

## コロールーバベルダオブ橋の崩壊の原因（上） — パラオ共和国 —

著：Chris Burgoyne, Richard Scantlebury  
訳：プレストレストコンクリート海外部会\*

### 1. 概要

パラオで1996年に起きた落橋事故は、当時、注目を集めたが、関係者の法的合意等の理由もあり、崩壊に関する文献は少ない。本報告は、構造工学の関係者が失敗から教訓を学べるように、公開情報をもとに作成したものである。崩壊が橋の補修の直後に発生したことから、これが原因であろうと広く認識されたが、その可能性は低いという結果を得た。それよりも、もとの設計に強じんさが不足しており、偶発的な損傷に弱かったとの結論となった。そして、この偶発的損傷が再舗装の作業時に生じたのである。

### 2. 序論

コロールーバベルダオブ橋は、1996年9月26日午後5時45分頃に落橋した<sup>1)</sup>。死者2名、負傷者4名の壊滅的な事故で、穏やかな天候の、実質的には交通荷重のない状況で起きた。この国でもっとも居住人口が多い2島をつなぐ橋の通行が切断されたため、政府は非常事態を宣言し、水や電気の供給を断られた数千人の住人への国際援助を要請するに至った。

この事故から9年間、崩壊を招いた原因と、それを回避できたはずの補修方法に関し、検討がなされてきた<sup>2-7)</sup>。パラオ政府と関係技術者の間の告訴・示談により、原因は公式に確認されず、現地での調査分析は公表されなかった。ある新聞だけは現地調査に基づく記事を掲載した<sup>8)</sup>が、本当の原因は報告されていない。

航空産業とは対照的である。航空機に関連するトラブルは、小さなものでも徹底した調査とすべての報告書の公表を国際法で義務づけており、事故に至らなかった危険な状況も自主的に報告されている。

構造工学の世界にはそのような制度は存在しておらず、遠い国での事象として、忘れられた。

本研究は、プレストレストコンクリートに関する理解に、基本的な誤りがないか、生じた事象に照らして、教えられていることに変わるべきことがないかを確かめるために行った。著者は関連した企業とはまったくつながりがなく、機密情報にも触れていない。ここに示したものはすべて、公表された情報から引用している。本研究では、さまざまな要因の影響度を決定するためにシンプルな近似による分析を行った。

### 3. パラオ共和国

パラオの名は、西太平洋キャロライン諸島の西端における約350の小島群（北緯7°30′、西経134°30′を中心とする）を指す。これらの島は、フィリピンやニューギニアから等距離のおよそ900 kmに位置する。第一次大戦後、パラオはドイツの支配から日本の支配下となった。当時の主要な産業はリン酸塩堆積物の採掘であった。これらの島々は第二次大戦では日本にとって（とくにトラック諸島の海軍停泊地陥落の後には）戦略的重要地域であった。1944年9月、ペリリュー島をめぐる激戦が繰り広げられたが、終戦時まで、ほとんどの島々は日本の占領下にあった。これらの島々は米国の太平洋諸島信託統治領ながら、現在は独立しており、米国との親密な関係を維持している。総陸地面積はわずか494 km<sup>2</sup>、人口は現在約20,000人である<sup>9)</sup>。その経済は、ほぼすべてを観光に頼っている。

### 4. コロールーバベルダオブ橋

コロールーバベルダオブ橋は、パラオの主要な二つの島、コロール島とバベルダオブ島を連結するために計画された。バベルダオブ島には国際空港があり、清水の供給源であるが、コロール島には首都があり、住民の約70%が住んでいる（訳注：2006年10月にバベルダオブ島マルキョクに遷都）。2つの島を隔てる海水路は約30 mの深さで、潮流の速度は最大3 m/s、沿岸部が急な傾斜となっているため、径間長240 mの橋が採用された（当時、世界最大のコンクリート桁橋であった）<sup>10-11)</sup>。



図-1 コロールーバベルダオブ島

当初の設計は対称形で、水路の両側の端部に「主橋脚」があり、そこから片持ち梁形式で海水路上に伸び、中央で接していた。主橋脚の外側は側径間で、端部橋脚につながっていた。主橋脚は、水平力に抵抗するために傾斜杭に支持されていたが、端部橋脚は垂直の杭のみで、単

純支持とされていた。片持ち梁は現場打ブロック施工であったが、中央のヒンジで連結され、無視できる程度の荷重を支え、支間の垂直変位を適合させるように設計されていた。ヒンジには軸方向の変形とおおのの径間の相対的な回転変位を許容する支承が設けられていた。当初の設計の側面図は図-2に示してある。図-3にあるように、全延長に渡って箱型断面とされ、幅は一定で高さが変化していた。

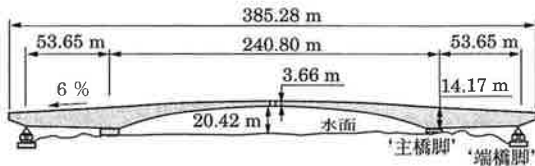


図-2 側面図 (建設時)

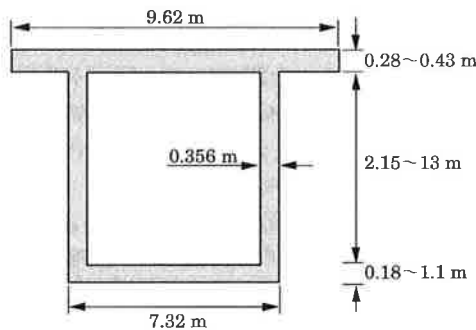


図-3 概略の断面図 (高さは橋に沿って変化)

おおのの径間は、それぞれ、釣合っているが非対称の張出しとして建設され、主橋脚からは側径間が、端橋脚に届くまで、伸ばされた(図-4)。それから、この部分には、張出しの完成時のモーメントの釣合いのため、カウンターウェイトがつけられた。



図-4 3Dモデル

おおのの主径間は316本のデイビダーク鋼棒(φ32)で緊張され、合計で182.4 MNの力で橋脚の間の側径間に固定された。鋼棒の反対側は主径間を通して、片持ち梁を形成している25のセグメントの先端に固定された(図-5)。このようにして、より大きいモーメントの作用する橋脚部に比べると少ない力が中央部に導入された。本稿では、その後の補修による増分と区別するため、これを「当初の緊張力」と呼ぶ。

この橋梁の建設費は520万ドルで、1977年4月に竣工し、以降18年間、そのままであった。この期間に、クリープと乾燥収縮、リラクゼーションにより片持ち梁部が

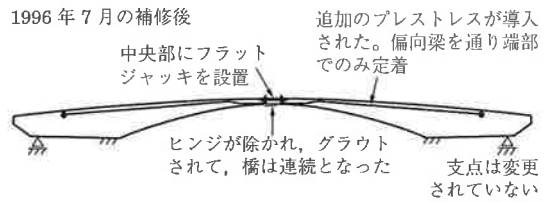
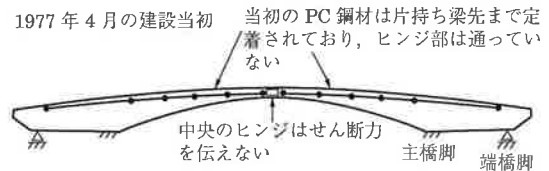


