

8. トルコ共和国耐震補強工事報告 —イスタンブール市における耐震補強工事の設計・施工—

企画委員会 国際小委員会
北山暢彦 河原謙二郎
杉村 誠 山下 亮

1. はじめに

「イスタンブール地区長大橋梁耐震補強工事」では、はじめにトルコ共和国政府によりイスタンブール市内の道路網のなかから、災害時の重要路線が工事対象として選定された。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検討され、その結果以下の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) ゴールデンホーン橋アプローチ（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、さらには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、それらの取替え工事が追加された。

本稿では、それらのなかから、耐震補強例の代表的なものを紹介することを目的とし、以下の橋梁の耐震補強について報告を行う。

- (1) ゴールデンホーン橋の耐震補強
- (2) オルタキョイ高架橋の耐震補強
- (3) メジデキョイ高架橋の耐震補強
- (4) 第1ボスポラス橋のハンガープレートの交換

2. 耐震補強設計に用いた地震波と耐震性能

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2通りであり、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%、

2475年に一度発生する確率である。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）を準用した箇所もあるが、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。図-1にFEEとSEEの加速度応答スペクトル（減衰5%）を示す。耐震性能は前述の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。

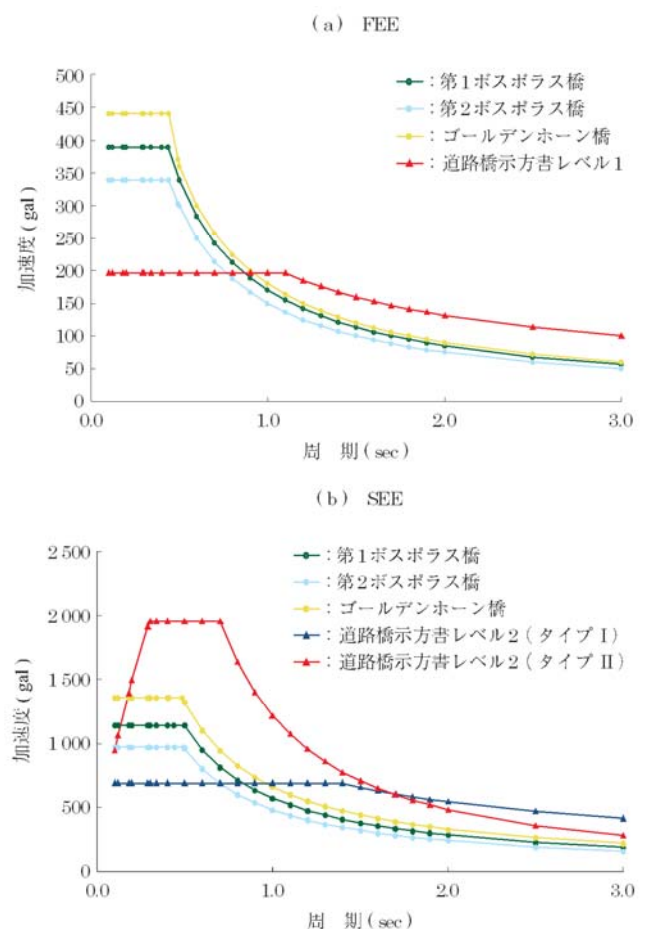


図-1 加速度応答スペクトル

3. ゴールデンホーン橋の耐震補強

3. 1 橋梁概要

本橋は、当初中央に8径間連続鋼床版鈹桁が建設された。その後交通量の増加により両側に8径間連続鋼床版箱桁が追加された。前者の完成が1974年でこれらは旧橋と呼ばれ、後者は1998年に完成して新橋と呼ばれている。本橋は橋長が長いにもかかわらずA1で一点固定となっており、橋脚はRCの六角中空断面となっている。既設橋梁の構造一般図を図-2に示す。

