

連続PC活荷重合成桁模型実験

鈴木 貫太郎*

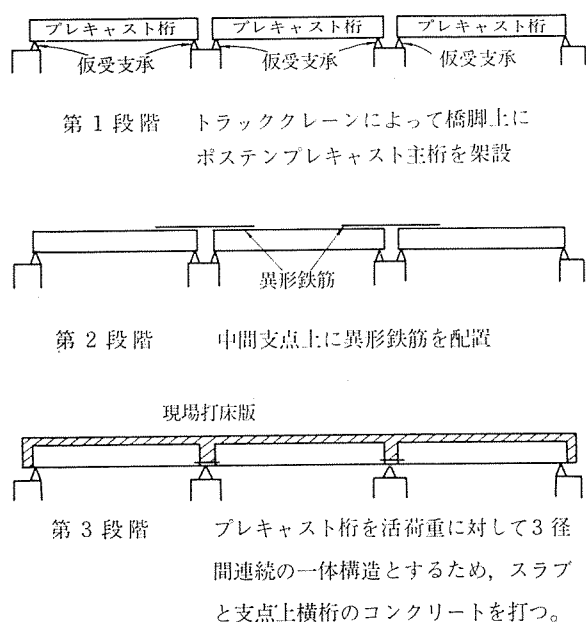
佐藤 重尚**

山本 隆治***

1. ま え が き

本実験は首都高速7号線 729 工区†で建設された連続PC活荷重合成桁橋に関連して実施されたものである。本橋の特色は図-1に示すとおり、桁支点上で連続した場所打床版の断面に配置した鉄筋のみで、合成連続を期待することにある。この種の連続桁の挙動に対して資料が十分とはいえないので、模型を製作し、載荷試験を行なって、設計上の種々の仮定事項を確かめようとした。

図-1



2. 模型内容

(1) 模型の寸法および種類

模型寸法は 1/2 とし、径間 $l=9.825\text{ m}$ の 2 径間連続桁とした(図-2)。この場合死荷重による応力が 1/2 となるので、ここでは 297 kg のコンクリートブロックを 0.9825 m 間隔に吊り下げて応力を合致させた。模型

は同一の物を 2 連製作し、1 連 A は長期(9 か月)放置しクリープ、乾燥収縮の影響を測定し、他の 1 連 B は所定のコンクリート強度がでしだい設計破壊荷重までの載荷試験を行ない、ともに 9 か月後に最終破壊試験を行なうこととした。

(2) 模型の設計概要

模型の設計は原型を幾何学的に 1/2 とし、応力を同じ状態になるよう次元解析によって決定した。鉄筋関係については、なるべく細径を使用して鉄筋比を合致させるようにした。

a) PC鋼材

原型では $6 \times 12 \phi 7\text{ mm}$, $P_u = 6 \times 73.8 = 442.8\text{ t}$

模型の所要量は $P_{um}' = 442.8 \times 1/4 = 110.7\text{ t}$

したがって、模型では $6 - \phi 12.8$ $P_{um} = 6 \times 18.5 = 111.0\text{ t}$

合致率 $\eta = P_{um}/P_{um}' \approx 1.00$

b) スターラップ筋

中間支点を境に一方を RC 部材として、他方を PC 合成桁として、スターラップ筋を配置した。ゲージの貼り付け、鉄筋の間隔、市場性を考慮して、スターラップ筋は D10 を 320 mm 間隔で配置した。合致率は 90~110% となった。PC 合成部材としてはコンクリートのせん断応力が許容応力を越える断面はないので、スターラップ筋は補強鉄筋とずれ止め鉄筋を兼ねるだけの結果となった。RC 部材としては、一応ここではコンクリートのせん断応力を 0 として配筋した。計算方法としては、合成前は全断面有効で合成桁のせん断応力に対しては、RC 部材として鉄筋を配置した。なお、プレストレスの軸力による応力は省略し、曲げ上げ効果のみ考慮した。

c) プレキャスト桁の軸方向鉄筋

原型は D13 であるが、模型では $\phi 6$ の丸鋼を使用した。

d) 場所打スラブ筋

原型の軸方向鉄筋は中間支点上で D25-7 本、スパン中央で D16-7 本となっている。したがって、模型では D13-7 本とした。なお、その他の鉄筋は配力鉄筋であり、模型では配置しなかった。かぶりは原型では 6 cm であり、模型では 3 cm とした。