図-5 原設計と補修後の構造の特徴

垂れ下がった。1990年に中央部の沈下は1.2 mに達し(図-1)、橋梁の外見に影響するようになり、路面を損傷させ、道路の利用者に不快感を与えた。パラオ政府は2つの団体の専門家に、構造物の安全性評価と将来の設計荷重の支持性能の確保について調査を依頼した。Louis Berger International社(米国)と国際協力事業団(日本)の両者が、橋梁は現状および将来にわたって安全であるが、たわみは増大する(今後100年間で0.9 m)可能性があると結論した。その結果、垂れ下がりを若干補正し、将来のたわみを防止するため、補修工事を行うことが決定された<sup>8)</sup>。

橋梁の点検調査の一環として、片持ち梁の剛性を求めるため、中央部に125 kNの重さの載荷トラックを走行させた<sup>8)</sup>。得られたたわみは30.5 mm、コンクリートの弾性係数は18 kN/mm<sup>2</sup>となった。

VSL インターナショナルによる設計提案<sup>12)</sup>が承認され、この地域の施工会社 Black Micro 社により施工された。この「補修」は4つの項目からなっていた。

- ・中央ヒンジを撤去して構造物を連続化する。
- ・箱桁の内部に8本のポストテンション外ケーブルを追加で設置。これは主橋脚の近くでは上床版のすぐ下にあり、おおののサイドに設置された2本の偏向梁により、中央部では箱桁の底版部に移動する。これらのケーブルはすべて連続したまま橋梁を貫通し、兩岸の橋脚に固定される。これらのケーブルには36 MNの力がかけられており、中央部を押し上げるモーメントを作り出し、たわみを0.3 m低減することを意図していた。
- ・中央ヒンジに替えて、床版上面の間に8つのフラットジャッキを挿入し、これを用いて31 MNの軸方向圧縮力を導入した。これらは現場でグラウトされ、径間を連続化させた。外ケーブルとジャッキの組合せ効果は、ここでは、「追加プレストレス」とよぶ。橋梁の連続化という決定は補修設計の遅い時期になされ、新しいケーブルを一方の径間から他方へ連続させることができるため、必要とする定着アンカーの数を半減できるという、経済的な背景から採用されたようである。

・全体を通して橋梁表面を再構築する。プレストレスによりすべての垂れ下がり解消することはできないので、中央付近の新しい表面の下に軽量の中空枠を入れて走行面を滑らかにする。

補修作業は1996年7月に完了し、Socio Construction社が行った表面の補修は8月の中旬に終了した。

### 5. 崩 壊

この橋梁は、1996年9月26日に崩壊した。米軍が依頼したSSFM Engineers社の報告書には目撃情報と水面上と水面下から見える橋の損傷から推定したもっとも可能性の高い崩壊メカニズムが詳細に記載されている。

両主橋脚周りの崩壊後の写真を図-6に、破損している箇所の概要を図-7に示す。図-7で示された‘欠落’は、SSFMの報告書には記載されていないが、のちの崩壊解析の結果から発見された。

SSFM社の報告書にある崩壊メカニズムの説明は以下のようなものである。

- (1) 上床版の層状剥離はバベルダオブ島側の主橋脚の近くで起こった。これにより「もともとのポストテンション緊張力に対する抵抗を維持できなくなり…



図-6 (a) 崩壊時の全景

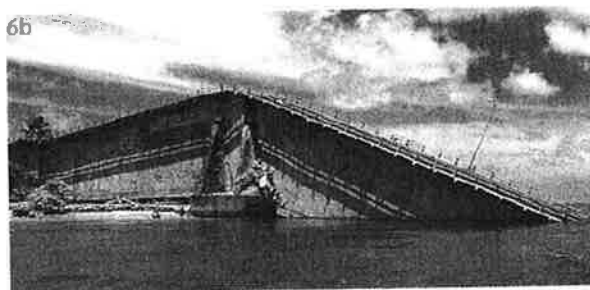


図-6 (b) 西側 (コロール側)



図-6 (c) 東側 (バベルダオブ側)

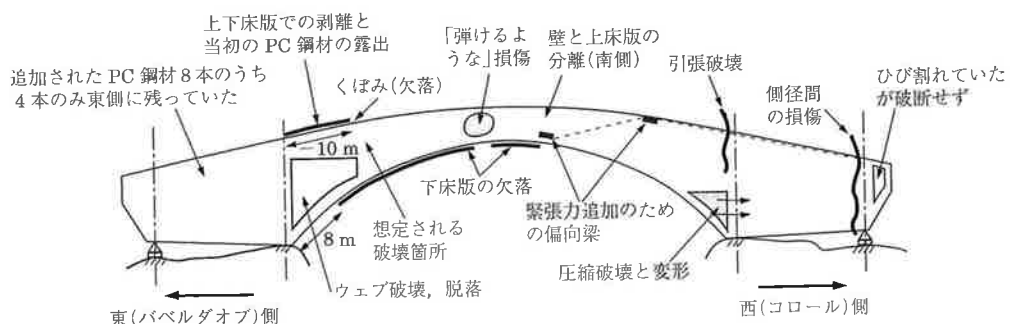


図-7 損傷概要 (SSFM社の報告書による)

剥離後の桁は中央部とバベルダオブ側主橋脚の間にかかるRC桁のように挙動した。]

- (2) 大きく折り曲げるようなモーメントが主橋脚上に生じ、上床版とウェブ上部に許容をはるかに超える引張応力が生じた。その結果、ウェブの上部が損壊しせん断耐力のほとんどが失われた。このため、バベルダオブ島側の主橋脚付近でせん断破壊した。
- (3) その結果、主桁の自重がすべてコロール側にかかったため、この増加した荷重を支えられなくなった。残った桁がコロール側の主橋脚上で回転したため、コロール側の端橋脚の東側 (側径間部) 近くにせん断力が作用し、端橋脚を宙に持ち上げた。
- (4) その結果生じた圧縮応力が、コロール島の主橋脚のすぐ東 (中央径間側) で、箱桁の下フランジを破壊させ、橋脚を移動させた。それから、その上部の上床版は引張により損壊し、側径間部は地面に落下し、最後に中央径間の桁が海水路に落下した。

これらのメカニズムは目撃情報に裏付けられている。「はじけるような音と、金属にコンクリートが落ちるような音 (おそらく張出し鋼棒から上の床版上部のコンクリートが剥離した音) が30分ほど聞こえ、それから最初にバベルダオブ側が崩壊した。」

