

首都高速道路の長大吊構造系橋梁における主塔の耐震性能評価

山本泰幹¹・市川 衡²・溝口孝夫³・矢部正明⁴

- ¹正会員 工修 首都高速道路株式会社 技術管理室（〒100-8930 東京都千代田区霞ヶ関1-4-1）
²正会員 工修 首都高速道路株式会社 東東京管理局（〒103-0015 東京都中央区日本橋箱崎町43-5）
³正会員 工修 首都高速道路株式会社 神奈川管理局（〒221-0044 神奈川県横浜市神奈川区東神奈川1-3-4）
⁴正会員 博士（工） 株式会社 長大 耐震技術部（〒305-0812 茨城県つくば市東平塚730）

1. はじめに

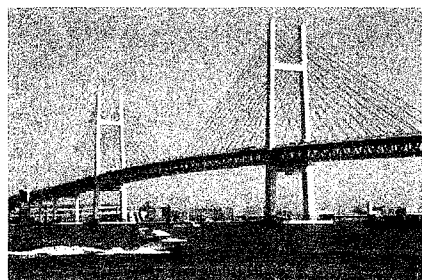
首都高速道路に建設されている横浜ベイブリッジ、レインボーブリッジ、鶴見つばさ橋の3橋は、各々1989年、1993年、1994年に開通しており、いずれも兵庫県南部地震以前に設計、建設されている。このため、写真-1に示すこれら3橋は、レベル2地震動を明確に考慮した設計がなされていない。このような状況の中で、レベル2地震動に対して、耐震性能評価と耐震補強が必要となり、各種の検討が進められてきている^{1),2)}。

横浜ベイブリッジは、横浜港の入り口である大黒埠頭と本牧埠頭を結ぶ中央径間長 460m、全長 860m の3径間連続鋼トラス斜張橋である。主桁は上層に首都高速道路、下層に一般国道 357 号が走行するダブルデッキートラスの2層構造からなり、その主桁を2面のファン型ケーブルで吊っている。下層の一般国道 357 号は 2004.4.24 に暫定 2 車線で供用が開始されている。下部構造は、支持地盤が深く起伏が激しいため多柱式基礎を採用している。主塔と主桁の橋軸方向支持形式は、短いリンク構造を採用し、温度応力を開放するとともに、地震力に対しては橋の固有周期を長くして免震構造とし、塔、端橋脚に作

用する地震力を軽減したうえで、地震時における主桁の橋軸方向変位を抑制している¹⁾。

レインボーブリッジは、東京湾の芝浦地区と台場地区の航路上に架かる中央径間長 570m、側径間 114m、全長 798m の3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋である。補剛トラスはダブルデッキ構造となっており、上層に首都高速道路、下層に臨港道路と新交通システム“ゆりかもめ”および遊歩道が併設されている。下部構造は、ニューマチックケーソン基礎構造を採用している¹⁾。

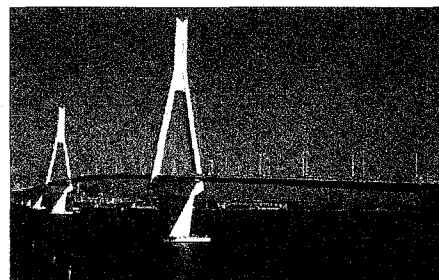
鶴見つばさ橋は、横浜市内の鶴見航路に架かる中央径間長 510m、全長 1020m の3径間連続鋼斜張橋である。上部構造は、逆 Y 形の主塔から扁平 1 箱桁を1面で吊っており、1面吊り斜張橋としては世界最長である。鋼製主塔は、鋼殻部を介して SRC 橋脚に支持されており、下部構造は洪積層を支持地盤とするニューマチックケーソン基礎構造を採用している。主塔と主桁を結ぶ橋軸方向支持形式は、弾性拘束ケーブルを採用するとともに、弾性拘束ケーブルの地震時の安全性向上と橋梁全体系としての減衰性能の向上を期待して、主塔部には圧力制御機構を有するペーン型オイルダンパーが設置されている¹⁾。



(1) 横浜ベイブリッジ



(2) レインボーブリッジ



(3) 鶴見つばさ橋

写真-1 検討対象とする首都高速道路における長大吊構造系橋梁¹⁾

吊構造形式の橋梁にとって耐震設計上重要な部材として主塔がある。3 橋梁の主塔は、何れも鋼製主塔であるため、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に従ってその耐震性能を照査する場合には、“11 章鋼製橋脚の応答値と許容値”を参考とし“14 章地震の影響を受ける上部構造の許容値と上部構造端部構造”に従って照査を行うことになる。しかし、道路橋示方書に示された鋼製橋脚の許容ひずみは、その座屈パラメータや軸力比の適用範囲が限定されており、長大吊構造系橋梁の鋼製主塔にそのまま用いることができない。

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編における“14.2 鋼上部構造・14.2.1 耐力と許容変形量”には、鋼上部構造が地震時に繰返し荷重を受けた場合の塑性域での耐力と変形性能に関しては、実験データをはじめとして研究の蓄積が少なく未解明な部分が多いので、レベル 2 地震動に対して塑性化を考慮する場合は、信頼できる実験や実験結果を追跡できる解析的手法によってその耐震性能について十分検討を行うことが示されている。

