

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.25 No.97 2001.8

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第97号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.97

予防保全の視点……………	第二管理局 局長	谷 中 幸 和…1
Stance of Preventive Maintenance		
剛体基礎の簡易応答計算法の開発……………	長大橋技術センター 技術情報課長代理	福 永 勸…2
Establishment of Simplified Calculation Method for the Seismic Response of Rigid Foundations		
海峡部コンクリート構造物の現況……………	保全部 橋梁保全課長代理 保全部 橋梁保全課	川 上 賢 明…10 林 昌 弘
Present Conditions of the Offshore Concrete Structures		
因島大橋ハンガーロープ開放調査について……………	第三管理局 保全部 計画課付	前 田 泰 男…16
Study on the Peeled-off Suspender Ropes of Innoshima Bridge		
陸上部橋梁の電気防食工事……………	第三管理局 今治管理事務所 維持補修課長代理	杉 山 剛 史…23
Electric Corrosion Protection Work on Highway Bridges		
我が国におけるITSの現況……………	長大橋技術センター 技術情報課長代理	塚 原 修…32
Present State of ITS in Japan		
海外報告（エチオピア）……………	第二管理局 保全部付	長 尾 日出男…39
Overseas Report (Ethiopia)		
海外報告（エジプト）スエズ運河連絡橋……………	企画開発部 上席審議役	金 沢 克 義…42
Overseas Report (Egypt) Suez Canal Bridge		
技術ニュース……………		44
The Latest Information		
文献紹介……………		46
Related Technical Report in Other Publications		

本四技報総目次：次回掲載予定：第105号

本四技報 第98号（H13.12）掲載予定

- ・ 本四耐風設計の高度化
- ・ 南北備讃瀬戸大橋緩衝工交換工事
- ・ 瀬戸大橋防災用給水管の変状原因の究明と対策
- ・ 芸予地震－被害とその対策－
- ・ 芸予地震－現地の対応－
- ・ 道路橋示方書改訂の概要

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。

海峡部コンクリート構造物の現況

Present Conditions of the Offshore Concrete Structures



南北備讃瀬戸大橋 4 A 東面のボーリング状況

Boring work at the east side of Minami and Kita Bisan-seto Bridges 4 A



大鳴門橋 1 A リフト車を使った
道路桁スラブ底面の調査

Investigation on downside of roadway
deck slab by using a lift car of Ohnaruto
Bridge 1 A

陸上部橋梁の電気防食工事

Electric Corrosion Protection Work on Highway Bridges



チタン溶射状況

Titan spray



第一大三島ランプ橋施工後全景

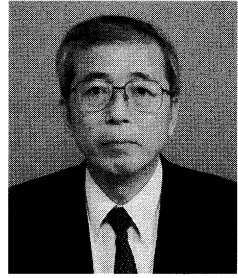
View of the first Ohmishima ramp bridge after the work

予防保全の視点

Stance of Preventive Maintenance

第二管理局 局長 谷 中 幸 和

Yukikazu Yanaka



平成10年5月に当時の本社維持施設部が「本州四国連絡道路保全五ヶ年計画」を作成した。その中に以下の基本理念が明記されている。

「貴重な社会資本を長期に亘り健全に保つため、点検による健全度評価をベースとし、長期的な視点に立った積極的な予防保全をめざす。」

この「予防保全」の視点が維持管理を担当する技術職員の物の見方や考え方、やや大袈裟に言えば生き方に関し重要な意味を持ち、これを更に推進することが必要であると考えられる。

その意義をいくつかの実例で説明する。

1つは、コンクリート構造物の保全に関してである。

従来コンクリート構造物は点検において表面に現れるクラックを観察しその幅の大きさや進展の度合いを基準に補修の要否を判定することが行われてきた。また補修についてもひび割れを塞ぐことが主な目的とされてきた。

それに対し「予防保全」の視点から今までの対応を見直したとき、ひび割れは何故起きるのか、構造物の劣化はどのような形態と時間経過をたどるのか、それぞれの原因及び劣化形態に適応する補修方法は何か、耐用年数の間にかかる総費用はいくらになるか、等について考察することが必要となる。

今まで行ってきた点検や補修方法を「予防保全」の視点で見直すと、ひび割れの観察だけでは不十分であり、コンクリート内部の鉄筋がどのような腐食環境にあり、更に現状の腐食状況はどの程度であるかを知ることが重要であることがわかる。

また、補修が必要とされた損傷についてはすでに鉄筋に腐食が進んでおり補修費用が多額となることとなり、早期に手当てをすれば費用の少ない補修とすることが出来たと考えられる事例がある。

これらの認識から、点検業務に中性化深さや塩分の浸透の程度さらに自然電位法を使った鉄筋の腐食度を調査事項に追加することが必要であり、更に、設計及び施工時のかぶりの確保、コンクリート打設時の品質管理の重要性が再確認された。

次に海峡部橋梁塗装の塗替えについての例を述べる。

海峡部塗装系は本州四国間を結ぶ長大橋梁の鋼材を腐食から守るため、建設当初からその技術的重要性やコス

トへの影響の大きさから専門家を交えた仕様の検討が行われ「鋼橋等塗装基準・同解説」としてまとめられている。この基準の中には「予防保全」の視点が盛り込まれており、防錆効果の高い無機ジンクリッチペイントを鋼材表面に使い、維持管理のコストを軽減する観点から上塗り塗料にポリウレタン樹脂系、及びフッ素樹脂系の塗料を使い耐久性を長期に保つことで塗替えの回数を減らすことが意図されている。塗替えに関する考え方にも現場作業の困難さや費用の増加を回避する上塗り、中塗りの2層の塗装を施すことを15年から20年程度の間隔で繰り返すことを前提としている。

点検においても橋梁の代表的な部位に観察点を設置し定期的に塗膜調査をし劣化の状況や進展度合いを計測することとしている。

この様に、塗替え作業は概ね「予防保全」の視点が概念として取り入れられているが、現場での具体の判断には、現地データの測定精度の向上や作業のための品質管理の手法、コスト削減のための技術開発など取り組むべき課題は多い。

これらの課題に対し技術者は合理性のある科学的手法を見つけ出すことと同時に、現場に出て実物を自分の目で見て判断する力を養う必要があると考えられる。

「予防保全」の視点を持つことの最大の意義は、現場の技術者の姿勢が能動的になることである。従来の点検の報告を受け、要領に照らして補修を発注するという受動的な姿勢と大きな違いが出る。

この姿勢の先に保全技術がまだまだ未完成な技術であり今後の技術開発が必要とされている領域であることが認識され技術の目標が得られること、さらにライフサイクルコストを最小化した保全技術の確立が必要であることが見えてくると考えられる。

また、建設にかかわる設計施工の技術に対する確かな根拠を持ったフィードバックが可能となる技術力が養われることが期待できる。

「予防保全」の視点を目標に掲げ未来志向の技術に積極的に取り組むことが技術者を活性化し、本四公団の橋梁技術を再度世間にアピールすることにつながる重要な取り組みであると考えられる。

剛体基礎の簡易応答計算法の開発

Establishment of Simplified Calculation Method for the Seismic Response of Rigid Foundations

長大橋技術センター 技術情報課長代理 福永 勸
Susumu Fukunaga



概要

「明石海峡大橋耐震設計要領(案)」及び「来島大橋剛体基礎耐震計算法(案)」は、基礎と地盤の動的相互作用に関する理論的ならびに数値解析的研究の成果を導入して開発されたものであるが、支持地盤のひずみ依存性を明確に反映したものとなっていない。また、「来島大橋剛体基礎耐震計算法(案)」においては、偏心傾斜荷重が大きくなった場合に、基礎底面が部分的に剥離する影響を反映させる手法が設計計算法に導入されている。このため、模型基礎を用いた載荷実験を行い、地盤のひずみ依存性や基礎底面の部分的剥離が基礎の応答に及ぼす影響について確認し、地盤のひずみ依存性や基礎底面の部分的剥離の影響を考慮した剛体基礎の簡易応答計算法を開発した。

本報文は、剛体基礎の簡易応答計算法の開発において、これまでの検討経緯を取りまとめたものである。

Although both “the seismic design procedure for the Akashi Kaikyo Bridge (provisional version)” and “the calculation manual for the seismic design of rigid foundations of Kurushima Kaikyo Bridge (provisional version)” were compiled by introducing the results of theoretical and numerical analyses on dynamic interaction between foundation and ground, they both did not reflect clearly the strain dependency of the support ground. In addition, the calculation manual for the Kurushima Bridge introduced the effect of partial ground support at the base of the foundation in the case that eccentric load would become large. Therefore, the loading test using the model foundation was carried out to confirm the effect of strain dependency of ground and the partial ground support on the seismic response of foundation. And, the simplified calculation method was developed for the seismic response considering the above-mentioned effects. This report summarizes the study on the simplified calculation method of seismic response for the rigid foundation.

1. はじめに

本州四国連絡橋の長大橋基礎の設計は、基礎を剛体2自由度モデル(以下、SRモデルと略記)にモデル化して行なわれている。SRモデルでの地盤ばねは、静的変形係数E値を基にした「耐震設計基準¹⁾」(S52.3)、S波速度を基に振動数依存性を考慮した弾性論による「明石海峡大橋耐震設計要領(案)²⁾」(S63.3)(以下、明石要領と略記)、そして、S波速度を基に振動数零時の弾性論による「来島大橋剛体基礎耐震計算法(案)³⁾」(H2.3)(以下、来島計算法と略記)と変遷してきている。

「耐震設計基準」においては、中～大ひずみレベルでの地盤の変形係数に基づく線形ばねを仮定しているが、「明石要領」及び「来島計算法」においては、微小ひずみレベルでの地盤の変形係数に基づく線形ばねを仮定している。「明石要領」及び「来島計算法」は、基礎と地盤の動的相互作用に関する理論的ならびに数値解析的研究の成果を導入して開発されたものであるが、地盤のひずみ依存性については明確に反映されていない。また、「来島計算法」においては、偏心傾斜荷重が大きくなった場合に、基礎底面が部分的に剥離する影響を反映させる手法が、設計計算法に導入されている。しかし、この

ような極度の偏心傾斜荷重下の基礎と地盤の変形特性などに関する実証的資料は非常に少ない。

このため、地盤のひずみ依存性や基礎底面の部分的剥離の影響を検討するために、模型基礎を用いた載荷実験を行い⁴⁾、地盤のひずみ依存性や基礎底面の部分的剥離の影響を考慮した剛体基礎の簡易応答計算法を開発した。そして、平成7年に起こった兵庫県南部地震においては、動態観測結果に対して検証を行った明石海峡大橋基礎の弾塑性FEM解析結果⁵⁾との対比を行って、剛体基礎の簡易応答計算法の妥当性を検証した。

本報文は、剛体基礎の簡易応答計算法の開発において、これまでの検討経緯を取りまとめたものである。なお、「明石要領」以前の剛体基礎の簡易応答計算法については、文献⁶⁾に詳しく述べられているので省略し、「来島計算法」以降の検討経緯について述べたい。

2. 来島大橋剛体基礎耐震計算法(案)

2.1 基礎底面の部分的剥離に対する考え方

従来より適用されてきた「耐震設計基準」及び「明石要領」の方法では、図-1に示すように応答計算で仮定している地盤反力分布と安定照査で仮定している地盤反力分布が異なっている。すなわち、同図(a)の状態で応答

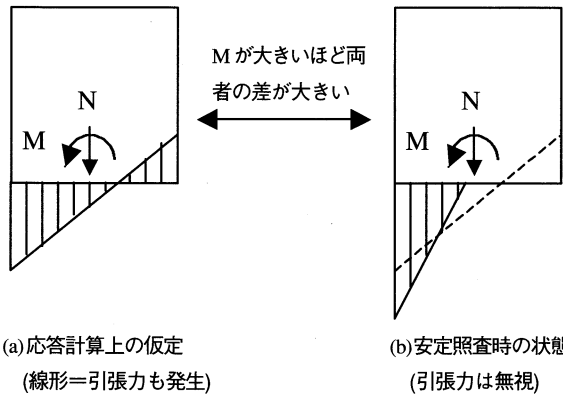


図-1 応答計算で想定している地盤反力分布

Fig. 1 Distribution of ground reaction force assumed in calculation

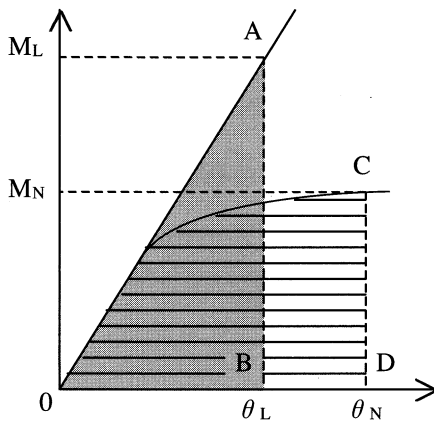


図-2 底面曲げモーメント算出の基本的考え方

Fig. 2 Basic concept of calculation of base bending moment

計算により得られた地盤反力分布を、モーメント M は同一で、地盤反力分布のみを同図(b)のように変更して、安全側 (= 安定上厳しい状態) の安定照査を行っていた。しかし、同図(a)では、現実には生じ得ない基礎～地盤間の引張力を考慮しているため、基礎の挙動も現実とは異なる状態を想定している。このため、地震力が大きくなって、モーメント M が大きくなるとこの現実との違いも大きくなる。

これに対して、来島海峡大橋の基礎は、良好な花崗岩上に設置してあるため、その固有周期が短く、短周期部の大きな設計地震力を受けることとなる。このため、大きな地震力が作用した場合に、基礎底面が部分的に剥離することにより地盤ばねが軟化して応答値が低減される非線形性 (以下、幾何学的非線形性と略記) を考慮して、底面モーメント M の大きさに応じて応答値 (= 底面諸力) そのものを補正する方法を採り入れることとした。

2.2 幾何学的非線形性を考慮した底面曲げモーメントの算出

線形応答計算から求める底面モーメントを、幾何学的非線形性を考慮した底面モーメントに変換する基本的な

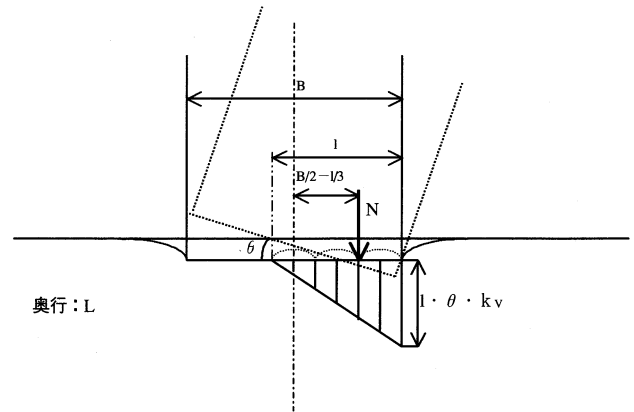


図-3 地盤反力分布の幾何学的な関係

Fig. 3 Geometrical relationship of ground reaction force

考え方は、以下の通りとした。図-2に示すように、線形応答計算結果として得られる底面モーメント M_L と回転角 θ_L を、幾何学的非線形性を考慮した応答計算結果として得られる底面モーメント M_N と回転角 θ_N に変換する。ここで、図-2に示す $\triangle OAB$ (着色部、 A は線形応答計算結果の M と θ の最大値) と $\triangle OCD$ (横線部、 C は幾何学的非線形応答での計算結果の M と θ の最大値) の面積は概ね等しくなることが知られており、 $\triangle OAB = \triangle OCD$ の関係から幾何学的非線形応答での計算結果を求めることができる。(以下、この考え方を等価エネルギー法と略記) 等価エネルギー法を適用する上での幾何学的非線形応答の骨格曲線 (底面モーメント M_N と回転角 θ_N の関係) を、図-3に示すように、基礎を剛体、底面鉛直力は常に一定、地盤反力分布は三角形と仮定した幾何学的な関係から求めると、式(1)のように表される。

$$M_N/M_0 = 3 - 2(\theta_0/\theta_N)^{0.5} \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{ここに、} M_0 = B \cdot N_b / 6, \theta_0 = M_0 / k_{R0} \dots \dots \dots (2)$$

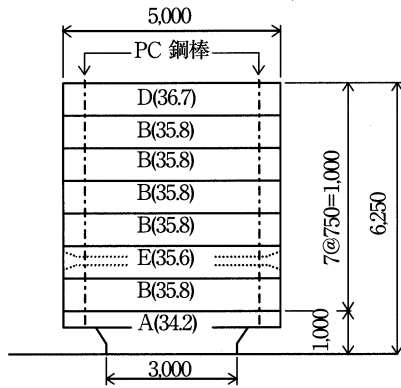
M_0 : 浮き上がり限界モーメント、 θ_0 : 浮き上がり限界回転角、 B : 基礎の振動方向底面幅、 N_b : 底面鉛直力、 k_{R0} : 静的回転地盤ばね定数

一方、 C_L 級のような良好な岩盤に支持される基礎においては、地盤反力分布は弾性範囲内では概ね放物線形状となることが知られており、この場合の幾何学的非線形応答の骨格曲線は、概ね式(3)のようになる。

$$M_N/M_0 = 3 - 2(\theta_0/\theta_N)^{0.7} \dots \dots \dots (3)$$

来島海峡大橋の基礎は良好な地盤で支持されており、底面モーメントは、式(1)に比べて式(3)で推定した方が大きい値となり安全側になることから、幾何学的非線形応答の骨格曲線としては式(3)を採用することとした。

なお、等価エネルギー法の妥当性は、幾何学的非線形性を考慮した基礎-地盤一体モデルでの弾性 FEM 解析結果によって検証しているが、幾何学的非線形性が大きくなると、等価エネルギー法による結果と FEM 解析結果との整合性が悪くなる傾向があり、等価エネルギー法



凡例
 ()内は各ブロック重量(t)
 平面寸法
 ブロック A: 3m×2m
 ブロック B~E: 5m×4m

図-4 模型基礎の諸元 (強制振動実験)

Fig. 4 Dimensions of model foundation (for forced vibration test)

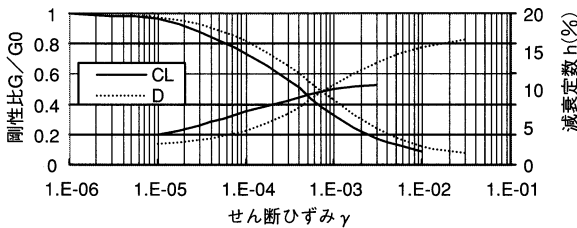


図-5 実験地点でのひずみ依存性の特性曲線

Fig. 5 Characteristic chart of strain dependency at the test site

の適用範囲は以下の通りとした。

$$M_N/M_0 < 2.6, \theta_N/\theta_0 < 10$$

2.3 幾何学的非線形性を考慮した底面水平力の算出

幾何学的非線形性を考慮した底面水平力 H_N についても、底面モーメントと同様に、線形応答計算結果を変換して求めることを検討したが、幾何学的非線形性を考慮した基礎-地盤一体モデルでの弾性FEM解析結果との整合性の良い理論的方法が見出せなかった。このため、水平力と水平変位を関係づけることはあきらめて、式(4)に示す実験式により求めることとした。

$$H_N = H_L (M_N/M_L)^{0.5} \dots \dots \dots (4)$$

ここに、 H_L : 線形地盤ばねでの応答計算結果として得られる底面水平力

3. 大規模載荷実験による検討

「来島計算法」では、幾何学的非線形性を反映させる手法を導入したものの、基本的には「明石要領」の弾性設計をベースとした手法を用いている。一方、来島海峡大橋の架橋地点で実施した現位置での動的載荷試験結果等によれば、良好な支持地盤である風化花崗岩層においてもひずみ依存性があることが明らかとなり⁷⁾、大ひず

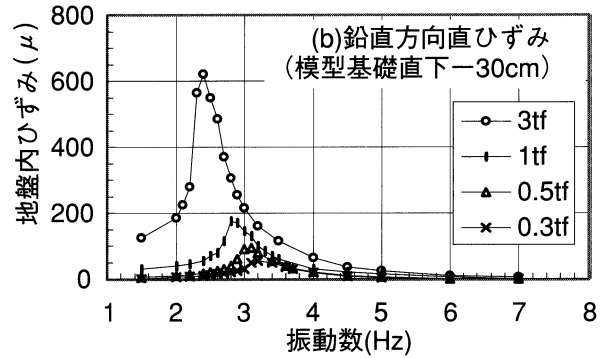
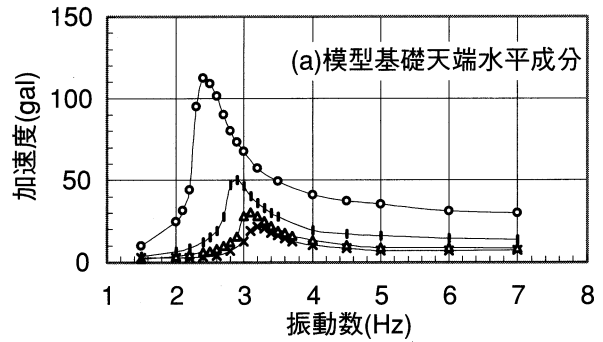


図-6 加速度と地盤内ひずみの共振曲線 (D_H 級地盤)

Fig. 6 Resonance curve between acceleration and ground strain (for class of D_H ground)

み時の地盤の変形特性や幾何学的非線形性を考慮したばね係数や減衰定数の把握を目的として、風化花崗岩上での大規模載荷実験を行った。⁴⁾ここでは、各種実験の内、強制振動実験及び静的繰り返し載荷実験結果について概要を述べたい。

3.1 強制振動実験

強制振動実験は、コンクリートブロックの模型基礎上面にセットした起振機 (建設省土木研究所所有、最大加振力 20 tf: 2.8 Hz 時) で、振動数と加振力を変化させる方法で行った。図-4に模型基礎の諸元を、図-5に実験地点で採取した試料から動的三軸試験により求めたひずみ依存性の特性曲線を示す。

図-6は、 D_H 級の地盤上での実験において、模型基礎天端の最大水平加速度及び模型基礎直下の深度 30 cm における鉛直方向直ひずみの共振曲線を示したものである。同図によれば、模型基礎の応答加速度と模型基礎直下の地盤内ひずみの両者の形状はほぼ相似しており、共振時の最大ひずみは、加振力 0.3~3.0 tf に対して $1 \times 10^{-4} \sim 6 \times 10^{-4}$ となっている。図-5のD級地盤のひずみ依存性の特性曲線によれば、測定したひずみレベルに相当する剛性低下率は 0.8~0.5 程度で、減衰定数は 6~10% 程度となる。

図-7に、 $D_M \sim C_L$ 級地盤での全実験結果から得た共振時の回転ばね係数と減衰定数を、回転角との関係で整理したものを示す。なお、回転ばね係数及び回転角は式

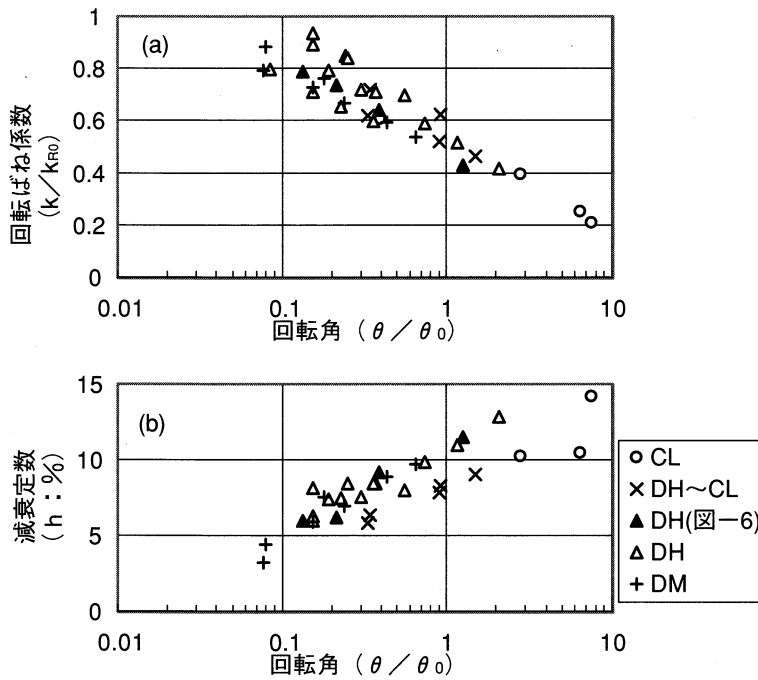


図-7 回転成分における共振時の特性
Fig. 7 Characteristics of resonance in rotational component

(2)に示す k_{R0} と θ_0 により無次元化している。これらの関係は、図-5に示すひずみ依存性の特性曲線と非常に良く似たものとなっている。なお、図-6に示す D_H 級の地盤上での実験結果は、回転ばねの低下率で 0.79~0.43、減衰定数で 6.0~11.5% となっており、共振時の最大ひずみをひずみ依存性の特性曲線に適用して求めた剛性低下率及び減衰定数とほぼ同じ値となっている。

以上の結果から、ばね係数と減衰定数は、地盤のひずみ依存性の影響を大きく受けていると考えられる。

3.2 静的繰返し载荷実験

静的繰返し载荷実験は、模型基礎底面より 2.1 m の位置で押し引きによる繰返し水平力 (30 tf/分の速度) を与える方法とした。図-8 に実験装置の概要を示す。

図-9 に C_L 級地盤と D_H 級地盤での実験から得られた底面モーメントと基礎の鉛直変位 (基礎底面角部 4 箇所の平均値) の履歴を示す。 C_L 級地盤での実験結果で

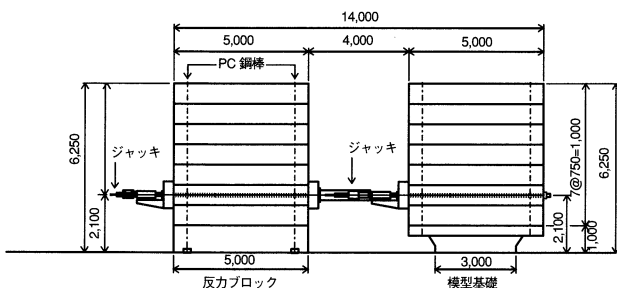


図-8 静的繰返し载荷実験装置
Fig. 8 Static, reciprocal loading test device

は、基礎の鉛直変位が常に正となっており、基礎の浮き上がり (底面が部分的に剥離) が生じていると考えられる。一方、 D_H 級地盤での実験結果では、载荷の繰返し毎に基礎の沈下が順次進行しており、大きな基礎の浮き上がりは生じていないものと考えられる。

次に、図-10 及び 11 に、 $D_M \sim C_L$ 級地盤での全実験結果から得た作用力 (底面モーメント及び水平力) を、模型基礎底面回転角と水平変位で整理した結果を示す。作用力、回転角及び水平変位は、式(2)及び式(5)に示す M_0 、 H_0 及び δ_0 により無次元化している。

$$H_0 = M_0/s, \delta_0 = H_0/k_{H0} \dots\dots\dots(5)$$

ここに、 H_0 、 δ_0 : 基準とする水平力と底面水平変位、 s : 基礎底面からの水平力载荷位置までの距離 (=2.1 m)、 k_{H0} : 静的並進地盤ばね定数

図-10 に示す回転成分においては、底面モーメントが回転角の増加とともに転倒に対する限界モーメント ($3M_0$) に漸近しており、底面の部分的剥離や沈下時も含め、地盤によらず軟化

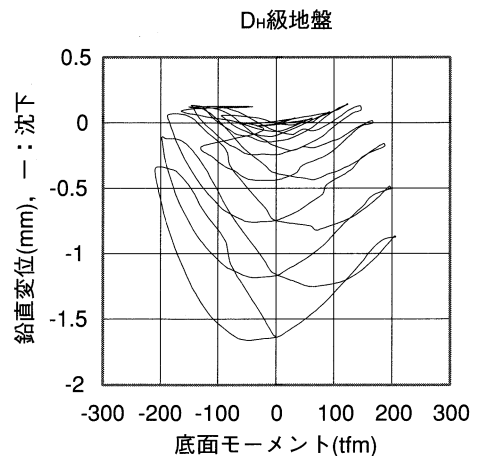
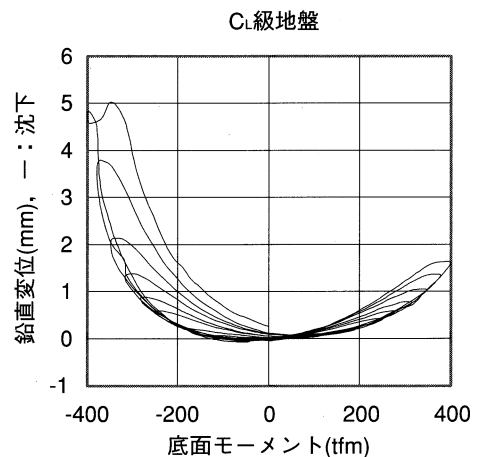


