

[99] 老朽橋の疲労性状について

正会員 大城 武 (琉球大学工学部)
 正会員 ○浜田 純夫 (琉球大学工学部)
 正会員 有住 康則 (琉球大学工学部)
 成底 敏弘 (オモト建設コンサルタント)

1. まえがき

高温多湿の沖縄県下のRC橋は地形上海岸に隣接して架設されているものが多く、鉄筋の発錆による老朽化は著しい。これらの橋梁は主として戦後米軍により設計施工されたもので、復帰時に設計資料の移管はなされていない。このため、沖縄県下における橋梁調査はかなり行われている。主な調査内容は外観調査¹⁾、実橋耐力試験、および主桁破壊試験²⁾である。我国では他に同様な調査および破壊試験は多く行われている。しかし、これらの試験は主として静的なものであり、主桁の疲労試験は皆無と思われる。一般に、鉄筋コンクリートの曲げ疲労強度はコンクリート及び鉄筋の疲労強度から定まり、気象条件による劣化が著しくない限り、コンクリートが問題になることはないと考えられている。ここで用いた疲労実験供試体は極めて老朽化した鉄筋コンクリート橋であり、鉄筋の断面欠損のみならず、付着も十分とは考えられない桁である。この橋梁は昭和25年頃沖縄県国頭郡東村に架設され、海岸に近く、塩害の受けやすい所に位置し、コンクリートの剥落がかなり見られた(写真-1)。このように沖縄県では30年足らずの橋梁でも塩害のため、老朽化のテンポは著しく早い。

この研究では、この老朽橋の主桁2本を切り取り、琉球大学の構造実験室で疲労試験を行った。上限荷重として設計荷重を200万回、さらにその1.4倍を100万回(供試体A)、または200万回(供試体B)、その後1.8倍の荷重を破壊するまで繰返した。この実験で特に注目したのは、たわみ、鉄筋応力およびひびわれ巾の増加過程とコンクリートの剥落による鉄筋の付着の有効性の問題等である。

2. 実験の概要

2.1 実験供試体

実験供試体とした炭焼橋の一般図を図-1に示す。3連単純スパンであるが、このうち、第2スパンから2本の主桁を切り取った。この橋梁はAASHTO示方書のH 20-44で設計されたものと考えられる。本来、フランジ幅は140cmであるが、試験機の荷重容量のため、55cm程度に切り取った。スパンは5m 30cmと考えられるが、切り出しの状態から、試験用のスパンは5mとした。また、支点附近の破損している所はコンクリートで形成した。

2.2 材料試験

試験済みの供試体から鉄筋を取り出し、材料試験を行った。この結果、降伏応力は3,887kg/cm²、引張強度は6,145kg/cm²であり、SD30に相当する異形鉄筋と考えられる。また、断面の欠損率は、この鉄筋から求めた範囲内では最も大きい所で39%であった。

2.3 載荷装置および方法

実験は琉球大学工学部構造実験室で行われ、載荷状態を写真-2に示す。試験機は油圧サーボ式疲労試験機で油圧ジャッキは20



写真-1 炭焼橋の全景

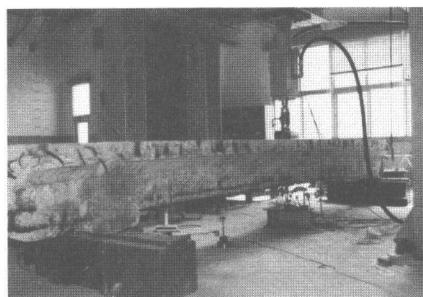


写真-2 載荷状態

ton である。載荷点には $20 \times 20 \times 3$ cm の載荷鋼板を置き、1 点集中載荷とした。上限荷重は設計荷重と同じ 10 ton を 200 万回、14 ton を A 枠では 100 万回、B 枠では 200 万回、さらに破壊まで 18 ton とした。また下限荷重は試験機の性能から、最大荷重の 40% とした。載荷速度は最大荷重が小さいときは 3~4 Hz、最大荷重が大きくなるに従い、1~2 Hz にした。

2.4 測定方法

最初の荷重載荷時の他、荷重速度により異なるが、10~30 万回に一度静的載荷試験を行った。たわみをダイアルゲージで、ひずみをワイヤストレインゲージで、ひびわれ幅を拡大鏡およびコンタクトゲージで測定した。測定位置を図-2 に示す。