レベル 2 地震動に対する橋梁全体系を対象とした動的解析の結果、横浜ベイブリッジとレインボーブリッジの鋼製主塔には、塑性変形が生じると予想されたので、その耐震性能を既往の実験結果や 3 次元シェル要素を用いた非弾性有限変位理論によるプッシュオーバー解析によって、より詳細に検討した。なお、鶴見つばさ橋は、鋼製主塔を支持している SRC 橋脚には損傷が生じるが、鋼製主塔の鋼断面には地震時の軸力変動の影響を考慮しても応答曲げモーメントが降伏曲げモーメント以下となっていたので塑性域に対する照査は行っていない。

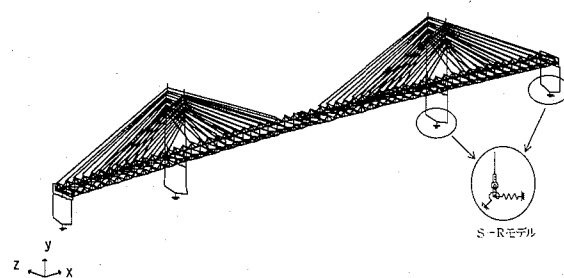
本論文は、横浜ベイブリッジとレインボーブリッジを対象に実施した、レベル 2 地震動に対する鋼製主塔のプッシュオーバー解析による耐震性能の照査と損傷評価の概要を示したものである。

2. 鋼製主塔の損傷程度と限界状態

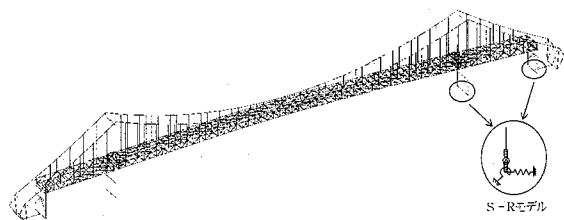
表-1 は、長大吊構造系橋梁の鋼製主塔の損傷程度と限界状態を示したものである¹⁾。耐震補強設計では、耐震設計上重要な部材である主塔に生じる損傷

表-1 鋼製主塔の損傷程度と限界状態¹⁾

損傷程度	限界状態
損傷レベルⅠ	降伏に達して局部座屈も生じ始めているが、最大耐力に対してはまだ十分な余裕を残している状態。
損傷レベルⅡ	一部の箇所では局部座屈の進展が大きいものの、構造系としての耐力と変形性能は、安定した領域にある状態。
損傷レベルⅢ	構造系としての耐力が低下し始めた状態。



(1) 横浜ベイブリッジ



(2) レインボーブリッジ

図-1 橋梁全体系を対象とした動的解析モデル

程度は、損傷レベルⅠにとどめることを目標とした。

図-1 に示した橋梁全体系モデルの主塔を曲げモーメント-曲率関係 (M- ϕ モデル) でモデル化した検討結果は既に報告しているが²⁾、ここに軸力変動の影響を考慮できる曲げモーメント-曲率関係 (N-M 相関モデル) を与えた動的解析結果より得られた曲率塑性率は、次のとおりである。ここでは、塑性変形が大きく、作用する軸力も大きい橋軸直角方向について示す。横浜ベイブリッジは、塔柱基部で曲率塑性率約 2.4、最大軸力比が約 31%となる。レインボーブリッジは、塔柱基部で曲率塑性率が約 1.4、断面変化部で約 1.9 と小さいが、最大軸力比が約 46%となる。曲率塑性率で 3 程度の損傷は、1995 年兵庫県南部地震以後に実施された、大型模型を用いた鋼製橋脚の正負交番載荷試験結果等によれば^{3)~6)}、表-1 に示した損傷レベルⅠとみなすことができる。しかし、単柱形式の鋼製橋脚に生じる軸力比は 10~20%と小さく、過去に実施された大型模型を用いた鋼製橋脚の正負交番載荷試験もこの範囲にある。鋼部材にとって圧縮軸力は座屈の起点となることが多いが、主塔塔柱を対象として軸力比で 30~46%という圧縮軸力が作用している鋼部材に、大きな塑性変形を見込めるかを実証的な方法によって検証した例はない。

小野らは、大型模型を用いて鋼製橋脚に軸力比で 12%、28%、39%という圧縮軸力を作用させた状態で正負交番載荷実験を行い、圧縮軸力が大きくなると、損傷モードと塑性変形性能が大きく変化するという実験結果を得ている³⁾。損傷モードは、図-2 に示すように、軸力比 12%では橋脚基部の補剛リブ間の板に生じていた局部座屈が、軸力比 39%では基部

