

長大橋耐震補強の設計・施工

～横浜ベイブリッジ耐震性向上工事～

Seismic Strengthening of the Yokohama Bay Bridge

湯本 大祐

Daisuke YUMOTO

川田工業(株)橋梁事業部工事本部
東京工事部工事課工事長

段下 義典

Yoshinori DANSHITA

川田工業(株)橋梁事業部保全技術室

鈴木 尊

Takashi SUZUKI

川田工業(株)橋梁事業部工事本部
東京工事部工事課

松本 俊一

Syunichi MATSUMOTO

(元 川田工業(株)橋梁事業部工事本部
東京工事部工事課)

米倉 健二

Kenji YONEKURA

川田工業(株)橋梁事業部生産本部
四国工場橋梁技術課

宮西 淳

Atsushi MIYANISHI

川田工業(株)橋梁事業部技術本部
大阪技術部技術課

横浜ベイブリッジは、1981年(昭和56年)10月に着工し、8年の歳月を経て1989年(平成元年)9月に開通した全長860mの3径間連続鋼トラス斜張橋で、2層構造の斜張橋としては世界最長であった。当時としては最新手法で耐震設計されていたが、1995年(平成7年)1月の兵庫県南部地震以降、耐震基準が見直され、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つレベル2地震動を考慮した補強設計を実施した。現地では、2006年(平成18年)4月より関係機関協議を開始し、端橋脚に「増設リブ」「隣接橋落橋防止構造」「アップリフト防止ケーブル」および、主塔に「段差防止構造」「緩衝材」等約700tの補強部材を架設し、2年後の2008年(平成20年)3月に完成した。本工事は、わが国における吊構造形式の長大橋を対象としたレベル2地震動に対する耐震補強の先駆けとなるものである。
キーワード：斜張橋、長大橋耐震、レベル2地震動、耐震補強、落橋防止システム

1. はじめに

横浜ベイブリッジは、1989年9月に開通した首都高速道路高速湾岸線のうち、横浜港の玄関口である大黒ふ頭と本牧ふ頭を結ぶ全長860m、中央径間長460mの3径間連続鋼トラス斜張橋である(図1)。主構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トラス構造からなり、その主構を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年(平成16年)4月に暫定2車線で供用が開始されている(図2)。

横浜ベイブリッジの耐震設計は、当時としては最新手法で行われており、動的解析の入力地震動は、架橋地点周辺で発生した地震情報に基づき、比較的長周期成分を多く含む地震動を作成している¹⁾。しかし、1995年(平成7年)1月に発生した兵庫県南部地震以後、耐震基準が見直しされ、橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つレベル2地震動を考慮することとなった²⁾。首都高速道路の横浜ベイブリッジを含む吊構造形式の長大橋においても、レベル2地震動に対する耐震性評価と耐震補強方法に関する検討^{3) 4)}が行われた。これらの検討は、基本方針の策定、レベル2地震動の作成、

