

イスタンブール市における耐震補強工事の設計・施工

Seismic Reinforcement Project for Large Scale Bridge in Istanbul

北山暢彦	株式会社 IHI インフラシステム	技術本部都市高速部
社浦潤一	株式会社 IHI インフラシステム	技術本部プロジェクト部 主幹
杉村誠	株式会社 IHI インフラシステム	技術本部プロジェクト部 主査
河原謙二郎	株式会社 IHI インフラシステム	内部統制監査室内部統制評価部 課長
山下亮	ピーシー橋梁株式会社	海外事業部

トルコにおいて、イスタンブール長大橋耐震補強プロジェクトが実施された。本プロジェクトでは、イスタンブールの幹線道路のなかで、地震災害時に最も重要である路線が選定され、その路線上に配置される橋梁が耐震補強対象とされた。本稿ではそれらの対象橋梁のうち、「ゴールデンホーン橋」、「オルタキョイ高架橋」および「メジデキョイ高架橋」の耐震補強工事の設計および架設について報告する。また、本プロジェクトのなかで行われた吊橋のハンガープレートの交換工事について報告する。

The seismic reinforcement project was executed in Istanbul, Turkey. In this project at first an important road line was selected in times of natural disaster, and then, the most important bridge on the line was selected. Finally, we reinforced the bridges among them. This report describes the seismic design of the “Golden Horn Bridge”, the “Ortakoy Viaducts”, and the “Mecidiyekoy Viaduct” together with erection methods applied to them. The hanger plate replacement work of the “First Bosphorus Bridge” is also explained. The bridge is a famous suspension bridge, the hanger plate of which was collapsed in 2004 and repaired with temporary member.

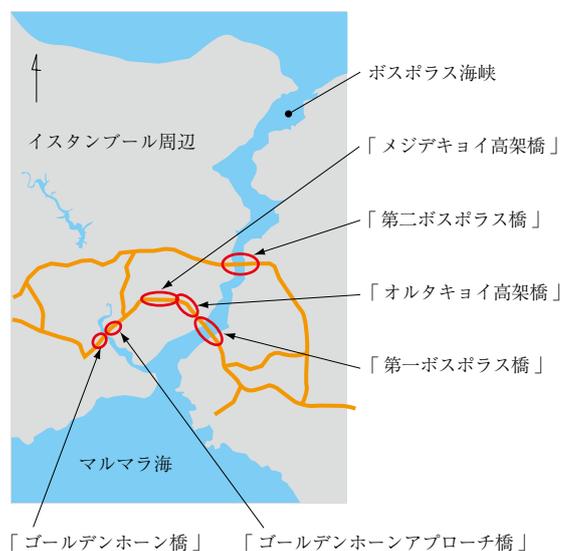
1. 緒言

本プロジェクトでは、まずイスタンブール市内の道路網のなかから災害時の重要路線を、トルコ政府が選定した。次に、その路線上に位置する橋梁のなかから耐震補強の優先順序が決められ、その結果から第1図に示す下記橋梁が補強対象とされた。

- (1) 「第一ボスポラス橋」(吊橋 アプローチを含む)
- (2) 「オルタキョイ高架橋」(コンクリート桁橋)
- (3) 「第二ボスポラス橋」(吊橋)
- (4) 「ゴールデンホーン橋」(鋼桁橋)
- (5) 「ゴールデンホーンアプローチ橋」(コンクリート桁橋)

また工事契約後、「メジデキョイ高架橋」が追加となり、さらに「第一ボスポラス橋」のハンガープレートにクラックが見つかったことから、それらの交換工事が追加された。

本稿では、それらのなかから「ゴールデンホーン橋」、「オルタキョイ高架橋」、「メジデキョイ高架橋」および「第一ボスポラス橋」のハンガープレートの交換工事につ



第1図 補強対象橋梁の位置図

Fig. 1 Location of bridges for reinforcement work

いて報告をする。

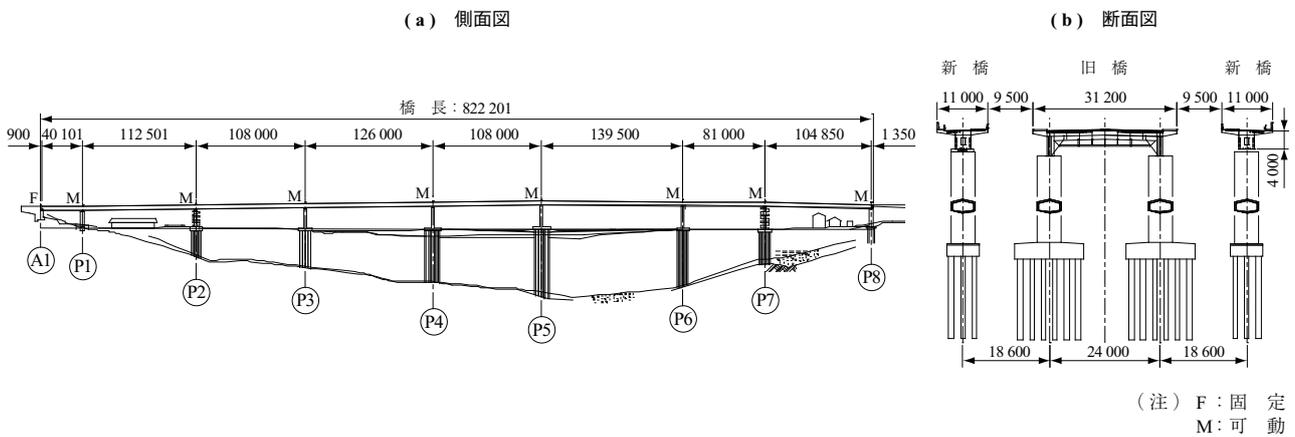
はじめに報告する「ゴールデンホーン橋」は、当初8径間連続鋼床版鋼桁橋として建設された。その後の交通量増加によって、両側に8径間連続鋼床版箱桁橋が追加された。前者の完成が1974年で旧橋と呼ばれ、後者の完成が1998年で新橋と呼ばれている。本橋は橋長が822 m

と長いにもかかわらず、端部の A1 橋台で一点固定となっているのが特徴の一つである。加えて、旧橋の鋼床版鉸桁橋は主桁間隔が 24 m と非常に広く、またコンクリート橋脚の断面は中空の六角断面となっており、国内ではあまり見られない構造形式である。第 2 図に「ゴールデンホーン橋」既設橋梁の構造一般図を示す。

次に報告する「オルタキョイ高架橋」は、約 35 年前に建設されたプレストレストコンクリート (PC) 連続橋である。主桁は T 形断面で、同構造形式の 3 橋が、補強工事の対象であった。上部工は、PC 梁と RC 橋脚が剛結されたコンクリート門型ラーメン橋脚によって支持されていた。既設橋脚は、塩害による劣化が顕著で、鉄筋を覆っているかぶりコンクリートがはく落し、鉄筋は腐食によって断面が減少しており、残存耐力を期待する設計ができな

い状態であった。この「オルタキョイ高架橋」の既設橋梁の概要を第 1 表に、構造一般図を第 3 図に示す。

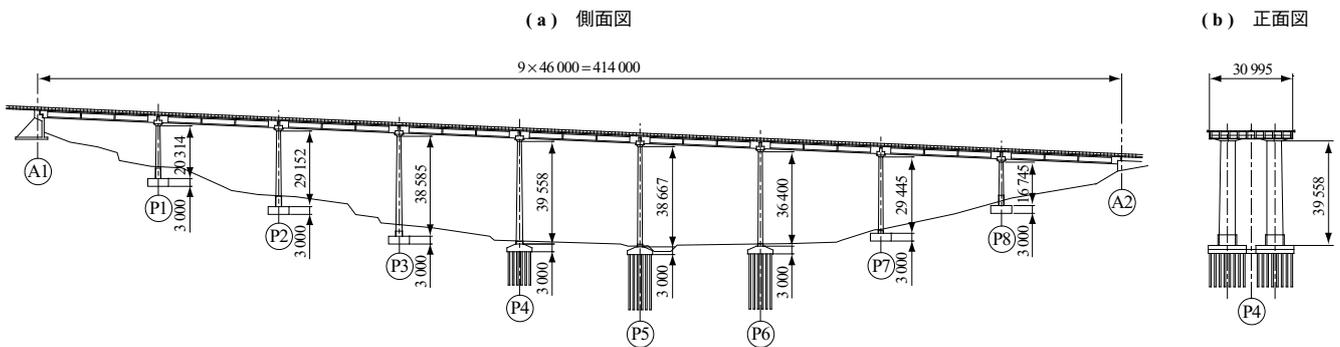
「メジデキョイ高架橋」は、イスタンブール市シシリ地区に約 35 年前に施工された。上部構造形式は、第 4 図に示すとおり、29 径間連続 PC 箱桁橋、P16 ~ P17 間はヒンジで接合されたゲルバー構造となっている。現在、本高架橋はイスタンブール市での環状線の一部を形成しており、アジア側の延長線上には「第一ボスポラス橋」、ヨーロッパ側にはアタチュルク国際空港があるため、非常時における道路網確保という観点から重要視されており、本高架橋の耐震性向上が急務であった。橋脚構造は第 4 図に示すとおり、大きく分けると 1 本柱と 2 本柱があり、さらに 2 本柱は柱基部と基礎との結合方法で二通りに大別できる。既設構造系では橋軸直角方向の地震には各橋脚が



