

プレストレストコンクリートの発展と技術開発

横浜国立大学教授・本協会理事 池田 尚 治

1. はじめに

プレストレストコンクリートは、1928年にフレシネーがこれに関する特許を取った時から急速に発展し、今日でも種々の革新的な技術開発が続けられている。ここではプレストレストコンクリート（P C）の原点から思考を始めながら今日の技術開発の状況について述べることにする。なお、P Cの耐震技術への適用についてその技術開発の状況を詳しく述べてみたい。また、1998年に発足した fib（国際構造コンクリート連合）についてもその経緯と展望について紹介する。

2. P C の 原 点

プレストレストコンクリートは通常の供用状態において断面に引張応力が生じないので部材に多少の欠陥が生じてこれが伝播することがなく、長期間にわたって耐久的な構造であることが特徴である。この特徴はまさにアーチ橋の特性と同じであり、古代の石造アーチ橋が今日まで存在してその耐久性を誇っていることに結び付けて考えることができる。南フランスの Gardon 川をわたる有名なポン・デュ・ガール（Pont du Gard, 写真-1）は、2000年前のローマ時代の築造であるが3層アーチの下層部分は交通路として永年用いられ1743年には下層部分のみ拡幅され今日でもその部分は自動車道として用いられている。最上部は水路でその内空断面は幅1.4m、高さ1.9mであり現在は観光客が真直ぐに立ってその中を歩いて橋を渡ることができる。下層と中層のアーチは低水敷の1支間が24.52m（純支間）でその他の部分は19.2mである。また、上層部のアーチの純支間は4.8mである。この建造物の全長は275mで水面から上面までの高

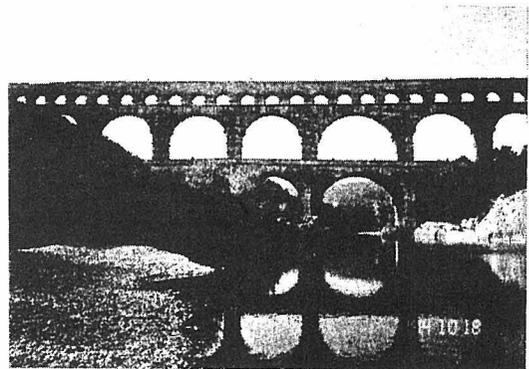


写真-1 ポン・デュ・ガール

さは約50 mである。図-1 にこの構造の一部を示す。また、図-2 にこの構造の各部の名称と構造の規模を示す。なお、水路の長さは50 kmでその高低差は僅かに17 mであるため勾配は平均0.034%であり築造には高い精度が要求された。

アーチリブは石切場で加工されて現場まで運搬され架設された。まさにプレキャストセグメント工法の原点と言える。

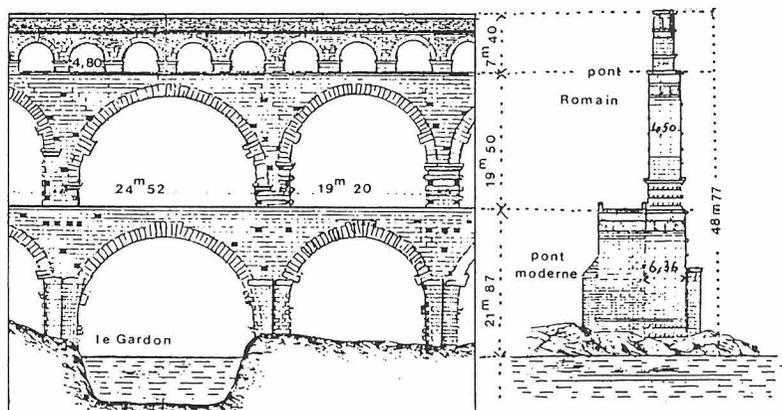


図-1 ポン・デュ・ガールの図面

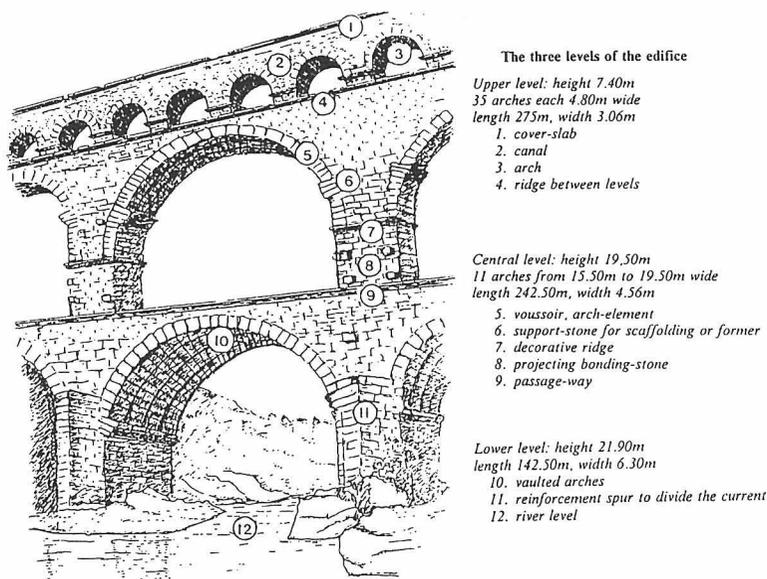


図-2 ポン・デュ・ガールの部位の名称

フランスの名所モンサンミッシェルは島全体が寺院になっているような構造で9世紀から15世紀にかけて築造された。その建物の中でアーチではなく直線のはり状の形で上からの荷重を支えている構造を見つけた。図-3 および写真-2 に示すように両側で固定された状態では要素がシャーキーを介して接続され、中央部分に要石(かなめいし)を落とし込んで一体となっている構造である。支保工上でこのように配置し支保工を撤去すれば各要素の断面にはプレス