e) 設計荷重

原型における活荷重による支点上の曲げモーメントは 73 t-m である。したがって、縮尺

* 首都高速道路公団 第3建設部 設計課長

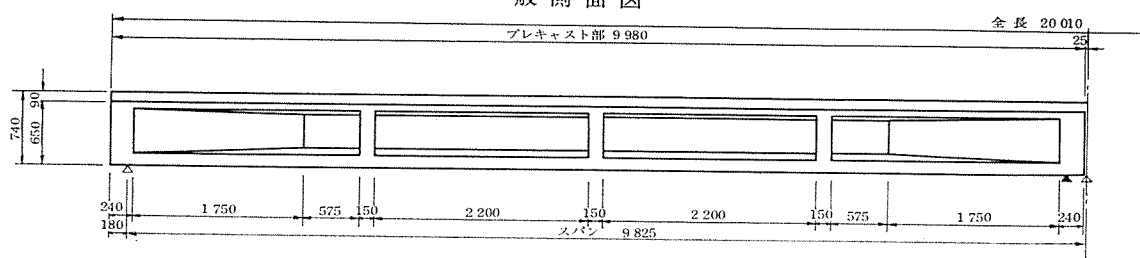
** " " 設計課

*** 住友建設株式会社 技術研究所

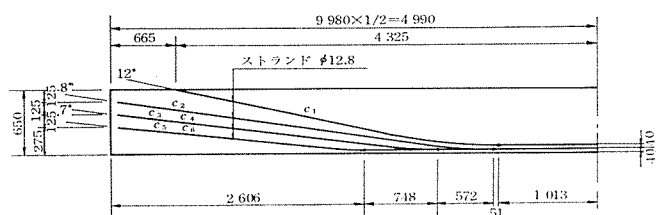
† プレストレスト コンクリート Vol. 13, No. 1「プレストレスト コンクリート用コンクリートポンプによる施工」

図-2

一般側面図



PC鋼線配置図



と後述の載荷方法によって設計荷重は 4.89 t, 破壊荷重は 14.7 t である。

(3) その他

使用コンクリートはプレキャスト桁用として $\sigma_{CK}=404 \text{ kg/cm}^2$, 床版用として $\sigma_{CK}=350 \text{ kg/cm}^2$ である。測定器具を表-1 に示す。なお、個々の位置については紙面の制約上割愛させていただきたい。載荷装置を図-3 に示す。

3. 試験結果および考察

(1) 短期載荷試験結果 (B 桁)

PC 連続合成桁として完成後、約 1 か月後に載荷試験を行なった。荷重は設計荷重の 3 倍を最大に、1, 2, 3 倍と 3 回くり返し載荷した。くわしい解析については A 桁にゆずり結果を簡単に述べる。EI=一定とした計算値と比較すると、支点反力の分布、たわみ、断面応力ともほぼ良好な結果が得られた。スターラップの鉄筋ひずみについてはそれほど変化しなかった。もう少し完全破壊

表-1 使用器具一覧表 (供試体 1 個あたり)

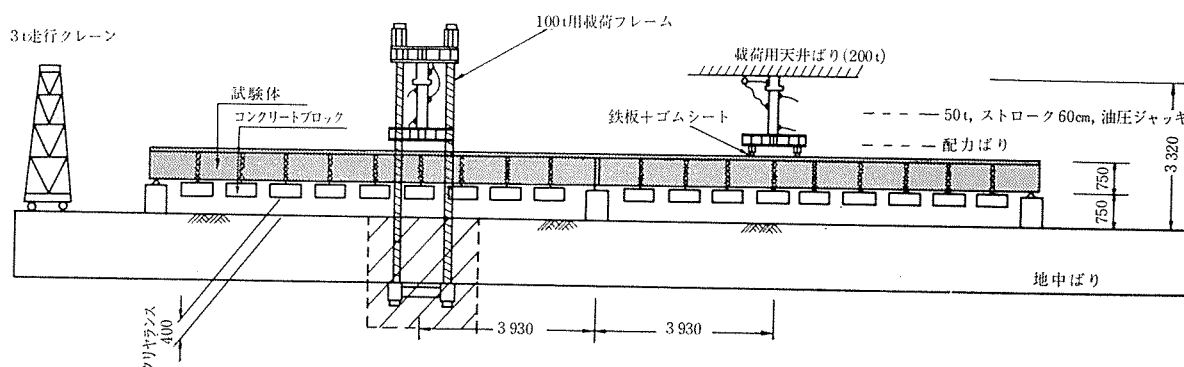
ゲージ種類	測定目的	個数
ロードセル LCH-5 TA	拘束モーメント 支点反力	2
カールソン型応力計	各支点の荷重分担	3
カールソン型ひずみ計	長期の コンクリートひずみ	5
ストレインゲージ KP-70-A ₁	コンクリートのひずみ 弾性試験	58+36+2=85
ストレインゲージ KP-3-A ₁	ロードセルのひずみ 鉄筋のひずみ	6+32+32+6=76
コンタクトゲージ	桁端の回転 クラック	8+29=38
ダイヤルゲージ	たわみ・ずれ	27
モールドジージ	クリープ測定	10

