

PCによる構造物の補強とPC構造物の設計・施工

昭和 56 年 1 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

PCによる構造物の補強とPC構造物の設計・施工

昭和 56 年 1 月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

目 次

プレストレスト コンクリート概念の世界の現況	1
------------------------------	---

FIP パーシャルプレストレッシングに関する
シンポジウム（ブカレスト）総括報告

（株）日本構造橋梁研究所 副社長 猪 股 俊 司

建築構造物の補修と補強	17
-------------------	----

京都大学工学部 教授 六 車 熙

PCによる構造物の補強の実例	29
----------------------	----

— 道 路 橋 編 —

首都高速道路公団工務部設計技術課 調査役 泉 満 明

PC鉄道橋の補修・補強	65
-------------------	----

国鉄構造物設計事務所 主任技師 橘 田 敏 之

代 理 補 佐 石 橋 忠 良

カンチレバー工法によるPC橋の設計・施工について	109
--------------------------------	-----

日本道路公団技術部 構造技術課長 御 子 柴 光 春

プレストレスト コンクリート概念の世界の現況

FIP パーシャル・プレストレッシングに関するシンポジウム（ブカレスト）総括報告

1. パーシャル・プレストレッシングの利点と定義

コンクリート引張応力発生を許さないフル・プレストレッシングとひびわれ発生を認めている従来の鉄筋コンクリートとの両極間を結ぶためにパーシャル・プレストレッシングの概念を導入する必要があることは広く世界的に認められている所である。

橋梁に主として採用されてきたフル・プレストレッシングによるPC構造物の挙動は必ずしも常に満足な結果を与えてきたとはいえない。変動荷重作用モーメントと永久荷重作用モーメントとの比の大きいI断面部材にあっては、部材断面引張縁側フランジに与えてある大きい圧縮応力による弾性及びクリープ変形の結果、大きい反りを生ずる事が多い。また部材断面引張縁側フランジに配置すべき緊張材本数が増加し、緊張材に対するコンクリートかぶりが過少となることもある。部材端には多数の定着具が配置されるとともに、大量の鉄筋が配置されコンクリート打ち、締め固めが容易でないこともある。

連続箱断面橋にあって、設計計算によると圧縮応力度しか作用していない部材区間でひびわれ発生がしばしば認められる。この種ひびわれ幅は時に数mmにも達し、わずかな量しか配置されていない鉄筋は完全に降伏していることがある。このひびわれは主として温度差または乾燥収縮及びクリープ変形差による内部拘束によるものであって、特に薄いスラブが厚い構造部分に結合されている場合に著しい。これら橋梁のあるものは配置されている鉄筋量が少ないため、破壊状態になっている場合も時に認められる。この構造物中温度差についての多くの国々での測定結果では、時に非常に大きい値となり、ひびわれなき構造物について弾性構造解析を実施すると発生するコンクリート引張応力度はコンクリート引張強度をはるかに越えていることが判かる。従ってプレストレス値を更に増加させると、緊張材及び定着具配置上の困難な問題を生ずる結果となり、時には鉛直方向プレストレッシングを必要とし、施工は益々煩雑となる。

しかしながらこの種引張応力発生をさけるためプレストレスの値を増加させる事は適当な対策とはいえないのである。すなわちコンクリートにわずかでもひびわれが発生すると、部材断面曲げ剛度または引張剛度は減少するので拘束力はほとんど消失するか、或いは著しく減少するか、するからである。従ってこの種拘束力は終局限界状態での破壊安全度検討にあって実用上は無視可能となるのである。全荷重作用に関する終局限界状態に関する安全度の条件が曲げ部材引張フランジ中の必要鋼材断面積（PC鋼材及び異形鉄筋断面積の総和）を決定するものであって、この鋼材断面積がひびわれ制御に関して十分なものであれば、温度拘束に対して更に鋼材断面積を付加する必要はないものである。

多くの試験研究によるとコンクリートに生ずる微細なひびわれは部材耐久性或いは腐食に対する安全性に不利な影響を与えるものでないことは明らかである。設計にあたってひびわれ幅を無害な値以下となるように制限するようにする事で十分である。ひびわれ制御に関する現在の知識によって十分この制限値を保証する事は可能である。ひびわれ幅を0.1mm～0.3mmの間に制限するに必要な鉄筋量は多くの設計規準に示されている最少鉄筋量以上である事は広く知られている。またこの鉄筋断面積比は、この鉄筋がひびわれ制御について有効に協同するコンクリートの断面積に対して定められる必要のある事は勿論である。

大きい桁の曲げ破壊試験を実施すると、载荷がひびわれ荷重をこえると共に、鉄筋量の少ない場合にはひびわれ開口は急激であることが知られている。これはグラウト注入緊張材、特に大きい緊張材の付着強度が小さいことによるものである。付着をおこさせた緊張材の付着強度は鉄筋の付着強度の20～40%にすぎないといわれている。従ってひびわれ時に異形鉄筋はその降伏点以上の引張応力をうけると付着は相当な範囲にわたって破壊される結果となる。

このような場合、直線ひずみ分布、完全付着の仮定によって求めた曲げ耐力値は完全には発揮されないこととなる

ことが試験結果から知られている。この事はひびわれ制御の点からのみならず、終局耐力に関する安全度の面からも、ポストテンション構造物にグラウトされた大きい緊張材使用にあたっては相当量の異形鉄筋を配置しておくことが必要となる理由である。

勿論この付着ある鉄筋は終局耐力に役立つと共にPC鋼材使用量を減少させるのにも役立つものである。また同時に構造物のひびわれ後の挙動をよりダクタイルなものとし、予見できない不測の荷重作用や温度応力に対する構造物の敏感性を減少させる利点がある。

以上のようにプレストレス力を減少させ、プレストレスの与えてない鉄筋断面積を増加させると、すなわちパーシャル・プレストレスングを採用することによってPC構造物挙動を改善させる事が可能である。すなわち、構造物使用性能の改善と共に構造細目が適切であれば、終局破壊安全度もまた改善されるものである。

パーシャル・プレストレスングは耐震構造物にとって特に望ましいものと考えられている。ニュージーランド Park 教授, Thompson, 等の研究によるとPC構造物の地震時ヒステレス エネルギー消散は鉄筋コンクリート構造物のそれに比較して小さいものとなる。1 質点系の地震応答を同一終局強度, 同一初期剛度, 同一減衰係数を有するPCと鉄筋コンクリートの両構造について求めると, PCでの変位応答値は鉄筋コンクリートでのそれより大きくなる。すなわち大きい変位応答はPC構造物においては非構造部材の被害が同じ強度の鉄筋コンクリート構造物の場合より大きくなるものと考えられる。同等変位の概念および被害は変位量に関連付けられるものと仮定すると, PC構造物に対する耐震設計に用いられる地震荷重係数は鉄筋コンクリートに対するそれより大とするのが適当である。この事からニュージーランドにあってはPC構造物に対する地震荷重は鉄筋コンクリート構造物に対する値の1.2倍と規定されている。

緊張材と鉄筋とを併用配置したパーシャル・プレストレスング構造物の変位応答 x を求めるにあたって, PC構造に対する水平荷重応答 $V_p(x)$ と, 鉄筋コンクリート構造に対する水平荷重応答 $V_r(x)$ とを組合わせて, パーシャル・プレストレスング構造物の応答 $V(x)$ は次式で理想化可能であると, Park 教授等は仮定している(図-1)。

$$V(x) = \alpha V_r(x) + \beta V_p(x) \quad \cdots \cdots (1)$$

ここに,

α = 鉄筋断面による曲げ耐力と全鋼材断面による曲げ耐力との比

β = 緊張材断面による曲げ耐力と全鋼材断面による曲げ耐力との比

$$\alpha + \beta = 1$$

上記理想化荷重～変位曲線を用いて地震応答を検討すると, α の増加すなわち鉄筋量の増加, 緊張断面減少, と共に, 変位応答は減少することが明らかとなっている。この研究結果から, ニュージーランド耐震設計にあって用いられる設計震度に対する荷重係数は, パーシャル・プレストレスングの場合, 1.0と1.2との間で選定してよいこととなっている。

曲げ部材にあって同一曲げ耐力を有するように, 緊張材断面積を減少させ曲げ耐力減少を補償するための鉄筋を付加するならば, 交番繰返し載荷時の荷重～撓み, 或いは荷重～断面曲率のヒステレス曲線は次第にその幅がふくらみ, エネルギー消散量が増大されう事は京大六車教授, 建研岡本伸, 猪股博士, 等の論文でも明らかであり, 耐震設計上注目すべき点である。すなわちこの耐震設計上からもパーシャル・プレストレスングの有利性は明らかとされている。

以上のようにパーシャル・プレストレスングの利点は世界的に広ろく専門の実務家, 研究者のすべてによって認められている事は重要な点である。しかしながら, パーシャル・プレストレスングの定義の点となると現在の所統

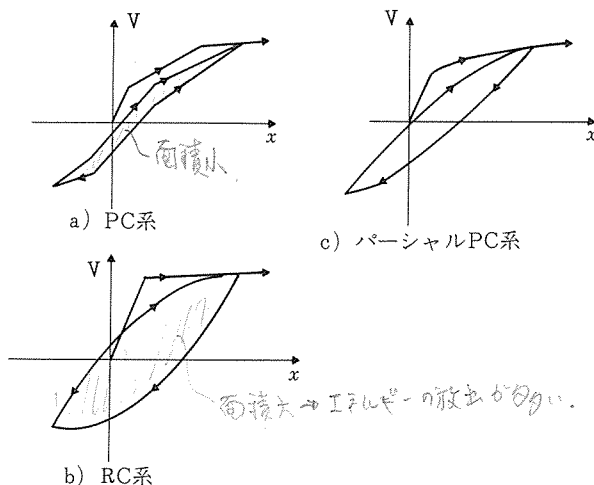


図-1 PC, パーシャルPC及びRC系についての荷重～変位理想化曲線

一的なものはない。

国によりPCをⅠ種、Ⅱ種およびⅢ種に分類したり、full, limited, partialの3種類に分類したりしており、一般的パーシャル・プレストressingにはどの分類のPC（勿論Ⅰ種及びfullは除外）を含むのかという点では明確ではない。分類も或る国ではひびわれなき全断面有効としての計算コンクリート引張応力度をもととしたり、使用状態でひびわれ幅による部材のひびわれ挙動をもととしたりしている。時にはひびわれ断面について求めた引張鋼材引張応力度増加量をもととして分類していることもある。従ってパーシャル・プレストressingの定義にPC分類の1つのクラスのみを含める場合もあるし、2つのクラスを含める事もあるが国によってばらばらで、世界的統一がないのが現状である。

しかしながら、パーシャル・プレストressingの概念が、引張応力発生を許さない当初のプレストressing概念と、ひびわれ発生を前提とする古典的鉄筋コンクリート概念との中間を埋めるためのものであるとすれば、より広く上記2概念のいずれにも該当しないものを、パーシャル・プレストressingとするのが適当であるといえる。

例えばデンマーク RostamはDecompression Moment, M_d ,（断面引張縁コンクリート応力度が0となる曲げモーメント）、と使用状態でのモーメント M_{g+q} との比が、0をこえ、1.0未満であれば、これをパーシャル・プレストressingと呼ぶべきであるとしている。

$$0 < \frac{M_d}{M_{g+q}} < 1.0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

M_d = 断面引張縁コンクリート応力が0となる曲げモーメント (= Decompression Moment)

M_{g+q} = 使用状態での永久荷重作用 g 、変動荷重作用 q の組合せによる曲げモーメント

従ってこの (M_d/M_{g+q}) の値が1.0以上であればフル・プレストressingであり、0であれば鉄筋コンクリートと定義される。

コンクリート断面にプレストレスを作用させる目的は使用状態での部材断面挙動を改善することにあるから、上記の定義は部材使用状態での挙動に関するプレストressingの影響の程度を判断する上からは適当であると考えられる。また(2)式を満足する程度にプレストレスを与えたものはすべてパーシャル・プレストressingのカテゴリーに含められ非常に明確である。

これに対しアメリカ Naaman教授は曲げに抵抗する緊張材と鉄筋との両者が配置されている部材はすべてこれをパーシャル・プレストressingと定義している。従って必要な曲げ破壊耐力がPC鋼材断面のみで与えられているならば、これをフル・プレストressingと定義し、使用状態でコンクリートにひびわれ発生を仮定するか否かとは無関係であるとしている。この定義は従来例のない全く新しい提案であるが、これはあとで述べる設計法に関するものである。Naaman教授はすべて終局破壊状態をもととして、鉄筋コンクリート、パーシャル・プレストressingのすべてのコンクリート断面をカバーできる統一的な設計法を提案しようとするため、全く前例のない定義を用いたのである。

以上のようにパーシャル・プレストressingの定義は国により、各研究者により、非常に異なっているがこれを世界的に統一する事は重要であり、また急を要することである。

同様にコンクリート断面に与えられているプレストressingの程度を表わすために用いられるパラメーターの表現方法にも相当なばらつきがある。最も一般的なパラメーターは(2)式の (M_d/M_{g+q}) 比を用い、

$$\lambda = \frac{M_d}{M_{g+q}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

λ を degree of prestressing (プレストレス度) と呼んでいる (図-2)。

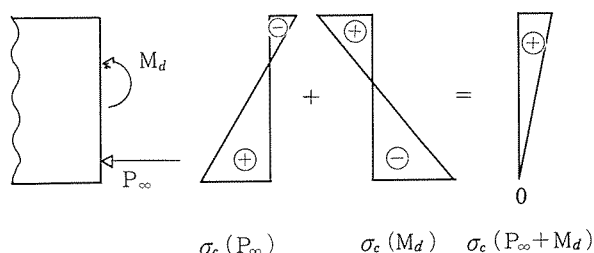


図-2 プレストress力 P_∞ と Decompression Moment M_d による応力分布

このパラメーターは使用状態での挙動に対するプレストレッシングの程度の影響を表わすには適当といえる。例えば(3)式の λ -値が0.6であるパーシャル・プレストレッシングにあっては使用時全曲げモーメントの60%の曲げモーメントが作用したとき断面引張縁コンクリート応力度は0となることを示すもので、断面挙動を判断するのに便利なものである。

しかし一方では次のような欠点もある。ひびわれなき断面を仮定し、断面引張縁にいかほどのコンクリート引張応力度が生じているかを求めると、引張応力度 σ_{ct} は引張縁に関する断面係数を W_t とするととき、

$$\sigma_{ct} = \frac{M_d - M_{g+q}}{W_t} = (\lambda - 1) \frac{M_{g+q}}{W_t} \quad \dots\dots\dots (4)$$

と与えられ、断面コンクリート引張応力度は M_d と M_{g+q} との差に比例するの、(3)式のパラメーターは M_d と M_{g+q} との比である。従って(3)式のパラメーターでは断面にいかほどのコンクリートプレストレスが与えられているかを表わすには利用できない。また発生するコンクリート引張応力度は断面形状に関係する。従って λ が大きくとも発生するコンクリート引張応力度が大となることもある。これはデンマークのRostamによって指摘された所で、実際の橋梁断面について右のような結果を与えている。

従って(3)式の λ -値は断面がフル・プレストレッシングであるか($\lambda \geq 1.0$)、パーシャル・プレストレッシングであるか($0 < \lambda < 1.0$)、プレストレッシングされていないか($\lambda = 0$)、等の分類目的にしか利用できないものであるとしている。

λ	σ_{ct} (kg/cm ²)
0.80	- 50
0.77	- 48
0.75	- 47
0.62	- 40
0.43	- 17

Naaman 教授はPC鋼材断面による曲げ耐力 $[M_u]_p$ と、全引張鋼材断面(PC鋼材及び鉄筋断面)による曲げ耐力 $[M_u]_{p+s}$ との比を用いてパーシャル・プレストレッシング比、PPR、を定義している。

$$PPR = \frac{[M_u]_p}{[M_u]_{p+s}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

この値はPark教授が(1)式で用いた係数 β と一致している。緊張材と鉄筋との両者が配置されている部材のひびわれ後の挙動を検討するには(5)式のパラメーターが既に(1)式で与えたようにより有効であると考えられる。特に交番荷重をうける場合のヒステレス曲線形状を推定するには便利である。

以上のようにパーシャル・プレストレッシングの定義及びプレストレッシングの程度を表わすパラメーターに関して現在世界共通のものは未だ決定されていない。従って統一的かつ世界共通の定義及びパラメーターが一日も早く定められることが望まれる。

2. 設計法及び設計諸規準

既述のようにパーシャルプレストレッシングの定義自身にも多くの論議があるように断面設計法についても多くの論議がある。一般的に断面一次算定法として、(1)使用限界状態をもととするもの、(2)終局破壊限界状態をもととするもの、の2つである。勿論前者にあっては終局破壊限界状態の、後者にあっては使用限界状態の、それぞれの必要条件を満足しなければならないことは当然である。前者はイギリス Bennett 教授、スイス Bachman 教授、西ドイツ Leonhardt 博士、等の提案設計法であり、後者はアメリカ Naaman 教授の提案算定法である。

前者でも Bennett 教授と Bachman 教授、Leonhardt 博士 等とでは少しく異なるがその断面算定出発点は同一である。

2.1 Bennett 教授の算定法

- (1) 許容ひびわれ幅に応じて仮想引張応力度 σ_f (これは全断面有効としたときのコンクリート引張応力度でコンクリート引張強度以上の値である)を選定する。この σ_f の値はイギリス規準 CP 110 によって求めるか、或いはひびわれ幅 w と σ_f との関係を次式で求める。

$$w = 435 \times 10^{-6} \cdot c \cdot \sigma_f \quad (\text{単位 mm, N}) \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、

c = コンクリートかぶり

Bennett 教授はこの仮想引張コンクリート応力度をプレストレスングの程度の指標と考えている。

(2) 引張縁コンクリート引張応力度が σ_f となるための必要断面係数 W は P C 断面算定法によって次式で定まる。

$$W > \frac{M_g + M_q - \eta M_{\min}}{\eta \sigma_{cp} + \sigma_f} \dots\dots\dots (7)$$

ここに、

M_g = 全永久荷重作用モーメント

M_q = 変動荷重作用モーメント

$M_{\min}$ = プレストレスを与える時のモーメント (一般には自重モーメント)

η = コンクリート有効プレストレスと初プレストレスとの比

σ_{cp} = プレストレスを与えた直後のコンクリート許容圧縮応力度

更に永久荷重作用のみの状態でひびわれ開口がないようにするため断面がすべて圧縮応力状態にあることが必要であれば、

$$W > \frac{M_g - \eta M_{\min}}{\eta \sigma_{cp}} \dots\dots\dots (8)$$

以上から必要な断面係数を有するコンクリート断面寸法、形状を試的に決定し、断面諸元を計算する。

(3) 決定された断面両縁について必要なプレストレスの値を定め、プレストレスング力及び偏心量を決定し緊張材配置を実施する。この計算法には従来の P C 断面プレストレスング算定法がそのまま適用される。

(4) 破壊終局モーメントを計算し、終局破壊状態での安全度に関する条件を満足するに必要な付加鉄筋断面積を求める。

(5) 使用状態モーメント M_{g+q} に対する断面応力度及び中立軸深さを求める。これには偏心軸力 (プレストレスング作用) と M_{g+q} とを受ける鉄筋断面としての計算をすればよい。

(6) 撓み計算が必要な場合にはモーメント撓みの bilinear 理想化曲線を用いるか、等価有効断面 2 次モーメント法を用いるか、すればよい。鉄筋断面積を増加させると撓みは減少させられる。

(7) ひびわれ幅算定が必要であれば、FIP-CEB 規準の計算式またはその他の規準に与えられる計算式を用いる。この場合ポストテンション部材でグラウト注入緊張材断面積は引張鉄筋断面積 A_s に含ませないのがよい。このひびわれ幅も鉄筋断面積増加により減少させられる。

(8) 疲労に関する検討の必要性がある場合には変動荷重作用による緊張材及び鉄筋応力変動幅を計算し、これらをそれぞれの鋼材疲労限と比較する。

2.2 Bachman 教授の算定法

(1) 適当なプレストレスング度のパラメーター値 λ (3) 式) を定める。これから断面に引張応力度の生じない曲げモーメント値 $M_d = \lambda \cdot M_{g+q}$ が定まる。

(2) 曲げモーメント M_d に対して断面に引張応力の生じないために必要なプレストレス力及び偏心量を求める。これから緊張材断面積 A_p 及び緊張材タイプが選定される。

(3) 鉄筋断面積の算定

終局破壊限界状態での所要曲げ破壊安全度がえられるよう必要鉄筋断面積を定める。

$$M_u = \gamma_g \cdot M_g + \gamma_q \cdot M_q = A_p \cdot f_p \cdot z_p + A_s \cdot f_{sy} \cdot z_s$$

$$A_s = \frac{1}{f_{sy} \cdot z_s} (M_u - A_p \cdot f_p \cdot z_p) \dots\dots\dots (9)$$

z_p, z_s (図-3)、等は十分な近似度で容易に推定

可能である。

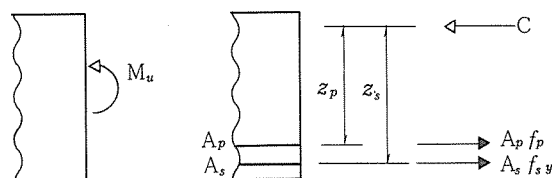


図-3 終局モーメント M_u 作用時内力

(4) 鉄筋配置

鉄筋配置構造細目が適切であればひびわれ幅算定は2次的な意味しか有していない。ひびわれ幅算定式は必ずしもあらゆる可能な影響をすべて含んでいるものではないので鉄筋配置方法については次の細目を守ること十分である。

a) プレストレッシング度の大きい ($\lambda > 0.7$) 場合で、必要な破壊安全度が鉄筋なしで満足されうる場合でも最少鉄筋断面積を配置する必要がある。また鉄筋直径は細いもので緊張材をとりかこみ、グリッド状となるよう狭い間隔でスターラップでかこむ。最少鉄筋比は、

— 曲げ引張区間、ひびわれ引張区间断面積の 0.2 ~ 0.3 %

— 軸引張区間、ひびわれ引張区间断面積の 0.5 ~ 0.7 %

以上の数値の小さい方はコンクリート品質の低い場合に相当する。

b) 中程度プレストレッシング度 ($0.4 < \lambda < 0.7$) の場合には、軸方向鉄筋特に最外側配置の鉄筋は上記 a) の条件で必要となる鉄筋より太い直径の鉄筋とする。

c) プレストレッシング度の小さい ($\lambda < 0.4$) 場合には鉄筋は全鋼材の大部分を占め、配置方法は通常の鉄筋コンクリート構造物で採用される原則に従う。

以上はポストテンション部材で、グラウト注入をした場合であって、プレテンション部材で緊張材が異形であり、破壊安全度の点から付加鉄筋不要の場合には、特に鉄筋を配置する必要はないであろう。

(5) 疲労荷重作用をうける部材に対してのみ応力計算を実施する。

— 引張縁に最も近い鉄筋応力増加 $\Delta\sigma_s$

— 引張縁に最も近い緊張材応力増加 $\Delta\sigma_p$

— 圧縮縁コンクリート応力度 σ_c

$\Delta\sigma_s$, $\Delta\sigma_p$, σ_c は軸力及び曲げをうける鉄筋コンクリート断面についての算定方法を用いる (図-4)。

あらゆる損失終了後のプレストレス力 P_∞ を軸方向力として用いる。正確には緊張材

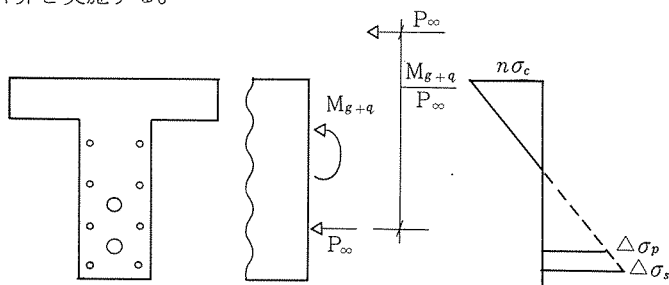


図-4 ひびわれ断面応力分布

図心位置コンクリート応力度が0となるとき P_d を用いる必要があるが、実用的には P_d より少しく小さい P_∞ を用いてよく、安全側結果が与えられる。上記の計算にあたってヤング係数比 n は10としてよい。

Bachman 教授はパーシャル・プレストレッシング構造物の特徴として以下の事を示している。

- (1) パーシャル P C 部材引張区間ひずみは鉄筋コンクリート部材のそれより小さい。
- (2) プレストレッシング度を特に大きくすることはしばしば無意味である。 $0.4 < \lambda < 0.7$ の範囲のプレストレッシングで既に $\Delta\sigma_s$, $\Delta\sigma_p$ は鉄筋コンクリート断面の鉄筋引張応力より相当小さい。 $\lambda > 0.7$ とすれば更に小さくなるが、鉄筋配置方法について入念な検討をしておけば引張側ひびわれは非常に細いもので肉眼での発見は容易でない。一方プレストレッシング度を大とすると P C 鋼材重量が増大するのみならず、反りが大となる不利な面がある。従って λ 値は $(A_p + A_s)$ が最少となるよう選定する必要がある。
- (3) 永久荷重作用のみの状態でもパーシャル・プレストレッシングは許容されるべきである。設計基準のあるものは永久荷重作用のみの状態ではコンクリート引張応力の生じないことを要求しているものがある。このことは永久荷重作用モーメントと全荷重作用モーメントとの比以上に λ を選定することである。すなわち

$$\lambda \geq \frac{M_g}{M_g + M_q}$$

しかしながら λ 値は 0 と 1.0 との間で設計者の判断によって構造物の目的に合致するよう任意の値に選定されなければならない。

(4) 変動荷重作用の大きい場合は λ 一値を (M_g/M_{g+q}) 一値より大きく選定するのがよい。図-5 には計算の 1 例を示してあるが、変動荷重作用による鉄筋応力度を (M_g/M_{g+q}) の比の関係で与えたものである。図中の実線は $\lambda > (M_g/M_{g+q})$ に対するものである。緊張材 $\Delta\sigma_p$ についても同様な曲線がえられる。

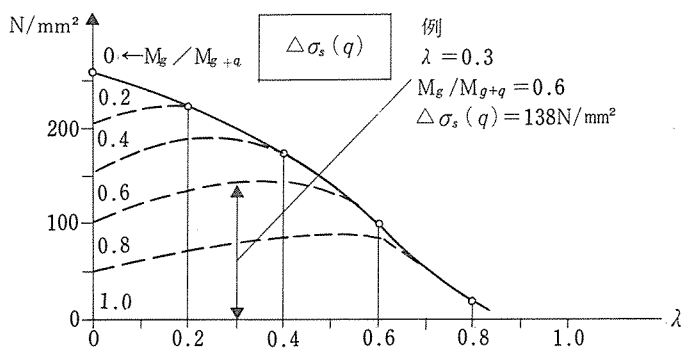


図-5 変動荷重作用による鉄筋引張応力度

図-5 から明らかなことは、応力度増加 $\Delta\sigma_s(q)$ は (M_g/M_{g+q}) 一値が減少するほど大となるが、変動荷重作用による応力増を $\lambda > (M_g/M_{g+q})$ と選定することで減少させることが可能となる。

(5) パーシャル P C 部材の疲労挙動は鉄筋コンクリートの疲労挙動と比較することで検討されうるものである。実験によると疲労破壊は鉄筋疲労によって生ずるのが普通である。緊張材接続具を大きい応力変動区間に配置するときは上記の事は成立しない。よって接続具をやむをえず応力変動の大きい区間に配置するときは、この区間に十分な鉄筋配置が必要となる。従って疲労の問題はパーシャル・プレストッシング特有のものではなく、一般の場合この方が鉄筋コンクリートよりも有利である。鉄筋の疲労の確率が大きいのであるから、問題は疲労荷重作用を受ける鉄筋コンクリートの問題と本質的に異なる所はないのである。

(6) パーシャル・プレストッシングの P C 鋼材応力度はフル・プレストッシングの場合と同一としてよく、載荷による緊張材引張応力度の絶対値を特に計算する必要はない。使用状態でのパーシャル P C 構造物挙動は、ひびわれによる鋼材応力増加による付加ひずみに主として関係する。P C 鋼材応力がその比例限をこえない限り緊張材引張応力絶対値は使用状態構造物挙動に影響しないものである。従って初引張応力度 σ_{p0} はフル、パーシャルいずれに対しても同一としてよい。

以上は Bachman 教授の提案設計法である。Leonhardt 博士の設計法もほとんど同一であるが、 λ 一値を選定するにあたって全引張鋼材材料費を最少とできるようにする(図-6)ことを述べている。図-6 では P C 鋼材単価を鉄筋単価の 3 倍と仮定した場合である。一般に部材断面形状によっても異なるが、全引張鋼材工費を最少とできる λ 一値は、0.45 ~ 0.60 の間にある。

鉄筋配置細目は鉄筋最大間隔とひびわれ幅とに密接な関係があるので、鉄筋最大間隔はひびわれ許容幅によって定められるべきであるとして、引張区間鉄筋間隔を下表のように規定している。

ひびわれ幅許容値 (mm)	0.1	0.2	0.3
鉄筋間隔最大値 (mm)	80	120	160

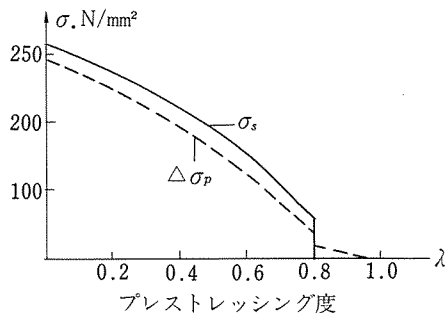
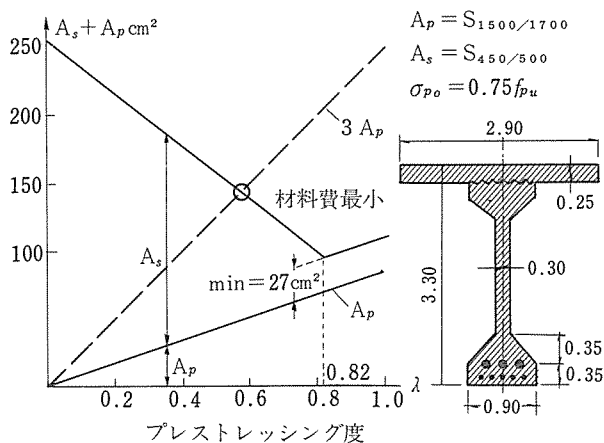


図-6 プレストッシング度 λ による引張鋼材応力度変化と全引張鋼材断面面積変化

繰返し変動荷重成分が永久荷重作用の約70%以下であれば、プレストレスング度 λ を矩形断面で 0.4，I 断面で 0.5，以上に選定すれば疲労の問題はおこらないので，鉄道橋にもパーシャル・プレストレスングは利用できる。

更に Leonhardt 博士はパーシャル・プレストレスングとせん断，振りの設計に関して論じている。せん断，振りによる主引張応力度を制限するため，腹部に鉛直または傾斜プレストレスングを実施する例がしばしばみられるが，この種プレストレスングは多くの場合全く不用であると Leonhardt 博士は論じている。その理由として彼自身の経験によるとこの種傾斜せん断ひびわれは PC 橋で全く認められていないからである。この種ひびわれは引張縁コンクリート応力が 0 となるモーメント M_d より大きい曲げを生ずる荷重作用のある場合に限られるもので，使用状態曲げモーメントより相当大きい曲げモーメント作用である。もしせん断力の大きい場合でもパーシャル・プレストレスングではコンクリート分担せん断力成分を増加させられ，腹鉄筋量は減少させられる。スターラップ間隔を狭いものとするとなれば万一傾斜ひびわれ発生があってもその幅は非常にせまいものとなる。

ドイツでの例としてスパン 130m，6 車線幅 30m の道路橋で，ウェブ 2 本配置した断面を用いた。最大せん断応力度は使用状態で 58 kg/cm^2 ，主引張応力計算値は 38 kg/cm^2 であったが，腹部プレストレスングは実施せずスターラップ間隔を中間支点近くで 8cm としただけである。更に付加傾斜スターラップも配置したが，全く傾斜ひびわれは認められていない。

2.3 Naaman 教授の設計法

鉄筋コンクリート，パーシャル，フル・プレストレスト・コンクリートのすべてに適用可能な統一的曲げ断面算定法を提案しようとするものである。曲げ破壊耐力についていえば，これら 3 者とも類似の挙動（圧縮コンクリート区間の圧縮合力は全引張鋼材引張力と釣り合う）を示すものであるから，終局強度設計を基準とした統一的設計法を提案する事は合理的である。ACI 規準による終局破壊に関する条件を満足させるには，鉄筋コンクリート及びフル・プレストレスト・コンクリート（既述のように Naaman 教授によれば PC 鋼材断面のみで所要曲げ耐力がえられる断面はフル PC である）の各断面について，与えられた断面寸法，材料について未知量は 2 つすなわち引張鋼材断面積， A_s または A_p ，及び中立軸深さ x ，である。断面についての釣り合い条件式は 2 つあるので，解は求まる。

一方パーシャル PC では 3 つの未知量すなわち，鉄筋断面積 A_s ，緊張材断面積 A_p ，及び中立軸深さ x ，である。断面についての釣り合い式は 2 つしかないので，今 1 つの方程式を与えないと解は求まらない。この方程式は (5) の PPR 値にある値を与えることで求められる。この PPR 値を定めるにあたって，破壊安全度の条件を満足できると共に，ひびわれ幅，撓み，疲労，等に関する使用時の設計規準をも同時に満足できるようにする必要がある。

Naaman 教授は電子計算機を用い実用的各種断面形状につき，ACI の使用限界状態必要条件を満足できる上記 PPR 値を求め，次表のように一般の設計に用いてよい PPR 値を提案している。

PPR 値

断面形状	PC 鋼材許容応力変化の範囲			
	$0.10 f_{pu}$		$0.06 f_{pu}$	
	$\phi = 0.50$	$\phi = 0.70$	$\phi = 0.50$	$\phi = 0.70$
Single T	0.40	0.60	0.45	0.70
Double T	0.50	0.60	0.55	0.70
矩形スラブ	0.85	0.85	0.85	0.85
中空版，I または箱断面	0.65	0.65	0.65	0.65

注 ϕ ：疲労を生ぜしめると考えられるほど多数回作用する変動荷重作用成分と全変動荷重作用との比

Naaman 教授は ACI 規準の終局強度設計法を基準とし，パーシャル PC 断面の鉄筋断面積算定フローチャートを与えている。勿論出発点として PPR 値を仮定する必要がある，これには上記の表を参照とする。最終的に求められた A_s ， A_p 配置断面の使用状態挙動を検討し，必要あれば PPR 値を変えて再び計算を繰返す。

以上の設計法にあってNaaman教授は使用状態検討としてひびわれ幅算定を実施し、これを規準の許容値と比較するとしている。しかし現在提案されている各種ひびわれ幅算定法がいかに異なる結果を与えるかについて、同一断面例を用いて図-7のような結果を与えている。

この図から明らかなようにひびわれ幅算定法として提案されている多くの計算式による計算結果は非常にばらつくことが認められ、将来の研究検討が必要としている。

2.4 ひびわれ幅、疲労に関する検討、等

図-7でも明らかなように各種ひびわれ幅算定法間のばらつきは大きい。また算定法も単純なものから、複雑なものまで、実にばらばらである。一方Leonhardt博士等はひびわれ幅と鋼材腐食との間には必ずしも明確な関係が認められないことから、耐久性についてはコンクリートかぶりを増加させ、コンクリートを密実とすることがより重要であるとしている。従ってひびわれ幅を制限することは腐食に対するよりは外観に対する方がより重要な要件であるとしている。容易に肉眼で認められるひびわれは一般の人々には損傷とみえたり、或いは危険の前徴とうつるからである。しかしながら外観上の理由からいかにどの幅に制限すべきかの定説は現在の所ない。

以上の事からBachman教授、Leonhardt博士、フランスXercavins、イギリスBobrowski、等は設計にあたってひびわれ幅を算定することは二次的な意味しかないとし、ひびわれ制御の点からは鉄筋配置の構造細目の方がより重要であるとしている。以上の事から既述のように最少引張鉄筋断面積、鉄筋間隔、等に関する規定を設け、ひびわれ幅を算定しないこととしている。

ひびわれ制御にあたって問題となる点はポストテンション方式でグラウト注入緊張材が、ひびわれ制御用引張鋼材としていかほどの効果があるかの問題である。大きい緊張材の付着強度は鉄筋のそれに比して著しく小さいことから、Bennett教授、Bachman教授、等は直接付着ある場合を除き緊張材断面積をひびわれ制御引張鉄筋断面には含めないのがよいとしている。

一方ニュージーランドCormackは、ニュージーランド規準では緊張材が適当な大ききで、引張縁に近く配置されているならば緊張材断面を異形鉄筋と共にひびわれ制御に有効としてよいことにして述べている。

フランスではXercavinsによると、鉄筋引張応力度を 225 N/mm^2 に制限することで、ひびわれ制御を実施し、コンクリート表面に近く周長 1 m 当り $2 \sim 3 \text{ cm}^2$ の表面鉄筋配置が要求されている。鉄筋引張応力算定にあたって、グラウト注入緊張材のヤング係数比は直接付着ある鉄筋に対するヤング係数比の $1/2$ ($n=7.5$)とすることで、付着品質差を見込んでいる。

Dumitrescuによるとルーマニア規準では各鋼材に対するヤング係数比は次式で与えてある。

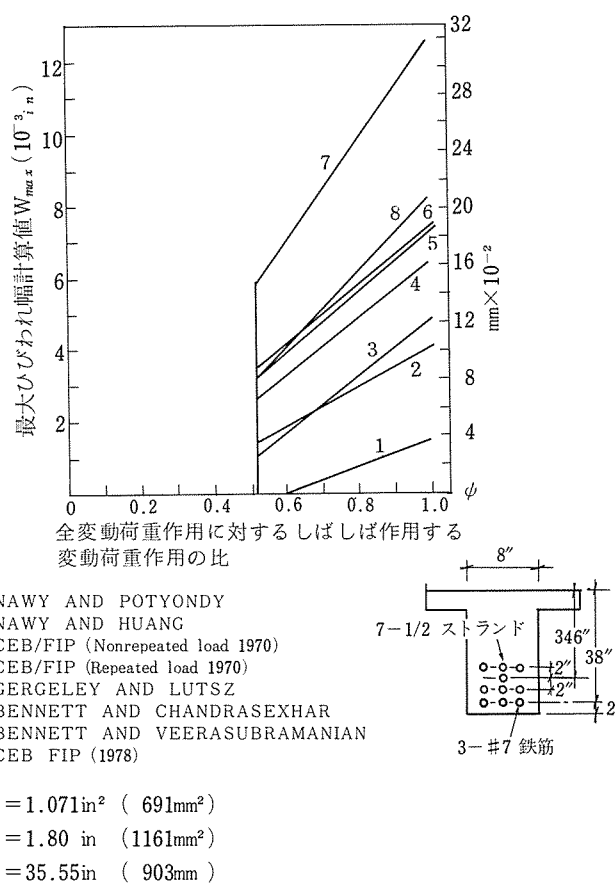


図-7 各種ひびわれ幅算定式による最大ひびわれ幅計算比較

$$\left. \begin{aligned} n_p &= (1 + 0.8 \varphi \gamma) \frac{E_p}{E_c} \\ n_s &= (1 + 0.8 \varphi \gamma) \frac{E_s}{E_c} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 φ = クリープ係数

γ = 永久荷重作用と全荷重作用との比

E_p, E_s, E_c = P C 鋼材、鉄筋およびコンクリートのヤング係数

上式は緊張材についても付着は完全としていることに相当する。

大きい緊張材の配置された大形部材についてのひびわれ試験の例はその数が少なく、付着の比較的良好な実験室での小形部材についてのひびわれ試験結果と対比する事は困難であるため、実際の構造物にあってグラウトされた緊張材断面積がひびわれ制御用引張鋼材として有効であるか否か更に研究が必要であろう。

疲労耐力の検討にあたって引張鋼材引張応力度変動量を計算するが、この場合にもヤング係数比 n の値によって計算結果は異なる。フランス規準のように緊張材に対するヤング係数比を鉄筋のその 1/2 とすると、疲労耐力検討では鉄筋が常にクリテカルなものとなる。これは実験による疲労破壊現象と良く一致している。

イギリス Bobrowski は P C 鋼材疲労強度は S-N 曲線または Goodman 図を利用して定められるとしている。スランドの S-N 曲線は 10^7 回繰返し応力変動幅が引張強度の 10% (下限 $0.6 f_{pu}$, 上限 $0.7 f_{pu}$) であれば疲労破断はないとしている。応力変動幅が $0.30 f_{pu}$ (下限 $0.4 f_{pu}$, 上限 $0.7 f_{pu}$) のときの疲労限は 100,000 回繰返しである。異なる応力変動幅の繰返し回数累加影響を Miner 則によって求めてよい。すなわち、

$$\sum \frac{n_i}{N_i} < 1.0 \dots\dots\dots (11)$$

ここに、

N_i = 或る応力変動幅に対する疲労破断繰返し载荷回数

n_i = 構造物に作用する同上応力変動幅载荷回数

(11)式左辺には部分安全係数 (γ) を乗ずる必要があり、この値を付着の程度に応じて次のように与えた。

$\gamma = 1.25$ P C 鋼材に対し、

$\gamma = 1.50$ 良好な付着ある P C 部材

$\gamma = 2.00$ 中程度の付着ある P C 部材

3. 実験的研究

鉄筋を併用配置した P C 部材挙動を更に明らかとすることを目的とした多くの実験的研究の報告がなされた。

オーストラリアの Warner はひびわれ発生後のパースナル P C 曲げ部材挙動に関する実験を 16 本の桁について実施し、表面ひずみ、断面曲率、ひびわれ幅、撓み、等を短期载荷時及び繰返し载荷時について測定した。

曲げモーメント～曲率関係は図-8 のように表わして、十分実験結果と一致していると報告されている。図中の P 点はプレストレスングモーメントによる負の曲率点を示し、曲率は $(1/r)_p$ である。C 点はひびわれ点で曲率は $(1/r)_c$ で PC 直線はひびわれなき状態に関するものである。 $\overline{CY}$ 直線はひびわれモーメントから、最初に鉄筋が降伏する点 Y までのものであって、 M_y に対する曲率は $(1/r)_y$ である。従ってモーメント 0 から M_y までの変化に対する曲率変化は $(1/r)_y - (1/r)_p$ である。ひびわれなき断面について P 点および C 点はコンクリー

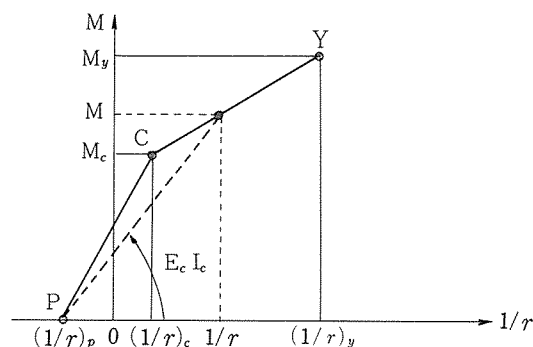


図-8 Bilinear $M \sim (1/r)$ 関係

ト全断面有効として容易に求まる。ひびわれなき断面の断面 2 次モーメントを I_g とすると、

$$(1/\gamma)_c = \frac{M_g}{E_c \cdot I_g} + (1/\gamma)_p \quad \dots\dots (12)$$

鉄筋が最初に降伏するモーメント M_y に相当する点 Y を定めるにはひびわれ断面につき応力直線分布を仮定して容易に計算される。 M_y に対する中立軸を x_y とすると次のようになる(図-9)。

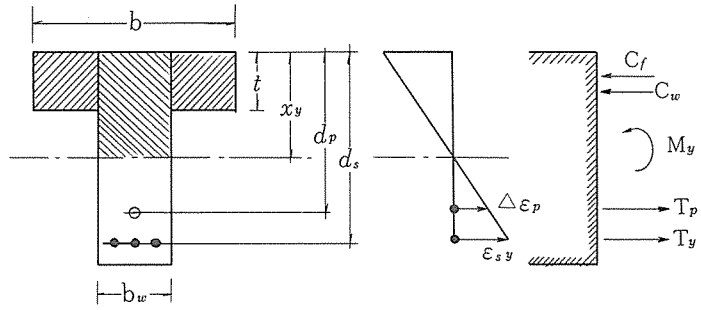


図-9 ひびわれ断面，鉄筋降伏時 ($x_y > t$ の場合)

$$x_y = \sqrt{u^2 + 2v} - u \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{T_y + T_{p0}}{E_c \cdot b_w \cdot \epsilon_{sy}} + \frac{E_p \cdot A_p}{E_c \cdot b_w} + \frac{b - b_w}{b_w} t \\ v &= \frac{T_y + T_{p0}}{E_c \cdot b_w \cdot \epsilon_{sy}} \cdot d_s + \frac{E_p \cdot A_p}{E_c \cdot b_w} \cdot d_p + \frac{b - b_w}{b_w} \cdot \frac{t^2}{2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (14)$$

以上の式において T_y は鉄筋降伏引張力であって

$$T_y = A_s \cdot f_{sy} \quad \dots\dots\dots (15)$$

T_{p0} はコンクリート応力 0 のときの P C 鋼材引張力であって、プレストレスによる緊張材位置 コンクリートひずみ ϵ_{ce} と、有効プレストレス力による緊張材ひずみ ϵ_{pe} とを用い次式で与えられる。

$$T_{p0} = A_p \cdot E_p \cdot (\epsilon_{pe} + \epsilon_{ce}) \quad \dots\dots\dots (16)$$

x_y が求められると、

$$\begin{aligned} M_y &= T_y \cdot d_s + T_{p0} \cdot d_p + A_p \cdot E_p \cdot \epsilon_{sy} \frac{d_p - x_y}{d_s - x_y} \cdot d_p \\ &\quad - \frac{1}{6} E_c \cdot \epsilon_{sy} \cdot \frac{x_y^3}{d_s - x_y} \cdot b_w \\ &\quad - \frac{1}{6} E_c \cdot \epsilon_{sy} \cdot (b - b_w) \frac{3x_y - 2t}{d_s - x_y} t^2 \quad \dots\dots\dots (17) \end{aligned}$$

$$(1/\gamma)_y = \frac{\epsilon_{sy}}{d_s - x_y} \quad \dots\dots\dots (18)$$

Y 点の算定には相隣れるひびわれ間引張コンクリートの補剛効果を見捨ててある。引張コンクリート補剛効果はひびわれ発生直後で最大、 M_y に近づくと共にこの効果は減少するものと仮定できる。以上の bilinear 関係式は実験結果と良く一致している。フル・プレストressing の場合ひびわれ発生後すなわち過大載荷作用の範囲にあって、上記 bilinear 関係は引張区間コンクリートの補剛効果を過少に見積ることとなり、曲率を過大に見込む結果となるが、パースナル P C では実用上十分である。鉄筋コンクリートについても良く一致する。

撓み計算では曲率を部材に沿って 2 回積分すればよいが、実用計算にあっては換算曲げ剛度 ($E_c I_e$) を用いて撓み計算用弾性計算式を適用してよい。

$$E_c I_e = E_c I_g - (E_c I_g - E_c I_y) \frac{M - M_c}{M_y - M_c} \quad \dots\dots\dots (19)$$

$$E_c I_y = \frac{M_y}{(1/\gamma)_y - (1/\gamma)_p} \quad \dots\dots\dots (20)$$

$E_c I_e$ は危険断面でのモーメント M を与える荷重状態での撓みの全変化量を計算するのに使用されるもので、初荷重時の撓み増加を算定するためには使用できないことに注意する。

除荷及び再荷重時の曲げ剛度 ($E_c I_{rep}$) は近似的に次式で求められる (図-10)。

$$I_{rep} = \psi \cdot I_e + (1 - \psi) \cdot I_g \quad \dots\dots\dots (21)$$

$$\psi = \frac{M_{max} - M_c}{M_y - M_c} \quad \dots\dots\dots (22)$$

ここに、 M_{max} は既に荷重された最大モーメントである。

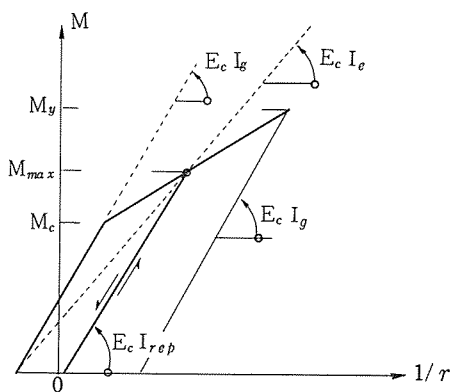


図-10 除荷、再荷重時 $M \sim (1/r)$ 曲線

$E_c \cdot I_{rep}$ は除荷及び再荷重時のモーメント～曲率曲線の傾斜を示すものであるから、撓み増加または減少量の計算にのみ用いられるもので、全撓み量を求めるために使用されるものではない。

オーストラリア規準では引張鋼材引張応力度増を 150 MPa に制限することでひびわれ幅の制御をしており、これは設計上ひびわれ幅を約 0.2 mm に制限するためのものである。

京大岡田教授等は鉄筋直径、本数、コンクリートかぶり、引張鋼材有効断面積比、等のひびわれ制御効果を検討する試験と共にパーシャル・プレストレスト・コンクリート桁せん断耐力についての試験研究を実施した。また付着なき緊張材配置 P C 梁挙動に対する付加鉄筋量の影響を明らかにするための試験研究も実施している。

試験研究結果の結論を要約すると以下のようである。

- (1) 最大ひびわれ幅は M/M_u に比例し、鉄筋直径、引張鋼材有効断面積比に関係する。
- (2) 同一鉄筋量の場合鉄筋位置コンクリートの或るひずみに対応する最大ひびわれ幅はコンクリートかぶりと共に増加する。
- (3) イギリス規準 CP110 に与える終局せん断応力度 τ_{uc} は安全側ではあるが、パーシャル・プレストレッシング部材にも十分適用できる。
- (4) 付着ある P C 部材終局曲げ強度の 30% 以上を補償するように鉄筋を付着なき P C 部材に付加配置すると、ひびわれ幅、変形、等はひびわれ断面をもととした計算によって算定可能である。
- (5) 付加鉄筋断面積が増加すると共にコンクリートのクリープ、乾燥収縮によるコンクリート有効プレストレスの減少は大となる (図-11)。これは鉄筋に大きい圧縮応力が導入される拘束作用によるもので、この効果の計算法を提案し、実験結果と良く一致することを示した。

神戸大藤井助教授等は部材中間に配置された緊張材定着具付近でのひびわれ制御のための鉄筋配置方法に関する研究を有限要素法を用い、ひびわれなき状態およびひびわれ発生状態について実施し、隅角部近く

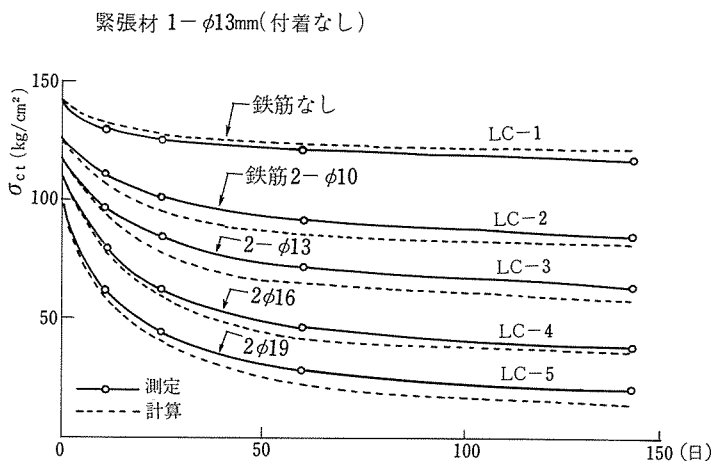


図-11 コンクリートプレストレスの経時変化

に配置すべき鉄筋に作用する引張力はプレストレス力の約 $1/4$ として計算すればよいことを明らかとしている。この引張力は Leonhardt 博士の提案引張力の $1/2$ であることを強調し、クリープによるひびわれ幅増加を制御するためには上記引張力を受けるための鉄筋配置の必要性を明らかとし、設計上有益な資料となっている。

ルーマニヤ Avram 教授等はパーシャル P C 部材のひびわれ及びひびわれ幅に関する理論的及び実験的研究を 28 本の桁について実施し、ストランドを用いたプレテンション部材のひびわれ幅算定に CEB-FIP 1978 規準を適用してよく、また実験結果ともよく一致していることを示した。

ひびわれ発生と同時にひびわれ幅は $0.08 \sim 0.13 \text{ mm}$ に達しており、平均ひびわれ幅 0.1 mm に対する許容モーメントは断面ひびわれモーメントと一致すると仮定してよいとしている。ただしひびわれモーメントの算定にはコンクリート引張応力分布は矩形分布で、その値はコンクリート引張強度特性値にとっている。

京大六車教授等は緊張材の一部を鉄筋で置換し、常に同一曲げ耐力を有するように設計された 24 本の桁について交番繰返し载荷を実施したときの荷重～撓みヒステレス曲線を測定し、緊張材断面積の減少、鉄筋断面積の増加と共にヒステレス曲線の面積は増加し、エネルギー放散性能が改善されパーシャル P C が耐震設計上有利となることを明らかとしている。また変位ダクテリティー係数も増大する。

付着なき緊張材配置桁でも終局耐力が同一となるよう設計されたものは付着ある場合とほとんど同一挙動を示している。付着なき場合、緊張材定着位置での切断が時に認められたが、鉄筋配置があるため部材の急激な破壊は防止される事を強調している。すなわちアンボンド パーシャル P C 実用化の可能性を明らかとしている。

また鉄筋コンクリート鉛直部材、パーシャル P C 水平部材を有するフレームの水平交番载荷を実施し、図-12 に示すように水平部材に付着ある場合、なき場合ともに水平荷重～変位のヒステレス曲線はほとんど等しいことも示している。

建築研究所岡本伸は 12 本の単純梁に単純増加载荷試験を、9 本の片持梁に交番繰返し载荷試験を、それぞれ実施し、次の結論をえている。

- (1) 最大モーメント耐力時の曲率ダクテリティーを基準とすると、引張鋼材

係数、 $(A_s \cdot f_{sy} + A_p \cdot f_{py}) / b d_s f_c$ 、を 0.2 以下とすることが耐震設計上は望ましく、この値は FIP 耐震設計の値と一致する。このようにするとパーシャル P C 部材の曲率ダクテリティー係数は通常のスターラップ配置で 10 以上となる。

- (2) もし最大モーメント耐力の 5% 減少を許容できるものとすれば、スターラップ間隔を狭くするか、特別な拘束鉄筋配置によって、引張鋼材係数が 0.3 以上の場合でも曲率ダクテリティー係数 10 以上のパーシャル P C を設計することは可能である。

猪股博士はコンクリート、P C 鋼材、鉄筋が交番繰返し応力をうけた場合の応力～ひずみ曲線を理想化し、これを

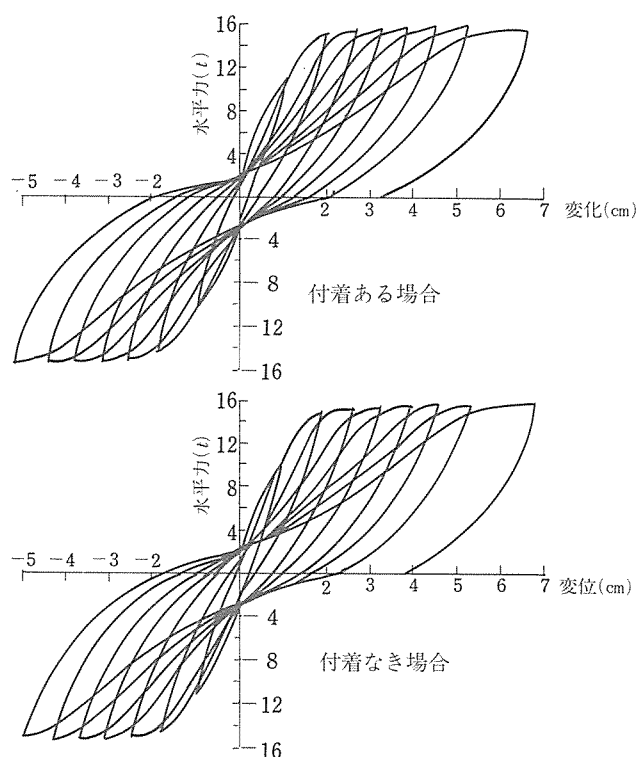


図-12 フレーム水平力～変位ヒステレス曲線

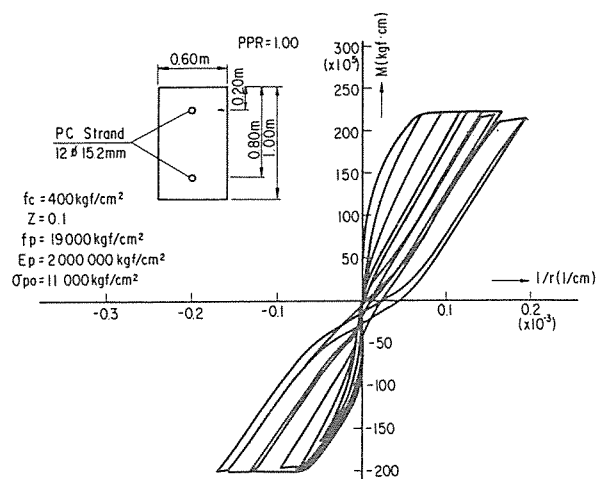
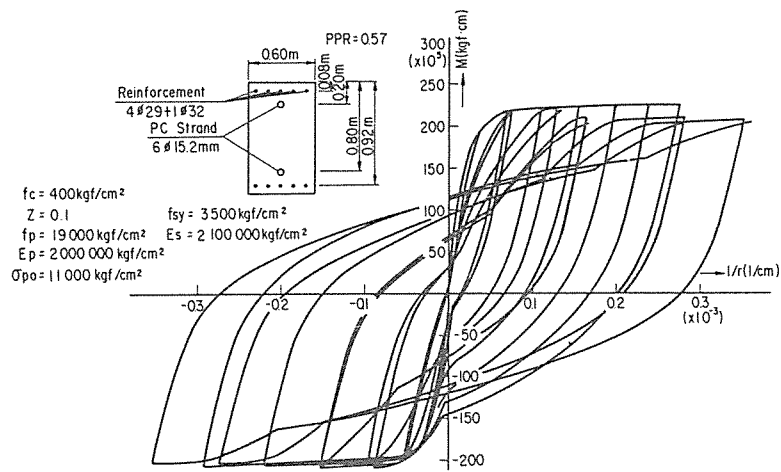
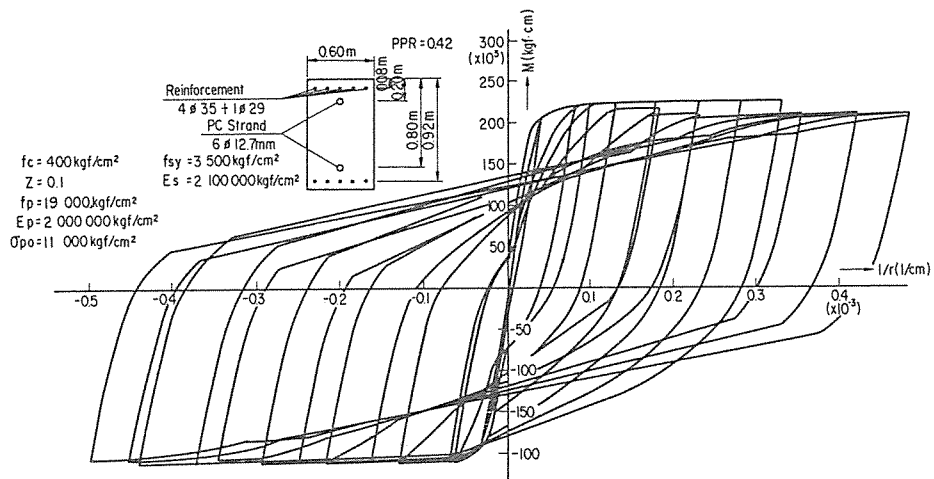


図-13 交番載荷モーメント～曲率関係

数式化することで、交番繰返し曲げをうけたときの断面曲率を電算によって求め、モーメント曲率ヒステレス曲線をえがき、同一曲げ耐力断面にあって緊張材一部を鉄筋で置換えるときヒステレス曲線のつむ面積は、Naaman教授のPPR一値の減少と共に増加することを明らかにした(図-13)。 中程度地震後はプレストレスの効果によって地震時発生していたひびわれはその口を閉ざした状態となり、大地震時には変位ダクテリティー係数の増加、ヒステレス曲線のつむ面積増大、等耐震設計上パーシャル・プレストレスングの有利な特性が発揮されうるとしている。

4. 適用例

パーシャル・プレストレスングは現在の所世界的にはそれほど広範囲に使用されていない所が多く、この種PC構造物挙動観測結果に関する報告は比較的少ない。しかしパーシャル・プレストレスングがより説得力のある形でその利点を主張できるようになるためには、この種構造物に関する経験の集積が必要であると考えられる。

デンマーク Rostam によると、デンマークでは過去25年間に建設された橋梁2,000橋(その大部分はPC橋)の調査を実施した。デンマークでは古くからパーシャルPCの橋梁設計が許されている。プレストレスング度 λ (3式)の値は橋梁ごと、また同一橋梁でも断面ごとに変化するが、0.43~0.80の範囲である。最も不利な例では全断面有効として求めたコンクリート引張応力度は 50 kg/cm^2 にも達している。

しかし調査結果によると曲げひびわれが原因となる耐久性低下、或いはパーシャルPC設計法自身の理由による耐久性減少、等は全く認められていない。従って構造物の静的応答、曲げひびわれ、等に関する研究を今後続けるよりは、構造物損傷は使用材料、構造計画、施工、荷重作用、環境作用、等の相関作用によるものであることに注目し、これらの点についての研究が将来はより重要であると結論している。

チェコ Janda, ルーマニア Dumitrescu 教授, ソ連 Berdichevskii 教授, 等はそれぞれの国におけるプレキャストPC部材、床版、梁、電柱、等にパーシャル・プレストレスングが大量に利用されている事の報告と共に、パーシャルである事による耐久性減少は全く認められていないと強調している。特に Berdichevskii 教授はソ連にあっては時に微細なひびわれが認められているが、耐久性は全く問題ないとしている。

Kulka, Lin 及び Chow 等は単純桁から薄いシエル構造及び厚い圧力容器に至るまでの各種構造物について、パーシャル・プレストレスングを適用することの必要性につき技術的及び経済的両面より説明を加えている。特に興味ある例は石炭液化のための大きいコンクリート圧力容器(全高276 ft, 約83 m)にパーシャル・プレストレスングを適用するための比較設計に関するものである。図-14はその一例であって内部圧力 $p_i = 2,228 \text{ psi}$ (156 kg/cm^2),

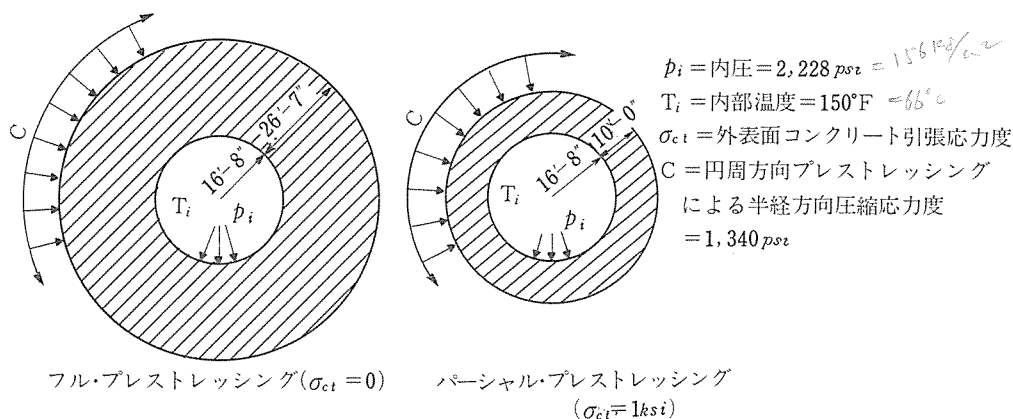


図-14 プレストレスト・コンクリート圧力容器断面の比較

内部温度 150°F (66°C)のシリンダーに対する円周方向緊張材プレストレスングによる半径方向圧縮応力度を $C = 1,340 \text{ psi}$ (94 kg/cm^2)とすると、フル・プレストレスで設計すると壁厚は $26'-7''$ となるが、パーシャル・プレストレスングでコンクリート許容引張応力度を 1 ksi (70 kg/cm^2)とすると壁厚は $10'$ でよいことを示している。