図-9 底面モーメントと基礎鉛直変位の履歴

Fig. 9 Record of base moment and horizontal displacement of foundation

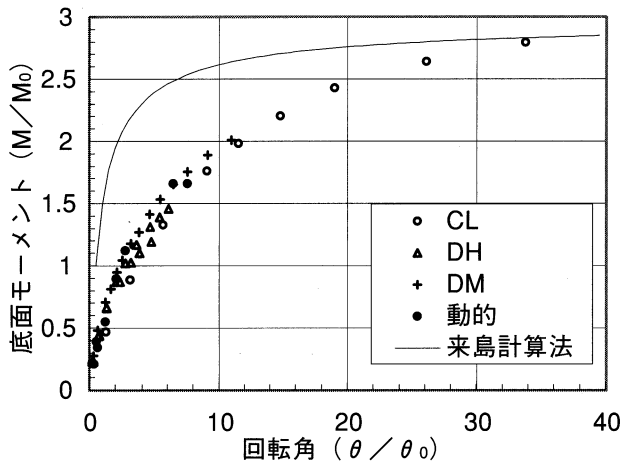


図-10 回転成分の動的・静的変形特性

Fig. 10 Characteristics of dynamic and static deformations in rotational component

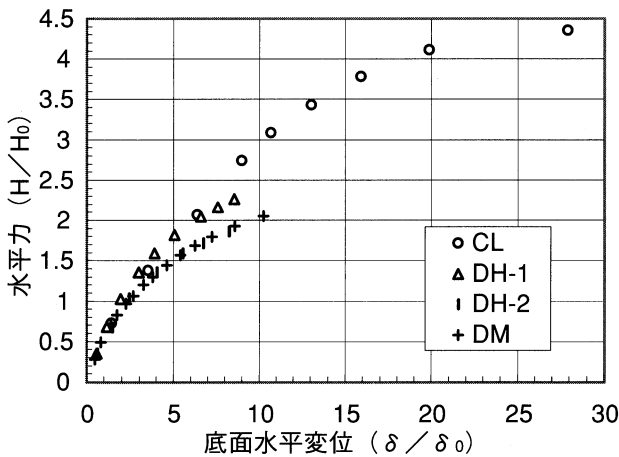


図-11 並進成分の静的変形特性

Fig. 11 Characteristics of static deformation in horizontal component

型の1つの曲線上に全て整理されている。また、「来島計算法」で採用した幾何学的非線形応答の骨格曲線(式(3))は、モーメントで大き目、回転変位で小さ目となっている。この原因としては、「来島計算法」では基礎が振動して生ずる地盤ひずみの影響を無視しているのに対して、実験では地盤ひずみの影響により地盤ばねが軟化したためと考えられる。

図-11に示す並進成分においては、D級地盤では概ね回転成分と同様な傾向となっているが、C₁級地盤では傾向が異なっている。このため、並進成分の非線形応答は、地盤種別によるひずみ依存性、模型基礎の浮き上がりや沈下の影響が大きいものと考えられる。

4. ひずみ依存性を考慮した簡易応答計算法の開発

大規模載荷実験の結果、風化花崗岩上においても、剛体基礎が振動する際にはその地盤ばねと減衰定数に、ひ

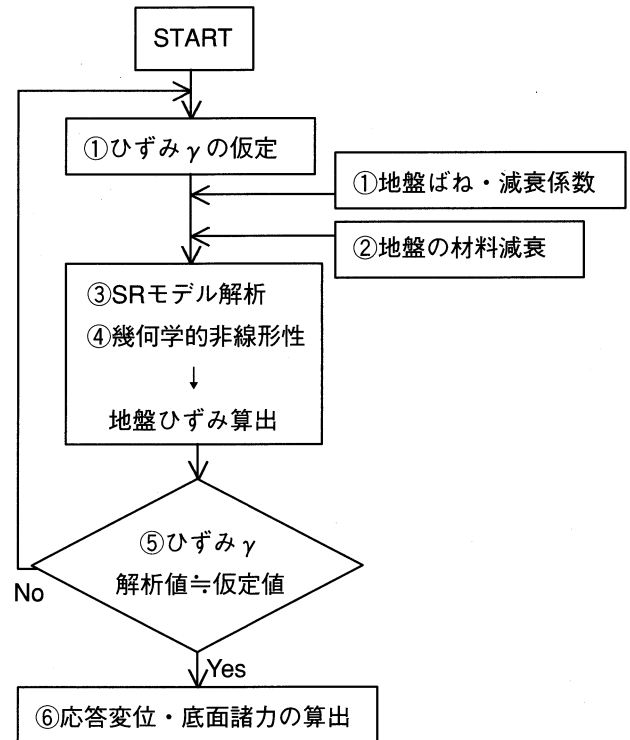


図-12 簡易弾塑性モデルによる計算手順

Fig. 12 Calculation procedure by simplified elasto-plastic model

ずみ依存性が現れることが明らかとなった。このため、剛体基礎の応答計算においては、地盤のひずみ依存性に基づいて、地盤ばねと減衰定数を決定することが必要である。しかしながら、地盤のひずみ依存性を考慮すると、発生するひずみの大きさによって地盤ばねと減衰定数が変化するため、応答解析で想定した地盤ばねと減衰定数(言い換えれば、ひずみレベル)が、解析結果としてのひずみレベルと一致していることが必要となる。

このため、地盤のひずみに関する繰り返し計算を導入することにより、収束したひずみレベルに対して応答値を算出する方法(以下、簡易弾塑性モデルと略記)を考案した。

4.1 計算手順

計算方法は、SRモデルによる応答スペクトル法を基本として、地盤のひずみに関する繰り返し計算を行う手法とした。計算法の手順を下記に示し、図-12にその手順図を示す。

- ① 解析に用いる初期の地盤ばね及び減衰係数は、振動数依存性を考慮した「明石要領」により、地盤のひずみを仮定して求める。地盤のひずみ依存性は、仮定した地盤のひずみレベルからひずみ依存性の特性曲線によって考慮することとする。
- ② 地盤のひずみ依存性による減衰は、「地盤の材料減衰」として考慮することとする。
- ③ SRモデルでの解析結果としての基礎底面の応答変位から、地盤のひずみを求める。

深度 0m	岩級	厚さ(m)	密度 (t/m ³)	ν _D	V _s (m/s)	V _{sb} (m/s)	
						測点 1	測点 2
2	D _H	1.3	2.20	0.25	370	300	280 400
		1.7	2.20	0.28	600	630	500
		2.2	2.25	0.28	650	450	650
6	C _L		2.30	0.25	750	750	

注) V_s: 地表面受発信による S 波探査の値、V_{sb}: ダウンホール法による PS 検層の値

図-13 実験地点の地盤モデル (D_H 級地盤)

Fig. 13 Ground model for test site (for class of D_H ground)

- ④ 幾何学的非線形性を考慮した応答変位は、式(3)に基づいて回転成分についてのみ求めるものとし、③の地盤のひずみを修正する。
- ⑤ ④で求めた地盤のひずみと①で仮定した地盤のひずみを比較する。両者が異なる場合は、地盤ひずみを④の値に変更して、地盤ばね及び減衰係数を修正し、③及び④の計算を繰り返す。そして、仮定した地盤のひずみと④で求めた地盤のひずみの差が所定の誤差内に収束した時点で計算を終了する。
- ⑥ 地盤のひずみが収束したときの加速度、変位及び底面諸力を応答値とする。

なお、「来島計算法」の問題点の内、水平力と水平変位が関係づけられていないこと及び非線形応答でのモーメントを過大評価していることについては、安定計算上の底面諸力が実際の値と等価となるように、4.2以降のキャリブレーションの中で解決することとした。

4.2 地盤のひずみ依存性の考慮方法

「明石要領」では、振動数依存型の複素剛性（地盤ばね及び減衰係数）を、式(6)により求めることとしている。ここでは、簡単のため、根入れのない基礎を対象として示す。なお、式(6)は、基礎の振動エネルギーが地盤へ分散することによる「地下逸散減衰」に着目したもので、地盤の材料減衰は考慮していない。

$$\left. \begin{aligned} \text{水平ばね係数 } k_H &= G \cdot a (C_{u1} + iC_{u2}) \\ \text{回転ばね係数 } k_R &= G \cdot a^3 (C_{r1} + iC_{r2}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(6)$$

ここで、 G : S波速度に基づく地盤のせん断剛性、 a : 基礎力学モデルの等価半径、 i : 虚数単位、 C_{u1} 、 C_{u2} 、 C_{r1} 、 C_{r2} : 複素ばね係数

今、地盤のせん断剛性 G を、地盤の材料減衰 D を考慮したせん断剛性 G^* として、式(7)で与えると、

$$G^* = G(1 + i2D) \dots\dots\dots(7)$$

材料減衰 D を考慮した複素剛性（地盤ばね及び減衰係数）は、式(8)のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \text{水平ばね係数 } k_H &= G \cdot a (C_{u1} + i(C_{u2} + 2DC_{u1})) \\ \text{回転ばね係数 } k_R &= G \cdot a^3 (C_{r1} + i(C_{r2} + 2DC_{r1})) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(8)$$

上記の G と D を、地盤のひずみに対応した値とすることにより地盤のひずみ依存性を考慮した地盤ばね及び減衰係数が求められる。ここで、地盤のひずみは、基礎の応答変位から与えることとし、式(9)で地盤のひずみ γ

を算出することとする。

$$\text{地盤のひずみ } \gamma = \alpha \times \theta + \beta \times u_B / B \dots\dots\dots(9)$$

ここで、 θ : 基礎の回転変位(rad)、 u_B : 基礎の底面水平変位(m)、 B : 基礎の振動方向底面幅(m)、 α 、 β : 定数

式(9)は、基礎の回転変位による地盤のせん断ひずみである第1項と、基礎の水平変位による地盤のせん断ひずみである第2項を合計したものである。ここで、定数 α 及び β は次のような意味を持つと考えられる。

① 地盤内の平均的なひずみへ換算するための定数

基礎直下の地盤に着目すれば、見かけ上は基礎の回転変位 θ に相当する鉛直方向のひずみと水平変位 u_B に相当する水平方向のひずみが生じているといえるが、これを基礎の振動に影響を及ぼす地盤範囲の平均的なひずみに換算するための定数。

② 地盤内の有効ひずみへ換算するための定数

応答スペクトル解析の結果として算出されるひずみは最大ひずみを表したものであるため、ある時間的な長さを持った動的応答に対して有効なひずみレベルに換算するための定数。なお、SHAKE や FLUSH 等の地盤の等価線形解析においては、「有効ひずみ = 最大ひずみの 65%」という補正を行うことにより、解析と現実が整合すると言われている。

4.3 大規模載荷実験結果との対比

ひずみ依存性を考慮した簡易弾塑性モデルによる計算結果と大規模載荷実験結果との比較を行い、地盤のひずみ γ を算出するための定数 α 及び β の値について検討した。検討は、大規模載荷実験において比較的底面地盤が均一で、幾何学的非線形性が小さかったと推定される D_H 級地盤での実験結果と比較して行った。図-13に、実験地点の地盤モデルを示す。

簡易弾塑性モデルによる試算は、以下の仮定で行った。

- ① 模型基礎の振動に対しては、表層 1.3 m の剛性低下域の影響が大きいことが、実験後の逆解析で明らかにされている。このため、本試算でも、この地層を支持地盤と見なした。
- ② 地盤のひずみ依存性には、図-5に示す特性曲線を用いた。
- ③ 試算における起振力は、模型基礎重心点に加速度として入力した。模型基礎重心点に入力する加速度は、起振力 0.5 tf での加速度を基本として、加振力に比例した加速度とした。なお、加振力 0.5 tf での模型基礎重心点に入力する加速度は、線形応答計算での模型基礎天端の応答加速度が実験値と等しくなる値とした。
- ④ 強制振動実験では、起振機が模型基礎天端にあり、1次の振動モードが卓越していたので、試算においても1次モードのみを対象とした。

図-14に、実験結果と簡易弾塑性モデルによる試算結果を比較して示す。強制振動実験での模型基礎直下の深度 30 cm でのせん断ひずみは 10⁻⁴ 程度であったのに

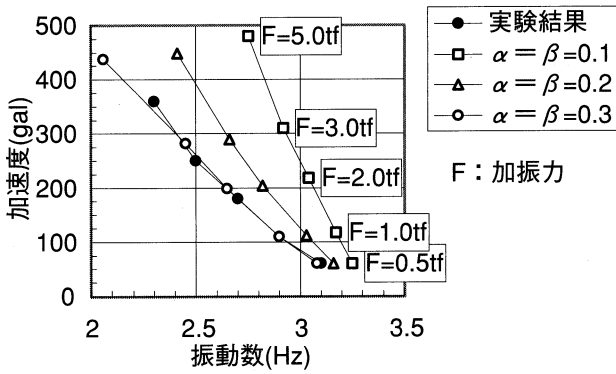


図-14 実験と簡易弾塑性モデルによる計算結果の比較

Fig. 14 Comparison of result from test and the calculation

対して、簡易弾塑性モデルによる試算ケースでの地盤のひずみ γ は、以下の通りである。

$$\alpha = \beta = 0.1 : \gamma = 2.4 \sim 2.7 \times 10^{-5}$$

$$\alpha = \beta = 0.2 : \gamma = 5.1 \sim 6.6 \times 10^{-5}$$

$$\alpha = \beta = 0.3 : \gamma = 10^{-4} \sim 10^{-5}$$

$\alpha = \beta = 0.1$ 及び 0.2 のケースは、地盤のひずみ γ を小さめに評価するため、実験値に比べて収束振動数が全体的に大きい。一方、 $\alpha = \beta = 0.3$ のケースでは、加振力 5.0 tf の場合に実験値に比べて収束振動数が若干小さ目となるが、その他は実験値とほぼ等しくなっている。

以上の結果より、大規模載荷実験のような基礎寸法の小さい剛体に対しては、 $\alpha = \beta = 0.3$ として計算することが妥当であると考えられる。

4.4 実基礎寸法での対比

4.3において対比を行った模型基礎の寸法は、実基礎と比較すると数十分の1である。基礎寸法が小さい場合は、ばねや減衰の振動数依存性がほとんど無視できる、基礎の振動によってひずみが発生する地盤の領域が小さい、結果的に基礎底面直下の表層地盤の低加速度領域の影響が相対的に大きい等、実基礎の挙動とは異なる部分もある。このため、兵庫県南部地震時の明石海峡大橋の主塔基礎に対する弾塑性FEM解析結果との比較を行い、地盤のひずみ γ を算出するための定数 α 及び β の値について検討した。

兵庫県南部地震時に、主ケーブル架設が終了した明石海峡大橋において、主塔応答速度が観測された。これに対して、主塔を含めた主塔基礎-地盤一体モデルによる弾塑性FEM解析（地盤のひずみ依存性や幾何学的非線形性を考慮）を行った。弾塑性FEM解析の結果から求めた基礎の等価線形地盤ばね及び減衰定数を用いて、基礎を含めた3次元架設系上部工モデルにおいて線形時刻層応答解析を行い、主塔応答の解析値と観測値の比較を行って、弾塑性FEM解析の妥当性を検証した。⁵⁾

これらの弾塑性FEM解析結果と簡易弾塑性モデルによる計算結果の対比を、架設系の2P及び3P基礎の直角方向で行った。図-15に、簡易弾塑性モデルに入力した地震動（弾塑性FEM解析での基礎入力地震動から

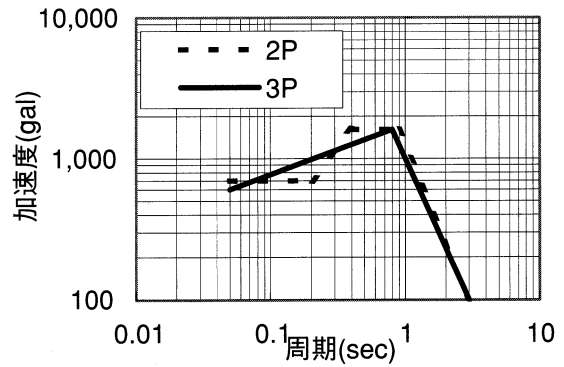


図-15 簡易弾塑性モデルに対する入力地震動

Fig. 15 Input seismic motion for simplified elasto-plastic model

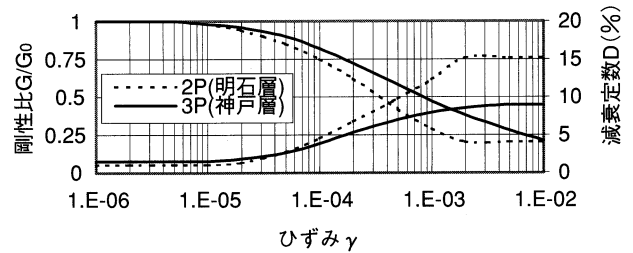


図-16 簡易弾塑性モデルで考慮した支持地盤のひずみ依存性の特性曲線

Fig. 16 Characteristic chart of strain dependency of support ground in simplified model

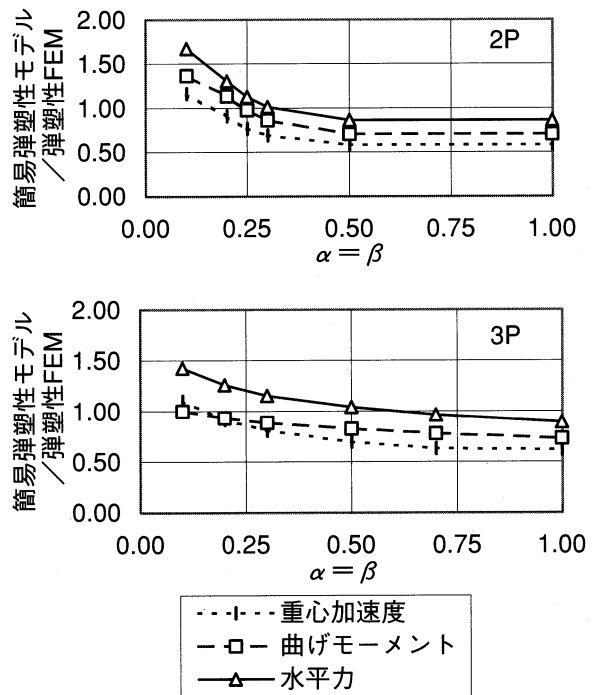


図-17 弾塑性FEM解析と簡易弾塑性モデルでの試算結果の比較

Fig. 17 Comparison of calculation result by elasto-plastic FEM analysis and simplified model

各基礎の有効地震動を求め、この地震動の加速度応答スペクトルを平滑化したものを示す。また、図-16に、簡易弾塑性モデルで考慮した2P及び3P基礎の地盤のひずみ依存性の特性曲線を示す。

図-17に、2P及び3P基礎の弾塑性FEM解析結果に対する簡易弾塑性モデルでの重心加速度及び底面諸力の比率を示す。

2Pについては、弾塑性FEM解析結果において非線形挙動が小さかったため、安定計算上の底面諸力のばらつきも比較的小さい。簡易弾塑性モデルの底面諸力が弾塑性FEM解析と等価となる場合は、「 $\alpha = \beta = 0.25 \sim 0.3$ 」である。

3Pについては、弾塑性FEM解析において非線形挙動が大きかったため、安定計算上の底面諸力のばらつきも大きい。簡易弾塑性モデルの底面諸力が弾塑性FEM解析に近くなる場合は、「 $\alpha = \beta = 0.3$ 前後」である。

以上の結果より、本簡易弾塑性モデルにより弾塑性応答解析を簡易的に行えることが確認できた。なお、簡易弾塑性モデルに用いる定数は、 $\alpha = \beta = 0.3$ が概ね妥当であると考えられる。

5. 今後の課題

従来より直接基礎の設計においては、算出した基礎底面諸力と基礎の変位量が関係づけられていないという問題点があった。これに対して、地盤のひずみレベルに応じてばねと減衰を修正して基礎の底面諸力と変位を計算する簡易弾塑性モデルの検討を行い、大規模地震時においても外力、ばね及び変位の関係がある程度は整合する解析法が開発できたものと考えている。しかしながら、本簡易弾塑性モデルによる計算法では、以下の項目について改良の余地が残されており、今後の課題と考えている。

・図-10に示すように、回転成分における幾何学的非線形応答の骨格曲線は安全側の仮定としており、基礎底面地盤の部分的降伏が生ずる場合も考慮して、より合理的な骨格曲線を設定することが必要である。

・図-11に示すように、並進成分においても幾何学的非線形応答による変位量の増加があるため、並進成分における幾何学的非線形応答の骨格曲線を、地盤種別や基礎の沈下等の影響を考慮して設定することが必要である。

なお、設計で考慮する地震力がさらに大きくなり、経済性追求のために下部構造の寸法が小さくなった場合は、下部構造が地盤上で滑動したり、基礎に残留変位が生ずることもあり得ると考えられる。このような非常に非線形性の大きな下部構造と地盤の動的挙動を、実験または解析で扱った例はほとんどなく、長期的に検討することが必要な課題と考えられる。

一方、基礎の設計は上部構造の機能を保持するために必要な許容変位量に基づいて設計すべきであり、長大橋においては上部工に影響が生ずる基礎の変位量はかなり

大きなものとなるので、基礎の残留変位を安全側の仮定で算出して基礎の安定照査を行うことも可能であると考えられる。このような大規模地震によって生ずる基礎の残留変位を、累積損傷度理論を応用した方法により、解析的に算出する方法について初期的な検討を行っているので、詳細については文献8)、9)、10)を参照されたい。

また、兵庫県南部地震を契機として、橋梁の設計においては、直下型の活断層地震のようなまれに生ずる地震動についても考慮することが、社会通念上要求されることとなった。しかしながら、レベル2地震動の推定方法については、断層モデルを用いた手法等により各方面で精力的な研究が進められている段階であり、今後の研究成果が待たれる。なお、本州四国連絡橋におけるレベル2地震動については、文献11)において断層モデルによる推定を行っているので参照されたい。

6. あとがき

ここで紹介した剛体基礎の簡易応答計算法の開発は、耐震・基礎委員会（岩崎敏男委員長）での審議を経てまとめたものであり、委員各位から頂いた貴重なご意見及びご指導に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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：明石海峡大橋耐震設計要領(案)・同解説、1988.3
- 3) 本州四国連絡橋公団：来島大橋剛体基礎耐震計算法(案)、1990.3
- 4) 山本他：風化岩盤上剛体基礎の現地実験による動的・静的変形特性、土木学会論文集、第554号、1996.12
- 5) 森谷他：明石海峡大橋の耐震設計と兵庫県南部地震時の地震応答解析、本四技報、No.86、1998.4
- 6) 加島他：耐震設計基準の変遷、橋梁と基礎、1998.8
- 7) 毛利他：来島大橋現位置岩盤試験、本四技報、No.55、1990.7
- 8) 佐伯他：大規模橋梁基礎の地震後残留沈下量推定法の検討、土木学会第53回年次学術講演会、1998.10
- 9) 加島他：大規模橋梁基礎の地震後残留沈下量推定法の検討(その2)、土木学会第55回年次学術講演会、2000.10
- 10) 本州四国連絡橋公団、(財)海洋架橋調査会：耐震・基礎委員会報告書、1999.3
- 11) 二宮：長大橋の耐震性照査に用いる大規模地震動の検討、本四技報、No.95、2000.12

海峡部コンクリート構造物の現況

Present Conditions of the Offshore Concrete Structures

保 全 部 橋梁保全課長代理 川 上 賢 明

Yoshiaki Kawakami

保 全 部 橋 梁 保 全 課 林 昌 弘

Masahiro Hayashi



概 要

本州四国連絡橋のうち、海峡部長大橋のアンカレイジ、および接続する高架橋等は、建設時期、規模、配合、材齢等の異なる多様なコンクリート構造物となっている。これらの海峡部コンクリート構造物の初期状態や劣化状況を把握し、今後の点検、補修に生かしていくことを目的として、海峡部コンクリート構造物の現況を調査した。その結果、本四のコンクリート構造物は現時点では十分健全であるが、周辺環境の影響により、大鳴門橋や大三島橋では塩分の浸透が、因島大橋では中性化が一部で若干進行していること等がわかった。

The anchorages of long-span suspension bridges and adjoining viaducts of the Honshu-Shikoku bridges are of the various concrete structures, whose construction times, scales, mix proportions and ages are different from each other. The study on present conditions of these offshore structures was carried out to grasp the initial and the current degraded conditions of these offshore structures, and reflect them in the further inspections and repair works. As a result, it was found that the concrete structures of Honshu-Shikoku Bridges were generally healthy enough, except some symptoms: saline damage showed on the Ohnaruto and Ohmishima Bridge, and the neutralization of concrete progressed a little on the Innoshima Bridge, both due to ambient environment.

