

## ラーメン形式吊橋主塔の地震時限界状態の評価法に関する検討

河藤千尋<sup>1</sup>, 運上茂樹<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ耐震チーム 主任研究員(〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6)

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

### 1. はじめに

兵庫県南部地震以降, 一般的な橋梁では, 耐震設計の目標性能が線形域から非線形域へと移行しており, 大規模地震の際には部材の一部に塑性化を許容し, ここでエネルギー吸収を図ることにより大地震に適切に抵抗するといった塑性変形性能を考慮した設計体系が取り入れられている<sup>1)2)</sup>. 一方長大吊橋の場合, 一般に地震の影響が基礎を除いて支配的とならないこと, また橋としての重要性等も考慮され, これまでの耐震設計では地震時の応答を構造物の弾性限内に収めるといった弾性設計が行われてきた<sup>3)4)</sup>.

しかしながら, 最近の海峡横断道路プロジェクト計画などにおいては, 大規模地震の発生が予想されるプレート境界周辺においても長大吊橋等の建設も検討されており, このような場合には, 耐風設計だけでなく, 地震の影響も部材断面等の設計において支配的と成り得ることも想定されている<sup>5)</sup>. その場合, 弾性設計では部材断面が大きくなり, 合理的な設計ができない場合も生じる可能性がある. 一方で, 海峡横断道路プロジェクト技術調査委員会からは, 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し, 部材の塑性化を考慮した許容変位などで照査することが提案されている<sup>6)</sup>.

このため, 合理的かつ経済的な主塔の設計を行い, 必要な耐震性能を確保するために, 大規模地震時に主塔の部位にどこまで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していくかということが重要と考えられる.

本文は, 長大吊橋のラーメン形式鋼製主塔を対象に, 大規模地震に対する主塔構造の限界状態を設定することを目的に, ラーメン形式主塔の耐荷力性能と主塔各部の損傷特性のうち, 主塔面内方向(橋軸直角方向)について解析的に検討した結果を報告するものである.

### 2. 解析モデルと解析条件

#### (1) 解析対象吊橋主塔

解析対象とした主塔は, 中央支間長さ2300m程度の長大吊橋を想定して試設計された4段の水平梁を有するラーメン形式の鋼製主塔で, 高さ約290mである. 図-1に解析対象とした主塔の一般図と塔柱断面図を示す. この主塔は常時荷重および風荷重に対する照査を行っており, 結果的には断面の大部分は, 風荷重によって決まった断面となっている. なお, 地震荷重に対する照査は行っていない.

塔柱断面は橋軸方向幅7.6m, 橋軸直角方向幅は8.0~13.0mの3セル形式となっており, 材質はSM490Y材およびSM570材であり, 板厚は36~45mmである.

水平梁は高さ8.0~15.0mであり, 材質は塔柱との接合部付近がSM490Y材, 中央部がSM400材である. フランジの板厚は12~18mm, ウエブの板厚は30~45mmである.

#### (2) 主塔のモデル化

解析対象主塔単独系を3次元シェル要素とファイバー要素によりモデル化した. 鋼材の応力-ひずみ関係はバイリニアとし, 2次勾配は1/100とした. また解析モデルは, 主塔構造形状の対称性と解析時間の短縮のため, 構造物の半分とした. 図-2に解析モデルを示す. 以下に, 塔柱, 水平梁のモデル化の詳細を示す.

##### 1) 塔柱のモデル化

塔基部等, 大きな断面力が生じると予想される部位は材料非線形だけでなく, 局部座屈の影響が考慮できるように3次元シェル要素でモデル化した. その範囲は, 梁柱接合部から上下15mの範囲と塔基部から第一水平梁までの範囲とした.