3. 結果および考察

3.1 たわみ性状

荷重とスパン中央のたわみの関係を図-3 に示す。ほとんど直線で各回ともに勾配あまり変わらない。しかし、繰返し回数とともに残留たわみがかなり増加していることがわかる。図-4 は 10 ton 荷重が作用したときのたわみおよび累積残留たわみと繰返し回数との関係を示している。この図の 10 ton 時のたわみから、剛性の変化を見る能够がある。桁 A、B ともに 300 万回までほとんど同じ性状を示している。桁 A は 300 万回で載荷荷重を増加させたため、ひびわれの増大により剛性の低下をもたらしたものと考えられるが、桁 B では 400 万を越えてもその傾向は表われていない。残留ひびわれもほとんど同じ傾向を示している。桁 B は 18 ton に上昇した 400 万回で急上昇している。

過去の材料試験結果に基づいて鋼とコンクリートのヤング係数比 n を 7 として、さらに設計に用いられる比 $n = 10$ に対しても理論値を求めた。最初の荷重から実験値は理論値を越えている。桁 A では上限荷重が 18 ton になると、剛性の低下が大きくなっている。

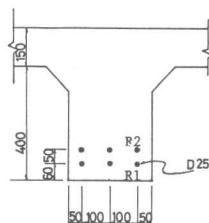
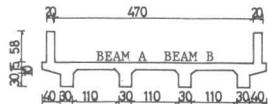
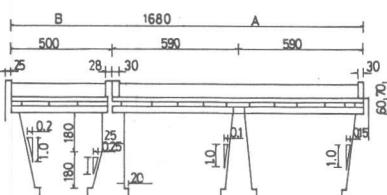


図-1 炭焼橋の一般図

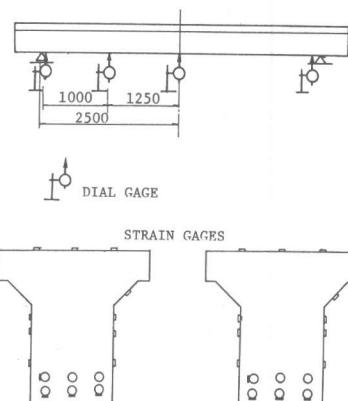


図-2 測定位置

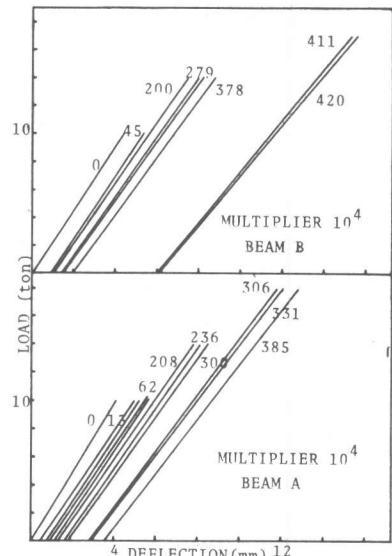


図-3 荷重ーたわみ関係

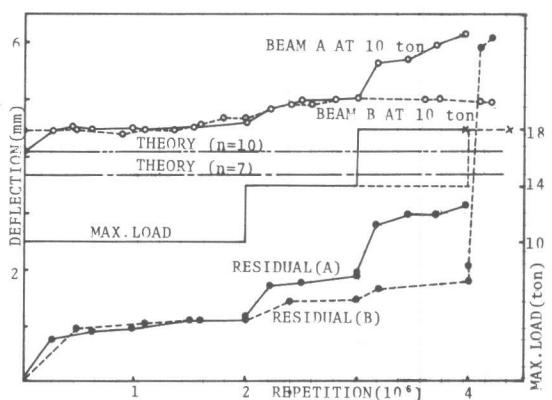


図-4 繰返し回数とたわみの関係

これは鉄筋の付着がとれて無効になったことによるものであろう。

3.2 鉄筋ひずみ性状

曲げモーメントとスパン中央の鉄筋ひずみの関係を図-5に示す。鉄筋は下側引張鉄筋のうち、付着が十分有効なものを選んで平均した。図-6に10ton時の弾性鉄筋ひずみと、残留鉄筋ひずみを示す。桁A、Bとともに繰返し回数の増加とともに弾性鉄筋ひずみおよび残留鉄筋ひずみは除々に増加している。特に、上限荷重が18tonの時は弾性鉄筋ひずみおよび残留ひずみがかなり生ずる。特に残留ひずみは桁Bにおいて、著しい増加が見られる。しかし、弾性ひずみ、残留ひずみの和は降伏ひずみを越えていない。図-6における理論値はn=7として求めたものであるが、n=10の場合も余り差はない。同図から判明できるように、理論値と実験値に大きい差ではなく、特に桁Bにおいては200万回（上限は設計荷重）以内で計算値に達している。一方、桁Aは残留ひずみも小さく、実験値が計算値を越えるのは300万回後であるが、実験値は計算値の90%以上である。残留ひずみも含めて計算すると、実験値は相当大きい値となる。