1. まえがき

昭和50年12月の大三島橋起工より続いてきた本州四国連絡橋の建設は、神戸・鳴門ルート及び尾道・今治ルートの一部道路工事を除き概成した。一方道路管理延長は172.9km(平成13年3月現在)に達しており、今後はこれらの維持管理が当公団の主要な業務になる。

従来鋼製構造物(主に橋梁)は定期的な塗替塗装が必要であるのに対し、コンクリート構造物はメンテナンスフリーであると考えられてきたが、現在ではコンクリート構造物といえども、適切な維持管理を行わないと十分な耐久性を確保することができなくなると考えるのが一般的となっている。

本州四国連絡橋の海峡部長大橋は主に鋼製であるが、アンカレイジや主塔基礎といった下部工および一部の上部工、海峡部長大橋に接続する高架橋等は様々な種類のコンクリートを使用している。これらのコンクリート構造物は建設された時期、配合、施工条件、周辺環境等が全て異なっているため、劣化の進行度は一様でなく、単に建設からの経過年数だけで耐久性を判断することは合理的といえない。

このため、建設から10年以上経過した海峡部コンクリート構造物の劣化度を判定し、耐用年数の試算に必要な基礎データを収集するために、平成11年度および12年度に海峡部コンクリート構造物の現況調査を行ったのでここに報告する。

2. 調査箇所と調査方法

海峡部コンクリート構造物は、構造的に要求される形状・寸法の他に、船舶の必要航路高を確保しなければならない等の条件から、複雑かつ高さのある構造物となっている。これらの構造物の調査を精緻に行うためには大規模な足場等が必要となるが、今回の調査においては、地表もしくは管理路等から接近が可能で、かつひび割れやエフロレッセンスが見られるなど外観状態が良くない箇所を中心に実施することとした。調査対象橋梁の選定にあたっては、建設からの期間や周辺環境等を考慮した。調査対象とした主な橋梁を図-1に示す。

調査の項目は、以下の調査・試験とした。

- ① 中性化深さ試験(フェノールフタレイン法)
- ② 塩分含有量試験(コアサンプリング)
- ③ 鉄筋かぶり調査(RCレーダー)
- ④ 鉄筋腐食状況調査(はつり、目視観察)
- ⑤ アルカリ骨材反応試験(目視観察、膨張量試験)

これらの試験・調査は、土木学会「コンクリート標準示方書(維持管理編)」¹⁾(以下、「標準示方書」という)および土木研究所他「コンクリート構造物の健全度診断マニュアル(案)」²⁾(以下、「健全度診断マニュアル」という)等に基づいて実施した。

なお、今回の調査は限られた範囲における局所的な調査であり、調査結果がそのまま橋梁の状態を表しているのではない点に注意が必要である。



図-1 主な調査橋梁
Fig.1 Surveyed bridges

3. 調査結果

3.1 中性化深さ調査

中性化深さは、JISに基づいて採取したコアを割裂し、フェノールフタレイン溶液を吹き付けることにより測定した。主な調査結果を図-2に示す。

中性化深さは最大 35 mm (因島大橋 1A 東面)であったが、概ね 10~20 mm 程度であること、後述する塩化物含有量が鉄筋腐食に対する限界量とされる 1.2 kg/m^3 ¹⁾ に達していないこと、鉄筋かぶり厚が 100 mm 以上あることから判断すると、現在のところ中性化による鉄筋腐食が直ちに発生することはないと考えられる。

中性化に影響を及ぼす要因としては、温度・湿度、日照条件や炭酸ガス濃度などの環境要因の他に、セメントの種類や水セメント比などが挙げられる。調査対象箇所における使用セメント種類と水セメント比を表-1に示す。一般に、高炉セメントを使用したコンクリートは普

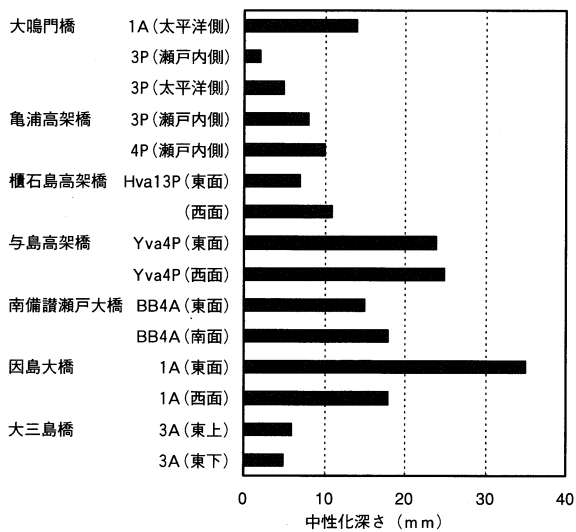


図-2 中性化深さ調査結果

Fig.2 Summary of neutralization depth measurement

表-1 セメント種類と水セメント比

Tab.1 Type of cement and water-cement ratio

調査箇所	竣工年	セメント種類	水セメント比
大鳴門橋 1A・3P	S 55・56	高炉 B	58%
亀浦高架橋 3P・4P	S 59*	普通	58%
櫃石島高架橋 Hva 13P	S 61	高炉 B	56%
与島高架橋 Yva 4P	S 61	高炉 B	53%
南備讃瀬戸大橋 BB 4 A	S 60	高炉 B	60%
因島大橋 1 A	S 54	高炉 B	61%
大三島橋 3 A	S 51	普通	58%

*) 亀浦高架橋は上部工までの竣工時期

通ポルトランドセメントを使用した場合に比べて中性化速度が速いといわれており、中性化速度は、普通ポルトランドセメント<高炉セメント<中庸熱ポルトランドセメントの順で大きくなるといわれている³⁾。因島大橋 1A では下部工に高炉セメントを使用し、水セメント比も 61% と高い値で施工されていることが中性化進行速度が早い原因の一つではないかと考えられるが、西面では 18 mm とそれほど大きな値ではないことから、日照条件等何らかの周辺環境による影響があるものと考えられる。一方、大鳴門橋 3P では塩害対策工としてコンクリート表面に塗装 (ポリブタジエン系) を施しており、このため中性化深さもかなり小さくなっていると考えられる。

中性化の予測には様々な式が提案されているが、今回の調査結果をもとに提案式との比較を行い、提案式による現在の健全度把握 (中性化の進行) ができるか確認するために、一般に用いられている岸谷式で大鳴門橋および亀浦高架橋の中性化について試算を行った。

岸谷式³⁾ :

$$t = \frac{0.3(1.15+3x)}{R^2(x-0.25)^2} C^2 \quad (x \geq 0.6) \dots\dots\dots \text{式(1)}$$

$$t = \frac{7.2}{R^2(4.6x-1.76)^2} C^2 \quad (x \leq 0.6) \dots\dots\dots \text{式(2)}$$

ここに、 t : C まで中性化する期間 (年)

x : 強度上の水セメント比

C : 中性化深さ (cm)

R : 中性化比率

試算結果によると、調査時点 (暴露期間 15 年) における中性化深さは大鳴門橋 1A で 13.8 mm (実測値 14 mm)、亀浦高架橋で 7.9 mm (3P 実測値 8 mm、4P 実測値 10 mm) となり、亀浦高架橋 4P で若干予測より進行している値であったが、予測される中性化とほぼ同程度の進行状況であると考えられる。これより、大鳴門橋 1A と亀浦高架橋では中性化予測式を用いて健全度 (中性化の進行) を把握することができると考えられる。ただし、他の橋梁にも当てはまるかどうかは別途確認が

必要である。

なお、今後の劣化予測については「標準示方書」に基づき中性化速度係数を求めて行うこととしている。

3.2 塩分含有量

各橋梁から採取したコアをJCI-SC4「硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析方法」に準拠して塩分量(塩化物イオン量)を測定した。これは採取したコアの表面から20mm間隔で試料をスライスし、電位差滴定法等によってコンクリート中に含まれる全塩分量を測定するものである。測定結果を図-3に示す。一般には塩化物イオン量が1.2~2.5kg/m³で鉄筋腐食の可能性があると判定している場合が多いが、ここでは安全側の1.2kg/m³を腐食限界量とした。橋梁毎に塩分含有量を比較してみると、大鳴門橋、亀浦高架橋、南備讃瀬戸大橋及び大三島橋で塩分含有量が多くなっている。南備讃瀬戸大橋BB4Aは海上に位置する共用アンカレイジで、海面からの飛来塩分が多いためと考えられる。なお、BB4Aでは浸透防止剤の効果をみるために塗装箇所と無塗装箇所をコア採取を行っている。図-3のBB4A(西面)で塗装箇所と無塗装箇所を比べてみると、塗装箇所のほうが表面から20mmまでの範囲に含まれる塩分量が少なくなっており、浸透剤を塗装した箇所で若干ではあるが塩分の浸透を抑制できているようである。大三島橋は塩分総量規制が行われる前の施工であり、細骨材による初期含有塩分量が大きかったと考えられる。なお大三島橋における調査はアンカレイジの上部と下部で行っており(図-4)、海面に近く海水飛沫をよく浴びている下部の塩分含有量が多く、飛来塩分の影響が大きいと考えられる。また塩分がコンクリート内部まで浸透していると

考えられる亀浦高架橋4Pも3Pに比べて海面近くに位置しており、海水飛沫の影響を強く受けていると考えられる。その他の橋梁については、表面付近の塩分含有量が多い橋梁もあるが、概ね鉄筋位置(かぶり100mm程度)においては、腐食限界量である1.2kg/m³以下となっており、直ちに鉄筋の腐食につながるものではないと判断される。

今後の塩分浸透に関して、代表として大鳴門橋1A、3P(太平洋側・瀬戸内側)と亀浦高架橋3P、4Pに対し、「標準示方書」に示されている拡散方程式を用いて劣化度予測を行った。

拡散方程式¹⁾：

$$C(x,t) = C_0 \left(1 - \operatorname{erf} \frac{x}{2\sqrt{D \cdot t}} \right) \dots\dots\dots \text{式(3)}$$

ここに、 x ：コンクリート表面からの深さ (cm)

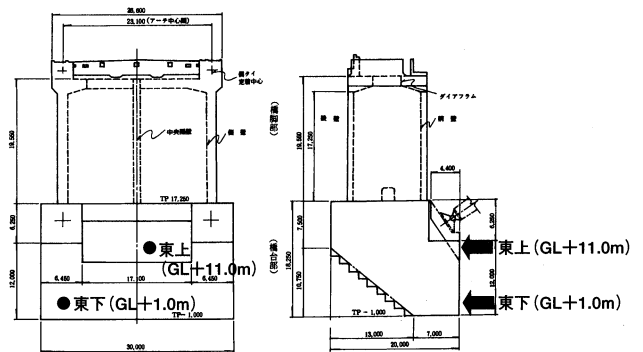


図-4 大三島橋3A コア採取位置

Fig. 4 Location of core sampling on Ohmishima bridge 3A

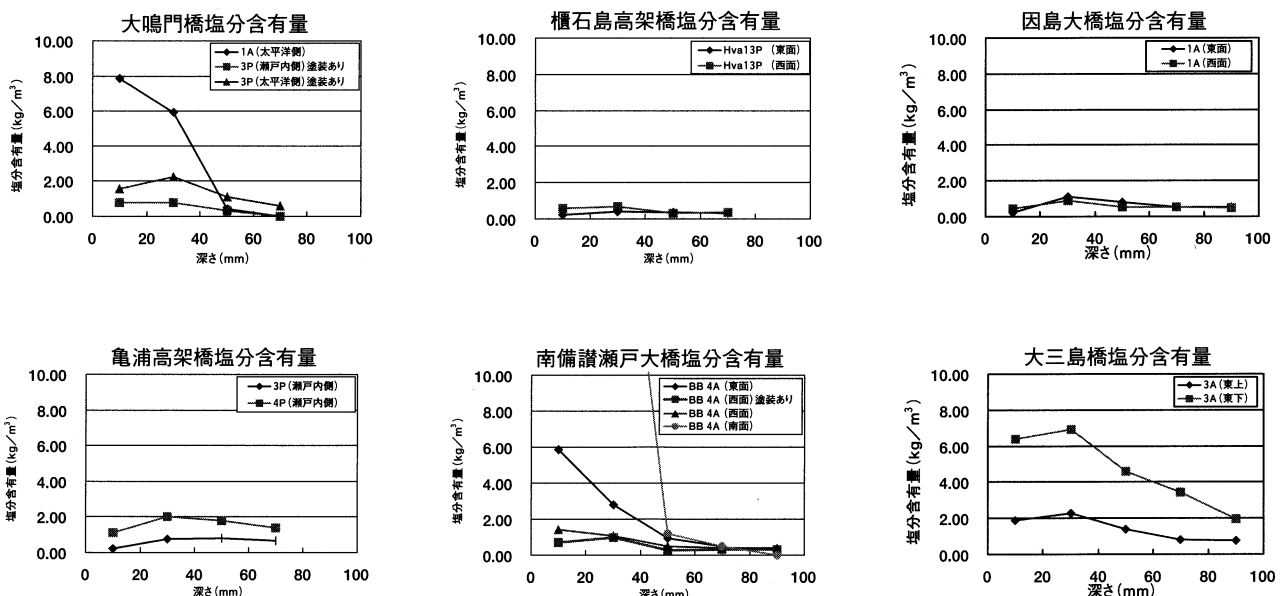


図-3 塩分含有量測定結果

Fig. 3 Result of salinity measurement

t : 構造物完成時からの経過時間 (年)
 $C(x,t)$: 深さ x (cm)、時刻 t (年) における塩化物イオン濃度 (kg/m^3)
 C_0 : 表面における塩化物イオン濃度 (kg/m^3)
 D : 塩化物イオンの見かけの拡散係数 ($\text{cm}^2/\text{年}$)

$$\text{erf}(s) : \text{誤差関数} \quad \text{erf}(s) = \frac{2}{\pi^{1/2}} \int_0^s e^{-\eta^2} d\eta$$

今回調査したコアの表面からの深さ毎に測定した塩分量をもとに、拡散方程式から表面塩化物イオン濃度 C_0 と拡散係数 D を未知数として最小二乗法で近似することにより、 C_0 と D が表-2のとおり推定された。この

表-2 C_0 、 D の測定値

Tab.2 Estimated C_0 and D

	大鳴門橋		亀浦高架橋	
	1 A	3 P	3 P	4 P
C_0 (kg/m^3)	10.631	0.970	1.124	2.522
D ($\text{cm}^2/\text{年}$)	0.448	1.444	6.118	4.983

推定値をもとに、現在 (調査時点; 建設後 15 年) と建設から 40 年、80 年経過後における表面から深さ 15 cm までの塩分含有量分布を計算した。その結果を図-5 に示す。これより以下のことがいえる。

① 大鳴門橋

1 A については、現在表面から 4 cm 程度までの範囲で腐食限界量の $1.2 \text{ kg}/\text{m}^3$ を超えている。今後さらに塩分の浸透が進めば鉄筋位置において建設後約 40 年で腐食限界量を超えると予想されるので、今後何らかの対策が必要となる。

3 P については、表面被覆の効果が持続するならば、建設後 80 年が経過しても鉄筋位置で腐食限界量に達することはないと予想される。

② 亀浦高架橋

3 P については、建設後 80 年が経過しても鉄筋位置で腐食限界量に達することはないと予想される。ただし、これは橋脚上部の検査路からの調査結果をもとにした予測であることに注意が必要である。

4 P については、現在既に鉄筋位置で腐食限界量を超えており、今後鉄筋の劣化が顕著になると予想

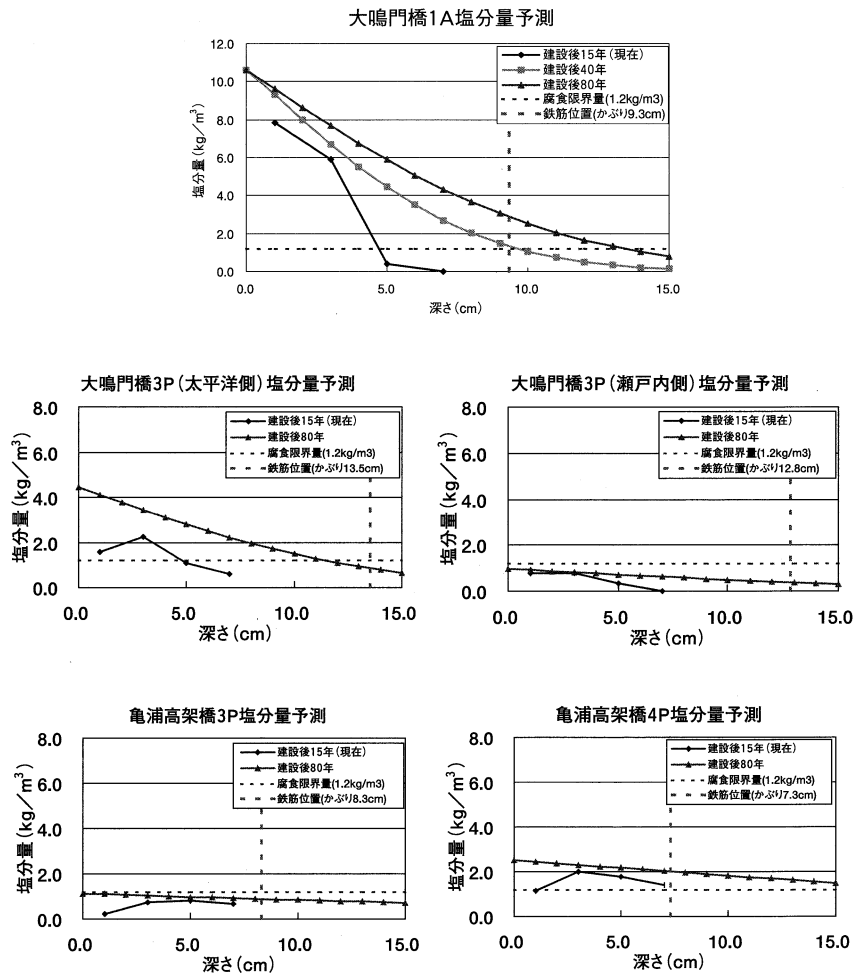


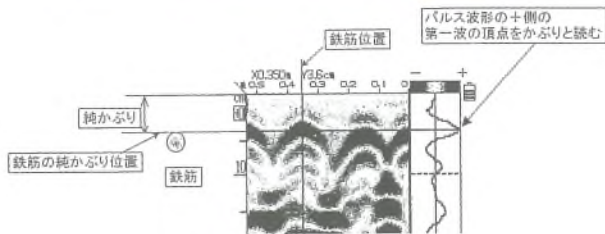
図-5 塩分含有量の推移予測

Fig.5 Forecast of salinity increase



図-6 RCレーダーによる鉄筋かぶりの測定

Fig. 6 Measurement of depth of reinforcement by RC radar



されるため、補修方法の検討も併せて必要となる。

3.3 鉄筋かぶり

鉄筋のかぶりについてRCレーダーを用いて測定した(図-6)。RCレーダーは電磁波を構造物内に発信し、その反射波を受信することにより鉄筋を探索するものである。ただし、構造物の誘電率や含水率等の影響を受けるなど、ある程度の誤差を伴っている。

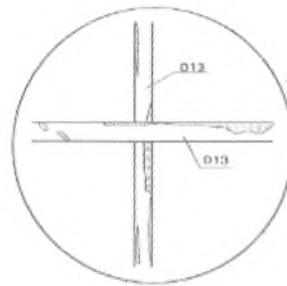
「鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針」⁵⁾によると、鉄筋のかぶりの最小値は鉄筋の直径以上で、海水の影響を受ける構造物のうち感潮部分、海水の影響を受ける部分、激しい潮風を受ける部分において7cm以上とされており、かぶり調査をした結果、一部で小さな値の箇所が見つかったものの、調査範囲の平均値では大鳴門橋1A(太平洋側)97mm、南備讃瀬戸大橋B B4A西面110mm、因島大橋1A東面181mm、大三島橋3A東面139mmと規定以上のかぶりが確保されている。なお今回の調査は、外観状態の悪い箇所を中心とした、限られた範囲における局所的な調査であるため、得られた結果がそのまま構造物全体の平均的な状態を表しているものではない。

3.4 鉄筋腐食状況調査

調査箇所の表面コンクリートをはつりとり、鉄筋の腐食状況を肉眼で確認した(図-7)。鉄筋の腐食状況は、「健全度診断マニュアル」の評価基準(表-3)に基づいて評価を行った。評価結果を表-4に示す。調査箇所における鉄筋には若干の浮き錆等が見られる箇所があったものの比較的健全であった。表面に見られた浮き錆も施工時のものと考えられ、今すぐに鉄筋の腐食が問題になるとは考えられない。

3.5 アルカリ骨材反応

アルカリ骨材反応については、損傷事例が表面化し始



鉄筋状況	
縦筋	横筋
D13	D13
かぶり厚(mm)	
縦筋	横筋
142	124
鉄筋腐食度③	

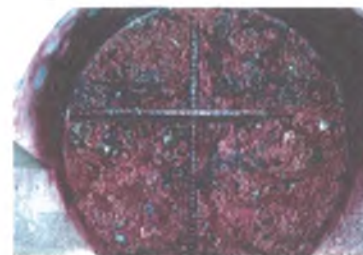


図-7 鉄筋腐食状況(因島大橋1A西面)

Fig. 7 Rusting of reinforcement(Innoshima Bridge 1A West side)

表-3 鉄筋腐食の評価基準²⁾

Tab. 3 Evaluation criteria for corrosion of reinforcement

鉄筋の腐食状況	鉄筋腐食度
断面欠損が著しい腐食	①
浅い孔食など断面欠損の軽微な腐食	②
ごく表面的な腐食	③
腐食なし	④

表-4 鉄筋腐食度評価結果

Tab. 4 Evaluated result of corrosion of reinforcement

橋梁名	調査場所	鉄筋腐食度
下津井瀬戸大橋	SB 4 A 西面	④
樫石島高架橋	Hva 14 P 東柱	④
	Hva 14 P 西柱	④
与島高架橋	Yva 4 P 南面	③
	Yva 4 P 北面	③
南備讃瀬戸大橋	BB 4 A 東面	③
因島大橋	1 A 東面	③
	1 A 西面	③
大三島橋	3 A 南面	③
	3 A 北面	③

めた頃の昭和58年に骨材利用実態調査、損傷事例調査を行うとともに、昭和59年に旧建設省建設大臣官房技術調査室長より出された「土木工事に係るコンクリート用骨材の取扱いについて」(昭和59年6月)等に基づき、通達以前に建設されたコンクリート構造物のうちアルカリ骨材反応による損傷が発生している構造物についてひび割れ注入・防水塗装等の補修を行っている。またコン

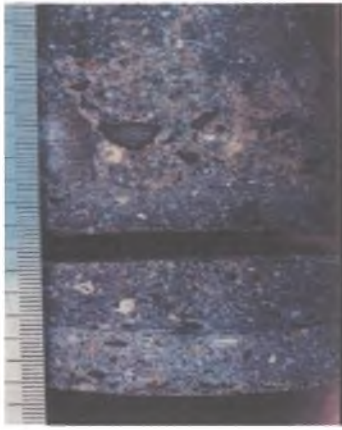


写真-1 下津井瀬戸大橋 SB 1 A コア

Photo. 1 Core specimen of Shimotsui-seto Bridge SB 1 A



写真-2 大三島橋 3 A の亀甲状ひび割れ

Photo. 2 net-shape cracks on Ohmishima Bridge 3 A

クリート構造物にひび割れ等の損傷が生じていないかどうか定期点検によって調査・確認を行っている。

その結果、最近の定期点検において下津井瀬戸大橋 SB 1 A 及び大三島橋 3 A でアルカリ骨材反応ではないかと疑われるひび割れが発見されたので、特にこれらの箇所においてアルカリ骨材反応調査を実施した。

下津井瀬戸大橋 SB 1 A のパラベットでは、亀甲状のひび割れと、ひび割れに沿った白色の析出物が見られたため、その形態からアルカリ骨材反応の疑いがもたれた。ひび割れ発生場所は、橋台パラベットの前面でジョイント部から雨水が供給される部位であり、雨水の供給がない側面ではひび割れ等の変状は見られなかった。変状部からコアを採取して調べたところ、表面に 2 cm 程度の厚さのモルタルが 2~3 層施工されていることが判明した (写真-1)。通常、補修モルタルを表面に施した場合には、乾燥収縮によって亀甲状のひび割れが発生することが多く、遊離石灰が析出する可能性は大きい。コンクリートコアからはひび割れも観察されず、骨材の反応と考えられるゲル、リムも観察されず、コンクリートにアルカリ骨材反応が進行している形跡は見られなかった。よって、SB 1 A に発生しているひび割れはアルカリ骨

材反応によるものではないと判断された。

また大三島橋 3 A の橋脚上部には亀甲状ひび割れが確認されている (写真-2)。ここでは 1.0 mm 以上のひび割れが亀甲状に発生しており、ひび割れ部での段差も確認されている。亀甲状のひび割れやひび割れ部の段差はアルカリ骨材反応特有の劣化形態である。コアを採取して調査したところ、白色ゲルの生成と反応リムの形成が確認されるとともに、エトリングサイト等の反応生成物が検出された。しかし同時に行った膨張量試験結果によると、全膨張率は 0.014% となり、今後劣化が進行する可能性はほとんどない⁶⁾と考えられる。この部分についてはひび割れ注入・防水塗装による補修を検討している。

4. まとめ

今回の調査結果から、本四の海峡部コンクリート構造物は、現時点では概ね健全であると考えられる。同時に、各橋梁によって劣化の傾向に違いがあると考えられる。気象条件の厳しい大鳴門橋や直接海水飛沫を受ける大三島橋では塩分の浸透が、因島大橋では中性化が若干進行しているようであった。今後は各橋梁の周辺環境、施工時期や経過年数、配合、施工条件などと劣化傾向の関係に着目するとともに、海峡部コンクリート構造物の長期耐久性を維持するために必要な方策等について検討を進めていく予定である。

5. あとがき

本調査結果をまとめるに当たり、各管理局および事務所における実務担当者に多大な資料を提供していただくなど大変お世話になった。ここに改めて深く感謝の意を表すものである。

参考文献

- 1) 「2001 年制定 コンクリート標準示方書 (維持管理編)」平成 13 年 1 月、(社)土木学会
- 2) 「コンクリート構造物の健全度診断技術の開発に関する共同研究報告書-コンクリート構造物の健全度診断マニュアル(案)-」平成 10 年 3 月、建設省土木研究所他
- 3) 「コンクリート構造物の耐久性シリーズ」昭和 61 年 5 月、技報堂出版
- 4) 例えば「建設省総合技術開発プロジェクト コンクリート耐久性技術の開発報告書」昭和 63 年 11 月、建設省
- 5) 「鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説」昭和 52 年 8 月、本州四国連絡橋公団
- 6) 「コア採取によるコンクリート構造物の劣化診断法」平成 10 年 4 月、小林一輔、森北出版

因島大橋ハンガーロープ開放調査について

Study on the Peeled-off Suspender Ropes of Innoshima Bridge

第三管理局 保全部
(前)第二管理局 向島管理事務所

計画課 付
橋梁維持課

前田 泰男

Yasuo Maeda



概要

因島大橋のハンガーロープは C.F.R.C が用いられており、主ケーブルに鞍掛けて取り付けられている。このハンガーロープは昭和 58 年 12 月に供用開始して以来、部分的な補修しか行われておらず、定着部近傍より赤錆を含んだ錆汁のしみ出しや、ロープ表面に赤錆の発生が確認されていた。これを踏まえて、平成 11 年度に 2 本のロープを選定し、ロープ内部の腐食状態を確認することを目的とした開放調査及び、今後ロープを開放せずに内部の腐食状態を評価することを目的とした非破壊検査適用実験を実施した。その結果、ハンガーロープ内部は広範囲に渡って赤錆が発生していたものの、ロープ強度は十分安全が確保されていることを確認した。

The suspender ropes of the Innoshima Bridge employ the C. F. R. C. system ; which are suspended from the saddle system attached around the main cable. Although the ropes have been repaired partially since the opening of the bridge on December 1983, there are found partial rust and strain of rusting liquid on the surface. This was why the study was initiated in 1999, which consisted of both the peeling-off operation to visually confirm the internal rusting condition of the ropes, and the non-destructive test to evaluate numerical rusting condition of the ropes. As a result, it was confirmed that the ropes had enough strength.