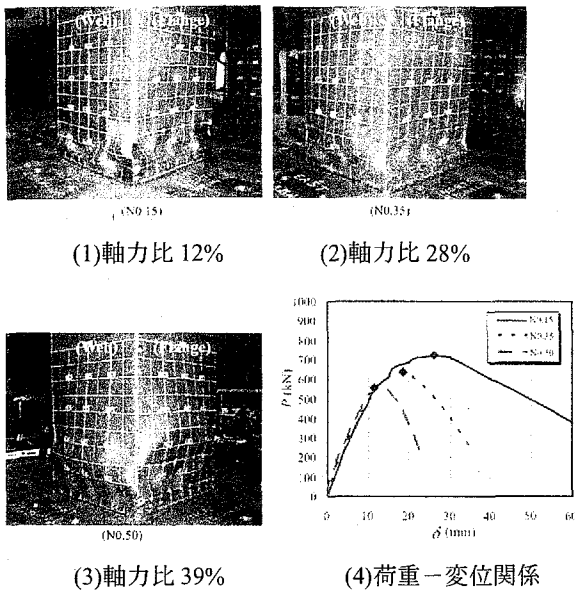


図-2 高圧縮軸力を作用させた鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果⁷⁾

からダイヤフラム間の板全体の変形（鋼断面を構成する4枚の板の座屈）に移行している⁷⁾。塑性変形性能は、軸力比が39%と大きくなると非常に小さくなっている⁷⁾。

斜張橋の主塔やアーチリブのような主構造の鋼断面に生じる平均ひずみを $2\epsilon_y$ 以下に留めれば良いという提案^{8),9)}もあるが、その妥当性を斜張橋の主塔やアーチリブを対象とした大型模型の正負交番載荷実験結果等によって検証したという報告はなく、今後の実証的な研究による検証が期待される。

3. 鋼製主塔のレベル2地震動に対する耐震性能の照査方法

吊構造系橋梁にとって主塔は、最も重要な部材であることから、座屈等を中心にその設計方法に対する検討は数多くの研究成果がある。しかし、地震時に繰返し荷重を受けた場合の塑性域での耐力と変形性能に関する研究はほとんど行われていない。前述したように、1995年兵庫県南部地震以後に実施された大型模型を用いた鋼製橋脚の正負交番載荷試験結果等を準用することもできない。

ここでは、図-3に示すように、材料非線形性と幾何学的非線形性を同時に考慮できるように、鋼製主塔全体を3次元シェル要素でモデル化して、非弾性有限変位理論によるプッシュオーバー解析を実施した。プッシュオーバー解析に用いる地震荷重は、橋梁全体系モデルを用いた非線形動的解析において、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^{11),12)}。なお、横浜ベイブリッジに関しては、主塔の上部に位置する水平材の損傷を評価するために、水平材に生じる曲率が最大となる時刻の慣性力分布を載荷したプッシュオーバー解析も実施した。

図-4に示すように、主塔に生じる損傷モードの推定精度を高めるために、主塔全体を詳細にモデル化した。従来、剛域や梁要素で簡略化されることが多い梁柱接合部と補剛材およびダイヤフラムもシェル要素を用いて実態に合った形で表した。

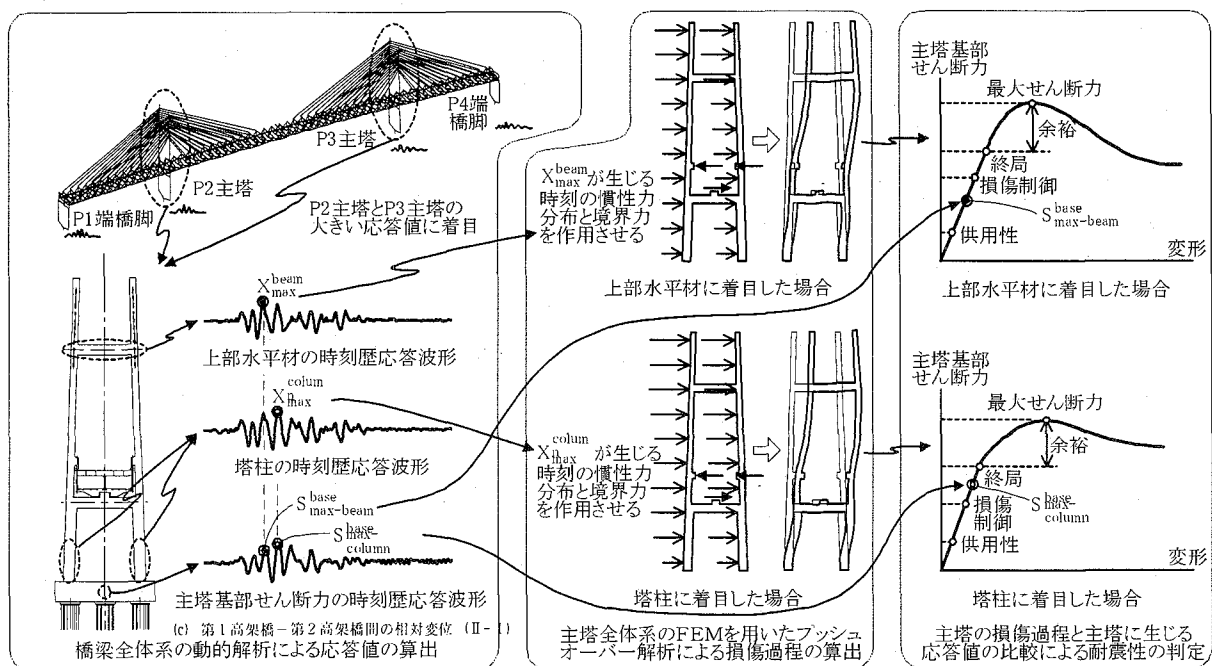
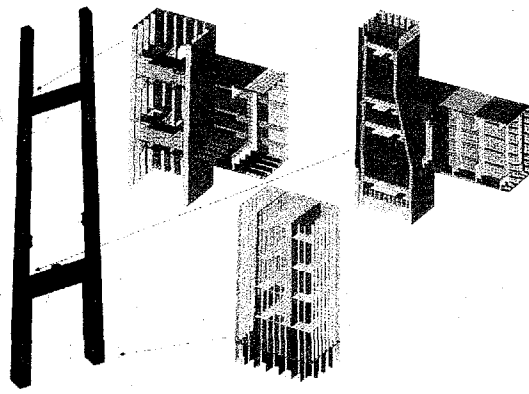
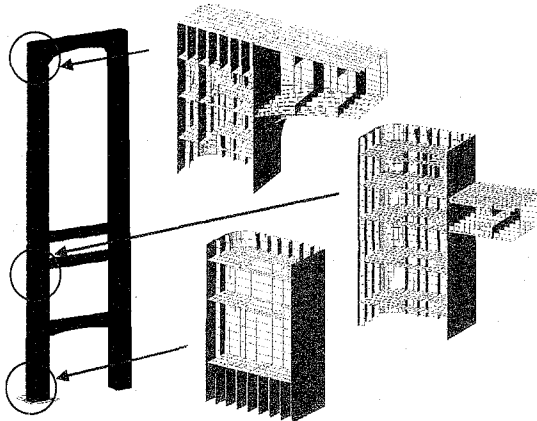


