

新しいPC技術の実用化

—第22回 PC技術講習会—

平成6年2月

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会

目 次

新しいP C技術の展開	1
横浜国立大学工学部 教授 (社)プレストレストコンクリート技術協会 会長	池 田 尚 治
建築用プレキャストの現状（建築関係）	27
日本大学 教授 (社)プレストレストコンクリート技術協会 副会長	本 岡 順二郎
外ケーブル方式P C構造物の設計・施工ガイドライン	43
首都高速道路公団工事検査担当 調査役 日本道路公団構造技術課 課長 (社)P C建設業協会高速道路橋研究委員会 委員長	秋 元 泰 輔 山 縣 敬 二 荒 川 敏 雄
外ケーブル方式P C構造物の現況（実施例）	77
首都高速道路公団 同 日本鉄道建設公団 新潟県土木部 ㈱ピー・エス 同	一 桝 久 允 伊 東 昇 金 森 真 内 藤 隆 雄 佐 藤 幸 一 後 藤 精 三
我が国における最近のP C斜張橋	101
建設省土木研究所橋梁研究室 室長 (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 同 同 同	西 川 和 廣 近 藤 真 一 大 塚 一 雄 石 川 育 野 村 貞 広
(資料) プレストレストコンクリート技術講習会年次テーマ	127

新しい P C 技術の展開

横浜国立大学工学部 教授 池田 尚 治
(社)プレストレストコンクリート技術協会 会長

1. はじめに

1993年はプレストレストコンクリート技術協会にとって大きな節目となる年であった。10月17日～20日には、我が国で初めてのプレストレストコンクリートに関する国際会議が当協会と F I P との共同主催により、京都において実施されたのである。世界の36ヶ国から700名以上が参加し、技術的な内容については勿論のこと、会議の構成や雰囲気も大いに評価され、我が国の P C 技術が今後国際的に大いに貢献する契機となるものと思われた。なお、この京都でのシンポジウムの機会を活用して、その数日前の10月14日には、東京でプレストレストコンクリート東京セミナーが企画され、F I P の幹部を中心とした講師陣による P C の最新技術の講習会が実施された。

また、11月7日には、我が国で初めての P C に関する資格認定試験である「プレストレストコンクリート技士資格認定試験」が実施され、約1000名が受験をすることとなった。

P C 技術に関しては、P C 斜張橋の益々の発展と普及、新素材の P C 構造への適用、外ケーブル方式の採用、鋼波板ウェブを用いた複合 P C 橋の建設、などをはじめとする活発な技術展開がこれまでに行われ、P C 構造が着実にその役割を今後大きく果していくことを示唆した。

ここでは、P C に関する国際組織である F I P の動静、P C 技士試験の概要とその効果、外ケーブルやプレキャストセグメント工法、P P C 構造などに関する設計基準整備の必要性、F I P 京都シンポジウムの概要と成果、および本 P C 技術協会の今後の役割、などについて述べ、新しい P C 技術の展開について論ずることとする。

2. F I P の活動

F I P は周知の通り、世界各国の P C に関する学協会が会員として加盟している唯一の国際組織で1952年に設立され、初代会長は P C 技術の創始者である E. Freyssinet 氏である。F I P は Fédération Internationale de la Précontrainte の頭文字であり、本部は現在英国構造工学会 (Institution of Structural Engineers) の中にある。F I P の事務局長は英国構造工学会のスタッフも兼務しており、経理担当者も同様に両組織を兼務している。この点は F I P にとっては極めて効率的であるが一方、英国構造工学会の好意を大きく受けている。

F I P は年4回発行の定期刊行物である F I P Notes を発行し、技術情報の普及と会員の情報交換に活用されている。この編集事務は2代前の事務局長 (B. Crozier 氏) が1人で担当している。

F I P の活動の原案は幹部会 (Praesidium) で立案される。幹部会は、年2回開催され、その案は年2回開催される理事会 (Council) で審議される。これらの会議は、シンポジウムなどの開催場所など出席者の都合のよい場所に設定される。これらの会議への出席は事務局以外はすべて本人負担である。従って、F I P としては、事務局員の旅費と会場費のみを負担すればよく、極めて経済的に運営されている。このことからわかるように、F I P の国際的な活動は、事務局員以外は会長と言ってもボランティアであり、F I P からの旅費の支給は全くないのである。それ故に、F I P の会費は比較的安く、我が国の場合で年間約60万円程度である。勿論これには F I P Notes 100 部/号の購読料が含まれている。

F I P は4年に1回の大会やその間に毎年開催されているシンポジウムに事務局員の旅費や連絡費などの経費を必

要とする。そのため、FIP が共同主催する国際会議の実施に際しては、会議参加者の登録費の中から一定額をFIP 本部に納入する方式をとっている。1993年の京都でのシンポジウムの例ではこの額が会議登録者1人当たり約3500円であった。

FIPは現在10の常置委員会(Commission 1～10)があり、これに加えて、CEBとの連合のものとして高強度高性能コンクリート活動部会(部会長 Holand 教授)、と橋梁委員会(委員長 Virlogeux 博士)が活動している。一般にFIPの活動成果はこれらの委員会を通じてとりまとめられ、FIP Notesに掲載されたり、独立の出版物としてFIPから刊行される。大会やシンポジウムの論文集もFIPの大きな成果として活用されている。CEB・FIP Model CodeはCEBとの共同作業によってまとめられたものである。なお、FIPの活動については昨年度も記述したのでそれを参照されたい⁽¹⁾。

本稿でFIPの事務的な事柄についてやや詳しく述べたのは、現在FIPが直面している大きな課題としてCEB(Comité Euro-international du Béton, ヨーロッパ国際コンクリート委員会)との統合の動きがあるからである。

CEBは1993年9月の大会において表-1のような決議を行い、FIPとの統合の方向を示した。即ち、今後5年間で統合を果そうということである。一方、FIPはこれを受けて1993年10月の京都における理事会で表-2に示す方針を決定した。

CEBはその名も示す通り、ヨーロッパ中心の組織であってヨーロッパ統合と大きく関連して活動してきたことが理解できる。限界状態設計法を中心としたModel Codeの起草はCEBの大きな成果と言える。一方、FIPはPCに限定してPCの世界的な発展普及に大きく貢献してきており、組織も極めて国際的である。

CEBやFIPとは別に米国のACI(American Concrete Institute)はその活動を国際的に拡大しており、個人会員が世界中に存在する。

我が国のPC技術が今後大きく国際的に展開するには上述のような国際的な組織の

表-1 CEBの決議

(於 29th CEB Plenary Session, Les Diablerets)

The General Assembly welcomes the concept of a form of Federation between CEB/FIP and authorises the CEB Administrative Council to now explore the detailed aspects below directly with the FIP ;

- a) working on an evolutionary approach while maintaining the essential ethos of CEB ;
- b) to establish closer collaboration at the working level and the setting-up of a Joint Advisory Committee (including the chairmen of commissions) to aid the process ;

and to report in due course on the progress to the General Assembly so that a definitive decision on a new form of organisation may be taken within five years.

In the meantime, the CEB would continue to operate as at present and acting under its Administrative Council.

表-2 FIPの決議

(於 FIP京都理事会)

"The Council of FIP at its meeting in Kyoto on 16th October 1993 and having considered the views of the Member Groups of FIP :—

Confirms a general desire to develop further as an international body to deal with a wide range of structural concrete interests worldwide

Considers that this objective could be best achieved by integrating FIP and CEB so that the interests of both CEB and FIP could be extended and strengthened

Notes the Technical Resolution No 4 of the 29th plenary Session of CEB and welcomes the proposals for closer working and technical collaboration and, in addition.

Sees as necessary the immediate establishment of a Joint Committee of Presidents and Secretaries General to foster collaboration and resolve the practical problems of implementing a federal structure and directing progress towards a single international organisation

The Council of FIP would wish to avoid a protracted period of negotiation and uncertainty and so wishes to see further proposals for a working relationship with CEB to be presented to a General Assembly to be convened at the time of the 12th International Congress of FIP in June 1994 together with arrangements leading to the establishment of a single body to meet the needs of both FIP and CEB".

動きをよく把握し、これらの組織の活動が健全なPCの発展に結び付くように大いに国際的に発言することが必要と思われる。京都でのFIPのシンポジウムの成功はFIPの今後の進む方向に相当なインパクトを与えたものと思われる。FIPとしては今後アジアでの活動を活発化する方向にあり、我が国からの貢献が大きく期待されてくるものと思われる。

3. PC技士制度の発足と役割

1992年度よりプレストレストコンクリート技士制度の発足により、1993年11月に第1回の試験を実施し、1994年1月10日～2月9日の間に登録した合格者に対し、1994年4月1日よりプレストレストコンクリート技士の称号が有効となる。ここに、我が国で初めてのPC技術に関する資格が誕生することとなったのである。

この資格認定制度の発足に際しては、本協会内にプレストレストコンクリート技士委員会を設置して表-3に示す諸規定類を立案し、理事会で決定をした。表-4にこれらのうちからプレストレストコンクリート技士制度規則を示す。この規則に謳われているように、この制度の目的は、PC技術の向上を図ることによってプレストレストコンクリート構造物の品質を確保することを第一義とし、これをもって社会の進歩発展に寄与することである。

本制度の発足によって、学協会の示方書や工事の仕様書にこの資格の存在が反映されることにより、この制度の目的が達成できるものと思われる。また、この制度の発足によってPC技術者が自己の技術の社会的重要性をより強く認識し、学術および技術の向上に一層努めることになるものと思われる。今回の試験では、一般の試験で364名、特別措置による試験で3968名、合計4332名が合格した。

4. 設計基準整備の必要性

PCに関する設計施工基準類は、土木学会や建築学会で早い時点から基本的な事柄が規定され、改訂されながら今日に至っている。また、日本道路協会の道路橋示方書の中にもPCに関する実用的な仕様が示され、実際の設計施工に活用されている。1991年には土木学会より「プレストレストコンクリート工法設計施工指針」が発刊され、各種PC工法の発展に対応した規定の整備が行われた。この指針の刊行は、今回のPC技士試験の実施に大いに有用となったものと思われる。また、日本建築学会では1986年に「プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種PC)構造設計・施工指針・同解説」を刊行し、PC構造の新しい流れに対応した指針を示した。

表-3 プレストレストコンクリート技士に関する諸規定類目次

番号	名 称	実施年月日
1	プレストレストコンクリート技士制度規則	平成4年5月1日
2	プレストレストコンクリート技士委員会規程	〃
3	プレストレストコンクリート技士試験関係の報酬等に関する規程	平成4年10月1日
4	プレストレストコンクリート技士試験の受験料および手数料等に関する規程	〃
5	プレストレストコンクリート技士の登録手数料に関する規程	〃
6	プレストレストコンクリート技士試験受験手続細則	〃
7	プレストレストコンクリート技士登録研修細則	〃
8	プレストレストコンクリート技士試験試験場運営細則 その1 統括管理者および事務責任者心得	〃
9	プレストレストコンクリート技士試験試験場運営細則 その2 監督者心得	〃
10	プレストレストコンクリート技士試験統括管理者等に関する内規	〃
11	プレストレストコンクリート技士試験制度における受験資格に関する内規(秘)	〃
12	プレストレストコンクリート技士合格証明取扱内規	〃
13	プレストレストコンクリート技士試験事務取扱要領	〃

表－４ プレストレストコンクリート技士制度規則

（目的）

第１条 この規則は、プレストレストコンクリートの計画・設計・施工および管理に関する業務に携わる技術者の資格を定め、その技術の向上をはかることによりプレストレストコンクリート構造物の品質を確保し、もって社会の進歩発展に寄与することを目的とする。

（称号）

第２条 この規則にもとずきプレストレストコンクリート技術協会（以下本会という）が実施するプレストレストコンクリート技士認定試験（以下技士試験という）に合格しかつ登録をした者に対し、登録の有効期間中「プレストレストコンクリート技士」（以下技士という）の称号を付与する。

（受験資格）

第３条 技士試験を受けようとする者は、プレストレストコンクリート技術関係業務に５年以上の経験を有する者でなければならない。

（経験年数の短縮）

第４条 技士試験を受けようとする者であって、次の各号の一に該当する者は、前条に定める経験年数を１年短縮することができる。

学校教育法（昭和２２年法律第２６号）による大学で、土木工学もしくは建築学に関する学科を卒業した者。

- ２．前項に準ずる学歴を有し、別に定める内規の条件に合する者は、前項に準じ受験資格における経験年数を短縮することができる。

（試験）

第５条 技士試験は筆記試験とし、原則として毎年１回行う。

（合格者の発表）

第６条 前条の試験の結果について、直接本人に通知するとともに、合格者はプレストレストコンクリート誌上に氏名を掲載する。

（登録の手続）

第７条 技士試験に合格した者は、当該年度（年度とは、４月１日から翌年３月３１日までをいう。以下同じ）およびその翌年度から３年間は、所定の登録受付期間に登録の手続をすることができる。３年間経過後の登録手続については、第１１条（再登録）を準用する。

- ２．登録事項は、登録番号、登録有効期限、氏名、生年月日、住所、勤務先の名称・所在地その他別に定める事項とする。

（登録の有効期間）

第８条 登録の有効期間は、試験に合格した年度の翌年度から４年間とし、その後第９条により４年毎に更新することができる。なお、登録の手続が遅れた者については、登録の手続を行った翌年度から有効期限までとする。

（登録の更新）

第９条 登録の更新をしようとする者は、登録有効期間最終年度の登録受付期間に、登録更新の申込をしなければならない。

（登録の失効）

第１０条 前条により登録の更新をしなかった者の登録は、有効期間満了と同時に失効し、第１１条により再登録するまでは、技士の称号を用いることはできない。

（再登録）

第１１条 前条により登録が失効した者は、当該年度の所定登録受付期間に再登録の申込をすることができる。ただし、再登録の申込をする者は、所定の研修を受講しなくてはならない。

2. 再登録による登録の有効期間は、再登録の翌年度から4年間とし、その後第9条により、4年毎に更新することができる。

(登録証書および名簿)

第12条 技士の登録(更新登録・再登録を含む)をした者に対しては、登録の有効期限を明示した登録証書を交付し、またその氏名、勤務先名称等をプレストレストコンクリート技士登録者名簿に掲載する。

2. 前項の登録証書は、特別の事情がない限りこれを再交付しない。

(登録手数料)

第13条 第7条の登録の手続、第9条の登録の更新および第11条の再登録に当たっては、別に定める手数料を納めなければならない。

(技士委員会)

第14条 技士試験、登録および研修の運営は、プレストレストコンクリート技士委員会(以下技士委員会という)がこれに当たる。

2. 技士委員会の委員は、学識経験者ならびに本会理事若干名をもって構成する。
3. 委員の任期は2年とし、原則として再任することはできない。ただし、理事である委員の任期は1年とし、再任を妨げない。

(委員長・委員の選任)

第15条 技士委員会の委員長および委員は、理事会が選任し、会長が任命する。ただし、委員長は理事である委員をあてる。

(規則)

第16条 この規則に定めるもののほか、この制度の実施に関し必要な事項は別に定める。

(変更)

第17条 この規則は、本会の理事会の議をへて変更することができる。

付 則

(実施期日)

この規則は、平成4年5月1日から実施する。

(特別措置)

本会が指定する資格を有する者は、別に定める試験によって、第5条の規定による試験に代えることができる。

2. 前項の措置は、平成6年3月31日を期限とする。

(社団法人プレストレストコンクリート技術協会)

しかしながらPC構造に関しては、プレキャストセグメント工法が外ケーブル技術の確立に伴って大いに注目されるようになり、一方、支間の長大化や景観への配慮などからPC斜張橋の発展普及も著しいものがある。鋼波板ウェブを持つ複合PC構造も外ケーブル技術なしには考えられない工法といえる。PPC構造(パースシャルプレストレストコンクリート構造、またはPRC構造)も経済的な設計概念として適用例が多くなってきた。炭素繊維やアラミド繊維を緊張材として用いるPC構造も新素材の活用として熱心に取り組まれ、いくつかの実施例が見られる。これらの特徴のあるPC構造の登場は、PCの多様性を示すものであるが、これらが今後信頼度を保ちながら発展普及して行くためには、学協会の立場からの設計施工基準類の整備が不可欠であると思われる。この場合、PCとRC(鉄筋コンクリート)との相違、PCの基本的性能などに立ち戻って議論をすることが必要である。ここでは次章でこれについて述べることにする。

5. PCの設計概念の展開

(1) プレストレスのレベルの分類

我が国では、PCが導入された当初にはパーシャルプレストレスングなる用語は、作用荷重下ではコンクリートの引張強度以下の引張応力度を許す設計の手法として用いられていた。この場合にはコンクリートにひびわれの発生を許していない。一方、作用荷重のもとでコンクリートの引張側に引張応力度の発生を許さない設計手法をフルプレストレスングと称して部材のコンクリートの軸方向応力度を常に正側に保つ条件を示した。

これらの定義は、土木学会のプレストレストコンクリート設計施工指針（昭和30年制定および昭和36年改訂）によっている。これは、Abeles や T.Y. Lin の著書の中でこのような分類が示されていたからである。

しかしながら、DIN 4227 における Volle Vorspannung（フルプレストレスング）、Beschränkte Vorspannung（限定プレストレスング）および Teilweise Vorspannung（部分プレストレスング）の3段階の分類や、1970年のCEB・FIP 指針におけるⅠ種、Ⅱ種およびⅢ種の分類、ならびにFIPの構造設計指針における full prestress, limited prestress および partial prestress の3段階の分類方法が現れるに及んで、従来のパーシャルプレストレスングの定義はほとんど用いられないようになってきたのが実情である。

以上に述べたように、パーシャルプレストレスングなる用語および概念は、プレストレストコンクリートに作用荷重のもとでひびわれを若干許容するが鉄筋を配置してそのひびわれ幅を所定の値以下に制限する手法と、これを別の方向から考えて、鉄筋コンクリートのひびわれ幅をプレストレスの導入によって制限する手法の両方に対して用いることができるものと思われる。

(2) PCとRCとの相違

曲げモーメントを受けるRC（鉄筋コンクリート）とPC（プレストレストコンクリート）の梁について、単純にその力学的特性を概念的に比較してみる。

RC梁はコンクリートのひびわれ発生によって若干曲げ剛性が低下するが、ひびわれ幅を制限する鉄筋の引張応力度（鉄筋の許容引張応力度に相当）を経て鉄筋の降伏応力度に至るまでの挙動は弾性的で極めて安定した状態である。ひびわれ幅に関しても、その値は鉄筋の引張応力度にはほぼ比例し、急激にひびわれ幅が増大するのは鉄筋の降伏以降である。これらの状況を概念的に示したのが図-1である。これに対して、PC鋼材の