1. まえがき

因島大橋は 3 径間 2 ヒンジ補剛トラス吊橋であり、吊橋としては本四公団で最初の昭和 58 年 12 月に供用開始した。その因島大橋では現在、様々な維持管理が行われている。例を挙げると補剛桁の塗替塗装工事、主ケーブルの送気によるケーブル防食、桁や塔の形状管理を行う精密点検などがある。そうした中で、ハンガーロープ(図-1、図-2)については、一部補修塗装が行われているものの、殆どが手つかずの状態となっており、点検結果からは定着部近傍のロープ内部より赤錆を含んだ錆汁のしみ出しや、ロープ表面にも赤錆が確認された。ハンガーロープは、主ケーブルと補剛桁を連結する重要な構造部材であり、因島大橋のように長大なハンガーロープの交換は容易ではなく、その費用も膨大となることから、常に適正な管理を行い、腐食の進行を抑制する必要がある。

これらを踏まえ、腐食が著しく、架け替えが容易であるハンガーロープを 2 本 (1 格点分) 選定し、ロープ内部の腐食状態を確認すること、供用後 16 年が経過したハンガーロープ強度がどの程度低下しているのかを確認することを目的として開放調査を実施した。以降その結果について報告する。

また、今後ハンガーロープを開放せずに腐食状態を評価することを目的とした「全磁束法」の適用実験を現地にて行った。この結果についての報告は別途行いたいと考えている。

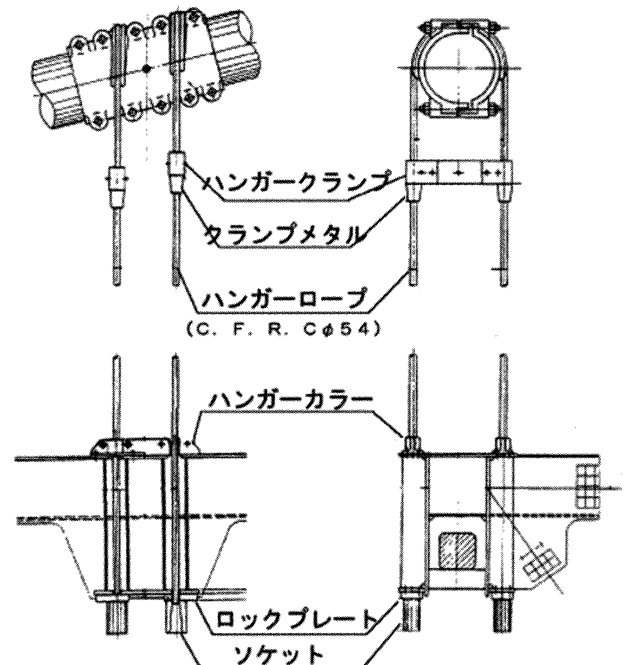
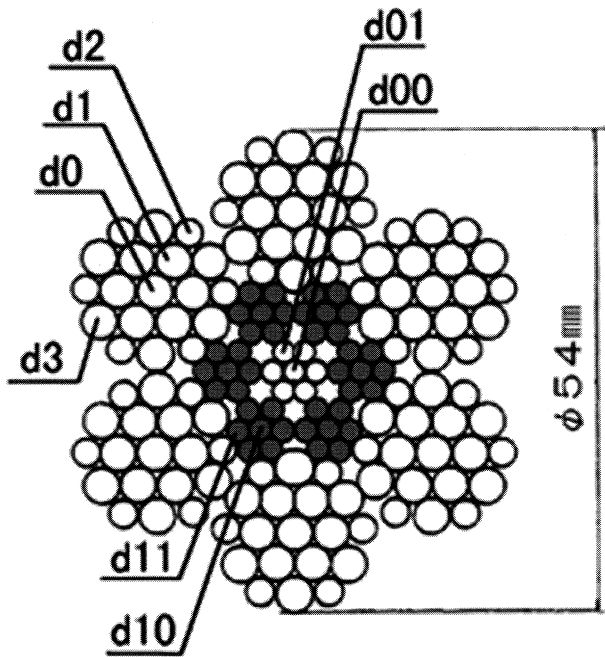


図-1 ハンガーロープ

Fig.1 Structure of suspender rope



ハンガーロープ素線径 (単位: mm)

d ₀₀	d ₀₁	d ₁₀	d ₁₁	d ₀	d ₁	d ₂	d ₃
2.66	2.55	2.55	2.44	4.10	3.93	3.16	4.16
芯ストランド		内層ストランド		外層ストランド			

図-2 ハンガーロープ断面図

Fig. 2 Cross section of suspender rope

2. 詳細点検の実施

開放調査の実施に先立ち、平成10年度にハンガーロープ定着部近傍のリップ内 (ソケット面から1.2mの範囲) の詳細点検を行った。

詳細点検は、健全なものから腐食の著しいものまで4段階に分類し、過去に変状が確認された格点を中心に121格点中50格点 (968箇所定着部中400箇所) を選定し、目視・触指検を実施した。その結果、調査箇所の約85%に相当する339箇所に変状が確認された。その変状の特徴として、①谷部より赤錆が滲み出している。②塗膜表面の変状はハンガーロープの長短の違い、または東西では関連性が確認されなかった。③ロープ山部に施工時の当て傷による腐食と思われるものがある。等が挙げられた。

3. 開放調査

3.1 開放調査箇所の選定

開放調査に先立ち、どのような方法でハンガーロープを取り替えるか、またどのハンガーロープを開放するのかを検討した。

ハンガーロープの取り替えには、平成元年度に本橋でケーブルバンドを開放したときに実施された仮バンド工法 (図-3左) と、1966年頃ジョージワシントン橋でケーブルの架け替え工事で実施された、片方のハンガーロー

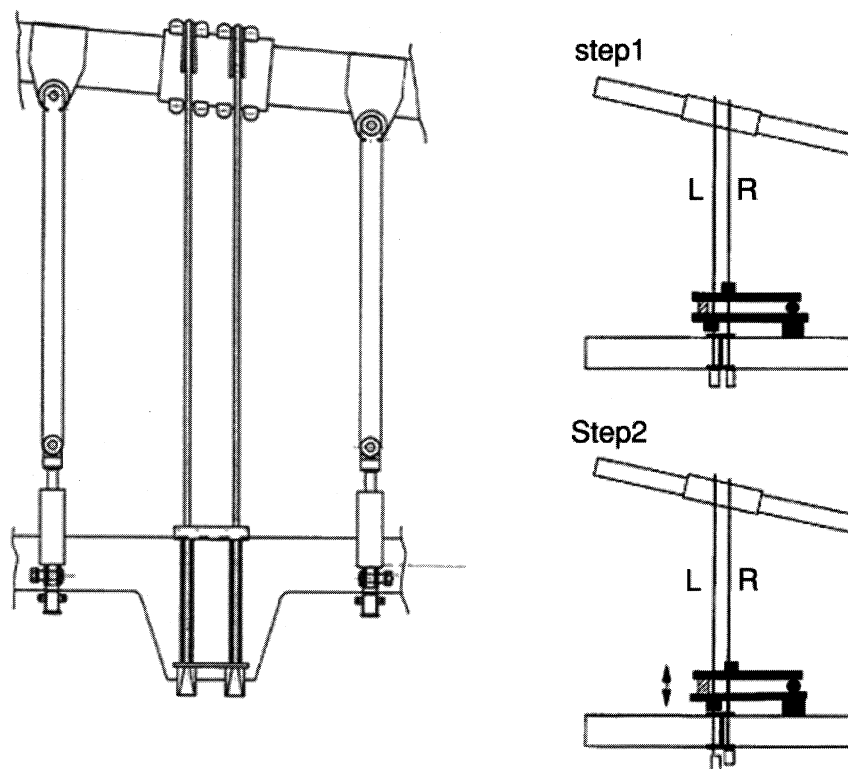


図-3 仮バンド工法とジャッキビーム工法

Fig. 3 Provisional band method and jacked beam method

ブに荷重を預けるジャッキビーム工法（図-3右）がある。各々の長・短所を比較した結果、短ハンガーでの施工にしか適しないものの、仮設備に要する費用が安価である仮バンド工法を選定した。

これらより、短ハンガーで外観上の腐食が著しい格点56西側のハンガーロープN・Sの2本（写真-1）を開放調査の選定箇所とした。

3.2 ハンガーロープ架け替え作業

ハンガーロープの架け替えは、写真-2にあるような仮ハンガーを用い、補剛桁本体を持ち上げる仮バンド工法で行った。張力を開放する際に、ハンガーロープの繰り戻りが懸念されたことから、事前にマーキングを施し作業を実施したが、繰り戻りは起こらなかった。ロープ張力は全体（当該格点）で、事前の測定では91t程度だったのに対し、旧ロープの撤去には146t（測定張力の約1.6倍）、新ロープの架設には172t（測定張力の約1.9倍）のジャッキ圧を要した。このことからハンガーロープの架け替え時には、ロープ張力の最低2倍のジャッキ圧を有するジャッキを用意する必要がある事が分かった。

3.3 室内試験項目

室内試験は、①ハンガーロープ内部の腐食状況の確認、

②腐食が生じていた場合における腐食生成物の確認、③ハンガーロープの強度低下の確認、の3点を目的とし撤去したハンガーロープを工場へ輸送し、表-1に示す試験を行った。

3.4 塗装除去前・後外観調査

ロープをまず3分割し、塗装除去前の外観を調査した。調査後ロープ試験に用いるロープをS側とし、ストランドに解体し素線試験等に用いるロープをN側とした。そしてNのロープは作業性を考慮して856mm間隔（ロープ2縀り分、図-4参照）で切断し、塗装を除去した後、外観調査を行った。

塗装除去前外観調査からは、①表面上最も腐食が多く確認されたのは定着部近傍であった。②ロープ全般にわたり谷部に塗膜にわれが発生しているが、その殆どはロープ張力を開放したときに発生したと思われる。③ソケット近傍に錆は認められるが、腐食量としては微量で

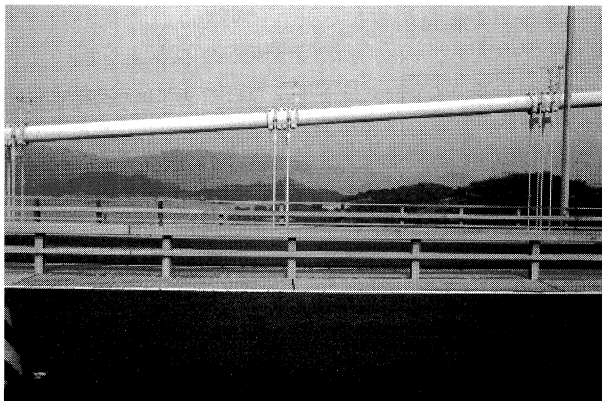


写真-1 格点56西側全景

Photo.1 Whole view of panel point 56

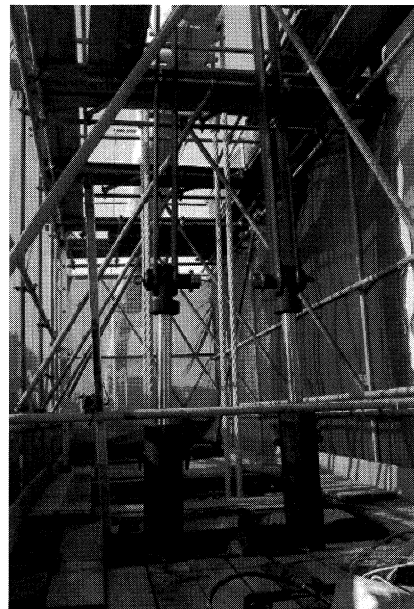


写真-2 仮ハンガー設置状況

Photo.2 Installation of provisional suspender

表-1 開放調査室内試験項目

Tab.1 Items of laboratory test

試験名	数量	適用
塗装除去前・後外観調査	2本	ロープ全長
ストランド外観調査	1本	格点56西側N
素線試験	各27本	ストランド外観調査完了後、外層・内層・芯ストランドの腐食部・健全部・鞍掛部より各3本採取
断面顕微鏡調査	36枚	外層・内層・芯ストランドの腐食部・健全部・鞍掛部・新品を各3枚
腐食生成物の定性・定量分析	5回	腐食部の外・内・芯 鞍掛部、健全部の内層
ロープ試験	3回	引張試験 格点56西側Sのロープを3分割

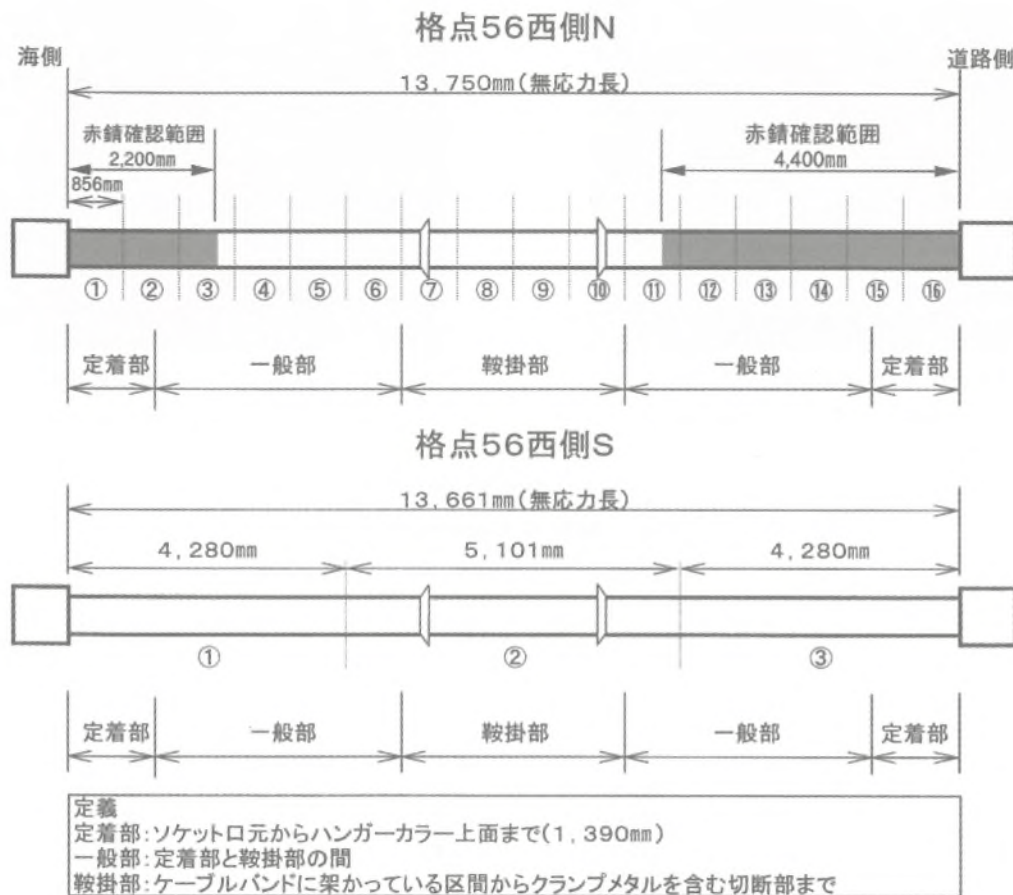


図-4 ハンガーロープ展開図

Fig. 4 Unfolded plan of suspender rope

ある。④N側とS側で外観上腐食の大きな差は認められない。⑤ハンガーカラー部とハンガーロープクランプ部に擦過による錆が確認された。

塗装除去後外観調査からは、①ソケット近傍に錆が確認されるが、除去前と大きな差はない。②塗膜で被覆された面は健全であったことが確認された。

3.5 ストランド外観調査

塗装除去後外観調査終了後、16分割したロープを各ストランドに解体した。その結果、①赤錆が確認された範囲は図-4に示したとおりであり、腐食範囲内の外層ストランドの塗装で覆われた面は健全であったが、内装ストランドと接する面には赤錆が発生しており、内層及び芯ストランドはほぼ全面に赤錆が発生し腐食が進行している(写真-3参照)。②定着部近傍のリップ内に位置する部位はほぼ全域に赤錆が発生していたが、当初想定していた「ソケット口元部が最も腐食している」とは異なり、上部の方が腐食進行していた(写真-4参照)。③赤錆が発生している範囲は海側より道路側の方が広がった。④鞍掛部やクランプメタル部周辺は亜鉛が十分残っており健全であることが確認された(写真-5参照)。



写真-3 赤錆発生箇所拡大写真

Photo.3 Enlarged view of red rust

3.6 素線試験

素線試験は、腐食部・健全部・鞍掛部の各ストランドから外層はd3、内層はd11、芯はd01の素線を用い、試験を実施した。試験結果を表-2に示す。

その結果、外層ストランドの引張り強さは腐食部においても基準値を満足していることが確認された。対して内層・芯ストランドは腐食部において全て基準値を下回っており、腐食が進行していることがわかる。またねじり、巻き付け試験の結果からは、腐食部で靱性が非常に低下していることが分かった。しかし、引っ張り試験

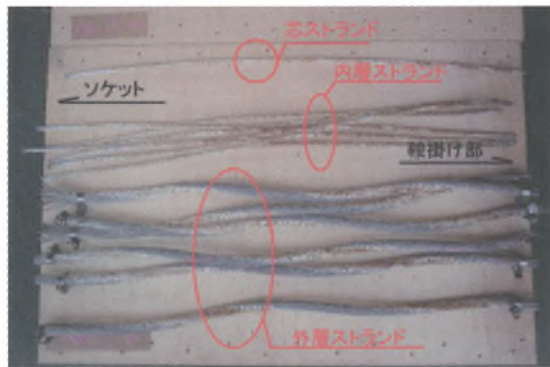


写真-4 定着部近傍部全景写真

Photo. 4 Close view of the anchoring point



写真-5 クランプメタル部全景写真

Photo. 5 Clamp metal

表-2 素線試験結果

Tab. 2 Result of element wire test

	供試体番号	線径 (mm)	引張強さ (kgf/mm ²)	伸び (%)	ねじり回数 (回)	巻付試験	亜鉛付着量 (g/m ²)
外層	基準値	4.16	160 以上	4.0 以上	12	破断しない	270
	健全部④	4.18	162.1	6.0	22	良	306
		4.18	162.9	6.8	22	良	277
		4.18	163.6	6.2	22	良	319
		4.18	163.6	6.6	22	良	305
	鞍掛部⑧	4.18	163.6	7.0	22	良	281
		4.19	164.3	7.4	25	良	323
		4.19	162.9	3.8	3	良	296
	腐食部⑫	4.19	162.8	6.0	3	良	285
		4.20	162.0	5.0	8	良	279
4.20		162.0	5.0	8	良	279	
内層	基準値	2.44	160 以上	4.0 以上	14	破断しない	210
	健全部④	2.48	166.8	5.4	23	良	296
		2.50	164.4	5.0	19	良	283
		2.47	167.9	5.2	18	良	284
		2.47	170.1	6.2	22	良	272
	鞍掛部⑧	2.47	171.2	6.0	24	良	268
		2.47	168.1	5.2	20	良	267
		2.42	156.8	2.0	3	3回転で破断	204
	腐食部⑫	2.45	146.9	1.2	1	1回転で破断	191
		2.45	150.4	2.0	7	0回転で破断	184
2.45		150.4	2.0	7	0回転で破断	184	
芯	基準値	2.55	160 以上	4.0 以上	14	破断しない	210
	健全部④+⑤	2.59	166.5	6.0	20	良	292
		2.60	164.7	6.0	21	良	274
		2.60	164.9	5.6	19	良	297
		2.57	167.8	6.2	18	良	298
	鞍掛部⑧+⑨	2.59	166.3	5.4	18	良	273
		2.57	167.8	5.6	21	良	270
		2.57	158.2	2.6	5	0回転で破断	199
	腐食部③+⑫	2.58	148.4	2.2	6	3回転で破断	234
		2.59	145.3	2.4	10	良	159
2.59		145.3	2.4	10	良	159	

注) ・上表の斜字は基準に満たないものを示す。

・供試体番号は図-4 の番号に示す部位を示す。

・ねじり回数とは試験片を100φのつかみ間隔で固定し、毎分60回以上のねじり速度で回転させ、切断したときのねじり回数を求める。

・巻付試験とは試験片をその3φの芯金に3回巻付け、切損の有無を確認。

の破断面を電子顕微鏡により確認したところ、延性破面であったことから、脆化の心配はないと思われる。

3.7 電子顕微鏡調査

光学電子顕微鏡を用いて、腐食部・健全部・鞍掛部・新品の各層ストランドを採取して、亜鉛の付着状況、腐

食の進行状態を確認した。写真-6 は芯ストランドの健全部、写真-7 は芯ストランドの腐食部を電子顕微鏡で観察した写真である。健全部ではめっき厚が減少している箇所が確認されたが、これはロープ縫り合わせ時にストランド同士が擦れたことが原因と思われる。また、腐食部においては芯ストランドの外側で非常に腐食が進行

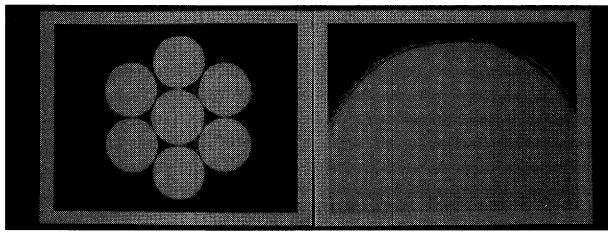


写真-6 芯ストランド健全部断面顕微鏡写真

Photo.6 Microscopic view of the sound part of core strand

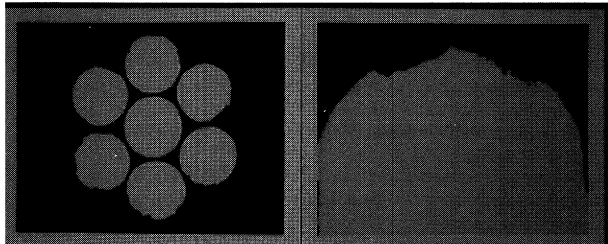


写真-7 芯ストランド腐食部断面顕微鏡写真

Photo.7 Microscopic view of the corroded part of core strand

し、めっきが完全になくなり、鉄部にまで腐食が進行していることが分かる。

3.8 腐食生成物の定性・定量分析

各ストランドの腐食部より、表面に付着している錆を採取し、腐食生成物の定性・定量分析を行った。試験はEPMA分析、XDM分析で行った。EPMA分析は、採取した試料の構成元素を調べる試験である。XDM分析は採取した試料の結晶構造を調べる試験である。これらの分析を行うことにより、腐食の進行状態や腐食原因を究明するための基礎資料を得ることを目的としている。

試験結果を表-3、4、図-5に示す。図-5のグラフはEPMA分析結果より、亜鉛と鉄の重量比をグラフ化したものである。この結果からは、腐食部において外層<内層<芯ストランドと鉄の量が多くなっていることがわかる。

今回の分析結果からは、ナトリウム成分が内層及び芯部の腐食部では検出されなかったことから、今回開放したハンガーロープについては、ハンガーロープ内部の腐食に飛来塩分や雪氷対策による塩水散布が腐食の直接の原因にはなっていないと考えられる。また、XDM分析の結果からは、鉄の腐食生成物は Fe_3O_4 (マグネタイト)が多く検出されており、このマグネタイトは酸素濃度が少ない環境で生成される結晶構造であることから、腐食の主な原因の一つは酸素濃淡電池腐食であると思われる。

参考として健全部、鞍掛部の内層ストランドにおいても同様な試験を実施したが、XDM分析の結果、 $Zn_5(CO_3)_2(OH)_6$ (塩基性炭酸亜鉛)の成分が多く、亜鉛の化合物が不動態被膜を形成している状態で、腐食の進行速度が非常に緩やかな状態であり、全く健全な状態であった。

表-3 EPMA 分析結果

Tab.3 Result of EPMA

	腐食部(外)	腐食部(内)	腐食部(芯)	健全部(内)	鞍掛部(内)
炭素 (C)	8.433	1.440	1.195	2.764	3.895
酸素 (O)	21.559	25.394	24.550	25.262	25.601
ナトリウム (Na)	1.736	—	—	—	—
マグネシウム (Mg)	0.157	0.120	0.184	—	0.390
アルミニウム (Al)	0.191	—	—	0.366	0.627
けい素 (Si)	0.476	0.180	0.194	0.930	3.876
硫黄 (S)	0.379	0.209	0.190	1.034	0.209
塩素 (Cl)	0.925	0.320	0.105	0.479	0.367
カリウム (K)	0.148	0.054	—	0.127	0.125
カルシウム (Ca)	0.725	0.340	0.212	0.179	0.818
チタン (Ti)	0.378	0.494	0.149	0.531	0.231
マンガン (Mn)	0.291	0.380	0.365	—	—
鉄 (Fe)	30.069	39.248	43.008	0.242	0.786
亜鉛 (Zn)	33.086	31.820	29.828	68.086	62.009
鉛 (Pb)	0.947	—	—	—	1.068

注) 上記数値は重量比(%)で示す。表中の薄い網掛け部は塗料及び線材に含まれる元素、濃い網掛け部は塗料のみに含まれる元素を示す。

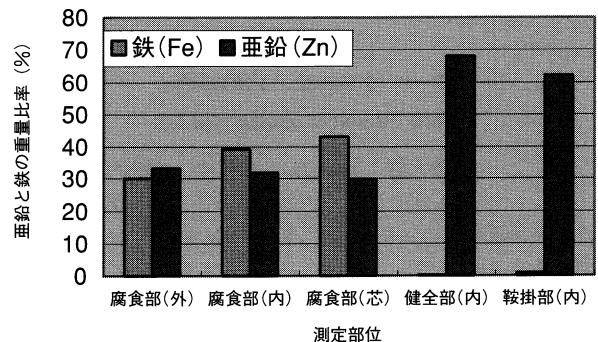


図-5 EPMA 分析中の鉄と亜鉛の重量比

Fig.5 Weight ratio of iron and zinc by EPMA

3.9 ロープ試験

ロープ試験の結果を表-5に示す。鞍掛部は素線の破断が確認(破断音で確認)された直後、ロープが破断したのに対し、西側・東側は比較的早い段階で素線の破断音が確認された。しかし、破断強度に着目すると、表-

表-4 XDM 分析結果

Tab. 4 Result of XDM analysis

試料部位	検出結晶構造	備考
腐食部 (外層)	ZnO Fe ₃ O ₄ α-FeOOH Zn(OH) ₂ γ-FeOOH	・①から⑦は亜鉛鋼線の腐食進行状態を示す。 ①Zn ②Zn ₅ (CO ₃) ₂ (OH) ₆ ③Zn(OH) ₂ ④ZnO ⑤γ-FeOOH ⑥α-FeOOH ⑦Fe ₃ O ₄ ・?は微量のため、断定は出来ない。 ・健全部・鞍掛部のZnは、試料採取時に鋼線の表面の亜鉛を削り取ったものと思われる。 ・結晶構造の表記は、検出された結晶構造が多い順に明記している
腐食部 (内層)	ZnO Fe ₃ O ₄ α-FeOOH Zn(OH) ₂ γ-FeOOH	
腐食部 (芯)	ZnO Fe ₃ O ₄ α-FeOOH Zn(OH) ₂ γ-FeOOH	
健全部 (内層)	Zn Zn ₅ (CO ₃) ₂ (OH) ₆ SiO ₂ ? TiO ₂ ? α-K ₂ S ₂ O ₇ ?	
鞍掛部 (内層)	Zn Zn ₅ (CO ₃) ₂ (OH) ₆ α-K ₂ S ₂ O ₇ SiO ₂ ? TiO ₂ ?	

表-5 ロープ試験結果

Tab. 5 Result of rope test

	長さ (mm)	破断荷重	伸び量	伸び率	初期破断音
西側①	3,330	226.4 t	215.3 mm	6.5%	164 t
鞍掛部②	3,330	231.8 t	258.3 mm	7.8%	230 t
東側③	3,330	229.3 t	222.7 mm	6.7%	205 t

注) 初期破断音とは、ロープ試験中に素線の破断音が最初に確認された時の荷重値をさす。

表-6 新品のロープ試験結果

Tab. 6 Result of unused rope test

		最大値 (t)	最小値 (t)	平均値 (t)	弾性係数(平均) (kg/mm ²)
建設 当時	神鋼鋼線	232.0	226.5	228.9	1.48 × 10 ⁴
	東京製綱	233.0	227.0	229.9	1.51 × 10 ⁴

6の建設時のロープ試験結果と、設計時の基準値である最小破断荷重 198 t に着目しても、強度的には十分健全であるといえる。

ロープ試験後、破断したロープの破断状況を確認した。鞍掛部のロープはほぼ中央で破断しているのに対し、西側・東側のロープの素線破断位置はバラバラであった。また、先に行ったストランド外観調査の結果と同様、ロープ内部は腐食が進行していることが確認された。しかし、

破断面を観察すると素線試験結果と同様延性破面であることから、脆化の心配はないと思われる。

4. まとめ

今回の開放調査の結果をとりまとめると、ロープの強度上問題ないものの、ハンガーロープ内部が腐食していることが分かった。また、外観が健全な部位でも、ロープ内部が腐食していたため外観と内部の腐食は相関がないことが分かった。

腐食部(図-4に示す範囲)でのハンガーロープ内部では、芯ストランドの外表面、芯ストランドと接する内層ストランドの面、内層ストランドと接する外層ストランドの面に赤錆が認められ、素線強度が低下していた。また、同部では著しく靱性が低下しているものの、脆化による破断(伸びが認められない)ではなく延性破面であることから、脆化の問題はないと思われることが分かった。

今回の調査結果より、腐食の原因を推定するとすれば、腐食生成物の定性定量分析で一部、ナトリウム成分が検出されたが、他の部位で検出されなかったこと。外層・内層・芯ストランドと奥に進むにつれ、腐食の進行が進んでいること。酸素濃度の低い状態で生成される Fe₃O₄ 多く生成されている。この3点から今回の腐食の原因は海塩粒子や雪氷対策による飛来塩分が主原因ではなく、塗膜の割れ部から雨水等が進入し、ケーブルの空隙で水分が滞水され、酸素供給が少ないロープ中心から腐食が進む現象。すなわち、酸素濃淡電池腐食による腐食が主原因であると思われる。

今後の課題として、まず一つ目に今回の開放調査では短尺ロープを開放していること、またロープ内部の腐食状態は外観観察からは確認できないため、長尺あるいは他のロープの腐食状態を確認する事が可能な非破壊検査等による点検・調査方法の確立が挙げられる。

二つ目に、ロープ強度は問題ないことが確認されたが、ハンガーロープ内部の腐食は進行しており、現状のまま放置しておくとも腐食の進行が進むことが予想されるため、ハンガーロープの長寿命化を目的とした適正な補修方法を確立する必要がある。特に本橋のハンガーロープの塗膜の劣化が進行していることから、早急に補修方法を立案し、腐食進行を防止あるいは抑止する必要がある。

最後に、今回の調査でお世話になりました、関係者の皆様に深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 因島大橋精密点検工事報告書：(平成 12 年 3 月本州四国連絡橋公団)
- 2) 吉田・横沼・前田・若狭・守谷「吊橋ハンガーロープの全磁束法による非破壊調査と強度試験」(土木学会第 55 回年次学術講演会)

陸上部橋梁の電気防食工事

Electric Corrosion Protection Work on Highway Bridges

第三管理局 今治管理事務所 維持補修課長代理 杉山剛史

Takeshi Sugiyama



概要

大三島インターチェンジに位置する大三島第一ランプ橋は1979年5月本州四国連絡橋公団の最初に供用された区間の橋梁である。22年を迎えた本橋梁において、コンクリートの経年劣化により鉄筋の露出、クラック等が顕著となった。コンクリート劣化状況調査を実施した結果、コンクリート内部に介在する塩分濃度が高い事が判明したため、通常の断面修復工に加え、コンクリート構造物の塩害対策として有効なひとつの手段である電気防食工を実施した。本文では、電気防食工法の選定に至った経緯とその施工報告を述べるものである。

The First Ohmishima Ramp Bridge employed a RC hollow slab deck, which was constructed by the Honshu-Shikoku Bridge Authority on May 1979 at the Omishima Interchange. The 22-year-old bridge has been notable for the cracks and the exposed reinforcement and so on due to aging of the concrete. Since the study on aging of concrete clarified that the high salinity concentration was found in the concrete, the electric protection work, which was effective to the chloride damage of the concrete structures, was implemented for the countermeasure in addition to the usual repair work of deck. In this report the process in the selection of the electric protection work method and the work procedure are discussed.

