

クレーン船の衝突によって損傷したPC橋（青海大橋）の復旧工事

芝 尾 英 一*
 西 本 久 之 輔*
 則 武 邦 具**
 石 川 真 一 郎**

1. まえがき

青海大橋は山口県長門市仙崎と青海島を南北に結ぶ唯一の橋梁であり、昭和40年にディビダーク工法で施工された橋長140mの3径間連続有ヒンジラーメン橋である。

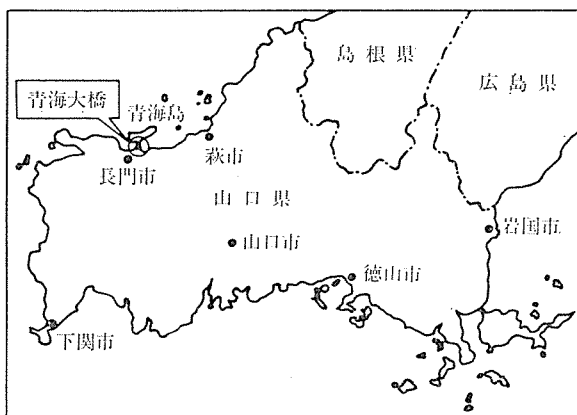
昭和62年6月16日、クレーン船(1200tf)が海狭部を西から時速2km/hで航行し、橋梁中央より約12mの位置に衝突し、2主桁構造の西側の主桁腹部が約4mにわたって欠損し、落橋は免れたが、通行不能となった。

島内には約3000人が居住しており、島民の生活道路となっているため、早期復旧が強く求められた。

本報告は、損傷状況の調査、衝突時の作用力、復旧工事の設計・施工、ならびに載荷試験についてその概要を記述するものである。

設計条件

形 式：3径間連続有ヒンジラーメン橋
 橋 種：一等橋(TL-20)
 橋 長：140.0m(主橋部)
 支 間 長：24.0+90.0+24.0m
 幅 員：6.0m(有効)
 施 工 法：ディビダーク式張出し工法



図一1 橋梁位置図

* 山口県土木建築部

** 住友建設(株)土木部

施工年：昭和37年～昭和40年

使用材料

コンクリート：主桁 $\sigma_{ck}=350 \text{ kgf/cm}^2$
 橋脚・基礎 $\sigma_{ck}=250 \text{ kgf/cm}^2$
 PC 鋼 材：A種2号, $\phi 26 \text{ mm}$
 鉄 筋：SS49 ($\sigma_{sa}=1600 \text{ kgf/cm}^2$)

2. 損傷状況の調査

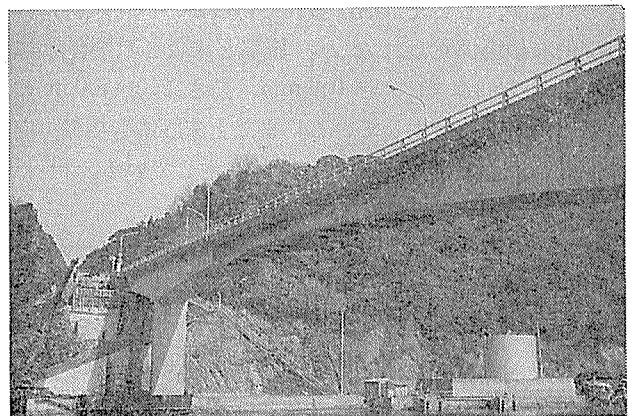
損傷は衝突力による直接的なものと、衝突のエネルギーによる間接的なものとに分けられる。調査方法は、橋梁全体の変状は橋面高さを測量することで、橋梁各部の変状は点検車および作業足場を使用して、目視、クラックスケール、弾性波によって行った。

2.1 破損部付近の調査

破損部付近の主桁形状は、2主桁の開断面構造になっており、横桁は橋脚上と中央ヒンジ部に設けられ、両腹部下端をつなぐストラットが6m間隔で配置されている。

クレーン船のガントリー先端部は西側の主桁腹部に衝突した。このため腹部コンクリートは外から内に向かって破壊され、ストラットを介して一方の腹部も破損した。破壊は衝突位置から円垂状に広がるという典型的な点衝突の形をしている。