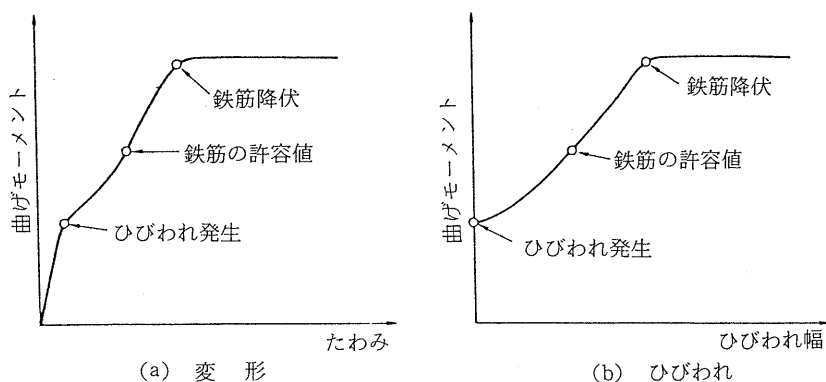


図-1 鉄筋コンクリート梁の曲げ挙動の概念図

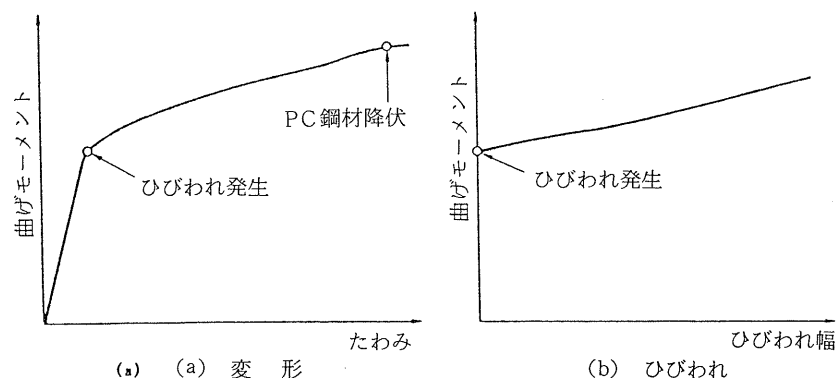


図-2 プレストレストコンクリート梁の曲げ挙動の概念図

みが配置されたPC梁の曲げ挙動は、図-2に示すように、コンクリートにひびわれが発生するまでは極めて弾性的であるが、いったんひびわれが発生すると梁の曲げ剛性は大幅に低下して変形が急激に増大するとともにひびわれの

開口も著しい。これは、P C鋼材の断面積が鉄筋のそれに比べて相当に少なく配置されているためにひびわれ後の断面二次モーメントが鉄筋コンクリートより相当に小さいことによるものであり、また、ひびわれについても1か所に集中して発生しやすいため、その幅が著しく大きくなるのである。しかしながらP C梁の場合には、除荷によりひびわれはほぼ完全に閉じて全断面有効の剛性に戻ることができる。

上述のように、同じコンクリート梁でもR CとP Cとでは、コンクリートのひびわれや変形の挙動が大幅に異なるのであって、R C梁の場合には設計で仮定した作用荷重を若干上回った荷重状態となっても梁の挙動はそれほど大きく変わらないのに対して、P C梁では、フルプレストレッシングに対応して想定された作用荷重が若干増大したり、支承等の状況が設計で仮定したものと若干相違した場合などに梁の挙動が大幅に変化する可能性があるのである。

作用荷重が極めて安定しているか、あるいは設計荷重が実際に作用する荷重より相当に高めに設定されている場合にはフルプレストレッシングによりP C梁を設計すれば所期の性能のP C梁を建設することが可能である。一方、作用荷重の実際の値が、設計値を大幅に超える恐れのある場合には、フルプレストレッシングで設計することは梁の供用時における性能や耐久性に対して好ましくない結果となる恐れがある。

また、フルプレストレッシングで設計するために断面に過大なプレストレスを導入すると、場合によっては長期間経過後にクリープ変形が過大になることがある。

過去にフルプレストレッシングで設計された構造物に種々の問題が生じたことが報告されているが、その主な原因は上に述べた事柄によるものと思われる。

供用限界状態近傍におけるR C梁とP C梁との相違は、上に述べたように相当に異なることは明らかであるが、終局限界状態近傍における両者の挙動も相当に異なるものと考えてよい。なぜなら、鉄筋とP C鋼材との降伏点の相違は一般に3倍程度もあるので、P C鋼材が若干降伏ひずみを超えても緊張時のプレストレス力によりP C梁は除荷時の復元性が著しい。また、P C鋼材の伸び能力は鉄筋のその3分の1程度以下なので、引張鋼材比が小さい場合には終局時にP C鋼材が破断する恐れもある。

P P C梁の場合の力学的挙動は、R C梁とP C梁との中間的なものと考えてよい。

(3) 設計荷重設定の重要性

供用限界状態 (Serviceability Limit State) における設計変動荷重は、道路橋、鉄道橋あるいは容器構造物、防波堤など、構造物の構成する施設の種類によってそのレベルが異なり、一般にはそれぞれの施設の設計仕様書によってノミナルな値が与えられている。したがって、設計変動荷重と、実際に構造物に作用する荷重との関係は、個々の設計仕様書によって相当に異なっているものと思われる。そこで、ある企業体がある寸法のP C梁をP P Cで設計したとしても、実際の荷重が作用する状態ではフルプレストレッシングの状態となっていることもあり得るのである。逆に、フルプレストレッシングの状態を想定して設計されたP C梁が実際の作用荷重のもとでコンクリートの引張側にひびわれが発生するような状態となるのであれば、極めて不具合な挙動を示すことになるのである。したがって、供用限界状態における設計荷重のレベルとその性質とをよく把握することがP C構造物の設計にとって極めて重要となるのである。疲労の影響を与えるような繰返し荷重に関する評価も重要である。単に耐久性から定まる許容ひびわれ幅のみを指標とした設計の考え方だけでは不満足な結果を与えることになるものと思われる。

ほとんどの構造物は、供用限界、終局限界、および疲労限界の各状態に対して安全のように設計されるが、終局限界に達する可能性はほぼ皆無と言ってよい。これに対して供用限界や疲労限界の状態となる可能性は相当に大きく、これらの限界状態に対して十分な検討が必要である。特にP C構造物では供用限界に対応する荷重に対してP C部材はその挙動が極めて敏感に変化することを認識する必要がある。P P C構造の場合にはこの敏感性がP P Cの程度に応じて鉄筋コンクリートのそれに近くなるが、コンクリートのひびわれに関しては依然として敏感な状態である。

そこで、安全で合理的なP C構造物を設計するためには、供用限界状態および疲労限界状態に対応した設計荷重を正しく定めることがまず必要である。単に現在定められている設計仕様書の荷重をそのまま供用限界状態の荷重として用いてフルプレストレッシングとかP P Cとかを論じても本質的な議論とならないことに留意しなければならない。

(4) P CとR Cの断面計算の統一化

今までに述べてきたようにフルプレストレスで設計されたP C部材が必ずしも高性能なものでないことがおわかりいただけたものと思われる。しかしながら作用荷重のもとでひびわれの発生が少ない方が耐久性や美観その他の点で好ましいことには違いがない。それでは、どのようなことを指標としてコンクリート構造物を設計したらよいのであろうか。

それにはまず建設しようとするコンクリート構造物の目標とする性能を明確に定めることである。鉄筋とP C鋼材とでは腐食に対する鋭敏性が異なるので、コンクリートのひびわれ幅に関しては同一の許容値を定めることは適当でない。そこで、R Cの場合には常時の死荷重状態において鉄筋の引張応力度あるいはひびわれ幅をある値以下におさえ、さらに供用限界状態の荷重に対してはこれに対応した許容値を定めるのである。一方、P C鋼材が配置されている場合には常時の死荷重状態でフルプレストレスの状態とし、供用限界状態の荷重に対しては鋼材の応力の増加量あるいはひびわれ幅を耐久性に関連させて定めればよいのである。次にP C鋼材が配置されている場合には、供用限界状態における設計荷重の変動を考慮して設計荷重の1.4倍程度の荷重に対して部材の性能を確認するのである。これにより、従来フルプレストレスリングで設計されたP C部材に生じていた不具合を除くことができると思われる。また、コンクリートのひびわれ発生後に急激に剛性が低下しないように断面の最少主鋼材量を定めることも必要である。このような設計のプロセスを考えれば、R CとP Cとの設計上の連続性も保たれるものと思われる。

プレストレスのレベルについては、(1)で述べたFIPの構造設計指針の用語を適用し、例えば、死荷重のもとではフルプレストレス状態、通常の変動荷重のもとではリミテッドプレストレスの状態、および供用限界状態ではP P Cの状態といったように、作用する荷重のもとで、P C部材のプレストレスの程度を表す用語として活用すればよいのである。

P C部材の設計では従来より全断面有効として断面計算が行われてきた。これはP Cがフルプレストレスを基本として出発したからと思われる。しかしながらP P Cの設計概念が登場するに及んでP P Cにはこの方法の適用が疑問視され、むしろP P Cには従来から用いられているR C方式による計算方法が用いられるようになった。そのため、P P Cと、リミテッドプレストレス（限定プレストレス）との間に設計上大きな隔りが生じることとなった。そこで、これは全く著者の私案であるが、P CとR Cとの共通的な設計手法の点から考えて、すべての断面計算でコンクリートの引張強度を無視する方式を採用すればよいと思うのである。ただし、全断面有効の計算方法は概略の計算方法として大いに活用することができる。

以上のように考えてくると、鉄筋やP C鋼材の力学的特性、コンクリートの品質、耐久性、構造物の置かれる種々の条件のもとで、最も適切なコンクリート構造物が設計できるものと思われる。

プレキャストセグメント構造および外ケーブル構造についても上述の考え方の延長線上で設計概念を確立することが必要であろう。

6. F I P 京都シンポジウムの成果

FIP京都シンポジウムは、Modern Prestressing Techniques and Their Application（最近のP C技術とその応用）と題して、次の9テーマを掲げ論文募集を行った。

- a 地震地域におけるP CおよびP P C （31編）
- b P Cにおける高強度・超高強度コンクリートの適用 （14編）
- c P Cにおける新システムの適用 （35編）
- d P Cにおける新材料の適用 （25編）
- e アンボンドおよび外ケーブルの適用 （17編）
- f プレハブP C構造 （39編）

- g PC構造の設計施工におけるコンピューター支援技術 (16編)
- h PC斜張橋の新しい技術 (22編)
- i 耐久性, 補修および補強 (24編)

ここで、カッコ内はそれぞれのテーマでの論文数であり、総数 223 編である。なお、論文募集の時点では c と d が 1 つのテーマとなっていたが、論文数が多いために新システムと新材料との 2 テーマに分けることになった。

これらの論文のほかに、本シンポジウムの特別講演として、FIP 会長の Moksnes 氏、前 PC 技術協会会長の六車教授、および PC 技術協会理事の山下氏の 3 題が発表された。

各論文の内容紹介等については会誌「プレストレストコンクリート」の 1994 年第 2 号の FIP 京都シンポジウム特集号に掲載されるので、ここでは付録にシンポジウム論文集の目次を示す。

今回のシンポジウムでは、すべてが英語であったために発表者も討議者も国外で実施される国際会議と全く同じ雰囲気を楽しむことができた。

発表された論文のレベルは非常に高く、今後、この論文集が大いに活用されるものと思われる。

なお、京都でのシンポジウムに先立ち、10月14日にプレ FIP 京都シンポジウム講演会として「PC 東京セミナー」が実施された。これは、PC の世界的権威者が来日する折角の機会であるので、FIP の幹部を中心として PC に関する最新の情報を提供してもらうことを考えたからである。表-5 にこのセミナーにおける講演内容を示す。なお、FIP 会長の Moksnes 氏の京都における特別講演の内容の一部はこのセミナーのテキストに詳しく紹介されている。

表-5 プレストレストコンクリート東京セミナー

P R O G R A M	
Date : October 14th (Thursday) 1993	
Venue : Zenkyoren Building, Hirakawacho, Tokyo	
(1) PC Cable Stayed Bridges	Professor Rene Walther スイス連邦工科大学教授 前 F.I.P 会長
(2) Normandie Bridge Project	Professor Michel Virlogeux フランス SETRA 部長 F.I.P 副会長
(3) Great Belt Bridge Project	Dr. K. R. Henriksen デンマークコンクリート 学会会長
(4) Concrete Sea Structures	President Jan Moksnes F.I.P 会長 ノルウェイ建設会社社長
(5) Concept of Eurocode	Lecturer Manfred Miehlsbradt スイス連邦工科大学講師
(6) Prestressed Concrete in Eastern Europe	Professor Geza Tassi ブダペスト工科大学教授

7. P C 技術協会の役割

P C 技術協会は、1993年12月現在、個人正会員 3276 名、法人正会員 33 社、賛助会員 110 社の規模の組織であり、学協会としての確固とした勢力を持っているものと思われる。会員の構成からもわかるようにこの協会は主として個人の会員から成立っているものであり、P C 技術者が個人の技術者としての良心に従って発言し、活動できる団体である。

P C 技術協会には理事会があり、これがこの協会を運営している。理事会は毎年 1 回開催される総会でその構成が決定される。

P C 技術協会が行っている最近の活動状況は次の通りである。

- (1) 会誌「プレストレストコンクリート」の編集と発行
- (2) 「プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム」の開催
- (3) P C 技術講習会の開催
- (4) 「プレストレストコンクリート技士」制度の実施
- (5) F I P のナショナルグループメンバーとしての活動
- (6) 各種調査研究委員会の活動
- (7) その他

P C 技術の発展はめざましいものがあり、3000 人以上の P C 技術者が技術の情報を交換し、また、自己の技術的知識をボランティアとして社会に貢献できる絶好のフォーラムがこの P C 技術協会と言える。

今までは設計基準や指針類は土木学会や日本建築学会での活動によって定められてきたが、この P C 技術協会が現在の規模と組織にまで発展してきた以上、今後は卒先して新しい P C 技術の健全な発展のために調査研究を行っていくことが必要と思われる。そのためには機動的な各種委員会を組織し活動することが重要と思われる。F I P の Commission とある程度関連させた活動を国内で行うことも 1 つの方法と考えられる。

8. おわりに

1994年 5 月 29 日～6 月 3 日には米国ワシントン D C において F I P の第 12 回大会が開催される。10 月 6 日～7 日には札幌において第 4 回の P C 国内シンポジウムが予定されている。これらの集いにできるだけ多くの P C 技術者が参加され、新しい P C 技術の展開の討議に参画していただければ幸いである。なお、1995 年 9 月 3 日～7 日にはオーストラリアのブリスベンにて F I P の国際シンポジウムが開催される予定である。

P C の新しい流れに関しては、「海外の新しい P C」と題する特集号が協会誌 1993 年 3 月・4 月号として刊行されているので参照されたい⁽²⁾。

参 考 文 献

- (1) 池田尚治, 世界のプレストレストコンクリートの動向, 第 21 回 P C 技術講習会テキスト, pp. 1～16, 平成 5 年 2 月, P C 技術協会
- (2) 池田尚治, プレストレストコンクリート橋の新しい流れ, プレストレストコンクリート, Vol. 35, No. 2, 1993, pp. 12～15, 特集: 海外の新しい P C, P C 技術協会

付 録

F I P 京 都 シ ン ポ ジ ウ ム 論 文 集 目 次

MODERN PRESTRESSING TECHNIQUES AND THEIR APPLICATIONS, PROCEEDINGS

FIP Symposium '93 in Kyoto, Japan October 17-20, 1993 (Volume I, II, III)

CONTENTS

VOLUME I

PLENARY SPEAKERS

J. Moksnes, NORWAY Concrete Sea Structures - a view of recent projects in the North Sea	1
N. Yamashita, JAPAN Development of Prestressed Concrete Bridges in Japan	9
H. Muguruma, JAPAN Development of Prestressed Concrete Buildings in Japan	19

DESIGN OF PRESTRESSED AND PARTIALLY PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES IN SEISMIC AREAS

B. C. Gerwick, Jr. and G. C. Fotinos, USA Design, Construction and Retrofit of Deep Foundations for Earthquake-Resistant Structures	31
N. M. Hawkins, USA U.S. Progress on Seismic Design Regulations for Precast / Prestressed Concrete Buildings	41
S. Okamoto, H. Kato, M. Hayashi and T. Ishii, JAPAN Nonlinear Analytical Study on Precast Prestressed Concrete Frame Building	49
G. H. Kusuma and T. Andriono, INDONESIA The Seismic Response of Capacity Designed Partially Prestressed Concrete Frames	57
M. Nishiyama, Y. Ohta, F. Watanabe and H. Muguruma, JAPAN Seismic Response of Prestressed, Partially Prestressed and Reinforced Concrete Building Frames	65
H. Bomhard, GERMANY Design Principles for Prevention and Containment of Large-Scale Industrial Accidents in Seismically Highly Affected Sites Exemplified by the Storage of Refrigerated Liquefied Gases	73
N. Kubota, S. Shikauchi, H. Osaki, Y. Mitake and H. Arai, JAPAN Antiseismic Design of A Long Prestressed Concrete Continuous Girder Bridge Using Base Isolators	83

