

琉球大学学術リポジトリ

繰り返し荷重のかかる連続プレキャスト合成桁の実験的研究

メタデータ	言語: 出版者: 琉球大学工学部 公開日: 2013-09-17 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 大城, 武, Oshiro, Takeshi メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/20.500.12000/27535

繰り返し荷重のかかる連続プレキャスト合成桁の実験的研究

大城 武*

**Experimental Research on Continuous Precast
Composite Beams under Cyclic Loads**

Takeshi OSHIRO

Summary

Expansion joints of a bridge are not desirable for riding quality and smooth passage of vehicles in addition to difficulties of assuring good maintenance of highways. Therefore, several techniques have been proposed to construct continuous structures. These techniques have shown undesirable tendencies in economical view points since they require complex processes in field.

The main purpose of this experimental research is to investigate general behaviors of the continuous precast composite beams under cyclic loads, where unbonded P.C. bars and epoxy resin are used for connecting two precast beams. The behaviors of this type under static loads have been reported in the previous paper⁽⁶⁾, in which continuity at the connection is guaranteed.

The results of this research indicate also excellent continuity under cyclic loads without losing any bending rigidity up to practical limit and the technique proposed herein will improve methods in constructing bridges with multiple-spans.

1. はしがき

橋梁の伸縮継手は車の走行性にとって好ましくなく、又、橋梁の維持管理上にも問題の多い部分である。従って、連続構造とすることが望ましいのであるが、設計、施工の面で複雑となり、その改善策として、ポストテンション連続方式合成桁橋が提案され、すでに数多くの研究及び施工が行われている^{3), 4), 5)}。

本研究は、これらの連続方式と同様な目的をもった連続桁橋であるが、連続方法として、アンボンドのP

C鋼棒を用い、又、目地にはエポキシ系の接着材を使用している。この様な構造についての静的試験が行われ、その挙動についての報告⁶⁾は未に行われているので、今回は繰り返し荷重を載荷し、連続構造としての疲労強度について実験的研究を行っている。

2. 実験目的

本実験の連続方法としては、プレキャストPC桁端を隣接し、目地材としてエポキシ系樹脂を用い、その硬化後、端ブロック間をアンボンドPC鋼棒で縦締めを行っている。次に床版中に連続部引張主鉄筋を配置して、現場打ちコンクリート床版を作成する。この様

受付：1978年4月28日

*理工学部工学共通学科目

な連続方法による静的耐力については十分認められているので、今回は繰り返し荷重を載荷し、連続部の耐力を確認する目的で実験を行っている。この実験結果より、連続部の剛性についての評価を検討する。これらの目的に対応して、ひびわれ幅、ひびわれ分布状態、鉄筋およびコンクリートのひずみ、たわみ、破壊状態等を調べ、理論値との比較検討を行っている。

3. 試験体

3.1 試験体の形状、寸法

試験体は図-1に示す様に、連続プレキャスト合成桁の支点部を考え、主に負の曲げモーメントが作用するものと想定する。試験体の寸法は、出来るだけ実物に近い方が好ましいが、試験機の容量に合わせて設計されている。

試験体の製作工程は次の通りである。

- (1) プレキャストPC桁の製作（コンクリート桁及びアンボンドPC鋼棒によるプレストレス導入）
- (2) 桁端ブロック間に目地材の注入
- (3) 目地材の硬化後、端ブロック間をアンボンドPC鋼棒により縦締め
- (4) 床版コンクリート打設

上記工程で3本の試験体を製作し、No.1, No.2, No.3試験体とそれぞれ番号をつける。2本の試験体（No.1及び2）については、連続部に作用する主応力を想定し、試験体をひっくり返して、床版を下部として載荷を行う。試験体（No.3）については、連続部の二次的応力を考え、床版上面に載荷する。（写真1, 2）