ダイアフラムの間隔は3mであり, ファイバー要素でモデル化した部分の節点間隔も3mとした. ダイアフラム位置では断面を剛要素で拘束し, 平面保持を確保するようにモデル化した. 梁柱接合部は, 十分な耐力を有しており, 地震時にも健全であると仮定し, 剛域としてモ

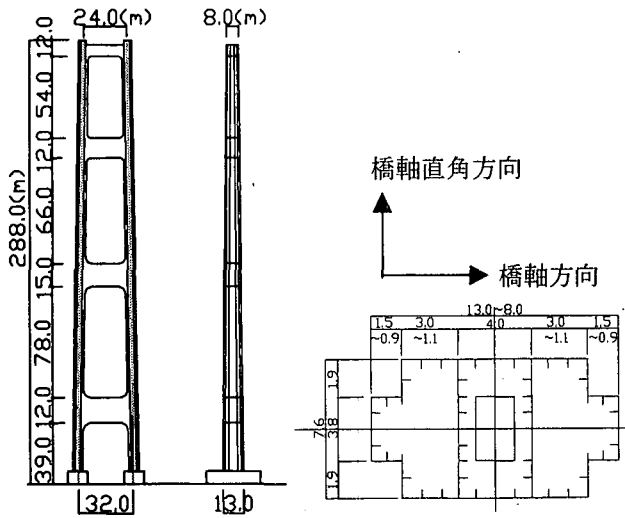


図-1 解析対象主塔一般図および塔柱断面図

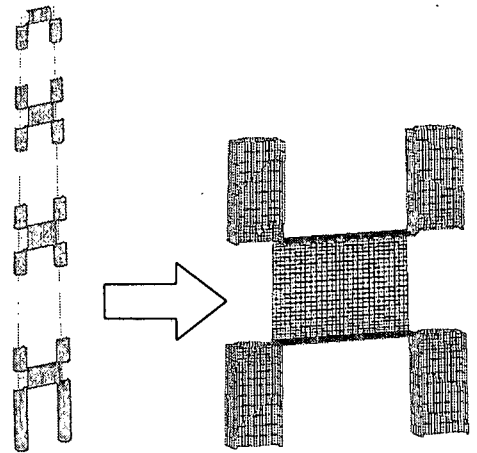


図-2 解析モデル

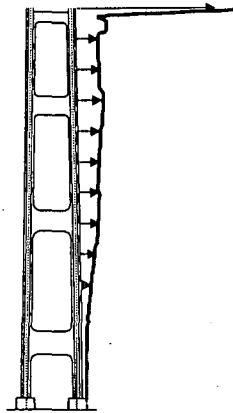


図-3 慣性力分布図

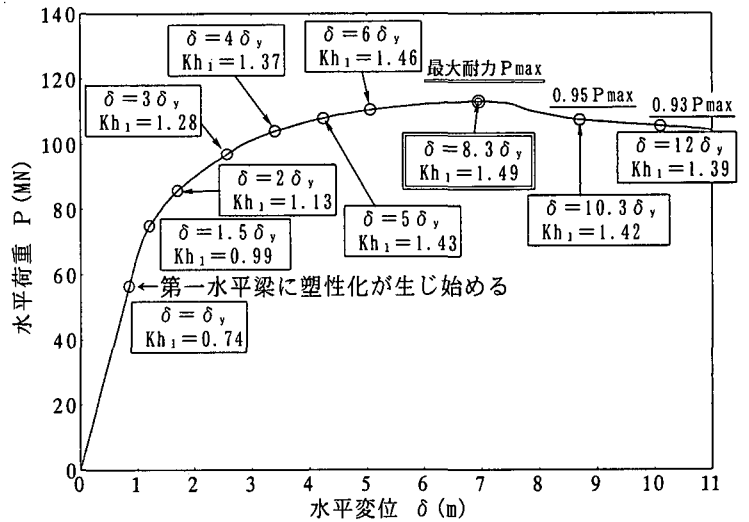


図-4 水平荷重-水平変位関係 (面内方向)

デル化した。

## 2) 水平梁部のモデル化

曲げとせん断の両者に起因する複雑な損傷形態を再現するため水平梁部は3次元シェル要素でモデル化した。ダイヤフラム間隔は2.5mであり、ダイヤフラム位置では断面を剛要素で拘束し、平面保持を確保するようにモデル化した。梁-柱接合部は塔柱部と同様に剛域とした。

## (3) 解析方法と荷重の載荷方法

解析方法は、主塔の自重とケーブル反力を載荷した状態を初期状態として、この状態から地震荷重を漸増載荷(プッシュオーバー解析)する方法であり、非弾性有限変位解析(大変形理論)を用いた。地震荷重は、別途行った吊橋全体系の時刻歴線形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。図-3に慣性力分布図を示す。

