

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、この偶発的な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¹⁾。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²⁻⁷⁾。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⁸⁾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え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 km²、人口は現在約20,000人である⁹⁾。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¹⁰⁻¹¹⁾。

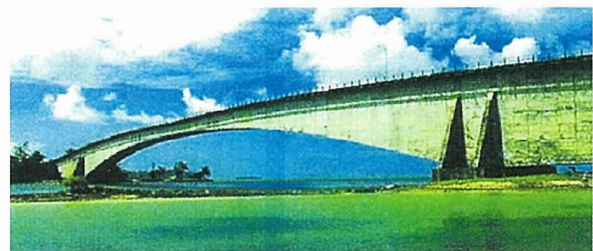


図-1 コロールーバベルダオブ橋

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

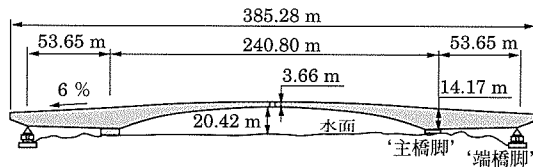


図-2 側面図 (建設時)

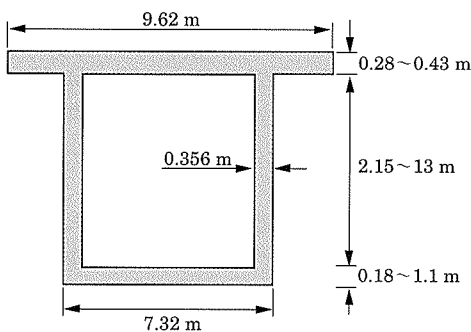


図-3 概略の断面図 (高さは橋に沿って変化)

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、リラクセーションにより片持ち梁部が

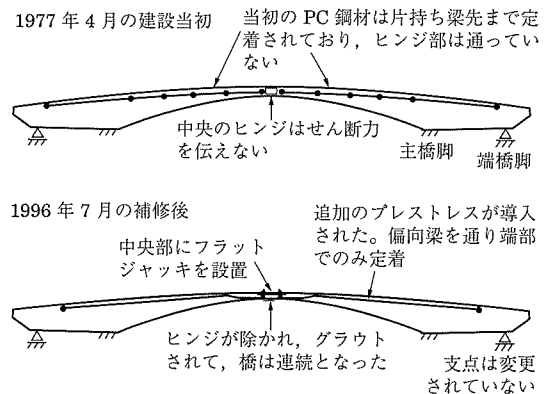


図-5 原設計と補修後の構造の特徴

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)可能性もあると結論した。その結果、垂れ下がり若干補正し、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⁸⁾。

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⁸⁾。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/mm²となった。

VSL インターナショナルによる設計提案¹²⁾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

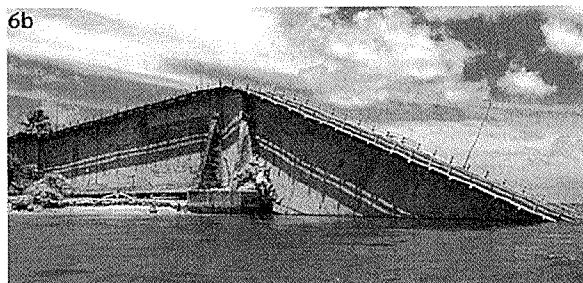


図-6 (b) 西側 (コロール側)



図-6 (c) 東側 (バベルダオブ側)

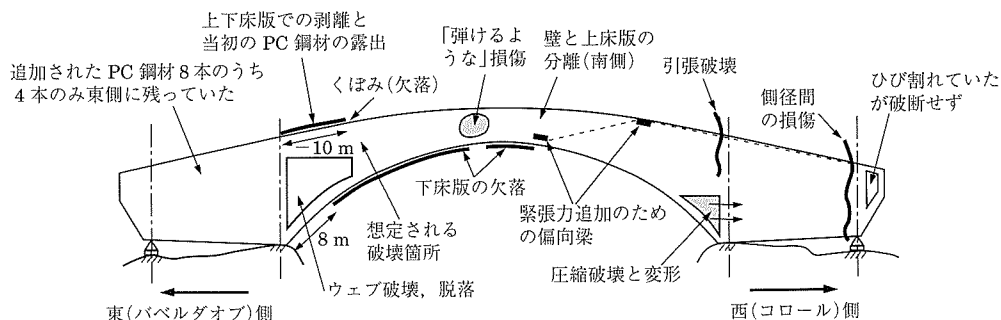


図-7 損傷概要 (SSFM 社の報告書による)

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 (中央径間部) 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、垂れ下がり修正する工事の後、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、バベルダオブ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¹¹⁾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 $X = 18.6$ m、主橋脚は $X = 72.24$ 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。