より詳細な情報は損傷記録から推測される。

崩壊メカニズムは分析の出発点であり、重要な疑問に焦点を当てる。

- (1) なぜ上床版でコンクリート剥離が起こったか。
- (2) せん断破壊は箱桁ウェブの高い応力が原因か。

この鍵は2つある。まず、垂れ下がり修正工事の後、構造物の供用期間 (20年) と比べて短い期間内に

崩壊した。次に、補強工事（最終の舗装工事は8月に終了）と実際の崩壊（9月26日）の間には、タイムラグがあった。

したがって、崩壊の原因は構造の変更に関連しており、クリープや乾燥収縮のような時間依存効果の関与により、作業完了後、一箇月経って、応力が危機的なレベルになったとみるのは自然であると思われる。

残骸の中に確認された損傷と破壊のメカニズムもまた、ババルダオプ島側の主橋脚の海岸側において、ウェブのせん断力の超過もしくは上床版の（ある種の）応力超過が原因で崩壊が生じたことを示している。

### 6. 建設時の設計

構造（1/2）の詳細図<sup>11)</sup>を図-8に、断面2次モーメントを図-9に示す。ここで示したx座標は橋の端部からの座標である。端橋脚は $X = 18.6\text{ m}$ 、主橋脚は $X = 72.24\text{ m}$ の位置にある。120.4 mの張出し施工区間があり、橋は対称で左右の張出しが中央で結合している。

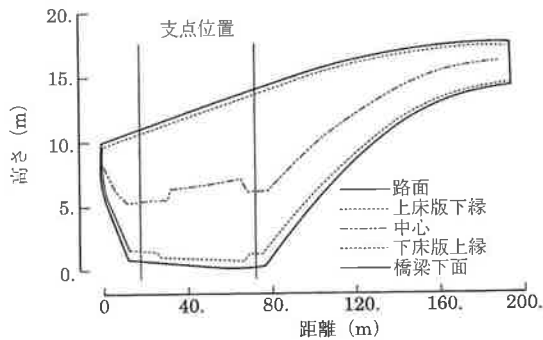


図-8 橋梁の片側の形状（縦方向は拡大してある）

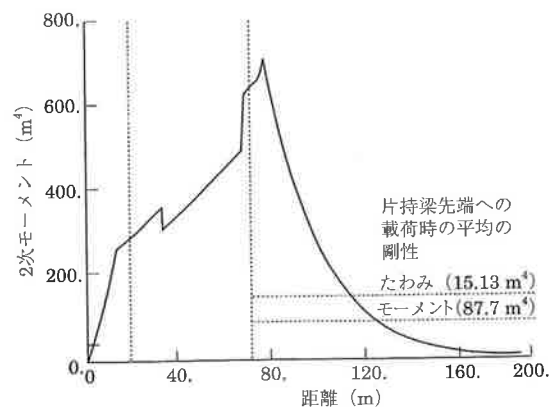


図-9 2次モーメント（片側）

この橋梁の断面剛性は橋軸方向に沿って大きく変化し、それに伴い図心位置も変化している。このことが、図心位置の不連続点における応力再分配と、せん断遅れによる局所的な影響を生じさせている。しかし、断面剛性の不連続点は支点位置と側径間部のみにあり、この地点は破壊とは関連していない。

この橋梁は、ひび割れの発生を無視して全断面有効と

して解析できる。橋梁が破壊時まで対称構造であったという仮定は、後で詳述する。

この橋梁が片持ち梁の先端に集中荷重を受ける場合、たわみの87%が曲げによるものとなり、これは、断面2次モーメントが $151.3\text{ m}^4$ で一定の片持ち梁と同等である。残る13%は側径間の変形によるものである。先端にモーメント荷重を受ける場合は、先端でのたわみの94%が片持ち梁の変形によるものとなる。これは、断面2次モーメントが $87.7\text{ m}^4$ で一定とした場合と同等である。この比較から、曲げ変形には先端付近の薄い部材が大きく寄与していることがわかる。

コンクリートのヤング係数が材齢初期のまま（ $30\text{ kN/mm}^2$ ）ならば、自重による片持ち先端のたわみは $0.95\text{ m}$ になる。また、クリープ係数を $\phi$ とすると、見かけのヤング係数は $E/(1+\phi)$ と表すことができ、片持ち梁先端で計測されたクリープによるたわみ量 $1.2\text{ m}$ からクリープ係数を逆算すると $\phi = 1.26$ となる。この計算は、コンクリートのみを考慮しており、鉄筋の影響やクリープによるプレストレスの損失などは考慮していない。ヤング係数はおそらくもう少し小さく、クリープ係数はもう少し大きかったであろうが、これらの値はおかしなものではない。このため、観測されたクリープによる変位は予測できるものだったといえる。図-10(a)に完成直後と19年後の桁上縁の高さを示す。縦軸の縮尺は誇張してあるが、支間中央での沈み込みをはっきりと示している。グラフ中の一番上のラインは死荷重を除いた場合の桁上

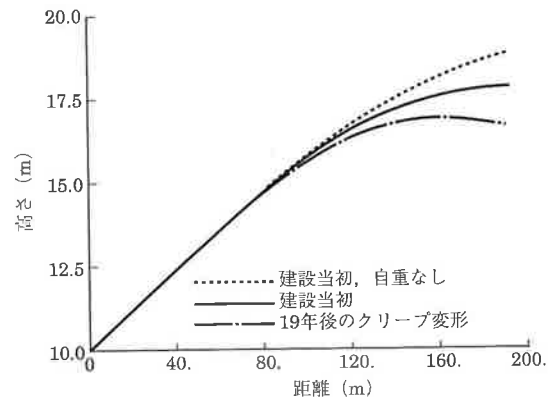


図-10(a) 橋梁上縁の高さ

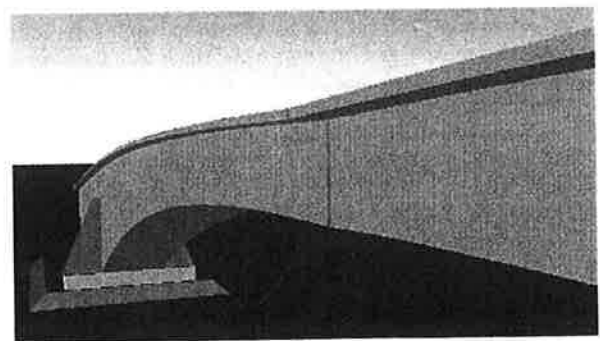


図-10(b) 仮想モデルによるクリープ変形

縁の高さを示している。これは橋の縦断線形が完成直後に計画線形に合致すると仮定して算出している。図 - 10 (b) に支間中央でのこの沈み込みのイメージを示す。

## 7. 当初の補強計画

前述の、支間中央での沈み込みに対する当初の補強計画は、2つの片持ち梁を独立した状態に保ったまま、支間中央付近に定着横桁を設けてプレストレスを追加導入しようというものであった。その際、PC鋼材を偏向させることにより片持ち梁先端にモーメントを発生させ、先端を持ち上げる計画であった。支間中央にモーメントを与えることによる効果は、先端の変位が以下の式で計算できることから求められる。

$$\delta = ML^2 / (0.94 \times 2 \times E \times I_{eff})$$

ここで、0.94は側径間の変形を考慮したもので、Lは片持ち梁の長さ(120.4 m)である。 $I_{eff} = 87.7 \text{ m}^4$ は前述のとおりである。