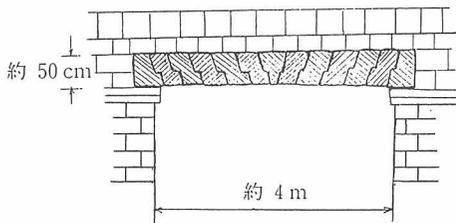


図-3 モンサンミッシェルの石造のスケッチ

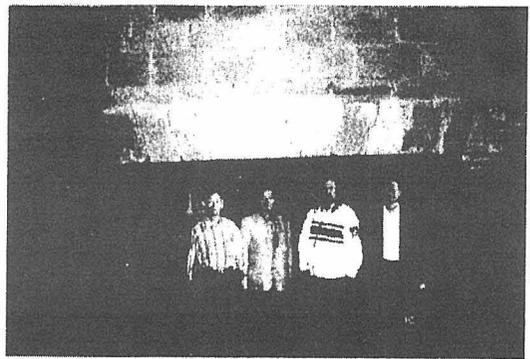


写真-2 モンサンミッシェル内の石造構造

トレスが導入され上からの荷重に耐えることができる。石の要素はまさにシャーキー付きのプレキャストセグメントと同じであり、かつ、プレストレスによってアーチ構造と同様な耐荷機構が形成される。これは先人によるプレストレスの応用であり、まさにPCの原点と言えるのみでなくプレキャストセグメント工法の原点とも考えられる。

さて、フレシネーはPCの特許を取得した2年後に画期的な3径間連続鉄筋コンクリートアーチ橋（アーチ支間186.4 m）を完成した⁽¹⁾。フランス西部のプレストの河口近くに架けられたこの橋梁は建設時はプルガステル橋（Plougastel 橋）と呼ばれていたがその後 Albert Louppe 橋と呼ばれ現在に至っている（写真-3）。ほぼ70年前に完成したこの橋梁はまだ十分に耐久であるが交通量が増大したために道路橋として支間400 mのPC斜張橋であるElorn橋（l'Iroise 橋）が1994年に併設され、旧橋となったアーチ橋は歩行者専用橋となった。この橋梁の建設の成功によってフレシネーは世界的に有名になったのである。フレシネーはこれ以前にも多くの鉄筋コンクリートアーチ橋を建設したが、恐らくアーチに導入される軸力の効果の応用としてプレストレストコンクリートの技術開発に取組んだものと思われる。

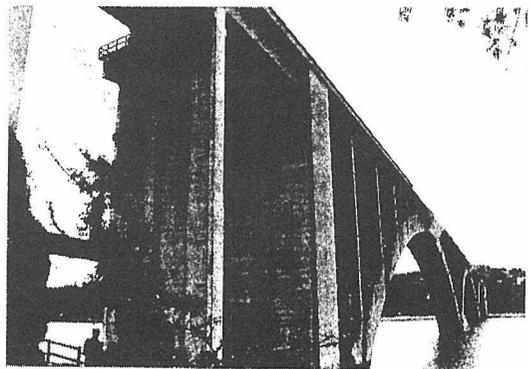


写真-3 プルガステル橋

フレシネーは第2次世界大戦後パリ郊外のマルヌ川に極めてスレンダーな扁平アーチ橋（支間74 m）を全プレキャスト要素によりプレストレスを活用して同一寸法で5橋完成した。これらの名称は上流からUssy, Changis, Esbly, Trilbardou, およびAnnetである（写真-4）。完成は1951年であり、丁度この頃、我が国では最初のPC橋である支間3.6 m 3連の長生橋が建設された時であり、彼我の差の大きいことに驚くばかりである。なお、この橋梁は著者が大学3年生のときにたまたま丸善で購入したKomendant博士著の著書の中で写真入りで詳しく

紹介されており、その美しい造形とスレンダーで画期的な構造に大きな感銘を受けた記憶が鮮明に残っている⁽²⁾。現在はショートラインマッチキャストによるプレキャストセグメント工法は最新の工法として用いられ始めたが、このマルヌ川橋の建設では約50年前にもかゝらずプレキャストセグメント工法が全面的に採用されたことは誠に革新的な技術開発であったと言える。ここでは、詳しくその架設方法等について述べる。



写真-4 マルヌ5橋のひとつ (Ussy 橋)

この5橋は、第2次世界大戦直後の1947年から1951年の間に建設された。全てアーチ支間74 mの単径間2ヒンジアーチで、全く同一形状、同一構造のものである。この5橋より数年前に同じMarne川にかけられた支間55 mのLuzancy橋とともにフレシネーの設計・施工指導のもと、本格的なプレキャストセグメント工法を適用した最初の橋である。これらの橋の設計・施工には今日に相通じる多くの橋梁技術が採用されている。

橋梁緒元は構造形式：単径間2ヒンジアーチ、アーチ支間：74.0 m、アーチライズ：4.96 m、スパンライズ比：1：15、全幅：8.4 m、有効幅員：8.0 m、工期：1947-1951、である。

主桁構造は6本のプレキャスト桁からなる。各主桁は、両支点部の三角形のスプリング部と、標準部として桁高2.40 m～0.86 mのT桁で構成されている。航路限界と道路計画高の条件から桁高は低く抑えられスレンダーな外形となっている。耳桁は歩道部荷重の低減のためか、上床版を傾斜させている。厚さ10 cmのウェブにはせん断補強のために鉛直方向にプレストレスを導入し、鉄筋のスターラップは配置していない。主桁製作時、せん断補強用のPC鋼材を配置し、ウェブ型枠に備えられたジャッキを押し広げてからコンクリートを打設、硬化後ジャッキを解放することによりプレストレスを導入している。橋軸方向には、上床版上端にあらかじめつけられた溝にPC鋼材を配置し、厚さ50 mmの高密度、高品質コンクリートで被覆している。この被覆コンクリートは、舗装材も兼ねている。

6本の主桁は、各々32個の長さ6.8 ft (2.07 m)、重量1.8～3.8 tfのプレキャストセグメントで構成されている。5橋全体ではセグメントの数は960個になる。セグメントの製作工場近くに設置された組み立てヤードにおいて、あらかじめ橋梁の形状となるように配置されたブロック上で各主桁毎にセグメントを1列に並べ6体のユニットに分けて接合した。接合目地は20 mmのモルタルジョイントである。両端2個の三角形スプリング部、5セグメントからなる中間部が2ユニット、10セグメントからなる支間中央部が2ユニットの合計6ユニットである。各ユニットは、ユニットごとに引き寄せ鋼材により接合、仮緊張された。

河川を利用して主桁2本分のユニットを台船にて運び、ケーブルクレーンにより2本分一度に架設された。橋台にアンカーをとったケーブルで仮固定しながら両端の三角形スプリング部、中間部ユニット、支間中央部ユニットの順に張出し架設された。アバットと傾斜脚の間にはフラットジャッキと鉄筋コンクリート製楔を併用して、アーチ軸力と支間中央の曲げモーメントを調整した。