パーシャル・プレストレッシングとすると表面にはひびわれが発生し、その深さは約 5 ft に達するが、容器としての使用性能、挙動、安全度、等を全くそこなうことはないとしている。同種鋼製容器と比較して工費が著しく減少されうることが報告されている。

フランス Xercavins は北海における海洋構造物は貯油部分での膜引張に対する以外はすべてひびわれ発生を許容するパーシャル P C 設計であり、ひびわれ幅は鉄筋応力度制限によって制御される設計となっていることを報告している。

東ドイツ Höptner 教授はスパン 16～25 m の鉄道橋を東ドイツ P C 規準（フル、リミテッド、パーシャルの 3 分類）に従って比較設計を実施し、フル・プレストレッシング設計に比較し、リミテッド（Ⅱ種同等）、パーシャル（Ⅲ種同等）の設計では P C 鋼材重量がそれぞれ 16 および 33 % 節約となることを示している。設計手法として次の事を提案している。

- (1) 永久荷重作用に対してはフル・プレストレッシング
- (2) 永久荷重作用と Deutsch Reichsban 規定変動荷重作用の 70 % との組合せに対しリミテッド・プレストレッシング
- (3) 全使用状態規定荷重作用に対してはひびわれ幅 0.1 mm を許容するパーシャル・プレストレッシング

東ドイツ Wiese 博士はマッシブな基礎版にわずかなプレストレスを作用させた施工例（幅 48.4 m、長さ 114.5 m、版厚 1.65 m）について報告している。与えられるプレストレスは 12 kg/cm^2 にすぎないもので、東ドイツではこの種プレストレッシングはパーシャル・プレストレッシングの分類に入れられるとのことである。

マッシブな基礎スラブにわずかにプレストレスを作用させることで、収縮目地を配置せず、また水密性を増大させ土工構造物挙動改善がはかられうるとして、既に古くから Leonhardt 博士によって提唱されて来たものである。

このようにわずかなプレストレスをマッシブな基礎スラブ（自重による曲げ応力はほとんど生じない場合これをマッシブな構造と東ドイツでは定義している）をパーシャル P C 構造の分類に入れうるか否かは論議のある所であるが、P C 適用範囲拡大のためには将来興味ある所である。スラブ滑動を容易にするため細砂上に基礎スラブは置かれている。スラブ端面移動量測定結果によると、プレストレスを与える時上縁移動量は下縁移動量より大きい、2～3 週間後には両移動量はほとんど等しくなる測定結果を示している。

5. 結 び

パーシャル・プレストレッシングすなわち P C 部材断面に鉄筋を意図的に配置することにより、部材の使用性能、ひびわれ後の挙動、等を改善することが可能である事については全く異論のない所である。しかしながらこれが更に広範囲に使用されるようになるためには、次の事項について研究、検討が必要であろう。

- (1) 過去に建設されたパーシャル P C 構造物について、その後の挙動の調査、観測等の結果の収集とその解析。
- (2) 日常設計のための単純化された設計法の確立。かつこの設計法は鉄筋コンクリート、パーシャル及びフル P C いずれにも適用可能な統一的コンクリート部材設計法であり、かつまた曲げのみならず、せん断、捩りに関しても統一的に適用可能であること。

建築構造物の補修と補強

1. まえがき

コンクリートは自由な形にキャストできる点が鋼にはない特徴であり、かつ、安価なことから多くの構造物が鉄筋コンクリート（ＲＣと略記）やプレストレストコンクリート（ＰＣと略記）で建設される。プレキャスト部材による組立工法もしばしば用いられるが、多くの構造物は現場打設一体式構造であり、構造物の設計が如何に合理的に行われようと不十分な施工が行われる限りその性能、品質が劣悪となることは否定できない。近年、現場施工の省力化、スピード化の要求から、コンクリートのポンプ打設が定着し一般化して、とくに建築構造物ではセメント量や水量の異常に多い軟練りコンクリートを使用する傾向が強くなり、かつ、スパンの増大もこれに加わって、ＲＣ構造物ではひびわれや大たわみなどの障害が目立っている。良質骨材の入手難からコンクリートの乾燥収縮、クリープが増大し、この傾向をますます助長しており、さらには海砂の利用は耐久性の点で問題をひきおこしつつある。

一方、軟弱地盤に建設される構造物は地盤の圧密沈下によって不等沈下の被害がおこりやすい。とくに、圧密の終了していない埋立地等ではその危険性が大きく、不等沈下による被害例を最近よく耳にする。

地震国では、構造物が大地震時に或程度の被害を蒙ることはあっても、崩壊することは許されない。耐震設計はこのような立場から行われるが、1968年十勝沖地震でＲＣ構造物のいくつかに柱のせん断破壊が生じ、加えてここ10年余の間に世界各地で頻発した地震による構造物の被害に鑑み、わが国ばかりでなく世界各国においても耐震規準の見直しが強くなり叫ばれるに至った。わが国では建設省が中心となって昭和47年から5年間にわたって新耐震設計法の開発に関する総合プロジェクトを実施し、その成果にもとづいて建築物の耐震基準の強化を中心とする建築基準法施行令の一部改正が行われ、昭和55年7月14日付政令第196号として公布された（ただし、実施は約1年間の期間において昭和56年6月1日より行われる）。今回の改正によって構造物の層間変形角の制限、剛性率および偏心率の制限と地震力の割増し、保有水平耐力の検討など、多くの点にわたって基準が強化され、大地震時に十分な耐力と変形能力を備えたバランスのとれた構造物が設計されるよう配慮されている。これによって今後設計される構造物の耐震安全性は一段とグレードアップされるものと考えられるが、それでもなお予測し難い要因による地震被害はおこるものと考えておかなければなるまい。万一被害を蒙った場合、その被害程度に応じて補修および補強対策を講じなければならないが、その方法は新耐震基準に合致しない既設構造物の補強対策にも応用できるであろう。この意味で諸外国では耐震規定の中に被害構造物の補修および補強対策を含めて規定する傾向が強くなってきている。^{1)~3)}

何れにしても種々の原因による構造物の故障は、今日、極めて数多いと考えられるが、故障の原因や被害状況によっては一般に知られないままに補修される場合が多い。とくに建築構造物についてはこの傾向が強く、補修例といっても公表されたものは極めて少ない。そこで、本稿ではコンクリート系建築構造物における代表的な故障に対する補修および補強対策のいくつかを概説するとともに、ただし、構造物としてはＰＣに限定せず、また、補修および補強対策もプレストレスの利用に限定しないで述べてあることをことわっておく。

2. 床スラブのひびわれ、たわみ障害と補修

コンクリート構造物に発生するひびわれといえば、コンクリートの乾燥収縮に起因するものが極めて多い。とくに最近では床スラブの収縮ひびわれおよびこれにともなって発生するたわみ障害がとくに問題とされ、種々の対策が検討されている。日本建築学会では昭和55年度秋季大会においてＲＣ床スラブのひびわれと過大なたわみに関するパネルディスカッションが開催され、障害発生の原因または条件の究明と障害スラブの補修および補剛方法、今後のＲＣ床スラブの設計のあり方などについて討論された。⁴⁾この中で特に興味のもたれる結論は障害の発生する条件である。すな

わち、多数の床スラブの調査結果から、スラブの大きさには関係なくスラブ中央のたわみが20mmをこえると、建物使用者から苦情がでること、この程度のたわみがおこると眼でみた場合にスラブがたわんでいることがわかり、さらには、振動障害を併発する可能性が高くなることが指摘され、20mmのたわみを障害の発生する限界たわみとみなして、これ以上のたわみを生ずる危険性のあるスラブの条件を次のようにあてている。

- (i) 固定荷重だけによるスラブの最大曲げ引張応力度が 15 kg f/cm^2 をこえる場合
- (ii) 短辺スパンの長さがスラブ厚の30倍（正方形スラブでは35倍）をこえる場合
- (iii) 一枚の床スラブの床面積が 30 m^2 をこえる場合

これらの結論は何れもRC床スラブのスパンを或限界以内におさえることが必要であることを示唆している。

障害をおこした床スラブに対しては補修および補剛をしなければならないが、補修および補剛の目的が障害をおこしたスラブをできるだけもとの状態にもどすことにあるから、当然、障害の原因究明と障害による力学的性質（とくに剛性）の劣化の度合を知って、その対策を立案実施することが必要である。とくに劣化の度合を適確に判断するには種々の観点からの調査を必要とするが、構造物健全性の立場からは、振動試験および載荷試験が判断の直接的手段となり得よう。振動試験は起振機または砂袋等の落下衝撃力を利用して床スラブの自由振動波形を記録し、これより固有周期（または固有振動数）、振幅を読みとって、計算結果と比較するものである。ひびわれや大たわみ障害をおこしている床スラブに関しては、当然固有周期や振幅が大きくなり、その度合から障害の程度を推定するのであるが、或程度の資料の蓄積と経験を必要とすること、および、耐力を直接知るための試験ではない点に、この試験方法の問題点が残されている。^{4),5)} これに対し載荷試験は耐力をかなりの精度で推定できる点で有用である。ACI建築標準（1977年）では表1に示したように $0.85 \times (1.4D + 1.7P)$ （ここに、DおよびPは設計に用いた固定荷重および積載荷重）の荷重を載荷し、床スラブのたわみ、たわみ回復性、破壊に対する兆候などを調べる方法が規定されて

表1 構造部材の構造健全性判断のための試験法の一例

	ACI 建築標準 1977	日本建築学会RC委員会試案
適用	構造または部材の安全性の判断	RC床スラブの健全性の判断
材令制限	コンクリート材令56日以上	コンクリート材令28日以上
載荷	$0.85 \times (1.4G + 1.7P)$ の荷重を4段階にわけて載荷, 24時間放置後除荷	$(G + P)$ の荷重を5段階以上にわけて載荷, 1時間放置後除荷
測定	最大荷重24時間保持後のたわみ δ_1 および除荷後24時間までの全回復たわみ δ_2	載荷時最大たわみ δ_1 および除荷回復たわみ δ_2 , ひびわれの調査
判定*	(1) 目視で破壊の徴候が確認される時は不合格 (2) $\delta_1 < l^2/20000D$ の時合格 (3) $\delta_1 > l^2/20000D$ の時, RCでは $\delta_2 > 0.75\delta_1$, PCでは $\delta_2 > 0.80\delta_1$ の時合格	$\delta_1 < l^2/50000D$ および $\delta_2 > 0.85\delta_1$ の時A合格, どちらか一方の時B合格

* l : 内のリスパン長, D : 部材せい

いる。¹⁾ ACI建築標準では $1.4D + 1.7P$ の荷重は終局強度にもとづく部材設計用の荷重であって、その0.85倍（断面設計では曲げ破壊耐力計算値に対し低減係数0.9を乗じた耐力にもとづいているので、これを考慮すれば $0.85 \times 0.9 = 0.765$ 倍）の荷重は長期設計荷重をかなり上廻る荷重と考えられる。わが国では日本建築学会RC分科会第1小委員会において載荷試験法試案が検討されている。⁴⁾ 表1にはその概要も掲げてある。この試案では載荷荷重は長期設計荷重とし、たわみおよびたわみ回復性に対してACI建築標準よりもきびしい判定標準となっている。この

試案の目的は常時使用状態において床スラブが支障なく使用できるかどうかを判断することに重点がおかれ、ACI建築規準とは異った観点となっている。

障害床スラブの補修は、軽微な障害の場合にはひびわれにエポキシ樹脂注入程度でよいが、障害の程度が著しくなるとひびわれの補修だけでは不十分である。少なくとも補剛を、場合によっては補強する必要さえ生ずる。とくに障害の著しい場合には障害スラブを取り壊して新しく作りかえなければならない。これらの修復方法の概要を例示により以下にのべる。

(1) ひびわれの補修：ひびわれ補修の最も一般的な方法は、低粘性エポキシ樹脂圧入による方法である。コンクリート系構造物にひびわれが多い今日、多用されている方法であるのでここでは図1に施工手順を示すに止める。⁶⁾ なお、この方法の適用が妥当と思われるひびわれ開口幅は0.05～6mm程度といわれている。²⁾ また、適用可能なひびわれ開口幅の範囲であっても、開口幅がたとえば5～6mmといった場合には、構造的健全性も或程度劣化していることが多く、圧入補修を行ったとしても部材耐力の完全回復は望めない。一般には補修後の構造部材としての力学的性質は、このような場合には健全な場合の70～80%とみるべきとされている。¹⁾ さらに、圧入量の多い場合には、火災に対する防護措置も必要と考えられる。

(2) コンクリートトッピングによる補剛と補強：床スラブの仕上げを除去し、ひびわれ補修後その上に厚さ1～2cmのコンクリートトッピングを行って剛性増大および耐荷能力増大をはかるものである。トッピング重量が障害スラブに更に作用する点がこの方法の弱点の1つとなるが、簡便であるので利用性が高い。トッピング厚さが厚い場合には鉄筋またはワイヤメッシュで補強することも必要である。表

表2 トッピングによる障害スラブの補剛、補強実験結果

供試体	ひびわれ補修 (エポキシ樹脂)	トッピング ¹⁾		コンクリートおよび補強筋	実験結果 (原スラブに對する比)		
		厚さ (cm)			剛性	最大耐力	固有振動数
SELD 1	有	6	11	人軽骨 D13-@200	3.09	2.32	1.67
SELD 2	有	4	8	人軽骨 D13-@200	2.45	2.06	1.06
SELM 1	有	2	4	人軽骨 $\phi 3.2$ -@200 メッシュ	1.16	1.39	1.09
SECD 1	有	4	8	普通 D13-@200	1.47	1.96	1.16
SELO 1	有	1	5	人軽骨、無筋	3.05	1.32	1.12
SELM 2	有	4	8	人軽骨 $\phi 3.2$ -@200 メッシュ	4.95	1.81	1.29
SOLO 1	無	2	6	人軽骨、無筋	1.21	1.52	0.99
SOLO 2	無	0	2	モルタル、無筋	0.58	1.21	0.90

2は東博士らの行った障害RC床スラブのトッピング補修効果に関する実験結果^{7),8)}を要約したものであり、図2に示す床スラブ供試体に予め載荷を行って大たわみを生ぜしめたものに、人工軽量骨材コンクリート、普通コンクリートまたはモルタルトッピングを行い、再試験を行って原スラブの剛性、最大荷重、固有振動数と比較を行ったものである。とくに、トッピング

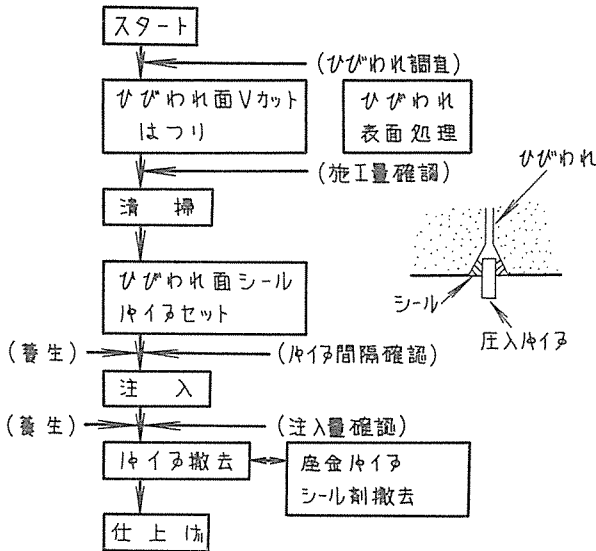


図1 エポキシ樹脂圧入工法フローチャート(Vカットの場合)

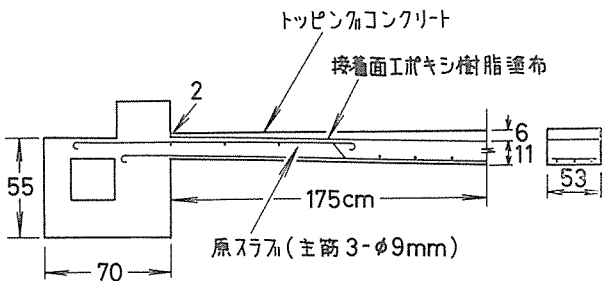


図2 トッピング補修RC床スラブ供試体(東博士らの実験)

と原スラブとの合成を完全にするため、両者の接着面はエポキシ樹脂による接着を行っている。この結果、無筋人工軽量骨材コンクリートによるトッピングだけでも、接着面のずれが発生せず剛性および耐荷能力の増大が期待できることが実験結果からわかる。図3はこのような補修床スラブの荷重たわみ曲線の一例を示したものである。なお、固有振動数については、ひびわれ補修を行わない場合には回復が思わしくないようである。さらに、東博士らの別の実験では、ひびわれ補修によって後のクリープたわみを大幅に制御できることが明らかにされており⁹⁾、この点からもひびわれ補修の必要性が理解できる。

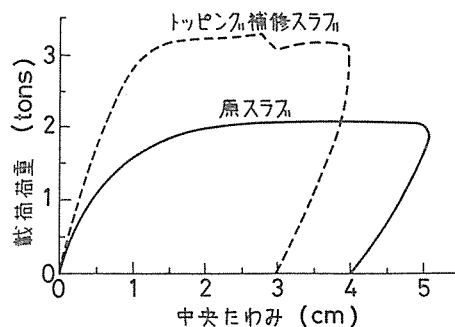


図3 トッピング補修RCスラブの荷重－たわみ曲線の一例
(東博士らの実験、供試体SOLO 1)

なお、片持床スラブでは、スラブ上面のコンクリート増打ちによってかえって載荷荷重増による先端たわみの増大につながる場合が多く、不合理な補修となりかねない。このような場合には床スラブの下面にショットクリートによる吹付けを行い、スラブ付根の断面厚さを大きくするのがよい。¹⁰⁾ 施工にあたっては先端サポートを設け、ショットクリート吹付けによる荷重増に対するスラブのたわみ増大を極力おさえることが必要である。

(3) 鋼板による補剛と補強：障害床スラブの引張側に鋼板をエポキシ樹脂等の接着材で接着してコンクリートと一体化し、引張に対して抵抗させるものである。土木構造物などの大型の構造物の補剛、補強に用いられているが、^{11), 12)} 最近は建築構造物にも用いられるようになってきた。とくに、設計荷重に対する耐力不足を補う補強工法として有用であり、設計上は耐力不足分を補強鋼板によって負担させる場合が多い。補強鋼板は厚さ4.5～6mmのものが用いられ、その接着方法は図4に示す2種類がある。^{11), 12)} 鋼板の配置は比較的広幅のものを床スラブ下面に全面接着する方法と、幅20～30cmの短冊状のものを配力鉄筋方向（短辺方向）に並列接着する方法とがある。鉄筋と同じ役目をするものであるから定着長についての検討が必要である。また、一般にたわみ障害の著しい床スラブでは、図5に示すようにスラブ端部上面にスラブ周辺にそうひびわれが発生し、スラブ端の剛性不足をおこしていることが多い。このような場合には同図に示すようにスラブ端上面に鋼板補強を必要とする。

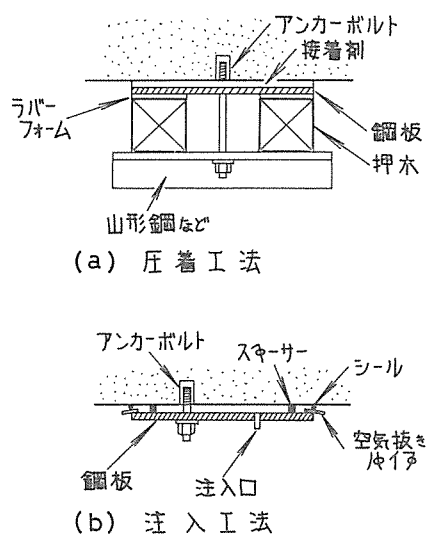


図4 補強鋼板の接着方法

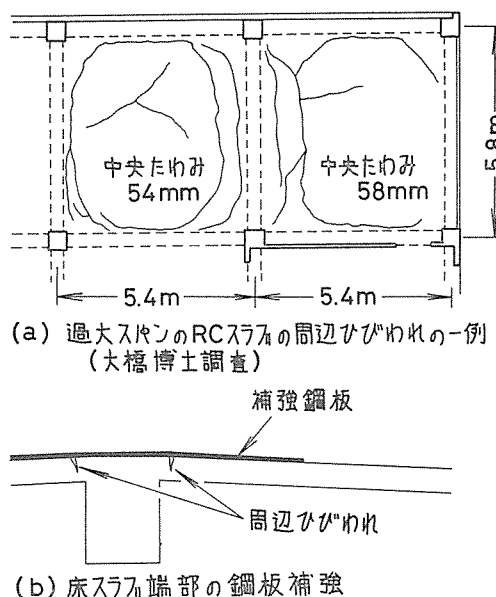


図5 RCスラブの周辺ひびわれと鋼板補強

なお、最近は鋼板のかわりにFRP板を使用することもある。⁴⁾ FRP板は柔軟であるので、ひびわれ部の保護には有用であるが、剛性増大の点では期待できない。

(4) 取り壊し再設計：床スラブの障害が極めて著るしい場合には障害スラブを取り壊して改めて設計しなおさなければならない。もともと障害の著るしいスラブは過大スパンのものが多く、RCスラブとして再設計するには、鉄骨小梁を入れるなどスパンを短くする必要がある。⁴⁾ 小梁を入れるかわりにプレストレスを導入して設計用曲げモーメントの一部を低減し、あわせてひびわれ発生を防止するのも有力な手段である。とくに床スラブの場合にはアンボンドPC鋼材を用いたⅢ種PC構造（PRC構造ともいう）が適しており、床スラブのひびわれおよびたわみ障害の防止に極めて有効であることから、技術者の注目を集めている。^{13), 14)} 表3は短辺方向長さ $\ell_x = 6.3\text{m}$ 、長辺方向長さ $\ell_y = 12\text{m}$ 、厚さ20cmのたわみ障害をおこしたRCスラブを取り壊し、Ⅲ種PCスラブとして再設計された例を示すもので、¹⁴⁾ 設計荷重によるコンクリート引張縁応力度がRCスラブでは 35.2kgf/cm^2 、引張鉄筋応力が 2000kgf/cm^2 に達しているのに対し、再設計後のⅢ種PCスラブではそれぞれ 20.6kgf/cm^2 および 1400kgf/cm^2 に低減しており、床スラブとしての構造健全性が確保されていることがわかる。なお、表3には設計荷重による曲げひびわれの発生を許さないPCスラブとして再設計した場合についても記載してある。このような本格的なPC構造の場合には、床スラブの厚さも小さくすることができ、自重低減にも役立つ。参考として表4にPCおよびRCスラブの必要厚さ規定値（日本建築学会関連規準による）をあげる。

表3 スラブの設計比較例（ $\ell_x = 6.3\text{m}$, $\ell_y = 12.0$, $\ell_y/\ell_x = 1.9$ ）
積載荷重 180kg/m^2 、仕上荷重 100kg/m^2 、 $F_c = 240\text{kg/cm}^2$

種 別	RCスラブ	PRCスラブ	PCスラブ
スラブ厚(t)(cm)	20	20	16
設計荷重(w)(kg/cm^2)	760	760	664
設計モーメント ($\text{t}\cdot\text{m/m}$)			
X方向	-2.35 , +1.57	-2.35 , +1.57	-2.05 , +1.37
Y方向	-1.26 , +0.84	-1.26 , +0.84	-1.10 , +0.73
プレストレス モーメント ($\text{t}\cdot\text{m/m}$)			
X方向	—	+0.88 , -0.78	+2.10 , -1.41
Y方向	—	+0.75 , -0.37	+1.44 , -0.95
プレストレス力 (t/m)			
X方向	—	22.2	36.8
Y方向	—	14.8	24.0
PC鋼材			
X方向	—	φ12.4ストランド @500	φ12.4ストランド @250
Y方向	—	φ12.4ストランド @750	φ12.4ストランド @300
鉄筋配筋			
X方向	D13mm @125	φ6mm@100ワイヤー	—
Y方向	D13mm @250	メッシュ, 9mmフル配筋	—
コンクリート縁応力(kg/cm^2)	35.2	20.6	—
引張鉄筋応力(kg/cm^2)	2,000	1,400	—

表4 PCおよびRCスラブの必要厚さ規定値（日本建築学会）

種 別	周辺固定	片持	最 小 厚 さ
PC	$\lambda \leq 2$ の2方向板	$\frac{\lambda \ell_x}{20 + 30\lambda}$	—
	$\lambda > 2$ の2方向板 または1方向板	$\frac{\ell_x}{40}$	—
RC	$\lambda \leq 2$ の2方向板	$\frac{\lambda \ell_x}{16 + 24\lambda}$	—
	$\lambda > 2$ の2方向板 または1方向板	$\frac{\ell_x}{32}$	$\frac{\ell_x}{10}$

$\lambda = \ell_y/\ell_x$, ℓ_y :長辺有効スパン, ℓ_x :短辺有効スパン

以上のように種々の手段によって補修された床スラブは、補修後の性質、とくに、構造健全性について確認しておかなければならない。前述した振動試験または載荷試験がこの目的のためにも利用される。

3. プレストレスによる曲げ耐荷能力の増大

前項でのべたように、エポキシ樹脂圧入によるひびわれ補修、トッピングまたは鋼板による補剛、補強は、ひびわれおよびたわみ障害をおこした床スラブの曲げ耐荷能力増大にも役立つものである。したがって、梁などの大形部材に損傷がおこった場合にも、損傷の度合に応じて利用することができる。建築構造物の梁におこる損傷は、長期設計荷重を上廻る積載荷重の作用、地震による大応力の繰返し作用など、過荷重の作用による長期曲げ耐荷能力の不足劣化の場合が多く、乾燥収縮、クリープによるひびわれやたわみ障害は過大スパンのRC梁以外にはあまりみられない。このような過荷重の作用による損傷はひびわれや過大残留たわみをともなうので、ひびわれ補修はもちろん、過大残留たわみをできるだけ原形にもどすことができ、かつ、不足長期曲げ耐荷能力を補うことのできる補修方法をとるのが望ましい。これに最適であり、また、最も効果的な方法としてプレストレス導入による方法があげられる。^{2), 15), 16)}

すなわち、通常のPC部材では、図6に示すようにPC鋼材を設計曲げモーメント分布と相似な曲線形に配置し、これを緊張すると部材には軸力の他にPC鋼材曲線形にそって上向き分布力が生じ、この上向き分布力によって部材各断面に設計曲げモーメントと逆向きの曲げモーメント（すなわち、プレストレスモーメント）があたえられ、見方をかえれば上向き分布力によって設計荷重の一部が打ち消されることになる。本来、PCを曲げ材に適用して最も効果的となる理由の1つは、上述の上向き分布力による逆モーメントの賦与、すなわち、上向き分布力による設計曲げモーメントの一部相殺にあり、この点を部材の長期曲げ耐荷能力増大に利用するわけである。

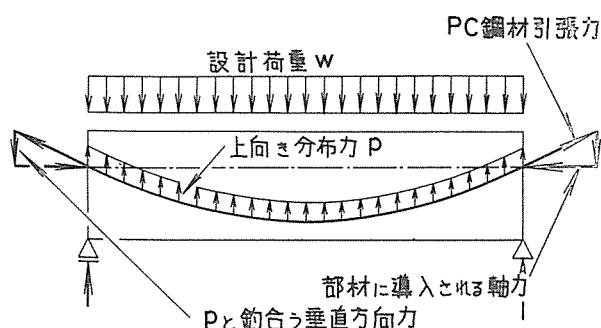


図6 プレストレス力の部材への伝達機構

既設部材がRCまたはPCの何れであっても、断面内に設計曲げモーメント分布と相似な曲線形にPC鋼材を配置することは極めて困難である。通常は図7に示すように部材の外側にPC鋼材を折線状に配置し、中央の折曲がり点に働く上向き力によって行^{2), 15)}い、図8(a)において折曲がり点Bにおける垂直上向き力を N 、B点の折曲がり角度の $1/2$ の方向に働く力を N' 、PC鋼材引張力を P とすれば、垂直上向き力 N は

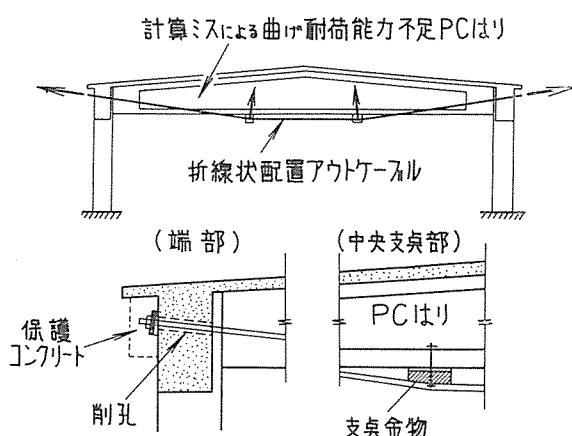


図7 アウトケーブルによる曲げ耐荷能力増大 (Munichの公設市場での実施例)

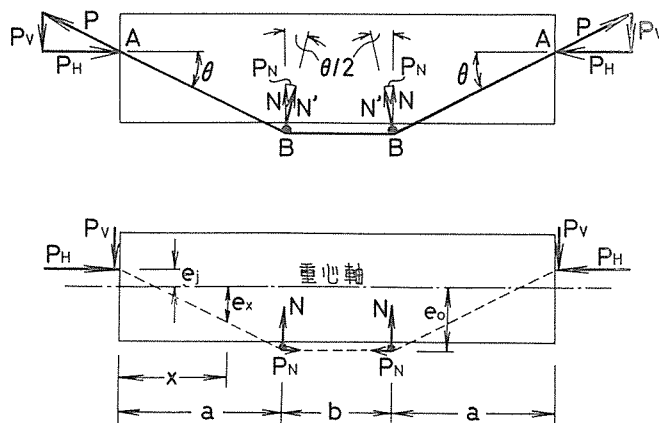


図8 折線状配置アウトケーブルによって部材に与える力とその作用位置

$$N = N' \cos \frac{\theta}{2} = 2P \cos \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\theta}{2} \right) \cos \frac{\theta}{2} = P \sin \theta = P_V \quad \dots\dots\dots (1)$$

となって、材端におけるP C鋼材引張力（材軸とのなす角 θ ）の垂直分力と等しくなる。したがって、この部材には、材端のA点に作用する軸圧縮力

$$P_H = P \cos \theta \quad \dots\dots\dots (2)$$

と折曲がり点Bの位置に働く垂直上向き力 N とが同時に働き、かつ、折曲がり点には N' の水平分力

$$P_N = N' \sin \frac{\theta}{2} = 2P \cos \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\theta}{2} \right) \sin \frac{\theta}{2} = P (1 - \cos \theta) = P - P_H \quad \dots\dots\dots (3)$$

が働くことになる。図8(b)はこれを説明するもので、A BおよびB B間の任意の断面に作用する断面力はそれぞれ次のようになる。

A B区間における断面：

$$\text{軸圧縮力} \quad P_x = P_H \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M_x &= P_V x - P_H e_j = P_H \tan \theta \cdot x - P_H e_j \\ &= P_H \left(\frac{e_0 + e_j}{a} x - e_j \right) = P_H e_x \quad \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

B B区間における断面：

$$\text{軸圧縮力} \quad P_x = P_H + P_N = P \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} \quad M_x &= P_V x - N(x - a) - P_H e_j + P_N e_0 \\ &= P_V a - P_H e_j + (P - P_H) e_0 \\ &= P_H \tan \theta \cdot a - P_H (e_j + e_0) + P e_0 = P e_0 \quad \dots\dots\dots (7) \end{aligned}$$

- a : A B区間の長さ
- e_j : 定着端におけるP C鋼材偏心距離（材軸より上に正）
- e_0 : B B区間におけるP C鋼材偏心距離（材軸より下に正）
- e_x : 任意断面におけるP C鋼材偏心距離（材軸より下に正）

すなわち、任意断面に導入される断面力は、A B区間では軸圧縮力 P_H がP C鋼材偏心位置 e_x に、B B区間では軸圧縮力 P がP C鋼材偏心位置 e_0 にそれぞれ働くとしてよいことがわかる。なお、実用上はA B区間であっても軸圧縮力を $P_H \doteq P$ としてもそれ程大きな影響は持たない。また、このようなプレストレス導入による補強を必要とする対象は既存構造物であるから、不静定架橋の場合にはプレストレス導入にともなう不静定2次応力の計算が大切となる。アウトケーブルの配置は図7または図8からも明らかなように、部材中央部におけるP C鋼材偏心距離 e_0 を大きくとることになるので、比較的小さいP C鋼材引張力で大きな曲げモーメントを賦与でき、場合によっては軸圧縮力 P による不静定力の発生を無視することができる。したがって、折曲がり点Bに生ずる垂直上向き力 N に対する不静定力と、部材端の偏心による曲げモーメント $P_H e_j \doteq P e_j$ に対する不静定力との計算で、ほぼその目的を達する。

なお、図8(b)からわかるように、折曲がり点Bにおいては、材軸方向に(3)式で計算される軸方向力 P_H が、折曲げ金具を介して断面下縁に集中作用することになる。また、(1)式で計算される垂直分力 N がこの位置に集中作用する。したがって、 P_N に対する折曲げ金具の滑動および N によるコンクリート面の支圧および割裂に対し安全であるよう、折曲げ金具およびコンクリート面への取付け詳細の設計を行わなければならない。

アウトケーブルは断面外にP C鋼材が露出配置されるものであるから、防食についても細心の注意をはらわなければならない。最近では防せい材を表面に塗布したアンボンドP C鋼材が製造されているが、防せい材の防せい力および防せい耐久性が著しく高いので、アウトケーブルに適したP C鋼材と考えられる。¹³⁾ 実用にあたってとくに注意すべきことは、施工中および施工後のいずれの時点においても、防せい材の損傷、剥離を絶対におこしてはならないこ

とである。そのためには防せい材防護のためのシースを付けたアンボンドP C鋼材を用いるのが望ましい。シース材としては厚さ1mm程度のポリプロピレンチューブが一般に用いられている。なお、ポリプロピレン自身もP C鋼材の防せいに極めて有効であることを付記しておく。

アウトケーブルの配置により、長期曲げ耐荷能力の増大とともに曲げ破壊耐力も一般には増大する。これはP C鋼材を含む引張鉄筋量の増加によるものである。ただし、引張鉄筋量の増加が大幅になりすぎると、曲げ破壊時の曲げ塑性変形能力が減少し、ぜい性的な破壊モードを示すようになる。これをさけるためには、補修後の引張鉄筋総量（P C鋼材も含む）を制限しておく必要がある。このことは構造物の耐震安全性の面からとくに重要であって、内外の耐震設計規準では鉄筋係数に制限値を設けているのが普通である。鉄筋係数は

$$q = p F_y / F_c \quad \dots\dots\dots (8)$$

p : 引張鉄筋比

F_y : 引張鉄筋降伏点応力度

F_c : コンクリート圧縮強度

で定義される。普通鉄筋とP C鋼材が混用されるときには、

$$q_1 = p_0 F_{0y} / F_c + p_p F_{py} / F_c \quad \dots\dots\dots (9)$$

または、

$$q_2 = p_0 F_{0y} / F_c + p_p F_{py} / F_c - \gamma p_0 F_{0y} / F_c \quad \dots\dots\dots (10)$$

p_0 : 引張側普通鉄筋比

p_p : P C鋼材鉄筋比

γ : p_0 に対する圧縮鉄筋比

F_{0y} : 普通鉄筋降伏点応力度

F_{py} : P C鋼材降伏点応力度

で表わす。鉄筋比 p_0 および p_p はP C鋼材を含む全引張鉄筋の断面重心にもとづく有効高さを用いて計算する。通常の制限値は

$$\left. \begin{array}{l} q_1 \leq 0.3 \quad (\text{わが国}) \\ q_2 \leq 0.3 \quad (\text{ACI 建築規準}^{1)}) \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (11)$$

であるが、最近の研究¹⁷⁾では

$$q_1 \leq 0.2 \sim 0.25 \quad \dots\dots\dots (12)$$

とすべきであるとの意見も多い。

4. セン断ひびわれの補修

構造物での地震時繰返し荷重による損傷の最も不都合なものは部材のせん断ひびわれである。近年の地震被害のうちで最も目立つのは柱のせん断破壊またはせん断ひびわれであり、とくに損傷の激しいものは補修補強による再使用が困難となる。コンクリート系構造物の柱はRCおよびP Cを問わずRC柱であることが多い。RC柱にせん断ひびわれが発生した場合、ひびわれの程度が軽微であればエポキシ樹脂圧入によるひびわれ補修を行う程度ですむが、せん断ひびわれ開口幅が0.3～0.4mmに達するとせん断補強筋が降伏し、せん断破壊に対する残存抵抗力が著しく劣化すると考えられるので、¹⁸⁾ ひびわれ補修を行うだけでは不十分である。せん断破壊強度を増大するための補強法の原則は、せん断ひびわれを綴るせん断補強筋を挿入することにある。図9(a)は柱外部に帯鉄板をまわして締め付け補強する方法、同図(b)は損傷の激しい部分のコンクリートを除去し、改めてせん断補強筋を配置しなおし、逆打ちコンクリートを打設して修復する方法を概要図に示したものである。柱に壁がついている場合には、柱と壁との接続部を一旦取こわすことが必要である。また、柱長さが短くなっている場合には柱頭を一旦ジャッキアップして主筋の

まがりを手直しするか、柱断面のかぶり部分のコンクリートを除去して外部に主筋を改めて挿入する等の手当も必要となる。

梁ではせん断ひびわれ補修は比較的簡単である。とくに補修と補強をかねる方法としてP C鋼棒による縦締め補強法が最も効果的である。¹⁵⁾ 図10はP Cボックス橋桁のプレストレス導入時にP C鋼材配置曲線形にそって発生した割裂ひびわれをこの方法によって補修、補強した例である。¹⁹⁾ ただし、ボックス桁の外側ウェブについては、コンクリ

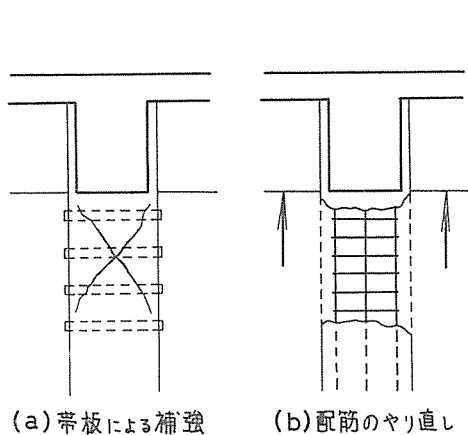


図9 柱のせん断補強筋による補修

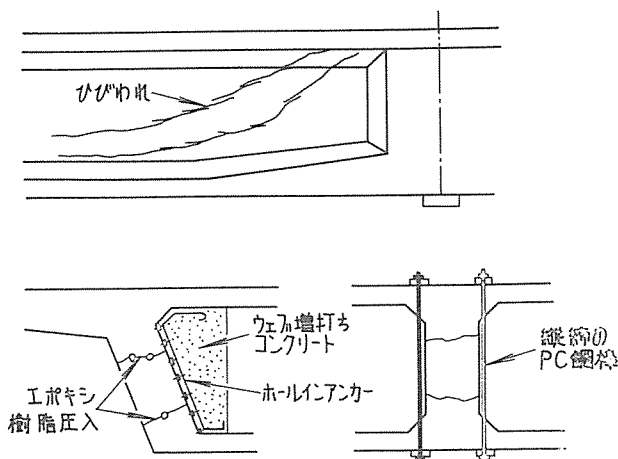


図10 縦締めおよびウェブコンクリート増打ちによるせん断補強

ート増打ちによる補強を行っている。縦方向プレストレスの大きさを決めるには、材軸方向 (x 方向) 圧縮応力 σ_x 、縦方向 (y 方向) 圧縮応力 σ_y および設計荷重による断面のせん断応力 τ の複合応力状態のもとでコンクリートに生ずる主引張応力度 σ_t が或限界値以内におさまることを条件とする。いま、その限界値をコンクリートの許容引張応力度 f_t とすれば、

$$\sigma_t = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau^2} = f_t \quad \dots\dots\dots (13)$$

である。ただし、(13) 式の軸方向力 σ_x 、 σ_y 、 σ_t は何れも引張応力を正としてある。(13) 式から σ_y を求めると、

$$\sigma_y = f_t + \frac{\tau^2}{\sigma_x + f_t} \quad \dots\dots\dots (14)$$

を得る。図10に示した補修例では $f_t = 0$ とし

$$\sigma_y = \tau^2 / \sigma_x \quad \dots\dots\dots (15)$$

によって縦方向P C鋼材を設計している。

5. 地震被害を受けた建築構造物の補修

地震により被災した建築構造物の被害状況は、その構造物の規模、形式、地盤状況、採用した設計条件によって千差万別であるが、典型的被害としては柱、梁、耐震壁などの主要構造部材が、せん断力、曲げモーメントの繰返し作用によってひびわれまたは局部破壊をおこし、構造物全体としての耐力や変形特性が劣化するものである。各部材のひびわれや局部破壊箇所はそれぞれの被害状況に応じて前述した種々の方法により補修および補強できるが、このような補修により構造物全体としての耐震安全性が確保できているかどうかは、別途に判断しなければならない。常識的にいって被災箇所を修復しただけでは構造物を被災前の原形に近いものにもとただけであって、耐震安全性を向上させたことにならない。したがって、被災の原因の追求結果にもとずき、たとえば、耐震壁の適正配置など構造計画上の補修、補強を行わなければならぬ。耐震壁の増設は今日では事例も多く、敢て本稿でその手法を説明するま

でもないが、構造物によっては、耐震壁を理想個所に増設困難なものもある。たとえば、学校建築等ではとくに桁行方向の水平剛性が廊下側と教室窓側とで著しく異り、これが主要原因の1つとなって剛性の小さい教室窓側の桁行ラーメンの地震被害が目立つが、窓側桁行ラーメンに廊下側と見合うだけの耐震壁設置は困難である。²⁰⁾ このような場合には、鉄骨ブレースがよく用いられる。鉄骨ブレースは既設ラーメンの面内に収めるのが理想的であるが、実際上は設置するだけの余裕を持たない場合が多く、既設ラーメン面外にはみ出して設置しなければならない。図11はその一例を示すもので、²¹⁾ 鉄骨ブレースを既設ラーメン柱梁接合部においてP C鋼棒により圧着し、地震時水平力作用時に圧着部が滑動することのないよう工夫されている。なお、このような鉄骨ブレースの構造性能を調べるため、1/3 模型による水平加力実験が行われ、図12(a)のような安定した紡錘形履歴曲線が得られている。また、ブレース取付のための圧着部についてもせん断実験を行い、同図(b)のような荷重すべり量曲線を得ている。最大せん断すべり耐力は、締付けP C鋼棒が2本並んでいる水平方向に対しP C鋼棒締付け力の1.6～2.0、これと直角方向に対し1.1 倍であったと報告されている。²¹⁾

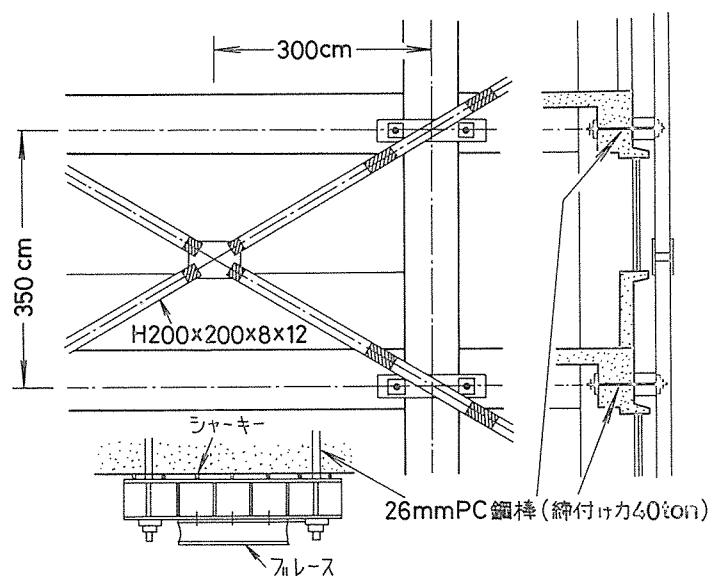


図11 鉄骨ブレースの構面外側への圧着取付け

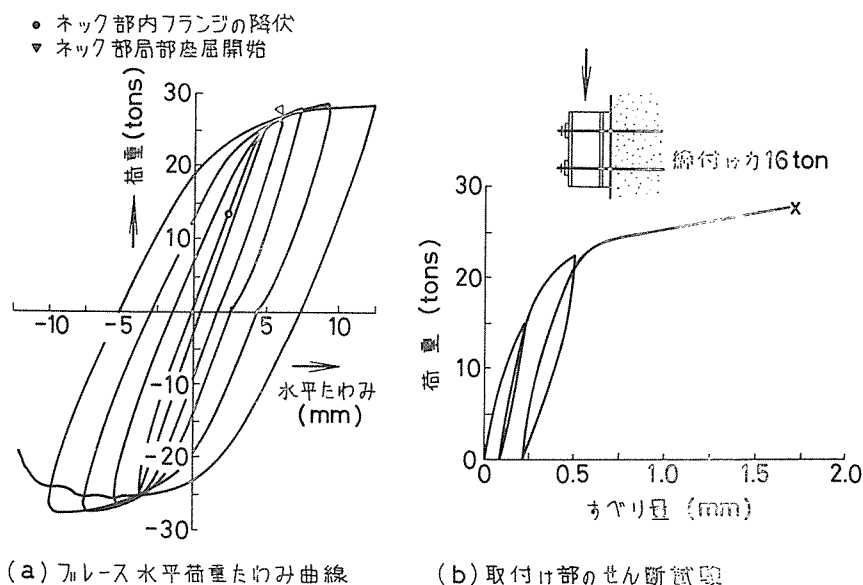


図12 構面外圧着ブレースの力学性能試験結果の一例(模型実験)

6. 結 言

建築構造物における障害は、本稿でのべた以外にも多くの原因によっておこる。火災、爆発、不等沈下、塩分による耐久性劣化等枚挙にいとまがない。これらすべてを述べることは紙数の関係で省略したが、それぞれの障害の程度、種別も著るしく異なることから、その補修には Case by Case でのぞむ必要がある。この意味から、種々の補修事例を集めることが大切であり、末尾文献 6) および 12) はこのような観点から読者の良い参考となろう。終りに、最近、斜張橋など吊構造が多くみられるようになったが、建築構造物の補修にもこれが応用できるであろうことを付記しておく。図 13 はその事例の 1 つを示すもので、張出し部分のたれ下りを本体構造物から P C 鋼材によって吊り上げ、補修および補強したものである。

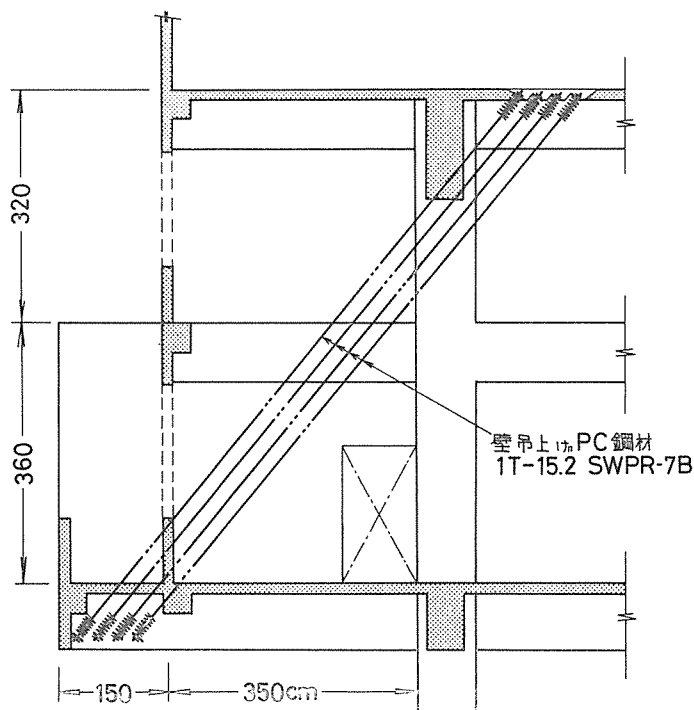


図13 P C鋼材による吊り上げ補修の一例

(参考文献)

- 1) ACI Committee 318, Building Code Requirements For Reinforced Concrete, 1977, American Concrete Institute.
- 2) Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC3, U.S. Applied Technology Council, June 1978.
- 3) CEB-FIP Code on Seismic Design of Concrete Structures, CEB Bulletin No.133, May 1980.
- 4) 日本建築学会 R C 第 1 小委員会, 鉄筋コンクリート床スラブのひびわれと過大たわみ, 1980 年 9 月.
- 5) 井野, 土橋, 高橋, 大撓みの発生した鉄筋コンクリート床スラブの 1 次固有周期, 日本建築学会昭和 54 年度秋季大会学術講演梗概集 (構造系), pp. 1557~1558, 昭 54. 10.
- 6) 日本コンクリート工学協会, コンクリートのひびわれ調査, 補修指針, 昭 55. 5.
- 7) 東, 小森, 酒井, 過大たわみとひびわれ障害を受けた床スラブの補修と補強に関する実験的研究, 第 1 回コンクリート工学年次講演会論文集, pp. 261~264, 日本コンクリート工学協会, 昭 54. 5.

- 8) 東, 小森, 酒井, 鉄筋コンクリート床スラブの補修と補強に関する実験的研究(その1, 短期載荷実験の概要), 日本建築学会昭和54年度秋季大会学術講演梗概集(構造系), pp. 1565~1566, 昭54. 9.
- 9) 東, 小森, 酒井, 同上(その2, 長期載荷試験の概要), 同上, pp. 1567~1568, 昭54. 9.
- 10) 大久保, 東, ショットクリート吹付けによる既存鉄筋コンクリート部材の補強に関する研究, 第2回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp. 317~320, 日本コンクリート工学協会, 昭55. 5.
- 11) 飯野, パリ南高速道路におけるRC橋の鋼板接着補強, コンクリート工学, 第13巻2号, pp. 64~70, 昭50. 2.
- 12) コンクリート構造物の補修ハンドブック, pp. 456~467, 技報堂, 昭53. 11.
- 13) 六車, プレストレストコンクリート世界の動向 —アンボンドプレストレストコンクリート— 最近の発達と問題点, PC技術協会昭和53年度講習会テキスト, pp. 25~61, 昭54. 1.
- 14) 六車, PC建築構造における最近の話題, PC技術協会昭和54年度講習会テキスト, pp. 23~44, 昭55. 1.
- 15) 六車, アンボンドプレストレストコンクリート(V), GBRC, Vol. 3, No. 2, pp. 4~10, 昭53. 4.
- 16) 六車, プレストレストコンクリートプレキャスト部材の曲げびわれ耐力増大法研究, 日本建築学会昭和45年度秋季大会学術講演梗概集(構造系), pp. 797~798, 昭45. 9.
- 17) R. Park, K. J. Thompson, Some recent research in New Zealand into aspects of the seismic resistance of prestressed concrete structures, Proc. of the 12th New Zealand PCI Annual Meeting, pp. 98~108, Aug. 1976.
- 18) 六車, 渡辺, 河野, 辻本, 剪断補強効果に関する新モデル試験法と二, 三の結果, 第2回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp. 469~472, 日本コンクリート工学協会, 昭55. 5.
- 19) W. H. Dilger, A. Ghali, Remedial Measures for Cracked Webs of Prestressed Concrete Bridges, PCI Journal, Vol. 19, No. 4, pp. 76~85, July—August 1974.
- 20) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート造校舎の耐震診断方法および補強方法, 昭50. 6.
- 21) 川股, 東北工大5号館の震害修復, 建築技術, No. 346, pp. 83~95, 昭55. 6.

PCによる構造物の補強の実例

— 道路橋 編 —

1. 概 論

一般にコンクリート構造物の耐久性は高く、その寿命は半永久的と考えられて来ている。しかし、材料の選択、設計、施工方法が適切でなく、環境条件の悪化、使用状態の変化などにより、意外に短命であることも事実である。

近年、構造物に作用する荷重の量の増大、質の変化等に伴って構造物の機能低下、損耗も急速に進行しているものと推定されており、経済の成長と共に建設されて来た構造物を十分な維持、管理の下に大切に使用していく努力が一層必要となって来ている。このようなことから、維持、管理の一環としての補修はますますその重要性を増して来ている。構造物の補修技術に関する歴史は浅く、現在のところ定性的な判断するためのよりどころとしての基準*はあるものの、定量的には余り明確ではなく、経験的に判断される面が多い現状である。

現在一般に行われている補修の手順は図-1に示すものであり、図より明らかなように点検は、補修の出発点として重要である。点検に際しての留意点は、一般に図-2(a)(b)に示すものが参考となろう。図-2は都市内高架構造における経験に主としてよったものであるが、他の場合においても十分参考になるもので、当該構造物の立場条件の特殊性を加味すればよいものであろう。例えば、河川中にあれば、河川中の橋脚の洗掘、水流によるコンクリートの水

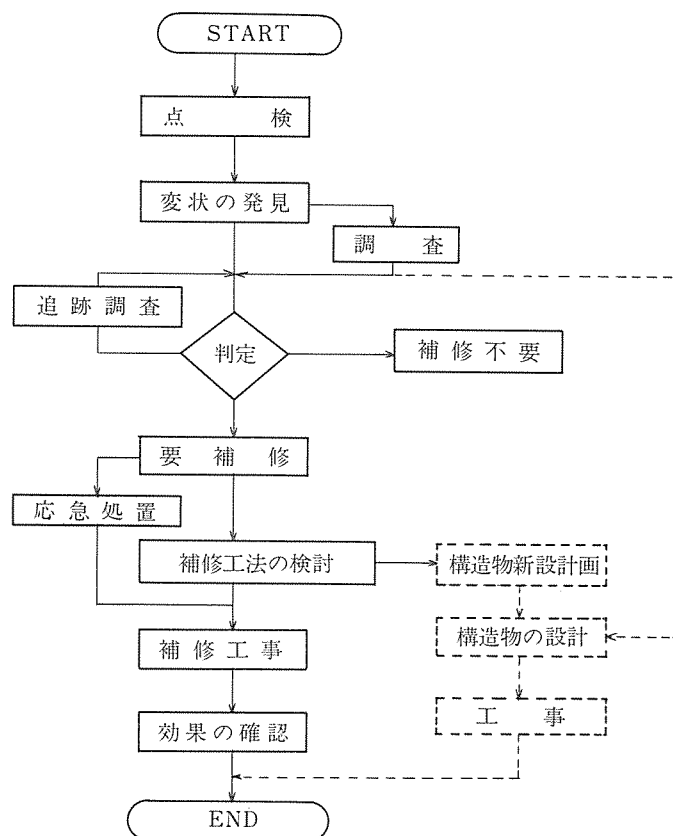


図-1 構造物補修の手順

* 脚注 例えば、日本道路協会、道路維持管理指針、道路橋補修便覧

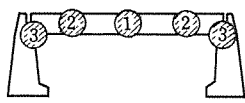
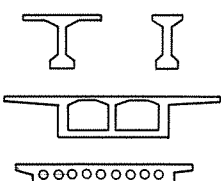
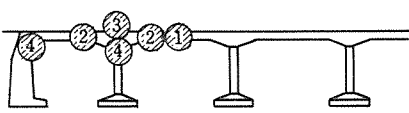
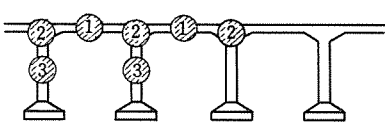
構造形式	重点箇所 (○印)	備考
単純げた	側面  断面 	1…支間中央部 2…支間1/4部 3…支承部
連続げた ゲルバー げた	側面 	1…支間中央部 2…反曲点部 (約支間1/4部) 3…橋脚けた 上部 4…支承部
ラーメン げた	側面 	1…支間中央部 2…隅角部 3…脚 部

図-2(a) RCおよびPC上部工の点検箇所¹⁾

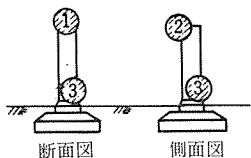
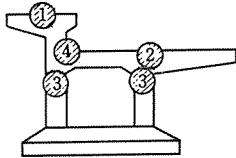
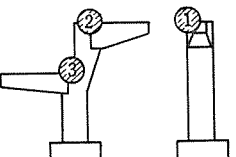
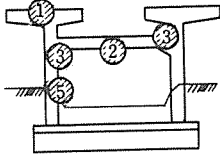
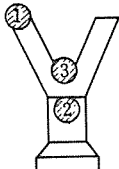
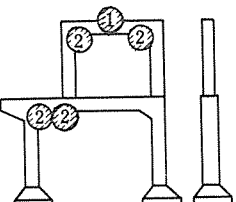
構造形式	重点箇所 (○印)	備考	構造形式	重点箇所 (○印)	備考
1本柱 橋脚	 断面図 側面図	1. 沓によるひびわれ 2. 沓 座 3. 水面部・路面部	片持ばり 式橋脚		1. 沓 座 2. 張 出 部 3. コンクリート打継部 4. 隅 角 部
片持ばり 橋脚		1. 沓によるひびわれ 2. 張 出 部 (上面・下面) 3. 隅 角 部	片持ばり ラーメン 橋脚		1. 沓 座 2. 中 央 部 3. 隅 角 部 4. コンクリート打継目 5. 水 面 部
Y形橋脚		1. 沓 座 2. コンクリート打継目 3. Y 境 目	ラーメン 橋脚		1. 沓 座 2. 隅 角 部 3. コンクリート打継部

図-2(b) 橋台および橋脚の点検箇所¹⁾

面、水面下の損傷、腐食、海浜地区では海水の干満の影響部、寒冷地帯、強風地帯などの外側の桁、等その留意点をあげることができる。

各種の異常が発見された場合に、調査、検討が開始される。この調査は直接的な資料のみでなく、表－１に示すように、その構造物の履歴、設計基準、施工記録等も収集されるべきである。調査結果により補修の効果が期待できるものについては、早期に手当を施し、構造物の耐用年数を保持するよう努力する必要がある。しかし、大がかりな補修を計画する場合には、新しく構造物を作替える場合との経済比較を行う必要がある。

表－１ 調査項目²⁾

区 分	項 目	摘 要
(1) 構造諸元、設計基準など	1) 上部構造	○形式、桁長、支承形式（固定、可動）など
	2) 基礎	○形式、深さ
	3) 橋脚の諸元	○形状寸法、使用材料、損傷部分の配筋、応力など
	4) 設計図書	○適用、設計基準類、図書など
(2) 損傷状態	1) ひびわれの状況	○ひびわれ位置、方向、大きさ、およびこれらの経時変化
	2) その他の特徴	○コンクリートの状態（凍結融解、塩害、洗掘などによる劣化の程度、シュミットハンマ等による強度、豆板の有無、打継目） ○剝離、鉄筋露出・腐食の有無、P C鋼材の腐食、グラウト填充、プレストレス量、等
(3) 外的条件	1) 荷重の状況	○完成後の地震の大きさ、回数、上部死荷重の変化（舗装オーバーレイなど）、交通荷重など
	2) 気象条件等	○凍結融解、汐風の影響、化学作用などを受けた可能性
	3) 周囲条件等	○橋脚の幾何的条件（建築限界、河川条件など）、補強・補修の作業条件（足場条件、高さ）
(4) その他	1) 近接工事	○工事の時間・内容・近接度
	2) 地盤状況	○周辺地盤の沈下の程度、地質
	3) 基礎の状況	○沈下、傾斜、水平変位、回転、浮上り
	4) その他	○橋脚の施行年月日、施行業者など

経済比較では、補修に要する費用と構造物の新設に要する費用との単純な比較だけではなく、

- 1) 既設構造物の老朽度、架設年数
- 2) 将来の使用状況の変化、改修の計画
- 3) 対象の構造物の形式
- 4) その他の計画の一環との関連

以上の点にも留意して、補修の要、改築の要のいずれかを決定しなければならない。

2. コンクリート構造物に発生する欠陥

コンクリート構造物の安全をおびやかす欠陥は、構造種別、構造形式、使用部材、架設地点の環境、使用条件、等によりその発生箇所、種類、程度が異なる。それらは、表面のひび割れ、剥離、剥落、すりへり、鉄筋露出、発錆、腐食、切断、漏水、変色、豆板などとして複合あるいは単独で発見される。

これらの欠陥は、たたきやはつり等によって内在する空洞、鉄筋の発錆、切断、コンクリートの化学的あるいは高温による侵食の程度、さらにシュミットハンマー等によりコンクリート強度の低下、ひび割れにより鉄筋量あるいはプレストレスの不足といったものを知ることができる。さらに、測量等により構造物の変位、変形（沈下、傾斜、移動、たわみ）等も測定され欠陥の一つの形態として明らかにされる。

以上のような欠陥の発生原因を分類すると表－２に示すものとなろう。通常の場合、一つの欠陥に対していくつかの原因が複合しているものであり、一つの原因によるものが他によるものを誘発し、それをさらに悪化させていることも少なくない。

表－２ コンクリート構造物（主として橋梁）の欠陥原因の分類²⁾

原因分類	原因項目	内 容
設 計	構 造 の 不 適	構造種別、形式、支間割、等の不適 断面形状の不適
	設 計 の 不 備	設計基準、条件の適用の誤り 構造形式、部材の安全度の検討不足 応用解析の誤り 計算誤り、計算忘れ、修正忘れ
	図 面 の 不 備	鉄筋、P C鋼材の配置不良 用心鉄筋の不足、断面形状・寸法の不足 構造細部の検討不足、修正忘れ
施 工	材 料 の 不 良	コンクリートの品質不良 鉄筋、P C鋼材の材質不良 不適な材質の使用
	工 法 の 不 良	施工方法、順序の誤り、作業員の技量不足、仮設工（型枠、支保工）の検討不足、施工管理の不良、不備 材料貯蔵方法の誤り
外 的	交 通 の 質 的 変 化	交通量の増大、車輛重量の増加
	事故および自然現象	衝突、落下、火災、地震、凍結、洪水、地滑り、沈下、洗掘
	近 接 工 事 の 影 響	沈下、横方向変位、凍上
	化 学 的 作 用	海水、汚染水、工場排水
	基 礎 構 造 の 欠 陥	基礎構造の破壊または欠陥
	そ の 他	電食

想定される欠陥の種類とそれらの原因の関連の概略を示すと図－３となろう。この図より明らかなように、コンクリート構造物に損傷を与える原因のほとんどすべては、ひび割れと密接な関連があるものと推定される。したがって、発生しているひび割れに注意することは、その構造物の耐久性、補修の必要性等の判定、維持・管理上当を得ている