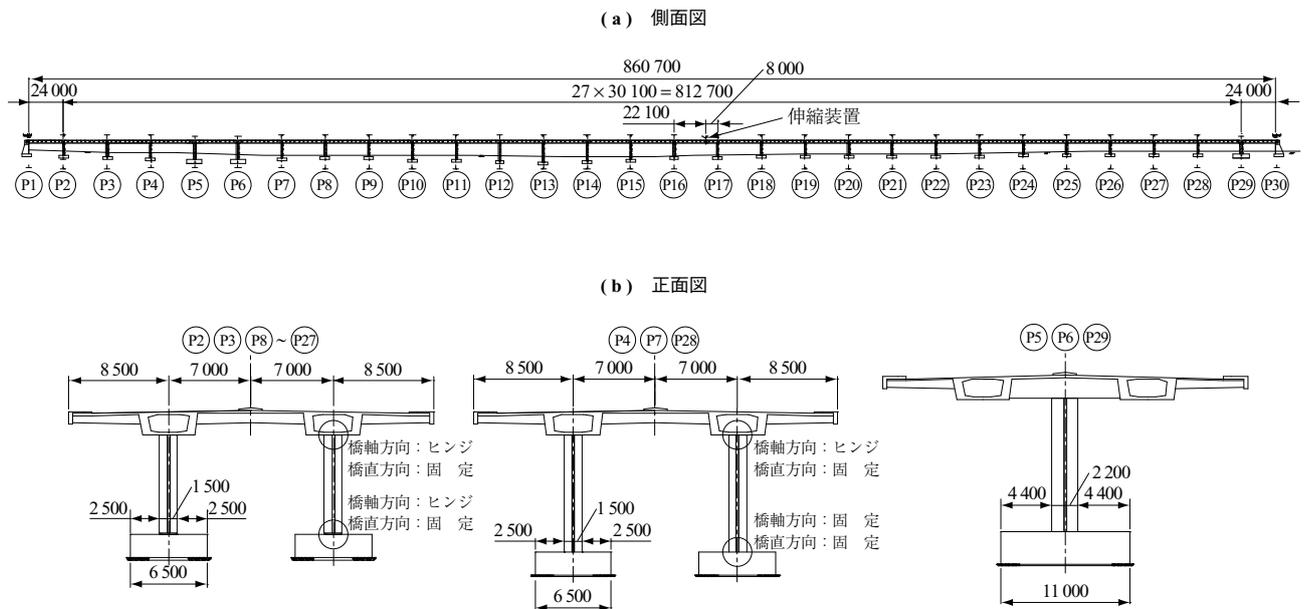
第 2 図 「ゴールデンホーン橋」の構造一般図 (単位: mm)
Fig. 2 General view of "Golden Horn Bridge" (unit: mm)

第 1 表 「オルタキョイ高架橋」橋梁概要
Table 1 General information for "Ortakoy Viaducts"

橋名	橋脚本数 (本)	橋脚高 (m)	橋長 (m)	支間 (m)	幅員 (m)	支承受替 (基)
V408 高架橋	8	16.7 ~ 39.6	414.0	9@46.0	36.0 ~ 29.5	170
V409 高架橋	7	8.2 ~ 24.0	360.0	8@46.0	29.5	140
V411 高架橋	5	15.8 ~ 39.7	270.0	6@46.0	22.5	80



第 3 図 「オルタキョイ高架橋」の構造一般図 (単位: mm)
Fig. 3 General view of "Ortakoy Viaducts" (unit: mm)



第 4 図 「メジデキョイ高架橋」の構造一般図 (単位: mm)
 Fig. 4 General view of "Mecidiyekoy Viaduct" (unit: mm)

抵抗して、水平力を負担できる構造であるが、橋軸方向の地震に対しては、P5、P6、P29 の三つの 1 本柱でしか抵抗しない設計であった。そのため、2 本柱の既設基礎は地震に対する耐力が小さいことが予想されたことから、耐震性向上のための補強方法について十分に注意する必要があった。

最後に報告する「第一ボスボラス橋」は、中央径間 1 074 m の吊橋である。完成時には世界第 4 位の長大橋であったが、1974 年の開通からすでに 37 年が経過しており、2004 年に強風によって補剛桁とハンガーケーブルを連結しているハンガープレートのカブル定着部が破断する事故が起きた。ハンガープレート破断の原因はケーブル連結部の溶接箇所から進展したクラックで、当時は破断した部分を現場溶接で接合するという応急処置を行いそのまま供用を続けた。その後、すべてのハンガープレートのクラック調査を行った結果、緊急に交換が必要とされるプレートが 8 枚あることが判明した。本稿では 8 枚のハンガープレートを交換する工事で採用した工法について報告する。

2. 耐震補強設計の概略

本プロジェクトでは、近年北アナトリア断層西端の地域で大きな地震が起きていることや、マルマラ海において活断層が確認されたことから、近い将来イスタンブール近郊で大きな地震が起こる可能性が高いとして、それらを考慮した地震波が設定された。設定された地震波は FEE

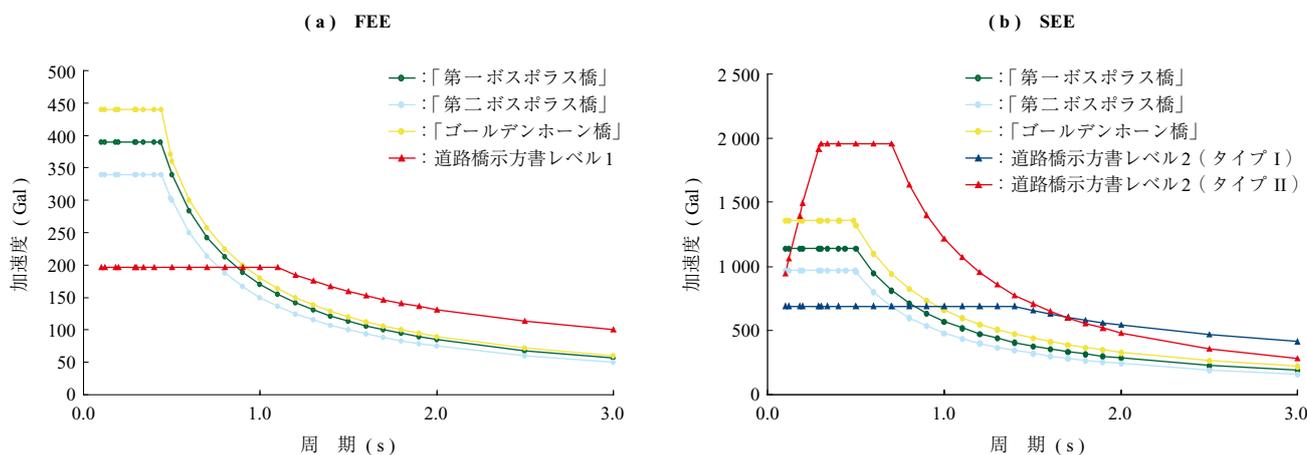
(Functional Evaluation Earthquake) および SEE (Safety Evaluation Earthquake) の二通りで、それぞれについて架橋地点の波が提供された。FEE は再現確率が 50 年で 50%、SEE は 50 年で 2% となっており、それぞれ 73 年に一度、2 475 年に一度発生する確率となる。適用基準は一部トルコの基準や AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials : 米国全州道路交通運輸行政官協会) を準用している箇所もあるが、基本的には日本の道路橋示方書とし、FEE をレベル 1 相当の中規模地震、SEE をレベル 2 相当の大規模地震とした。第 5 図に FEE (- (a)) と SEE (- (b)) の加速度応答スペクトル (減衰 5%) を示す。耐震性能は第 2 表に示すとおり前述の 2 種類の波に対して、それぞれの部材ごとに設定した。基本的には FEE に対して部材は弾性域にとどまり、応力が地震時の割り増しを考慮した許容応力度内に収まることとし、SEE に対しては一部塑性化を許容し致命的な損傷が起こらないこととした。

3. 「ゴールデンホーン橋」

3.1 概 論

「ゴールデンホーン橋」の耐震設計では、はじめに既設橋梁の地震時の耐力照査を実施した。まず、既設状態、すなわち補強前の状態について三次元骨組みモデルによる時刻歴応答解析を行った。

その結果、橋軸方向地震時には、水平力に対して上部構造の荷重を下部構造に伝達する部材である支承や支点部の



第 5 図 加速度応答スペクトル
Fig. 5 Response acceleration spectrum

第 2 表 耐震性能一覧表
Table 2 Required performance

項 目		FEE 時	SEE 時
鋼 橋	主 桁	要求性能：健全性を損なわないこと。 評価方法：発生応力度が許容応力度 (σ_a) 以下であること。 [$\sigma_a = (\sigma_y/1.7) \times 1.5$]	要求性能：損傷の修復を容易に行えること。 評価方法：降伏強度を超える箇所が限定されていること。
	横 桁	要求性能：健全性を損なわないこと。 評価方法：発生応力度が許容応力度 (σ_a) 以下であること。 [$\sigma_a = (\sigma_y/1.7) \times 1.5$]	要求性能：健全性を損なわないこと。 評価方法：発生応力度が許容応力度 (σ_a) 以下であること。 [$\sigma_a = (\sigma_y/1.7) \times 1.5$]
コンク リート 橋	主 桁	要求性能：健全性を損なわないこと。 評価方法：弾性範囲内であること。	要求性能：限定された損傷であること。 評価方法：耐久性の観点から残留ひび割れ幅が 0.2mm 以下であること、 および鉄筋の降伏は許容するが PC 鋼材は降伏しないこと。
	門型ラーメン 横梁	要求性能：健全性を損なわないこと。 評価方法：弾性範囲内であること。	要求性能：限定された損傷であること（修復可能な残留ひび割れ）。 評価方法：曲げモーメントに対する塑性率が 3.0 以下であること、および 発生せん断力がせん断耐力より小さいこと。
	横 桁	要求性能：健全性を損なわないこと。 評価方法：弾性範囲内であること。	要求性能：破壊しないこと。 評価方法：発生曲げモーメントおよびせん断力が耐力より小さいこと。
橋 脚	鋼製橋脚 (円形断面)	要求性能：健全性を損なわないこと。 評価方法：弾性範囲内であること。	要求性能：限定された損傷であること（局部座屈は許容しない）。 評価方法：圧縮ひずみが許容ひずみ (ϵ_a) 以下であること、 [$\epsilon_a/\epsilon_y = 20 - 140 R_t$] ^{*1} および残留変位が許容値以下であること。
	コンクリート 橋脚	要求性能：健全性を損なわないこと。 評価方法：鉄筋応力が弾性範囲内であること。	要求性能：破壊しないこと。 評価方法：曲げモーメントに対する塑性率が許容値以下であること、 および発生せん断力がせん断耐力より小さいこと。

(注) *1: $R_t = \frac{R}{t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)}$

R_t : 塑性化を考慮する鋼断面の径厚比パラメータ
 R : 板厚中心での半径 (mm)
 t : 板 厚 (mm)
 σ_y : 鋼材の基準降伏点 (N/mm²)
 E : ヤング係数 (N/mm²)
 ν : ポアソン比 (= 0.3)