1. はじめに

第一大三島ランプ橋は昭和54年5月に供用されたRCホロスラブ橋である。本橋はしまなみ海道のほぼ中央部、尾道から約30kmに位置する。気候は温暖で瀬戸内式気候である。

供用以来継続的に点検を実施してきたが、床版下面部にクラックの発生や露出した鉄筋の錆び等の進行が著しいため、その補修工法として電気防食を実施した。この報告においては劣化にいたる原因調査と補修工法に電気防食の採用に至った経緯及び電気防食工の報告を述べるものである。

2. 劣化原因調査

2.1 塩分含有量

陸上部橋梁の劣化状況を把握し、構造物の劣化診断を行うため、コンクリートの物性、鉄筋の腐食等の劣化状況調査を第三管理局管内の6橋を対象に平成11年度に実施した。その結果、第一大三島ランプ橋においてコンクリート強度等に関する物性値については問題がなかったが、上部工および下部工内部に存在する塩分含有量が非常に高い数値を示している事が確認された。(図-1)

2.2 塩害のメカニズム

コンクリート中の鉄筋は、セメントの強アルカリ環境

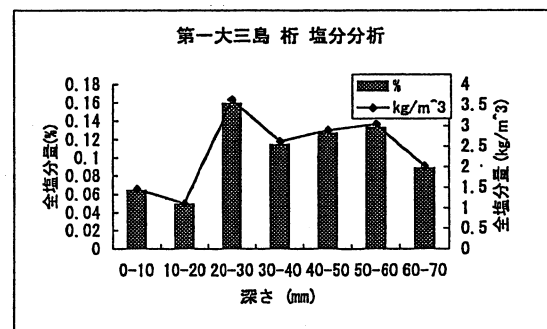


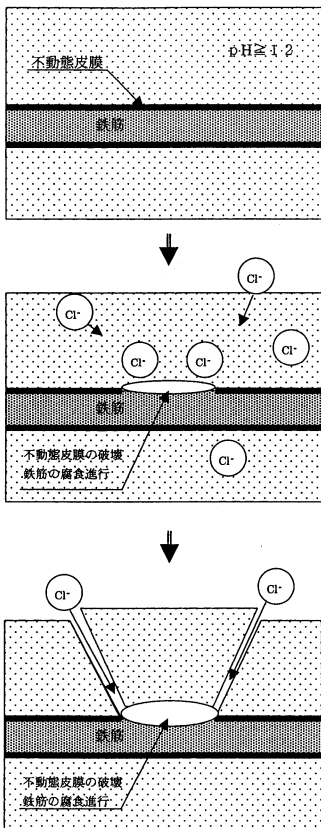
図-1 塩分分析結果

Fig.1 Result of chloride analysis

下にあり鉄筋表面は不動態皮膜を形成するため鉄筋が腐食することはないが、塩化物イオンが混在すると鉄筋表面の不動態被膜を破壊し、活性化させるため鉄筋の腐食反応が促進する。これが、いわゆる塩害と言われるものである。(図-2)

2.3 腐食限界塩分量

各機関によるコンクリート中の鉄筋腐食限界塩分量は表-1に示すとおりであるが、第一大三島ランプ橋の内部塩分量がそれらに比してかなり多いことが確認された。コンクリート中に限界塩分量を超える塩分量が測定されたが、図-1に示す値からわかるように表面付近より内部の方が高い数値を示していることから、内部に混在する塩分は浸透したのではなく、施工当初より混在してい



健全な状態
 コンクリート中は強アルカリ下にあり鉄筋は不動態皮膜に保護され錆びない

塩害
 飛来塩分などによって外部から供給された塩化物イオンが内部に浸透、または海砂等と一緒に混入した塩化物イオンによって鉄筋の不動態皮膜を破壊し、鉄筋が腐食する

錆の膨張圧力によって、コンクリートにクラックが発生し、更に塩化物イオンの供給されるため腐食が進行する

図-2 塩害のメカニズム

Fig. 2 Mechanism of chloride damage

たものであると推測される。推定原因として、本橋は1977年の施工であり、当時の塩分に対する基準は海砂の重量に対し上部工では0.03%が許容限度であったこと、地下水を利用したことなどが考えられる。

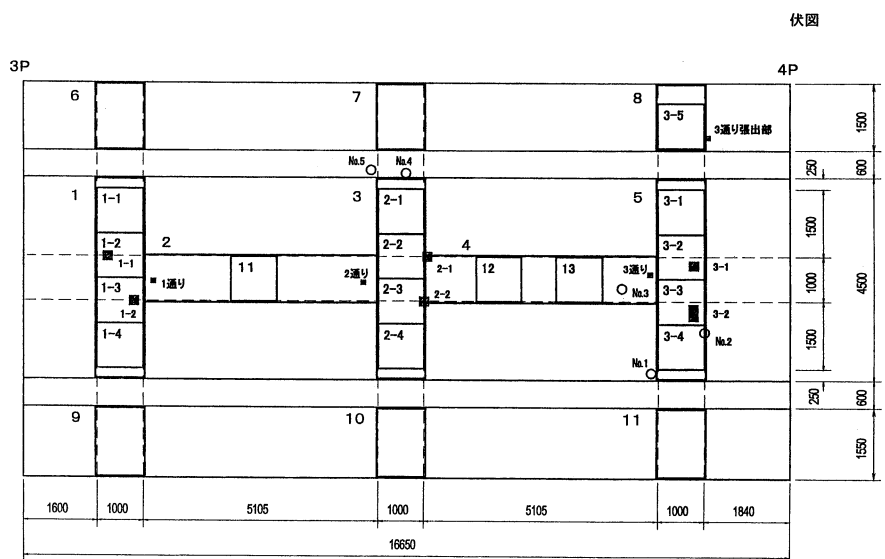
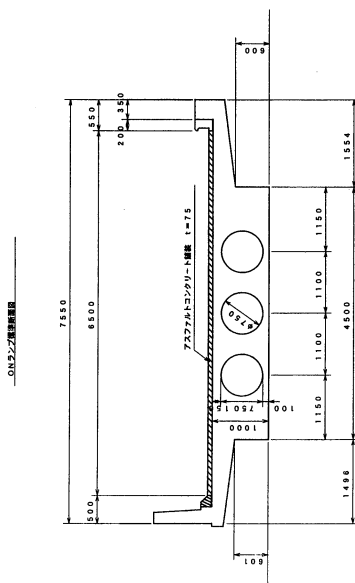


図-3 各種調査位置図

Fig. 3 Location of various surveys

表-1 各機関による腐食限界塩分量

Tab. 1 Critical chloride volume by various organizations

提案者	提案年	発錆限界塩化物イオン量
土木研究所	1989年	1.2~2.5 kg/m ³
建設省プロ塩害補修基準値	1989年	2.5 kg/m ³
温海地区塩害対策標準値	~1996年	2.5 kg/m ³
高速道路技術センター基準値	1993年	1.2 kg/m ³
温地区塩害対策標準値 地区塩害対策管理値	1997年~	1.2 kg/m ³

3. 詳細調査

塩害による構造物劣化を防ぐ補修対策工法検討を実施するために、より詳細な調査を平成12年度に実施した。以下に調査結果を記す。

3.1 鉄筋かぶり厚調査

設計かぶりは主筋(D 32)49 mm、配力筋(D 13)36 mmである。主筋については、ほぼ設計かぶりを満足していたが、配力筋については半数程度でかぶりが20 mm以下となっており、ほとんどの鉄筋が腐食している状態であった。

3.2 自然電位測定結果

自然電位の測定位置を図-3に、測定結果を表-2に示す。全体的には損傷度Ⅱ~Ⅲの範囲である。4Pに向かって腐食が進んでいる結果が得られており、これは外観調査によるものと一致している。

また、分極抵抗と同時に測定した自然電位の測定結果

表-2 自然電位測定結果

Tab.2 Result of natural voltage measurement

調査箇所	1-1	1-2	1-3	1-4	11	2-1	2-2	2-3
損傷度	Ⅲ	Ⅲ	Ⅲ	Ⅲ	Ⅲ	Ⅲ	Ⅲ	Ⅲ
自然電位 E(mV)	-250 \geq E>-350	-250 \geq E>-350	-250 \geq E>-350	-250 \geq E>-350	-250 \geq E>-350	-250 \geq E>-350	-350 \geq E	-350 \geq E
調査箇所	2-4	12	13	3-1	3-2	3-3	3-4	3-5
損傷度	Ⅲ	Ⅱ	Ⅱ	Ⅱ	Ⅱ	Ⅱ	Ⅱ	Ⅰ
自然電位 E(mV)	-350 \geq E	-350 \geq E	-350 \geq E	-350 \geq E	-350 \geq E	-350 \geq E	-350 \geq E	-350 \geq E

【鉄筋腐食度の評価基準】

mV (CSE 基準)

損傷度	自然電位 E(mV)	想定される状況
I	-350 \geq E	コンクリート中の鋼材は、腐食していると考えてまず間違いのない状態。早めに詳細調査の実施を検討する必要がある段階。
II	-250 \geq E>-350	コンクリート中の鋼材が腐食している可能性が高いと考えられる状態。詳細調査を行って、構造物の状況を確実に把握することが望ましい段階。
III	-150 \geq E>-250	場合によってはコンクリート中の鋼材の腐食が始まっていると考えられる状態。構造物の重要度、維持管理レベルに応じて、詳細調査を実施することが望ましい段階。
IV	E>-150	これまでの知見からすると、コンクリート中の鋼材の腐食は生じてないと考えるのが妥当な状態。当面は、通常の定期点検を主体とした管理で十分であると考えられる段階。

※「コンクリート構造物の健全度診断技術の開発に関する共同研究報告書-コンクリート構造物の健全度診断マニュアル(案)-」
建設省土木研究所材料施工部コンクリート研究室、日本構造物診断技術協会著による評価

はかぶり厚が60~70 mm 確保されている主筋は損傷度Ⅲ~Ⅳであり、かぶり厚が10 mm 未満でほとんど確保されていない配筋は損傷度Ⅱと評価されている。このことから、全体的な評価結果はかぶりの小さな配筋の腐食状況を評価していると考えられる。

3.3 はつり調査結果

かぶり厚の確保されている主筋や配筋については健全な状態であった。表面に軽微な腐食が認められたがこれは施工時既に発錆していたものと考えられる。中性化深さは9~26 mm であり20年を経過する本橋ではこの程度は進行しているものと思われるが、かぶり厚の少ない配筋については中性化領域にあったため、腐食が著しく進行していた。

3.4 塩分量調査

今回の塩分量調査では、はつりコンクリートから採取したものを試料としたため、試料中の骨材料が一定でないため、バラツキが生じたものと思われるが、含有塩分量は1.6~4.3 kg/m³ であり、全て限界塩分量とされる1.2 kg/m³ を上回る値であった。(表-3)

表-3 塩分含有量

Tab.3 Volume of chloride content

	1 通り	2 通り	3 通り	平均
塩分量	1.6 kg/m ³	1.7 kg/m ³	4.3 kg/m ³	2.5 kg/m ³

4. 補修方法検討

4.1 塩害に対する補修工法

塩害に対する鉄筋コンクリート構造物の補修工法の選択にあたっては、図-4 のフローに従って選択する。

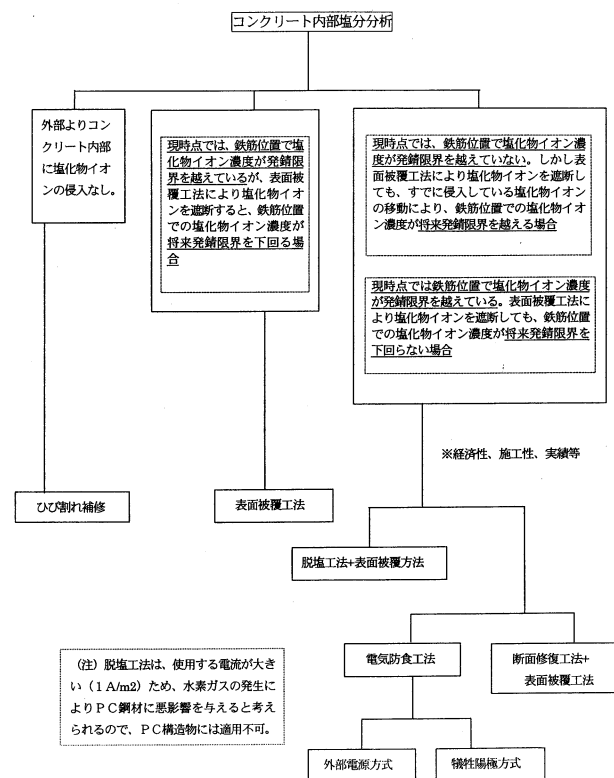


図-4 塩分量から決定される補修工法

Fig.4 Repair method by chloride volume

発錆限界塩分量を超える塩分量が確認された本橋においては、断面修復工もしくは電気防食工法が有効な対策・補修工法である。

はつり調査結果からかぶりの確保されている鉄筋については健全な状態であり、第一大三島ランプ橋は供用後20年を経過している橋梁であることを考慮すれば、今回の変状の原因は一般的な内部塩分による塩害の影響は小さく、主としてかぶり不足による劣化であると推測される、さらに促進される要因として冬季の凍結防止剤散布や飛来塩分によるものが考えられる。

そのため今回の補修工法は、主としてかぶりの少ない配力筋までのかぶり厚確保のための断面修復工を実施するものとするが、発生限界塩分量を超える内部塩分対策として、腐食の比較的進行した4P付近について一部電気防食工を施工し、その効果の検証についても併せて行うこととした。

断面修復工と電気防食を併せて行うメリットは次のとおりである。

- ①断面修復工のみでは、内部塩分により補修部と未補修部間でマクロセル腐食が生じる可能性がある。
- ②電気防食工は内部塩分によるマクロセル腐食を確実に防止できる。
- ③損傷の比較的進行した部分に電気防食を施し軽微な部分には断面修復までに留め初期投資を抑えた工法を施工し両者の効果を検証することにより今後の他径間や他橋の対策工法を決定する為の試験を兼ねることができる
- ④電気防食を実施していない断面修復までに留めた箇所についてもモニタリング設備（照合電極）を設置し定期的に計測することにより鉄筋が腐食を始める前に電気防食等の対策を実施することが可能である。

4.2 電気防食工法の選定

電気防食工法は、コンクリート内部の鉄筋腐食に作用する腐食電流と同等以上の防食電流を外部から鉄筋に流入させる回路を構築し、鉄筋の腐食を電気化学的に防止する方法であり、厳しい腐食環境下においても腐食の進行を停止できる工法である。(図-5) また、コンクリート内部に存在する塩分の除去が不要で、防食効果の確認が容易である等の特徴がある。

電気防食工法は、大別して、外部に直流電源装置を設置し陽極からコンクリート中の鋼材へ防食電流を供給する導電性塗料方式、網状陽極方式、内部挿入電極方式、チタン溶射方式などの外部電源方式と、内部の鋼材よりイオン化傾向の大きい亜鉛などの金属を陽極材としてコンクリート中の鋼材との電位差によって防食電流を供給する亜鉛シート方式、亜鉛溶射方式などの流電陽極方式とがある。

4.3 チタン溶射方式の採用

本橋においては、電気防食工法のうち耐久性において

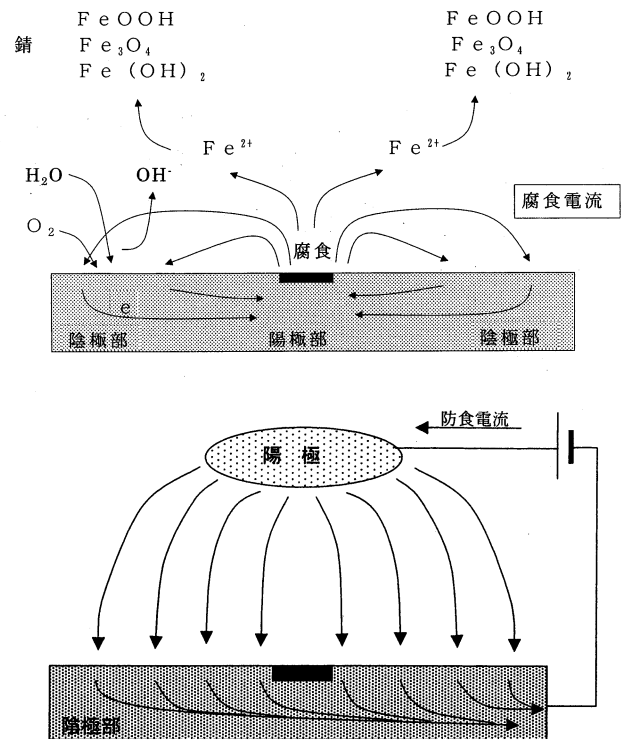


図-5 金属腐食と電気防食のメカニズム

Fig. 5 Mechanism of metal corrosion and electric protection

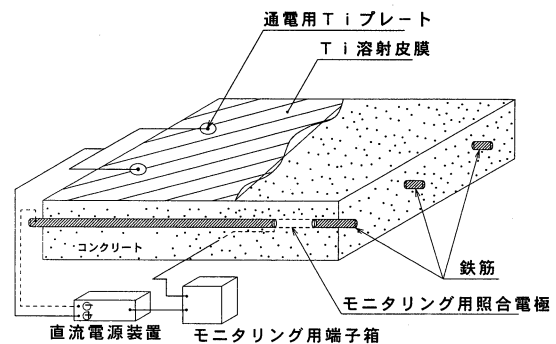


図-6 チタン溶射方式概念図

Fig. 6 Concept of titan spraying operation

流電陽極方式より勝る外部電源方式によるチタン溶射方式を採用した。(図-6)本橋は耐震補強を既に施工中であり、死加重の増加は耐震補強設計に変更か生じることから現桁断面の増厚が20mm程度しか見込めないため、網状陽極などのコンクリート内部に埋め込む方式を避けた。

チタン溶射方式の特徴は以下のとおりである。

- (1)複雑な構造物にも適用できる
- (2)薄膜(100ミクロン)で軽い電極であるため死加重増に影響がない
- (3)耐久性を確保できる
- (4)溶射方式であるため作業性が良い
- (5)使用する材料の入手は容易である。
- (6)他の工法に比べ安価である

5. 補修工事

5.1 施工手順

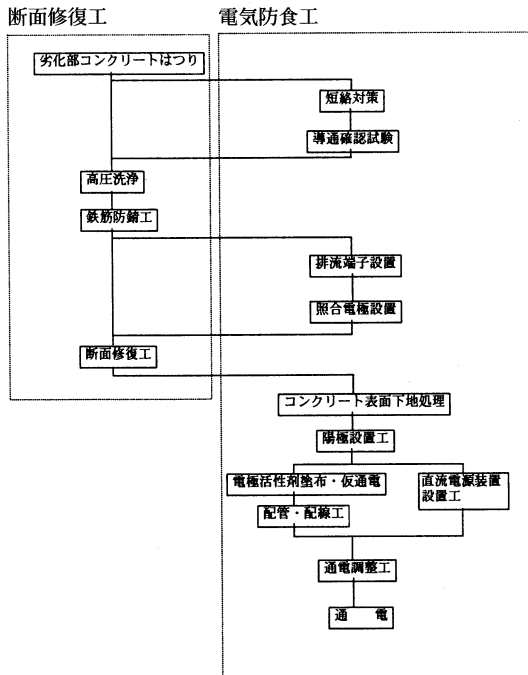


図-7 施工手順フロー
Fig. 7 Work procedure

5.2 はつり工

断面修復工法では鉄筋を全てはつり出して復旧を行うが、今回の対策工法では配力筋のかぶり厚確保が主目的である。そのため、露出した鉄筋や腐食した鉄筋については取替や防錆処理が必要なため完全に露出させるが、それ以外の箇所については後で施工するコンクリート吹き付けとの付着力を確保させるためのはつりに留め、はつり厚を 20 mm とした。

はつり後の外観は調査時同様かぶりの少ない配力筋が露出し、そのほとんどに腐食がみられた。(写真-1・写真-2)

近年、はつり作業においては効率的で仕上がり精度のよいウォータージェット工法による施工が多くなっているが、今回の場合対象面積が少なくはつり深さも浅いため設備にかかる費用が割高となることから小型のチップハンマーによる施工とした。

はつり作業後は、浮いたコンクリート片や汚れを除去するため高圧洗浄を実施している。

5.3 短絡対策

はつり面からは鉄筋の結束線、金属製スペーサー、セパレータ等の露出が見られ、これらは電気防食において陽極との距離が少ないため正常な防食電流が流れなくなるため入念な除去作業が必要であった。

また、排水管等の取付金具についても防食電流の障害



写真-1 施工前の状況 (4 P 付近)
Photo. 1 Before work (near 4 P)

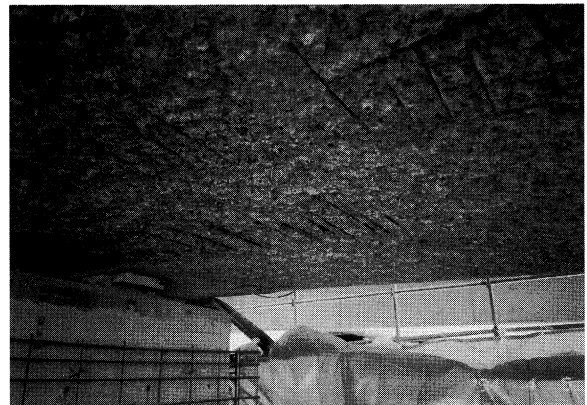


写真-2 施工後の状況 (4 P 付近)
Photo. 2 After work (near 4 P)

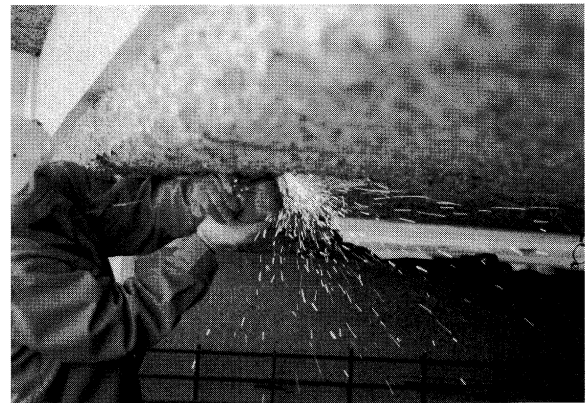


写真-3 セパレータ切断作業
Photo. 3 Cutting of separator

となるものについては設置場所の変更や非金属製の取付金具に変更している。(写真-3)

5.4 鉄筋防錆処理

はつり出された鉄筋については、腐食の進んでいるものは多く見られたが取替に至るような断面の欠損が著しいものはなかった。

鉄筋は電動工具による 3 種程度のケレンを実施したのち防錆材 (特殊亜硝酸鉛) を塗布した。防錆塗料として

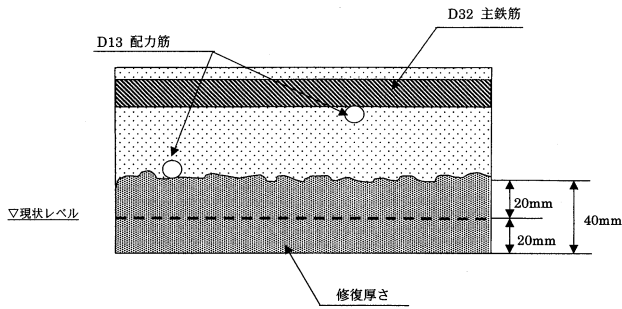


図-8 断面修復工概要図

Fig. 8 Cross-section of overwrapping work

はエポキシ樹脂系塗料が多く用いられるが、エポキシ樹脂系塗料は電気抵抗が高く電気防食の効果を阻害することとなるため今回の場合は適用不可である。

5.5 断面修復工

断面修復工法は吹き付けによるポリマーセメントモルタルでの施工である。使用材料は、鉄筋防錆材同様電気抵抗の高いエポキシ樹脂系の材料を避け、ポリマーを添加した材料を使用する。配合・強度等は表-4・表-5に示すとおりである。(写真-4)

吹き付けにあたっては、上向き施工であるため本施工実施の前に試験施工を行い1回に吹き付け可能厚さとモルタル付着性の確認を実施した。

吹き付け作業は20mm厚の2回吹き付け(計40mm厚)を行い、吹き付け数分後にはモルタルが硬化開始するため、コテ仕上げによる表面処理をおこなった。

吹き付け厚の管理は予め設置した計測用のアンカーボルトにより厚さの管理を行った。(吹き付け後は撤去)

表-4 ポリマーセメントモルタル標準配合

Tab. 4 Standard mix of polymer cement mortar

水セメント比 W/C (%)	砂結合材比 S/C	単位量 (kg/m ³)			
		水 W	セメント C	砂 S	ポリマー
45	3.0	233	518	1554	51.8

表-5 ポリマーセメントモルタル物性値

Tab. 5 Physical properties of polymer cement mortar

項目	材 齢	単 位	値
フロー値	直後	mm	173
圧縮強度	7日	N/mm ²	26.8
	28日		29.3
曲げ強度	7日	N/mm ²	5
	28日		6.5
付着強度	7日	N/mm ²	1.3
	28日		1.7