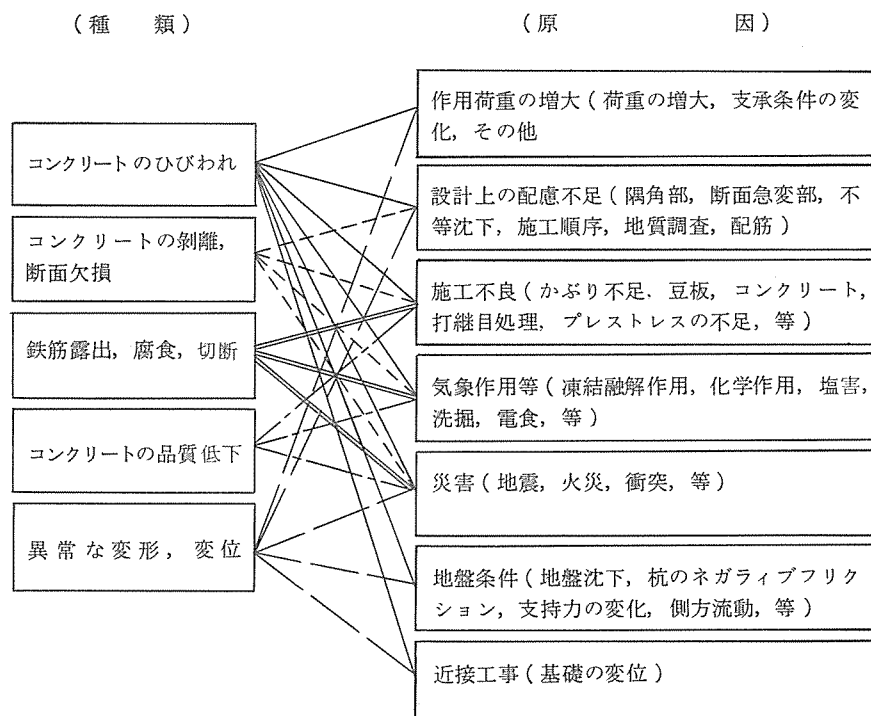


図-3 コンクリート構造物の損傷の種類と主な原因²⁾

ものと思われる。

コンクリート構造物に発生するひび割れを、材料、施工法に主として起因するものを図-4に、設計あるいは載荷荷重に主として起因するものを図-5に示した。

実際の構造物に発生するものは、図に示すひび割れが複合して発生する場合が多く、簡単にはその原因がつかめない。しかし、この原因を正確に把握することは、補修の必要性、その工法の決定に不可欠である。

3. ひび割れに関する調査

発生しているひび割れに関して、その補修が必要か否かの判断をするためには、以下に示す項目の検討が主である。

(1) ひび割れ発生原因

(2) ひび割れ幅

(3) ひび割れが活性かあるいは不活性か

(1) ひび割れ発生原因については；現場調査の主たるもので、図-4と図-5に示すものを参考に、表-1に示す他の資料、図書を参考にし、主として材料、施工によるものか、設計、荷重によるものかの判断が重要であり、材料、施工によるものは主として、修復の工法、設計、荷重によるものは補強の手段が一般に必要と推定される。

(2) ひび割れ幅については；表-3、表-4および表-5、図-6を参考として、その構造物の重要性、環境等により判断するもので、例えば、表-3にはひびわれ幅と鉄筋の応力度との関連の概要が示されている。この幅より推定して鉄筋の応力が、使用された鉄筋の材質と関連した許容値、さらに追加されるであろう荷重により生ずる応力との和が許容値をこえないかどうかの検討によ

表-3 鉄筋の引張応力度とひびわれ幅³⁾

鉄筋の引張応力度 (kg/cm ²)	ひびわれ幅 (mm)
1000	0.05 ~ 0.1
2000	0.1 ~ 0.2
3000	0.2 ~ 0.3

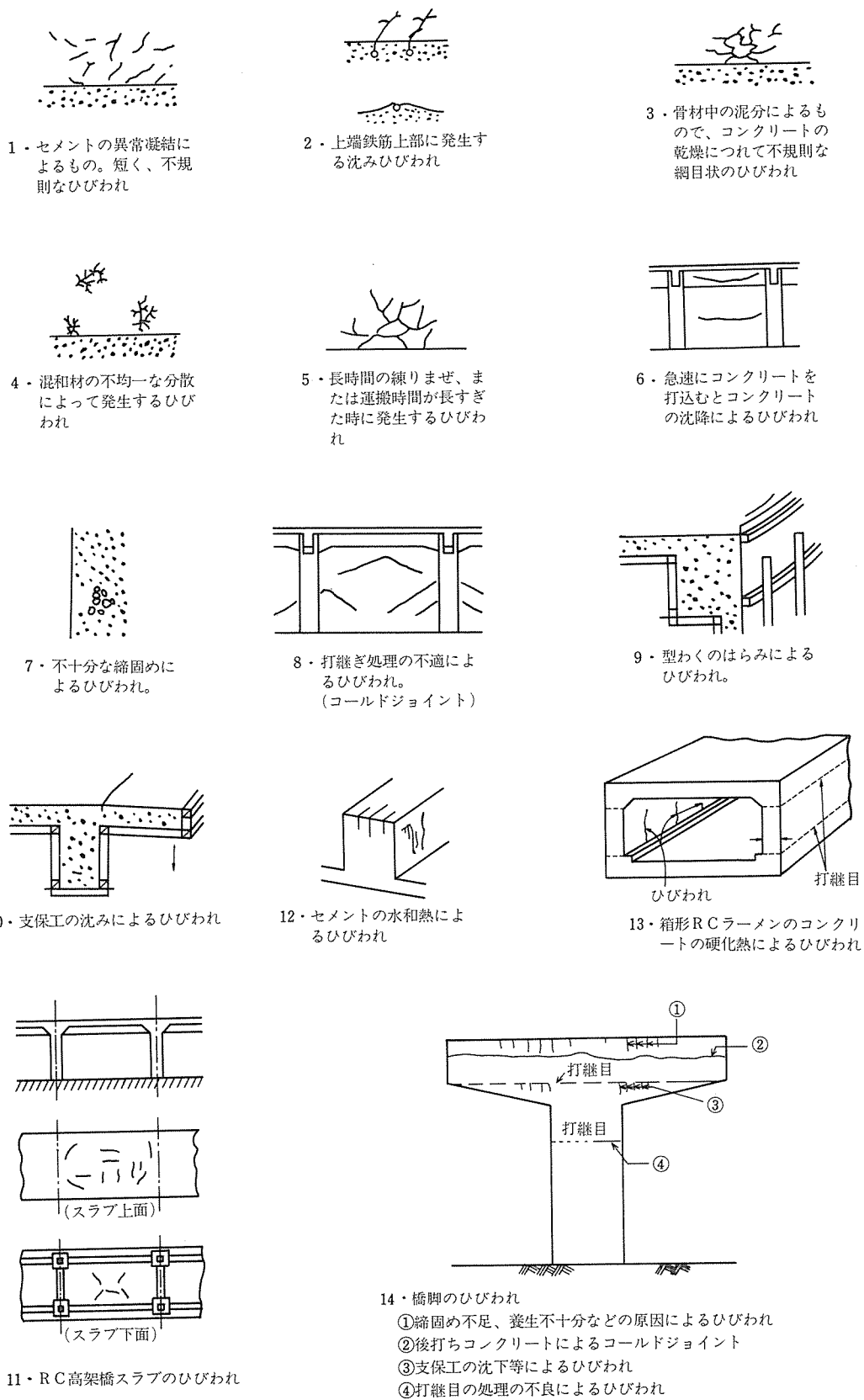
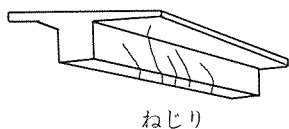
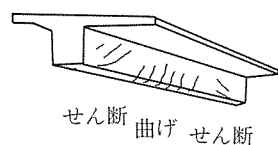
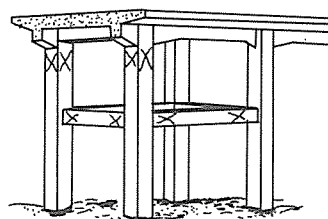


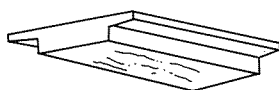
図-4 材料・施工に関連するひびわれ³⁾



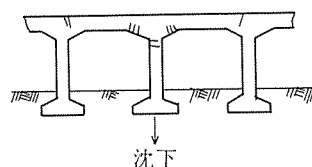
1・荷重（主として載荷荷重）



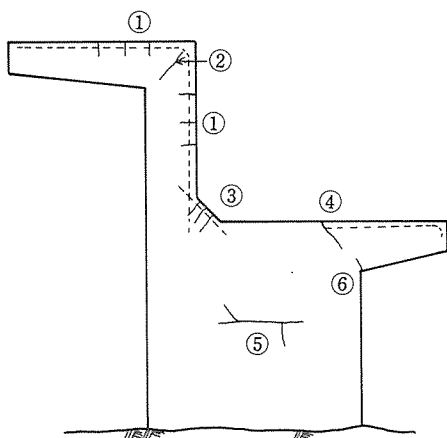
2・荷重（主として地震によるもの）



3・断面、鉄筋量不足

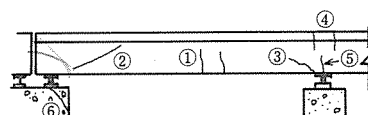


4・構造物の不同沈下



- ①主鉄筋量に原因する曲げひびわれ
- ②隅角部の鉄筋量とその配置の不良によるもの
- ③ハッチ筋の不足、配置、定着長不足によるもの
- ④主鉄筋の定着長の不足によるもの
- ⑤乾燥収縮によるもの
- ⑥支保工の沈下によるもの

5・橋脚のひびわれ



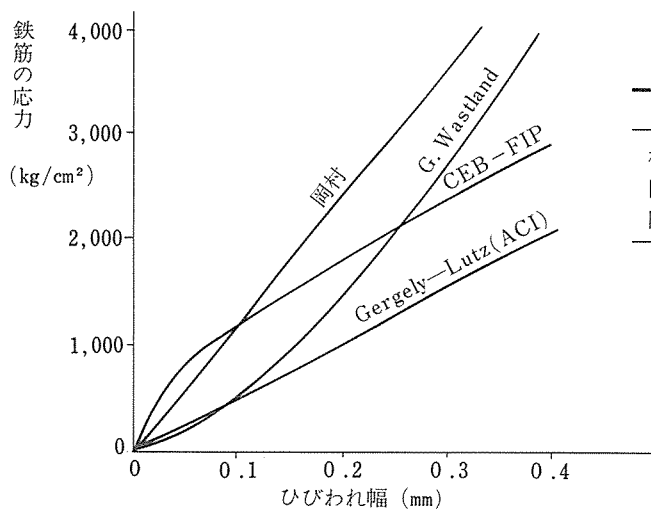
- ①④プレストレス不足によるもの
- ②③せん断力によるもの
- ⑤ 支承の支圧力、あるいは支承の水平力
- ⑥ 支承反力によるもの

6・P C げたのひびわれ

図-5 荷重、設計に関連するひびわれ³⁾

表－４ 鉄筋コンクリートの許容ひびわれ幅⁴⁾

規 準 名	環境条件あるいは対象構造物	許容ひびわれ幅 (mm)
土木学会 コンクリート標準示 方書	海洋コンクリート〔解説〕 干潮部	0.15
	海水中	0.20
港湾構造物設計指針	〔解説〕 干潮部	0.15
	海水中	0.20
ACI Building Code (318-71)	屋外部材	(0.33)
	屋内部材	(0.41)
CP-110 The Structural Use of Concrete	一般の環境	0.30
	浸食性の環境	(主筋かぶり) × 0.04
CEB-FIP Model Code	温和な環境 しばしば作用する荷重	〔解説〕 0.30
	一般の環境 しばしば作用する荷重	0.20
	過酷な環境 まれな荷重	0.20
	しばしば作用する荷重	0.10



図－６ 各研究者によるひびわれ幅と鉄筋の応力の関係¹⁾

表－５ 補修の必要な有害なひびわれ幅³⁾

露 出 条 件	有害なひびわれ幅
相当の腐食作用をうける構造部材	0.1 mm以上
防護工のない普通の構造部材	0.2 mm以上
防護工のある普通の構造部材	0.3 mm以上

り、補強の要、不要の概略がつかめよう。

ひび割れと鉄筋応力の関係について各種の研究があるが、図－６に示すように相当にばらついているので、一つの理論によらず各種の式で検討する必要があるものと思われる。

外国を含めた各種の基準で許容されているひび割れ幅は、表－４に示すものとなっているが、既往の経験等により、日本においては平均的に見て、表－５に示すものが、補修の必要なものと判断して大きな誤りはないものと思われる。

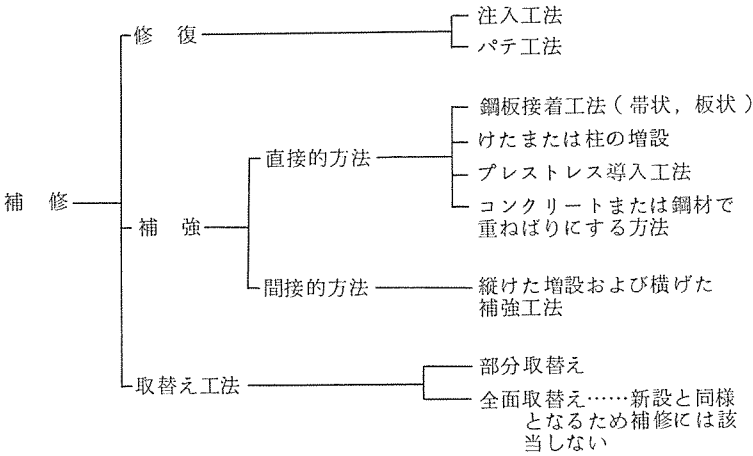
(3)ひび割れの活性あるいは不活性；一般にひび割れが不活性であれば、それ以上のひび割れとはならず、修復工事で、十分に構造物の安全性、耐久性は確保されたと思ってよいもので、主として、材料、施工段階に生じたものが多い。

ひび割れの幅、その延長が増大する場合は活性であり、放置すれば、現在のひび割れ幅は小さくても将来において、構造物の安全をおびやかすことが推定されるので、さらに原因の詳細な検討を行い、早急に補強工法を採用し、構造物の耐久性、安全性を向上させるべきである。これは、主として、設計の不備あるいは荷重の増大によるものがその原因の主たるものと思われる。さらに、図－１等についてのべたように、取替等の処理まで、工事の規模が大きくなることもあり、各種の条件を考慮して、検討を加える必要がある。

4. 補修工法

補修は、一般的に作業条件が悪く費用も割高となり、かつ時間的な制約を受けることが多い。また使用材料は、施工の難易を左右し、ひいては補修効果の大きな要素となってくるため、特に新しい材料を使用する場合は十分調査検討したうえで使用し、施工後も追跡調査を行うなどの配慮が必要である。補修方法の選定にあたっては補修の効果、施工性、安全性、経済性、美観等について総合的に検討し、最も適切な方法を選定する必要がある。

- コンクリート構造物の補修工事は、図－７に示すように、修復と補強に大別^{*}され、
 - 修復；既設橋に生じた破損を直し、もとの機能を回復させることを目的とする補修をいう。
 - 補強；破損の補修にあたってもとの機能以上の機能向上を図るような場合、また、特に破損がなくても、積極的に既設橋の機能向上を図るべく、手を加える場合の補修をいう。
- とされており、一般に採用されている工法も分類されている。



図－７ 補修の分類と工法⁵⁾

使用材料と補修工法の概略の関連を表－６に示した。

^{*} 脚注；この分類と定義は、日本道路協会、道路橋補修便覧、によるものである。

表－6 材料と補修工法の関連²⁾

材 料		工 法	内 容
接 着 材	注 入 用	注入工法	外装仕上げ材の浮き、剥離補強 ひびわれ補修、補強（鉄板貼付工法）
	充 填 用	パテ工法	ひびわれ補修、コンクリート不良箇所補修
		圧縮工法	（鉄板貼付工法）
シーリング材		充填工法	ひびわれ補修
コンクリート	普 通	コンクリート打増工法	各構造部材の補強
	プレパケット	プレパケットコンクリート工法（セメントミルク注入）	各構造部材の補強
モ ル タ ル	セメントモルタル	モルタル塗り工法	仕上げ材、コンクリート不良箇所の補修
		ショットクリート工法（モルタル吹付）	各構造部材の補強
	エポキシモルタル	パテ工法（手着け、コテ塗り）	各構造部材の補修、補強
		圧着工法（加圧）	各構造部材の補強
鋼 材	鉄 骨	鉄骨梁補強工法	床版、梁の補強
	鉄 板	鉄板接着工法（注入工法、圧着工法）	各構造部材の補強
	鉄 筋	鉄筋接着工法（表面貼付、溝切埋込）	各構造部材の補強
	P C鋼材	プレストレスの導入	各構造部材の補強
F R P		圧着工法	コンクリート表面の補強 各構造部材の補強

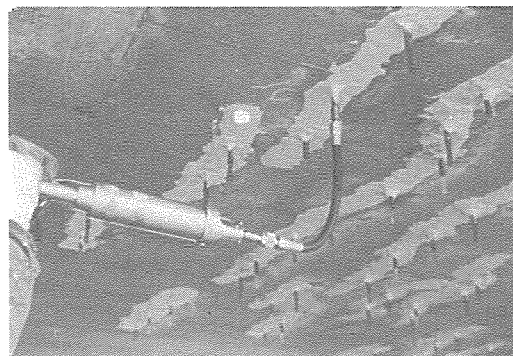
(1) 注入工法

注入工法は、一般にコンクリート構造物の応力上支障のない部分のひび割れ進行を防止し、コンクリート構造物の一体化を図るために、ひび割れに沿って、主としてエポキシ樹脂^{*}を注入し補修する工法である。

エポキシ樹脂による注入工法の施工法は、図－8に示す順序で行われるものである。

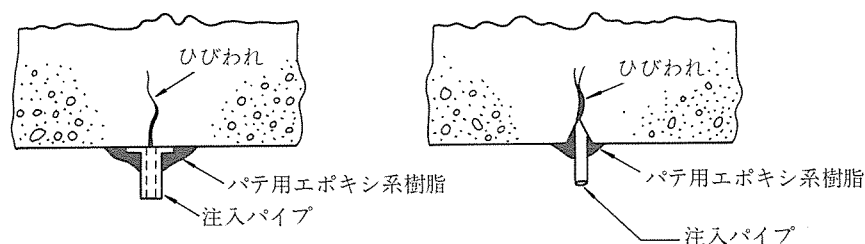
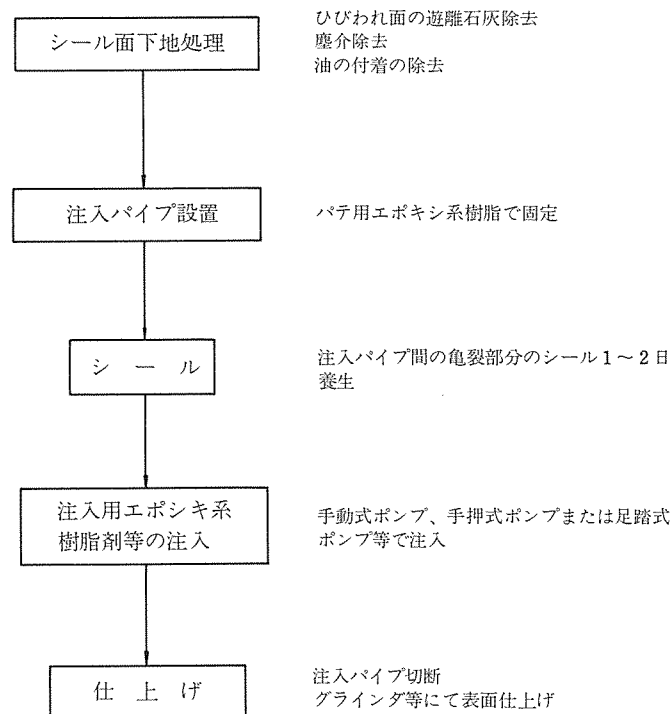
この工法は、施工が確実に行われているか否かの確認が一般に難しいため施工管理に十分注意する必要がある。

ポンプでエポキシ樹脂をひび割れに注入している状態を写真－1に示す。



写真－1 樹脂注入作業

^{*}注 エポキシ樹脂はその性能がすぐれているが、高価であり、一般に粘性が高いため、性能は劣るが安価で一般に粘性の低いポリエステル樹脂が代りに使用されることがある。



図－8 ひびわれ注入の例⁵⁾

(2) パテ工法

コンクリート表面ではなく離れおよび劣化あるいはじゃんか等の欠陥が生じた場合に、その欠陥部とその周辺を、内部の健全なコンクリートのところまではつり、パテ用エポキシ系樹脂を充てんし、内部のコンクリートを防護し、鉄筋の腐食を防ぐ目的で行う補修工法である。

(3) 鋼板接着工法

鋼板接着工法は、コンクリート部材の引張縁のひび割れ外面に鋼板を接着させ、既設コンクリートと鋼板の一体化を図り鉄筋としての断面効果を期待する補修方法である。

この工法には、図－9に示すように、圧着工法と注入工法の2方式がある。

(a) 注入工法

コンクリート面と鋼板面の間にスペーサー等によりすき間をもたせ、周囲をシールして一方から注入用エポキシ系樹脂を注入し、空気を追出しながら接着する工法である(図－9(a))。

(b) 圧着工法

コンクリート面および鋼板面にエポキシ系樹脂を塗布し、あらかじめコンクリート面に固定してあるアンカー類を用いて鋼板をコンクリート面に圧着する工法である(図－9(b))。

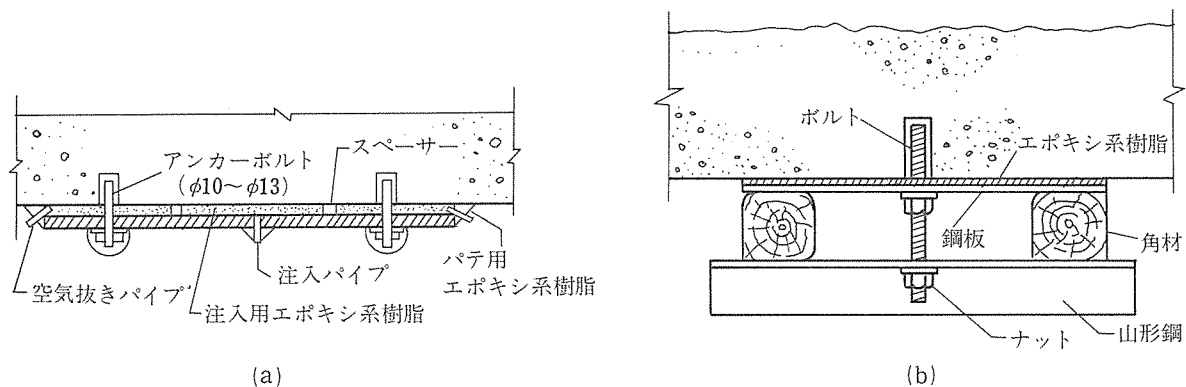


図-9 鋼板接着工法⁵⁾

上記のいずれの工法においても、図-10に示すように比較的広幅の鋼板を1列に接着する方法と、幅20~30cm程度の短冊状の鋼板を2列以上並列する方法とがある。これらは、床版にあるいはその他の部材のひび割れ発生状況や施工法により、適切に選択される必要がある。

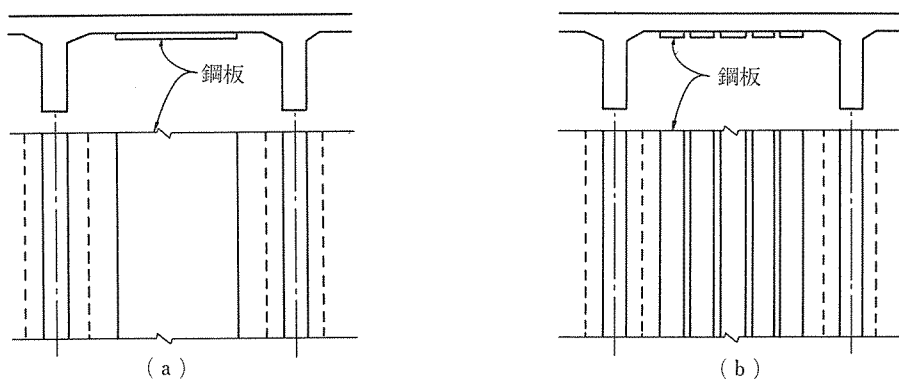


図-10 鋼板の配置形式⁵⁾

写真-2には、短冊状の鋼板圧着工法の作業を、写真-3には、その工事の完成状態を示してある。

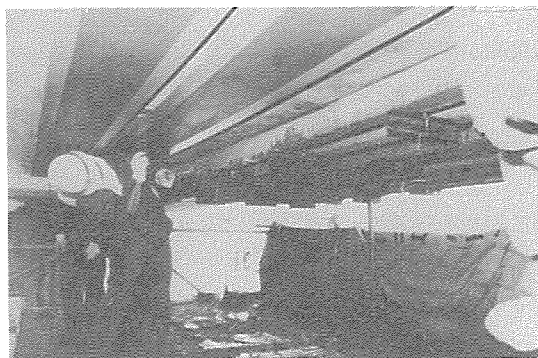


写真-2 鋼板の圧着工法による補修工事



写真-3 鋼板による桁の補修完成

その他の工法として、プレストレス導入工法を除くと、図-7に示すように、けたまたは柱の増設、コンクリートまたは鋼材で重ねばりをする方法、縦げた増設および横げた補強工法、大きな分類では取替え工法、などがあるが、これらの工法は適用条件が満足される例も少なく、したがって実施例も少ないのでここでは省略する。

5. プレストレスによる補修

プレストレスを構造物あるいは部材に導入することによる補修は、直接的な補強手段中において最も積極的なものである。この工法は、補強が必要とされ、種々の条件が満足される場合には、可能なかぎり採用すべきものであろう。その特長としては、

- (i) プレストレス力により、部材に発生している超過応力を消去できる。
- (ii) 配置されたPC鋼材により、部材の破壊安全率を高くすることができる。

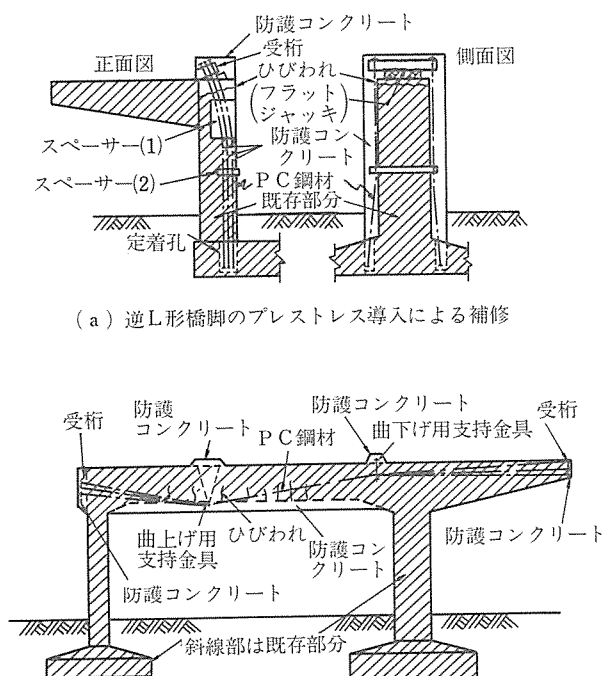
が主なものである。しかし、以下に述べる短所もある。

- (i) ケーブルあるいは定着装置の設置および作業空間が他の工法より一般に広く必要である。
- (ii) 設計、施工が、一般に他の工法より複雑である。
- (iii) 施工が小規模の場合は工費が割高である。

プレストレスによる補修は以上のような点も考慮して有効に使用されるべきで、他の工法との併用により、この工法の特長が最大限に発揮されるものであろう。

(1) プレストレスによる補強の適用

プレストレスによる補強は、部材あるいは構造物に作用する曲げモーメント、軸力、せん断力、ねじりモーメント、さらにその変形に対して適用されてきている。しかし、橋梁や建物の床版のように2方向の曲げによるひび割れなどの場合には、一般に、鋼板接着、FRPの接着あるいは樹脂注入工などの方が部材の大きさ、2方向の曲げモーメントの作用さらにPCケーブルの定着装置の設置などの面から有利である。したがって、一般に、プレストレスによる補強は、図-11に示すような比較的大きな桁あるいは部材、構造物に対して用いるのが適切であると思われる。大形の構造物への適用としては、図-12に示すダムの高上げにプレストレスを用いたものもある。さらに特殊な例として



(a) 逆L形橋脚のプレストレス導入による補修

(b) π 形ラーメン橋脚のプレストレス導入による補修

図-11 プレストレス導入による補修例²⁾

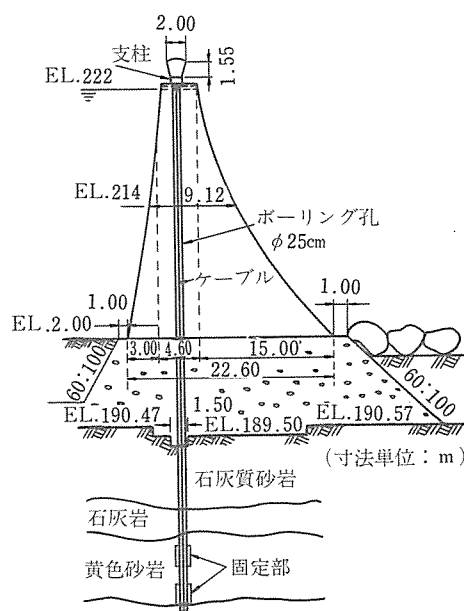


図-12 ダムの補強例の断面図²⁾

は、アーチダムの岩盤の補強として応用したものもあり、他の工法では一般に不可能なものにも適用が可能である。

以上にのべた適用例は、プレストレス工法を有効に利用したものである。しかし、曲げモーメントの交番する部材の設計に、プレストレス構造が必ずしも有利でないことはそのまま補強工事にも言える。したがって、外力あるいは曲げモーメントが主として一方向に作用し、適当な定着部、施工上のスペースが利用できる場合には、経済的かつ有効な手段である。

(2) プレストレス補強用の機材

プレストレス工法を構造物あるいは部材の補強に適用する場合に使用する機械あるいはPC鋼材は、PC構造物を建設するために使用するものと全く同一のものである。しかし、工事の特殊性のために以下の特長を有するものを使用すると便利なが多い。

- (i) PC鋼材は可撓性が高く、1本当りの引張力が比較的大なもの；PC鋼棒よりはPC鋼線、PCストランドの使用が有利な場合が多い。
- (ii) 定着端におけるセット量の少ない定着法；一般に、くさび式の定着具よりもねじ式あるいはボタンヘッド式の方が有利
- (iii) 定着具の形状、寸法が小形のもの
- (iv) 緊張用のジャッキ類は、小形で軽量、操作简单、さらに、作業必要スペースの小さなもの
- (v) 使用材料は、強度が高く、耐食性、耐疲労性が高く、さらに、施工性が高いもの

上記のことは、一般のPC構造物の施工においても重要なことであるが、補強工事のように、設計、施工の自由度が比較的低い場合には、特に重要な要素と思われる。

- a) PC鋼材の選択；PC鋼材の配置形状が直線の場合には、いずれの鋼材を用いても支障がないが、一般には折線状あるいは曲線状に配置されるので、

PC鋼線； $\phi 5\text{ mm}$ 、 $\phi 7\text{ mm}$ あるいは $\phi 8\text{ mm}$ などよりなるPCケーブル

PCストランド； $\phi 9.3\text{ mm}$ 、 $\phi 9.5\text{ mm}$ 、 $\phi 10.5\text{ mm}$ 、 $\phi 11.1\text{ mm}$ 、 $\phi 12.4\text{ mm}$ 、 $\phi 12.7\text{ mm}$ あるいは $\phi 15.2\text{ mm}$ などの単線を用いるか、あるいは7本、19本を束ねたPCケーブル

を主体に採用する。

- b) 定着方式の選択；一般にPCケーブル長が短い場合が多いので、定着具におけるセット量の少ないものが有利である。PCケーブル長が長く、曲線状に配置された場合など、摩擦の大きいケーブル配置の場合において、ゆるみの影響がプレストレス力に対して悪影響を与えない場合には、任意の定着具が採用できる。しかし、この場合も小形のものを選択するのがよい。

表－7に現在日本国内で使用できる工法を示した。一般的な傾向を述べると、くさび式よりボタン式、ねじ式の方がセット量小さい。

表－7 ポストテンション工法²⁾

定着方式	工 法 名
1 くさび式	フレシネー、*OBC、*フープコーン、VSL、*SWA、CCL、SM、S/H、スリーストランド
2 ボタン式	BBRV、*OSPA
3 ねじ式	ディビダーク、SEEE
4 ループ式	レオンハルト、レオバ、プレロード
5 合金式	*安部ストランド

(注) *印を付したのは日本において開発されたものである。

PCケーブルの緊張端にブロックあるいは横桁を設けて、図－11(a)に示すように、このブロックと補強する部材端

面の間にジャッキを挿入してプレストレスを与える場合には、PCケーブルの定着時のセットはないと考えられるので、上述の選択に考慮を払う必要はない。

(3) PCケーブル緊張用機材；通常の構造物の新設工事の場合と異なり、補強工事は、作業スペース、作業時間などが相当に制約されることが多い。したがって、一般に使用される機器より

- (i) 軽量であること
- (ii) 作業が簡単、確実であること
- (iii) 作業空間が小さいこと
- (iv) 動力源が小規模で簡単なこと

などが、要求されることになろう。

たとえば、図-11(a)に示すように、PCケーブル定着ブロックとプレストレスを導入すべき躯体との間に、ジャッキをはさみプレストレスを与えることなどは、作業性も比較的良好で、確実な施工法の一つといえよう。大単位のPCケーブルを使用する場合など、大型で重量の大きなジャッキが必要となるが、PCケーブルを構成している一本一本の鋼線あるいはストランドを緊張する工法もあり、この場合、使用ジャッキおよびポンプも小型となり作業性が向上される。

一般に、プレストレス工事としては、シースあるいはグラウト等の材料、その他の雑材料が必要である。これらは、補修あるいは補強用として一般工事のものと特に異なった性質が要求されることはない。いずれにしても作業性の良好なものが必要とされる。

通常の場合、プレストレス導入に先だって、発生しているひび割れには防錆を目的として樹脂注入が行われる。

PCケーブルは、図-11に示すように折線状に配置することがあり、この折線部の曲げ半径は、素線の曲げによる応力度とプレストレスによる引張応力度が許容値を超えないように決めなければならない。同様に、PCケーブルの定着部においても、定着部で急激な折曲げをケーブルに与えないような定着具の設置を行わなければならない。

(4) プレストレスによる補強の設計法の概要

プレストレスによる補強方法の基本的な考え方には2通りあり、補強すべき構造物によって、

- (i) プレストレス力により部材あるいは構造物に作用している力と反対の力を与える。
- (ii) プレストレス力により部材断面内の応力分布の改善をし、許容値内におさめる。

以上の2通りと考えられ、前者は主として鉄筋コンクリート構造物あるいは部材を補強する場合の適用、PC部材でもひびわれが入ってしまっていると同様な考え方の処理となろう。後者は、主として、PC構造物あるいは無筋コンクリートの場合などで、ひび割れが発生していない状態で補強する場合の処理と考えられる。

1) 鉄筋コンクリートの例

図-13に示す鉄筋コンクリート部材が、当初3 t/mの荷重に対して設計されていた。その後、追加の曲げモーメント $M' = P\ell/4 = 25 \text{ t}\cdot\text{m}$ が載荷されたものとする。これに対して、PCケーブルで図に示すようにアウトサイドの配置で補強することにする。

当初荷重による設計

$$\text{曲げモーメント } M = q\ell^2/8 = 300/8 = 37.5 \text{ t}\cdot\text{m}$$

鉄筋断面積 A_s は、鉄筋の許容応力度 $\sigma_{sa} = 18000 \text{ t/m}^2$ とすると、

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} j d} = \frac{37.5 \text{ t}\cdot\text{m}}{18000 \times 0.897 \times 0.75} = 0.00309 \text{ m}^2$$

となり、鉄筋は $\phi 25$ を7本 (0.003436 m^2) 配置することにする。一方、コンクリートの圧縮応力度 σ_c は、許容応力度 $\sigma_{ca} = 70 \text{ kg/cm}^2$ とすると

$$\sigma_c = \frac{2M}{k j b d^2} = \frac{2 \times 37.5 \text{ t}\cdot\text{m}}{0.309 \times 0.897 \times 1.0 \times (0.75)^2} = 480 \text{ t/m}^2 < 700 \text{ t/m}^2$$

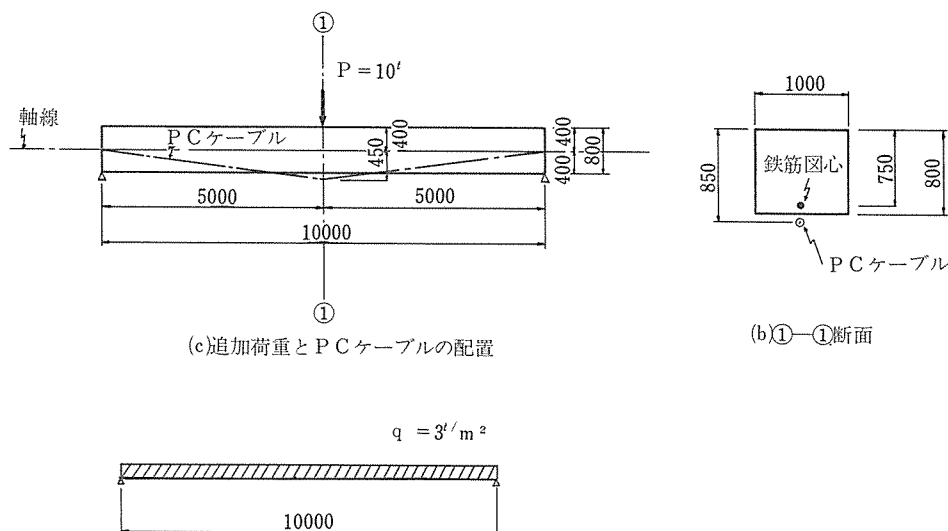


図-13 鉄筋コンクリート部材のPCによる補強

となり、許容応力度はいずれも満足されている。この状態にさらに追加モーメントが、図-13に示すように、10 t の集中荷重が支間中央に作用するものとする。

追加曲げモーメントは

$$M' = P\ell/4 = 25 \text{ t-m}$$

となる。この場合の鉄筋およびコンクリートの応力度は、

合計モーメント $\sum M$ は

$$\sum M = M + M' = 37.5 + 25.0 = 62.5 \text{ t-m}$$

となり、各応力度は

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{62.5 \text{ t-m}}{0.003436 \text{ m}^2 \times 0.897 \times 0.75} = 27040 \text{ t/m}^2 > 18000 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k j b d^2} = \frac{2 \times 6250000}{0.309 \times 0.897 \times 1.0 \times (0.75)^2} = 800 \text{ t/m}^2 > 700 \text{ t/m}^2$$

となり、いずれも許容応力度を超過しているので、PCケーブルによる補強を行う。

鉄筋コンクリート部材にPCケーブルで補強を行うことは、外力としてPCの軸力と偏心モーメントを与えることと同じ効果であるので、偏心軸圧縮を受ける部材として算定を行う。

作用する軸力 $N = P_e = 80 \text{ t}$ (有効プレストレス力部材軸方向)

作用する曲げモーメントの合計は、プレストレス力によるモーメント $M_p = P_e e_p = 80 \times 0.45 = 36 \text{ t-m}$ とすると

$$\sum M' = M + M' - M_p = 62.5 - 36.0 = 26.5 \text{ t-m}$$

となる。

$$M = N_e = 26.5 \text{ t-m}$$

したがって、軸力の作用偏心量 e は

$$e = \frac{M}{N} = \frac{26.5}{80.0} = 0.33 \text{ m}$$

となり、偏心圧縮力の作用点は、断面のコア外となる。したがって、図-14より、単鉄筋断面に対して

$$\sigma_s = n \sigma_c \left(C + \frac{h}{2} - x \right) / x \quad \dots\dots\dots (a)$$

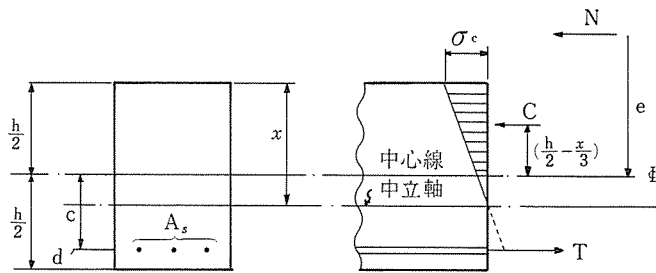


図-14 軸力と曲げを受ける単鉄筋断面

$$N = \frac{b x}{2} \sigma_c - \sigma_s A_s$$

$$M = N e = \frac{b x \sigma_c}{2} \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3} \right) + \sigma_s A_s c$$

となり、

したがって、 x に関する式は

$$x^3 - 3 \left(\frac{h}{2} - e \right) x^2 + \frac{6 n A_s (e + c)}{b} x - \frac{6 n A_s}{b} \left(c + \frac{h}{2} \right) (e + c) = 0 \quad \dots\dots\dots (b)$$

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{b x}{2} - \frac{n A_s}{x} \left(c + \frac{h}{2} - x \right)} \quad \dots\dots\dots (c)$$

の各式で x , σ_s , σ_c を算定することができる。

式(b)より x を求めると、 $x \doteq 0.37 \text{ m}$ となる。この値を式(a)と式(c)に代入して、コンクリートおよび鉄筋の応力度を求めると、

$$\sigma_c = 606 \text{ t/m}^2 < 700 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_s = 9336 \text{ t/m}^2 < 18000 \text{ t/m}^2$$

となり、補強が十分に行われたことになる。

プレストレストコンクリートの例

図-15 に示すように、鉄筋コンクリート部材の場合と同様に、荷重における条件は同一とする。

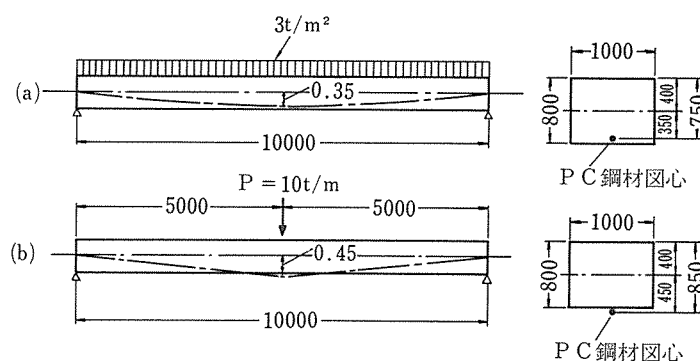


図-15 プレストレス補強の例題²⁾

当初荷重における設計

$$\text{曲げモーメント} \quad M = 37.5 \text{ t-m}$$

$$\text{部材断面} \quad A = 0.8 \text{ m}^2$$

$$\text{断面係数} \quad W = 0.107 \text{ m}^3$$

$$\text{P C鋼材偏心量} \quad e_p = 0.35 \text{ m}$$

コンクリート応力度

$$\left. \begin{array}{l} \text{上縁 } \sigma_{c0} \\ \text{下縁 } \sigma_{cu} \end{array} \right\} = \frac{M}{W} = \begin{cases} 350 \text{ t/m}^2 \text{ (圧縮)} \\ -350 \text{ t/m}^2 \text{ (引張)} \end{cases}$$

$$\text{有効プレストレス力 } P_e = 80 \text{ t}$$

プレストレス

$$\text{上縁 } \sigma_{c0p} = P_e / A - P_e e_p / W = -162 \text{ t/m}^2$$

$$\text{下縁 } \sigma_{cup} = +362 \text{ t/m}^2$$

合成応力度

$$\text{上縁 } \sum \sigma_{c0} = \sigma_{c0} + \sigma_{c0p} = 350 - 162 = 188 \text{ t/m}^2$$

$$\text{下縁 } \sum \sigma_{cu} = \sigma_{cu} + \sigma_{cup} = -350 + 362 = 12 \text{ t/m}^2 > 0$$

以上のようにフルプレストレスとしての許容応力度の条件を満足している。

この桁に、追加の曲げモーメント $M' = P\ell/4 = 25 \text{ t-m}$ が載荷されるものとする。

追加荷重による部材に発生する応力度は

$$\left. \begin{array}{l} \text{上縁 } \sigma'_{c0} \\ \text{下縁 } \sigma'_{cu} \end{array} \right\} = \frac{M'}{W} = \begin{cases} 234 \text{ t/m}^2 \\ -234 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

となり、合成応力度は、

$$\text{上縁 } \sum \sigma'_{c0} = \sum \sigma_{c0} + \sigma'_{c0} = 188 + 234 = 422 \text{ t/m}^2$$

$$\text{下縁 } \sum \sigma'_{cu} = \sum \sigma_{cu} + \sigma'_{cu} = 12 - 234 = -222 \text{ t/m}^2 < 0$$

となる。したがって、下縁に引張応力度 222 t/m^2 が発生するので、これに対して補強する。プレストレスによる補強をアウトサイドケーブル方式により行うものとする（図-15 参照）。

$$\text{有効プレストレス力 } P'_e = 45 \text{ t}$$

プレストレス

$$\left. \begin{array}{l} \text{上縁 } \sigma'_{c0p} \\ \text{下縁 } \sigma'_{cup} \end{array} \right\} = \frac{45}{0.8} - \frac{45 \times 0.45}{0.107} = \begin{cases} -133 \text{ t/m}^2 \\ +245 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

合成応力度

$$\text{上縁 } \sum \sigma'_{c0} = 422 - 133 = 289 \text{ t/m}^2$$

$$\text{下縁 } \sum \sigma'_{cu} = -222 + 245 = 23 \text{ t/m}^2 > 0$$

したがって、以上によりプレストレスにより十分な補強された。

この計算例は単純化しているので、実際の場合には、設計に当っては、以下のことに留意しなければならない。

- 不静定構造の場合には、追加プレストレス力により 2 次モーメントの発生がある。この影響を考慮する。
- 追加されたプレストレスにより、すでに導入されているプレストレスが変化する。同時に、クリープ、レラクセーションも影響を受けることになる。すでに配置された、鉄筋の応力度の変化
- 各段階における断面の性質を使用して応力の検討を行う。

以上のように、プレストレスによる補修は、RC 構造にとっては、外力と軸力の導入、プレストレス構造にとっては、プレストレスを 2 回に分けて導入したと同様なものと考えることができよう。

6. プレストレスによる補強例

ここに示す橋梁構造物の補強例は、その損傷に対して、合理的に有効にプレストレスを導入して補強されたもので、工事後すでに10余年を経たものもある。その後の定期的な点検によっても健全な状態であることが確認されているものであり、この方法が有効であり適切であったという証拠と考えられる。

事例 1. 床版の破損²⁾

図-16に示すようなプレキャスト桁並列のPC単純桁橋の場所打ちコンクリートの床版部分の一部に陥没事故が発生した。

調査結果から破損原因は、第1にコンクリートの品質不良、第2に重量車の通過、繰返し荷重の影響が推定された。

補強の設計と施工

補強方法としては、交通量が多い所であり、交通閉塞期間をできるだけ少なくすることが望まれ、破損部以外にも相当不良部分があると考えられるので、大規模な補強が必要であった。

基本的には、図-17に示すように、現床版上に軽量コンクリートを打設し、この打足し床版あるいは重ね梁床版で

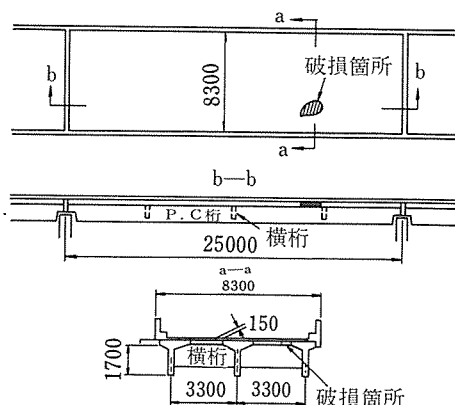


図-16 破損状態図²⁾

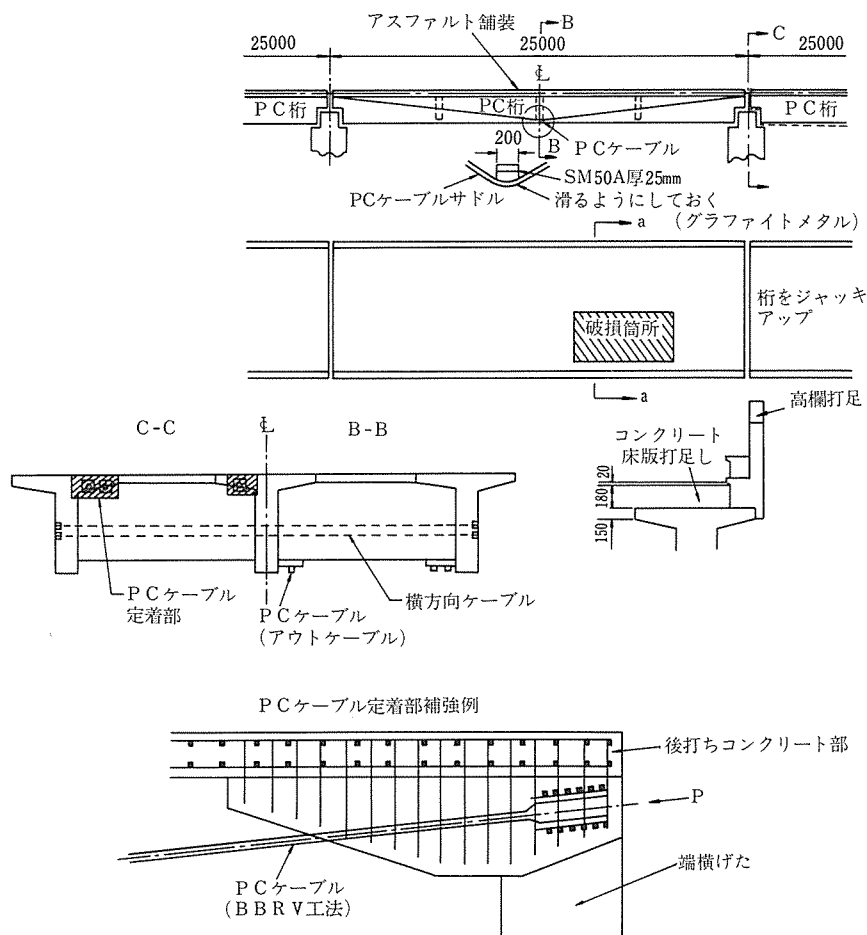


図-17 床版の打足しとプレストレス導入による補強²⁾

自動車荷重を直接支持し、桁に作用する死荷重増加分はアウトケーブルによるプレストレス力で補強する方法である。アウトケーブルは、支間中央横桁にサドルを設けて折り曲げ、桁を貫通し、定着部コンクリートにアンカーした。両側の桁を後打ちコンクリートの分だけジャッキアップし、路面のすり付けを行った。

プレストレス力の決定に際しては、以下の3ケースについて検討を加え安全を確かめた。すなわち、

- (1) 旧場所打ちコンクリートを有効と考える
- (2) 旧場所打ちコンクリートを有効と考える
- (3) 打足し軽量コンクリートも有効と考える

であった。

使用したケーブルは、BBRV、B-100を各桁に2本、計6本を用いた。

さらに横桁には、押し上げ力、サドルの摩擦による水平力が作用するので、検討のうえ現状の横桁で十分であることを確認して施工した。

その他、部分的な補修として、打足し床版による路面嵩上げに応じた縦断線形の変更、両側橋梁路面の嵩上げ、高欄、地覆の嵩上げなどを行った。なお、死荷重の増加による下部に対する影響は無視できたので、橋脚、基礎ともに補強は行わなかった。

以上の施工を、事故発生後13日目で仕上げ、2週間後には交通を開放した。さらに、補修直後、および約半年後に静的載荷試験を行い、設計荷重に対する安全性を確認した。

事例 2. 逆L型橋脚のひび割れ²⁾

図-18に示すような橋脚柱にひび割れが発生し、特に隅角部の対角線上の引張部分から背面にかけ、図-19に示すように、最大1mm幅のひび割れが生じた。

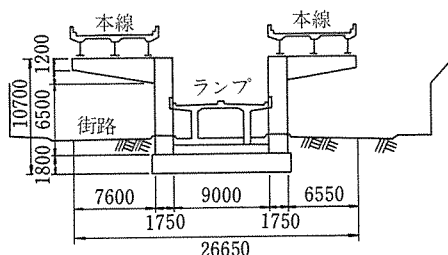


図-18 橋脚一般図²⁾

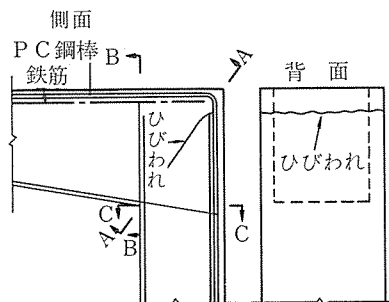


図-19 隅角部の構造とひびわれ発生状況²⁾

調査結果からひび割れ発生に関する設計上の問題点として、

- (1) 設計時の検討断面は、図-19においてB-BとC-C断面であることから、P C鋼材の定着具を脚柱背面より相当に内部に配置したため、隅角部の引張応力に対してプレストレスが有効に作用せず、むしろ定着具背面に生ずる引張応力がひび割れを誘発させる一因となったこと。
- (2) 隅角部には、橋軸方向の地震力に対して配置された柱主鉄筋がそのまま立上っているだけであり、特に隅角部の引張応力に対する配筋の検討不足
- (3) 柱主鉄筋はすべて同一箇所に定着されており、その部分にひび割れが集中すると同時に、図-19に示すA-A断面の鉄筋量も不足

が明らかとなった。

隅角部の応力状態を、福田博士の計算式（福田式）によって算出すると、図-20に示すように最大32 kg/cm²の引張応力度が生じることとなり、鉄筋の配置のほとんどされていないこの部分のひび割れ発生は確実となった。今後載荷される活荷重によりこのひび割れ

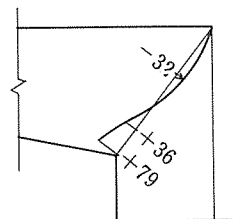


図-20 隅角部の応力状態²⁾

が増大することも予想された。

補強の設計と施工

補強方法としては、

- (1) アウトケーブルによって隅角部にプレストレスを導入する。
- (2) 仮支柱を設けて梁先端部をジャッキアップし、高強度コンクリートによってハンチを打足す。
- (3) ひび割れの発生した隅角部側面に、エポキシ樹脂を用いて鉄板を圧着する。

以上が検討された。これらの中で、最も補強効果が高く、确实と推定されると同時に、補修工事中に周辺の交通を阻害せずに施工のできる(1)の方法が採用された。

この方法の概略は、活荷重によって隅角部に生ずる引張力を算出し、それに見合うだけのプレストレスを導入することにした。したがって、図-21に示すように柱の両側にSEEケーブルF14を3本ずつ配置した。上端部の定着はスチフナーで補強した2本のH形鋼による受桁とし、下端はフーチングに削孔機によって、図-

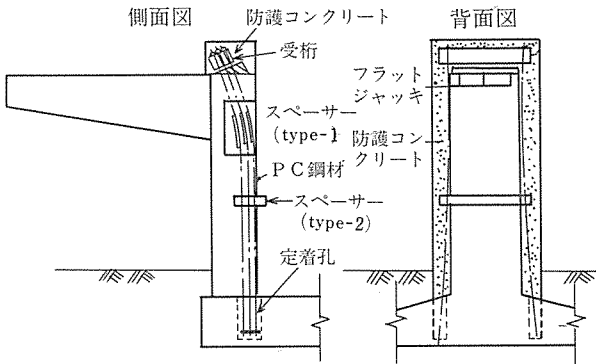
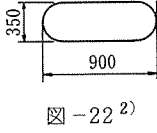


図-21 補強の概要²⁾

22に示すような長円形の孔を深さ1.6mにあげ、デッドアンカーとしての定着具をセット後コンク



リートを打設した。打設コンクリートは、PC鋼材とコンクリートさらにコンクリートとフーチングの付着を完全にする必要があるため、セメント量に対して内割11%のデンカスコンを混入し、十分な養生を行った。

プレストレス力の導入はできるだけひび割れに直角に行う必要があるため、隅角部で角度を持たせるため、図-21に示すようにスペーサー Type Iを用いてPCケーブルを曲げて配置した。このスペーサーは、エポキシ樹脂と3/4 inのホールインアンカーにより柱に取付けた。

プレストレッシングは、図-18より明らかのように、通常のジャッキによる作業は行えないので、径350mmの円形フラットジャッキを2枚重ねにし、受桁の下面とコンクリート面の間に挿入して行った。緊張管理は、一般の場合と同様、PC鋼材の伸び量と圧力計の読みとにより行った。所定のプレストレスが導入された後、フラットジャッキはそのままとし、中にセメントペーストを注入した。最後に、PC鋼材、受桁、等の防護のため、図-21に示すようにコンクリートを打設して補修工事を完了した。

設計計算は、図-23に示すような隅角部対角線上に生ずる活荷重応力度を福田式により算定した。その結果は表-8に示すものとなった。この結果より、全引張力Tを算出すると341tとなり、この力をプレストレスにより打消すことにした。

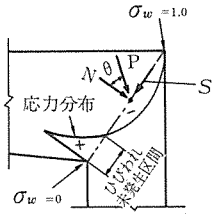


図-23²⁾

表-8 活荷重による隅角部応力度 (kg/cm²)

(- 引張応力)

$\sigma_{w=0}$	$\sigma_{w=0.1}$	$\sigma_{w=0.2}$	$\sigma_{w=0.3}$	$\sigma_{w=0.4}$	$\sigma_{w=0.5}$	$\sigma_{w=0.6}$	$\sigma_{w=0.7}$	$\sigma_{w=0.8}$	$\sigma_{w=0.9}$	$\sigma_{w=1.0}$
29.9	23.2	13.4	3.5	-4.8	-10.0	-11.6	-10.2	-6.4	-2.1	0

PCケーブルによる初期緊張力486tとした場合の有効プレストレス力は、コンクリートの乾燥収縮が既に終了しているものとして、クリープ係数1.5、レラクセーション率5.0%とすると457.2tとなる。

図-23に示す関係から、全プレストレス力(P)による隅角部対角線に作用する垂直力(N)は、

$$N = P \cos \theta = 457.2^t \times \cos 34^\circ = 379^t > 341^t$$

となる。また、全プレストレス力(P)によるせん断力(S)に対する検討を行った。

$$S = P \sin \theta = 457.2^t \times \sin 34^\circ = 256^t$$

ひび割れ未発生区間(50 cm)のコンクリートを有効と仮定して、せん断応力度(τ)は、垂直力の影響を考慮して摩擦係数 $\mu = 0.6$ とすると、せん断力(S')は

$$S' = S - \mu N = 256^t - 0.6 \times 379^t = 29^t$$

となり、せん断応力度は、

$$\tau = 29000 / 260^{\text{cm}} \times 50^{\text{cm}} = 2.2 \text{ kg/cm}^2$$

となる。

フーチング部の図-22に示すアンカー孔面とコンクリートの付着力は、

$$\text{周長 } b_0 = 35 \times 3.14 + 2 \times 55 = 220^{\text{cm}}$$

$$\text{深さ } \ell_0 = 150^{\text{cm}}$$

アンカー孔面に作用するずれ応力度 τ_0 は

$$\tau_0 = \frac{457,200 \text{ kg}}{2 \times 220 \times 150} = 7 \text{ kg/cm}^2$$

この τ_0 に対しては、前述したようにアンカー孔内へ無収縮性のコンクリートを打設し、P C 鋼材を定着させることにした。

事例 3. 逆L型ラーメン橋脚のひび割れ⁶⁾

図-24に示すように、逆L形ラーメン橋脚の隅角部と柱部にひび割れが発生した。ひび割れの形状および発生箇所等を検討した結果ひび割れ発生原因は、隅角部対角線断面に対する鉄筋量の不足と、梁と柱との接合部分の引張鉄筋量の不足、またコンクリート打継目部分のひび割れは、施工時の配慮不足であったと推定された。

ひび割れ状況、設計計算書、図面等の調査により、以下のことが明らかとなった。

- (1) 隅角部対角線上の最大引張応力度($\sigma_{\max}$)が35

kg/cm²であり、許容応力度を可成超えている。

- (2) 柱部分の鉄筋応力度は2111 kg/cm²であり許容応力を超えている。

- (3) 隅角部対角線上のひび割れが6ヶ月間で0.11 mmの増大が測定され、活性であることが明らかとなり、これに対する鉄筋量が不足している。

- (4) 測定時のひび割れの最大幅は0.4 mmであり、この種の構造物としては許容値を超えている。

以上のことから、ひび割れのための修復では不十分であり、常時荷重による応力度を低減させるような補強が必要であると判定された。

補強の設計と施工

補強の方法としては、建築限界、施工性、安全性、さらに経済性等について総合的に検討し、図-25に示すようにプレストレス工法と張出部嵩上げ工法の併用と決定した。

- (1) アウトケーブルにより隅角部にプレストレス導入を行うために、柱の両側にSEEケーブルF130を2本ずつ配置した。ケーブルの下端はフーチングに $\phi 250$ mmの孔を2.5 mmまで削孔し、上端部はH-482×300×11×15の形鋼を2本組合せた受桁を配置して定着具を取付けた。下端部の定着孔に間詰めする材料としては、孔周辺と定着部との摩擦力を期待するため無収縮モルタルを使用した。

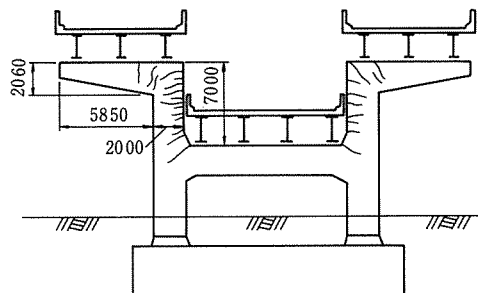


図-24 補強時の損傷状況⁶⁾

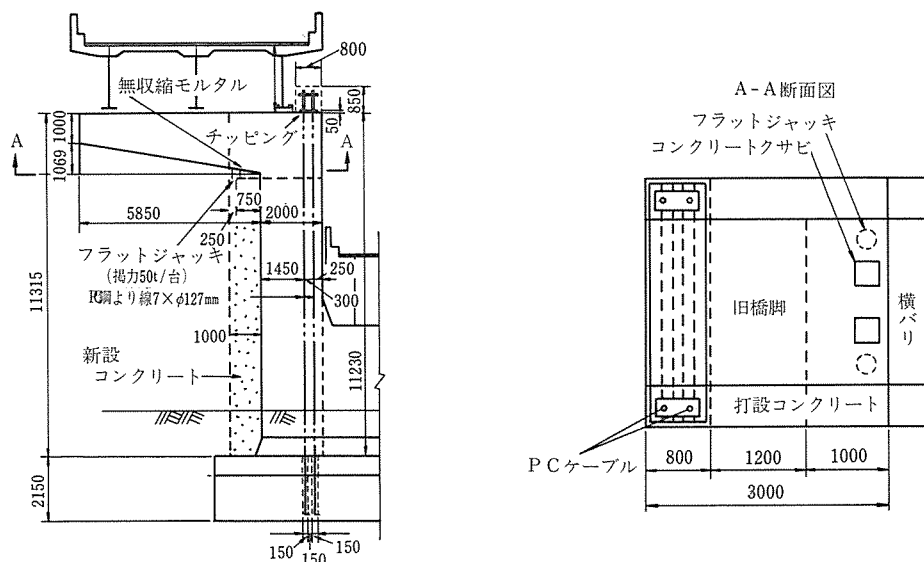


図-25 補強工法の概略⁶⁾

(2) 柱の断面を張出部材方向に大きくするように打継ぎ、梁と打継部にフラットジャッキをはさみ、反対方向の曲げモーメントを与えると共に、張出スパンを小さくして、活荷重による曲げモーメントの低減を図った。フラットジャッキで加圧後、コンクリートを注入して梁と一体とした。

フラットジャッキによる加圧力は過大にすると梁の付け根に弊害が起ることもあるので、上部死荷重の約 $1/2$ の 90^t とした。

補強後における隅角部対角線上の最大引張応力度は、 19.5 kg/cm^2 まで低下し、柱部分の鉄筋応力度は 1900 kg/cm^2 と算定され、一応補強が有効であることが明らかである。

施工の概略の流れは図-26 に示すものである。

補強完了後3年間における定期的な調査により、ひび割れの変動および新たなひび割れは認められていなかった。

事例 4. T形ラーメン橋中央ヒンジ部の損傷⁷⁾

図-27 に示す3径間有 T形ラーメンPC道路橋が、近年中央ヒンジ沓の摩耗による間隙の拡大および中央ヒンジ部のたわみにより、車両通過時に衝撃音および振動が発生し、近隣住民から強い苦情が出ていた。また、中央ヒンジ部の垂下りにより走行性も低下して来ていた。

