ）を表5-6に示す。

図 5-4 に橋脚高さ 30m における材質と鋼重との関係を示す。補剛板の局部座屈に対する許容応力度の低減を受けない最低板厚で断面が決定される場合もあるため、材料の強度向上が鋼重低減につながっているとは一般的にはいえないが、橋脚高さが高く外法寸法が小さい場合は断面板厚が応力により決定されることから、鋼材強度の増加に伴い鋼重が減少する傾向がみられた。

表 5-6 鋼材価格（ベース価格とエキストラ、円/t）

	SM490Y	SM570	BHS500	HT780	BHS700
ベース価格	75.000	75.000	75.000		
エキストラ	19.000	53.000	67.000		
鋼材価格	94.000	128.000	142.000	233.000	260.000

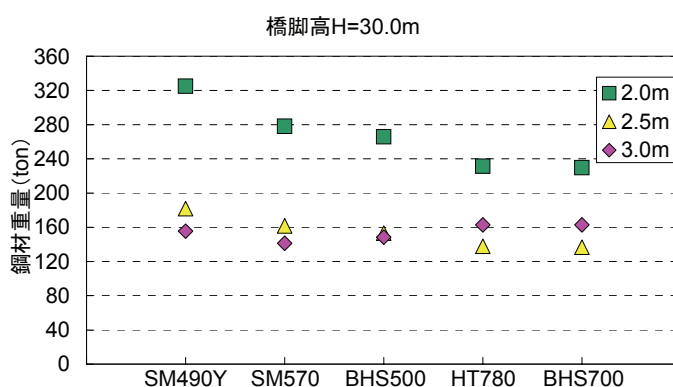
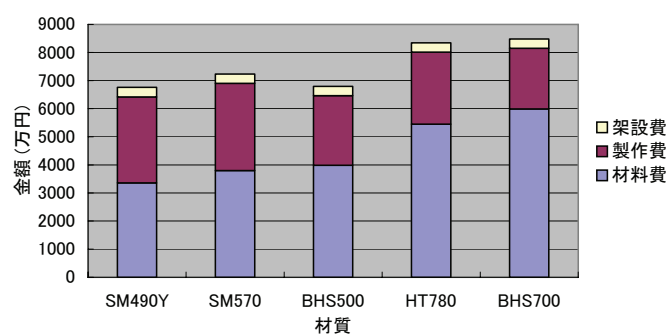
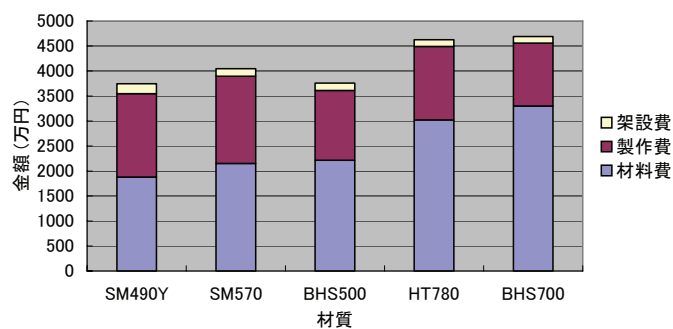


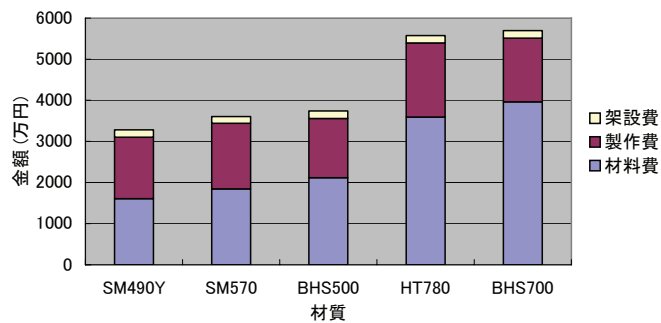
図 5-4 鋼重比較（橋脚高さ 30m）



(a) b=2.0m



(b) b=2.5m



(c) b=3.0m

図 5-5 コスト比較 (橋脚高さ 30m)

図 5-5 に橋脚高さ 30m、外法寸法 2.0m、2.5m における材質とコストとの関係を示す。高強度鋼材は普通鋼材に比べ材料単価が高く、とりわけ HT780、BHS700 の鋼材単価は他の材料の 2 倍程度と高いため、鋼重低減が必ずしもトータルコストの低減につながっていない。但し、BHS500 は、SM490Y と比較して製作コストが縮減されることからトータルコストもほぼ同等となる。

以上のように、橋脚高さが高く外法寸法が小さい鋼製橋脚においては断面板厚が応力で決まる傾向があり、このような鋼製橋脚に対して高強度鋼材を適用した場合、鋼重が低減

されてトータルコストでも有利になるケースがあった。具体的には、高さ 10m, 15m の橋脚に対しては外法寸法 1.5m 以下、高さ 20m, 25m の橋脚に対しては外法寸法 2m 以下、高さ 30m の橋脚に対しては外法寸法 2.5m 以下の場合に 4 種類の高強度鋼材何れかの断面が応力で決定されていることから、高強度鋼材、特に BHS500 の適用性があると言える。また、本試設計では縦リブ間隔等を固定条件として行ったが、縦リブ間隔を狭めれば補剛板の局部座屈強度は増加することから、応力で決定する範囲は増大すると思われる。一方、高強度鋼材を吊橋主塔に適用する場合は、大きな軸圧縮力が常時作用することから応力で決定される範囲は更に大きくなることが想定され、また、断面のコンパクト化により断面決定に影響が大きい風荷重の影響が小さくなることから、更なる高強度鋼材単価の低減が進めば、高強度鋼材を吊橋主塔に適用するコスト的なメリットが見出せる可能性があると考えられる。

5. 4 まとめ

本章では、高強度鋼材を吊橋主塔に適用した場合のコスト的なメリットの可能性を把握することを目的に、高架橋の単柱橋脚に普通鋼材(SM490Y)及び高強度鋼材(SM570, HT780, BHS500, BHS700)をそれぞれ適用した地震時に対する試設計を実施し、材質の違いによる鋼重及びコストの比較を行った。

以下に本章で得られた主な知見を示す。

- (1) 橋脚高さが低く外法寸法が大きい橋脚においては、最低板厚で断面が設定されるが、橋脚高さが高く外法寸法が小さい橋脚においては板厚が応力で決まる傾向があり、このような橋脚に対して高強度鋼材を適用した場合、鋼重が低減されてトータルコストでも有利になるケースがあった。具体的には、高さ 10m, 15m の橋脚に対しては外法寸法 1.5m 以下、高さ 20m, 25m の橋脚に対しては外法寸法 2m 以下、高さ 30m の橋脚に対しては外法寸法 2.5m 以下の場合に高強度鋼材の断面が応力で決定されていることから、高強度鋼材の適用性があると言える。
- (2) 高強度鋼材を吊橋主塔に適用する場合は、大きな軸圧縮力が常時作用することから応力で決定される範囲は更に大きくなることが想定され、また、断面のコンパクト化により断面決定に支配的となる風荷重の影響が小さくなることから、更なる高強度鋼材単価の低減が進めば、高強度鋼材を吊橋主塔に適用するコスト的なメリットが見出せる可能性があると考えられる。

参考文献（5章）

- 1) 小西拓洋、高橋和也、三木千寿：高強度鋼の適用による鋼橋の合理化設計の可能性、高性能・高性能鋼材の橋梁への利用研究報告、日本鋼構造協会、pp.23-35、2000.
- 2) 大田孝二、深沢誠：橋と鋼、建設図書、2000.2.
- 3) 本州四国連絡橋公団：鋼材規格 HBS G 3102 鋼上部構造用 70 キロ鋼、80 キロ鋼：1976.10.
- 4) 本州四国連絡橋公団：鋼橋等製作基準・同解説、1976.2.
- 5) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説、1976.3.
- 6) 三木千壽、市川篤司、楠隆、川端文丸：橋梁用高性能鋼材(BHS500,BHS700)の提案、土木学会論文集 No.738/I-64、pp.1-10、2003.7
- 7) 国土交通省道路局企画課：海峡横断道路プロジェクト調査－新道路整備五箇年計画調査のとりまとめ－、2003.10.
- 8) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、丸善、1997
- 9) 運上茂樹、林昌弘、河藤千尋：鋼製橋脚の座屈パラメーターと終局ひずみの関係式に関する一研究、第4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、2000.12
- 10) 遠藤和男、河藤千尋、運上茂樹：高強度鋼材を用いた矩形断面鋼製橋脚の変形・耐荷力性能に関する解析的研究、第7回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、2004.1
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ 鋼橋編、丸善、2002.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編、丸善、2002.
- 13) 宇佐美勉、日本鋼構造協会編著：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン、技報堂出版、2006.9
- 14) 建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神道路公団、名古屋高速道路公社、（社）鋼材倶楽部、（社）日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(Ⅰ)～(Ⅶ)、1997.4
- 15) (財)建設物価調査会改訂：鋼道路橋 数量集計マニュアル(案)、2003.7
- 16) (財)建設物価調査会：建設物価、2006.3
- 17) (社)日本建設機械化協会：橋梁架設工事の積算、2003.4
- 18) 国土交通省：平成17年度 公共工事設計労務単価（基準額）、2005.3

6 章 高強度鋼材を用いた単柱の終局状態評価のための数値計算手法に関する検討

6. 1 まえがき

5章では、高強度鋼材を吊橋主塔に適用した場合、断面のコンパクト化等によりコスト的なメリットの可能性を示した。高強度鋼材を吊橋主塔に適用して大規模地震時に塑性化を許容した設計を行うには、耐力・変形特性及び損傷特性を明らかにして、許容できる損傷度、限界状態を明確にする必要があるが、高強度鋼材を用いた柱部材の耐力・変形特性及び損傷特性はこれまで十分に明らかになっていない。道示¹⁾では、鋼製単柱に対する終局状態の定式化がなされているが、その適用は非調質の普通鋼材（SS400, SM490, SM490Y）に限定され、それを上回る強度の鋼材を適用する場合には、繰り返しの影響を考慮した載荷実験等により慎重に検討する必要があるとされている。

鋼製柱部材の耐震性能は繰り返し荷重を載荷させる正負交番載荷実験から得られるが、種々の鋼種や形状を有する一般的な柱部材の耐震性能を把握するには、数多くの実験を行い幅広いデータの蓄積が必要である。しかし、実験のみでデータの蓄積をするのは現実的に不可能であるため、数値計算によって補完する必要がある、実際の鋼部材の繰り返し弾塑性挙動を解析で求められることが重要となる。繰り返し荷重が作用する鋼部材の弾塑性有限要素解析では、材料構成則により解析結果は大きな影響を受けると考えられるが、既往の研究^{2),3)}によれば、鋼材の繰り返し塑性履歴を精度よく再現することができる材料構成則を用いれば、局部座屈を考慮できる弾塑性有限要素解析によって鋼部材の繰り返し弾塑性挙動を精度よく再現できることが明らかになっている。

本章では、80 キロ鋼の素材試験による材料構成則に関する検討、橋脚模型を用いた正負交番載荷実験及びそのシミュレーション解析により、高強度鋼材を用いた単柱の耐力・変形特性及び損傷特性等の終局状態評価のための数値計算手法の妥当性の検証を行う。

6. 2 高強度鋼材の材料構成則に関する検討

ここでは西村らにより提案されている手法⁴⁾に基づき、80 キロ鋼（JIS SHY685）について、冷間曲げ加工を施した鋼板($R/t=\infty, 50, 25$)を対象に素材試験を行い、曲げ加工の影響を含む、高強度鋼材の材料構成則に関する検討を実施する。上記手法は、普通鋼材 SS400、高張力鋼 SM570、低降伏比高張力鋼 LYR590 について塑性履歴の異なる数種類の実験と数値シミュレーションとの比較により、提案式の妥当性が検証されている。

(1) 材料構成則の概要

単調載荷曲線を基にした構成式の概要を図 6-1、6-2 に示す。図 6-1 は真応力-塑性ひずみで整理した単調載荷曲線、図 6-2 は繰り返し塑性履歴を受けた鋼材の真応力-塑性ひずみを示しており、図 6-1 の点 0~8 は図 6-2 の点 0~8 に対応している(ただし点 4, 7 を除く)。図 6-2 において、一軸状態における塑性履歴曲線の真応力-塑性ひずみの関係を 0-1 の初期

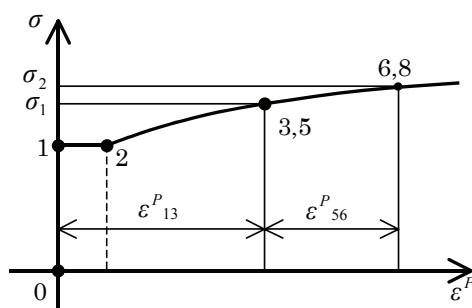


図 6-1 単調載荷試験

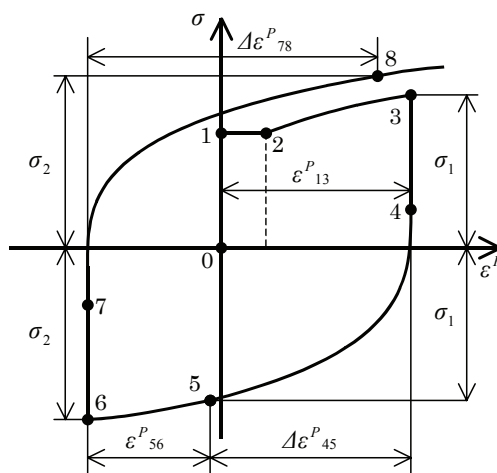


図 6-2 繰返し載荷経路

弾性域、1-3、5-6、8 以降の単調載荷曲線に準ずる領域、3-5、6-8 の遷移領域に分け、さらに単調載荷曲線に準ずる領域を 1-2 の降伏棚、2-3、5-6、8 以降のひずみ硬化開始後の領域に、遷移領域を 3-4、6-7 の弾性遷移域、4-5、7-8 の非線形遷移領域に分けて表現している。例えば、ここで応力の絶対値が σ_1 である点 3 まで載荷した後に除荷したとする。除荷が進み点 5 において応力の絶対値が再び σ_1 に達したとすると、点 5 から再載荷する点 6 までの部分は図 6-1 の単調載荷の点 5 から点 6 までの部分と等価であると考える。

① 単調載荷曲線に準ずる領域

ひずみ硬化領域の単調載荷載荷曲線については、以下の式(6.1)によって表現している³⁾。

$$\sigma = \frac{E_{st}^P}{b} \varepsilon^{a\varepsilon^{P*}_{mon}} \ln(1 + b\varepsilon^{P*}_{mon}) + \sigma_y \quad (a \geq 0) \quad (6.1)$$

ここに、

- ε^{P*}_{mon} : ひずみ硬化開始点を原点としたときの単調載荷曲線上の塑性ひずみ
- E_{st}^P : ひずみ硬化勾配
- σ_y : 下降伏点応力度
- a, b : 鋼材によって決まる定数

式(6.1)を ε^{P*}_{mon} で微分することで、単調載荷曲線における接線塑性係数 E^P を式(6.2)で算出することができる。

$$E^P = \frac{E_{st}^P}{b} e^{a\varepsilon_{mon}^{P*}} \left\{ \frac{b}{1 + b\varepsilon_{mon}^{P*}} + a \ln(1 + b\varepsilon_{mon}^{P*}) \right\} \quad (6.2)$$

式(6.1)、式(6.2)はひずみ硬化開始点($\epsilon^{P*}_{mon}=0$)において、 $\sigma=\sigma_y$ 、 $E^P=E^P_{st}$ を満たしている。降伏棚上で荷重を反転させた場合、現れてくる降伏棚の長さの累計が単調載荷時の降伏棚の長さに達するまで $E^P=0$ としている。ひずみ硬化開始後の接線塑性係数 E^P は常に $E^P>0$ となる。

②弹性遷移領域

鋼材が繰返し塑性履歴を受けるとバウシinger効果により弾性域の大きさ κ は初期弾性域の大きさ κ_0 より減少し、ある程度以上の繰返し塑性履歴を受けると弾性域の大きさは一定値に収束することが明らかにされている。そこで、繰返し塑性履歴にともなう弾性域の大きさの変化を以下の式(6.3)によって表現している。

$$\frac{\kappa}{K_0} = \frac{1-c}{\left(\varepsilon_{mon}^p + 1\right)^n} + c \quad (6.3)$$

ここに、

 ε_{mon}^P : 単調載荷曲線上の塑性ひずみ(%) κ : 弾性域の大きさ κ_0 : 初期の弾性域の大きさ ($2\sigma_y$)

c, n : 鋼材によって決まる定数

式(6.3)は、 κ/κ_0 を ε_{mon}^P がある程度大きくなると弾性域の大きさ κ は一定値 $c \times \kappa_0$ に漸近する。

③非線形遷移領域

図 6-3 に示すように、非線形遷移領域の開始点(点 4)を原点とし、x 軸に塑性ひずみ、y 軸に真応力をとる。非線形遷移領域上の任意の点 P(x,y)における接線塑性係数 E^p を以下の式(6.4)で算出している。

$$E^P = \frac{dy}{dx} = E^P_0 + (1+m)^2 \left(E^P_0 - \frac{\Delta\sigma}{\mathcal{A}\varepsilon^P} \right) \left(\frac{x}{\mathcal{A}\varepsilon^P} \right)^m \ln \left(\frac{x}{\mathcal{A}\varepsilon^P} \right) \quad (6.4)$$

ここに、

 $\Delta \varepsilon^P$: 遷移領域の塑性ひずみの大きさ

$\Delta\sigma$: 原点から非線形遷移領域終了点(点 5)までの真応力の大きさ

E_0^P : 非線形遷移領域終了点(点 5)における接線塑性係数

m : 非線形遷移領域の形状を表すパラメータ ($-1 < m < 0$)

式(6.4)では、非線形遷移領域の開始点($x=0$)では接線塑性係数 E^P は無限大であり、非線形遷移領域の終了点($x=\Delta \varepsilon^P$)では接線塑性係数 E^P は E_0^P となっている。

式(6.4)を塑性ひずみ x で積分すると、真応力 y は以下の式(6.5)で表される。

$$y = E^P_0 x + (\Delta \varepsilon^P E^P_0 - \Delta \sigma) \left(\frac{x}{\Delta \varepsilon^P} \right)^{m+1} \left\{ (1+m) \ln \left(\frac{x}{\Delta \varepsilon^P} \right) - 1 \right\} \quad (6.5)$$

単調載荷曲線上で荷重が反転した場合、遷移領域の塑性ひずみの大きさ $\Delta \varepsilon^P$ は、単調載荷曲線上の塑性ひずみ ε_{mon}^P の関数として以下の式(6.6)によって表現している。

$$\Delta \varepsilon^P = \frac{e}{d} \sqrt{(\varepsilon^P_{mon})^2 + 2d\varepsilon^P_{mon}} \quad (6.6)$$

ここに、

 ε_{mon}^P : 単調載荷曲線上の塑性ひずみ(%)

d, e : 鋼材によって決まる定数

非線形遷移領域で荷重が反転した場合、遷移領域の塑性ひずみの大きさ $\Delta \varepsilon^P$ は式(6.7)で表現される³⁾。

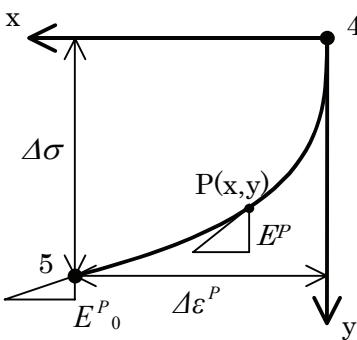


圖 6-3 非線形遷移領域

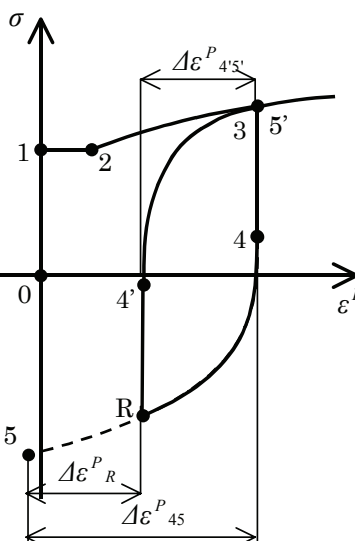


図 6-4 非線形遷移領域での反転(1)

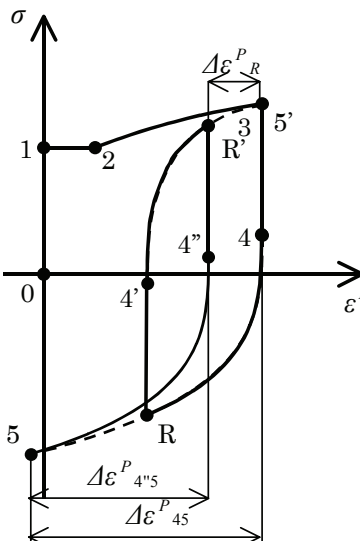


図 6-5 非線形遷移領域での反転(2)

$$\Delta \varepsilon^P = \frac{e}{d} \sqrt{(\varepsilon_{mon}^P)^2 + 2d\varepsilon_{mon}^P - \Delta \varepsilon_R^P} \quad (6.7)$$

ここに、

$\Delta \varepsilon_R^P$: 荷重が反転する点から非線形遷移領域終了点までの塑性ひずみの大きさ (%)

式(6.7)は、図 6-4 において非線形遷移領域の点 R で荷重が反転した場合、次の非線形遷移領域の終了点(図中の点 5')が前の荷重反転点(点 3)と一致するようにしている。図 6-5 のように、非線形遷移領域の点 R で荷重が反転した後、再度非線形遷移領域の点 R'で荷重が反転しても、遷移領域の塑性ひずみの大きさ $\Delta \varepsilon^P$ は式(6.7)で表現される。

非線形遷移領域の形状を表すパラメータ m は、ひずみ硬化開始点を原点としたときの単調載荷曲線上の塑性ひずみ ε_{mon}^{P*} の関数として以下の式(6.8)で表現される³⁾。

$$m = \frac{f}{\varepsilon_{mon}^{P*} + \{1 + \exp(g)\}f} - 1 \quad (6.8)$$

ここに、

ε_{mon}^{P*} : ひずみ硬化開始点を原点としたときの単調載荷曲線上の塑性ひずみ (%)

gf : 鋼材によって決まる定数

ただし、単調載荷曲線上の塑性ひずみが降伏棚の範囲内であるときは一定値($m = -0.01$)とする。

(2) 材料定数の設定

構成式に含まれる材料定数を求めるため、単調載荷実験、弾性域の大きさの減少を調べる実験、両振り実験の 3 種類の実験を行った。各試験では、通常通り平板状態の処女材料(径厚比 $R/t=\infty$) から切り出した材料試験片により定数を決定した他、円形断面での曲げ加工の影響を考慮するべく、曲げ加工した板(径厚比 $R/t=25, 50$) から切り出した材料試験片から定数を決定した。材料試験片の切り出しは、図 6-6 のようにして行い、単調載荷実験には JIS 5 号試験片(評点距離 50mm)、その他の試験については、図 6-7 に示すように、平行部断面が $6 \times 8\text{mm}$ 、長さが 30mm の試験片を用いた。実験の状況を写真 6-1 に示