3.2 材料

PC鋼棒にはJISG 3109PC鋼棒に適合するC種1

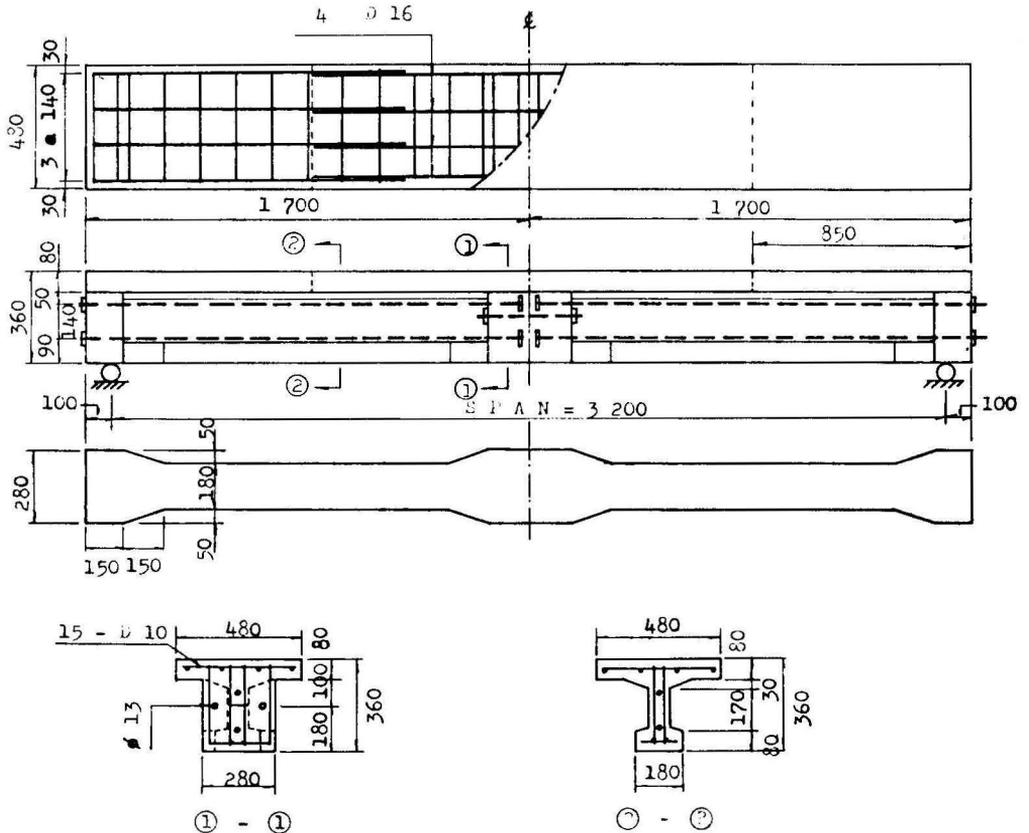


Fig.1 General Description of Test Beams

号110/125φ13mmのものを使用した。

床版の連続主鉄筋には、JISG 3112鉄筋コンクリート用棒鋼に適合するものを使用し、SD30のφ16mmを用いた。引張試験の結果、降伏点応力は 36.4 kg/cm^2 であった。

セメントはJISR5210（ポルトランドセメント）の品質に適合する普通セメントを使用し、コンクリートの示方配合を表-1に示す。標準水中養生28日目の強度試験の結果は、供試体3本の平均値について、PC桁コンクリート、 $\sigma_{28}=635 \text{ kg/cm}^2$ 、 $E_{c1}=3.7 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 床版コンクリート、 $\sigma_{28}=285 \text{ kg/cm}^2$ 、 $E_{c2}=2.66 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ となり、床版コンクリートの強度は、設計基準強度に比してやや下まわった。

試験体（No.1, No.3）については、桁端1cmに隣接し、エポキシ系樹脂（ショーボンド#303）に乾燥珪砂を適量加えて樹脂モルタルとして注入する。このモルタルの28日圧縮強度は 600 kg/cm^2 以上を期待出来るものである。試験体No.2については、桁端間を3cmとし、設計圧縮強度 $\sigma_{28}=600 \text{ kg/cm}^2$ のコンクリートから特に大きい粗骨材を除いて、目地コンクリートとしている。

4. 実験方法

4.1 載荷方法

実際の連続桁の使用状態においては、主に連続部に負の曲げモーメントが生じる。しかし、実験において、このような荷重は難しいので、試験体をうらがえし、桁底面に載荷する。（図-2）試験体No.3は、支点部の二次応力としての正の曲げモーメントが作用しているものと考え、床版上面に載荷している。（図-3）

4.2 試験荷重

繰り返し載荷重上限値および繰り返し回数は次の様に定めた。負のモーメントの作用する試験体（No.1, No.2）については、慣用的なRC理論による連続部主引張鉄筋応力度が 1600 kg/cm^2 になる様な載荷重 $P=4.4 \text{ ton}$ よりもわずかに大きい荷重 4.5 ton をもって設計荷重としている。この設計荷重 $P=4.5 \text{ ton}$ で200万回繰り返し、載荷重を $P=6.0 \text{ ton}$ 、 7.5 ton 、 9.0 ton と順次増加する。これ等の荷重に対応して、繰り返し回数を60万回、60万回、30万回としている。のべ350万回の繰り返し載荷後、静的に荷重を増加して破壊にいたらし

Table 1. Concrete Mixes for Test Beam (kg/m^3)

	Cement	Water	W/C(%)	Sand	Coarse Aggregate
Slab	381	155	41	731	1058
PC Beam	534	167	31	787	950

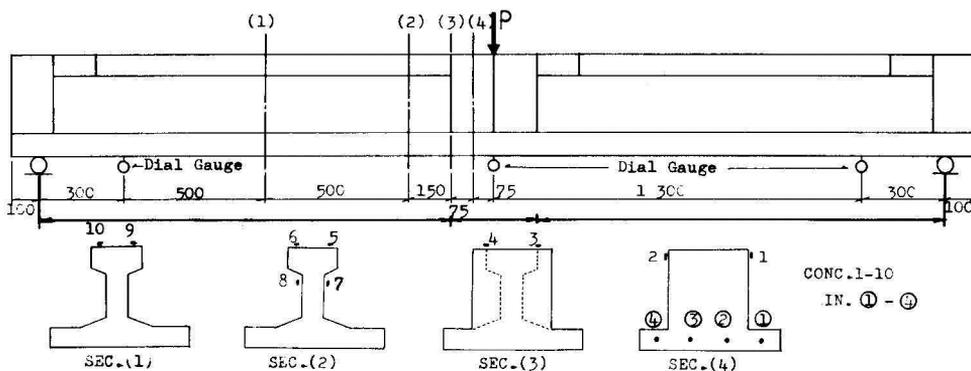


Fig 2 Locations of Measured Points for Test Beams No. 1 & No. 2 (Strains & Deflections)

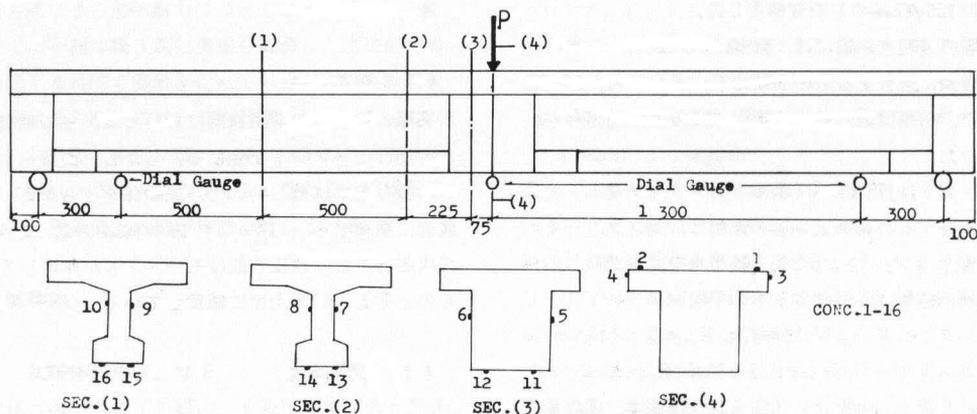


Fig 3 Locations of Measured Points for Test Beam No. 3(strins & Deflections)