腹部の破損状況は外側で幅2.8m、高さ1.0mの三角形状をし、内側ではさらに広がって約1.4mの腹部



写真一1 青海島に向かって西側からみた橋姿

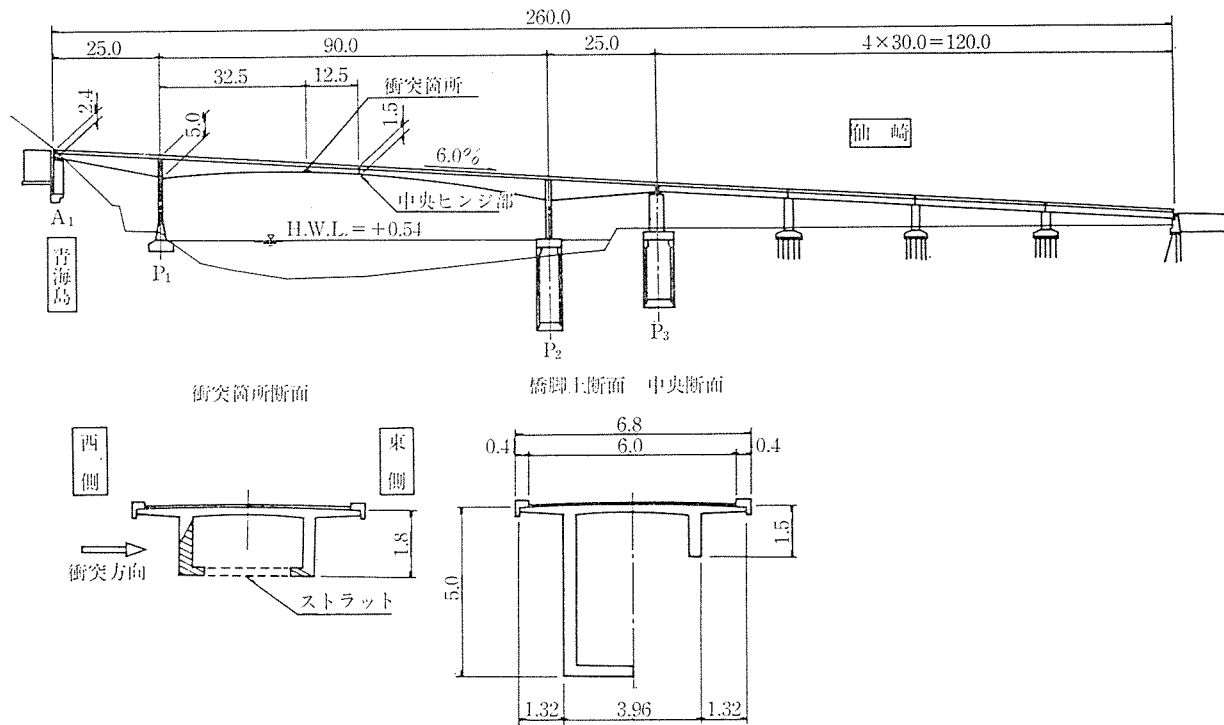


図-2 全体一般図

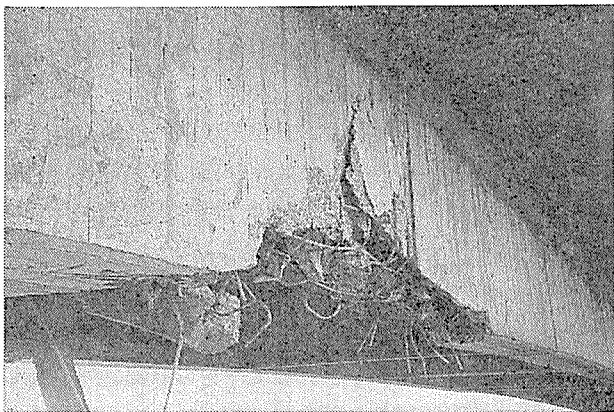


写真-2 破損側復部の状況（外側）



写真-3 破損側復部の状況（内側）

高さすべてにわたって欠損もしくははく離しており、鉄筋によりかろうじてはく落を免れている。鉄筋は引きちぎられるか、もしくは曲げられているが、PC 鋼材には直接的な損傷は見られない。腹部と床版との接合部には、水平方向に幅 0.2~0.6 mm、長さ 2.0~7.0 m のひびわれが多数発生している。また上床版にも橋軸方向に幅 0.2 mm 未満のひびわれが数本生じている。

2.2 橋梁全体の調査

橋面のレベル測量が橋梁完成時から定期的に行われており、塑性変形は終了していると考えられることから、衝突による橋面の変状を知ることができた。主桁は衝突位置で大きく変形し、中央までの部分は中央ヒンジ沓を介して仙崎側の主桁に支持されている。そのため中央部で 7 cm 垂れ下がり多少ねじられた状態になっていた。

(1) 主 桁

主桁のひびわれ調査は、衝突直後から点検車ならびに足場を用いて綿密に行われた。破損部より中央にかけての腹部には主桁の面外方向の曲げによると思われる橋軸方向のひびわれが多数発生していた。側径間主桁両端部 (A₁, P₃) の腹部、上下床版には、ネジリによるひびわれが見られ、ひびわれ幅は最大 1.0 mm にもなっていた。