部材、および橋台自体が十分な耐力をもっていないことが分かった。これは、端支点である A1 橋台で一点固定となっているため、水平力がここに集中するためである。また、橋軸直角方向の地震時にはそれぞれの橋脚において、支承および橋脚が十分な耐力をもっていないことも解析によって明らかになった。

このうち、橋軸方向の水平力は非常に大きく、部材補強や橋台補強をすることは不可能であると考えられた。そこで設計方針として、橋軸地震に対しては、A1 橋台にダン

パを挿入して A1 橋台が既存の構造で負担できる水平力を分担させて、桁の変形を許容することとした。また橋軸直角方向に対しては、RC 橋脚に鋼板巻立て補強を行って、部分的な塑性は許容するものの崩壊には至らないこととした。また、道路橋示方書に従い落橋防止システムを設置することとした。以下に耐震補強項目をまとめると、

- (1) 橋脚鋼板巻立て補強
- (2) フーチング増厚
- (3) 落橋防止装置設置

- (4) 桁かかり長の確保
- (5) 変位制限装置設置
- (6) ダンパ設置
- (7) 支承取り替え
- (8) 伸縮装置の取り替え
- (9) 横桁補強（旧橋のみ）

となる。次節においてこれらの報告をする。

3.2 耐震補強項目

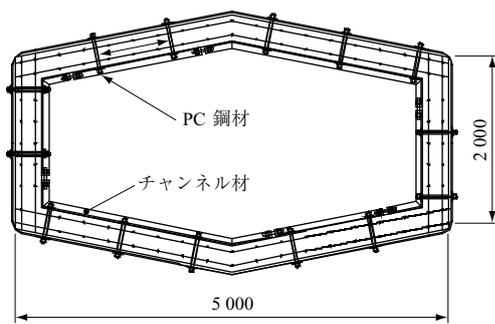
3.2.1 橋脚鋼板巻立て補強およびフーチング増厚

既設の橋脚は、六角中空断面の RC 橋脚である。補強断面を第 6 図に示す。これらを $M-\theta$ （曲げモーメント-回転角）特性を用いてモデル化を行い動的解析を実施して、応答値が道路橋示方書に示される許容塑性率を満足するように補強を行った。

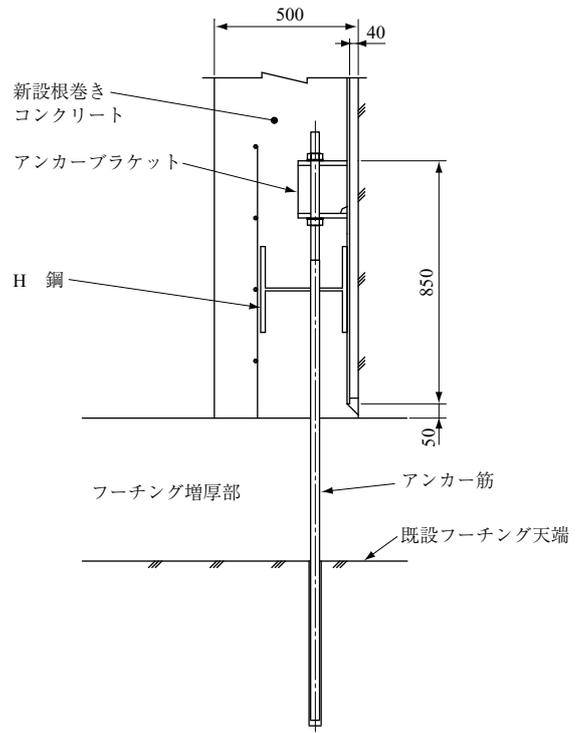
補強方法は、コンクリート巻立てと鋼板巻立てが考えられたが、基礎への負担を考慮して重量が小さい鋼板巻立てとした。またすべての橋脚で曲げ耐力が不足したため、巻立て鋼板にブラケットを取り付け、そこからアンカー筋を設置して既設のフーチングに定着する構造とした（第 7 図）。

コンクリートの応力度-ひずみ特性を向上させるためには、横拘束筋の働きが重要であるが、既設の橋脚にはそれらは配置されていない。そこで中空断面の内側にチャンネル材を帯状に配置して、それらと巻立て鋼板で既設コンクリートを挟み込み、PC 鋼材を用いて締め付けることで横拘束筋と同様の働きをさせることとし、それらを部材方向に既設の帯筋ピッチで配置することとした。さらにコンクリートの拘束効果を高める目的で、橋脚基部は鋼板の外側を H 鋼で囲む構造とした。また橋脚表面と巻立て鋼板の間はスペーサを用いて 40 mm のすき間とし、その間に無収縮モルタルを充てんして密着性を向上させた。

既設の基礎は直接基礎と杭基礎があるが、解析モデルで



第 6 図 橋脚補強断面（単位：mm）
Fig. 6 Pier section of reinforcement (unit : mm)



第 7 図 アンカー定着部（単位：mm）
Fig. 7 Anchor of pier base (unit : mm)

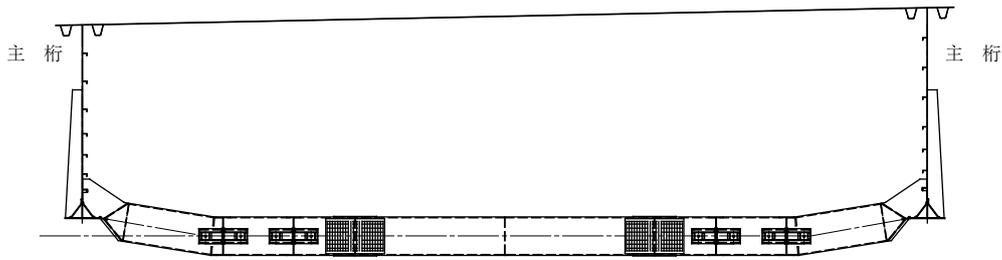
は連成ばねとしてモデル化を行った。基礎の照査は橋脚の耐力で行われることが一般的であるが、本設計では基礎ばねに発生する応答値を使って、道路橋示方書の応答塑性率および応答変位の考え方をを用いて照査した。その結果、フーチングについては一部増厚が必要な橋脚があったが、基礎についての補強は不要という結論を得た。

3.2.2 落橋防止装置設置および桁かかり長の確保

端支点である A1 橋台と P8 橋脚には落橋防止システムとして桁かかり長を確保するためにブラケットを設置し、落橋防止ケーブルを設置した。新橋の A1 橋台では、ダンパブラケットの受け台とするためコンクリートでブラケットを構築したが、それ以外については鋼製ブラケットとした。また、旧橋の A1 橋台では主桁付近に落橋防止装置を設置するスペースを確保できず、第 8 図に示すように主桁間に横梁を渡し、そこにケーブルの定着点を設ける構造とした。

3.2.3 変位制限装置設置

橋軸直角方向にはすべての橋脚で固定条件であるが、その方向の水平力に対して支承が耐力をもっていないので、変位制限装置を設け、支承を補完して大規模地震時に抵抗することとした。支承を取り替えることも考えられたが、橋脚天端にスペースがありコスト的な判断から変位制限装置を設けることとした。



第 8 図 落橋防止装置用横梁
Fig. 8 Beam for bracket of falling prevention device

3.2.4 ダンパ設置・支承取り替えおよび伸縮装置の取り替え

ダンパの反力は、A1 橋台の補強が不要となる範囲で全体の応答が小さくなるように決定した。その結果、旧橋では 1 橋梁当たり 12 000 kN、新橋では 1 橋梁当たり 6 000 kN とした。ダンパについてはコストを含めて検討した結果、鋼材の降伏域を用いた履歴ダンパを用いることとした。新橋に取り付けられた A1 ダンパを第 9 図に示す。これらは鋼材が降伏してから破断までの間の非線形域を用いてエネルギー吸収するものである。ダンパ 1 基当たりの反力は 3 000 kN で、旧橋には桁当たり 2 基で合計 4 基、新橋にも各桁に 2 基で合計 4 基配置した。許容移動量は旧橋で ±250 mm、新橋で ±200 mm である。また既設の固定支承は、すべり支承に取り替えた。これは、ダンパを有効に機能させるためには、可動とする必要があることによる。同じく伸縮装置も、既設は回転変位に対応するだけの構造であったことから、ダンパの移動量が確保できるよう伸縮装置の取り替えを行った。

3.2.5 横桁補強（旧橋のみ）

旧橋においては主桁間隔が 24 m と長く、橋軸直角の水平力が働いたときに、支点到水平力が伝わるためには横桁の耐力が十分でなければならない。そこで支間 24 m のラーメンモデルで解析を行い、そこから得られる断面力に



第 9 図 A1 ダンパ（新橋）
Fig. 9 Damper device for A1 abutment “New Golden Horn Bridge”

よって横桁を補強することとした。

4. 「オルタキョイ高架橋」

4.1 概 論

前述のとおり、本橋の既設橋脚は、塩害による劣化が顕著で、残存耐力を期待する設計ができない状態であった。また、既設の橋梁は、橋梁中心位置に伸縮装置が設けられており、橋台（端支点部）においては連結コンクリート床版と PC 鋼棒によって主桁の移動が固定されていた。すなわち、上部工質量による橋軸方向の地震時慣性力は、そのほとんどが橋台に作用する構造であった。このような条件のもと、耐震補強設計は以下の方針で実施し、所定の耐震性能を満足させることとした。

既設門型ラーメン橋脚の周囲に新設門型ラーメン橋脚を構築し、上部工反力を既設橋脚から新設橋脚に移行させ、新設橋脚構造によって上部工反力を支持させた。橋軸方向の地震時慣性力は、各橋脚にも分担させることとし、橋台部には伸縮装置を新たに設置した。それに加えて、道路橋示方書に準じて、各橋脚、橋台上に落橋防止装置を設置した。地震時の挙動は、三次元骨組みモデルによる時刻歴応答解析を基に照査することとした。

本橋の耐震補強項目をまとめると以下のとおりである⁽¹⁾。次節においてこれらの報告をする。

- (1) 新設 RC 橋脚の構築
- (2) 新設 PC 横梁の構築
- (3) 新設 PC 横梁への反力移行
- (4) 落橋防止装置設置
- (5) 伸縮装置設置