図-4 にこの橋の構造を示す。

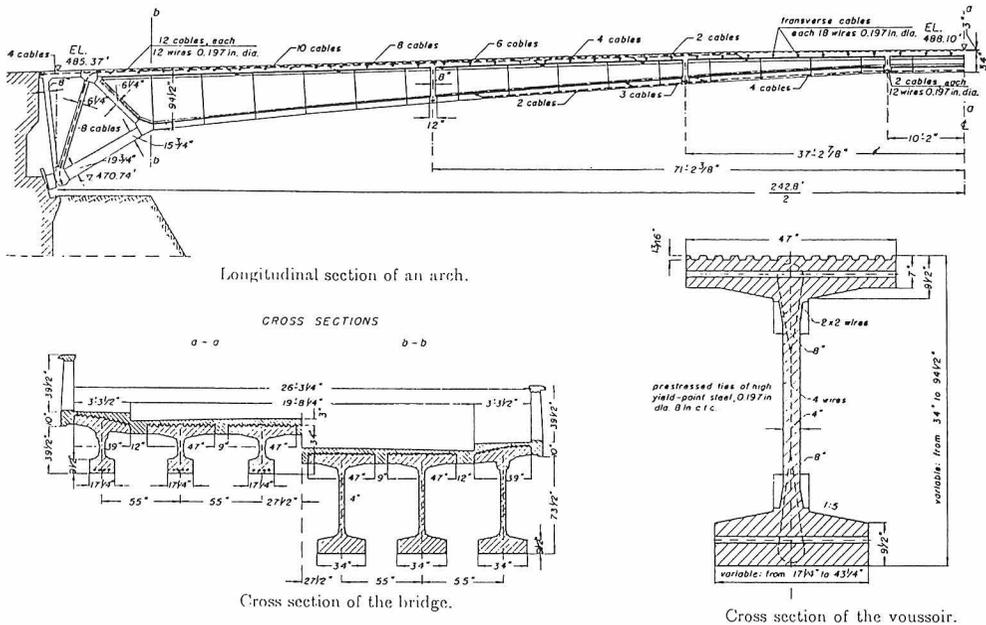


図-4 マルヌ橋の構造図⁽²⁾

3. 最近の技術開発の例

種々の橋梁の建設に際して多くの技術開発が行われてきたが、ここではそのいくつかを紹介する。

(1) 波形鋼板ウェブPC橋

日本道路公団の東海北陸自動車道では現在のところこの形式の橋梁として最大支間長を持つ本谷橋を建設した。

この形式の橋梁は、鋼ウェブを波板とすることにより、ウェブのせん断座屈強度が著しく高くなるのでスチフナーが不要なこと、これによる溶接ひずみが生じないので外観が優れていること、などの特徴を有している。すでにこの種の橋梁は、コニャック橋、モープレ橋、アステリクス橋およびドール橋がフランスで実現しており、我が国でも新開橋（新潟県）、銀山御幸橋（秋田県）が完成し、引き続いてこの種の橋梁では世界最大支間となった日本道路公団の本谷橋が新しい複合方法を採用して完成した^{(3),(4)}。

本谷橋は、橋長198.2 m、支間割44 m + 97.2 m + 56 mの3径間連続の変断面を有する波形鋼板ウェブ複合PCラーメン橋である（写真-5）。施工は現場打ちコンクリートを用いた片持張出し式工法とし、波形鋼板ウェブと上下コンクリート床版との接合は著者の提案による図-5の接合棒鋼と貫通横鉄筋による埋込み方式が採用された。ウェブの現場での接合はハイテンボルトによる一面接合とした。この橋梁は1998年に無事完成し、長大橋の複合化が一步前進

することとなった。また、この橋梁の完成を機にこの形式の橋梁の採用がいくつかの工事で検討されている。一方、プレキャストセグメント工法への波形鋼板ウェブ構造の検討も進められている。なお、本谷橋の幅員は10.5 mである。

図-6 に本谷橋の波形鋼板の形状を示す。

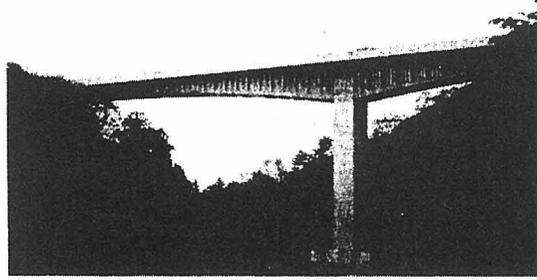


写真-5 本谷橋

(2) プレキャストセグメント PC斜張橋

プレキャストセグメントを用いると架設の工期を大幅に短縮することができ、かつ、品質のよいコンクリートとすることができる。

広島県に建設された大芝大橋は中央支間長210 mのPC斜張橋であり、断面はけた高1 mのエッジガー形式である。けたの製作には3セグメントを直列に配置するショートラインマッチキャスト方式が採用された(図-7)。この方式によって高さを調整しながら製作キャンバーを精度よく付けることとした⁽⁵⁾。

佐賀県の筑後川に架けられた天建寺橋は中央支間長が219 mのPC斜張橋であり、断面は3室の箱断面である。この橋梁の特徴はセミショートライン・マッチキャスト工法によってプレキャストセグメントを製作したことであって6個のセグメントを連続して製作することにより製作誤差を減少させることができ、かつ、ロングライン方式に比べて製作ラインの長さを1/6とすることができた。セグメントの製作個数は130個であり、コンクリートの設計基準強度は60 MPaである⁽⁶⁾。

米国にはプレキャストセグメントを全面的に用いた大スパンのPC斜張橋として1987年に完成したサンシャインスカイウェイ橋(主径間長366 m)や1995年に完成したチェサピーク・デラウェア運河橋(主径間長230 m)などがある。この2橋はいずれも一面吊りの構造である。