図-3 長大吊構造系橋梁の鋼製主塔を対象としたプッシュオーバー解析の概念図（鋼製主塔の耐震性能評価法）¹⁰⁾



(1)横浜ベイブリッジの主塔



(2)レインボーブリッジの主塔

図-4 鋼製主塔の耐震性能評価に用いた解析モデル

エル要素から得られる各要素の解は、多軸応力状態としての解なので、損傷評価は、図-3 に示した主塔としての荷重-変位関係とともに、損傷が大きな断面の板の変形量にも着目した。

4. 横浜ベイブリッジの主塔の損傷評価

(1) 主塔塔柱に着目した検討

図-5 は、横浜ベイブリッジの主塔塔柱基部の損傷に着目したプッシュオーバー解析の結果である。図には、橋梁全体系の動的解析とプッシュオーバー解析より得られた塔柱基部の応答曲げモーメントと下部水平材位置の応答水平変位の関係を示してある。下部水平材位置の水平変位に着目したのは、橋軸直角方向から地震動が作用する場合、主構の慣性力は下部水平材位置のウィンドタングシステムを介して主塔に作用するからである。プッシュオーバー解析の結果には、主塔塔柱に生じた損傷状況も併記してある。

$\delta_y \sim 1.35\delta_y$ までは、ウィンドタングシステムに損傷が生じており、 $1.40\delta_y$ で圧縮側塔柱基部の曲げモーメントが橋梁全体系を対象とした動的解析結果と等しくなり、 $1.46\delta_y$ で圧縮側塔柱基部のフラ

—— 動的解析(N-M相関考慮) ○ 最大値
プッシュオーバー解析(3次元シェル要素を用いた非弾性有限変位)
△ δ_y ウィンドタング塑性域発生
□ $1.22\delta_y$ ウィンドタング部相当塑性ひずみが0.2%に進展
◇ $1.35\delta_y$ ウィンドタング部、下部水平梁ウェブ塑性発生
◆ $1.40\delta_y$ 動解析時圧縮側脚面内曲げ(189.5MN・m)同等塑性状態
● $1.46\delta_y$ 圧縮側主塔基部フランジ塑性発生
● $1.69\delta_y$ 水平変位の増加に伴う水平荷重の増加は余りない
● $1.72\delta_y$ 最大耐力付近