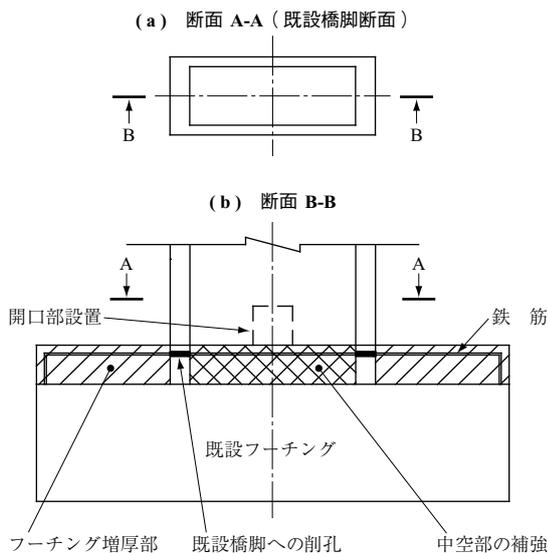
4.2 耐震補強項目

4.2.1 新設 RC 橋脚の構築

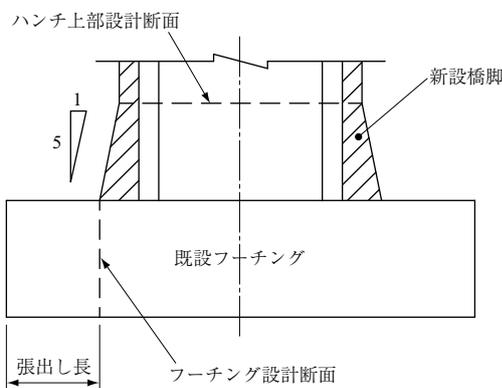
一般的な RC 巻立てによる補強と同様に、既設フーチングに削孔し、軸方向鉄筋をエポキシ樹脂によって定着する工法とした。コンクリートの部材厚は 500 mm とした。地震時の橋脚塑性率が許容値を満足するように、曲げ耐力

およびじん性（粘り強さ）を向上させた結果、既設フーチングの曲げ耐力が不足することが判明した。

一般的なフーチングの補強工法として、増厚による耐力向上が考えられた。しかし、本橋の既設橋脚は、第10図に示すとおり矩形の中空断面（約3×5m）であり、中空部への鉄筋の配置およびコンクリートの打設を想定すると、橋脚への削孔および開口部の設置が避けられなかった。施工時の橋梁の安全性を考慮すると、フーチングを増厚して直接補強することは困難と判断した。そこで、第11図に示すとおり、橋脚の下部にハンチを設け、フーチングの張出し長を短くすることによって、フーチングの安全性を確保した。ここで、ハンチを設けることに伴い、橋脚基部の曲げ耐力が過大とならないように、エポキシ樹脂を用いて定着する鉄筋の本数を調整した。また、ハンチ上部断面を設計断面の一つに設定し、ハンチ上部断面における破壊が起こらないように配慮した。



第10図 フーチング増厚案
Fig. 10 Reinforcement for footing



第11図 橋脚下部の構造
Fig. 11 Structure of lower part of pier

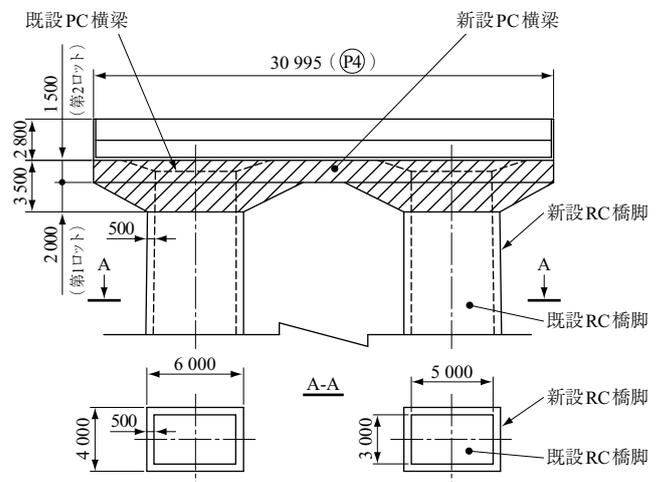
新設橋脚の施工に先立ち、既設橋脚の劣化箇所は、ブレーカなどによって除去し、鉄筋に防錆剤を塗布した後、モルタルで断面を修復した。新設橋脚の型枠には、第12図に示すジャンピングフォーム（新たに打設するコンクリート中にアンカーを埋め込み、打設したコンクリートの強度を確認後、型枠をリフトアップしていく工法）を用い、施工最盛期には5基配置した。1ロットのコンクリート打設高さは、施工性を考慮して3.0mとした。コンクリートの充てん性能を考慮して、混和剤には高性能減水剤を使用し、スランプの標準値は15cmとした。標準的な施工サイクルは、配筋、型枠設置、コンクリート打設、養生で、1サイクル当たり4日であった。

4.2.2 新設 PC 橋梁の構築

新設橋梁は、上部工の反力を新設橋脚に移行するための構造で（第13図）、既設橋梁の周囲に構築するものとした。新設橋梁の断面は、高さ3.5m、幅5.1mとし、PC鋼材 12S12.9mm を8本配置した。設計荷重作用時にお



第12図 型枠のリフトアップ
Fig. 12 Lift-up of formwork



第13図 新設 RC 橋脚と新設 PC 橋梁（単位：mm）
Fig. 13 New substructure (RC pier and PC cap beam) (unit: mm)

いて、コンクリートの応力度が許容応力度以内であることを確認した。

地震時には、ラーメン構造のため、正負の曲げモーメントが横梁付け根に作用する。この正負の曲げモーメントに対する制限値として、許容塑性率を 3 と設定した。この値は、PC 上部構造の耐力と変形性能に関する資料⁽²⁾を参考に定めたもので、恒久復旧を行わずとも長期的に供用性を維持できる制限値である。

新設横梁の型枠は、地表面から立ち上げた支保工上に設置した(第 14 図)。コンクリートは高さ 2.0 m と 1.5 m の 2 層に分けて打設した。施工日数は、支保工組立て開始から、PC 緊張までで、約 30 日であった。現場が市街中心部に位置し、商業地や住宅地と隣接しているため、足場板や落下物防止ネットの安全対策には特に配慮した。

4.2.3 新設 PC 横梁への反力移行

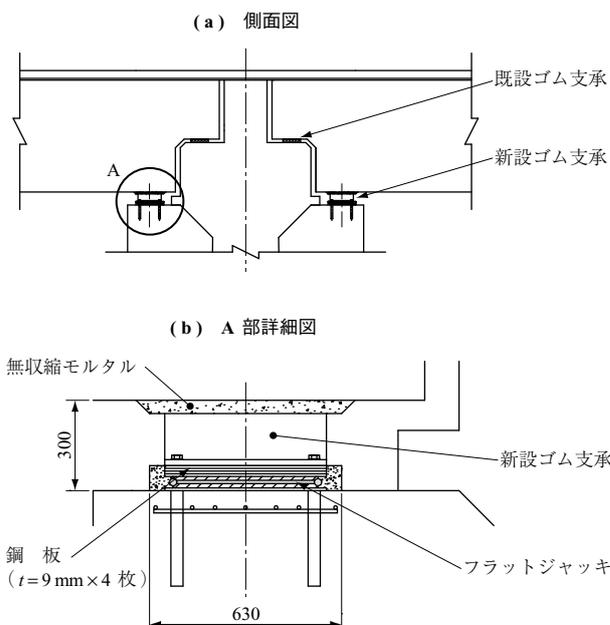
新設 PC 横梁へ反力を移行するため、一橋脚当たり 20 基のゴム支承を新設した。施工時に不均等な反力が生じることを防ぐため、反力移行は片側 10 主桁を同時にジャッキアップする計画とした。ジャッキアップには、第 15 図に示すとおり、フラットジャッキ⁽³⁾を使用した。

ジャッキアップ量の決定に際して、既設ゴム支承に将来荷重が再度かからないことが要求された。既設ゴム支承の弾性変形による戻り量(2 mm)および新設ゴム支承のクリープによる変形(4 mm、総ゴム厚の 3%と仮定)に安全係数 3 を考慮し、その量を 14 mm と設定した。

フラットジャッキは円形断面(直径 500 mm)で、支承の平面寸法(530 mm 四方)と比較し面積が小さい。そのため、ゴム支承への応力集中が懸念された。この応力集中を緩和するため、フラットジャッキと支承の間に鋼板(計 36 mm)を設置した。ここで、鋼板の厚さは三次元



第 14 図 新設 PC 横梁の型枠設置状況
Fig. 14 Formwork for new PC cap beam

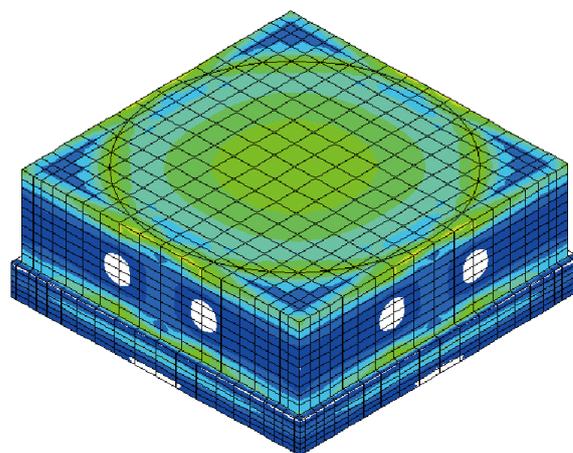


第 15 図 反力移行(単位: mm)
Fig. 15 Redistribution of reaction (unit: mm)

線形 FEM 解析によって、応力緩和効果を確認して決定した。解析結果の一例を第 16 図に示す。

ジャッキアップ量は、各主桁(フラットジャッキ近く)にダイヤルゲージを設置して、高さ変化を測定することによって管理した(第 17 図)。反力移行作業中には交通規制が行えなかったため、施工中の道路面での変位差を少なくするために以下の対策を実施した。

