

◆ 報 文 ◆

大規模地震時における長大吊橋主塔の限界状態

河藤千尋* 運上茂樹**

1. はじめに

従来長大吊橋の耐震設計を行う場合、一般に地震の影響は基礎を除いて支配的とならなかった。また長大橋としての重要性等も考慮され、従来の耐震設計では地震時の応答を構造物の弾性域内に収めるといった弾性設計が行われてきた^{1,2)}。

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地域において、長大吊橋等の建設が検討されており、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³⁾。

従って、必要な耐震性能を確保した長大吊橋の合理的かつ経済的な設計を行うために、大規模地震時にどの部位にどの程度の損傷を許容するか、またどのように性能検証するかを明確にする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として、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について解析的に検討した結果を報告する。

2. 解析モデルと解析条件

2.1 解析対象主塔

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あり、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。水平梁は下から第一、第二と名付け最上段が第四水平梁となっており、高さ

8.0～15.0mである。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、ウェブの板厚は30～45mmである。

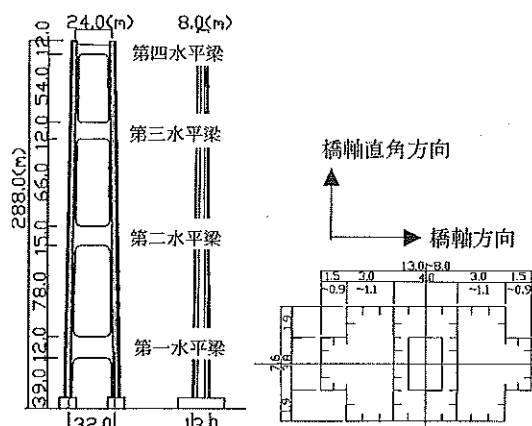


図-1 解析対象主塔一般図および塔柱断面図

2.2 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、構造物の半分をモデル化した。

塔柱に関しては塔基部等、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は3mとした。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、剛域としてモデル化した。

水平梁部は、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、3次元シェル要素でモデル化し、ダイアフラム間隔は2.5mである。梁-柱接合部は塔柱部と同様に剛域とした。

また面外方向の解析モデルではメインケーブル

による塔頂の拘束をバネで再現している。面内方向モデルでは塔頂の拘束は行っていない。

2.3 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-2に慣性力分布図を示す。

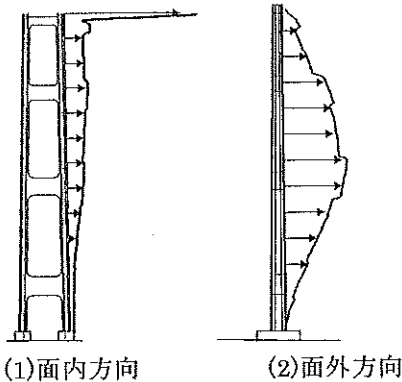


図-2 慣性力分布図

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

3.1 面内方向

図-3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 δ_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 δ_y とした。また、図-3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-3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、 $\delta = 5\delta_y$ 以降ではわずかの水平荷重の増加により水平変位が増

加している。そして最大耐力は $\delta = 8.3\delta_y$ で現れる。また、最大耐力以上で水平変位が $10.3\delta_y$ および $12\delta_y$ の時の水平荷重がそれぞれ95%および93%であり、最大耐力以降も急激に水平荷重は低下していない。

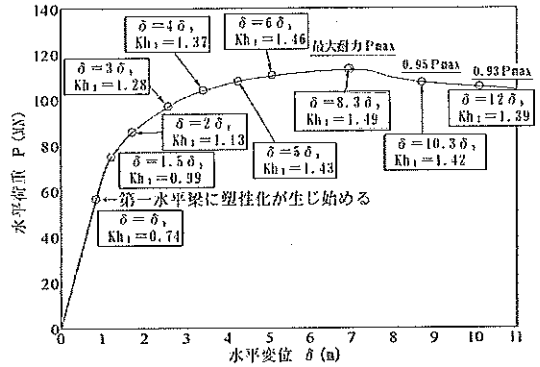


図-3 水平荷重—水平変位関係（面内方向）

3.2 面外方向

図-4に主塔面外方向に荷重を載荷したときの水平荷重と主塔塔柱最大変位発生位置の水平変位の関係を示す。面外方向の解析では塔頂がケーブルで拘束されているため、第二水平梁と第三水平梁の中間部で最大変位が生じる。面内方向の解析と同様、塔柱のどこかに最初に塑性化が生じたときの最大変位発生位置での水平変位量を δ_y とした。水平震度 kh_1 の定義は面内方向と同じである。