コンクリートのヤング係数を(トラックの載荷で得られた)18 GPaとすると、前述の1.2 mの沈み込みを解消するには、245 MN・mのモーメントが必要となる。

このようなモーメントは、偏心を有した緊張力を追加導入することによって作用させることができるが、断面によっては過緊張となるおそれがあるため、追加する緊張力はあまり大きくできない。しかし、初期緊張力(180 MN)の20%程度であれば、完成後にクリープで失われたプレストレス量相当で、問題はないと考えられる。一方、偏心距離は、箱桁の内部空間に限定されるため、最大で約2.0 mとなる。したがって、片持ち梁先端に作用させることができるモーメントは最大でおおよそ $0.2 \times 180 \times 2.0 = 72 \text{ MN} \cdot \text{m}$ となる。これは、たわみを戻すのに必要なモーメントの約30%である。

この補強計画には、PC鋼材の定着部が4箇所必要という問題があった。とくに、定着部を支間中央付近に設ける必要があるが、これを支間中央付近の横桁で行うと、横桁には既存の桁と桁との連結という役割に加えて、緊張力に対する十分な耐荷力も求められることになる。

支間中央付近の横桁への定着を避けるためと思われるが、支間中央のヒンジ部に跨がってPC鋼材を配置するように変更された。これにより、梁先端の横桁はPC鋼材の偏向による、より小さな力に対してのみ設計され、PC鋼材の定着体としての複雑な補強は不要となった。この変更における好ましくなかった点は、その構造が静的不静定構造となったことである。

## 8. 補修方法の変更

当初の構造物は、1対の独立構造で、地中の岩盤に達する斜杭をもつ橋脚に支持されていた。これらの橋脚は、設計では、橋軸方向には剛な部材とされていた。追加されたプレストレスは、4つのデビエータのみを介して構造物と接触し、側径間から反対の側径間まで軸力を導入する。“プレストレスを導入する際には、構造物を弾性変形に対して拘束してはいけない”というフレシネーの言

葉<sup>14)</sup>が適用できず、片持ち梁にプレストレスによる軸力をほとんど導入できなかった。さらに悪いことに、主橋脚に設計で想定していない水平力を与えてしまっていた。

そこで、2度目の追加プレストレスを、フラットジャッキを用いて支間中央の上床版の間に導入することにした。その結果、追加された水平力は、主橋脚には実質的には作用しなくなった。

構造物に問題を生じさせたと思われる3つの要因を以下に記す。

- 1) 構造物の連続化。線形弾性材料であれば、内的な曲げモーメントは変化せず、当初の建設時のままであろう。しかし、コンクリートのような粘弾性材料を用いると、持続的な変形により、曲げモーメントは、初めから連続構造として建造された場合に生じる方向に変化する。施工後20年経過しているため、クリープの進行は緩やかであると期待できるが、依然、持続している。その影響により、支点反力のバランスが変化し、桁のせん断力も影響される。
- 2) 追加PCケーブルは、鉛直分力を作用させたが、橋軸方向プレストレスはほとんど導入できなかった。この組合せが、破壊が生じた断面に影響したのだろうか。
- 3) 2つの離れた構造物間にジャッキにより導入されたプレストレス力は、クリープによる損失に大きな影響を受ける。

崩壊の原因を探るときには、以下に注意しなければならない。まず、上記要因では構造物の中心に対して対称性を維持していたということ。次に、すべての要因に関して、最初に破壊が生じた位置に大きなせん断力を作用させる可能性がないということである。次節で、破壊の起点となったバベルダオブ側の $X = 86 \text{ m}$ 地点に着目し、本橋のさまざまな挙動への影響を決定するための考察を行う。

## 9. 連続化の影響

図 - 11に、一方の片持ち梁の完成時の、自重による曲げモーメント(実線)を示す。もちろん、このとき、構造物は静定構造であり、これらの数値に問題はない。この数値は、側径間に敷設された永久荷重であるカウンターウェイトの影響も含んでいる。カウンターウェイトは、端支点での圧縮反力を得るのに十分であったが、それでも支点は接合された。主橋脚上での最大曲げモーメントは $1596 \text{ MN} \cdot \text{m}$ 、 $X = 86 \text{ m}$ 地点での曲げモーメントは $1165 \text{ MN} \cdot \text{m}$ 、せん断力は $27.9 \text{ MN}$ であった。

構造を不静定化する目的は、クリープによる曲げモーメント再分配の可能性であった。他のすべての条件が同じであれば、構造物は、一体施工された場合における曲げモーメント分布となる方向へ向かってクリープ変形するであろう。それらの仮定のもと、剛性の変化を考慮した解析によると、支間中央の曲げモーメントは、 $128 \text{ MN} \cdot \text{m}$ 低下する。曲げモーメントを図 - 11に点線で示す。断面力の変化は、等断面を有する桁に期待するよりも小

さいものであったが、片持ち梁先端の剛性が比較的低いことを考えると理解できる。

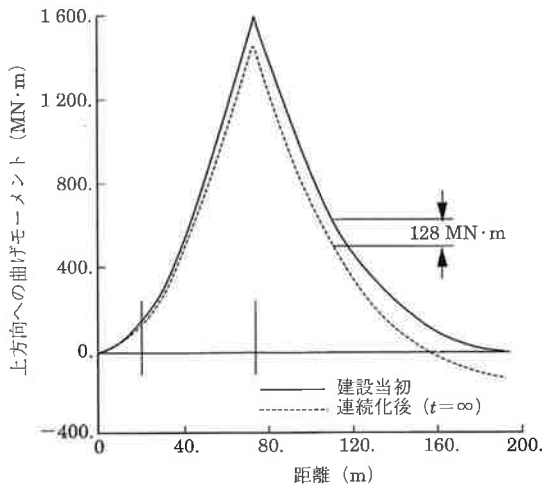


図 - 11 死荷重と曲げモーメント (カウンターウェイトを含む)

ここで生じた再分配の量とそれが生じる速度は温度に依存しており、実際に起こった現象について判断する際に重要となりうる。G.L. England は温度の影響も考慮したクリープ解析法を開発し、構造物が橋梁の上下フランジの温度に依存した定常状態へ徐々に移行することを示した<sup>15)</sup>。この定常状態は平面保持的な曲げモーメントとは違い、上フランジは、通常、下フランジよりも温度が高いため、クリープの進行が速い。Xu と Burgoyne<sup>16)</sup> は、G.L. England の解析を使用し、クリープの進行がコンクリートの材齢に非常に大きく依存すること、また、パラオの事例のように構造物の一部が他の部分よりも古い場合には、クリープの進行が著しく遅くなることを示した。

訳注：本論文は英国の Structural Engineer 誌 2006 年第 11 号に発表された“Why did Palau bridge collapse?”の前半である。本橋に関しては本誌 2003 年第 2 号に原設計者の Man- Chung Tang 博士の報告「KB 橋の崩壊 - The Collapse of the Koror Bridge -」を訳載している。また、本論文について <http://www.istructe.org/thestructuralengineer/HC/getfile.asp?id=7182> において議論が交わされている (英語、有料) ので参考にされたい。後半は本巻第 5 号に掲載を予定している。