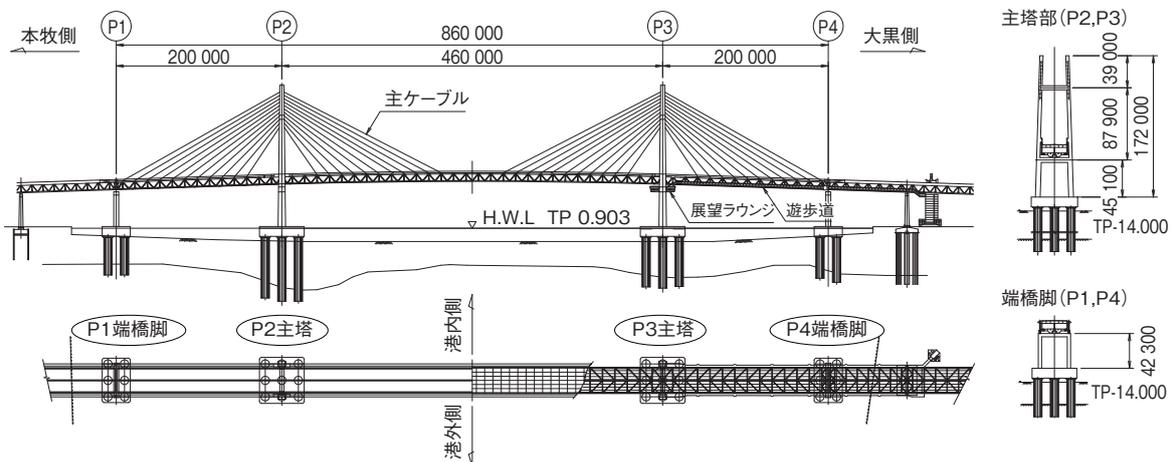
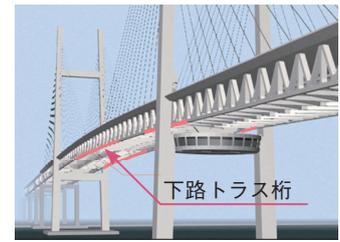
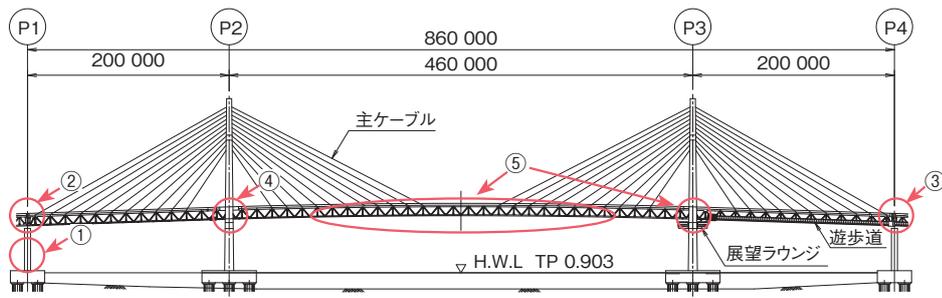


図1 横浜ベイブリッジ全体概要図



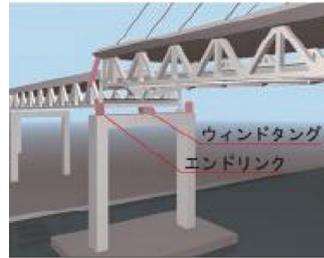
⑤下路トラス桁（下弦材）の溶接部の角割れ



①端橋脚の耐力不足



②桁端変位による隣接橋梁押し出し



③エンドリンク脱落による桁端の浮上り



④タワーリンク脱落による主構の沈下

図3 横浜ベイブリッジにおける許容できない損傷

関図を作成し、当該橋梁で許容できる損傷と許容できない損傷が分類された（図3）。横浜ベイブリッジの耐震性評価において、許容できない損傷と判定されたものは、以下のとおりである⁴⁾。

- ①橋軸直角方向の地震力による端橋脚柱の耐力超過
- ②橋軸直角方向の地震力による桁端変位に伴う隣接桁の押し出し
- ③橋軸直角方向の地震力によるエンドリンクの脱落に伴う桁端の浮上り
- ④橋軸方向の地震力による主塔部のタワーリンクの脱落に伴う主構の沈下
- ⑤橋軸直角方向の地震力によるトラス桁下弦材の溶接部の角割れ等

本工事では、これらの損傷に対して耐震補強を実施した。

4. 耐震補強の設計概要と施工

(1) 端橋脚の補強

橋軸直角方向のレベル2地震動により、端橋脚のウィンドタングシステム（写真1に示す橋軸直角方向の水平支承構造）を介して端橋脚の最大水平耐力を超過する大きな水平力が作用することが橋梁全体系モデルの非線形動的解析により確認された。よって、端橋脚の脚柱内部に耐力向上を目的とした縦リブ増設による補強を行い、安全性を確保した。

ただし、端橋脚の橋脚柱部を過度に補強してしまうと、損傷部位が橋脚柱基部のアンカー部へ移行してしまう可能性がある。地震後にアンカー部の損傷を補修することは困難であるため、アンカー部の耐力を超過しない範囲