慣性力を作用させる位置はシェル要素でモデル化した

部分に関してはダイヤフラム中心位置に、ファイバー要素でモデル化した部分については節点位置に載荷した。

## 3. 水平荷重-水平変位関係

図-4に主塔面内方向に荷重を載荷したときの水平荷重と塔頂の水平変位の関係を示す。この水平荷重は主塔に載荷した荷重の合計値である。図中の $\delta_y$ は、荷重を載荷したときに、主塔のどこかに最初の塑性化が生じたときの塔頂の水平変位である。ここでは第一水平梁に塑性化が生じ始めた時の塔頂水平変位を $\delta_y$ とした。また、図-4中の $kh_1$ は水平震度であり式(1)で定義したものである。

$$kh_1 = (\text{水平荷重}) / (\text{主塔自重}) \quad (1)$$

図-4より、 $\delta = 1.5\delta_y$ 位までは水平変位と水平荷重の関係は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。 $\delta = 2\delta_y$ 付近から主塔全体剛性の低下が現れ始め、 $\delta = 5\delta_y$ 以降では水平変位が増加してもほとんど

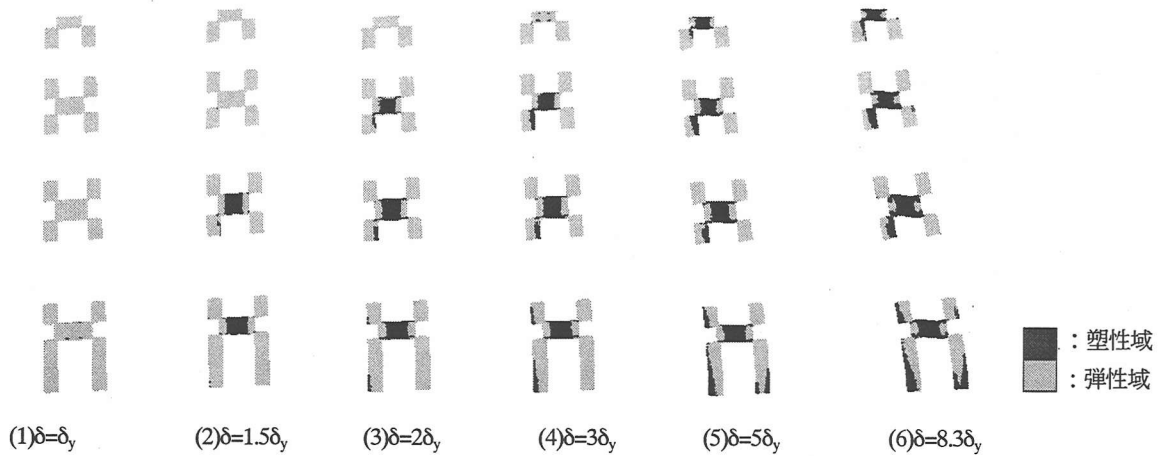
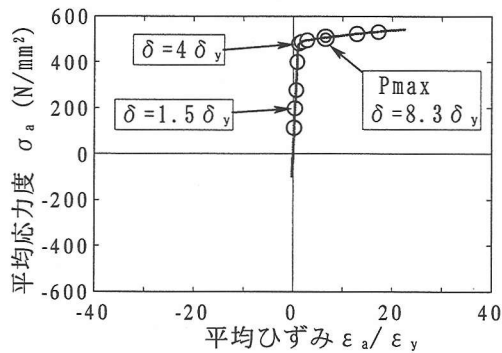
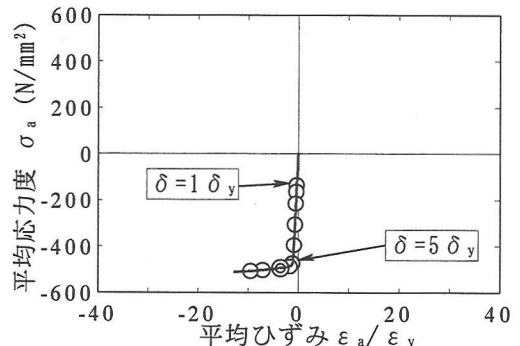