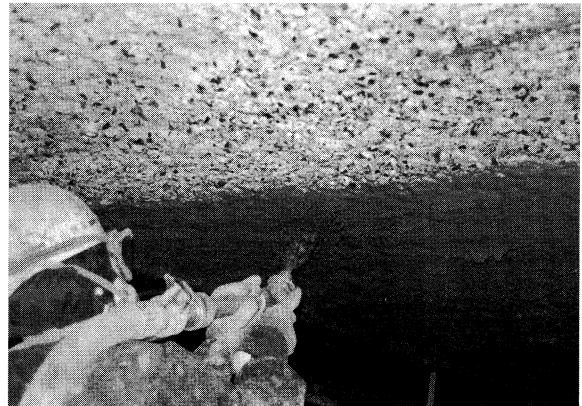


写真-4 モルタル吹き付け

Photo. 4 Mortar spray

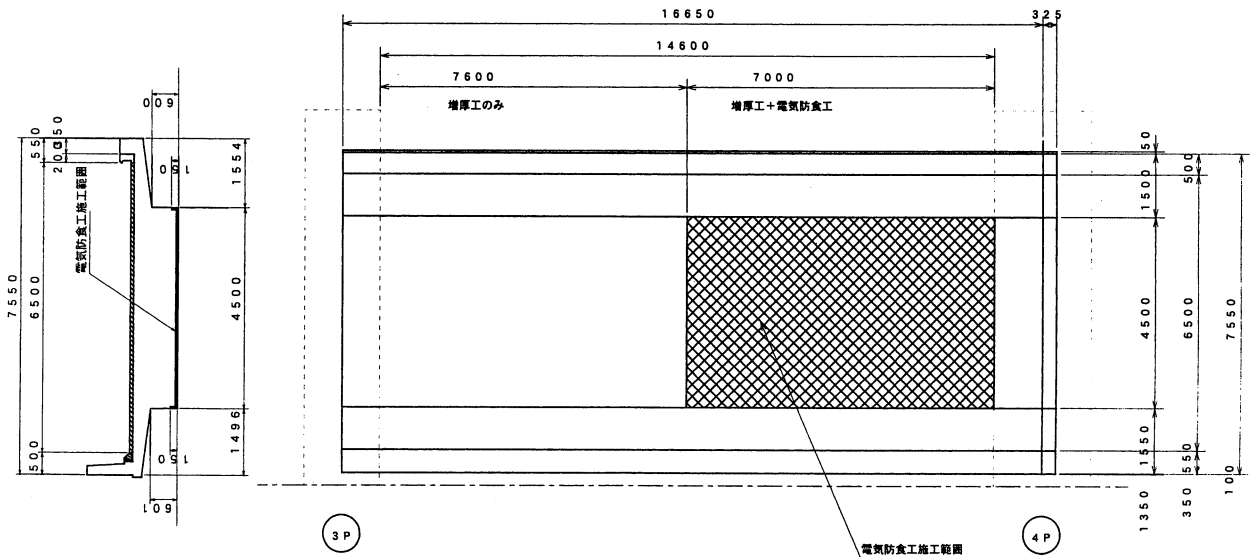


図-9 施工範囲図

Fig. 9 Work plan

5.6 電気防食工

排流端子及び照合電極の設置

排流端子は陽極（チタン溶射面）から入った電流を取り出し電気防食の電気回路を構成するためコンクリート内部の鉄筋に溶接し取り付けのものである。

また照合電極は、鉄筋の電位を測定し、防食電流の調整や防食効果を確認するためのものである。

今回照合電極は主鉄筋と配力筋の間に設置し、電気防食対象外である断面修復工のみに留めた床版及び張り出し部にも設置した。（写真-5）

使用した照合電極は二酸化マンガン電極である。

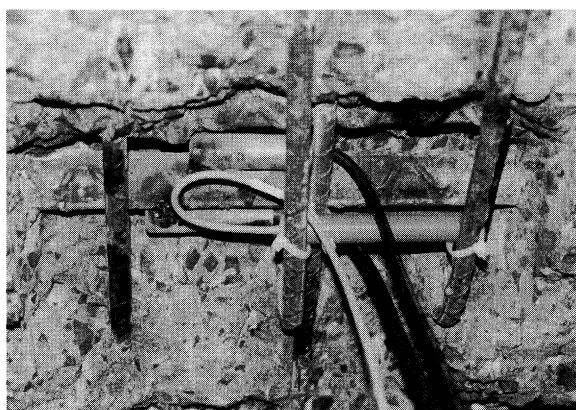


写真-5 排流端子および照合電極

Photo.5 Terminal and node

5.7 導通確認試験

電気防食範囲内のコンクリート中の鉄筋は、電氣的に導通が確保されなければならない、はつり後に取り出した鉄筋に対して導通効果の確認を行った。

設置した排流端子と排流端子を直接設置していない露出鉄筋との電位差を測定する。測定値が概ね1mV以下で安定した値であれば導通があるものと判定される。

測定の結果かぶりの薄かった配力筋と、設計かぶり厚の確保されていた主筋とで電氣的導通を確認した。

5.8 表面下地処理

チタン皮膜とコンクリート表面との付着力確保のためサンドブラストを実施する。（写真-6）

ブラストは電気防食を施工するため非鉄金属グリッドのセラミック系粉末（溶融アルミナ）を使用したバキューム方式で実施した。

5.9 チタン溶射工

表面処理後、コンクリート面にチタンを溶射し陽極を形成する。

チタン溶射は純チタンの線材を専用のガン内部で溶かし吹き付けるものである。ガン内部においてアークさせ1600~1700℃でチタンの線材を融解し高圧エアで噴出すことにより、コンクリート表面に付着させる。コンクリート表面に達したチタンの温度は圧力差の影響で既

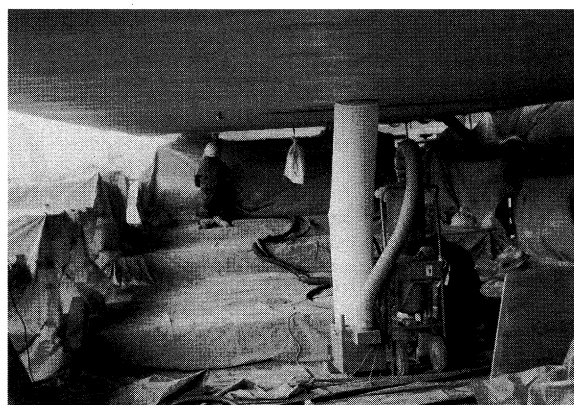


写真-6 ブラスト作業

Photo.6 Blasting

に60℃程度の温度となる。

チタンの膜厚は約100μmである。これは、実験値であるが、電極としての抵抗が小さくかつコンクリートとの付着強度（3N/cm²）を得られる値である。

膜厚の管理はコンクリート面での膜厚測定ができないため、チタンの使用量管理とした。（写真-7・写真-8・写真-9）

チタン溶射を実施した場合、溶射表面は茶褐色の金属表面となる。景観条件等が制約がある場合はチタン面上に導電性塗料を塗布することが可能であるが、高価になることと後日電極活性剤を塗布できないなどのデメリットもある。今回は対象面積が少なく、橋梁下面の施工のため塗装は実施していない。

5.10 電極活性化

チタン表面から浸透性の硝酸コバルト水溶液を塗布し、電流を流すことにより電極の活性化を図る。（写真-10）

チタンそのものは電気抵抗が高いため、電極活性剤を塗布し電気分解することによってチタンとコンクリートの界面に酸化皮膜を形成する。この作業により、面的かつ効率的な陽極として作用する。

チタン溶射による電気防食の耐用年数の20年は、配管・配線及び活性化された酸化被膜の耐用年数とされている。しかし、酸化皮膜は年数経過後、再度活性剤を塗布することにより機能は回復し、引き続き防食効果を発揮する。チタンそのものの耐用年数は半永久と言われている。

5.11 配管・配線工

電気防食を実施する場合、配管、配線においても非金属製のプラスチック等の材料を使用し短絡対策をとらなければならない。（写真-11・写真-12）

5.12 通電調整試験

電気防食の通電量を決定するための通電調整試験をおこなう。試験は直流電源装置の電流値を徐々に大きくし、その時の照合電極による鉄筋の電位を測定する。自然電位より約100mV分極した時点を運転電流の目安とする。



写真-7 チタン溶射設備

Photo. 7 Titan spraying device

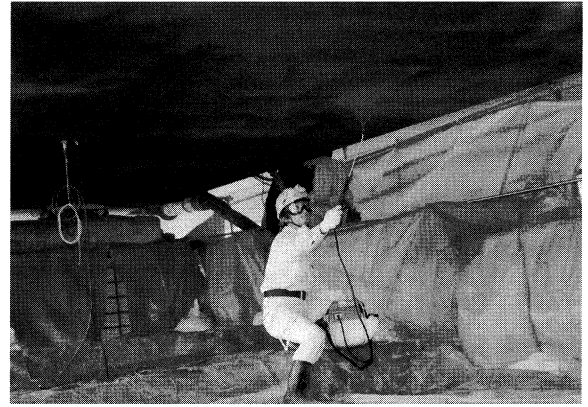


写真-10 電極活性化剤塗布作業

Photo. 10 Coating of node activator

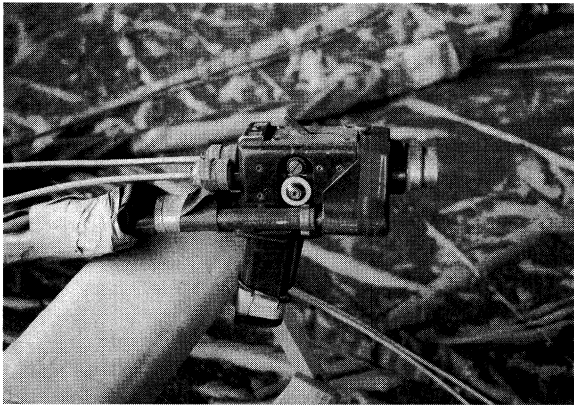


写真-8 チタン溶射吹き付けガン

Photo. 8 Spray gun of melted titan

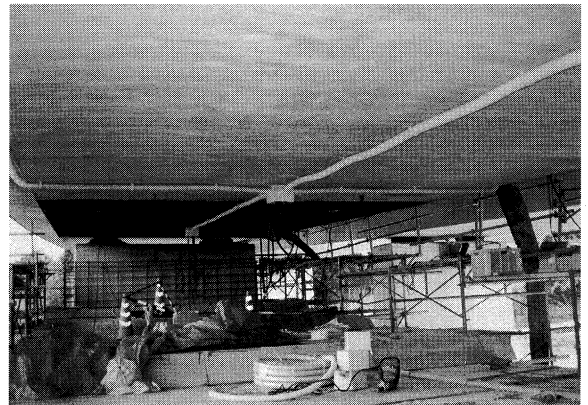


写真-11 配管・配線

Photo. 11 Piping and wiring

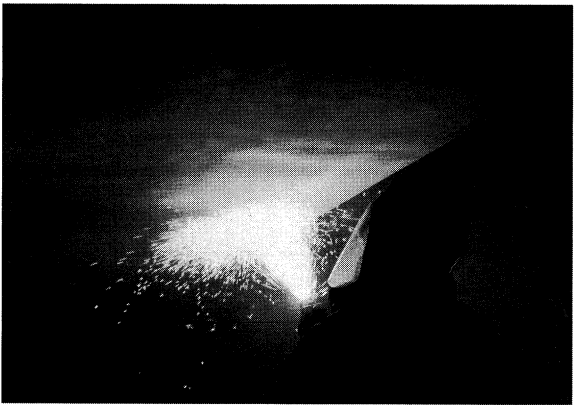


写真-9 チタン溶射状況

Photo. 9 Titan spray

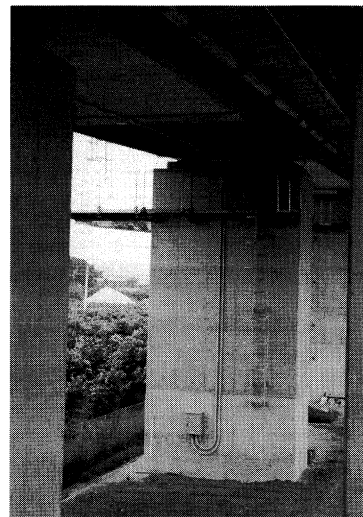


写真-12 直流電源装置

Photo. 12 Direct current power device

外部電源方式の電気防食に必要な防食電流密度は、コンクリート中の鋼材量、塩化物イオン濃度、かぶりなどによって異なるが、通常 $5 \sim 30 \text{ mA/m}^2$ 程度である

試験の結果より本橋における初期運転電流は 0.4 A (12 mA/m^2) とした。(表-6・図-10)

6. 防食効果

防食効果の判定基準は一般的につぎのように定められている。(図-11)

- (1)防食電流の遮断直後の鉄筋電位（インスタントオフ電位）と通電停止後 24 時間後の鉄筋電位差（復極量）が 100 mV 以上あること
 - (2)防食電流遮断直後の鉄筋電位（インスタントオフ電位）が $-1,000 \text{ mV}$ (Ag/AgCl) より必ず貴（+側）な値であること
- これは、効果的な防食電位を適用すること、PC 鋼材

表-6 電流密度測定結果

Tab. 6 Result of current density measurement

VR 1	VR 2	電圧 (V)	電流 (A)	電流密度 (mA/m ²)	R 1 電位 (mV)
1	1	0.60	0.00	0.00	-264
1	2	0.61	0.00	0.00	-264
1	3	0.68	0.06	1.79	-281
2	1	1.17	0.31	9.23	-454
1	5	1.71	0.73	21.73	-536
1	6	2.37	1.14	33.93	-626
3	1	0.04	1.58	47.02	-733
4	1	3.20	3.00	89.29	-980

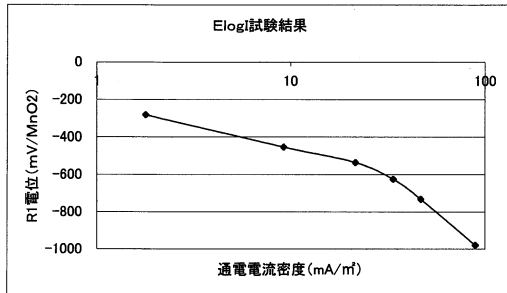


図-10 Elog 電位-電流密度測定結果

Fig. 10 Result of Elog voltage-current density measurement

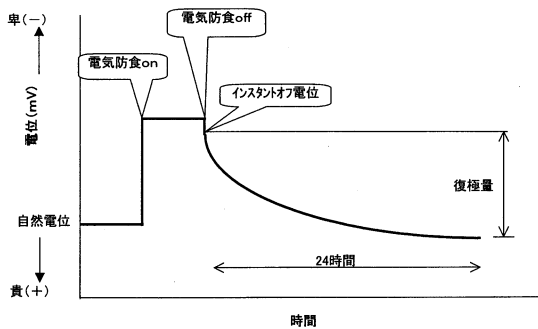


図-11 防食効果判定基準モデル

Fig. 11 Standard evaluation model for protection ability

の水素脆化やコンクリートの軟化などの変状をもたらす可能性のある過防食を避けることが目的である。

測定結果表-7とより防食効果の基準を満足した。

一方電気防食施工範囲外のマクロセル腐食に対する検証を行った結果、防食電流供給の有無に係わらず電気防食対象外の照合電極による電位の変化は認められなかったため、マクロセル腐食への影響はないと判断した。(表-7・表-8)

7. 今後の維持管理

7.1 防食電流調整

電気防食施工区間においては、施工後1~2年の間3ヶ月に1回程度防食効果確認試験を実施し、判定基準に基づき通電電流を調整しながら運転電流を決定する。電気防食の場合、通電期間が長期化するにつれコンクリート中の塩化物イオンが陽極近傍へ移動することや、陽極と

表-7 防食効果の判定 (電位測定)

Tab. 7 Evaluation of protection ability (measurement of voltage)

測定日	電圧 (V)	電流 (A)	電流密度 (mA/m ²)	R 1 電位 (CSE)		復極量 (mV)
				インスタンオフ	24時間後	
2001/3/26	1.91	0.46	13.7	-358	—	191
2001/3/27	0	0	0.0	—	-167	
2001/7/17	2.18	0.03	0.9	-214	—	116
2001/7/18	0	0	0.0	—	-98	

表-8 自然電位測定結果

Tab. 8 Result of natural voltage measurement

測定日	自然電位 mV (CSE)			部位	備考
	2001/2/26	2001/3/20	2001/7/18		
R 1	-125	-142	-98	床版(P 4 側)	電気防食対象
R 2	-131	-133	-87	床版(P 3 側)	電気防食対象外
R 3	-166	-165	-103	張出スラブ(海側)	電気防食対象外
R 4	-171	-171	-119	張出スラブ(山側)	電気防食対象外

陰極の有効電位差が減少することによって防食電流密度が低下するため、防食電流の調整が必要となる。

7.2 電気防食対象外のモニタリング

電気防食施工範囲外の鉄筋に設置した照合電極を用いて自然電位をモニタリングする。

自然電位の経時変化が卑(-側)な方向の傾向を示し、-150 mV (Ag/Agcl) 以下になった場合、塩害等により鉄筋の腐食が始まると判断されるため、電気防食等の対策が必要である。

8. あとがき

今回外部電源方式による電気防食工法を一般橋梁に採用した。この工法による対策費用は従来の断面修復工法に比べ高価なものではあるが、腐食の防止する点では信頼性の高い工法である。今後供用年数が経過するうえでコンクリート構造物の劣化に対する有効な補修手段として検討に加えて頂ければ幸いである。

最後に本稿執筆にあたり多くの方のご協力、ご意見頂いたことに感謝いたします。

参考文献

- 1) コンクリート構造物の電気防食に関する共同研究報告書 昭和63年8月 建設省土木研究所地質化学部化学研究所・財団法人土木研究センター
- 2) コンクリート構造物の電気化学的補修工法 設計・施工マニュアル 平成10年1月 コンクリート構造物の電氣的補修工法研究会
- 3) 最新のコンクリート防食と補修技術 平成11年9月 片脇清士著
- 4) 西瀬戸自動車道コンクリート構造物劣化状況調査報告書 平成11年3月 本州四国連絡橋公団
- 5) 西瀬戸自動車道コンクリート構造物劣化状況調査報告書 平成12年3月 本州四国連絡橋公団

我が国における ITS の現況

Present State of ITS in Japan

長大橋技術センター 技術情報課長代理 塚原 修

Osamu Tsukahara



概要

ITS は、20 世紀の負の遺産である交通事故、交通渋滞、沿道環境悪化の解決策としてまた、経済活性の牽引役として現在脚光を浴びている。

ITS は対象とする分野が広いとため、その提供するサービスの研究開発や実配備は、ナビゲーションシステムの高度化 (VICS)、自動料金収受システム (ETC)、安全運転の支援 (走行支援システム) 等、9 つの分野に分けて推進されており、VICS 及び ETC は、現在、サービスエリアが着実に拡大している。

また、走行支援システム及びその他のサービスについても、2015 年頃の全国の主要な幹線道路網におけるスマートウェイ化の実現に向けて推進中である。

ITS has been spotlighted for its potential as a solution of negative legacies of the 20 th Century such as traffic accident, traffic congestion, and worsening of roadside environment, as well as a driving force of active economy. ITS covers a wide field of services ; whose R&D and deployment are separately promoted in 9 areas : advances in navigation systems (VICS), electronic toll collection systems (ETC), assistance for safe driving (Smart Cruise Systems), and so on. VICS and ETC have been in service, and now, are spreading their service area. Smart Cruise Systems and the other service are on the way of development for implementation of Smartway on main truck road network of Japan, targeting at the year 2015.

1. まえがき

昨今の低成長期にある我が国の経済状況において、成長が見込まれる新たな産業が期待されている。その主流とされているのが IT (Information Technology) であり、交通システム分野では、ITS (高度道路交通システム Intelligent Transport Systems) である。

ITS は現在、VICS、ETC が全国にサービスエリアが拡大中であり、走行支援システムについても、実現に向けた取組みが行われている。

今回の内容は、ITS のアプリケーションシステムが統合できるオープンなプラットフォームとしてのスマートウェイの実現に向けた、現在の我が国の ITS に関する整備状況を紹介するものである。

2. ITS とは

ITS とは、最先端の情報通信技術を用いて人と道路と車両とを情報でネットワークすることにより、交通事故、渋滞などといった道路交通問題の解決を目的に構築する新しい交通システムである。

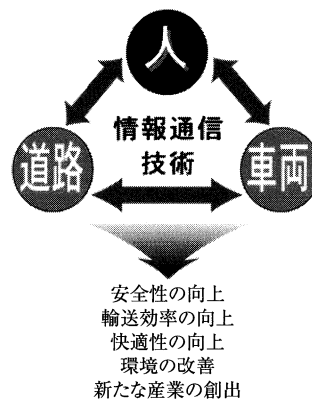


図-1 ITS システム概念図

Fig. 1 Concept of ITS

3. ITS の効果

3.1 20 世紀の負の遺産の解消

現在、私たちは自動車の普及により生活の利便性が向上した反面、交通渋滞、交通事故、沿道環境の悪化等、20 世紀の負の遺産を生じさせることになった。

ITS はこれらの負の遺産を解消する切札として、また、日本の産業基盤としての重要な役割を担う道路交通システムを強化する施策として期待されている。

3.2 新産業の創出

ITSはマルチメディア事業の中核をなすものとして市場性が大いに期待されている分野である。例えば、カーナビゲーションシステムについては、その累計出荷台数が約710万台に達し、VICSユニットはその内約280万台に達している。今後のITSの推進に伴い、車載器をはじめとして、電子・電気、通信、自動車分野において、ITS全体では、2015年までに約60兆円の市場創出が見込まれている（電気通信技術審議会答申（H11.2））。

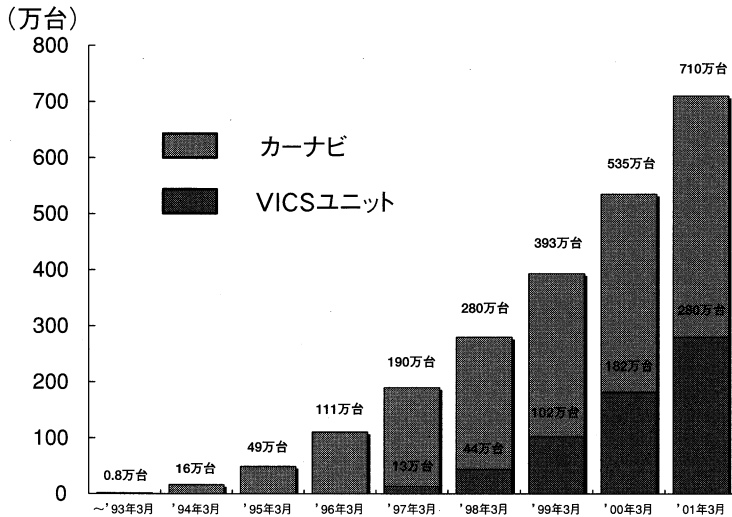


図-2 カーナビ、VICSユニット累計出荷台数
(国土交通省 ITS ホームページより)

Fig. 2 Cumulative shipment of car navigation units and VICS units

3.3 道路管理業務の改善・効率化

各種センサー、携帯電話等モバイル機器、GPS、光ファイバー等のITS要素技術を活用することによって、①リアルタイムな情報活用、走行環境の改善、特殊車両や過積載車両等の監視等の道路サービス水準の向上、②維持管理計画立案の支援、作業の効率化・省力化の支援、点検管理の連絡・報告の支援等を含む維持管理業務の効率化、省力化への活用、③異常気象・災害発生時の通行管理、災害復旧の支援等の異常時の通行管理への活用が可能となる。

4. ITSの取組み経緯

4.1 第1期：黎明期

我国のITSへの着手時期は世界的に見ても早く、1973年には、通産省によるCACs(自動車総合管制システム)への取組みを開始し、経路誘導システム等の開発と試験運用を行った。

また、1968年に発生した飛騨川バス転落事故に端を発して、1969年建設省に「道路情報センター」が設置された。1970年に、同センターは、都道府県公安委員会の持つ情報も合わせて提供する「(財)日本道路交通情報センター」へと発展した。

4.2 第2期：各省庁が個別プロジェクトに着手

1980年代には建設省によるRACS(路車間情報システム)、警察庁によるAMTICS(新自動車交通情報通信システム)の開発が進められ、電波システムの開発、標準化を検討してきた郵政省との協力のもとVICSへと展開した。

また、各省庁が、道路・交通・車両等のそれぞれの分野でプロジェクトを進めて来た。

4.3 第3期：国全体としてITSを推進～各プロジェクトの統合化

1995年2月「高度情報通信社会推進に向けた基本方針」を受け、関係5省庁(建設省、警察庁、通産省、運輸省、郵政省)は1995年5月に「道路・交通・車両分野における情報化実施指針」を策定し、ITSの統一的な考え方に基づく開発・実用化への取組みを開始した。

また、同指針の策定を受け、AHS(走行支援システム)の公開実験、VICS(道路交通情報通信システム)のサービス開始が始まった。

更に、1996年7月に関係5省庁による「ITS推進に関する全体構想」を策定し、ITSの長期ビジョンを示し、システムアーキテクチャ(SA)の策定等の取組みに繋げている。

このような状況の中、2000年4月に試行運用を開始したETC(ノンストップ自動料金支払システム)、10月に実証実験を開始した走行支援システムは、新たなITSの展開を促すものと期待されている。

4.4 ITSの取組年譜

期	年月	内容
第1期	1973/11	CACS(自動車総合管制システム)(通産省)
	1980	RACS(路車間情報システム)(建設省) AMTICS(新自動車交通情報通信システム)(警察庁)
第2期	1980年代末～	ARTS(次世代道路交通システム)(建設省) SSVS(高知能自動車交通システム)(通産省)
	1990年代	ASV(先進安全自動車)(運輸省) VICS(道路交通情報通信システム)(建設省) UTMS(新交通管理システム)(警察庁)
	1995/2	高度情報通信社会推進に向けた基本方針 ・政府としてITS推進の基本方針の決定
	1995/8	道路・交通・車両分野における情報化実施方針 ・5省庁がITSを構成する9つの開発分野を決定
第3期	1995/11	AHS(走行支援システム)公開実験 ・わが国初の公開実験を民間企業の協力を得て実施
	1996/4	VICS(道路交通情報通信システム)のサービス開始 ・わが国最初の本格的ITSサービス開始
	1996/7	ITS全体構想 ・利用者サービスと開発計画を定めた今後20年間のITSマスタープラン策定

期	年月	内容
第3期	1996/9	AHS（走行支援システム）の高速走行等の実験を供用前的高速道路で実施
	1997/3	ETC（ノンストップ自動料金支払システムの試験運用開始）
	1998/1～	システムアーキテクチャ構築に着手 ・ITSの具体的なシステムとしての実用化・展開を促進するため、システム全体の、いわば概略設計を策定
	1998/11	(新)高度情報通新社会推進に向けた基本方針
	1999/2	電気通信技術審議会答申に重要テーマとして取り上げられる。 建設省がスマートウェイ推進会議（会長：豊田章一郎経団連名誉会長）を設置
	1999/6	スマートウェイ推進会議が提言「スマートウェイの実現に向けて～21世紀にふさわしい社会インフラの早期実現を」を建設大臣に提出
	1999/7	経済審議会答申（経済社会のあるべき姿と経済新生の施策方針） ・情報通信関連技術と融合した形で、スマートウェイ等をスマートインフラとして整備促進
	1999/8	システムアーキテクチャ素案を公表 ・システムアーキテクチャ素案の公表、意見等の募集開始
	1999/11	システムアーキテクチャの完成
	2000/4	ETC 試行運用開始
	2000/7	情報通信技術（IT）戦略本部設立
	2000/10	スマートクルーズ21に着手
	2001/3	ETC 運用開始
	2015 頃	全国の主要幹線道路網においてスマートウェイ化の実現

5. 標準化へ向けた取組み

5.1 標準化の必要性

ITSを効率的且つ効果的に推進していくためには、システムの共通の骨格（システムアーキテクチャ）を策定しておく必要がある。また、ITS技術の中で特に大きなウエイトを占める通信に関しても基準（道路通信標準）を策定し、情報通信を確かなものにしておく必要がある。

なお、世界的には、ISOが中心となり、世界相互の協力を発展させるため、国際標準化に取り組んでおり、我が国もその中で積極的な取組みを行っている。

5.2 システムアーキテクチャ

システムアーキテクチャとは、システムを構築する要素とその関係を表現することによりシステム全体の構造（骨格）を示す、いわば「ITS全体の概略設計図」であり、これによりシステムの全体像を概観することが可能となり、多くの要素から構成されるシステムを、全体として機能するように設計開発するためには、必要不可欠なものである。

また、システムアーキテクチャを策定することにより、システムのコンパクト化、二重投資の防止、マルチベンダー化、拡張性の確保、国内及び国際的な標準化の促進が期待できる。

なお、システムアーキテクチャは、1999年11月に完成し、現在はこれをもとに、各地域の状況に合わせて「地

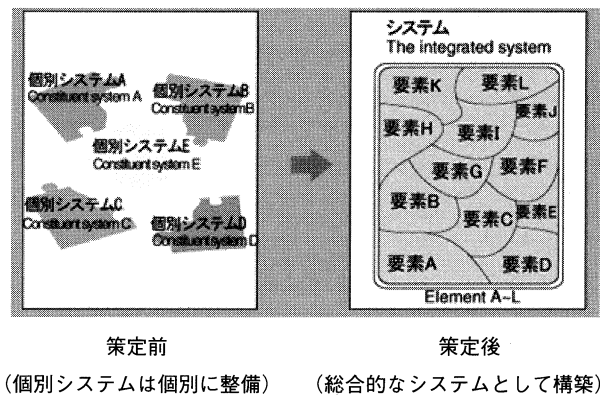


図-3 システムアーキテクチャの働き
(ITSハンドブックより)

Fig. 3 Action of system architecture

域版システムアーキテクチャ」を策定中である。

5.3 道路通信標準

道路通信標準とは、道路に関連する情報の自由で効率的な交換のためのいわば「共通言語」のようなもので、前述のシステムアーキテクチャとともにITSの総合的、効率的な整備促進のために必要となるものである。

道路通信標準は、データーディクショナリ（データの意味や値の型）、メッセージセット（データの並びの定義）、プロトコル（通信規約）を規定しており、送信側と受信側での誤りの無い情報伝達を可能にする。

6. ITSが目指すサービス内容およびスケジュール

6.1 ITSの9つのサービス

ITSは対象とする分野が広いとため、開発の取組みを9つに分け研究開発や実配備を推進している。

- ① ナゲーションシステムの高度化
…VICS等によるナビゲーションシステムの高度化
- ② 自動料金収受システム
…料金所等のノンストップ化（ETC）
- ③ 安全運転の支援
…AHS等による危険警告・自動運転
- ④ 交通管理の最適化
…経路誘導、通信制御等
- ⑤ 道路管理の効率化
…特殊車両管理、通行規制状況の提供等
- ⑥ 公共交通の支援
…公共交通の運行状況の提供等
- ⑦ 商用車の効率化
…商用車の運行管理支援、連続運転等
- ⑧ 歩行者等の支援
…歩行者等への経路・施設案内等
- ⑨ 緊急車両の運行支援
…緊急時自動通報、災害・事故発生時の状況の伝達等