J. C. Tai, TAIWAN Design Considerations for the Elevated Structure of the Taipei Rapid Transit System	91
M. K. Tadros, A. Einea, Say-Gunn Low, R. A. Magana and A. E. Schultz, USA Seismic Resistance of A Six-Story Totally Precast Office Building	99
T. Goto, S. Machida, N. Kinoshita, T. Mogami, T. Korenaga and Yukako Kuwata, JAPAN Effects of Slabs on Seismic Behaviors of Precast Prestressed Concrete Beams...	107
M. Ronde, THE NETHERLANDS Blast Resistant Prefabricated Laboratory	115
Yang, Chin-Yau, Lai, Ching-Po and J. C. Tai, TAIWAN Design of Segmental Cantilevered Concrete Box Girder Bridges for Areas of High Seismic Activity	123
Xu Maolin and Xu Zhengan, P. R. CHINA Performance Analysis of Prestressed Concrete Under Violent Earthquake	131
H. Scholz, SOUTH AFRICA Crack Width in Partially Prestressed Members	139
M. J. N. Priestley, F. Seible and E. Fyfe, USA Column Retrofit Using Prestressed Fiberglass/Epoxy Jackets	147
T. Andriano, G. H. Kusuma, INDONESIA An Evaluation on the Curvature Capacity of Precast-Prestressed Concrete Piles Used in the Seismic Areas	153
B. R. Niranjana, K. V. R. Anand, INDIA Flexural Behaviour of Post-tensioned PSC Cored Beams	161
W. Koyanagi, K. Rokugo, Y. Uchida and H. Nawata, JAPAN Development of High Performance Spun Prestressed Concrete Poles	169
S. Inoue, T. Miyagawa and M. Fujii, JAPAN Effects of Loading Histories on the Energy Dissipation of Partially Prestressed Concrete Beams	175
T. P. Tassios and E. Bonataki, GREECE Analytical Prediction of Cracking and Deflection of Partially Prestressed Beams	183
M. Hamahara, Y. Nakayama and J. Motooka, JAPAN Ultimate Design Method of Prestressed Concrete Beams with Web Openings	191
T. Ueda, Y. Sato and Y. Kakuta, JAPAN Effect of Axial Force on Shear Behavior of Prestressed Concrete Linear Member..	199
T. Kojima and N. Takagi, JAPAN Study on Torsional Behaviors of Prestressed Reinforced Concrete Beams Subjected to Pure Torsion	205
S. Tanaka and Y. Suga, JAPAN Cost Study of Prestressed Concrete Structure Comparison of the structural cost between Prestressed Concrete Structure and Precast Prestressed Concrete Structure	213

M. Okada, M. Hamahara, H. Suetsugu and J. Motooka, JAPAN Effect of Prestressing Force and Mode of Mechanism on Hysteric Behavior of Prestressed Concrete Frames	219
M. Ohnuma, S. Kawamata, M. Hayashi and S. Takano, JAPAN Experimental Study on Partially Prestressed Concrete Beams	227
N. Saito, K. Ichikawa, H. Kawase and T. Okada, JAPAN How to Create An Optimum Design for Partially Prestressed Concrete	235
Y. Hiyama, S. Matsubara, A. Kubo and K. Ozaki, JAPAN Vibration Tests In ISHIKARI RIVER BRIDGE and HOKUMEI BRIDGE - Bridges using laminated rubber bearings -	243
Xu Zhengang, Wang Enzhang, Sun Weixin and Hou Yefu, P. R. CHINA Design of Three-span and Fourteen-story Partially Prestressed Concrete Frame Structure	251
T. Yoshioka and T. Takanishi, JAPAN Earthquake Resistant Design for Egg-shaped Prestressed Digesters	259
Ma Yunchang and Sun Jie, CHINA Ultimate Torque for Prestressed Concrete T-Beams	267

UTILIZATION OF HIGH AND ULTRA-HIGH STRENGTH CONCRETES IN PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES

R Sri Ravindrarajah, C M Mercer and J Toth, AUSTRALIA Properties of High-Strength Concrete Containing Cement Supplementary Materials	273
T. Yamamoto, K. Mukae, M. Fujita, K. Tamaki and M. Fujii, JAPAN Basic Research on The Bearing Strength of High Strength Concrete	281
K. Takimoto, T. Shioya, Y. Takahashi and K. Minegishi, JAPAN Mechanical Properties of High-Strength Concrete and High-Strength Steel Bars at Low Temperature	289
H. Ohno, T. Kawai, Y. Kuroda and K. Ozawa, JAPAN Development of Vibration-Free High Strength Lightweight Concrete and Its Application	297
Y. Hata, N. Oonishi and Y. Watanabe, JAPAN Creep Behavior of Prestressed Concrete Bridge over Ten Years	305
N. Sugano, T. Nakajo, K. Fukayama and S. Nomura, JAPAN JIS (Japanese Industrial Standards) Prestressed Concrete Beams with High Strength Concrete for Light Load Slab Bridges	311
K. Noritake, H. Shima, S. Kumagai and K. Sasaki, JAPAN A Study of Structures with Prestressed Concrete Slabs and Truss Members, Using High-Strength Concrete	319
K. Høyland and T. O. Olsen, NORWAY Design of Offshore Concrete Structures	327
T. Hagberg, NORWAY Design Rules for High Strength Concrete (HSC)	335

P. Meaas, E. Jordet, J. H. Gustavsen and E. Landet, NORWAY The Salhus Floating Bridge	343
B. Jakobsen, NORWAY The Status of LWA-Concrete and Its Use in Offshore Concrete Floating Platforms	351
T. Kjoberg, NORWAY Design and Construction of Stongasundet Bridge	359
G. J. B. Ithurralde, J. L. Costaz and P. Jartoux, FRANCE New materials and new systems in prestressed concrete for containment vessels	365
E. Bacsa and R. J. Werner, AUSTRIA High-Rising Prefabricated Spun Concrete Towers Using Prestressed High and Ultra-High Strength Concrete	373

UTILIZATION OF NEW SYSTEMS IN PRESTRESSED CONCRETE

H. R. Viswanath and S. Basavaraju, INDIA Prestressed Concrete Transmission Poles with light weight Foamed Slag Aggregate	379
P. Jäger, SWITZERLAND First Egg-shaped Sludge Digesters Using Exclusively Unbonded Tendons	387
T. Nishizaki, K. Nakajima, K. Ukaji and T. Hasegawa, JAPAN Design and Construction of 140000kl Prestressed Concrete Outer Tank for LNG Storage in Osaka	395
O. Kiyomiya and M. Yamada, JAPAN New Development of PC for Marine Structures in Japan	401
K. Watanabe, K. Nishina, Y. Takebe and J. Izeke, JAPAN Six Spans Continuous Prestressed Concrete Bridge with Lead Rubber Bearings	409
J. Combault, J. D. Lebon and G. Pei, FRANCE Box-Girders Using Corrugated Steel Webs and Balanced Cantilever Construction	417
K. Noritake, S. Ikeda, S. Kumagai and J. Mizutani, JAPAN Study on a New Construction Method for Concrete Structures Using Suspended Concrete Slabs	425
K. L. Geren and M. K. Tadros, USA Optimization of Precast/Prestressed Concrete Bridge I-Girders	433
K. Abe, T. Shigenobu, K. Nakamura and A. Maeda, JAPAN Erection of Tainokawa Bridge by Lowering Method	441
Wan Kefeng and Wang Yongzhong, CHINA Design of the Dongming Yellow River Highway Bridge	449
M. Yoshimi, T. Saito, T. Ohishi, Y. Yonekura and Y. Nakajima, JAPAN A Study on Composite Light-Weight Prestressed Concrete for Long Spans	457

M. Virlogeux, E. Conti and R. Tardy, FRANCE The Bridge over the Gave at Lourdes Earthquake-Resistant Design	463
M. Sakai, T. Tanaka, H. Takahashi, H. Yamauchi, K. Idani and K. Muroda, JAPAN Report on the completion of a prestressed reinforced concrete continuous girder bridge with double-tee section	475
M. Miehlsbradt, SWITZERLAND Design of Skew Bridge Slabs - Research and Applications	483
A. Chabert and P. Jartoux, FRANCE Individually Protected Strands	491
T. Ooishi, T. Okazaki, T. Minami and T. Zaiki, JAPAN Application of 'After-Bond' Prestressing Steel for Bridge Construction	499
H. R. Ganz, F. A. Zahn and D. Rogowsky, SWITZERLAND CS - The next Generation Post-Tensioning System	507
N. Sugano, T. Suzuki, T. Harada, H. Matsuda, K. Soeda and M. Kanbayashi, JAPAN Method of Joining Precast Concrete Members by Chemical Jack Using Expansive Demolition Agent	513
H. Ohta, T. Matsutani and J. Ishida, JAPAN Crack Control in Concrete Walls by Means of Prestressing	521
D. M. Akhmadiarov, S. L. Litver and L. I. Budagiants, RUSSIA Chemical Prestressing and Sealing of Radio. Active Waste Strages with Cement Compositions	527
R. D. Lapsley, HONG KONG Post-Tensioned Transfer Plates	533
T. Katayama, M. Tanaka and K. Matsuyama, JAPAN PC Pavement's Construction at Tokyo International Airport	541
S. R. CURTIS, AUSTRALIA Development of Quality Systems For Contracts Involving Post-tensioned Concrete Bridgeworks	549
H. Thal, AUSTRIA VT-CMM a new system for unbonded prestressing	557
K. Katagihara and T. Matsutani, JAPAN Design and Construction of Prestressed Steel Truss	565
S. Sakata and H. R. Ganz, JAPAN Post-tensioned Foundations (2)	573
K. Suzuki, H. Tsuji, H. Morita, H. Moritaka, T. Okazaki and S. Shirahama, JAPAN Partially Prestressed Concrete Structure with 'After-Bond' Prestressing Steels	581
H. Odaka and K. Udagawa, JAPAN Compression Dispersion-type Permanent Anchor Method	589
N. Shimono, T. Okamoto, T. Hisatoku, H. Okamoto, M. Tada and K. Inoue, JAPAN Experimental Study on Automatic Deflection Control Method and the Ultimate Strength of Prestressed Steel Beam	595
O. Kuramoto and Y. Itoshima, JAPAN Development of Corrugated Prestressed Concrete Sheet Pile	603

E. Yamashita, H. Nitta, S. Mizoguchi and T. Yokota, JAPAN Properties of Hollow Prestressing Bar Used for New Prestressing System	611
H. Nishiki, T. Kumaoka and E. Itai, JAPAN Design and Construction of a Three Directional Stress Ribbon Bridge	619
H. Deguchi, K. Furuhashi and M. Tsunoda, JAPAN A Prestressed Concrete Egg-shaped Digestion Tank in Western Kyoto	627
Y. Saito, JAPAN Twist Treatment of Curved, Large-Capacity Tendons for PC Cylindrical Structures	635
A. I. Zvezdov, RUSSIA Concretes with Compensated Shrinkage for Prestressed Concrete Structures	643

VOLUME II

UTILIZATION OF NEW MATERIALS IN PRESTRESSED CONCRETE

A. Yahiro, Y. Hachiya, H. Inukai and K. Nakahashi, JAPAN Applicability Test of Prestressed Concrete Pavement with FRP tendons	647
M. Tezuka, S. Morisita, K. Kai, T. Yokota and T. Niwano, JAPAN Design and Construction of Precast Prestressed Concrete Floating Bridge Reinforced by Only FRP	655
M. Nakai, T. Hirota, O. Kiyomiya, T. Fukute, M. Shikamori and N. Sakai, JAPAN Development and Application of Coastal Concrete Structure Employing Fiber Reinforced Plastic (FRP)	663
D. J. Lee, UK "Project Linksleader" The First Major Cable Stayed GRP Bridge	671
M. Hosotani, F. Seki and T. Hamada, JAPAN The application of Carbon Fiber as Tendon in Cable Cantilever Method for prestressed concrete bridges	679
M. Kanda, S. Ohno, K. Hihara, Y. Kawamoto, S. Kondo and A. Iizumi JAPAN Material Properties of FRP Prestress Tendons	687
K. Nishikawa, H. Nakai, H. Mikami, M. Okano, K. Hamazaki and S. Andou, JAPAN Dynamic Properties of Prestressed Concrete Beams using Various FRP Tendons	695
H. Kato, T. Araki and T. Iwasaki, JAPAN Relaxation and Friction Test of Fiber Reinforced Plastics	703
T. Harada, T. Idemitsu, A. Watanabe, Myo Khin and K. Soeda, JAPAN New FRP Tendon Anchorage System Using Highly Expansive Material for Anchoring	711
H. Stoffers, THE NETHERLANDS Influencing Factors on the Transmission of Prestressing Force to Concrete	719
C. J. Burgoyne, UK Developments in the use of unbonded parallel-lay ropes for prestressing concrete structures.	727
K. Iwamoto, Y. Uchita, N. Takagi and T. Kojima, JAPAN Flexural Fatigue Behaviour of Prestressed Concrete Beams using Aramid and Carbon Fiber Tendons	735
H. Kanematsu, Y. Sato, T. Ueda and Y. Kakuta, JAPAN A Study on Failure Criteria of FRP Rods Subject to Tensile and Shear Force ...	743
H. Mutsuyoshi, S. Matupayont and A. Machida, JAPAN Development of Prestressed Concrete Beams Using FRP as External Cable	751
A. E. Naaman, USA Ductility Implications for Prestressed and Partially Prestressed Concrete Structures Using Fiber Reinforced Plastic Reinforcements	757

T. Okamoto, S. Matsubara, M. Tanigaki and K. Hasuo, JAPAN Long Term Loading Tests on PPC Beams using Braided FRP Rods.....	767
C. J. Wade, A. A. Abdelrahman, S. H. Rizkalla and G. Tadros, CANADA First Concrete Highway Bridge in Canada Prestressed by Carbon Fibre Cables.....	775
F. Issers, Sh. Babayev, Candidates Sc., N. Vershinina and V. Falikman, RUSSIA Concretes based on low-water-requirement binders and used in prestressed structures.....	783
H. Nakai, H. Asai, S. Kumagai and M. Okano, JAPAN Shearing Property of Prestressed Concrete Beams using Continuous Fiber Reinforcement Materials.....	789
T. Fukute, A. Yahiro, H. Inukai, T. Kajiwara and M. Tsunoda, JAPAN Development of Bonding Anchorage Method of FRP Tendon.....	797
B. T. Honda, H. Wakishima, T. Kitta and T. Kato, JAPAN Design and Construction of FRP Cable Stayed Bridge	805
A. Hattori, S. Inoue, T. Miyagawa and M. Fujii, JAPAN Ultimate Flexural Behavior of Post-tensioned Prestressed Concrete Beams Reinforced with FRP Tendons and Ties	811
K. Okumura, H. Saito, H. Akiyama and H. Nakamura, JAPAN Mechanical Properties of Concrete Structures Reinforced by CFRP Rods as Shear Reinforcements	819
Y. Kawamoto and M. Suzuki, JAPAN Application of CFRP Strand to Pre-tensioned Prestressed Concrete Bridge	827
N. Kishi, K. Matsuoka, H. Mikami and T. Tamura, JAPAN Impact Resistance of PC Beams Using Braided AFRP Rods as PC Tendons	835

ACCEPTANCE AND APPLICATION OF UNBONDED AND EXTERNAL PRESTRESSING TECHNIQUES IN PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES

M. Virlogeux, FRANCE External Prestressing in Bridges	843
D. Jungwirth, R. Breidenbruch, H. Hochreither and O. Nützel, GERMANY External Prestressing	853
Shehata, I.A.E.M., BRAZIL Punching Strength of Prestressed Slabs with Bonded and Unbonded Cables ..	861
M. Ouchiya, T. Matsutani, K. Katagihara and R. Yajima, JAPAN Field Measurement and Experimental Study on Structural Behavior of PPC Flat Slab with Unbonded Tendons	869
P. Waldron, R. G. Caverson, M. S. Williams and A. Zaman, UK Vibration Criteria for Unbonded Prestressed Concrete Floors	877
A. Ajdukiewicz, POLAND Systems of Unbonded Cables in Temporary Prestressing of Buildings	885

J. N. Bastos, PORTUGAL External Prestress in the New Oporto Railway Bridge	891
N. Winkler and G. Zenobi, SWITZERLAND External Prestressing for Bridges, Buildings and other Structures in Practice	899
Zhang Zuohan, Niu Bin and Sun Lu, P. R. of CHINA Ultimate Strength of Externally Prestressed Concrete Structures	907
Y. Yaginuma, JAPAN Ultimate Strength of PPC Beams with Exterior Cables	915
M. Sano, S. Tokumitsu, K. Maruyama and H. Mutsuyoshi, JAPAN Retrofit of Damaged PC Beams by External Prestressing Cables	923
D. Kraus, GERMANY The Effect of Steel Relaxation on Stresses and Stress Resultants	927
N. Niihira, T. Nakatani, M. Yasuda and A. Kurita, JAPAN A Creep Analysis Method of Prestressed Concrete Members to Take Account of the Effects of Creep Recovery and Strain Restraining due to Reinforcements and Its Applications	935
T. Takebayashi, H. Kitayama, N. R. Hewson and P. D. Fox, ENGLAND Bangkok Second Stage Expressway The Use of External Tendons and Dry Joints with Precast Segmental Construction	943
M. S. Williams and P. Waldron, UK Demolition and Alteration of Structures Containing Unbonded Tendons	951
Y. Shirono, I. Takuwa, A. Kasuga and H. Okamoto, JAPAN The Design of an Extradosed Prestressed Concrete Bridge -The Odawara Port Bridge-	959
N. Ito, JAPAN Research of the External Prestressing Method for the Three Span Continuous Road Bridge	967

PREFABRICATED PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES

M. R. Adlparvar, IRAN The Effect of Torsion on the Precast Concrete Edge Beam and Beam - Column Connection	975
T. Tezuka and H. Takada, JAPAN An Experimental Study on the Prestressed Composite Concrete Waffle Slabs	983
T. Yamasaki, T. Idemitsu, T. Maeguchi and A. Watanabe, JAPAN Pre-Shearing-Stressed Steel-Concrete Composite Beam	991
G. Tassi and B. Magyari, HUNGARY Mechanical Connections for Reinforced and Prestressed Concrete Elements	1001
M. Ohnuma, S. Kawamata, M. Hayashi and S. Takano, JAPAN Experimental Study on a Precast Prestressed Concrete Flat Beam System	1009