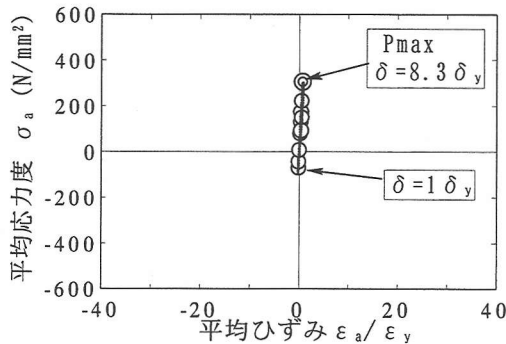
図-5 塑性域分布図



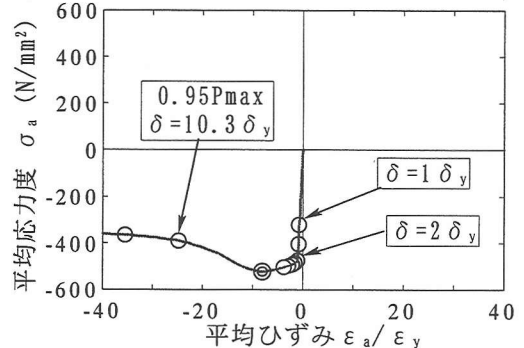
(1)引張側塔柱：引張側フランジ



(2)引張側塔柱：圧縮側フランジ



(3)圧縮側塔柱：引張側フランジ



(4)圧縮側塔柱：圧縮側フランジ

図-6 主塔基部の平均応力-平均ひずみ関係

水平荷重の増加はない。そして最大耐力は $\delta=8.3\delta_y$ で現れる。また最大耐力から水平荷重が95%、93%に低下したときの水平変位はそれぞれ $10.3\delta_y$ 、 $12\delta_y$ 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。

慣性力の増大とともに塑性化していく範囲を図-5に示す。図中で濃い部分が、von-Misesの相当応力により塑性化したと判定された領域である。図-5より $\delta=2\delta_y$ 、 $3\delta_y$ と変形が進むにつれて、塑性域は第三水平梁、第四水平梁の順序で進展していく。塔柱部の塑性域も圧縮側塔柱基部の塑性域が広がっていき、水平梁と圧縮側塔柱との接合部下側に塑性域が見られるようになる。

#### 4. 主塔各部の損傷度の評価

吊橋主塔の限界状態を定量的に評価する方法として以

下に示す評価法を用いて検討を行った。

##### (1) 平均応力-平均ひずみの関係

塔柱に作用する応力とフランジの軸方向ひずみとの関係にもとづき、塔柱基部の1つ目のダイヤフラム高さまでの軸方向の平均ひずみを算出し<sup>9)</sup>、主塔変形状況との対比を行った。

図-6に引張側塔柱と圧縮側塔柱のそれぞれ引張側、圧縮側フランジの平均応力と降伏ひずみで無次元化した平均ひずみの関係を示す。図中の○印は図-4に示した変位 $\delta_y$ 、 $1.5\delta_y$ 、 $2\delta_y$ ・・・に対応している。また◎は最大耐力時を示す。以下、本論文の図面中の丸印も同様の状態を示している。