付近まで載荷しないとはっきりしないようであった。ジベルのずれについてはほとんど問題はなく完全に一体と考えられた。7 t で中央支点到ひびわれが入り、後打ちの横桁コンクリート部にそってウェブの上端から、10 cm 程度まで進行した。最大ひびわれ幅は 0.25 mm であった。

(2) 長期測定

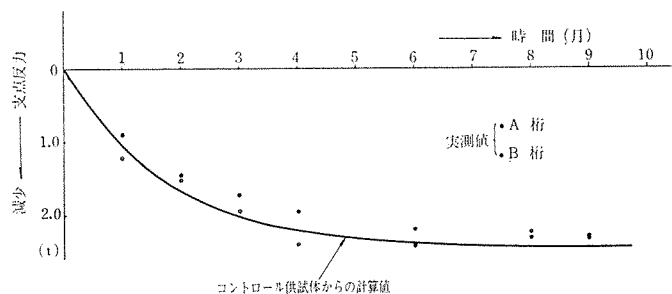
短期載荷試験後から約 9 か月にわたりコントロール供試体により、乾燥収縮およびクリープひずみの測定を行なった。この結果、測定期間中のクリープ量はクリープ係数で $\phi=0.62$, スラブとプレキャスト桁の乾燥収縮差

図-3 載荷装置



は 78×10^{-6} であった。なお、プレキャスト桁とスラブのコンクリートの材令差は 21 日であった。また、A、B 桁による中央支点反力変化、たわみ変化を測定した。

図—4 中央支点反力の長期変化



a) クリープによる拘束モーメントについて クリープ拘束モーメントによって発生する中央支点反力の変化を測定した結果と計算値を比較して図—4 に示す。計算値は参考文献 1) の、クリープ係数法によって算出した。クリープデータはコントロール供試体のデータを使用した。この結果をみると非常に良い一致を示した。これによりクリープにより発生する拘束モーメントは、クリープ係数法によってほぼ推定できることを確認した。本実験ではスラブとプレキャスト桁の乾燥収縮による影響が、データでは測定の後半に現われる予定であったがその影響は非常に小さく、測定結果からは見分けられなかった。このことは計算により確認した。短期載荷試験を経験し、中央支点上のスラブにひびわれが入った B 桁も最終破壊試験前にはひびわれがとじており、短期載荷試験の初期ひびわれ荷重である 7 t 近傍まで再びひびわれ耐力を保持していた。

b) たわみ測定 残念ながら、たわみ測定は測定不能であった。ダイヤルゲージとレベルによって追跡したが、ダイヤルゲージは地震、トラックの震動等により使用不能となり、レベルは後述のとおり 0 という結果であった。すなわち、クリープの拘束モーメントによっては計算によると 1.67 mm だけ下方へたわむ。しかし、プレキャスト桁の単純ばりとして自由クリープによって、1.42 mm だけ上方にたわむ。その結果 0.25 mm だけ下方にたわみ、レベルでは測定不能のオーダーであった。

(3) 最終破壊試験

PC 連続合成桁となって約 10 か月経過して、最終載荷試験を A、B 桁について行なった。この時点でのテストピースによる主桁コンクリート平均圧縮強度、引張強度、ヤング率は 489 kg/cm^2 、 36.0 kg/cm^2 、 $3.26 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ であった。載荷試験経過を簡単に述べると、まず荷重 7 t で A、B 桁とも中央支点上にひびわれがみら