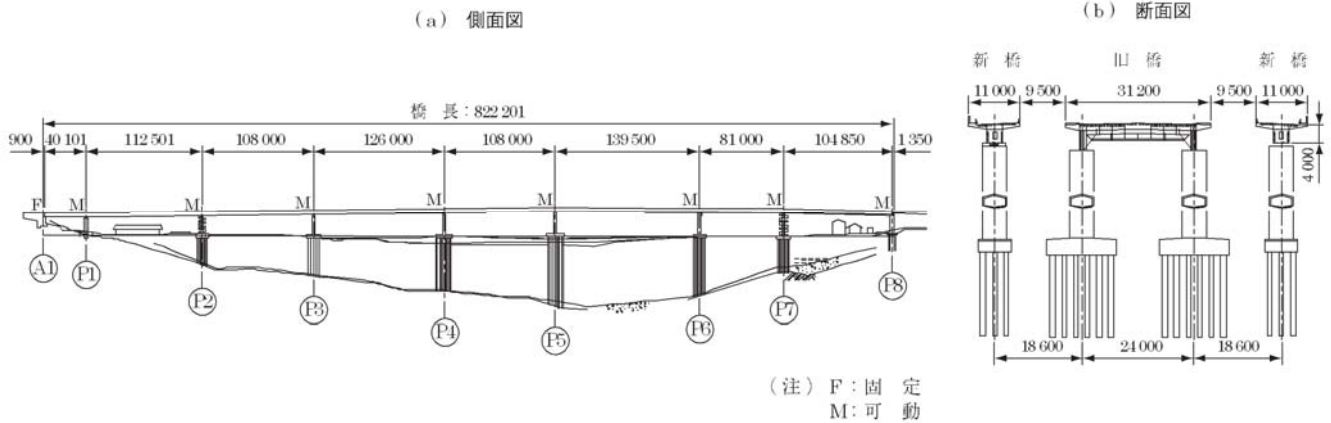


図-2 ゴールデンホーン橋 構造一般図

3. 2 耐震補強設計

本プロジェクトでは前述した地震波が用いられることとなり、既設の耐震設計よりも大きな水平震度を想定することとなった。耐震設計は3次元骨組みモデルを用いた時刻歴応答解析を実施することにより行った。はじめに既設橋梁の照査を行った結果、端支点であるA1が一点固定のため、橋軸方向の地震時には水平力がここに集中する構造であることから、それらの水平力に対して部材補強や橋台の補強を行なうことが困難であることと、RC橋脚に十分な耐力が無いことが分かった。そこでA1橋台に関してはダンパーを挿入して橋台の耐力を超えないような水平力をA1橋台で負担することとした。またRC橋脚に対しては鋼板巻き立て補強を行なうこととした。耐震補強項目は

- (1) ダンパー設置工
- (2) 橋脚鋼板巻き立て補強
- (3) フーチング増し厚
- (4) 支承取替え
- (5) 桁かかり長の確保

- (6) 変位制限装置設置工
 - (7) 落橋防止装置設置工
 - (8) 支点部補強
 - (9) 横桁補強 (旧橋のみ)
 - (10) 伸縮装置の取替え
- などが挙げられるが、ここではおもに(1)、(2)の2項目について報告する。

(1) ダンパー設置工

ダンパーの反力は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。その結果旧橋では橋梁あたり12,000kN、新橋は橋梁あたり6,000kNとした。ダンパーについてははじめ油圧ダンパー等を検討したが、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ーを用いることとした。旧橋に取付けられたダンパーを写真-1に示す。これ



写真-1 旧橋に取付けられたダンパー

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。ダンパー一個あ

たりの反力は 3,000kN で、旧橋には桁あたり 2 基で合計 4 基、新橋には各桁に 2 基配置した。許容移動量は旧橋で±250mm、新橋で±200mm である。また既設の固定支承はダンパーを機能させるために取り替えた。

(2) 橋脚鋼板巻き立て補強

既設の橋脚は六角中空断面の RC 橋脚である。(図-3 参照) これらを M-θ モデルとして動的解析を行ない、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なった。補強方法は鋼板巻き立てとし、曲げ補強を目的として巻き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。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、横拘束筋のはたらきが重要であるが、既設の橋脚にはそれらは配置されていなかった。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、それらと巻き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はたら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。また橋脚表面と巻き立て鋼板の間はスペーサーを用いて 40mm の隙間とし、その間に無収縮モルタルを充填して密着性を向上させた。