6.2 9つのサービスのスケジュール

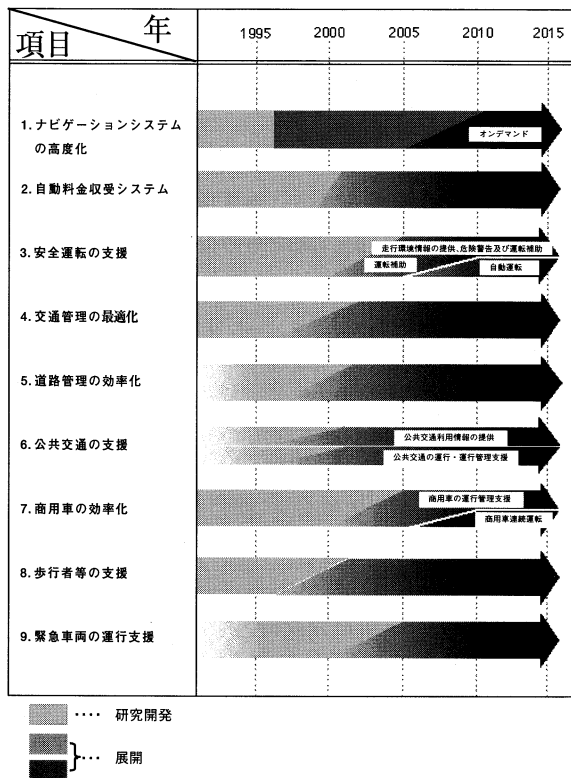


図-4 ITSの9つの開発分野と開発・展開計画 (ITSハンドブックより)

Fig. 4 Time-table for the development and deployment of ITS in Japan

6.3 VICS

ドライバーが必要とする最新の道路交通情報をすばやくカーナビに提供するデジタルデータ通信システムがVICSであり、情報の流れとしては、道路管理者、都道府県警察等からの道路情報等が、VICSセンターで処理・編集され、電波ビーコン、光ビーコン、FM多重放送設備を通してカーナビディスプレイに表示されるものである。

VICSのこれまでの経緯を以下に示す。

年月	内容
1990年 3月	警察庁、郵政省、建設省の3省庁による「VICS連絡協議会」発足
1991年10月	「VICS推進協議会」発足 203法人・団体が参画
1993年11月	VICS公開デモンストレーション実験実施
1995年 7月	(助)VICSセンターが発足
1995年11月	「第2回ITS世界会議 '95横浜」にてデモンストレーション実施
1996年 4月	東京圏(東京都、千葉県、埼玉県、神奈川県)および東名・名神高速道路全線でサービス開始

現在は、全国的高速道路および主要な一般有料道路、27都道府県の主要な一般道路にサービスを展開している。(2001年4月19日現在)

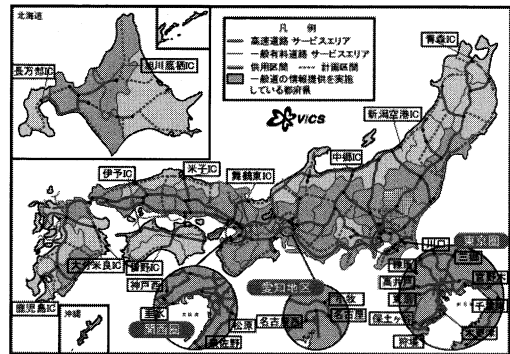


図-5 VICS 情報提供エリア (VICSセンターホームページより)

Fig. 5 VICS in-service areas

6.4 ETC

6.4.1 ETCの目的と特徴

料金所渋滞の解消、キャッシュレス化による利便性の向上、管理費の節減等を目的にサービスがスタートした日本のETCは、開発にあたって、①全国に共通のシステムとするため全国の有料道路で規格を統一、②確実な路車間通信とするため5.8GHz双方向通信(アクティブ方式)を採用、③多機能・拡張性を確保するため車載器とICカードによる2ピース方式を採用し、ICカードを多目的に利用可能なものにする、④高いセキュリティを確保するため、CPU等を内蔵し外部端末機器との相互認証や記録データの暗号処理が可能なICカードを使用、としている。

6.4.2 ETCの仕組み

車載器を搭載した車が、ETCゲートを通過する際、車載器と路側アンテナ間でアクティブ(双方向)な通信を行う。

なお、通信内容は、課金情報やICカードに書込まれた個人情報であるため、セキュリティ等には細心の注意が払われている。

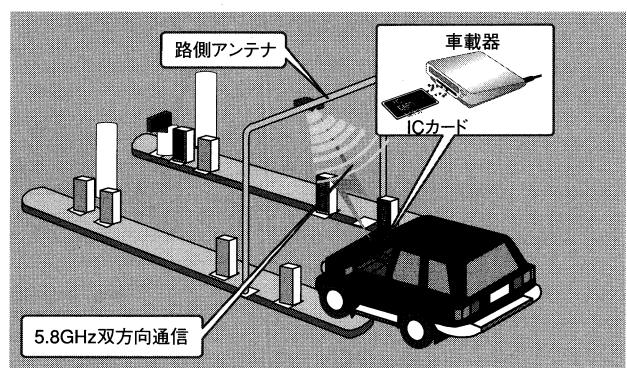


図-6 ETCの仕組み (ITSハンドブックより)

Fig. 6 Mechanism of ETC

6.4.3 ETCの取組み経緯

ETCの取組み経緯を以下に示す。

年 月	内 容
1990年	基礎的調査研究に着手
1994年	共同研究に参加する民間企業の公募
1995年	民間企業との共同研究の実施
1996年	土木研究所で検証実験の実施
1997年 3月	小田原厚木道路で試験運用実施
1997年12月	東京湾アクアラインで試験運用実施
2000年 4月24日	日本道路公団の千葉地区の料金所(45箇所)と首都高速道路公団の千葉地区関連及び大宮線の料金所(9箇所)で試験運用開始
2001年 3月30日	首都圏の主要な料金所と沖縄地区で一般向けサービス開始

以下に、平成13年3月30日から一般向けサービスがスタートしたETCの整備計画の詳細を示す。

●平成13年3月30日サービス開始箇所

- ・千葉地区
東関東自動車道、新空港自動車道、館山自動車道、京葉道路、千葉東金道路、東京湾アクアライン、東京湾アクアライン連絡道の45料金所
- ・沖縄地区
沖縄自動車道、那覇空港自動車道の7料金所
- ・首都高速道路
首都高速道路の東京線、神奈川線、埼玉線の11料金所

●今後の整備計画

(平成13年夏)

- ・関東地区
横浜新道、横浜横須賀道路、小田原厚木道路

- ・首都高速道路
神奈川・千葉地区(湾岸線)、埼玉地区(川口線、三郷線)
 - ・中部地区
東名阪自動車道(名古屋西IC~亀山IC)、伊勢自動車道
 - ・関西地区
西名阪自動車道、阪和自動車道(松原JCT以南)、関西空港自動車道、海南湯浅道路、湯浅御坊道路、第二神明道路
 - ・阪神高速道路
天保山料金所など一部の料金所
- *約90料金所、なお、一部の料金所では、ICカードリーダーの設置のみとなる。
(平成13年秋)

東名高速道路、名神高速道路、中央自動車道、山陽自動車道等の全国約600料金所
なお、平成14年度末までには、全国の料金所の約70%(約900箇所の料金所)を整備する計画である。

6.4.4 DSRC 応用による新サービスの展開

日本のETCで使われる5.8GHzアクティブ方式の双方向通信DSRC(狭域通信: Dedicated Short Range Communication)は、ITSの基盤ともいえる情報インフラであり、図-8に示すような運行管理システムや料金決済システムなどに活用することが考えられており、多様なサービスが始ることによって新たなマーケットが形成されると期待されている。

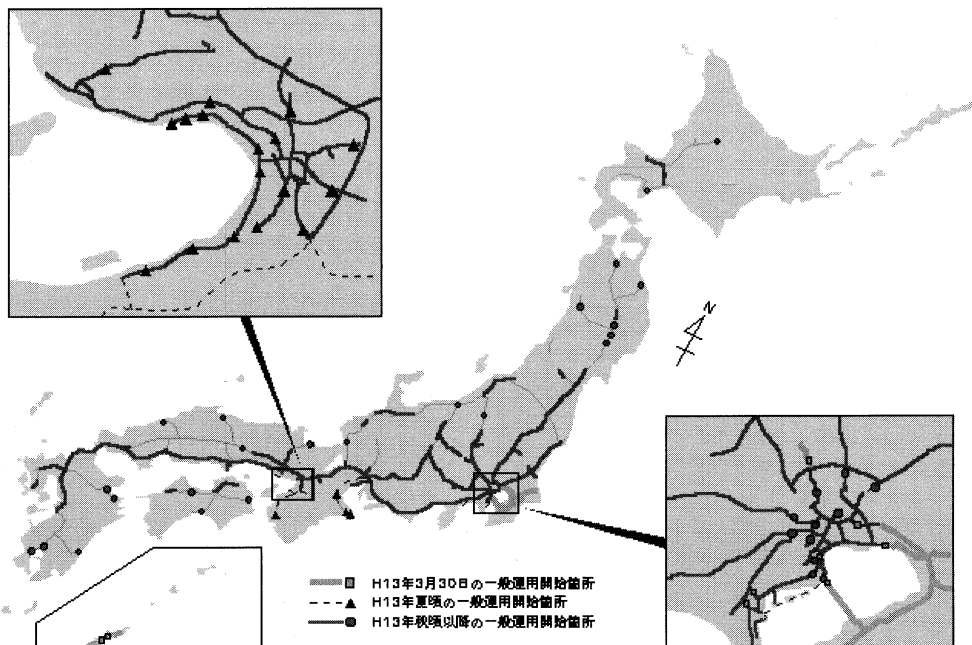
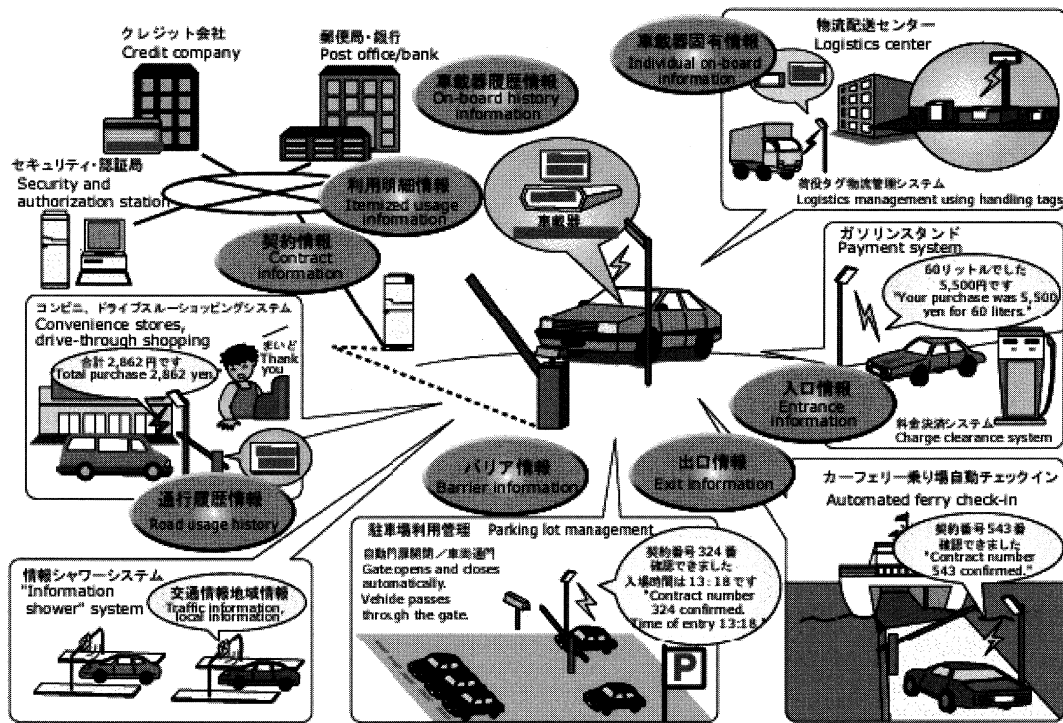


図-7 ETC導入予定(国土交通省 ITSホームページより)

Fig.7 Routes planned for deployment



郵政省「ETC技術を応用した未来型駐車場システム高度物流システム等の他目的システムの実現に向けて」（2000年1月24日発表より）
 From the Ministry of Posts and Telecommunications announcement of January 24, 2000 "Preparation for Deployment of Multipurpose Systems Including Future Parking Systems and Advanced Logistics Management Systems Utilizing ETC".

図-8 DSRCによる多様なITSサービス (ITSハンドブックより)

Fig. 8 Various ITS services using DSRC

6.5 走行支援システム

6.5.1 走行支援システムとは、

走行支援システムは、運輸省が研究開発を進めてきたASV（先進安全自動車）と建設省が研究を進めてきたAHS（走行支援道路システム）が連携することにより実現するシステムである。

なお、走行支援システムは、以下の7つのサービスの実用化を目指して研究開発が進められている。

- ①前方障害物衝突防止支援
- ②カーブ進入危険防止支援
- ③車線逸脱防止支援
- ④出会い頭衝突防止支援
- ⑤右折衝突防止支援
- ⑥横断歩道歩行者衝突防止支援
- ⑦路面情報活用車間保持等支援

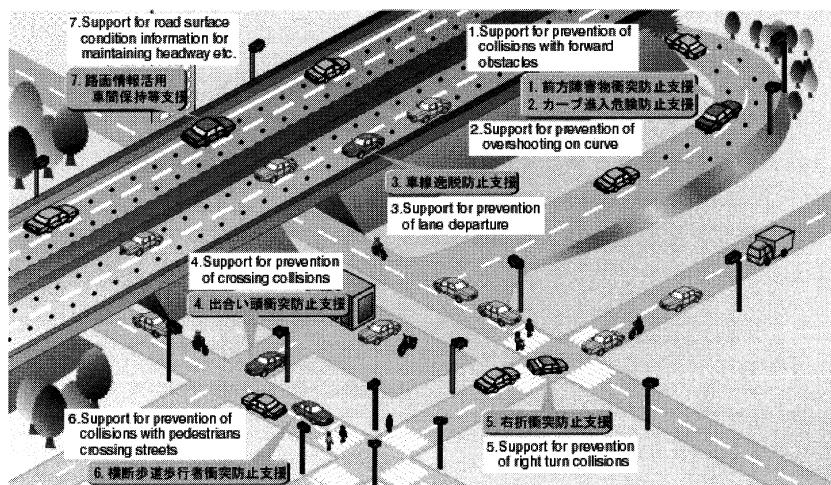


図-9 走行支援システムで実用化を目指す7つのサービス (ITSハンドブックより)

Fig. 9 Seven services to be provided by the Smart Cruise Systems

6.5.2 AHS 開発の経緯

以下に AHS 開発の経緯を示す。

年 月	内 容
1989年	建設省、AHS の研究開発に着手
1992年 8月	インフラ単独のシステムとして突発事象検知システムが運用開始
1995年11月	世界初の自動運転の公開実験実施（つくば市土木研究所テストコース）
1996年 9月	未供用の上信越道を利用した公開実験を実施 走行支援道路システム開発機構（AHS 研究組合）の設立
2000年10月	国内外の参加による走行支援システムの実証実験（スマートクルーズ 21）実施
2001年以降	特定の地域ニーズに即応した各地イベント等での実証導入（社旗実験の積極的実施）
2003年 3月	第二東名・名神や大都市の都市高速道路などで先駆的な導入
2015年頃	全国、主要な幹線道路網においてスマートウェイ化を実現

7. 地域への展開

7.1 ITS モデル地区実験

ITS モデル地区実験は、五省庁、学識経験者、国内関連団体代表を中心としたフィジビリティスタディ委員会が公募から選んだ岡山県（岡山情報ハイウェイ）、高知県（KoCoRo: Kochi Communication Road）、豊田市、岐阜県、警視庁の5地区等にて、1999年に行われ、地域 ITS の先駆的役割を果たした。

7.2 ITS の地域への展開

現在、VICS や ETC の展開、走行支援システムの研究開発が進められるとともに、地域レベルでも、1999年11月策定のシステムアーキテクチャにおけるサービスを踏まえ、道路関連情報提供システム、駐車場・公共交通情報提供システム、災害対応システム、携帯端末等を利用した歩行者 ITS、SA・PA、道の駅等における交通情報や公共交通機関等の運行情報、観光情報提供システム等、さまざまな ITS の導入が推進されている。

8. スマートウェイ

スマートウェイとは、ITS の整備を推進するための道路インフラであり、スマートカー（知能化した自動車）、スマートゲートウェイ（知能通信）と三位一体となって ITS を構成するものである。

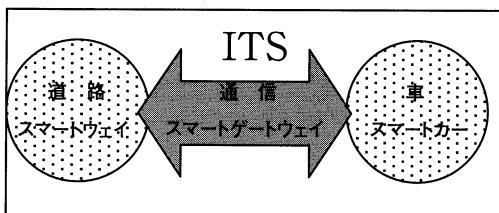


図-10 ITS の構成図

Fig. 10 Configuration of ITS

また、スマートウェイは、車やドライバー、歩行者等多様な利用者との間でさまざまな情報のやりとりを可能とする道路で、多様な ITS サービス展開の基盤となる道路である。

具体的には、VICS、ETC、AHS など多様な ITS サービスに対応するよう、路車間の通信システム、センサー、光ファイバーネットワーク等を総合的に備えた（オープンプラットフォームな）道路である。

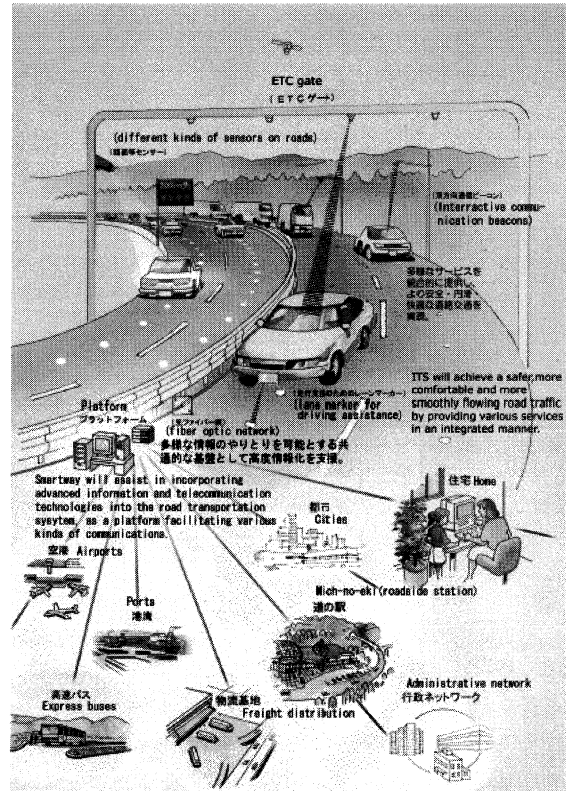


図-11 スマートウェイのイメージ図（ITS ハンドブックより）

Fig. 11 Image of Smartway

9. あとがき

我が国の ITS は、2015 年頃の全国の主要な幹線道路網におけるスマートウェイ化の実現に向けて推進されており、これから益々道路インフラの IT 化が進むものと思われる。

なお、スマートウェイの実現には、IT 技術の一層の高度化だけでなく、道路・交通に関する法制度面の整備も必要となってくるとと思われる。

以上、我が国の ITS の現況についてとりまとめを行ったが、その詳細については、(財)道路新産業開発機構発行の「ITS ハンドブック」を参考にいただきたい。

参考文献

- 1) ITS ハンドブック 2000-2001
- 2) 国土交通省 ITS ホームページ
- 3) VICS センターホームページ

海外報告 (エチオピア)

Overseas Report (Ethiopia)

第二管理局 保全部 付 (エチオピア道路公社) 長尾 日出男

Hideo Nagao



1. まえがき

アフリカの中で唯一、独自の言語と文字を持ち、長い歴史を持つ国、これがエチオピアである。しかしながら、長年の戦争により国土の荒廃は激しく、干ばつ、飢饉、難民の発生などにより、現在は、極めて疲弊した経済状況にある。

特に、国の物流のほとんどを道路が担っているにも係わらず、道路橋梁等の多くは、イタリア統治時代の50～60年前に建設され、維持管理、補修が不十分なため道路網の状況は最悪であり、同国の経済発展、円滑な物流を妨げている要因となっている。

このような状況のもと、筆者は、1999年8月より JICA 長期専門家として、エチオピア道路公社 (ERA: Ethiopia Roads Authority)、Bridge & Structures Branch へ派遣された。

本文は、エチオピア国の道路、橋梁の現状を紹介するものである。

2. エチオピア国の概要

エチオピア国は、北緯3～15度、東経33～48度に位置し、北はエリトリア、東はジブチ、ソマリア、南はケニア、西はスーダンに囲まれた内陸国で「アフリカの角」の中心である。

国土は、約100万km²で日本の国土の約3倍である。また、国土の2/3は海拔1500mから3000mの高地であり、大地溝帯 (リフトバレー) が国土を貫いている。

気候は、高原地帯では、年平均気温が10～20度と涼しく年間降雨量も1000mmで肥沃な土壌である。一方低地は、年間降雨量250mm以下の砂漠やサバンナが広がっている。

人口は、約5800万人 (1997年: 世銀)、人口増加率は2.2% (1990～97年の平均伸率) でアフリカ第二の人口を擁する大国である。

民族は、アムハラ族をはじめ80を超える部族があり、多民族国家である。また、宗教は、キリスト教 (コプト派) が55% イスラム教が35% を占めている。

政治体制としては、1991年それまで続いていたエチオピア人民民主共和国を現政権の前身である、エチオピア人民革命民主戦線が倒し、暫定政府となり、1995年エチオピア連邦民主共和国となり、現在に至っている。最近では、1993年にエチオピアから独立したエリトリアと国境紛争が勃発し、2000年ようやく包括的休戦協定が結ばれ、国連監視団が投入されている。

また、エチオピアは、相次ぐ戦争、干ばつ等により、長年、一人当たりGNPは100ドル前後で推移しており、途上国の中でも特に開発の遅れた後発開発途上国 (LDC: Least Developed Countries) 諸国のひとつである。

3. 道路状況

エチオピア国の区分道路網の延長は、29,571kmであり幹線道路、補助幹線 (主要支線) 道路および州道で構成される。幹線道路は、全国主要都市、港湾、農業商業地点等を連絡する路線で延長8,347kmの内、3,549km (42.5%) が舗装されているが、残り4,798kmは砂利道である。補助幹線道路 (11路線) は、延長7,744kmの内、舗装延長は182km (2.3%) しかない。この他約30,000kmの区分外道路がある。(表-1)

舗装道路は全国道路延長の約15%に過ぎないばかりか、その舗装道路も老朽化が進み、急激に悪化している。

このような背景のもと、エチオピア政府は、1997年～2007年を目標期間とする道路セクター開発計画 (RSDP: Road Sector Development Program) を策定し現在実施している。

RSDPは、今後10年間で道路網の整備率を現在の21km/

表-1 区分道路網の舗装状況とその延長距離

Tab. 1 Classified Road Condition and Length

区 分		道路延長
国 道		16,091 km
幹 線 道 路	舗 装	3,549 km
	砂 利	4,798 km
補 助 幹 線	舗 装	182 km
	砂 利	7,562 km
州 道		13,480 km
総 延 長		29,571 km

1,000 km²、0.43 人/1,000 人の水準から 38 km/1,000 km²、0.54 人/1,000 人に引き上げる計画である。また、効率的な道路行政を実現するため、事業の請負方式への移行とこれに伴う建設産業の育成、行政簡素化のための機構改革、道路行政の地方分権化、安定した道路維持管理財源確保のための道路基金の設立と独立性の確保が主要な柱である。

現在、この RSDP 計画に基づき、主要幹線道路は、ヨーロッパ諸国連合 (EU)、世界銀行 (WB)、アフリカ開発銀行 (ADB) はじめ、多くのドナー国が改修工事に着手している。日本も北西部幹線道路の一部に対して無償援助をしており、改修工事が順次進められている。

4. エチオピア道路公社 (Ethiopian Roads Authority : ERA)

ERA は、1951 年 Highway Authority として 620 名で発足され、公共事業省の傘下機関のひとつであったが、1997 年の組織再編により、独立した組織となり、道路行政を統括する義務と権限が与えられ、全国の主要幹線道路の建設維持管理を実施している。そして本年 50 周年の佳節を迎えるに至っている。

組織としては、本部及び全国に 10 の維持管理事務所を持ち、下部組織として約 80 箇所のセクション及び約 300 箇所のセグメントと呼ばれる出張所を有している。また、独自で教育訓練施設としてトレーニングセンターを有している。

しかし、ERA では、未だ、請負契約方式がほとんど導入されておらず、道路橋梁建設、維持管理はすべて直営方式である。したがって職員も多く、現在 12,500 名いる。今後、ERA では、民営化を推進していく中で、請負方式を順次取り入れていく方針である。

私は、ERA 本部の Bridge & Structures Branch に配属されている。当 Branch の担当業務は、新技術に係わる橋梁建設、特殊橋梁の建設、各管理事務所からの問い合わせ回答、管理事務所でおえない補修工事等を直営で行っている。

5. 橋梁事情

国内の橋梁の多くは 1940 年代にイタリアによって建設されたものであるため、図面、設計計算書等資料は一つ一つ保存されていない。また、前述したよう、長い間の戦争等により、橋梁は、ほとんど維持管理はなされていない。したがって、国内にどれだけ橋梁があるかも不明であるし、損傷状況も判らない、名前すらない橋が多く存在する。故に ERA 本部にすら何のデータも持っていないのが現状である。

このような中、1999 年 8 月に着任して以来多くの橋が落橋損傷を続けており、年々増加の傾向にある。これは、多分、多くの橋梁が建設後 50~60 年経過し、ほとんど維持管理がなされていなかったため、橋梁寿命が来

ているようである。

このため、当専門家は、まず橋梁実態の把握のため、橋梁点検マニュアルを作成し、ERA に提供した。ERA はこれを正式な仕様書として全組織へ通達し、現在、全国緊急橋梁点検が行われている。更に、補修技術が皆無のため、補修マニュアル、橋梁基礎知識マニュアルも併せて作成し、今後技術移転する予定である。

橋梁タイプとしては、多くが、50~60 年前にイタリアによって建設された、老朽化が著しい石アーチ橋であり (写真-1)、残りは、ERA が 25~30 年前から建設してきている鉄筋コンクリート橋である。PC 橋梁はなく、鋼橋はあるがベアリー橋と呼ばれる簡易橋のみである。上部工形式としては、T ガーダー、ボックスガーダー単純桁、また下部工形式では、橋台が石積み形式、橋脚は柱コンクリート形式が一般的である。(写真-2)

また、この国で唯一、長大橋と呼べるのは、アジスアベバから北西約 210 km のブルーナイル渓谷に架かる、Abay River Bridge 橋長 207 m (アーチスパン 122 m) のコンクリート固定アーチ橋である。(写真-3) この橋は今から 52 年前に、イタリア統治時代に建設されたものである。今回 ERA 資料の中から貴重な写真が発見された。(写真-4) これは、建設当時の写真でちょうどケーブルエレクションによる支保工架設中のものである。約 60 年前の写真であるが、現在の施工方法と基本的にはほとんど変わらない。改めて当時建設に従事していたで