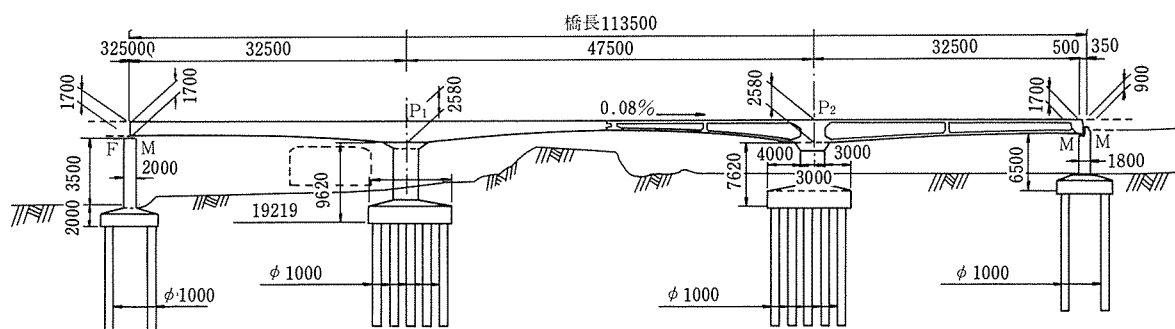


図-27 一般図⁷⁾

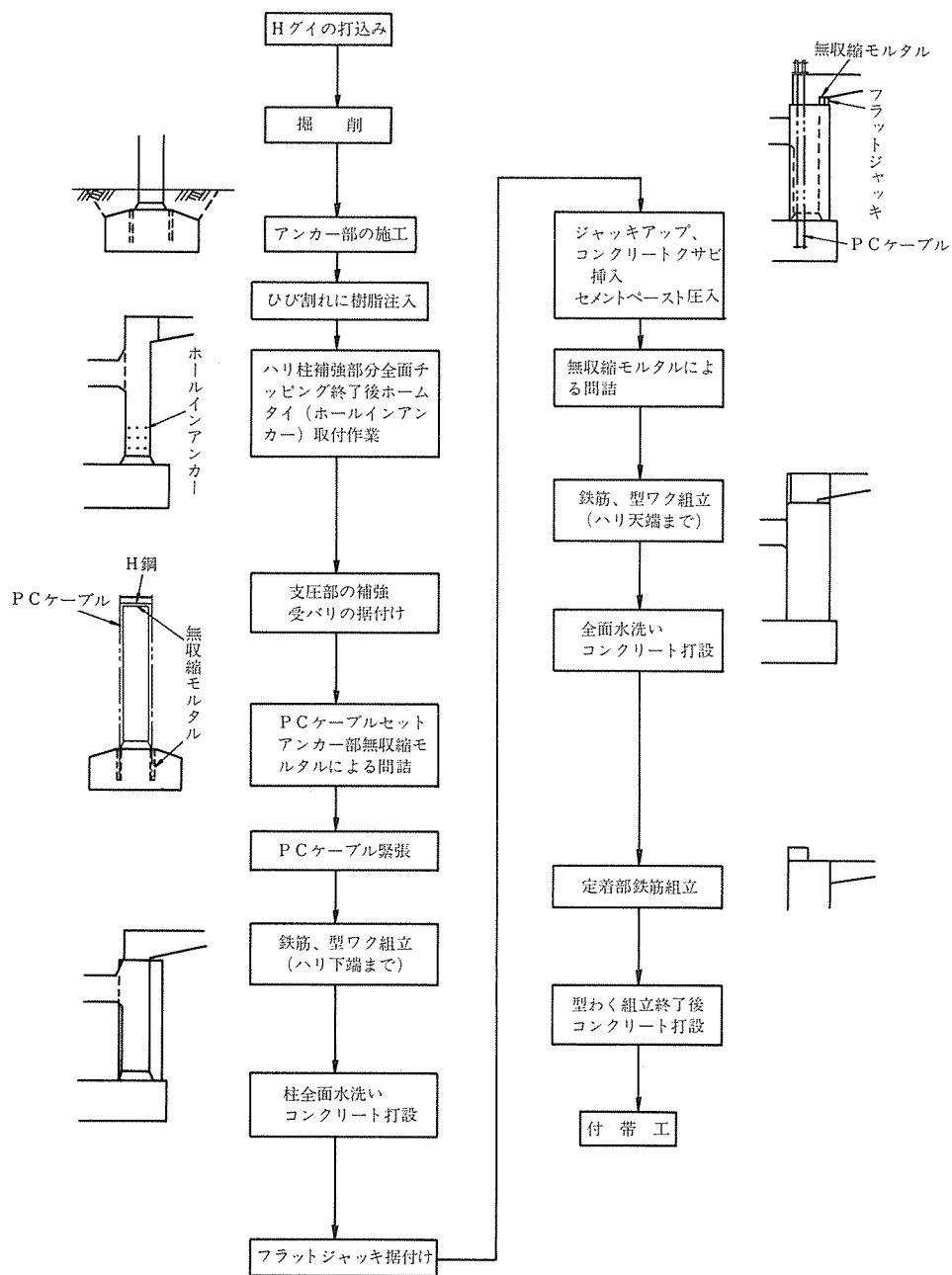


図-26 施工の流れ⁶⁾

調査により、中央ヒンジ部で計画高より 100 mm 程度の沈下している。中央ヒンジ沓は、接触部の摩耗により、図-28に示すようにメス、オスの間で 8 mm 程度の間隙が生じ、健全性が損なわれていた。これらの原因については、沈下に関しては、コンクリートの弾性係数 E_c 、クリープ係数 φ の仮定、橋脚の沈下、回転の影響、中央ヒンジ沓の摩耗による構造系の変化等が推定された。したがって、対策として、

- (1) 中央ヒンジ部に受けばりを設けた 4 径間形式への改造
- (2) 中央ヒンジ部を剛結した無鉸 3 径間ラーメン形式への改造
- (3) 中央ヒンジ沓の取替およびオーバーレイによる現況の補修

の 3 工法について比較検討を行い、最終的に最も構造的に無理がなく、美観の問題もなく、さらにクリープによるたわみもほぼ終了しているとの推定から、中央ヒンジ部の改良およびオーバーレイによる路面補修案を決定した。

補修の設計と施工

- (1) 中央ヒンジ沓の荷重伝達は、既設のものは、図-29に示すように線タッチであったものを面タッチの沓に改良し、ゴム等の取扱可能な構造とした。さらにこの部分の伸縮継手を施工性等を考慮してゴムジョイントに変更した。
- (2) 走行性を改善するためオーバーレイを行った。この区間は、中央径間 $P_1 \sim P_2$ の全長に亘った。
- (3) オーバーレイ等のための死荷重増加に対して、PCのアウトケーブルにより図-30によりプレストレスを導入し、断面の応力をフルプレストレスの状態とした。

PCケーブルは、施工性および耐久性のよいポリエチレンによる耐食コーティングを施したネジ式定着方法の S E E E ケーブル F130 T を使用した。図-30に示すように、ケーブルは橋脚柱頭部横げたと中央ヒンジ部横げたに $\phi 75 \text{ mm}$ の削孔を行って定着し、中間横げたで偏心させ、3.5 m 間隔で

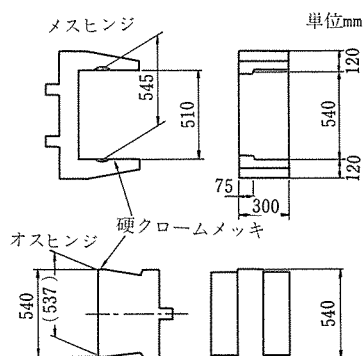
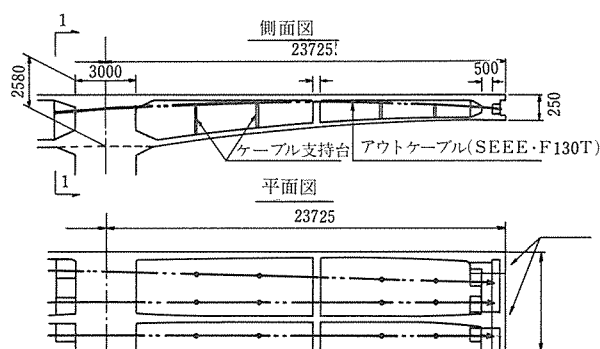
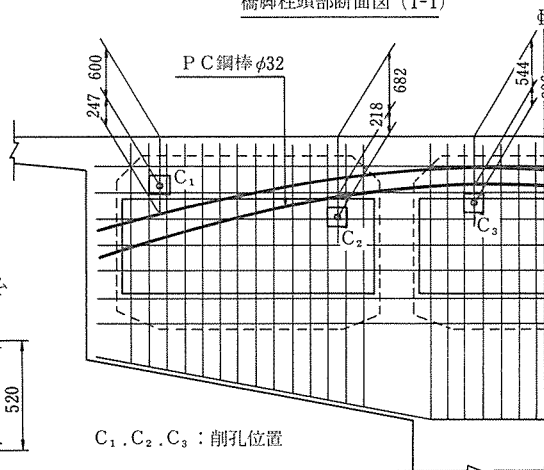


図-28 既設沓摩耗状況図⁷⁾



橋脚柱頭部断面図 (1-1)



C_1, C_2, C_3 : 削孔位置

図-30 PC アウトケーブル配置図⁷⁾

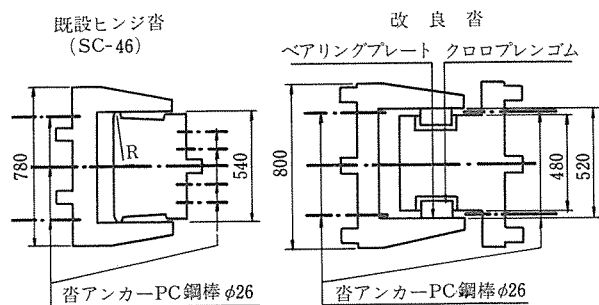


図-29 沓構造図⁷⁾

ケーブル支持台を配置した。

削孔の施工方法については、PC構造物において長さ3mもの削孔を行なった報告例がなく、レントゲンその他による既設のPCケーブルの位置の確認が不可能であったので、3mの削孔が可能なダイヤモンドドリルを使用し、試験削孔を行いPCケーブルに損傷を与えないように安全を確認の上施工を行った。

PCケーブルの緊張は橋脚柱頭部のみで行う片引きとした。

工事中の交通規制は、上下共に3車線あったので、片側の橋梁を利用し上、下各1車線とした。

施工後の調査によると、試験車(20^t)の走行速度80km/hによる場合、

(1) 中央ヒンジ部の相対変位が工事前の約1/2～1/3となり1.0～1.5mmとなった。

(2) 中央ヒンジ部の鉛直方向振動速度が工前は250galあったものが、40galに大幅に減少した。

一般の車輛の走行による場合も同様な傾向となり、補修の効果が認められた。

事例 5. 橋台と翼壁の補修²⁾

円形の径9mのケーソン基礎上に図-31に示すような橋台、翼壁を施工中に、写真-4のようなねじりを主体としたひび割れが発生した。

調査の結果ひび割れは、

- (1) 橋台張出し部および翼壁の自重その他によって橋台躯体に作用したねじりモーメントによるせん断応力とせん断力によるせん断応力の和がコンクリートの引張強度を超過。
- (2) 翼壁および橋台張出し部下端に鋼矢板を用いていたために、負の周面摩擦力が作用し、上記ねじりモーメントの増大。

が主なものと推定された。

構造物の健全度を調査したところ、発生したひび割れは、単に樹脂接着剤の注入程度の修復では橋台躯体としての機能と維持・管理、安全性が保てないと判断されプレストレスによる抜本的な補強を行うことになった。

補修の設計と施工

- (1) 橋台躯体にねじりモーメントを与えていると推定される翼壁部を分離し、翼壁を独立した構造で背面土圧に耐えるようにする。
- (2) 橋台躯体は、ひび割れに樹脂接着剤を注入して修復すると同時に、橋台張出し部が円形ケーソン基礎上で一体として上部構造の荷重を受けられるよう図-32に示すようにPCケ

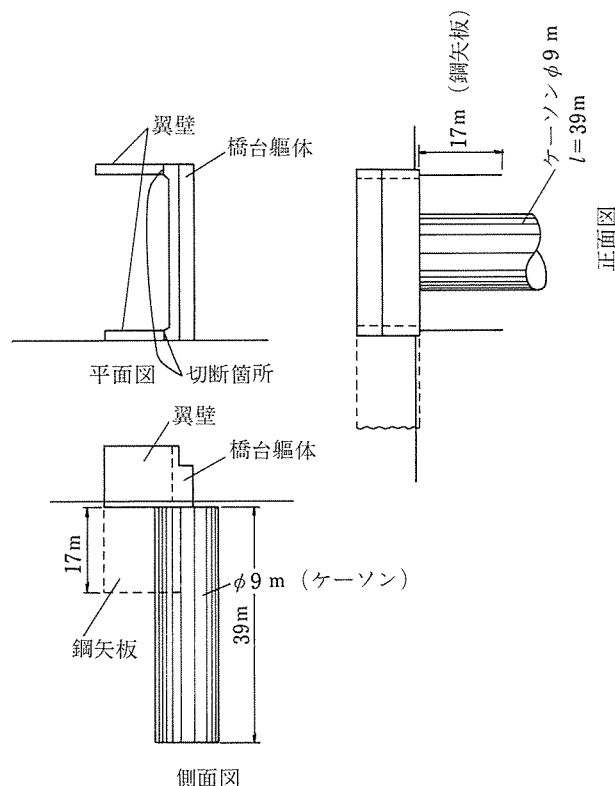


図-31 橋台、翼壁の概念図



写真-4 ねじりモーメントにより斜めひびわれの発生した橋台

ケーブルでの緊結補強とした。

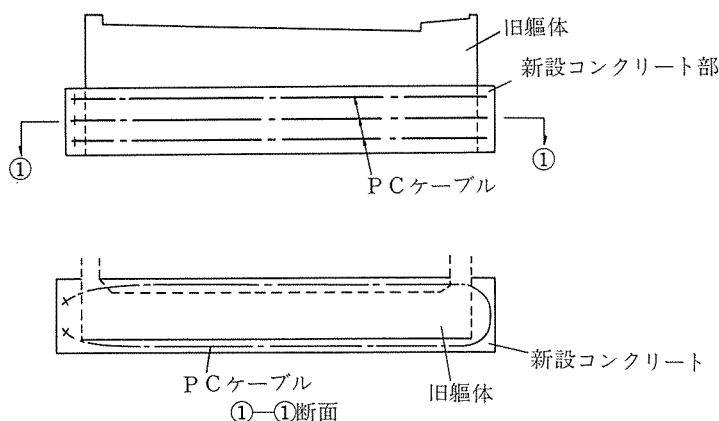


図-32 PCケーブルによる橋台躯体の補強の概念図

施工は、翼壁が自立できるような基礎関係の工事を施工し、これが完了後、橋台躯体と翼壁を分離し、その後橋台本体のPCケーブルによる補強の順序で行われた。

事例 6. 片持床版の補強

図-33に示すようなプレキャストのPCげたと現場打ち床版よりなる橋げた構造において、伸縮継手の取替作業中に誤って横締めケーブルを切断してしまった。これによって、PCげた間の床版は支点上の横げたによって支持されており特に危険な状態にはならないが、図-33に示すような片持版が非常に危険な状態となった。

補強の設計と施工

切断されたPCケーブルと同等のものを橋の横方向に配置することは、構造上、施工上より不可能であったので、片持版を下より支える横桁を新設して処理することに決めた。

図-33に示すような活荷重の载荷により、最大活荷重曲げモーメントは $M_{\ell_{\max}} = -3.76 \text{ t-m}$ となり、死荷重による曲げモーメントは $M_d = -1.31 \text{ t-m/m}$ となった。したがって、設計曲げモーメント $\sum M$ は、

$$\begin{aligned}\sum M &= (M_{\ell_{\max}} + M_d) \times \text{補修幅} \\ \sum M &= (-3.76 - 1.31) \times 0.6 \text{ m} \\ &= 3.042 \text{ t-m}\end{aligned}$$

となる。上の床版との合成作用は無視して、図-34に示す横げたのみで $\sum M$ に抵抗するものとして、応力度を算定すると、

$$\sigma = \frac{\sum M}{z} = \pm 6.2 \text{ kg/cm}^2$$

となり、有効プレストレス力 $P_e = 20000 \text{ kg}$ (PC鋼棒1本当たり)とすると、合成応力度 σ_c は

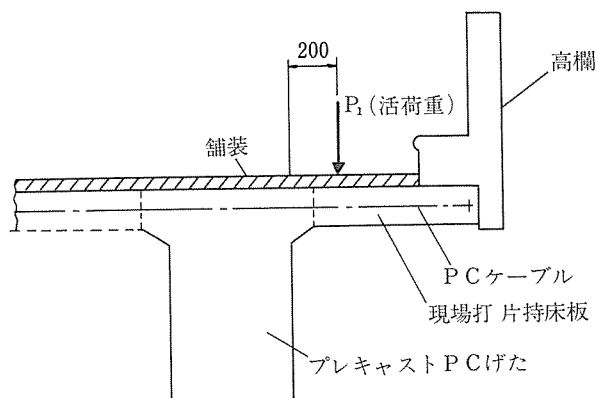


図-33 橋げたの構造

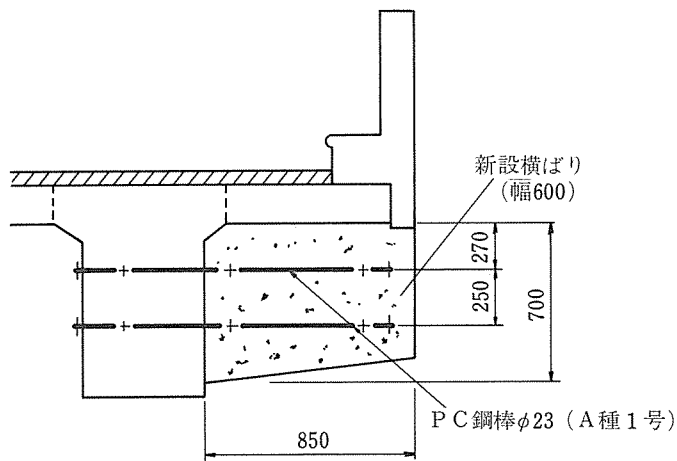


図-34 横げた新設

$$\sigma_c = \begin{cases} 3.2 \text{ kg/cm}^2 & (\text{上縁}) \\ 15.8 \text{ kg/cm}^2 & (\text{下縁}) \end{cases}$$

となる。

せん断力については、荷重による全せん断力 $S=9.5\text{t}$ となり、このずれ力を新旧コンクリート面での摩擦力で抵抗するものとして、摩擦係数を 0.5 とすると、抵抗せん断力 S_r は

$$S_r = 40\text{t} \times 0.5 = 20\text{t} > 9.6\text{t}$$

となり、十分安全であると考えられる。

施工は、橋げた下に足場を架け、余り路面上の交通を支障しないように行われた。

なお、プレキャスト部の P C 鋼棒を配置した孔は、プレキャスト桁の架設時に使用した孔が後埋めされていたものを利用した。

完成後のものを写真-5 に示した。

事例 7. 門形ラーメン橋脚の補強

図-35 に示す門形ラーメン橋脚の横梁に大きなひび割れが発生し、そのひび割れは幅と長さが次第に増加する傾向を示した。

調査の結果から、この横梁に配置された鉄筋量が少いことが推定された。補強方法を種々検討した結果、プレストレスにより補強を行うことに決定した。

補強の設計と施工

ひび割れの状況と交通量の多い幹線道路上の工事であるため、交通の支障をできるだけ少なくすることと、積極的な補強方法をラーメンの横梁に施す必要があったことから、図-36 に示すように、P C ケーブルを折線状に配置してプレストレスにより曲げモーメントを与えて、ひび割れの発生した横梁を補強することにした。

補強する橋脚は、不静定構造物であるので、図-36 のような折線のケーブル配置でプレストレスを導入すると、この配置はコンコールドでないで、2 次モーメントが生じる。プレストレス力による荷重は図-37 に示すものとなり、このプレストレスにより図-38 に示すようなモーメントが発生する。図-38 で注意すべきことは、横梁のみにプレストレスを与えたにもかかわらず、橋脚にも曲げモーメントの発生がみられることで、このモーメントが、全荷重において橋脚の安全をおびやかさないための検討が必要となる。この例では幸いなことに、一般



写真-5 片持床版の横げたによる補修

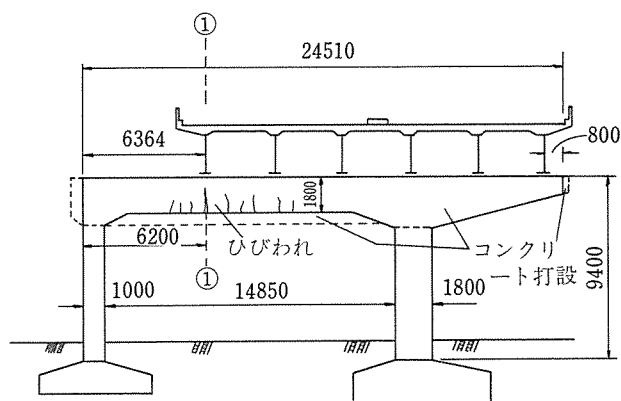


図-35 構造一般とひび割れ発生位置

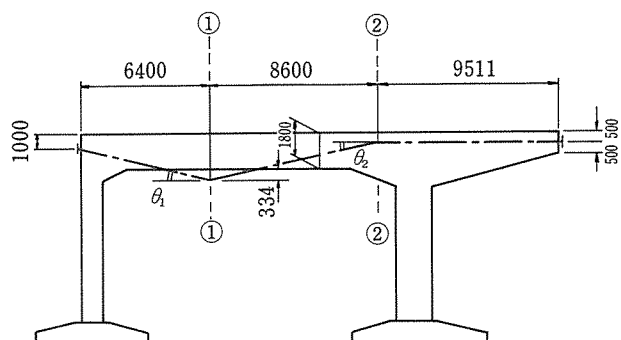


図-36 P C ケーブルの配置

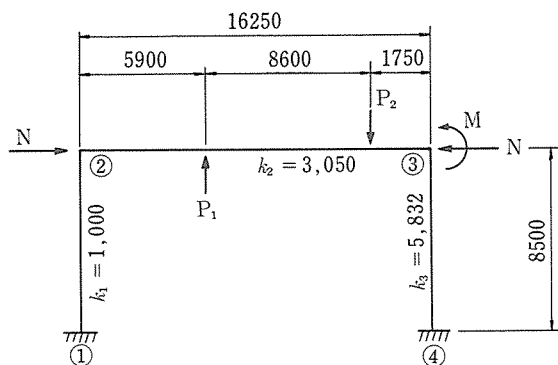


図-37 プレストレスによる荷重

の載荷荷重と反対のモーメントを門形ラーメンに与えることにして補強しているの、図-39に示すような補強のために追加される死荷重によるモーメントと符号反対のモーメントが作用することになるので、橋脚に発生するモーメントについて、橋脚柱になんらの処理も施す必要がなかった。

断面①-①の応力度の補強前と後の推定応力度は、表-9に示すものとなり、補強効果が十分にあったと算定された。

PCケーブルは図-36に示す配置をするので、横梁の両端の定着部、断面①-①、②-②の部分のケーブルの吊上げ、押し下げ部の設計は、鋼板によりビルドアップされたIあるいは箱断面の部材を作成した。PCケーブルの屈曲部については、曲げによりPCの素線の応力の増大が余り大きくならないように、大きな半径の曲面を有する沓とした。さらに、滑り材をその表面に添付し、緊張時のマサツ損失とそれぞれの部分に不測の力が作用しないように処理を施した。

施工は、工場製作された定着装置、屈曲部の沓を作定の位置に設置し、両端のマンションを

ねじ加工したSEEケーブルを配置し、緊張後ケーブルおよび定着装置などを防護するために、図-35に示すように、横梁の側面と下面、端面に鉄筋を配置してコンクリートを打設し、工事を完了した。

事例 8. T形PCラーメン橋の補強⁸⁾

この補強工事は、プレストレストコンクリート主桁に生じたひび割れをアウトサイドケーブルによる追加プレストレスにより補強を行ったものである。

この橋梁は、図-40に示すように2径間T型ラーメン橋で、平面は曲線で幅員は料金所の関係で変化し、さらにオフランプの分岐線を有している。架設位置が洪水河川中であるため渇水期施工で行う必要があったため、工期の短縮

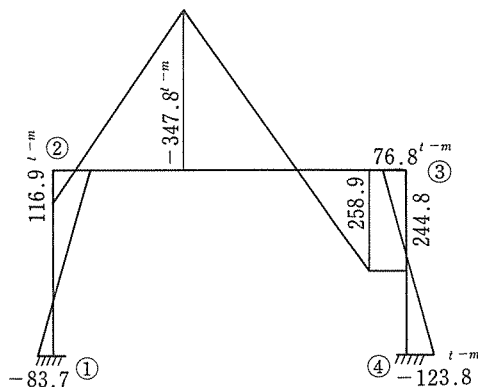


図-38 プレストレスによるモーメント

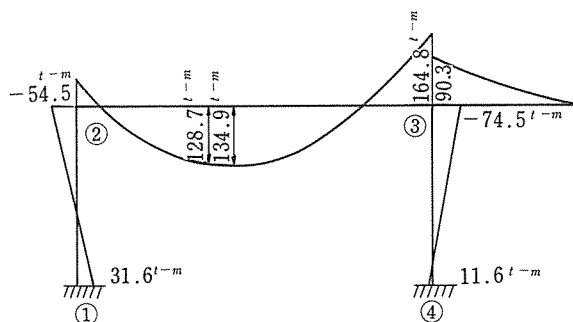


図-39 補強による死荷重モーメント

表-9 ①-①断面の応力度

状 態	荷重の組合	断面応力度 (kg/cm ²)
原設計	死 荷 重	$\sigma_c = 60$ $\sigma_s = 3099$
	全 荷 重	$\sigma_c = 85$ $\sigma_s = 4396$
補強後	全荷重+プレストレス モーメント	$\sigma_c = 55$ $\sigma_s = 1153$

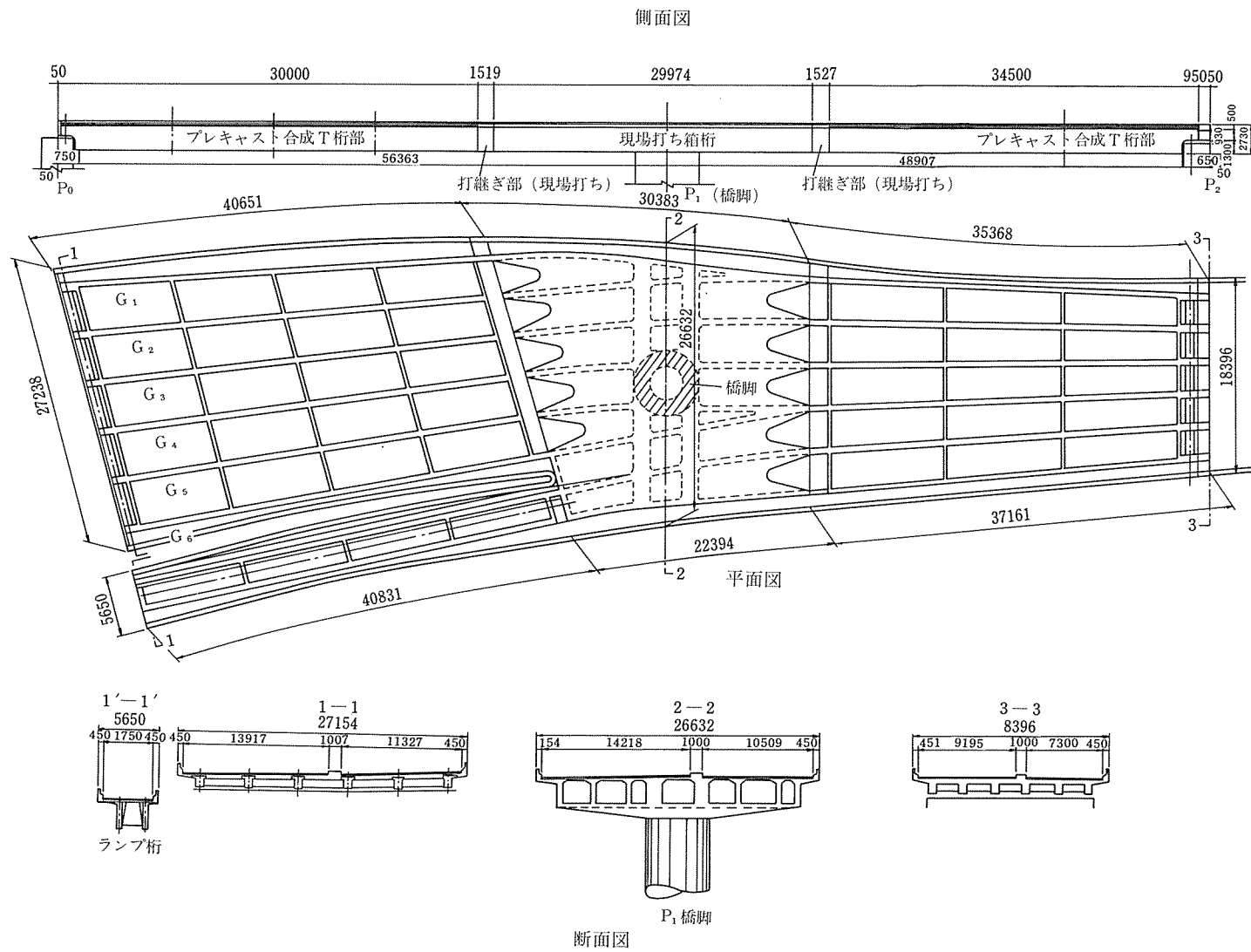


図-40 構造概要⁸⁾

を図り、プレキャスト桁と現場打ち部との併用構造とし、中央橋脚より張出した箱桁の両側にプレキャスト合成T桁を現場打ちコンクリートにより連結して、2径間T形ラーメン橋として完成させたものである。

昭和43年に供用を始めて約10年経過しており、1日約80,000台の交通量がある。供用後約9年経過した昭和52年頃よりこの橋梁の右岸側径間($P_0 \sim P_1$)の現場打継目にひび割れの発生が認められ、調査検討が行われた。この結果発生しているひび割れは活性であり、単なる樹脂のひび割れ注入程度の修復では不十分で、積極的な補強を行わなければならないことになった。しかし、補強工事は、一般通行車輛の交通を妨げず安全に行わなければならない、そのうえに、既成の橋桁に損傷を与えないこと、また補強のために付加される重量を少なくすることが必要で、その設計、施工条件は厳しいものであった。

補強方法は、種々比較検討の結果、連結部に、桁外に配置したPCケーブルによって、追加プレストレスを導入する方法を採用した。PCケーブルの定着は、主桁の両側に鋼製ブラケットを取付け、エポキシ樹脂コンクリートを介してPC鋼棒の横締めによって、主桁に取付ける方法とした。エポキシ樹脂をこのように使用した実績は今までなく、定着強度の信頼性、材料の施工性に関する資料が十分でないため、施工に先立ち、本橋の補強工事に即した模型実験を行い、施工性、耐荷力の検討を行い、その結果を参考にして設計・施工を実施した。

ひび割れの原因調査

ひび割れの発生が認められたのは、 $P_0 \sim P_1$ の径間における箱桁とI桁を連結した部分(連結部)のみであり、 G_1 桁に最も多く発生しており、 G_5 桁の連結部までひび割れが認められた。一般にコンクリート構造物に発生するひび割れの原因の推定は困難であり、この例も例外とはいえなかった。種々の考えられた原因の中で主要なものとして、平面形状が複雑であることに起因する実応力と設計応力との差によるものが考えられた。本橋の設計時点では電子計算機による構造解析が実用化されておらず、図-40に示すような平面的にカーブしていると同時に $G_1 \sim G_6$ 桁の支間長の変化、中央橋脚が円形で1本橋脚となっていること等の影響を十分に考慮して解析を行うことができなかったことが原因と推定された。今回、電子計算機による詳細な解析を行った結果、箱桁とI桁の連結部において、ひび割れ発生の原因となり得るような過大な曲げ応力度の発生の可能性が示された。

実態の調査によると、図-41に示すような桁下縁付近

縁付近の鉛直方向のひび割れと、腹部の約 45° 方向に傾斜したひび割れが認められ、大きな曲げモーメントとせん断力が作用していると推定された。

補強方法の設計と施工

ひび割れの生じた連結部の補強方法は、大別して次の二つのものが考えられた。

- 1) 連結部の部分に桁方向にプレストレスを追加導入して、大きな引張応力が発生しないようにする。
- 2) ひび割れの発生した連結部を含む桁に鋼板あるいは鋼桁を取付けることにより、ひび割れの進行と橋桁の補強を行う。

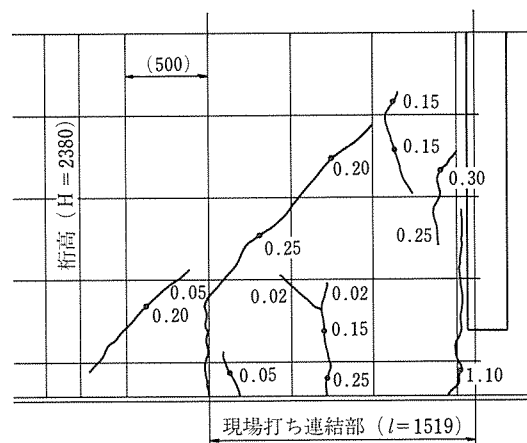
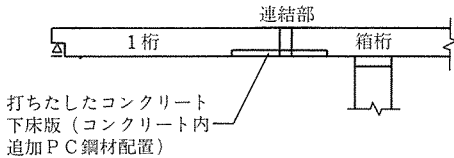
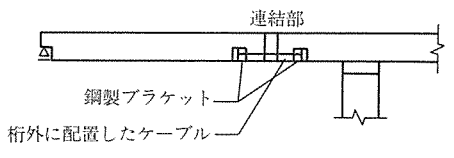
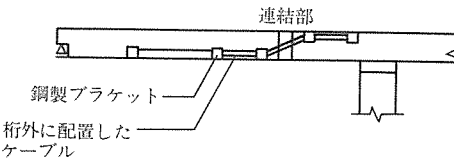
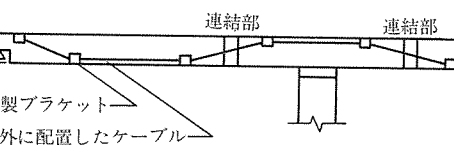


図-41 ひびわれ状態調査(G_2 桁連結部)⁸⁾

以上の二つの方法について、種々の具体的な検討を行った結果、プレストレスを追加導入する工法を採用することにし、さらに表-10に示すような各案を詳細に検討した。その結果第3案によって補強を行うことに決定し、付加重量を少なくするため、ケーブルの定着は鋼製ブラケットを用いることにした。ケーブルの配置は導入したプレストレスによる二次モーメントをできる限り小さくするように検討した。

$G_1 \sim G_5$ の桁の連結部に大きな引張応力が発生しており、主桁にプレストレスを追加導入することで補強する場合、桁の下縁にPCケーブルを配置することが望ましい。しかし、不静定構造のために変形が拘束され、プレストレス導入によって二次モーメントが図-42のように発生する。この二次モーメントによりプレストレスによる補強効果が低

表-10 補強方法の比較⁸⁾

補強方法の概要と問題点	
第1案	 打ちたしたコンクリート 下床版（コンクリート内 追加PC鋼材配置） ○箱桁部から連結部をこえてI桁部までコンクリートを打ちたして箱桁とする。 ○PC鋼材は打ちたしたコンクリート内に配置し、コンクリート硬化後、張力を導入して桁下縁に圧縮応力を与える。 ○付加重量が大きく、他の断面で応力度が過大となる。 ○桁コンクリートと打ちたしたコンクリートとの一体化に問題がある。
第2案	 鋼製ブラケット 桁外に配置したケーブル ○連結部の両側に鋼製ブラケットを取付け、桁外に配置したPC鋼材に緊張力を導入し、桁下縁に圧縮応力を与える。 ○付加重量は最も小さい。 ○連結部の両側はケーブルが多く定着されており、大きな反力をとらせるブラケットの取付けが困難である。 ○補強用PC鋼材の緊張によって二次モーメントが発生し、I桁部に過大な応力が生じる。
第3案	 鋼製ブラケット 桁外に配置したケーブル ○PC鋼材を桁外に配置し、中央支付近およびI桁部で分散して定着ブラケットを取付ける。 ○PC鋼材に緊張力を導入し、連結部桁下縁に圧縮応力を与えるとともに、I桁部断面にもプレストレスを追加して補強する。 ○付加重量が比較的少ない。 ○補強用ケーブル置、ブラケット数が増える。
第4案	 鋼製ブラケット 桁外に配置したケーブル ○Tラーメンの両側径間を通じてプレストレスを追加導入する。 ○PC鋼材は鋼製ブラケットによって定着し、中央支点横桁を貫通して主桁外に配置する。 ○二次モーメントの発生が少なく、構造系全体を補強することができる。 ○中央支点横桁にケーブル配置のため、穿孔することが困難である。

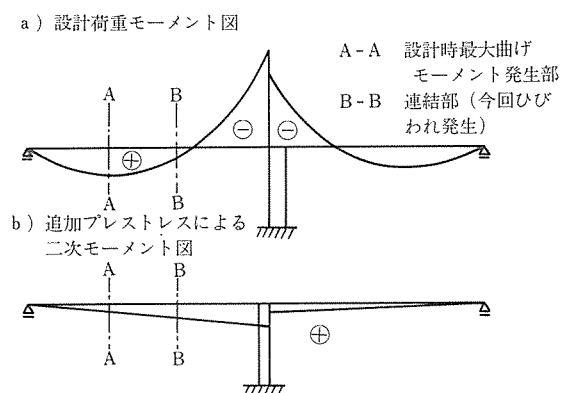


図-42 設計荷重および追加プレストレスによるモーメント図⁹⁾

下するので、二次モーメントの発生を極力少く、かつ連結部の補強効果を大きくするように図-43 に示すPCケーブルの配置を決定した。

ケーブルは、 $G_1 \sim G_5$ 桁までの両側に各5本ずつ配置し、各々のケーブルの導入緊張力は $30t$ /本とした。

補強プレストレス導入前、後のI桁中央部および連結部の応力度の比較を表-11に示す。

PCケーブルはアウトサイドケーブルであるので、腐食に対する配慮、特に定着部は経年後においても腐食等による悪影響がないことが必要とされた。このことから、PCケーブルはSEEタイプF70T（テトロン樹脂被覆鋼）

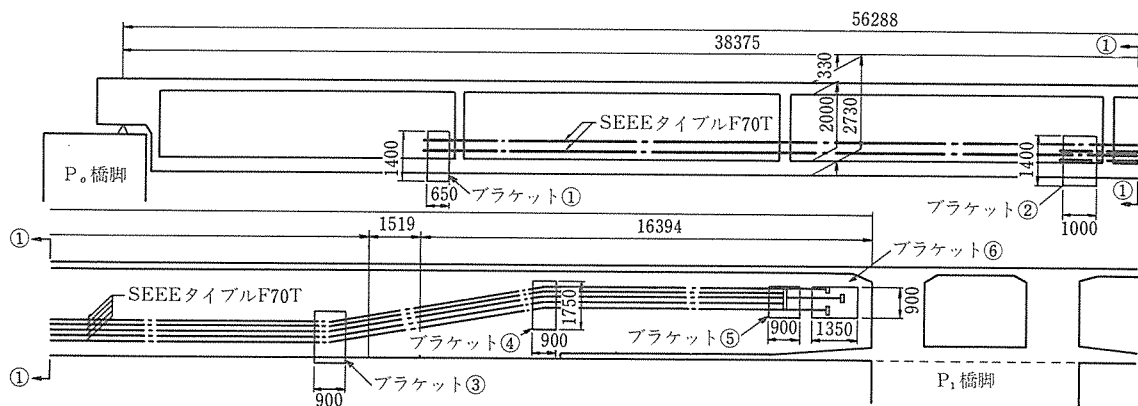


図-43 ケーブル配置図⁸⁾

表-11 補強前後の応力度比較 (kg/cm²)⁸⁾

		フレキャスト桁 中央 (A~A)		連 結 部 (B~B)	
		上 縁	下 縁	上 縁	下 縁
設計死荷重時		112.2	38.7	50.5	-20.4
設計活荷重時	max	133.2	-27.7	61.6	-44.1
	min	110.1	47.3	45.2	-9.1
補修による	付加荷重	1.5	-4.7	0.8	-1.6
	プレストレス	2.0	24.4	-3.5	48.2
	プレストレスによる二次応力	2.1	-6.7	6.8	-14.5
	応力合計	5.6	13.0	4.1	32.1
補修後死荷重		117.8	51.7	54.6	11.7
" 活荷重	max	138.8	-14.7	65.7	-12.0
	min	115.7	60.3	49.3	23.0

り線)を用い、2重ナットとし、さらに防食テープで被覆した。

ケーブルを定着するためのブラケットは鋼材によって製作され、PC桁の損傷を極力避け、桁に生じる集中応力を少くし、かつケーブルの張力をコンクリート桁に伝えることが必要とされるので、図-44に示すように、鋼製ブラケットは横締めPC鋼棒によって導入した応力と現場打ちする樹脂コンクリートの付着力によりコンクリート桁に強固に取付ける方法を用いた。

このような取付け方の力学的模型は図-45に示すもので、前例も実験データもないので供試体を作成し、写真-6に示す実験を行って、耐力に関するデータを得た。図-46にその破壊性状の一般的なものを示した。

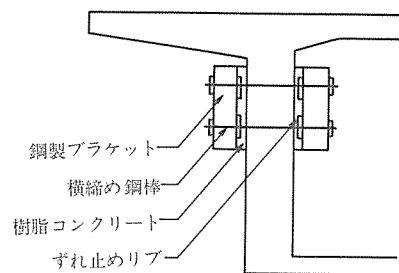


図-44 PCケーブル定着用ブラケットの取付⁸⁾

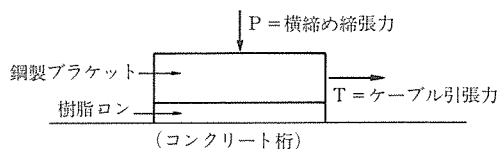


図-45 鋼製ブラケットに作用する力⁸⁾

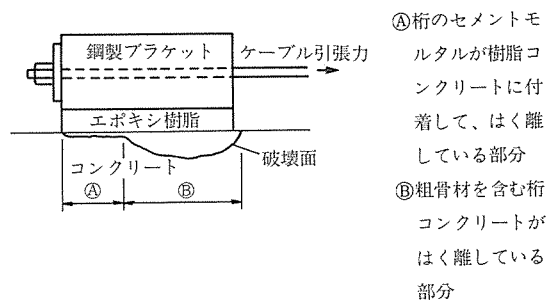


図-46 破壊性状の一般的傾向⁸⁾

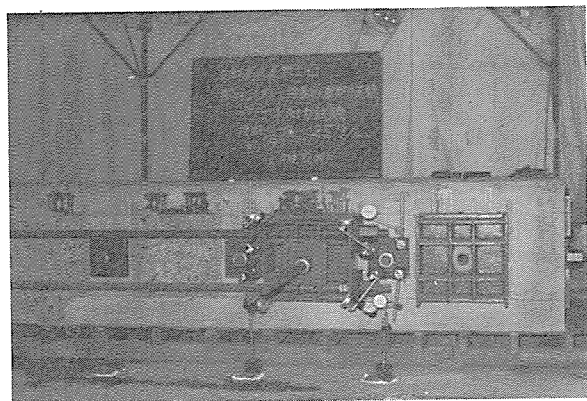


写真-6 ブラケット耐力試験

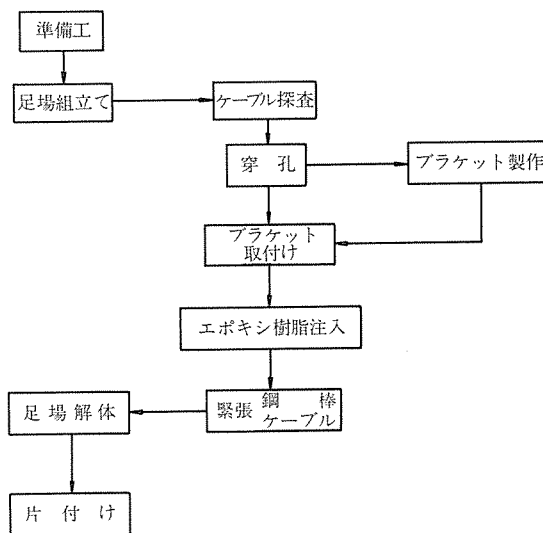


図-47 施工手順⁸⁾

横締め応力度と終局耐力との関係は、

$$T/A = 9.5 + P/A \cdot \tan 27.5^\circ$$

ここで、 T ；ケーブルの引張力 (kg)

A ；ブラケット取付け面積 (cm²)

P ；横締め緊張力 (kg)

として得られた。

ブラケット横締め緊張力が樹脂コンクリートのクリープにより減少し、ブラケットのせん断耐力を低下させることが予想されたので、横締めは、一次と二次に分けて導入し、確実性を高めることにした。

補強工事

補強工事の施工手順は図-47に示すものである。この工事で最も問題となったものは既設のPC桁のケーブルを探査し、それに損傷を与えないで横締め用の孔をPC桁に開けることである。このために、厚さ25cmまでの場合は図-48に示す放射線と厚さ52～50cmの場合はパコメーターによる探査を行った。さらに、厚く50cm以上の場合には、ハンマードリルにより探査した。

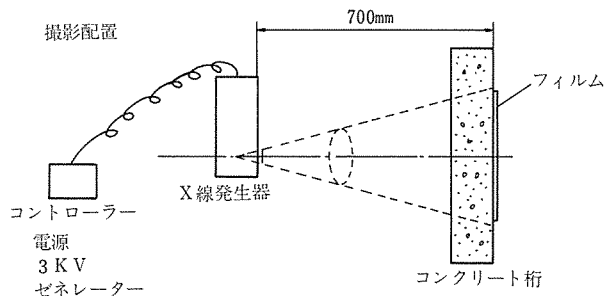


図-48 放射線検査撮影要領図

探査の結果により、ブラケット取付用のP C鋼棒の孔を $\phi 50\text{ mm}$ のダイヤモンドドリルによって、P C桁のP Cケーブルを避けて開けた。

ブラケットの横締め孔は現場合せを行った。

ブラケットとP C桁の間にはプレパクト樹脂コンクリートの施工を行った。その概要は図-49に示すものであり、型枠とブラケットおよび桁コンクリートとの間はパテ状のエポキシ樹脂により完全密閉してから注入作業を行った。

横締め鋼棒は、前述のように1次緊張を行い、さらに2次緊張を行って、緊張力の再確認を行った。補強用のケーブルは、緊張作業中にP C桁に悪影響を与えないように緊張手順を決定し、片引きにより、主桁両側のP Cケーブルは同時に緊張した。

定着部については、化学テープ（デンソーテープ）を巻き、鋼製カバーを取付けて防食を行った。

写真-7、写真-8に完成の状況を示した。

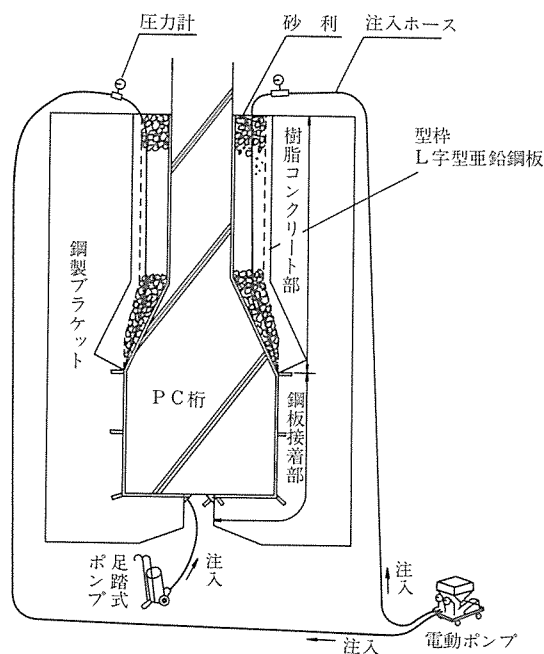


図-49 樹脂注入工

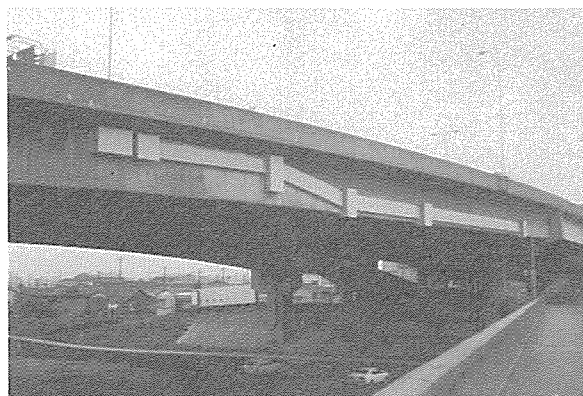


写真-7 補強完了側面

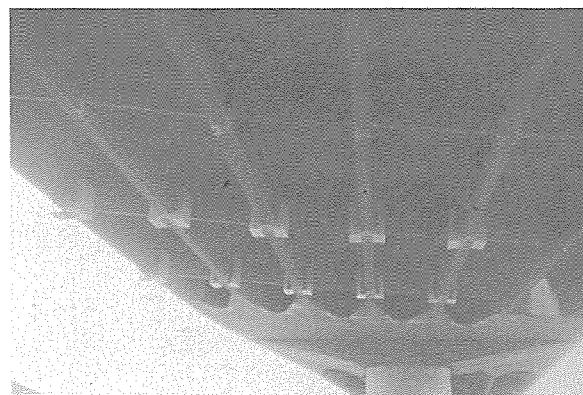


写真-8 補強完了桁下面

参 考 文 献

- 1) 道路橋の点検補修，高架構造研究会編，理工図書，昭和53年1月
- 2) コンクリート構造物の補修ハンドブック，技報堂出版，昭和53年11月
- 3) 泉 満明，コンクリート橋のひび割れと補修，道路とコンクリート，No.50 1980. 12. セメント協会
- 4) 関 博，コンクリートの耐久性(2) — コンクリート中の鉄筋の腐食 —，道路とコンクリート No.48 Jane, 1980. セメント協会
- 5) 道路橋補修便覧，日本道路協会，昭和54年2月
- 6) 柳田和朗，橋脚のプレストレス導入，コンクリート巻立て，橋梁と基礎 74-10
- 7) 小松，吉岡，秋田，近畿自動車道美陵高架橋の補修工事，土木施工 20巻12号(1979. 11 臨)
- 8) 阿保，桑原，首都高速道路横浜羽田空港線大師P C橋補強工事について，プレストレストコンクリート，Vol. 22，No. 2，Apr. 1980

PC 鉄道橋の補修・補強

1. 補修・補強の概念

1.1 概要

社会の要請により建設される土木構造物は、経年に従って、外力（荷重、水圧、地震力、波力など）を受け自然作用（乾湿、寒暖、凍結作用、腐食作用）に露されつつ、その使命を果す。

設計・施工に当っては、これらの外力、自然作用の要因を考慮し、所定の機能を発揮できるように、使用材料を選定し、構造を定め、解析により許容応力度、安全度の条件を満足することを確かめ設計図を定め、製作示方書に基づき構造物を構築する。

一方、ひとたび建設が行なわれた構造物は時間の経過に従って前記の外力、自然作用、あるいはこれらの複合作用により、材料の損耗、ひびわれおよび破壊などの変状が発生あるいは進行して、耐用命数が減少する。

補修は、これらの変化、損耗を回復することを目的としている。

補修を円滑に行なうためには、保全が容易である条件が備わっていなければならない。すなわち、点検、検査、手入れ、調整、修理、交換、等の具体的な行動が容易で、損傷予防から補修補強までを包含する幅広い作業が適正に行なわれることが望まれるわけである。

保全には予防保全（Preventive Maintenance）と障害が発生したときに行なう保全（Corrective Maintenance）に分けることができる。

円滑な保全の三要素は、保全に適する設計であり、保全の技術および材料、設備等が適切に計画検討され、設置されることをあげることができる。

保全作業は短時間に容易に行なわれることが望ましい（Maintenability）。

鉄道のように地上、車両の施設を作り、運転を行ない自から経営している企業にとって「機能的設計」乗心地快適性などの乗客へのサービスから、保守の手間のかからないすなわち保全度、アベラビリティ（Availability、構造物がある期間にわたって機能を維持できる割合）が高いことが要求されることも当然のことである。

保全度の良い構造物（PC桁は橋梁中において最も好ましい構造のひとつと考えられる）はアベラビリティの外、保全費用が節減できるため経済性の面でも優れた地位を保つことが容易である。

1.2 補修・補強の経費

構造物のメンテナンスには次に示す業務がある。

- | | |
|-------------------|--------|
| ① 検査（Inspection） | |
| ② 維持（Maintenance） | |
| ③ 補修（Repair） | |
| ④ 取替え（Renewal） | } 工事経費 |
| ⑤ 改良（Improvement） | |
| ⑥ 廃棄（Remove） | |

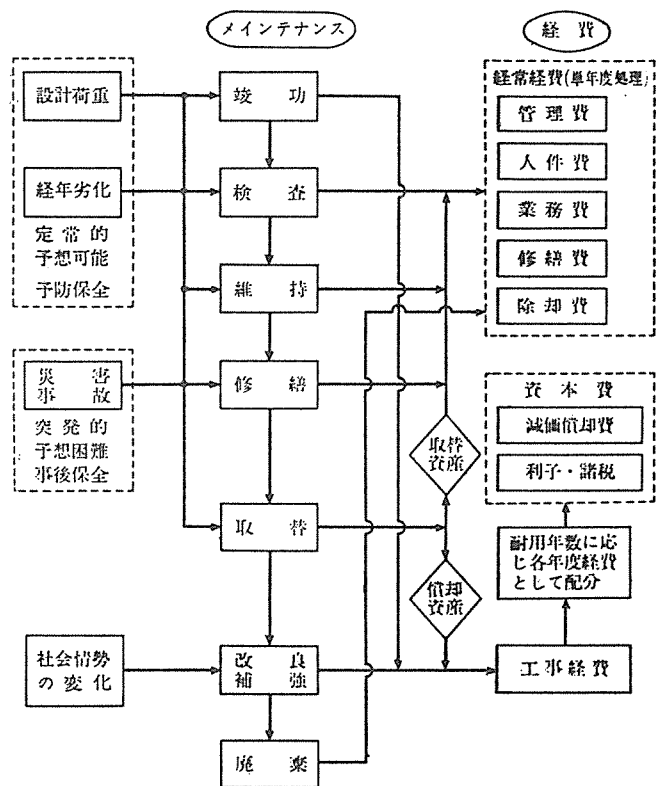
上記を費用区分で示すと①②③⑥が単年度処理で損益勘定として計上され、④⑤の費用は工事経費として耐用年数に応じて各年度に資本経費として配分される。

メンテナンス費用は、管理部門の管理費（人件費、事務所費）、現場の人件費、業務費（光熱、水、通信、運搬、印刷、備用品、借損料など）および修繕費（作業用器具、材料、外注費、人夫賃）などで、通常保守費とはこれらの費用の総称であるが支配的なものは人件費と修繕費である。

昨今のように人件費、修繕費の支出の増大に対応して材料、設計面でメンテナンスフリーを志向することが望まれ

るのは当然のすう勢にある。

以上のメンテナンス業務と費用の関係を示すと図－１ のようになる。



図－１ メンテナンスの費用

2. 構造物の検査

2.1 検査体制

国鉄では明治5年10月14日開業以来 109年の歴史を有し数多くの構造物をメンテナンスしている(表－1 参照)。

表－1 主要構造物数量

内訳 線別	橋 梁					高 架 橋		ト ン ネ ル		土 工		
	橋 台 (基)	橋 脚 (基)	鉄 桁 (連)	コンクリー ト桁(連)	延 長 (km)	箇 所 (個)	延 長 (km)	箇 所 (個)	延 長 (km)	切取り (m ²)	盛 土 (m ²)	延 長 (km)
在 来 線	104,774	28,020	47,577	35,042	933	1,319	481	3,548	1,487	212×10 ⁴	428×10 ⁴	18,375
新 幹 線	8,363	4,546	1,803	8,049	95	1,237	294	349	349	8×10 ⁴	35×10 ⁴	458
計	113,137	32,566	49,380	43,091	1,028	2,556	775	3,756	1,751	220×10 ⁴	463×10 ⁴	18,833

これら構造物の検査体制は、昭和40年より工事と検査の兼業を廃して構造物検査センター制度を発足し、構造物の検査、管理に専念できる体制を整えた。

この基本組織は図－2 に示すものであり各職務内容は表－2 に示す通りである。

基本組織は保線区と構造物検査掛の二段構えで第1線を保線区に、問題が発生した際精密な診断を行なう役割りを検査センターに負わせて効率的な検査体制を敷いている。

表－２ 職員の職務内容

職 名	おもな職務内容
構造物検査センター所長	構造物検査センターの業務全般の管理運営
助 役	所長の補佐（業務の負担を特に命ぜられた場合には、主として、その業務の補佐）又は代理指定された業務の処理
構 造 物 検 査 長	建造物の検査並びにこれに関する業務の計画並びに技術指導 特に命ぜられた場合は、建造物の検査及び工事の施行計画に関する業務
構 造 物 検 査 掛	建造物に関する検査 特に命ぜられた場合は、建造物の検査及び工事の施行計画に関する業務
構 造 物 管 理 掛	建造物の保守管理に関する技術指導 検査技術の開発 財産管理に関する調査統計 指定された場合は、構造物検査長の職務

2.2 検査の概要

検査の種類，周期，手法および判定については統一が必要である。そのため昭和40年検査体制発足時点において，建造物検査標準を制定している。この概要を述べる。

(1) 検査の種類

- i) 基本検査……目視，簡易な計測器による構造物の変化の検査，保線区が主として行ない定期と臨時の二種類がある。
- ii) 精密検査……計器による精密な検測を主体として建造物の健全度を判定する。構造物検査センターが主としてこれに当る。
- iii) 広域検査・航空写真……線路周辺の環境条件の変化が線路に与える影響を判定する調査で検査センターが主としてこれに当る。

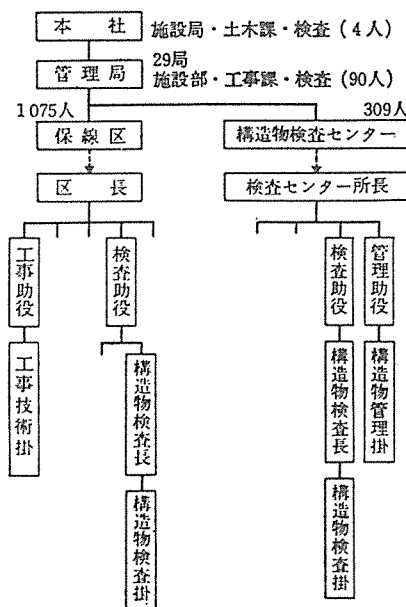
- iv) 特別検査……重要構造物で特に精密かつ特殊の検査を必要とする場合に専門の会社，技術者に依頼して行なう。
検査センターが主体となる。

(2) 検査の周期

おおむね表－3に示す周期を基本として各年検査計画書を作成して実施する。

(3) 検査の手法

検査センターが行なう精密検査の手法には次のものがある。



図－2 構造物検査の基本組織

表－3 検査の周期

基 本 検 査	健全なもの	2年に1回
	不健全なもの	1年に3回
精 密 検 査	健全なもの	4年に1回
	不健全なもの	2年に1回
広 域 検 査		2年に1回
特 別 検 査		必要が生じたとき

- i) 振動試験 ……列車通過時の構造物の振動波形を振動計により記録し、波形、周期および振幅から健全度を判定する。
- ii) 沈下試験 ……列車通過時の動的沈下量、たわみ量を測定し判定する。
- iii) 傾斜測定
- iv) クラック計測 ……ひびわれ計によりひびわれの進行状況を明らかにして、その発生原因を明らかにする。
- v) 桁の実耐率 ……鉄桁の断面減少を計測して耐荷力を明らかにする。

3. PC鉄道橋の補修、補強の研究の概要*

3.1 国鉄における研究概要

1958年大阪環状線新設工事において、当初計画の合成桁をPC桁に設計変更することにより当時の工事費にして約1億円の工事費の節減が行なわれたことを契機にPC桁の実用化が推進されることになった。

当時、市街地の高架化においては軌道の有道床化が必要とされ鋼桁に比較して特にPC桁の優位性がクローズアップされたのである。このさいの問題点としてPC桁の耐火性が指摘された。

すなわち高架橋が市街地を通過するため使用期間において火災を受ける機会があるものと考え、その影響を検討する試験が実施された。

すでにPC桁の火災については、英国公共事業省における一連の研究があり(PCプレテン中空ばり式床組構造の耐火性およびポステン模型ばり実験)その他の試験としてPC鋼線の加熱冷却後の強度試験、コンクリートのかぶり厚、骨材の種類と温度上昇との関係を求めた試験などが行なわれていた。

国鉄においても東京駅6, 7番乗降場のPCスラブにおいて耐火性の試験を行なっている。

これらの実験は厚さの小さいPCスラブでは強熱により爆裂を生ずることがあり、そのためPCの耐火性は問題視されたがその後、部材最小厚が5 cm以上あれば爆裂が生じない(1957年PC国際会議, Hill & Ashton)と報告されている。

PC桁を火災から安全に保つためのかぶりについてはポステン模型試験により2時間の耐火かぶりとして62.5 mmを必要とするとの研究(前記)が行なわれた。

しかしこれらの研究はいずれも小模型のため大阪環状線高架橋用ポステンションPC桁の耐火性を確認しておく必要が生じ、桁高1.0 m, 全長13 mの火災試験桁4本について試験が行なわれた。

加熱はJIS-A-1302の標準加熱曲線に一致するように行なわれ、試験桁の温度、伸び、たわみの測定、コンクリートのはく落、爆裂が生ずるかどうかの観測が行なわれ、最後に注水により桁が破損することがないかを確かめた。

試験の結果は、少なくとも継続2時間の火災で、最高温度1100℃に達しても爆裂の心配がなく、PC桁の外面が継続して2時間にわたって最高温度1000℃の火災を受けてもかぶりが50 mm以上あれば冷却後のPC鋼線の引張強度は原材料に比較してほとんど変化が生じないことが明らかにされたが、コンクリートの品質の低下に起因して健全な桁に比較しひびわれ荷重は34~56%, 破壊耐力は47~66%に低下していることが判明した。

鉄道橋は列車運転の休止が困難であり、かつPC桁は架替えが容易でないこと、架替えに伴って信号関係の費用が加わり、そのため新設の場合に比較して割高な工事費となることなどからPC桁が損傷を受けたときに、現位置における補強により耐荷能力が回復できれば、少ない工事費で容易に補強が行なえることになるのでこのような補強が容易に行ない得るものであるかどうかを確かめておく必要があった。

次にPC桁の寿命は半永久的であると予想されるがその間、輸送情勢の変化に対応して荷重の増加、速度の向上、機関車の大型化などの可能性がある。その場合PC桁の耐荷力を増大させ得る方法をあらかじめ明らかにする必要がある。

鋼橋においては溶接補強などが容易であり、取替えも重量の重いPC桁に比較して容易であるがPC桁の場合補強

* 鉄道技術研究報告第168号(1960)の一部を引用する。

大石重成「コンクリート造鉄道構造物に現われる欠陥とその補強方法に関する研究」

方法を明らかにすることはPC桁の普及発展の見地からも極めて重要な技術上の要請と考えることができた。

以上の観点よりスパン5mの試験桁16本について火災試験を行なうと同時に、68本の補強試験により補強方法の実験的研究を行なったのである。

この試験によりPC桁の補強設計の計算方法、被災程度の判定方法ならびに各種補強方法の比較を行ない、適当と思われる補強方法を定めこれを火災試験を行なった13mの試験桁に適用して補強を行ない曲げ試験により大型PC桁に対する補強設計方式を確認することができた。本報告では13m大型PC桁の試験結果は紙面の都合で省略する。