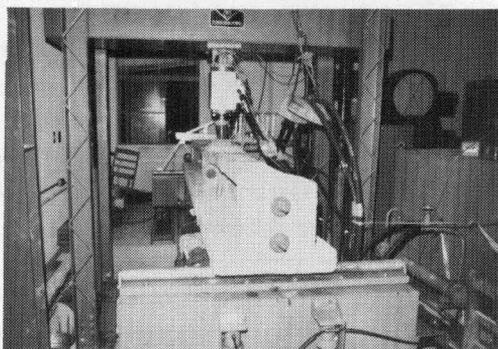


Photo. 1 Set-up of Test Beams (No. 1 & No. 2)

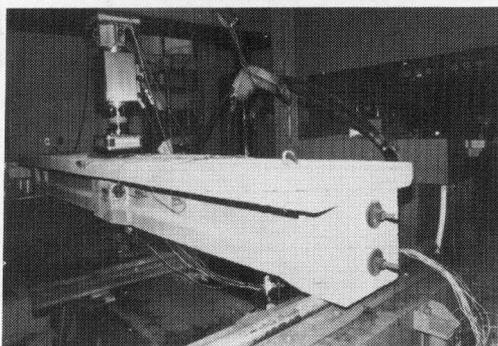


Photo. 2 Set-up of Test Beam No. 3

ッシングの仮定として成立する最高荷重をもって設計荷重 ($P=1.0\text{ton}$) としている。繰り返し試験は、設計荷重の1.5倍、 $P=1.5\text{ton}$ となる上限荷重で50万回繰り返し、上限荷重を2.0t, 3.0t, 3.5t, 4.0tと順次増している。それぞれの上限荷重に対応して、50万回, 100万回, 50万回, 20万回の繰り返し载荷を行っている。上記のべ300万回後、静的に荷重を増加して破壊にいたらしめた。(図-4 b) 下限荷重については、サイクル及び上限荷重に関して試験機の容量より決定されている。

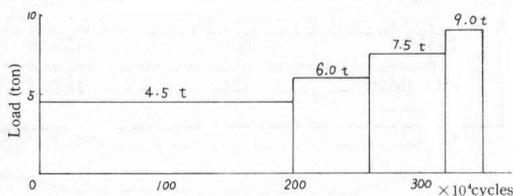


Fig. 4a Relation of Loads and Cycles (Test Beams No. 1 & 2)

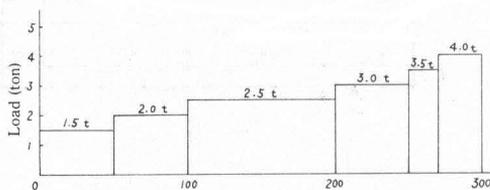


Fig. 4b Relation of Loads and Cycles (Test Beam No. 3)

めた。(図-4 a) 支点上における正の曲げモーメントの作用を想定して実験を行う試験体No.3については、縦締めにより導入された桁縁応力が、フルプレストレ

4.3 測定方法

測定は上記の繰り返し载荷を行った後に、図-2, 3に示す位置において行っている。たわみ測定にはダイヤルゲージを用い、ひずみ測定にはひずみゲージを用いている。ひびわれ幅については、ショップ顕微鏡を使用した。

5. 実験結果および考察

5.1 ひびわれ発生状況およびひびわれ幅

各荷重ごとのひびわれ発生状況を図-5～10に示し、又、各上限荷重とひびわれ幅の関係を図-11, 12に示す

打継ぎ床版部に負の曲げモーメントによる引張応力の生じる試験桁（No.1, No.2）について、最初に静的载荷を設計荷重4.5tまで行う。その際、荷重4.0t～4.5tの間に初期ひびわれが床版下面に発生し、ひびわれ幅は、No.1桁において0.1mm, No.2桁は0.06mmであった。除荷後の残留ひびわれ幅は、No.1桁で0.02mm, No.2桁で0.01mmとなっている。

繰り返し载荷（上限荷重4.5ton）によるひびわれの発生状況は、No.1桁について4万回後に床版下面のひびわれ数が増加し、これらのひびわれは、側面から見ると床版上面まで達している。同荷重の60万回繰り返し後において、いづれのひびわれも床版上面にまで及び、又、床版打継ぎ目に初めてひびわれが発生している。（図-5）繰り返し回数200万回までは、この様なパターンを示している。

設計荷重1.3倍相当の荷重6.0tの静的载荷では、ひびわれ発生および伸長はほとんど認められなかったが、上限荷重6.0tの繰り返し荷重では、のべ回数230万回後において、初めてプレストレス桁の腹部にひびわれの発生が認められた。（図-5a）この荷重において、腹部下端において引張域に入り、当然のことながらひびわれの発生は予想出来る。これらのひびわれは、繰り返し回数の増加と共に更に伸長する。（図-5b）

設計荷重の1.7倍の载荷重7.5tの繰り返しでは、ひびわれが桁の腹部に多くなり、290万回において、腹部の斜め引張りのひびわれが桁の上フランジに達しており、破壊の様子を示す。しかし、設計荷重の2倍相当荷重9tの静的载荷では、ひびわれの伸長はなかった。しかし、同荷重の350万回繰り返し後において、床版部の主

鉄筋の継手間においてズレが生じ、コンクリートが破壊し、剝離が生じ、それに対応して、斜めひびわれ幅が拡大されてコンクリートの圧壊が起っている。

試験桁No.2も同様な傾向を示しているが、前述の試験桁との違いは、繰り返し回数30万回までにひびわれが多く発生していることである。その他については同様のパターンを示す。（図7a, 7b, 8）