フランスのイロワーズ橋(Iroise橋、建設中はElorn橋と呼ばれた)はフレシネーの建設し

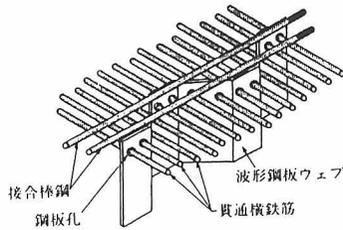


図-5 本谷橋の接合部構造

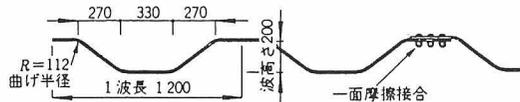


図-6 本谷橋の波形鋼板形状と一面摩擦接合

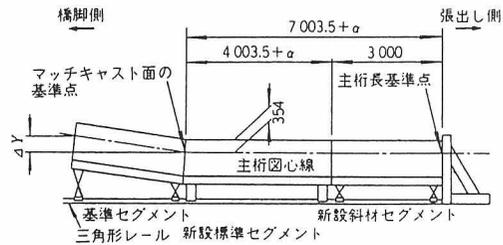
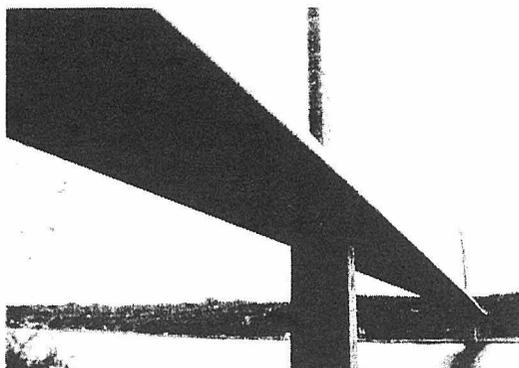


図-7 大芝大橋の型枠設備の概要

たブルガステル橋の上流150 m の位置に架けられた主径間長400 m の P C 斜張橋であり一面吊りの大型 P C 斜張橋である。斜めストラット付きの一室断面で幅員は23.1 m である。アプローチ部分と側径間はプレファブ化したセグメントを用いた押し出し工法によって架設し、中央支間は張出し架設によって施工された。完成は1994年であり一面吊り P C 斜張橋としては世界最長のものである（写真－6）。



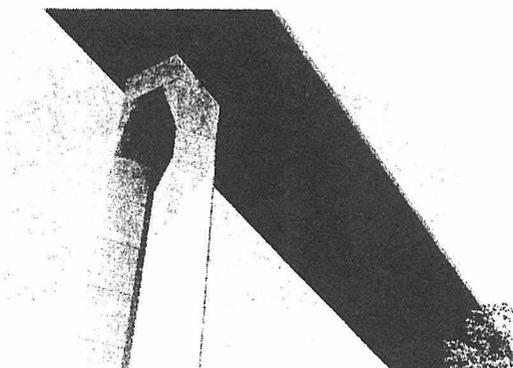
写真－6 イロアズ橋

（3）複合 P C トラス橋

現在我が国では J H 静岡建設局および高知県において複合 P C トラス橋を設計中であるがフランスでは長径間のプロネ橋が建設され関心を呼んでいる（写真－7）。

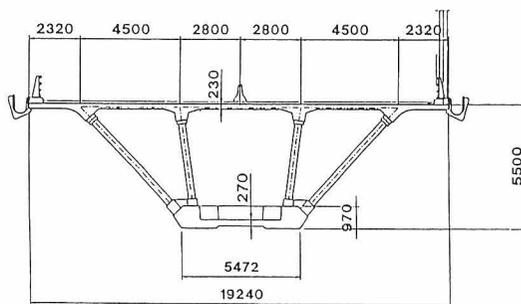
Boulonnais 高架橋は、パリと英仏海峡トンネルを結ぶ高速道路 A16 が Boulogne 近郊の小さな溪谷群を横過する位置に架設された⁽⁷⁾。

Qiehen 高架橋、Herquelingue 高架橋、Echingen 高架橋の3橋よりなる高架橋であり、“Design and Build”方式のコンペにより設計・施工された。上部構造形式は出来るだけ風景に溶け込ませ、また透明感を与えることを意図して鋼管によるワーレン型の斜材を有する複合トラス構造を採用した（図－8（a）、（b）、（c））。下部構造は頂部で僅かに絞ったダイヤモンド形柱よりなるスレンダーなラーメン形式とした。橋脚高は最大68 m に達するが、50MPa の高強度コンクリートを使用することによりこのスレンダーな形状を実現している。



写真－7 プロネ橋

斜材鋼管と上下スラブとの連結は、鋼管にグループ溶接された鋼板にネジ切りした鉄筋をねじ込むことによって行われており、この連結方法は、次の2点において設計上の利点を有しているとしている。すなわち、従来の複合橋梁で採用している鋼材で構成される上下弦材の省略により、クリープ・乾燥収縮に対する上下スラブの自由な伸縮が可能となり、クラック発生の危険



図－8（a） プロネ橋の断面図

性を排除できること、およびプレキャストセグメント継ぎ目部において斜材鋼管同士を接触させないことによって、従来のPC箱桁のプレキャストセグメント工法同様、プレストレスのみによるセグメントの連結を可能と出来ることである。

主桁の製作は、4 m の標準セグメント448個を2基の製作台上で、特殊部セグメント76個を2基の製作台上で、合計4基の製作台上で施工し、施工サイクルは

標準セグメント 1セグメント / 1日

橋脚セグメント 1セグメント / 2日

となっており、524個のセグメントを10ヶ月で製作している。

主桁の架設は、長さ128 m の鋼製移動架構による片持ち張出し架設工法により行われており、架設サイクルは

77 m スパン / 1週間

110 m スパン / 7日 (実働)

となっており、3橋を11ヶ月で架設している。

橋梁諸元は次の通りである。

構造形式：4面の鋼管斜材を有するPC複合トラス橋

橋 長：Quehen 高架橋 $L = 474.0 \text{ m}$

$$44.5 + 5 @ 77.0 + 44.5 = 474.0 \text{ m}$$

Herquelingue 高架橋 $L = 259.0 \text{ m}$

$$52.5 + 2 @ 77.0 + 52.5 = 259.0 \text{ m}$$

Echinghen 高架橋 $L = 1288.0 \text{ m}$

$$44.5 + 3 @ 77.0 + 93.5 + 5 @ 110.0 + 93.5 + 3 @ 77.0 + 44.5 = 1288.0 \text{ m}$$