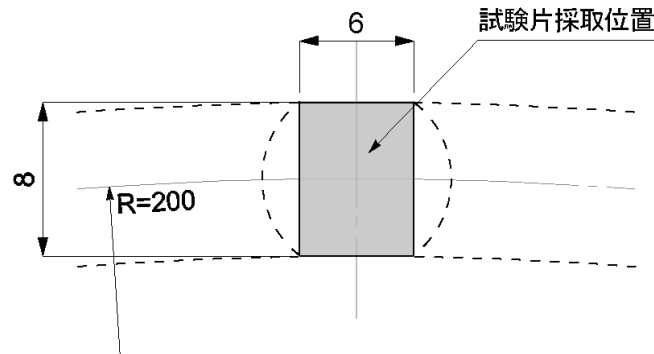
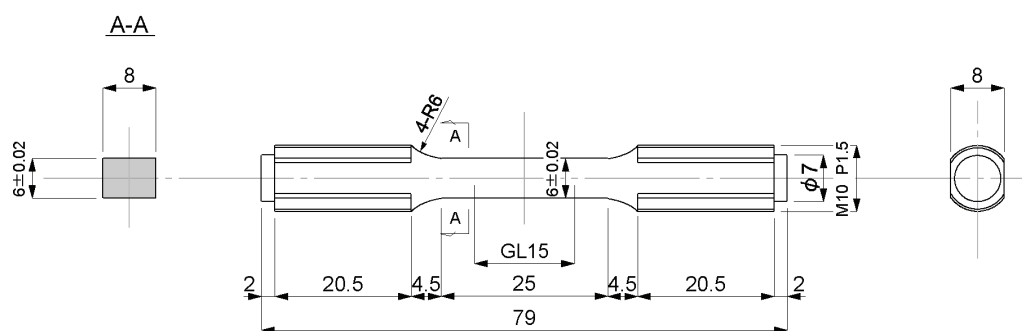


図 6-6 試験片の切り出し ($r/t=25$)



(単位: mm)

図 6-7 試験片の形状

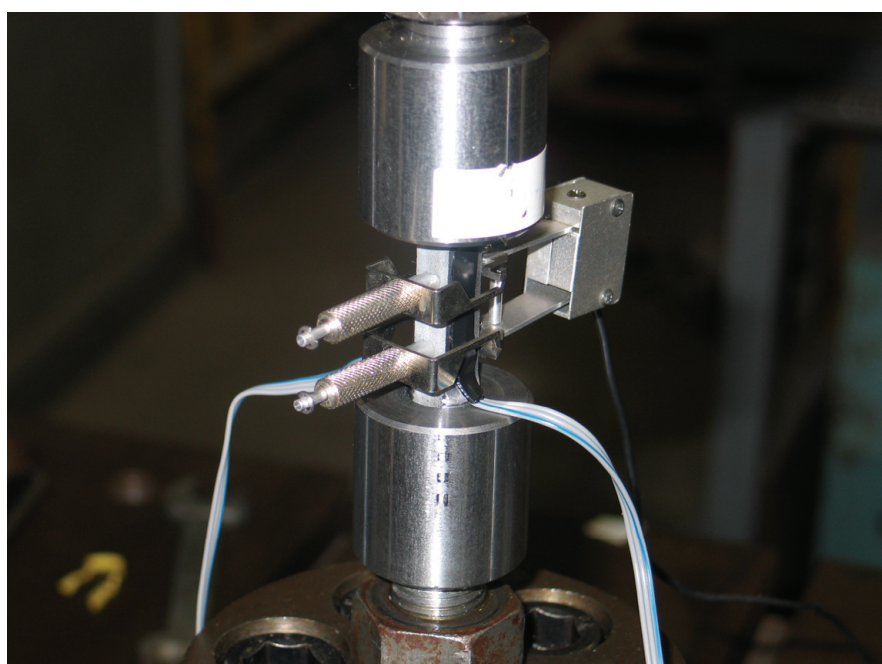


写真 6-1 繰り返し载荷試験状況

す。実験装置としてサーボパルサー（容量 100kN）を使用し、実験供試体を冶具にねじ込み固定した。荷重はサーボパルサーに内蔵されたロードセルにより、ひずみは平行部に取り付けた伸び計（標点距離 15mm）により測定した。また、伸び計の精度を確認する目的で、ひずみゲージを試験片両面に挟み込むように貼った。

また、本構成式は真応力－塑性ひずみ関係を対象としている。実験から得られるデータは工学ひずみ ε_N と荷重 P であるので、以下の式(6.9)によって ε_N と P を塑性ひずみ ε^P と真応力 σ に変換した後、構成式に含まれる材料定数の算出を行った。

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{P(1+\varepsilon_N)}{A} \\ \varepsilon &= \ln(1+\varepsilon_N) \\ \varepsilon^P &= \varepsilon - \varepsilon^e = \varepsilon - \frac{\sigma}{E} \end{aligned} \right\} \quad (6.9)$$

ここに、

ε : 真ひずみ(対数ひずみ)

ε^e : 弾性ひずみ

A : 断面積

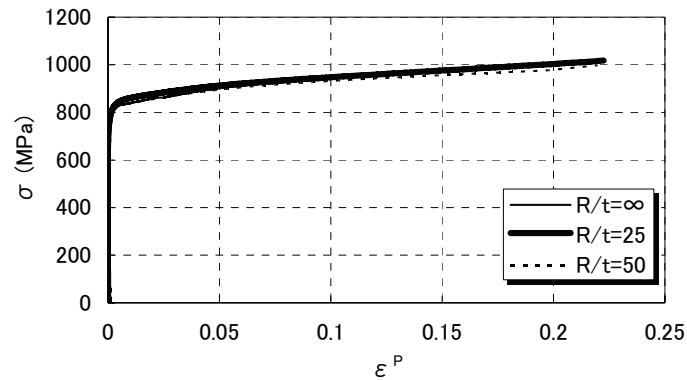
E : ヤング率

①単調載荷曲線に関する材料定数

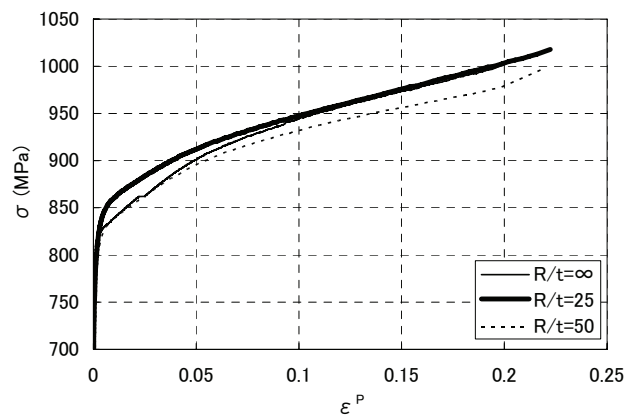
単調載荷曲線を表現する構成式に含まれる材料定数は、単調載荷実験結果に基づき、以下の手法により求めた。80 キロ鋼は明瞭な降伏棚を有していないので降伏棚の長さ ε_{st}^P は 0.0 と設定する。実験結果を真応力－塑性ひずみに変換した後、降伏応力度 σ_y を 0.03% オフセット法により決定する。その後、ひずみ硬化勾配 E_{st}^P を決定する。さらに、ひずみ硬化開始点（この場合、降伏点）を原点とした塑性ひずみ ε_{mon}^{P*} と真応力 σ で表現した実験データを、 E_{st}^P 、 σ_y を代入した式(6.1)で回帰計算を行い材料定数 a, b を決定した。各鋼種の材料定数 σ_y 、 ε_{st}^P 、 E_{st}^P 、 a 、 b を表 6-1 に示す。表 6-1 の材料定数を式(6.1)に代入して求めた単調載荷曲線を図 6-8 に示す。

表 6-1 単調載荷曲線に関する材料定数

鋼種	径厚比 R/t	σ_y MPa	ε_{st}^P	E_{st}^P MPa	a	b
HT780	∞	835.4	0.0	1,994	0.0000	17.58
HT780	50	814.5	0.0	3,007	0.0000	40.39
HT780	25	854.0	0.0	2,343	1.5809	49.56



(a) 全体

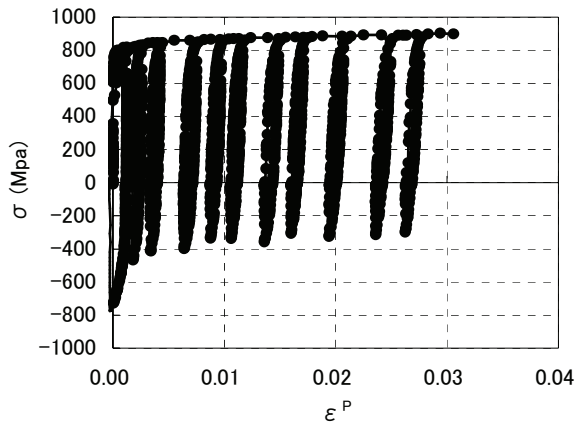


(b) 拡大

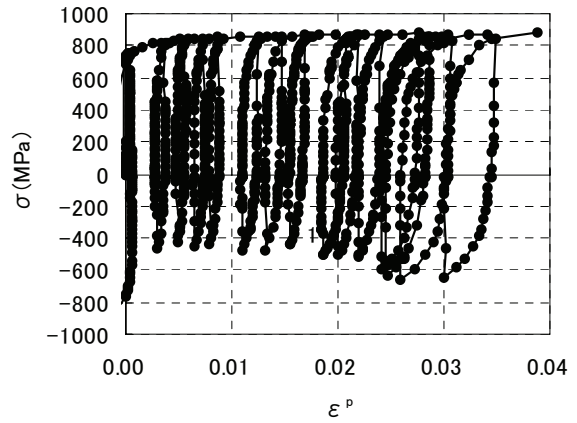
図 6-8 構成式より求めた単調載荷曲線

②弾性域の大きさの減少に関する材料定数

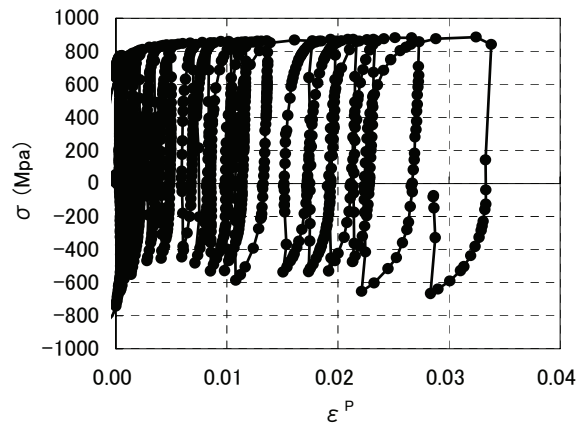
弾性域の大きさの減少に関する材料定数は、図 6-9 に示すような小さいひずみのステップで除荷と載荷を繰り返す実験結果に基づき、以下の手法により求めた。実験結果を真応力－塑性ひずみに変換した後、除荷開始点から 0.03%オフセット法によって各除荷ループの弾性域の大きさ κ を求めた。こうして求めた弾性域の大きさ κ を初期の弾性域の大きさ $\kappa_0(2\sigma_y)$ で割って無次元化し、それぞれの κ に対応する単調載荷曲線上の塑性ひずみ ε_{mon}^P との関係を調べ式(6.3)によって回帰計算し、 c と n を求めた。図 6-10 に ε_{mon}^P と κ/κ_0 との関係、表 6-2 に材料定数 c と n の値をそれぞれ示す。



(a) $R/t=\infty$



(b) $R/t=50$



(c) $R/t=25$

図 6-9 弾性域の減少の大きさを調べる実験

表 6-2 弾性域の大きさの減少に関する材料定数

鋼種	径厚比 R/t	c	n
HT780	∞	0.376	3.85
HT780	50	0.477	1.72
HT780	25	0.438	2.11

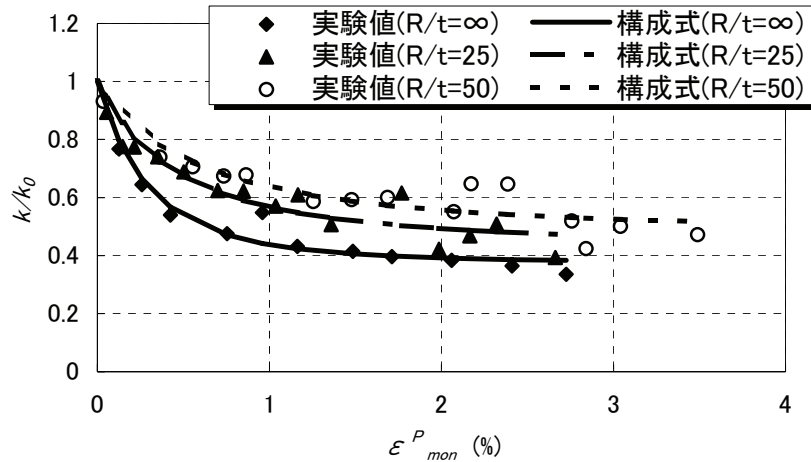
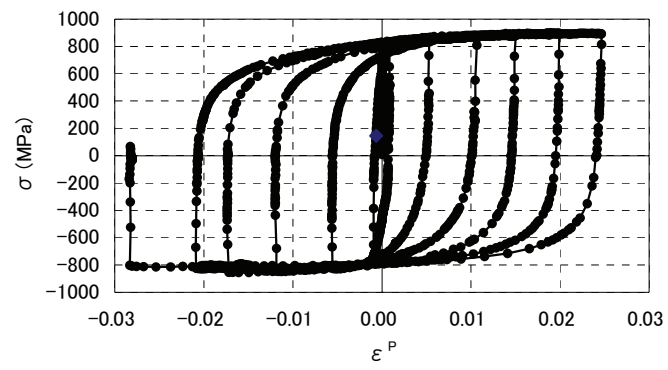


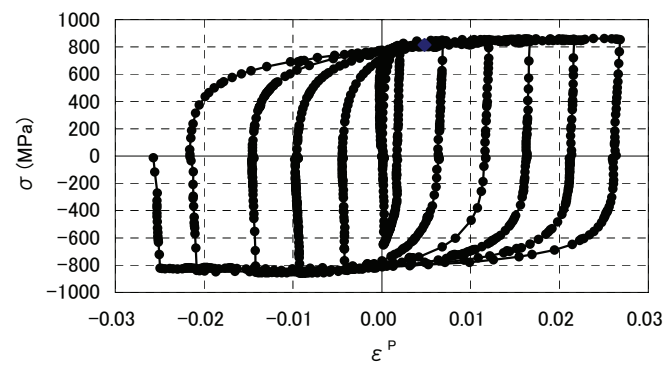
図 6-10 構成式より求めた ε_{mon}^P と κ/κ_0 の関係

③非線形遷移領域に関する材料定数

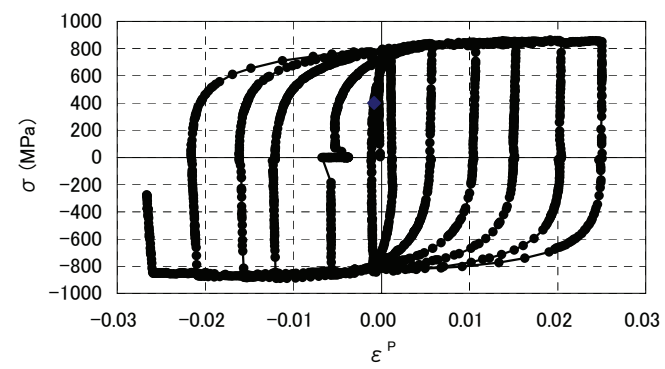
非線形遷移領域に関する材料定数は、図 6-11 に示すような原点を中心に与える正負のひずみを漸増する両振り実験結果に基づき、以下の手法により求めた。まず式(6.6)の d, e については、両振り実験結果から、それぞれの除荷・載荷のループについて非線形遷移領域を取り出し、単調載荷曲線上の塑性ひずみ ε_{mon}^P と遷移領域の塑性ひずみの大きさ $\Delta\varepsilon^P$ を求める。そして、その ε_{mon}^P と $\Delta\varepsilon^P$ の実験データを式(6.6)に代入して、図 6-12 に示すように、その関係を回帰計算することによって材料定数 d, e を決定する。つぎに非線形遷移領域の曲率に関するパラメータ m を表現する材料定数 f, g を求める。表 6-1 に示す繰返し試験片の材料定数 $a, b, \varepsilon_{st}^P, E_{st}^P$ を代入した式(6.2)に、それぞれの非線形遷移領域に対応する ε_{mon}^{P*} を代入して非線形遷移領域の終了点での接戦塑性係数 E_0^P を求める。弾性域の減少を調べる実験より求めた材料定数 c を式(6.3)に代入して弾性域の大きさ κ を求めて、非線形遷移領域の応力の幅 $\Delta\sigma$ を算出する。こうして求めた E_0^P , $\Delta\sigma$ と $\Delta\varepsilon^P$ を式(6.5)に代入し回帰計算することにより m が求まる。このようにしてそれぞれの非線形遷移領域で求めた m とひずみ硬化開始点を原点とした塑性ひずみ ε_{mon}^{P*} の関係を図 6.13 に示す。 m と ε_{mon}^{P*} を式(6.8)に代入して回帰計算することにより材料定数 f, g を決定した。材料定数 d, e, f, g を表 6-3 に示す。



(a) $R/t = \infty$



(b) $R/t = 50$



(c) $R/t = 25$

図 6-11 両振り実験

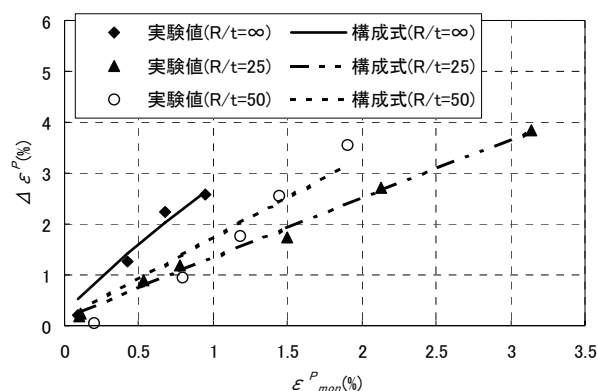


図 6-12 ε^P_{mon} と $\Delta \varepsilon^P$ の関係

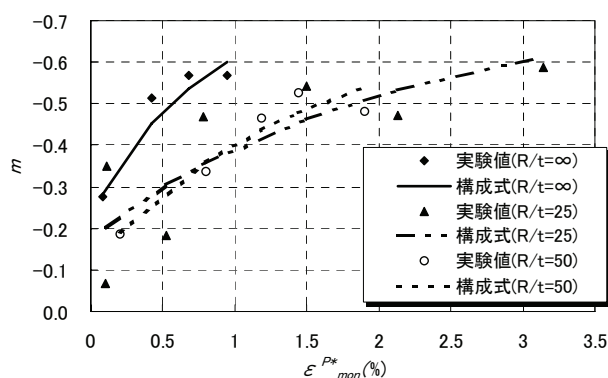


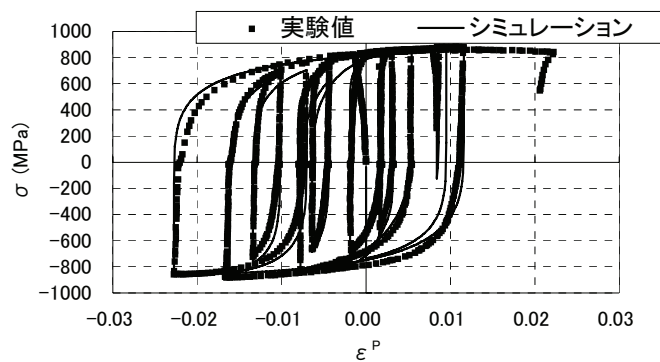
図 6-13 ε^P_{mon} と m の関係

表 6-3 非線形遷移領域に関する材料定数

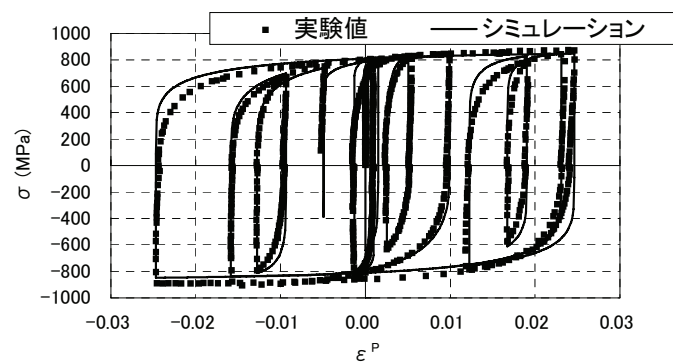
鋼種	径厚比 R/t	d	e	f	g
HT780	∞	0.27	0.60	1.11	-2.56
	50	0.10	0.15	1.82	-2.12
	25	0.19	0.21	2.29	-1.57

④ランダム載荷実験との比較

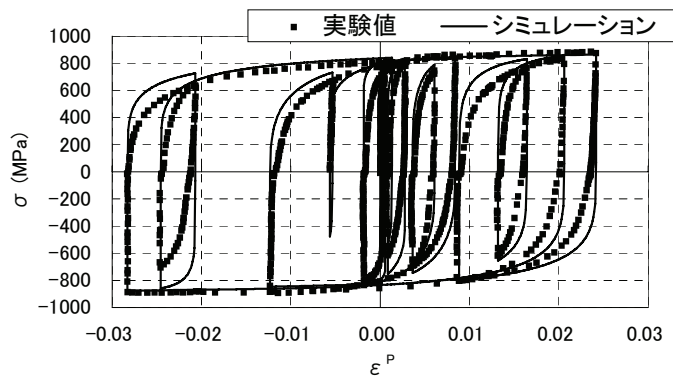
以上の実験結果から得られた材料定数を用いて鋼材の一般的な繰返し塑性履歴特性を再現できることを確認するため、載荷パターンを変化させ、非線形遷移領域での除荷・再載荷などの状況も含めて再現したランダム載荷実験を行い数値シミュレーションと比較した。図 6-14 に実験値と構成式による計算値の比較を示す。ランダム載荷での塑性履歴挙動を数値シミュレーションにより良好に再現できており、今回決定した各鋼種の材料定数を用いて鋼材の一般的な繰返し塑性履歴特性を再現できることを確認した。なお、実験の応力についてはサーボパルサーの荷重から断面積で除して求め、ひずみは伸び計からそれぞれ求めている。また、数値シミュレーションは、ひずみから構成式を使って応力を求めている。