図-7に付着の不十分な鉄筋と十分な付着をもつ鉄筋のひずみの比を示している。図中R1は下段鉄筋の付着のない部分であり、R2は上段でフックをつけた継手をもつ鉄筋である。桁AのR2は300万回を越えると全く作用していないことがわかる。これは、フックの部分のコンクリートが剥離し、スパン中央のひずみゲージのはり付け位置まで全く付着のない状態であった。桁AのR1および桁BのR1およびR2も250万回まではおよそ60%程度有効であるが、その後、徐々に低下し、桁AのR1は40%程度に、桁BのR1およびR2は20～30%にまで低下している。これは、コンクリートの剥離が進むにつれて、付着が低下したものと考えられる。このような問題は静的破壊試験には見られず²⁾、疲労試験特有の現象と考えられよう。

3.3 ひびわれ幅

10ton荷重とひびわれ幅との関係および残留のひびわれ幅を図-8に示す。10tonのひびわれ幅は、いわば弾性的なもので、荷重が除かれれば、閉ることも意味している。このひびわれ幅は、繰返し回数が増加しても特に大きいものとはならない。0.1mm程度と考えることができよう。一方、残留ひびわれ幅は繰返し回数とともに増加してゆき、上限荷重が大きくなると、10ton荷重のひびわれ幅を越える。特に桁Bは上限荷重が18tonになると同時に急速に

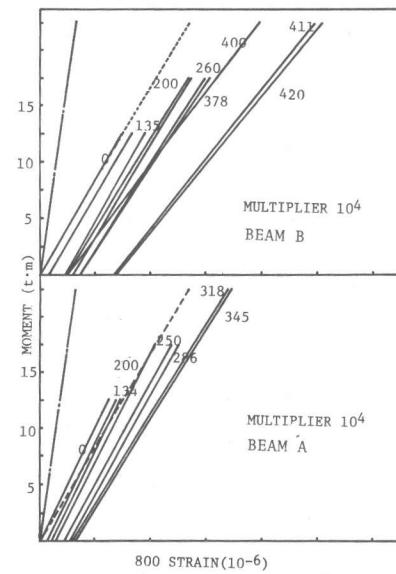


図-5 曲げモーメントと鉄筋ひずみの関係

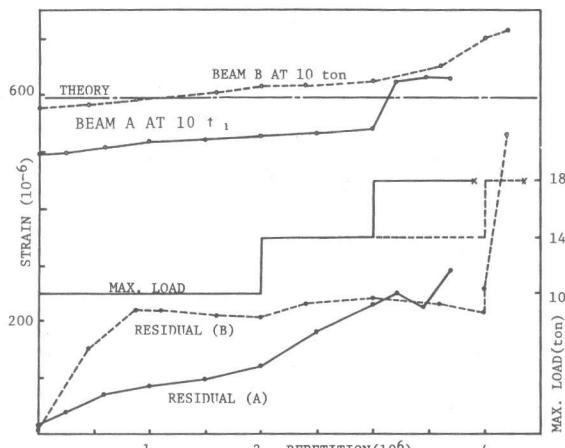


図-6 繰返し回数と鉄筋ひずみの関係

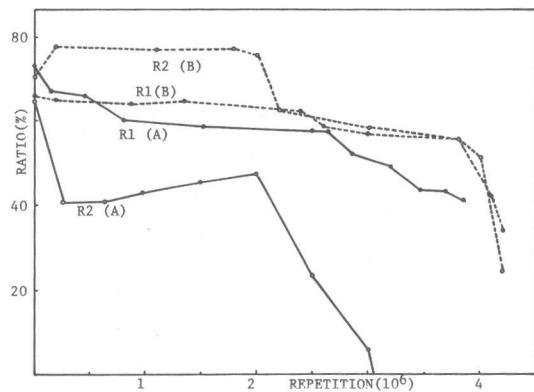


図-7 繰返し回数と付着効果の関係

ひびわれ幅が増大している。図-9に鉄筋ひずみとひびわれ幅の関係を示す。ほぼ直線的な関係となる。

3.4 破壊状態

いづれの桁もひびわれが進展し、コンクリートが剥離し、一部の鉄筋が作用しなくなり、作用している鉄筋のひずみは大きくなる。このため、最も大きく負担している鉄筋が疲労し、破壊に至ったと考えられる。これらの桁、AおよびBとともに $\frac{1}{4}$ スパン附近でフックを設けて連結されているが、このフックによる連結は部分的に鉄筋断面積が大きくなり、施工性が悪くなる。このため、発錆しやすくなるばかりではなく、発錆による鉄筋の膨張も大きくなり、