(2) 地 覆

衝突位置の真上で幅 0.7~0.35 mm のひびわれが見られ、深さは最大で 24 cm にも及んでいた。

(3) 橋台・橋脚

橋台 (A₁)、橋脚 (P₁, P₂, P₃) については、可能な範囲で目視による調査を行ったが、異常は認められなかつ

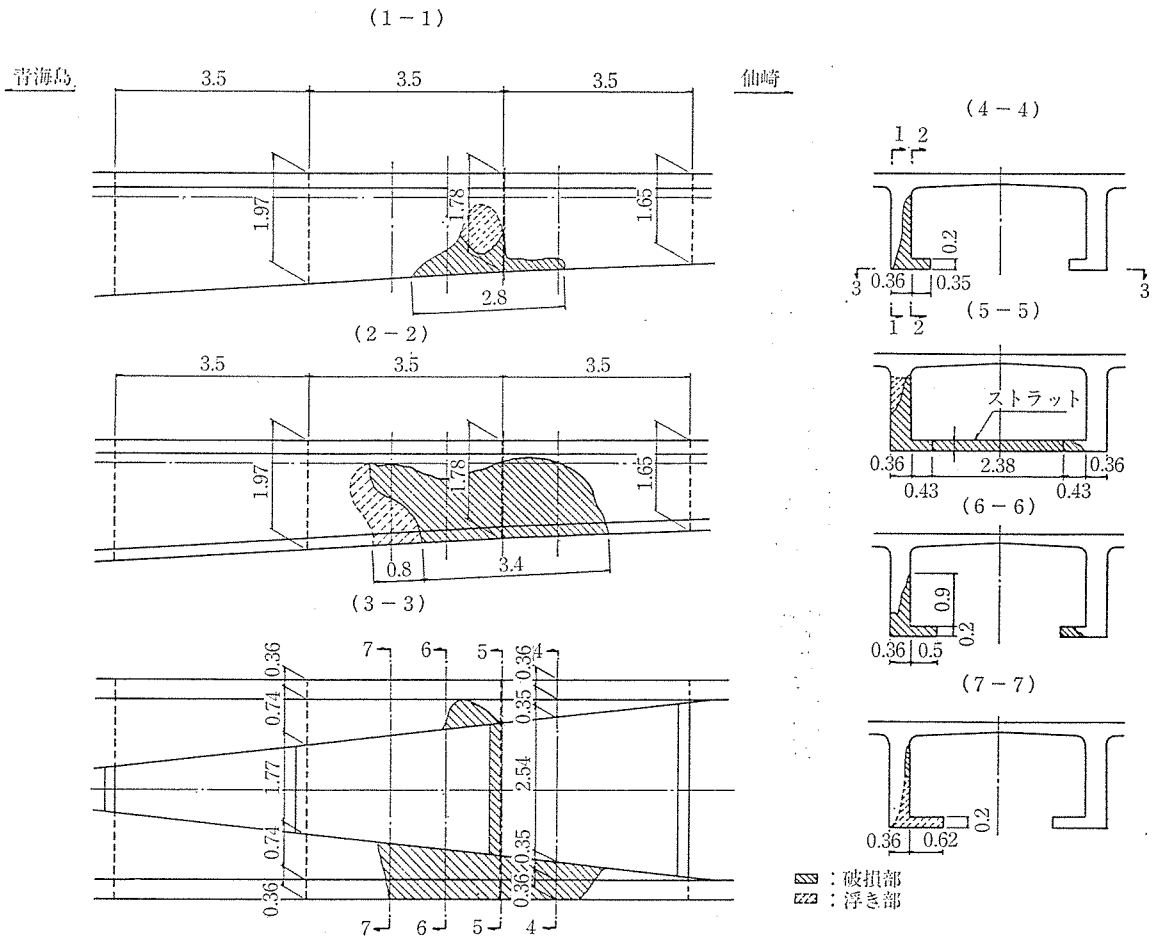


図-3 破損状況図

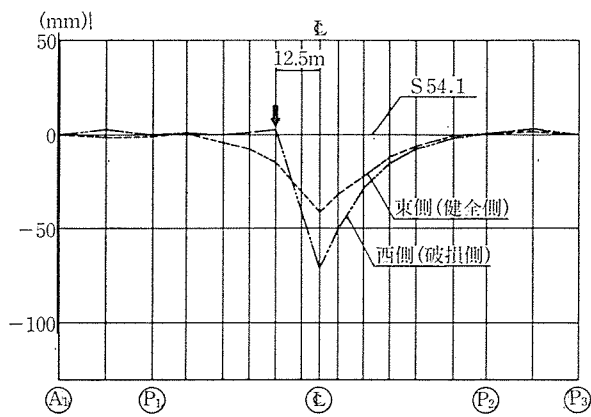


図-4 橋面高測量図

た。

(4) 支承部

中央ヒンジ部は、ヒンジ沓および取付け部ともに異常はなかった。端部支承部は、鉛直鋼材、沓ともに異常はみられなかったが、水平ロッカー沓と主桁の接合部付近には、ネジリによって発生したと思われるひびわれが見られ、鋼材、沓にも大きな力が生じたものと推測されるが、その健全度については確認できなかった。

