



ギオン氏講演会講演要旨

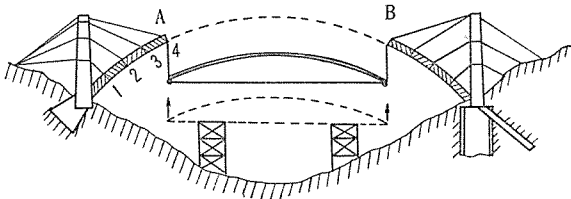
FIP 副会長・STUP 技師長 ギオン氏はプレストレスト コンクリートの世界的権威でフレシネ氏の高弟として広くわが国にも知られていますが、去る4月14日来日され、本協会主催、土木・建築両学会後援のもとに各地で講演会を開き非常な感銘を与えられました。

本文は「最近のプレストレスト コンクリート構造物について」と題して講演された同氏の講演を要約したものであります。 【編集部】

最初に E. Freyssinet 氏およびプレストレスト コンクリートの原理と工法を広めるために貢献された、全世界のすべての人々に敬意を表わすものである。フレシネ以前にも多くの試みがなされたが、根本的な現象についての観察がなされていなかったために、それらは失敗してしまっただけで、彼が高強度鋼を使用するという飛躍を勇敢に行なうことによって現在の PC の基礎ができたのである。さらに進んで何ら鋼材を用いなくてプレストレッシングが実現されるまで達したのである。この革命的飛躍をなしとげたフレシネこそ PC の第一人者なのであり、結果的にこれらの原理を利用している人々はすべてフレシネの弟子である。フレシネの最も古い弟子の一人として私は門弟のすべての人々に敬意を払うものである。

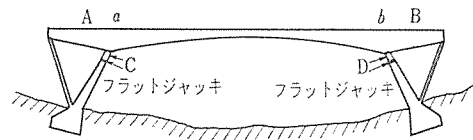
過去10年間に架設されたフレシネ方式による PC 橋の数例について説明をしよう。Esbly 橋は1949年に架設されたラーメン型式の先駆であり、その構造については現在まで改良はなされていないといえるであろう。またこの橋は、片持バリ方式で一番最初に架設された PC 橋である。Caracas 橋はスパン153 m のアーチ橋であって、ライズは35 m である。アーチリブは3.20 m の中を有し3個である。この深い谷でセントルを架設することは経済的な点から全く問題とならないものであった。それでフレシネは片持バリ方式で起拱部を作った。アーチ A, B (図-1) 両側とも1, 2, 3, 4の4部分に分けてコンクリートを打った。各部の型わくはすでにコンクリートの打終わった部分の型わくと結合し、ケーブルで橋脚に結んである。下側スラブのみコンクリート打ちをし各部分の間に一時的ヒンジを挿入し、コンクリート打設後ケーブル調節によって4つの部分の継目を正確に所定の位置においた。その次にウェブのコンクリートを打つ。このとき型わくとコンクリートとは合成構造として荷重に耐えられるようにした。このようにして40 m の片持バリ区間が完成すると、橋中央部のセントル(82 m スパン、高張力鋼ケーブルを緊材として110 t の水平力をとる)を片持バリ部先端に設けたウインチで巻上げ、所定位置に型わくを取りつける。110 t のタイの張力をゆるめると、片持バリ部と中央部セントルとで一つのアーチが形成される。この型わくアーチ上で橋中央部分のスラブ、ウェブのコンクリートが打たれ、コンクリートが硬化すると、アーチスラストをコンクリートの方

図-1 カラカス橋架設順序



に移し、型わくセントルは取除かれる。この考え方は8年前の工事の主要点であったが、その他についても同様記述するに価している。Nimy-Blaton 橋(1951年)は66 m スパン、桁高1.50 m ($h/l=1/45$) のベルギーの橋である。桁高がスパンの1/45に制限されていたので、この解法として、橋脚を傾斜させ A, B 2つのはね出し部分(図-2)を造り、プレストレスを与えた引張部材 A', B' と結合し、一端は基礎と結び、その反力を調整できるようにした。このため、支点断面 a, b に負のモーメントを与え、スパン中央の桁高を要求の値にまで減少させることができた。この橋は1951年に建設されたが、今日1961年に