第一水平梁が塑性化し始める $\delta=\delta_y$ の時に、圧縮側塔柱、圧縮側フランジの応力は降伏応力の約70% (降伏応力

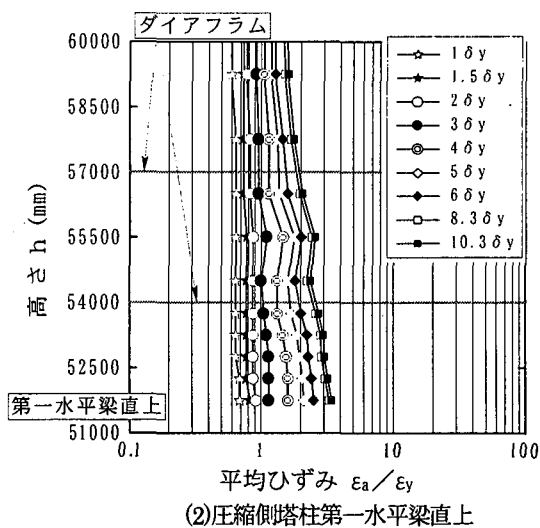
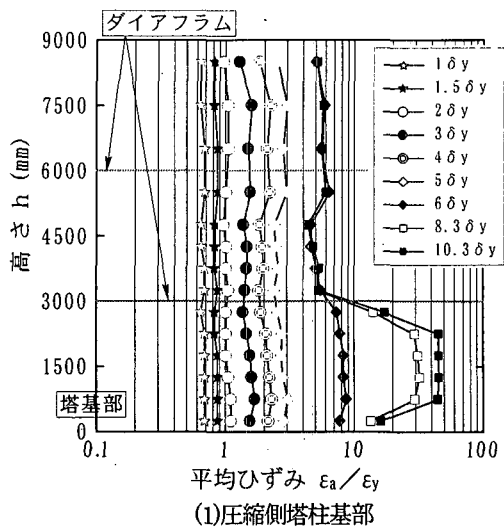
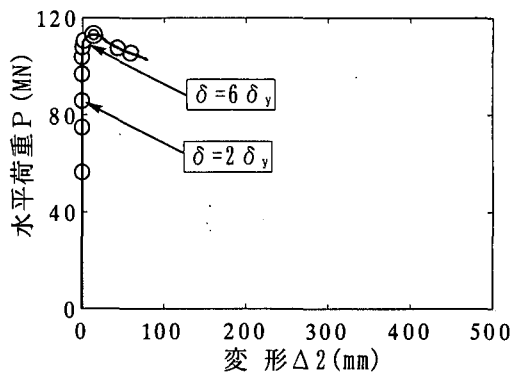
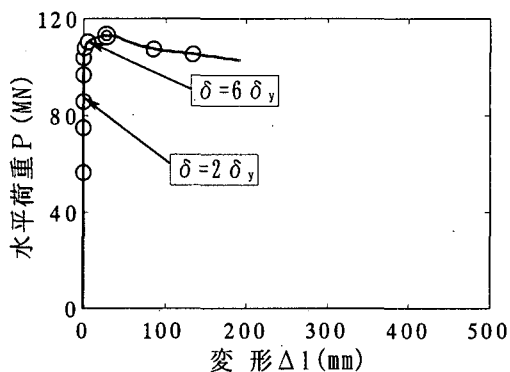
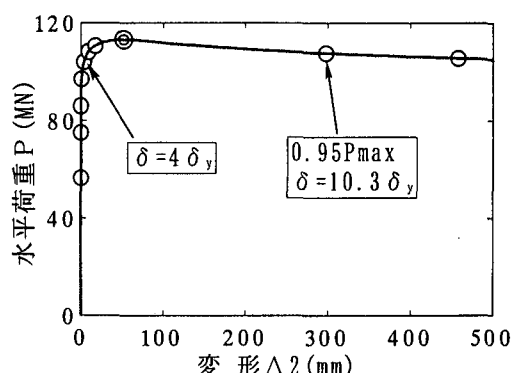
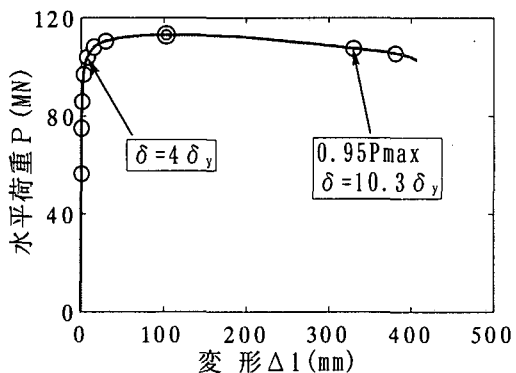