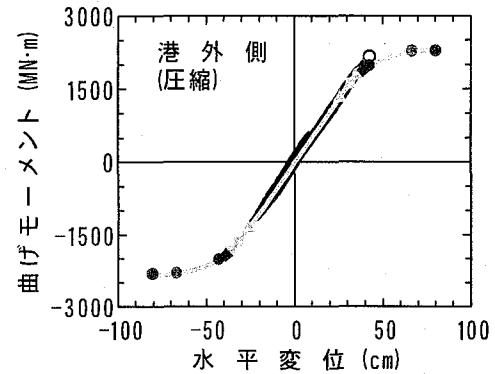


図-5 横浜ベイブリッジの主塔としての荷重-変位関係

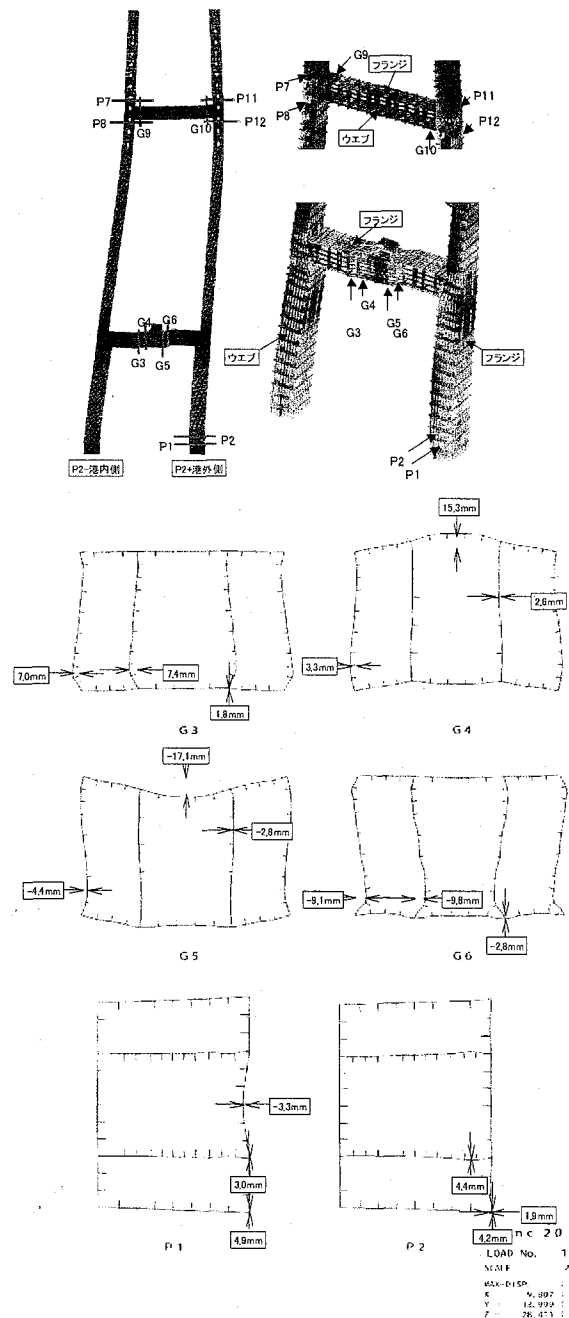


図-6 横浜ベイブリッジ主塔塔柱の損傷状況

ンジが塑性化し、 $1.72\delta_y$ で最大耐力に達している。動的解析とプッシュオーバー解析の塔柱基部の曲げモーメントが等しい時の状態を、レベル 2 地震動によって主塔塔柱に生じる損傷状態とみなすと、その損傷状態は、図-6 のようになる。両図より、主塔としての最大耐力に対して動的解析結果は余裕を残していることと、塔柱・下部水平材に生じる板の変形量は何れも 20mm 以下と小さいことから、横浜ベイブリッジの主塔塔柱に生じる損傷は、損傷レベル I にあり、その損傷を許容できると判断した。

(2) 上部水平材に着目した検討

図-1 に示した橋梁全体系モデルでは、主塔の水平材も M- ϕ モデルでモデル化しているため解析上は大きな曲率塑性率が生じている（曲げ損傷となる）が、実際には、上部水平材はせん断座屈によって損傷が生じ、その場合、後座屈強度等が期待できることと、水平材がせん断座屈することによって塔柱や水平材と塔柱の接合部の損傷が小さくなることが期待できるので上部水平材に着目したプッシュオーバー解析を行った。解析モデルは、塔柱と同様に図-4 に示したものを用い、地震荷重は橋梁全体系モデルにおいて上部水平材に生じる曲率が最大となる時刻の慣性力分布とした。

図-7 は上部水平材の荷重－変位関係、図-8 は上部水平材の変形状態と損傷が大きい断面の変形状態を表したものである。

図-7 においてプッシュオーバー解析のせん断力が動的解析のそれよりも小さいのは、シェル要素を用いたプッシュオーバー解析では水平材に生じるせん断座屈の影響を考慮できているのに対して、梁要素を用いた動的解析ではその影響を考慮できていないからである。せん断座屈が生じてせん断力が上限に達するべき時に、梁要素ではせん断に対してはまだ健全として曲げモーメントが最大となるまで応答しているからである。図-8 より、上部水平材のウェブには、せん断座屈が生じ、斜め張力場が形成されている（後座屈強度が期待できる）ことがわかる。なお、上部水平材のウェブパネルのせん断座屈パラメータ R_w は 0.49～0.51 である。この解析結果等から、上部水平材の耐震性能を次のように評価した。

横浜ベイブリッジ主塔の上部水平材のウェブには、せん断座屈が生じるが、斜め張力場が形成され後座屈強度やエネルギー吸収が期待でき、その結果、隣接する塔柱や水平材と柱の接合部の損傷が小さくなると予想される。また、この上部水平材を補強した場合、水平材の中央部に生じている損傷は水平材の

— 動的解析(N-M相関考慮) ○ 最大応答値 ○ 主塔基部水平梁曲率最大時(8.51sec)
- - - プッシュオーバー解析(3次元シェル要素を用いた非弾性有限変位解析)