正の曲げモーメントを受ける試験桁（No.3）の荷重と繰り返し回数の関係は図-4bに示す。又、ひびわれ発生状況を図-9, 10に示す。

上限荷重2.0t, 繰り返し回数100万回後において、接合部にかなり大きな分離が見られる。ひびわれの発生は130万回後に始めて現われ、その位置は、桁中央端ブロック下面および縦締め附近の端ブロックである。（図-9a）繰り返し回数180万回後においては、端ブロック下面のひびわれは下フランジ側面より上面にまでびびっている。繰り返し回数200万回後に、縦締めの同一方向に縦ひびわれの発生が認められた。

上限荷重3t, 繰り返し回数250万回後においては、下フランジの端ブロックへの断面変化部において発生したひびわれが、下フランジ下面中央部へと放射状にびびっている。（図-9b）これは、プレストレス導入時の有効域に対応している。

5.2 たわみ

図13, 14, 15に試験による荷重-たわみの関係を示す。これ等の図には、ひびわれの進行の仮定に基づく計算値を示している。これら仮定については、次の様な考えによっている。

図-13には、本試験桁の断面変化の様子を示し、区間 l_1 での下フランジのハンチを計算では無視している。計算値Iは、全長にわたり区間 l_1 の断面を用い、全断面有効の仮定で計算され、計算値IIは、端ブロックの断面変化を考慮に入れ、更に全断面有効の仮定に基づいている。これ値はいずれもひびわれ発生前の計算である。計算値IIIは、ひびわれが区間 l_2 の床版にのみ発生したものと仮定し、プレキャスト桁は全断面有効であるが、床版部は連結主鉄筋のみ有効とした換算断面を用いている。計算値IVは、ひびわれが連結端ブロック部 l_2 のプレキャスト桁にも発生し、又、区間 l_1 においてもひびわれがプレキャスト桁に伸長しているものと仮定する。この様な状態は、破壊に近くなった時にあらわれる。

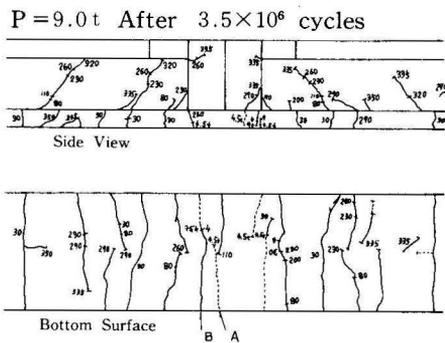
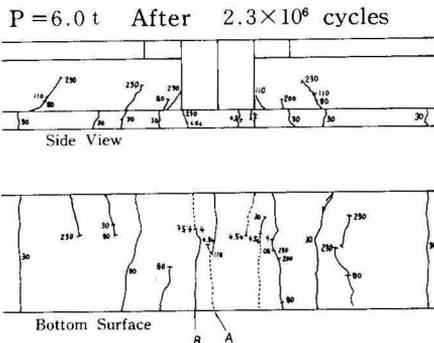
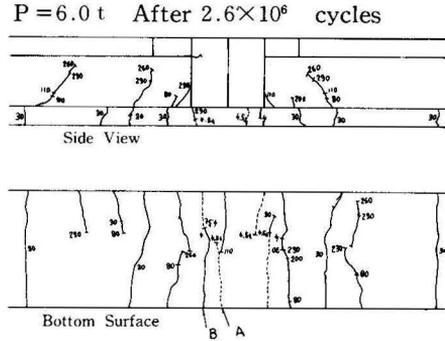
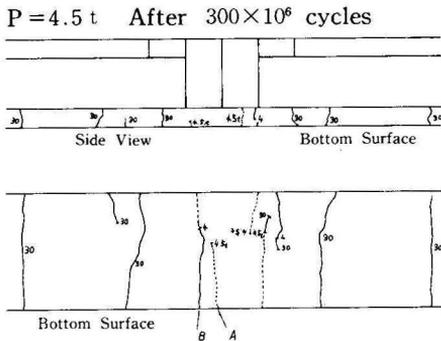
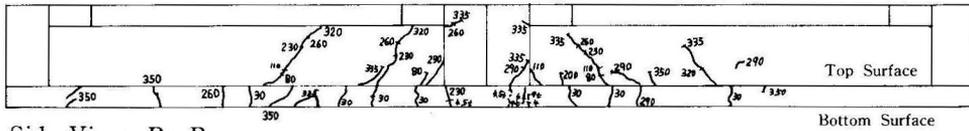


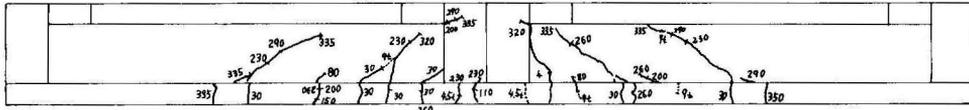
Fig. 7a Crack Distribution of Test Beam No. 2

Fig. 7b Crack Distribution of Test Beam No. 2

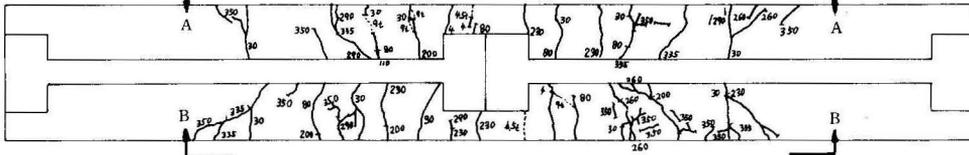
Side View A-A



Side View B-B



Top Surface



Bottom Surface

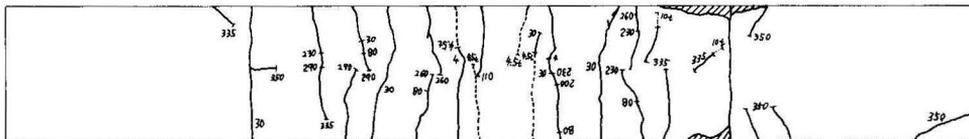
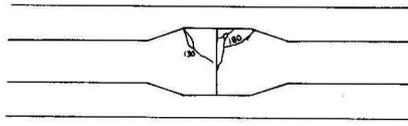
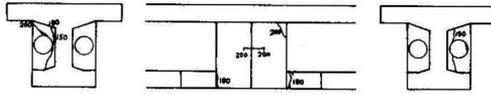
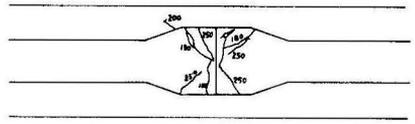