図-4より、水平変位が $1.5\delta_y$ までは主塔全体系としての剛性の低下は見られないが、 $1.5\delta_y$ を越えるあたりから剛性の低下が見られ、 $3\delta_y$ を越えると水平荷重の増加はわずかとなる。最大耐力は $4.5\delta_y$ で生じ、水平変位が $5.4\delta_y$ および $6\delta_y$ のときの水平荷重は最大耐力の95%および93%に低下している。最大耐力 P_{max} は水平変位 $\delta = \delta_y$ の時の約1.8倍となっている。

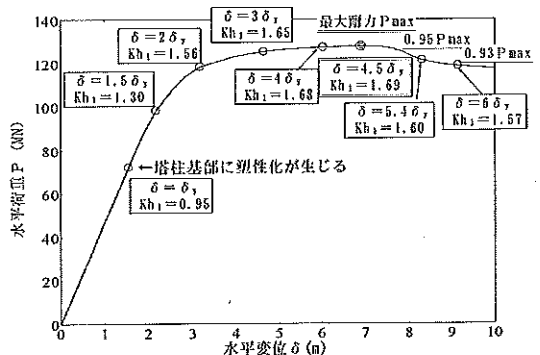


図-4 水平荷重—水平変位関係（面外方向）

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。

4.1 面内方向解析

4.1.1 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⁴⁾、主塔の変形状態との対比を行った。

図-5に引張側塔柱と圧縮側塔柱のそれぞれ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-3に示した変位 δ_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。

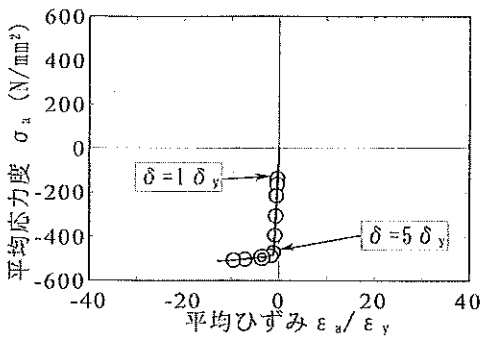
第一水平梁が塑性化し始める $\delta = \delta_y$ の時に、圧縮側塔柱、圧縮側フランジの応力は降伏応力度の約70%（降伏応力度 σ_y は 450N/mm^2 ）となっているが、引張側塔柱の圧縮側フランジでは降伏応力度に対して余裕がある状態となっている。

その後、引張側塔柱の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。

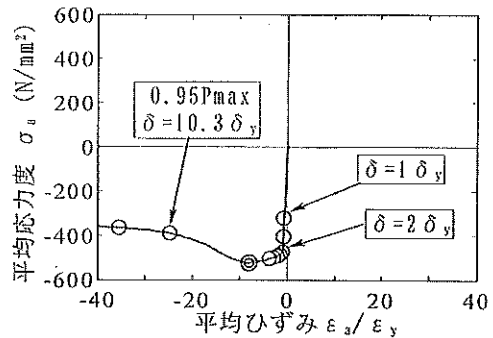
4.1.2 水平荷重と塔柱基部の断面変形量の関係

荷重・荷重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-6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局部座屈による変形量を示す。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