(a) $R/t = \infty$



(b) $R/t = 50$



(c) $R/t = 25$

図 6-14 ランダム載荷実験と数値シミュレーションの比較

(3) 曲げ加工の影響に関する普通鋼材との比較

図 6-15、6-16 に既往の研究⁵⁾により得られている SM490Y、SM570 に 3 種類の曲げ加工を施した試験片による単調載荷実験結果をそれぞれ示す。図 6-8 の 80 キロ鋼の結果と比較すると、SM490Y では、径厚比が小さくなるとフラットな試験片では存在していた降伏棚が無くなるというように、曲げ加工の影響が顕著に表れたが、強度の上昇に従い曲げ加工の影響が小さくなった。これは、図 6-17 に示すような単調載荷曲線 ($\sigma - \epsilon$ 関係) の降伏棚の有無、塑性化後の見かけの強度上昇の差によるものと思われる。フラットな状態の鋼板に対して曲げ加工を施すと、鋼材は塑性変形することになり、材料レベルでは弾性域の鋼材と塑性域の鋼材が混在することになる。鋼材は一度塑性化させた後に再度力を加えると、擬似的に降伏応力度が上がることから、径厚比が小さいほど塑性化する割合が多くなり、その分見かけの強度も増すことになる。一方、見かけの強度増加分は降伏棚の有無により異なり、降伏棚が無い場合、つまり強度と降伏応力度との比率 (σ_s/σ_y) が 1.0 の場合は完全バイリニアになることから塑性化しても見かけの強度は増すことはないが、降伏棚が有る場合、比率 (σ_s/σ_y) が変化し、見かけの強度増加分も大きくなると考えられる。曲げ加工を施していないフラットな試験片の単調載荷曲線 ($\sigma - \epsilon$ 関係) を比較すると、SM490Y では明確な降伏棚が確認できるが 80 キロ鋼では無いことから、この差が曲げ加工が及ぼす影響の差に表れたものと思われる。

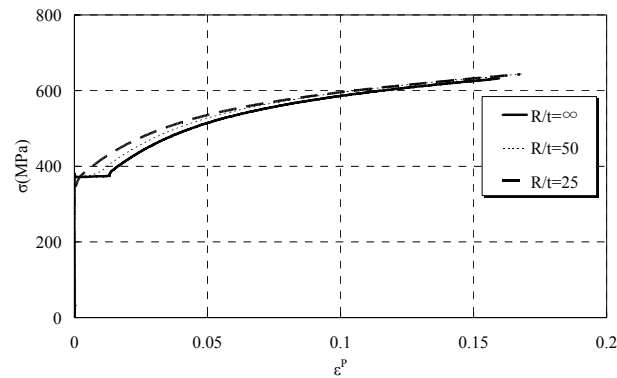


図 6-15 単調載荷試験結果 (SM490Y、曲げ加工の影響)

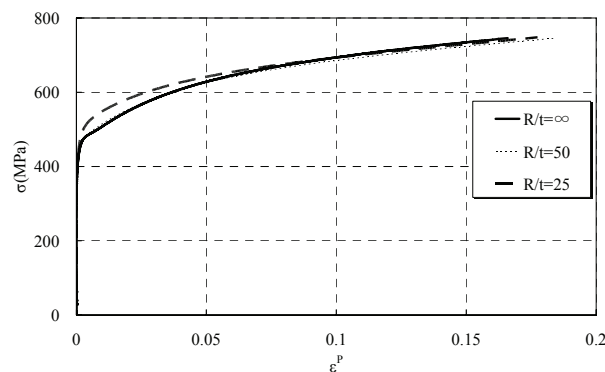


図 6-16 単調載荷試験結果 (SM570、曲げ加工の影響)

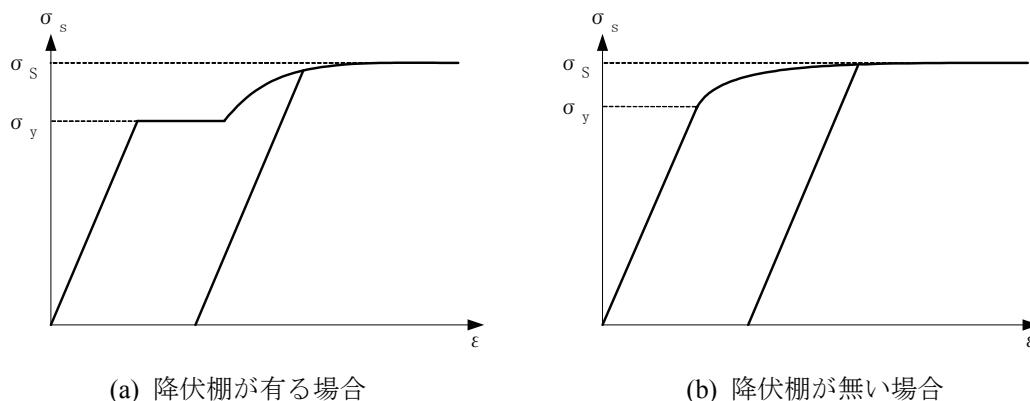


図 6-17 $\sigma-\varepsilon$ 関係の降伏棚の有無

6. 3 正負交番载荷実験及びシミュレーション解析

高強度鋼材を用いた単柱橋脚の耐力・変形性能及び損傷特性を把握することを目的として、高強度鋼材を用いた矩形及び円形断面を有する単柱橋脚模型による正負交番载荷実験を行うとともに、6. 2で得られた材料構成則を用いたシミュレーション解析を実施し、数値計算手法の妥当性を検証する。なお、円形断面を有する単柱橋脚模型による正負交番载荷実験結果は、過年度に建設省土木研究所他による共同研究で実施された成果⁶⁾を引用した。また、シミュレーション解析には弾塑性有限変位解析プログラム CYNAS³⁾を用いた。

(1) 正負交番载荷実験

① 矩形断面を有する単柱橋脚

80 キロ鋼 (JIS SHY685) を用いた矩形断面を有する単柱橋脚模型による正負交番载荷実験を実施した。供試体の諸元及び断面図をそれぞれ表 6-4、図 6-18 に示す。载荷は、供試体を水平に寝かせた状態で PC 鋼棒を用いて反力壁に固定し、鉛直载荷装置により降伏軸力 (公称降伏値より算出) の 15% (=1,618kN) 程度の軸力を一定に保ちながら、水平加振機により橋脚基部から 1500mm の位置に水平荷重を正負交番载荷した。水平荷重の载荷は、ベルヌイ・オイラーの梁理論から算出される降伏水平変位 δ_{yN} (公称降伏値より算出、10.6mm) の整数倍を繰り返し回数 1 回で漸次増加させた。载荷方法及び実験状況をそれぞれ図 6-19、写真 6-2 に示す。

表 6-4 供試体諸元（矩形断面）

断面外形寸法	載荷点高さ	ウェブ・フランジ厚	縦リブ寸法	ダイヤフラム間隔
400X400mm	1500mm	8mm	50X8mm	250mm
断面積	断面2次モーメント	幅厚比 $R_F^{1)}$	幅厚比 $R_R^{1)}$	剛比 $\gamma_I/\gamma^{*1)}$
157.44cm ²	37,347cm ⁴	0.302	0.513	3.086
剛比 $\gamma_I/\gamma_{req}^{1)}$	$R_{rib}^{1)}$	細長比 $\lambda^{1)}$	公称降伏値 σ_{yN}	試験降伏値 $\sigma_{yM}^{2)}$
5.242	0.587	0.363	685N/mm ²	799N/mm ²

1) 各座屈パラメータは公称降伏値に基づいている

2) 試験降伏値は、0.2%オフセット法により算出

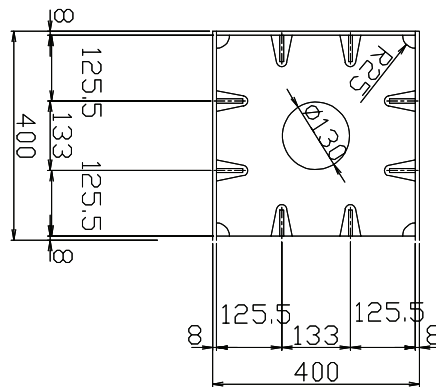


図 6-18 断面図（矩形断面）

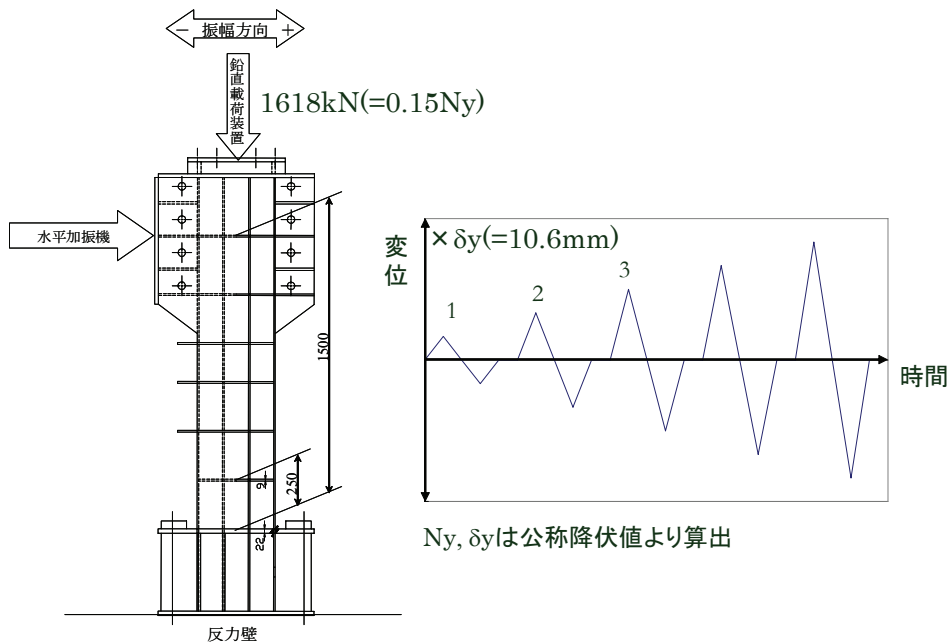


図 6-19 載荷方法（矩形断面）

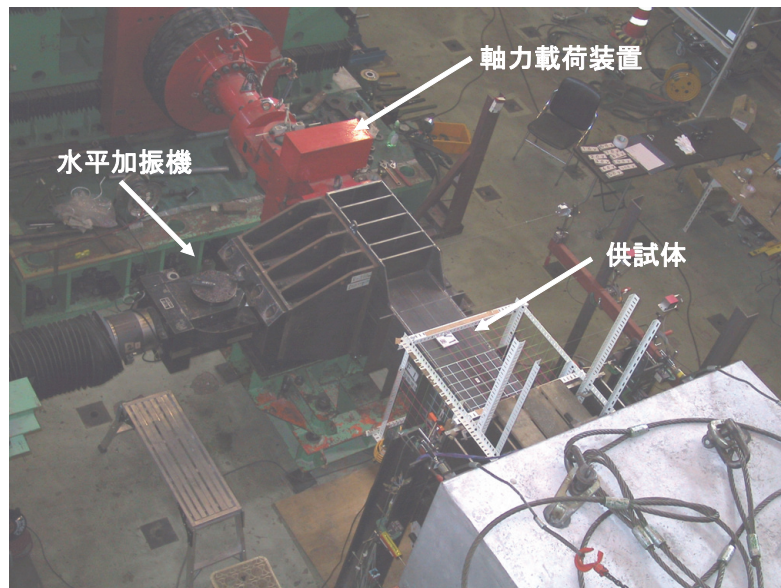


写真 6-2 実験状況（矩形断面）

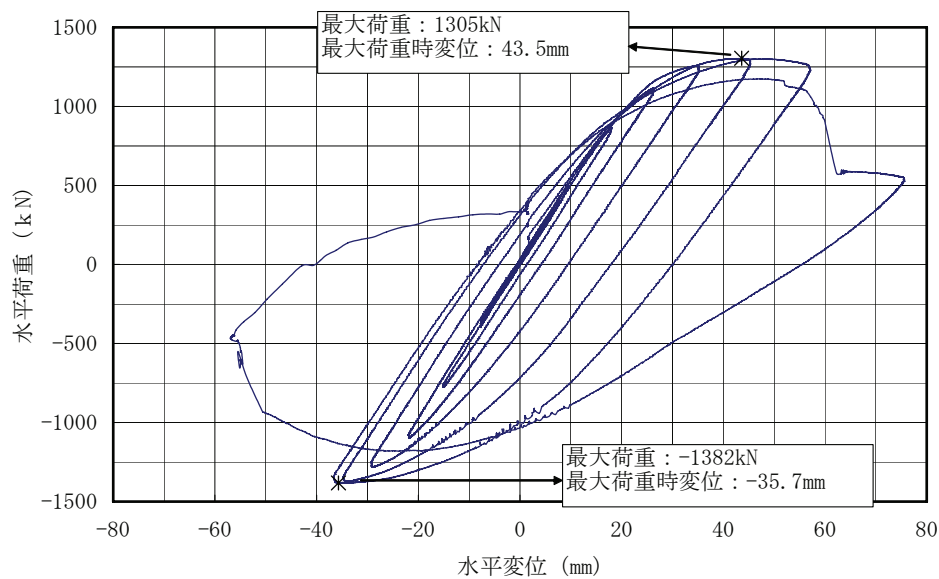
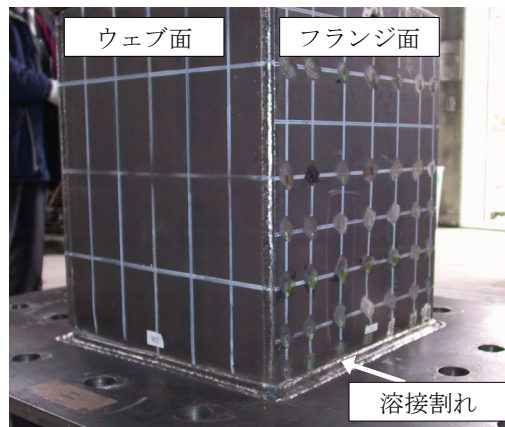


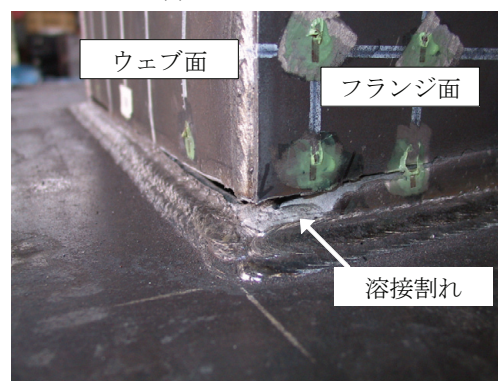
図 6-20 荷重－変位関係（矩形断面）

図 6-20 に水平荷重と荷重載荷位置における水平変位による荷重－変位関係を示す。なお、水平変位は、文献 6)に示される手法と同様に、実験供試体基部の回転・水平移動の影響を取り除いた形で算出している。また、試験装置の特性により、負側に所定の変位が載荷出来ていない。正側載荷時には $5\delta_{yN}$ 載荷時に、負側載荷時には $6\delta_{yN}$ 載荷時にそれぞれ最大荷重 1305kN、1382kN に達し、 $7\delta_{yN}$ の正側載荷途中に両フランジ・ウェブ・ベースプレート間の溶接割れがほぼ全面に渡って発生して荷重が大きく低下し、載荷を終了した。溶接割れは、フランジ・ウェブ角溶接部の橋脚基部を起点に発生し、フランジ、ウェブの方向

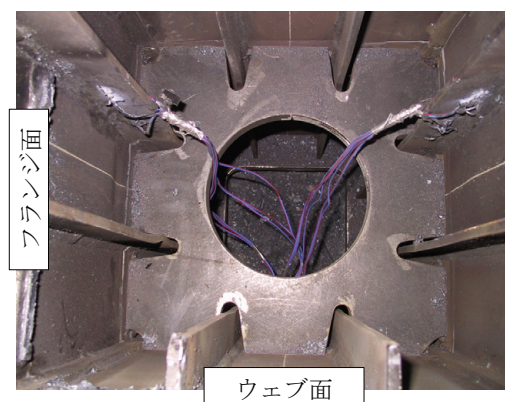
に進展していった。写真 6-3 に実験終了後の供試体基部の状況を示す。これに示すとおり、鋼製橋脚の実験終了時に一般的に見られる大きな座屈変形は見られず、最大で 7mm 程度の面外変形を生じた程度であった。これは、使用した高強度鋼材が普通鋼材と比較して延性に乏しい（材料試験による破断伸び=19.2 %）ことと、ダイヤフラム間隔が 250mm と比較的短く補剛板パネルの拘束が大きかったことによるものと思われる。



(a) 橋脚基部全景



(b) 橋脚基部拡大



(c) 橋脚基部内面

写真 6-3 実験終了後（矩形断面）

②円形断面を有する単柱橋脚

ここでは既往の 60 キロ鋼 (SM570, JIS G 3106) を用いた円形断面を有する単柱橋脚模型 (KC-3) による正負交番載荷実験結果⁹⁾を引用する。供試体の諸元及び一般図をそれぞれ表 6-5、図 6-21 に示す。載荷は、①の矩形断面の場合と同様に、鉛直載荷装置により降伏軸力 (公称降伏値より算出) の 15% (=2,314kN) 程度の軸力を一定に保ちながら、水平加振機により橋脚基部から 3303mm の位置に水平荷重を正負交番載荷した。水平荷重の載荷は、ベルヌイ・オイラーの梁理論から算出される降伏水平変位 δ_{yN} (公称降伏値より算出、16.3mm) の整数倍を繰り返し回数 1 回で漸次増加させた。図 6-22 に実験により得られた水平荷重と荷重載荷位置における水平変位による荷重－変位関係を示す。

表 6-5 供試体諸元 (円形断面)

断面外形寸法(2R)	載荷点高さ	板厚	断面積	断面2次モーメント
850mm	3303mm	13mm	341.8cm ²	299,422cm ⁴
径厚比R/t	幅厚比 R_t ¹⁾	細長比 λ ¹⁾	公称降伏値 σ_{yN}	試験降伏値 σ_{yM}
32.7	0.117	0.387	460N/mm ²	623N/mm ²

1) 各座屈パラメータは公称降伏値 σ_{yN} に基づいている

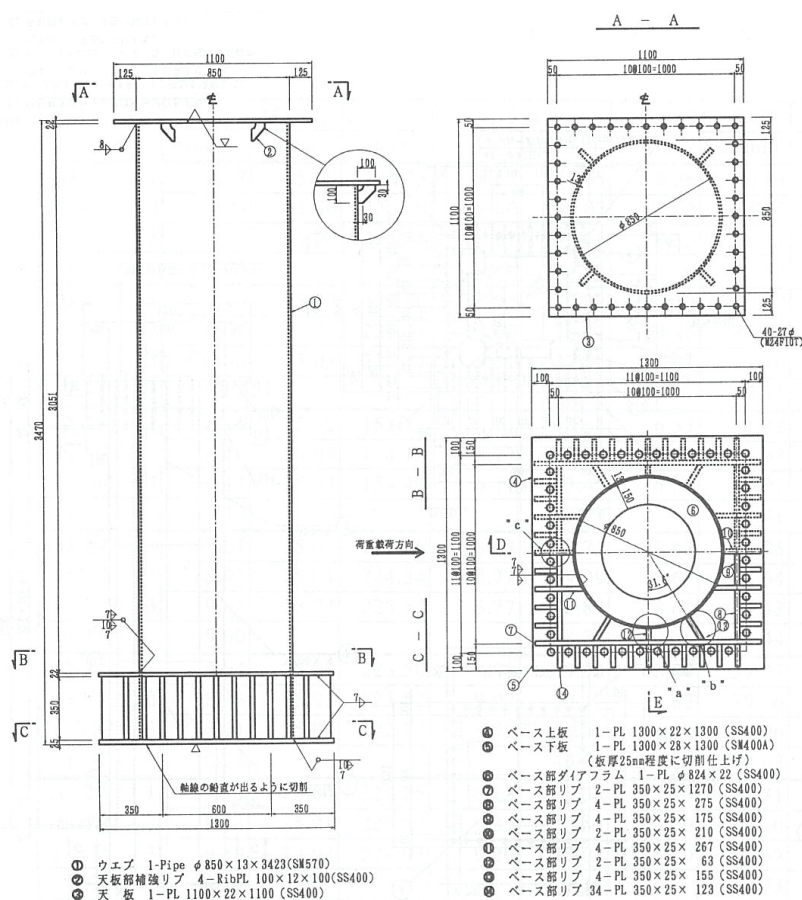


図 6-21 供試体一般図 (円形断面)

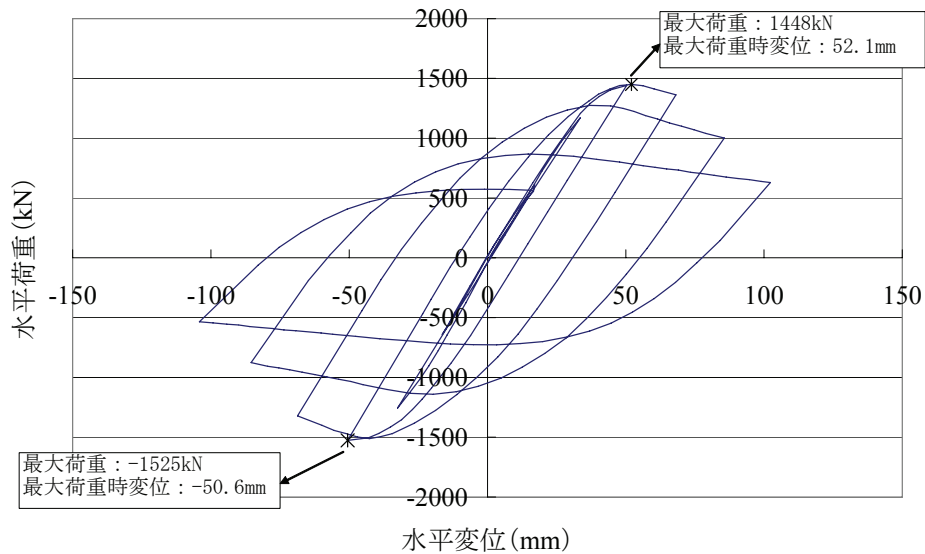


図 6-22 荷重－変位関係（円形断面）

(2) シミュレーション解析

① 矩形断面を有する単柱橋脚

解析モデルを図 6-23 に示す。解析モデルには 8 節点アイソパラメトリックシェル要素を用いるとともに、構造および荷重の対称性を考慮して 1/2 部分モデルとしている。構成式の方法定数は、表 6-1～3 の値を用いるが、降伏応力度 σ_y には、実験供試体の材料引張試験で得られた表 6-4 の値を用いた。解析は、材料非線形性と幾何学的非線形性をともに考慮した複合非線形解析とし、橋脚天端に鉛直圧縮力（=1,618kN）を作用させた状態で漸増水平変位を与えた。解析に入力する変位は、前述のように荷重反転変位が必ずしも降伏水平変位の整数倍となっていないことから、実験の各荷重反転変位と同じ値となるように設定した。また、柱断面に平均して荷重が作用するようにモデル上面の荷重載荷高さ位置に剛な要素を配置している。さらに供試体は薄肉補剛板により構成されることから、初期不整（残留応力、初期たわみ）の影響を以下の手法により考慮した解析モデルとした。

残留応力は、既往の研究成果^{7),8)}を参考に、図 6-24 のように設定した。また、縦補剛材先端には、ガス切断の影響を考慮した $0.6\sigma_y$ の引張残留応力を設定した。