〈原典〉

Original; "Why did Palau bridge collapse?", Chris Burgoyne and Richard Scantlebury, The Structural Engineer, Vol. 84, No. 11, 6 June 2006  
Reprinted by courtesy of authors and The Structural Engineer Magazine

参考文献

- 1) Parker, D.: 'Pacific bridge collapse throws doubt on repair method', New Civil Engineer, 17 Oct. 1996, pp 3-4
- 2) Parker, D.: 'Kingston team awaits Palau report', New Civil Engineer, 7 Nov. 1996, pp 3
- 3) Parker, D.: 'Dispute erupts over Palau jacking stresses', New Civil Engineer, 5 Dec 1996, pp 6-7
- 4) Parker, D.: 'Tropical Overload', New Civil Engineer, 12/26 Dec. 1996 pp 18-21
- 5) Pilz, M.: 'The collapse of the K-B Bridge in 1996', Dissertation Imperial College London, June 1997
- 6) England, G.L., Pilz, M.: 'Continuity in prestressed concrete structures, time dependant responses', 22nd Conf. Our World in Concrete & Structures, August 1997, Singapore
- 7) Pilz, Matthias: 'Untersuchungen zum Einsturz der K-B Brücke in Palau', Beton- und Stahlbetonbau, May 1999, 94/5
- 8) McDonald, B., Saraf, V., Ross, B.: 'A spectacular collapse: Koror-Babeldaob (Palau) balanced cantilever prestressed, post-tensioned bridge', Indian Concrete J., Mar. 2003, pp 955-962
- 9) www.nationmaster.com/country/ps
- 10) Yee, A.: 'Record span box girder bridge connects Pacific Islands', Concrete Int., June 1979, pp 22-25
- 11) Ciampoli, M.A.: 'A prestressed concrete bridge connecting the Islands of Koror and Babelthup, in the Philippines sea', L'Industria Italiana del Cemento, 1/1984, pp 22-23
- 12) Geoghegan, M.: 'Koror-Babeldaub bridge repair', VSL News, Issue 2, 1996
- 13) SSFM Engineers, Inc.: 'Preliminary assessment of Koror-Babelthup Bridge Failure for United States Army Corps of Engineers, Honolulu, Hawaii, Oct. 1996
- 14) Freyssinet, E.: 'A general introduction to the idea of prestressing'. Originally written 1949, reprinted, in English, 'A half-century of French Prestressing Technology', Travaux, Paris, 1949, 1966
- 15) England, G. L.: 'Steady-state stresses in concrete structures subjected to sustained and cyclically varying temperatures', Nuclear Engineering and Design, 44/1, Oct. 1977 pp 97-107
- 16) Xu, Q. and Burgoyne, C.J.: 'Effect of temperature and construction sequence on creep of concrete bridges', Proc. Inst. Civ. Engrs, Bridge Engineering, 158/33, 107-115, Sept 2005

※ プレストレストコンクリート海外部会委員  
池上浩太郎 (ピーシー橋梁 (株))  
上田 高博 (株 錢高組)  
下西 勝 (首都高速道路 (株))  
藤岡 篤史 (株 ビーエス三菱)  
山口 統央 (鹿島建設 (株))

【2007 年 4 月 23 日受付】

## コロールーバベルダオブ橋の崩壊の原因 (下)

— パラオ共和国 —

著：Chris Burgoyne, Richard Scantlebury

訳：プレストレストコンクリート海外部会\*

### 9. 連続化の影響 (承前)

Xu<sup>17)</sup> は、(1) 構造は連続である、(2) 上下フランジの温度はそれぞれ 29.2℃、24.2℃で一定 (熱帯地域)、(3) もとのジョイントの幅は 1 m、という条件でパラオの橋の解析を行った。支点反力の経時変化を図 - 12 に示したが、これは再分配が起こる速度を直接反映したものである。他の論文から準用した多少異なる条件値を用いているため、厳密な値は示していないが、重要なのは生じる再分配の量でなく、その進行速度である。下の破線は、中心ヒンジが連続化され、プレストレスが導入された直後を示している。上の破線は、England 教授の理論で予測される定常状態の値 (構造が最終的に漸近する値) を示している。

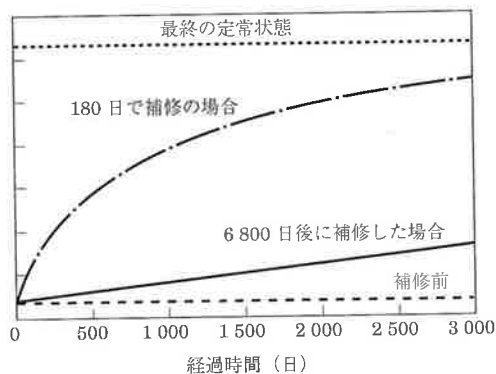


図 - 12 温度のクリープによる支点反力の経時変化

鎖線は、完成後わずか 6 箇月で連続化した場合のクリープを示す。このような場合でさえ、主径間の片持ち梁の比較的古いコンクリートは連続化により生じるクリープの進行を遅らせ、3000 日後 (8 年以上) の曲げモーメントの変化は収束値の 80% 程度である。

実線は、構造が約 19 年後に連続化された場合 (実際の条件) に予想される状況を示す。依然として同じ漸近線に向かってクリープが進行しているが、非常に緩やかである。補強 (補修) と崩壊の間の 90 日間における変化は、

本文献は英国の Structural Engineer 誌 2006 年 11 号に掲載の "Why did Palau bridge collapse?" の後半である。本橋については、本誌 2003 年 2 号に Man- Chung Tang 博士の報告「KB 橋の崩壊 - The Collapse of the Koror Bridge -」を掲載している。また、本文献に関する議論 (英語、有料) が <http://www.istructe.org/thestructuralengineer/HC/getfile.asp?id=7182> において交わされている。

全クリープのわずか 1% 程度であり、無視できる。クリープが構造全体の曲げモーメント分配に大きな影響を及ぼすには、補強 (補修) と崩壊の間の時間は短すぎたと結論できる。

仮にクリープの影響があったとしても、問題が生じたかどうかは疑わしい。図 - 11 (Vol.49, No.3, p.69) の曲げモーメントによる主桁上縁応力を図 - 13 に示す。プレストレスは考慮していない。自重成分のみによる完成直後の上縁応力は、どの断面でも引張 (プラス) となっている。