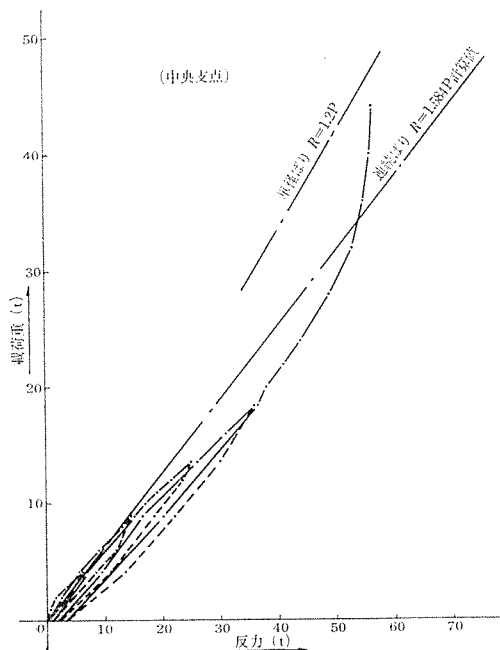
れた。このことは前述のとおり短期載荷試験を受けてない A 桁の曲げ引張耐力より劣っていたことになる。次にひびわれは数本になり、スラブに入ったひびわれが、ウェブに達すると桁間の打継面に集中した。荷重が 24 t

付近で荷重直下の径間中央下縁に曲げひびわれが入った。この時点からたわみの増加が激しくなり中央支点上のひびわれが大きくなり、下縁より数 cm の箇所到达了。50 t で載荷能力の関係上試験は中止したが、中央支点下縁のコンクリートは圧壊し、完全な単純桁となった。最後までプレキャスト桁の中央支点付近のウェブには、ひびわれは入らなかった。以下個々の問題について考察してみたい。なお、データは A 桁の 1 例のみにさせていただいた。

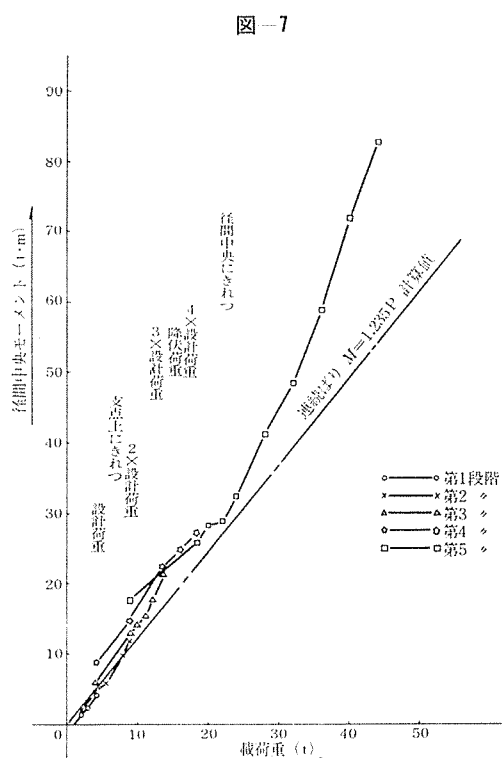
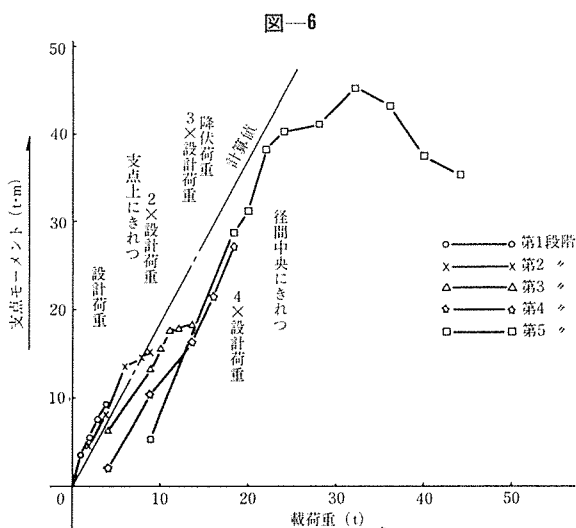
a) 連続性について 荷重—支点反力曲線、荷重—断面モーメント曲線、荷重—支点モーメント / スパンモーメント比曲線を書き、各荷重段階における連続性をみた。