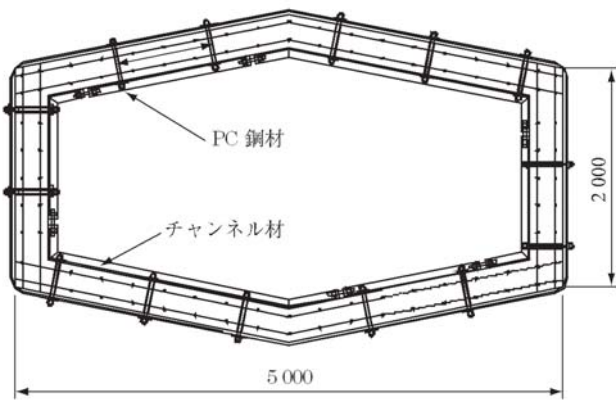


図-3 橋脚補強断面

4. オルタキョイ高架橋の耐震補強

4.1 橋梁概要

既設橋梁の構造一般図を図-4 に示す。本橋は、約 35 年前に建設された PC9 径間連続 T 桁橋であり、上部工は、PC 梁を有する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、かぶりコンクリートが剥落し、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。そのため、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、上部工の反力を既設橋脚から新設橋脚に移行することによって、所定の耐震性能を満足させることとした。

4.2 耐震補強設計

本橋の耐震補強項目は、

- (1) 新設 RC 橋脚
- (2) 新設 PC 横梁
- (3) 新設 PC 横梁への反力移行
- (4) 新設上部工横桁
- (5) 橋軸直角方向変位制限ブロック
- (6) 橋軸方向落橋防止ケーブル
- (7) 伸縮装置設置

であった。本稿では、(1)～(3) について報告する。

(1) 新設 RC 橋脚

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 500mm 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、図-5 に示すとおり、矩形の中空断面であり、中空部への鉄筋の配置およびコンクリートの打込みを想定すると、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。

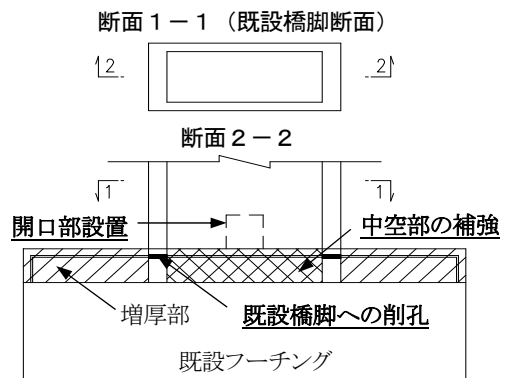


図-5 フーチング増厚案

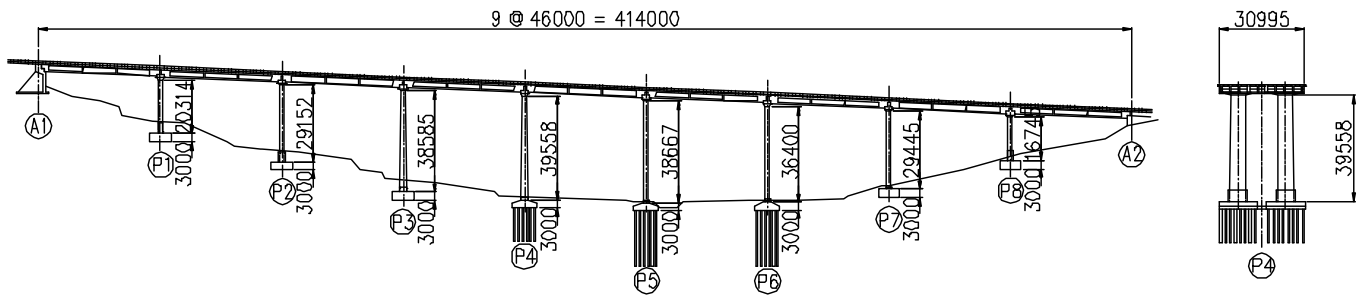


図-4 オルタキョイ高架橋 構造一般図

そこで、図-6 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より、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より、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。