図-2 ニミブラトン橋



単純バリとして作ったとしたら、その単純バリより30%軽く、また当時設計された単純バリよりは40%は軽くなっている。Orly No. 10 橋は、曲線橋であると同時に斜橋で3区間連続であって、箱形断面である。この橋の最も困難な問題は支保構造であったが、これには新型のゴム支承を用いることによって解決された。

フレシネ工法による橋が一般にプレキャスト桁を並べ横桁によって結合された構造のものばかりでないことを示す例として、私はいくつもの大径間の橋について説明をしたのである。それは日本に来てフレシネ工法では大径間の橋が施工できないという誤まった観念を持った人がいることに驚いたからである。

以下設計上の諸問題について説明することとしよう。

(1) 断面形状と寸法

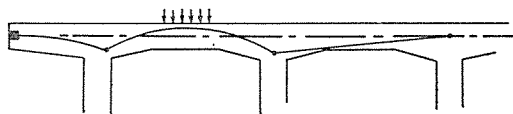
橋の断面形状は静荷重を決定するものであるから、最初に検討すべき事項である。

(a) 床版厚

床版は荷重を直接支持するものである。あるスパンまではこの直接輪荷重を受けるに必要な厚さが決定的となり、それ以上のスパンではスパン方向の曲げに対する抵抗のために必要な厚さが定められるようになる。この床版の強度について私は猪股博士とともにルワンにおける模型試験結果から弾性理論によって計算される強度よりは、はるかに大きい強度を有していることを明らかとした。このように床版の強度が非常に強くなるのには2つの理由がある。第一はある部分にひびわれが発生しようとしても、これに接する区間がそのひびわれの開口をさまたげるので、コンクリートの最少の引張強度ではなくて、平均の

引張強度が問題となるのである。第二の理由は 何らひびわれの発生をみないでモーメントの再分配が行なわれる結果、弾性理論によるモーメントとは全く異なったものとなっている。このため床版内にアーチ作用がおり、プレストレスを与える力はアーチのタイとして作用することになる(図-3)。Arcueil 橋

図-3 床版内に生ずるアーチ作用



において 100 t のキャタピラ荷重に対する床版強度の実物試験の結果もこのアーチ作用は完全で、端桁部分でもかなりの節点モーメントがあることを示した。これは桁のねじり抵抗、および横桁の抵抗によるものである。この実物試験の結果では私の理論によって設計された設計荷重 50 t に対し肉眼でひびわれが発見されたのは 150 t であった。もし弾性理論によって設計されたとしたら、破壊安全率は約 40 近い不合理なものとなるであろう。フランスの建設省は私の理論による床版設計法を採用している。

一般的に道路橋床版厚さは次の式で求めてよい。

$$6.0 \text{ cm} + 4 \text{ cm} \times (\text{主桁間隔を } m \text{ で表わした値})$$

床版の両側にハンチを常につけることが望ましく、このハンチはアーチの圧力線に大体平行となるようにする。また床版支承部の厚さは大体

$$(\text{主桁間隔})/9 - 6 \text{ cm}$$

とするのがよい。したがって主桁間隔 3.60 m の場合、床版厚さはスパン中央で 20 cm、支点で 34 cm、ハンチの長さはキャタピラ荷重の場合で約 1.0 m となる。

(b) ウェブの中

ウェブの中は次の3つの理由からあまり薄くはできない。第一は桁高が高いとき薄いウェブを用いるとコンクリート打ちが困難であり、型わくとの摩擦でコンクリートのアーチができ、振動を与えても取除けない(図-4)。第二の理由は、PC鋼材を曲げ上げるだけの巾が必要。第三の理由は、床版、横桁、下突縁、ウェブなどの間に、あまり厚さの差がありすぎると、乾燥収縮量の速度差が生ずるため、PC鋼材のある腹部とか、ウェブと突縁との結合部にひびわれが発生するからである。