図—5 の中央支点反力をみると、荷重直下の径間モー

図—5 荷重—反力図 (供試体名 A)

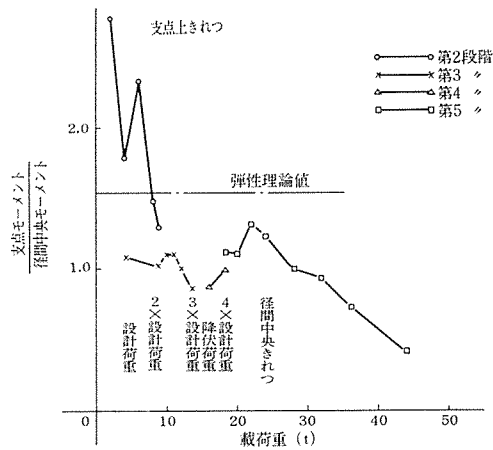


ント部にひびわれが入るまでは、ほぼ連続ばりとしての支点反力分布に一致していることがわかる。このときの荷重 ($\approx 24 \text{ t}$) は設計荷重の 4.66~4.95 倍である。この荷重を過ぎると徐々に単純ばりに移行して、最終の 50 t (設計荷重の 10.1 倍) では完全に単純ばりに移行した。図—6 の中央支点断面モーメントは径間中央にひびわれが発生したのち、わずかに上昇し、さらに荷重が増すと下降し始める。図—7 の径間中央断面モーメントでは逆に上昇率が大きくなり、単純ばりモーメント曲線に近づいている。連続性の度合は設計荷重では 100%、2 倍



荷重では 79~75%, 3 倍荷重では 67~63% となっている。径間中央のひびわれ荷重は、単純ばりと考えた場合、計算値では 16~17 t であるが実測では 22~24 t であった。図-8 の支点(モーメント)/(径間モーメント)比曲線を見ると、荷重が小さい設計荷重付近では連続ばりとしての弾性理論より求めた値より大きい値となっているが、これは測定値が小さいための誤差と考えられる。径間中央にひびわれが発生すると支点モーメントが 0 に近づき単純ばりに移行している。これは連続鉄筋がすでに降伏点を越えており、剛性が低下し始めていて、支点断面に塑性ヒンジができていないことを示してい

図-8 荷重-支点モーメント/径間中央モーメント



る。これらの結果は文献 1) の結果とは異なっている。

b) たわみについて 荷重-たわみ曲線を 図-9 に示す。たわみの最も大きい位置を選んだ。供試体 A 桁の残留率は設計荷重の 2 倍で 17.6%, 3 倍で 24.7%, B 桁は 2 倍で 15.6%, 3 倍で 16.4% であった。短期載荷試験によって応力履歴を受けている B 桁のほうが残留率は低い。最終荷重の $P=50$ t (破壊荷重 54.6 t の 91.6%) ではたわみは設計荷重時の 107~109 倍であった。破壊荷重の 75% に相当する $P=41$ t では 51 倍となって十分じん性率があった。 $P=50$ t 時のたわみは A 桁 122 mm, B 桁 117 mm であり、単純ばりとして計算した値 118 mm とよく一致している。したがって、破壊付近では完全に単純ばりに移行したと考えられる。

c) コンクリート応力 中央支点のコンクリート応力分布を 図-10 に示す。これを見ると、設計荷重の 2~3 倍までは連続ばりとして計算した値とよく一致している。4 倍荷重になると応力解放が発生している。このことはカールソングージによる荷重-応力または曲率