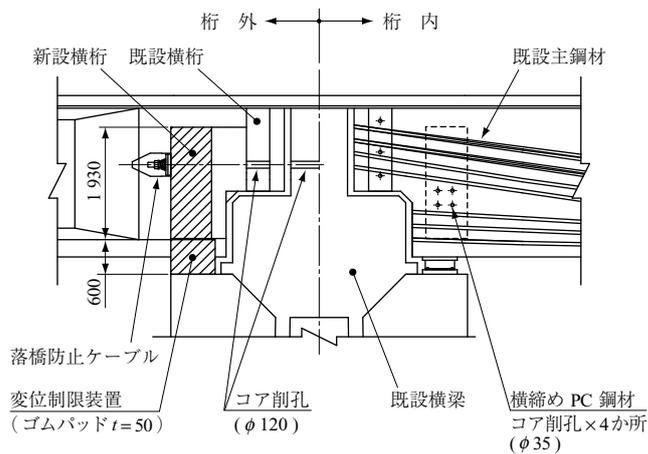
- (1) 外桁と中桁の変位差を極力少なくするため、フラットジャッキ注入口のストップバルブを開閉することによって流入量を調整し、各主桁の変位量を制御した。
- (2) A1 側と A2 側の変位差を、3 mm 以下とするた



第 16 図 FEM 解析結果
Fig. 16 Result of finite element analysis



第 17 図 支承とフラットジャッキの設置状況
Fig. 17 Bearing and flat jack installation



第 19 図 落橋防止装置 (単位: mm)
Fig. 19 Seismic restrainers (unit: mm)

めに、A1 側 3 mm, 続いて A2 側 6 mm, 戻って A1 側 9 mm と交互にジャッキアップを行った。

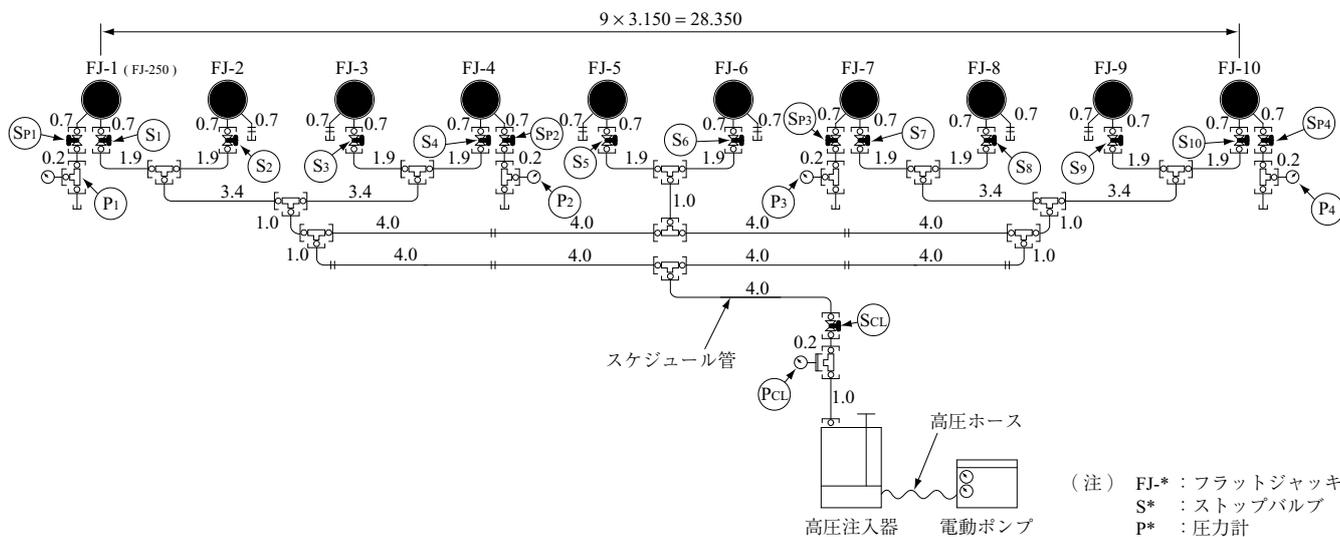
フラットジャッキ内への注入材は、ノンブリーディングタイプのセメント系材料⁽³⁾を使用した。本材料は、高圧下での材料分離がなく、流動性を練り混ぜ開始から 6 時間保持できることを保証したものである。フラットジャッキの連動配管図を第 18 図に示す。一橋脚でのジャッキアップ作業は、注入材練り混ぜ開始から 5 時間以内に終了した。一橋脚支承 20 基の反力移行は、沓座モルタルの打設、ゴム沓の設置、反力移行、フラットジャッキ周りのモルタル打設で、約 20 日を要した。

4.2.4 落橋防止装置設置

落橋防止装置として、第 19 図に示すように橋軸直角方向にはコンクリートブロック方式の変位制限装置を、橋軸方向には上部構造連結方式の落橋防止ケーブルを配置した。

変位制限装置の高さは PC 横梁上面から 600 mm とし、非線形動的解析による支承位置での橋軸直角方向水平反力に対して設計した。施工時期は反力移行後とし、変位制限ブロックと主桁の間には、緩衝材として厚さ 50 mm の弾性ゴムを配置した。

落橋防止ケーブルを設置するために、既設の横桁および横梁に径 120 mm のコアを削孔した。ケーブル装置を定着するため、新設支承位置(変位制限ブロックの上)に横桁を新設した。新設横桁は、道路橋示方書に従い、1.5 Rd の水平荷重を考慮して設計した。ここで、Rd は死荷重反力である。その結果、横締め PC 鋼材として 1S15.7 mm を 4 本配置する必要があった。PC 鋼材を配置するための削孔は、径 35 mm とし、既設主桁の軸方向 PC 鋼材の切断や破損を避けるため、主桁の上側定着グループと下側定着グループの間のスペースに、コアドリ



第 18 図 フラットジャッキ連動配管図 (単位: m)
Fig. 18 Piping system for flat jack (unit: m)

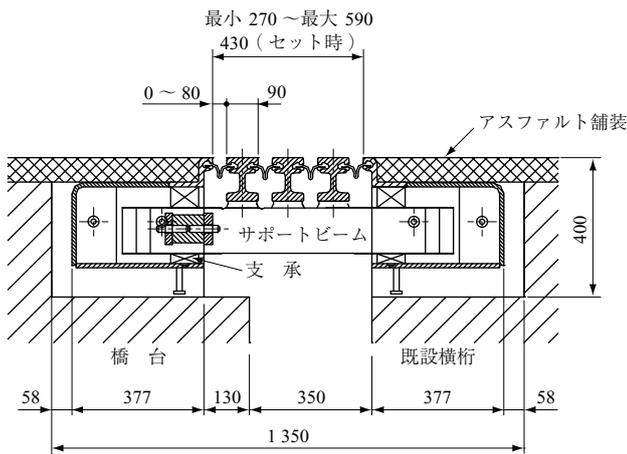
ルを用いて行った。また、主桁をコア削孔する前に、RCレーダによって鉄筋探査を行い、主桁の鉄筋位置を確認した。

4.2.5 伸縮装置設置

今回の耐震補強設計の思想は、既設構造では橋台に集中して作用する上部工の地震時慣性力を、各橋脚に分担させる考えであった。そのため、橋台部の連結床版を撤去し、伸縮装置を設置する必要があった。伸縮装置にはモジュラー型を選定し、そのサポートビームの主桁側は既設横桁で、橋台側はパラペット上で支持する構造とした（第20図）。

伸縮装置の設置作業は、交通量が比較的少ない夜間から早朝にかけて行った。このときの交通規制は、上下線6車線を4分割し、常に4車線が開放できる状態とした。

伸縮装置設置工として、連結床版の撤去、連結PC鋼棒の切断、伸縮装置の設置、コンクリート打設、アスファルト舗装を1施工区間当たり20日で行った。第21図



第20図 モジュラー型伸縮装置（単位：mm）
Fig. 20 Expansion joint (modular type) (unit: mm)



第21図 伸縮装置設置後
Fig. 21 Expansion joint after completion of work

に、施工完了後の伸縮装置設置状況を示す。また、補強後の橋梁の全景を第22図に示す。

5. 「メジデキヨイ高架橋」

5.1 概 論

既設建造物の補強工事では、補強方法、その施工の点などで制約条件がある場合がほとんどである。本橋梁でも幾つかの制約条件があったため、設計段階からそれらの条件を考慮する必要があった。まず、補強方法の検討のために次の2点について事前検討を行った。

5.1.1 既設橋梁の耐力

既設橋梁、特に橋脚・基礎の既存耐力を確認するため、Push Over 解析および概略的な動的解析を行った。その結果、以下のことが分かった。

(1) 橋脚の耐力（水平震度換算）

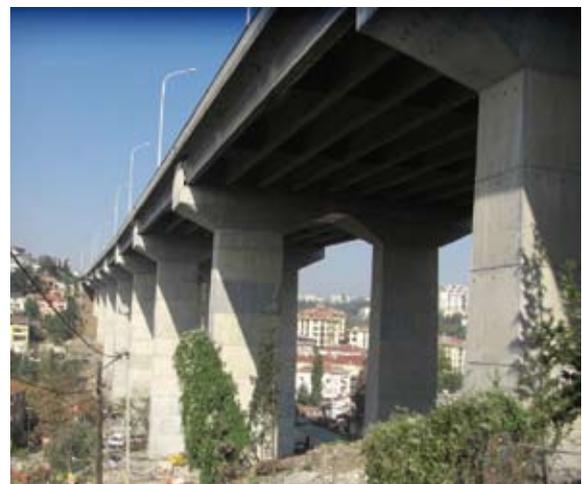
- ① ひび割れ時：0.05～0.10 程度
- ② 降 伏 時：0.15～0.20 程度
- ③ 終 局 時：0.20～0.24 程度
- ④ ①～③より、曲げ耐力、せん断耐力が不足

(2) 基礎の耐力

- ① 安定計算において、水平震度： $Kh = 0.20$ 程度で許容値を超過した。
- ② 曲げ耐力、せん断耐力は安定計算の結果から許容値に対し、比較的余裕があった。

5.1.2 施工現場の状況

本橋梁は市内中心街に架かっているため、高架橋・街路ともに昼夜を問わずに通行車両の多い状態、すなわち重交通によって渋滞が発生している（第23図）。また、周辺にはサッカースタジアムなどもあり、試合がある日は交通



第22図 補強後の橋梁全景（V408）
Fig. 22 V408 after seismic retrofitting work



第 23 図 施工前全体風景
Fig. 23 Site view before reinforcement

渋滞のみならず、多くの人が集まる場所であった。そのため、補強工事施工に当たっては最低限の交通規制での工事遂行はもちろん、近隣住民の安全への十分な配慮が求められた。