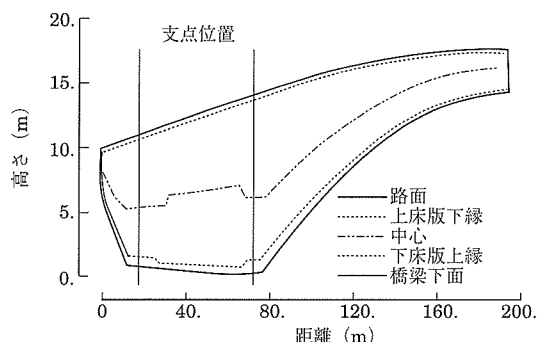


図-8 橋梁の片側の形状（縦方向は拡大してある）

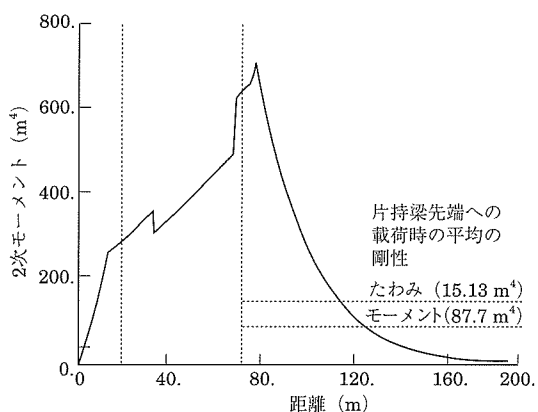


図-9 2次モーメント（片側）

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であり、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 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 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 kN/mm^2 ）ならば、自重による片持ち先端のたわみは 0.95 m になる。また、クリープ係数を ϕ 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 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

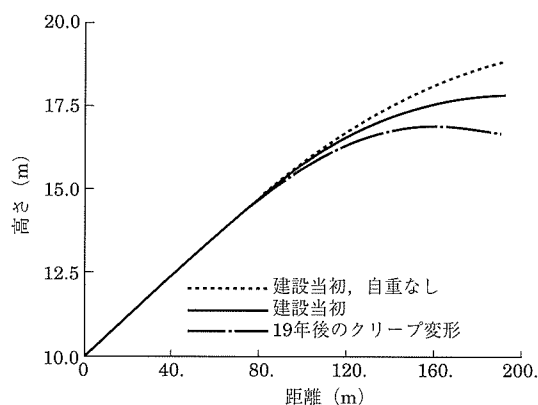


図-10 (a) 橋梁上縁の高さ

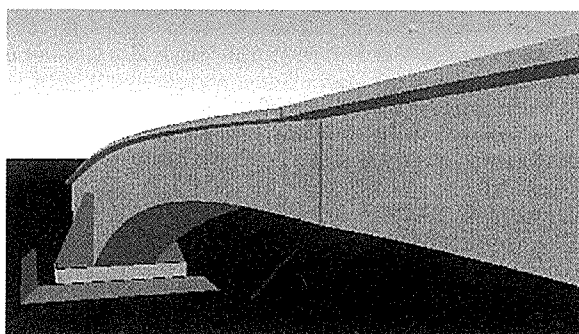


図-10 (b) 仮想モデルによるクリープ変形

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(トラックの荷重で得られた)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¹⁴⁾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される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であろうか。
- 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 MN であった。

構造物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。

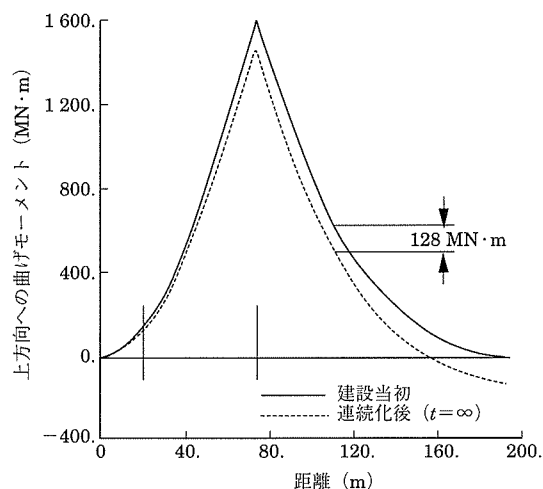


図 - 11 死荷重と曲げモーメント（カウンターウェイトを含む）

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¹⁵⁾。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 Burgoyne¹⁶⁾ 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 -」を記載している。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 Babelthuap, 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-Babelthuap 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
池上浩太朗 (ピーシー橋梁 (株))
上田 高博 (榊 銭高組)
下西 勝 (首都高速道路 (株))
藤岡 篤史 (榊ピーエス三菱)
山口 統央 (鹿島建設 (株))

【2007 年 4 月 23 日受付】