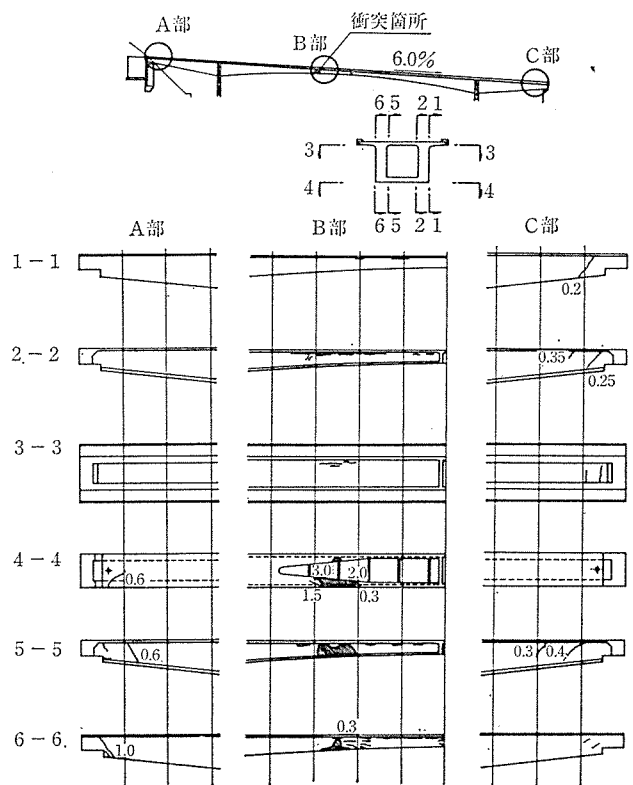


図-5 ひびわれ調査図

3. 衝突時の作用力の推定

クレーン船は 1 200 tf (D.T.) で、時速 2 km/h で進行し衝突した。ここでは衝突力を以下の条件で3通りの方法で推定し、各部に発生したと思われる応力度を推定する。

3.1 衝突力の推定

(1) 破壊された桁部材厚の 1/3 が船が停止するまでの距離と仮定した場合

船舶による衝突エネルギーと停止するまでの運動エネルギーより算出すると 422 tf となる。

(2) 橋梁を片持梁とし、衝突によるたわみ量を船舶が停止するまでの距離と仮定した場合

橋梁の吸収エネルギーとたわみ量より算出すると 385 tf となる。

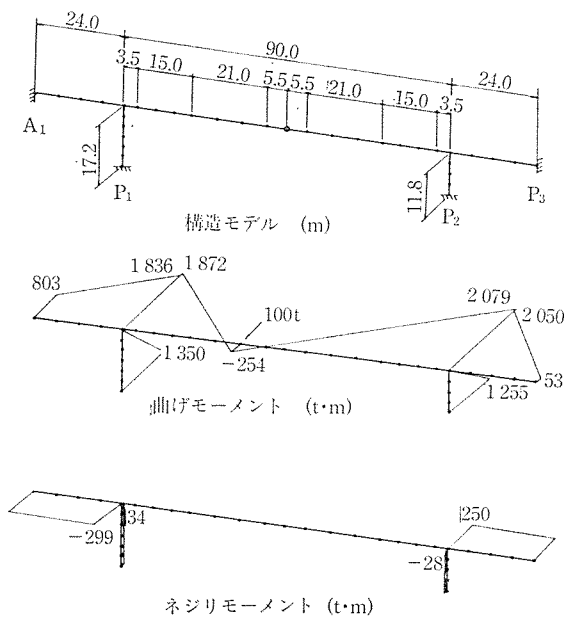
(3) 破損部の終局限界状態における押抜きせん断耐力からの推定 (土木学会：コンクリート標準示方書)

押抜きせん断耐力より算出すると 260 tf となる。

3.2 発生応力の推定

エネルギー則から衝突力を推定すると 400 tf 前後の値が得られるが、部材が破損することで力が緩衝されるので橋梁全体にはその力のすべては作用しないと思われる。一方、破損部の押抜きせん断耐力は約 260 tf となり、実際に作用した力はこの値に近いものと考えられる。

ちなみに 100 tf の単位力が作用した場合の断面力および各部材の応力度は次のようである。



図—6 構造モデルおよび断面力図

表—1 各部材の応力度表

	水 ロ ッ カ ー	鉛直鋼棒	主桁端部	主 部 桁 付 腹 根
作用力	250 tf, -259 tf	59 tf, -130 tf	803 tf·m, -299 tf·m	81 tf·m
応力度 (tf/cm ²)	166	—	50, -40	81
σ_c				
σ_s	-125	-42	—	-5 442

(1) 単位作用力 100 tf による結果

図—6 に構造モデルおよび断面力図を示す。

(2) 各部材の応力度

表—1 に各部材の応力度を示す。

3.3 考 察

衝突力をエネルギー則や、腹部のせん断耐力から推定すると、260 tf~400 tf 程度の力となるが、単位作用力 100 tf による応力度、各部の損傷状況からみて、実際の衝突力は 200 tf 程度と推定される。

他に衝突力による動的解析、主桁のネジリに関する FEM 解析も行い検討したが、おおむね同様な結果を得た。

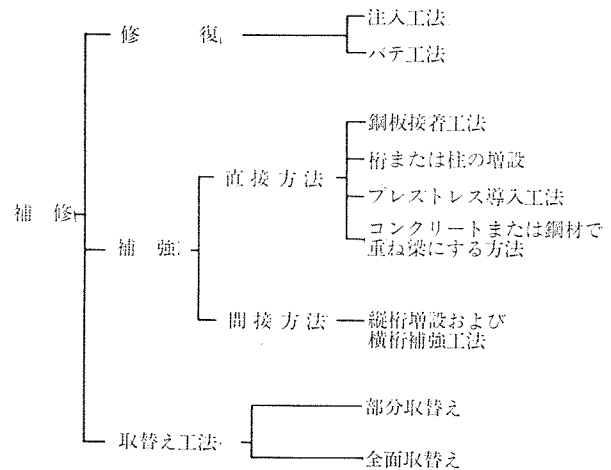
4. 復旧工事

4.1 計 画

本橋は島民の生活道路であるため全面交通止めをすることは不可能であり、極度の荷重制限をしてでも最低限の交通は確保する必要があった。復旧計画はこの大前提のもと、以下の条件で行った。