Lu Guanglu, Zhang Haiyan, Yang Peilin and Li Fengqin, CHINA The Three-dimensional Finite Element Analysis and Experimental Study of the End Block Stress in Prestressed Concrete Bridge	1015
Y. Osanai, F. Watanabe and S. Okamoto, JAPAN Stress Transfer Mechanism of Socket Base Connection with Precast Concrete Column	1023
S. Olav and S. Kalle, ESTONIA Experimental Checking of Concrete Stress and Strength	1031
A. Cholewicki and J. Perzyński, POLAND Stability of Wall Structures Built of Hollow-core Panels	1039
B. K. Bardhan-Roy, ENGLAND Use of Precast Elements in the Construction of Executive Box Complex at Arsenal Football Club	1047
H. Kimura, T. Ojima and Y. Yamahana, JAPAN The Design and Construction of the Tomei Ashigara Bridge East	1055
H. Sakata, K. Takeda, M. Komura and M. Senoo, JAPAN Experimental Study on Precast Concrete Structural Walls	1063
H. Hakuno, M. Horimatu and Y. Naka, JAPAN Construction of Segmental Precasted PC Box Girder Bridges, A Case of Nishikinohama Viaduct	1071
A. Seruga, POLAND Realization of Composite Wall Cylindrical Prestressed Concrete Tanks	1079
T. Yokota, M. Tezuka and M. Suzuki, JAPAN New Prestressing System Using Hollow Prestressing Bars	1087
S. A. Madatjan, RUSSIA Robot Technique for Prestressing of High Strength Bars of Precast Concrete Members	1093
K. Suzuki, Y. Ohno and Z. Li, JAPAN Calculation of Stress in Partially Prestressed Concrete Composite Members	1095
K. Kutose, Y. Miki, T. Katada, K. Sano and S. Fujishaki, JAPAN Design and Construction of a Multi-level Parking Facility with a Spiral Automobile Ramp	1103
Xie Zhengshi, Hou Jianguo and He Chaixu, CHINA Research on Mechanical Behavior of the PC continuous hollow - core Composite Slab	1109
G. Ashkinadze, L. Gendelman, V. Ostretsov, L. Sasonko and A. Cholewicki, RUSSIA Designing of Structures with Bearing Wall, Including Those Intended for Seismic Areas (FIP manual on precast reinforced concrete structures)	1117
N. Shiraishi and P. D. Fox, UK Bangkok Second Stage Expressway Viaduct Design Overview	1123
B. J. Wood and N. Vitharana, AUSTRALIA An Alternative Design for a 50,000 c.m. Potable Water Reservoir	1131
H. R. Müller and F. E. Speck, SWITZERLAND The III Godavari Railway Bridge, India	1139

T. Takebayashi, K. Deeprasertwong, B. T. Honda, H. Umeki and T. Kumasaka, JAPAN Full Scale Testing of a Precast Concrete Segmental Bridge with External Tendons and Dry Joints	1145
K. Tanabe, JAPAN Newly Developed PRESS-JOINT SYSTEM	1153
S. Hitati, M. Nakamiti and K. Nakada, JAPAN Development of a H. M. S. (Hexagonal Marine Structure)	1159
H. Ohkuma, F. Seki and T. Hamada, JAPAN Design and Construction of a Stressed Ribbon Bridge Using Polymer Impregnated Concrete Formwork	1167
J. Strasky, USA Precast Stress-Ribbon and Suspension Pedestrian Bridges	1175
D. J. Shelton, ZIMBABWE Small Tower Structures in Precast Prestressed Concrete	1183
M. Król and A. Halicka, POLAND New Technology of Pre-tensioned Concrete Based on Utilization of Tensioning Force of Strands for Permanent Pressing of Concrete Mix	1189
T. Urano, G. Wakabayashi, S. Ariga, M. Miyaji, K. Tamura, K. Doi and H. Tanaka, JAPAN New Precast Prestressed Concrete Aseismic Frame System with Special Reference to The Application in Multistory Warehouse	1197
M. Izumi and T. Nakajo, JAPAN Shear Strength of Prestressed Concrete Joints	1205
R. Kurosawa and T. Satoh, JAPAN New Development in Prestressed Concrete	1213
N. Shiraishi, D. Race, M. Short and T. Kitta, JAPAN Bangkok Second Stage Expressway-Construction of the Segmental Viaducts	1221
T. Kurihara, Y. Fukumoto, K. Nagata, K. Mitsui and T. Tsutsumi, JAPAN An Exchange Method of Concrete Slab of Steel Girder Bridges by Using Prefabricated Component Slab	1229
R. Ojima, S. Murata, T. Hata, H. Fukuda and Y. Yamazaki, JAPAN Design and Execution of Mortar Joint on Large Scale Prefabricated PC Floating Pier	1235
S. Katsuma, K. Inagaki, Y. Miwa and K. Doi, JAPAN Kansai International Airport Apron Pavement Execution	1243
K. Maekawa, J. Ikeguchi, T. Tawara, N. Abe, M. Kawata and T. Sato, JAPAN Construction of Prestressed Concrete Rampways	1251
G. M. Martirosov and A. I. Zvezdov, RUSSIA Continous Reinforcement of Precast Concrete Structures by Pretensioned Reinforcing Steel	1259

VOLUME III

COMPUTER-AIDED TECHNIQUES FOR THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES

- T. Onet, ROMANIA
Computation of Partially Prestressed Concrete Sections Ductility Subjected to Bending, Shear and Central Force 1263
- T. J. Ibell and C. J. Burgoyne, UK
Plastic Analysis of Anchorage Zones for Prestressed Concrete 1271
- Y. Kakita, T. Matsutani, K. Katagihara and M. Oouchiyama, JAPAN
A Study on the Behavior of Prestressed Reinforced Concrete Girder with Shear Walls Located at Both Ends 1279
- K. Konno, H. Watanabe, T. Yoshikawa and S. Kasai, JAPAN
The Utilization of Computer Graphics to Determine The Aesthetic Impact of Prestressed Concrete Bridges 1283
- C. J. Burgoyne and M. T. R. Jayasinghe, UK
Rationalization of spine beam design for expert systems 1291
- D. Okai, H. Kitamura, H. Hasegawa and F. Kamada, JAPAN
Computer-based Construction Techniques Applied to Prestressed Concrete Dike for LNG Storage 1299
- M. Komiya, H. Sakai and H. Maeda, JAPAN
Consistent Design Programme System for the Concrete Structure 1307
- A. Riikonen, FINLAND
Integrated Design System for Concrete Bridges 1315
- S. Kishimoto and K. Hirokawa, JAPAN
A Study of Computer Design System for Concrete Bridges with Long Span ... 1323
- Y. Noda, K. Osawa and T. Arai, JAPAN
Automatic Design and Construction Control System for Prestressed Concrete Cantilever Bridges 1331
- H. Ishitani and Luiz Antonio Cortese Diogo, T. Uono and R. N. Oyamada, BRAZIL
The Camber Diagram in Prestressed Concrete Segmental Bridges: The Deflection Calculation By Finite Element Method. An Actual Application. 1337
- K. Idani, M. Saito and H. Arai, JAPAN
Automatic deformation measurement system for prestressed concrete bridges
..... 1345
- M. Iwamoto and K. Hirokawa, JAPAN
Development of Design and Construction Support System for Prestressed Concrete Cable Stayed Bridges 1353
- M. Hashiba, N. Morita and T. Tanaka, JAPAN
Analytical Study on Prestressed Concrete Widened Bridge without Longitudinal Joint 1359

Y. Hachiya, T. Katsuumi, K. Sato and H. Inukai, JAPAN Development and Application of Lift-Up Method for Settled PC Pavements on Soft Ground	1367
---	------

Shehata, L.C.D. and Shehata, I.A.E.M., BRAZIL Compressive Bearing Capacity of Locally Loded Concrete	1375
--	------

MODERN TECHNIQUES IN PRESTRESSED CONCRETE CABLE-STAYED BRIDGES

C. Hansvold, NORWAY Skarnsundet Bridge	1383
--	------

T. Ichinomiya, T. Takeda and K. Kanda, JAPAN Improvement of Earthquake Resistance of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridges by Hysteresis Damper	1391
---	------

K. Okino, T. Inazumi and Y. Watanabe, JAPAN Design and Construction of One Side Cable-Stayed Bridge	1399
---	------

S. Tokuyama, M. Yamamura, E. Ishibashi and S. Taniyama, JAPAN Development of Stay Cable System for Cable Stayed Bridges	1405
---	------

Y. Maekawa, M. Nishibayashi and N. Tomonaga, JAPAN Dynamic Behaviours of Tall Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridge Crossing the River Diagonally	1413
--	------

S. Otani, M. Kido, S. Tanaka and K. Otsuka, JAPAN The Design and Construction of the Usui Bridge	1421
--	------

H. Otsuka, K. Ikari, A. Hirano and H. Ogawa, JAPAN PC Cable-Stayed Bridge with Lighter Main Girders	1429
---	------

T. Tsuyoshi, M. Oba and T. Ishibashi, JAPAN Deflection Control of Main Girder of the Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridge under Cantilever Erection	1437
---	------

F. Fischli and T. Hirabe, SWITZERLAND Advanced Stay Cable Concepts	1445
--	------

K. Matsuda, F. Tsujino, N. Yasui and Y. Hishiki, JAPAN Design of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridge Minamiosaka-Kitakyoryo Bridge	1453
---	------

K. Oikawa, W. Ohhashi, H. Kibe, A. Suzuki, S. Yamanobe and T. Ichinomiya, JAPAN Dynamic Characteristics of a Prefabricated Stay Cable with Vibration Absorber Rubber for Cable-stayed Bridges	1461
---	------

J. Strasky, USA Progressive Assembly of the Deck of the Cable-Stayed Bridges	1469
--	------

H. Ohuchi, JAPAN Material and Geometric Nonlinear Behavior of a Cable Stayed Bridge under Seismic Loads	1477
---	------

M. Kitazawa, K. Kosa, M. Koori and M. Komuro, JAPAN Study on the Analysis Modeling of a Box Girder Bridge with Partially Prestressed Concrete Stays	1485
---	------

Jean-Philippe Fuzier and Jean-Claude Percheron, FRANCE The Guadiana and the Arade Cable Stayed Bridges	1493
Wang Chao Xi, CHINA Cable Stretching Technology of A Triplanar Cable-Stayed R.C. Pedestrian Over-Bridge	1501
H. Koike, N. Nakajima, Y. Azami, F. Sogawa, T. Takao and T. Yamamoto, JAPAN Design and Construction of the Chichibu Park Bridge	1507
K. Takano, K. Saito, F. Sogawa, F. Kawahara and T. Akiyama, JAPAN Design and Construction of The Matsukawaura Grand Bridge	1515
H. Otsuka, K. Ikari, Y. Ono and J. Ogata, JAPAN Design of the No.1 Minami Tabaru Bridge (Cable-Stayed PC Bridge)	1521
S. Tokuyama, H. Mukai and K. Kamisakoda, JAPAN An Experimental Study on the Dynamic Behavior and Wind Stability of a Stress-Ribbon Bridge	1529
T. Inatomi, M. Kazama, T. Ishibashi, T. Takeda, S. Yamanobe and S. Naito, JAPAN Analysis of Dynamic Characteristics of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridge (Aomori Bay Bridge) using Strong Motion Observation Data	1537
M. Satoh, K. Katakura, F. Fujii, S. Hanada, T. Takeda and K. Okumura, JAPAN Tests on the Cable Anchors at Tokachi Bridge (Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridge)	1545

DURABILITY, REPAIR AND STRENGTHENING OF CONCRETE STRUCTURES

D. Jungwirth and A. Windisch, GERMANY Durable Prestressed Concrete Structures. Problems and Damage, their Detection, Repair and Avoidance in the Future	1553
R. Lacroix, FRANCE Prestressed Concrete, a Durable Material	1559
K. Katawaki, S. Moriya and I. Nishizaki, JAPAN Development of Repair Techniques of Concrete Structures Damaged with Chloride Corrosion through Exposure Tests	1567
M. Maage, S. Helland and J. E. Carlsen, NORWAY Experience with chloride penetration in concrete exposed to marine environment in Norway	1575
S. R. Curtis, AUSTRALIA A Plan for Building Durable Concrete Structures in Marine Environments	1583
Y. Sakata and M. Ohtsu, JAPAN Evaluation of Grouted Ducts in Post-Tensioning Prestressed Concrete Using the Ultrasonic Spectroscopy	1591
M. Kanda, J. Sugiyama, E. Matsumura and Y. Chiba, JAPAN A Basic Study concerning Prolonged Surveillance on Prestressed Concrete Bridges with Salt Injury	1599
T. Kido, Y. Mikami, Y. Yamamori and M. Yamamura, JAPAN Study Report of Corrosion Protection Method for Stay Cables under Construction	1607

C. Magureanu and T. Onet, ROMANIA Bearing Capacity of Prestressed Members after a Long-term Previous Loading	1615
H. Scholz and Yi Xue, SOUTH AFRICA Long-term Deflections of Partially Prestressed Beams	1623
K. Ishii, H. Seki, T. Fukute and K. Ikawa, JAPAN Effect of Cathodic Protection on the Mechanical Behavior of PC Beams	1631
F. A. Zahn, SWITZERLAND Strengthening of Concrete Structures by External Post-Tensioning	1639
Carlos de la Fuente, JPh. Fuzier and P. Zanker, FRANCE Strengthening of the Arc de Triomphe in Paris.....	1647
R. Manzanarez and M. Olmer, USA Parrotts Ferry Bridge Retrofit	1655
T. Okamoto, T. Noji, H. Yamanaka, M. Tanigaki, M. Oda and A. Asakura, JAPAN Shear Strengthening of Existing Reinforced Concrete Column by Winding with Aramid Fiber	1663
M. Fujii, K. Kobayashi and I. Sugie, JAPAN Strengthening of Precast Segmental T-Girders Bridge Using External Cable..	1671
T. Iwasui, T. Fujikawa, S. Kurosawa and K. Ichikawa, JAPAN Study on New Corrosion Protection Method for Prestressing Steel.....	1679
S. Hada, Y. Mikami and T. Niki, JAPAN Epoxy Coated Prestressing Strand	1685
Y. Katayama, T. Tsurumi and H. Suzuki, JAPAN Permanent Ground Anchor of Friction Compressed Type With Completely Rust-Proof	1693
E. Matsunuma, K. Nishimura, Y. Abe and S. Kakiyama, JAPAN Evaluation of Load Bearing Capacities of Existing Prestressed Concrete Bridges .	1701
K. Kobayashi, Y. Yamaguchi and K. Kuzume, JAPAN Fatigue Behavior of Post-tensioned Prestressed Beams with Cast-in-situ Concrete Filler Joints	1709
K. Takeda, K. Seiji, I. Minami and H. Muguruma, JAPAN Development of New Corrosion Protection Prestressing Strand	1717
K. Katawaki, H. Sakamoto, K. Tsuno, T. Machida and K. Ishii, JAPAN Development of Corrosion Protection Technology for Prestressed Concrete Structure through the Large Scale Exposure Test	1725
Yu Jian and Zhao Gonghua, CHINA Application of Unbonded Prestressed Concrete Technique for Strengthening of Prefabricated Coal Scuttles	1733

建築用のプレキャストの現状（建築関係）

日本大学 教授 本岡 順二郎
(社)プレストレストコンクリート技術協会 副会長

1. まえがき

鉄筋コンクリート（以下RC）の始まりとされるフランス、ランボーのRC製ボート（1848年）やモニエの植木鉢（1849年）はプレキャストであり、RCは140年前のプレキャストから始まったといえる。

建物の構造体をRCプレキャストで施工したのは、パリ、コワネ社によるビアリッツのカジノが最初とされ¹⁾、この場合でもすでに100余年の歴史があることになる。

この古い歴史をもつプレキャストコンクリートの使い方と利用範囲は、PCプレキャストを含めて最近新しい局面を迎えつつあるように見える。

我国の建築物は木造、鉄骨造、鉄筋コンクリート造およびコンクリートブロック造で建てられるとされ、建築統計などでもこの構造分類で示されている。しかし、最近では建物を異種の架構で構成する「併用構造」、架構を異種の構造材で構成する「混合構造」、構造材を異種の材料で構成する「合成部材」^{脚註}が多く用いられるようになった。更にはこれらの構造を混用することも多く、従来の「～造」では表現できない建物が増えつつある。

また、施工方法についても従来の鉄筋工事、型枠工事、コンクリート工事と別々であったものを複合化して施工する「複合化工法」（プレキャスト工法もその1つ）も一般化しつつある。

建物の生産方式は工費、品質、安全、工期の4要素から選定するものとされるが、合理性を追求すれば種々の特性をもつ材料、構造の組合せが出現するのは当然と云えよう。

法令や設計規準は従来の構造分類毎に定められているので、このような組合せ構造の安全性の統一や各種設計法間の整合性の確立などは今後の問題となろう。

本稿は以上に述べた種々の構法、構造の組合せの中で大きな役割をもつ各種のプレキャストの現状から、PCが今後受持つべき役割りを検討しようとするものである。

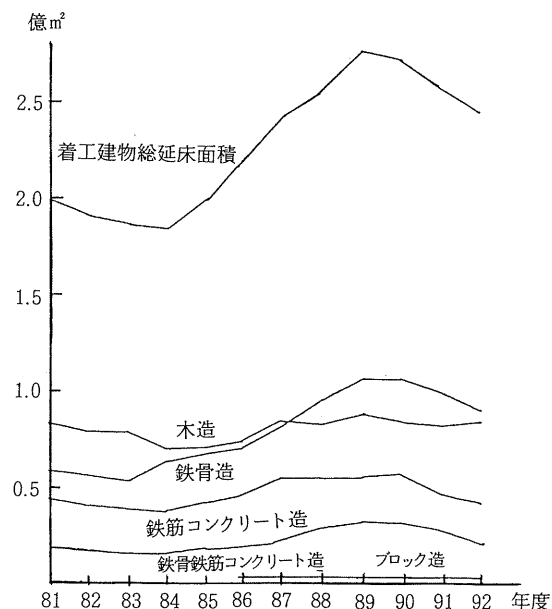
2. 建築生産の動向

年度別着工建物の構造別延床面積を1図に示す。

建物総面積は1989年の2億7000万m²をピークに、バブル崩壊による降下が続けている。この延面積の構造別内訳のピーク期前後数年についてみれば、

- i 鉄骨造の急増減の程度が大きい
- ii 木造の変動が小さい
- iii 鉄筋コンクリート造が漸減している
- iv 鉄骨鉄筋コンクリート造（SRC造）の変動が大きい