3.2 PC桁の補修、補強の検討の目的、検討項目

検討の目的として次のものがあげられる。

i) 火災その他コンクリート強度の低下による桁の耐力の低下に対し、耐力を元の値まで回復させる適切な補強方法の検討。

ii) 荷重の増加に対応して、PC桁の耐力が相対的に低下した場合の適切な補強方法の検討。

上記の2項目の試験目的に対応して下記の試験が計画された。

(1) PC桁の補強方法検討の予備実験

PC桁に用いられるコンクリートの圧縮強度は $\sigma_{28} = 400\text{kg}/\text{cm}^2 \sim 500\text{kg}/\text{cm}^2$ のものが多く、また実際に高架橋に用いられる大きさのPC桁がJIS A-1302に示されるⅠ級、Ⅱ級の間程度度の火災をうけたときは、下縁コンクリートの圧縮強度の平均値は $200\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度に低下することが1959年のPC桁の火災試験の結果から判明した。

そこで研究目的ii)項の解明のためには $\sigma_{28} = 400\text{kg}/\text{cm}^2$ のコンクリートを使用したPC桁を製作することとした。また研究目的i)項の解明のためには $\sigma_{28} = 400\text{kg}/\text{cm}^2$ のコンクリートを使用したPC桁を実際に加熱しコンクリートの品質の低下したPC桁を使用すればよいわけであるが、補強理論の解明、補強方式の比較検討を行うには、コンクリートの品質の低下の程度が既知でまた同様であることが望ましい。しかしながらスパン5m程度のPC桁を一樣に正確に加熱する装置は当時国内になく、また新たに建設するには行程等に難点があった。また一方、試験桁をスパン3m程度の小型のものとするれば、既設の加熱装置が利用できたが、補強理論の解明には、5m程度のスパンは許され得る最小のものであった。したがって、スパン5mの試験桁を加熱するための簡易な炉設備を仮設することになったわけであるが、これでは十分に一樣な加熱は望まれず、また、コンクリートの強度の低下も適確に把握できず、補強理論の解明が十分に行われまいであろうと考えられた。そこで第1群として $\sigma_{28} = 200\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度の均質なコンクリートを用いた試験桁31本を製作し、これを $\sigma_{28} = 400\text{kg}/\text{cm}^2$ のコンクリートを使用したPC桁が被災して生じたものと想定して補強方法を検討した。

補強は、表—4に示す各方法に従って行い、補強を行わない基準桁と曲げ抵抗及びせん断抵抗を比較し耐荷力の回復の検討を行なった。

第2群としては $\sigma_{28} = 400\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度の均質なコンクリートを使用した試験桁20本を製作し、表—4の各種補強方法を適用して、補強を行わない基準桁と曲げ抵抗及びせん断抵抗を比較し、載荷力の増加を検討した。

鉄道橋は本来、設計荷重に近い活荷重を1日数10回～数100回連続して受けるため、疲労強度を考慮する必要があるが補強桁は特に桁本体と補強部分との間の付着力、不均等なプレストレスなどが問題であり、これらが繰返し載荷に対してどのような性状を示すかを検討する必要がある。したがって第1群の試験桁のうち適当と思われる補強を施した3本の桁と、第2群の試験桁のうち補強を行わない1本の基準桁とについて曲げ疲労試験を行い、疲労強度を確かめた。

これら第1、第2群の試験桁の補修、補強試験結果をもとにして、第3群の試験方法を定めた。

(2) PC桁の火災試験

第1群の試験桁はコンクリートの圧縮強度が一樣に約 $200\text{kg}/\text{cm}^2$ になるように製作されたもので実際に火災をうけたPC桁とはコンクリートの品質は異っている。したがって火災をうけたPC桁の補強方法を適確に検討するには、実際にPC桁の火災加熱試験の必要があった。

この火災試験は、PC桁がどの程度の火災に耐えるかを検討することを目的とするものでなく、1959年の大型桁の

火災試験結果として得られた温度，すなわち下縁コンクリートの圧縮強度の平均値が $200\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度に低下し，桁としての曲げ破壊抵抗が健全なものにくらべて約50％程度に低下した被災桁を製作するのが目的であった。そこで，第3群としてコンクリートの強度 $\sigma_{28} = 400\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度の試験桁16本を作成し，4本ずつ4回に分けて火災試験を行った。まず第1回として45分加熱したところ，被災程度が少なすぎ，第2回は90分加熱したところ被災程度が大きすぎ腹部が欠落するものを生じた。そこで第3回，第4回は60分の加熱とした。

なお試験桁のうち2本は，保護モルタルを施工して火災試験を行い，その防護効果を検討した。

(3) 被害程度の判定

火災試験を完全な炉設備で行った場合は被害程度をほぼ一様にする事が出来るが，この試験のような仮設炉による場合あるいは実際の火災の場合，桁の被害程度は一様とならない。そこで補強方法を定めるには，その被害程度を明らかにすることが重要な問題である。

そのため試験桁について超音波測定器を用いて，非破壊試験によりコンクリートの品質を調査し，被害の程度に応じて補強方法を検討した。

(4) 火災をうけたPC桁の補強方法に関する実験

加熱桁は，非破壊試験の結果より，被害程度に応じて分類され，第1，第2群の補強試験から求められた適当と思われる各種の補強方法により補強し，曲げ試験，せん断試験を行い，被災して補強されない基準桁および，第2群の基準桁と曲げ抵抗，せん断抵抗を比較した。

また最も適当と思われる補強方法を適用した1本の試験桁については，曲げ疲労試験を実施した。

(5) 検討項目

表一4に示す各試験桁について，それぞれ表中に示す載荷試験を行ない以下に示す比較検討を行なっている。

- i) 下縁の鋼材補強と，上縁コンクリート打ち足しによる補強効果の比較
- ii) 下縁のPC鋼材，と鉄筋による補強効果の比較
- iii) 桁の周囲を囲むコンクリートを $\sigma_{28} = 400\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度とする場合とモルタル吹付け程度としたときの比較
- iv) 新旧コンクリート面の処理の補強効果への影響
- v) 各種補強方法の疲労強度の検討とくに新旧コンクリートの付着疲労の検討
- vi) 加熱による被害の判定
- vii) 信頼すべき補強計算方法の検討
- viii) 各種補強形式の経済性の検討(結果は省略する)

表-4 実験系統表(a)

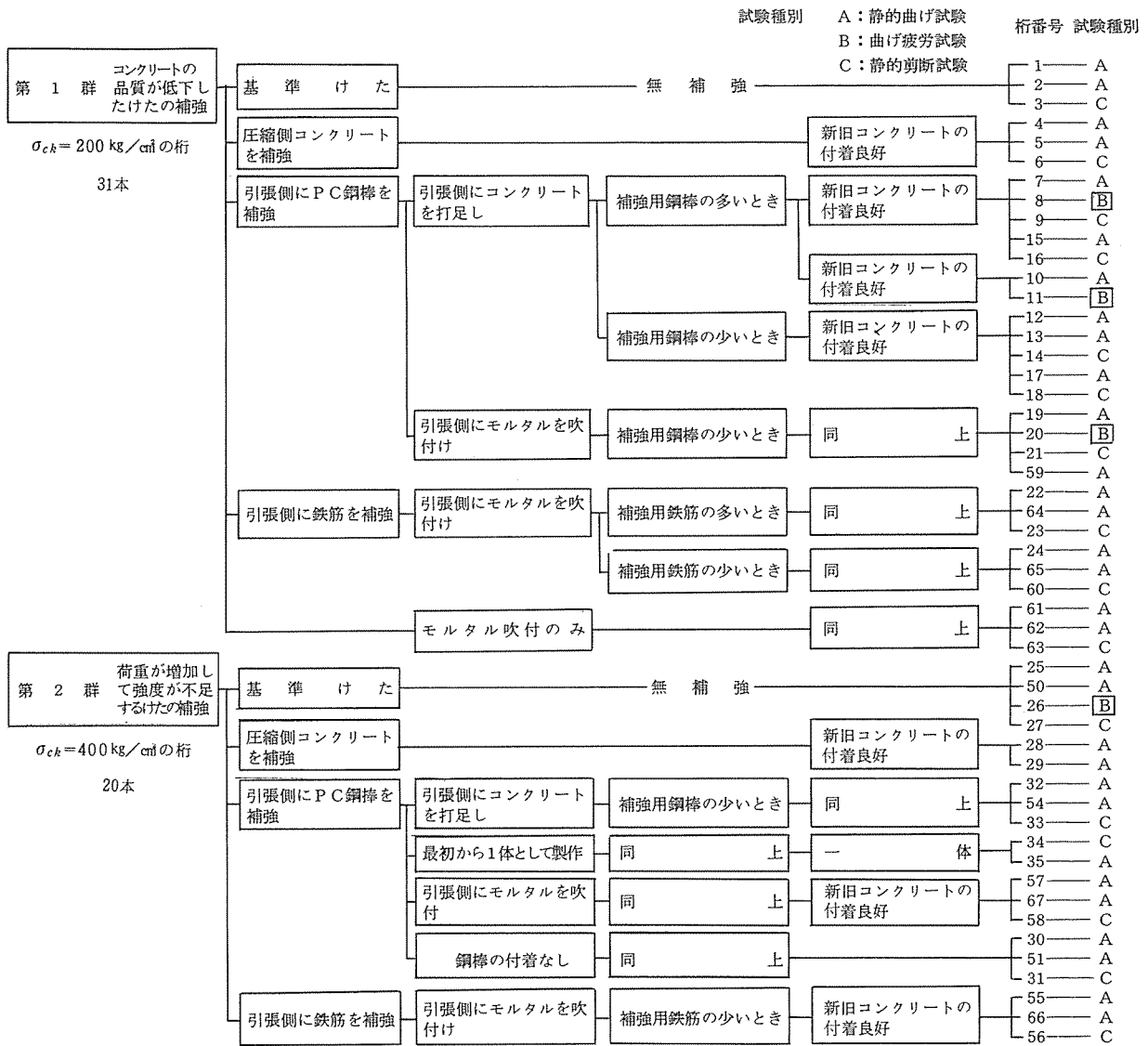
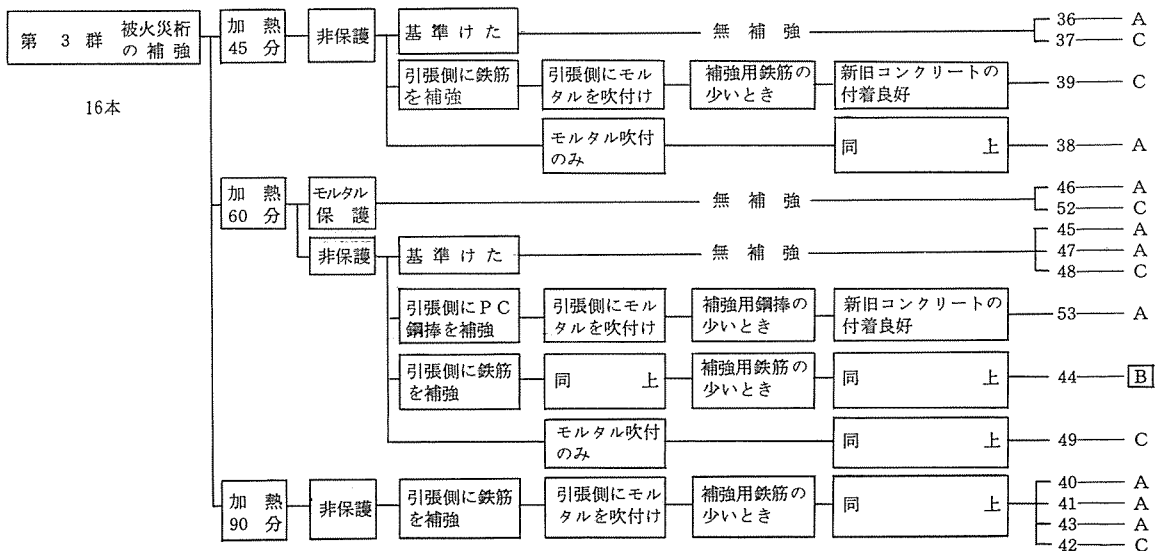


表-4 実験系統表(b)



3.3 試験桁

a. 試験桁

試験桁は加熱面積が大きく耐火性に劣るT形桁を対象として選定され。(図-3, 4)

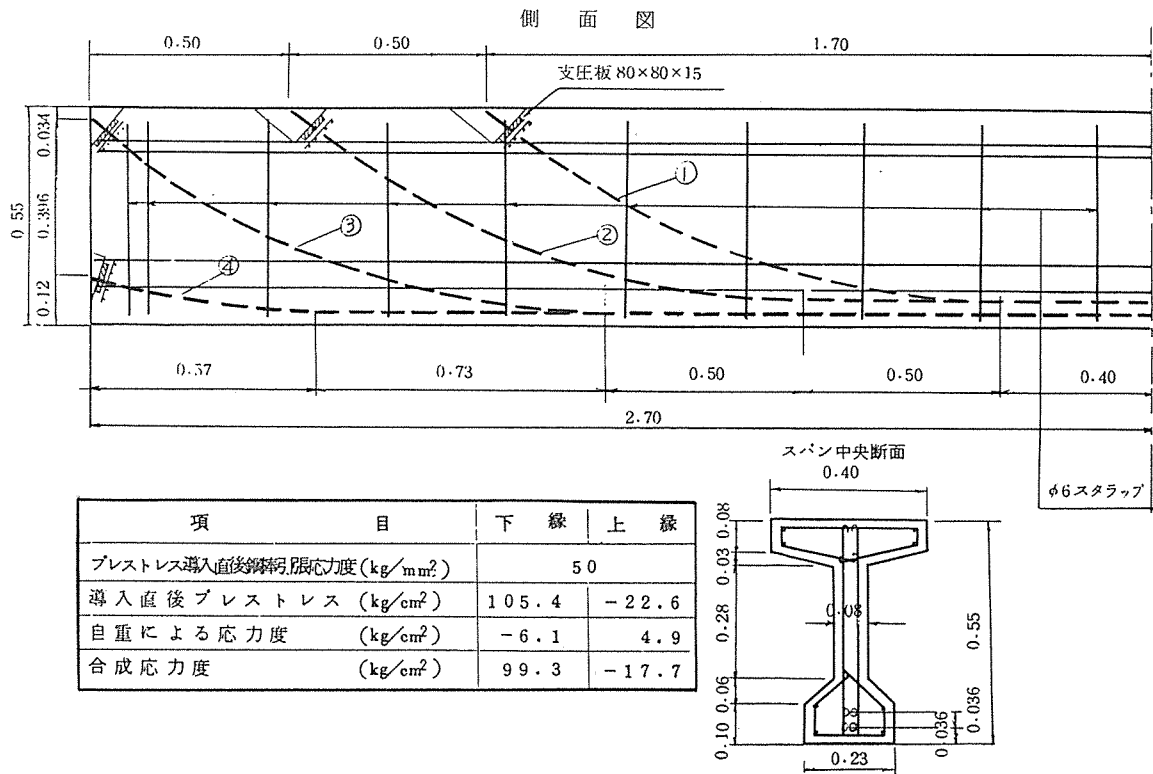


図-3 試験げた設計図 (No.34, 35を除く)

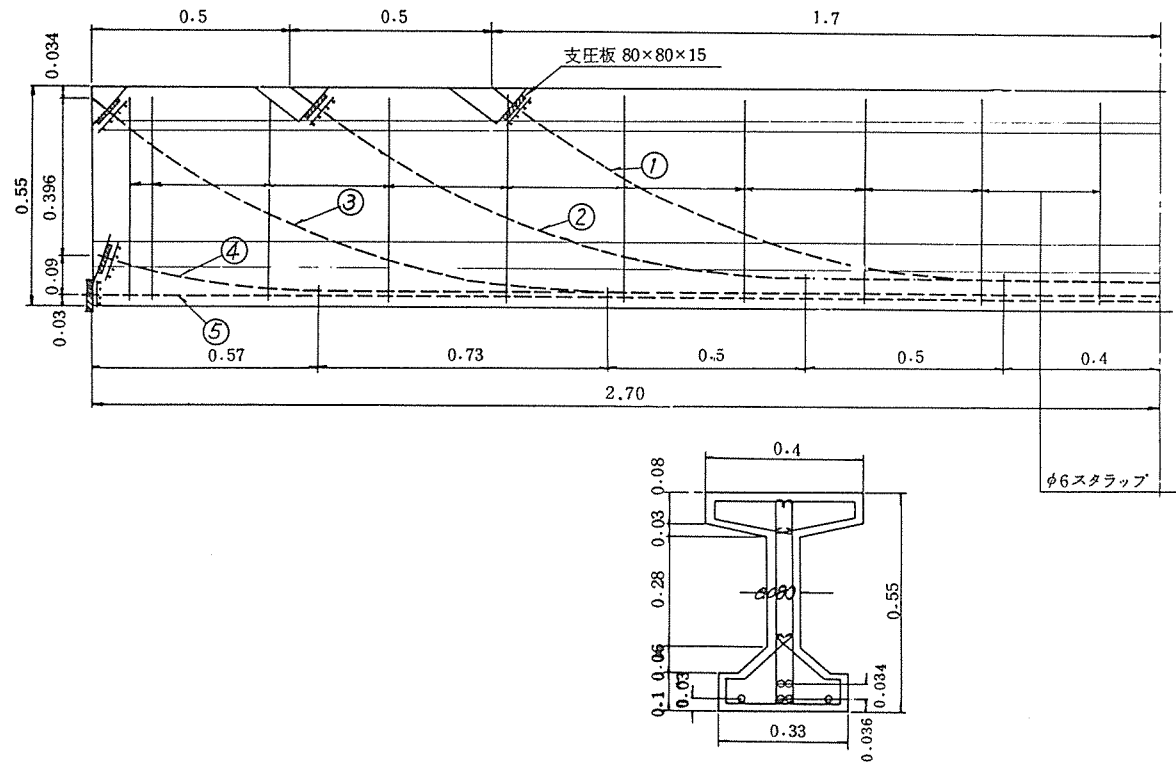


図-4 試験けたNo.34, No.35 設計図

使用材料はコンクリートには早強セメントを使用し、骨材には多摩川産の天然砂および砂利を用いた。
砂利の岩石成分はおよそ次のようであった。

硬砂岩	60%
中硬砂岩	5%
粘ばん岩	15%
珪岩	20%

PC鋼材はPC鋼棒φ14mmを用いた。その試験成績は表－5に示す通りであった。

表－5 PC鋼棒試験成績

試験番号	試験片 直径 (mm)	弾性限(0.02%永久伸)		降伏点(0.2%永久伸)		抗張力		破断時伸び (%)
		荷重 (kg)	応力度 (kg/mm ²)	荷重 (kg)	応力度 (kg/mm ²)	荷重 (kg)	応力度 (kg/mm ²)	
1	14.34	14,350	88.9	15,600	96.6	18,400	114.0	7.8
2	14.34	14,100	87.3	15,500	96.0	18,600	115.2	7.8
3	14.34	14,050	87.0	15,400	95.4	18,300	113.4	7.8
4	14.34	14,250	88.3	15,400	95.4	18,500	114.5	7.4
5	14.34	14,250	88.3	15,600	96.6	18,500	114.5	7.4

コンクリートの配合は表－6を用いている。

表－6 コンクリートの示方配合

けた群別	粗骨材 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	単位水量 w(kg)	単位セメント量 c(kg)	水セメント比 w/c(%)	絶対細骨材 S/A(%)	単位細骨材量 (kg)	単位粗骨材量 (kg)
第1群	25	1～4	145	220	66	51.2	1,055	1,005
第2・3群	25	1～4	168	420	40	40	725	1,101

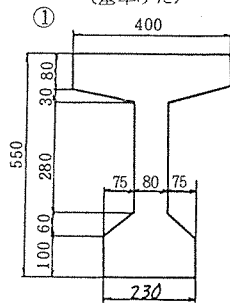
コンクリートの圧縮強度は表－7に示す通りである。

表－7 コンクリートの圧縮強度

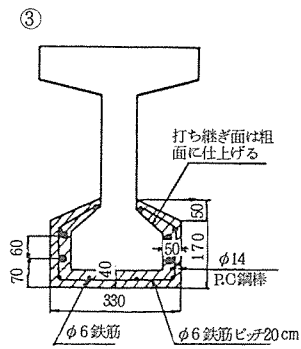
群別	σ_{14}			σ_{28}		
	試験値(kg/cm ²)	平均値(kg/cm ²)	変動率(%)	試験値(kg/cm ²)	平均値(kg/cm ²)	変動率(%)
第1群	156～196	173	7	194～236	213	7
第2, 3群	331～352	341	2.2	429～456	438	2.2

- b. 補強設計
- (1) 桁の補強設計
- 図－5

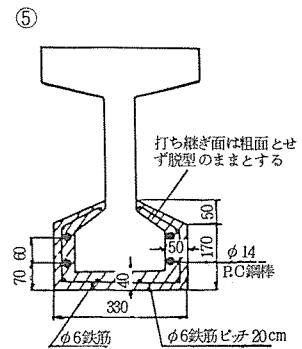
けた番号 No 1. 2. 3. 25. 26. 27. 50
(基準けた)



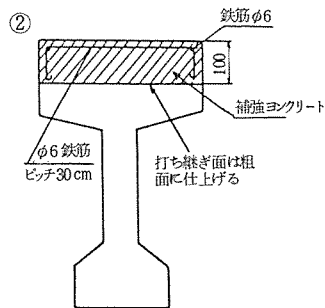
けた番号 No 7. 8. 9. 15. 16



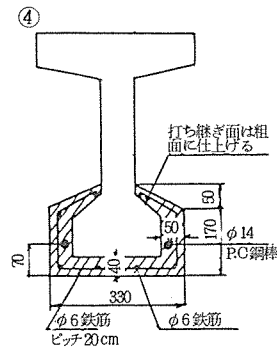
けた番号 No 10. 11



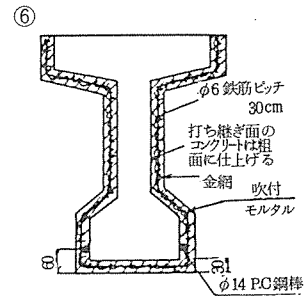
けた番号 No 4. 5. 6. 28. 29



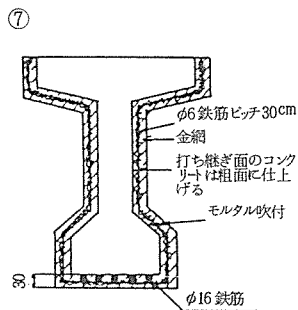
けた番号 No 12. 13. 14. 17. 18



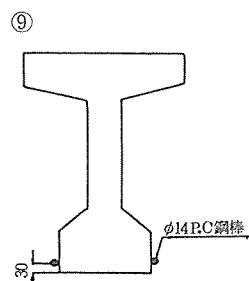
けた番号 No 19. 20. 21. 57. 58. 59. 67



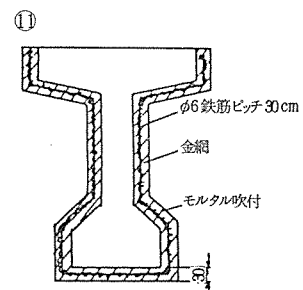
けた番号 No 22. 23. 64



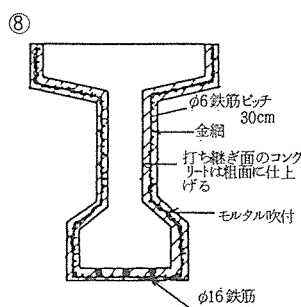
けた番号 No 30. 31. 51



けた番号 No 61. 62. 63



けた番号 No 34. 60. 65. 55. 56. 66



けた番号 No 32. 33. 54

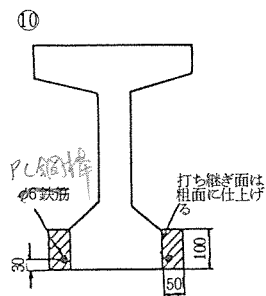


図-5 試験けたの補強方法(第1群, 第2群)

(2) コンクリート打継目面の処理

打継目面は深さ 5 mm，間隔 5 cm の網状の溝を付けた，ただし No. 10，11 は粗面処理を行っていない。

(3) 補強コンクリート

使用材料は，本体コンクリートと同様であるが，部材寸法が小さいためスランプを大きくしている（表－8）。

補強コンクリートの圧縮強度を表－9 に示す。

表－8 補強コンクリートの示方配合

粗 骨 材 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	単位水量 (kg)	単位セメ ント量 (kg)	水セメン ト比 (%)	絶対細骨 材率 (%)	単位細骨 材量 (kg)	単位粗骨 材量 (kg)
10	4～7	175	450	39	40	707	1075

表－9 補強コンクリートの圧縮強度

群 別	σ_{14}			σ_{28}		
	範囲 (kg/cm ²)	平均値 (kg/cm ²)	変動率 (%)	範囲 (kg/cm ²)	平均値 (kg/cm ²)	変動率 (%)
第 1，2 群	368～413	393	3.7	425～486	458	4.5

(4) 吹付けモルタルの品質

配合および強度を表－10（a，b）に示す。

表－10(a) 補強モルタルの配合

セメント (kg)	砂 (kg)	水 (kg)	減 水 剤 (ℓ)
100	200	48	1

表－10(b) 補強モルタルの強度

群 別	σ_{28} の範囲 (kg/cm ²)	平均値 (kg/cm ²)
第 1・2 群	266～380	326

(5) プレストレス

表－11 に示す。

表－11 有効プレストレスと追加プレストレス

群 別	補 強 方 法	本体のプレストレス (導入時) (kg/cm ²)		補強時有効プレストレス (kg/cm ²)		追加プレストレス (kg/cm ²)		備 考
		上 縁	下 縁	上 縁	下 縁	上 縁	下 縁	
第 1 群	下突縁にコンクリートを巻きつけて P C 鋼棒 4 本で補強	－ 17.7	99.3	－ 15.6	87.4	4.9	52.8	No. 7. 8. 9. 15. 16 10. 11
	下突縁にコンクリートを巻きつけて P C 鋼棒 2 本で補強	－ 17.7	99.3	－ 15.6	87.4	1.2	41.2	No. 12. 13. 14. 17. 18
	側，下面にモルタルを吹付けて P C 鋼棒 2 本で補強	－ 17.7	99.3	－ 15.6	87.4	－ 7.9	44.6	No. 19. 20. 21. 59
第 2 群	下突縁にコンクリートを巻きつけて P C 鋼棒 2 本で補強	－ 17.7	99.3	－ 15.9	89.4	－ 11.1	43.3	No. 32. 33. 54
	下突縁の補強コンクリートを最初から一体として施工 P C 鋼棒 2 本で補強	－ 17.3	81.7	－ 15.6	73.4	－ 11.1	43.3	No. 34. 35.
	P C 鋼棒 2 本のみで補強	－ 17.7	99.3	－ 15.9	89.4	－ 13.9	55.9	No. 30. 31. 51

表-12 静的載荷試験結果一覧表

(1) 試験種別 A. 静的曲げ試験 (2) 載荷寸法
 B. 疲労試験 A
 C. せん断試験

(注) たわみ欄の()内数値は比較のため24t, 39tにおけるたわみ量を示したものである。



項 目	桁 の 種 別				桁 番 号	試 験 種 別	ひびわれ荷重			破壊荷重		た わ み						摘 要
	原桁コ ンクリ ート強度	補 強					曲げ ひび われ (t)	ひび われ 再開 (t)	ダイ アゴ ナル 発生 (t)	曲げせん断 (t) (t)	15 t に	第一回載荷	残留	破 壊 前				
											おける (mm)	max (t)	max (mm)	(mm)	(t)	(mm)		
(1)コン クリ ートの 品質が 低下し た桁の 補強	基 準 桁 (無 補 強)				1	A	16	9		36		2.77	20	7.11	0.76	24	8.35	曲げによる圧縮破壊
					2	A	16	8		34		3.29	19	5.63	0.35	30(24)	17.41(9.71)	－〃－
					3	C			40		49	1.60	30	4.25	0.18	40	7.03	ダイアゴナルクラック上部の圧縮破壊
	圧縮側コンクリ ートを補強	原桁を粗面と する	コンクリート 打足し		4	A	19	15		45		1.77	22	3.89	0.12	28(24)	7.27(4.89)	曲げによる圧縮破壊
					5	A	20	12		44		1.99	23	4.34	0.34	40(24)	20.76(4.39)	－〃－
					6	C			40		75	0.96	38	3.00	0.20	50(39)	6.36(2.62)	支承部コンクリート圧裂破壊
	引張側にP C鋼棒 を配置しP Cとし て補強	〃	〃	P C鋼棒 4本	7	A	22	15		40		2.15	25	4.33	0.23	30(24)	5.46(3.98)	曲げによる圧縮破壊
					8	B												
					9	C			46		62	1.31	30	2.78	0.18	43(39)	4.16(3.58)	ダイアゴナルクラック上部の圧縮破壊
					15	A	?	10		38		3.02	15	3.02	0.18	37(24)	14.98(5.57)	曲げによる圧縮破壊
				P C鋼棒 2本	16	C			33		58	1.92	39	5.93	0.89	54(40)	9.26(5.51)	ダイアゴナルクラック上部の圧縮破壊
					12	A	16	10		34		2.37	20	3.54	—	23	4.63	曲げによる圧縮破壊
					13	A	?	9		36		3.77	15	3.77	0.36	36(24)	17.69(6.82)	－〃－
					14	C			39		56	1.67	30	3.66	0.29	50(39)	7.75(5.60)	ダイアゴナルクラック上部の圧縮破壊
					17	A	14	7		35		3.29	21	4.98	0.44	34(24)	11.45(5.30)	曲げによる圧縮破壊
					18	C			35 37		63	1.72	40	5.55	0.66	60(40)	11.38(4.09)	ダイアゴナルクラック上部の圧縮破壊
	側下面にモルタル を吹付けてP Cと して補強	原桁の表面処 理をせず	〃	P C鋼棒 4本	10	A	20	16		41		2.28	23	3.89	0.25	30(24)	5.35(4.93)	曲げによる圧縮破壊
					11	B												
					19	A	12	—		53		2.52	20	3.50	0.34	50(24)	23.26(4.15)	曲げによる圧縮破壊
					59	A	14	10		48		2.21	16	2.35	0.06	48(24)	27.75(4.11)	－〃－
	側下面にモルタル を吹付けてP Cと して補強	〃	モルタル吹付 のみ		20	B												
					21	C			46		75	2.03	30	4.00	0.43	50(39)	7.46(4.79)	せん断破壊
					61	A	13	8		37.5		—	14	1.11	0.32	—	—	曲げによる圧縮破壊
					62	A	14	10		37		3.93	16	4.60	0.41	33(24)	24.59(10.57)	－〃－
					63	C			35		55	1.37	21	2.12	0.14	52(39)	17.77(9.31)	ダイアゴナルクラック上部の圧縮破壊
					22	A	15	8		54		2.87	22	4.02	0.72	46(24)	12.00(3.78)	曲げによる圧縮破壊
					64	A	16	9		44		2.31	18	2.99	0.24	39(24)	17.96(4.41)	－〃－
	側下面にモルタル を吹付けてP Cと して補強	〃	モルタル吹付	鉄筋筋 (φ 16mm) 2本	23	C			45		75	1.23	30	2.68	0.46	48(39)	4.86(3.25)	せん断破壊
					24	A	11	—		48		2.25	20	3.30	0.31	46(24)	18.97(4.49)	曲げによる圧縮破壊
				鉄 筋 (φ 16mm) 2本	65	A	12	7		42		2.90	15	2.90	0.24	40(24)	22.13(6.61)	－〃－
					66	C			40		60	1.17	20	1.59	0.46	60(39)	12.23(4.90)	ダイアゴナルクラック上部の圧縮破壊

(2) 荷重が増加して強度が不足する桁の補強	kg/cm ² 400	基 準 桁 (無 補 強)				25	A	16	12		38		2.37	18	3.90	0.08	25(24)	9.62(8.69)	曲げによる圧縮破壊					
						50	A	17	11		44		3.05	21	5.39	0.31	38(24)	19.95(7.37)	— //					
						26	B																	
						27	C			39		59	1.47	28	3.71	0.27	39	10.04	ダイヤゴナルクラック上部の圧縮破壊					
		圧縮側コンクリートを補強	原桁を粗面とする	コンクリート打足し		28	A	17			49		1.71	18	2.49	0.09	40(24)	19.32(5.05)	曲げによる圧縮破壊					
						29	A	18	10		49		1.58	19	2.70	0.23	40(24)	20.66(5.30)						
		引張側にP C鋼棒を配置しP Cとして補強			P C鋼棒 2本	30	A	18	13		51		2.33	23	4.16	0.34	40(24)	15.41(4.46)	曲げによる圧縮破壊					
						51	A	18	12		50		2.83	24	4.71	0.22	48(24)	20.95(4.54)	— //					
						31	C			—		72	—	—	—	—	—	—	ダイヤゴナルクラック上部の圧縮破壊					
						32	A	18	13		58		2.56	25	4.73	0.28	40(25)	11.74(4.58)	曲げによる圧縮破壊					
						54	A	21	16		49		2.70	23	4.98	0.15	44(24)	22.38(5.17)	— //					
						33	C			38		82	1.36	40	4.21	0.61	60(40)	9.96(3.94)	せん断破壊					
						34	C			45		74	1.29	30	2.64	0.51	50(39)	5.58(3.57)	ダイヤゴナルクラック上部の圧縮破壊					
						35	A	21	15		51		2.18	24	4.15	0.08	40(24)	14.99(4.18)	曲げによる圧縮破壊					
						原桁を粗面とする	モルタル吹付	"	57	A	15	6		56		2.43	18	2.98	0.26	50(24)	25.88(4.47)	— //		
67	A								12	6		54		—	14	1.88	—	50(24)	24.49(3.52)	— //				
側下面にモルタルを吹付けてP Cとして補強	"	"	鉄 筋 (φ 16 mm) 3本	58	C			29		80	1.06	22	1.79	0.61	76(39)	16.89(4.13)	支承部破壊							
				55	A	6	4		50		—	10	1.49	0.10	45(24)	24.08(6.00)	曲げによる圧縮破壊							
				66	A	12	7		49		—	14	2.03	0.37	45(24)	22.32(4.51)	曲げによる圧縮破壊、 支承部破壊							
					56	C			44		65	1.05	30	2.52	—	57(39)	10.41(4.23)	ダイヤゴナルクラック上部の圧縮破壊						
(3) 被火災桁の補強	kg/cm ² 400	欠落殆どなく表面の劣化程度軽微なもの	火災試験前パーライト (無 補 強)				46	A	14	8		47		3.73	18	5.26	0.66	40(24)	25.55(8.69)	曲げによる圧縮破壊				
			モルタルで防護				52	C			35 40		65	1.79	40	11.36	1.23	50(40)	14.88(9.91)	ダイヤゴナルクラック上部の圧縮破壊				
			基 準 桁 (無 補 強)				36	A	12	7		43		6.07	15	6.07	0.16	30(25)	17.49(14.60)	曲げによる圧縮破壊				
							37	C			26		63	3.45	21	5.80	0.87	46(40)	15.91(14.17)	ダイヤゴナルクラック上部の圧縮破壊				
							38	A	4	3		50		—	7	1.20	—	40(24)	23.26(8.86)	曲げによる圧縮破壊				
		表面が劣化し隅角部に一部欠落あるもの			基 準 桁 (無 補 強)	49	C			28		75	—	10	1.16	—	56(40)	14.99(8.12)	支承部破壊					
						47	A	8	—		37		14	12.37	1.86	26(24)	23.18(21.26)	曲げによる圧縮破壊						
						48	C			18		47	6.69	26	12.27	3.79	40(39)	17.35(16.88)	ダイヤゴナルクラック上部の圧縮破壊					
						40	A	4	3		49.5		8	2.51	0.51	34(24)	18.18(10.13)	曲げによる圧縮破壊						
						44	B																	
						39	C			30		79		6	0.57	0	58(40)	13.68(7.55)	ダイヤゴナルクラック上部の圧縮破壊					
						53	A	10	7		56		3.78	16	4.16	0.32	50(24)	30.82(6.82)	曲げによる圧縮破壊					
						45	A	—	—		31		13.89	15	13.89	2.48	26(24)	23.48(21.20)	— //					
						腹部に欠落を生じたもの	側下面にモルタルを吹付けRCとして補強	原桁を粗面とする	モルタル吹付	鉄 筋 (φ 16mm) 3本	43	A	4	—		53		—	7	1.57	0.78	39(24)	22.60(8.73)	— //
											41	A	20	—		54		—	5	0.99	0	36(24)	19.60(8.83)	— //
		腹部の欠落甚だしいもの					42	C			27		80	—	12	1.34	0.27	30	4.39	ダイヤゴナルクラック上部の圧縮破壊				

3.4 載荷

a. 静的載荷試験

曲げ試験およびせん断試験における荷重の載荷は、次の3段階に分けて行った。

- (1) 初期ひびわれ発生まで載荷し、桁のひびわれ強度を検討する。
- (2) ひびわれ再開まで載荷し、桁の下縁コンクリートに導入されている有効プレストレス量を確かめる。
- (3) 破壊までの載荷により、破壊に至る特徴を明らかにする。

3.5 試験結果

a. 曲げ試験によるひびわれおよび破壊

第1群桁

圧縮側補強桁(No. 4, 5, 28, 29)ではひびわれが旧桁上面に進行し、打ち足しコンクリートが圧壊して破壊した。

下縁PC鋼棒配置の試験桁(No. 7, 15, 12, 13, 17)は補強効果により曲げひびわれよりせん断(腹部)ひびわれが卓越し、せん断圧縮破壊により破壊が生じた。

PC鋼棒、鉄筋を下縁に配置し、モルタル吹付けによって桁の上下縁、腹部を補強した桁は、補強のバランスが良くそのため基準桁と同様のひびわれの進行、破壊状態および耐力を示した。

第2群桁

下側フランジをPC鋼棒で補強した桁(No. 32, 54, 33)は第1群と異なり基準桁と同様の破壊性状を示したが、コンクリートで包まないNo. 30桁は当然のことであるがひびわれが集中した。

曲げひびわれ耐力は、圧縮側コンクリート補強およびPC鋼棒4本による引張側フランジの補強により向上するが他の補強(鉄筋、PC鋼棒2本)では、効果がほとんど認められない。

b. せん断試験

せん断試験(せん断スパン1m)では、一般にせん断圧縮破壊となるが、フランジ補強桁では腹部の圧縮破壊によって破壊が生じている。PC鋼棒4本で補強した桁では曲げひびわれ発生以前に斜めひびわれより載荷点付近の上縁の圧縮破壊による破壊が生じている。

c. 曲げ疲労試験

下限荷重を上限荷重の1/2とし、上限を最初の50万回まで25tとし50万回毎に5tずつ増加して250万回までの疲労載荷を行なった。

疲労載荷は2群の基準桁(No. 26)、1群のPC鋼棒4本により補強した桁(No. 8, 11)、PC鋼棒2本にモルタルを吹付けた桁(No. 20)の合計4本の桁に対して行なわれた。

No. 8桁は、補強コンクリートの打継目を粗面として付着の改良を行っているが、No. 11はこのような改良を行っていない。2群のNo. 26桁は曲げひびわれの開口が大きくPC鋼棒が1本破壊した(92.9万回で破壊に達した)。PC鋼棒4本による補強桁(No. 8, 11)は、腹部の斜めひびわれよりスターラップが疲労破断し、ひびわれが上スラブと腹部の接合部に沿って水平に進行し桁の機能を喪失した(117, 124万回)。

PC鋼棒2本のモルタル吹付桁(No. 20)は、斜めひびわれが大きくなり上部フランジコンクリートの破壊により破壊が生じた(124万回)。

No. 8, 11, 20桁のコンクリート打足し部およびモルタル吹付部は、はく離が生じたが、このはく離は疲労破壊には直接無関係である。

表面の粗面処理の効果は特に認められなかった。

疲労試験における上縁コンクリートおよびPC鋼材応力度の計算値を表-13に示す。

d. PC桁の火災試験

PC桁の加熱は表-14に示す加熱曲線に一致するように行なわれた。試験結果の概要を表-15に示す。

また火災試験に伴う一部の温度曲線(第3回試験)を図-6に示す。

e. 火災PC桁の補強法の検討試験

火災試験による被災程度を超音波測定器を用い、目視による被害程度と関連ずけて示したのが表－16である。
これらの桁の補強は図－7 の三種類の方法によった。
試験の結果は、表－12 にすでに示している。

表－13 疲労試験における上縁コンクリートおよびP C 鋼材応力の計算値

疲 労 荷 重 (上 限)			25	30	35	40	45	備 考
け た No.26	上 縁 コ ン ト	下限応力 (kg/cm ²)	41	56				$\sigma_{28}=400\text{kg/cm}^2$ 鋼棒破断
		振 巾	93	134	176			
	P C 鋼 棒	下限応力 (kg/mm ²)	47.5	48.0	50.0			
		振 巾	15.5	27.0	38.0			
け た No.20	コ リ ン ト	下限応力 (kg/cm ²)	18	26	34	42	50	本体コンクリート $\sigma_{28}=200\text{kg/cm}^2$ コンクリート破壊
		振 巾	39	49	68	93	118	
	P C 鋼 棒	下限応力 (kg/mm ²)	47.5	48.0	49.0	50.0	50.5	
		振 巾	3.5	6.0	12.0	20.0	29.5	
け た No.8 No.11	コ リ ン ト	下限応力 (kg/cm ²)	44	52	58	65	73	本体コンクリート $\sigma_{28}=200\text{kg/cm}^2$ コンクリート破壊
		振 巾	40	61	87	113	135	
	P C 鋼 棒	下限応力 (kg/mm ²)	45.0	45.5	46.0	46.5	46.5	
		振 巾	20	2.0	4.5	10.5	17.0	

表－14 JIS A-1302 標準加熱曲線

加熱時間	5分	10分	30分	45分	1時間	1.5時間	3時間
加熱温度(℃)	538	704	843	892	927	978	1052

表－15 火災試験桁の試験結果

試験段階 試験 桁	燃 料 条 件	加熱時間 (分)	桁の温度 (℃)	状 況
第 1 回 桁 No.36, 37, 38, 39	火床面積 14 m ² 火床上空高 0.4m 古枕木 200本 軽油 36ℓ	45	炉内 890～1140 桁 下側フランジ中央 265 上側フランジ中央 220	No.36, 37桁 による曲げせん断試験 によると ひびわれ荷重70%に低 下、破壊荷重は100% あった。
第 2 回 No.40, 41, 42, 43	条件は上記に同じ 古枕木 155本 燃料 36ℓ	90	下側フランジ中央 460 上側フランジ中央 320	No.40フランジ欠落 表面劣化が認めらる JIS-A-1302 II級の火熱
第 3 回 No.44, 45, 46, 47	上記に同じ	60	下側フランジ中央 350 上側フランジ中央 280 No.46桁は 下フランジ中央 90 上フランジ中央 75	No.46には耐火防護工 としてパーライトモル タルを3cm塗付す 44, 47フランジ隅角 欠落、表面の劣化が認 められた。 No.46の防護工は付着し ていた。
No.48, 49, 52, 53	上記に同じ	60	下側フランジ中央 270 上側フランジ中央 240 No.52桁 フランジ 70～80	No.52にはパーライトモ ルタル塗付(3cm厚)

表-16 被災けたの超音波測定結果(被災度B.C.C'級)

級別	目視による状態	けた番号	超音波通過速度 (m/sec)			摘 要
			上部フランジ	腹 部	下部フランジ	
B	フランジ隅角部に欠落がありコンクリート表面が劣化しているもの	47	1900	1630	1740	
		48	1860	1660	1710	
		40	1470	1590	1680	
		44	1950	1790	1390	
		39	1750	1720	1890	
		53	1980	1830	1410	
C	欠落は殆どなく表面劣化の程度の少ないもの	36	3060	2480	2980	
		37	2370	2530	2640	
		38	2430	2480	3130	
		49	2980	2640	2900	
C'	劣化の甚だしいものの	46	3220	2540	3590	火災試験前防護モルタル施工
		52	3860	3120	3540	
	火災試験を行わないもの	26	3190	3700	3060	第2群基準けた

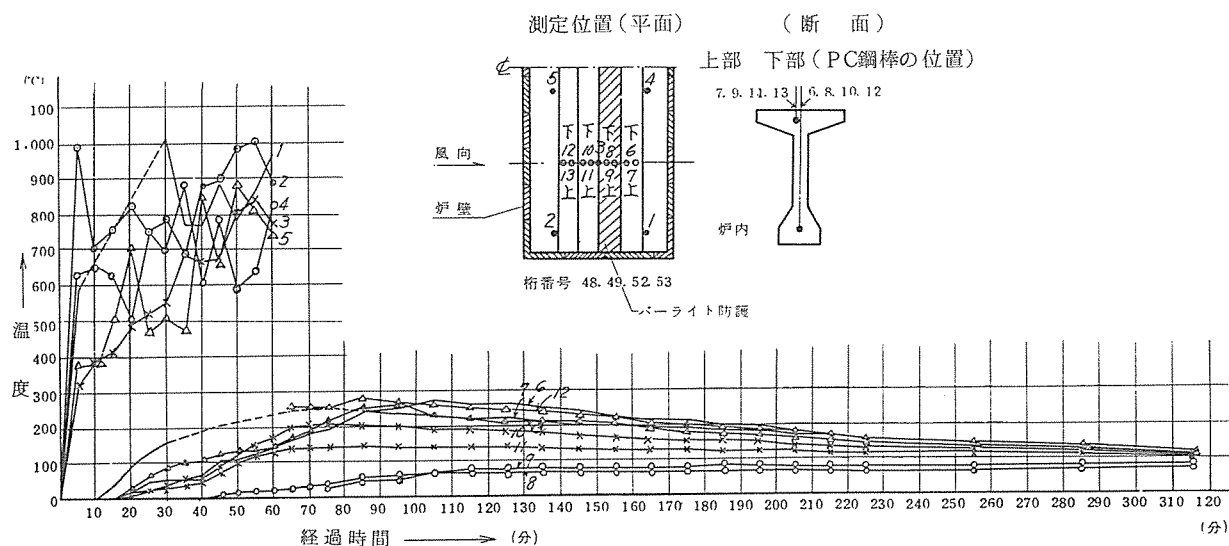
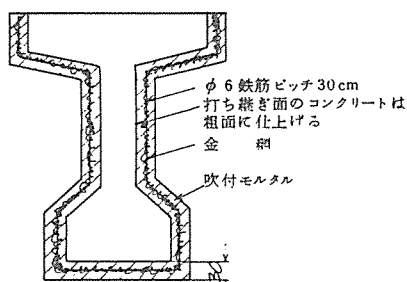
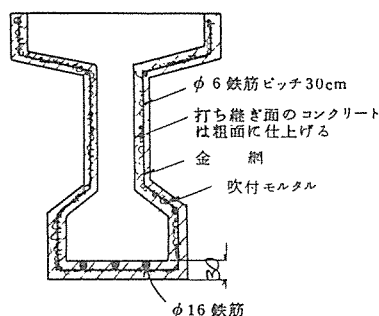


図-6 第3回火災試験結果

けた番号 No. 38, 49



けた番号 No. 39, 40, 44, 41, 42, 43



けた番号 No. 53

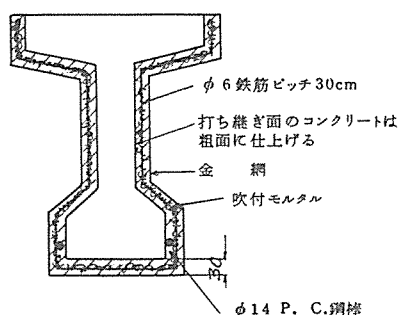


図-7 被災PCけたの補強設計

f. 基準桁の試験結果

曲げひびわれ強度

被災桁の曲げひびわれ強度の低下は破壊強度の低下よりいちぢるしい。パーライトモルタルにより保護して火災試験を行った桁は、火災試験を行わない桁にくらべて、破壊強度においては、逆に上昇している結果を示しているが、ひびわれ強度については低下を示している。曲げひびわれ強度の低下は、プレストレスの減少又はコンクリートの曲げ引張り強度の低下によってひきおこされるものである。

パーライトモルタル保護を行わないしかも被災程度の軽微な No. 36 と火災試験を行わない No. 25, No. 50 の試験結果を比較してみると、曲げひびわれ荷重において 12t に対して 16 及び 17t であって、約 25% の低下を示しているが、コンクリートの曲げ引張り強度については曲げひびわれ荷重とひびわれ再開荷重との差が 5t に対し 4 及び 6t であるので、この両者の間にはほとんど相違がみられない。

このことから軽微の被災桁においてはコンクリートの曲げ引張り強度の低下はみられないがプレストレスの減少が大きいことが推論される。すなわち軽度の火災によっても PC 桁が加熱されると PC 鋼材のリラクセーションとコンクリートが大きくなり PC 用鋼の緊張力が減少するものと考えられる。

被災程度の大きな桁については表面コンクリートの欠落、ひびわれの発生等によってはなほだしい劣化を生じた No. 45 の桁については曲げひびわれも、ひびわれ再開の荷重も求めることが出来なかった。

いづれにしてもひびわれに対する強度は被災桁においては大きく低下するものと考えなければならない。第 1 群に

おけるモデルの桁もこの意味においては被災桁の実状を示していないものと云うことが出来る。

曲げ強度およびせん断強度について

表一17の値よりわかるように、被災桁の破壊強度の低下は非常に小さい。パーライトモルタル保護を行った桁は、

表一17 各群試験けた静的載荷試験結果の比較

補 強 方 法	σ_{28} —200kg/cm ² 試験けた (第 1 群)					σ_{28} —400kg/cm ² 試験けた (第 2 群)					被火災試験けた (第 3 群)					被 災 程 度			
	桁 番 号	試 験 種 別	曲げひ びわれ (t)	曲げ 破壊 (t)	曲たわみ at 11.6t (mm)	剪断 破壊 (t)	桁 番 号	試 験 種 別	曲げひ びわれ (t)	曲げ 破壊 (t)	曲たわみ at 11.6t (mm)	剪断 破壊 (t)	桁 番 号	試 験 種 別	曲げひ びわれ (t)		曲げ 破壊 (t)	曲たわみ at 11.6t (mm)	剪断 破壊 (t)
基 準 け た	1	A	16	36	2.3		25	A	16	38	2.0		46	A	14	47	2.7		パーライト保護表面
	2	A	16	34	2.5		50	A	17	44			52	C				65	欠落はほとんどなし
	3	C				49	27	C				59	36	A	12	43	5.0		表面欠落はほとんどなし
													37	C				63	
													47	A	8	37	8.9		表面劣化し一部欠落
													48	C				47	
													45	A		31	9.2		腹部に欠落
	平均		16	35		49	平均		16.5	41		59	平均						
P C 鋼 棒 2 本 モルタル吹付補強	19	A	12	53	1.8		57	A	15	56	1.7		53	A	10	56	2.8		
	59	A	14	48	1.7		67	A	12	54	1.8								
	21	C				75	58	C				80							
	平均		13	50.5		75	平均		13.5	55		80	平均						
鉄 筋 ϕ 16mm 3 本 モルタル吹付補強	24	A	11	48	2.4		55	A	6	50	1.7		40	A	4	49.5	3.5		表面劣化し一部欠落
	65	A	12	42	2.0		66	A	12	49	1.5		39	C				79	
	60	C				60	56	C				65	43	A	4	53			腹部に欠落
													41	A		54	3.0		腹部の欠落はなはだ
													42	C				80	し
	平均		11.5	45		60	平均		9	49.5		65	平均						
モルタル吹付のみ の補強	61	A	13	37.5	2.6								38	A	4	50	1.9		表面の欠落ほとんど
	62	A	14	37	2.3								49	C				75	なし
	63	C				55													
	平均		13.5	37.3		55	平均						平均						

かえて第2群の基準桁よりわずかに高い強度を示している。又軽度の被災を生じたNo. 36, 37の桁においては数字の上では、第2群の基準桁より強い値を示しており、実用上曲げ破壊強度の低下は全然おこっていないものといえる。表面劣化し、欠落を生じた、中程度の被災桁においては第2群の基準桁より破壊強度の低下を示しているが、第1群 ($\sigma_{28}=200\text{kg}/\text{cm}^2$) の基準桁とほぼ同等の破壊強度を示している。したがって桁の破壊強度については $\sigma_{28}=200\text{kg}/\text{cm}^2$ のコンクリートで作った桁が充分よく被災桁の実状を示すものであるといえることができる。

PC 鋼棒とコンクリートの付着について

第3群の試験桁の試験によるひびわれの発生状況は第1群及び第2群の基準桁について比較してみると、ひびわれの間隔は大きな差はなく、比較的良好にひびわれが分布されており、特に桁表面の劣化のひどいNo. 45, No. 47においてもあまりひびわれの分布に、大きな差を示していないので第3群の被災桁における付着の低下は曲げモーメント及びひびわれの発生によって生ずる程度の付着応力に対してはほとんど大きな影響をもたないといえることができる。

たわみについて

第2群 ($\sigma_{28}=400\text{kg}/\text{cm}^2$) の基準桁において、下縁コンクリートの応力が0になる荷重は11.6tである。この荷重を設計荷重とした場合における1～3群の基準桁のたわみを表一17に記してあるが、これによると被災した第3群の桁のたわみは、被災程度に比例して大きくなっていることが明瞭にうかがえる。

しかも曲げ破壊強度の低下を生じない程度の軽微な被災の場合においても、桁の剛性が非常に小さくなっているこ

とが解る。したがって被災桁の被災程度の判定の一つの資料として、桁の剛性の低下の測定値を使用することができると考えられる。

g. 補強桁の試験結果

曲げひびわれ強度

φ16mm鉄筋3本とモルタル吹付で補強した試験桁のおよびモルタル吹付のみにより補強した試験桁の場合、プレストレスが追加されないため、曲げひびわれ強度は低い。第3群の被災桁の補強後のひびわれ荷重は第2群の $\sigma_{28} = 200\text{kg/cm}^2$ の桁の補強後のひびわれ荷重より非常に低い値をしめしている。この理由として、被災桁の本体はプレストレスが減少しているため、吹付けモルタルの弾性領域をこえたひずみ限度一杯のひずみが生じないうちに本体にひびわれが発生したことが考えられる。

被災程度のひどい桁においては、プレストレスの減少の大きいことの他に本体コンクリートに生じている微細なひびわれがモルタルのひびわれの発生を促進しているのではないと思われる。

PC鋼棒とモルタル吹付で補強したNo.53は補強のためのプレストレスが導入されているものであるが、これにおいては第1群の補強桁のひびわれ荷重近くまでひびわれ強度を回復することができる。

曲げ強度、せん断強度

補強による破壊強度の回復については、第3群の被災程度のひどい基準桁における破壊強度が第1群の基準桁のそれに匹敵していることから考えて、劣化したコンクリートをはがしてモルタル吹付けにより補強した第3群の補強桁はコンクリートの品質が改善されているので、第1群の補強桁より高い値を示していることは当然といわねばならない。

φ16mm鉄筋3本とモルタル吹付による補強は、種々の被災程度の桁について行ったのであるが、劣化したコンクリートを強度の高いモルタルで置きかえれば、被災程度の軽重とは関係なく補強によって充分高い曲げ破壊強度まで回復させることができる。

疲労について

第3群の桁の疲労試験は、一度加熱されたPC鋼棒の疲労強度の低下、プレストレスの減少などが、補強桁の疲労強度にどのような影響を与えるかについてとくに試験したものである。疲労試験を行ったNo.44桁の被災程度は、表16に示すように、フランジ隅角部に欠落があり、コンクリートの表面が劣化した状態のもので、補強方法は、補強筋として鉄筋を使用し、モルタル吹付を行ったものである。したがって第1群のNo.20とは補強方法が異っている。

曲げによる疲労破壊に至るまでの繰返し回数は、150万回であり、第2群基準桁No.26の93万回より高く、疲労に対しても補強の効果があることがわかった。第1群の試験桁の補強後の疲労試験において、被災桁の実情を表わさないと考えられた上記の3点について、これが被災補強桁の疲労強度の低下にあまり影響をあたえていないことが確かめられた。

3.6 まとめ

以上の模型桁による補強検討試験結果より、一般のPC桁の補強にあたって次の考慮を必要とする。

- i) 火災をうけたPC桁のPC鋼材の引張応力度は相当低下しているものと考えねばならない。
- ii) $\sigma_{28} = 200\text{kg/cm}^2$ のコンクリート桁の曲げ破壊強度に関しては桁の被災程度の重いものに匹敵している。
- iii) $\sigma_{28} = 200\text{kg/cm}^2$ のコンクリートで作った第1群の補強桁は、曲げひびわれに関しては、被災桁の実情をあらわしていない。被災桁における曲げひびわれ強度の低下はいちじるしい。
- iv) PC鋼棒とコンクリートの付着については、第1群の試験結果をあらためる必要はない。
- v) コンクリート強度においては大きな低下を示さなくても被災した桁の剛性は第1群の桁に比べてかなり劣っている。
- vi) 被災桁を補強した場合、ひびわれ強度が非常に小さくなることが明らかになったので、実物大被災桁の補強には追加プレストレスを導入し、少しでもひびわれ強度を高めることを考えるのがよい。
- vii) 被災桁の、加熱されたPC鋼材の疲労強度の低下、PC鋼棒とグラウトとの付着力の低下、プレストレスの

減少などが補強後の桁の疲労強度に大きな影響を与えるものとは思われない。

4. 補修事例

PC 鉄道橋は、鋼鉄道橋に比較し使用の歴史も浅く、材料および構造の特性より、幸いなことに動的な荷重による疲労破壊などの欠陥は見受けられない。

しかしながら、経年により施工不良が原因となった損傷が表出するようになってきている。

このような代表的な例として次のものがある。

- i) ひびわれ
- ii) グラウト不良が原因となった PC 鋼材の腐食あるいは破断
- iii) 支承の腐食による機能低下

また PC 橋の機能低下、下部の変位、過大な水平力などによる損傷としては、支承部の損傷の例が多い。

支承部の変状には

- i) 据付モルタルの破損
- ii) 下シュウの曲げによる割れ
- iii) シュウのずれ止めの破壊
- iv) 支承部付近の桁コンクリートのひびわれなどが多い。

特殊な損傷の事例としては、落雷、電車線（架線）の切断事故による桁の通電事故などがある。

荷重の増大による耐力不足が生じた例は極めて少なく神奈川臨海鉄道の「浮島下路 PC 桁」の補強事例がある（プレストレストコンクリート Vol 14, No. 2, No. 3 に詳細報告がある）。

PC 工法を用いて構造物を補強した例も極めて少なく、橋脚頭部に発生したひびわれの補強に橋脚上部を PC 鋼材によって緊張力を与えてひびわれの進行を止めた事例が数例ある。

以下、代表的な補修・補強事例の状況・対策および考察を行ない、補修・補強の参考に供することとする。

I 被火災PC桁の補修

1. 被害状況

被災桁はPC箱形単純桁（スパン：22.1m）6径間から成る鉄道橋の第6連目に位置する桁で、その架設位置に接近して建てられていた木造家屋から出火した火が、桁下にあった木材の廃材その他の可燃物に燃え移り家屋と共に炎上、焼失したため、桁は側方および下方から火熱を受け損傷した。消防署による火災時の推定温度は直接に火炎を受けたコンクリートの面で500～600℃程度とされている。また、桁の被災時間は22分間程度となっている。

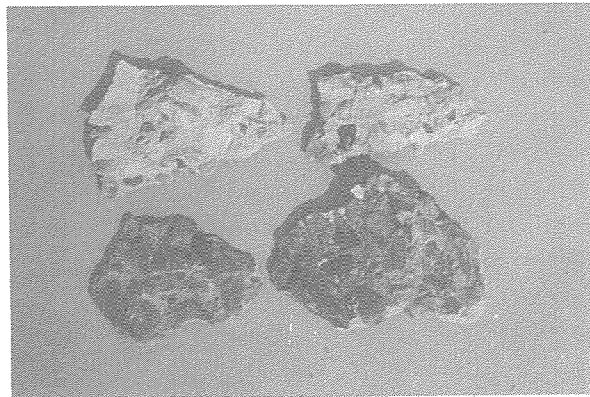
被害状況は図—I.1および写真—I.1に示すように箱桁の下スラブ下面のコンクリートが広範囲にわたり剥落し、剥落面には下スラブ下側の横方向鉄筋、主桁スターラップ下端の水平部分および施工時に内型わくを支持した金物の一部など、主に下スラブ下表面近くに位置する鋼材の露出が多く認められた。しかし、PCケーブルの露出は全くなかった。剥落面のコンクリートは、その大部分が薄茶色に変色し、多数の粗骨材が現れたが、粗骨材とその周辺のモルタルとの剥離は少なく、粗骨材の割れが多く目立った。このような部分に対しハンマーで打撃を加えると、厚さ10mm前後のコンクリートの薄片（写真—I.2）が剥げ落ちる箇所もあったが、新たに露出した内部の面は十分に強硬であり、全体的に劣化した部分は極く表層部に限られていることが判った。箱桁のウェブ外面にもコンクリートの剥落部が見られたが、鉄筋等の露出は無く、下スラブ下面よりも損傷は軽度であった。下フランジ突出部は上下および側面の三方向から火熱を受けたため最も損傷が大きく、突出部側面には水平方向に伸びる顕著なひびわれ（幅2～4mm程度）を生じ、その隅角部は容易に剥げ落ちる状態であった。写真—I.3にこの部分の剥落片を示す。左右主桁間は構造上の凹部となっており、炎が通り抜けないため部材全長にわたり真黒に煤が付着していたが、剥落部は極く小部分に限られ損傷は軽微であった。支承の構造はゴムシューを用い一端固定、他端可動としてあり、桁の熱変形を特に拘束することではなく、被災に基く桁の変形その他については一見して判別できるような異状は認められなかった。また、ゴムシュー自体に対する熱影響も支承部が火災中心から離れているため、沓の機能および材質等に影響を与えていなかった。

2. 被害程度の検討

被災桁のコンクリートは、直接もしくは間接に高温度の火熱の影響を受け、さらに消火放水により急冷された状態にある。このようなコンクリートに対し、強度試験（非破壊試験およびコアによる圧縮強度試験等）および中性化試験