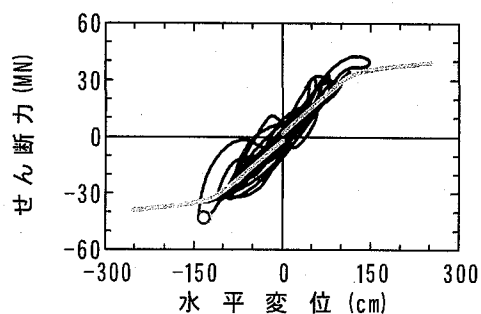


図-7 横浜ベイブリッジ上部水平材のせん断力－水平変位関係

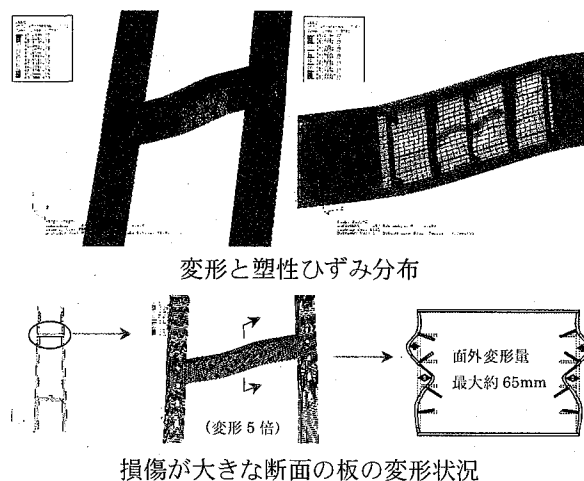


図-8 横浜ベイブリッジ主塔上部水平材の損傷状況

端部（梁・柱接合部）に移行し、主塔としては望ましくない箇所に損傷を誘導することになると考えられる。したがって、その損傷を許容することとした。

しかし、水平材に生じる損傷が大きい断面の変形量は 65mm と大きいことから、ここには示さないがその修復工法案を事前に準備しておき、地震後の復旧を円滑に進められるようにしている。

5. レインボーブリッジの主塔の損傷評価

図-9 は、レインボーブリッジの主塔に着目したプッシュオーバー解析結果である。曲げモーメントは塔柱基部、水平変位は、橋軸直角方向の主構の慣性力を主塔に伝える水平材のウィンドタング位置のものである。損傷状況を、以下に示す。

主塔としての荷重－水平変位関係に明確な変曲点が表れるまでは、下部水平材、塔頂水平材、中間水平材の順に塑性化が始まり主塔としての降伏 δ_y を迎えている。 $1.24\delta_y$ で塔柱圧縮側フランジが塑性化し、 $1.54\delta_y \sim 2.14\delta_y$ の間で動的解析とプッシュオ

—— 動的解析 (N-M 相関考慮) ○ 最大応答値
 プッシュオーバー解析 (3次元シェル要素を用いた非弾性有限変位)
 ● δ_y 主塔全体系での降伏点
 ● 1.54 δ_y 水平変位が、フレーム全体系モデルでの変位分布とほぼ一致
 ● 2.14 δ_y 主塔基部の応答曲げモーメントが、フレーム全体系モデルとほぼ一致
 ● 2.70 δ_y 塔頂水平材の崩壊

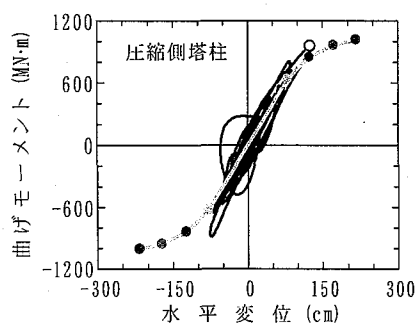


図-9 レインボブリッジの主塔としての荷重-変位関係

プッシュオーバー解析の主塔変位分布と塔柱基部曲げモーメントが等しくなっている。横浜ベイブリッジ主塔では、最大耐力の支配要因は基部の塑性化であったが、レインボブリッジ主塔の最大耐力は、解析上塔柱水平材が構造部材としての機能を喪失した 2.70 δ_y に生じている。横浜ベイブリッジと同様に、動的解析とプッシュオーバー解析の塔柱基部の曲げモーメントが等しい時の状態を、レベル 2 地震動によって主塔に生じる損傷状態とみなすと、その損傷状態は図-10 のようになる。両図より、主塔としての最大耐力と動的解析より得られる応答値の間に大きな差がないことと、その原因は塔頂水平材の損傷がかなり大きいことに起因していることがわかる。損傷が大きい断面の板の変形量は、塔柱基部で 2.7mm、中間水平材と柱の接合部付近で 4.8mm と小さいことから、レインボブリッジの主塔塔柱に生じる損傷は、損傷レベル I にあり、その損傷を許容できると判断した。

一方、下部水平材と柱の接合部のウェブに 44.8mm、塔頂水平材の中央部のウェブとフランジに 285mm というかなり大きな変形が生じている。ウェブパネルの R_w は 0.89~0.94 である。図-11 は、レインボブリッジの塔頂水平材の主応力のベクトル図である。主応力が 45° 方向を向いていることから、塔頂水平材の損傷はせん断力によって生じていると考えられる。レインボブリッジ主塔の塔頂水平材の損傷は、ウェブだけでなくフランジにも生じているため、横浜ベイブリッジ主塔の上部水平材ほどに、後座屈強度やエネルギー吸収が期待できず、また損傷後の修復も難しいと考えられる。したがっ