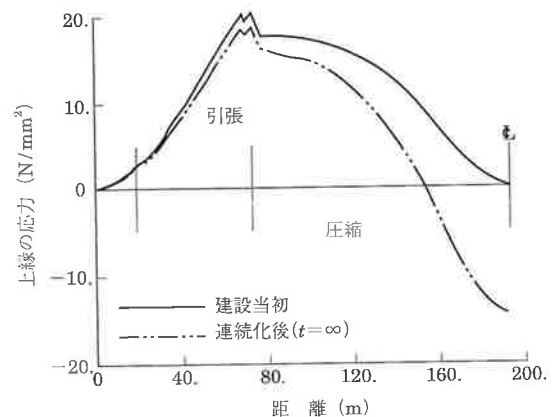


図 - 13 死荷重とカウンターウェイトによる曲げひずみ

片持ち梁先端では断面の剛性が小さくなっているため、下方への曲げを生じさせる連続化によるモーメントは、径間中央付近の応力に比較的大きな影響を及ぼす。図に示した値は主桁上縁の応力であるため、径間中央では圧縮となっているが、下床版では引張となる。知り得たかぎりでは、構造が連続化された際にジョイント部に貫通配置された付着のある鉄筋はなく、後述する追加プレストレスは上フランジに導入された。このため、これらの応力が、仮にクリープにより本橋に生じたとしても、新たに連続化されたジョイント部の下縁には引張力に抵抗するものがないため、目開きが生じたはずである。これにより、構造は当初の 2 つの独立した片持ち梁という形態に戻ったであろう。

これらの結果をまとめると、以下ようになる。

- 1) 崩壊箇所の曲げモーメントの変化は比較的小さい (1 165 MN・m のうちの 128 MN・m)。
- 2) その変化は非常に緩やかなもので、補強 (補修) 完了後 6 週以内では決して起こらない。
- 3) いずれにせよ、連続化されたジョイント部は垂れ下

がる際に目開きしたはずであり、したがって、曲げモーメントに変化が生じていた可能性は低い。

ゆえに、崩壊箇所 ( $x = 86 \text{ m}$ ) において、連続化に起因する応力変化は生じていなかったと結論できる。

### 10. 連続化ケーブルの影響

連続化のケーブルは構造物の全長に渡って通してあり、これにより構造物は連続となる。ケーブルは定着部と偏向梁のみでコンクリートと接していた。ケーブルにより橋梁に導入された緊張力は図 - 14 に示してある。なお中央部では、ケーブルがコンクリートに接していないため、ここでは力が導入されない。

追加のプレストレスの水平方向成分は主橋脚に作用し、主橋脚が水平方向に変形できる場合には、主径間のみに影響を与える。追加のプレストレスの水平方向成分が、どの程度、橋梁の中央に作用するのか、3次元解析により求めた。主橋脚は斜桁により堅固に固定されているため、ほぼすべての水平力は杭を経て地盤に作用した。これらの杭の長さや、地盤の剛性に関しては公表されたデータがないため、各種の仮定で解析したが、いずれのケースでも、顕著な軸方向プレストレスが橋梁に作用することはなかった。

したがって、これらのケーブルによる影響は、中央で完全に連続化していると仮定して図 - 14 の荷重条件による解析で得られた曲げモーメント (図 - 15) 以下となる。これらの値は  $x = 86 \text{ m}$  の位置では曲げモーメントは  $44 \text{ MN}\cdot\text{m}$  (垂れ下がり方向)、せん断力は  $0.7 \text{ MN}$  となる。梁の死荷重による値と比べ小さい。

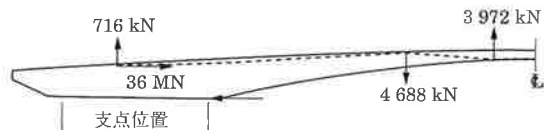


図 - 14 連続化のケーブルから作用する力

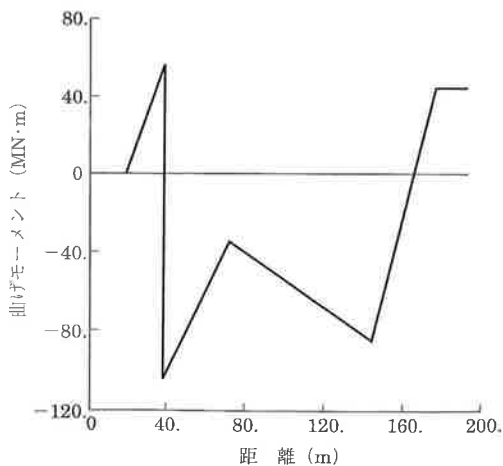


図 - 15 ケーブルで連続化された構造物の曲げモーメント

### 11. 中央部のフラットジャッキの影響

2つの片持ち梁の中央部にフラットジャッキが設置され、図 - 16 にあるように、 $31 \text{ MN}$  の力が上フランジの中央に、抜げる方向に加えられた。

コンクリートに力を加えるプレストレスケーブルの配置形状は延長方向で変化しており、モーメント分布はその場所でのケーブルの偏心量の関数となる。しかし、ジャッキにより直接コンクリートに与えられる力は、作用線が全構造物を通して一定である。中央の上フランジと  $x = 86 \text{ m}$  の位置の中心線の高さの差は  $10.23 \text{ m}$  で、このジャッキは破壊箇所 ( $x = 86 \text{ m}$ ) に対し  $317 \text{ MN}\cdot\text{m}$  の下方向へのモーメントを生じる。構造物の抜がった部分には新しいコンクリートが詰められ、その後はこのコンクリートが力を伝達する。

しかし、この変形により導入したプレストレスはクリープの影響に非常に敏感であるという問題がある。今回の場合、クリープの遅い古い大きなコンクリートの部分が2箇所、クリープの早い新しい小さいコンクリートの部分が1箇所ある。

2つのコンクリート部が軸方向に沿って抜げられ、そこに新しいコンクリートを挿入すると単純化して解析を行った (図 - 17)。経時変化に関する有効係数<sup>18, 19)</sup>を用いて求めた、力の変化を図 - 18 に示してある。

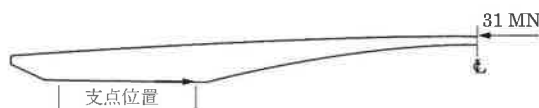


図 - 16 フラットジャッキによる中央部への力

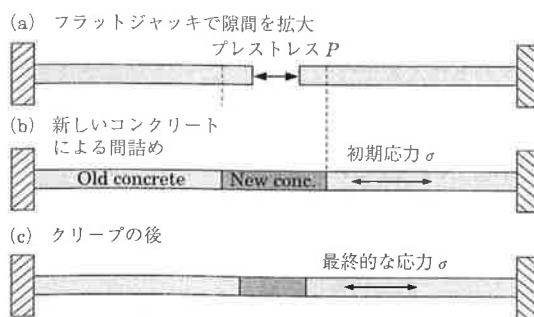


図 - 17 フラットジャッキの影響のモデル

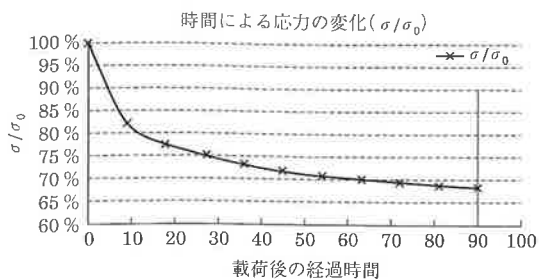


図 - 18 現場の条件での接合部へのクリープの影響 (フラットジャッキによる応力)