- ① 全面交通止めはせず、荷重制限を行ってでも部分開放し、最低限の交通は確保する。
- ② 復旧工事は交通開放を行った状態で行う。
- ③ 荷重制限は極力短期間とし、段階的に制限を緩めていく。

一般的な補修方法としては図—7のように分けられるが、ここでは計画案として、以下の3案について詳細に



図—7 補修および補強工法の分類

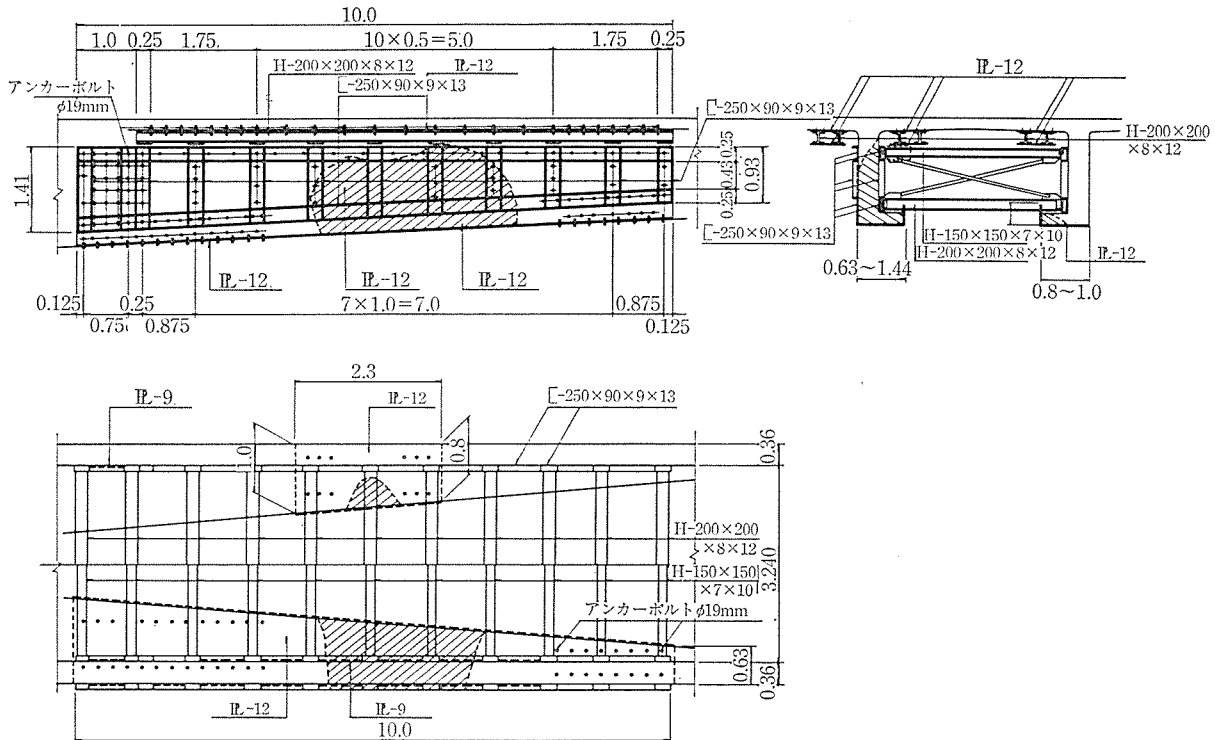


図-8 破損部補強図

検討した。

- 1) 仮橋案
- 2) 鋼材による補強案
- 3) アウトケーブルによる補強案

復旧計画案は、破損箇所を直接補修するものと、橋梁全体の耐力を回復するものとに分けた。直接の補修は、交通開放した状態での作業となるので、短期間のうちに作業ができ、かつ作業中の安全が確保でき、耐力の回復に対して対策が拡張できることを基本にした。前者を仮復旧、後者を本復旧と呼び、上記3案の中から仮復旧として第2案（鋼板接着工法）、本復旧として第3案（プレストレス導入工法、注入工法）を採用した。

4.2 設 計

(1) 事故直後の検討

全面交通止めはできないので、破損状態での応力度を推定し、仮復旧工事が完了するまでの制限荷重を以下の仮定で算出した。

- ① 主桁は衝突箇所でき大きく変形しており、その位置から中央ヒンジ部までが単純桁に近い状態になっている。
- ② 主桁の破損状況より判断して、主桁の半分は抵抗断面として残っている。

検討の結果、制限荷重は復旧作業時の荷重を考慮して総重量 5tf 未満が1台とした。なお、危険予知のために仮復旧工事中の変位を、沈下計、傾斜計により自動計

測し管理した。

(2) 仮復旧工事中の検討

仮復旧は破損部を中心として約 10 m 区間に鋼材を取り付け、ホールインアンカーとエポキシ樹脂で橋体に一体化させることにした。部材は即入手可能な鋼材とし、施工中と工事完了の状態での応力検討をし決定した。