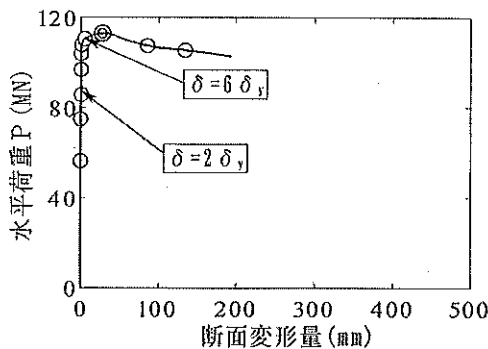


(1) 引張側塔柱：圧縮フランジ

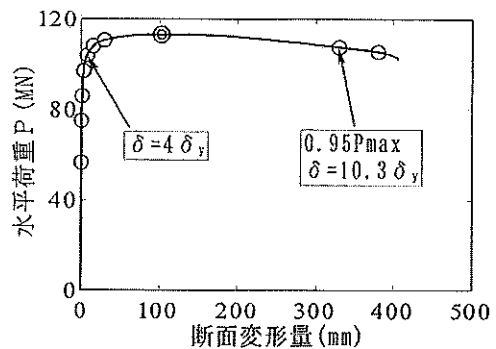


(2) 圧縮側塔柱：圧縮側フランジ

図-5 主塔基部の平均応力-平均ひずみ関係（面内方向）



(1) 引張側塔柱



(2) 圧縮側塔柱

図-6 水平荷重-主塔基部変形量の関係（面内方向）

3 倍～6 倍の変形量となっている。一方、 $\delta = 4\delta_y$ 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。

4.1.3 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系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-7 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。

4.1.4 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-8 である。

せん断ひずみは水平梁部分を取り出し、梁高さ a の水平梁が主塔面内方向の荷重載荷により Δ 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。

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

図-8 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おり、図より第二水平梁では、 $1.5\delta_y$ で平均ひずみの 2 倍程度、第三水平梁では、 $2\delta_y$ を越えるとひずみが急増していることがわかる。

4.1.5 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。なお、本考察は耐荷力性能と損傷状況にもとづいたものであり、機能性に関係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を設定する必要がある。

まず最大耐力時であるが、図-5、図-6 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

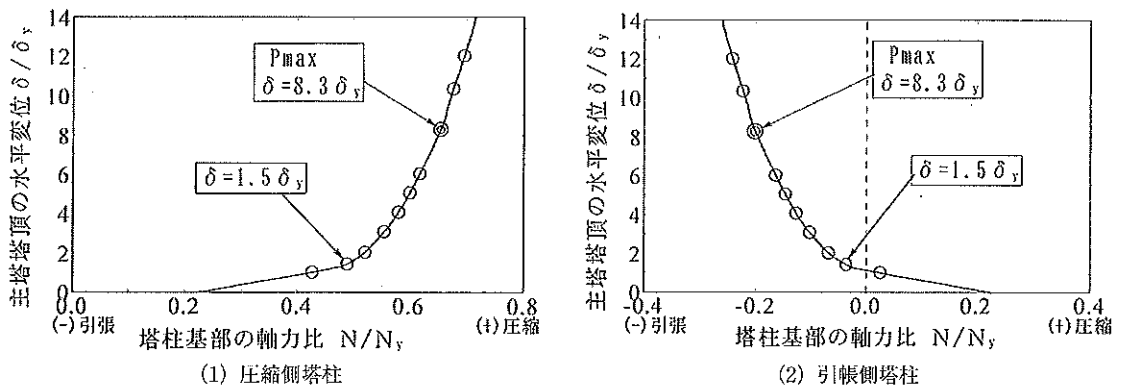


図-7 水平変位—塔柱基部軸力比の関係（面内方向）

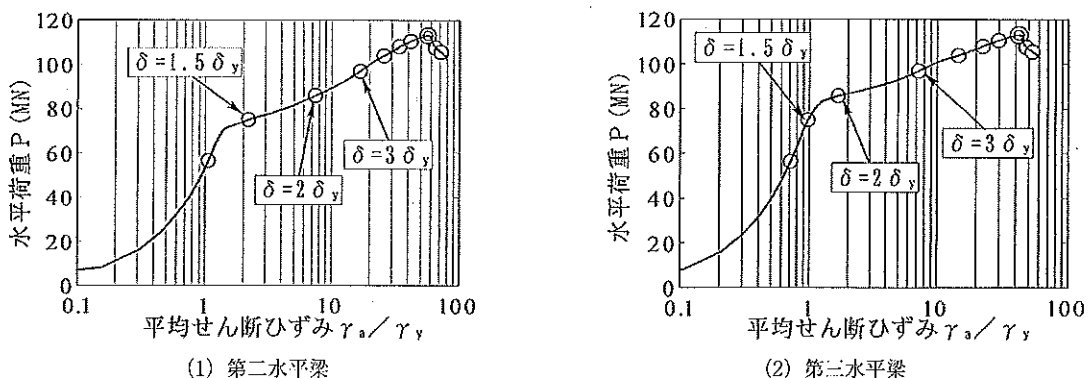


図-8 水平梁の水平荷重—平均せん断ひずみの関係（面内方向）

進展していく状態であると考えられる。したがって、主塔の限界状態を考える場合、耐荷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考えられる。