ことが指摘できる。



1図 着工建物構造別延床面積（建設統計要覧）

脚註）これらの用語の定義は一般化していない。

高層建物は鉄骨造とSRC造で建てられるので、好景気で事務所建築が多い時期にはこれらの構造が増える。特に鉄骨造は工場など設備投資増大に対応して増加する。

木造は主に住宅用であり、ほぼ一定の需要があるので着工面積も変動していない。

これに対してRC造は好景気時の増加も小さく、全面積に対する割合ではむしろ漸減の状態にある。

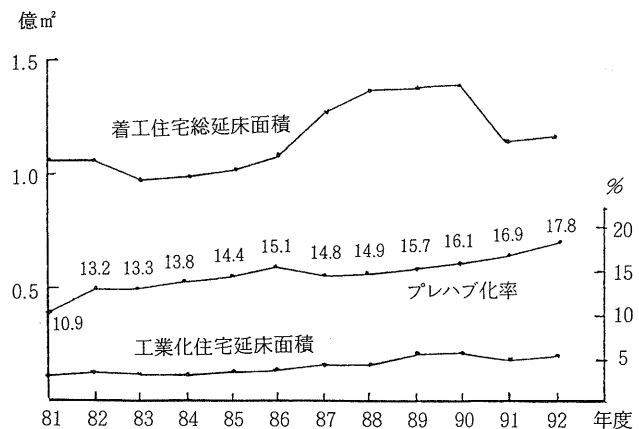
RC造と鉄骨造の着工面積は1970年代まではほぼ同程度であったものが、現在では1/2程度になっている。この原因については型枠大工の不足などが挙げられるが、労働需給統計によれば着工面積ピーク時1989年度の型枠大工不足率4.1%が、1992年度では0.4%に充足されており、単に大工を含めた技能労働者不足のみが原因とは考えられない。RC構法、施工法などの抜本的改革の時期が来たと考えられる。

2図は年度別着工住宅の総延面積とプレハブ延面積である。プレハブには木質系、鉄骨系、コンクリート系の3種があり、RC系は主に集合住宅に用いられている。住宅は建築物総面積のおよそ1/2を占めるが、2図に見られるように住宅のプレハブ化率（プレハブ住宅延面積/全住宅延面積）は年々増加しており、工業化が進んでいることを示している。なお、コンクリート系プレハブは全プレハブの8%程度であり、鉄骨系の約65%に較べて極めて少ない。

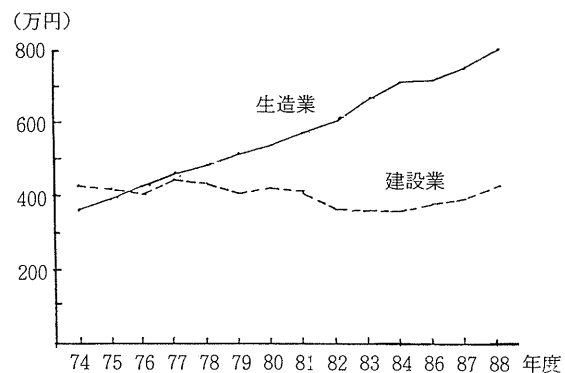
3図は建設業と製造業の生産性（1人当たり付加価値）の比較²⁾である。建設業の生産性の低さと生産性向上の気配がないことに注意する必要がある。現場施工の合理化のために、現場の工場化、ロボット化、情報化など先端分野では種々の方法が試行されているが、一般化には時間を要すると思われる。RC工事は合理化が難しく、前記RC造減少の原因となっている。

一般的なRC建物では4図のように躯体工事費のうち型枠工事費が35%にも達するとされるので³⁾、これをプレキャスト化することが合理化の早道とされている。在来工法をプレキャスト化した場合の実績値比較で、作業人数が55%に、標準階立上り日数が15～18日/階が8～10日/階に、全工事費が99%に減少したとの報告⁴⁾もある。

以上のことからRC構造、施工法の合理化はプレキャスト化から始めるべきであり、その中でPCプレキャストが大きな役割を荷負うものと思われる。

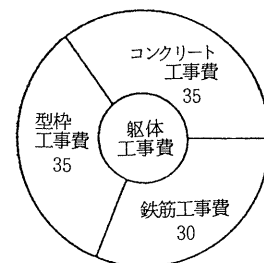


2図 着工住宅、工業化住宅延床面積およびプレハブ化率（建築統計）



3図 労働生産性（付加価値額/就業者数）（国民経済計算年報、労働調査）²⁾

仮設 基礎 工事	躯体工事	仕上工事			設備工事	雑運搬 経費
		型枠	鉄筋	コンクリート		
12.2	6.6	6.2	6.7	32.7	24.0	11.4



4図 在来工法によるRC工事費内訳例³⁾

3. 建築用プレキャスト概説

建築では広い範囲で、また、かなり古くからプレキャストが用いられているので、これらを概説することとする。

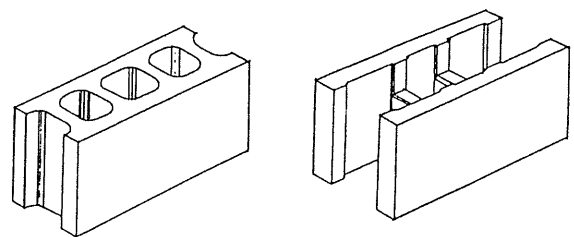
3.1 コンクリートブロック

3.1.1 補強コンクリートブロック

コンクリートブロックは明治末期にドイツの箱型ブロックが輸入されてから製造が始った。最初のRC造は明治37年の佐世保海軍工廠のポンプ室とされるから、ほぼ同じ頃我国最初のプレキャスト製品が出現したことになる。

初期の箱型ブロックは鉄筋の補強ができないので、関東地震による被害が大きく、大正中頃鉄筋補強が可能なL型ブロックが開発された。第2次大戦直後には戦災復興のための種々のブロックが考案されたが、結局アメリカ式の三ツ穴ブロック（5図a）に統一された。

ブロックの目地内に縦横の鉄筋を配した構造を補強コンクリートブロック造といい、3階までの建物に使用された。しかし、ブロック内部が全充填できないことによる目地切れ、漏水などの欠陥が出やすく、建物に対する利用は漸減することとなった。



a) 三ツ穴ブロック

b) 型枠コンクリートブロック
RM構造用ブロック

5図 コンクリートブロック

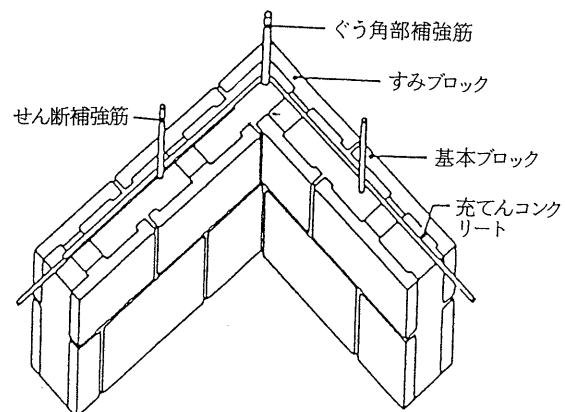
3.1.2 型枠コンクリートブロック

昭和30年代にはアメリカで開発された5図bのような全充填型のブロックが利用されるようになった。

このブロックは6図のように配筋の自由度があり充填コンクリートが内部で連続しているので、建物に用いた場合には壁式鉄筋コンクリート造であり、後述の合成構造である。

ブロック型状（第2型枠コンクリートブロック造）によってはラーメン式の建物にも利用できる。

型枠コンクリートブロック造は3階以下の建物に利用可能とされ、校舎等に用いられた例も多い。なお、表面化粧を施したセラミックブロックがあり住宅に利用されている。



6図 型枠コンクリート造の配筋

3.1.3 RM構造

高精度、高強度のブロックを用いて中層の建物を実用化する研究が行われており、このような型枠コンクリートブロック造をRM（Reinforced Masonry）構造と呼んでいる。建設省建築研究所とアメリカ国立科学財団を中心とする1984年から5ヶ年の共同研究の結果、5階建以下に対する設計施工規準が制定され、実際の建物も建設されている。

型枠コンクリートブロック造、RM構造はブロックを型枠兼用としたRC造と見ることもできるが、型態上と発展の過程から組積造に分類されている。

ブロック造は年間500万m²程度が建設されており利用度は少ないが、中層が可能なRM構造が普及すれば集合住宅

で広く利用されるものと思われる。

3.2 非構造プレキャスト部材

建物を構成する部材には柱、はり、床、耐震壁など外力を負担する構造材のほか、手すり、階段、間仕切り壁など外力を負担しない非構造材がある。非構造材のうちプレキャストが多く用いられるのは、地震力に抵抗しない非耐力壁—帳壁である。帳壁のうち、外壁に用いるものをその発展過程からカーティンウォールと呼んでいる。

3.2.1 ALCパネル帳壁

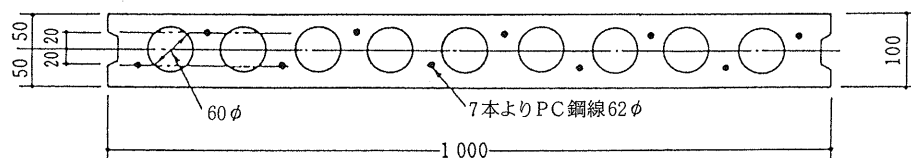
帳壁は外力を支持しないので、軽量化を目的としたALCパネルを用いることが多い。ALC（Autoclaved Lightweight Concrete—狩野春一博士による和製英語）はセメント、生石灰、珪砂、水、アルミニウムを高温高圧養生した比重0.5、強度40 kgf/cm²程度の軽量気泡コンクリートで、1960年代スウェーデンから技術導入されたものである。

帳壁として用いられるのは防錆処理鉄筋で補強した幅60～180 cmの板で、中層の鉄骨造の縦壁として広く用いられている。

3.2.2 穴あきPC板帳壁

穴あきPC板（JIS呼称、空洞プレストレストコンクリートパネル）は長尺のプレテンションベッド上で専用の製造機により作られる

PC板である。7図のように基準幅1m、厚さ7～20 cmの穴あき断面の板で、プレストレスは30kgf/cm²および45kgf/cm²



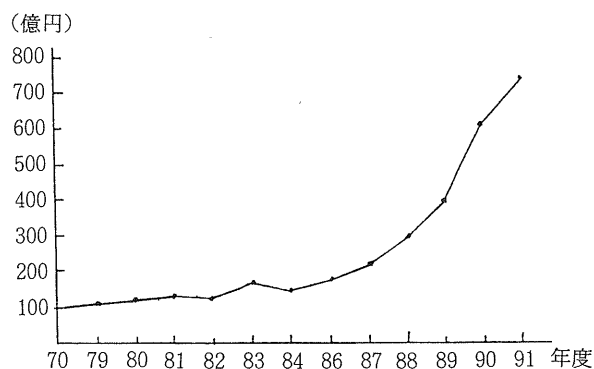
7図 穴あきPC板断面例

の2種がある。帳壁としては昭和40年頃から中高層の鉄骨造に用いられているほか、床板としても利用されている。

3.2.3 カーティンウォール

工場生産した部材を建物に取付ける外壁をカーティンウォールと呼んでいる。アメリカの発達を受けて昭和35年頃から多く利用されるようになった。金属製とプレキャスト製があり、後発のプレキャストカーティンウォールは表面の造形性がよいことから新宿の京王プラザホテルを第1号に東京都庁舎など超高層ビルなどにも広く利用されるようになった（8図）。

取付け方には i) カーティンウォール方式（建物の外側に吊り下げる） ii) ウィンドウォール方式（上下スラブの間にはめ込む） iii) カバー方式（スパンドレル、カバー、サッシュユニットなどを別々に取付ける）の3方式がある。したがって、プレキャストカーティンウォールは i) の方式による帳壁である。



8図 プレキャストカーティンウォールの生産量

3.2.4 帳壁の取付け

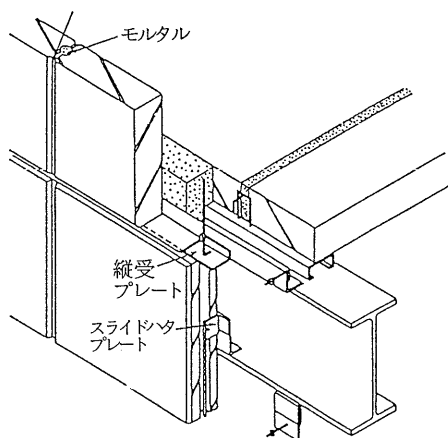
プレキャスト帳壁の取付け部は自重、地震時慣性力、風圧力を構造体に伝えるとともに、構造体の地震時層変形に追随できるものでなくてはならない。

1987年宮城県沖地震では縦壁のALCパネルに目地ひびわれ、パネル隅角部破損などを生じたものが多く10棟程度では脱落に至っている⁵⁾。このこと

から、現在の取付け部(ファスナー)は躯体の層間変形が大きい場合には9図(a)のように躯体の変形が板に伝わらないスライド機構や、躯体の変形とともに板が回転できるピン支持機構が用いられている。

穴あきPC板のファスナーをルーズホールによるスライド機構とした場合の実大水平加力実験⁶⁾では10図のように壁板の抵抗(壁板への地震入力)を所要の変形範囲内では小さくできることを実証している。

板の取付け方法の例⁵⁾を11図に示す。



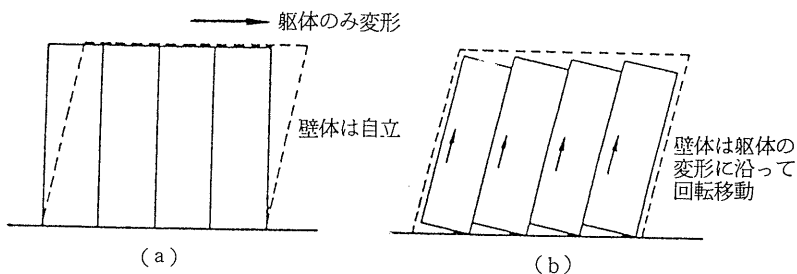
11図 縦壁板のスライド標準構法

3.3 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造

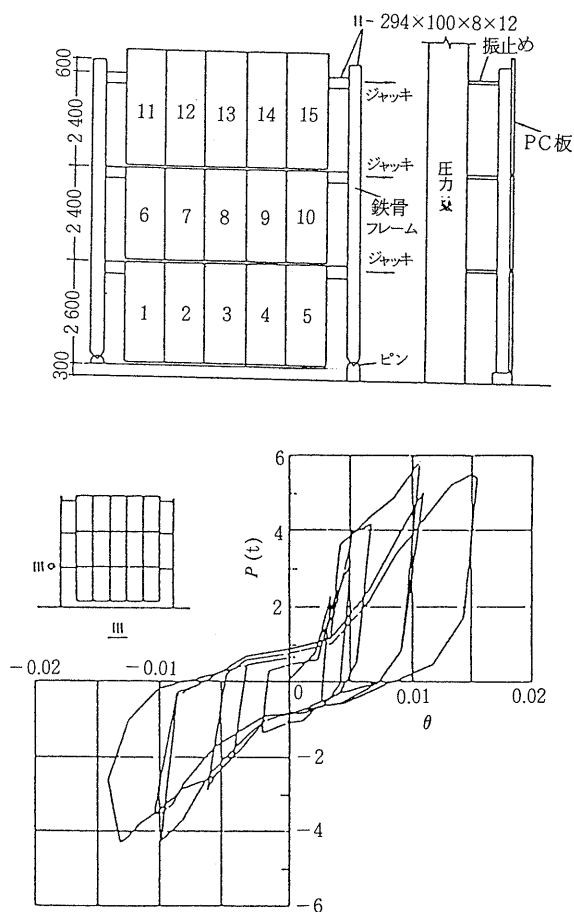
我国で建築構造体にプレキャストを用いたのは後藤教授のプレコン工法(1948年)に始まる。1958年以降住宅公団による2階建てテラスハウス1600戸が建て起し工法で建設され、現在の壁式プレキャストの基礎となった。1964年には4階建てが、翌年には5階建てが建設された。1970年には公共住宅用中層量産住宅標準設計(SPH)が広い範囲で用いられるようになった。現在8階建てまでの実績があり、11階を目標とする計画もある。

壁式プレキャストRC造は12図のような壁板、床版で構成する1コマ60m²以下のボックス構造である。

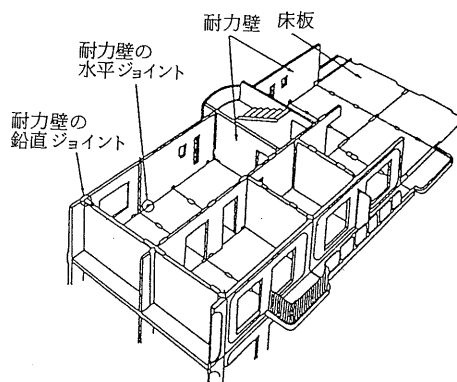
鉛直荷重と地震力は壁が受持つことになり、5階建てでは壁量(壁一方向の合計長さ/全床面積)は15cm/m²程度が必要となる。したがって、大面積の開口は設けられず、一コマ面積の制限と併せて住宅専用の構造である。