図-7 塔柱フランジの平均ひずみの高さ方向の分布



(1)引張側塔柱



(2)圧縮側塔柱

図-8 水平荷重-主塔基部断面の変形量の関係

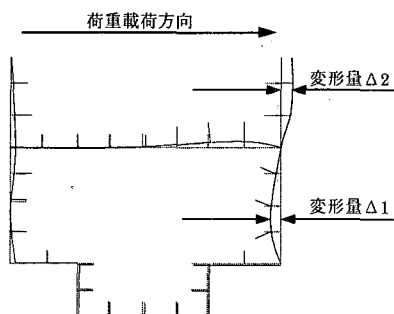


図-9 主塔基部断面の変形量の概念図

度は  $450\text{N/mm}^2$ ) となっているが、引張側塔柱の圧縮側フランジでは降伏応力度に対して 1/3 程度であり、余裕

がある状態となっている。その後、引張側塔柱の引張側フランジでは  $\delta=4\delta_y$ 、圧縮側フランジでは  $\delta=5\delta_y$  の時に降伏を越えている。圧縮側塔柱では、圧縮側フランジで  $\delta=2\delta_y$  あたりで降伏を越え、最大耐力時である  $\delta=8.3\delta_y$  を越えると、応力低下が始まる。この圧縮側塔柱の圧縮側フランジでは、局部座屈の影響が大きく、応力低下とともに平均ひずみも急激に大きくなっている。この現象は引張側塔柱では見られず、圧縮側塔柱の圧縮側フランジが局部座屈の変形が局所化しているものと考えられる。

図-7 に圧縮側塔柱外側フランジの平均ひずみを降伏ひずみで無次元化した値の高さ方向の分布を示す。第一水平梁直上位置からの平均ひずみの分布は主塔の変形が

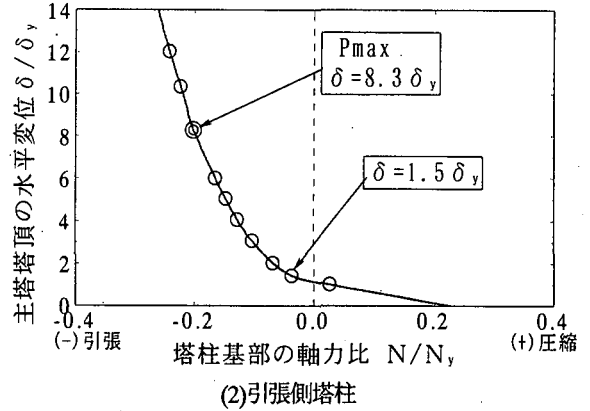
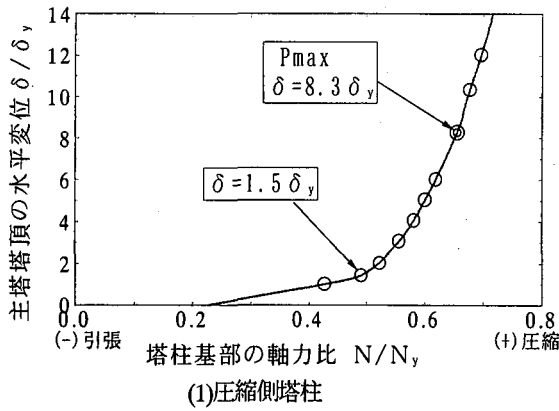


図-10 水平変位-塔柱基部軸力比の関係

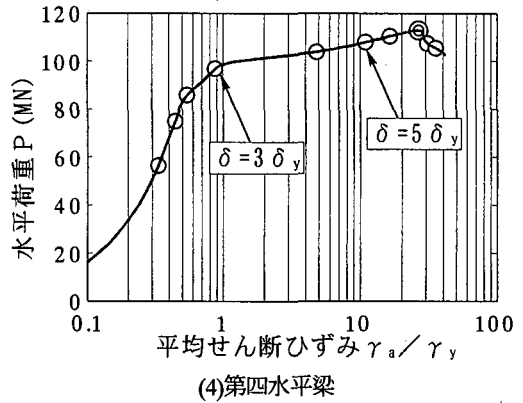
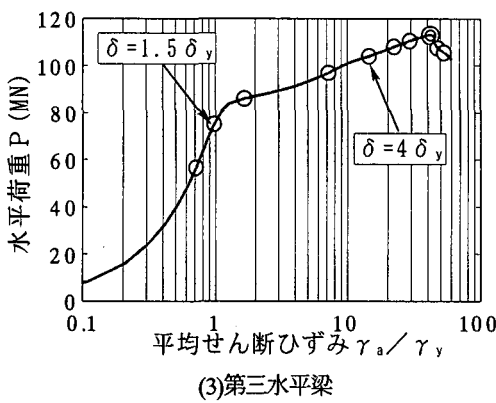
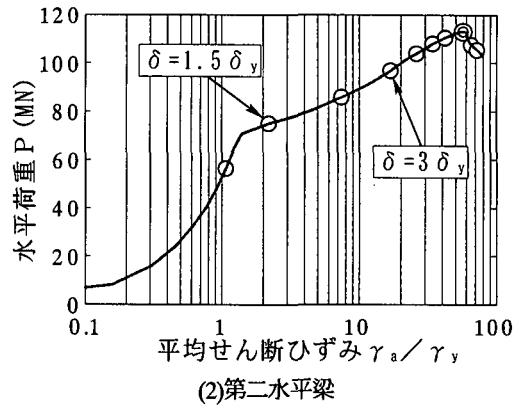
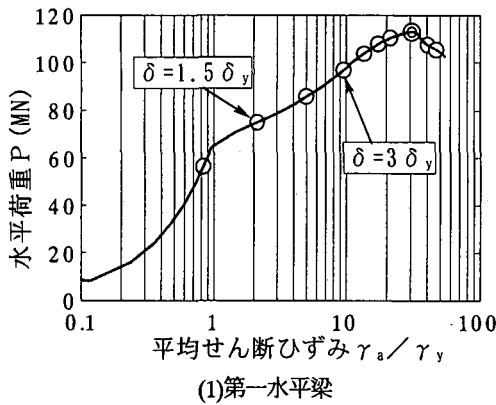