図-9 荷重-たわみ図 (供試体名 A) ゲージ No. 5

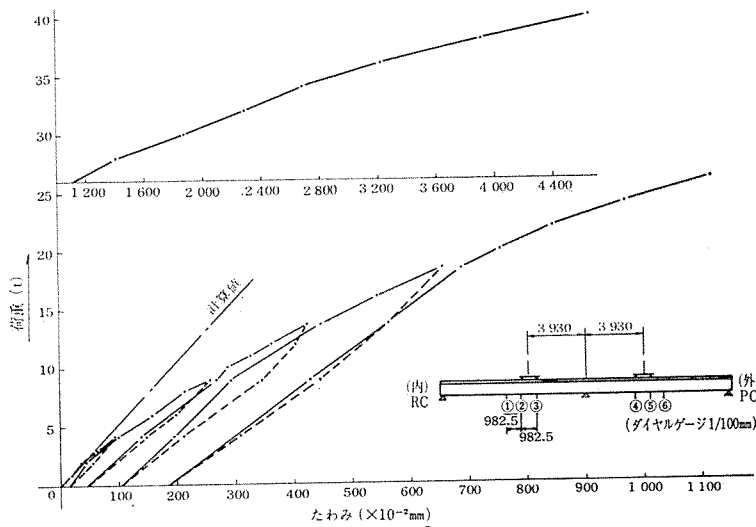
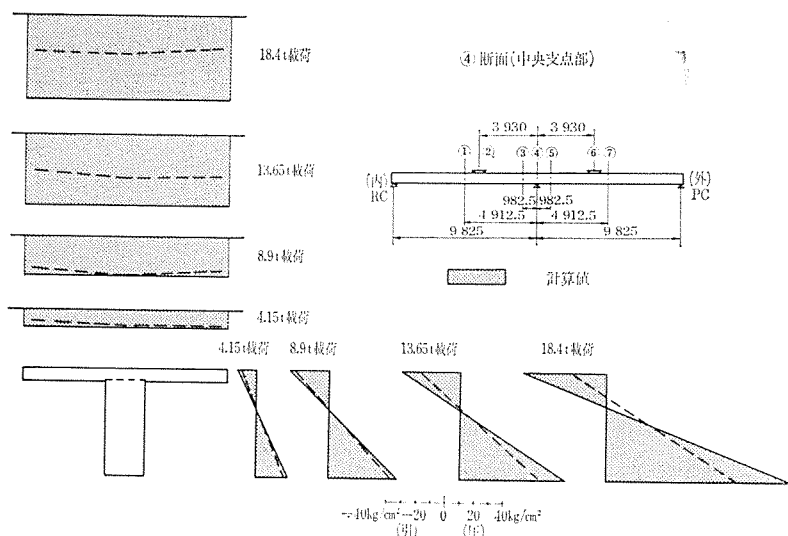


図-10 応力分布図(供試体名 A)



やかにひびわれが大きくなっていることである。鉄筋応力が降伏点に達して、その応力付近にあるときはひびわれ幅はあまり増加していない。鉄筋の降伏点は荷重が16~17.5tのときに達している。ひびわれ幅は2倍荷重でA桁-0.1mm, B桁-0.13mm, 3倍荷重でA桁-0.18mm, B桁-0.25mm, 鉄筋の降伏点でA桁-0.3mm, B桁-0.28mm, 最終荷重50tで4~6mmであり、ひびわれ幅は十分許容できる。鉄筋応力とひびわれ幅の関係はひびわれが入ったあとは、ほぼ比例すると考えられる。

図-11 荷重-ひびわれ図(供試体名 A)

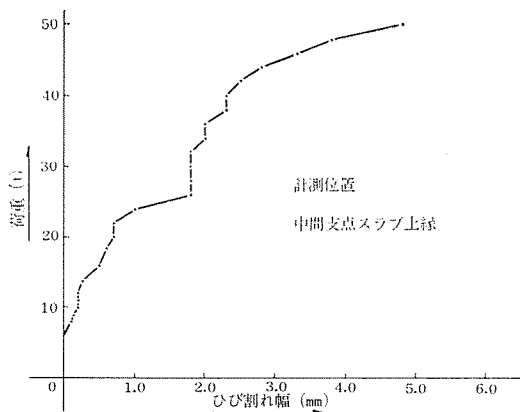
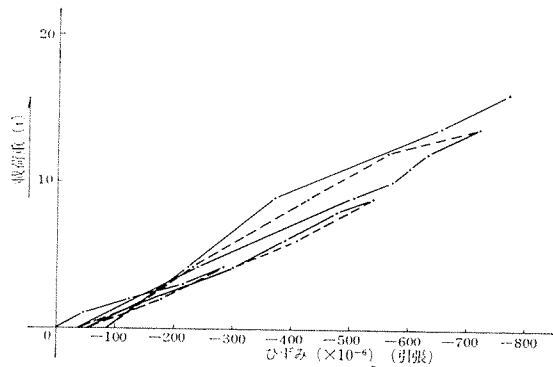