写真1 横浜ベイブリッジの構造概要図

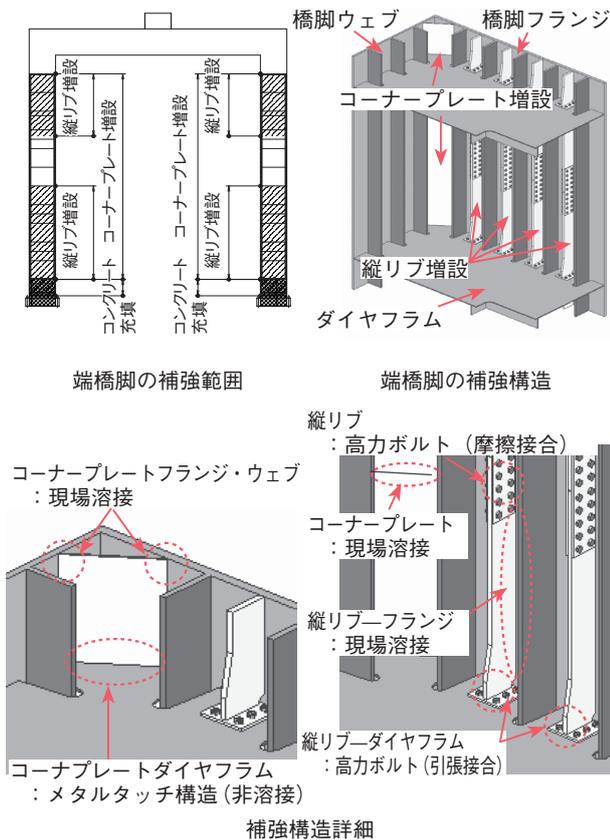


図4 端橋脚の補強範囲と構造

に橋脚柱部の補強量を制限することとし、FEM解析で補強量を検証した。

端橋脚の補強は、縦リブ増設補強の他にコーナープレート、および、橋脚柱基部における充填コンクリートによる補強とした。補強の範囲および、縦リブとコーナープレート増設補強の構造詳細を図4に示す。

脚フランジの縦リブ補強は、既設縦リブ間に配置し、施工性を考慮し脚ダイヤフラム間で上下2分割構造とした。増設縦リブと脚フランジは現場溶接、上下の増設縦リブ同士は高力ボルト摩擦接合、脚ダイヤフラムを介した増設縦リブ同士は高力ボルト引張接合にて連続構造とした。また、脚フランジとウェブの角部に設置するコーナープレート補強も施工性を考慮し、脚ダイヤフラム間で上下2分割構造とした。コーナープレートと脚および上下コーナープレート同士は現場溶接としたが、コーナープレートと脚ダイヤフラムは、溶接時の卓越した拘束力によるラメラティアの発生が窓形拘束溶接割れ試験により判明したためメタルタッチ構造（非溶接）とした。