図 6-23 解析モデル（矩形断面）

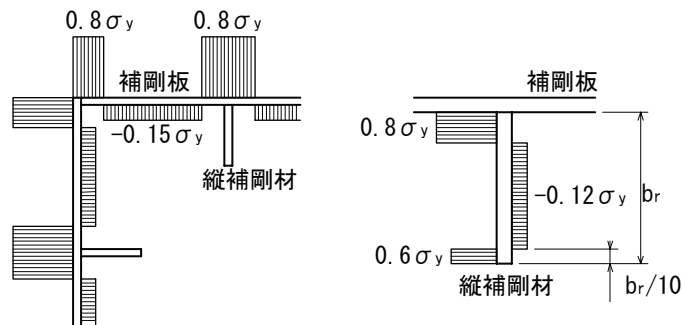


図 6-24 解析モデルの残留応力分布

初期たわみは、既往の研究^{9),10),11)}を参考に、式(6.10)で示す全体系初期たわみ w_G と局所系初期たわみ w_L を設定した。式(6.10)で表現される補剛板の初期たわみ模式図及び供試体の初期たわみ形状模式図（たわみを 30 倍表示）をそれぞれ図 6-25、6-26 に示す。

$$\left. \begin{aligned} w_G(x, y) &= \frac{a}{1000} \sin\left(\frac{\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{\pi y}{b}\right) \\ w_L(x, y) &= \frac{(b/n)}{150} \sin\left(\frac{\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{n \pi y}{b}\right) \end{aligned} \right\} \quad (6.10)$$

ここに、

a : ダイアフラム間隔

b : 補剛板幅

n : パネル数

x : 軸方向

y : 断面方向

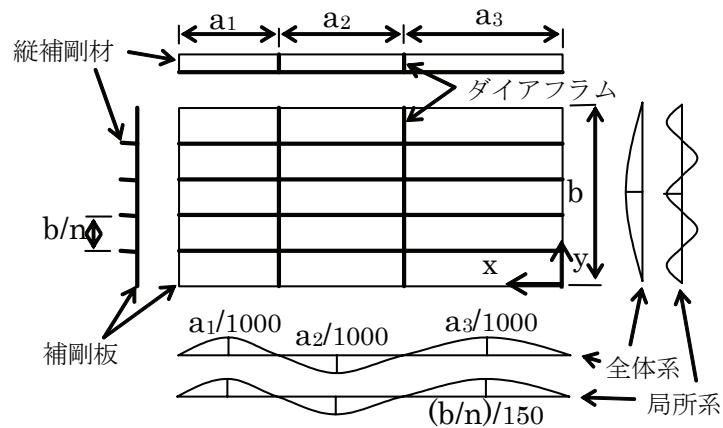


図 6-25 補剛板初期たわみ模式図

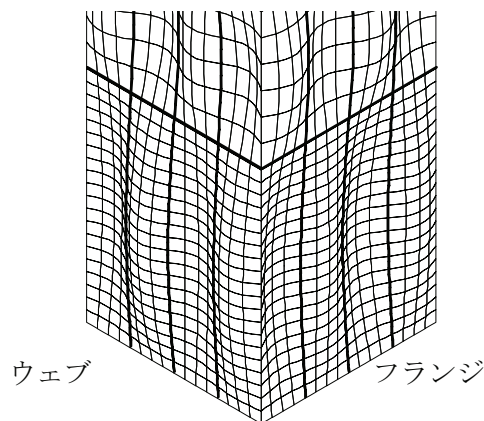


図 6-26 供試体初期たわみ形状模式図

荷重－変位関係、荷重－変位包絡線（荷重－変位関係曲線において、繰り返し水平変位の折り返し点を結んだグラフ）の実験結果との重ね書き、及び最大荷重及び最大荷重時の変位の比較をそれぞれ図 6-27、6-28 及び表 6-6 に示す。最大荷重は解析に対して実験が正側で 2%、負側で 9% 大きな値になっているものの、最大荷重レベルまで解析と実験の包絡線は非常によい精度で一致を示している。実験結果における最大荷重以降の急激な荷重低下については溶接部の割れに起因するものであり、この部分では解析結果と実験結果に大きな開きがみられる。なお、表 6-6 において最大荷重時に変位が異なるのは、最大荷重を示したのが解析で $4\delta_y$ 載荷時、実験で $5\delta_y$ 載荷時であるためである。

以上より、初期不整の影響を考慮し、鋼材の繰り返し塑性履歴を精度良く表現できる材料構成則を用いた弾塑性有限要素解析により、高強度鋼材（80 キロ鋼）を用いた実験結果を精度よく再現できることが確認できたと言える。

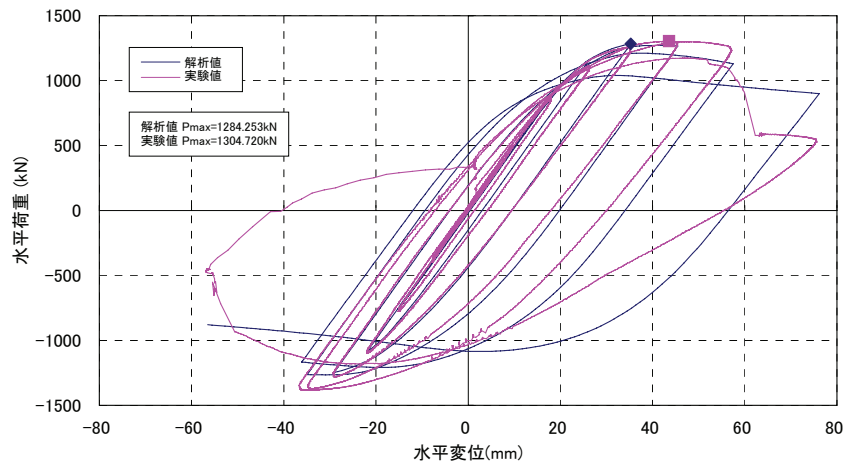
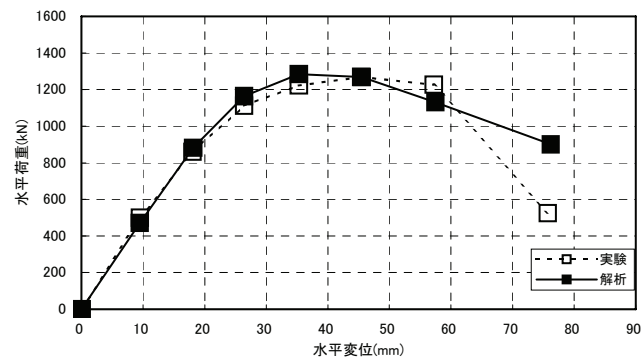
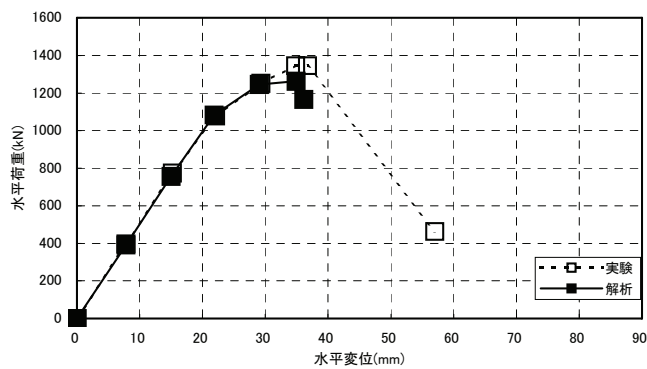


図 6-27 荷重—変位関係比較（矩形断面）



(a) 正側



(b) 負側

図 6-28 荷重—変位包絡線比較（矩形断面）

表 6-6 最大荷重及び最大荷重時の変位比較（矩形断面）

	正側最大荷重時		負側最大荷重時	
	水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重
	(mm)	(kN)	(mm)	(kN)
①解析	35.3	1284	-30.9	-1265
②実験	43.6	1305	-35.7	-1382
①／②	1.24	1.02	1.16	1.09

②円形断面を有する単柱橋脚

解析モデルを図 6-29 に示す。解析モデルには、矩形断面と同様にシェル要素を用いたが、無補剛の供試体であるため初期不整の影響は考慮しなかった。また、材料構成則の材料定数には、表 6-7 に示す、既往の研究⁵⁾で得られた平板を対象にしたものを使用した。

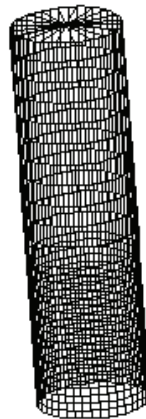


図 6-29 解析モデル（円形断面）

表 6-7 構成則の材料定数（SM570）

径厚比 R/t	σ_y MPa	ε_{st}^p	E_{st}^p MPa	a	b
∞	610.9	0.0141	2,843	8.622	200.8
c	n	d	e	f	g
646	—	0.51	0.41	2.67	-2.72

荷重－変位関係、荷重－変位包絡線（荷重－変位関係曲線において、繰り返し水平変位の折り返し点を結んだグラフ）の実験結果との重ね書きをそれぞれ図 6-30、6-31 に示す。なお、同図では、変位は δ_{yEN} ($=34\text{mm}$ (実験), 25mm (解析)、実験及び解析の初期剛性から求まる P_{yN} に対応する降伏変位) で、荷重は P_{yN} ($=1156\text{kN}$ 、公称降伏値を用いてベルヌイ・オイラーの梁理論から求まる降伏水平荷重) で無次元化してある。最大荷重レベルまではシミュレーション解析結果と実験結果とは比較的良好な一致を示しているが、最大荷重以降の挙動に関しては、実験での荷重低下が解析に比較して大きくなっていることが分かる。本解析に用いた SM570 材の材料構成則の材料定数は既往の研究で得られたものであり、実験に使用した材料より求められたものでないこと、平板のパラメータであるがゆえに曲げ加工による加工硬化の影響を考慮し得ないことなどが最大荷重以降の解析と実験の開きの原因ではないかと考えられる。

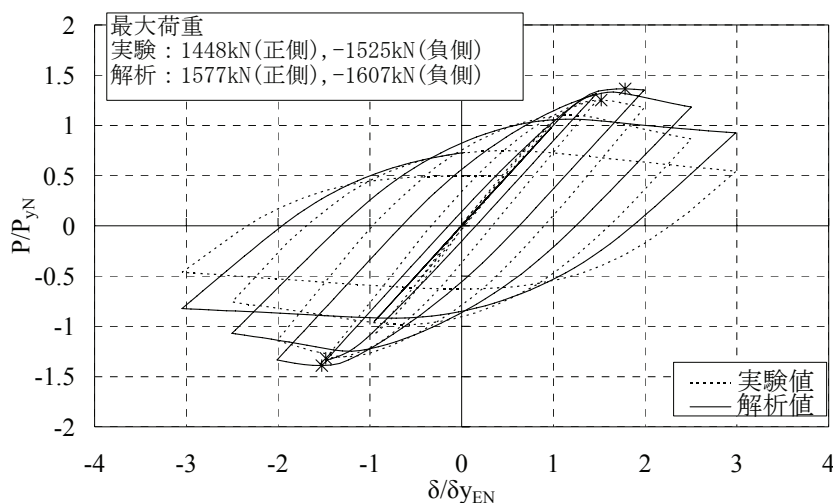
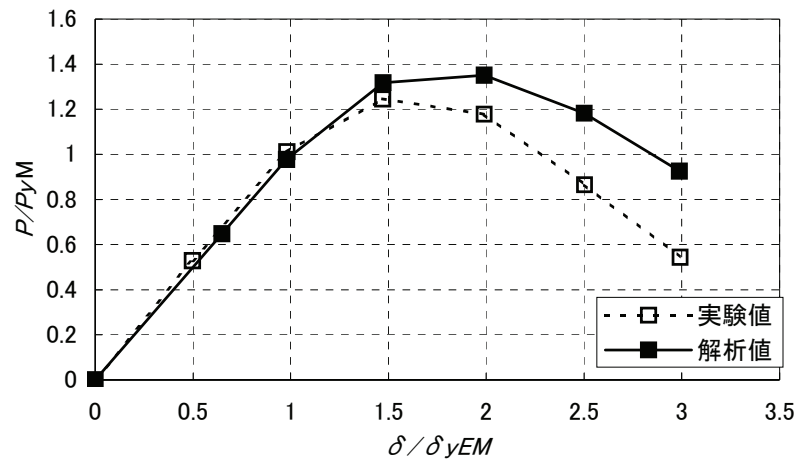
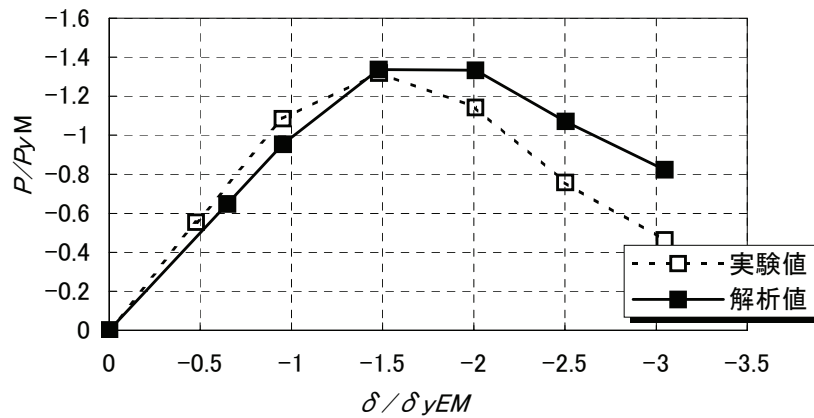


図 6-30 荷重－変位関係比較（円形断面）



(a) 正側



(b) 負側

図 6-31 荷重—変位包絡線（円形断面）

既往の研究⁵⁾では、60 キロ鋼（SM570 材）について、曲げ加工による加工硬化の影響を考慮した材料構成則を用いた解析を行うことにより、実験結果との整合性が増すことが示されている。そこで、80 キロ鋼について、曲げ加工の影響を考慮した材料構成則によりどの程度解析結果に影響を及ぼすかを把握すること目的に、6. 2 で得られた曲げ加工の影響を考慮した材料構成則（ $R/t=25$ ）及びフラット材料の材料構成則（ $R/t=\infty$ ）を用いた場合の比較解析を実施した。

荷重－変位関係、荷重－変位包絡線、及び最大荷重及び最大荷重時の変位の比較をそれぞれ図 6-32、6-33 及び表 6-8 に示す。負側の最大荷重時水平変位にやや開きがみられるものの、最大荷重については正側で 1%の誤差、負側で 0%の誤差となっている。このように、両者の挙動はいずれの図で比較しても比較的良好に一致しており、これより 80 キロ鋼の曲げ加工による材料特性の変化は単柱の全体挙動にはあまり大きな影響は及ぼさないものと考えられる。

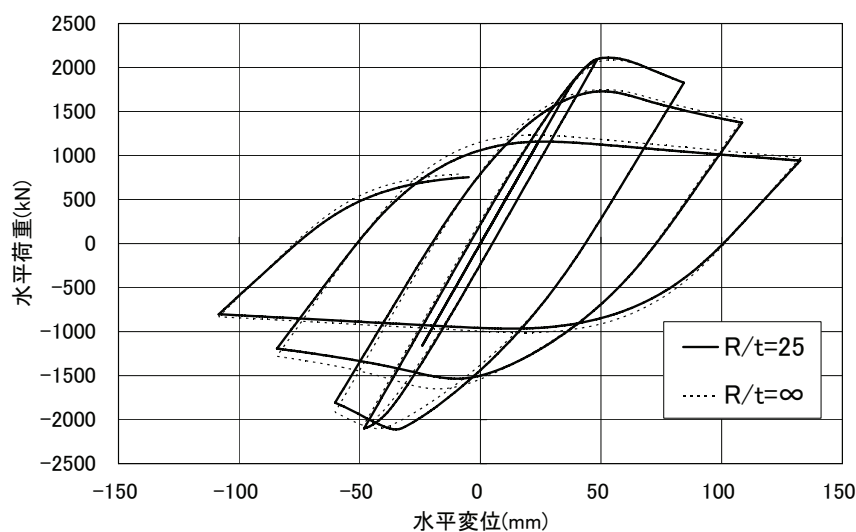
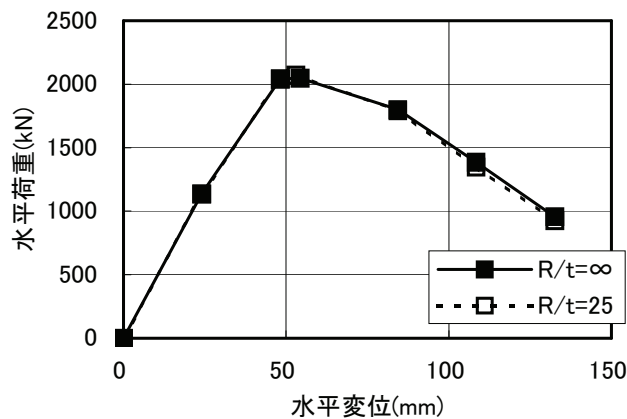


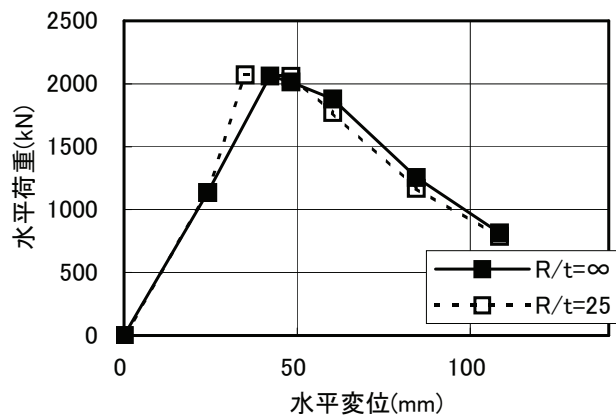
図 6-32 荷重－変位関係比較（材料構成則の影響）

表 6-8 最大荷重及び最大荷重時の変位比較（材料構成則の影響）

径厚比	正側最大荷重時		負側最大荷重時	
	水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重
	(mm)	(kN)	(mm)	(kN)
①R/t=25	53.02	2071.4	-34.95	-2071.4
②R/t=∞	54.23	2046.5	-42.18	-2061.8
③=②/①	0.98	1.01	0.83	1.00



(a) 正側



(b) 負側

図 6-33 荷重—変位包絡線（構成式の影響）

以上より、円形断面についても、鋼材の繰り返し塑性履歴を精度良く表現できる材料構成則を用いた弾塑性有限要素解析により、高強度鋼材（60 キロ鋼）を用いた実験結果を精度よく再現できることが確認できた。また、60 キロ鋼（SM570 材）については、曲げ加工の影響を考慮した構成式を用いた解析を行うことにより実験結果との整合性が増すが、80 キロ（JIS SHY685）鋼についてはその影響が小さいことが分かった。

6. 4 まとめ

本章では、80 キロ鋼（JIS SHY685）の素材試験による材料構成則に関する検討、橋脚模型を用いた正負交番載荷実験及びそのシミュレーション解析により、高強度鋼材を用いた単柱の耐力・変形特性及び損傷特性等の終局状態評価に用いる数値計算手法の妥当性の検証を行った。

以下に本章で得られた主な知見を示す。

- (1) これまで 60 キロ鋼までの鋼材に対して妥当性が検証されている手法に基づき、80 キロ鋼（JIS SHY685）について、冷間曲げ加工を施した鋼板($R/t=\infty$, 50, 25)を対象に素材試験を行い、鋼材の繰返し塑性履歴を考慮した材料構成則を明らかにすると共に、ランダム載荷実験を行いその妥当性を検証した。
- (2) 強度の上昇に従い、曲げ加工が材料構成則に及ぼす影響が小さくなった。これは単調載荷曲線（ σ - ϵ 関係）の降伏棚の有無、塑性化後の見かけの強度上昇の差によるものと考えられた。
- (3) 鋼材の繰返し塑性履歴を精度良く表現できる材料構成則を用いた弾塑性有限要素解析により、高強度鋼材を用いた単柱の正負交番載荷実験結果を精度よく再現できることを確認した。また、60 キロ鋼（SM570 材）を用いた円形断面を有する単柱については、曲げ加工の影響を考慮した構成式を用いた解析を行うことにより、実験結果との整合性が増すが、80 キロ鋼（JIS SHY685）についてはその影響が小さいことが分かった。

参考文献（6章）

- 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.
- 2) 後藤芳顯、王慶雲、高橋宣男、小畑誠：繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則、土木学会論文集、No.591/I-43、pp.189-206、1998.4
- 3) 池内智行：鋼材の塑性履歴構成式の定式化と繰り返し外力を受ける鋼構造物の変形能の評価への応用に関する研究、大阪大学学位論文、1998.1
- 4) 西村宣男、小野潔、池内智行：単調載荷曲線を基にした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式、土木学会論文集、No.513/I-31、pp.27-38、1995.4
- 5) 仲田晴一、大阪大学大学院修士論文、2007.2
- 6) 建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神道路公団、名古屋高速道路公社、（社）鋼材倶楽部、（社）日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(Ⅰ)～(Ⅶ)、1997.4
- 7) 小松定夫、牛尾正之、北田俊行：補剛材を有する圧縮板の極限強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集、第 255 号、pp.47-61、1976.11
- 8) 小松定夫、牛尾正之、北田俊行：補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究、土木学会論文報告集、第 265 号、pp.25-35、1977.9
- 9) 渡辺智彦、葛漠彬、宇佐美勉：繰り返し載荷を受ける補剛板の強度と変形能に関する解析的研究、構造工学論文集、Vol.45A、1999.3
- 10) 宇井崇、汐待公二郎、西村宣男：CFRP 板接着による鋼板パネルの強度と変形能の改善に関する基礎的研究、第 4 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、pp.13-18、2002.1
- 11) 奈良敬、村上茂之、石田剛：地盤と局部座屈の影響を考慮した鋼製橋脚の地震時動的応答解析手法、第 4 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、pp.55-60、2002.1

7 章 長大吊橋上部構造の大規模地震時限界状態の提案

7. 1 まえがき

長大吊橋に対する大規模地震時の目標とする耐震性能は、地域の防災計画、地震の発生確率及び被災した場合の社会的影響度等を考慮して、基本的に道路管理者が設定することになる。一般的に長大吊橋は、防災計画に重要な路線に架けられる事例が多く、災害時には緊急輸送路としての機能が要求されることが推定されることから、「地震による損傷が限定的なものにとどまり、最悪の事態である落橋や倒壊が起きず、緊急輸送路としての機能の回復が速やかに行いうる」程度の性能が要求されると考えられる。長大吊橋主塔の大規模地震時の耐震性能照査には、プッシュオーバー解析により求められる耐力・変形特性、主塔各部の損傷特性に基づき、上述の目標とする耐震性能に対して許容できる損傷度（限界状態）を定め、非線形動的解析より得られる応答値がその許容値以内に入っているかを照査するという手順をとることが考えられる。これまで、**2章**から**4章**では、長大吊橋上部構造の構造要素の中で、大規模地震時に損傷する可能性があり、上部構造を構成する上で重要となる主塔に着目し、鋼製主塔、RC主塔及びCFT主塔の3つの主塔形式について、プッシュオーバー解析あるいは非線形動的解析を実施し、地震時の耐力・変形特性及び損傷特性を把握した。また、今後の吊橋長大化に伴い適用の可能性がある高強度鋼材に着目し、**5章**では、普通鋼材及び高強度鋼材を用いて高架橋の単柱橋脚を対象とした地震時に対する試設計を実施し、高強度鋼材を吊橋主塔に適用した場合、断面のコンパクト化等によりコスト的なメリットの可能性を示した。さらに、**6章**では、高強度鋼材の素材試験による材料構成則に関する検討、橋脚模型を用いた正負交番載荷実験及びそのシミュレーション解析により、高強度鋼材を用いた単柱の耐力・変形特性及び損傷特性等の終局状態評価に用いる数値計算手法の妥当性を検証した。