以上のことを考えてウェブの中 e_w を桁高 h の関数として次式で求めるのがよいであろう。しかし特別な注意を必要とするときは、この値をさらに 10% 増しとする。

$$e_w = \frac{h}{36} + 10 \text{ cm}$$

ウェブは以上の諸理由から最少巾が大体定まるから、主桁間隔をなるべく広くしないと、不利である。主桁間隔を拡大しても (a) の床版の項で説明した設計法を用いると、床版についても不経済となることはないのである。

(c) 主桁間隔

せん断力の点からあまり主桁間隔を拡大できない場合もあるが、プレストレスによる垂直分力が、静荷重によるせん

断力を打消すように設計するとすれば、大体主桁間隔は次の式で求めてよい。

$$d = \frac{l}{36} + 2 \text{ m}$$

したがって $l = 20 \text{ m}$	$d = 2.55 \text{ m}$
$l = 50 \text{ m}$	$d = 3.40 \text{ m}$
$l = 100 \text{ m}$	$d = 4.80 \text{ m}$
$l = 140 \text{ m}$	$d = 5.90 \text{ m}$

以上の値は主桁間隔の大体の見込みを示すものである。ウェブを垂直方向にプレストレスすることは非常に好ましいことであって、パラフィンを塗った鋼棒または鋼線によって経済的に実施できるものである。

(d) 断面の形

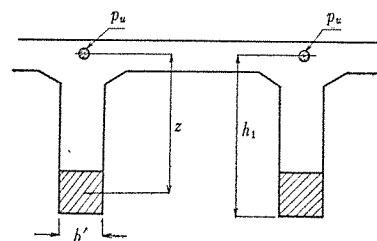
普通用いられる T, I または箱型いずれでもよいが、箱型断面では小スパンの場合、下突縁部が十分利用されないで、単に余分な静荷重を与えるだけとなることがある。しかしモーメントの腕長は増加するから、スパン l が大きいときとか、桁高が制限されている場合には箱型断面は有効となるものである。

下突縁が有効に利用されるかどうかを検討するため、フルプレストレスで許容圧縮応力度が 120 kg/cm^2 の場合について検討しよう。動荷重は 1 t/m^2 、下突縁の最少厚さは 12 cm とする。以上の仮定で、箱型断面として下突縁コンクリートが有効に利用されるスパンの限界を求めるとつぎのようになる。

$$\begin{aligned} h/l &= 1/20 \dots\dots\dots l \geq 57 \text{ m} \\ h/l &= 1/30 \dots\dots\dots l \geq 40 \text{ m} \\ h/l &= 1/40 \dots\dots\dots l \geq 30 \text{ m} \end{aligned}$$

以上はごく大体の値を示したものであるが、箱型断面は桁高が非常に小さく制限されているときか、あるいはスパンが 50 m 程度以上となった場合にのみ有効であるということは十分記憶されなければならない事項である。以上のことは単純支承のすなわち正のモーメントをうける場合

図-5 負のモーメントをうける T 型断面



に対してのみ正しいことである。もし連続桁のように支点で負のモーメントを受ける場合には、私の意見としては常に箱型断面が採用されなければならない。負のモーメントを受けた破壊時の断面を考えると 図-5 のように PC 鋼材は上縁にあってほとんど P_u に等しい。この場合の中立軸の位置を求めると、

$$P_u / b' \sigma_{cu}$$

となる。もし σ_{cu} が施工上の欠点で所定の強度に達していないとすると、 b' が小さい場合には中立軸の位置は大きく移動する。しかし箱型断面であれば、 b' が大きいので σ_{cu} の変動に対しては中立軸位置の変動は非常に小さい。すなわち抵抗モーメント腕長の変化もまた箱型断面では小さいので、破壊抵抗モーメントも σ_{cu} が変動してもあまり変化がない。以上の理由から、負の曲げモーメントを受ける区間では箱型断面とすることが望ましいのである。以上の理由で中程度のスパンの連続桁の場合負のモーメントをうける区間、例えば支点の近くでは下側にスラブを設けて箱型とし、正のモーメント区間(スパン中央区間)では下側スラブを省略するのがよいのである。