図-11 水平梁の水平荷重-平均せん断ひずみの関係

大きくなってもひずみは急増することはないが、塔柱基部では $\delta=5\delta_y$ を越えるあたりから塔基部から最初のダイヤフラムまでの間で平均ひずみが急増しているのがわかる。

(2) 水平荷重と塔柱基部の断面変形量の関係

荷重載荷による塔柱基部の局部座屈による断面変形量を調べた。

図-8 に引張側塔柱と圧縮側塔柱基部から高さ 1.5m 位置での、それぞれの圧縮側フランジの変形量を示す。変形量は図-9 に示すとおり、2つの局部座屈変形量とした。図から引張側塔柱は圧縮側塔柱に比較して特に最大耐力以降の変形量が小さい。これは圧縮側塔柱では局部座屈が生じ、最大耐力以降、変形が進展していくためである。また圧縮側塔柱の最大耐力から 95%低下した状態では、最大耐力時の変形量と比較して、およそ 3 倍~6 倍の変

形量となっている。一方、変形量 $\Delta 1$ 、 $\Delta 2$ ともに $\delta=4\delta_y$ あたりまでは、ほとんど変形は生じておらず、局部座屈の影響も無く構造物としてほぼ健全であると考えられる。

(3) 水平荷重-塔柱基部の軸力の関係

塔柱の軸力変動が主塔全体の変形に及ぼす影響を見るため、塔基部軸力比と塔頂水平変位の関係を調べた。ここで軸力比は塔柱基部の軸力を塔柱基部の降伏軸力で除したものである。図-10 に圧縮側と引張側塔柱の例をそれぞれ示す。

図より死荷重時は軸力比で約 23%の圧縮軸力が作用しており、引張側塔柱では塔頂変位で $\delta=\delta_y$ から  $1.5\delta_y$ に変化する間に圧縮軸力から引張軸力に変化している。圧縮側塔柱、引張側塔柱ともに、 $\delta=1.5\delta_y$ を境にして塔頂の水平変位は大きくなり、軸力比の変化は小さくなっている。

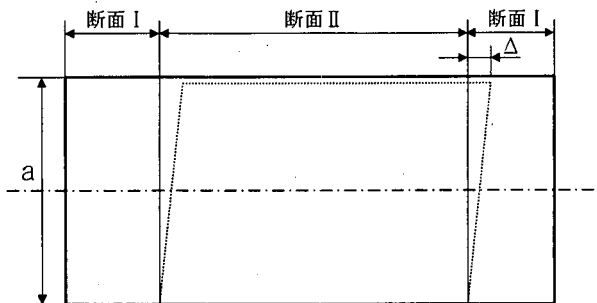


図-12 水平梁のせん断変形

#### (4) 水平梁の平均せん断ひずみの評価

本解析で対象としている主塔は面内方向荷重を作用させた場合、水平梁はせん断力が卓越した状態で降伏することが予測される。そこで水平荷重とせん断ひずみ量の関係を調べたのが図-11である。