Fig. 8 Crack Pattern at Failure Test Beam No.2

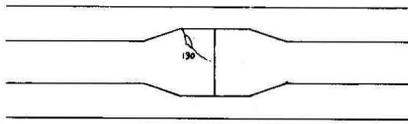
P=2.5 t After 2.0×10^6 cycles



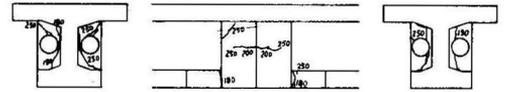
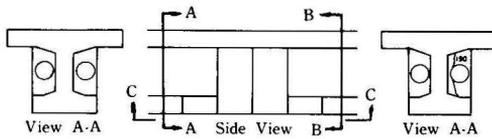
P=3.0 t After 2.5×10^6 cycles



P=2.5 t After 1.3×10^6 cycles



Bottom View C-C



P=4.0 t After 3.0×10^6 cycles

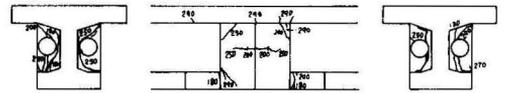
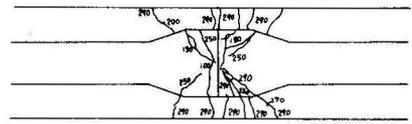


Fig. 9a Crack Distribution of Test Beam No.3

Fig. 9b Crack Distribution of Test Beam No.3

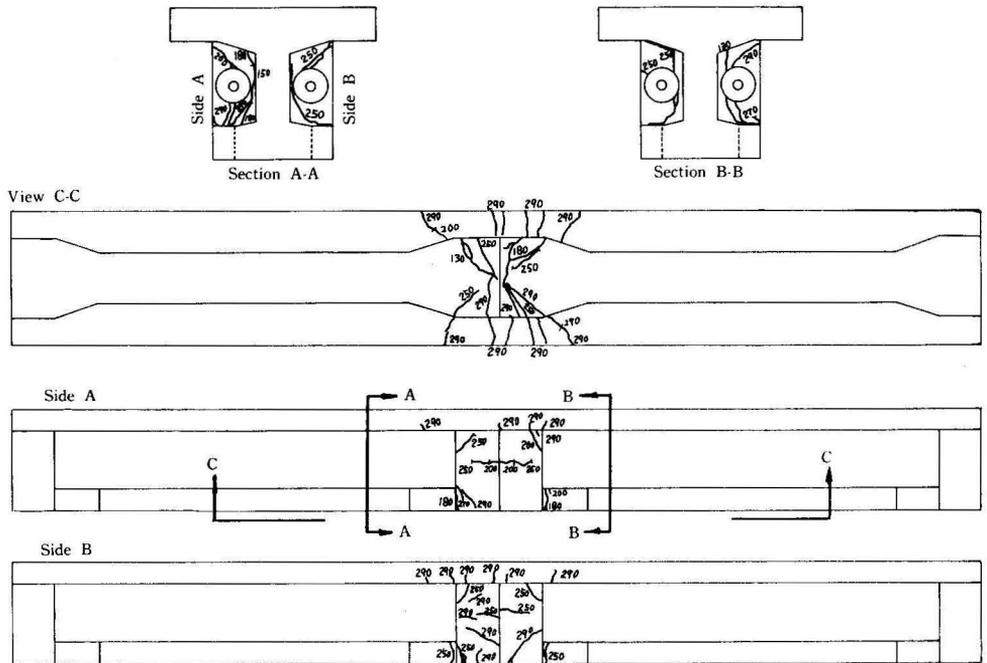


Fig. 10 Crack Pattern at Failure, Test Beam No.3

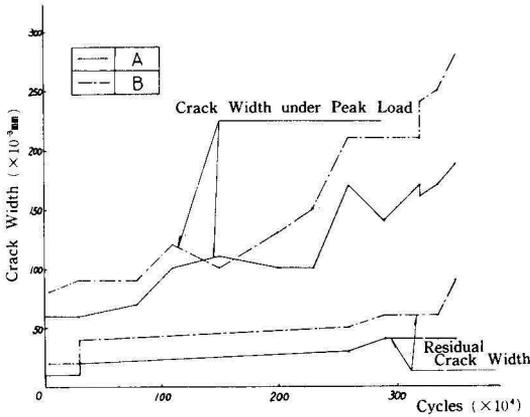


Fig. 11 Relation of Crack Width and Cycles, No. 1

Note : Signs A&B correspond to the cracks in Fig. 4

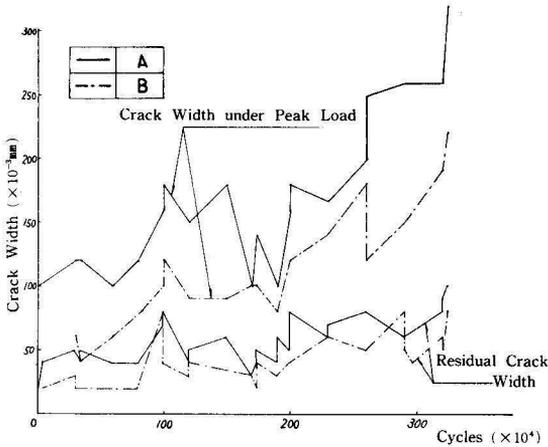


Fig. 12 Relation of Crack Width and Cycles, No. 2

Note: Signs A&B correspond to the cracks in Fig. 5

たわみの測定は、試験体を設置して、死荷重によるたわみが生じた後に開始したものであり、従って、測定値にはひびわれの発生以前の死荷重たわみは含まれていない。計算値Ⅰ、Ⅱは全断面有効と仮定しているので、死荷重によるたわみの補正は行っていない。しかし、ひびわれを考慮した計算値Ⅲ、Ⅳでは、ひびわれ発生により剛性が低下したために増大した死荷重たわみの分だけの零点のシフトを行っている。