9図 躯体の層間変形と帳壁の関係

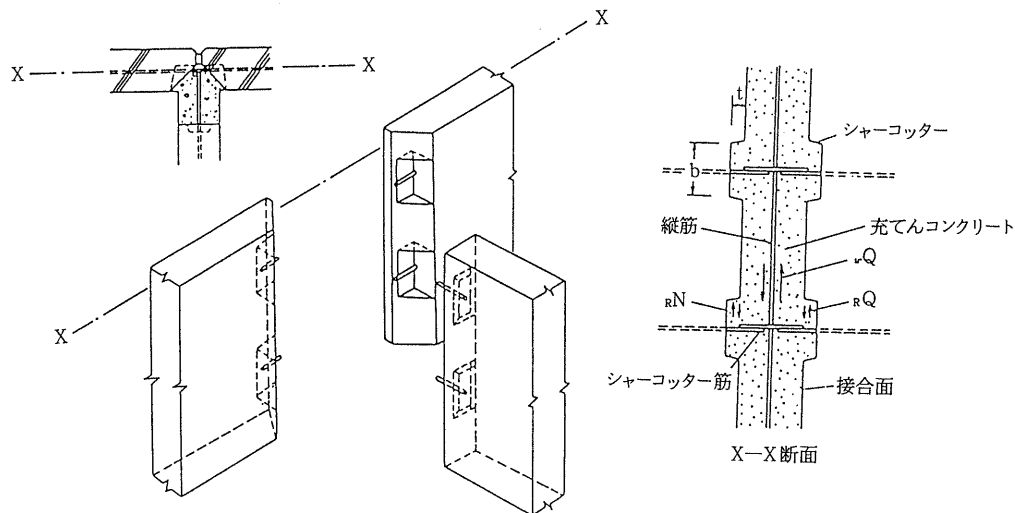


10図 スライド機構(ルーズホール)で取付けた壁板の層間変形

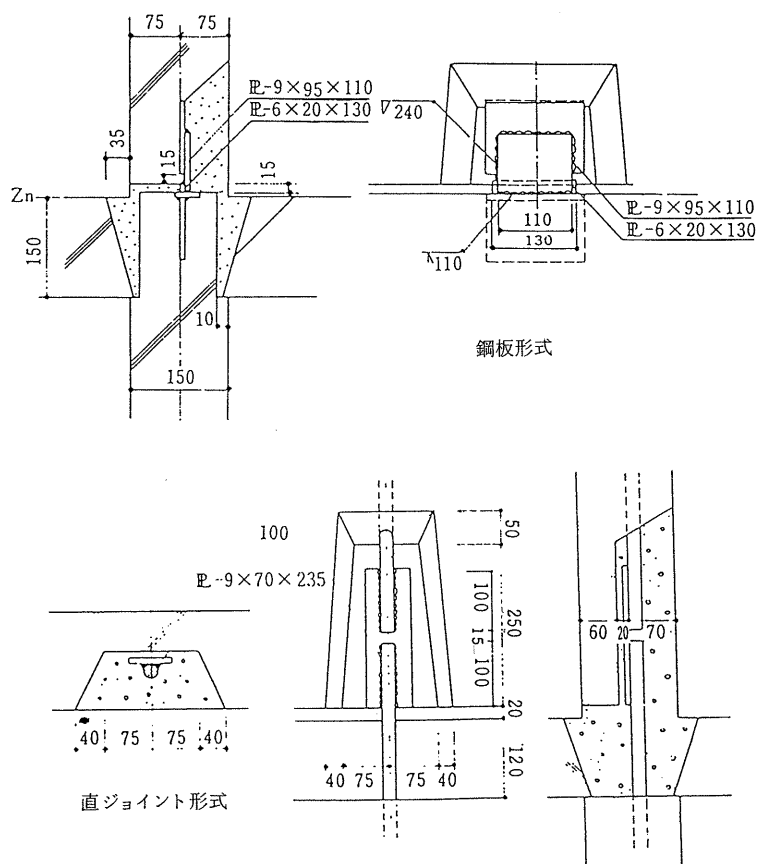


12図 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造例²²⁾

この構造の隣接壁板相互の接合（鉛直ジョイント）には13図のシャコッタが用いられる。また、上下壁間の接合（水平ジョイント）には14図のような埋込み金物の溶接によるセッティングベースまたは直接鉄筋を接合する直ジョイントが用いられる。壁式プレキャスト造の多い住宅・都市整備公団の生産方式別実績戸数⁷⁾によれば、工業化工法は平成4年度で全戸数の約20%となっている。



13図 シャコッタの概要²³⁾



14図 水平接合部²³⁾

壁式プレキャストはその歴史と実績によって熟成した構造として大量に用いられた結果、他のプレキャスト構造の発展を阻害した反面をもつとの反省⁸⁾もある。

なお、プレストレスを利用した壁式プレキャストP C造として建築研究所を中心に開発されたL形、T形の壁板にはりを置き、鉛直方向にプレストレス圧着接合する11階建てが建設されたことがある。

3.4 プレキャスト部材（フルプレキャスト）

プレキャスト材をそのまま部材として用いることをフルプレキャストと呼んでいる。前出の帳壁類もフルプレキャストである。

構造材を規格生産するものにはダブルTスラブ、穴あきP C板、シルバークール板などがあり、注文生産するものにはシングルTスラブ、チャンネル板など各種の形状をもった柱、はり、スラブ材がある。また、耐震壁をプレキャスト化する目的で端部に柱形をもったプレキャスト耐震壁などもある。最近では競技場観覧席の段床に多く用いられている。

プレキャスト部材を現場で製造する場合もあり、サイトプレキャストと呼んでいる。

混合構造として鉄骨造やS R C造のスラブ、小梁として用いられることが一般化しつつある。

3.5 合成部材（ハーフプレキャスト）

異種の材料を組合せて構成した部材を合成部材、合成構造または複合化構造などと呼んでいる。R Cもコンクリートと鉄筋による合成構造であるが、この場合には単一構造として扱っている。

合成部材には、S R Cコンクリートスラブと鉄骨による合成はり、プレキャスト材と場所打ちR Cによる合成はり・柱などがあるが、ここでは後者について述べる。

一般的な場所打ちR C建物の躯体工事費は全工事費の20%程度である。この躯体費の35%程度が型枠工事費となり、全工事費の7%程度が型枠費となっている。

型枠は完成建物に全く寄与しない無駄な部分と考えれば、これをプレキャスト化することは合理的である。

このようにプレキャストの型枠としての機能を重視する場合は型枠兼用合成部材となり、型枠工法に分類する場合もある。

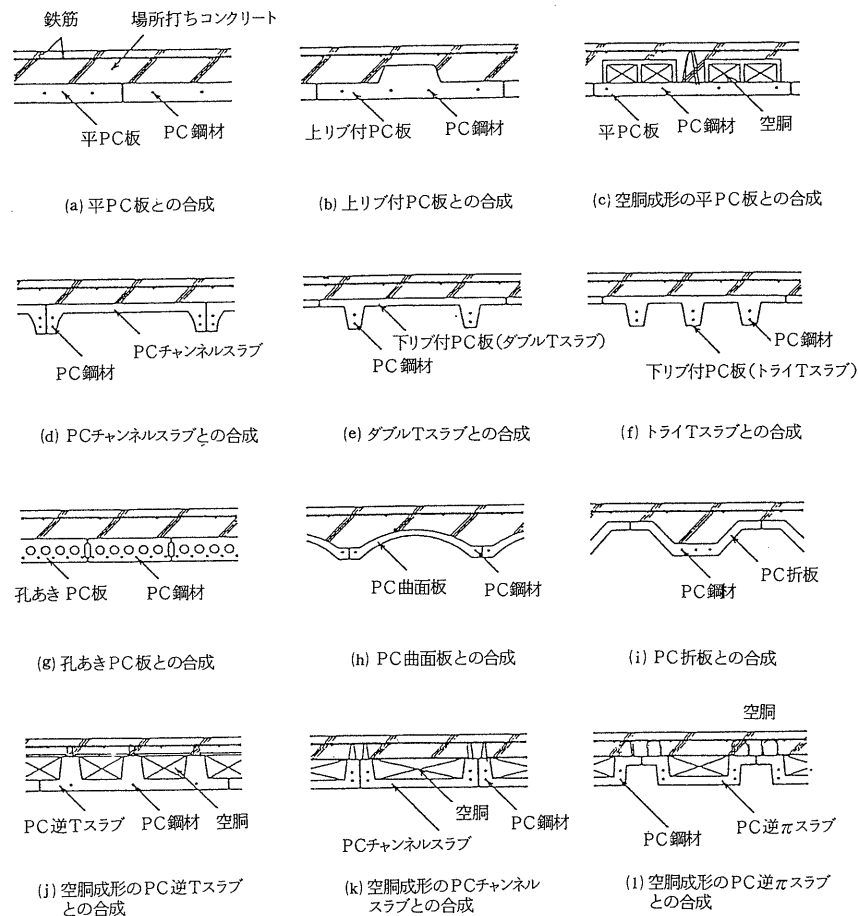
一方、プレキャスト材の高品質を利用して積極的にプレキャストに耐力を期待し、併せて型枠不要の利点を利用する場合もあり、大スパン、大荷重ではプレキャストにプレストレスを導入したP C合成部材となる。

3.5.1 合成スラブ

（各種合成スラブ）

プレキャスト板と場所打ちR Cによる合成スラブ工法については昭和63年度本テキスト⁹⁾に詳述されているので省略するが、基本的には15図のような組合せがあり、プレストレスは必要に応じて与えることになる。

R Cプレキャストを用いたものではオムニア床板（昭和46年建築センター一般評定）、K Tトラス床板、P I C O S床板などがある。また、P Cプレキャストを用いたものではF C板スラブ合成床、スパンクリート合成床、P I C O S合成床、アサノダイナスパン合成床、 π スラブ合成床、F T Tスラブ合成床などが各社で開発されている。合成部材を一般にハーフプレキャスト（ハーフP C_a）と呼んでいる。



15図 種々のPC合成スラブ

(合成スラブの設計)

合成スラブは前述の型枠兼用を主目的としたものが多い。型枠として考えた場合、従来の型枠は施工者の自由にまかされていたのに対して、兼用型枠ではプレキャストとあと打ちRCが一体として挙動することを保証する設計が必要となる。

建築学会の現行PC規準では合成ばかりに対して場所打ちとプレキャストの接合面の許容せん断応力度および両者の結合鉄筋の鉄筋比を定めている。この規定を合成スラブに適用すればスラブ全面に結合鉄筋を配置することになり、作業性・経済性が低下し、また、結合筋がもともと必要ない場合もあり合理的ではない。そこで前述の多くの合成スラブ工法は結合鉄筋を用いない工法として日本建築センターの評定を受けている。また、建築学会では本年度中を目途にPC合成スラブWG(松井克俊主査)がPC合成スラブの設計施工指針を検討中である。

この指針では打継ぎ面の結合鉄筋は設計条件により必要な場合にのみ配置するものとしている。以下この指針の概要について述べる。

- プレストレスレベルはフル、パースシャルおよびPRC(3種PC)とする。
- コンクリート強度は場所打ち部分 210 kgf/cm^2 以上、プレキャスト部分はPC規準による(プレテンション工法で 350 kgf/cm^2 以上)
- 曲げに対する設計断面は単純ばりとしたときの中央断面、せん断力に対しては端部断面とする。
- 曲げの設計で常時荷重に対して許容応力度設計と荷重係数を用いた終局強度設計($M_u \geq 1.7 (M_d + M_l)$ かつ $M_u \geq 1.2 (M_d + 2 M_l)$)を行う。

- e) せん断力に対しては合成過程を考慮したせん断応力度が許容応力度以下であることを確かめる。
- f) 端部に切欠きがある場合には A. H. Matooch の方法による。(PCI Design Handbook, Thrid Edition)
- g) 打継ぎ面の設計は許容応力度設計とし、必要に応じて終局強度設計を行う。

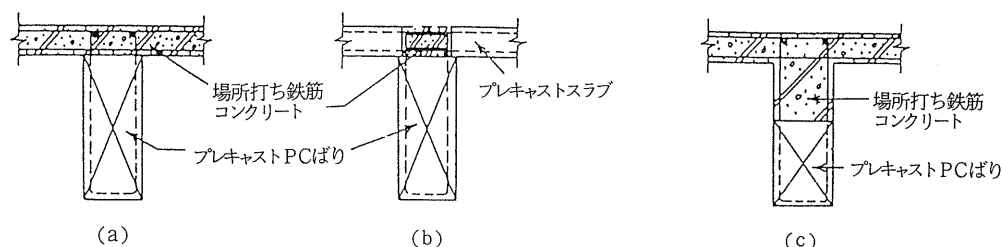
すなわち、場所打ち部分のひびわれ発生がない場合には一体と考えたときの弾性式によるせん断応力度 τ を、ひびわれ発生の可能性があるときにはせん断つりあい式 ($\tau = Q/bj$) による τ を求めて許容せん断応力度以下であることを確かめる。

打継ぎ面の許容せん断応力度は、打継ぎ面が清浄、かつ、人為的に粗 (6 ~ 7 mm 程度の凹凸処理により完成形で 3 ~ 4 mm の凹凸とする) とした場合に 3kgf/cm^2 とする。

せん断応力度が 3kgf/cm^2 を越えた場合には接触面に 0.15% 以上の結合鉄筋を配置し、せん断摩擦説による終局強度設計を行い、 20kgf/cm^2 を越えた場合には断面変更するものとする。

3.5.2 合成ばり、合成柱

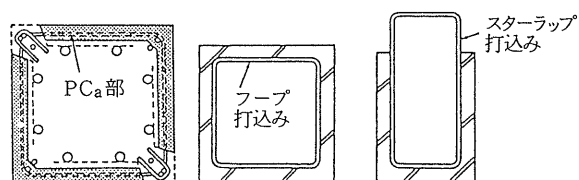
プレキャスト RC または PC ばりに場所打ちスラブを後打ちし、一体として挙動することを期待する 16 図のような構造を合成ばりという。



16 図 PC 合成ばり

建築学会の PC 規準¹⁰⁾ では打継ぎ面の許容せん断応力度を 9kgf/cm^2 、結合鉄筋の最小値を 0.2% としている。

型枠兼用を主目的としたものでは 17 図のような U 型のはりプレキャスト、口型、L 型の柱プレキャストを用いた合成ばり、合成柱も利用されている。



17 図 型枠兼用柱、はり合成部材

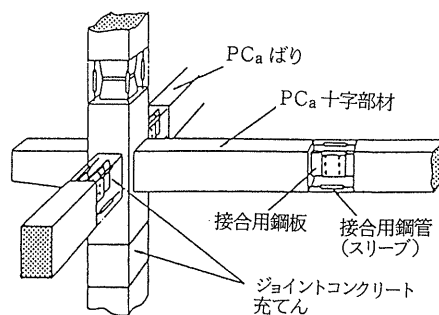
3.6 架構式プレキャスト工法

RC 建物は柱・はりによるラーメン構造とする場合が最も多い。これをプレキャスト化することで工業化を図るべく種々の工法が開発されてきた。

3.6.1 RCプレキャスト架構

RCプレキャストを用いた架構として 1970 年代にコラムトリー方式¹¹⁾が開発された。18 図のように柱と 1/2 スパンのはりを一体にした十字型、キ型プレキャストをスパン中央、階中央で接合するもので、接合部の位置が仕口部を避けた点に特徴があり、PC 工法で利用されたこともある。しかし、製作、運搬、作業性、経済性などに問題があり、あまり普及しなかった。

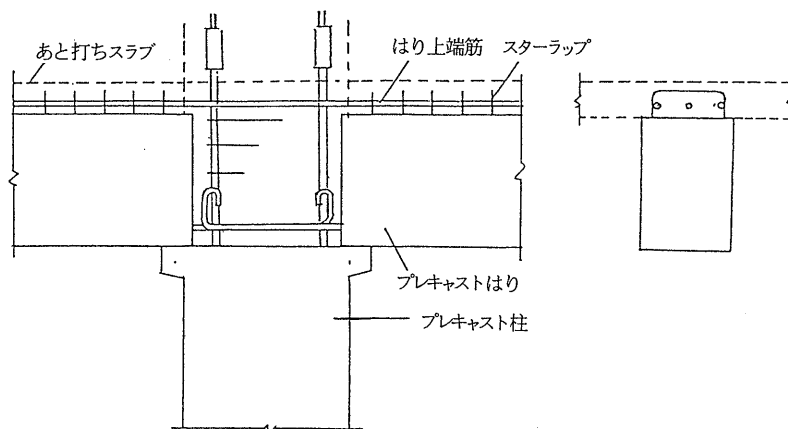
1970 年代後半には柱、はりを単材で製作し、仕口部分をあと



18 図 コラムトリー方式の例¹¹⁾

打ちRC接合する単材方式が開発された。この方式では19図のように露出した下端筋のみをもつプレキャストはりを柱に架設し、上端筋は現場配筋してスラブおよび仕口のコンクリート打設で一体化するものである。柱主筋の接合にはモルタル充填継手が用いられる。

この構造はプレキャストが主材であり、一体化に部分的な場所打ちを用いるのでセミプレキャストとも呼ばれる。



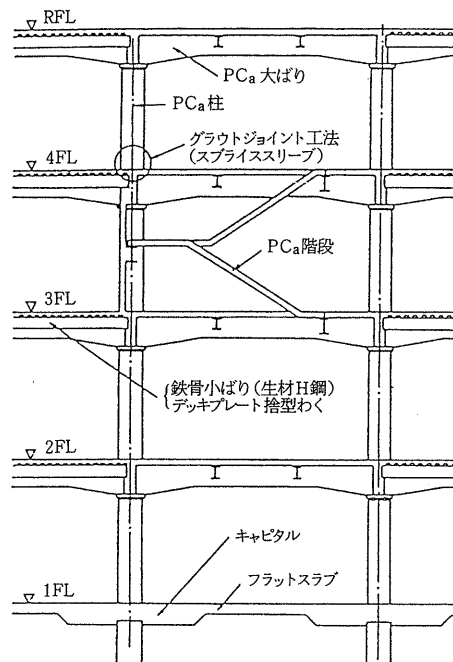
19図 単材方式の柱、はり接合部

1980年代には柱に口形、はりにU型の型枠兼用のプレキャスト（17図）を用いて架構を形成し、現場配筋後コンクリート打設を行い一体化する外殻方式が開発された。

また、遠心鑄造法による部材を製作、埋込みガセットプレートによる接合なども行われた。

RCプレキャスト架構では主筋の継手位置が仕口部になり、構造的な欠陥となる。これを避けるため、プレキャスト材の主筋位置にシース等で穴をあけておき、鉄筋の継手位置をシース内で移動させることによりプレキャストと接合部とは別の位置で鉄筋を接合するS・C（鉄筋・コンクリート）分離方式と呼ぶ工法も開発されている。

工事規模が大きい場合にはプレキャストを現場で製造するサイトプレキャストも行われている。20図は延面積 85000 m²のコミュニティセンターをリクエスト工法と称するサイトプレキャストで施工した場合の工法図¹²⁾である。この工事では在来RC工法の19ヶ月工期を11.5ヶ月と短縮し、人工は表1のように省人化率54.4%を達成したとしている。



20図 サイトプレキャストによる工法図例

表1 リクエスト工法実施人口¹²⁾

リクエスト工法		在来RC工法（推定）	
・土工（型わく含む）	柱	・型わく	
	はり	大工	6 098 人（8 m ² /人日）
・鉄筋工		解体工	1 626 人（30 m ² /人日）
	柱	・鉄筋工	
	はり	配筋	1 404 人（0.75 t/人日）
	加工	・コンクリート	
	上筋仕込み取付け	土工	303 人（25 m ² /人日）
	仕口部フープ巻き	ポンプ工	76 人（100 m ³ /人日）
・フロアパネル製作	407 人	・デッキプレート直敷き	
・建方（フロアパネル含む）	880 人	溶接工	1 221 人（60 m ² /人日）
・運搬（フロアパネル含む）	671 人	揚重とび工	87 人（800 m ³ /人日）
計	6 008 人	計	1 万 1 045 人

（注）省人化率 $100 \times (1 - 6008 / 11045) = 54.4\%$

3.6.2 PCプレキャスト架構

我国のPC建物は初期に国鉄で多く用いられた。東京駅7・8番ホーム上屋（1952年）、浜松町駅ホーム上屋（1954年）、新宿信号所、千駄ヶ谷駅本屋（1956年）等々である。これらはプレキャスト柱・はりをPCで一体化するフルプレキャスト架構であり、PCプレキャスト架構は40年の歴史を持っていることになる。