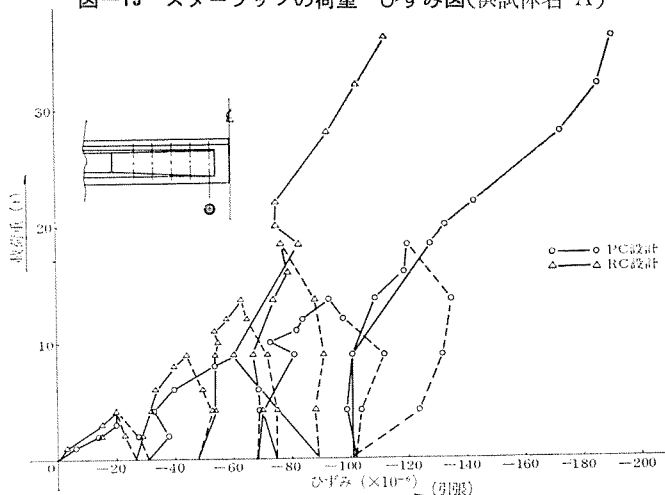
図-12 連続鉄筋(支点上)の荷重-ひずみ図(供試体名 A)



曲線においても同じであった。

d) ひびわれ状況について 中央支点上のスラブの荷重-ひびわれ幅曲線を図-11に、荷重-連続鉄筋ひずみ曲線を図-12に示す。ひびわれ幅曲線で共通していることは、径間中央にひびわれが発生する荷重、すなわち、設計荷重の約5倍まではひびわれはわずかずしか増加しないが、それを過ぎるとある期間は急激にひびわれ幅が大きくなり、また、それを過ぎると少しゆる

図-13 スターラップの荷重-ひずみ図(供試体名 A)



e) スターラップ筋応力とずれについて 図-13

にスターラップ筋応力と荷重との関係を示す。PC設計とは前述のとおり、D10を32cm間隔で、RC設計とは16cm間隔で、配置されている。総体的に数値が小さく、明確な判定はできないが、A桁では支点より離れた箇所では両者に差はみられず、支点近傍では間隔の大きいPC設計のほうが大きく出ている。また、B桁においては、支点より離れた所ではRC設計の方が大きくでており、支点近傍ではD=35tまではRC設計のほうが大きく、それ以上になるとPC設計のものが急激に大きくなっている。

このことはスラブと打継目の接合度合によって大きく変わることを示している。また、最大応力がせいぜい400 kg/cm²程度であることは、接合面のせん断抵抗が鉄筋と接合面との総合的な動きによって抵抗するものであることを示している。文献4)によると、合成面のせん断抵抗 τ_j は接合面の状態と鉄筋比(P)との相合作

用で $\tau_y = 8.64 + 35.8 \text{ kg/cm}^2$ で表わされ、そのときのずれ量は $50 \sim 60 \mu$ であるとしている。この桁では $P_{(PC)} = 1.0\%$ (P C設計), $P_{(RC)} = 1.2\%$ (R C設計) である。したがって、 $\tau_{(y)(PC)} = 44.4 \text{ kg/cm}^2$, $\tau_{(y)(RC)} = 46.2 \text{ kg/cm}^2$ である。 $P = 1 \text{ t}$ のときのこの桁のせん断力 τ は中央支点で単純ばりとしたとき 0.34 kg/cm^2 , 連続ばりとして 0.46 kg/cm^2 , 端支点は単純ばりとして 0.23 kg/cm^2 , 連

続ばりとして 0.12 kg/cm^2 ある。したがって、 τ_y/τ を計算すると 100 以上となり、ずれに関してはまったく安全側に設計されている。すなわち、ずれ量は 50μ に達することはない。しかし、中央支点付近では 100μ 以上に達している。これはスラブからの曲げクラックの影響によるものと思われる。その他のものは 10μ 程度であった。

図-14 きれつ発生状況(供試体名 A)