写真—I.1



写真—I.2

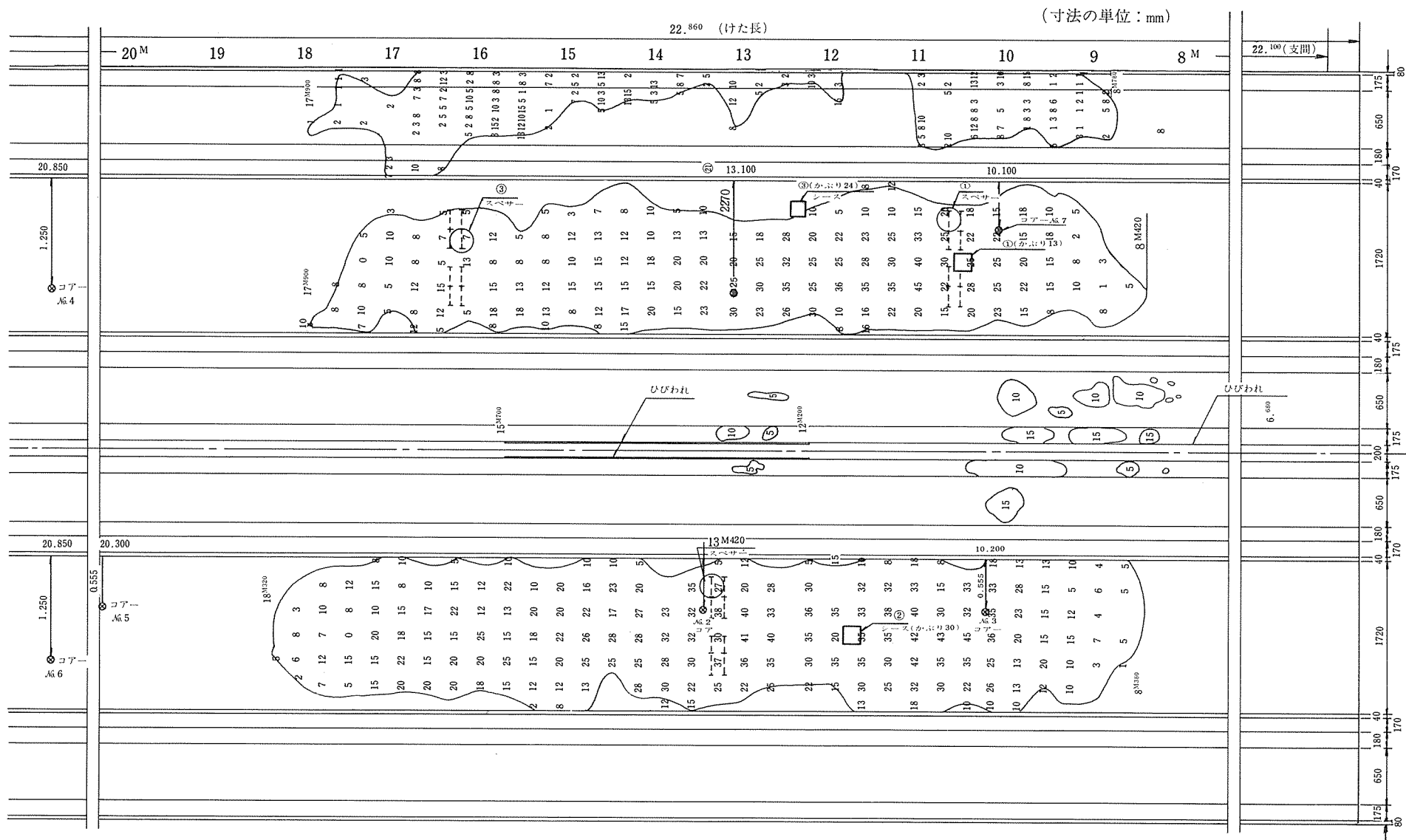
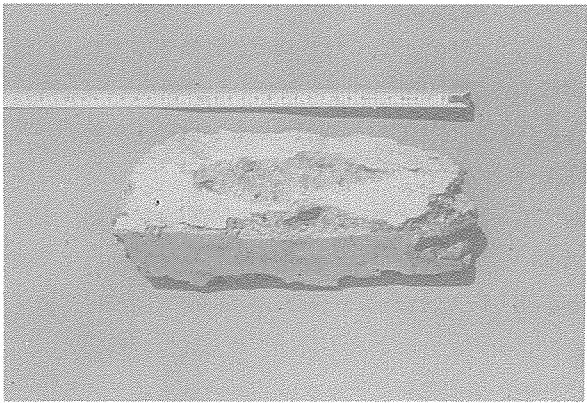


図-1.1 コンクリート剥落図および試料採取位置図

を行ない劣化の程度を調べた。超音波測定およびシュミットハンマーによる試験結果は、何れも健全桁との比較において差異を示すが、測定の方向や位置の変更により測定値が変動する。これを補なうため、下スラブのコンクリートからコアを切取り（強く火熱をうけた中心部付近で４個，中心から離れた箇所でも３個採取），これを試験して強度判定に資することとした。コア供試体に対する超音波測定および圧縮強度試験の結果を表－I.1に示す。被災桁に対して繰返し実施した非破壊試験の結果と上表に示すコアに対する強度試験の結果とを総合し、被災部コンクリートの圧縮強度



写真－I.3

表－I.1 コア供試体の圧縮強度試験および超音波測定

(コアの径 100 mm)

コア 供試体 No		ひびわれの有無 (目視による)	強 度		超 音 波 測 定			備 考
			耐 力	圧縮強度	L(伝播距離)	T(伝播時間)	V(パルス速度)	
コンクリートの剝落ある部分から採取	No. 1	ひびわれ有 幅0.5mm	(t) 25.0	(kg/cm ²) 318	(cm) 18.7	(μ. s) 50.3	(m/sec) 3,718	コア供試体のコンクリート破面に端面から深さ2.5cmのひびわれを認める。(破面に変色あり。)
	No. 2	無	44.3	564	20.9	50.7	4,122	
	No. 3	有	32.7	416	20.2	48.8	4,139	コンクリートの破面に深さ2cmのひびわれを認める(破面に変色あり)
	No. 7	有	31.8	405	17.1	42.1	4,062	コンクリート破面に深さ5cmのひびわれ痕を認める(破面に変色あり)
剝落のない部分から採取	No. 4	無	43.3	551	21.7	51.1	4,214	
	No. 5	無	19.4	247	22.9	56.2	4,075	載荷状態不良(局部載荷)
	No. 6	無	36.1	460	23.2	55.6	4,173	

は400kg/cm²以上を期待できると判断した。コンクリートの中性化に関しては、フェノールフタレンその他からなる混合薬剤を試薬として用い、被災桁各部において桁躯体表面および劣化部をはつり落した表層部に塗布して試験を行った。なお、同様な試験を隣接する健全桁に対しても実施した。劣化の進んだ被災面では中性化の傾向が現れるが、多少でもはつり落した面は一様に弱アルカリ性の反応を示し、健全桁との間に差がなかった。

被災PC桁の温度上昇による緊張材への影響については、被災部におけるかぶりの実態調査、被災部から採ったシース供試片の金属材料試験、あるいは加熱されたPC部材における内部温度分布の測定例、等をとおして加熱温度を200℃以下と推定し、PC鋼線の高温強度、熱影響によるPC鋼線のレラクセーション変動等を検討した。PC鋼

線の高温時の強度および高温加熱後徐冷された場合の残留強度については、加熱が 200℃ 程度である場合、高温加熱中わずかに強度低下を示すが、冷却後の強度は変りがないとされている。レラクセーションについては、関連する諸要因が複雑で不明な点も多く、これを適確に数値で示すことは難しいが、一応、加熱温度：200℃，高温加熱される時点の PC 鋼線応力度： $0.47 \times (\text{PC 鋼線の引張強度})$ と仮定し、各種の試験例を参考にすると共に、被災桁における条件をある程度いれて改めてレラクセーション試験を実施し、これらを総合して被災に基くレラクセーション損失を 10%以下と推定した。

動荷重に対する被災桁の挙動について、列車荷重載荷時における応力測定およびたわみ測定を行ない状態を確かめた。被災桁の曲げ応力の測定では、健全桁との比較において、測定値あるいは中立軸の位置にわずかの差はあるが、実測値自体が小さく問題はない。たわみについても同様に、被災桁の方が健全桁よりわずかに大きい、たわみの実測値は小さく計算値との比較には十分ゆとりがみられた。

被災桁では、その構成部材にコンクリートの剥落による断面の欠損を生じ、さらに高温加熱の影響による緊張材の状態の変化も考えられるため、これらの変状が桁の耐荷力に及ぼす影響を考慮し、次のような仮定を設け応力度を計算して安全度を検討している。

a. 部材の断面欠損を考えた曲げ応力度の計算

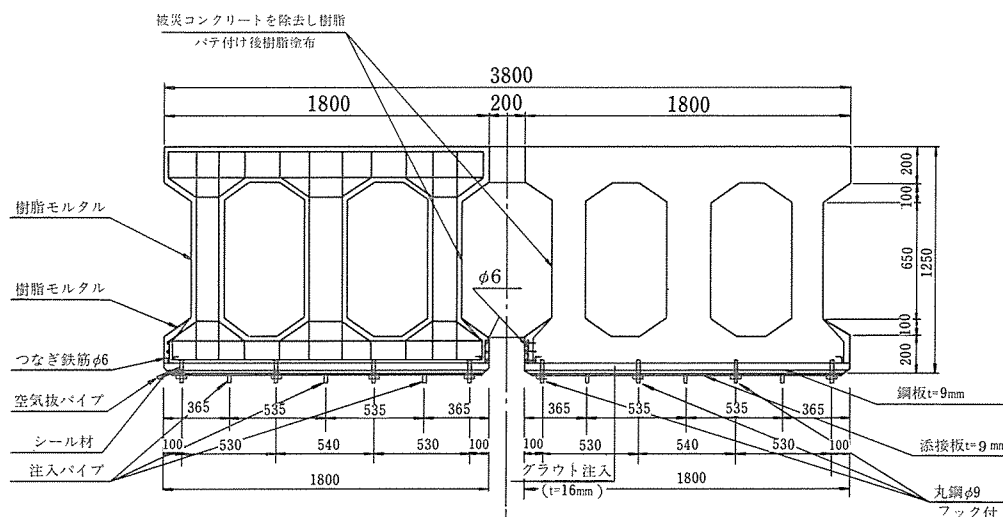
状態Ⅰ：桁の下スラブ下面から 5 cm の深さまでコンクリートが無効化しているとして断面諸係数を求め応力度を計算する。状態Ⅱ：上記の条件に加えて、下スラブの突出フランジの部分も無効であると考え、断面諸係数を求めて応力度の計算をする。

b. a の条件に加えてプレストレスの減少も考慮した場合の曲げ応力度の計算（高温加熱に起因する PC 鋼線のレラクセーション増について、計算上、プレストレスの減少として 5%および 10%を考え、欠損断面について桁の上、下縁の応力度を求める。）

以上を総括して一応つぎのように結論づけた。

被災桁に異状変形は残存していない。列車荷重載荷時における桁の挙動および耐荷力に特別な変状は現れない。試験の結果、コンクリートおよび PC 鋼材の強度は、所要の強度を満足する。スラブ下面のコンクリートの剥落については、PC 緊張材を十分に保護し得るように補修することが可能である。したがって、被災桁は、高熱をうけた欠陥部分のコンクリートをはつり落とし、本体との間に適切なつなぎとなる材料をいれて、表面近くに位置する PC 鋼材の保護を主目的とした被覆工を施せば、PC 桁として本来の使用に十分耐えるものと考ええる。なお、火炎に覆われた躯体全面に対しては適切な保護工を施工することとする。

3. 被災桁の補修



図－I.2 鋼板接合による被災けたの補修

補修工法としては、前述した被災部補修の主旨に基き、損傷のある桁の下面につなぎ筋およびエポキシ樹脂接着材を用いて鋼板を取付け、耐荷力の増強を図ると共に、桁の他の被災部も、火災をうけた表層部分は十分に目荒しを施した上で樹脂ライナーを塗布し、耐久的な状態に仕上げる方法をとることとした。鋼板接合工法の横断面を図一 I.2 に示す。

a. 下地処理工および補強鋼板の取付け

被災部の劣化したコンクリートは、はつり機具を用いて一様に平滑になるようにはつり落とし、特に下スラブ突出部のコンクリート劣化部分については、確実な強度の得られるところまで十分に落して下地を仕上げた(写真一 I.4)。つぎに、接着下地のできた下スラブ下面にアンカーボルト孔を穿孔し、板固定用ボルトをアンカーした。

補強鋼板は工場所で所定寸法に切断し、アンカーボルト孔および注入パイプ取付け孔を穿孔した後、サンドブラスト処理を行い防錆塗装を施して仕上げたものである。鋼板の取付けは桁全体の形状を考えた上で、被災前の下スラブ下面位置に鋼板下面を一致させるようにしてボルトで固定し、つぎに接合面にエポキシ樹脂を塗ったスプライス板をボルトで圧着固定した(写真一 I.5)。鋼板取付け後、その周辺をエポキシ系シーラ材でふさぎ、同時に注入パイプ、空気抜きパイプの取付けをした。下突縁の損傷部では鉄筋をはつり出し、これにつなぎ筋を取付け樹脂モルタルを打込んで新に突縁断面を形成した。

b. 注入工および樹脂塗布

桁下面コンクリートを補強鋼板の間隙には液状のエポキシ系グラウト材を注入した。注入には足踏み式のポンプを用い、接合鋼板全面に分散させて配置した注入パイプより順次片押しに加圧注入を行い、隣接パイプから注入材の流出するのを確かめながら作業を進めて、注入をおえたパイプには密栓を施し、樹脂漏れを防ぐようにした。

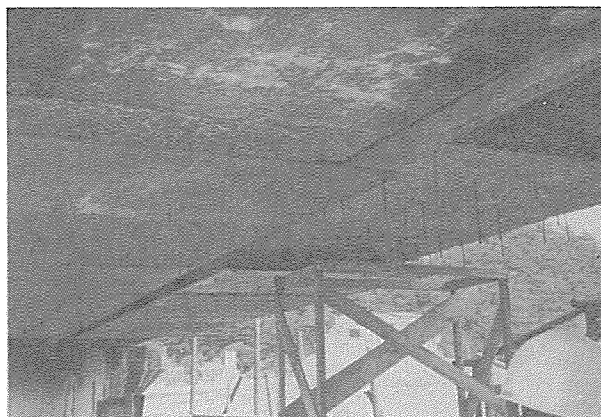
外側および桁間ウェブの損傷部分、火災中心から離れた位置における比較的軽度の損傷部分等に対しては、パテ状エポキシ樹脂および樹脂塗料を用いた。塗装の施工に当っては塗装面の素地をサンダー、ワイヤーブラシ等を用い目荒しをし、よく清掃した上で塗布を行った。

補修後の桁の状態を確かめる目的で、補修工事終了後、列車荷重載荷時の応力およびたわみの測定を実施し、補修前の状態との比較を行った。応力測定の結果は、最大入線機の載荷に対しても、上下縁応力度の値は減少を示し、同時に測定した健全桁との比較では、左右の桁とも健全桁の応力度と同等か、または健全桁よりわずかに小さい傾向を示した。たわみの測定結果は、左右の桁とも減少し、健全桁と殆ど同じ値が計測できた。

以上のようにして、PC 鋼材および損傷部材の保護を目的とした被災部の被覆が行われ、同時に被災桁の曲げ剛性が増強されて所期の補修の目的を達することができた。補修後 5 年余を経過した現在、被災桁に変状はない。



写真一 I.4



写真一 I.5

Ⅱ コンクリートの打継目に生ずるひびわれ防止

ここでは場所打ちカンチレバー工法、あるいは押出し工法等のようにコンクリートブロックを打継いで施工する場合の打継目付近の新コンクリートに生ずるひびわれの原因とその防止対策について述べる。

1. ひびわれの実情

図一Ⅱ.1はディビダーク方式により場所打ちカンチレバー工法で施工した東北新幹線第2阿武隈川橋りょうのひびわれ状況図である。この橋りょうは5径間連続桁で桁長526.4m、1スパンは105mの長さである。この図のようなひびわれが、スパンの大きな橋りょうをコンクリートブロックを打継いで施工する場合に生じ易い。このひびわれの特徴は以下の通りである。

(1) ひびわれは、打継目に対しほぼ直角で、新コンクリート側に生じている。

(2) ひびわれの形状は、打継目上部のものは上方斜めに、下部のものは下方斜めに、打継目から伸び、かなりの規則性がみられる。

(3) ひびわれ本数、ひびわれ幅共に柱頭部の方が支間部より大きく、またスパンの長いものの方が、スパンの小さいものよりも多い傾向にある。すなわち部材断面の大きいものほど、ひびわれの発生の多い傾向がみられる。

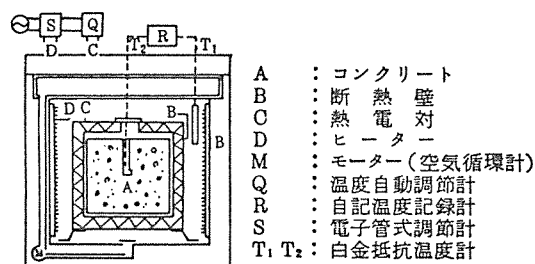
(5) ひびわれ発生時期は、新コンクリートが硬化熱により温度上昇し、最高温度に達した後のコンクリート打設後4～5日が最も多い。

2. ひびわれの原因

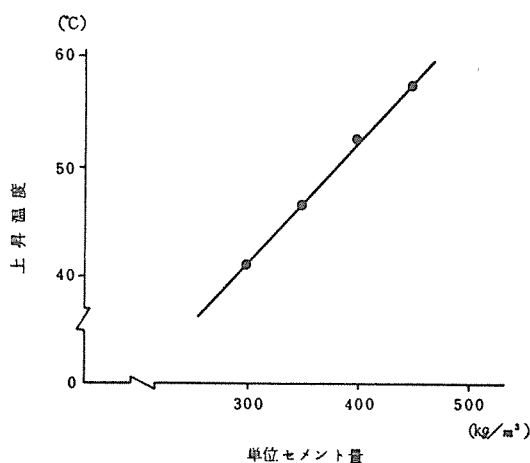
以上のひびわれの特徴は温度ひびわれの特徴と良く一致しており、これらのひびわれの主な原因は温度変化と考えられる。また乾燥収縮によるひびわれは、体積変化が旧コンクリートに拘束されているという点で温度変化によるひびわれと一致しており、発生形態についても同様の特徴を有しているので、ひびわれの次なる主な原因は乾燥収縮であると考えられる。

温度変化で問題としているのは、コンクリートの硬化熱によるものである。温度上昇はセメントの水和作用に伴う硬化熱により生じ、その発熱量はセメント量にほぼ比例している。図一Ⅱ.2は断熱温度上昇試験により、単位セメント量と発熱量の関係を求めたものである。セメントの各組成化合物の中ではC₃Aの発熱量が最も多く、C₃Sがこれについている。この発熱がコンクリートの温度上昇に与える影響は、部材が大きくなるほど、水和作用が早く進むほど大きくなる。

温度変化によるひびわれの発生機構としては2つのケースが考えられる。一つはコンクリートの表面付近と内部の温度差によるものである。もう一つのケースは新旧コンクリートの打継目付近の応力によるものである。新コンクリートを旧コンクリートに打継いだ場合、新コンクリートは硬化につれて温度上昇し、膨張する。その後、新コンクリートは硬化に向かい収縮をはじめめる。この間、旧コンクリートは余り温度変化をおこさないから、打継目で新コンクリートを拘束する。新コンクリートの温度上昇中



(a) 断熱温度上昇試験装置



(b) 単位セメント量と断熱温度上昇

図一Ⅱ.2 断熱温度上昇試験

は、コンクリートの塑性的性質が大きく、かつ新コンクリートに圧縮応力が働らるので問題とならないが、温度降下時には、新コンクリートは旧コンクリートに拘束されて引張応力が生じることとなる(図Ⅱ.3)。

乾燥収縮に影響を及ぼす因子としてはコンクリートの配合の比重が大きく、その他はセメントの成分等がある。コンクリートの硬化はセメントの水和にもとづいている。セメント粒子は水和によって安定な状態となり、主としてゲル質とし

て固体を形成するが、水和反応は体積減の反応であり、また水和に使われる水は水セメント比で20%程度で大半の水は水隙として残る。したがって硬化が進み乾燥してゆくとコンクリート類はすべて収縮する。

乾燥収縮によるひびわれの発生機構として温度変化と同様に2つのケースがある。1つは新コンクリートの内部と表面での乾燥収縮速度の差によるもので、一般に表面付近の乾燥収縮速度は内部に較べて早いため、表面付近に引張応力が生じることとなる。他の1つは打継目で新コンクリートの乾燥収縮を旧コンクリートが拘束する場合である。新コンクリートの方が旧コンクリートよりも乾燥収縮量が多いので収縮が拘束されて新コンクリートに引張応力が生ずることとなる。

3. ひびわれ防止対策

温度変化によるひびわれの防止対策については

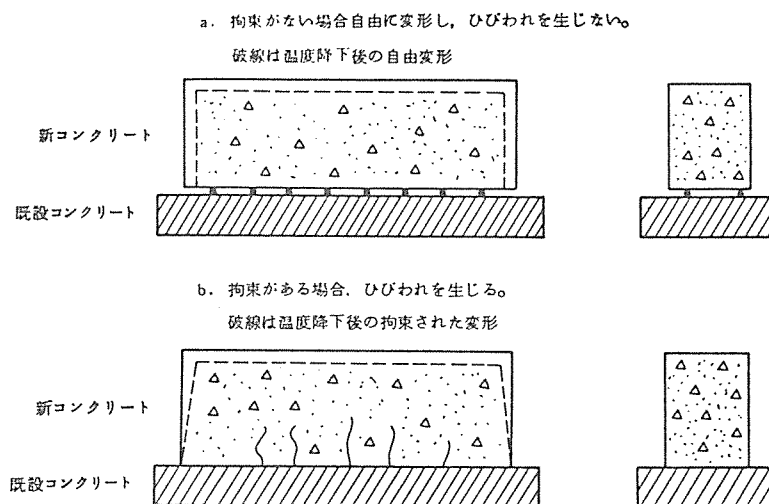
- (1) 単位セメント量を少なくする
- (2) 硬化熱の低いセメントを使用する
- (3) 材料のプレクーリングを行う
- (4) 鉄筋を配置し、ひびわれの分散を計る
- (5) コンクリートを打設後クーリングをする
- (6) 旧コンクリートを加熱して、新旧コンクリート間の温度差をなくす

等が十分な湿潤養生や直射日光や風からのコンクリートの防護等の通常とられる養生の他に効果があると考えられる。

乾燥収縮によるひびわれの防止対策としては、配合の検討と養生が大切である。乾燥収縮量を減らすには、コンクリートのワーカビリティの得られる範囲で、細骨材を減じ、粗骨材を多くし、単位水量を減らすことが望ましい。PC橋りょうは、特に早期強度を要求されることが多く、そのため高配合のコンクリートとなり易いが、要求される範囲で、できるだけ単位水量、単位セメント量を減らすことが大切である。また乾燥収縮速度は養生により左右される。乾燥収縮の原因は水分の逸散であり長期にわたって継続するものであるから、1～2日の養生で良しとするのは早計であり、コンクリートがある程度の強度に達するまで十分養生するのが望ましい。

4. ひびわれ防止対策の効果

以上のひびわれ防止対策から、有効かつ実地的な対策として、通常の十分な湿潤養生の外に、下記の方法を選んで



図Ⅱ.3 コンクリートの温度変化による変形⁴⁾

実橋に施工し、その効果を確認した。

(1) 単位セメント量を夏期には $364\text{kg}/\text{m}^3$ 、春・秋期には $380\text{kg}/\text{m}^3$ 、冬期には $394\text{kg}/\text{m}^3$ とし、材齢 2.5 日でプレストレスの導入できる範囲の配合を検討した。

(2) 打継目の新コンクリート側に鉄筋を密に配置し、ひびわれの分散を計る(図一Ⅱ.4)

(3) 旧コンクリートに温床線を埋設し、旧コンクリートを新コンクリートの温度上昇に合わせて温ためることにより、新旧コンクリート間の温度差を小さくする。

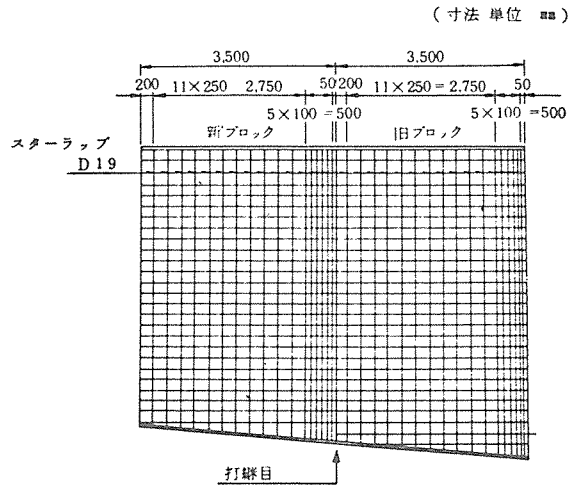
(4) 被膜養生を行う

温床線を用いた時の新旧コンクリートの温度分布の一例を図一Ⅱ.5に示す。

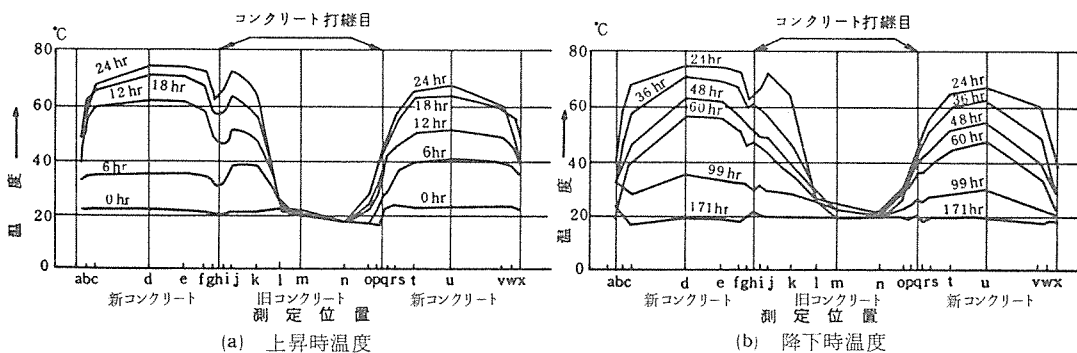
被膜養生剤の効果を調べるために $\phi 100 \times 200\text{mm}$ の円柱供試体を用いて、被膜養生剤塗布の供試体と塗布しない供試体の重量変化から、水分の逸散率の差を求めたものが図一Ⅱ.6である。初期材令において被膜剤の効果の大きいことがわかる。

ひびわれ防止に効果のあると思われる上記の対策を実橋に施工し、その効果の影響度について調査した結果を示す。解析は図一Ⅱ.7のフローにて行った。ひびわれ一本一本の状況を表わす属性として、ひびわれ幅×長さを考えた。またブロック当りのひびわれ状況を表わす属性として(ひびわれ幅×長さのブロック当りの総和/ブロック面積)とひびわれ本数を考えた。またひびわれの説明要因としては表一Ⅱ.1に示す要因をすべて調査した結果、混和剤の種類、細骨材料、湿潤養生期間は、1つのカテゴリーにその頻度が70~90%集中していてその効果が検討できないので省き、また水セメント比と単位セメント量のように相関の強いものは一方で代表させる等の検討の結果、表一Ⅱ.2に示す12要因となった。この表の影響の度合とは各要因が要因の変動範囲だけ変動した場合の全要因の影響の割合である。

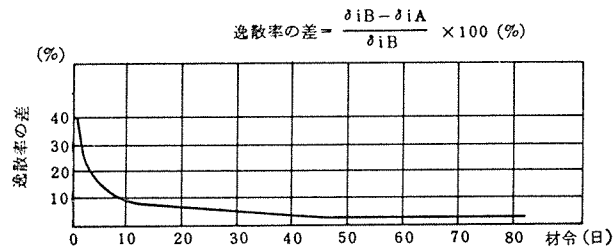
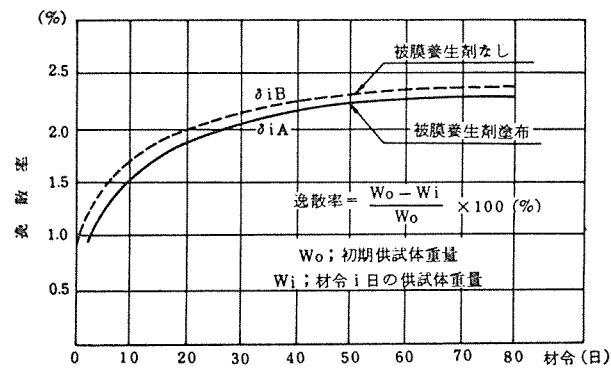
これらのことから、構造条件(ブロックの高さ、ブロックの長さ/ブロックの高さ、打継目の腹厚、下床版厚、1回の打設量、1回の打設に要した時間、PC 鋼棒緊張力)は54%の寄与率を示し、その影響の大きいことがわかる。単位セメント量は8%の影響の度合を示しているが、これは使用したコンクリートの単位セメントの度数がほとんど $380\text{kg}/\text{m}^3$ の所に集中しているため誤差の含まれていることも考えられるが、変動範囲の小さいことを考え合わせると比較的影響が大きいといえる。平均気温は1%の小さい影響の度合を示しているが、これは夏期においては散水を行い、直射日光を避け、また冬期においては、蒸気による湿潤養生を行なうなど、気象条件の影響が最小になるよう努めたためと考えられる。また温床線は、その配置方法、通電方法を合理的に行うことにより、かなりひびわれ防止の効果のあることを示している。



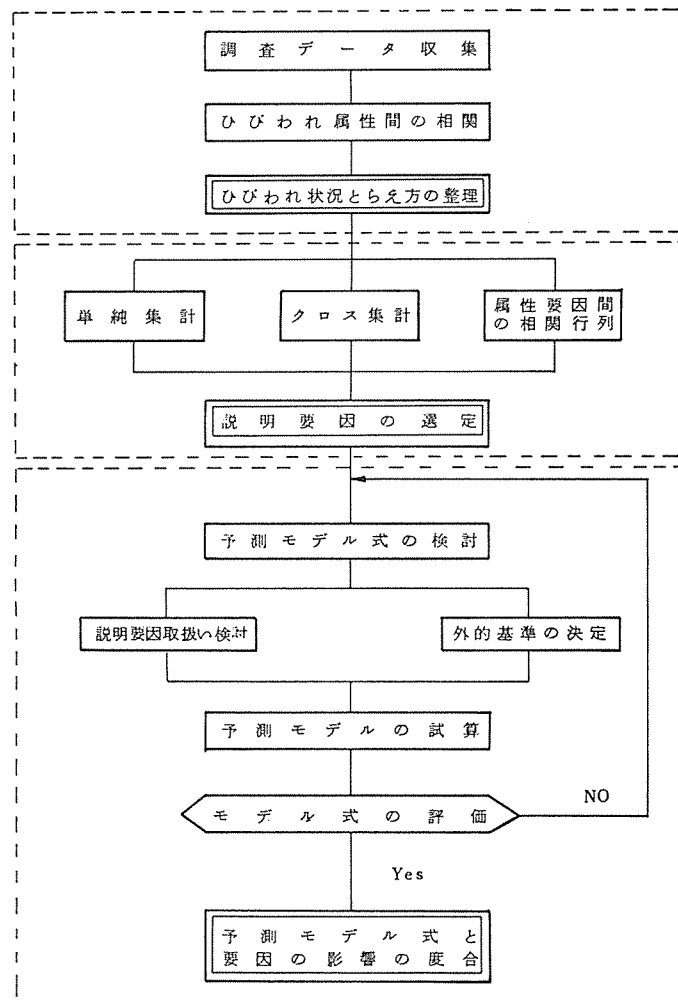
図一Ⅱ.4 主桁部のスターラップ配筋図の例



図一Ⅱ.5 温度分布図(j, kの位置に温床線有り)



図－Ⅱ.6 円柱供試体の水分逸散率の経時変化



図－Ⅱ.7 解析のフロー

表-Ⅱ.1 ひびわれ調査表

資料番号
ブロック番号

Ⅰ 構造物要因		
部 材 寸 法	ブロックの長さ	m
	ブロックの高さ	m
	打継目の腹部の厚さ	m
	スターラップの断面積比	

Ⅱ 材料・配合要因		
使用セメント	1.普通ポルトランドセメント	
	2.早強ポルトランドセメント	
単位セメント量		kg/m ³
単位水量		kg/m ³
水セメント比 W/C		%
スランブ		cm
空気量		%
細骨材率		%
粗骨材の最大寸法		mm
混和剤の種類	1.減水剤	
	2.遅延剤	
1ブロックにおける配合の種類	1. 1 種類	
	2. 2 種類	
	3. 3 種類	
	4. 3種類以上	

Ⅲ 施工要因

打 設	施 工 時 期		1. 寒 中 2. 寒 の 3. 他	養 生	熱電養生有りの場合	通電開始時期 コンクリート 打設前の時間	本線左	hr
	打 設 方 法		1. コンクリートポンプ 2. バケット			通電時間 ^{*1}	本線右	hr
	打 設 時 間		1. 朝 2. 昼 3. 夕 方			通電エネルギー ^{*2} (通電時間× 通電ワット数)	本線左	Whr/m ²
	1 回 の 打 設 量		m ³				本線右	Whr/m ²
	1 回 の 打 設 に 要 し た 時 間		hr		新・旧ブロック間の コンクリートのひすみ差		本線左	×10 ³
	打 設 時 の コンクリートの温度		℃				本線右	×10 ³
	新しいコンクリート の最高温度		℃					
	最 高 温 度 に 合 っ た 材 令		日		P C 鋼 棒 緊 張 ・ そ の 他	冬期養生の方法	1. サランラップ 2. ボイラー	
	平 常 温 度 に 合 っ た 材 令		日			冬期養生の時期		
	打 設 時 の 旧 い コンクリートの温度		℃			冬期養生の期間	日	
	旧いコンクリートの 最高温度		℃			ワーゲン移動時の コンクリートの材令	日	
	新・旧コンクリートの温度差 の最大値(最大相対温度)		℃			型わく取りはずし時の コンクリートの材令	日	
	最大の温度差が生じた ときのコンクリートの材令		日			P C 鋼 棒 緊 張 時 の コンクリートの材令	日	
	湿 潤 養 生 方 法		1. 散 水 2. マ ッ ト 3. そ の 他			P C 鋼 棒 緊 張 時 の コンクリートの圧縮強度	kg/cm ²	
養 生	湿 潤 養 生 期 間		日			P C 鋼 棒 緊 張 力	t	
	被 膜 養 生	本線左	1. 有 2. 無			注 * 1 : 通電時間は別表より計算して記入する。 * 2 : 通電エネルギーは別表より計算して記入す		
		本線右	1. 有 2. 無					
	電 熱 養 生 (温床線)	本線左	1. 有 2. 無					
		本線右	1. 有 2. 無					

注*1：通電時間は別表より計算して記入する。
*2：通電エネルギーは別表より計算して記入する。

Ⅳ 施工時の環境要因				
項目	最高	最低	平均	
気 温 ℃	1			
	2			
	3			
	4			
	5			
	6			
	7			
湿 度 %	1			
	2			
	3			
	4			
	5			
	6			
	7			
風 速 m /s	1			
	2			
	3			
	4			
	5			
	6			
	7			
日 照 hr	1			
	2			
	3			
	4			
	5			
	6			
	7			

注*3：風速および日照は平均値のみ記入する。

表－Ⅱ.2 ひびわれに対する各要因の影響

要 因 名	要因の変動範囲	影響の度合	影 響 の し か た
ブロックの高さ(m)	4.5～8.5	9%	ブロックの高さが高いほどひびわれが発生しやすい。
$\frac{\text{ブロック長さ}}{\text{ブロック高さ}}$	0.3～1.11	11%	「ブロック長さ/ブロック高さ」が小さいほど、ひびわれが発生しやすい。
打継目の腹部厚(m)	0.5～1.0	6%	厚さが厚いほど、ひびわれが発生しやすい。
下床版の厚さ(m)	0.3～1.0	6%	厚さが厚いほど、ひびわれが発生しやすい。
単位セメント量 (kg/m ³)	364～405	8%	値が大きいほど、内側ブロックのひびわれが発生しやすくなる。
1回の打設量(m ³)	40～65	7%	値が大きいほど、外側ひびわれが発生しやすい。 内側ひびわれにはあまり影響がない。
1回の打設に要した時間 (hr)	5.0～11.0	1%	打設時間が長いほど、ひびわれが発生しやすくなる。
平均気温(℃)	-3.0～26.0	1%	気温が高くなるほど、ひびわれが発生しやすくなる。しかし、その影響は小さい。
PC鋼棒緊張力 (t/m ²)	11～90	14%	緊張力が大きいほど、ひびわれが発生しやすい。
新旧コンクリート 温度差 (℃)	-1.0～32.0	6%	温度差が大きいほど、ひびわれが発生しやすい。
温床線パターン 通電状況	最適パターン～ 温床線なし	17%	温床線条件としては、打継目より20cmと50cmの位置に埋設し、前々日に通電したものが最適。
被膜養生剤の塗布	有 ・ 無	9%	被膜剤を塗布した方が、ひびわれ発生は少なくなる。

Ⅲ－1 T形桁の支承部の補強

1. 変状状況

変状桁はPC単純桁(スパン：22～30m)9連からなる橋梁の第7，8連目に位置し、鑄鉄製すべりシューによって支持した単線2主桁形式のT形桁である。本橋梁完成後9年余を経過して、桁の可動端支承部コンクリートに微小ひびわれが発見され、更に5年程経過した厳寒期に、このひびわれが拡大した状態が観察された。ひびわれはシューのソールプレートの縁辺部を起点にして、ソールプレート直上の桁下突縁部に現れ、桁端方向に向いて伸び、横ばり部および横方向リブ部に及んでいる。ひびわれ長は60～140cm，最大幅は35mmに拡大した。(図－Ⅲ.1，写真－Ⅲ.1)

ひびわれの変化の状態が顕著であり、その発生位置が桁支承部であるので、変状の発見後、直ちに本シュー前面(スパン中央寄り)の桁座面付近に短まくら木を敷き、T桁



写真－Ⅲ.1

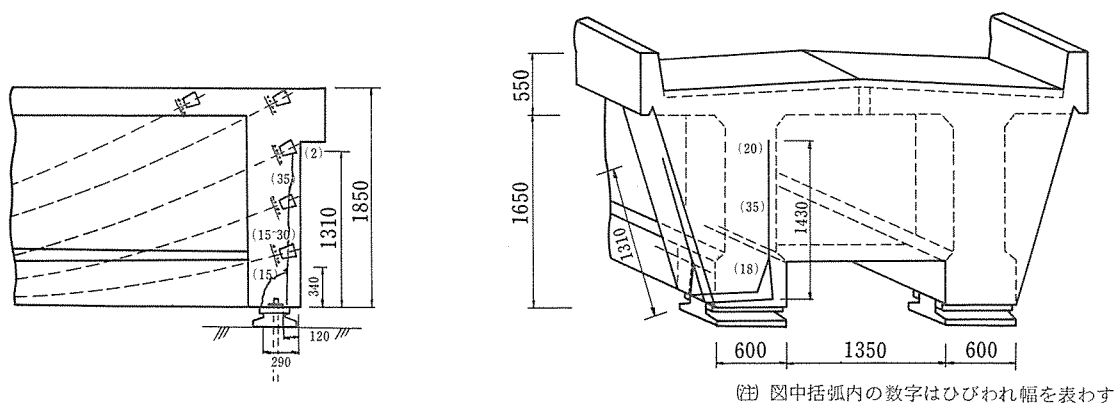


図-Ⅲ.1

の下突縁下面との間に硬質ゴムパッドを挟み、危急の場合に桁を支持できるように応急の処置をした。同時に、橋梁上を通過する列車に対し速度制限を実施して衝撃の緩和を計った。一方、ひびわれに対しては、調査ならびに補修の設計、施工等に要する期間を考慮し、当面、ひびわれ部全体にエポキシ樹脂の注入を行ない、ひびわれの拡大防止とPC鋼材の防食を行なった。

2. 変状の原因

橋梁全体図によると、変状を生じた第7、8連目の桁を受ける橋脚の基礎には特に松丸太の杭が使用してあり、他の橋脚が何れも直接基礎としてあることから、変状桁を支持した橋脚は当初から地盤の不良な位置にあったことが想定できる。補修の設計に先だって土質ボーリングをした結果、変状桁の橋脚付近には軟弱地盤があり、なお、沈下計、傾斜計による調査により、橋脚自体も沈下、傾斜していることが判明した。しかし、橋脚位置の地耐力については標準貫入試験のデータから所要の地耐力のあることが確かめられたので、橋脚の変位に関しては建設時の掘削に起因する初期沈下によるものと推定し、基礎構造に対する処置は特に行わず、今後引続いて変位の計測を継続して安全を計ることにした。

従来、すべりシューについては、しばしば、供用時のすべり機能の低下が問題にされたが、上下シューの接合面における発錆に起因する作動不良状態もその一つと考えられる。この状態が極端になると、コンクリート桁では列車荷重の載荷によっても可動端での上下シュー間の相対移動がほとんど生ぜず、可動端としての主要な機能が阻害され、桁の支承部コンクリートに対し予期しない外力が働くようなことになる。本橋に使用したすべりシューの材質はベッドプレート：FC 15、ソールプレート：SS 41であり、これが発錆によって、平面と曲面が接し線支承を形成している部分は互いにつながった状態を呈し、すべり機能の低下を来していると判断した。

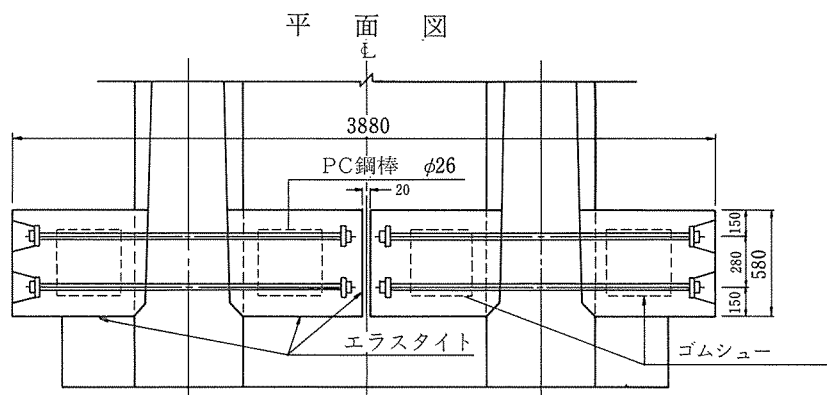
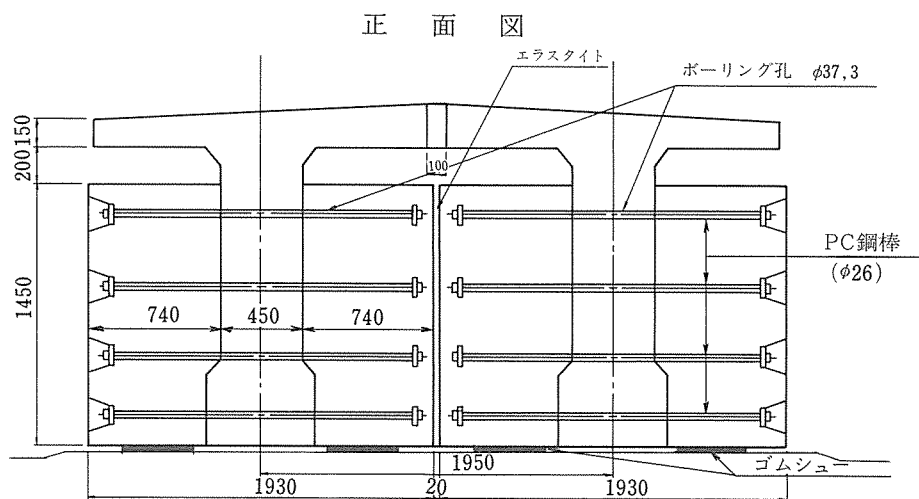
変状桁のコンクリートの品質については、目視検査から比較的に死石の多いコンクリートであることが確かめられた。また、静荷重載荷状態における桁の反り量が、桁製作時のデータを基にして推定し得る値に比し大きいことも判明した。

支承部における配筋としては、桁端下突縁内に支圧に対する補強として格子状鉄筋(φ9)を1段配置し、スターラップの組立てを兼ねた軸方向鉄筋(φ13)が支点をこえて4本定着してある。一般にPC桁では、この領域は桁端定着のケーブルや定着具背面の補強筋、支圧筋およびシューのソールプレートのアンカーバー、等によって複雑になりがちである。従って、コンクリートを打込み易くするためには必要最小限の配筋が望ましいが、この桁の場合、主桁要部の構造としては鉄筋量が過小で多少弱体であると考えられる。

以上に挙げた事項の中からひびわれ発生の直接原因を指摘することは困難であるが、これらの要因の複合作用の結果、はじめに微少ひびわれを生じ、長期にわたる列車荷重の繰返し作用、寒暖による桁長の変化の交番などにより、これが経時変化して次第に開口したものと推定される。

3. 補強工法

変状桁における支承部はコンクリートがひびわれ、局所的に破壊の状態にあり、このまま継続的にここを支持することはできない。なお、本橋の場合、現場の実状から供用状態のままで適切な修復を行なう必要があり、このために次のような計画をたてた。修復の設計方針として、支承構造を新たに構成し、桁にかかる荷重をこの新支承に受替え、旧支承を廃止する方法によって変状桁における支承部を変更、強化し、耐久的な構造に仕上げるようにする。新支承は、主桁腹部にコンクリート造のブラケットを取付け、これをフラットジャッキを組合せたゴムシューで受ける構造にした。ブラケットは10mm厚のエラストイトを介して桁端横ばりに隣接し、図一Ⅲ.2のように主桁腹部と下突縁を両側から抱込むようにして取付けてある。桁の内側のブラケット間には20mmの間隙をあけ、左右の桁にそれぞれ付属す

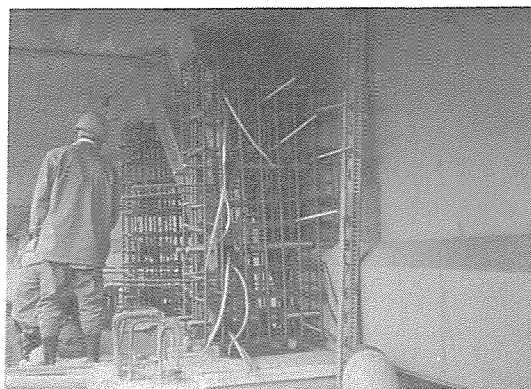


るブラケットを互いに絶縁し、片端をデッドアンカーしたPC鋼棒(φ26)を用いて、各桁毎に内、外側のブラケットを締付けするようにした。ブラケット上端面とT桁フランジ下面間には空間を設け、列車荷重載荷時の床構造の挙動をブラケットが拘束しないようにすると共に、ブラケット自体のコンクリートの打込みにも利するように設計した(写真一Ⅲ.2)。各ブラケット下面と桁座との間には個々にゴムシューを配置し、桁端に伝達される荷重を4個のシューにより分担するようにしてある。ブラケット支承の解析は、桁躯体の部分とブラケットとがプレストレス力の作用により一体に働くものとして、桁を挟んだ左右の支承中心を支点と仮定したはり作用を考え、PC桁端に働く反力およ

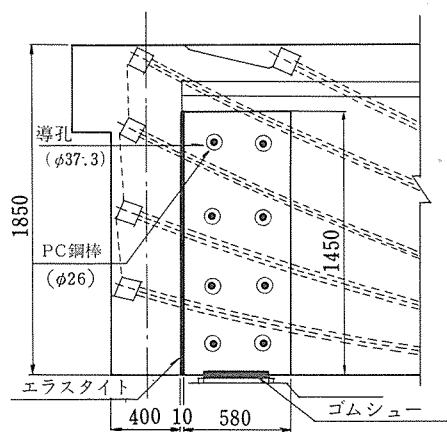
びブラケットの自重を外力として仮想はりに対する断面力を求め応力度を計算して、これに対するプレストレスの検討を行った。なお、ディープビームとしての検討、プレストレス力による摩擦力だけに依存した場合に対する検討、等も行っており安全であることを確めた。

ブラケット締付け用のPC鋼棒を通すためにはPC桁腹部に穿孔する必要がある。この場合、ボーリング作業に先だち放射線（コンソルト60）を透過させて桁内のPCケーブル位置の探査を行ない、ケーブル配置の実態を確認した上で穿孔にかかった。穿孔作業では孔径37.3mm、孔長450～600mmの導孔が合計48本開けられたが、桁内のPCケーブルに損傷を与えることなく、導孔周辺、その他にひびわれもおこらず無事に開孔できた（図－Ⅲ・3）。

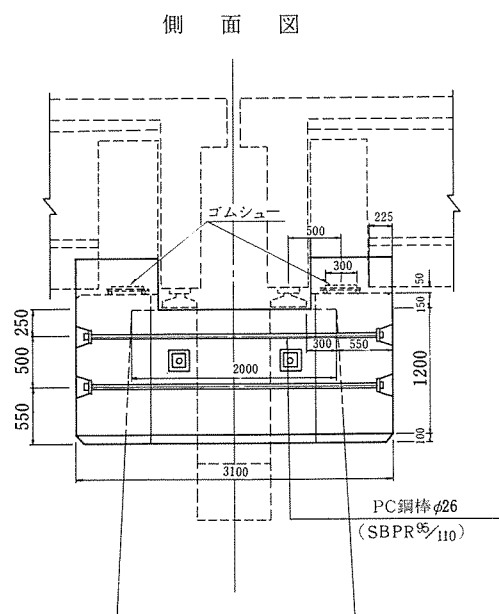
新支承の位置が旧支承中心からスパン中央寄りに50cm移るために橋脚桁座面の寸法が不足する。この事に対しては、橋脚頭部で線路方向に片側55cm拡幅してコンクリートで巻足しを行ない、シュー座をここに新設した（図－Ⅲ・4）。巻足し部分については、旧躯体に対するホールインアンカー（D15, 500 etc）により新旧部分の繋ぎをとり、これに補強を兼ねた組立用鉄筋を取付け、なお、橋軸方向およびこれと直角方向に橋脚躯体に穿孔し、PC鋼棒（ $\phi 26$ ）を通して一体化のための締付けをしてある（図－Ⅲ・4, 5, 写真－Ⅲ・3）。



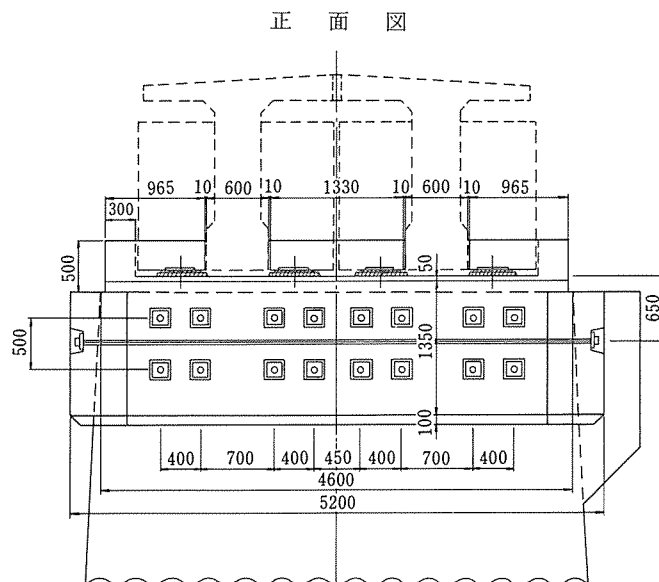
写真－Ⅲ・2



図－Ⅲ・3



図－Ⅲ・4



図－Ⅲ・5

新設のシュー座はゴムシューを据えるために
 扛上し、ストッパーを設け水平力を受けられ
 るようにした。

支承受替えの方法は、各ゴムシューの直下
 に予め設置したフラットジャッキ4台を連動
 させ、高圧でエポキシ樹脂を各ジャッキ内に
 圧入しながら桁の扛上を行ない、旧シューお
 よび仮受け台が支持機能を無くした時点でフ
 ラットジャッキへの配管を閉塞して受替えを
 終了する。バラストおよび軌きょうを載せた状態
 で1主桁に対する支点反力57t、ジャッキ1
 台当り28.5tになるが、使用するジャッキは

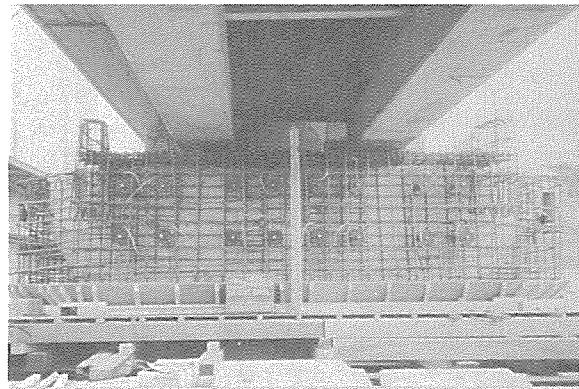


写真-III.3

120t/台の容量のものとし、扛上作業開始か
 ら終了まで15分を要して無事に受替えを終えた。フラットジャッキの作動により生じたジャッキ周辺の空間にはモル
 タルを十分に填充し、フラットジャッキを埋めこめて強固なシュー座を形成することができた。

ブラケット締付け時のプレストレスングに関しては、PC鋼棒長：1.5m、所要引張力に対する伸び：5mm 余で伸
 び量が小さい。従って、定着時の損失、コンクリートの品質に関連する損失、等の導入力に及ぼす影響は大きい。こ
 の問題のカバーのために、工事中常時、再緊張が可能のようにして引張力の調整に対応し、なお最終的に、工事終了後
 1箇月して所定引張力を与え直す処置をとっ
 た。新設の支承に切替えた場合の主桁スパン
 の縮小の影響については、曲げ部材として一
 通りの検討を行ない、応力度が許容値内にあ
 ることを確かめてある。

次に、地震により固定端支承部に損傷を受
 けた桁を上述の方式に類似した方法で修復し
 た例を示す。

被災桁はスパン40m、桁高3mのPC合成
 桁である。損傷は固定シュー前面の下突縁部
 と桁端面に発生した。被害状況は各主桁とも
 図-III.6示すように下フランジのコンクリー
 トの一部が剥落し、大ひびわれが桁端方向に
 伸び、桁端定着部の後埋め部コンクリートが剥脱している。

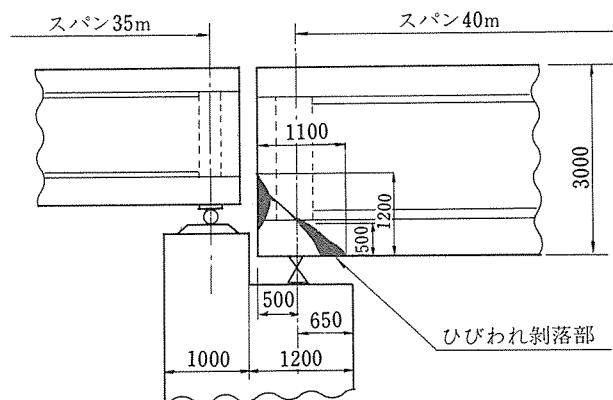


図-III.6

損傷部の補修は、鋼板(厚4.5mm)を用いて桁腹部および下突縁部を外側から包み、剥落部分はプレパクト工法によっ
 て成形し、ひびわれ部には樹脂注入を施した。

支承の構成は、桁が健全な状態を保持する位置をさがして、元の支承中心からスパン中央方へ95cm移動して新支承
 中心を定め、各主桁の下フランジ直下でゴムシューを用いて桁を支持するようにした。水平力に対しては、図-III.7
 に示すようにブラケット状の突起部を両耳桁の下端部に設け、予め下部構造に埋め込んでおいたアンカー鉄筋(φ70)
 2本を、この突起内に配置したキャップ中に挿入して固定端を構成し、橋軸方向、橋軸直角方向の水平力を受けられ
 るようにした。支承の受替えはゴムシューの下に設置したフラットジャッキを作動させて桁を扛上し、鋳鋼製の旧シ
 ューの支承機能を無くして新支承に受替える方法をとった。下部構造は桁の支承位置の移動分に応じ桁座面を拡幅し、
 図のようにPC鋼棒で補強してある(図-III.8)。

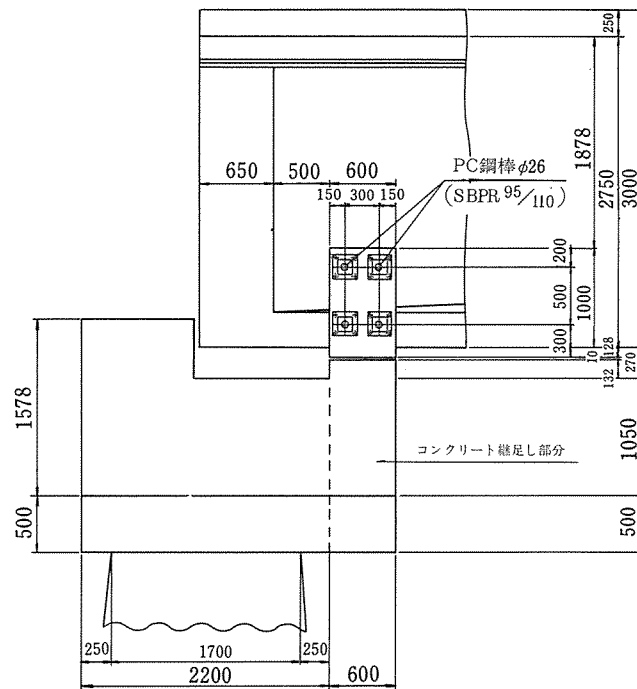


図-III.7 (a)

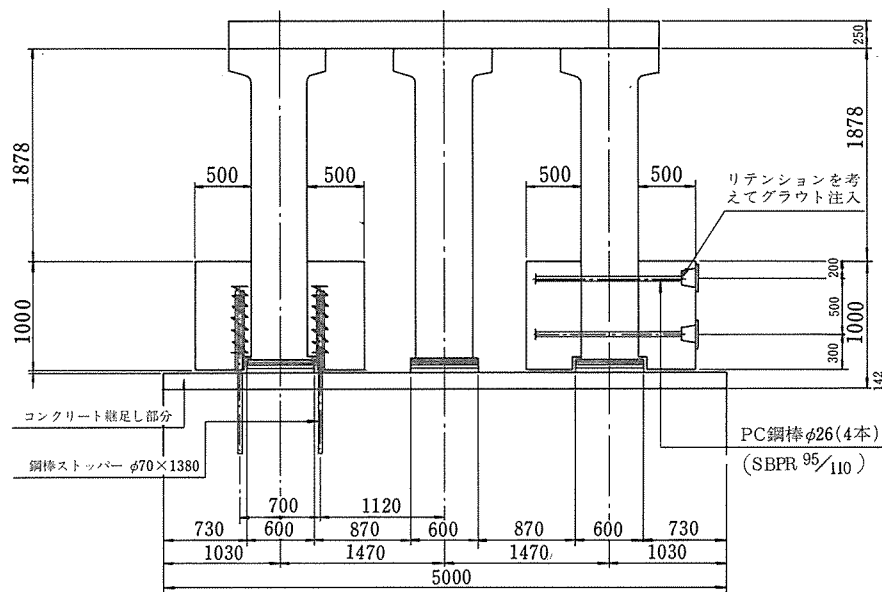


図-III.7 (b)

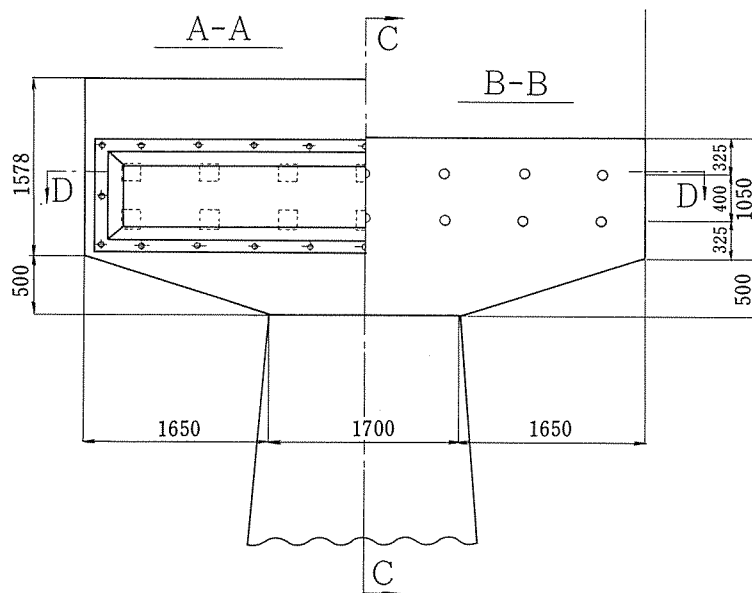


图 I.8 (a)

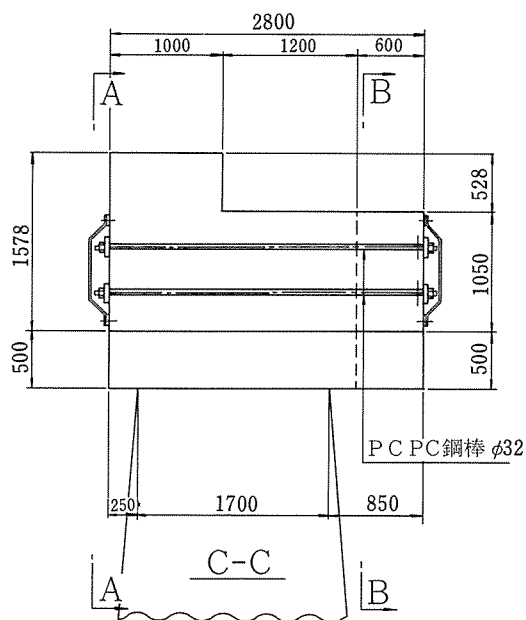


图 I.8 (b)

Ⅲ－2 K橋りょう支承部の補修

1. 概 要

K橋りょうは、単線3主PCI形桁($\ell=22.1\text{m}$)3径間およびプレートガーター($\ell=22.3\text{m}$)8径間よりなる橋梁で、それぞれ単線桁を併列した橋長250Mの複線橋りょうで昭和43年竣工したが、昭和45年以降よりシューに変状が発生した。

この橋りょうの変状は、主としてシューおよびシュー座にみられ、全ての橋脚におよんでいる。

鋼桁部では、シュー自体の損傷はないが、シュー座モルタルは、ほとんどすべてのシュー座で破砕が生じている。

コンクリート桁部では、線支承下シュー、36個中、下シューが切損したものが8個認められた。

また鋼桁部と同様にシュー座モルタルは、ほとんどが破損しているが、破損の様相は若干異なっている。

鋼桁部のシュー座モルタルは、繰返しの打撃によって破損したものであり、モルタルが粉々に破さいされているもの、シューがシュー座にメリ込んでいるもの等が認められている。

コンクリート桁部では、施工頭初より、シュー下面にモルタルの填充が不十分と思われる変状が認められる外、下シューが破損した個所では、施工時にシューの仮支持に使用したライナープレートが、そのまま残されていることが確認できた。

この橋りょうのPC桁は、一般に施工が十分でなく、鉄筋の露出、ひびわれ等が各所に認められた。

横桁にも0.2mm幅程度のひびわれが入っているが、これはシューの破損に関連して、支持条件が、変化したことも影響しているように思われる。

2. 原 因

本橋りょうの基礎は斜杭のみの杭基礎を用いているが、この形式の基礎は不等変位が生じ易いことから現在、国鉄では原則として用いてはならない基礎形式となっている。

支承部の変状を発見後、下部構造の変位量、列車走行時の振動等の調査を行なった結果、ほとんどすべての下部構造に傾斜(川下側へ最大29%、起点へ最大38%傾斜)があることが確認された。列車走行時の振動には、特に異状は認められていない。

このことから、下部構造の変位も、支承部変状原因の一要素をなしていると考えられる。

また、PC桁部は、支承部に限らず一般に施工状況の不十分な箇所が認められ、支承下面のモルタル填充も不十分であったと考えられる。

鋼桁部については、上部工が軽いことから、前後の橋脚の傾斜が異なる場合、反力の分担率が変り、三点支持に近い状態となり、列車走行時に、支承部に衝撃的な反力の作用が生ずることが考えられる。