柱・はり、柱・基礎、大ばり・小ばりなどの接合については多くの方法があるが¹³⁾、大別すれば a) 後打ちコンクリート接合、b) 圧着接合、c) ガセットプレート接合 の3種に分けられる。

a) 後打ちコンクリート接合

プレキャスト柱・はりの仕口を後打ちとするRCプレキャストと同様の方法であり、PCでも住友電工大船工場他で用いられている。仕口部耐力に不安が残るので適切な方法とは云い難い。

柱・基礎の接合には掘立て方式（ソケットベース方式）とし、21図のように基礎と柱の空隙をコンクリートで充填する方法があり作業性がよい。柱の固定度など力学的挙動に関する研究¹⁴⁾も十分ある。

b) 圧着接合

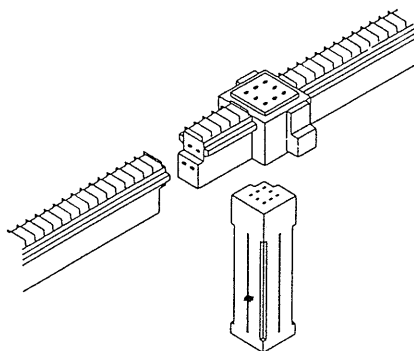
接合部を通る緊張材で接合面にプレストレスを与えてプレキャストを一体化する方法で、PCの特長を生かした接合法である。

柱・はり接合では大別してはりの緊張力で柱側面にはり端面を圧着する「はり端圧着」と、はり端に柱形を設けて柱上に架設し、柱を通る緊張材ではり下面を柱端面に圧着する「柱頭圧着」がある。

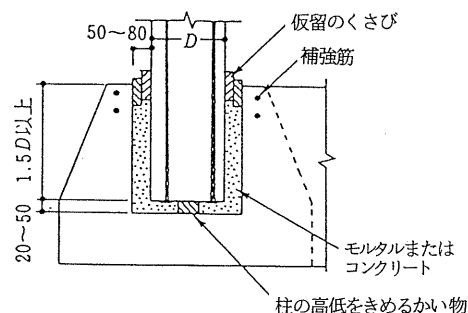
「はり端圧着」では22図のようにはりの緊張材を延長して圧着する場合と、はりのエンドブロックのみに別の圧着用緊張材を配置する場合がある。はりの架設には通常柱頭の仮設ブラケットを用いるが、はり端または柱頭に切欠きを設けて直接柱頭に架設することもある。

「柱頭圧着」は柱頭にはりを設置する施工性のよい工法である。連続スパンの場合は23図のようにはりを途中で圧着接合する¹⁵⁾。

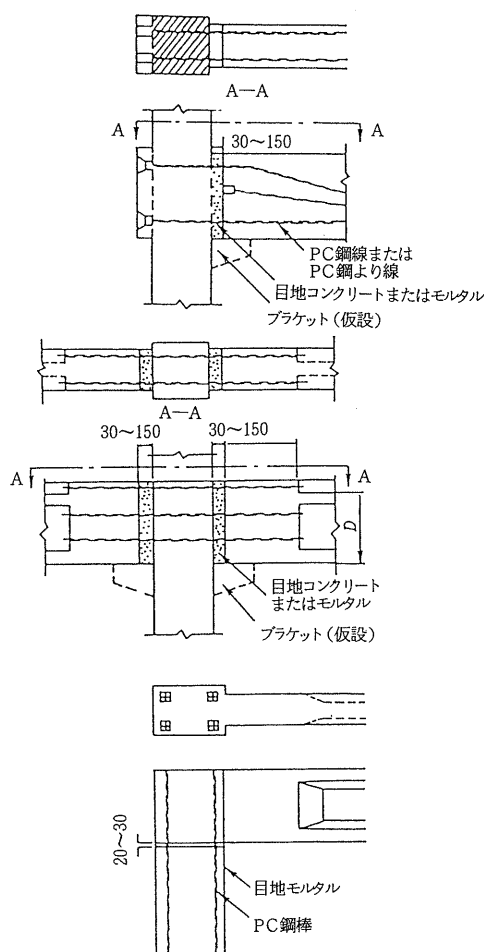
柱・はりの圧着接合には以上のほか、施工性、経済性を考慮した種々の工夫がなされている。



23図 連続スパンの柱頭圧着例 ²⁴⁾



21図 掘立て方式



22図 はり端圧着と柱頭圧着

柱・基礎の圧着接合には24図のように柱緊張材を基礎まで延長して圧着する「カプラー方式」と柱脚にエンドブロックを設け、別の緊張材で圧着する「エンドブロック方式」がある。「カプラー方式」は柱脚にP C鋼棒接続用カプラーを配置するための切欠きを設ける必要がある。

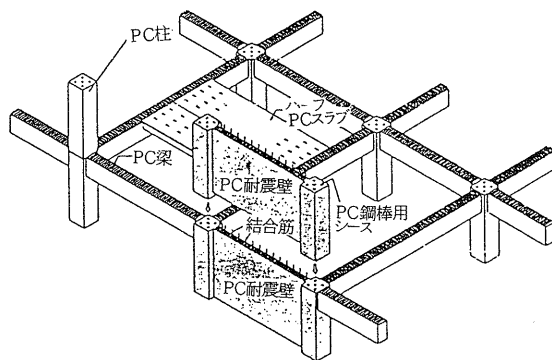
「エンドブロック方式」は作業性がよいが部材重量は増加する。また、R Cプレキャストにも用いることができる。

c) ガセットプレート接合

柱頭、はり端に鉄骨のガセットプレートを設け、高力ボルトで接合する25図のようなS R Cと同様の方法であり、成熟した工法である。プレキャストの精度と経済性に注意する必要がある。

大ばり・小ばり、はり・スラブ間の接合は大きな強度を必要としない場合が多いので、後打ちコンクリートによるR C接合とし、必要に応じて圧着接合が用いられる。

耐震壁をプレキャストとする場合には、26図のように壁端の柱と一体のプレキャストとして組立てる¹⁶⁾。

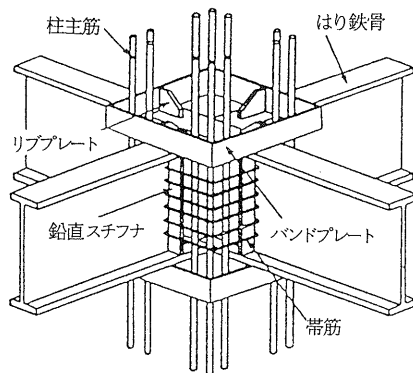


26図 プレキャスト耐震壁の例¹⁶⁾

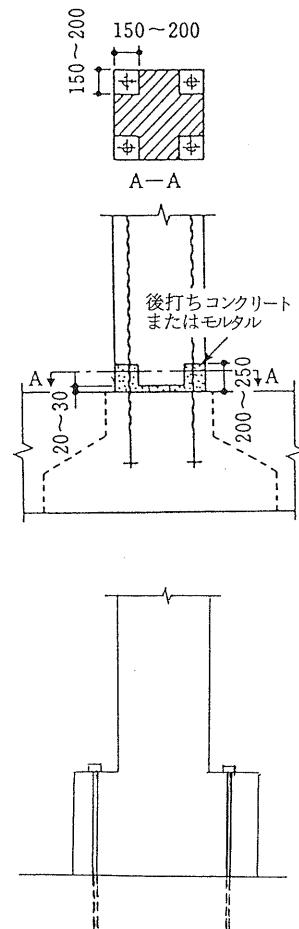
3.6.3 混合構造

各種工法が多用化し合理化が追求されると、異種の構造材を用いて架構を構築する混合構造が増えてくる。プレキャストを用いたものではS R C、鉄骨、場所打ちR Cとの組合せで多くの種類の混合構造が出現する。

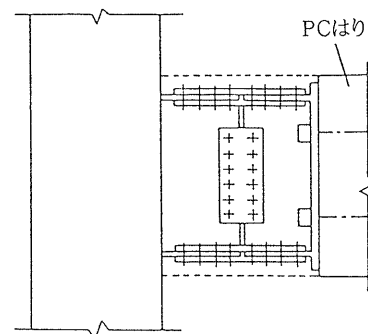
27図は柱をR Cプレキャスト、はりを鉄骨造としたF R P C工法（フジタ）と称する工法¹⁷⁾で、大スパン、軽量化、高剛性、高質品、工期短縮、省力化などが特長としている。柱・はり接合部を同図



27図 混合構造(プレキャスト柱, 鉄骨はり)の採合部例¹⁷⁾



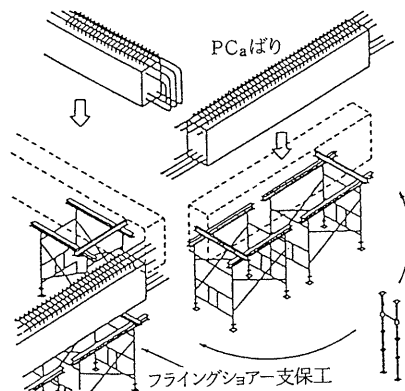
24図 カプラー方式とエンドブロック方式



25図 ガセットプレート接合

に示す。プレキャスト柱頭部は鉄骨を内蔵しており、鉄骨はり和高力ボルトで接合される。仕口強化のためバンドプレートを用いたのが特徴である。なお、柱主筋はモルタル充填式のスリーブジョイントによっている。

柱をSRC、はりをRCプレキャストとしたものでは高さ139m/41階建ての超高層集合住宅（六甲アイランドイーストコート3番街）¹⁸⁾がある。27～41階は場所打ちRC柱とRCプレキャストはり、1～26階はSRC柱とRCプレキャストはりによる混合構造で、全体としてはRC、SRCの併用構造となっている。柱、はり仕口部ははり主筋を仕口内に延長してあと打ち接合されている。



28図 混合構造(SRC柱、プレキャストはり)の例¹⁷⁾

プレキャスト部材の特長の1つは寸法精度が良いこととされるが、組立て架構は建方誤差を含めた精度を必要とする工法であり、プレキャストの精度は重要である。

ACIの型枠工事技術指針¹⁹⁾によればRC建造物の許容誤差(表2)に対してPCプレキャスト部材の許容誤差は表3となっている。

一方、過去多くの報告をまとめたものは表4²⁰⁾のようになっている。また、最近の例¹⁷⁾では29図のような精度管理基準で施工されている。これらを見れば良好な精度でプレキャスト工事がなされていると考えられる。

表2 RC建造物の許容誤差(ACI-347)

垂 直 方 向	柱、壁などの通り心、 表面	3 m 当り	6 mm
		全長について最大	25 mm
	露出した隅柱、目地そ の他、主要な線	6 m 当り	6 mm
		全長について最大	13 mm
水 平 レ ベ ル	スラブ下面、天井はり 下面など	3 m 当り	6 mm
		1 ベイあるいは長さ 6 m 当り	10 mm
		全長について最大	19 mm
	まぐさ、敷居、パラベ ットなど	1 ベイあるいは長さ 6 m 当り	6 mm
		全長について最大	13 mm
		壁、柱、間仕切の間隔	
平面的直線部分の誤差(外壁線など)		25 mm	
スリーブ、床開口、壁開口の寸法、 位置	－ 6 mm		
	＋ 13 mm		
柱、はりの断面寸法とスラブ、壁の 厚さ	－ 6 mm		
	＋ 13 mm		

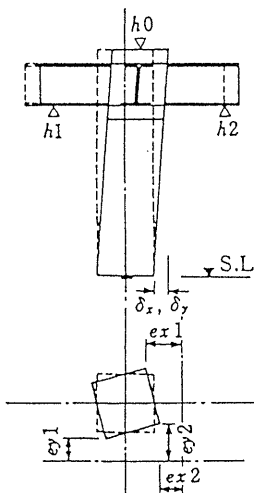
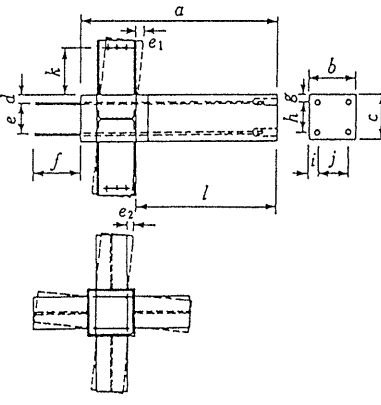
表3 PCプレキャストの許容誤差

全 長	3 m 当り ± 3 mm, 最大 ± 18 mm	
断 面 寸 法	断面寸法 ≤ 150 mm	± 3 mm
	150 < 断面寸法 ≤ 300	± 4.5 mm
	300 < " ≤ 600	± 6 mm
	600 < "	± 10 mm
表 面 公 差 む く り 隣接ユニットとの目違	長 さ 3 m 当り	± 3 mm
	ス パ ン 3 m 当り	± 3 mm
	ス パ ン 3 m 当り	± 1.5 mm

表4 既往文献によるプレキャストの精度²⁰⁾

	項 目	平 均 値 *	標 準 偏 差
部材精度	版 長	-1.2 ~ 2.5	1.2 ~ 2.5
	版 厚	1.0 ~ 1.9	0.9 ~ 2.1
	対 角 線 長	2.0 ~ 3.3	1.1 ~ 2.5
	ねじれ, そり	0.7 ~ 1.1	0.6 ~ 3.8
現場精度	壁板の倒れ	-0.5 ~ 0.3	1.2 ~ 2.6
	壁版間距離	-4.3 ~ 1.7	3.4 ~ 6.0
	階 高	0.7 ~ 1.1	1.5 ~ 3.1
	目 地 幅	-1.4 ~ 3.7	2.4 ~ 6.5
	目 地 位 置	-0.5 ~ -1.0	5.4 ~ 5.7
	墨線間距離	-0.3 ~ 1.9	1.0 ~ 1.5
	基礎不陸	~ 11.0	5.0

(注) * (実寸法) - (設計寸法) の算術平均

測 定 方 法	許 容 値 mm			測 定 方 法	許 容 値 mm		
		目 標 値	限 界 値				
	柱の位置 $(ex1 + ex2)/2$ $(ey1 + ey2)/2$	± 3	± 3		辺 長 a	± 3	
	柱のねじり $ex1, ex2$ $ey1, ey2$	± 3	± 5		断 面 b, c	± 3	
	柱の倒れ δ_x, δ_y	± 5	± 7		主 筋 位 置 d, e	± 2	
	柱のレベル $h0, h1 \sim h4$	± 3	± 3		主筋の出の f	± 3	
					スプライス g, h スリーブ位置 i, j	± 3	
					鉄 骨 位 置 k, l	± 3	
					鉄骨のたおれ e_1	± 2	
					鉄骨のねじれ e_2	± 2	

29図 プレキャスト材の組立ておよび部材精度基準例¹⁷⁾

5. プレキャスト研究の動向

日本建築学会の大会梗概集ではプレキャストは鉄筋コンクリート構造の中に分類されている。最近の3ヶ年計1480題中プレキャストは約20%の148題であった。

研究内容は壁式プレキャストの鉛直、水平接合部、柱はり接合部の力学性状など接合部に関するものが圧倒的に多く、PCでは合成スラブに関するものが多い。

プレキャスト架構の挙動に関する研究は少ないが、岡本他の15階建てPCプレキャストの応答解析²¹⁾があり、RCモデル、PRCモデル(PRESSS-PC建物)および純PCモデルの最大応答変形の比率はそれぞれ1.0、1.2および1.7になるなど今後の高層化に有益な知見が得られている。

工事報告はコンクリート工学，本協会誌，建築技術などに掲載されるが，いずれもプレキャスト工法に関するものが多い。

6. P C の役割

プレキャストを用いた建物が増加していく中で，P C 工法の役割は次のように思われる。

i) プレキャスト部材は当初大量生産を考慮した規格化がなされてきた。しかし，建築部材は建物の設計により寸法が異なるので，多品種・小量生産の注文に耐えるプレキャスト製作方法を追求する必要がある。

ii) R C プレキャスト工法開発の大部分は接合部の開発にあったとみてよい。さらに，接合部の研究が極めて多い現状から，今なお接合工法は完成されてはいない。

これに対して，P C 部材の圧着接合は秀れた工法であり，本質的に改善すべき点はない。

このP C による圧着接合をR C プレキャストに利用することは可能である。

例えば柱・はり接合部でははりのエンドブロックのみに緊張材を配置して圧着接合することは容易と思われる。

また，高層化に対応して接合部の再検討を始めている壁式プレキャスト造では，壁の鉛直方向プレストレスで水平ジョイントの耐力を上げることができる。

P C がもつ圧着接合の能力は種々の合成，混合構造物接合に利用することが期待される。

iii) 従来，建築のR C はコンクリート強度が低いためP C の利用が困難であった。しかし，プレキャストでは高強度が容易であるのでそのままP C 化することができる。

R C ではコンクリート強度を上げて曲げ性能は向上しないので，プレキャスト材のコンクリート高強度化は曲げに対しては強度の無駄使いとも云える。プレストレスはこの無駄な強度を利用して使用限度を上げるので，この観点からのP C の普及が望まれる。

参 考 文 献

- 1) ティハメール コンツ；プレハブリケーションハンドブック，鹿島出版会
- 2) 中谷昌一；プレキャスト化によるコンクリート構造物の施工合理化技術の動向，コンクリート工学 Vol.30, No.11, 1992.11
- 3) 毛見虎雄；現場打ちコンクリートの合理化の必要性和その現状，建築技術，1993.10
- 4) 高田博尾；建築のプレキャスト化と生産性向上，建築技術，1992.5
- 5) 非構造部材の耐震設計指針・同解説および耐震設計・施工要領；日本建築学会，昭和60年
- 6) 穴あきP C 板設計施工指針・同解説，プレストレストコンクリート技術協会
- 7) 掛川誠一；住宅・都市整備公団の各種住宅，コンクリート工学，Vol.31, No.11, 1993.11
- 8) 壁式プレキャスト構造の鉛直接合部の挙動と設計法，日本建築学会
- 9) 本岡，岡本，町田；プレストレストコンクリートによる合成床版について，P C 技術協会講習会テキスト，昭63.2
- 10) プレストレストコンクリート設計施工標準・同解説，日本建築学会
- 11) 宗村，平畑；鉄筋コンクリートラーメンプレハブの施工，コンクリート工学，Vol.14, No.2, 1976.2
- 12) 雑賀，高野，中村，堀川，幅；サイトプレハブ工法による大型建物の短期施工，コンクリート工学，Vol.26, No.12, 1988.12
- 13) プレストレストコンクリート建設業協会；プレストレストコンクリート建築マニュアル，平成元年11月
- 14) 小山内，木村，今井，大島；プレキャストR C 造の埋込み接合部の挙動に関する実験的研究，プレストレストコンクリート，Vol.35, No.4, 1993.7
- 15) 佐藤，木村；プレキャストP C 工法による工場建築，プレストレストコンクリート，Vol.29, No.5, 1991.5
- 16) 竹田，小村，坂田，妹尾；プレキャストプレストレストコンクリート耐震壁の実験報告，プレストレストコンクリート，Vol.35, No.4, 1993.7