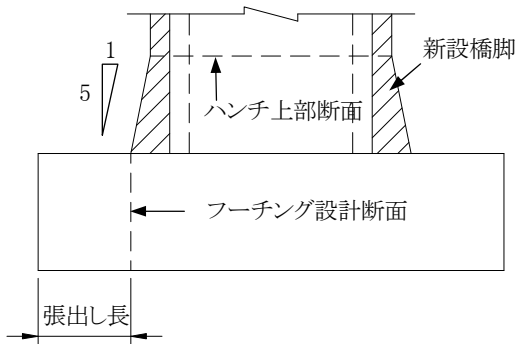


図-6 橋脚下部の構造

(2) 新設 PC 横梁

新設横梁は、上部工の反力を新設橋脚に移行するための構造で（図-7）、既設横梁の周囲に構築するものとした。新設横梁はプレストレス構造とし、設計荷重作用時には、コンクリートの応力度が許容応力度以内であることを照査した。

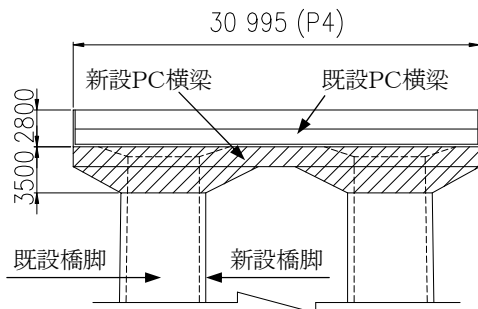


図-7 新設 PC 横梁

地震時においては、ラーメン構造のため、正負の曲げモーメントが横梁付根に作用する。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¹⁾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。

(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、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フラットジャッキを使用した。

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 (2mm) および新設ゴム支承のクリープによる変形 (4mm、総ゴム厚の 3%と仮定) に安全係数 3 を考慮し、その量を 14mm と設定した。

フラットジャッキは円形断面 (直径 500mm) で、支承の平面寸法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 36mm) を設置した。ここで、鋼板の厚さは 3 次元線形 FEM 解析を用いて決定した。

5. メジデキョイ高架橋の耐震補強

5. 1 橋梁概要

本橋は、イスタンブール市シシリ地区に約 35 年前に施工された 29 径間連続 PC 箱桁橋、P16～P17 間は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 1 ボスポラス海峡大橋、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