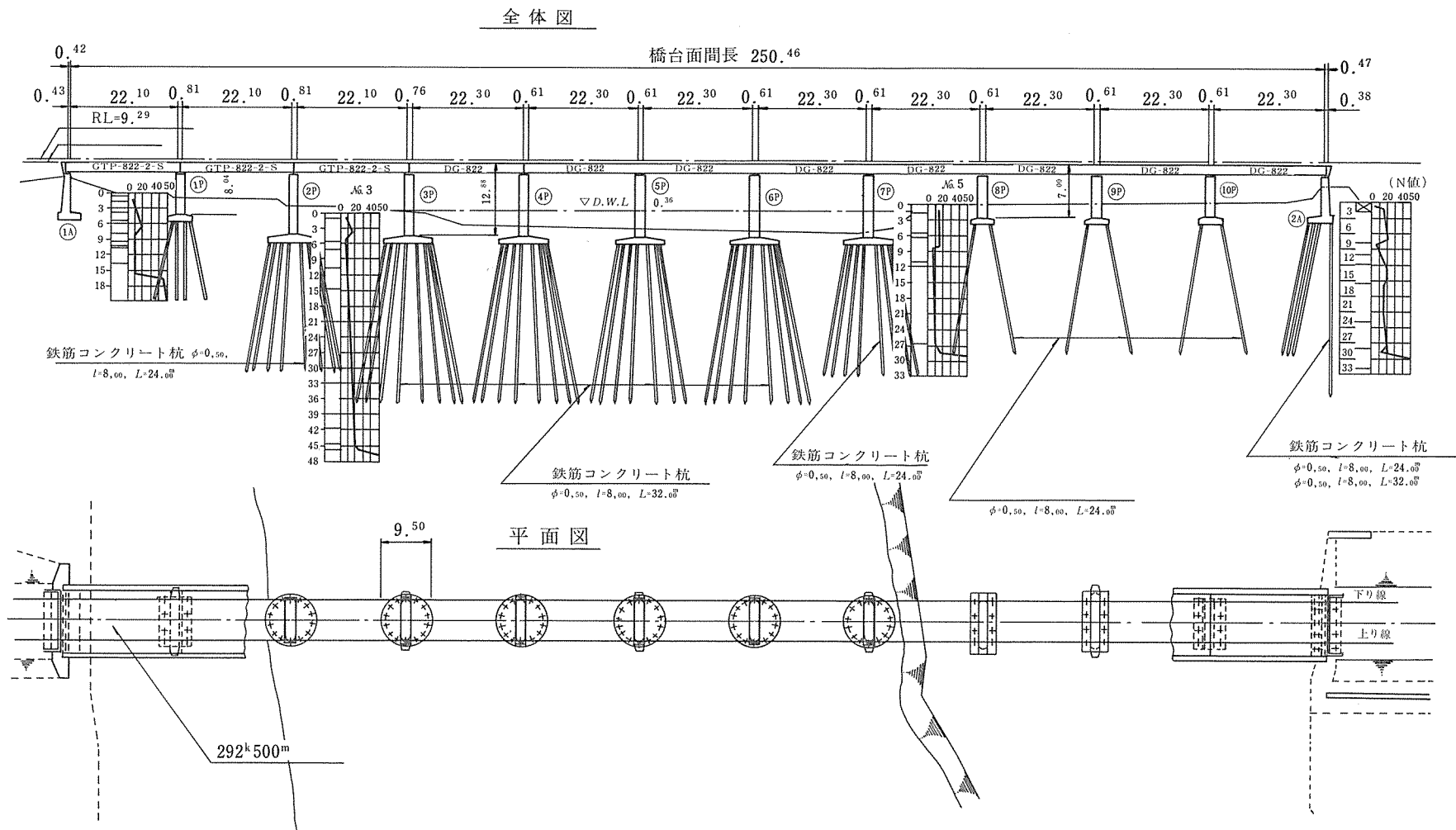
PC桁についても、橋脚が傾斜すると、各支承の反力の分担が変化する外、コンクリートの支圧力の分布も、設計値と異なり、変状を起こす要因となると考えることができる。



写真Ⅲ.4 破損した下シュー（チョーク個所で切損）



写真Ⅲ.5 鋼桁支承部モルタルの破損



図III-9 橋りょう全体図



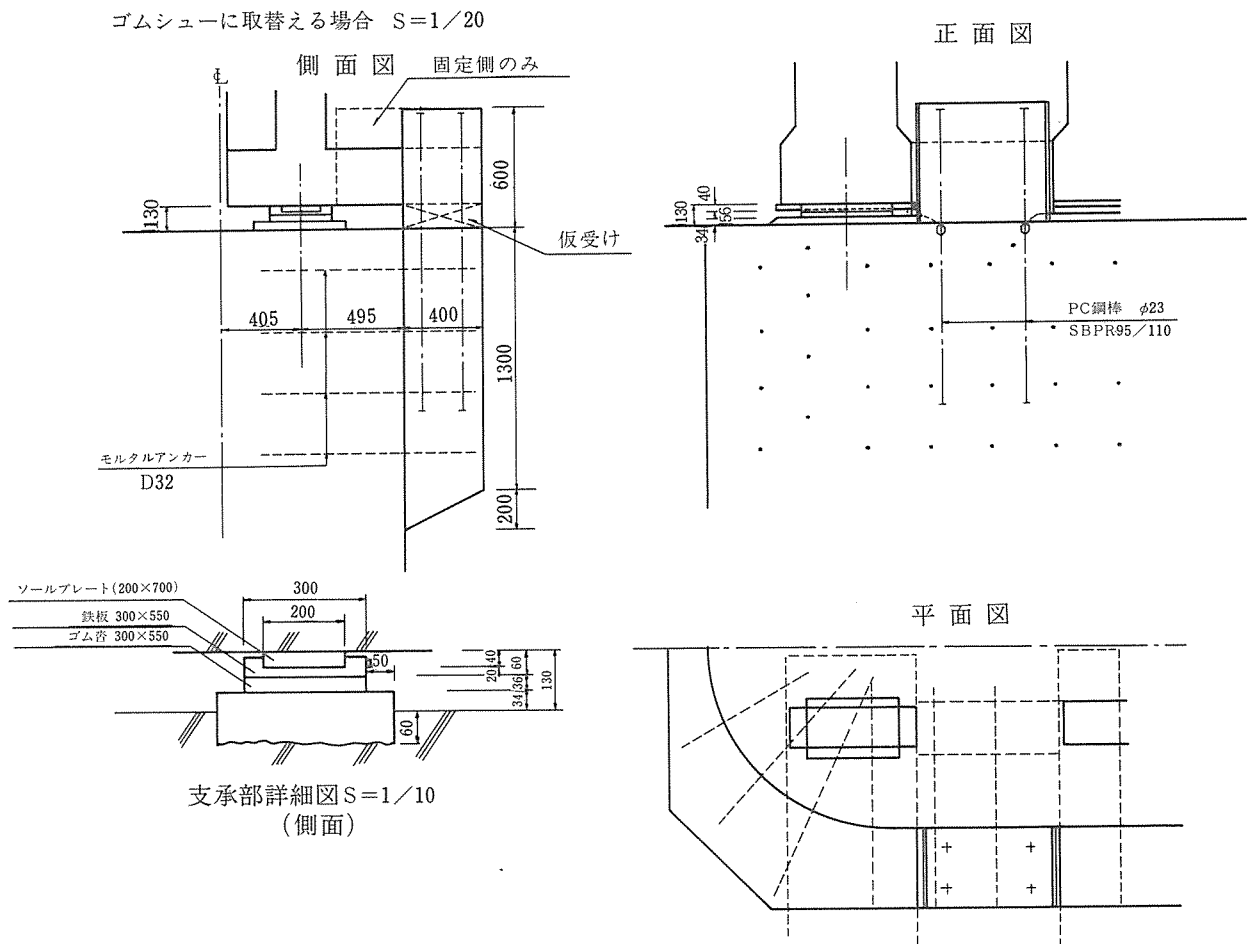
写真-Ⅲ.6 支承モルタルの欠落および残留しているライナープレート



写真-Ⅲ.7 鋼桁シュアのシュア座モルタルへのめり込み

3. 補 修

支承部変状の原因は、前述したような二種のものが考えられるが、橋脚の変位をストップするためには、基礎の補



図Ⅲ-10

強が必要であるが、変位の進行速度は微小であり、将来安定する可能性も考えられるので現時点では、経費的な面をも考慮して、基礎の補強は見合わせ、変位の進行を監視することにした。

従がって、支承部の補修は、

1) 下シューの切損が集中している3経間目(2P~3P間)のPC桁のシューは、全てゴムシューに交換する。

上シューには変状が認められないことと、将来の下部工の変位の進行を考慮して、これに柔軟に対応させることを考慮したものである。

2) 下部工の変位への対応を考えれば、1)のように、全シューをゴムシューに交換することが理想であるが、1径間目(1A~1P間)、2径間目(1P~2P間)では、シューの破損は夫々1個と少なく、他の22個のシューは健全なことと、列車間合で施工するという難かしい施工条件などを考慮してこの区間についてのシュー自体の補修は、この2個のシューに止めることにした。

この2個のシューについては、同形の鋳鋼シューと更換するか、下シューのひびわれの進行を防ぐように周囲から固定する方法によるか、現在検討中である。

3) シュー自体は健全であっても、シュー下面のモルタルが破損または、空隙のあるものについては、シュー下面を清掃し、モルタルに填充余裕の少ない個所についてはシュー座面をはつり、無収縮モルタルを注入する。

4) シュー施工時に、シューの夫々を固定するために使用したライナープレートが残っているものについては、これを取除く。

5) ゴムシューに交換する区間の橋軸方向の水平力の一部は、ゴムシューのせん断抵抗で分担させ、過大な変位又は、落橋を防止する目的でストッパーは設置する。

横方向水平力は、全てストッパーで受け持つことにした。

ゴムシューに交換する区間の補修施工手順を下記に示す。

手順ー1 桁ジャッキアップ、仮受けのためのスペースとして橋脚頭部を40cm拡幅する。

手順ー2 桁をジャッキアップし、仮受け材によって受け変える。この場合、扛上用ジャッキによって各桁の反力が所定の大きさになるように調整する。

手順ー3 現在セットされているシューの下面をはつり所定のモルタル厚が得られるようにする。

手順ー4 ソールプレートの下側に凹形の鉄板をセットしボルトによって固定する。

ゴムシューはあらかじめこの鉄板下側に接着しておく。

手順ー5 ゴムシュー下側に、支圧応力用補強鉄筋を配置する。

手順ー6 ゴムシュー下側に無収縮モルタルを注入する。

手順ー7 桁をジャッキアップし、仮受け材を取外しジャッキダウンする。

手順ー8 主桁と主桁の間に、横方向水平力用および落橋防止用コンクリートブロックを施工する。

あ と が き

コンクリート構造物の保守において、その特性を良く認識し、特性に応じた適切な補修・補強を行なうことが要求される。

そのため、現在においては、数多くの変状、欠陥に応じた補修・補強方法、実施例を知ることは適切な補修・補強を行なうため大いに参考になる。

本資料の取りまとめに当っては、このような観点よりPC桁の補修・補強の研究成果の概要と、最近実施された補修事例を述べることにした。

資料の取りまとめに当っては、元構造物設計事務所補佐田村章一氏より補修事例の一部の執筆について熱心な協力をいただいた。また他の資料作成は筆者のほか、構造物設計事務所補佐 石橋忠良、小須田紀元が当たった。

参考文献

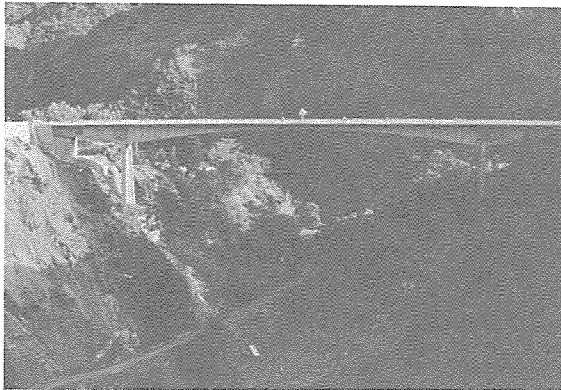
- 大橋勝弘 “鉄道構造物のメンテナンス” 土木学会誌 54, 10
- 野沢太三 “メンテナンスの経済的側面” 土木学会誌 54, 10
- 菅原 操 “メンテナンス——今後への展望” 土木学会誌 54, 10
- 石黒吉男 “鉄道橋の補修・補強” コンクリート工学 51, 12
- 後藤幸正, 村上 温, 石橋忠良 “場所打ち張出式プレストレストコンクリート橋のひびわれ防止法の実験的研究” コンクリート工学協会, コンクリート構造物のひびわれシンポジウム (52年)
- 西田正之, 尾坂芳夫, 神野典久 “東北新幹線第2, 第3阿武隈川橋りょうの新旧コンクリート打継目のひびわれの統計解析” コンクリート工学協会, コンクリート構造物のひびわれシンポジウム (52年)
- 大石重成 “コンクリート造鉄道構造物に現われる欠陥と, その補強方法に関する研究” 鉄道技術研究報告 No.168, No.1960

カンチレバー工法によるPC橋の設計・施工について

1. はじめに

近年世界各国におけるプレストレストコンクリート（以下PCと表わす。）橋の技術の進歩はめざましく、規模が大型化し、スパンも長大化する傾向がある。

我が国においても、道路橋では1962年に越野尾橋が初めてスパン100mを越えてから、1966年天草3,4号橋（最大スパン160m, 146m）、1967年名護屋大橋（最大スパン176m）、1972年浦戸大橋（最大スパン230m）、1975年彦島大橋（最大スパン236m）、1976年浜名大橋（最大スパン240m）が建設された。鉄道橋では、新幹線建設にともない1975年東北新幹線第2阿武隈川橋梁（最大スパン105m）、1978年上越新幹線太田川橋梁（最大スパン110m）が建設され、橋梁規模の大型化、スパンの長大化が進められてきた。



写真－1 越野尾橋(最大スパン100m)



写真－2 浜名大橋(最大スパン240m)

これら長大スパンの橋梁の建設に最も適した工法としてカンチレバー工法があげられる。

カンチレバー工法は、一般に橋脚から左右にバランスをとりながらフォルバウワゲン（移動式作業車）等を用いて2～5mのブロックに区分してコンクリートを現場打ちして張出し施工する方法である。

この工法の特徴としては

- ① 支保工の必要がないので、深い谷、流量の多い河川、交通量の多い街路上での架橋が容易である。
 - ② 主桁全体を支持する支保工を使用するのとは異なり、主桁を部分的に支えるワーゲンをを用いてカンチレバー架設するため、施工用機械を大きくすることなく橋梁架設が可能であり、長大橋の施工に最適な工法である。
 - ③ 2～5mのブロックに分けて施工するため、桁高を変化させ、桁自身を変断面にして重量を軽減させることが容易にできる。
 - ④ 主な作業がワーゲン内に限定されるため、ワーゲンに上屋、養生設備等を設けることにより気象条件に左右されず、品質、工程等の施工管理が確実に行える。
 - ⑤ 型枠取付、コンクリート打設、プレストレス導入など同一工程の繰返し作業のため、作業員も比較的少人数で施工でき、熟練が早く、正確な作業が能率よく行える。
 - ⑥ 各施工区分ごとに誤差の修正が可能なので、施工精度を高めることができる。
- などをあげることができる。

この工法は、P C桁橋、P C斜張橋、コンクリートアーチ橋、P Cトラス橋など多くの長大スパンの橋梁に広く用いられているが、各橋梁形式により、それぞれ特徴があるので、以下にその概要を述べ、合わせて、カンチレバー施工によるP C橋梁の設計、施工上の留意点を述べる。

なお、現場打ちするかわりに、橋桁をプレキャストブロックにて連結しながら張出し架設する方法もあるのでその工法についても以下に合わせて簡単に説明する。

2. 概 要

カンチレバー架設される橋梁形式には、前述のようにP C桁橋、P C斜張橋、コンクリートアーチ橋、P Cトラス橋がある。以下にその概要を述べる。

2-1 P C桁橋（現場打ちカンチレバー工法）

現場打ちカンチレバー工法、西ドイツのDW社により開発されたもので、1950年に同工法による最初の橋梁Lahn橋（スパン60m）が架設され、1965年にはコンクリート橋として当時世界最長スパン $l=208\text{m}$ を有するBendorf橋が架設されて一躍注目をあつめ、世界中で広く用いられるようになり、長大コンクリート橋架設の主役となってきた。

我が国においても1958年にこのディビダーク式カンチレバー工法が導入され、その翌年には我が国第1号の嵐山橋が架設された。その後、この工法は広く用いられ現在までに250余橋の施工実績を持つに至っている。表-1に我が国で現場打ちカンチレバー工法により架設されたP C桁橋の代表的ものを示す。

施工順序については、ラーメン形式、連続桁形式により殆ど差は無いので、図-1に示す中央ヒンジ付3径間連続ラーメン桁橋を例にとって説明する。

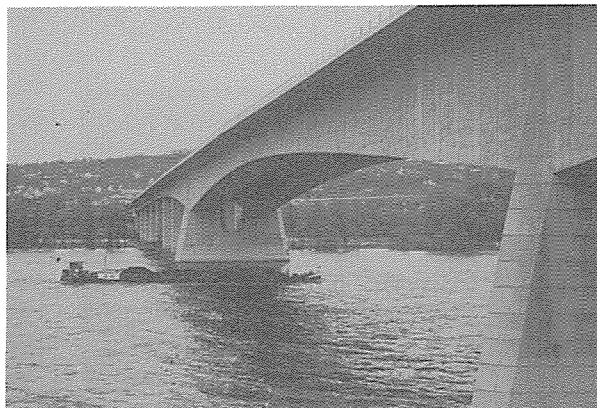


写真-3 Bendorf橋（最大スパン208m）

表-1 現場打ちカンチレバー工法によるP C桁橋の施工実績

竣工年次	橋名	道路橋 鉄道橋	橋長 (m)	最大スパン (m)	施主	構造形式	場所
1966	天草3号橋	道路橋	361	160	日本道路公団	3径間有鉸ラーメン	熊本県
1967	名護屋大橋	"	258	176	佐賀県	3径間有鉸ラーメン	佐賀県
1972	浦戸大橋	"	915	230	日本道路公団	5径間連続桁橋（中央径間ヒンジ付き）	高知県
1974	与田切川橋	"	277.2	115	"	3径間連続桁	長野県
"	中田切川橋	"	214.4	102.4	"	"	"
1975	第2阿武隈川橋梁	鉄道橋	526.5	105	日本国有鉄道	5径間連続桁	福島県
"	彦島大橋	道路橋	680	236	山口県道路公社	3径間有鉸ラーメン橋	山口県
1976	浜名大橋	"	631.8	240	日本道路公団	5径間連続桁橋（中央径間ヒンジ付き）	静岡県
1977	日川橋	"	A-630 B-557.6	100.4	"	2径間T形ラーメン橋、3径間有鉸ラーメン橋	山梨県
1978	吾妻川橋梁	鉄道橋	220	109.52	日本鉄道建設公団	2径間T形ラーメン橋	群馬県
"	太田川橋梁	"	222	110	"	3径間連続桁	新潟県
1979	氷川橋	道路橋	A-269 B-271.9	101	日本道路公団	4径間連続桁	熊本県
1980	岩大橋	"	595	185	"	5径間有鉸ラーメン橋	神奈川県

注：中央ヒンジ形式については160m以上、連続桁およびT形ラーメン橋形式についてはスパン100m以上を選ぶ。

施工区分は、図に示すように①柱頭部、②張出し施工部、③側径間支保工部、④中央連結部の4つに分けられる。

- ① 最初に橋脚上の柱頭部①を支保工を用いて施工する。
- ② 完成した柱頭部に1台目のワーゲンを組立て1ブロックを施工し、ワーゲンを1ブロック上に前進させた後反対側に2台目のワーゲンを組立てて2ブロック目を施工する。
- ③ 以後交互にバランスをとりながら張出し施工する。
- ④ 張出し施工部②の施工終了後、③の区間を施工する。この方法としては、一般的には支保工を組んで施工する。
- ⑤ 側径間支保工部③の施工終了後、中央ヒンジ部④区間を吊支保工で施工し、橋面工を施工して橋梁は完成となる。

なお、連続桁形式の場合、支点は、可動または固定のピン構造となっているので、カンチレバー架設中橋脚と桁を固定するための仮固定工が必要となる。一般的な仮固定の構造を図-2に示す。なお、仮固定撤去は、図-1に示す側径間部③の施工終了後に行う。

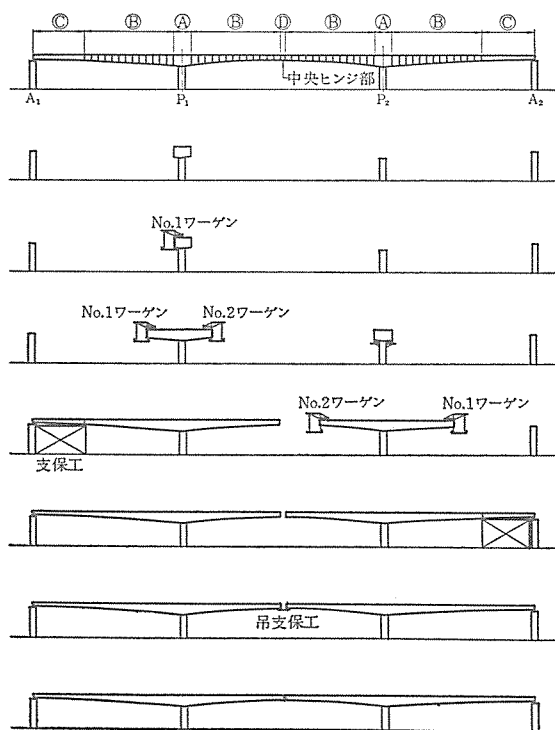


図-1 PC桁橋の施工順序図

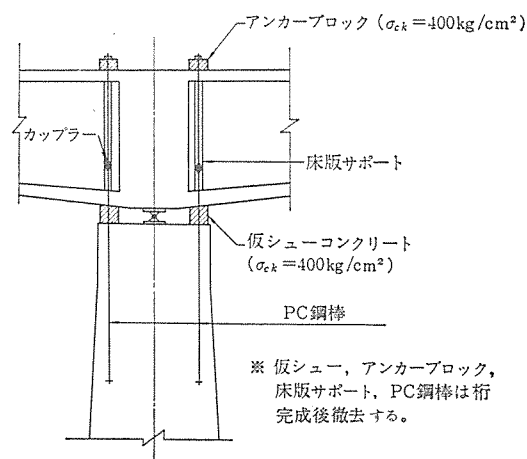


図-2 仮固定工

また、側径間部③の施工において、地形上の制約などから支保工（吊支保工を含む）施工ができない場合には特殊な施工法を採用しなければならないことがある。特殊な施工法の実例を表-2に示す。

表-2 側径間部の特殊施工法の一覧表

側 径 間 部 の 施 工 方 法		施工概要図
カンチレバー架設の区間を延長する方法	仮支柱を用いる。	図-3 参照
	仮支柱とアウトケーブルを併用する。	
	ピロン工法（柱頭部にタワーを立てタワーから斜め吊材を用いて桁を吊り下げる工法）	図-4 参照
橋脚からの張出し施工部と別に側径間部を製作し、それらを連結して施工する方法	側径間部を端支点からワーゲンをを用いてカンチレバー架設する。	図-5 参照
	側径間部を端支点から押し出し工法によって架設する。	図-6 参照

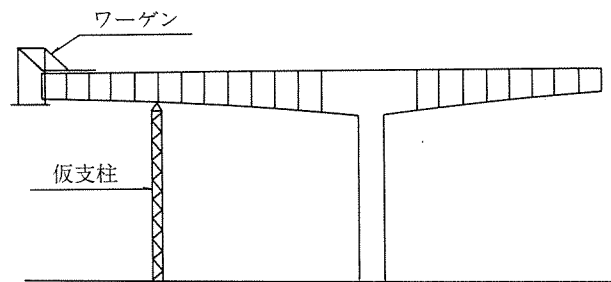


図-3 仮支柱を使用した施工概要図

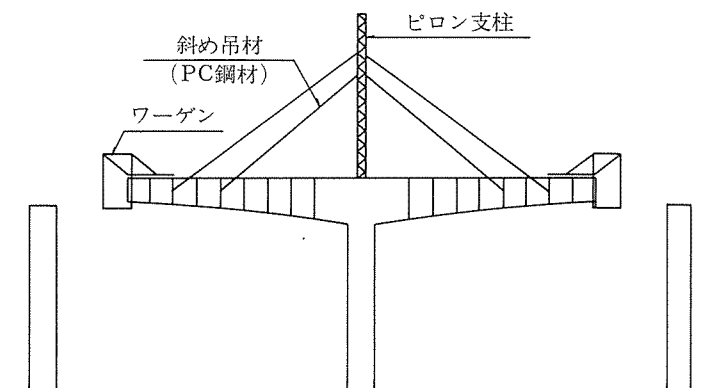


図-4 ピロン工法による施工概要図

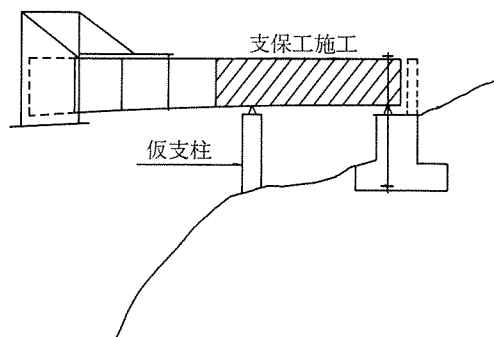


図-5 側径間逆カンチレバー工法の施工概要図

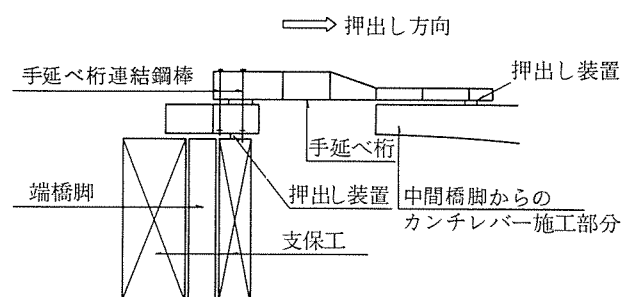
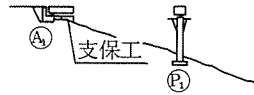


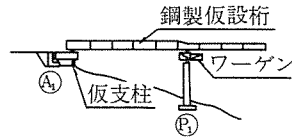
図-6 側径間押し出し工法の施工概要図

また、高橋脚で、スパンが150m以下、橋長が500m以上の場合、運搬用の鋼製仮設桁を使用して端支間より順次施工する工法（Hilfsträger 工法）や、その鋼製仮設桁に現場打ちブロックの重量を支え1ブロックの区分長を長くして工期短縮をはかる方法（P&Z工法）などがヨーロッパで実用化されている。その Hilfsträger 工法の施工順序を図-7に示す。

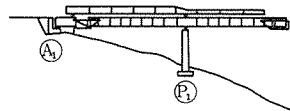
- ① 側径間支保工部の施工， P_1 柱頭部の施工。



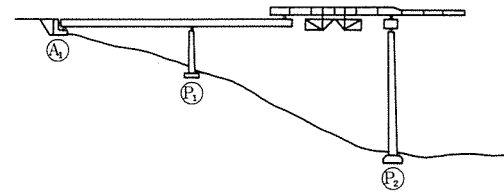
- ② 鋼製仮設桁の設置，ワーゲンの組立。



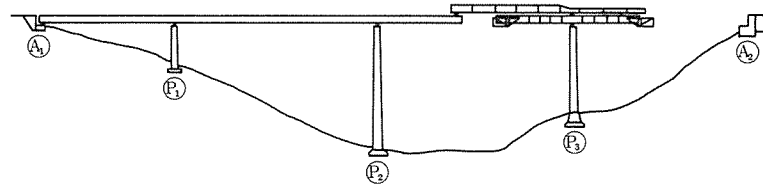
- ③ ワーゲンを使用して順次張出し架設，側径間連結部の施工。



- ④ 鋼製仮設桁の前進，ワーゲンの移設。③の工程と同様に施工。



- ⑤ ④の工程と同様に施工。



- ⑥ ワーゲン及び鋼製仮設桁の撤去，残り側径間部の施工。掃面工の施工。

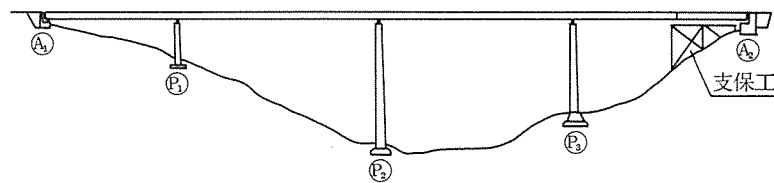
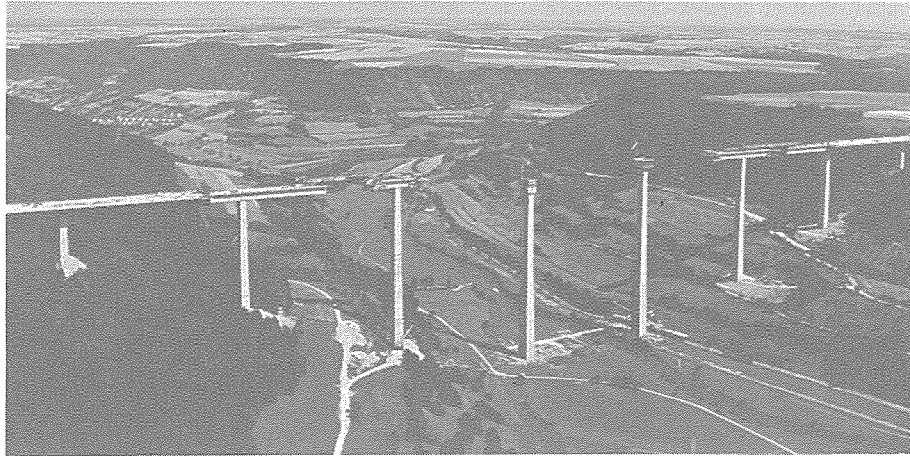


図-7 Hilfsträger工法による施工順序図



写真－４ Hilfsträger 工法施工例（Kochertal 橋）

２－２ ＰＣ桁橋（プレキャストブロック工法）

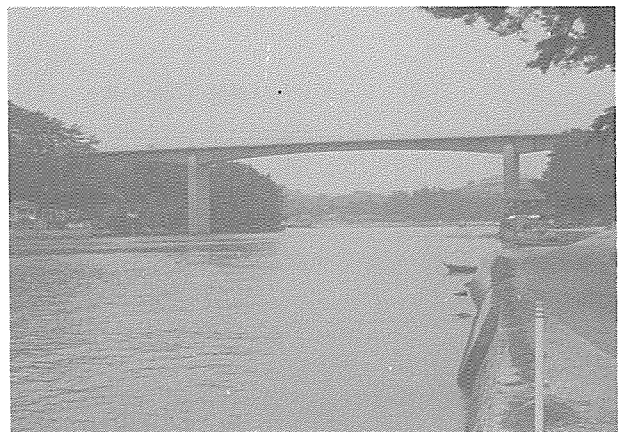
プレキャストブロック工法による最初の本格的な橋梁は、1950年完成されたフランスの Marne River 橋（スパン 74 m）といわれている。その後、この工法はヨーロッパおよびアメリカにおいて広く普及し、代表的なものとして、1966年完成したフランスの Oléron 高架橋（橋長 2862 m、最大スパン 79 m）、1967年完成したオランダの Ooster-shelde 橋（橋長 5022 m、最大スパン 95 m）がある。

我が国においては、1966年目黒高架橋（最大スパン 35.5 m）が初めてプレキャストブロック工法で架設され、その後、道路橋としては1970年に神島大橋（最大スパン 86 m）などが架設され、鉄道橋としては1970年山陽新幹線加古川橋梁（最大スパン 55.6 m）などが架設されている。我が国の施工実績を表－３に示す。

施工順序については、現場打ちカンチレバー架設による桁橋の場合と同じである。ただ、ブロック架設の方法は種々考えられ、架設機械として移動式作業車、エレクトリッシャー、ケーブルクレーン、門形クレーン、トラッククレーン、フローティングクレーンなどが使用される。このうち、移動式作業車、エレクトリッシャー、ケーブルクレーンによる架設概要図をそれぞれ図－８，９，１０に示す。また、各ブロック間の継目部の材料には、コンクリート、



写真－５ Oléron 高架橋



写真－６ 神島大橋（最大スパン 86 m）

表-3 プレキャストブロック工法によるPC桁橋の施工実績

竣工年次	橋名	道路橋 鉄道橋	施主	スパン (m)	場所
1966	目黒高架橋	道路橋	首都高速道路公団	(26.45+31.0+26.45), (26.45+35.5+29.0)	東京都
1967	多摩橋	"	東京都	(50.0+50.3×2+50.0)	"
1970	神島大橋	"	岡山県	(41.0+86.0+41.0)	岡山県
1970	加古川橋梁	鉄道橋	日本国有鉄道	3×(54.95+55.6+54.95)	兵庫県
1971	越田橋	道路橋	建設省	(39.5+70.0+37.5)	岩手県
1971	首都高 381 工区高架橋	"	首都高速道路公団	(23.0+46.0+23.0)	東京都
1971	首都高 383 工区高架橋	"	"	(39.4+60.0+39.4)	"
1971	大内野橋	"	茨城県	(49.0+60.0+49.0)	茨城県
1971	西金大橋	"	"	(48.0+58.0+48.0)	"
1972	妙高大橋	"	建設省	(65.0+85.0+85.0+65.0)	新潟県
1973	中央橋	"	北上市役所	7×54.5	岩手県
1974	国見橋	"	"	9×59.52	"
1974	川端橋	"	栃木県	3×(50.4+51.05+50.4)	栃木県
1974	沼館橋	"	秋田県	6×49.95	秋田県
1977	横浜市道高速 1 号線高架橋	"	首都高速道路公団	(53.0+53.0), (39.0+50.0+39.0)	神奈川県
1978	新山下橋	"	"	63.7+76.6+42.4	"
1978	烏川橋梁	鉄道橋	日本鉄道建設公団	(5×42.0+5×42.0)	群馬県
1979	十三湖大橋	道路橋	青森県	(32.9×2+48.0+69.1+48.0)	青森県
1979	下山田橋	鉄道橋	日本鉄道建設公団	(30.0+49.7+30.0)	新潟県

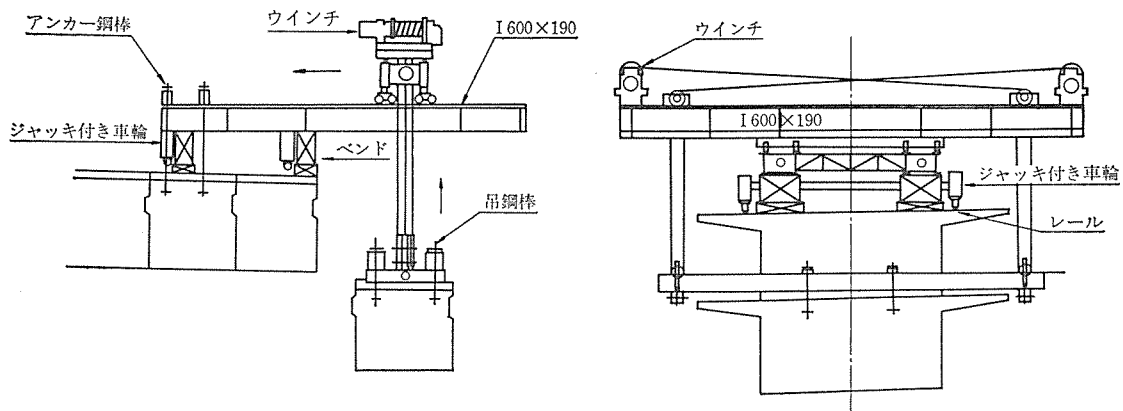


図-8 移動式作業車による架設概要図

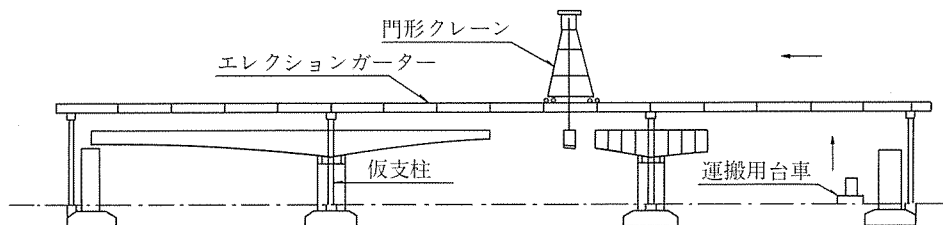


図-9 エレクションガーダーによる架設概要図

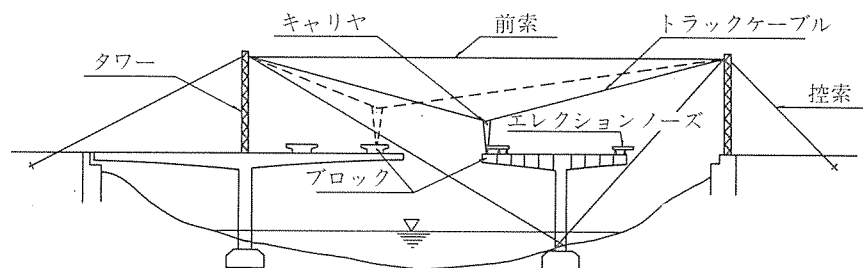


図-10 エレクションタワーによる架設概要図

モルタル、接着剤などがあるが、ほとんどエポキシ系樹脂による接着剤が使用されている。

プレキャストブロック工法の長所は、省力化、工期短縮を図れると同時にブロック製作が設備の整った工場またはヤードで行なわれるため高品質の製品が得られるところにあるが、その反面、ブロックの運搬に種々の規制を受けること、架設に相当の設備を必要とすること、などの短所がある。採用にあたっては、施工性、経済性などについて、十分な検討が必要である。

2-3 PC斜張橋

世界で最初の本格的なPC斜張橋は1962年完成したベネズエラの Maracaibo 橋（最大スパン 235m）であり、その後現在に至るまで30数橋が建設されている。PC斜張橋の施工には、構造特質上、カンチレバー工法が多く採用されているが、その代表例として、1972年完成した西ドイツの Main II 橋（最大スパン 148.23m）、1977年完成したフランスの Brotonne 橋（最大スパン 320m）、1978年完成したアメリカの Pasco-Kennewick 橋（最大スパン 299m）があげられる。現在の所、最大スパンは Brotonne 橋の 320m であるが、近々着工予定のアメリカの St. Johns 橋は、最大スパン 400m を有する長大橋である。又、施工実績を見てみると、カンチレバー架設されたPC斜張橋のうち現場打ちのものは約7割、残りは、プレキャストブロックで架設されている。

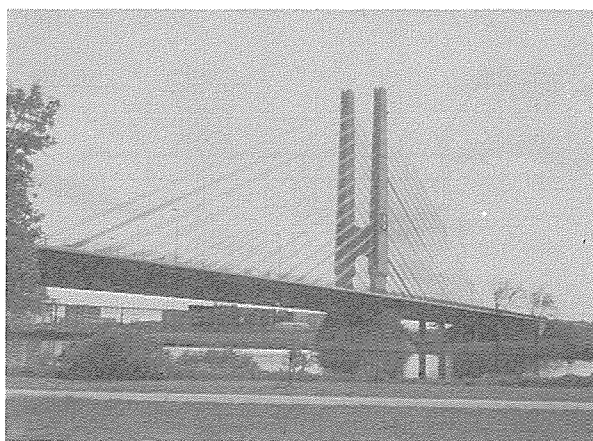


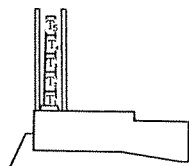
写真-7 Main II 橋（最大スパン 148.23m）

我が国は諸外国に比べPC斜張橋の施工実績は少なく歩道橋まで含めて数橋しかない。このうちカンチレバー架設されたものは、1978年完成の松ヶ山橋（スパン 96m）と1979年完成の小本川橋梁（最大スパン 85m）がある。松ヶ山橋は、片側から部分支保工により 96m カンチレバー 架設されたもので、両側から同時に施工したとすればスパン 200m の長大橋に匹敵する。又、小本川橋梁は、世界で初めての鉄道専用PC斜張橋で、活荷重による厳しいたわみ制限のため、斜材がPC部材で作られているのが特徴である。

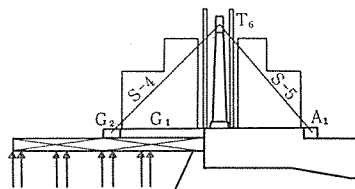
この2橋の施工順序を図-11、図-12に示す。これを見ても分かるように、カンチレバー架設されるPC斜張橋の施工は、通常の桁橋の施工に斜材と塔の施工が加ったのみで、本質的には、桁橋の施工と変るところはない。

我が国においてはPC桁橋の施工実績を見ても分かるように技術的蓄積は十分である。したがって今後、長大スパンのPC斜張橋が多く建設される日も近いと思われる。

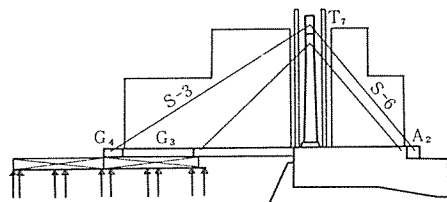
- ① 主桁部施工に先立ち、タワー部 T_5 ブロックまで施工する。



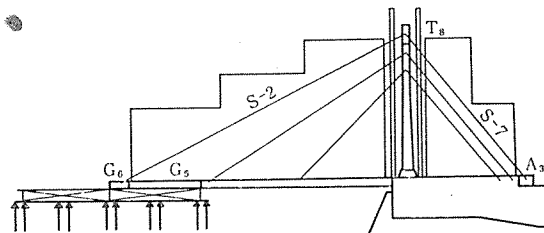
- ② 主桁支保工を2スパン分 ($G_1 \sim G_4$ 用) を組立て G_1 ブロックを施工する。
 G_1 ブロック、 A_2 橋台上に斜材吊下げ用支保工を組立て、斜材 $S-4$ 、 $S-5$ をセットする。
 G_2 、 A_1 、 T_6 ブロックを同時にコンクリート打設する。
 主桁鋼棒に引続き $S-4$ 、 $S-5$ を緊張し主桁支保工を撤去する。



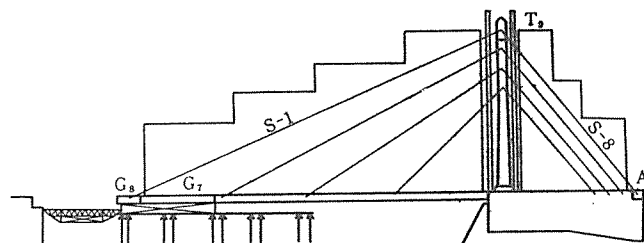
- ③ 同じ工程で G_3 、 G_4 、 A_2 、 T_7 、 $S-3$ 、 $S-6$ を施工する。



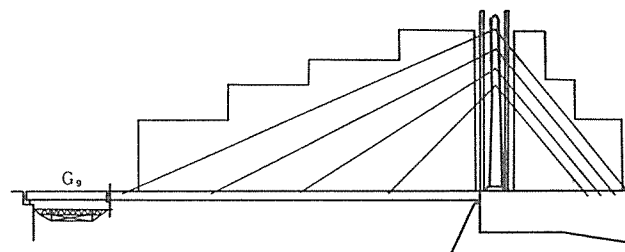
- ④ 同じ工程で G_5 、 G_6 、 A_3 、 T_8 、 $S-2$ 、 $S-7$ を施工する。



- ⑤ 同じ工程で G_7 、 G_8 、 A_4 、 T_9 、 $S-1$ 、 $S-8$ を施工する。



- ⑥ G_9 ブロックを吊支保工上で施工。
 主桁プレストレス導入後吊支保工を撤去する。



- ⑦ $S-1 \sim S-8$ を再緊張する。
 グラウト注入後斜材吊下げ用支保工を撤去する。
 橋面工を施工する。

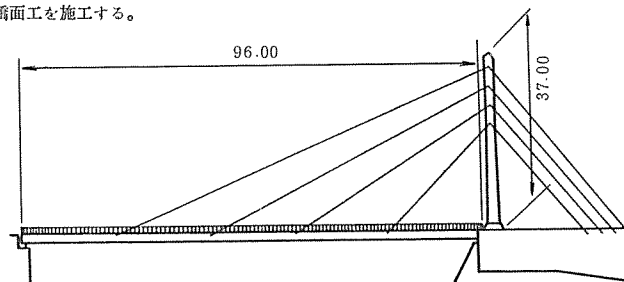
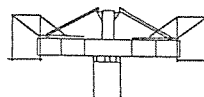


図-11 松ヶ山橋の施工順序図

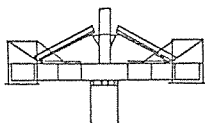
① 柱頭部を支保工上で施工する。



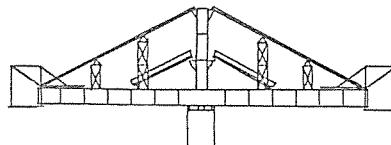
② ワーゲン2基を組立て4ブロックまで施工する。
T₁ ロットを施工し、短斜材支保工を組立てる。



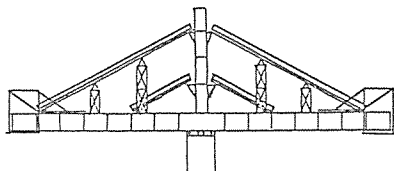
③ 5, 6ブロック, T₂ロット, 短斜材(間詰部を残して)を施工する。主桁鋼棒に引続き、短斜材ケーブルを緊張する。



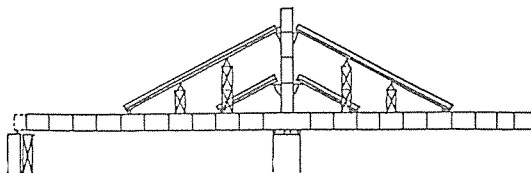
④ 10ブロックまで施工し、短斜材ケーブルを緊張する。
11, 12ブロック, T₃ロットを施工し、長斜材支保工を組立てる。



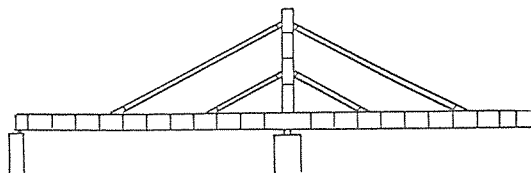
⑤ 13, 14ブロック, T₄ロット, 長斜材(間詰部を残して)を施工する。
主桁鋼棒に引続き、長斜材ケーブルを緊張する。



⑥ 17ブロックまで施工し、長斜材ケーブルを緊張する。
20ブロックまで施工し、ワーゲンを解体し、21ブロックを支保工上で施工する。



⑦ 仮固定を撤去し、斜材ケーブルの張力調整を行なう。
斜材の間詰部にコンクリートを打設し、斜材のプレストレスを導入する。
斜材支保工を撤去する。(半橋完成)



⑧ 以上と全く同様の工程を繰り返して残りの半橋分を施工する。
中央連結部を吊支保工で施工し、斜材の2次プレストレスを導入する。
橋面工を施工する。

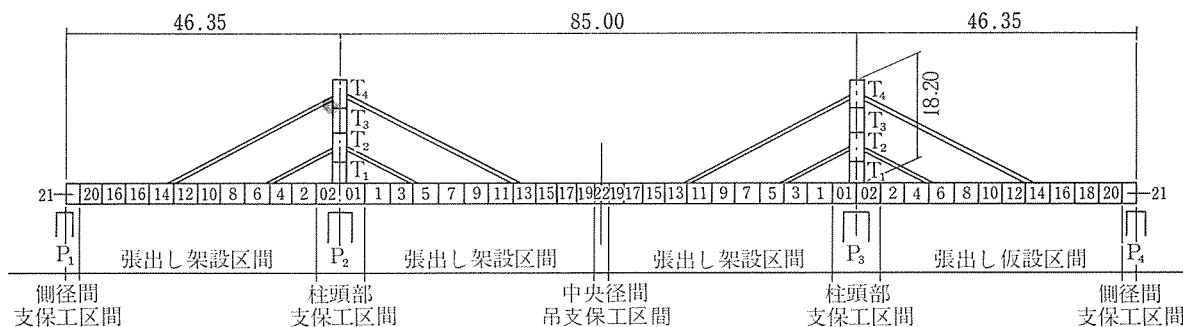
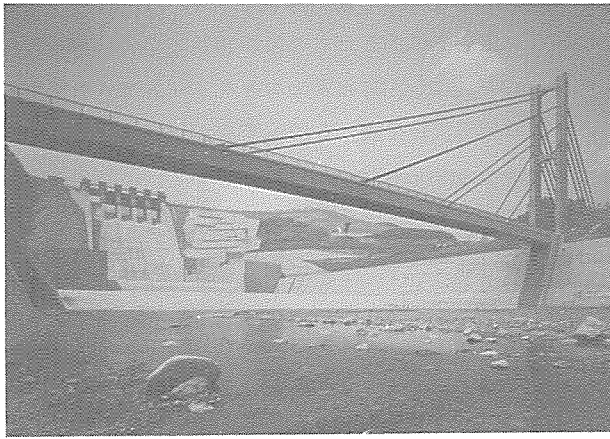
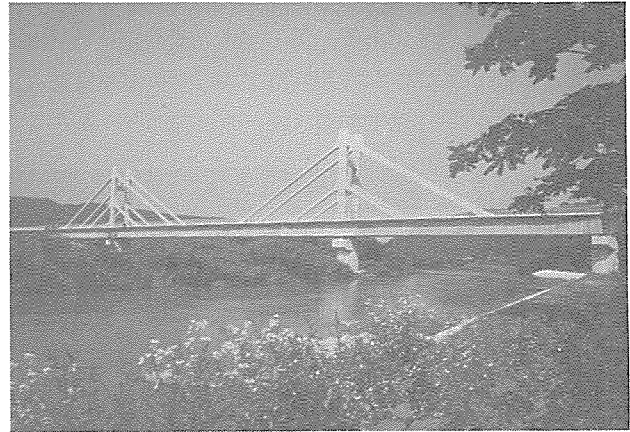


図-12 小本川橋梁の施工順序図



写真－8 松ヶ山橋（スパン96m）

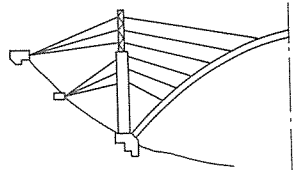
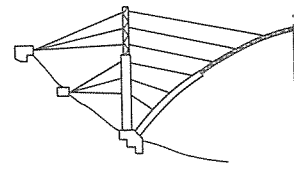
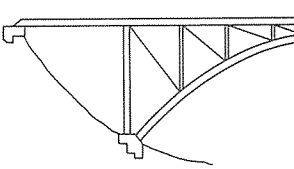


写真－9 小本川橋梁（最大スパン85m）

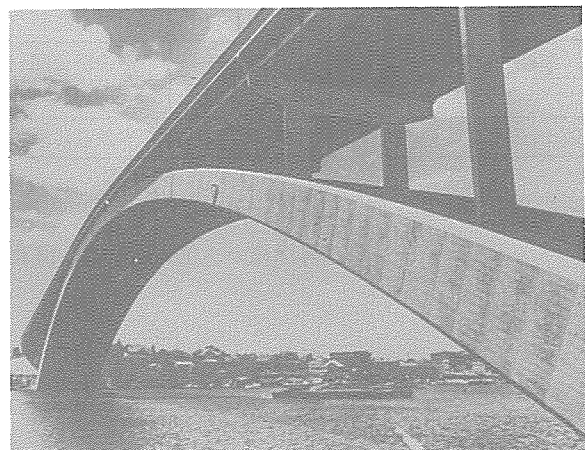
2-4 コンクリートアーチ橋

コンクリートアーチ橋をカンチレバー架設する方法は表－4に示す3つの工法が考えられる。

表－4 カンチレバー架設するコンクリートアーチ橋の工法一覧表

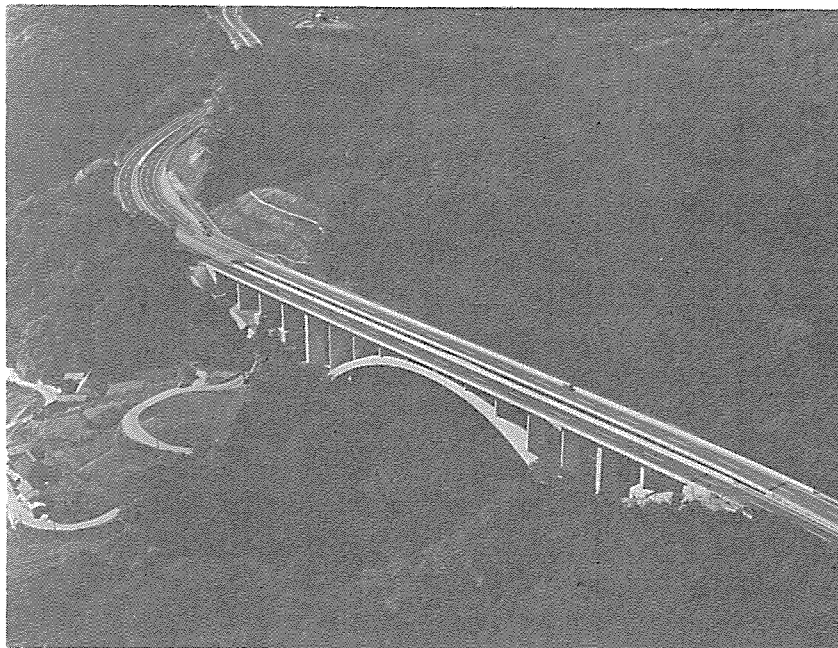
工 法 名	施 工 概 要 図	施 工 の 概 要 説 明
ピロ ン 工 法		スプリング部の橋脚上に仮支柱（ピロン）をたてこのピロンよりケーブルでアーチリブを斜吊りしながらカンチレバー施工する。
ピロン・メラン併 用 工 法		アーチリブ基部は上記のピロン工法で施工し、両側から延びてきたアーチリブの先端間を鋼製セントルで結び、ワーゲン等によりセントルを包む形でカンチレバー施工する。
ト ラ ス 工 法		アーチリブ、鉛直材および上床版からなるフレームに斜吊りケーブルを配置してカンチレバートラスを形成しながら橋体工全体を同時に施工する。

これらの工法により架設されたコンクリートアーチ橋の世界の代表例は、1971年完成した南アフリカ共和国のVan Staden橋（スパン200m、ピロン式カンチレバー工法）と、現在ユーゴスラビアで施工中の世界最長スパン $\ell=390\text{m}$ を有するSV Marko-KRK橋（トラス式カンチレバー工法）があげられる。



写真－10 Pont de Gladesville a Sydney

我が国で初めてカンチレバー架設されたコンクリートアーチ橋は、1974年完成した外津橋（スパン170m，トラス式カンチレバー工法）である。又、ピロン式カンチレバー工法にメラン工法を併用したものに、1978年完成した帝釈橋（スパン145m）がある。現在施工中の宇佐川橋はスパン $\ell=204\text{m}$ あり、我が国最長のコンクリートアーチ橋である。カンチレバー工法で架設された我が国のコンクリートアーチ橋の施工実績を表－5に示す。

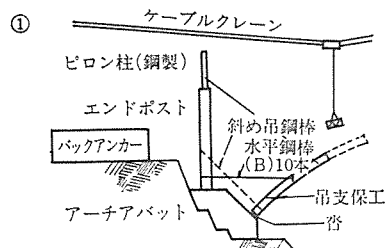


写真－11 帝釈橋（アーチスパン145m）

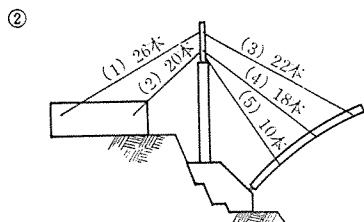
表－5 カンチレバー架設されたその他の橋梁形式の施工実績

竣工 年次	橋 名	道路橋 鉄道橋	橋 長 (m)	スパン (m)	施 主	施 工 法	場 所
<PC斜張橋>							
1978	松ヶ山橋	道 路	96.5	96	神奈川県	部分支保工によるカンチレバー工法	神奈川県
1979	小本川橋梁	鉄 道	177.7	85	日本鉄道建設公団	ワーゲンによるカンチレバー工法	岩 手 県
<コンクリートアーチ橋>							
1974	外津橋	道 路	252	170	佐賀県	トラス工法	佐 賀 県
1978	帝釈橋	〃	284	145	日本道路公団	ピロン・メラン併用工法	広 島 県
〃	湯中子橋	〃	57	29	群馬県	ピロン工法（プレキャスト）	群 馬 県
1979	赤谷川橋梁	鉄 道	298	116	日本鉄道建設公団	トラス工法	〃
施工中	宇佐川橋	道 路	332.5	204	日本道路公団	ピロン・メラン併用工法	山 口 県
<PCトラス橋>							
1976	榎木沢橋梁	鉄 道	73	36	日本鉄道建設公団	ワーゲンによるカンチレバー工法（一部プレキャスト）	岩 手 県

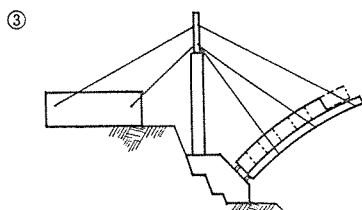
これらの代表的な施工例として、ピロン式カンチレバー工法で施工された帝釈橋の施工順序を図－13に、トラス式カンチレバー工法で施工された外津橋の施工順序を図－14に示す。



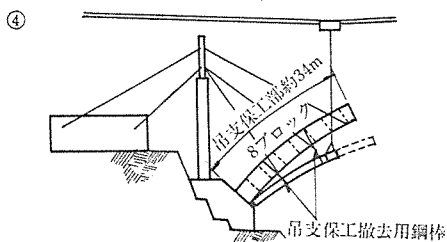
- 1) アーチアバット・バックアンカーエンドポストの施工
- 2) ピロン柱の建込み
- 3) 沓および沓ブロックの架設
- 4) 吊支保工第1パネル架設, 斜め吊り鋼棒(A)の配置
- 5) 吊支保工第2～第4パネル架設, 水平鋼棒(B)の配置
- 6) 斜め吊り鋼棒(A)の撤去
- 7) 吊支保工第5～第9パネル架設



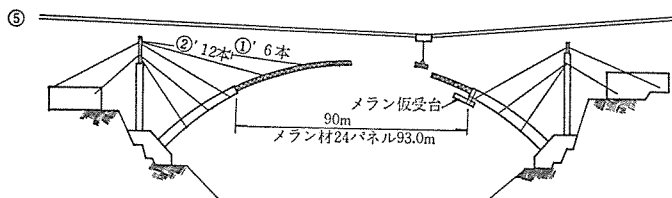
- 1) アーチリング型枠受用 H 鋼(300×300)の配置
- 2) パイロットワイヤの架設
- 3) 斜め吊り鋼棒(1)～(5)の配置
- 4) アーチリング下スラブ型枠組立て



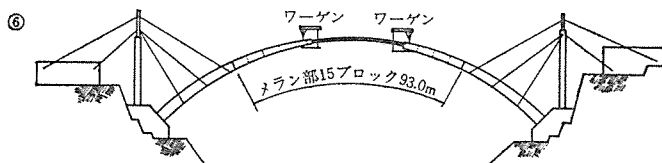
- 1) スプリング部架設用ピン沓の配置
- 2) 吊支保工部 34m をブロック打設
(1ブロック平均 4.5m, 約 90m²)
- 3) 上スラブ間にゲビンデ鋼棒配置



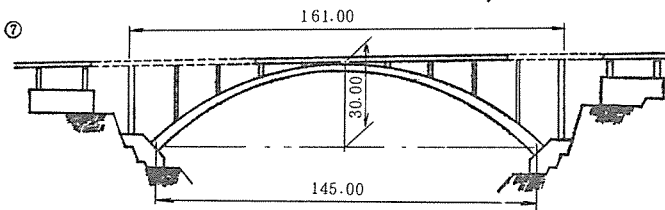
- 1) スプリング部沓まわり打設
- 2) 吊支保工撤去用鋼棒の配置
- 3) 斜め吊りの定着を吊支保工よりアーチ本体に移す
- 4) アーチリングと吊支保工の分離
- 5) 下スラブ型枠類の撤去
- 6) 吊支保工先端より1パネルずつケーブルクレーンにて撤去



- 1) 吊支保工先端にメラン仮受台を設置
- 2) 沓および沓ブロックの架設
- 3) メラン材第1～第5パネルの架設
- 4) 斜め吊り鋼棒②'の配置
- 5) メラン材第6～第9パネルの架設
- 6) 斜め吊り鋼棒①'の配置
- 7) メラン材第10～第12パネル架設, アーチ閉合
- 8) 斜め吊り鋼棒①'②'の撤去



- 1) メラン上にワーゲンを設置
- 2) メラン部14ブロックを左右交互に打設,
ゲビンデ鋼棒配置(1ブロック6.5m, 約80m²)
- 3) クラウン部(4.0m)を打設, アーチリング完了
- 4) ワーゲン撤去
- 5) 斜め吊り鋼棒(1)～(5)撤去
- 6) ゲビンデ鋼棒応力解放



- 1) 鉛直材の打設
- 2) 上床版の打設, 橋体工完了
- 3) 橋面工の施工, 完成

図-13 帝釈橋の施工順序図

○アーチリブは架設時に PC 構造、完成時に RC 構造となり、上床版は PC 連続ホロスラブ桁である。
 ○アーチリブおよび上床版に PC 鋼棒を Out cable として用い、斜め吊材として PC 鋼棒を用いる（架設用仮鋼棒）。
 ○アーチリブは架設作業車（ウォルバウワーゲン）施工とし、上床版は移動支保工とする（ワーゲン施工 1 ブロック 3.5m）。
 ○斜め吊 PC 鋼棒（ $T_1 \sim T_6$ ）は張力導入は行わず、上床版 Out cable は橋台後部で緊張定着する。
 ○上床版埋込み PC 鋼棒は支点（脚柱頭部）より 4m Crown 側の横桁位置で緊張定着する。
 ○PC 鋼棒はすべて $\phi 32\text{mm}$ SBPR 95/120 を用いる。

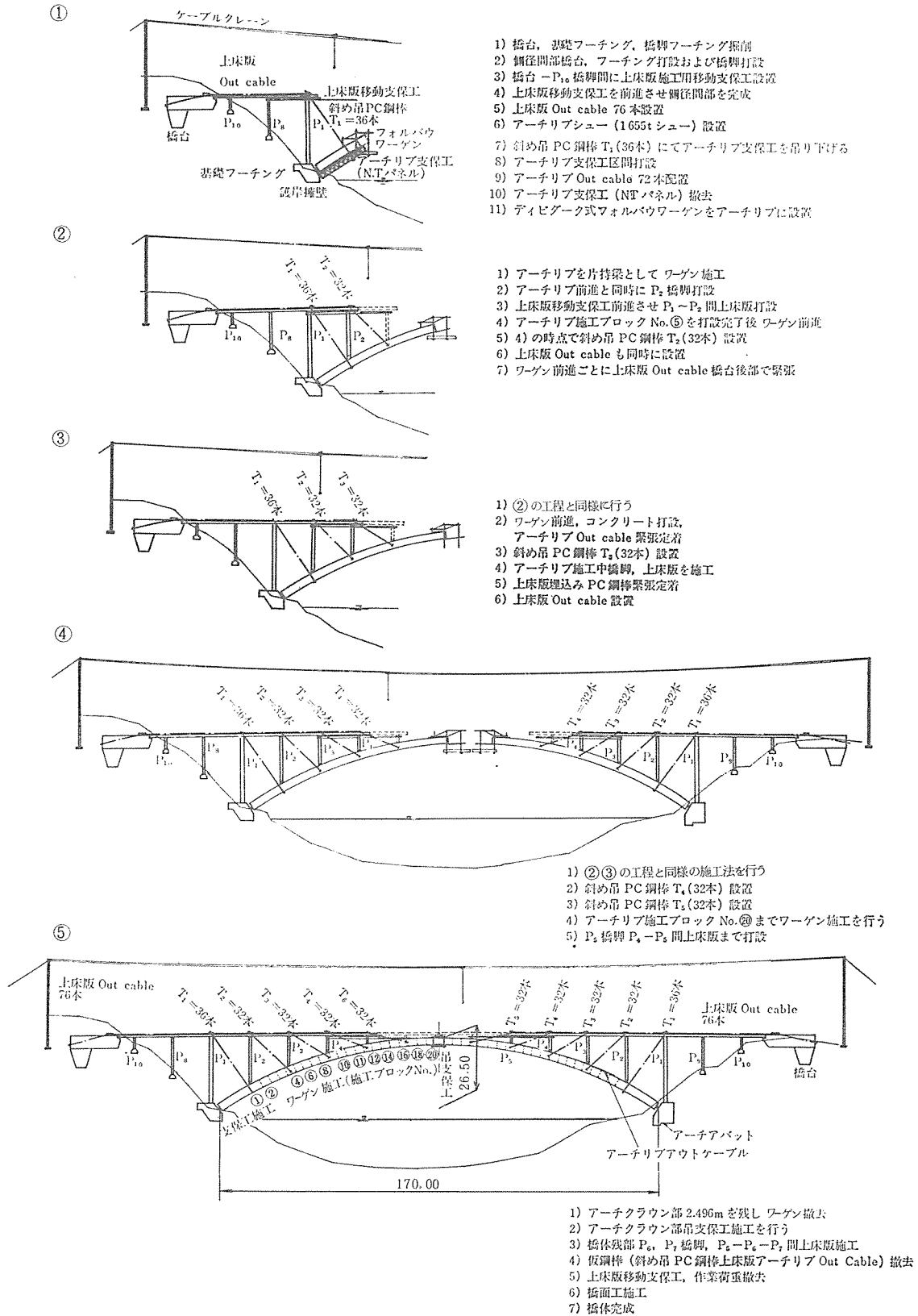


図-14 外洋橋の施工順序図

2-5 PCトラス橋

カンチレバー架設されたPCトラス橋の代表例としては、1960年完成した西ドイツの Mangfall 橋（最大スパン108m）、1974年完成したオーストラリアの Rip 橋（最大スパン183m）がある。