橋側歩道部のはね出しを相当大きくすることによって主桁の

講演要旨

数を減少させることはできるのであるが、ときには横方向曲げモーメントがあまり大となり橋全体の工費が逆に増加する場合もあることに注意しなければならない。

(e) 横桁本数

横桁間隔をあまり狭くする必要はないのである。ある一部の技術者は横桁間隔を広くすることに疑いと不安を持っているようであるが、私の意見としては中間の横桁は3本、すなわちスパンを4区間に分ければ十分であると考えている。非常にスパンの大きい場合でもスパンを5区間に分割すれば十分であると考えている。

(2) 現場打ちかプレキャストか

現場打ちにするかプレキャストにするかはそれぞれの現場事情によって決定されるべきことであるが、これはまた、それぞれの国の経済事情とくに労賃と材料費との相対的關係および国々の技術者のこのみと伝統などに関係するものである。イギリス、アメリカなどでは、ほとんどがプレキャストであり、ドイツはほとんどが現場打ちである。フランスでは半々あるいは2/3までがプレキャストである。

しかし一般的にいてスパン20m以下およびスパン55m以上では現場打ちとし、スパン30~55m間ではプレキャストまたは現場打ちいずれの方法を採用してもよいであろう。それはプレキャストにした場合の部材重量運搬架設上の問題があるからであって、一般的にいて重量は100t程度までが限界であると考えられる。いずれにしても何を選べよいかということについての定まった法則はないし、また、どの方法も万能ではないのである。常に設計者と建設業者との共同により非常に広い範囲にわたって解決されているのである。

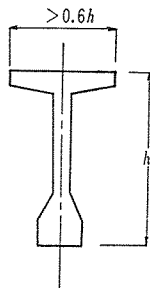
例えばほぼ等しいスパンの2つの橋の例がある。一つはタンカルビル橋のアプローチで50mスパン8連の単純バリであり、もう一つはNabe河の全長366m、50m+3×61m+52m+44m+37m7スパン連続バリでいずれもフレシネ工法によった。前者は橋脚が非常に高いのでプレキャスト単純バリ型式とし、後者は地面からの高さが低く、支保工架設が容易であったので現場打ちとし、その結果、当然連続型式となったのである。この例で明らかなように、いずれを用いるかは最初に与えられる現場条件によってすべてが生まれてくるのである。

プレキャスト工法の採用は多主桁方式を用い1本の主桁重量があまり重くならないようにし、現場打ちでは型枠を簡単にするため、腹部の数を最少限に減らし、かつ連続バリのモーメントに対して有効な箱型断面となるのである。しかしプレキャスト部材でも連続構造は造れるのであってJoazeirs, Amstel, Utrecht, Abidjan橋などはその例である。

イタリアで架設された48+100+48m3径間連続桁は有効100tのフレシネケーブルを用い現場打ちされ、また144mスパンの橋がカンティレバー方式で架設中である。

プレキャスト桁を運搬する場合、横方向バックリングを防止するためには上突縁の巾は桁高の0.6倍以上とすることが常に望ましい(図-6)。

図-6 横方向バックリングを防止するため必要な上突縁最少巾



(3) 長大スパン

私は1957年ロンドンでの講演において、各種型式の橋において実現しうる最大スパンについて述べたが、そのときは橋の巾1mあたり750tのプレストレス力が与えるものとして論を進めた。しかしそれから4年の年月がたち、もっと強力で配置密度の大きいプレストレスのユニットがあらゆる工法で採用されてきた。フレシネでは12.7mmのストランド12本を用い図-7のような配置で25cmの中に400tの有効引張力を与えることができる。したがって巾1mあたり1600tとなり1957年の講演時に比較して2.5倍となっている。

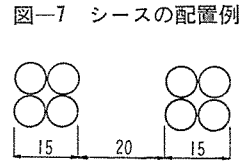
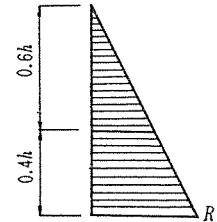


図-7 シースの配置例

いま現在の段階で実現性のある概念をうためつぎのような仮定をする。プレストレス力は $F=1600\text{ t/m}$ または 1000 t/m 、コンクリート許容応力度 150 kg/cm^2 、舗装および上部構造物 0.35 t/m^2 、動荷重 0.55 t/m^2 、したがってコンクリート重量に 0.9 t/m^2 を加える。