5.2 補強方法の検討

事前検討の結果から、補強方法の検討条件としては次の4項目が挙げられる。

- (1) 周辺地域・交通状況から最低限の交通規制が必要
- (2) 工期の短縮
- (3) 2本柱において橋脚を十分に補強しても基礎の耐力が不足
- (4) 交通規制等の問題から2本柱の基礎の補強は不可能

これに対して、以下の手法で耐震性能向上が可能であるという結論となった。

- (1) 免震支承による免震化
- (2) 免震化によって、橋脚、基礎に作用する断面力の低減
- (3) 1本柱はRC巻立てで補強、新設の横梁を設置
- (4) 2本柱は鋼板巻立てで補強、基部はコンクリート巻立てで補強
- (5) その他、免震化に伴う付属品、詳細部分の見直し

5.3 耐震補強設計

耐震補強の内容としては、第3表に示すとおりである。ここでは次節に示す5項目について報告する。

5.3.1 動的解析

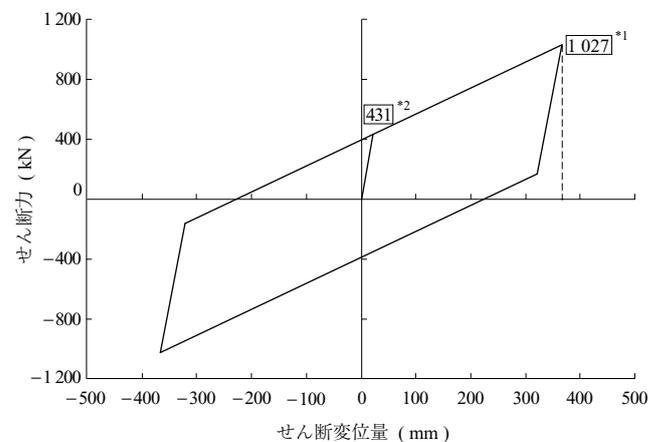
橋脚に作用する力を抑えるためには、動的解析による結

第 3 表 補強内容一覧
Table 3 Reinforcement work

項 目	P1 P30	P2 ~ P4 P7 ~ P28	P5, P6 P29
上部工	伸縮装置取り替え	○	
	橋軸直角方向ダンパ	○	
	免震支承		○
	スライド支承	○	
	横梁補強		○
	ロックアップデバイス	P16 ~ P17 間	
下部工	鋼板巻立て	○	
	RC 巻立て		○
	根巻きコンクリート補強	○	
	新設横梁		○

(注) ○：補強した項目

果が重要となる。動的解析については、本橋梁の重要性から FEE, SEE の 2 レベルの地震波において、それぞれ 7 波ずつを考慮、検討することとなり、さらに鉛直波も考慮した地震波を用いることになった。前述のとおり、既設橋脚を補強しても基礎の補強は不可能であることから、基礎の耐力制限、検討が必要となった。既設基礎の耐力を検討した結果、橋脚へ作用する最大水平力 (SEE 地震波) を 1 000 kN 以下に抑える必要があることが分かった。そのためには、第 24 図のような形状の履歴曲線をもつ支承が必要となり、エネルギー吸収のための最大変位量 (SEE 地震波) は約 370 mm 弱という結果となった。また、日本では一般的にレベル 1 地震波 (FEE 地震波) において、橋軸直角方向の移動をサイドブロックなどにて拘束する。しかし、本橋梁では橋軸直角方向の FEE 地震波でもサイドブロックなどで固定すると基礎の耐力が不足するため、全方向に移動可能な免震支承を設置することとした。



(注) *1：最大水平変位時のせん断力
*2：支承の降伏力

第 24 図 支承履歴曲線
Fig. 24 Hysteric curve of bearing

5.3.2 免震支承の設計

免震支承は、第3表に示すとおり P2～P29 の各橋脚上に設置した。P1, P30 の桁端部は桁下空間が狭く、桁の補強や橋台を大幅に改造する必要があったため、スライド支承を採用した。また、本工事における設計基準は道路橋示方書が基本だったが、追加工事である本橋梁における支承の設計のみ AASHTO、および特別に作成されたトルコの基準に準じて設計を行う必要があった。このゴム支承の設計基準について AASHTO とトルコとの比較を第4表に、計算結果を第5表に示す。

5.3.3 鋼板巻立て

2 本柱の補強方法としては、

- (1) RC 巻立て
- (2) 鋼板巻立て

が考えられたが、比較、検討を行ったところ

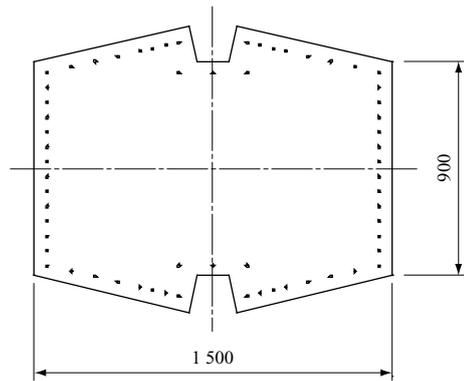
- ① RC 巻立ては、重量の増加による基礎耐力低下の懸念
- ② 鋼板巻立ての、現場施工における優位性

から、(2) 鋼板巻立てを採用した。

既設橋脚は第25図に示すとおり、六角断面をもち、かなり小さい断面形状であった。そのため、鋼板巻立て補強を行っても橋脚の耐力は不足する。これを補う必要性から、巻立てた鋼板を引張鉄筋として考慮するだけでなく、合成断面において初降伏まで許容することとして曲げ耐力を決定した。

また、鋼板巻立て工法の採用段階で

- ① 製作・現場施工を考慮したパネル割り
- ② パネルの継手方法



第25図 既設橋脚断面図 (単位: mm)
Fig. 25 Existing pier section (unit: mm)

が懸案事項として挙げられた。①のパネル割り(部材の分割方法)に関して、3章で述べた「ゴールデンホーン橋」では、橋脚断面が大きいことから、このパネル割りを細かくする必要があったが、「メジデキョイ高架橋」では六角断面で橋脚断面が小さいため、できるだけ分割数を少なくすることが求められた。そこで、設計着手と同時に長尺の曲げ加工が可能な下請業者を選定し、その工場の能力を反映した少ないパネル割りを行った。パネルの継手方法については、一般的に現場溶接による接合が多く用いられるが、施工期間、品質確保の点から高力ボルト継手を採用した(第26図)。

5.3.4 根巻きコンクリート

2 本柱の基部は、剛構造やヒンジ構造となっており、いずれも鋼板巻立てだけでは基部の補強が不足している。このため基部をどのように補強するかが大きな課題であった。

第4表 設計基準による比較

Table 4 Comparison of design specification

判定式	AASHTO	本工事に作成された基準
式 25 ⁽⁴⁾ (圧縮ひずみ)	$\gamma_c \leq 2.5^{*1}$	$\gamma_s \leq 2.5$
式 26 ⁽⁴⁾ (局部せん断ひずみ)	$\gamma_c + \gamma_{s,s} + \gamma_r \leq 5.0^{*2, *3}$	$\gamma_c^{DL+LL} \leq 5.0$
式 27 ⁽⁴⁾ (地震時ひずみ)	$\gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5\gamma_r \leq 5.5$	$\gamma_c^{DL+LLs+ E } + \gamma_s + \gamma_r \leq 6.0$

(注) *1: $\gamma_c = \frac{3P(1+8GkS^2/E_\infty)}{4GkSAr}$ $S > 15$

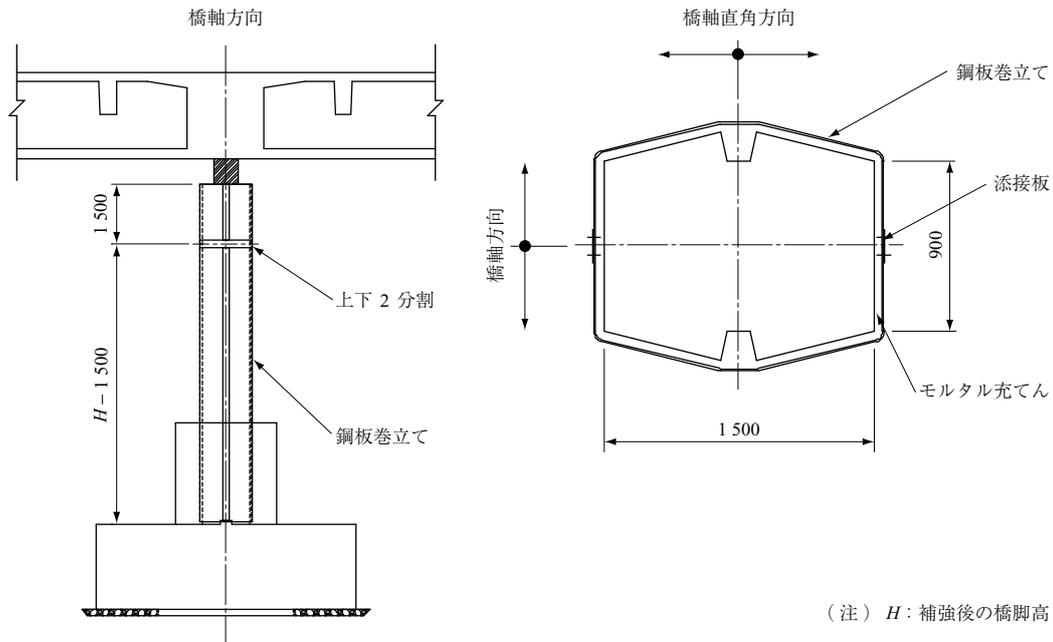
*2: $\gamma_r = \frac{B^2\theta}{2iT}$

*3: $\gamma_s = \frac{\Delta}{T_r}$

第5表 支承計算結果

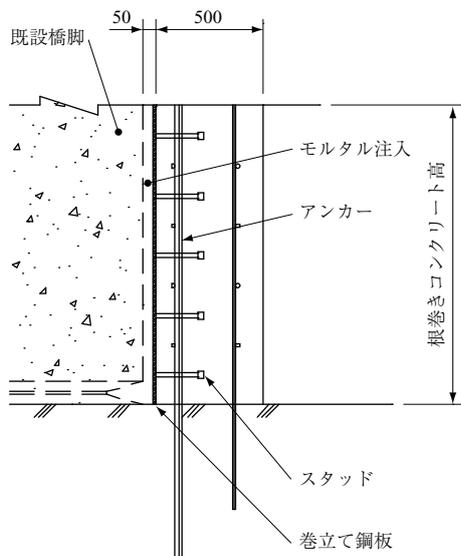
Table 5 Calculation results of bearing

判定式	AASHTO		本工事に作成された基準	
	計算結果	許容値	計算結果	許容値
式 25 ⁽⁴⁾ (圧縮ひずみ)	1.94	2.50	1.50	2.50
式 26 ⁽⁴⁾ (局部せん断ひずみ)	3.98	5.00	1.32	2.50
式 27 ⁽⁴⁾ (地震時ひずみ)	3.66	5.50	4.72	6.00