我が国においては、超高強度コンクリートプレキャスト部材を用いたPCトラス橋が4橋建設されたが、カンチレバー架設されたものは1976年完成の榎木沢橋梁（最大スパン36m）1橋のみである。榎木沢橋梁での施工順序を図-15に示す。

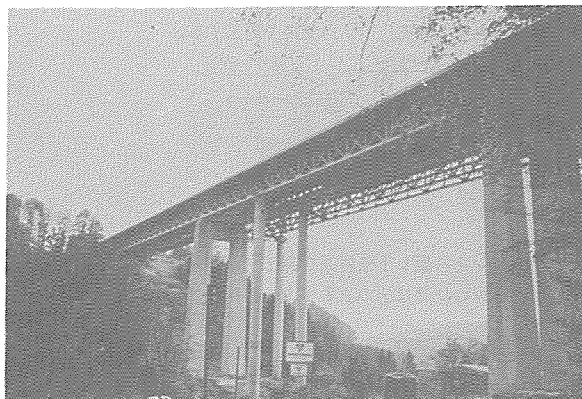


写真-12 Mangfall 橋（最大スパン108m）



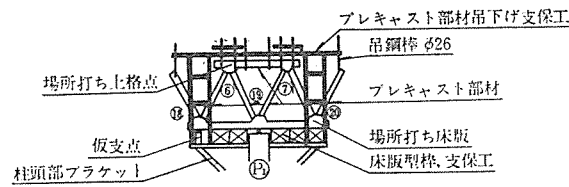
写真-13 榎木沢橋梁（最大スパン36m）

3. 設 計

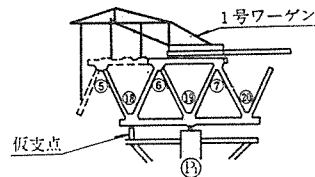
カンチレバー工法はスパン60m以上の長大橋に適した施工法であり、前述のように種々の構造形式の橋梁に適用できるが、この施工法では、施工中の構造系と完成後の構造系が異なることが大きな特徴といえる。ここでは、PC橋梁の設計の際の一般的な事項については省略し、カンチレバー施工した場合に設計上特に留意すべき次の3点について述べる。

- ① 各施工段階ごとの安全性
- ② クリープ、乾燥収縮の影響による移行断面力

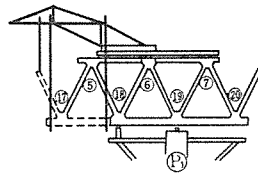
- ① ワーゲンの組立てに必要な柱頭部の施工を行う。



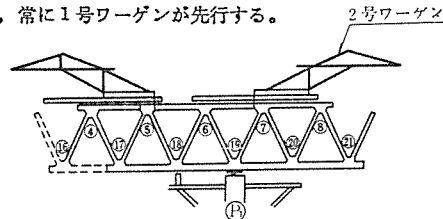
- ② 1号ワーゲンを組み立て、上弦材系を施工する。
このとき中間支点と仮支点の2点支持で施工する。



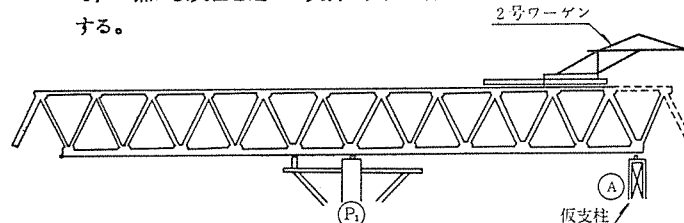
- ③ 1号ワーゲンを移動し下弦材系を施工する。続けて1号ワーゲンの位置はそのまま上弦材系を施工する。



- ④ 1号ワーゲンを移動したあと2号ワーゲンを組み立て、1号と2号のワーゲンが交互に片持架設を行うが、常に1号ワーゲンが先行する。



- ⑤ 1号ワーゲンを撤去すると仮支点が浮き上がるので、A点に仮支柱を建てて支持し、上弦材系を施工する。



- ⑥ 2号ワーゲンの撤去と同時にB点に仮支柱を建てる。この状態で両端の格間を支保工により施工して架設を終了する。

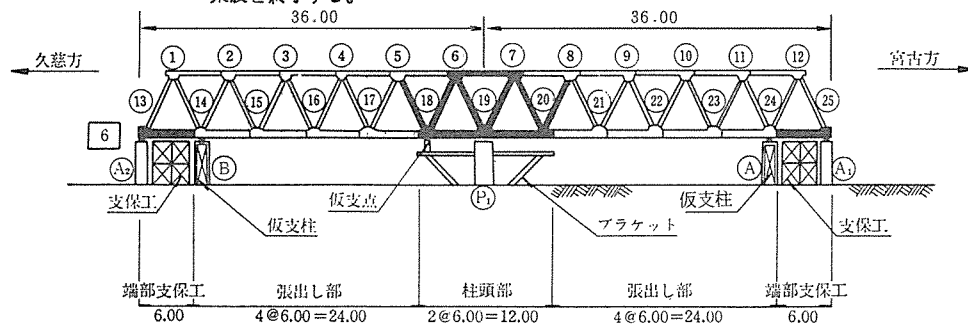


図-15 横木沢橋梁の施工順序図

③ 上げ越し計算

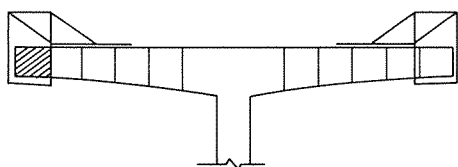
また、プレキャストブロック工法の場合、現場打ちと異なる設計条件があるので最後にこれについても合わせて述べる。

3-1 各施工段階ごとの安全性の検討

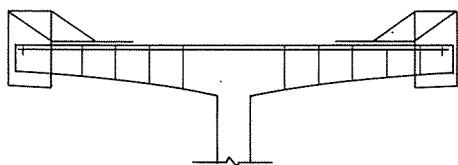
カンチレバー工法で施工する場合、各施工段階ごとに载荷重、構造系が順次変化するので、それらをよく整理して、安全性について十分な検討を行なう必要がある。例として前述図-1に示した施工順序で架設された中央ヒンジ付3径間連続ラーメン桁橋の場合で説明するが、载荷重の変化とは図-16に示すように、コンクリート打設、プレストレス導入、ワーゲン移動などの荷重の载荷の変化を指し、構造系の変化とはこの例では図-17に示すように静定系から3次の不静定構造まで3段階に構造系が変化することを指す。これら载荷重、構造系の変化をよく整理して、上・下部工とも各施工段階ごとに安全性の検討を行なわなければならない。

これらの検討のうち設計において特に配慮する重要な事項としては、上部工については、P C鋼材の配置、下部工については、連続桁の可動橋脚と仮支柱の検討があげられる。

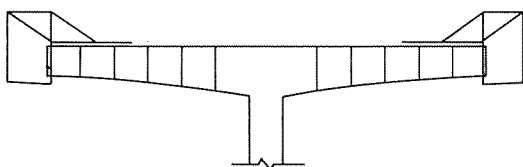
①コンクリート打設



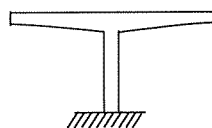
②プレストレス導入



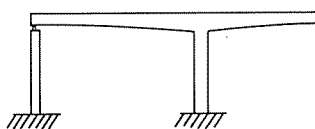
③ワーゲン移動



①静定系



②一次不静定系



③三次不静定系

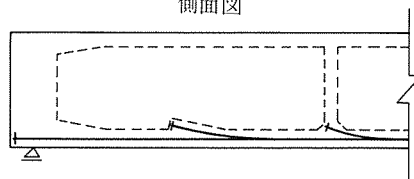


図-16 各施工段階における载荷重の変化

図-17 各施工段階における構造系の変化

まず、P C鋼材の配置についてはできるだけ断面応力度分布が一様になるように、P C鋼材定着具を分散するのが良い。しかし定着具周辺の応力集中によるクラック等の発生を防止するために定着位置については設計上で十分配慮しなければならない。例として、図-18に示すように箱桁端部の底版の鋼材は、クラック発生防止のため、その一部を横桁の後まで延ばし定着するのが良い。

側面図



平面図

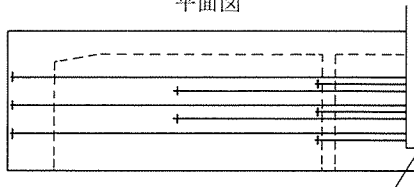
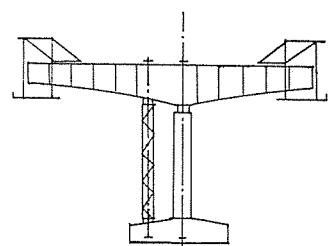


図-18 桁端部の底版に配置されたP C鋼材の定着例

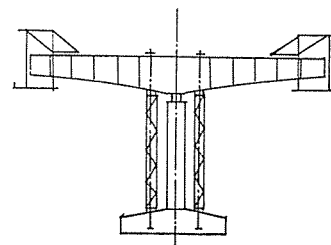
下部構造については、特に架設時の検討が必要なものに連続桁の可動橋脚が考えられる。即ち、連続桁可動橋脚では、架設時のアンバランスモーメントや架設時地震時の断面力が完成時の断面力より大きくなる場合が起りうるので、その架設時の安全性の検討が必要となる。その結果、橋脚の耐力が不足する場合や、前述の仮固定構造を設置するための橋脚頭部のスペースが不足する場合には、橋脚断面を大きくする以外に図-19に示すよう橋脚付近に仮支柱を設置する方法もある。

又、概要の項の図-3に示したようにカンチレバー工法の補助工法として用いられる仮支柱の設計法について、現在思想の統一がなされていないように見受けられるが一般的には次のように設計するのが良いと思われる。

即ち、仮支柱は、地震力等の力が作用したときに橋脚、主桁の各断面の応力度が許容値を越えないだけの剛性を有するように、横剛性および鉛直・水平方向の変形量を定め、その断面力に対して仮支柱部材の設計を行えば良い。例として図-20に橋軸直角方向地震時の仮支柱断面力算定用のモデル図を示す。また、その変形量が大きい場合には、付加二次モーメント（いわゆる $P-\delta$ 効果）についても検討しなければならない。なお仮支柱の部材の検討にあたっては、仮支柱の設置期間を十分検討してその安全率を決定するのが良い。



(a) 仮支柱が1組の場合



(b) 仮支柱が2組の場合

図-19 仮支柱を用いた仮固定方法

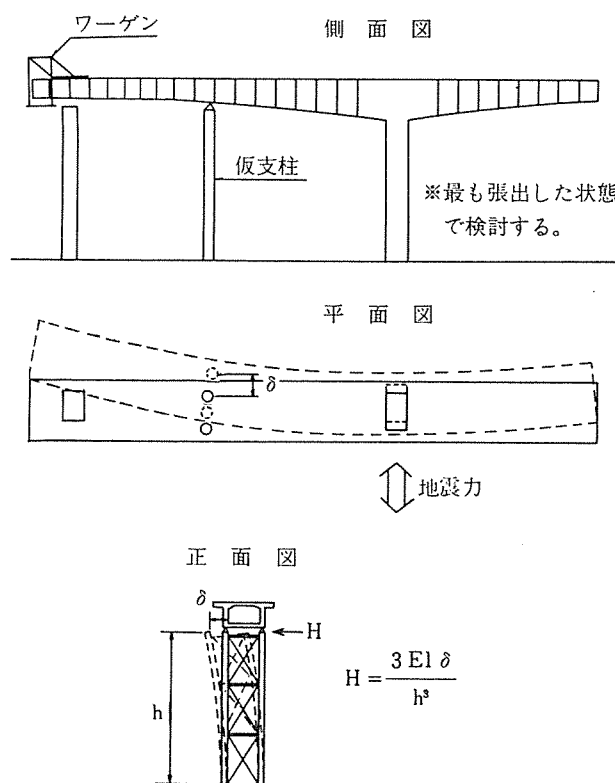


図-20 橋軸直角方向地震時仮支柱断面力算定用のモデル図

3-2 クリープ・乾燥収縮の影響による移行断面力

3-2-1 PC桁橋

施工中の構造系と完成後の構造系が変化する場合、構造系が変化した後では、変化する前の構造系におけるクリープ変形が拘束されるため、クリープが進行するとともに、新しく不静定力が発生し、断面力が移行する。このクリープによる移行断面力は、厳密には構造系が変化時のコンクリートの材令から各構造部材のクリープ係数を求め、持続荷重による断面力を考慮して算出されるものである。

しかし、厳密な方法は構造系が変化する回数が増えるに従って複雑になるので、一般的にはクリープによる移行断面力を近似的に計算してよい。道路橋示方書では、この移行断面力を算定する式として次式を提案している。即ち反力を例にとれば、次のようになる。

$$\Delta R_{\varphi} = (R_0 - R_1) (1 - e^{-\varphi})$$

ここに

ΔR_{φ} : コンクリートのクリープによる反力の変化量 (kg)

R_0 : 最終構造系を一度に支保工上で施工すると仮定した場合の死荷重およびプレストレスによる反力 (kg)

R_1 : 最終構造系になる前の構造系における死荷重およびプレストレスによる反力 (kg)

φ : 最終構造系が完成した後の各部材におけるクリープ係数の平均値。

3-2-2 PC斜張橋

クリープ・乾燥収縮による断面力は基本的には、通常のPC桁橋の考え方と変わることはない。ただPC斜張橋の場合、クリープ変形を起さない部材(斜材)があること、また、高次の不静定構造物であるため、断面力の変化が複雑となる。PC斜張橋におけるクリープによる断面力は n 次の不静定構造物の場合、時間 dt 間の一般式は次のようになる。

$$\sum_{i=1}^n \delta_{ji}^* \cdot X_i \cdot d\varphi + \sum_{i=1}^n \delta_{ji} \cdot dX_i + \delta_{j0} \cdot d\varphi = 0$$

ここに

δ_{ji} : i 点に $X_i = 1$ が作用した時の j 点の X_j 方向の変位

δ_{j0} : 実荷重が作用した時の j 点の X_j 方向の変位

δ_{ji}^* : クリープを起こす部材の i 点に $X_i = 1$ が作用した時の j 点の X_j 方向の変位

X_i : 不静定力(経過時間 T_K 時)

dX_i : dt 間に生ずる不静定力

$d\varphi$: dt 間のクリープ係数

この連立方程式を解き dX_i を求め、逐次累加して X_i を算出し時間 $t = \infty$ 時のクリープによる不静定力 $X_i(t = \infty)$ が求まり断面力が解析できる。

3-2-3 コンクリートアーチ橋、PCトラス橋

クリープ・乾燥収縮による断面力は、通常のPC桁橋の考え方と変わることはない。PC桁橋の項で述べたように、最終構造系を一度に支保工上で施工した場合の持続荷重の断面力と、最終構造系になる前の構造系における断面力を整理して、クリープによる移行断面力を求めれば良い。

なお、長スパンのアーチ橋などで、部材軸線の変位を考慮して断面力を算出する必要がある場合には、クリープ・乾燥収縮の変形による断面力の算出においても、この部材軸線の変位を考慮しなければならない。

3-3 上げ越し計算

上げ越しとは、コンクリートのクリープ・乾燥収縮が終了したのちに構造物が所定の計画高になるように、コンクリ

ート打設時に型枠を上げ越しておくことである。

カンチレバー施工の場合、上げ越し計算は、各施工段階ごとの弾性変形を考慮する施工中の上げ越し計算と桁完成後のクリープ等による塑性変形を考慮する完成後の上げ越し計算に分けて考えなければならない。

施工中の上げ越し計算は、架設時の安全性の検討の項で述べたように、各施工段階ごとに載荷重、構造系の変化をよく整理して、計算する必要がある。

完成後の上げ越し計算は、一般のコンクリート橋と基本的には同じであるが、現場打ちカンチレバー施工の場合、完成時各部材のクリープ係数が異なっていて、厳密な上げ越し計算は複雑となる。しかし、移行断面力の項でも述べたように各部材におけるクリープ係数の平均値を求め、全部材のクリープ係数が全てその平均のクリープ係数であるとして、次式でその上げ越し量を算定するのが一般的である。

$$\delta = -\varphi \cdot \delta_0$$

ここに

δ ; 上げ越し量 (mm)

φ ; 最終構造系が完成した後の各部材におけるクリープ係数の平均値

δ_0 ; 最終構造系を一度に支保工上で施工すると仮定した場合の死荷重およびプレストレスによる変形量 (mm)

なお、中央ヒンジ形式の場合には、連続桁形式に比べ径間中央部の変形量が大きく、又、径間中央部のクリープ係数も大きいので、平均クリープ係数を十分検討して上げ越し量を決定しなければならない。特に、長大橋の場合には、径間中央部の変形量が大きいので、径間中央部付近の上げ越し計算用のクリープ係数を大きくして、より厳密な上げ越し量を算定する必要がある。又、この中央ヒンジ部のクリープ変形に対し、主桁剛性（通常、中央ヒンジ部の桁高は、スパンの $1/40 \sim 1/60$ である。）を高めたり、持続荷重作用時の主桁の応力状態を矩形分布に近くなるよう設計し、クリープ変形そのものを小さくする方法もある。これによるコンクリートやP C鋼材の増加量は少なく、この数量増があったとしても中央ヒンジ形式の経済性は連続桁形式よりまさると思われるので、一般的には推奨できる確実な方法と思われる。

なお、この上げ越しとも関係するが、橋脚の長期的変形、安定を考えた場合、ラーメンタイプの剛結ピアーに常時大きなアンバランスモーメントが作用することは極力避けなければならない。立地条件等により理想的なスパン割とならない場合には、カウンターウェイト方式によりクリープの進行に合わせてラーメン橋脚にアンバランスモーメントが働かないようにカウンターウェイトを追加して行くのが良い。その他カウンターウェイトのかわりにプレストレス、強制変位などを用いる場合もある。

3-4 プレキャストブロック工法

プレキャストブロック工法で施工する場合の設計上留意すべき点は、基本的には現場打ちカンチレバー施工する場合と同じであるが、プレキャスト特有の問題として、継目部の曲げ引張応力度に対する照査と、継目部の構造の検討があげられる。プレキャストブロックの継目は一般には接着剤により接合する場合が殆どであるので、以下に、接着剤を用いる場合の前述の留意点について述べる。

まず、継目部の曲げ引張応力度の照査については、設計荷重作用時にはフルプレストレスの状態になるよう設計するとともに、設計荷重をこえる大きな活荷重が作用した場合でも継目部にひび割れが集中して発生しないように次式により継目部に生じるコンクリートの曲げ引張応力度を照査しなければならない。

$$\text{けたについて } \sigma_0 + 1.7 \sigma_t \leq \sigma'_{ca}$$

$$\text{床版について } \sigma_0 + 1.7 \sigma_{ts} + 0.5 \sigma_{tg} \leq \sigma'_{ca}$$

ここに

σ_0 ; 活荷重および衝撃以外の主荷重によるコンクリートの曲げ引張応力度 (kg/cm^2)

σ_t ; 活荷重および衝撃によるコンクリートの曲げ引張応力度 (kg/cm^2)

σ_{ts} ; 活荷重および衝撃による床版としてのコンクリートの曲げ引張応力度 (kg/cm^2)

σ_{tg} ; 活荷重および衝撃によるけたとしてのコンクリートの曲げ引張応力度 (kg/cm^2)

σ'_{ca} ; コンクリートの許容曲げ引張応力度, $\sigma_{ck} = 400 \text{ kg}/\text{cm}^2$ のとき $\sigma'_{ck} = 25 \text{ kg}/\text{cm}^2$

次に、継目部の構造に関しては、一般には図-21のような接合キーを相互のプレキャストブロックを接合させるために設けるが、この接合キーは架設中（接着剤を塗布してから、そのブロックのプレストレスング完了まで）のせん断力に対して十分な強度を有していなければならない。

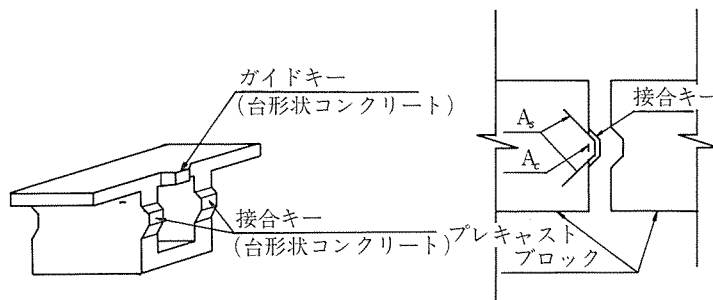


図-21 接合キーの構造例

従って、接合キー部のコンクリートのせん断応力度を次式により照査しなければならない。

$$\tau = S / A_c$$

ここに

S ; 接合キー設計用のせん断力で、次の式のうち大きい方の値 (kg)

$$S = W \quad \text{または} \quad S = \sum_{i=1}^n P_{ti} \cdot \sin \alpha_i$$

W ; ブロック重量 (kg)

P_{ti} ; i 番目のPC鋼材の緊張力 (kg)

α_i ; ブロック継目位置でのPC鋼材の曲げ上げ、曲げ下げ角度

n ; PC鋼材の本数

A_c ; 接合キーの断面積 (cm^2) (図-21 参照)

このコンクリートのせん断応力度が、許容せん断応力度以下の場合は、用心鉄筋を配置する程度の補強で良いが、許容応力度を越える場合は、次式により算出される鉄筋量を接合キーに配置しなければならない。

$$A_s = \frac{S - A_c \cdot \tau_c}{\sigma_{sa}}$$

ここに

A_s ; 接合キーに配置する接合面の鉄筋断面積 (cm^2) (図-21 参照)

τ_c ; コンクリートの許容せん断応力度 (kg/cm^2)

σ_{sa} ; 配置する鉄筋の許容応力度 (kg/cm^2)

S ; 接合キー設計用せん断力 (kg)

A_c ; 接合キーの断面積 (cm^2) (図-21 参照)

4. 施 工

ここでは、PC橋梁の施工の際の一般的な留意事項については省略し、カンチレバー施工した場合に施工上特に留意しなければならない次の3点について述べる。

① コンクリートの施工について

② 現場打ちコンクリートの場合の鉛直継目について

③ プレキャストブロック工法の場合の誤差調整について

4-1 コンクリートの施工について

PC橋梁のコンクリートは、高強度で均一な品質を要求されるので、材料の選定、配合、練りませ、打込み、養生など、特に厳しい品質管理が必要である。

特に現場打ちカンチレバー施工の場合には工期が長くなり、安定した品質のコンクリートの供給が要求されるので、施工計画を立案する際に十分検討しておく必要がある。以下に、現場打ちカンチレバー施工の際のコンクリートの施工上特に留意すべきコンクリートの供給源、暑中、寒中コンクリートの施工について述べる。

まず、コンクリートの供給源としては、レディミクストコンクリート工場と現場プラントが考えられるが一般的には、レディミクストコンクリートを用いる場合が多い。しかし、橋梁規模が大きくなると、コンクリートの打設頻度暑中、寒中を通しての安定した品質のコンクリートを供給することを考慮して現場プラントにすることが有利となる場合もあるので十分な検討が必要である。

次に暑中コンクリートの一般的な施工上の留意事項としては、まず打込み温度を低くすることがあげられる。打込み温度を下げるためには、各材料の温度を下げる必要があるが、特に使用量の多い骨材と比熱の大きい練りませ水の温度を下げるのが有効である。その方法としては、骨材については、散水などによる冷却、または少なくとも日光の直射などにより過度に熱せられるのを防止する施設の設置が考えられ、練りませ水については氷を使用するなどしたクーリングが考えられる。又、養生方法としては、表面仕上げ後、コンクリートの表面が日光の直射や風にさらされないよう、コンクリート露出面の十分な湿潤養生を行うほか、せき板の乾燥や輻射熱による温度上昇を防ぐためにせき板の散水等も行なうのが良い。

又、寒中コンクリートの場合は、暑中コンクリートの場合とは逆に、練りませ水に温水を使用したり、骨材を加熱する必要がある。骨材の加熱はスチームパイプにより行なうのが良いが、過熱しすぎないように注意しなければならない。養生については、早期強度発現のため、一般的な表面保護による保温養生以外に給熱養生する場合もある。この方法には、熱風、蒸気を送り込む方法があるが、熱風の場合には、コンクリート表面の乾燥に注意するとともに火災にも、十分な配慮が必要である。

いずれにしても、コンクリートの一部が不良の場合、橋梁全体の耐力にも大きく影響するので、コンクリートの品質管理には十分な計画および実施が必要である。

4-2 現場打ちコンクリートの場合の鉛直打継目について

現場打ちカンチレバー施工の場合、鉛直打継目は避けられないものであり、施工管理が不十分な場合構造上の欠陥にもなり易いので、その施工には特に注意しなければならない。鉛直打継目の施工上の主な留意点は次の2点である。

① 打継目の付着を良くするための施工法

② 打継目部新旧コンクリートの温度差による温度応力の対処方法

まず、打継目の付着を良くするための施工上の配慮事項としては、① 締固めが十分行なえるよう、打継面には型枠を設けること。② 旧コンクリートは粗にして、（一般にこの作業は人力によっているが、面積が大きくなると、手間、時間を多くとられるので、ジェットタガネなどの機械で行なうのが良い。）十分吸水させた後新コンクリートを打継ぐこと。③ 新旧コンクリートが密着するよう新コンクリートを十分締固めること、などがあげられる。

次に、コンクリート打継目部の温度応力による有害なひび割れを発生させないための方法としては、④ 発熱のおそいセメントを使用すること（例えば早期強度を必要としない部分には普通セメントを用いる。）、⑤ 減水剤を使用するなどして単位セメント量を少なくすること、⑥ コンクリートの打込み温度を下げること、⑦ 旧コンクリートを温めること、⑧ 打継目付近に補強筋を配置すること、などがあげられる。

4-3 プレキャストブロック工法の場合の誤差調整について

プレキャストブロック工法の場合、柱頭部の基準ブロック据付け後、順次ブロックを張出し架設していくが、その張出し方向は、基準ブロックの据付け角度で決まり、現場打ちカンチレバー工法のように途中で方向修正を行なうこ

とはむずかしい。この張出し方向の誤差の原因としては、ブロック製作誤差、基準ブロックの据付け誤差、たわみ計算の設計値と実際との差、接着剤の上縁、下縁での厚さの差などがあげられる。一般に、これらの原因が複合して、多少の張出し方向の誤差は避けられないものである。しかしわずかの誤差の場合であれば、中央径間閉合部や側径間支保工部の現場打ち部ですり合わせる事ができるが、その誤差が余りに大きいと美観的にもすり合わせる事が難しくなる。そこでやむをえず誤差調整の必要が出てくるが、その方法として次の2つの方法がある。

① カンチレバー架設終了後、カウンターウェイトをのせて強制的に調整し、主桁連結後にその荷重を除去する。

② カンチレバー架設終了後、仮固定部のPC鋼棒をゆるめ、支点を中心にけたを回転させる。

いずれの場合にも、けたの安定計算、応力チェックが必要である。特に①の場合には、カウンターウェイトによる断面力が、主桁完成後どの程度クリープにより減少するかを計算し、応力チェックを行わなければならない。

参 考 文 献

「特集 PC橋の施工技術」プレストレストコンクリート Vol. 22, No. 3

「特集 PC橋梁上部構造物の架設機械および工法」プレストレストコンクリート Vol. 20, No. 3

「特集 PC斜張橋」プレストレストコンクリート Vol. 20, No. 4

「プレキャストブロック工法施工マニュアル」1968.12, プレストレストコンクリート技術協会

「コンクリート橋上部構造施工法」国広哲男 他, 山海堂

「コンクリート標準示方書」土木学会

「道路橋示方書・Ⅲコンクリート橋編」日本道路協会

昭和56年1月10日	印刷	PCによる構造物の補強とPC構造物の設計・施工	頒価3,500円 (〒450円)
昭和56年1月20日	発行		
発行者	後藤武雄	東京都千代田区麴町1-10-15	紀の国やビル
印刷者	井上一次	東京都千代田区神田駿河台2-1-19	
印刷所	株式会社東京プリント	同	上
発行所	社団法人 プレストレストコンクリート技術協会	〒102	
	TEL.東京(03)261-9151 振替口座 東京7-62774番	東京都千代田区麴町1-10-15	紀の国やビル

軽くて強い、穴あきPC板

穴あきPC板とは！

高強度のコンクリート板の内部に穴をあけて軽量化し、多量生産によって廉価で提供できるプレストレストコンクリートパネルであります。現在、日本で販売されている穴あきPC板は、スパンクリートとスピロールの2種類があります。これらは製造方法および穴、外形が、それぞれ異っていますが、その性能はほぼ共通しています。寸法は製造会社によって厚さ、巾が異っていますが、巾は600mmおよび1,000mmを基本巾とし、厚さは70mm～300mmまでについて標準規格(JIS)では規定しています。長さは設計に応じて、任意に調整できます。

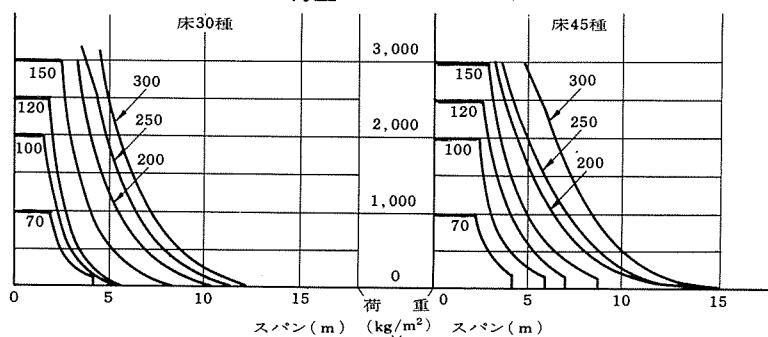
性能！

穴あきPC板はJIS A6511(空胴プレストレストコンクリートパネル)として工業標準規格に制定され、この規格に準じて製造した部材で、強さ、耐火、遮音、防水等は抜群に良く、御満足いただけると思います。その一例をあげれば次の通りです。

①強 さ

プレストレス導入量によって、一般に30種と45種に分けています。一例として床板について、荷重－スパンの関係を示します。別に特殊板も製造できます。

荷重－スパン 関係図



②耐 火

耐火部材として次の通り建設大臣の指定を受けています。

構 造 区 分		耐 火 時 間	部材の厚さ(mm)	記 事
壁	間仕切り壁	1 時間	100	非耐力
		2 時間	120	"
	外 壁	1 時間	100 以上	"
床		1 時間	100 以上	
		2 時間	120 以上	
屋 根		30分	70	

③遮 音

厚さ100mm以上の部材では建築基準法に定められた界壁(間仕切壁)に対して、決められた数値を満足しています。

④防 水

JISA6511に定められた透水試験(JISA5406)の結果では、水頭降下量は0.0mm～0.2mmです。

使用されている建造物

建築関係、土木関係のあらゆる建造物で使用しています。主なものをあげれば次の通りです。

建築関係……………床板、壁板

例：冷凍倉庫、倉庫、学校、工場、一般ビル、その他

土木関係……………床板、防音壁、土留壁

例：プラットホーム、道路橋(1,2等橋を除く)の床及歩道、歩道橋、遮音壁、土留壁、その他

その他！

穴あきPC板を広く御理解いただくとともに、設計施工にお役に立てて頂くように、プレストレストコンクリート技術協会では足かけ3年の努力によって「穴あきPC板設計施工指針」を制定されました。

穴あきPC板 工業協会

関東：スパンクリート製造株式会社 (スパンクリート) ☎(03)863-3101

関西：ピーシー橋梁株式会社 (スピロール) ☎(06)315-6781

中央PSコンクリート工業株式会社(スピロール) ☎(06)312-2451

ツルガスパンクリート株式会社 (スパンクリート) ☎(06)374-1245

中国：富士コンクリート工業株式会社 (スパンクリート) ☎(08652)6-1360

九州：新日本コンクリート工業株式会社 (スパンクリート) ☎(09293)5-1382

PC架設機 の 設計・製作



三信工業株式会社

東京都千代田区神田錦町1-4 (滝本ビル5階)

TEL (294) 5131・5132

未来を先取りする



神鋼のPC鋼材

PC鋼線・鋼より線・鋼棒



神鋼鋼線工業株式会社

本社および
尼崎工場
大阪営業所
東京営業所

尼崎市道意町7丁目2番地
☎ 大阪 (06) 411-1051 (代)
尼崎市道意町7丁目2番地
☎ 大阪 (06) 411-1061 (代)
東京都中央区日本橋室町2-4-26 (千石ビル)
☎ 東京 (03) 279-0461 (代)

福岡出張所

札幌出張所

広島出張所

福岡市博多区博多駅中央街8-36
☎ 福岡 (092) 441-5996 (代)
札幌市中央区北三条西4-1-1 (日生札幌ビル)
☎ 札幌 (011) 221-2732 (代)
広島市八丁堀16-11 (日生広島第二ビル)
☎ 広島 (0822) 28-3243 (代)

freyssinet

METHODS

F.K.K.

極東鋼弦コンクリート振興(株)

本社 東京都中央区銀座6-2-10(合同ビル)
電話 03(571)8651(代) 〒104
技術研究所 神奈川県平塚市代官町3-7番31号
機材センター 電話 0463(21)4756(代) 〒254
海外代理店 台湾、フィリピン、香港

〈営業種目〉

- ☆フレシネー工法の調査・設計・技術指導
- ☆F.K.K. シングルストランド工法の調査・設計・技術指導
- ☆フロンテジャッキング工法の調査・設計・技術指導
- ☆プレストレストコンクリート用機器・材料の製造販売・機器賃貸
- ☆ゴム支承・伸縮継手・フラットジャッキ等関連機器の製造販売

フレシネー工法斜張橋

{ ステーケーブル 12T13
デッキケーブル 12φ7 使用 }



東洋に於ける最初のPC斜張橋

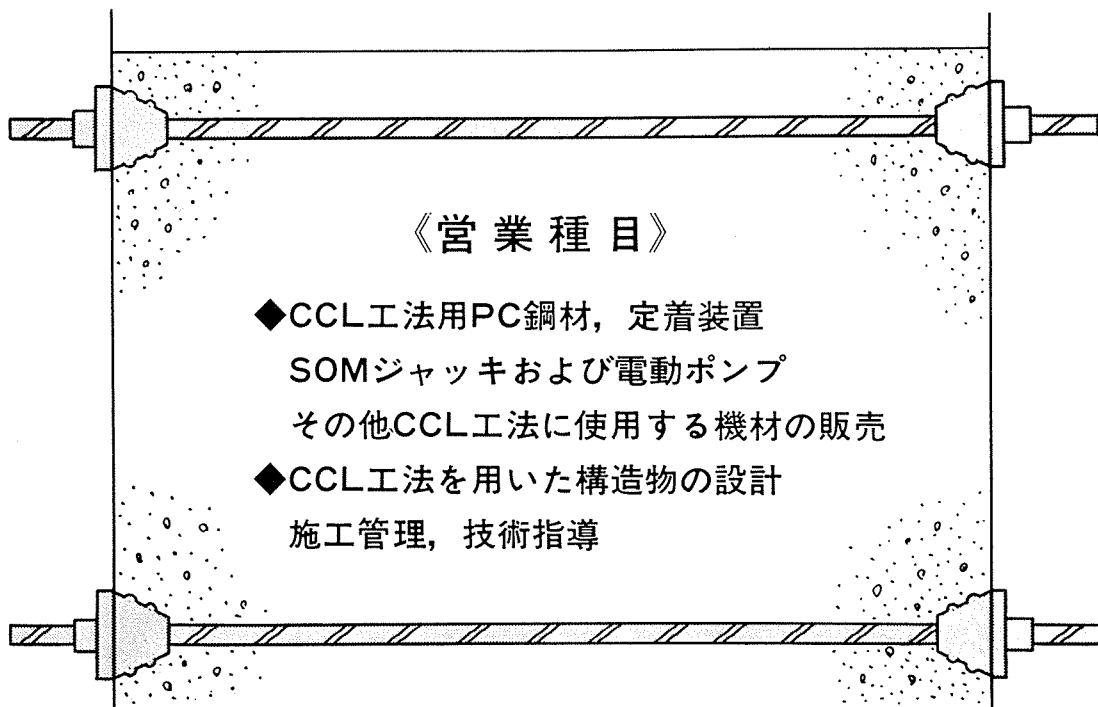
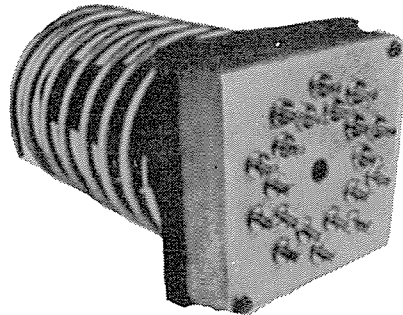
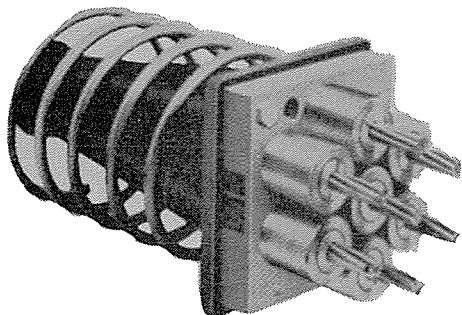
光復橋

施主：台湾省公路局
設計：T.Y.Lin International

実施設計及び
施工指導：極東鋼弦コンクリート振興(株)

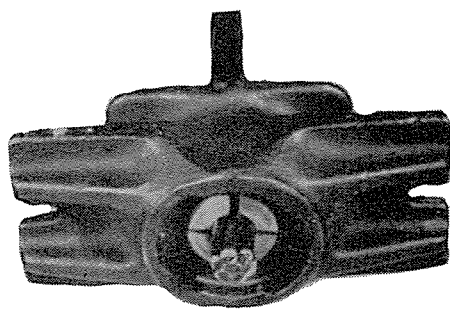
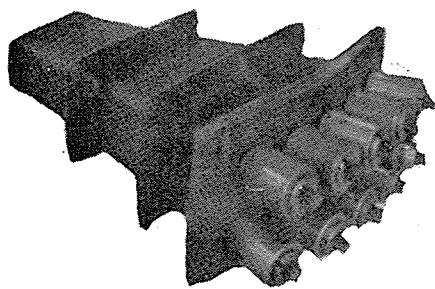
施工：工信工程公司
規模：本橋のみ——3 @ 135m = 405m
総幅員——20.4m

CCL工法



《営業種目》

- ◆CCL工法用PC鋼材，定着装置
SOMジャッキおよび電動ポンプ
その他CCL工法に使用する機材の販売
- ◆CCL工法を用いた構造物の設計
施工管理，技術指導



株式会社シー・シー・エル・ジャパン
CCL Japan Ltd.

〒100 本社：東京都千代田区永田町1-4-5(企業ビル内)

〒103 東京連絡所：東京都中央区日本橋室町2-4-26(千石ビル内)

〒660 大阪連絡所：尼ヶ崎市道意町7-2(神鋼鋼線工業KK内)

〒812 福岡連絡所：福岡市博多区博多駅中央街8-36

〒060 札幌連絡所：札幌市中央区北3条西4-1-1(日生ビル内)

〒660 機材センター：尼ヶ崎市道意町7-2(神鋼鋼線工業KK内)

電話 東京 (03)279-0461

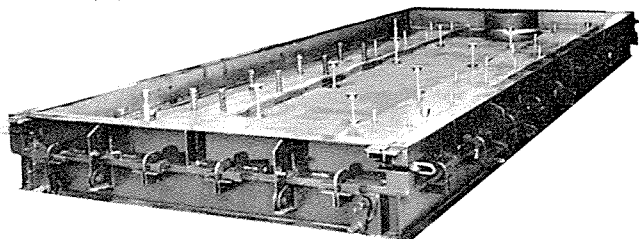
電話 大阪 (06)411-1061

電話 福岡(092)441-5996

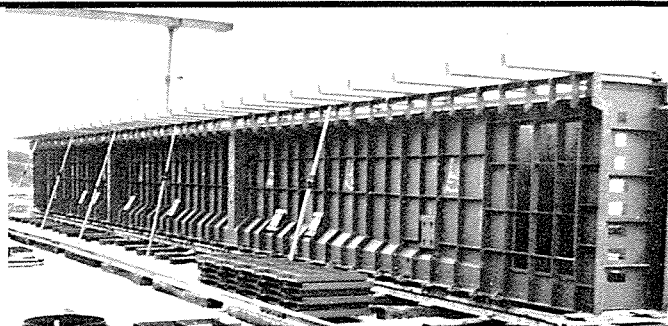
電話 札幌(011)221-2732

電話 大阪 (06)411-1081

実用新案第1210517号



●新幹線軌道スラブ版用鋼製型枠



●本四架橋ハツ股橋(大三島)PC桁用鋼製型枠

設計  製作

コンクリート用鋼製型枠 国鉄、私鉄向PCマクラギ・軌道スラブ版用
コンクリートプレハブ住宅及び建築構造物用
高速道路橋及び鉄道橋向PC桁用
コンクリート埋込用接合金物 U P インサート・U P ホルダー
取扱商品 東京製綱㈱のワイヤーロープ・トヨロック・PCワイヤー

戸田工業株式会社

本社・工場	大阪府茨木市新堂 3 - 29 - 21	TEL	0726 (33) 0841 (代)
東京出張所	東京都渋谷区恵比寿南 2 - 1 - 6	TEL	03 (715) 3948
商品課	大阪市西区立売堀 3 - 6 - 12	TEL	06 (541) 7755 (代)

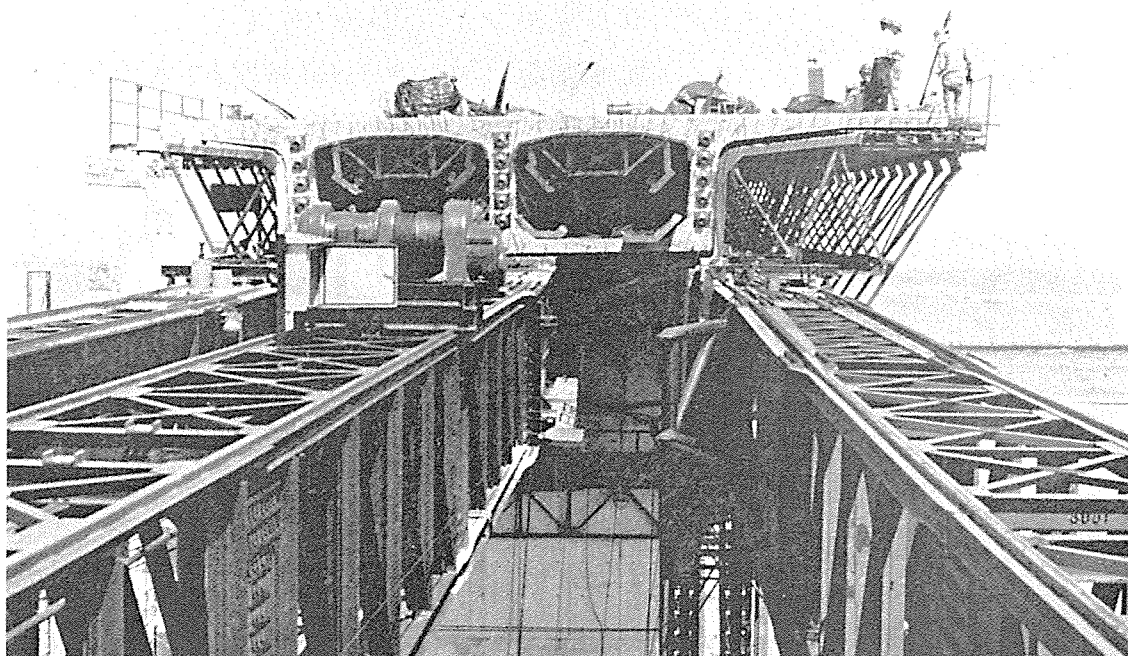
日本B.B.Rビューロー

〒101 東京都千代田区神田小川町1丁目11番地
(平岡ビル602号室) Tel : 東京 (294) 2069

BBRV prestressing

白石基礎工事株式会社
北海道ピー・エス・コンクリート株式会社
ピー・エス・コンクリート株式会社
オリエンタルコンクリート株式会社
鹿島建設株式会社
住友建設株式会社
富士ピー・エス・コンクリート株式会社

Japan BBR Bureau





小本川橋梁(日本鉄道建設公団)

所属団体

- 社団法人プレストレストコンクリート技術協会
- 社団法人プレストレストコンクリート建設業協会
- 日本支承協会
- 橋梁機材技術研究会

〈橋梁機材〉

支承 (すべり沓, ローラー沓, ヒンジ沓, 水平沓etc)

P C 橋用シースと附属品各種

ホロースラブ橋用円筒型枠

鋼製伸縮継手・高欄 (鋼製及ダクトイル鑄鉄製)

P C グラウト用ポンプ・ミキサー

グレーチング (溝・枓・床版)

排水装置 (マンホール・排水枓・排水管)・防音壁

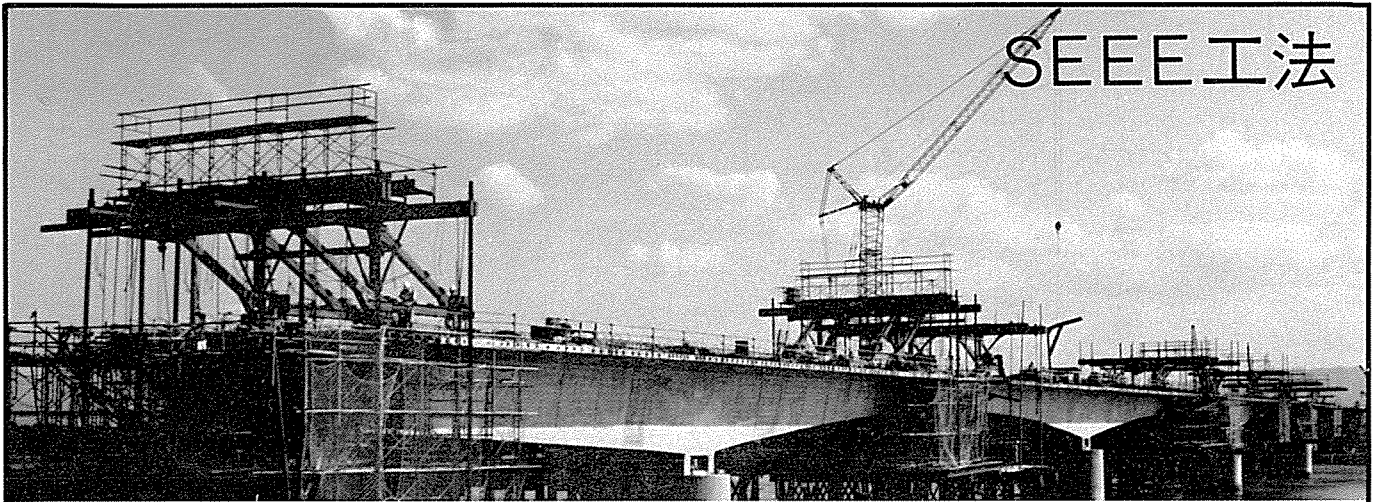
その他 橋梁・道路製品各種



日本産業機械(株式会社)

本社	東京都中央区日本橋小網町 9 - 9	〒103	☎(03)667-3111(大代表)
大阪支店	大阪市南区末吉橋通 2 - 7	〒542	☎(06)262-0511(代表)
福岡営業所	福岡市博多区博多駅前 3 - 27 - 25	〒812	☎(092)471-1261~4
仙台営業所	仙台市一番町 2 - 8 - 15	〒983	☎(0222)67-4501(代表)
千葉工場	千葉市貝塚町 1 2 6 6	〒280	☎(0472)31-0811(代表)
九十九里工場	千葉県匝瑳郡野栄町野手 1 7 1 4 6	〒289-24	☎047967-2171(代表)

SEEE工法



一ツ葉大橋（宮崎県道路公社）

当社設計・施工管理（橋長約1km）



新構造技術株式会社

代表取締役
会長

長尾 満

顧問 山内 一郎

代表取締役
社長

森元 峯夫

顧問 宮内 章

本社 東京都千代田区二番町12番地（ブロードビル）
電話 03 (230) 2 1 2 1 番 千 102
名古屋営業所 名古屋市中村区名駅 2-36-3（伊藤ビル）
電話 052 (561) 2 7 3 3 番 千 450
仙台営業所 仙台市本町 2-5-14（加藤ビル）
電話 0222 (25) 5 8 8 1 番 千 980

大阪営業所 大阪市東区唐物町 5-5（東亜ビル）
電話 06 (282) 1 2 8 1 番 千 541
九州営業所 福岡市博多区博多駅中央街 8-36（博多ビル）
電話 092 (451) 5 7 9 7 番 千 812
厚木工場 神奈川県厚木市戸田 2514 番地
電話 0462 (22) 2199・3418 番 千 243
出張所 横浜・千葉・宮崎

架設機械

- 各種可動支保工
- 架設用ガーダー
- 各種クレーン
- 各種吊装置
- 鋼製ベンド
- 重量トロリー
- 他 鉄構構造物

鋼製型枠

- PC桁（ポステン・プレテン）型枠
- 軌道スラブ型枠
- カーテンウォール・プレハブ型枠
- ボックスカルバート型枠
- 他 コンクリート二次製品用型枠

設計・製作・設置

- クレーン（250 t）製造認可



株式会社 東葉製作所

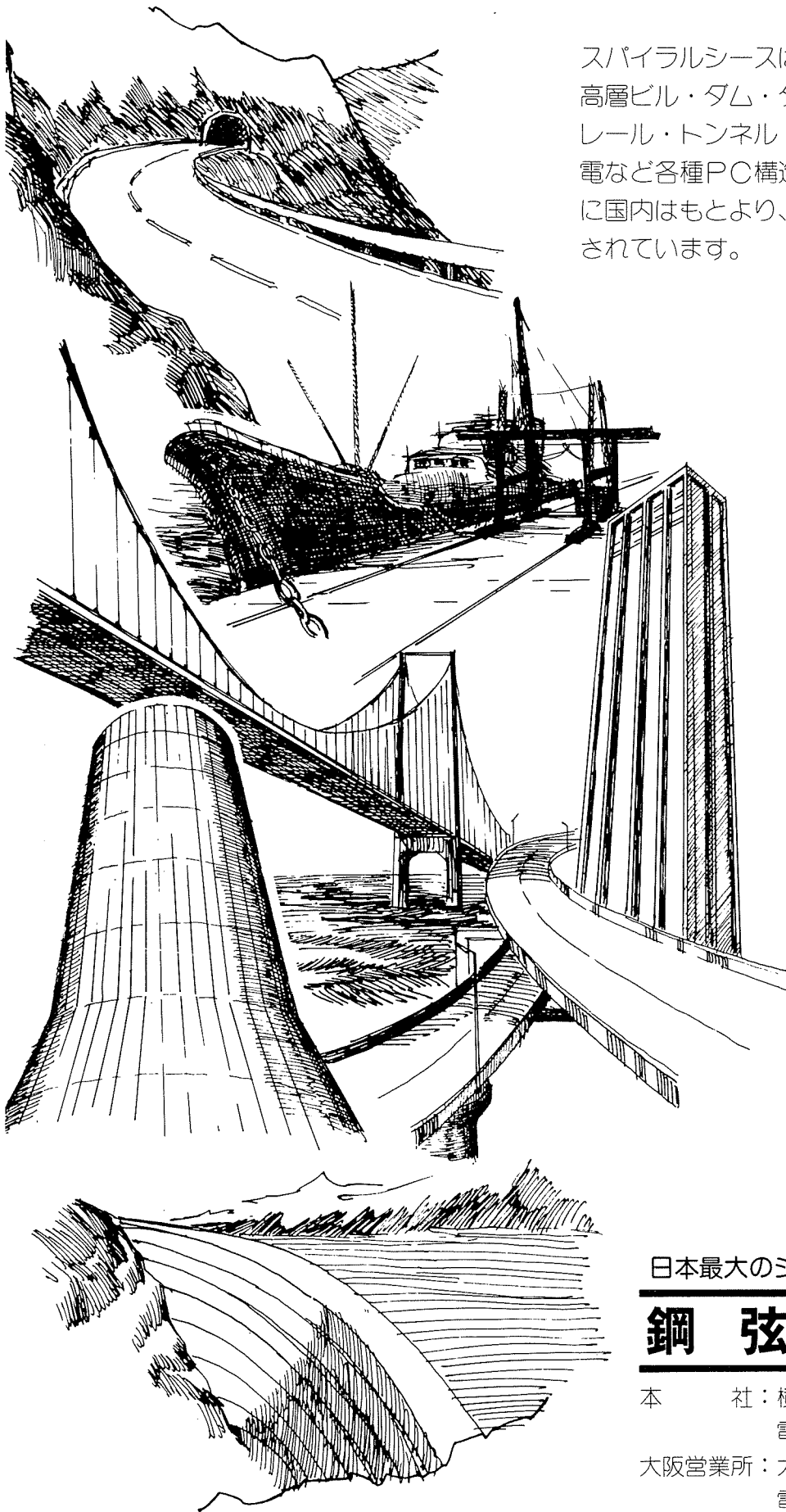


代表取締役 由雄 健三

本社 東京都中央区日本橋茅場町 2-4 ☎ 03 (668) 6061 (代)
工場 千葉県千葉市川戸町 408 ☎ 0472(63) 8851 (代)

小さな存在＝大きな役割

スパイラルシースは鉄道・高速道路・港湾・
高層ビル・ダム・タンク・水槽・舗装・モノ
レール・トンネル・住宅建設そして原子力発
電など各種PC構造物に又あらゆるPC工法
に国内はもとより、海外20余ヶ国で広く使用
されています。



日本最大のシースメーカー

鋼 弦 器 材 株式会社

本 社：横浜市西区中央 2 - 42 - 6
電話：045(321)5851(代)
大阪営業所：大阪府守口市大久保町 2 - 166
電話：06(902)6473

重要構造物にはマイテイ

日本は、現在コンクリートの高強度化で世界の最先端を行っています。すでに設計基準強度 $800\text{kg}/\text{cm}^2$ という超高強度マイテイコンクリートを用いたPCトラス鉄道橋が施工されているのです。

マイテイを添加するとどうして高強度コンクリートが作れるのでしょうか!?

1919年D・A・Abramsにより提唱された水セメント比説(アブラムの理論)を思い出して下さい。「清浄で強硬な骨材を用いる場合、そのコンクリートがプラスチックでワーカブルであるならば、コンクリートの強度はセメントペーストの水セメント比によって定まる」という理論です。つまり生コンクリートがプラスチックでワーカブルであるならば混練水が少なければ少ない程そのコンクリートの強度は高くなるという訳です。マイテイは、この50年も前の夢を今実現し世界の最先端をゆく超高強度コンクリートを作り上げたのです。山陽新幹線岩鼻PCトラス橋のコンクリートは水セメント比=23%、スランプ=12cmという理論水和水量近傍の高強度マイテイコンクリートです。

高強度コンクリート用減水剤

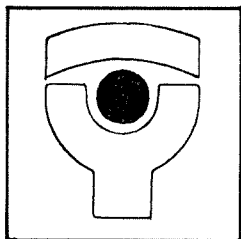
マイテイ

説明書、技術資料をご請求ください。

花王石鹼株式会社化成品本部第3事業部

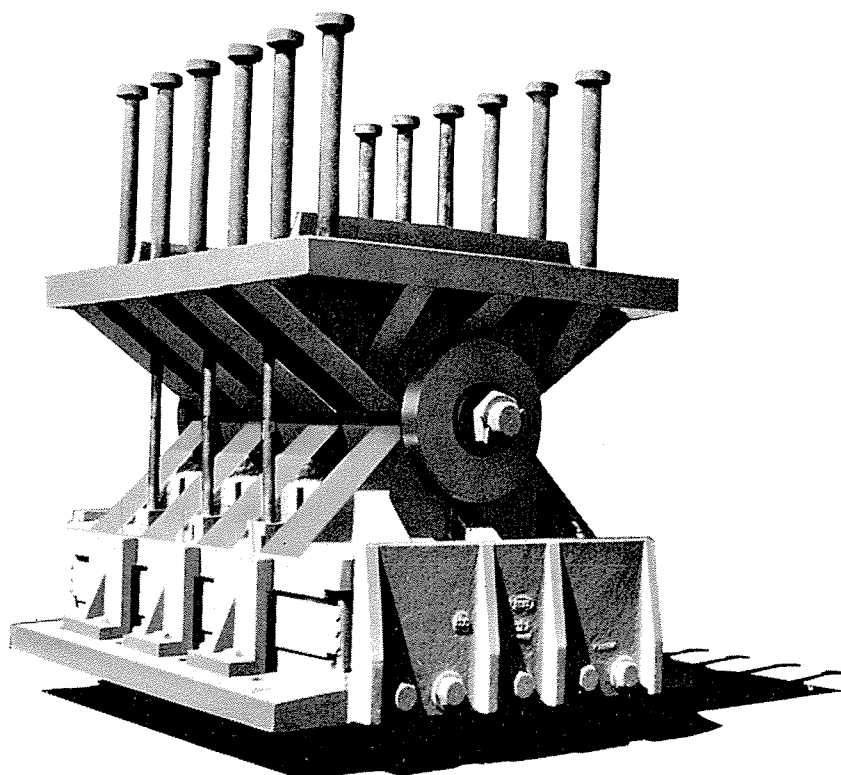
本社 東京都中央区日本橋茅場町1-1 〒103 ☎東京(03)665-6322(代)
大阪支社 大阪市西区立売堀1-4 〒550 ☎大阪(06)534-2301





橋梁・高架・建築物・化学装置・大型構造物用

支承・ストッパー



コロウエルド支承・反力3,977トン・大田川橋梁

日本支承協会会員

OILES オイレス工業株式会社

本社：☎252 神奈川県藤沢市桐原町 8 ☎0466-44-4811(代表)

本店：☎105 東京都港区新橋2-1-1(山口ビル) ☎03-501-1261(代表)

営業所：東京・大阪・名古屋・福岡・広島・静岡・金沢・小山

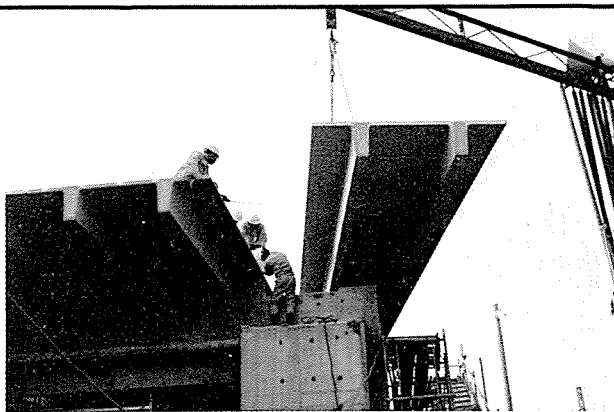
工場：藤沢 大和 滋賀

プレストレストコンクリート工事の設計・施工
(CCL・フレッシュ工法)

プレストレストコンクリート製品の設計・製造販売

PC中高層住宅の設計・施工

その他、各種コンクリート二次製品の製造・販売



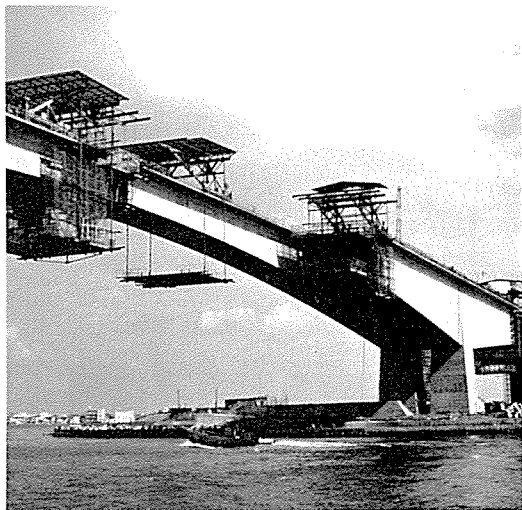
㊦ フドウ建研株式会社

代表取締役 福井 精一

本社 東京都台東区台東1丁目2-1
〒110 TEL (03) 831-9771
(03) 835-2661
大阪支店 大阪市東区平野町5丁目30番地
〒541 TEL (06) 201-3737
九州支店 福岡市博多区博多駅前2丁目11-16
〒812 TEL (092) 451-5497
名古屋支店 名古屋市中区大須4-10-40
〒460 TEL (052) 262-3801

仙台営業所 宮城県仙台市国分町2丁目15番16号
〒980 TEL (0222) 65-2963
滋賀営業所 大津市におの浜2丁目1番21号
〒520 TEL (0775) 25-6181
四国営業所 高松市丸の内10-1
〒760 TEL (0878) 21-2705
工場 厚木 北利根 東京
滋賀 水口 飯場

コンクリート その進歩の壁を突き破るポゾリス。



日ごとにレベルアップする、土木建築技術。コンクリートも、それに見合った進歩が要求されます。しかし、天然資源の潤滑化に伴い、有限資源のセメントや回収水・高炉スラグ・海砂などの一層の有効利用が望まれる現在、質の高いコンクリートをつくる条件は、ますます厳しいものとなっています。加えて、構造物の多様化により、ますます厳しくなる施工条件下でも、ポゾリスは、さらに良質なコンクリートを経済的につくるため、優れた混和剤、関連資材の供給や減水剤の新しい使用法のノウハウを開発し、建設文化の最前線で、今日も活躍しています。「どんな工事条件でも常に最良のコンクリートをつくる」——これがポゾリスのテーマです。

建設業界をアシストする信頼の主力製品

セメント分散剤/コンクリート減水剤

ポゾリス (標準型・遅延型・早強型)

鉄筋コンクリート用防せい剤

NR-1900 (財)日本建築センター評定品

あと添加用高性能減水剤

流動化用高性能減水剤

NP-10 NP-20

早期高強度用減水剤

コンクリート製品用高強度減水剤

NL-4000

吹付コンクリート用セメント急結剤

QP-500 QP-500S

プレパックドコンクリート・グラウト用混和剤

GF-630 GF-610



製造元 **日曹マスタービルダーズ株式会社**
販売元 **ポゾリス物産株式会社**

本社/東京都港区六本木3-16-26 TEL582-8811(代)
営業所/札幌、仙台、上越、高岡、宇都宮、東京、千葉、
静岡、名古屋、大阪、高松、広島、福岡

本四連絡橋大三島橋向 超大型アーチリブ支承を納入

反力 5492 ton
一基 約 44 ton
高さ 約 2.2 m

日本支承協会会員



川口金属工業株式会社

本社/工場 〒332 埼玉県川口市宮町18-19 ☎0492-56-2111(交代)
東京営業所 〒100 東京都千代田区丸の内1-6-4 ☎03-211-4871(代)
(交通公社ビル612号室)
関西事業部
大阪工場 〒592 大阪府高石市高砂町3-22 ☎0722-68-1055(代)
大阪営業所 〒530 大阪市北区芝田2-8-10 ☎06-374-3350(代)
(光栄ビル4階8号)
広島営業所 〒730 広島県広島市京橋町1-2 ☎0822-64-6180(代)
(新京橋ビル8階)

**ONODA
CEMENT**



シグマ

超高度コンクリート用混和材

小野田Σ1000

各種高強度コンクリートおよび 800~1000kg/cm² 以上の超高強度コンクリート用混和材として「小野田Σ1000」をおすすめします。

小野田



小野田セメント株式会社

本部 東京都江東区豊洲1-1-7 TEL 531-4111
支店 札幌・仙台・東京・名古屋・大阪・高松・広島・福岡