幅 員： $W = 19.240 \text{ m}$

上部構造：Quehen 高架橋 $H = 5.50 \text{ m}$

Herquelingue 高架橋 $H = 5.50 \text{ m}$

Echinghen 高架橋 $H = 5.50 \sim 8.00 \text{ m}$

下部構造：RC ラーメン橋脚 (ダイヤモンド形断面) $H_{\max} = 68.0 \text{ m}$

連続トラス構造がその透明性あるいは通風性といった特徴を發揮して景観上からも勝れた構

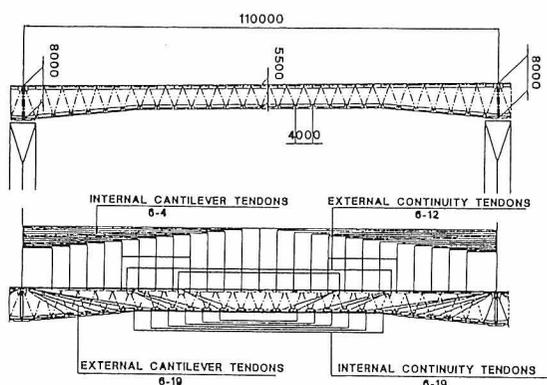


図-8 (b) PC鋼材の配置

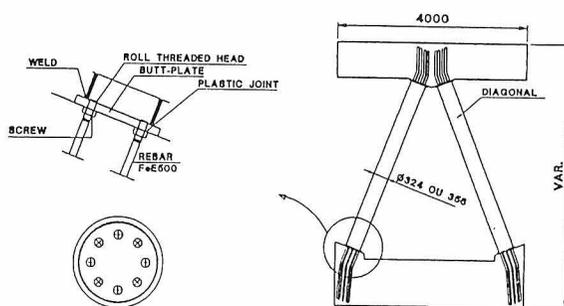


図-8 (c) 斜材鋼管定着構造

造であることがこの橋梁は示しているものと思われる。

(4) エクストラードーズド橋，大偏心PC橋

エクストラードーズド橋は小田原ブルーウェイ橋を先駆けとして屋代高架橋，奥山橋，蟹沢大橋，衡原大橋，土狩大橋，都田川橋などが建設され，あるいは建設中である。また，大偏心PC橋としては歩道橋として香貫橋が沼津市で建設中である。なお，香貫橋では写真-8に示すように斜張橋との組合せで斜張定着式張弦構造という新しい型式の構造も採用された。

エクストラードーズド橋や大偏心PC橋は今後大いに発展することが期待される。

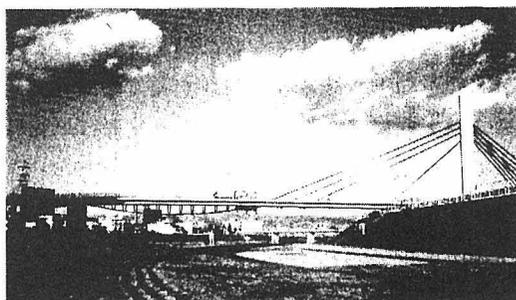


写真-8 斜張定着式張弦構造の香貫橋（沼津市）

(5) 木曾三川橋

第二名神高速道路が木曾川および揖斐川の河口部を横断するところで現在大規模な複合構造形式の橋梁が建設中である。経済性，施工性等からこの橋梁に対し複合連続エクストラードーズド形式で，かつ，大規模なプレキャストセグメントを用いる工法が採用された。また，下部工は鋼管矢板基礎に支持された鉄筋コンクリート版であり，これも複合構造の一種である。

木曾川橋は全長1,145mであり，支間275mが3連で側径間が両サイドにそれぞれ160mの支間を持つ5径間連続の橋梁である。また，揖斐川橋は全長1,397mであり，支間272mが4連で側径間が両サイドにそれぞれ約155mの支間を持つ6径間連続の橋梁である。いずれの橋梁も塔近傍の約170m部分をプレキャストセグメントによって構成されるPC構造とし，支間中央部分約100mを鋼げた構造とする複合構造である。塔の高さは上床版面から約30mであって斜張橋の場合の約半分程度の高さである。塔はもちろんコンクリート構造である。プレキャストセグメントの大きさは上床版の幅員33m，支点上げた高7m，橋軸方向長さ5mの3セル箱断面であって最大重量約400トンの超大型のものである。写真-9にヤードで試験的に製作した実大セグメントを示す。この橋梁は世界的に見ても最も先駆的な構造であるため日本道路公団では上部構造に関して著者を委員長とする検討委員会を組織し，その中にfib会長のDr.Virlogeuxおよびfib幹部のProf.Straskyを特別委員に加えて設計施工上の問題について種々の審議を行っている。1998年9月に最初のプレキャストセグメントが橋脚上に据え付けられ，2001年には竣工の予定である。

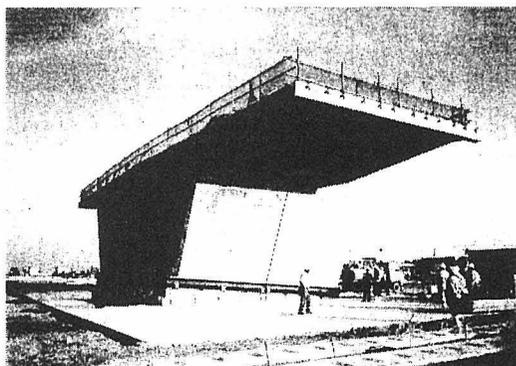


写真-9 木曾三川橋の実大試作プレキャストセグメント

4. 耐震設計について

地震による構造的な被災は、地盤の振動と構造物の振動特性とが一致するときに大きく現れる。この場合、構造物が損傷してくると固有周期が増大するので、これと地震動の卓越周期とが一致しないようにすることが肝要である。また、免震支承の採用や隣接構造物との衝突を回避することも重要である。鉄筋コンクリート柱の鉛直方向にプレストレスを導入して地震時の安全性と地震後の供用性を大幅に向上させることも可能であるので、耐震設計に際しては積極的に耐震性を向上させるべく検討することが重要である⁽⁸⁾。

橋脚の軸方向にプレストレスを導入すれば地震時の復元性を確保しながら共振現象を回避できるので、今後はこの種の橋脚の採用を望みたい。これに関しての手法は現在鋭意検討が進められている。また、高強度鉄筋の採用や新素材などによるせん断補強も有効である。

兵庫県南部地震による阪神地域の橋梁の地震による被災は、設計で想定した地震力を大幅に越える地震動によって橋脚がせん断破壊したことが、あるいは鉄筋の段落とし部の悪影響に誘発されてせん断破壊したことが主因であることに留意しつつ、反省点や教訓を十分に生かして今後の耐震技術を発展させることが肝要と思われる。

大地震による外乱については、正確にこれを予測することは本来不可能であるので、設計に用いる地震動は戦略的に定めることが求められる。現在のところ、直下型の地震は局所的に大きな外乱を発生させるが、各地域にとってその発生の間隔は数百年から千年である。一方、プレート境界型の地震はその発生頻度が100年程度と言われ、また、その影響範囲は広大である。ただし、震源からある程度離れた地域が広いのであって、この広い地域における外乱の強さは直下型地震のそれよりはるかに小さいと言える。ただし、影響範囲が広大であるのでこの地域での被災は、相当に限定されたものとするのが社会的に必要である。そこで、直下型地震による震源近傍での被災の程度とプレート境界型地震による広範な影響地域での被災の程度とを、分けて耐震設計を行うことが得策と考えられる。この場合、構造物の重要度を反映させて構造物の性能を妥当に確保することが必要と思われる。