第 26 図 巻立て鋼板の分割 (単位: mm)
 Fig. 26 Division of lining steel (unit: mm)

「ゴールデンホーン橋」では、巻立て鋼板に固定されたブラケットを介して鉄筋アンカーを基礎へ固定する方法を用いた。しかし、本橋梁ではヒンジ構造の橋脚に関して、同様の構造では耐力が不足することが分かった。そこで、第 27 図に示すように、基部に根巻きコンクリートを設置し、鋼板とコンクリートはスタッドボルトで、コンクリートと基礎は鉄筋アンカーで固定することによって曲げモーメントに対して抵抗できるように補強を行った。2 本柱基部の断面照査結果を第 6 表に示す。



第 27 図 根巻きコンクリート定着部 (単位: mm)
 Fig. 27 Anchor of footing (unit: mm)

第 6 表 2 本柱の断面力照査
 Table 6 Section force of two-leg column

橋脚	断面力		既設橋脚 許容耐力	補強後橋脚 許容耐力	発生力 (動的解析)
P2, P3 P8 ~ P27	橋軸せん断力 (kN)	最大	793	1 289	816
		最小	-793	-1 289	-927
	橋直せん断力 (kN)	最大	877	1 769	1 040
		最小	-877	-1 769	-956
	橋軸方向 曲げモーメント (kN・m)	最大	0	10 221	9 494
		最小	0	-10 221	-8 364
橋直方向 曲げモーメント (kN・m)	最大	9 086	12 268	9 884	
	最小	-9 086	-12 268	-10 922	
P4, P7, P28	橋軸せん断力 (kN)	最大	793	1 817	761
		最小	-793	-1 817	-843
	橋直せん断力 (kN)	最大	877	1 960	887
		最小	-877	-1 960	-875
	橋軸方向 曲げモーメント (kN・m)	最大	7 020	10 080	7 566
		最小	-7 020	-10 080	-6 856
	橋直方向 曲げモーメント (kN・m)	最大	9 086	12 638	7 549
		最小	-9 086	-12 638	-7 894

5.3.5 ロックアップデバイス

1章で述べたとおり、上部工は P16～P17 間においてゲルバー構造をもっている。そのため、地震時においては上部工の位相差によって両端部の干渉発生が懸念された。このため上部工を一体化することも考えられたが、橋長が 800 m となり、免震支承における温度変動時の移動量が増加することから、この支承の設計に影響を及ぼすことが分かった。そこで、温度変動時（常時）などの比較的遅いスピードには可動し、地震時などのスピードが速いときにはロックする機能を備えたダンパ（ロックアップデバイス）をゲルバー部に設置することで地震時には上部工が一体となるよう対処した。動的解析の結果、橋軸方向には 1 主桁当たり約 14 000 kN の軸力が作用するため、7 250 kN/個の能力のロックアップデバイスを 1 主桁当たり 2 か所設置することとした（第 28 図）。

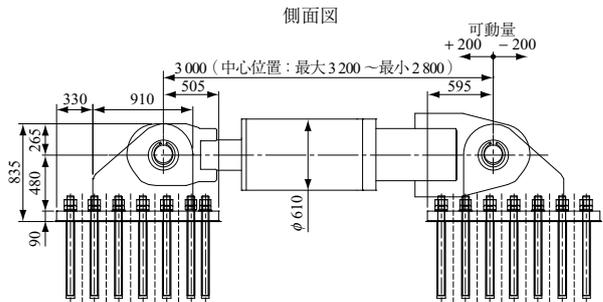
6. 「第一ボスポラス橋」のハンガープレート交換

6.1 概要

前述のとおり、クラック調査によってハンガープレートの交換が必要となったのは合計 8 か所で、第 29 図にその該当箇所を示す。北面 5 か所と南面 3 か所のうち 2 か所（北面 No. 3, 4）が支間中央付近のショートハンガーで、残りの 6 か所はケーブル長が 70 m 以上のロングハンガーであった。

ショートとロングどちらのケーブルにおいても基本的には以下の手法にてプレートの交換を行った。

- (1) 補剛桁側に仮定着のための部材を設置

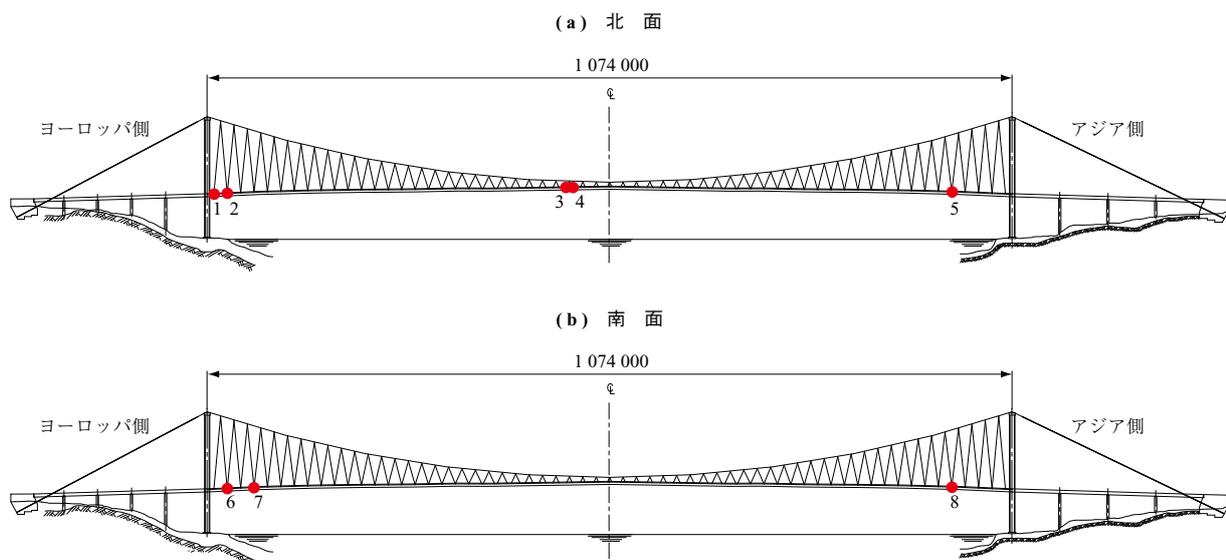


第 28 図 ロックアップデバイス（単位：mm）
Fig. 28 Lockup device (unit : mm)

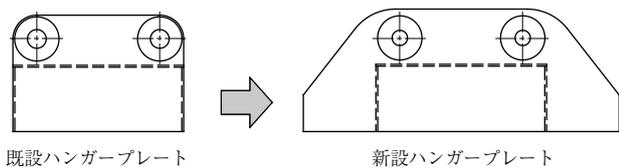
- (2) ケーブル側に仮定着点（ケーブルクランプ）を設置
- (3) 2 点間をジャッキによって引込み、ハンガーケーブルを無応力状態とする
- (4) ケーブルとハンガープレートを結合しているピンを解放
- (5) 既設のハンガープレートを撤去
- (6) 新設ハンガープレートを設置後ピン再挿入
- (7) 仮ハンガーから既設ハンガーへ張力移行
- (8) 仮設部材の撤去

新規に設置するハンガープレートは作用応力を低減することを目的として、第 30 図に示すようにハンガープレート形状を既設部材よりも大きくしている。

必要引込み張力は、完成系を再現した吊橋全体モデルによる大変形解析結果と、現地の張力測定結果をもとに不均等などの影響を考慮のうえ、ショートハンガーについては



第 29 図 ハンガープレート交換箇所（単位：mm）
Fig. 29 Location of replacement (unit : mm)



第 30 図 ハンガープレート形状
Fig. 30 Hanger-plate dimension

1 700 kN, ロングハンガーについては 1 300 kN と設定した。ケーブル張力は、季節のみならず日中の温度変化に対しても敏感に変動するので、使用するジャッキの能力を決定するには温度の影響を十分に考慮する必要がある。

6.2 ショートハンガー用プレート交換工法

第 31 図に示すとおり、メインケーブル側の定着点にはフッキングフープを使用し、鉛直力をメインケーブルに、水平反力をハンガークランプに伝達する構造となっている。1 本の仮ハンガーケーブルで 2 本分の既設ケーブル張力が解放できるように仮設備の計画を行い、仮ケーブル引込みには 2 000 kN の油圧ジャッキを 1 基使用した。ショートハンガー用プレート交換状況を第 32 図に示す。