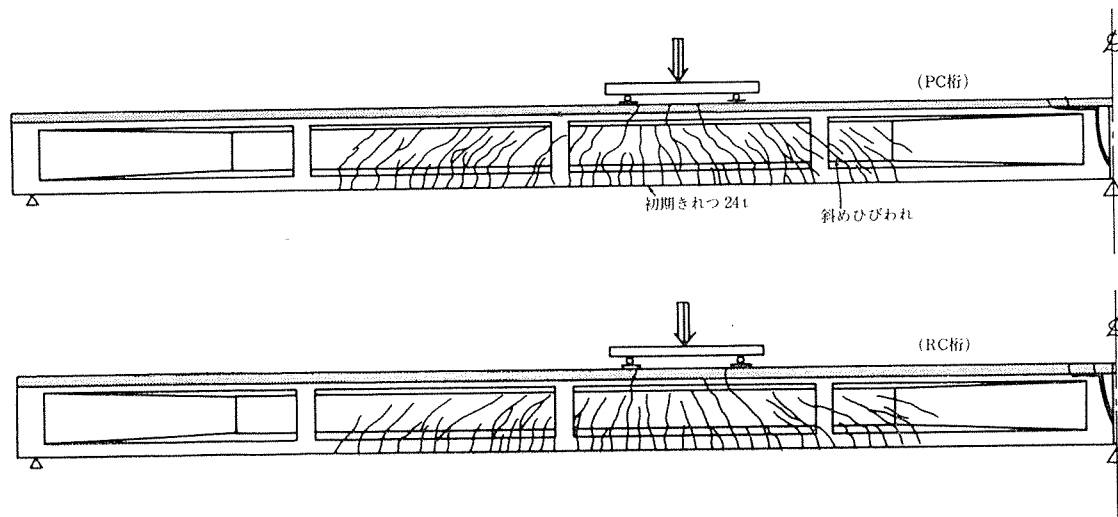
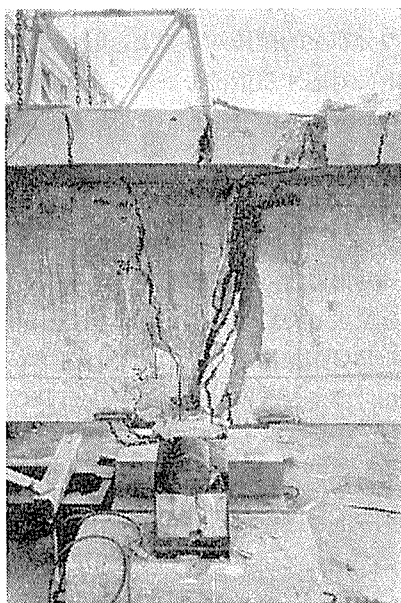


写真-1 A桁中央支点付近破壊状態

f) 破壊状況について

ひびわれの模様を図-15, 写真-1に示す。径間中央にひびわれが発生した時点、すなわち、設計荷重の約5倍付近を境として桁は速度を早めて、連続ばりから単純ばりに移行した。そして中央支点で最大モーメントを保持したままのヒンジ、すな



わち、塑性ヒンジは形成されなかった。これは現象的には中央支点付近の負曲げモーメント部に入ったひびわれはすべて打継目を経て、ウェブの間詰コンクリートの打継目に集中し、ひびわれの先端が早い時期、下縁近くに到達したためであろう。また、設計上からは、連続鉄筋の降伏応力が約3.6倍の設計荷重で生ずるという連続鉄筋の経済的なことによるのではないと思われる。

4. あとがき

以上の結果をまとめてみると以下の結論となる。

- 1) P Cプレキャスト桁と場所打R Cスラブから成り立ち、連続性を鉄筋にのみ期待するP C連続合成桁は設計荷重の約4~5倍までは連続桁として十分許容しうる。
- 2) 中央支点上スラブのひびわれ幅も十分許容値以内におさえられる。
- 3) 長期測定によるとクリープにより発生する拘束モーメントは、クリープ係数法によってほぼ推定できる。
- 4) 連続鉄筋の量によっては塑性ヒンジは期待できない。
- 5) 打継目のずれに関しては曲げクラックによって乱される以外は十分安全である。

なお、この実橋は首都高速7号線で10か月供用しており伸縮継手間隔が長くなり、走行性がよいことが確認されている。

参 考 文 献

- 1) プレキャスト・プレストレスト コンクリート橋「P C合成桁の実験と理論解析」
- 2) 坂・岡田：「プレストレスト コンクリート」朝倉書店
- 3) 日本道路協会：「P C道路橋示方書」
- 4) 工藤・笹 P. etc.：「コンクリート合成桁の接合面に関する研究」プレストレスト コンクリート, Vol. 9, No. 2.

1972. 2. 8・受付