写真-1 石アーチ橋

Photo. 1 Masonry Arch Bridge



写真-2 コンクリートガーダー橋

Photo. 2 Concrete Girder Bridge



写真-3 アバイリバー橋

Photo.3 Abay River Bridge

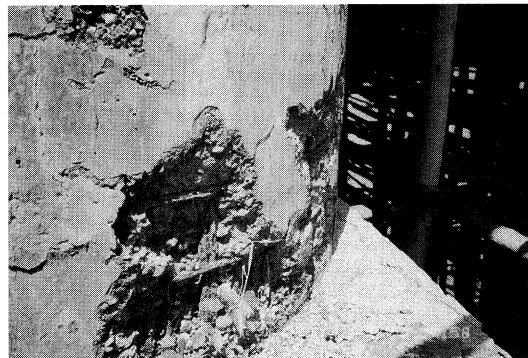


写真-5 アバイリバー橋橋脚損傷状況

Photo.5 Pier Damage Condition of Abay River Bridge

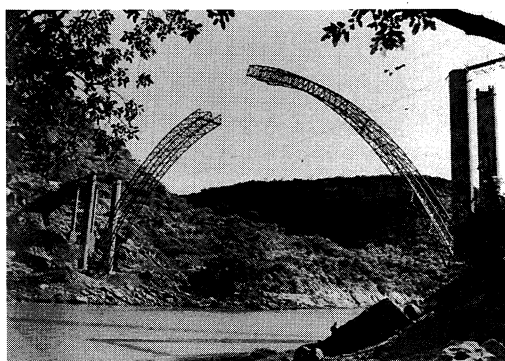


写真-4 建設中のアバイリバー橋

Photo.4 Constructing of Abay River Bridge

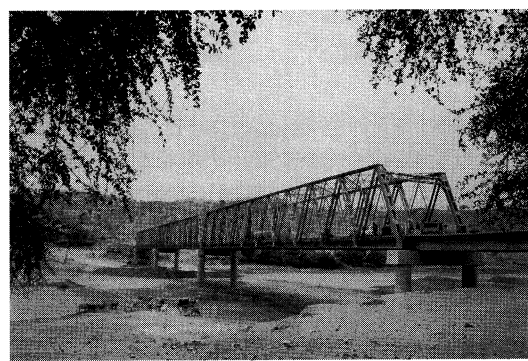


写真-6 建設中の鋼トラス橋

Photo.6 Constructing of Steel Truss Bridge

あろうイタリア人技術者達の技術レベルの高さに驚かされる。

しかし、残念ながら、現時点では他の橋と同様、長年の維持管理不足や、通過車両の大型化重量化により、床版の破損や橋脚の鉄筋が腐食しコンクリート剥離や断面欠損を生じ、非常に危険な状況になっている。(写真-5)

このような状況の中、エチオピア政府は日本政府に対して新橋建設を強く要望しており、今後橋梁形式を含め、方針が決定される予定である。

また、ERA ではこのままでは現橋落橋の危険があると判断し、緊急簡易補修工事を発注した。今後、中国建設業者が1年で施工する予定である。補修内容はポリマーセメントによる橋脚増厚、床版打ち変え等の簡易補修であり、当 Branch において監督指導予定である。

このように、橋梁設計施工技術は、ひどく遅れており、補修技術については皆無である。

そのような中でも、我が Branch では、新しい取り組みとして、鋼トラス橋 (スパン 80 m) の建設 (写真-6)、鋼製足場工を使用しての建設 (写真-7) (今までは木製足場であったがイギリスよりお古の鋼製足場をもらった。)、改良工事として、単純桁から連続桁への変更、RC 構造としてはかなり長いボックスガダー橋の建設等いろいろ挑戦している。

担当職員は、すべてが初めての経験であり、手探りをしながら挑戦している。

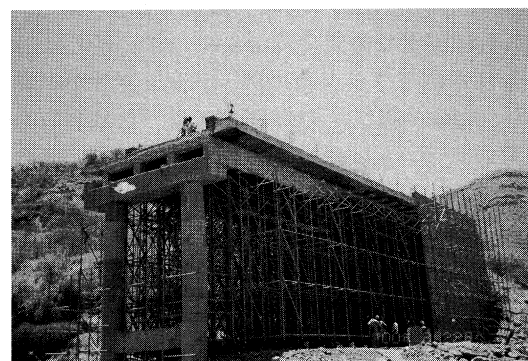


写真-7 鋼製足場工

Photo.7 Steel Scaffolding Work

6. あとがき

着任当時は、隣国エリトリアと戦争拡大の時期であったが現在、1年半が過ぎ、戦争は包括的休戦協定が昨年末ようやく結ばれ、国連軍 PKO 部隊が監視すると共に、領土問題解決に向けて協議が続いている。

上記で述べたように、当国の橋梁技術水準はかなり低く、これを一挙に飛躍させることは困難である。しかし、少なくとも、私の所属している Bridge & Structures Branch 職員は、資金も無く、十分な機材も無い厳しい条件の中、積極的に新たな技術にチャレンジをしている。このような姿勢に、私自身学ぶところが大きであるとともに、限られた期間ではあるが、少しでもこの国の橋梁技術発展のために、応えられるよう協力していきたい。

海外報告 (エジプト) スエズ運河連絡橋

Overseas Report (Egypt) Suez Canal Bridge

企画開発部 上席審議役
JICA 専門家 (道路橋梁公社)

金沢克義

Katsuyoshi Kanazawa



1. まえがき

スエズ運河は地中海沿岸のポートサイド市と紅海沿岸のスエズ市を結ぶ全長 162 km の運河です。運河西側はエジプト本土 (アフリカ)、東側はシナイ半島 (アジア) です。河幅は 320 m、水深は 24 m あり、満載の 25 万 DWT タンカーが航行できます。船団を組んだ片側交互通航方式を採用しており、通過時間は南航船が 11 時間、北航船は途中のグレート・ビッター湖で船待ちをするため、16 時間を要します。砂漠の中を巨大船が航行する光景は圧巻です。1999 年の通航船舶は 13,490 隻で、運河収入は約 2,200 億円でした。これは石油・観光・出稼ぎとともに重要な外貨獲得源なのです。運河は 1859～1869 年にかけてフランスのデ・レセップスが完成させました。完成後程なく 1875 年にイギリスに買収され、1956 年のナセル大統領による国有化宣言までその支配下にありました。その後は中東戦争の戦場になってしまいます。運河はシナイ半島をエジプト本土から分断して、半島の発展を大きく阻害してきました。横断橋梁としてはエル・フェルダンに水平旋回式の鉄道橋がありました。運河拡幅工事、船舶衝突事故や戦災のために 4 回にわたり破壊されています。現在ドイツのクルップ社と共同して 5 代目を建設中です。ただこの橋も水平旋回橋で 1 日 4 時間しか供用できません。日本とエジプトの共同事業として建設中のスエズ運河架橋は、常時供用できる唯一の道路橋として大きな期待を集めています。運河を跨ぐのは巨大船の通航可能な、桁下高 70 m を確保した鋼箱桁斜張橋で、支間割は 163+404+163=730 m です。取付高架橋は PC 連続箱桁橋で延長 3,371 m、残りは土工部で延長 4,899 m あり、総延長 9 km の道路構造物が出来上がる予定です。

2. 背景

エジプトは 30 年位前までは 3,200 万人の人口の大部分を 100 万 km² の国土の僅か 4% に過ぎないナイル川流域のデルタ地帯で養ってきましたが、急激な経済発展に伴い、現在 6,000 万人の人口を擁しています。この結

果必然的に砂漠地帯の開発・居住地域化が重要な国策となりました。シナイ半島は面積 61 千 km²、地中海・紅海・スエズ運河に面し、歴史的にも中東諸国との政治・文化交流の要衝でしたが、イスラエル建国後の 25 年間にわたり係争の地となったため、発展が大きく遅れました。1967 年の第三次中東戦争後はイスラエルに占領されていました。1973 年の第四次中東戦争が引分けに終わった後、1979 年に平和条約が結ばれてやっと返還されています。エジプト政府はイスラエルとの緊張緩和に伴い、国防・交通上の要衝で多くのリゾート地や石油・鉱物資源を有するシナイ半島の大規模開発に乗り出しました。1994 年には NPDS (シナイ半島開発計画) を作成し、2017 年には半島の人口を現在の 10 倍の 300 万人とするための各種プロジェクトを推進しています。開発の大きな障害となるのがスエズ運河の横断路確保です。現状はエル・レスワ、エル・カンタラ、エル・フェルダン、イスマイリア、スラビオン、エル・シャッタの 6 箇所に無料のフェリーが、またスエズ市の北に 2 車線のアハムド・ハムディートンネルがありますが、とても需要を賄えません。夜間には陸軍が軍用浮橋を架設していますが焼石に水です。浮橋は第四次中東戦争で東岸のイスラエル軍陣地を渡河急襲した時に使用したもので、30 分で架かります。ただこの浮橋は有料で、普通車が 30 円、大型車が 150 円を徴収するので評判は悪いです。スエズ運河架橋はこうした背景をもとに、1995 年にムバラク大統領が来日した際に正式に協力要請がなされました。日本政府が恒久渡河構造物の検討をした結果、1996 年の最終答申ではポートサイド市の南 48.6 km のエル・カンタラを架橋地点にし、運河を跨ぐ斜張橋を中心とする全長 9 km のスエズ運河架橋計画が提案されました (図-1)。また同年、建設費の 60% は日本の無償資金協力、40% はエジプト政府の負担とする合意がなされました。工区割は斜張橋と路面高+49.5 m 以上の取付高架橋を含む延長 1,880 m の中央工区を日本の鹿島・NKK・新日鐵のコンソーシャムが請負い、1998 年 5 月 27 日に着工しました。東工区 4,095 m と西工区 3,055 m は各々エジプトのアラブコントラクターとナイルカンパニーが請負い、1997 年 6 月 12 日と 13 日に着工しています。全体の施工監理は PCI・長大のコンソーシャ

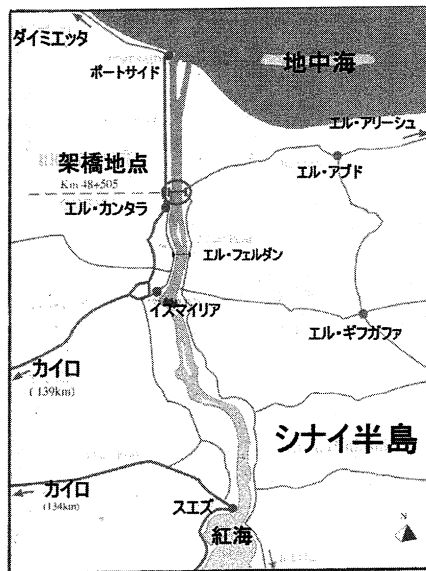


図-1 架橋地点

Fig. 1 Proposed location of the bridge

ムが担当しています。本架橋はナイルデルタ北部の高速道路網と連携して、アフリカ・中近東諸国・ヨーロッパとも繋がる陸上輸送ルートの一環として、これらの地域の経済・文化の交流と平和の継続に大きく貢献すると期待されています。

3. 橋梁計画と工事の現況

スエズ運河架橋はハープ形状の16段ケーブルを有する2面吊り斜張橋で、ケーブルはNew PWSを採用しています。最大の特長はスリップ工法を採用したRC主塔で、クフ王のピラミッドと同じ154mの高さを有し、オベリスクを模したシンボルゲートとなっています。要した工期は東塔が10ヶ月、西塔が11ヶ月に過ぎませんでした。頂版コンクリートの研磨・底版・アンカーフレーム・風振動対策等が不要なこと、経済性に優れていることなどから今後の長大橋での採用が期待されます。工事は1年遅く着工した日本工区がエジプト工区を追い越してしまい、慌てたエジプト工区が夜間工事を続行して追いつき、現在は全工区とも順調に進捗しています。桁架設はドーリートレーラーに桁ブロックを載せたまま台船に積載した直下吊工法を採用して、2001年3月3日に閉合しました(写真-1)。4月24日にはアーティフ・アベード首相を招いて盛大に閉合式が行われました(写真-2)。取付高架橋は平均支間長が40mの4~7連PC連続箱桁橋ですが、どの工区とも大型移動支保工を採用して架設を完了しました。斜張橋の鋼床版舗装には耐久性に優れた碎石マスチックアスファルトを採用します。工事はすこぶる順調に進捗しており、2001年10月6日の戦勝記念日の開通はまず間違いの無いところです。工事はエジプト人職工を日本側が訓練して行っており良好な成績を上げていますが、個人ごとの能力差が大きく、指導には苦勞しているようです。職工は流石に砂漠の民

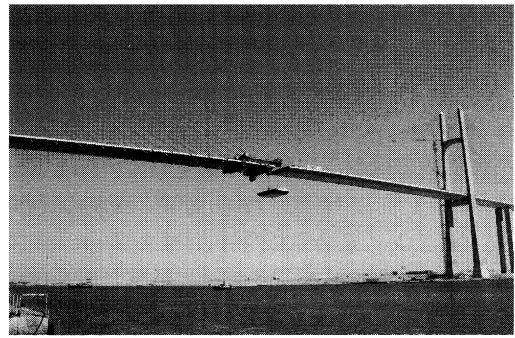


写真-1 最終ブロックの吊上げ

Photo. 1 Lift of the final block



写真-2 閉合式(手前3人目がアベード首相)

Photo. 2 Deck-connection ceremony (Prime minister Obeid, the 3rd person from the left)

で、炎天下の作業では日本人よりはるかにタフで、残業は現金収入が増えるので喜んでやります。現場の整理・安全管理は日本式に行われており、請負業者の努力は高く評価できます。

4. あとがき

スエズ運河架橋が日本・エジプトの友好親善とシナイ半島の開発や中東和平に貢献することは勿論ですが、橋の建設を通じて日本の長大橋技術を移転することも目的の一つです。エジプトでは既に中小橋梁はもとより、長支間のPC橋に関しても民間会社には十分な建設能力があります。我国に求められているのは長大橋の建設技術と維持管理技術の移転です。この国では材料の無駄遣い、劣悪な品質管理、架設精度の低さなどは目に余るものがあります。漫然と工事をしているので工程が遅れるのは日常茶飯事です。これは橋に限らず自動車でも建物でも同じことで「壊れてから直せばよい」と考えているようです。日本式の「高品質の物を作り、こまめに手入れして長持ちさせる」という概念をまず理解して貰わねばなりません。さらに困ったことには技術情報の私物化の弊害があります。折角教えても他の者には決して教えようとはしません。こうしたことが技術移転の大きな障害となっています。ただ若手のエジプト人技術者の中には優秀で熱心な人もおり、流石はピラミッドを建造した古代エジプト人の末裔だと感心させられることがあります。彼らには希望を繋いでいます。

■瀬戸大橋船舶緩衝工に船舶衝突

平成 13 年 3 月 17 日(土)23 時 30 分頃、西航の貨物船(総トン数 199 トン、長さ 53.72 m、幅 9.30 m、深さ 5.50 m)が、国際航路である備讃瀬戸北航路に面している北備讃瀬戸大橋 BB 3 P 鋼製緩衝工に衝突した。

原因は、自動操舵による居眠りとみられるが、船首の一部圧壊と緩衝工の破壊は受けたが、幸いにけが人、油の流出、橋脚の損傷もなく、衝突船舶は、自力航行で現場を離脱した。

船舶緩衝工は、衝突エネルギーを吸収し、衝突船舶の損傷を最小限にし、沈没を避けるために設置されている。南北備讃瀬戸大橋は、建設時は浮体式ゴム製緩衝工と鋼製緩衝工が設置されていたが、浮体式ゴム製緩衝工は係留チェーンの切断、ゴムの損傷(パンク)が数多く発生し、機能保持が難しく、維持管理費(年間約 8,000 万円)及び沈没・流出による航行船舶への安全が懸念されていた。

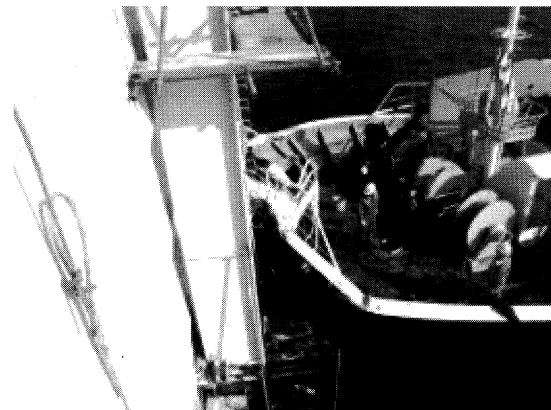
こうしたことから、平成 11 年度より浮体式ゴム製緩衝工を取り外し、必要な箇所には新たに鋼製緩衝工を設置する改良を行っていた。船舶衝突は、浮体式ゴム製緩衝工を取り外し、鋼製緩衝工を設置した直後に発生した。

今回の衝突形態は船首衝突、衝突速度約 10 kt であるが、船舶の損傷は、船首の一部圧壊(約 2.7 m)に留まり、船舶は沈没に至らず、船舶緩衝工は、十分に機能したと考えられる。

船舶緩衝工は、「多室型緩衝工の設計要領(案)」(昭和 55 年 3 月 本州四国連絡橋公団)により設計されている。船舶の衝突は非常に稀であり、また衝突現象は、極めて複雑で未だ解明すべき点も残されており、今後反映させるため、現在、衝突船舶の構造諸元、船首圧壊状況及び緩衝工の破壊状況をもとに、鋼製緩衝工が設計要領(案)に定めた衝突エネルギーを吸収したかどうかを照査・検証しているところである。

損傷した鋼製緩衝工(約 20 t)は、新しく製作し 6 月 30 日に取替えを完了した。

(文責：第二管理局保全部橋梁維持課長 長谷川芳己)



船舶の衝突状況(ケーソン上より)

■平成 13 年(2001 年)芸予地震

平成 13 年 3 月 24 日、午後 3 時 28 分、安芸灘付近を震源とする平成 13 年(2001 年)芸予地震が発生した。

震源は、来島海峡大橋からは約 30 km、多々羅大橋からは約 40 km の地点に位置し、その規模はマグニチュード 6.4 であった。

安芸灘においては、これまでも約 50 年周期でマグニチュード 6 を越える地震が何度か発生している。

西瀬戸自動車道においては、来島海峡第三大橋本州側橋台付近の岩盤(地表面より約 19 m の深さ)で約 150 ガル、多々羅大橋本州側橋台付近の岩盤(地表面より約 20 m の深さ)で約 170 ガルを記録した。

一般的に構造物が持つ周期により構造物が受ける地震力は異なるが、今回の地震により周期の短い構造物が受けた地震力は、本四公団が設計で想定したものと同程度であった。

この地震により、西瀬戸自動車道は約 1 時間半全線通行止めを行った。

地震による構造物の主な被害は、以下の通りである。

- ① 来島海峡第一大橋センターステイロッドの破断
- ② 多々羅大橋のケーブルが地震によるゆれで塔と接触

し、被覆の一部に傷が発生

- ③ 多々羅西高架橋、今治北 IC ランプ橋の移動制限装置の損傷
 - ④ 大三島西高架橋の支承と桁を固定するボルトの破断
- これらの被害のうち、④については地震後直ちに復旧、①については平成 13 年 5 月下旬、③については平成 13 年 7 月中旬に復旧、②については傷がケーブル表面のみのため現在復旧方法について検討中である。

(文責：保全部保全企画課長代理 北口雅章)



■吊形式橋梁に関する IABSE 会議が開催される

吊橋や斜張橋など吊形式橋梁の技術に関する IABSE 会議が、6月12日～14日の3日間にわたって、韓国ソウルで開催され、当公団から北川長大橋技術センター長と平野長大橋技術センター技術調整課長が出席しました。

今回の IABSE (International Association for Bridge and Structural Engineering) 会議は、韓国のヨンジョン大橋 (自碇式吊橋：中央径間長 300 m) とセオハエ大橋 (斜張橋、中央径間長 470 m) の完成を記念して、韓国 IABSE グループと韓国高速道路公社がホスト役となって催されたものです。会議にはアジアをはじめ欧米から 33 カ国、約 350 名の技術者が集まりました。開催地が日本に近いこと、さらには次期 IABSE 委員長にアジアから初めて伊藤学東京大学名誉教授が就任されることもあって、日本からは開催国である韓国の約 100 名に次いで 2 番目に多い約 70 名が参加しました。

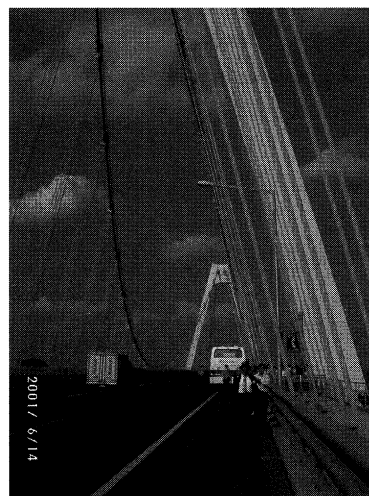
会議では特別講演 5 件、ヨンジョン大橋、セオハエ大橋の計画・設計・施工に関する論文 7 件、一般応募論文 109 件、ポスターセッション 37 件の発表がありました。

特別講演では、韓国における長大橋の建設現況、耐震性向上のために実施されているサンフランシスコ・オークランドベイ橋の架け替え工事、中国の長大橋建設状況と計画、ギリシャのリオンアンティリオン橋における耐震基礎の設計法、当公団からは世界最先端の長大橋維持管理技術として、北川長大橋技術センター長が「本州四国連絡橋の維持管理」を発表するなど、吊構造形式の橋梁技術について幅広い議論が行われました。

日本からの一般論文は 26 件で、吊橋をはじめ斜張橋、エキストラロードブード橋など日本の最新橋梁技術が紹介されました。当公団からは平野課長が本四連絡橋の技術成果を踏まえて調査している海峡横断プロジェクトに関し「2 箱桁形式の超長大橋の耐風安定性」を発表し、ポスターセッションでは「新尾道大橋の設計施工」を展示しました。

なお、開会式や晩餐会では韓国古来の民族舞踊や演奏等の催しが披露されるなど、会議が橋梁技術だけでなく文化交流にも配慮した運営が行われ、海外からの参加者に深い印象を与えていました。

(文責：長大橋技術センター技術調整課長 平野 茂)



ヨンジョン大橋見学ツアー

■「第 5 回日韓道路交流会議」の開催

平成 13 年 6 月 25 日～29 日、「第 5 回日韓道路交流会議」が韓国ソウル市他において開催された。この会議は、日韓科学技術協力協定に基づき、道路分野における技術と事業に関する意見交換を行い、日韓両国の道路事業の推進に寄与することを目的としており、1996 年より日本と韓国で交互に開催されている。日本からは峰久道路局次長を団長に国土交通省道路局から 4 名、当公団からは、第三管理局保全部次長森谷が参加した。日本側団員および担当分野は以下のとおりである。

国土交通省道路局

峰久道路局次長 (団長)、大森路政課長 (道路行政一般)、畠中企画課課長補佐 (道路標識)、木村 ITS 推進室長 (ITS)、川瀧有料道路課企画専門官 (高速道路料金制度)

本州四国連絡橋公団

森谷第三管理局保全部次長 (橋梁管理)

会議は、26 日建設交通部会議室で開催され、韓国側からは、建設交通部道路局の金局長はじめ 10 名が参加した。金局長からは、この会議を更に発展させたいこと、昨年度実施した橋梁管理研修プログラムが非常に有意義であったため、今年度も続けたい等の挨拶があった。会

議は終始和やかな雰囲気で行われ、特に両国が同一テーマで発表した ITS 関連では活発な意見交換がなされた。

また 27 日には、民間資金を導入して建設が進められている、天安～論山間高速道路の車嶺トンネル工事現場を視察した。この有料道路事業の総投資額は、16,567 億ウォンで、この内約 28% が国庫補助金である。なお、用地費は、別途全額国庫補助である。供用開始は、2002 年末を予定しており、料金徴収期間は、2032 年末までの 30 年間である。なお、この手法で建設される有料道路は、仁川国際空港高速道路に続き 2 番目である。

28 日には釜山にて、広安大橋 (3 径間 2 ヒンジ補剛トラス吊橋：橋長 900 m) の工事現場を視察した。現在、2002 年日韓共同開催のサッカーワールドカップ大会までの供用を目指して工事が進められており、下部工及び塔工事がほぼ完成し、AS 工法で行うケーブル架設工事の準備中であった。なお、キャットウォークは、ストームロープ無しの工法を採用していた。吊橋には、海上観光施設としての役割を期待しており、八角形の塔を高くするためにサグを最適より大きく $1/8$ に設定していた。国内最大の吊橋建設を、国内技術陣により設計・管理・施工し、建設技術の蓄積をはかるといことで現場は活気に満ちていた。

(文責：第三管理局保全部次長 森谷俊美)

文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'00.10~'01.07月 HOLMES 登録分

◎著者欄の*印は公団以外の人

題 名	著 者	雑 誌 名	巻 号	年 月	頁
長大橋と保全技術	岡野哲	材料と環境	47	1998.11	7
海上長大橋と防食技術	岡野哲	第15回塗料・塗装研究発表会 招待講演		1999.03	5
Akashi Kaikyo Bridge—World's Longest Suspension Bridge—	原崎郁夫, 鈴木周一	AJCE (日本コンサルティングエンジニア協会) ニュースレター	20 1	1999.03	8
Maintenance for the Long-Spanned Bridges of the Honshu-Shikoku Linking Project	岡野哲	Corrosion Engineering	47	1999.05	13
Monitoring Configuration of the Akashi Kaikyo Bridge Using GPS	村田正信, 岡野哲, 竹口昌弘	構造工学と力学の進歩に関する第一回国際会議, ソウル		1999.08	6
Tatara Bridge—World's Longest Cable-stayed Bridge	原崎郁夫	JSCE (土木学会) International News	2	1999.08	2
吊橋ケーブルの腐食機構に関する研究	北川信, *中村俊一, *鈴木恵太, *聖生守雄	土木学会	45 637	1999.12	12
西瀬戸自動車道交通管制システム	石川信人, 明野晃治, 篠原克延	建設電気技術 (1999 技術集)		1999	6
第一長谷川橋支取替工事工事報告	*岸本篤信	技報まつお	39	2000.01	6
安芸灘大橋上部工の設計・施工	*名越優, 鳥海隆一, *松井範明, *松重正則, *福原真爾, *西岡直樹	橋梁と基礎	2月	2000.02	6
日仏橋梁セミナー 2000 出席報告	*橋場克司, 原崎郁夫	道路	8月	2000.08	3
吊橋ハンガーロープの腐食量評価について	*守谷敏之, 前田泰男, *塚田和彦	資源素材学会 秋季大会		2000.09	4
しまなみ海道の橋梁技術	栗原敏広	自動車技術	特集	2000.10	6
吊橋ハンガーロープの腐食量評価について	前田泰男, *守谷敏之, *塚田和彦	平成12年度構造物の非破壊検査に関するシンポジウム		2000.11	6
淡路島内長大のり面施工時の動態観測	*西田一彦, 川戸彰, *西垣好彦	基礎工	2月	2001.02	4
大島大橋箱桁内腐食環境調査	森幸夫	第121回腐食防食シンポジウム(社腐食防食協会)		2001.03	8
橋面舗装の予防的維持に適用したマイクロサーフェシング工法	吉田好孝, 田向和則	舗装	3月	2001.03	8
鳥取県西部地震時における多々羅大橋の挙動とその検討	林昌弘, 磯江浩	土木学会第56回年次学術講演会		2001.04	2
長期防錆型塗装系の暴露試験結果及びその評価	大西貴浩, 川上賢明	土木学会		2001.04	2
Reliability assessment of suspension bridges	今井清裕, *D.M.Frangopol	ICOSSAR.01		2001.06	1-8
Design, construction and evaluation of steel deck pavement	山田郁夫	IRF		2001.06	1-10
アコースティックエミッション法による供用下鋼橋の疲労亀裂探査に関する研究	遠藤和男	平成13年度第56回土木学会年次学術講演会		2001.10	2
18年間の供用で損傷した積層型ゴム支承の物性調査	吉田好孝, 北村岳伸, *長友浩信	平成13年度第56回土木学会年次学術講演会		2001.10	2

本四技報編集委員会名簿 (五十音順) 平成13年7月1日現在

編集委員長	北川	信	武	田	茂
編集委員	阿部	明	塚	原	修
	伊藤	豊	出	澤	正
	今川	清	遠	山	樹
	大香	宗	橋	本	重
	川上	賢	福	永	勸
	川口	雅	政	田	潔
	北楠	章	真	辺	仁
	小林	樹	村	田	司
	佐藤	弘	矢	野	稔
	角中	三	山	田	夫
	山	夫	志		
		(海洋架橋調査会)			

本四技報 第97号

発行 平成13年8月15日
監修 本州四国連絡橋公団
発行所 財団法人 海洋架橋調査会
〒650-0036 神戸市中央区播磨町49番地
神戸旧居留地平和ビル9F
電話 078 (331) 3241
発行者 山根 孟
制作 ニッセイエプロ株式会社

定価2,200円

本州四国連絡橋公団
HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY
〒651-0088 神戸市中央区小野柄通4-1-22
アーバンエース三宮ビル内
電話番号：078-291-1000 (代表)
<http://www.hsba.go.jp/>