本章では、吊橋主塔に関する上記の成果をとりまとめ、安全性、供用性、修復性の観点から整理した、目標とする耐震性能に対する限界状態に関する検討を行う。また、吊橋上部構造は主塔以外の様々な構造要素から構成されているが、それらの損傷が別の構造要素の損傷を引き起こすという損傷の連鎖現象が発生し、橋としての機能に影響を及ぼす可能性があることから、各構造要素の機能、想定される損傷及びその連鎖現象について整理し、主塔を含む長大吊橋上部構造の大規模地震に対する限界状態、許容できる損傷度の提案を行う。さらに、**6章**で検証された高強度鋼材を用いた単柱の耐震性能に関する数値計算手法と材料構成則を用いて、単柱の座屈パラメータを変化させたパラメトリックな弾塑性有限要素解析を行い、終局限界状態に関する検討を行う。

7. 2 長大吊橋主塔の大規模地震時限界状態の提案

道示V¹⁾では、安全性、供用性、修復性の観点から目標とする耐震性能を定め、耐震性能に応じた限界状態を設定していることから、ここでも上記3つの観点から、前述のプッシュオーバー解析結果に基づき、長大吊橋主塔の限界状態を考察する。表7-1に、本研究

で想定する目標耐震性能「地震による損傷が限定的なものにとどまり、最悪の事態である落橋や倒壊が起きず、緊急輸送路としての機能の回復が速やかに行いうる性能」に対して、安全性、供用性、修復性の観点から整理した目標耐震性能を示す。これは、表 1-2 の耐震性能 2 に概ね該当する。

安全性の観点からは、地震時の最大応答変位が、プッシュオーバー解析より算出された水平荷重－水平変位関係における最大耐力時の水平変位以下であれば、主塔全体系の崩壊には至らない。4 章で示したように、何れの主塔形式においても、最初の損傷発生以降も分担できる水平荷重は増加し続けることから、損傷を許容した設計が可能である。

供用性の観点からは、地震後の主塔の残留変位が補剛桁の道路線形に及ぼす影響が考えられる。道路構造令には、走行中の自動車の傾き、滑動、積載片寄り等を防ぐために、路面の合成勾配（＝縦断勾配と横断勾配の自乗和平方根）に関する規定がある。例えば、設計速度が 100～120km の場合、合成勾配は 10%以下にしなければならないとされている。しかし、検討対象とした吊橋（縦断勾配－側径間：3%片勾配、中央径間：1.5%放物線勾配）において試算した結果によると、塔頂を面内方向に変形させて桁の横断勾配を増加させたとしても、80m 程度変形させなければ合成勾配が 10%に達しない。図 7-1 に面内方向の塔頂変位と補剛桁横断方向回転角の関係について示す。面外方向についても、主塔の最大応答変形形状を比例増加させながら桁の縦断勾配を増加させたとしても、塔腹部で 60m 程度変形させなけ

表 7-1 目標とする耐震性能

安全性	供用性	修復性
落橋に対する安全性を確保する	- 地震後速やかに応急修復程度で緊急車両等の通行が可能とする - 地震後数週間以内に一般車両の通行を恒久修復作業のもと速度制限、車線規制等を行うことにより可能とする	- 緊急車両等の通行のための修復が応急修復で対応できる - 一般車両の通行を行いながら、恒久復旧を行うことが可能である

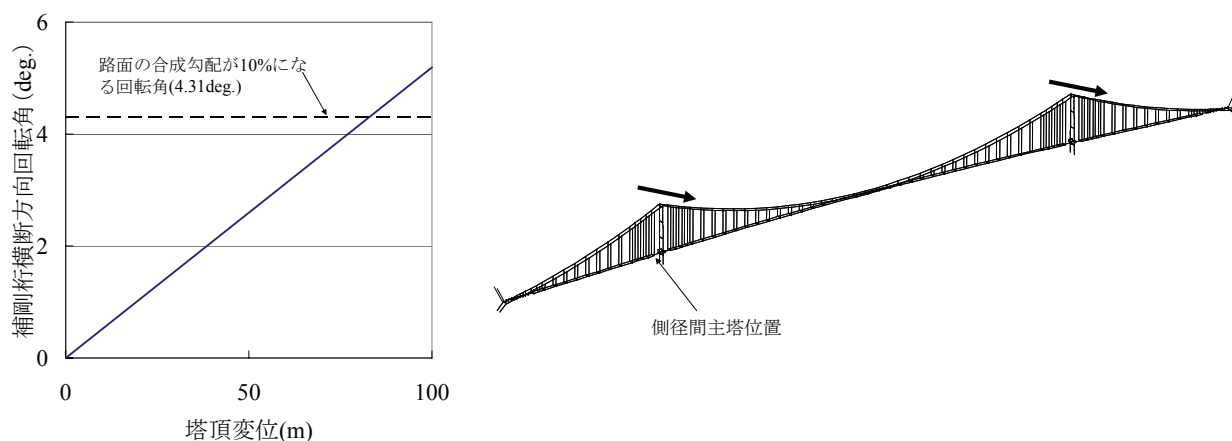


図 7-1 塔頂変位－補剛桁横断方向回転角関係（面内方向）

れば合成勾配が 10%に達しない。従って、実質的に供用性の観点からの限界状態の制約は無いものと言える。

修復性の観点からは、吊橋主塔は吊橋上部構造を構成する主要部材であり、これが損傷した場合、吊橋の全体構造系に及ぼす影響が大きく、死荷重状態で大きな軸力が作用していることから、部材の取り替え等による大掛かりな修復作業は非常に困難であり、そのような修復作業は、表 7-1 で仮定した供用性の観点から設定される耐震性能「地震後数週間以内に一般車両の通行を恒久補修作業のもと速度制限、車線規制等を行うことにより可能とする」にも影響を与える可能性がある。部材の取り替えを必要とせず、一般車両の通行に影響を及ぼさずに実施可能と思われる補修作業としては、鋼製主塔では、継ぎ手部の損傷（ハイテンボルトの滑り、破断）に対する補修（ハイテンボルトの取り替え）、角溶接部の損傷（比較的軽微な破断）に対する補修（再溶接）、補剛板の損傷（比較的軽微な座屈）に対する補修（加熱及びジャッキ等による矯正）、RC 主塔では、塔柱の損傷（ひび割れ）に対する補修（モルタル充填）程度と考えられる。また、道示 V¹⁾では、一般橋の鉄筋コンクリート製及び鋼製橋脚の残留変位として、兵庫県南部地震の補修実績から橋脚高さの 1/100 を許容しているが、吊橋主塔で残留変位を矯正することは実質不可能であることから、大規模地震時に吊橋主塔の残留変位を許容する場合は、地震前の状態に復旧しない状態で橋の供用を継続することを想定しなければいけないと考えられる。従って、修復性の観点からの限界状態は、取り替え等の大掛かりな修復を必要とせず、上記の補修程度で恒久復旧となるとともに、主塔全体の残留変位が大規模地震後の橋としての機能及び性能に悪影響を与えない限定した損傷に留める必要があると思われる。

このように、安全性、供用性、修復性の観点から長大吊橋主塔の限界状態を考察すると、修復性の観点から設定される限界状態が支配的になることから、修復性の観点から限界状態を設定する。なお、限界状態の照査指標は、応答変位、応答ひずみ、応答塑性率等が考えられる。鋼構造物に対しては応答ひずみによる手法も提案されており、それによると、応答ひずみによる照査はあらゆる鋼構造物に適用可能であるが、応答変位による照査は、複雑な橋梁システムに対しては時刻毎に種々の変形モードが現れ、変位を照査すべきポイントが複数ある可能性があるため、その適用には注意を要するとされている²⁾。しかし、3章に示したプッシュオーバー解析と非線形動的解析との比較により、何れの解析においても最大応答変位発生位置は、面内方向では塔頂部、面外方向では第二・第三水平材間の塔中間部とほぼ同じポイントであり、また、両解析における発生ひずみ、損傷過程、変形状態はほぼ同じであることから、それらのポイントを代表点とすれば良いと考えられる。さらに、応答ひずみによる照査は部材毎の局所的な損傷度を照査するものであり、構造物全体の損傷度と関連づけることに困難さが伴う。そこでここでは、プッシュオーバー解析から求められた水平荷重－水平変位関係をもとに設定するものとして、応答変位を照査指標とする。

図 4-7 に示すように、プッシュオーバー解析より得られた各主塔の水平荷重－水平変位関係において、面内、面外方向何れにおいても $1.5 \sim 2.0 \delta_y$ （鋼製・CFT 主塔）若しくは $1.0 \sim 1.5 \delta_y$ （RC 主塔）近傍を境として主塔全体としての剛性が低下している。精緻な残留変

位を算出するためには、繰り返し載荷解析用の高度な材料構成則を用いる必要があり、初期不整（残留応力、初期たわみ）を適切に考慮する必要があるが、ここでは以下の手法により残留変位を仮定した。

鋼製・CFT 主塔：最大応答変位点から初期勾配（降伏剛性）で除荷し、荷重がゼロとなった変位

RC 主塔：道示²⁾に従い、剛性低下を考慮して最大応答変位点から式（7.1）で算出した除荷時剛性で除荷し、荷重がゼロとなった変位

$$K_r = \frac{P_c + P_y}{\delta_c + \delta_y} \left(\frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \right)^{-\alpha} \quad (7.1)$$

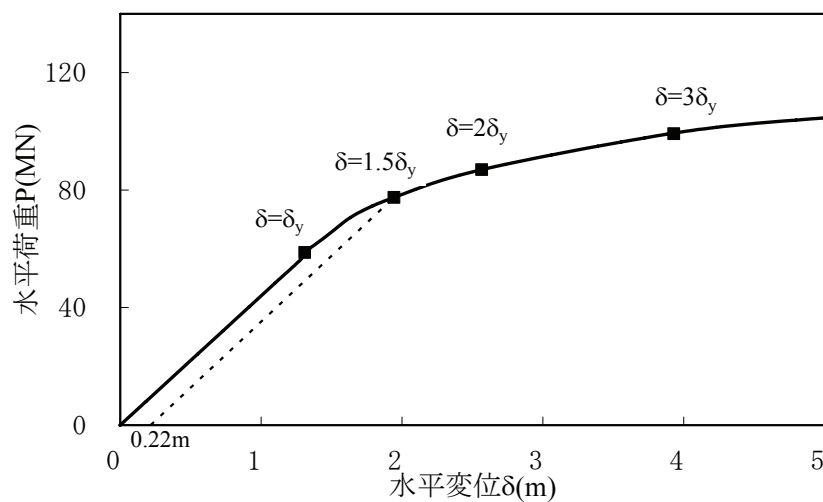
ここで、 K_r は除荷時剛性、 P_c はひびわれ荷重、 P_y は降伏荷重、 δ_c はひびわれ変位、 δ_y は降伏変位、 $\delta_{\max}$ は最大変位、 α は除荷時剛性低下指数（=0.4）である。最大応答変位が $1.5 \sim 2.0 \delta_y$ （鋼製・CFT 主塔）若しくは $1.0 \sim 1.5 \delta_y$ （RC 主塔）以内であれば剛性の低下が小さいことから、図 7-2～7-4 に示すように、面内方向では塔頂部、面外方向では第二・第三水平材間の塔中間部での残留変位は最大でも 40cm 程度であり、そのような状態では局部座屈、かぶりコンクリート剥離等の大きな損傷は発生していないと考えられることから、部材取り替え等の大掛かりな修復は要しない。一方、吊橋主塔の設計荷重として、表 2-2 に示した通り、地盤のクリープや地震後の残留変位等による支点移動の影響（SD）と製作及び架設誤差の影響（E）を見込んでおり、それぞれの塔頂変位換算値は、

$$\delta_{SD} = 1.8 \times 2250 \text{m} \times 10^{-4} \text{rad} = 40.5 \text{cm}$$

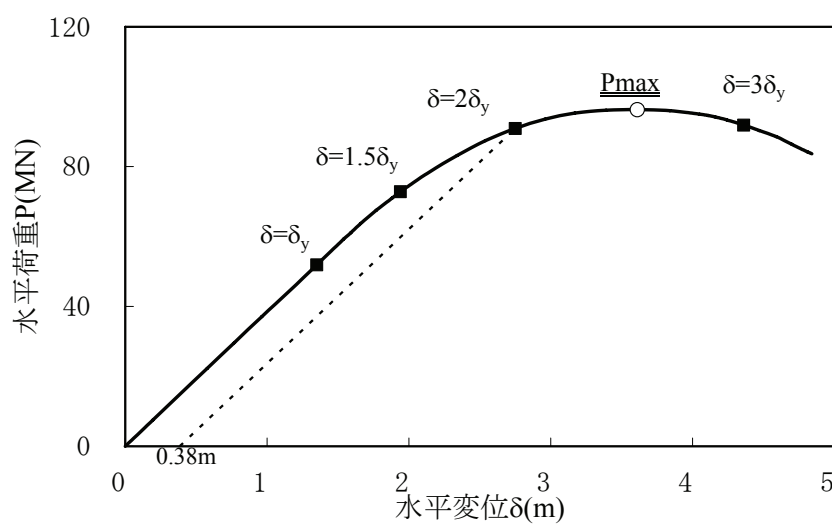
$$\delta_E = 288 \text{m} / 2000 = 14.4 \text{cm}$$

となり、両数値を合算すると 50cm 程度となる。仮に、地震後の残留変位が 40cm 程度が発生したとしても、残留変位分による付加応力分を当初設計における（SD+E）分による応力度相当と考えれば、面外方向における変位のポイントが異なるものの、設計活荷重（L）及び風荷重（W）を作用させても発生応力度はほぼ降伏応力度以内に入ることが推定される。また、40cm 程度の残留変位は最大荷重時の変位と比較して小さく、耐力・変形特性に与える影響は少ないものと思われる。以上のことから、上記残留変位は大規模地震後の橋としての機能及び性能に悪影響を与えない残留変位として許容できるものと考えられる。

以上より、長大吊橋主塔の大規模に対する限界状態としては、面内方向では塔頂、面外方向では最大水平変位が発生する塔中間部の地震時応答水平変位が $1.5 \sim 2.0 \delta_y$ （鋼製・CFT 主塔）若しくは $1.0 \sim 1.5 \delta_y$ （RC 主塔）以内で有る状態が適切であると考えられる。これ以上の応答変位を許容する場合は、残留変形、剛性低下等の大きな損傷が発生することが懸念されることから、その損傷の修復性、残留変形が主塔の耐力・変位特性に及ぼす影響、大規模地震後にどこまでの機能及び性能を回復する必要があるのか等の目標水準について検討を行った上で限界状態を設定する必要があると思われる。なお、ここで示した修復性の観点から決定される許容変位 $1.5 \sim 2.0 \delta_y$ 若しくは $1.0 \sim 1.5 \delta_y$ は、個別の条件により変わる可能性があるため、条件に応じて適切に設定する必要がある。

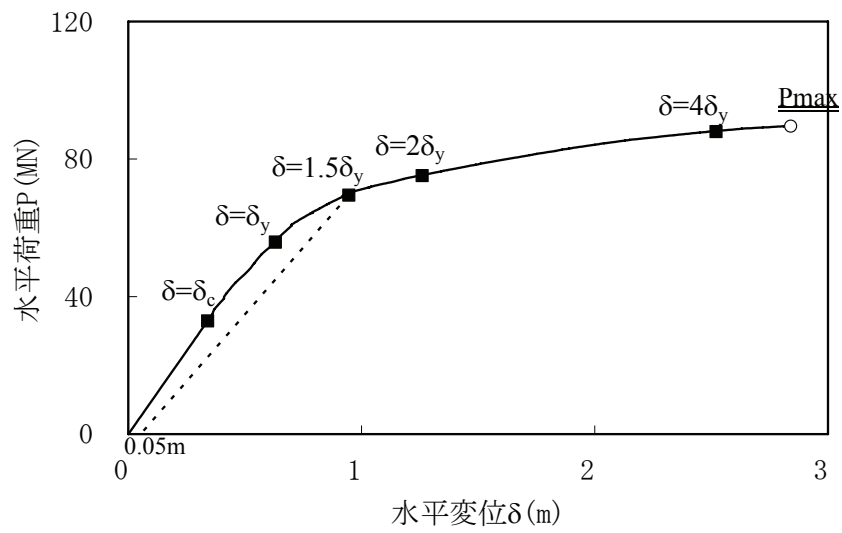


(a) 面内方向（シェルモデル）

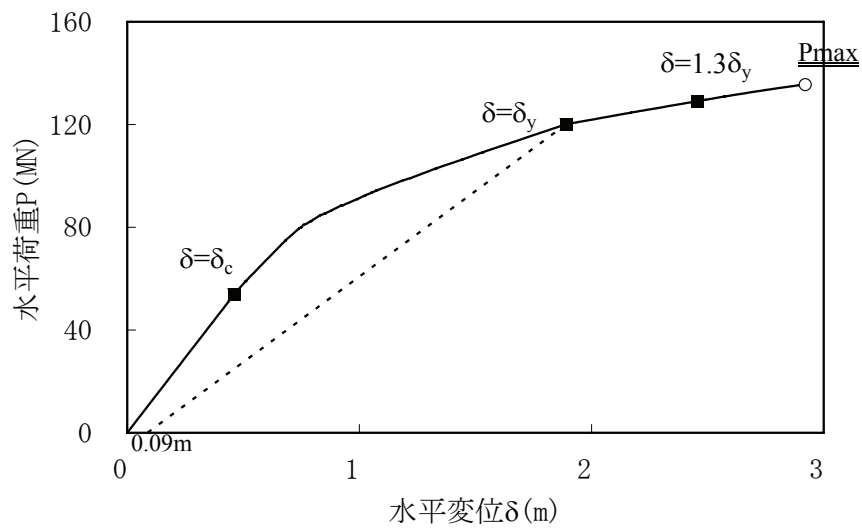


(b) 面外方向（シェルモデル）

図 7-2 鋼製主塔残留変位の推定

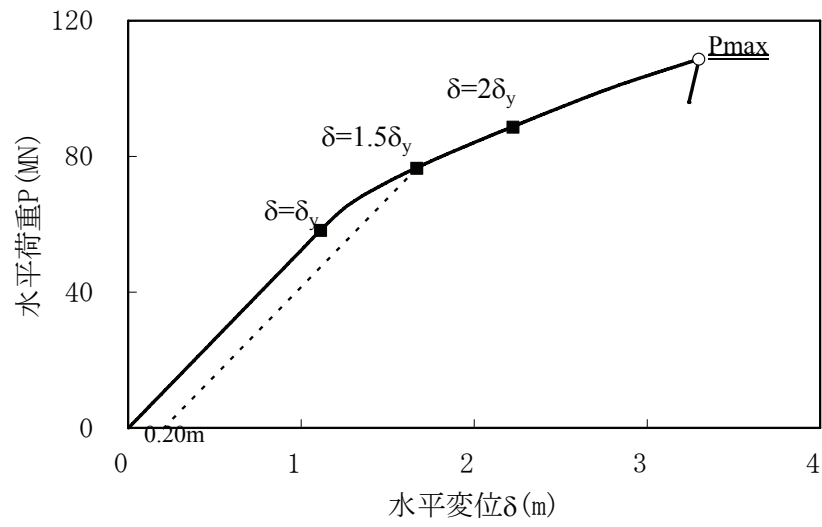


(a) 面内方向

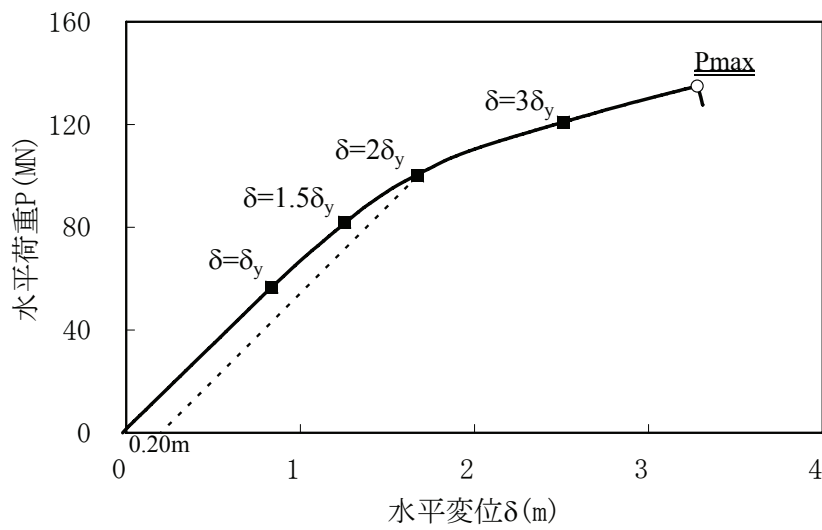


(b) 面外方向

図 7-3 RC 主塔残留変位の推定



(a) 面内方向



(b) 面外方向

図 7-4 GFT 主塔残留変位の推定

また、応答値算出に用いる動的解析には、上部構造、下部（基礎）構造、地盤を適切にモデル化した全橋モデルを用いることが基本と考えられる。下部（基礎）構造、主塔等については、それぞれの単独モデルにより簡易的に応答値を算出できる可能性があるが、全橋モデルとの比較等を行い、十分に検討を行った上で適用する必要がある。また、上部構造、下部（基礎）構造及び地盤部の非線形特性を適切に考慮できる解析モデル・手法を用いると共に、吊橋のような構造物では幾何学的な非線形性の影響も無視できないため、複合非線形解析を行うことが基本であると考えられる。

7. 3 長大吊橋上部構造の大規模地震時限界状態の提案

長大吊橋は長周期構造物であるため、大きな地震時慣性力が作用しないことから、これまでの長大吊橋上部構造の設計では地震荷重が支配的でない事例が多く、また、地震荷重が支配的である構造要素があったとしても上部構造を構成する上で副次的な部位であった。例えば、明石海峡大橋では、地震荷重が支配的となった上部構造は、補剛桁のごく一部（横構等）、ウィンドシュー・タング及びステイケーブルであった^{3),4),5)}。しかしながら、表 7-1 に示す耐震性能を確保するためには、主塔、ケーブル、補剛桁の安全性に影響を及ぼす主要な構造要素以外の部材についても、供用性、修復性の観点から、損傷を限定したものに抑える必要があることが考えられる。また、ある構造要素の損傷が別の構造要素の損傷を引き起こすという損傷の連鎖現象が発生し、橋としての機能に影響を及ぼす可能性がある。そこで、ここでは主塔を含む吊橋上部構造について、各構造要素の機能、想定される損傷及びその連鎖現象について整理し、安全性、供用性、修復性の観点から長大吊橋上部構造の限界状態を提案する。なお、構造要素によっては、その部材の損傷許容の有無が全体工費に与える影響が小さい場合があり、大規模地震時にも損傷を許容しない弾性設計を実施することも考えられることから、特に新設の吊橋を設計する際には、個別の条件に応じて適切に設定する必要がある。