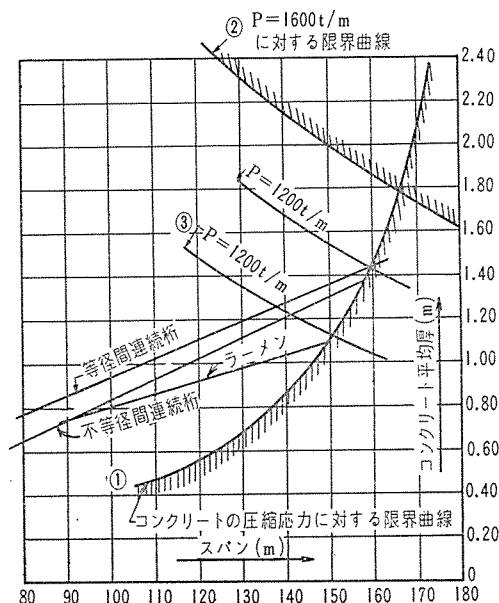
コンクリート平均厚さを e とする。橋巾1mあたりのプレストレス力は図-8のような応力分布に対し $900e$ となる(実際には少し小さい値となる。それは橋の平均厚さは、1つの断面の平均厚さは橋の平均厚さより小さいからである)。抵抗モーメントの腕長を $0.7h$ 、支点における桁高を $l/13$ と仮定する。以上から、限界スパン l と平均厚さとの関係図が求められる。これはコンクリートの強度の関数としての限界スパンの曲線である。

図-8 応力分布



同様にプレストレスの力の関数として限界スパン l が与えられる。これらの結果を図-9に図示してある。図中①曲線はコンクリートの許容圧縮応力度から定まるものであり②、③曲線は橋の巾1mあたりに与えるプレストレス力によって定められるものである。よってこの図中に従来設計された

図-9 限界スパンを定める図



多数の橋の実例から求めたスパンと平均厚さとの関係式を記入するとき、これらの限界曲線との交点が各種構造に対する限界スパンを与えることになる。

現在一般的に応用されている技術をもってしては工事方法がいかなるものであっても、スパンの限界は 150 m 程度であると考えてよい。

(4) 連続桁について

等径間連続桁ではモーメントの変化量は、単純バリのモーメントと等しいものとなる。一般に PC 部材の断面はモーメントの変化量の関数であることを考えると、連続桁が有利であるとはいえないことになる。しかしこのような結論は正しいものではないのである。スパンの比較的小さい場合には上記結果も成立するが、スパンが大きくなると曲げモーメントの絶対値が断面を決定するようになる。したがって等径間連続桁でもスパンが 40 m をこえると有利となることが知られている。

ごく概略についてつぎの条件が成立するようなスパンになると連続桁は有利となるものである。

- 静荷重 ≥ 2.2 (動荷重) ……等径間連続
- 静荷重 ≥ 2.0 (動荷重) ……不等径間連続

よって連続バリが単純バリに比較して有利となる大体のスパンの限界は $D.L.=2(L.L)$ といえるであろう。

不等径間連続バリでは 25~30 m の比較的短スパンの橋に対しても有利となるものである。これは不等スパンのうち長い方のスパンにおけるモーメントの変化が非常に小さくなるからである。それは短スパンの長スパンに対する比が小さくなるほど、完全固定に近くなる半固定性か短スパンによって生ぜしめられるからである。この比が 1/3 の場合の固定度は完全固定の場合の 95% 程度となるものであり、この比が 0.7 程度でも経済性は認められるものである。

図-10 不等径間連続桁

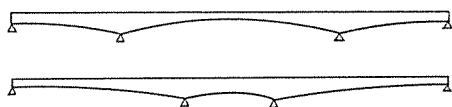


図-10 のようなスパンの配置とすると長スパン部分では経済性が出るが、短スパンに対してはそれが単純バリである場合より大きいモーメントの変化を生ずる。このモーメントの増加に対して最少の工費で抵抗させるには桁高を短スパンで十分大きくすればよい。