荷重-たわみ図（図-13、14）を見ると、最初の静的荷重段階では、全面有効と仮定した計算値Ⅱとかな

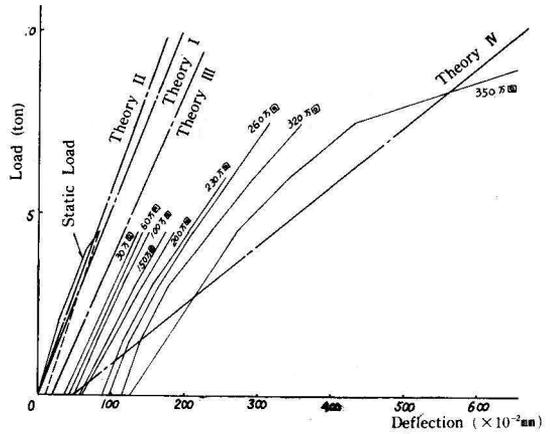


Fig. 13 Load-Deflection Curve for Test Beam No. 1

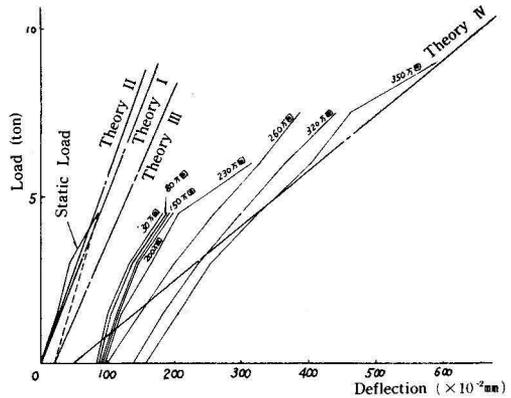


Fig. 14 Load-Deflection Curve for Test Beam No. 2

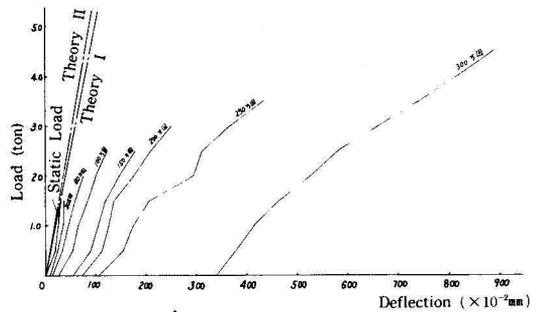


Fig. 15 Load-Deflection Curve for Test Beam No. 3

なり一致しているが、同荷重の繰り返し載荷を行う場合、わずかに大きくなっている。しかし、ひびわれ発生による残留たわみを除いた場合、剛性について考えると、その低下は初期の荷重段階までは顕著でない。

残留たわみについて考えてみると、最初の静的載荷後において、No.1で $10 \times 10^{-2} \text{ mm}$ 、No.2で $20 \times 10^{-2} \text{ mm}$ となり、明らかにひびわれの発生を示している。それ以後の繰り返し載荷において、残留たわみは増加しているが、残留ひびわれ幅は特に増大していない。これは、繰り返し回数の増加に伴ってひびわれ発生が多くなり、剛性の変化によりたわみが増大していることを示す。

この様にして実測された残留たわみは、計算値Ⅳの様な静的荷重による死荷重たわみのシフトよりも大きくなることに注目すべきである。

試験桁No.3については、支点上に正の曲げモーメントが作用したと想定したものであり、最初のひびわれが、上限荷重 $2t$ 、100万回繰り返し後にあらわれた。荷重-たわみ曲線(図-15)において、残留たわみは、上記のひびわれ発生を示している。

5.3 鉄筋及びコンクリート部のひずみ

試験桁(No.1, No.2)の連結主引張鉄筋の荷重とひずみの関係を図-16, 17に示す。この図には、全断面有効と仮定した場合(計算値Ⅰ)と慣用的R・C理論(計算値Ⅱ)に対する実測値の関係を示す。

目視によるひびわれ荷重は、床版部に $4.0t \sim 4.5t$ 間に発生しているが、図より、それよりも低い値、 $P = 3.5t$ (No.1)および $3t$ (No.2)に発生している。初期の残留ひずみは 80×10^{-6} (No.1)、 50×10^{-6} (No.2)となっており、繰り返し回数の増加に伴って、残留ひずみの量は増加する。しかし、ひびわれ発生後の剛性低下によって、残留ひずみを死荷重に対応する分だけ零点のシフトを行っているが、実測値はその値を考慮した場合よりも大きくなっている。しかしながら、慣用的に用いる計算値Ⅱよりは小さくなっており、繰り返し回数200万回までの慣用計算法の妥当性を示している。繰り返し回数200万回以後においては、ひびわれの発生も多くなり、たわみも増大していることを考えれば、図中のひずみの増加も理解出来る。

圧縮コンクリート部のひずみを端ブロック側面(断面4, 図-2)について測定し、その結果を図-18, 19に示す。長期間におけるゲージの零点のシフトは、鉄筋に貼り付けた場合よりもコンクリート面のゲージは大きく、ダミーゲージを貼り付けて測定した結果、その値にばらつきが大きく、厳密には残留ひずみと信頼することは出来ないが、一応の目安として示してい