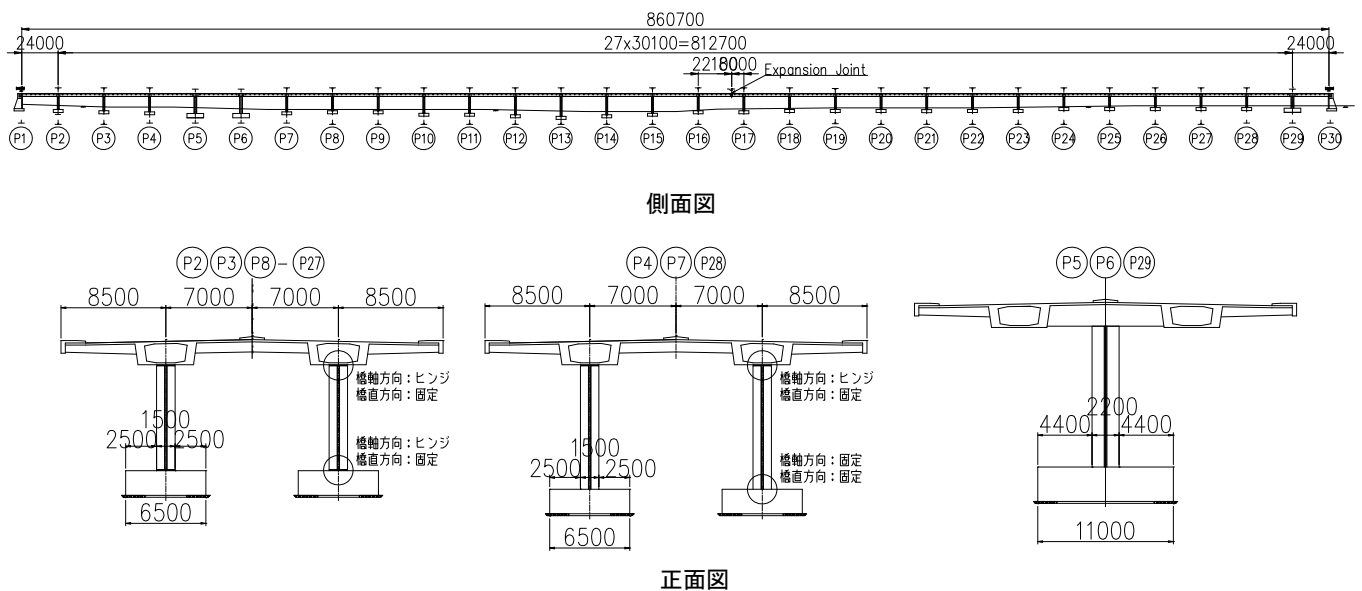


図-8 メジデキョイ高架橋 構造一般図

ける道路網確保という観点から非常に重要視され、本高架橋の耐震性向上が急務であった。橋脚構造は図-8に示す通り、大きく分けると1本柱と2本柱があり、さらに2本柱は柱基部とフーチングとの結合方法で2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抵抗、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、6、29の3つの1本柱でしか抵抗しない設計であった。そのため、2本柱の既設フーチングも地震に対しての耐力が小さいので、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。

既設構造物の補強工事では制約条件が必ずあり、本橋梁も同様にいくつかの制約条件があったため設計段階からそれらの制約条件を考慮した設計をする必要があった。特に、既設構造物の既存耐力の評価と高架橋・街路ともに昼夜問わず重交通による渋滞が発生している中での施工可能な工法の検討については、耐震化をどの様に実施するか耐震補強方法自体の決定に影響があった。検討の結果、以下が判明した。

- (1) 橋脚を十分に補強してもフーチングの耐力の方が不足
- (2) 交通規制等の問題から2本柱のフーチング補強は不可能

そして、これらの問題に対して以下の手法を取ることにより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) 免震化により、橋脚に作用する断面力の低減
- (3) 1本柱はRC巻き立て、2本柱は鋼板巻き立て
- (4) 2本柱基部はコンクリート巻き立て補強

5. 2 耐震補強設計

本橋梁における設計基準は道路橋示方書を基本とし、支承の設計のみ客先要求事項でもありAASHTOに準じて実施した。また、動的解析については、本橋梁の重要性からFEE（中規模地震：レベル1相当）、SEEレベル（大規模地震：レベル2相当）においてそれぞれ7波考慮することとなり、さらに鉛直を考慮した地震波を用いることとなった。耐震補強内容としては、表-1に示す通りであるが、ここでは次の2項目について報告する。

表-1 耐震補強項目

		P1 P30	P2-P4 P7-P28	P5,P6 P29
上部工	伸縮装置取り替え	○		
	落橋防止装置	○		
	橋直方向ダンパー	○		
	免震支承		○	○
	スラット支承	○		
	横梁補強			○
下部工	鋼板巻き立て		○	
	RC巻き立て			○
	根巻きコンクリート補強		○	
	新設横梁			○

(1) 免震支承の設計 (動的解析)

支承の設計において、橋脚に作用する力を制御するため動的解析による結果が重要となる。既設橋脚を補強してもフーチング耐力の制限から、橋脚に作用する力を制御する必要があったため、橋脚へ作用する最大水平力 (SEE レベル) を約 1,000kN と制限した。そのため、支承の履歴曲線は図-9 の様な形状が必要となり、エネルギー吸収のため最大変位量 (SEE レベル) は約 370mm 弱という結果となった。また、日本では一般的にレベル 1 (FEE レベル) において、橋軸直角方向の移動をサイドブロック等にて変位を拘束するが、本橋梁では軸直角方向 FEE レベルでもフーチング耐力が不足していたため、全方向移動の免震支承を設置することとした。