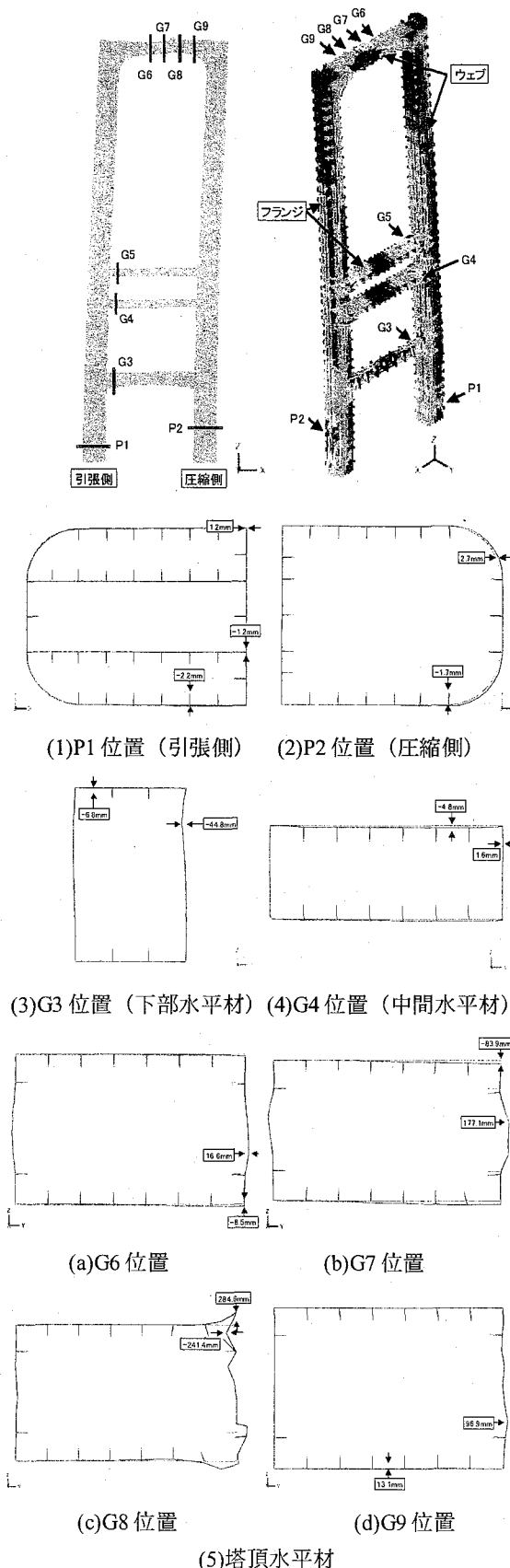


図-10 レインボブリッジ主塔の損傷状況

て、塔頂水平材のウェブの水平補剛材を 1 段追加して補強することとした。この補強後のウェブパネルの R_w は 0.44~0.53 である。

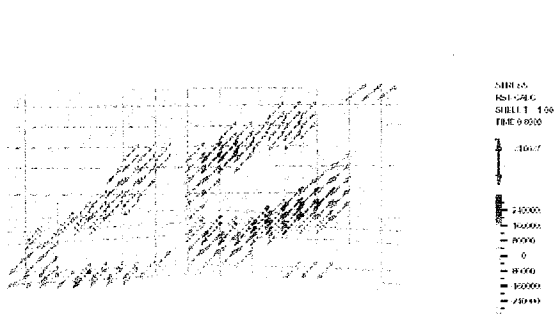


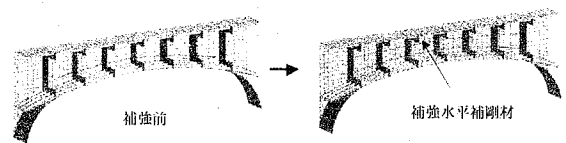
図-11 レインボーブリッジ主塔塔頂水平材中央部の主
応力ベクトル図（補強前）

図-12 は、塔頂水平材の補強効果を解析的に検討したものである。補強は、2 段配置されている水平補剛材の間に、もう 1 段追加するというものである。図より、塔頂水平材のウェブの板の変形量が小さくなっていることがわかる。なお、ここには示していないが、この補強によって塔頂水平材の崩壊が先行しなくなるため、補強後の主塔としての最大耐力および変形性能は大きくなっている。

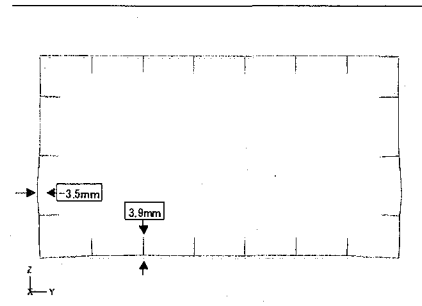
また、下部水平材は、塔頂水平材のようにフランジには大きな変形が生じていないため、横浜ベイブリッジの上部水平材と同様に、地震後の修復は可能領域であり、損傷を許容できると判断した。