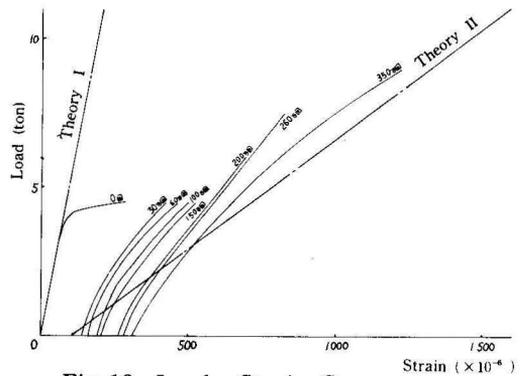


Fig. 16 Load -Strain Curve for Test Beam No.1

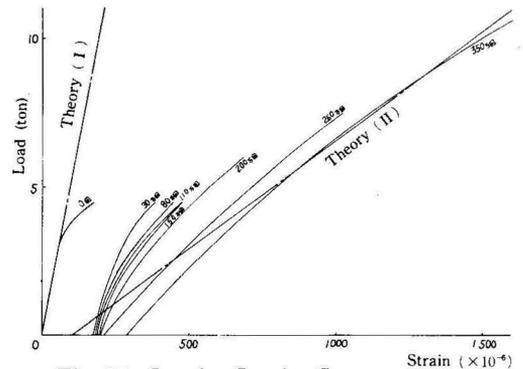


Fig. 17 Load -Strain Curve for Test Beam No.2

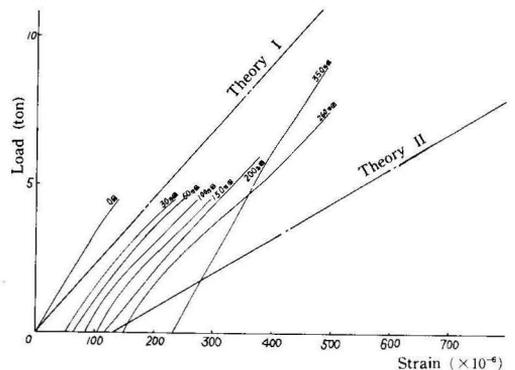


Fig. 18 Load -Compression Strain Curve, Test Beam No.1

る。

設計荷重 $4.5t$ を上限とした200万回載荷において、測定ひずみは慣用的R・C理論値よりもかなり小さくなっている。残留ひずみを除いた場合、荷重-ひずみ曲線の傾きは、全断面の場合の計算値と近似しており、

縦縮めによりプレストレス断面と考えられる。

プレストレス桁の上フランジ断面の変化部 (断面 2, 図-2) の圧縮ひずみを図-20, 21に示す。この部分は、断面の急変のある場所で、圧壊時に最も危険な所である。図中のひずみを見ると、前述のひずみよりもかなり増加する傾向を示している。従って、設計時におけるチェック断面とする必要がある。

図-22は試験体No.3の圧縮部コンクリートひずみを示す、繰り返し回数50万回までは全断面有効として作用しているが、それ以後において、縦縮めの効果を失い、端ブロック間に分離が生じ、又、ひびわれの発生により有効断面の減少がある。

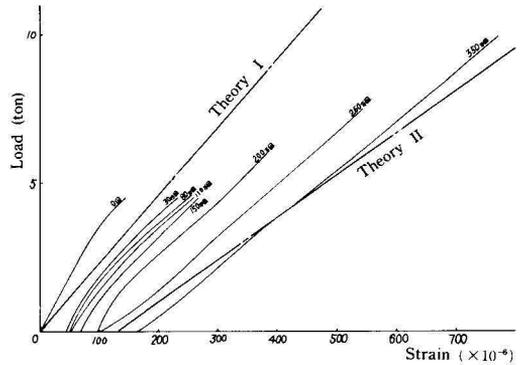


Fig. 21 Load - Compression Strain Curve, Test Beam No.2 (Section 2)

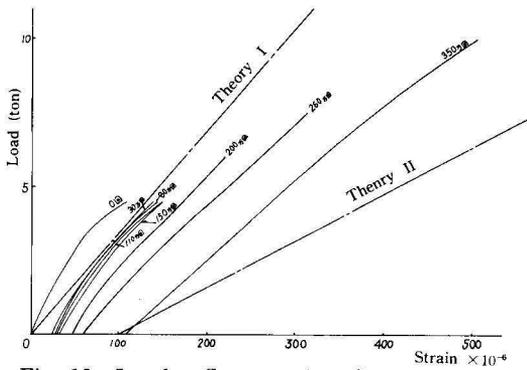


Fig. 19 Load - Compression Strain Curve, Test Beam No.2 (Section 4)

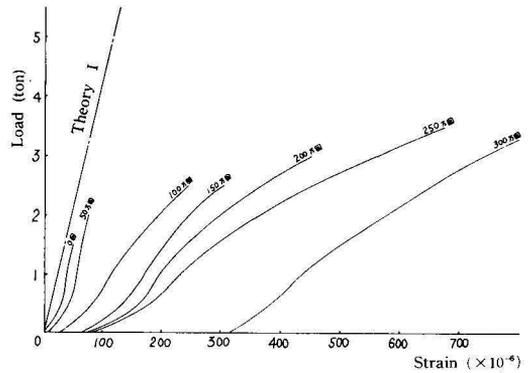


Fig. 22 Load - Compression Strain Curve, Test Beam No.3 (Section 4)

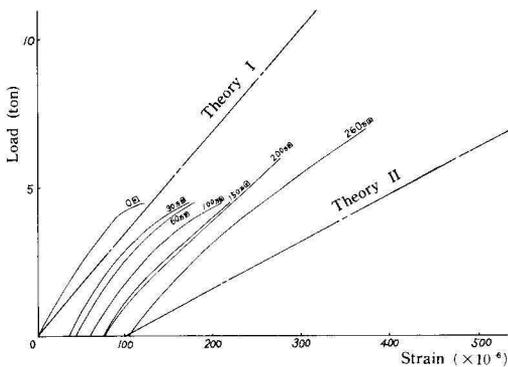


Fig. 20 Load - Compression Strain Curve, Test Beam No.1 (Section 2)