既に土木学会コンクリート標準示方書では1986年版において性能規定型のフォーマットで耐震設計を定めたがこの考えをベースに直下型地震を含めた構造物の耐震性能を構造物の重要度ごとに定めるのがよいと思われる。

鉄筋コンクリート構造物は、一般に所要のせん断補強を行うことによって曲げ破壊先行型の終局状態とすることが可能である。また、適切な配筋によって降伏変位の6倍以上の交番外力に安定して耐えるようにすることは可能である。そこで、鉄筋コンクリート柱のじん性能が $6\delta Y$ (δY :降伏変位) 確保されるものとして、これをベースとして地震動の強さ、およびコンクリート構造物の重要度に対応した性能の分類を、設計塑性率を指標として表-1のように行うとよいと思われる。

なお、じん性能を $6\delta Y$ としているのでこれに対する余裕率は次の表-2のとおりとなり、現行の道路橋示方書耐震設計編9.2に示される安全係数 α の数値とたまたま一致することは興味深い。

ただし、道路橋示方書の安全係数 α は塑性変形量のみを対象としているので、この方式の場合にはじん性能が $6\delta Y$ のときの設計塑性率を $(1+5/\alpha)$ 式によって求めることとなり、

表－１の値より若干大きな値となる。これを表－３に示す。

鉛直方向にプレストレスを導入した柱についてもじん性の評価方法は上述の鉄筋コンクリート柱の場合と同様に行えることが現在明らかにされつつある。

塑性率が2.0の場合、被災は軽微な損傷以内であり、地震後の損傷は外見上ほとんど認められない。また、塑性率4.0に達しても地震後の供用性は確保できる。重要度Bの構造物はこのように設計することにより、地震後もその役割を果たすことができると思われる。重要度Aの構造物では重要度Bの場合に比して若干被災の程度が大きくなるが当座の供用には問題が生じないと思われる。一般の構造物の場合でも直下型に対して安全度は十分に確保できる。

地震動のような未来に発生するであろう外乱のシナリオに対して構造物の所期の性能を発揮できるようにするには設計の体系を性能規定型にすることが大切であると思われる。

5. 橋脚の軸方向プレストレスによる耐震性向上

著者は橋脚の軸方向にプレストレスを導入することにより大幅に耐震性を向上することを見出し、研究を続けてきた。この研究をベースとして現在PC技術協会では委員会を組織して鋭意研究を行なっている。

ここでは委員会で行なった実験結果の一部を述べる⁽⁹⁾。

供試体は、柱部の断面寸法を40 cm × 40 cmの正方形断面とし、載荷スパンを柱基部から1.5 mとした。これらの寸法は、載荷実験を実施する機関の載荷装置や載荷能力を考慮して決定した。

検討項目は、①断面形状（中実もしくは中空）、②上部工重量による軸応力度（1もしくは4MPa）、③コンクリート強度（35もしくは60MPa）、④プレストレスのレベル（0, 2, 4もしくは8MPa）および⑤PC鋼材の付着の有無とし、合計17体の供試体を用いて実験を行った。供試体緒元を表－４に、供試体の主要寸法を図－９に示す。なお、中空断面供試体（S-12～S-17）のプレストレス量は中空部における値を示す。

表－１ 設計塑性率

	一般	重要度A	重要度B
プレート境界型	3.0	2.5	2.0
直下型	6.0	5.0	4.0

表－２ 余裕率

	一般	重要度A	重要度B
プレート境界型	2.0	2.4	3.0
直下型	1.0	1.2	1.5

表－３ じん性能を $6\delta y$ としたときの
道路橋示方書の設計塑性率

地震	A種の橋	B種の橋
プレート境界型	3.1	2.7
直下型	5.2	4.3

表-4 供試体緒元

供試体名	断面形状	軸応力度 (MPa)	コンクリート強度 (MPa)	プレストレス (MPa)	付着の有無	帯筋	P C 鋼材	軸方向鉄筋	曲げ耐力 (kN)
S-1	中実	1.0	35.0	—	—	D6@30	—	32×D13	194.7
S-2	中実	1.0	35.0	2.0	あり	D6@30	4×SWPR7B φ12.7	16×D13	175.3
S-3	中実	1.0	35.0	4.0	あり	D6@30	8×SWPR7B φ12.7	16×D10	193.9
S-4	中実	1.0	35.0	4.0	なし	D6@30	8×SWPR7B φ12.7	16×D10	188.9
S-5	中実	1.0	35.0	8.0	あり	D10@40	8×SWPR19 φ17.8	8×D10	277.3
S-6	中実	1.0	60.0	8.0	あり	D10@40	8×SWPR19 φ17.8	8×D10	311.6
S-7	中実	4.0	35.0	—	—	D6@30	—	32×D13	233.9
S-8	中実	4.0	35.0	4.0	あり	D6@30	8×SWPR7B φ12.7	16×D13	222.5
S-9	中実	4.0	35.0	4.0	なし	D6@30	8×SWPR7B φ12.7	16×D10	224.3
S-10	中実	4.0	60.0	4.0	あり	D10@40	8×SWPR7B φ12.7	16×D10	249.8
S-11	中実	4.0	60.0	8.0	あり	D10@40	8×SWPR19 φ17.8	8×D10	335.4
S-12	中空	1.0	35.0	—	—	D6@30	—	32×D13	185.6
S-13	中空	1.0	35.0	4.0	あり	D6@30	4×SWPR7B φ12.7	16×D10	125.6
S-14	中空	1.0	35.0	8.0	あり	D6@30	4×SWPR19 φ17.8	8×D10	152.5
S-15	中空	4.0	60.0	—	—	D6@30	—	32×D13	209.4
S-16	中空	4.0	60.0	4.0	あり	D6@30	4×SWPR7B φ12.7	16×D10	160.6
S-17	中空	4.0	60.0	8.0	あり	D6@30	4×SWPR19 φ17.8	8×D10	188.4

注) 曲げ耐力は水平力(終局曲げモーメント/載荷スパン)を示す。

供試体は、表-4に示したように、断面形状により中実断面(S-1~S-11)と中空断面(S-12~S-17)に分類される。S-1, S-7, S-12, S-15は鉄筋コンクリート供試体(以下、RC供試体という)であり、その他はプレストレストコンクリート供試体(以下、PC供試体という)である。