(a) 施工中状態の検討

片持ち梁状態になったと仮定したときの破損部付近の検討を、健全側の主桁のみが抵抗断面とした場合の曲げ破壊安全度で行い、安全性を確認した。

(b) 工事完了状態の検討

主桁の剛性比で健全側と破損側（補修後の断面）で荷重分配をしたときの応力度で確認した。

全体構造系の検討では終局荷重のケースにおいて安全率が 1.0 以上となる L 荷重を求め、L-10 荷重まで載荷可能とした。

(3) 本復旧工事中の検討

本復旧は復旧工事による荷重増加と、破損によって低下した主桁耐力の回復のために行うもので、以下の項目で行った。

- ① アウトケーブルによるプレストレスの追加
- ② 鋼板の接着によるせん断耐力の増加
- ③ 中央ヒンジ部の反力調整による応力状態の改善

使用部材および反力調整量は、主桁の剛性比に応じて荷重分配した局部応力と、全体構造系での検討で決定し

◇工事報告◇

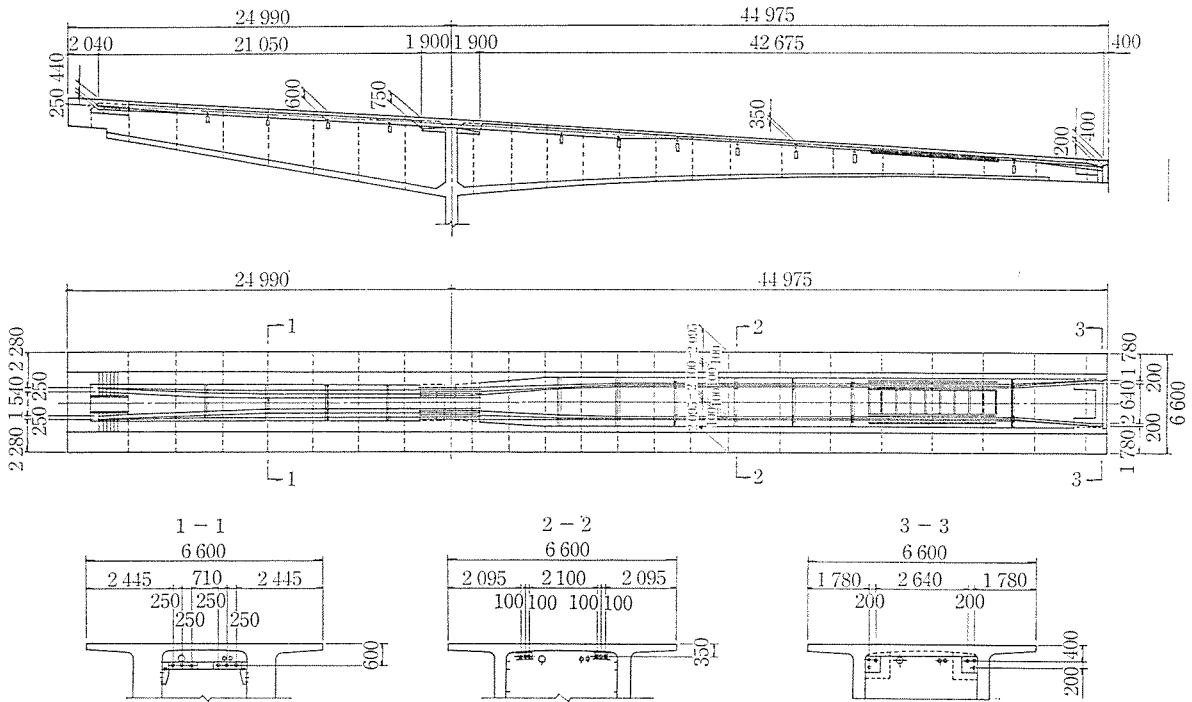


図-9 アウトケーブル配置図

た。

(a) アウトケーブル

破損部の応力改善（健全側下縁の圧縮応力の低減，破損側断面へのプレストレスの導入）と，仙崎側主桁の応力改善（上縁の引張応力の低減）のために，全橋にわたり主桁内にアウトケーブルを配置し，600tf のプレストレスを導入することにした。

(b) アウトケーブル定着部

アウトケーブルは桁端部，橋脚上，中央ヒンジ部の各横桁部で定着することにした。

(c) 鋼板の接着

側径間部のせん断耐力不足と仙崎側上床版の引張鉄筋不足を補うために，鋼板をアンカーボルトとエポキシ樹脂で接着することにした。

(d) 中央ヒンジ部の反力調整

主桁の変形によるたれさがりと，主桁の応力度を改善するために，中央ヒンジ部で反力調整を行い，ヒンジ沓をつけなおすこととした。手順は以下のとおりである。

- ① 中央ヒンジを切断し，破損側の桁を 8cm ジャッキアップする。
- ② 破損箇所は無収縮コンクリートを打設し，硬化後反力を一担解放する。
- ③ 破損側の桁を 2cm ジャッキアップし，新ヒンジ沓を固定する。