5.4 破壊状況

図-4 a, 4 bに示している様な繰り返し荷重を加え、のべ回数 350万回 (No.1, No.2桁) 及び 300万回 (No.3桁) の載荷後、静的に荷重を増加して破壊した。その結果、No.1, およびNo.2桁は、静荷重13tで断面2つのフランジの圧壊が起つた。(図6, 8, 写真3, 4)

この破壊荷重は、次の破壊強度計算式⁷⁾で計算した値よりも1.24倍を示す。

$$Mu = bxk_1k_3\sigma_c^1 (d - k_2x)$$

ここに

$$k_1k_3 = \frac{275 + 0.35\sigma_c^1}{225 + \sigma_c^1} \quad k_2 = 0.5 - \frac{\sigma_c^1}{5625}$$

$$x = \frac{A_s}{b} \frac{\sigma_{sy}}{k_1k_3\sigma_c^1}$$

$$A_s = 7.94 \text{ cm}^2, \sigma_{sy} = 3500 \text{ kg/cm}^2, \sigma_c^t = 600 \text{ kg/cm}^2,$$

$$d = 32 \text{ cm} \quad b = 18 \text{ cm}$$

試験体No.3は、静荷重6.58tで中央部における桁と端ブロックの接合部に大きなひびが生じて破壊に至った。(図-10, 写真-5)

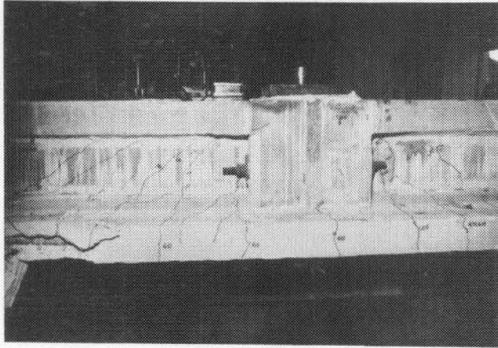


Photo 3 Failure of Test Beam No.1

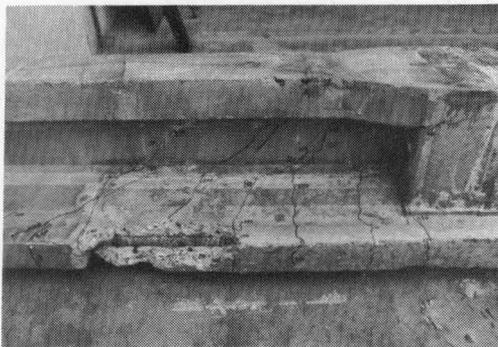


Photo 4 Failure of Test Beam No.2

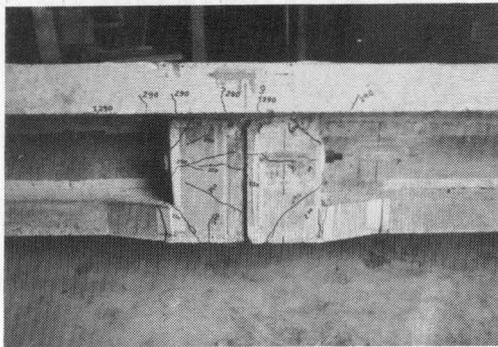


Photo 5 Failure of Test Beam No.3

6. 結論

本研究で提案している連結構造物について、前述の繰り返し試験より、次の結論が得られる。

- (1) 連結部の目地材として、エポキシ系モルタルと、セメントモルタルを使った場合のいずれも、ひびわれ分布、ひずみ、たわみ等に差異は見られない。このことは、目地材が所定の強度に達しておれば、連結部の強度にファクターとして入れる必要はない。
- (2) 力学的には、試験桁 (No.1, No.2) については、一体の桁としての挙動を示し、連結部が弱点とはなっていない。
- (3) 設計上問題点をなっていた連結主鉄筋の許容応力度 1600 kg/cm^2 の採用について、本構造は実用上安全であることを示す。又、設計荷重 200万回繰り返し後においても、ひびわれ幅および残留ひびわれ幅は 0.18 mm と 0.07 mm であり、この様な値は、床版の舗装等を考慮に入れると実用上安全である。
- (4) 荷重の増加に伴って、床版のプレキャスト部と現場打ち部の継目にひびわれが生じ、鉄筋の継手のズレが大きくなり断面剛性の急減をもたらす。従って、この様に連続部引張域における鉄筋の継手はさける方がよい。
- (5) 正の曲げモーメントの作用する場合、端ブロックと桁腹部との隅角部に弱点が見い出された。従って、今後端ブロックの設計上の再検討が必要である。

最後に、本実験的研究に当り、試験桁の製作及び実験に協力下された東洋コンクリートKK渡慶次道典氏、北川道路KK、岡松城氏、具志川市役所久田友三氏、ならびに琉大土木工学科橋梁研究室の浜田助教授、昭和53年度卒業生に対し、深く感謝の意を表わします。

参考文献

- (1) 大浜文彦, 小林和夫: プレキャストコンクリート連続合成ばりの力学的挙動に関する研究, 土木学会論文集 第206号 1972年10月
- (2) 小林和夫: モルタル目地を用いたPC接合桁の破壊耐力と変形に関する考察, 土木学会論文集 第259号 1977年3月
- (3) 高速道路調査会: PCポストテンション合成桁の連結構造に関する調査研究報告書 昭48年2月
- (4) 阪神道路公団: ポストテンション連結方式合成桁橋の連結部耐力試験報告書 昭53年3月

- (5)Okada, K., Omura, A. and Hosaka, S. :
Precast Pretensioned Girder Bridges with
Continuous Situ-cast Decks and Diaphragms,
Preliminary Tenth Congress IABSE Tokyo,
1976
- (6)大城武, 多和田伸: 連続プレキャスト合成桁の実験
的研究, 琉球大学工学部紀要工学篇第14号, 1977
年
- (7)岡田清: 鉄筋コンクリート工学