以上のように不等径間連続桁の有利性は明らかであるが、ある与えられた橋長を 3 径間でわたる場合を考えると必ずしも不等径間が有利とはいえない。例えば 120 m を 30-60-30 m とする場合と 40-40-40 m とする場合とを比較すると後者の方が有利なのである。それは最大スパンを比較すると前者は 60 m、後者は 40 m であって、前者の 60 m のために、不等径間の有利性は失われるのである。

(5) PC 橋の将来

以上述べたように現在の技術をもってすれば PC 橋の径間は 150~160 m が限界のように考えられる。さらに大径間の橋を建設するにあたって、われわれがつきあたるものは図-9 から明らかのようにコンクリートの強度である。コンクリートの許容応力度を σ_{ca} とすると断面図心のプレストレスは図-11 の場合 $\sigma_{ca}y'/h$ となる。 e を平均厚さとすれば、巾 1 m あたりの許

容プレストレスは $ey'\sigma_{ca}/h$ である。抵抗モーメントの腕長を $\lambda h (\lambda \geq 0.7)$ と考えると許容抵抗モーメント M_a は

$$M_a = ey'\sigma_{ca}\lambda h/h$$

曲げモーメントは一般に l^2 の関数で表わされ、これら両者から限界スパンが定められる。これによると y'/h , σ_{ca} , h/l , λ の、それぞれ増加することによってスパンを増大できることがわかる。コンクリートの重量を減少させるため軽量コンクリートを利用することは米国でさかんに研究されている。

外部ケーブルを用いることによって腹部をうすくすることができる。この問題はベルリンの FIP 会議で活発に論議された。図-12 のように PC 鋼材を部材のほかに単に出して配置したのでは保護が不十分で危険であると私は考えている。シープスに入れグラウトをすれば別である。以上のように外部ケーブルが使用できないというのではなく、その保護に問題があると考えているのである。

図-11 応力分布

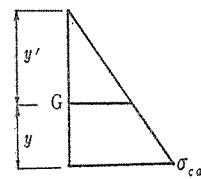


図-12 外部ケーブル

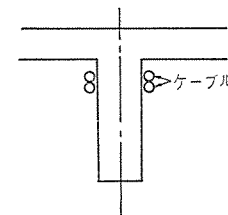


図-13 PC 吊橋

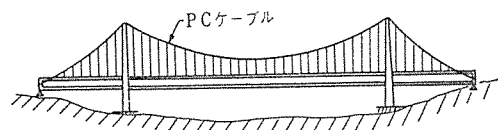
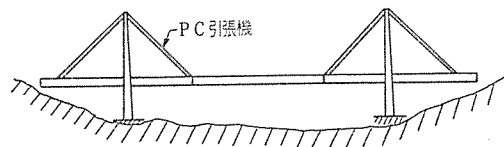


図-14 PC 斜吊橋



この外部ケーブルの考え方を進めるならば、構造物の型式を根本的に変えて図-13 のような PC 吊橋の概念に達するであろう。あるいはまた図-14 のような斜吊橋の考え方も出てくる。

さらに自重を減少させるにはトラス構造の PC 橋が考えられる。すなわち充腹桁に比較して重量は 40% 程度減少するものであり、また抵抗モーメントの腕長はほとんど h に等しく $\lambda \approx 1$ となり有利である。私が猪股博士と共同で計画した崎戸橋はプレキャスト部材を片持バリ方式で架設する中央スパン 120 m のトラス PC 橋であって、その重量はいちじるしく減少することが明らかとなった。

現在施工中のオーストリアの 300 m のアーチはプレキャスト部材をフレシネケーブルによってプレストレスするものであって現在のところ最大スパンであろう。

以上述べたもの以上に大きいスパンの橋に対しては別の構造方式が用いられることになるであろうが、現在これを予想することは早計にすぎるのであろう。現在のところこの問題については門戸を半分ほど開いたことで満足すべきであろうと考える。

最後に私は私の講演に出席された方々 および講演会開催を企画された方々に深く感謝いたします。

(猪股俊司・記)