(1) 主塔

鋼製・CFT 主塔の場合、主塔本体以外に主塔を基礎に固定するアンカーボルトの損傷（基部ブロックの滑動・浮き上がりに伴う塑性変形、ナットのゆるみ）、基礎コンクリートの損傷（圧壊、アンカーボルトの引き抜きに伴うせん断破壊）等が想定される。兵庫県南部地震による阪神高速道路の鋼製橋脚の復旧事例によれば、大きな損傷に対してはアンカーボルトの取り替え及び増設等を実施したが、軽微なアンカーボルトの伸びに伴うナットのゆるみには、超音波探傷試験、引き抜き試験等によりボルトの健全性、アンカーボルトとコンクリートとの十分な付着が確認された場合にはナットの締め直しで対応したとある⁶⁾。また、ひび割れ程度の軽微な基礎コンクリートの損傷には、樹脂あるいはモルタルの注入で修復が可能であると考えられることから、このように軽微な損傷を許容することも考えられる。しかしながら、アンカーボルトの取り替え・増設は、長大吊橋主塔で実施するにはその規模も大きく困難であること、ボルトの伸びをどの程度まで許容できるかはという

定量的な評価は、現時点では検証実験等のデータも少なく設定できないことから、要求性能に対する限界状態は、力学特性が弾性限界を超えず、損傷が発生しない限界の状態とし、アンカーボルトに対しては、地震時最大発生断面力が降伏耐力を、基部コンクリートに対しては、地震時最大発生断面力が支圧耐力（押し込み）及びせん断耐力（引き抜き）を超えないことを確認することとした。なお、一般的に、アンカーボルトの引き抜きについては、アンカーボルトの全強に対して設計されることから⁷⁾、アンカーボルトの発生断面力が降伏耐力以内であれば照査の必要はない。また、アンカーボルトのプレストレスを上回る断面力による主塔基部の若干の浮き上がりは、瞬間的に発生するものであることから許容することとした。

(2) 主ケーブル

吊橋主ケーブルは引張り部材であり、その引張力の大半が補剛桁とケーブルの死荷重によるもので、それら荷重に対する安全率も 2.2~2.5 と比較的大きい⁸⁾。これまでの長大吊橋の設計では、最大張力は通常、活荷重が満載され、かつ温度が設計最低時の状態で生じ、地震荷重がケーブル諸元の決定には影響しなかった。しかしながら、主ケーブルは、主塔、補剛桁と同様に吊橋の全体構造系の根幹をなし、安全性に大きな影響を与える部材であること、損傷が生じた場合の補修が極めて困難であることから、要求性能に対する限界状態は、主ケーブルを構成する素線の力学特性が弾性限界を超えない限界の状態とし、地震時最大発生応力度が降伏応力度を越えないことを確認することとした。

主ケーブルを構成する素線の塑性化以外に想定される損傷として、塔頂サドル部におけるケーブルの滑り、写真 7-1 に示す主ケーブルをアンカレイジに固定する定着部の損傷がある。塔頂サドル部におけるケーブルの滑りは、図 7-5 に示すように、主塔両側のケーブル張力差が摩擦抵抗力を上回る場合に発生する。なお、スプレーサドル部では、通常はサドルがローラ支持されることから、ケーブルの滑りは発生しない。上述のように、主ケーブルには常時に大きな引張力が作用しており、これら損傷に対する修復は実質上不可能である。従って、要求性能に対する限界状態は、主ケーブルがサドル部で滑らない状態、及び主ケーブル定着部の力学特性が弾性限界を超えない限界の状態とし、それぞれ、ケーブル張力差がサドル部における摩擦力、及び定着部における地震時最大発生応力が降伏応力度を越えないことを確認することとした。なお、サドル部での滑りが発生すると予測される場合には、サドル蓋を追加してボルトで締め付け、摩擦抵抗力を増加させるなどの対策が考えられる。

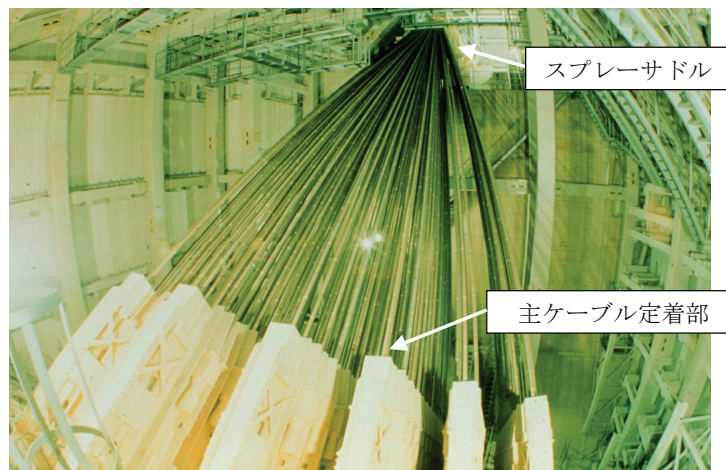


写真 7-1 主ケーブルのアンカレイジ定着部（明石海峡大橋）

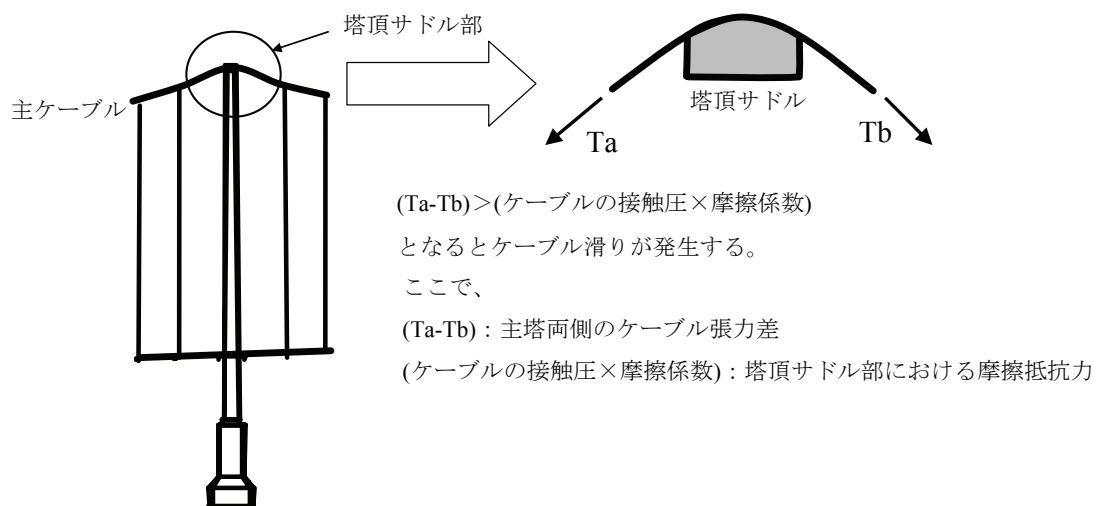


図 7-5 塔頂サドル部におけるケーブルの滑り

(3) 塔頂サドル、スプレーサドル

塔頂サドルは、塔頂のケーブル反力を塔柱に円滑に伝達し、塔頂でケーブルが角折れしないように滑らかに円曲線状にケーブルを変形させる役目がある。また、スプレーサドルは、ケーブルをアンカレイジ部でストランドごとにソケット定着させるためにケーブルをストランドに分岐させる受台で、鉛直反力を受け持つ役割も持つ。長大吊橋の場合、ケーブル張力の殆どを死荷重が占め（明石海峡大橋ではケーブル張力に占める死荷重は 91%⁹⁾）、これら部材は主ケーブルからの反力に対して設計されるため、これまでの長大吊橋の設計では、主ケーブルと同様に、地震荷重が断面の決定には影響しなかった。写真 7-2 に塔頂サドルの明石海峡大橋での例を示す。

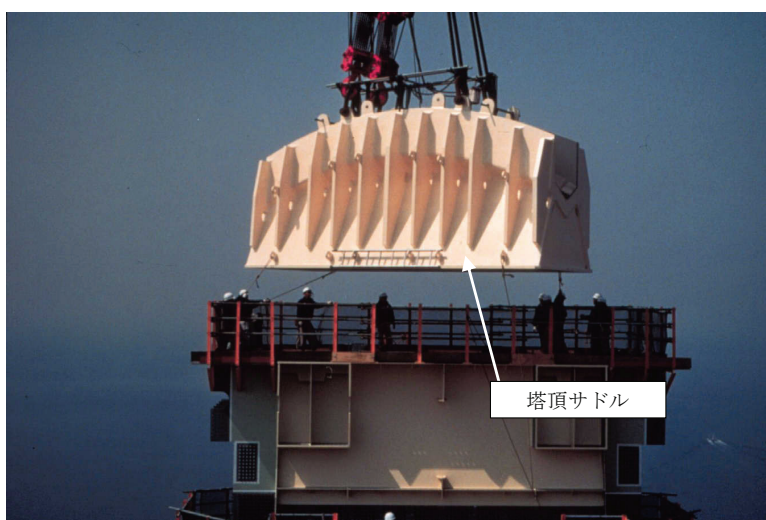


写真 7-2 塔頂サドル（明石海峡大橋）

これらの部材には吊橋の死荷重が非常に大きなケーブル反力として作用しており、もし損傷を受けると、取り替え等の補修は非常に困難となる。このため、要求性能に対する限界状態は、サドル部の力学特性が弾性限界を超えない限界の状態とし、大規模地震時にケーブル反力により発生する最大応力度が降伏応力度を越えないことを確認することとした。

(4) ハンガーロープ、ケーブルバンド

ハンガーロープは、補剛桁の自重と補剛桁に作用する荷重を主ケーブルに伝達する機能を有する。また、ケーブルバンドは、ハンガーロープからの反力を主ケーブルに伝達するために主ケーブルに設置される部材で、主ケーブルとの接触面における摩擦力によりハンガーロープからの反力による滑り力に抵抗している。これらの構造要素も、主ケーブルと同様に、これまでの長大吊橋の設計においては、一般的に地震の影響は支配的ではない。写真 7-3 にハンガーロープ、ケーブルバンドの明石海峡大橋での例を示す。

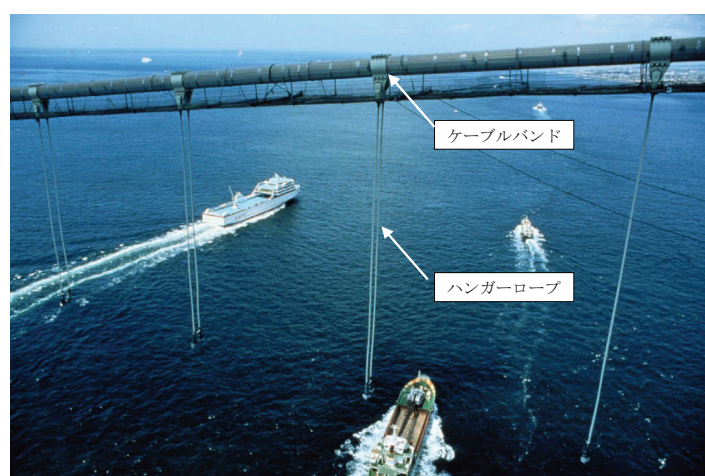


写真 7-3 ハンガーロープ、ケーブルバンド（明石海峡大橋）

大規模地震時に想定される損傷は、ハンガーロープ・定着部・ケーブルバンドの塑性化、ケーブルバンドの滑り等が考えられる。ハンガーロープには、上述のように常時荷重が作用しているが、1本程度の欠落であれば、常時の安全性には影響を及ぼさない。また、ハンガーロープの取り替え作業では橋上を使用することになるが、車線規制等を行えば実施可能であり、これまでいくつかの吊橋でハンガーロープの取替工事が実施されている¹⁰⁾。しかしながら、大規模地震時にハンガーロープがその機能を失うと、支間増加に伴い補剛桁等へ損傷が連鎖する可能性がある。このため、要求性能に対する限界状態は、上述のような損傷を受けても新たなものと交換等の補修ができるものとして、限定した損傷は許容するがその機能を失わない状態とし、大規模地震時にハンガーロープに発生する張力が破断耐力を、及び定着部に発生する応力度が引張強度（破断応力度）を越えないことを確認することとした。さらに、地震時にハンガーロープの張力抜けが発生する場合、兵庫県南部地震時に西宮港大橋（ニールセンローゼ橋）で発生したハンガーケーブルの弛み・抜け損傷¹¹⁾の様に、シムプレートが脱落してソケットが定着部から外れ、ハンガーロープの機能が失われることも想定される。このような場合には、シムプレートの脱落防止に配慮した構造ディテールを採用する等の対策を施すことが望ましい。

(5) 補剛桁（トラス形式）

長大吊橋の補剛桁は、一般に地震の影響は支配的ではないものの、トラス形式の補剛桁の場合では、橋軸直角方向の風荷重、地震荷重に抵抗する機能を有する横構などの部位では応力的に厳しくなる箇所も存在する場合がある。主構は、鉛直方向には死荷重、活荷重を分担し、橋軸直角方向には風荷重、地震荷重に抵抗する機能、主横トラスは、補剛桁に作用する荷重をハンガー取り付け格点に伝達すると共に所定のねじり剛性を確保する機能をそれぞれ有する。図 7-6 に明石海峡大橋の補剛桁（トラス形式）鳥瞰図を示す。

吊橋補剛桁は、多くのハンガーロープで吊られており、常時に作用する軸力は小さいことから、部分的な損傷では落橋に至らず、安全性に及ぼす影響は小さい。また、主に風荷重、地震荷重に抵抗する横構は、上横構では路面の直下であることから作業空間的な制約

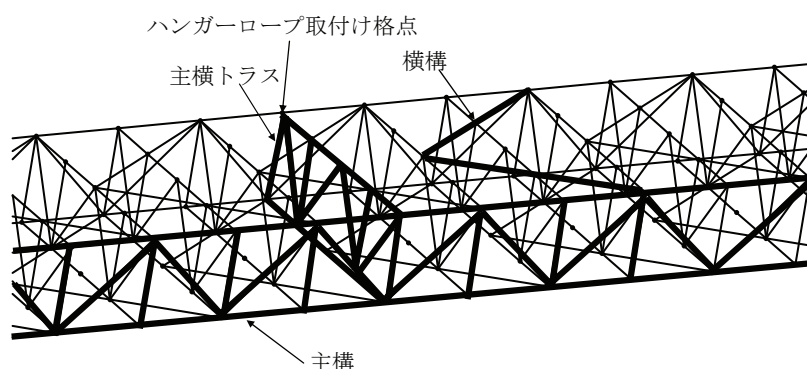


図 7-6 補剛桁鳥瞰図（トラス形式、明石海峡大橋）

があるものの、下横構では供用交通下での修復作業が比較的容易に行えるものと考えられる。従って、ゲルバートラス橋である港大橋の耐震補強で採用している損傷制御設計の概念¹²⁾を導入し、横構等に限定した損傷を許容することが可能である。このため、要求性能に対する限界状態は、限定的な損傷は許容するがその機能を失わない状態として、構造系の耐力（降伏耐力、座屈耐力）を超えないことを確認するものとした。但し、損傷を許容する部位については供用性、修復性の観点から適切に設定する必要がある。

また、その他の損傷として、橋軸方向の過大な変位により桁端部が主塔・アンカレイジ・隣接橋等との衝突が発生することが想定される。この場合、補剛桁端部が圧壊するとともに、主塔の損傷、隣接橋の落橋等に連鎖し、安全性に関わる問題を生じる可能性がある。このため、要求性能に対する限界状態は、補剛桁と主塔・アンカレイジ・隣接橋等が衝突しない状態とし、桁端での最大応答相対変位が遊間量を超えないことを確認することとした。なお、補剛桁の橋軸方向の過大な変位については、長周期地震動を想定した正弦波入力による動的解析を実施して、橋軸方向の補剛桁共振現象に関する検討を別途行っており¹³⁾、主塔－補剛桁間への粘性型ダンパー設置のよる制振対策が有効であることを示している。

(6) 道路桁

トラス形式の補剛桁の場合、活荷重を補剛桁に伝達する目的で、床版を支持する道路桁が支承を介して補剛桁上に設置される。一般的に長大吊橋では補剛桁の変形が大きくなることから、床版を含む道路桁部材は主桁作用を受け持たない非合成構造として、活荷重の床版作用に対して設計を行うことになる。従って、現行基準では地震時の照査は不要となっているが¹⁴⁾、道路桁の支承条件が橋軸直角方向固定で、大規模地震時の補剛桁が橋軸直角方向に大きく変形した場合、道路桁支承部付近に過大な反力が発生する可能性がある。道路桁支承が損傷して取り替え等の補修を実施する場合、道路桁をジャッキアップすることから、道路桁上を直接走行する車両は通行止めを余儀なくされ、供用性に影響を及ぼす。従って、要求性能に対する限界状態は、道路桁が補剛桁の過大な変形に影響を受けない限界の状態とし、大規模地震時の補剛桁の変形に道路桁が追従できることを確認するものとした。なお、死荷重を極力低減する目的で、道路桁床版には鋼床版が一般的に用いられる。**写真 7-4**に道路桁の明石海峡大橋の例を示す。

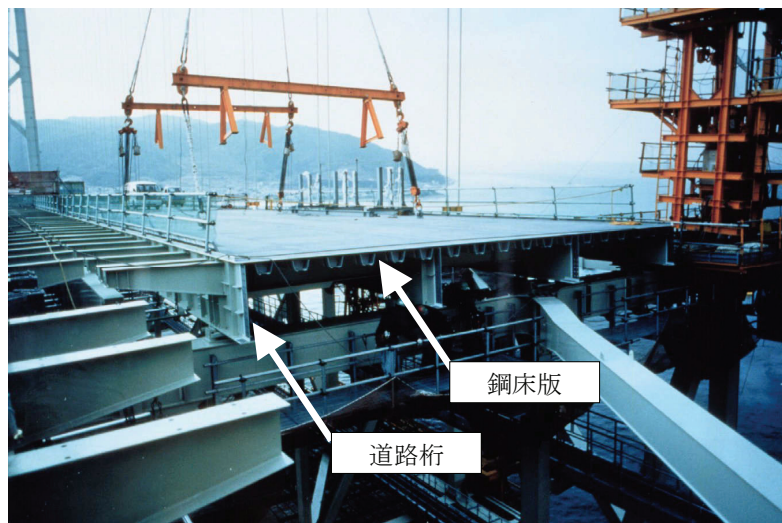


写真 7-4 道路桁（明石海峡大橋）

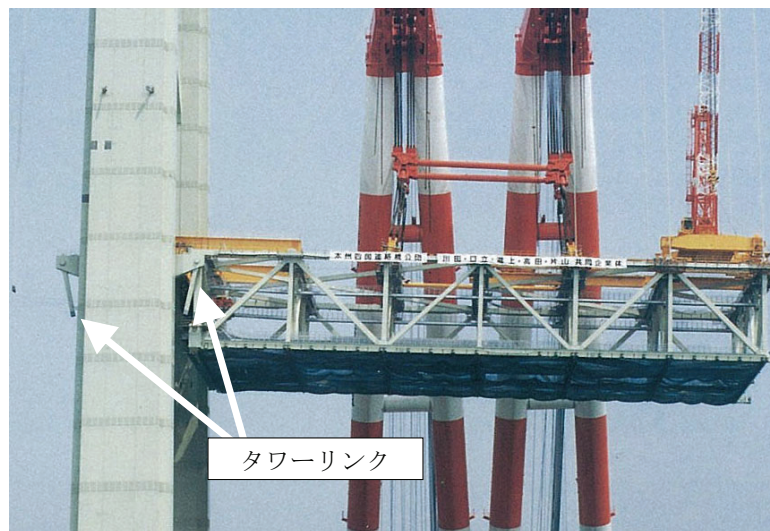


写真 7-5 タワーリンク（明石海峡大橋）

(7) リンク支承（鉛直支承）

タワー・エンドリンクのリンク支承は、補剛桁の主塔・アンカレイジ部に設けられる支承で、補剛桁の鉛直力支持機能及び変位追従機能（橋軸水平移動、橋軸方向鉛直面内回転、水平面内回転）を有する。吊橋の補剛桁端部の変位量は一般的に非常に大きいので、リンク支承はその変形に無理なく追従できるよう、両端にピンを設けたバーとなっている。写真 7-5 に明石海峡大橋の例を示す。

リンク支承が大規模地震に損傷を受け、それら機能を消失すると、端部ハンガーロープへの過大な荷重の集中、補剛桁端部での過大な断面力の発生、等により他の構造要素に損傷が連鎖し、安全性に影響を及ぼす可能性がある。また、補剛桁とアンカレイジ、主塔との間での路面段差が生じ、供用性にも影響を及ぼす恐れがある。さらに、修復性の観点から、リンク支承は常時の鉛直力を支持していることから、その補修、取り替えは困難であると考えられる。このため、要求性能に対する限界状態は、力学特性が弾性限界を超えない限界の状態とし、地震時最大発生反力が許容応力度の割り増し 1.7 を考慮した降伏耐力を越えないものとした。また、地震時最大移動量が移動可能量を超えないことを確認することとした。

(8) ウィンドシュー（水平支承）、ウィンドタング

ウィンドシューは、主塔・アンカレイジ部の補剛桁端部に設けられる支承で、補剛桁の橋軸直角方向水平力支持機能を有し、吊橋に作用する地震時、暴風時の橋軸直角方向外力を、ウィンドタングを通じて主塔あるいはアンカレイジに伝達する。ウィンドシューとウィンドタングは連結されないため、橋軸直角方向の水平移動以外の動きは拘束しない。補剛桁がトラス型式の場合、端主横トラス中央部に向かって主塔水平材・アンカレイジから突出したウィンドタングを挟み込むような形で 2 個のウィンドシューが横向きに設置される。写真 7-6 に明石海峡大橋の例を示す。

ウィンドシュー、ウィンドタングが大規模地震に損傷を受け、その機能を消失すると、主塔・アンカレイジ部で補剛桁の橋軸直角方向の変位制限が無くなることにより、橋軸方向変位のみに追従可能なタワー・エンドリンクに損傷が連鎖する。また、主塔位置で補剛桁にヒンジを設けている場合、補剛桁が橋軸直角方向に大きく振動すると、側径間と中央径間で路面が不連続になり供用性に影響を与えることから、橋軸直角方向水平力支持機能