着目する部位であるが、塔柱の場合、図-6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-5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-7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いる。これが急激に断面の変形が進展する要因の1つになっていると考えられるため、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。

水平梁については、図-8より平均せん断ひずみが降伏ひずみの10倍以上となるのは第二水平梁で $\delta = 2\delta_y \sim 3\delta_y$ 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とがわかっている。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。

4.2 面外方向解析

主塔面外方向の解析を行ったときの、吊橋主塔の限界状態を評価する方法として面内方向と同様な方法により検討を行った。

4.2.1 柱基部の平均応力—平均ひずみの関係

面内方向の解析と同様に塔柱基部の1つ目のダイヤフラム高さまでの軸方向ひずみの平均値を面内方向解析と同様に算出した結果を図-9に示す。対象とした圧縮側フランジ、引張側フランジは図-1に示す塔柱断面の凸部分である。

図-9より、引張側フランジ、圧縮側フランジ共に $\delta = 1.5\delta_y$ を越えたところで、降伏応力度を超過する。引張側フランジでは、全体系の最大耐力時まで平均応力度は増加するのに対し、圧縮側

フランジでは $\delta = 2\delta_y$ を超過すると応力低下が見られる。

4.2.2 水平荷重と塔柱基部の断面変形量との関係

面内解析と同様に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検討した。図-10は断面の変形が顕著に現れる基部から高さ1.5m位置の断面変形量を示したものである。

図-10より断面変形量は $\delta = 1.5\delta_y$ くらいまではほとんど無視できるほど小さいが、 $\delta = 2\delta_y$ あたりから変形量が増加する。最大耐力時には断面変形量は約200mmとなり、局部座屈が進行しているのが理解される。

4.2.3 塔柱の軸方向応力度—ひずみ関係

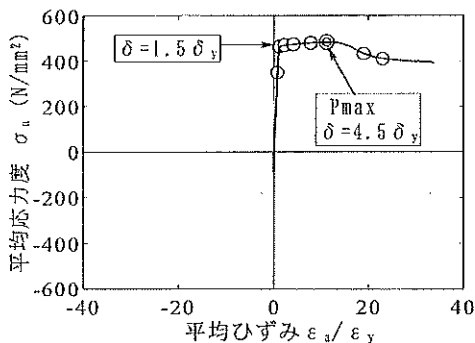
塔柱の最大水平変位発生位置付近の軸方向応力度と軸方向ひずみの関係について検討した。図-11は最大変位発生位置について、軸方向応力度の圧縮を正にとり、軸方向ひずみとの関係を記したものである。面外方向の解析の場合、最大変位発生位置は第二水平梁と第三水平梁の中間で生じる。この部分は本モデルではファイバー要素でモデル化した部位となっている。軸方向ひずみはシェル要素によるものでなく、ファイバー要素の軸ひずみである。

全体系の変位が $\delta = 1.5\delta_y$ に達したあたりで軸方向応力度は降伏応力度を越える。最大耐力時の軸方向ひずみは降伏ひずみの約8倍となっている。

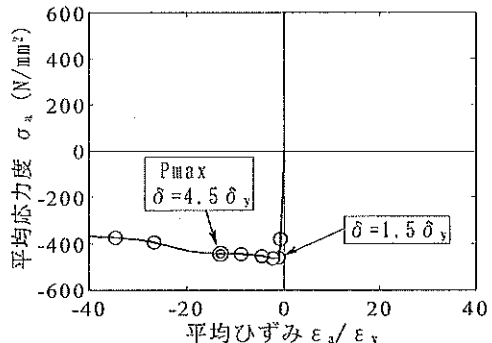
4.2.4 主塔の限界状態

面外方向の解析では、二本の塔柱で軸力差が生じることは無く、水平梁の存在も塔柱の応答には直接は関係しないため、ほぼ両端固定のはり-柱の構造物として捉えることができる。このため、主塔の限界状態を考えるときは最大変位発生位置、塔基部など断面力が大きくなる箇所について考える必要がある。