また、現場では増設縦リブとコーナープレートの1部材当たりの平均重量は約200kgで、脚基部マンホールから取込み、脚内を小型ウインチにて吊り上げ取付た。

(2) 端橋脚（隣接橋側）の落橋防止システム

レベル2地震動による橋軸方向の桁端変位量は、横浜ベイブリッジと隣接橋の遊間1.50mを越える2.41mである

ことがわかった。このような大きな軸方向変位が生じると、横浜ベイブリッジが隣接橋に衝突し押し出すことにより、隣接橋は端橋脚から落橋する可能性がある（図3）。

そこで、隣接橋の落橋を防止するため、下弦材直下に縁端拡幅を兼ねた段差防止構造を設置し、また、端橋脚の中央付近に変位制限装置を設置した（写真2）。

a) 隣接橋の段差防止構造

段差防止構造の形状は、橋軸方向と橋軸直角方向の桁かかり長を確保するように設計した。また、地震後の支

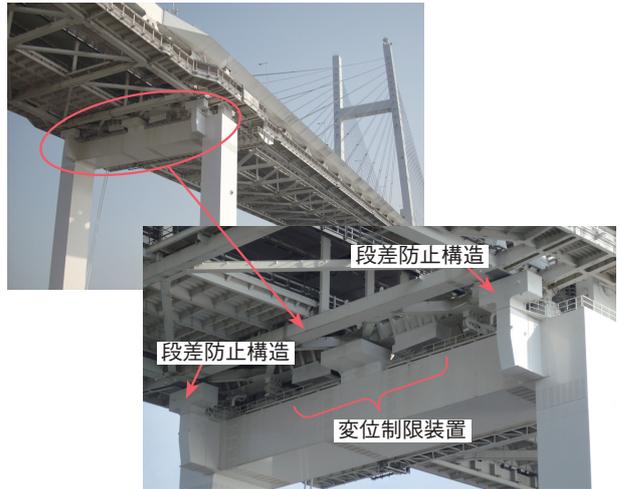


写真2 隣接橋の落橋防止システム

承部復旧に時間がかかることが想定されることより、段差防止構造の設計荷重は死荷重+活荷重としている。さらに、段差防止構造の下弦材との段差遊間を50mmとし、後述するアップリフト防止ケーブルにより本橋の上昇量を50mmとすることで、道路橋示方書・耐震設計編に記載されている、地震後の路面段差量（50mm～100mm）を満足させ、地震後の緊急車両の通行等を確保する構造とした（図5）。

段差防止構造は、1基当たり部材重量が約46tと重く、輸送および架設時に偏心してしまうことを防ぐため、3部材で構成した（写真3）。既設下弦材に吊り上げ設備を設置し、ウインチにより順次架設した。