4.3 施 工

(1) 仮復旧工事

(a) 仮 設 工

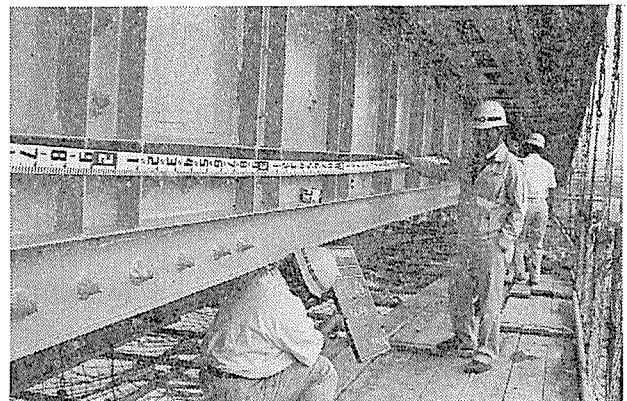


写真-4 破損部補強状況

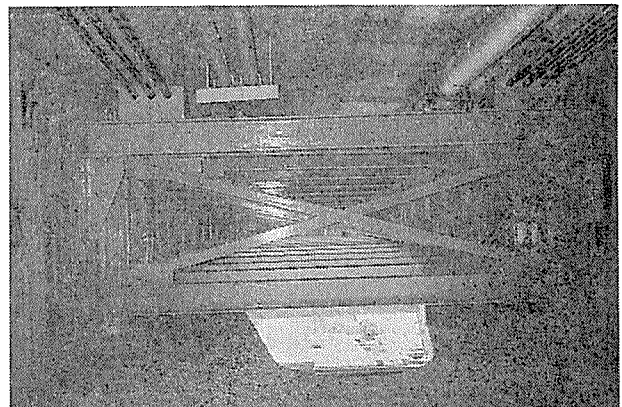


写真-5 破損部補強状況（桁内）

破損部付近に吊り足場を設け作業を行った。鋼材は海上を桁下まで運搬し，直接桁内に取り込んだ。

(b) 鋼材の取付け

H形鋼と鋼板をエポキシ系樹脂を塗付したホールインアンカーにより取り付け、鋼材とコンクリートのすき間にはエポキシ系樹脂を注入した。

(c) ひびわれの補修

調査結果に基づき、0.05 mm 以上のひびわれにエポキシ系樹脂（ピックス工法）を注入した。

(2) 本復旧工事

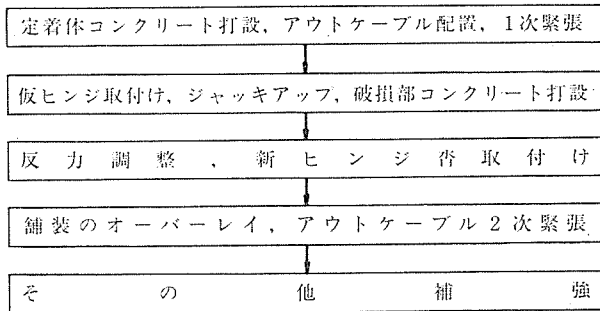


図-10 本復旧工事フロー

(a) 定着体コンクリート打設, アウトケーブル配置, 1次緊張

アウトケーブルの定着のために桁端部、橋脚上、中央ヒンジ部の各横桁に無収縮コンクリートを使用した定着体を設けた。ケーブルは4mごとに鋼製のスペーサー金具により主桁腹部に固定した。ケーブルは防錆被覆したもの(7T13mmタイプル)を使用し、横桁貫通時の穴を小さくするため、定着具は固定側をマンション、緊張側をくさび定着とした。1次緊張は仙崎側6本、青海側2本のケーブルに対して行った。

(b) ジャッキアップ, 破損部コンクリート打設

中央ヒンジ沓の反力を解放するために仮ヒンジを取り付け、破損側桁のジャッキアップを行った。ジャッキアップにより仮固定した状態で破損部に無収縮コンクリートを打設した。

(c) 反力調整, 新ヒンジ沓取付け

破損部のコンクリートが所定の強度に達した時点で反

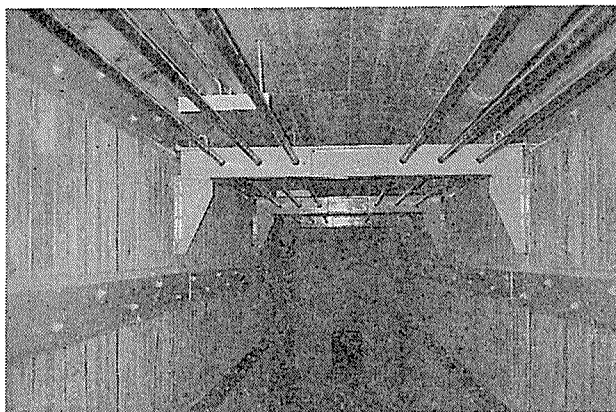


写真-6 アウトケーブルおよびスペーサー金具

力を解放し、変形量を確認した後、反力調整を行った。

(d) 舗装のオーバーレイ, アウトケーブル2次緊張
破損による主桁の変形と反力調整によって生じた段差を舗装のオーバーレイで修正した。その後、青海側の4本のアウトケーブルを緊張した。

(e) その他補強

せん断耐力と引張鉄筋の不足を補うために、鋼板を腹部内側と上床版下面に取り付けた。取付け方法は仮復旧工事と同様とした。

4.4 荷重試験

荷重試験は設計検討を行うにあたって用いた仮定の妥当性を確かめ、復旧後の交通開放荷重に対しての安全性を確かめる資料を得るために、仮復旧完了後と本復旧完了後の2回行った。