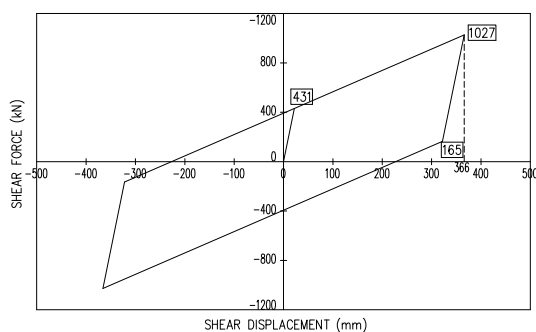


図-9 支承履歴曲線

(2) 鋼板巻き立て

既設橋脚は六角断面を有し、かなり小さい断面形状であった。そのため、鋼板巻き立て補強を行っても橋脚の耐力は不足するため、橋脚の初降伏まで許容することとし、せん断耐力の向上だけでなく、巻き立てた鋼板を引張鉄筋として考慮して曲げ耐力を決定した。巻き立てコンクリートと鋼板、フーチングの接合はスタッド及び鉄筋アンカーを用いることにより、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。

6. 第1ボスポラス橋のハンガープレートの交換

6.1 橋梁概要

トルコ共和国のイスタンブールに位置する第1ボスポラス橋は中央径間 1074m 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、1973年の開通からすでに35年が経過しており、2004年に強風により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

ートのケー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にて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、全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。本稿ではこの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。

6.2 設計基本方針

図-10 にハンガープレートの交換が必要となった箇所を示す。

北面5箇所と南面3箇所の合計8箇所のうち2箇所(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箇所はケーブル長が70m以上のロングハンガーであった。

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
- (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り引込み、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
- (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

本作業においてはジャッキ引込み設備の設置、撤去時およびケーブル引込み時のみ交通規制を行い、ハンガープレートの交換作業は交通規制なしの状態で行った。尚、新規製作のハンガープレートは作用応力を低減することを目的に既設部材よりも形状を大きくしている。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1,700kN、ロングハンガーについては1,300kNと設定した。