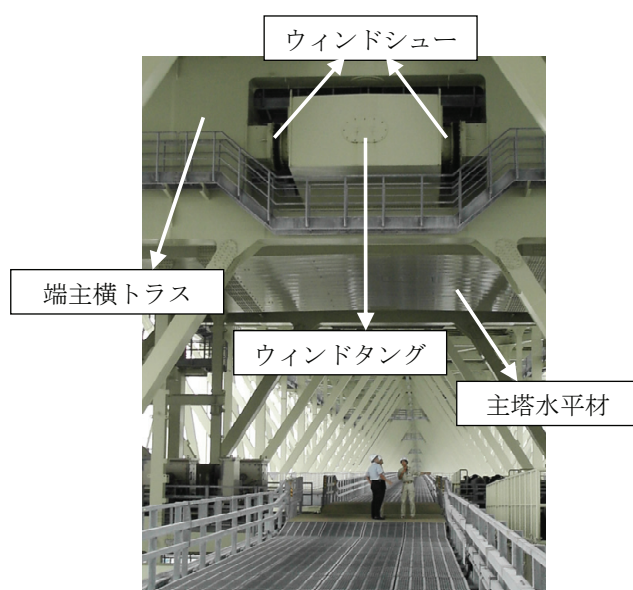


写真 7-6 ウィンドシュー、ウィンドタング（明石海峡大橋）

が失われることは許容できない。一方で、ウインドシュュー、ウインドタングは主塔水平材、および補剛桁端部周辺に位置しており、狭隘な場所ながら接近性の良さ、また、常時荷重が作用していないことから軽微な損傷の補修は可能であり、損傷の程度によっては取り替えによる修復の可能性もあると考えられる。さらに、損傷の連鎖が懸念されるタワーリンク、エンドリンクも、一般的に、補剛桁の微小な橋軸直角方向の移動を吸収できるような設計となっており¹⁵⁾、地震時の瞬間的な僅かな路面の不連続は供用性に与える影響は少ない。そのため、ウインドシュュー、ウインドタングの力学特性が弾性限界を超えたとしても、タワーリンク、エンドリンクが有する橋軸直角方向の遊間程度の変形に伴う損傷は許容するものとして、要求性能に対する限界状態は、副次的な塑性化にとどまる限界の状態とし、ウインドシュュー、ウインドタングの変形に伴う補剛桁の橋軸直角方向の変位がタワーリンク、エンドリンクに悪影響を及ぼさないこと確認することとした。

(9) ステイクケーブル

ステイクケーブルは、主ケーブルと補剛桁が近接する中央径間中央及び側径間アンカレ리지部で、主ケーブルと補剛桁をトラス状に連結し、主ケーブルと補剛桁の相対変位を拘束するケーブルである。一般的にステイクケーブルを設ける目的として、交通荷重等に伴う橋軸方向の微小な変位を抑えて短ハンガーの疲労損傷を防ぐ、吊橋のねじり剛性を高めて耐風安定性を向上させる、暴風時、地震時の過大な補剛桁の橋軸方向変位を抑える等がある。

写真 7-7 に明石海峡大橋の例を示す。

大規模地震時にはステイクケーブルが補剛桁の橋軸方向遊動円木モードを拘束するため、大きな張力が発生する可能性が高く、これまでの吊橋では、地震時に切断を許容する損傷制御設計の概念を導入したケースもある。例えば、明石海峡大橋では地震時には破断させないが⁵⁾、大島大橋では破断を許容¹⁶⁾しており、破断を許容した場合の補剛桁橋軸方向変位、許容しない場合のステイクケーブル及び取り付け部（ケーブルバンド、補剛桁）の構造形状等を総合的に勘案し決定することになる。また、ステイクケーブルには常時荷重が作用



写真 7-7 ステイクケーブル（明石海峡大橋）



写真 7-8 伸縮装置（明石海峡大橋）

しておらず、橋面から容易に接近できることから、修復性による制約は無い。実際に、平成 13 年芸予地震の際、来島海峡大橋では設計通りにセンターステイが破断したが、通行止めは僅か 1 時間半程度であり、その後、損傷したステイケーブルを取り替えることで、約 2 ヶ月後に完全復旧した¹⁷⁾。従って、ステイケーブルの要求性能に対する限界状態は、設計思想に合わせて設定するものとした。

(10) 伸縮装置

長大吊橋の場合、補剛桁端部の変位量は一般的に非常に大きいため、その大変位量に追随できる伸縮装置としてリンク式かローリングリーフ式が採用される事例が多く、3 径間 2 ヒンジ吊橋の場合、両アンカレイジ部 2 箇所と主塔部 4 箇所の計 6 箇所設置される。写真 7-8 に明石海峡大橋に採用されたリンク式伸縮装置（中央径間側、設計移動量：1.45m）を示す。

大規模地震に道路伸縮装置本体に損傷が生じたとしても、その復旧は比較的容易に実施でき、また、その部分は覆工板などを敷いて緊急車両の通行ができるようにすれば供用性は確保できるものと考えられる。従って、道路伸縮装置に対しては大規模地震時の耐震性能照査は実施しないこととする。但し、伸縮装置が損傷して橋上から落下することにより 2 次被害の発生が懸念される場合は、落下防止対策を施すことが望ましいと考えられる。

上記を踏まえた大規模地震に対する上部構造各構造要素の想定される損傷、限界状態及び照査項目の試案は表 7-2 のように要約できる。

表 7-2(1) 大規模地震に対する長大吊橋上部構造の想定される損傷、限界状態及び照査項目（試案）

構造要素	想定される損傷	限界状態 (耐震設計上支配的と思われる性能)		照査項目
		修復性	主塔本体の塑性化・座屈・ひび割れに対して、部材取替え等の大掛かりな修復を必要としない状態 残留変形の修復は不可能なので、残留変形が地震後の橋としての機能及び性能に悪影響を与えない状態	
主塔	○主塔本体の塑性化・座屈・ひび割れ	修復性		・1.5～2.0δ_y；鋼製・CFT主塔 ・1.0～1.5δ_y；RC主塔 (個別の条件に応じて適切に設定する)
	○残留変形	修復性		
	○アンカーボルト・基礎コンクリートの損傷	修復性		・アンカーボルト最大発生断面力<降伏耐力 ・基礎コンクリート発生断面力<支圧耐力(押し込み)、せん断耐力(引き抜き)
	○素線の塑性化	修復性		
ケーブル	○サドル部でのケーブルの滑り	修復性		・最大発生応力度<降伏応力度
	○ケーブル定着部の塑性化	修復性		・ケーブル最大張力差<摩擦抵抗力
	○塔頂・スプレースドルの塑性化	修復性		・最大発生応力度<降伏応力度
	○塔頂・スプレースドルの塑性化に対する修復は困難なので、弾性範囲を超えない状態	修復性		・最大発生応力度<降伏応力度
塔頂サドル スプレースドル	○ハンガーロープの塑性化	安全性		・最大発生張力<破断張力(ロープ部) ・最大発生応力度<破断強度(定着部、バンド部)
	○ハンガーロープ定着部の塑性化	安全性		
	○ケーブルバンドの塑性化	安全性		—
	○ケーブルバンドの滑り	安全性		
補剛桁	○ハンガーロープの張力抜けに伴う定着部からの外れ	安全性		—
	○部材の塑性化、座屈	供用性 修復性		
	○桁端部の主塔・アンカレイジ・隣接橋等との衝突	安全性		・桁端での最大応答相対変位<桁端部の遊間
		安全性		

表 7-2(2) 大規模地震に対する長大吊橋上部構造の想定される損傷、限界状態及び照査項目（試案）

構造要素	想定される損傷	限界状態 (耐震設計上支配的と思われる性能)		照査項目
		供用性 修復性	道路桁の損傷は供用性に影響を与え、部位によっては供用交通下での修復が困難になると考えられるため、道路桁が補剛桁の過大な変形に影響を受けない限界の状態。	
道路桁	○補剛桁の橋軸直角方向変形に伴う支 承部付近の塑性化	供用性 修復性	道路桁の損傷は供用性に影響を与え、部位によっては供用交通下での修復が困難になると考えられるため、道路桁が補剛桁の過大な変形に影響を受けない限界の状態。	・補剛桁の変形に対する道路桁の追随性を確認
タワーリンク エンドリンク	○部材の塑性化 ○ピンの抜け	安全性 供用性 修復性	リンクが機能を消失すると、他の構造要素に損傷が連鎖し、安全性に影響を及ぼす可能性があるとともに、補剛桁とアンカレージ・主塔との間での路面段差が生じ、供用性にも影響を及ぼす恐れがある。さらに、その修復は困難であると考えられることから、要求性能に対する限界状態は、その機能を失わず、力学特性が弾性限界を超えない限界の状態。	・最大発生断面力<降伏耐力 ・最大発生移動量<移動可能量
ウインドシユュー・タ ング	○ウインドシユュー・タ ングの塑性化	供用性 安全性	ウインドシユュー・タングの損傷し、橋軸直角方向の拘束が失われると、リンク支承の損傷に繋がるとともに、主塔位置でヒンジ構造を有する補剛桁の場合、橋軸直角方向に大きく振動すると路面が不連続となり、供用性に影響を及ぼす可能性があるが、修復は可能であることから、タワー・エンドリンクが有する橋軸直角方向の遊間程度の変形に伴う損傷は許容するものとして、要求性能に対する限界状態は、副次的な塑性化にとどまる限界の状態。	・ウインドシユュー・タングの変形に伴う補剛桁の橋軸 直角 方向最大発生変位< タワー・エンドリンクの橋軸直角方向の遊間
ステイケーブル	○ステイケーブル・定着部の塑性化 ○ステイパバンドの滑り	—	(大規模地震時に損傷許容の有無に応じた設計思想に合わせ設定。)	—
伸縮装置	○桁の過大な変位による圧壊、落下	—	(伸縮装置の損傷は許容。但し、伸縮装置が損傷して橋上から落下することにより2次被害の発生が懸念される場合は、落下防止対策を施す。)	—

7. 4 高強度鋼材を用いた単柱の終局限界状態に関する検討

6章で検証された数値計算手法と材料構成則を用いて、高強度鋼材（80 キロ鋼）を用いた円形断面を有する単柱の座屈パラメータを変化させた弾塑性有限要素解析を行い、普通鋼材を対象とした道示V¹⁾で規定している許容ひずみより算出される終局状態と比較することにより、高強度鋼材を用いた単柱の終局限界状態に関する検討を行う。

パラメトリック解析に用いた単柱の諸元を表 7-3 に示す。橋脚モデルの高さは 2.0m、断面外形寸法 D を 600mm とし、板厚によって径厚比パラメータ R_t を変化させた。径厚比パラメータ $R_t=0.08$ を基本モデルとし、これと比較する目的で $R_t=0.06$ と $R_t=0.10$ のモデルについて解析を実施した。解析は、6章と同様の手法として、材料非線形性と幾何学的非線形性をともに考慮した複合非線形解析とし、橋脚天端に鉛直圧縮力 ($N/N_y=0.1$ 、材料引張試験より算出された降伏応力度 798.7MPa を使用) を作用させた状態で、ティモシェンコの梁理論から算出されるせん断変形分を考慮した降伏水平変位 δ_y (=16.14mm、6. 3 の矩形断面を有する単柱橋脚の正負交番載荷実験に用いた供試体の材料引張試験より得られ降伏応力度 798.7MPa を使用) の整数倍を繰り返し回数 1 回で漸次増加させた。なお、材料構成則には、6. 3 の検討において、80 キロ鋼については曲げ加工が耐力・変形特性に及ぼす影響は小さいことが確認されたことから、平板の材料定数を用いた。

解析結果による水平荷重－水平変位関係、及びその包絡線をそれぞれ図 7-7、7-8 示す。なお、図 7-8 では水平変位 δ 、水平荷重 P を降伏水平変位 δ_y および降伏水平荷重 P_y でそれぞれ除して無次元化している。これらの図より、RT6 モデルでは $4\delta_y$ で水平荷重が最大となり、その後もやや荷重の低下がみられるもののほぼ最大荷重に近い耐力を保持していることがわかる。これは径厚比が小さいため局部座屈の影響は小さく、基部がほぼ全塑性に近い状態を保持しているものと考えられる。RT8 モデルでは $3\delta_y$ で水平荷重が最大となり、その後荷重の低下がみられる。荷重の低下割合は RT6 モデルと比較するとやや大きい。RT10 モデルでも $3\delta_y$ 以降に荷重の低下がみられ、その荷重低下の度合いは RT8 モデルに比較してもかなり大きい。径厚比が大きいため局部座屈の影響が顕著に現れたものと考えられる。

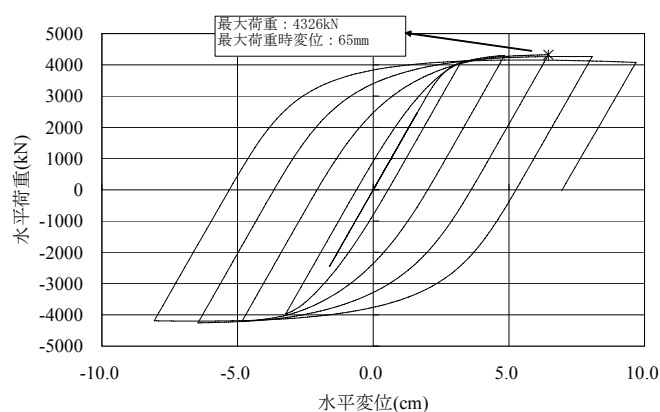
基部から 50cm の高さまでの範囲の圧縮縁の水平変位分布を $+3\delta_y$ 時および $+5\delta_y$ 時における値を図 7-9 に示す。 $+5\delta_y$ 時にはいずれのモデルとも基部に明瞭な局部座屈変形がみられ

表 7-3 パラメトリック解析に用いた単柱の諸元

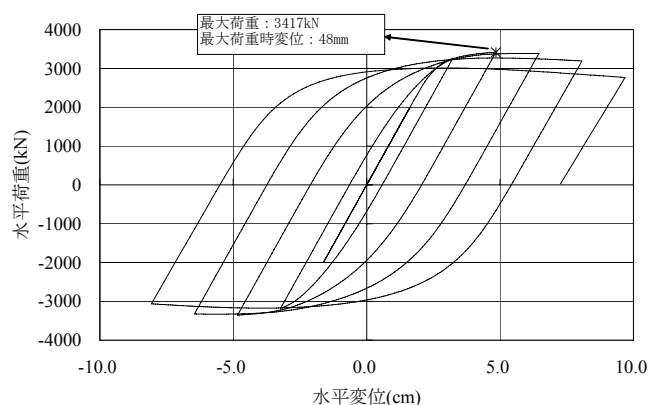
モデル	直径D (mm)	板厚t (mm)	断面積A (cm ²)	降伏荷重 P_y (kN) ¹⁾	細長比 パラメータ λ ¹⁾	径厚比R/t	径厚比 パラメータ R_t ¹⁾
RT6	600	31	554.1	2723	0.401	9.7	0.061
RT8	600	24	434.3	2184	0.397	12.5	0.08
RT10	600	19	346.8	1773	0.394	15.8	0.102

1): 材料引張試験より算出された降伏応力798.7MPaを使用

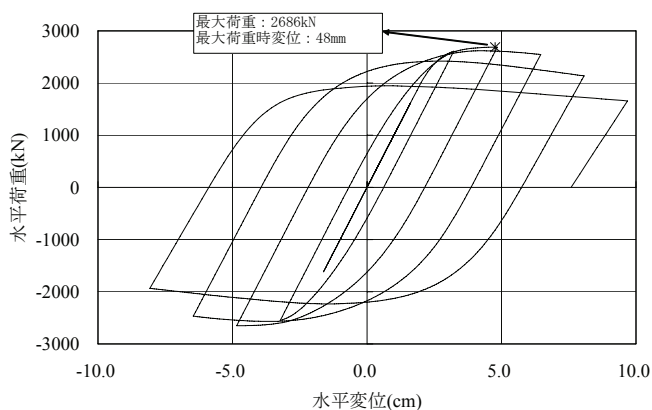
るが、径厚比の大きい RT10 モデルの局部座屈変位が最も大きく、かつ局所的に変形していることがわかる。逆に、径厚比の小さい RT6 モデルでは局部座屈変形はみられるが、その値は RT10 モデルに比較して小さく緩やかな局部座屈波形となっている。また、 $+3\delta_y$ 時と $+5\delta_y$ 時との対比から、径厚比が大きくなるほど局部座屈が急速に進行することがわかる。



(a) RT6 モデル



(b) RT6 モデル



(c) RT10 モデル

図 7-7 パラメトリック解析による水平荷重－水平変位関係

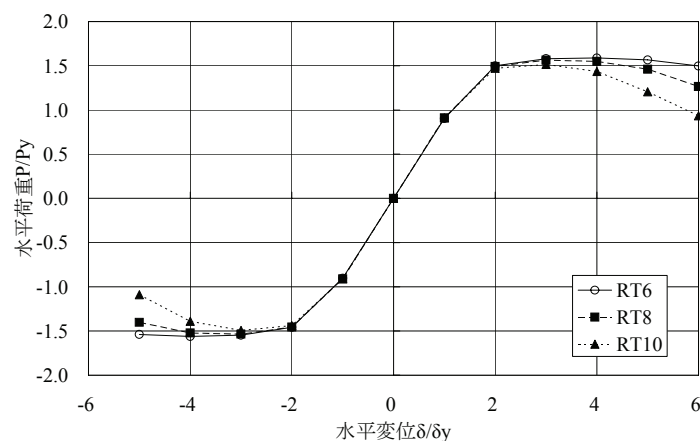


図 7-8 パラメトリック解析による水平荷重－水平変位包絡線比較

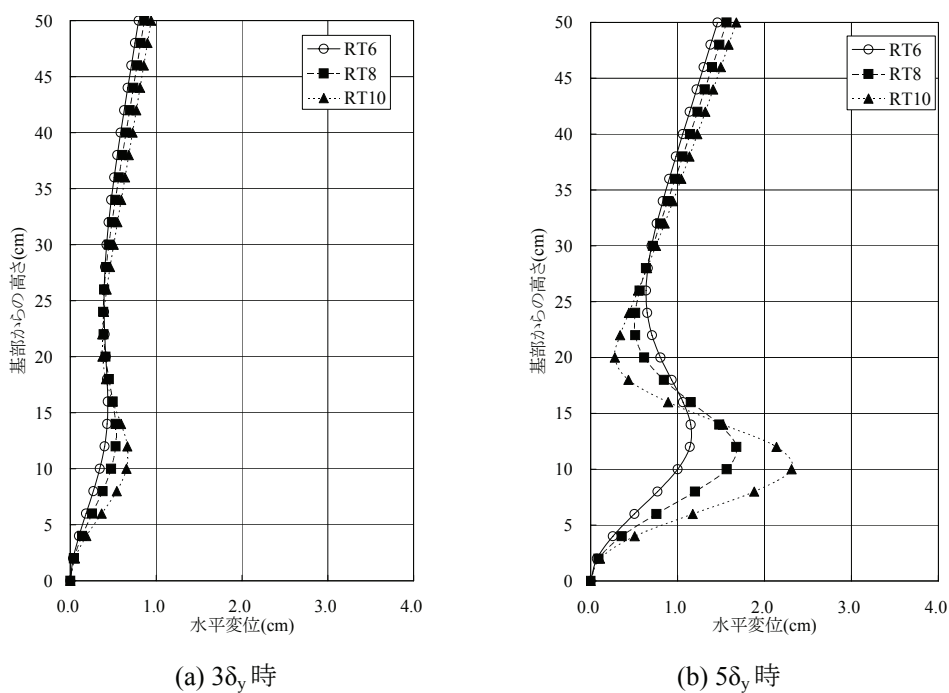


図 7-9 パラメトリック解析による単柱基部の水平変位分布

続いて、道示Vで規定している許容ひずみより算出される終局状態（最大荷重及び最大荷重時の変位）と上記パラメトリック解析結果を比較することにより、普通鋼材を対象に定式化された道示Vの終局状態に関する規定の適用性に関する検討を行う。道示Vに基づく解析では、図 7-10 に示すファイバー要素を用いた骨組み解析モデルによるプッシュオーバー解析を行い、柱基部要素における板厚方向外側のファイバーのひずみが式(7.2)に示す許容ひずみ (ϵ_a) に達した時点を終局状態とする。なお、鋼材の応力－ひずみ関係は、道示Vに従い、1 次勾配の 1/100 の 2 次勾配を持つバイリニアモデルとし、降伏応力度には上記パラメトリック解析に用いた値 ($=798.7\text{MPa}$) と同じとした。

$$\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y} = 20 - 140R_t \quad (7.2)$$

表 7-4 に最大荷重及び最大荷重時の変位に関して上記パラメトリック解析結果との比較を示す。最大荷重に関しては、道示 V による方が若干高めに評価するものの、その差は最大でも 3% 程度であり、良い精度で一致しているが、最大荷重時の変位には多少ばらつきが見られる。これはパラメトリック解析では繰り返し荷重を与えているのに対し、道示 V に基づく解析では単調な荷重を与えているため、その影響が表れたと思われる。

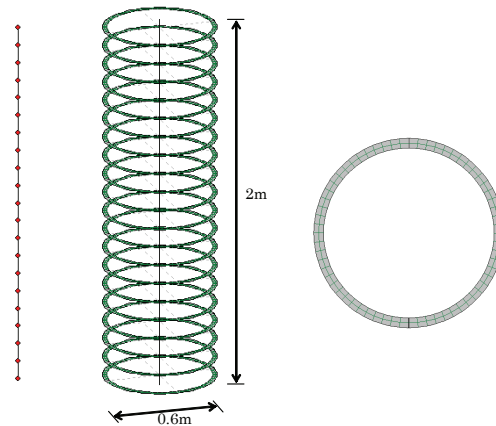


図 7-10 解析モデル（道示 V に基づく評価）

表 7-4 パラメトリック解析による単柱基部の水平変位分布

比較項目		パラメトリック解析 ①	道示 V ②	②／①
Rt=0.06	最大荷重(kN)	4323	4437	1.03
	最大荷重時変位 (mm)	65	65	1
Rt=0.08	最大荷重(kN)	3415	3450	1.01
	最大荷重時変位 (mm)	48	53	1.1
Rt=0.10	最大荷重(kN)	2684	2717	1.01
	最大荷重時変位 (mm)	48	42	0.88

以上より、今回検証した範囲内では、道示Vに基づく終局限界状態の評価式は、多少危険側の評価になるがその差は小さいことから、高強度鋼材（80 キロ鋼）を用いた単柱の終局限界状態評価に適用できる可能性があると言える。しかし、高強度鋼材（60 キロ鋼）を用いた矩形断面を有する単柱に関する弾塑性有限要素解析結果と普通鋼材を対象とした終局状態評価式に基づく結果との比較において、特に幅厚比パラメータの小さい領域において、既往の普通鋼材を対象とした終局状態評価式は最大荷重及び対応する水平変位を大きめに推定するとの報告もある¹⁸⁾。本検討で検証用として使用した実験結果は円形、矩形でそれぞれ僅か1 体ずつであったことから、今後は実験的な検証を更に進めてデータを蓄積する必要があると考えられる。

7. 5 まとめ

本章では、吊橋主塔に関する2章から4章までの成果をとりまとめ、安全性、供用性、修復性の観点から整理した目標とする耐震性能に対する限界状態に関する検討を行うとともに、吊橋上部構造を構成する主塔以外の構造要素についても、それらの機能、想定される損傷及びその連鎖現象について整理し、主塔を含む長大吊橋上部構造の限界状態、許容できる損傷度の提案を行った。さらに、6章で検証された高強度鋼材を用いた単柱の耐震性能に関する数値計算手法と材料構成則を用いて、座屈パラメータを変化させた弾塑性有限要素解析を行い、終局限界状態に関する検討を行った。