6.3 ロングハンガー用プレート交換工法

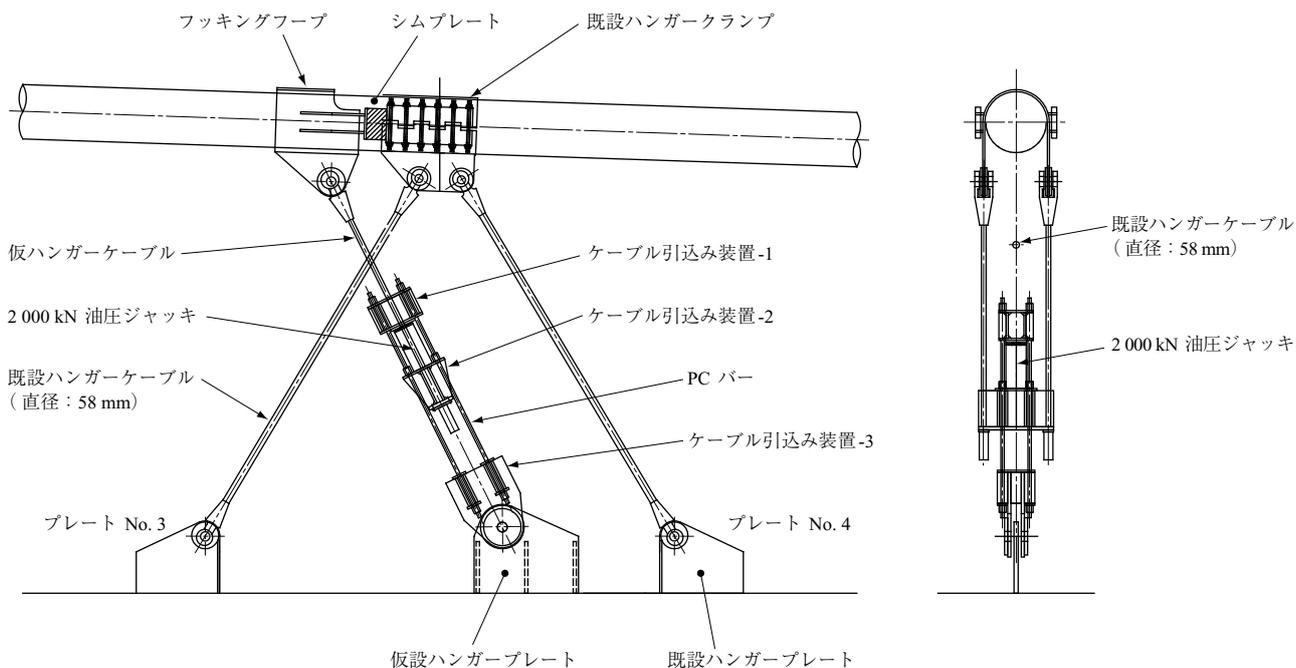
70 m 以上のケーブルを全長にわたって無応力状態にすることは現実的ではない。したがって第 33 図に示すとおり、桁側のケーブル定着点から 7 m 付近にケーブルクランプを設置し、700 kN のセンタホールジャッキを 2 基使



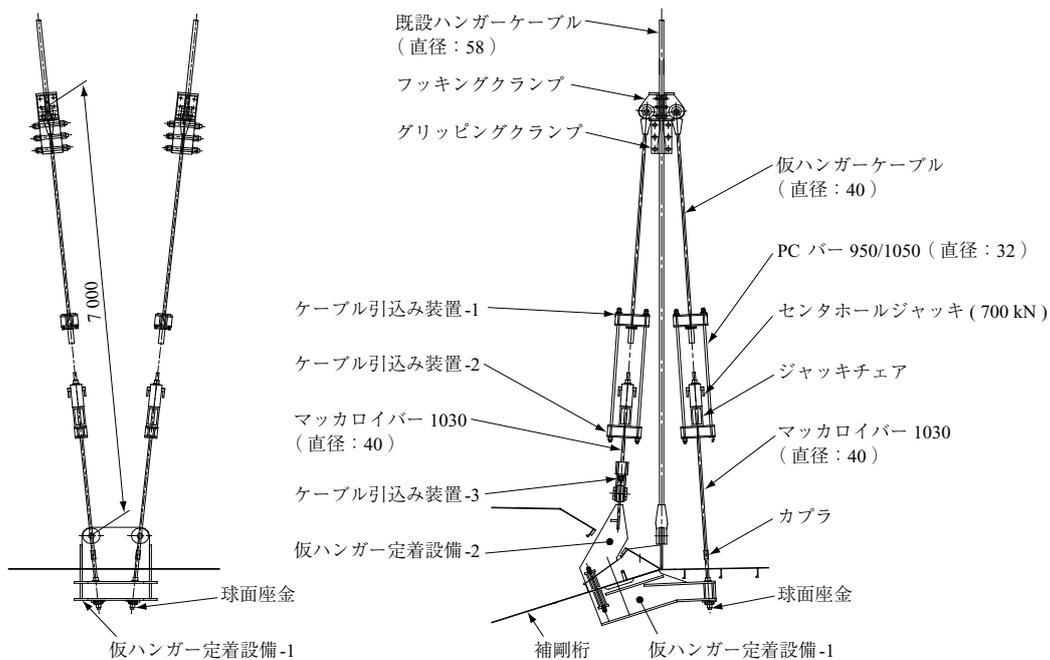
第 32 図 ショートハンガー用プレート交換状況
Fig. 32 Working condition for short hanger cable

用してクランプとプレート定着点間のケーブル張力のみを解放することにした。ロングハンガー用プレート交換状況を第 34 図に示す。

第 35 図に示すようにケーブルクランプはフッキングクランプとグリッピングクランプで構成されている。グリッピングクランプには円錐形の孔があり、下方から三割りにしたくさびが挿入できる構造となっている。くさびの外面は円滑に機械加工し（第 36 図）、さらにクランプ使用時



第 31 図 ショートハンガー用プレート交換設備
Fig. 31 Equipment for short hanger cable



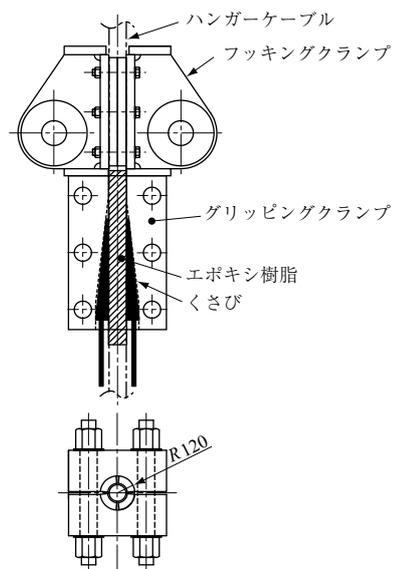
第 33 図 ロングハンガー用プレート交換設備 (単位: mm)

Fig. 33 Equipment for long hanger cable (unit: mm)



第 34 図 ロングハンガー用プレート交換状況

Fig. 34 Working condition for long hanger cable



第 35 図 ケーブルクランプ (単位: mm)

Fig. 35 Cable clamp (unit: mm)

には潤滑剤を塗布して、くさびとクランプとの摩擦係数を極力低減させるようにした。逆にくさび内面には凹凸を設けて (第 37 図), クランプに張力が作用すると、くさびとケーブル表面との間に生じる摩擦によってより大きなグリップ力を得ることができるようにした。

当初、くさびとケーブル表面との間に生じる摩擦係数は 0.15 を想定していたが、実際のハンガーケーブルにはメッキされたストランドロープが使用されており、ケーブルとくさび表面の摩擦が不十分で、くさびが滑って所定の効果は得られなかった。この問題に対してケーブル表面に



第 36 図 くさび外面

Fig. 36 Outer wedge surface



第 37 図 くさび内面
Fig. 37 Inner wedge surface

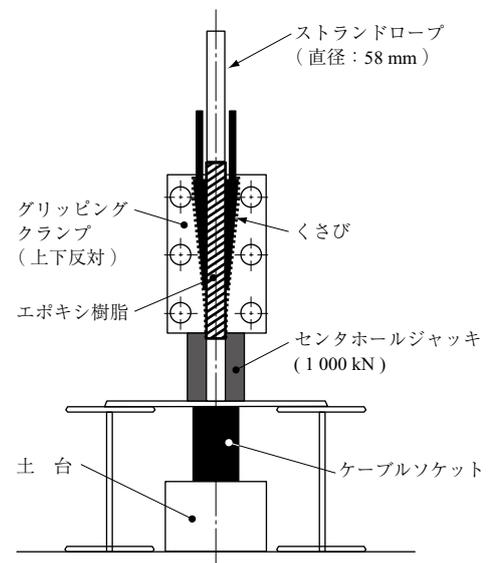


第 39 図 ケーブルクランプ試験-2
Fig. 39 Cable clamp test 2

エポキシ樹脂を塗り固めることで解決を図った。これによって次のような効果が期待できた。

- (1) 樹脂がストランド表面の凹凸に食い込むためグリップ力が向上する。
- (2) くさびとケーブルが直接接触しないので、くさびの凹凸でケーブル表面が傷つく心配がない。
- (3) 装着が現場で容易にできて、また脱着もハンマで叩き割る程度で容易に行うことができる。

これらの効果については使用前に確認試験を行い、要求性能を満足できることを確認したうえで実機に適用した。確認試験の状況を第 38 図と第 39 図に、試験設備を第 40 図に示す。



第 40 図 試験設備
Fig. 40 Test equipment



第 38 図 ケーブルクランプ試験-1
Fig. 38 Cable clamp test 1

6.4 今後の展望

補剛桁本体の補強を除いて、本工法の一連の作業に要した時間はショートハンガー、ロングハンガーともプレート 1 か所当たり 10 日程度であった。本作業においてはジャッキ引込み設備の設置、撤去とケーブル引込み時のみ夜間 1 車線規制で作業を行い、主となるハンガープレートの交換については管理用通路にて交通規制なしの状態で行った。「第一ボスポラス橋」を含むルートはイスタンブール内でも重要で非常に交通量の多い道路であるが、本工事に關して第 3 者からの苦情はほとんどなく、都市部に建設された吊橋のメンテナンス業務に本工法は非常に効果的であると言える。また今後、供用開始から 30 年を経過する吊橋が増大するなかで、ハンガープレートの

みならずハンガーケーブル本体の交換など、本工法は同種のメンテナンスを行う場合に有効な工法の一つになるものと思われる。

7. 結 言

本稿では、イスタンブールで行われた耐震補強工事のなかから幾つかを紹介した。本プロジェクトは日本のトルコへの特別円借款によって実施されたこともあり、設計方法は日本の基準である道路橋示方書に従う部分が多いが、部材によっては諸外国の基準も考慮して合理的な設計を行っている。これらの耐震補強技術が、トルコだけでなく広く認知され、今後の耐震補強工事の参考となれば幸いである。

参 考 文 献

- (1) 立松 博, 社浦潤一, 八尾浩司, 忌部史郎: オルタキョイ高架橋耐震補強工事の施工報告 プレストレストコンクリート技術協会第 18 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集 2009 年 10 月 pp. 71 - 74
- (2) 日本道路協会: 道路橋示方書 V 耐震設計編 2002 年 3 月 pp. 399 - 405
- (3) FKK フレシネー工法施工基準 No. 8 フラットジャッキ 2007 年
- (4) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) : Guide Specifications for Seismic Isolation Design (2000)