この解析で着目された要素は以下のようなものである。本事例で関連するのは最初の数週間であるが、重要なのは新しいコンクリートのクリープである。古いコンクリートのクリープは無視できる。2つのコンクリート塊の間の当初の隙間のサイズの影響は小さい。これにより2つの結果が得られる。1) 充てんすべき隙間量に関する仮定は重要ではない。2) 上フランジと下フランジの影響は同じであるため、梁に導入される軸力とモーメントは共に低減される。

結論として、新しいコンクリートが負担する軸力とモーメントは、破壊時には当初の68%まで低減される。これは中央部も破壊箇所も同じである。フラットジャッキによるプレストレスと、そのクリープによるロスのうち、せん断力には影響を与えない。

### 12. 断面の急激な変化

ここまでの解析は、構造が一様な断面であると仮定した単純梁の理論に基づくものであった。当橋にはこの仮定は明らかに当てはまらない。断面変化があるとサンブナンの原理が成立しないため、局所的に応力集中が生じる可能性がある。いずれにせよ、この橋梁のように、断面が滑らかに変化する場合には、影響は小さいと予想できる。予想できない影響があったかどうかを確認するため、3次元FEMモデルは20節点の立方要素で構築した。予想どおり、単純梁理論によって計算された応力とわずかしが異なっており、懸念を生じさせるものを見つけることはできなかった。

### 13. 応力集中

$x = 86 \text{ m}$ 位置の最初の破壊箇所は、中央径間側の、主橋脚から約12mの位置にある。この距離は主橋脚の桁高と一致しており、非常に大きい反力が影響する。この断面では全幅よりも桁高が大きいので、せん断遅れや有効幅は関係しない。サンブナンの原理では、主橋脚からこの程度、離れば、応力は単純梁理論により適切に説明できるとしている。これを確認するためにFEMを用いた。図-19は、破壊箇所近傍のウェブの、自重のみによる鉛

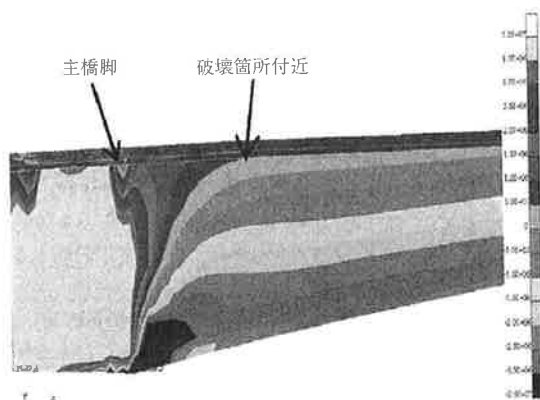


図-19 破壊箇所付近の垂直方向せん断力  
3 MP (基部) から 0.5 MP (上部) へ変化

直せん断応力のコンター図を示している。支点位置の応力集中は明らかに予想可能なもので、破壊箇所には好ましくない徴候は何も確認できない。大きな桁高変化がある場合に下床版に生じる大きな圧縮力のせいで、せん断応力は単純梁理論による値よりも小さくなるため、ウェブがそれだけのせん断力を受け持つ必要はない。これらの応力は、滑らかに変化するはずの全体的なプレストレスの影響に、重ね合わせるべきものである。張出し鋼材の局所的な影響は上床版のみに限定され、破壊箇所には大きい付加的なせん断応力は生じていなかったらう。

したがって、破壊箇所の近傍部には問題を生じさせるような応力集中やせん断遅れは生じていなかったと結論できる。

### 14. 対称性の消失

ここまでの解析はすべて、基本的に、構造物は中央ヒンジに対して左右対称であると仮定していた。片持ち梁の先端は比較的変形しやすかったと前に述べた。これはつまり、橋の片側に相対的に非常に大きな変形を生じさせるには、反対側にのみ大きな荷重を作用させる必要があることを意味する。そのような変形があれば報告されているはずだが、対称性を失うような、橋台の沈下や地震などの報告はなかった。したがって、対称という仮定は適用できると結論できる。

### 15. 解析概要

表-1に崩壊位置における、完成直後と崩壊時の応力計算の結果を示す。施工直後の値は静的構造の静的なつりあいから直接求めた値である。他の値は上記の解析で得た値である。注目すべき点は、異常な値が無いということである。補修によって導入された緊張力の規模は当初作用していた荷重とほぼ見合ったレベルである。もともと大きい影響はフラットジャッキによるものであるが、少なくとも  $x = 86 \text{ m}$  の地点においては、当初のプレストレスの経時変化による損失と同じ規模である。これに起因する応力は異常な値ではない。

表-1の値や詳細なFEM解析の結果のいずれも、崩壊原因に関するヒントを与えてくれない。検討を始めた時点で可能性があると思えた原因のリストは尽きてしまった。

表-1 破壊箇所 ( $x = 86 \text{ m}$ ) への影響一覧

	死荷重	プレストレスロス (25%) を考慮	クリープ再分配	連続ケーブル	フラットジャッキ
曲げモーメント (MN・m) (垂れ下がり方向が負)	1165	-885	0	-44	-215
せん断力 (MN)	27.9	7.3	0	0.7	0
軸力 (MN)	0	121	0	0	21

## 16. 上床版の損傷

残された可能性は、上床版の局所的な損傷である。崩壊後に作成された報告書<sup>8)</sup>には、再舗装の前に行われた舗装面の脆弱部の除去作業の際に、上床版を損傷させたことが記載されている。場所によっては最大で 50 mm も削り取られた。しかしながら、この程度の材料が均一的に取り除かれることによって生じる応力変動は小さいものである（わずかに 0.2 MPa 程度）。したがって、この影響だけで、崩壊するほど全体の応力が変動したとするには無理がある。

しかしながら、床版の欠損が何らかの局所的な影響を与えた可能性はある。上床版の詳細図を図-20 に示すが、この図から PC 鋼材がかなり密集して配置されていることがわかる。上床版厚 432 mm の中に橋軸方向の PC 鋼棒 ( $\phi = 32$  mm) が最大で 4 段、配置されており、その他に横締め鋼材が配置されている。これらの PC 鋼棒は比較的短いものが入手可能であり、接続部が多くなる。PC 鋼材配置用のシースは一般部が外径 51 mm であり、接続部では 76 mm のものが使用される<sup>20)</sup>。また、PC 鋼棒の定着具として 160 × 160 mm の支圧板のスペースも必要となる<sup>20)</sup>。当初の建設時には、施工目地で多くの定着具と接続具が必要とされた。

図-20 は、上床版とウェブの結合付近でとくに密集している断面を示している。この図に示すように橋軸方向、橋軸直角方向、鉛直方向の PC 鋼材が互いに交差しており、加えてそれぞれの定着具と、図にはないが接続具も配置されている。