6. あとがき

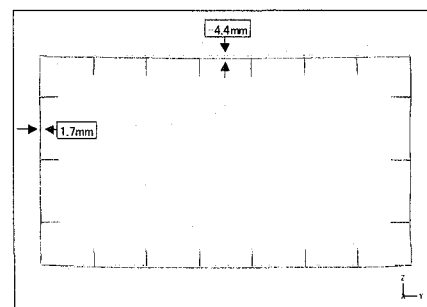
横浜ベイブリッジとレインボーブリッジを対象に実施した、レベル 2 地震動に対する鋼製主塔のプッシュオーバー解析による耐震性能の照査と損傷評価の概要について紹介した。現状では、吊構造系橋梁の主塔に対する地震時に繰返し荷重を受けた場合の塑性域での耐力と変形性能に関する大型模型実験に関する研究例がないので、道路橋示方書 V 耐震設計編における“14.2 鋼上部構造・14.2.1 耐力と許容変形量”に従って、実験結果を追跡できる解析的手法によってその耐震性能について十分検討を行うという方法をとった。本論文では、主塔に生じる損傷を可能な限り、実態に近い形で求めることを目標としたので、主塔全体をシェル要素でモデル化した。以前は、コンピュータの能力の制約から、この種の大規模構造は損傷が生じると予想される箇所だけをシェル要素とし、水平材と柱の接合部等の比較的剛な領域を剛域や梁要素で簡略化されることが多かった。しかし、長大吊構造系橋梁の主塔は、その建設コストの合理化のために多くの箇所断面・板厚を変化させ、材質も変化した最適化が図られている場合が圧倒的に多く、上述のような簡略化は、レベル 2 地震動によって実際に生じる損傷箇所や損傷モード



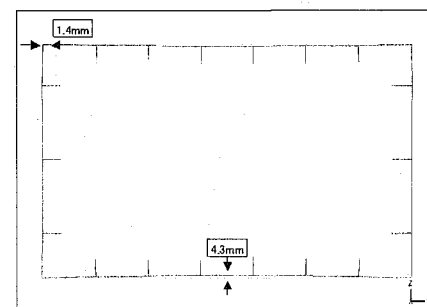
(1) 補強構造案とそのモデル化



(2) 塔頂部水平材 G7 位置（補強前は図-11 参照）



(3) 塔頂部水平材 G8 位置（補強前は図-11 参照）



(4) 塔頂部水平材 G9 位置（補強前は図-11 参照）

図-12 レインボーブリッジ主塔塔頂水平材の補強効果
の確認

を見逃す可能性もある。現在のコンピュータの処理能力を考慮すると、長大吊構造系橋梁の主塔のような複雑な構造は、主塔全体をシェル要素でモデル化した方が、工学的に有効な情報が得やすく、またその解析結果の解釈も容易になる。

今後、主塔塔柱を対象とした高軸力下での実証的な研究が課題と考えられるが、ここで実施した方法が、同様な吊構造系橋梁の主塔の耐震性能評価の参考となれば幸いである。

参考文献

- 1) 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

- 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.
- 2) 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.
 - 3) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 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) ~ (VIII), (総括編), 共同研究報告書第178号~184号, 第212号, 第219号, 1997.-1999.
 - 4) Zheng, Y., Usami, T. and Ge, H. B.: Ductility of thin-walled steel box stub-columns, Journal of Structure Engineering, ASCE, Vol.126, No.11, pp.1304-1311, 2000.
 - 5) Zheng, Y., Usami, T. and Ge, H. B.: Ductility evaluation procedure for thin-walled steel structures, Journal of Structure Engineering, ASCE, Vol.126, No.11, pp.1312-1319, 2000.
 - 6) (社)日本鋼構造協会: 土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策, 鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会, 2003.10
 - 7) Seiji Okada, Kiyoshi Ono, Nobuo Nishimura, Shingo Tasaki, Minoru Takahashi : An experimental study for estimating seismic performance of steel members under high compressive axial force, Proceedings of the 5th Japan-Korea Joint Seminar on Bridge Maintenance, pp.141-148, 2004.
 - 8) 土木学会地震工学委員会・動的耐震設計法に関する研究小委員会: 動的耐震設計法に関する研究小委員会, 土木学会, pp.51, 2003.
 - 9) 宇佐美勉編著/日本鋼構造協会編: 鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン, 技報堂出版, pp.38-67, 2006.
 - 10) 日本地震工学会・性能規定型耐震設計法に関する研究委員会編: 性能規定型耐震設計現状と課題, 鹿島出版会, pp.82-92, 2006.
 - 11) 矢部正明, 川島一彦: 杭基礎の非線形地震応答特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究, 土木学会論文集, No.619/ I -47, pp.91-109, 1999.
 - 12) Chi SHEN, Masaaki YABE: A Proposal for Seismic Performance Evaluation of Steel Cable-Stayed Bridge, IABSE CONFERENCE SEQUEL 2001, CABLE-SUPPORTED BRIDGES -Challenging Technical Limits, 2001.