供試体の配筋とPC鋼材の配置、載荷装置、載荷ステップを図-10~12に示す。

静的正負繰返し実験の結果を図-13に示す。この実験から得られた結果は次の通りである。

(1) RC供試体では、軸方向鉄筋の座屈が生じると載荷荷重の低下が著しくなるが、PC供試体ではその後も荷重の顕著な低下がなく、粘りのある挙動を示す。また、PC供試体の履歴曲線は、プレストレス導入レベルが上がるほど、除荷時の原点指向性が強くなる傾向がある。

(2) PC供試体はRC供試体に比べ、曲げひび割れおよびせん断ひび割れの発生は少なくなる。

(3) プレストレス導入量が大きくなるほどエネルギー吸収能は低下するが、残留変位は小さくなり、地震後の供用性能は向上する。また、本実験のように載荷荷重が最大荷重の80%となった時を終局限界とした場合、プレストレス量が多いほど変形性能も向上する。

(4) PC鋼材に付着がない場合、載荷荷重によるPC鋼材の増加ひずみが小さく、付着のある場合に比べて残留変位をさらに小さくすることができる。また、曲げ破壊耐力を同等にした場合には、付着の有無によるエネルギー吸収能の差はごくわずかである。

中実断面の場合 中空断面の場合

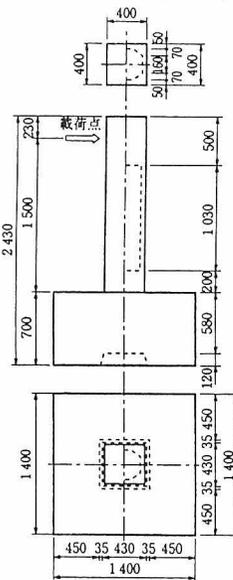


図-9 供試体主要寸法図

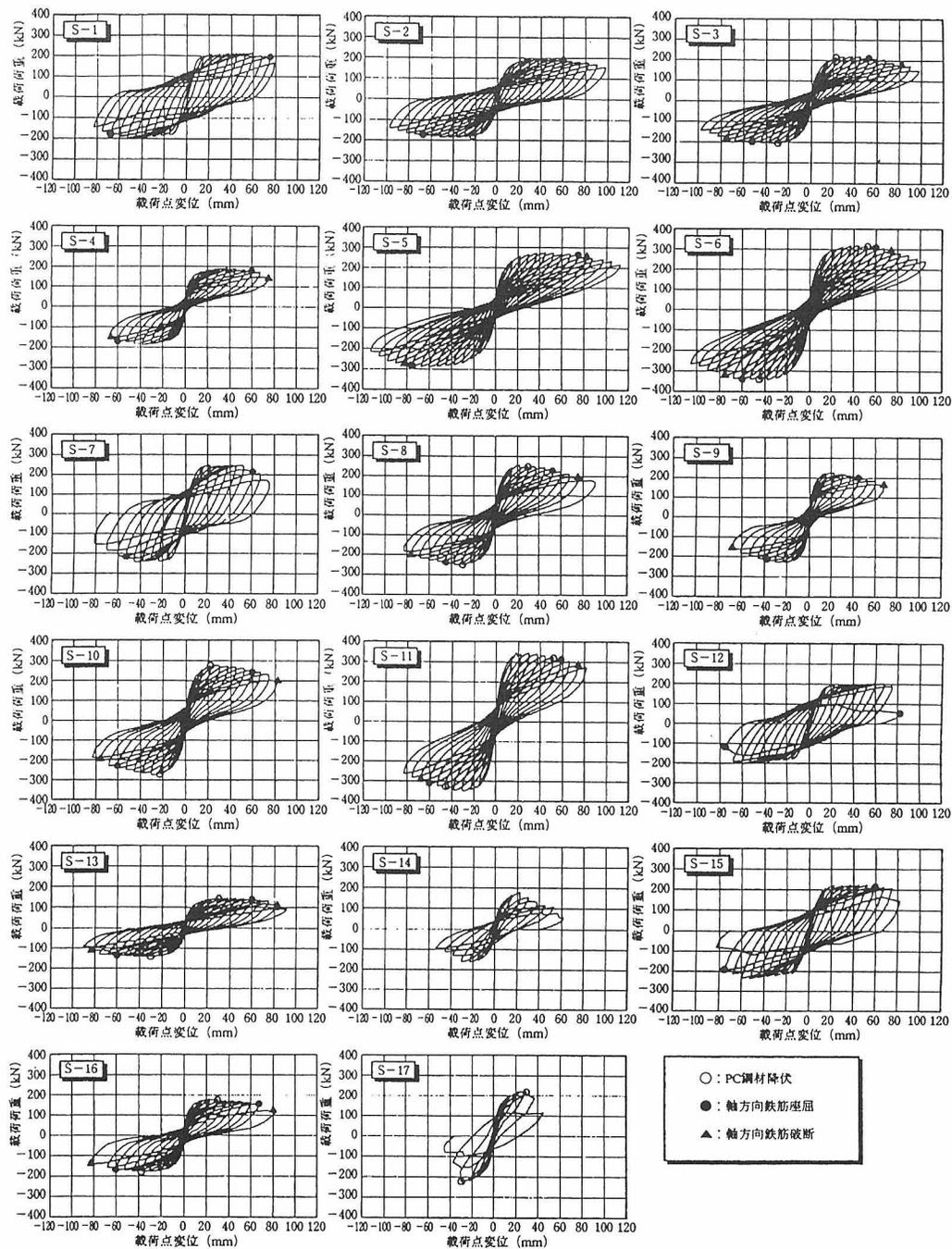


図-13 荷重-変位関係

6. 国際構造コンクリート連合 (f i b) の発足

1998年5月24日(日曜日)午前9時30分よりオランダのアムステルダム市の R A I 国際会議場において、新しく発足することとなった f i b の初めての総会が開催された。f i b はフランス語の fédération internationale du béton (国際構造コンクリート連合)の頭文字である。

f i b は1952年に共に発足した CEB (Comité Européen du Béton, ヨーロッパコンクリート委員会)と FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte, 国際プレストレストコンクリート連合)とが合併して設立されたものである。ただし、CEBは1976年に名称が Comité Euro-Internationale du Béton (ヨーロッパ国際コンクリート委員会)に変更された。