以下に本章で得られた主な知見を示す。

- (1) 安全性、供用性、修復性の観点から長大吊橋主塔の限界状態を考察すると、修復性の観点から設定される限界状態が支配的になる。プッシュオーバー解析より得られた各主塔の水平荷重－水平変位関係より推定される残留変位を基に、修復性の観点から長大吊橋主塔の大規模地震に対する限界状態を設定すると、面内方向では塔頂、面外方向では最大水平変位が発生する塔中間部の地震時応答水平変位が $1.5 \sim 2.0\delta_y$ （鋼製・CFT 主塔）若しくは $1.0 \sim 1.5\delta_y$ （RC 主塔）以内で有る状態が適切であると考えられる。
- (2) 主塔を含む吊橋上部構造について、各構造要素の機能、想定される損傷及びその連鎖現象について整理し、「地震による損傷が限定的なものにとどまり、最悪の事態である落橋や倒壊が起きず、緊急輸送路としての機能の回復が速やかに行いうる」程度の性能を目標として、安全性、供用性、修復性の観点から大規模地震に対する限界状態を表 7-2 として提案した。
- (3) 道示Vに基づく終局限界状態の評価式は、多少危険側の評価になるがその差は小さいことから、高強度鋼材（80 キロ鋼）を用いた単柱の終局限界状態評価に適用できる可能性があると言える。しかし、既往の普通鋼材を対象とした終局状態評価式は最大荷重及び対応する水平変位を大きめに推定するとの報告もあることから、今後、更なる実験的、解析的な検証を進める必要があると考えられる。

参考文献（7章）

- 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.
- 2) 宇佐美勉、日本鋼構造協会編著：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン、技報堂出版、2006.9
- 3) 藤田和朗：上部工の耐震設計、橋梁と基礎、pp.86-89、建設図書、1998.8
- 4) 本州四国連絡橋公団第一建設局垂水工事事務所：明石海峡大橋 2P・3P 主塔工事 実施設計報告書 設計概要書、1991.6
- 5) 本州四国連絡橋公団第一建設局垂水工事事務所：明石海峡大橋補剛桁（その 1・2・3・4）工事 鋼構造物の実施設計報告書 設計概要書、1995.3
- 6) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて－震災復旧工事誌－、1997.9
- 7) 本州四国連絡橋公団：吊橋及び斜張橋の塔基礎設計要領（案）、1982.2
- 8) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説、1989.
- 9) 栗野純孝：明石海峡大橋、橋梁と基礎、pp.9-15、建設図書、1998.8
- 10) 北川竜三、長尾幸雄：大鳴門橋における吊橋ハンガーロープの定着部補修工法の検討、本四技報 No.107、Vol.30、pp.15-21、2006.9
- 11) 迫田治行、頭井洋、加賀山泰一、上平悟、北田俊行、中井博：兵庫県南部地震によるニールセンローゼ橋のハンガーの弛み・抜けの原因に関する研究、鋼構造論文集、第 7 巻第 25 号、2000.3
- 12) 金治英貞、鈴木直人、香川敬生、渡邊英一：長大トラス橋の耐震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御機構、土木学会論文集 No.787/I-71、pp.1-19、2005.4
- 13) 二井伸一、運上茂樹、遠藤和男：長周期地震動が長大吊橋の地震時挙動に及ぼす影響に関する一考察、土木学会地震工学論文集、Vol.28、2005.
- 14) 本州四国連絡橋公団：鋼床版設計要領・同解説、1989.4
- 15) 本州四国連絡橋公団：吊橋リンク支承構造設計指針（案）、1976.3
- 16) 本州四国連絡橋公団：伯方・大島大橋工事誌、1989.9
- 17) 古屋和彦、磯江浩、森幸夫：芸予地震における海峡部橋梁の被災復旧状況及び橋体の挙動、本四技報 No.99、Vol.26、pp.24-34、2002.9
- 18) 仁井啓貴、山口栄輝、小野潔：高張力鋼を用いた正方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する研究、土木学会西部支部年次学術講演会（投稿中）

8 章 結論

8. 1 本論文の研究成果の総括

本論文では、主に主塔構造に着目して、長大吊橋上部構造の地震時限界状態を提案することを目的とした耐震性能照査法に関する検討を実施してきた。

以下に本研究で得られた成果を総括する。

1章では、近年、部材の塑性化を考慮した長大吊橋の大規模地震に対する耐震性能照査法が求められるようになっていく背景、及び安全性・供用性・修復性の観点から大規模地震時における長大吊橋上部構造の限界状態、許容できる損傷度の提案を目指した本研究の目的を述べるとともに、長大吊橋の耐震設計法に関する設計規準と既往の研究を概観し、本論文の章構成を示した。

2章では、鋼製主塔、RC主塔及びCFT主塔の3つの主塔形式について、中央径間2250mの長大吊橋を対象に、常時・暴風時を想定した同一の条件で試設計を行い、構造特性、経済性等の比較を行った。その結果、CFT主塔が、これまで吊橋主塔に適用された実績は無いが、3形式の中で最も経済性に優れる可能性があることが分かった。また、鋼製主塔は、3形式の中で最も経済性に劣るが、これまで我が国の長大吊橋に採用されてきた構造であり、設計、製作、輸送、架設及び維持管理に関するノウハウも蓄積されていることから、今後建設される吊橋主塔でも採用される可能性があり、既設長大吊橋の耐震補強が急務となっている現状を鑑みると、鋼製主塔の地震時限界状態に関する検討を実施する意義が大きいことを示した。

3章では、プッシュオーバー解析の非線形動的応答の再現性について検証することを目的として、鋼製主塔を対象にした吊橋全橋モデルによる非線形動的解析を実施してプッシュオーバー解析との比較を行った。その結果、主塔基部の曲げモーメントが最大となる時刻の慣性力分布を用いたプッシュオーバー解析により、変形状態、損傷過程及び発生ひずみに関して概ね吊橋主塔の非線形動的応答が再現できることが明らかになり、プッシュオーバー解析により地震時の耐力・変形特性及び損傷特性を把握して限界状態を設定する妥当性が確認できた。

4章では、2章で試設計した3つの主塔形式について、3章と同じ手法を用いてプッシュオーバー解析を行い、耐力・変形特性及び主塔各部の損傷特性の評価及びそれらの各主塔形式における比較を行った。その結果、耐力・変形特性を比較すると、面内・面外の何れの方角においても、初期剛性はRC主塔、CFT主塔、鋼製主塔の順で高く、変形性能は鋼製主塔が他形式主塔と比較して大きく、最大耐力は、面外方角では、鋼製主塔が他形式主塔と比較して3割程度小さくなり、面内方角では、何れの形式でもほぼ同等の結果となった。損傷特性を比較すると、鋼製・RC主塔では、面内方角は水平材の損傷が顕著となり、面外方角では塔基部の他に第二・第三水平材間の塔柱にも損傷が発生し、CFT主塔では、面内・面外の何れの方角においても、塔基部及び塔中間部の斜材が早期に降伏し、これが主塔全体の耐力・変形特性に支配的な要因となった。また、鋼製主塔については、骨

組みモデルに加え、シェルモデルによる解析も実施し、解析モデルによる違いが耐力・変形特性及び損傷特性に及ぼす影響について検討した結果、面内方向の水平材の損傷はせん断損傷が支配的であり、骨組モデルによる解析はシェルモデルを用いた解析に対して最大耐力を高く評価するため、骨組モデルにより非線形領域の大きい領域で耐震性能照査を行う場合には、せん断変形に伴う非線形性を考慮したモデル化が必要であることがわかった。さらに、CFT 主塔については、RC 主塔と概ねほぼ同程度の性能を有する CFT 主塔実現の可能性を確認するとともに、斜材断面の増加、斜材のシアリンクへの置き換えにより耐力・変形性能を向上させることができた。

5章では、高強度鋼材を吊橋主塔構造に適用した場合を想定して、高強度鋼材を適用した場合のコスト的なメリットの可能性を把握することを目的に、高架橋の単柱橋脚に普通鋼材(SM490Y)及び高強度鋼材(SM570, HT780, BHS500, BHS700)をそれぞれ適用した地震時に対する試設計を実施し、材質の違いによる鋼重及びコストの比較を行った。その結果、橋脚高さが高く外法寸法が小さい橋脚においては板厚が応力で決まる傾向があり、このような橋脚に対して高強度鋼材を適用した場合、鋼重が低減されてトータルコストでも有利になるケースがあった。また、高強度鋼材を吊橋主塔に適用する場合は、大きな軸圧縮力が常時作用することから応力で決定される範囲は更に大きくなることが想定され、また、断面のコンパクト化により断面決定に支配的となる風荷重の影響が小さくなることから、更なる高強度鋼材単価の低減が進めば、高強度鋼材を吊橋主塔に適用するコスト的なメリットが見出せる可能性があることが分かった。

6章では、80 キロ鋼の素材試験による材料構成則に関する検討、高強度鋼材（矩形断面：80 キロ鋼、円形断面：60 キロ鋼）を用いた単柱に関する正負交番載荷実験及びそのシミュレーション解析を実施した。その結果、80 キロ鋼（JIS SHY685）について、冷間曲げ加工を施した鋼板($R/t=\infty$, 50, 25)を対象に素材試験を行い、鋼材の繰り返し塑性履歴を考慮した材料構成則を明らかにするとともに、強度の上昇に従い、曲げ加工が材料構成則に及ぼす影響が小さくなることが分かった。また、その材料構成則を用いた弾塑性有限要素解析により、高強度鋼材を用いた単柱の正負交番載荷実験結果を精度よく再現できることを確認した。

7章では、吊橋主塔に関する2章から4章までの成果をとりまとめ、安全性、供用性、修復性の観点から整理した目標とする耐震性能に対する限界状態に関する検討を行うとともに、吊橋上部構造を構成する主塔以外の構造要素についても、それらの機能、想定される損傷及びその連鎖現象について整理し、「地震による損傷が限定的なものにとどまり、最悪の事態である落橋や倒壊が起きず、緊急輸送路としての機能の回復が速やかに行いうる性能」を目標として、主塔を含む長大吊橋上部構造の大規模地震に対する限界状態、許容できる損傷度の提案を行った。長大吊橋主塔の限界状態は、修復性の観点から設定される限界状態が支配的になり、プッシュオーバー解析より得られた各主塔の水平荷重－水平変位関係より推定される残留変位を基に設定すると、面内方向では塔頂、面外方向では最大水平変位が発生する塔中間部の地震時応答水平変位が $1.5\sim 2.0\delta_y$ （鋼製・CFT 主塔）若しく

は 1.0~1.5 δ_y (RC 主塔) 以内で有る状態が適切であると考えられた。また、6 章で検証された高強度鋼材を用いた単柱の耐震性能に関する数値計算手法と材料構成則を用いて、単柱の座屈パラメータを変化させたパラメトリック弾塑性有限要素解析を行い、普通鋼材を対象とした道示 V で規定している許容ひずみより算出される終局状態と比較を行った結果、道示 V は、多少危険側の評価になるがその差は小さいことから、高強度鋼材 (80 キロ鋼) を用いた単柱の終局限界状態評価に適用できる可能性があることが分かった。

以上のように、本研究では、主に長大吊橋の主塔構造に着目して、非線形動的解析及び模型実験等を通じて検証された手法により、大規模地震時に所定の性能を確保するための吊橋上部構造に関する地震時限界状態を提案した。これら成果は、長大吊橋の合理的かつ経済的な耐震設計あるいは耐震補強に資するものと考えている。

8. 2 長大吊橋の大規模地震時耐震性能照査法に関する今後の研究展望

長大吊橋の大規模地震時耐震性能照査法に関して、今後より合理的な手法へと発展させ、実務に適用していくために必要と考えられる項目は以下の点が挙げられる。

(1) 崩壊シナリオを考慮した吊橋全体系の耐震性能照査法に関する検討

近年、強震動推定手法に関する研究が鋭意進められるとともに、内閣府中央防災会議あるいは文部科学省地震調査研究推進本部等より新たな断層情報が公表されつつあることから、断層モデル等を用いて架橋地点のサイト特性を考慮した強震動予測が行われるようになってきている。このように高度化された手法に基づき地震動を推定すると、場合によっては局所的に非常に大きな地震動が推定されるケースがあるとともに、その結果は手法及び種々の条件設定により変動する場合がある。また、近年の精力的な断層調査の実施等に伴い、公表される地震情報は随時更新されている状況にあることから、ある時点で検討用地震動を設定し、耐震対策工事を終了したにも関わらず、更新された地震情報に基づいて再試算すると、その検討用地震動を上回る地震動が推定される可能性がある。さらに、本研究では、「地震による損傷が限定的なものにとどまり、最悪の事態である落橋や倒壊が起きず、緊急輸送路としての機能の回復が速やかに行いうる」程度の性能 (概ね表 1-2 の耐震性能 2) を想定した限界状態の検討を実施したが、落橋に対する安全性のみを担保する性能 (表 1-2 の耐震性能 4) を想定した場合の限界状態についてはまだ十分に明らかになっていない。

この様な状況を鑑みると、設計地震動に対する各構造要素の応答値が許容値以内になることを確認する耐震性能照査だけでは不十分であり、設計地震動を上回る地震動に対する橋梁全体系としての耐震性能評価、終局的な限界状態の把握が重要になると考えられる。つまり、吊橋を構成するそれぞれの構造要素が橋全体系としての崩壊に直結する部材なのかどうかを選別し、崩壊に至るプロセスを見極め、崩壊状態から遡ることにより、設計地震動を上回る地震動に対する橋全体系としての耐震性能、安全余裕度を知る必要があると思われる。このためには、7 章で整理した各構造要素に対して大規模地震時に発生が予想

される損傷及びその連鎖現象を表現する力学モデルを構築して橋全体系に解析モデルに組み込むとともに、系全体の復元力特性が負となる進行性の崩壊を再現するため、幾何学的非線形性（P- δ 効果）を考慮した解析手法を用いて崩壊プロセスを再現する数値計算を行い、崩壊シナリオを考慮した吊橋全体系の耐震性能照査法に関する検討を進める必要があると考えている。

（2）制振構造を有する吊橋の耐震性能照査法に関する検討

平成 15 年十勝沖地震での石油タンクの火災は長周期地震動が原因とされており、近年、吊橋のような長周期構造物に対する長周期地震動の及ぼす影響が懸念されている。長大橋は減衰の小さい構造物であるため、この様な長周期地震動に対してはダンパー等を用いて減衰を付加する制振対策が耐震性向上策として有効であると考えられるが、長大橋ではこれまでアーチ橋、トラス橋、斜張橋に対する制振構造を利用した耐震性能向上策に関する検討、実績はあるが、吊橋に対する検討は殆ど実施されていない。ダンパーの形式としては、鋼材の塑性変形や摺動板と摩擦板の摩擦のような弾塑性変形履歴により減衰を付与する履歴型ダンパー、オイルダンパーのような粘弾性体の粘性減衰により減衰を付加する粘性型ダンパー等があるが、設置するデバイスは大ストローク、大容量になることが想定されることから、合理的なデバイス構造、及びその配置方法等を含む長大吊橋に対する耐震性向上策の検討を行うとともに、そのような制振構造を有する吊橋に対して解析モデル・手法、限界状態等の耐震性能照査法に関する検討が必要であると考えられる。

（3）高強度鋼材を用いた吊橋主塔の耐震性能照査法に関する検討

本研究では、高強度鋼材を吊橋主塔に適用した場合を想定して、地震時の終局限界状態に対する基礎的な資料を得ることを目的に、高架橋の単柱橋脚を対象とした試設計による普通鋼材との鋼重・コスト比較、80 キロ鋼の素材試験による材料構成則に関する検討、及び正負交番載荷実験及び弾塑性有限要素解析を実施して、高強度鋼材を用いた単柱に関する耐力・変形特性及び損傷特性について把握すると共に、数値計算手法の妥当性を検証して、高強度鋼材を用いた単柱の終局限界状態評価法に関する検討を実施した。しかしながら、本検討は限られた模型実験、数値計算により得られたものであり、軽々と結論づけられるものではない。さらに、本研究では軸力比（ N/N_y ）を 0.10～0.15 程度を想定したが、吊橋主塔には大きな軸圧縮力（死荷重時の軸力比=0.30 程度、橋軸直角方向地震時の軸力比=0.40～0.50 程度）が作用することから、耐力・変形特性も異なってくることが考えられる。従って、今後は実験的な検証を更に進めてデータを蓄積するとともに、高軸力下での高強度鋼材を用いた単柱の耐力・変形特性及び損傷特性に関する検討を進め、高強度鋼材を用いた吊橋主塔の耐震性能照査法を開発していく必要があると思われる。

発表論文

【査読付き論文】

- ・ 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検討、土木学会地震工学論文集、Vol.27、2003.12、CD-ROM No. 52
- ・ 遠藤和男、運上茂樹：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、土木学会地震工学論文集、Vol.28、2005.8、CD-ROM No. 31
- ・ 二井伸一、運上茂樹、遠藤和男：長周期地震動が長大吊橋へ及ぼす影響に関する一考察、土木学会地震工学論文集、Vol.28、2005.8、CD-ROM No. 30

【国際会議・シンポジウム発表論文】

- ・ Kazuo ENDO, Chihiro KAWATOH, Shigeki UNJOH: “Analytical Study on Seismic Performance Evaluation of Long-Span Suspension Bridge Steel Tower”, Proc. of 13th World Conference on Earthquake Engineering, CD-ROM No. 944, 2004.8
- ・ 遠藤和男、河藤千尋、運上茂樹：高強度鋼材を用いた短形断面鋼製橋脚の変形・耐力性能に関する解析的研究、第7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、2004.1
- ・ 遠藤和男、運上茂樹：高強度鋼材を用いた円形断面鋼製橋脚の変形・耐力性能に関する解析的検討、第1回性能規定型耐震設計に関する研究発表会講演論文集、2004.5
- ・ 遠藤和男、運上茂樹：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、第8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、2005.2
- ・ 遠藤和男、杉本健、運上茂樹：高張力鋼材の道路橋橋脚への適用性に関する検討、第10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、2007.2

【その他の発表論文】

- ・ 遠藤和男、運上茂樹、二井伸一：高強度鋼材を用いた矩形断面鋼製橋脚の載荷実験、土木学会第60回年次学術講演会梗概集、2005.9
- ・ 二井伸一、運上茂樹、遠藤和男：高強度鋼材を用いた矩形断面鋼製橋脚の耐力・変形性能シミュレーション解析、土木学会第60回年次学術講演会梗概集、2005.9

謝辞

本論文は、著者が平成 15 年 4 月からの 3 年間、本州四国連絡橋公団（当時）より出向し、独立行政法人土木研究所耐震研究グループ（耐震）に在籍中に従事した「大規模地震を想定した長大橋梁の耐震設計法の合理化検討に関する研究」の成果をとりまとめたものです。

本論文をまとめるにあたり、大阪大学大学院教授常田賢一先生には、筆者が土木研究所に在籍時は耐震研究グループ長として上司の立場より 1 年間ご指導を賜るとともに、本論文の作成過程においては主査として、ご多忙中にも関わらず終始懇切丁寧なご指導を賜りました。ここに深い感謝の意を表すとともに、心より御礼を申し上げます。また、副査として、大阪大学大学院教授奈良敬先生には、お忙しい中で多くの時間を割いて頂き、論文の内容に関して有益で貴重なご助言・ご示唆を賜りました。ここに厚く御礼を申し上げます。さらに、東京工業大学大学院准教授小野潔先生には、学位取得にあたり親身に相談に乗って頂き、論文全般に渡り幅広くご指導を賜りました。また、作業の進捗に絶えず目を配って頂くとともに、作業が滞り気味の際には叱咤激励を頂き、常に気持ちを支えて頂きました。ここに厚く御礼を申し上げます。

土木研究所の多くの方々からもご指導、ご意見を頂きました。耐震研究グループ 松尾修グループ長には土木構造物の耐震設計全般に渡りご指導賜りました。ここに厚く御礼を申し上げます。耐震研究グループ（耐震）運上茂樹上席研究員には、本論文をまとめるきっかけを頂くとともに、筆者が土木研究所在籍中に、橋梁の耐震設計に関する知識のみならず、仕事に取り組む姿勢、仕事の進め方、課題の解決方法等幅広く学ぶことが出来き、絶大なるご指導を賜りました。ここに厚く御礼を申し上げます。また、共に研究に従事し、公私にわたりお世話になりました耐震研究グループ（耐震）星隈順一主任研究員（現 国土交通省九州地方整備局）、小林寛主任研究員（現 阪神高速道路株式会社）、西田秀明研究員（現 国土交通省九州地方整備局）、Mohammad Reza Salamy 主任研究員（現 ARRB Group Ltd）、堺淳一任期付研究員、三上卓任期付研究員（現 群馬工業高等専門学校）、岡田太賀雄研究員、塩島亮彦研究員、矢田部浩交流研究員（現 ビービーエム（株））、小倉裕介交流研究員、姫野岳彦交流研究員（現 川口金属工業（株））、二井伸一交流研究員（現 （株）ウェスコ）、加納匠交流研究員（現 （株）荒谷建設コンサルタント）、佐藤大交流研究員（現 秋田県）に深く感謝致します。さらに、耐震研究グループ（振動）をはじめ、その他の研究グループや国土技術総合研究所地震防災研究室の皆様にも様々なご指導を賜りました。

本州四国連絡高速道路株式会社の方々にも大変お世話になりました。特に河藤千尋様には、土木研究所で同じ任務を経験された立場から、公私にわたり親切なご助言を頂きました。さらに、本論文は前任の河藤氏が実施していた研究を著者が引き継いで実施したものをまとめたものであり、研究の方向性はそのまま継承させて頂いたと認識しております。ここに厚く御礼申し上げます。また、本論文の執筆にご理解を頂いた北川信常務取締役、森邦久長大橋技術センター長、佃長次経営管理室長、北口雅章企画部調査役、福永勤耐震・基礎グループリーダー、さらに多くの職場の方々に感謝する次第です。

(株)長大 池田虎彦様、沈赤様、森園康之様、尾山靖史様、工藤浩様、今成達郎様には、**2～4章**の解析にご協力頂きました。(株)長大 右近大道氏(現 独立行政法人防災科学技術研究所)には**6章**の鋼製橋脚の実験にご協力頂きました。(財)土木研究センター安波博道様、井口進様には**5章、6章**の解析、高強度鋼材の素材実験についてご協力頂きました。また、お一人ずつの名前は挙げることはできませんが、様々な方からご指導、ご鞭撻を賜りました。ここに厚く御礼を申し上げます。

また、本四耐震補強委員会の委員長として現在ご指導を頂いている京都大学大学院教授家村浩和先生に御礼申し上げます。同委員会は、本州四国連絡道路海峡部橋梁に対して、最新の知見を取り込んだ耐震性能照査・補強設計用の地震動及びより合理的な耐震性能照査・補強方法を検討することを目的に2006年に設立されたもので、**8章**の今後の研究展望に記述した「解析崩壊シナリオを考慮した吊橋全体系の耐震性能照査法に関する検討」は、同委員会において家村先生からご指摘頂いた課題です。

今後、長大吊橋を含む本州四国連絡橋の本格的な耐震補強工事が予定されており、また、現在、海峡横断道路プロジェクトの技術検討が実施されているところではありますが、**8章**でも触れたとおり、本論文による成果を実務に適用するにはまだ多くの課題を抱えていると認識しております。今後更なる検討を実施し、長大吊橋の合理的な耐震設計法あるいは耐震補強法確立のために微力ながら専心努力する所存であります。