(1) 仮復旧完了後の荷重試験

荷重重はダンプトラックを使用し、総重量6, 9, 12, 15, 18 tf 各々2台準備した。設計上 L-10 荷重まで荷重可能であり、設計荷重を支間中央部の集中荷重に換算し、最大荷重を36 tf (18 tf × 2 台) とした。

荷重ケースは4タイプ合計22ケースとした。

A-タイプ: 中央ヒンジ部に集中荷重を載荷

B-タイプ: 破損部に集中荷重を載荷

C, D-タイプ: 破損部の健全側と破損側の腹部上に集中荷重を載荷

(2) 本復旧完了後の荷重試験

荷重重は総重量20 tf のダンプトラックを8台使用し、最大荷重は160 tf (20 tf × 8 台) とした。

荷重ケースは2タイプ合計9ケースとした。

E-タイプ: 中央径間に設計荷重に近い分布荷重になるように載荷

F-タイプ: 破損側の腹部上に偏載荷

(3) 結果

(a) 仮復旧完了後の荷重試験

沈下量、角変化とともに計算値とよく一致しており、補修した桁の剛性が計算上設定した剛性に近いことを示している。補修鋼材の歪は荷重と比例関係にあり、鋼材とコンクリートが一体として働いていると思われる。偏載に対しても良好な結果を示しており、東西の桁を鋼材で結んだ効果が現われている。以上のことから36 tf の

表-2 計測項目と使用機器

	項目	使用機器
主 桁	た わ み	沈下計, レベル測量
	傾 斜 角	傾 斜 計
	ひ ず み	ひ ず み 計
鋼 材	ひ ず み	ひ ず み 計
地 覆	ひびわれ幅	変位計, コンタクトゲージ

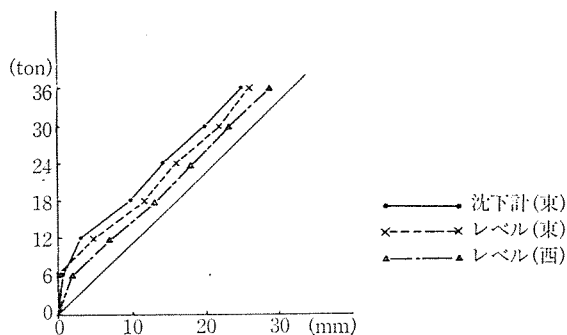


図-11 支間中央部沈下量 (A-タイプ)

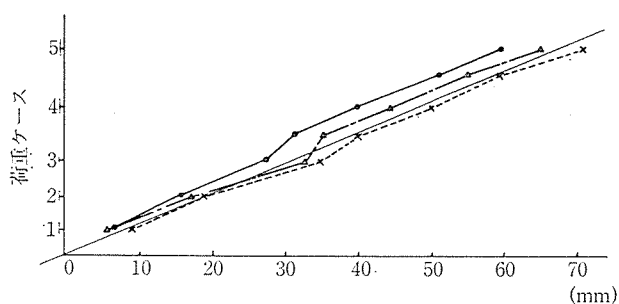


図-12 支間中央部沈下量 (E-タイプ)

載荷重に対しては弾性範囲内にあると判断した。

(b) 本復旧完了後の載荷試験

沈下量の計算値との比は破損側で 97%、健全側で 102% と多少補強した側の主桁剛性が高い。最大荷重 (160 tf) 撤去後の残留沈下量は 0 であり、この荷重に対しては弾性範囲内にある。偏載荷重に対しても計算値とよく一致している。

5. あとがき

クレーン船が衝突して主桁腹部が欠損するという前例のない事態に遭遇したが、短期間のうちに無事復旧工事を完成させることができ、長支間の PC 橋の復旧を実証できた。落橋しても不思議ではないと思われる程度の損傷を受けながら大事に至らなかったことで、PC 橋の強靱さを再認識することになったが、健全性を確認できない箇所もあり、橋体の挙動については今後とも注意が必要である。

最後に本工事の遂行にあたり、多大な御指導と御援助をいただいた関係各位に感謝の意を表します。

【1989 年 5 月 17 日受付】

◀刊行物案内▶

PC 定着工法

(1988 年版)

PC 定着工法については、1982 年に 19 工法をとり上げ刊行されましたが、6 年の歳月を経て、変化・改良されたものも多く、また新たな工法も登場してきましたため、この度、内容を一新し刊行した次第です。

今回は、我が国で用いられている定着工法の全容をできるだけ把握できるように配慮し編集しましたが、特に、機能・用途別のグループ分け、その各々についての総論の掲載等、わかりやすく充実した内容のものになったと思います。

設計・施工者の資料、教育用テキストとして最適と考えますので、ご利用ください。

体 裁：B 5 判 126 頁

頒布価格：3 300 円 (会員特価 3 000 円) (送料 350 円)

内 容：PC 定着工法総論、一般ケーブル (総論, 18 工法)、斜張ケーブル (総論, 8 工法)、シングルストランドケーブル (総論, 8 工法)、アンボンドケーブル (総論, 7 工法)、アースアンカーケーブル (総論, 10 工法)、プレテンション工法総論、PC 定着工法の評定