せん断ひずみは図-12 に示すように、水平梁部分を取り出し、この梁高さ  $a$  の水平梁が主塔面内方向の荷重載荷により SM490Y 材を用いた断面（断面 I）と SM400 材を用いた断面（断面 II）の境界部で  $\Delta$  のせん断変形が生じたとき、式(2)により平均せん断ひずみとして求めたものである。

$$\gamma_a = \Delta / a \quad (2)$$

図-11 の平均せん断ひずみは、式(2)で求めたせん断ひずみを降伏せん断ひずみで無次元化してある。図より平均せん断ひずみが降伏せん断ひずみを超過する順序は、第二水平梁→第一水平梁→第三水平梁→第四水平梁の順である。また第一水平梁の平均せん断ひずみが最初に  $\gamma_a/\gamma_y > 1.0$  となるが、全体系の変形が進展するに従い、せん断ひずみの大きさは、第二水平梁、第三水平梁が大きくなり、最大耐力時では第二水平梁、第三水平梁、第一水平梁、第四水平梁の順番で大きくなっている。

#### (5) 主塔の限界状態

以上の解析結果から主塔の限界状態をどのレベルとするかを考察する。

最大耐力時であるが、図-6、図-7、図-10 より圧縮側フランジの平均ひずみ、変形量ともに最大耐力以降の増加が著しく、局部座屈の変形が急激に進展していくと考えられる。したがって、主塔の限界状態を考える場合、耐力だけから判断すれば、損傷は最大耐力時まで留めておく必要があると思われる。

着目する部位であるが、塔柱の場合、図-8 の断面変形量から引張側塔柱は変形が圧縮側塔柱と比較して進展していない。これは図-6 のフランジ面の平均応力度が引張側塔柱では最大耐力時でも降伏を少し越えた程度であることから理解される。また図-10 の塔柱の軸力比から圧縮側塔柱では 0.6 を越えるような高軸力状態となっており、急激に断面の変形が進展する要因になっていることから圧縮側塔柱基部の圧縮側フランジに着目する必要がある。

あることがわかる。

水平梁については、図-11 より平均せん断ひずみが降伏ひずみの 10 倍以上となるの第二水平梁で  $\delta = 2\delta_y \sim 3\delta_y$  時であり、またすべての水平梁にも共通して  $\delta = 2 \sim 3\delta_y$  以上になると、せん断ひずみが急激に増加している。このため、主塔全体系の変形としては  $\delta = 2\delta_y$  から  $3\delta_y$  程度に留めておいたほうが良いと思われる。

なお、これはあくまでプッシュオーバー解析の耐荷力性能と損傷状況にもとづいたものであり、機能性に関する変形量や残留変位、修復性や耐久性について別途考慮に入れて最終的な限界状態は設定する必要がある。

## 5. まとめ

長大橋主塔の耐震設計上の限界状態を設定することを目的に、主塔の耐力特性と損傷状態の関係をプッシュオーバー解析により検討した。本研究成果を取りまとめると以下のようなになる。

- 1) 主塔全体系の塔頂水平変位と水平荷重の関係では、主塔中で最初に降伏が始まったときの水平変位を  $\delta_y$  として、水平変位が  $\delta = 1.5\delta_y$  を超過する付近から全体系の剛性が低下し始める。その後、水平変位の増加に伴う水平荷重の増加は小さくなり、水平変位  $\delta = 8.3\delta_y$  のとき最大荷重に達した。
- 2) 塑性化は第一水平梁に最初に生じ、その後塔柱基部、梁-柱接合部付近へとその範囲が拡大した。
- 3) 主塔変形の進行に伴う各部の損傷状態を調べるため、塔柱基部の平均応力-平均ひずみ関係、断面変形量、軸力比、水平梁の応力度比等について主塔全体系の変形量との関係を明らかにした。
- 4) 限界状態設定のために着目する部位としては、圧縮側塔柱基部の圧縮側フランジであり、その損傷状態に着目する必要がある。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12
- 2) 土木学会地震工学委員会，地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会：地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計の開発，2001.3
- 3) 例えば，本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説，1977.3
- 4) 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)，1989.9
- 5) 建設省土木研究所：土木研究所資料第 3479 号，海峡横断道路プロジェクト技術調査委員会報告書，1996.3
- 6) 国土交通省土木研究所：土木研究所資料第 3772 号，鋼製橋脚の終局変位の解析方法に関する研究（その 2）非弾性有限変位解析による終局状態の評価，2001.2