全体系としての剛性低下は、図-4より $\delta = 1.5\delta_y$



(1) 引張側フランジ



(2) 圧縮側フランジ

図-9 主塔基部の平均応力—平均ひずみの関係 (面外方向)

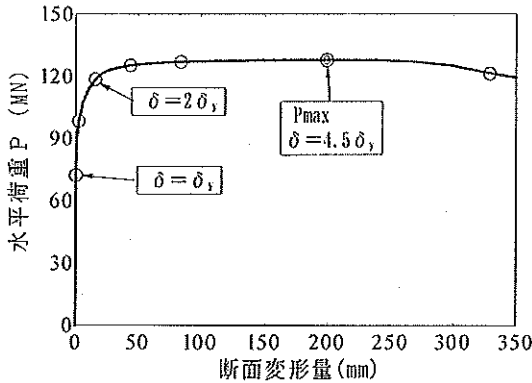


図-10 水平荷重—塔柱基部の断面変形量の関係 (面外方向)

～ $2\delta_y$ あたりが変曲点となり、剛性低下が起こっている。図-9より圧縮側フランジの平均ひずみは $\delta = 1.5\delta_y$ を越えたときに降伏に達し、最大耐力時では応力低下が起こっている。

また、図-10からも断面変形量は $\delta = 2\delta_y$ を越えてから増加が始まるため、塔基部の損傷を抑えるためには、この $\delta = 2\delta_y$ 程度の段階で留めておくことが望ましいと考えられる。塔柱の限界状態を検討する部位としては、塔柱中間部と塔基部の圧縮側フランジであり、この部位が限界状態を判断する部位となると考えられる。

5. まとめ

長大橋主塔の耐震設計上の終局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ブッシュオーバー解析により検討した。本研究で対象とした4段の水平梁を有するラーメン形式の鋼製主塔の研究成果を取りまとめると以下のようになる。

- (1) 主塔全体系の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 δ_y として、面内方向解析では塔頂水平変位が $\delta = 1.5\delta_y$ 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。また面外方向解析では、塔柱最大変位発生位置の水平変位 δ が $1.5\delta_y$ 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 $\delta = 4.5\delta_y$ のとき最大荷重に達した。
- (2) 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、水平梁の平均せん断ひずみ等について主塔全体系の変形量との

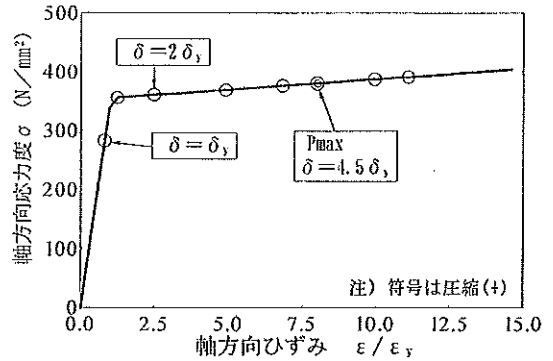


図-11 塔柱最大変位発生位置の軸方向応力—軸方向ひずみの関係 (面外方向)

関係を明らかにした。

- (3) 限界状態設定のために着目する部位としては、面内方向解析では、圧縮側塔柱基部の圧縮側フランジであり、面外方向解析では塔柱最大水平変位発生位置及び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。
- (4) 耐力特性から限界状態と考えられるのは面内方向では $\delta = 2\delta_y$ から $3\delta_y$ 程度、面外方向では $\delta = 2\delta_y$ 程度と考えられる。最終的な限界状態は機能性に関する変形量や残留変位、修復性や耐久性を別途考慮して定める必要がある。

参考文献

- 1) 例えば、本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説，1977.3
- 2) 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
- 3) 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
- 4) 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

河藤千尋*



本州四国連絡橋公団長大橋技術センター情報技術課（前 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）
Chihiro KAWATO

運上茂樹**



独立行政法人土木研究所耐震研究グループ耐震チーム上席研究員，工博
Dr. Shigeki UNJOH