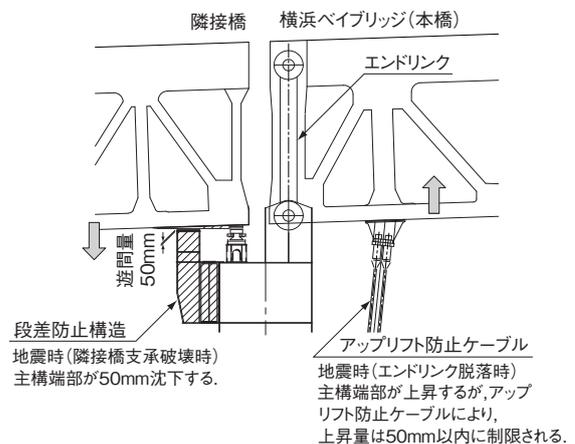


図5 端橋脚上の路面段差量の制御方法

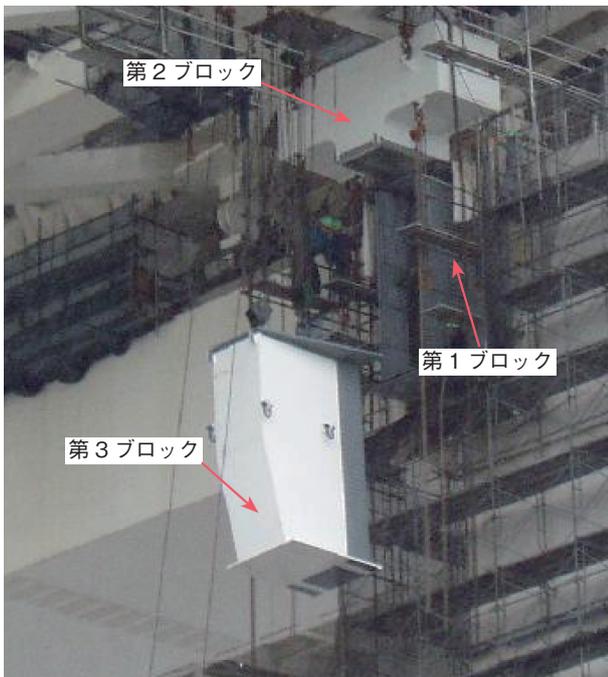


写真3 隣接橋の段差防止構造の架設

b) 隣接橋の変位制限装置

変位制限装置の設計には、レベル2地震動による隣接橋の橋軸直角方向の変位だけでなく、橋軸方向へ落橋する方向に移動しながら、橋軸直角方向に変位した場合にも機能するように、変位制限装置の端橋脚横梁上に設置する脚付ストッパーを橋軸方向に張出した形状としている。1基の脚付ストッパー（重量約30t）と2基の下路横付ストッパー（重量約8t/基）で構成されており、設置延長は約14mと広範囲であった。架設位置と国道357号との位置関係より、一般国道357号の脇の既設主構内に吊り上げ設備を設置し、補強部材を吊り上げて橋脚上に引き込んだ後、横取りして所定の位置に設置した（図6）。

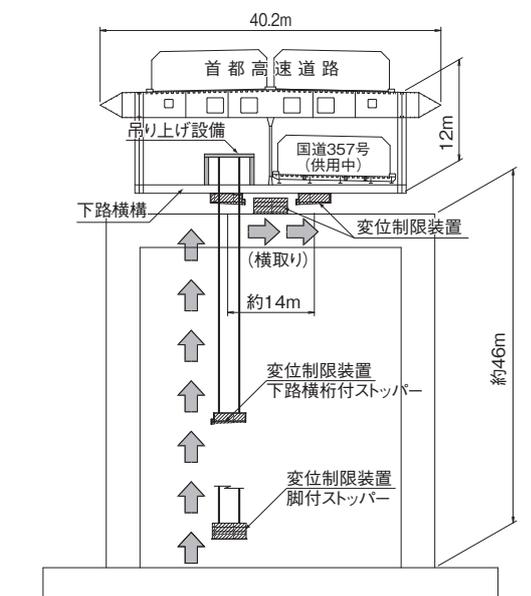


図6 変位制限装置の架設概略図

(3) 桁端の浮上りに対する補強

端橋脚のウインドタングシステムが損傷すると、橋軸直角方向の拘束が低下するため、エンドリンクに変形可能な回転角を大きく超える面外変形が生じることになる（図3）。エンドリンクは常時に生じる負反力を支持しているため、その機能が失われると死荷重によって桁端が約2m上昇すると予想された。そこで、地震動による挙動に追従可能で、地震後の路面段差を制御することのできるアップリフト防止ケーブルを主構端部（既設の垂直材直下の下弦材）と端橋脚の脚柱基部を結ぶように設置して、安全性を確保した（写真4）。

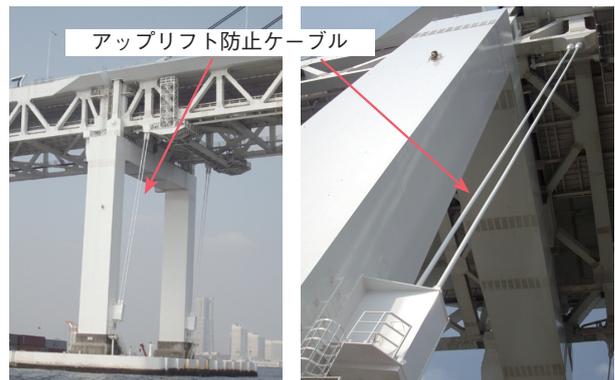


写真4 アップリフト防止ケーブル

アップリフト防止ケーブルは、直径がφ165のセミパラレルワイヤーケーブル（SPWC）を使用した。

ケーブル1本あたりの重量は約5tで、主構の下弦材側の鋼製ブラケットへは上方向へ差込み作業となるため、ウインチにより吊り上げて定着した（写真5）。一方、脚柱側の鋼製ブラケットへは下方向へ差込み作業となるため、端橋脚のフーチング上に海上運搬した25tラフタークレーンを使用して定着した。

また、地震時に路面の上昇量を制御するためには、エンドリンク脱落后速やかにアップリフト防止ケーブルを機能させる必要があるため、ケーブルには初期張力



写真5 アップリフト防止ケーブルの架設

を導入した。初期張力を導入することで既設エンドリンクには圧縮軸力が付加されるため、エンドリンクの応力照査を行った上で、初期導入張力はケーブル1本あたり700kN（ケーブル耐力の約4%）とわずかな量とした。1箇所あたりケーブルを2本配置する構造であり、張力導入作業は2本同時にセンターホールジャッキにより行った。さらに、最初の張力導入から1ヶ月後に同じジャッキを用いて張力を確認し、張力低下が生じていないことを確認した。