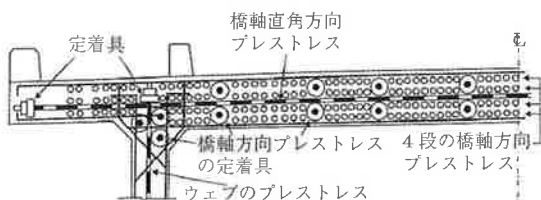


図-20 上フランジとウェブの結合の詳細

施工中に撮られた写真<sup>10, 11)</sup>では、定着部前面の補強筋や床版を上下に通る鉄筋、上床版をつないでいる鉄筋は確認できない。上床版の横方向筋に関しては、上側鉄筋は連続しているが下側鉄筋は不連続となっている。また、上床版鉄筋とウェブ内スターラップ筋を繋ぐ鉄筋量は比較的小さい。

橋梁の崩壊後の外観について詳細にまとめられた報告書<sup>8)</sup>によれば、橋脚付近でのシースの間隔はわずか 25 mm まで狭まっていたとのことである。また、鉛直の施工目地にせん断キーが設けられていなかったことも報告されている。そのため、施工目地では、すべてのせん断力を摩擦によって伝達しなければならぬ構造となっていた。このことは、プレストレスが損失した場合には、大きな影響を与えることを意味する。

以上を総合すると、シースの密集、上床版とウェブの

間を繋ぐ鉄筋や補強鉄筋の不足により、コンクリートの局所的な損傷が定着具前面の無筋部分の耐力を不足させた可能性が高い。

橋梁の崩壊は舗装工事完了から 6 週間後に生じており、これは崩壊プロセスがゆっくりと進行したことを示している。したがって、再舗装施工時の損傷により、定着具前面のコンクリートに早期にクリープを発生させる程度の局部応力が生じ、次つぎとシース間のコンクリートが損傷していき、弱い面が形成されたと推測できる。このように、損傷の連鎖があったと考えれば、崩壊がゆっくり進行したという報告を説明できる。おそらく、この弱い面により、崩壊の約 30 分前に起きたという剥離が生じたのであろう。

3次元有限要素法を用いて上床版とウェブの接合部の解析を行うことは可能であるが、当初の設計と完成後の橋梁の特性に関する情報が必要となる。これらは研究者には入手困難であり、実際に、筆者らは入手できなかった。

## 17. 結 論

コロルーバベルダオブ橋の崩壊の原因についてはいまだ満足のいく説明がなされていない。本稿でこれまでに示したのは、補修の原因となった当初のクリープによる垂れ下がり、これまで言及されていないようであるが、そもそも予期可能であったということである。ケーブルによる連続化とフラットジャッキという補修方法は、橋梁に大きな応力変化を生じさせるものではないが、垂れ下がりの問題を解決するのに十分でもなかった。したがって、必要な線形を確保するために、プラスチック製のブロックを詰めた後、舗装を打ち直すという、更なる対策が行われた。

静定構造の片持ち梁を不静定構造の連続梁とすることで、構造は複雑になったが、これが崩壊を引き起こしたのではない。クリープの進行が遅すぎたので、どのような影響も短期間には作用しないからである。大規模なせん断破壊を生じさせるのに十分なくらい、せん断力を付加する機構は存在しなかった。

おそらく上床版表面を過度に荒く処理した際の局所的な損傷が、頑強さの不足した上床版の設計—たとえば PC 鋼材の過密配置など—とあいまって崩壊を生じさせたのであろうという結論だけが、他に説得力のある原因が見当たらないという理由により、残ることになる。シャーロック・ホームズが「緑柱石の宝冠」で述べたように「不可能なものを排除したあとに残ったものこそ、どんなにありえそうにないと思えたとしても、真実なのだ。」もしこれが崩壊の真の原因であるならば、PC 床版の配筋に関する問題が、構造工学の関係者に対する教訓となる。大規模なコンクリート構造物が、切削機を使う熱心すぎる作業員に破壊されてしまうというなら、現状より高いレベルの頑強さの規定が必要となる。構造物が、供用期間を通じてつねに破壊の危険にさらされていることをも意味する。

筆者らは、すべての事実を把握しているわけではなく、ここで得られた結論は正しくないか、あるいは単純化しすぎているかもしれないことを、十分に認識している。しかし、公的な調査で得た結論を伏せることには経済的には妥当な理由があるのかもしれないが、大規模な構造物が崩壊したにもかかわらず、いかなる知見も得られないことは許容されるものではない。

いずれの個人や組織に対しても、非難しようという意図はない。当時の知識が不十分であったか、設計のある項目の重要さが十分に認識されていなかったのであれば、報告書を公表すべきであり、そうすることで、現在、正しい結果を得ることができる。

### 18. おわりに

本橋は、その後、同じ路線上にほぼ同じスパンで再建された(図-21)。再建設は日本の援助により行われ、“日本-パラオ友好橋”として知られている。メインスパンは旧橋と同じくプレストレストコンクリート構造、桁高は柱頭部でわずか7m、支間中央で3.5mの斜張橋である<sup>21)</sup>。



図-21 日本-パラオ友好橋

### 19. 謝 辞

図-12の解析を実施していただいたQuing Xu氏および橋梁のクリープによる変形について貴重な助言をいただいたImperial CollegeのGeorge England教授には心より感謝します。図-1および図-6の使用を許可していただいたWilliam E. Perryclear氏、図-21の使用を許可していただいたTony Jones氏にお礼申し上げます。

#### 参考文献

- 17) Xu, Q. Personal communication, 2006
- 18) 'Prediction of creep, shrinkage and temperature effects in concrete structures', Designing for Effects of Creep, Shrinkage and temperature in Concrete Structures, SP-27, ACI Committee 209, Subcommittee 2, ACI, Detroit, 1971, pp 51-93
- 19) Bazant, Z. P.: 'Prediction of concrete creep effects using age-adjusted effective modulus method', ACI Journal, April 1972, pp212-217
- 20) Dywidag Systems International. Technical literature
- 21) Italiano, S. G.: "Ponte nell' oceano(A bridge in the ocean)", Industria Italiana del Cemento, 74(Sept), 668-679, 2004
- 22) Photo taken from postcards published by W. E. perryclear, Island photography, Box 1784, Koror, Palau 96940 (f-photo@palaunet.com)
- 23) <http://www.onhiatus.com/journal2/journal.cgi/20020707.html> (Copyright Anthony Jones tony@onhiatus.com)

#### 原 典

Original; "Why did Palau bridge collapse?", Chris Burgoyne and Richard Scantlebury, The Structural Engineer, Vol. 84, No. 11, 6 June 2006  
Reprinted by courtesy of authors and The Structural Engineer Magazine

\* : プレストレストコンクリート海外部会委員  
池上浩太郎 (ビーシー橋梁(株))  
上田 高博 (榊 銭高組)  
白鳥 明 (首都高速道路(株))  
下西 勝 (首都高速道路(株)) 旧委員  
藤岡 篤史 (榊ピーエス三菱)  
山口 統央 (鹿島建設(株))

【2007年7月23日受付】



図書案内

## National Report

— The Second *fib* Congress 2006 —  
— Naples ITALY (英・和文併記) —  
2006年5月

頒布価格：会員特価 6,000 円 (送料 500 円)

：非会員価格 7,200 円 (送料 500 円)

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会