これがコンクリートの剥離を早める原因になっている。破壊に至るコンクリートの剥離の状態を写真-3に示す。また、鉄筋の破断状態を写真-4に示す。この写真からもわかるように全くくびれがなく、疲労破断によるものと考えられる。

4. むすび

この橋梁は海岸の近くにあり、わずか30年足らずの供用期間にもかかわらず、極めて老朽化していた。このような老朽橋の耐荷力は必ずしも静的破壊試験では判明せず、疲労試験を必要としていた。この実験から数少ない供試体ではあるが、次のような結論が得られる。

- (1) 繰返し荷重が増加しても、たわみおよび鉄筋に対する剛性に急に低下することはない。
- (2) 残留たわみおよび残留ひずみは無視できない程大きい。
- (3) ひびわれ幅は、荷重作用に対しては繰返し回数が増加しても余り大きくならないが、残留ひびわれ幅は増加が著しい。
- (4) 破壊はひびわれの増加およびコンクリートの剥離などにより、付着の低下から一部の鉄筋が作用しなくなり、他の鉄筋に負担がかかり疲労してゆくことから生ずるものと考えられる。これは新設のコンクリートおよび静的な破壊とは異なる。

謝辞：この老朽橋は沖縄県道路課の協力で供試体が提供された。係員の末吉哲氏、大舛久嗣氏に深謝致します。また、沖縄開発庁総合事務局道路管理課長上間源蔵氏からも御協力頂いた。さらに実験は琉球大学土木学科の卒業研究生により遂行された。各位に感謝致します。

参考文献

- 1) 具志幸昌：沖縄における鉄筋コンクリート橋の変状調査、セメントコンクリート、No.328 (1974年6月)
- 2) 大城武他：名嘉真橋主桁の破壊試験について、琉球大学工学部紀要、No.20 (1980)、No.14 (1977)、No.12 (1976)

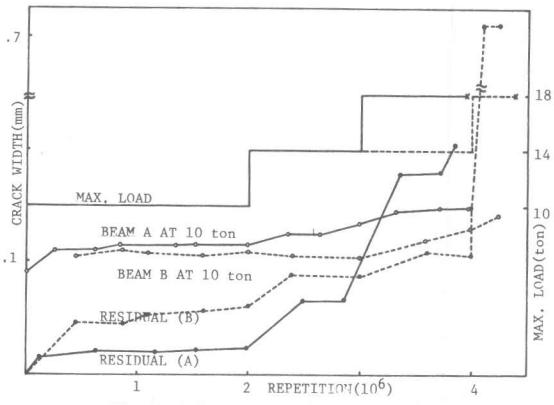


図-8 繰返し回数とひびわれ幅の関係

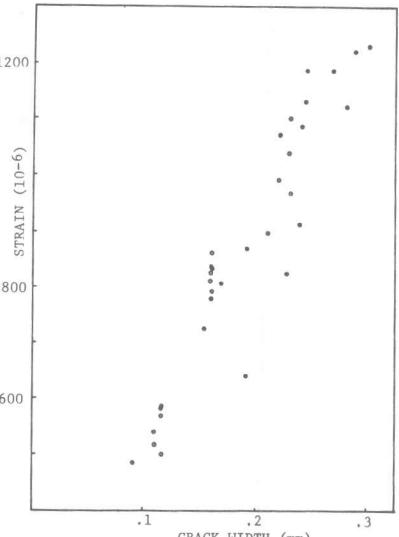


図-9 鉄筋ひずみとひびわれ幅の関係

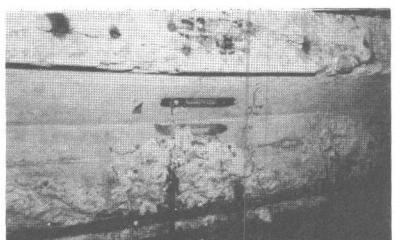


写真-3 破壊状態

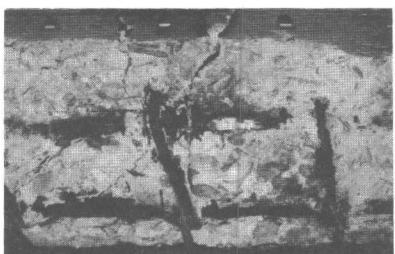


写真-4 鉄筋破断状態