(4) 主塔段差防止構造

主塔部においても端橋脚と同様に、ウィンドタンゲシステムで橋軸直角方向の水平力に抵抗している。レベル2地震動によりウィンドタンゲシステムが損傷すると、橋軸直角方向の拘束が低下するため、タワーリンクに許容回転角以上の面外変形が生じ脱落する可能性がある。タワーリンクが脱落すると、補剛桁が沈下し、斜張ケーブルの張力が増大する。最も厳しい最下段ケーブルの張力は破断耐力を超えることはないが、万一最下段ケーブルが破断等の損傷に至ることで他のケーブルや補剛桁に損傷が連鎖的に移行しないように、主塔横梁上に補剛桁に対する段差防止構造を設置し、主構の鉛直方向下向きの沈下量を制限して、安全性を確保した（写真6）。



写真6 主塔部段差防止構造

また、タワーリンクが脱落し、主構が段差防止構造に支持された状態において、地震動により段差防止構造上で主構が振動することが考えられる。これにより、段差防止構造およびこれを支持する既設構造にその水平力が作用し、損傷することが考えられた。そこで、その摩擦に伴う水平力を低減するため、主塔部段差防止構造の天端部は、地震動のような振動に対しても摩擦係数の低減が期待できる繊維強化熱硬化樹脂を使用したすべり材を内蔵させた構造とした。橋軸直角方向の地震時には、図7に示すように、すべり材の上に設置している上鋼板が

主構の変位と共に移動する。主塔部段差防止構造は、このように移動した場合においても、すべり材の範囲を包括するように、上鋼板を橋軸直角方向へ広げた形状としている。また、地震後の復旧時には、主構をジャッキアップシタワーリンクを取り付ける必要がある。ジャッキアップ時においては、橋軸方向に3ブロックに分割されている段差防止構造（写真6）の中心ブロックのみを残し死荷重を負担させ、両側の2ブロックを撤去することでジャッキアップスペースを確保することを想定した構造とした。

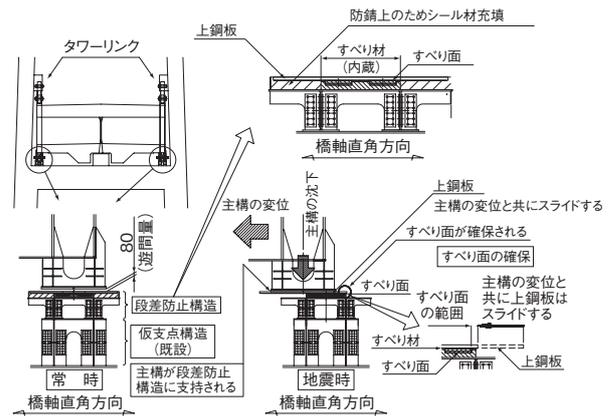


図7 主塔部段差防止構造の機能

5. あとがき

本文では、長大斜長橋である横浜ベイブリッジに対する耐震補強の設計概要と施工について述べた。現在、横浜ベイブリッジにおいては、レベル2地震動によるトラス下弦材に生じる角割れ等に対する補強工事を2008年度中の完成を目標に継続実施している。最後に、横浜ベイブリッジ耐震性向上工事を実施するに当たり、首都高速道路(株)神奈川管理局保全設計第一グループおよび、保全工事グループの方々をはじめ、横浜市港湾局、横浜海上保安部の皆様にはさまざまな助言・ご指導をいただいた。ここに心よりお礼を申し上げて本報告を終える。

参考文献

- 1) 首都高速道路公団：横浜ベイブリッジ工事誌，1994。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説・耐震設計編，2002。
- 3) 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，pp1-19，2005。
- 4) 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，pp1-20，2005。