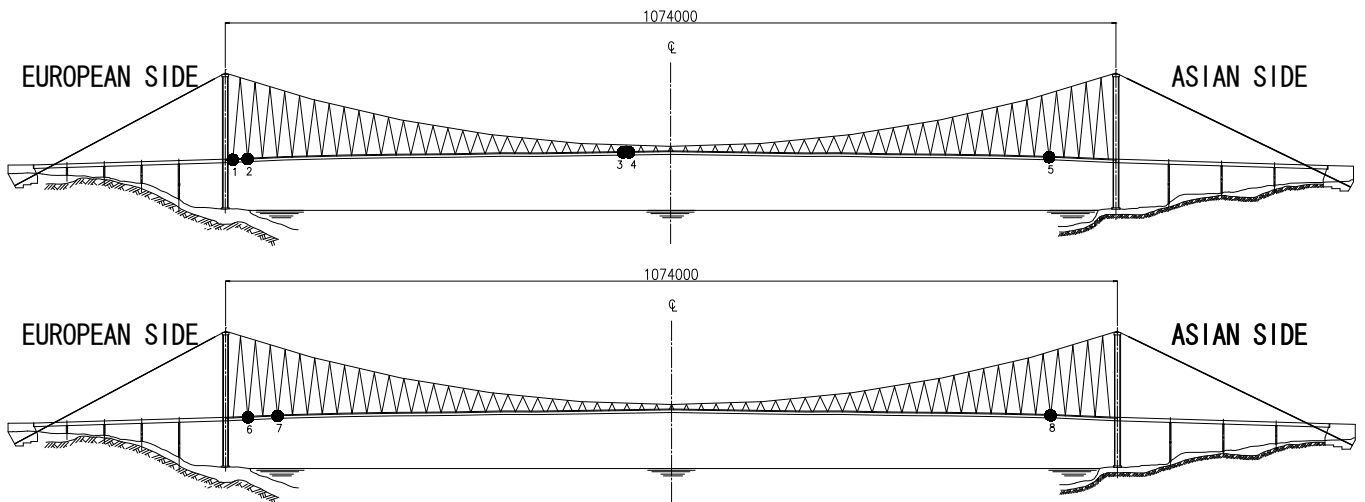


図-10 第1ボスポラス橋 ハンガープレート交換箇所

6.3 ショートハンガープレート交換工法

図-11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2,000kNの油圧ジャッキを1基使用した。

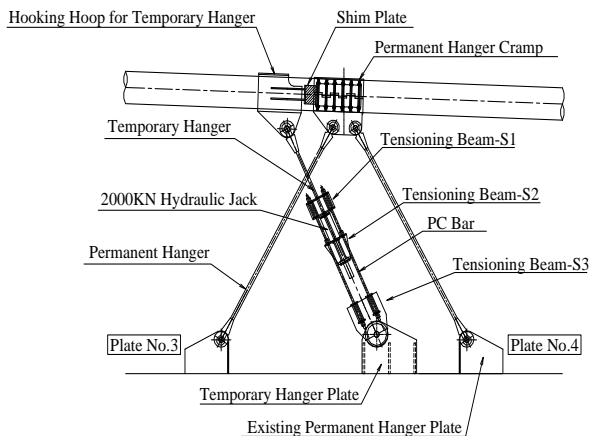


図-11 ショートハンガープレート交換工法

6.4 ロングハンガープレート交換工法

70m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。したがって図-12に示すとおり、桁側のケーブル定着点から約10mの位置にケーブルクランプを設置し、その位置と桁側仮定着点間のケーブル張力のみを解放することにし、仮ケーブル引込みには700kNのセンターホールジャッキを2基使用した。

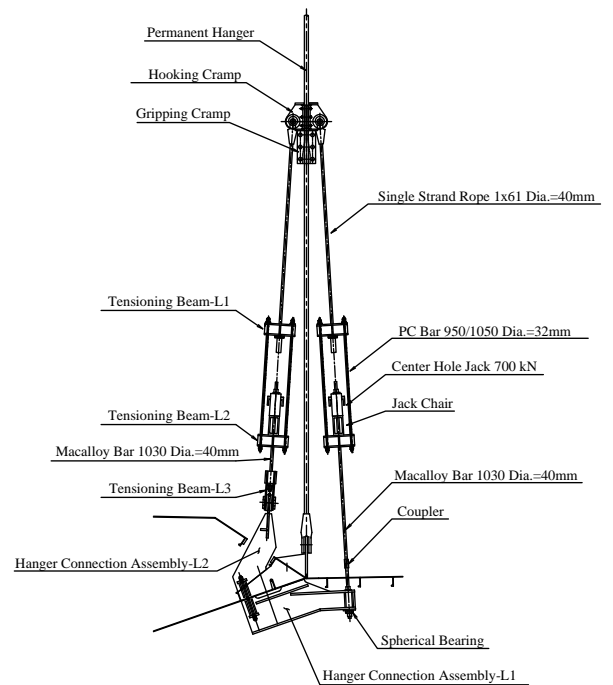


図-12 ロングハンガープレート交換工法

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。くさびの外面は機械加工し、さらにクランプ使用時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グリップ力を得ることができ

るようにした。図-13にケーブルクランプの構造を示す。

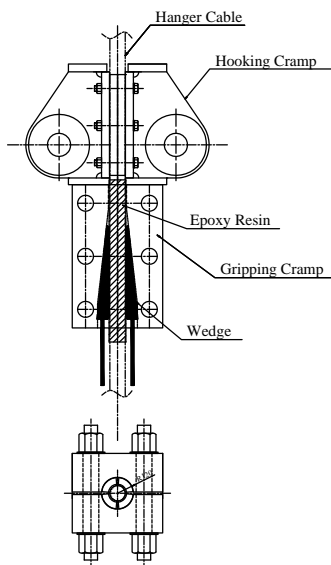


図-13 ケーブルクランプ

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はメッキされたストランドロープであり、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。これにより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、また脱着もハンマー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ている。

7. おわりに

本稿は、「土木学会第64回年次学術講演会」に発表された内容を一部編集して引用した。本プロジェクトにおける設計方法は、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なっている。これらの耐震

補強技術が広く認知され、今後の耐震補強工事の参考となれば幸いである。最後に、発注者であるトルコ政府の関係者の皆様、工事関係各位に深く感謝の意を表します。

[参考文献]

- 1) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成14年3月 日本道路協会
- 2) FKK フレシネー工法施工基準 No.8 フラットジャッキ 2007年
- 3) GUIDE SPECIFICATIONS FOR SEISMIC ISOLATION DESIGN : AASHTO