CEBとFIPとは共にヨーロッパに本拠地を置く組織であることから早くから協力関係にあり、1960年頃に合併の話が持ち上がったが、実現できなかった。しかしながら協力活動の一環として1962年にはプレストレストコンクリート指針を起草するためにCEB・FIPの合同委員会が設けられた。1964年にはCEBは鉄筋コンクリートに関する最初の国際指針を起草し、世界各国の規準作成に参照された。1970年には両組織が協力してCEB・FIP International Recommendations が公表された。1978年にはCEB - FIP Model Code 1978が公表され世界各国の規準作成に大きな影響を与えた。1991年にはCEB - FIP Model Code 1990の最終案が公表された。以上の例のようにCEBとFIPとは長年にわたって協力関係にあり、また、両組織の活動で重複するものもあり、1990年代に入って両組織の合併の話が真剣に進められるようになった。独立した国際組織が合併することは言うは易しいが実行は極めて困難なことであって関係者は多大な努力をしたのである。

合併の背景としては、ヨーロッパ共同体としてのEUの設立がある。CEBはCEB - FIP Model Code 作成のための基礎的な調査研究を鋭意進め、その成果はEuro Code (欧州規準)の中に反映された。一方、EUの設立に伴ってCEN (Comité Euro Norm, ヨーロッパ規準委員会)が設立され、CEBがそれまで果たしてきた役割を直接的に担うこととなった。ヨーロッパ各国のコンクリート学協会は、従来はCEBとFIPの両方に属して活動してきたがCENの設立に伴い、これにも参画することが必要となり合理的な活動を進めるにはCEBとFIPの合併が求められるようになったのである。ただし、米国はCEBに加盟していなかったため両組織の合併については特別な熱意は持っていなかった。我が国は日本コンクリート工学協会がCEBに加盟しており、また、プレストレストコンクリート技術協会がFIPの主要メンバーであったので、CEBとFIPとの合併については種々の提言を行ってきた。CEBとFIPとの間で正式に合併(Merger)の基本的合意ができたのは1993年であり、その後、新組織の名称について紆余曲折があり、いったん“FIB”で決定しかけたが、FIPに酷似していることからCEB側の反対もあり、妥協の産物として“f i b”となったのである。合併に際しては両組織からの代表者数名で構成されたStrategy Group および Management Group が組織され、新しく発足するf i b の設立準備が進められた。

さて、上に述べた合併の背景はややヨーロッパ中心の感があるが、翻って現在の構造コンクリートの世界的発展普及やISOを中心とする国際化の中でCEBとFIPの合併による新組織の設立は極めて意義深いことである。

f i b は Statutes (規約) に基づいて存在する。この規約は公式にはフランス語で書かれて

おり、これを英文としたものが
 実際上に用いられている⁽¹⁰⁾。

fib の組織は図-14に示すと
 おりであり、会長および幹部会
 (Praesidium) の下に運営委員
 会 (Steering Committee) があ
 り、その下に研究委員会 (Com-
 missions) と 特別活動部会
 (Special Activity Groups) と
 がある。

初代の fib 会長は FIP の会
 長であった Michel Virlogeux
 博士である。

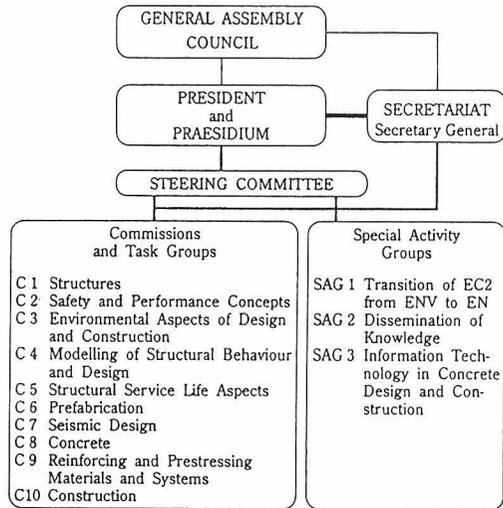


図-14 fib の組織

7. おわりに

プレストレストコンクリートの発展と技術開発に関し、著者の私見をまじえて概要を述べた。テーマが極めて大きいためと本講習会のタイトルが「P C 建造物の耐震設計の現状」であるので耐震についてや、詳しく述べることも必要と思いきり沢山な内容となった。しかしながらまだまだここに記述すべき内容が多々残されており著者の努力不足が責められるものと思われる。御寛容いただければ幸いである。

1999年の fib の国際シンポジウムは10月13日～15日にチェコのプラハで開催される。また、国内の P C シンポジウムは10月22日、23日に長野で開催の予定である。各位の御支援と御出席をお願いする次第である。

付録には第13回 F I P 大会の論文集の目次を示した。この論文集には最新の P C に関する世界の情報が報告されているのでこの目次を活用していただければ幸いである。

本文中におけるポン・デュ・ガールの記述については1994年10月に現地を訪れたときに購入した小冊子⁽¹¹⁾を参照したものであり非常に興味深いので御一読をお薦めしたい。

参考文献

1. Jose A. Fernandez Ordonez ,Eugene Freyssinet ,Bilingual Edition (現在 (株)建設図書より日本語版出版準備中)
2. Komendant , A. E. ,Prestressed Concrete Structures ,McGraw-Hill Book Company ,New York ,1952
3. 池田尚治, 土木分野における複合構造の発展, コンクリート工学, pp.3~8, 日本コンクリート工学協会, 1998.10
4. 水口, 芦塚, 古田, 大浦, 滝, 加藤, 本谷橋の設計と施工, 橋梁と基礎 1998年9月号, pp.2~10,建設図書
5. 清水, 森光, 井出, 山本, 大芝大橋上部工の施工, 橋梁と基礎 1998年2月号, pp.2~9,建設図書
6. 井上, 久富, 上野, 藤岡, 沖野, 伊東, 天建寺橋の上部工の施工, 橋梁と基礎 1998年12月号,pp.2~9,建設図書
7. 第13回 F I P国際会議出席及び欧州橋梁視察報告書,1998年10月
8. 池田尚治, 耐震技術の今後の展望, 橋梁と基礎, 1996年8月号, pp.20~21,建設図書
9. 池田, 森, 吉岡, プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.40 ,No.5 ,1998年9月号, pp.40~47
- 10.池田尚治, 新組織 fib の発足と我が国の対応, コンクリート工学, pp. 47~51, 1998年8月号, 日本コンクリート工学協会
11. Jacky Granier, The Pont du Gard, Water supply in antiquity in Provence and Languedoc, Ste AJAX, 1993