- 17) 小早川, 三瓶, 小林, 小松; 柱プレキャストRC造・はりS造とする混合構造によるオフィスビルの施工, コンクリート工学, Vol. 30, No. 9, 1992. 9
- 18) 武永, 人見, 角, 高畑; サイトPC_a部材を中心とした超高層集合住宅の施工, コンクリート工学, Vol. 30, No. 8, 1992. 8
- 19) 松本信二 他抄訳; 型わく工事技術指針, コンクリート工学, Vol. 17, No. 3, 1979. 3
- 20) 野崎喜嗣; プレキャストコンクリート工事における寸法精度とその管理, コンクリート工学, Vol. 14, No. 8, 1976. 8
- 21) 岡本, 加藤, 林, 石井; プレキャストプレストレストコンクリート造建物の地震応答性状について, プレストレストコンクリート, Vol. 35, No. 4, 1993. 7
- 22) 日本建築学会; 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準
- 23) 日本建築センター; 壁式鉄筋コンクリート造設計施工指針
- 24) 窪田, 長木, 岡本, 本村; 北海道神宮社務所新築工事, プレストレストコンクリート, Vol. 30, No. 11, 1992. 11

外ケーブル方式PC建造物の設計・施工ガイドライン

首都高速道路公団 工事検査担当 調査役 秋 元 泰 輔
日本道路公団 構造技術課 課 長 山 縣 敬 二
(社)PC建設業協会 高速道路橋研究委員会 委員長 荒 川 敏 雄

外ケーブル方式については、前年度のテキストでも報告したように、従来より多く用いられている内ケーブル方式（緊張材を全て部材内に配置）と比較して、下表に示すような施工性や経済性などの面での利点を持つが、一方では設計体系や細部構造などの解析的な問題のほか、PC鋼材を始めとする各種材料の耐久性などに対する保証の面で、一般的合意が得られる段階には至っておらず、我が国においても外ケーブル方式に関する基準化が遅れており、この方式を適用する上で大きな隘路となっている。

しかし近年、諸外国に於ける外ケーブル方式に関する研究は加速化しており、フランスでは一昨年これに関する基準案（PE/SETRA）が刊行されるに至っており、新設橋梁に外ケーブル方式を採用した実績は既に、100橋以上にも達し、供用中の橋梁を補強する目的で適用した例を含むと、その数は数倍にもものぼると思われる。

一方、我が国に於いても近年の労務事情の悪化に伴って、部材のプレキャスト化や外ケーブル方式に対する関心が高まってきており、各種の研究報告などに見られるように、技術的な問題点解決のための努力が身を結びつつある。

以上のような状況をふまえて、外ケーブル方式に対する現時点での知見をもとに、技術に関する総括と本方式の採用にあたってのガイドラインを、道路橋示方書と対応する形でとりまとめる事を目的として、（社）プレストレストコンクリート建設業協会の委託により、（財）高速道路調査会に『PC橋の新しい構造事例に関する調査研究委員会』（飯野忠雄委員長）が設けられた。

本報告は、平成3年度～4年度の2年間にわたって審議された、外ケーブル方式に関する調査を踏まえて作成された、委員会の報告書（『PC橋の新しい構造事例に関する研究報告書〔外ケーブルの有用性と適用に関する調査検討〕』（平成5年3月））に示される『外ケーブル方式を採用するにあたっての設計施工のガイドライン』の概要および試設計例を紹介するものである。なお、詳細については委員会の報告書を参照されたい。

外ケーブル方式と内ケーブル方式の一般的な比較

内 容		外 ケ ー ブ ル 方 式	内 ケ ー ブ ル 方 式
材料	保護管の材料	ポリエチレン管や鋼管が主流	鋼製のスパイラルースが主流
構造	適用構造形式	トラス型構造や鋼管複合構造にも対応可能	左記の構造には対応が困難
設 計	部 材 厚	鋼材配置上の制約はない	鋼材配置上の制約で決る場合もある
	ケーブル形状	折れ線状の配置となる 偏向部により形状を保持する	曲線状の配置が可能 スースを取り巻くコンクリートで保持する
	プレストレスの摩擦損失	摩擦損失は少ない	外ケーブル方式に比べ摩擦損失が比較的大きい
	PC鋼材偏心量	箱桁等の内空配置では、 内ケーブル方式に比べ小さい	一般に外ケーブル方式に比べ大きい
	定着部の応力検討	横桁や隔壁に定着されるため、これらの部材の応力検討が必要	特別に詳細な検討は不要
	偏向部の検討	プレストレス分力の作用に対する検討が必要	
	終 局 耐 力	内ケーブル方式に比べて小さい	外ケーブル方式に比べ大きい
	防 振	防振上の配慮が必要	部材内でグラウトされているため問題とならない
施工	施 工 性	外ケーブル配置作業は比較的小易 部材内配置スースが減少しコンクリート締め固めが容易	部材内にスースが多いため外ケーブル方式に比べ締め固めに困難がある
管理	緊張材の点検	部材断面外に緊張材を配置するので比較的小易	部材内に緊張材配置されるため困難
	緊張材の取替え	偏向部や定着部の構造を検討することにより 取替え可能である	取替えは困難である

I. 外ケーブル方式の設計・施工ガイドライン

本ガイドラインは、外ケーブル方式の設計・施工に固有な事項について取りまとめたものである。

この『ガイドライン』の構成は、下記の目次にも示すように総則・材料・設計・構造細目・施工・維持管理からなっている。各章では、考え方の基本となった諸外国の規準や国内外の文献の一部を抜粋して、解説のなかに参考資料として示している。

目	次
1 総 則	4 構造細目
1. 1 適用の範囲	4. 1 形状および部材寸法
1. 2 用語の定義	4. 2 最小鋼材量
	4. 3 緊張材の配置
2 材 料	4. 4 緊張材の定着
2. 1 緊張材	4. 5 定着部の構造と補強
2. 2 定着具	4. 6 偏向部の構造と補強
2. 3 保護管	4. 7 防振装置
2. 4 防錆材	4. 8 緊張材の保護構造
2. 5 偏向具	
	5 施 工
3 設 計	5. 1 緊張材の取扱い
3. 1 一般	5. 2 保護管の取扱い
3. 2 外ケーブルによるプレストレス力	5. 3 偏向具の設置
3. 3 設計荷重作用時における外ケーブル構造 の照査	5. 4 プレストレッシングの管理
3. 4 終局荷重作用時における外ケーブル構造 の曲げ破壊安全度の照査	5. 5 防錆材の注入
3. 5 外ケーブルの取り替えに関する検討	6 維持管理
3. 6 その他細部構造	6. 1 維持管理に対する留意点
	6. 2 外ケーブルの取替え計画

以下に、この『ガイドライン』の概要を示す

1 総 則

1.1 適用の範囲

(1) 本ガイドラインは、プレストレス導入方式として部分的もしくは全面的に外ケーブル方式を用いたプレストレストコンクリート道路橋の設計・施工に適用する。

本ガイドラインに規定していない事項については、道路橋示方書に準じるものとする。

(2) 本ガイドラインで取扱う外ケーブル方式とは、恒久的な防錆・防食処置を施した緊張材をコンクリート部材の外側に配置し、定着部あるいは偏向部を介して部材に永続的なプレストレスを与える、一連の構造形式をいう。従って、補修補強のために追加される外ケーブルの利用や、斜張橋のケーブル斜材や大偏心外ケーブル^{※1}については、本ガイドラインの適用範囲外とする。

(1) 本ガイドラインは、外ケーブル方式でプレストレス導入を図る場合を想定し、現時点における海外での施工実績や規準類を参考に、道路橋示方書に明示されていない外ケーブル方式特有の材料、設計規範もしくは留意事項について示したものである。従って、道路橋示方書に規定されている項目については、当該規定を優先させなければならない。

また、本ガイドラインは我国での外ケーブル方式の積極的な利用と普及を目的とし、現時点での知見を基に取りまとめられたものであり、外ケーブル方式に関する技術的發展や適用範囲の拡大を阻害するものではない。ただし、本ガイドラインの適用範囲もしくは諸規定を逸脱する場合には、責任技術者により十分な検討と評価が行われなくてはならない。

(2) 外ケーブル構造は、緊張材としてのケーブルおよびその定着部、ケーブルの方向変換により偏向力を与えるための偏向部並びにケーブルの防錆・防食のための充填材や保護管から構成される。(図-解 3.1.1 参照)

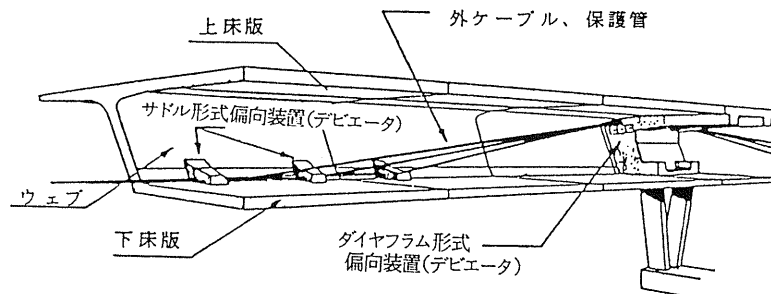


図-解 1.1 外ケーブル方式の構成要素

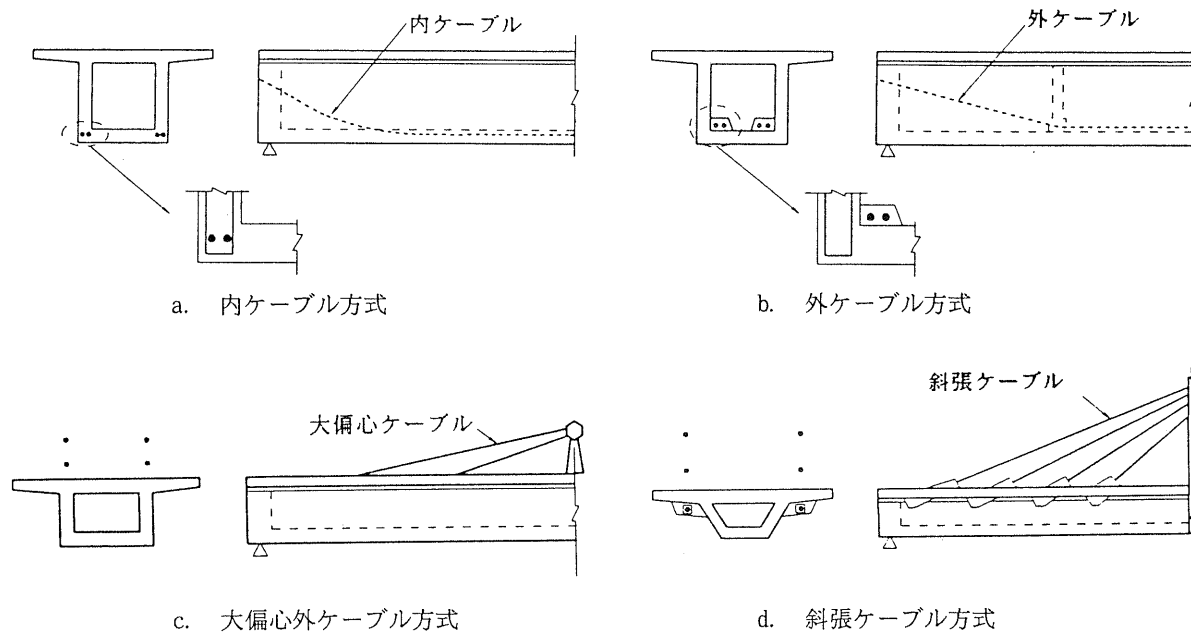
外ケーブル方式に対比される概念として内ケーブル方式があるが、これは緊張材がコンクリート部材内に配置されたものであり、多くの場合グラウトによってコンクリート部材と緊張材との一体化が図られる。また、内ケーブル方式でもコンクリートとの付着がない緊張材をアンボンドケーブルと呼ぶが、ケーブルが露出されておらず、緊張材とコンクリート部材との相対位置が変わらない点あるいは緊張材配置形状の差異等で外ケーブルと区別される。

施工中の一時的な補強や、前もって外ケーブル配置を想定していない橋梁での補修・補強に外ケーブルを利用する場合は、本ガイドラインに規定する設計規範や構造細目等を遵守できないことが想定されるため、適用の範囲外とした。

P C 斜張橋のケーブル斜材や大偏心外ケーブル^{※1}の場合は、ここでいう外ケーブルの場合に比較して外力による張力変化が大きく、導入張力の制限等についての詳細の検討が別途必要と考えられるので、当面は本ガイドラインにおける外ケーブル方式の適用範囲外とした。(図-解 1.2参照)

※1) 一般的な外ケーブル方式P C 橋では、ケーブルの偏心量が桁の有効高さ以内に抑えられているのに対して、桁

より提唱された方式で、エクストラドーズド・プレストレッシング (Extra-dosed Prestressing)¹⁾～³⁾と名付けられ、我国では”大偏心ケーブル方式”⁴⁾とも呼ばれている。



図－解 1.2 プレストレッシング方式の分類

- 1) J. Mathivant : Recent Developement in Prestressed Concrete Bridges, FIP Note (1988. 2)
- 2) 猪股 : Extradosed Prestressing の利用, プレストレストコンクリート (1989. 1)
- 3) 前田 : 小田原港橋に採用したP C橋の新形式, EXTEC (1992. 6)
- 4) 山崎ほか : 最近におけるP C構造の展開と新材料, 第20回P C技術講習会 (1992. 1)

1.2 用語の定義

本ガイドラインで用いる用語の意味は次のとおりとする。

- (1) 外ケーブル方式 外ケーブル方式とは、恒久的な防錆防食処理を施した緊張材をコンクリート部材の外側に配置し、定着部あるいは偏向部を介して部材に永続的なプレストレスを与える一連の構造形式をいう。外ケーブル方式は緊張材、定着具、緊張材の位置を保持するための偏向部や緊張材の防護等使用する保護管や充填材などにより構成される。
- (2) 緊張材 コンクリート構造物に、プレストレスを導入するために用いられる、鋼または新素材の線または棒で構成されたものを言う。
- (3) 定着具 コンクリート部材にプレストレスを与えるために、引張力を与えた緊張材を、構造部材に固定するための器具である。緊張材の取替えを前提とする構造のものが用いられることもある。
- (4) 定着部 コンクリート部材にプレストレスを与えるために、引張力を与えた緊張材を、構造部材に固定するための器具等を配置する部分をいう。
- (5) 偏向部(デビエータ) 偏向部はデビエータとも言い、外ケーブルとして配置された緊張材を偏向させその形状を保持するための部分を言う。
- (6) 偏向具 偏向具とは、緊張材の位置を保持または角度を偏向させたり応力の集中を緩和させる目的で使用する治具のことであり、偏向部と兼ねることもある。

(7) 保護管	 外ケーブルとして配置された緊張材の保護と防錆の目的のために用いられる外套管のことを言う。
(8) 防錆材	 外ケーブル（緊張材）の配置された保護管内に防錆のために注入する材料をいう。
(9) 二重管構造	 外ケーブル方式の偏向部の構造に用いられるものであり、偏向部に埋設管を設置し、緊張材を配置した保護管をそのまま通過させる二重構造としたものを言い、特に緊張材の取り替えを考慮する場合にはこの構造が採用される。
(10) 防振装置（具）	 緊張材自身の振幅を小さく抑えたり、橋体との共振を防ぐために設ける治具をいう。
(11) 自由長	 外ケーブルとして配置された緊張材が定着部や偏向部を除くコンクリート部材の外側に配置されている区間長さをいう。
(12) ボンド方式	 プレストレスを導入するための緊張材が、コンクリート部材と付着により一体化されているものをいう。
(13) アンボンド方式	 プレストレスを導入するための緊張材が、コンクリート部材と付着により一体化されていないものをいう。

2 材料

2.1 緊張材

P C鋼線およびP C鋼より線はJIS G 3536に、P C鋼棒はJIS G 3109にそれぞれ適合するものを使用することを原則とする。

JIS G 3536あるいはJIS G 3109に示されていないP C鋼材やP C鋼材以外の緊張材を使用する場合は、試験によってその品質を確かめ、強度その他の設計用数値を定めなければならない。

2.2 定着具

(1) 定着具は、定着される緊張材の規格引張荷重以下で破壊したり、著しい変形を生じることのないような構造および強さを有するものでなければならない。

(2) 定着具は、性能の確かめられたものを用いるものとする。

(3) 定着具の性能は、土木学会規準「P C工法の定着具および接続具の性能試験方法（案）」に基づいて確かめることを標準とする。

2.3 保護管

保護管は、緊張材の保護および防錆材の充填管としての役割をするものであり、所要の強度と耐久性があり有効な腐食対策が施されたものを使用しなければならない。

保護管の選定には、以下のことに留意することが望ましい。

- ① 各部材と充填材との間の応力差等に対して十分な強度があること
- ② 充填材と反応しないものであり、かつ耐久的で耐衝撃性耐剥離性のあるもの
- ③ 充填材注入の最高圧力に対して十分な強度があること
- ④ 湾曲部の接触圧力および長期接触圧力に対して十分な強度があること
- ⑤ 防錆・劣化に対して耐力的であり維持管理の容易なもの
- ⑥ 環境条件にふさわしく耐久性があり現場作業性の良いもの

また、保護管の選定にあたっては、外ケーブルの取り替えの有無を考慮に入れた選定が必要である。一般的に以下の材料と方法を採用することが望ましい。

- ① 外ケーブルの取り替えを考慮しない場合

一般部 ----- ポリエチレン管、防錆鋼管等

偏向部 防錆鋼管等

② 外ケーブルの取り替えを考慮する場合

一般部 ポリエチレン管、防錆鋼管等

偏向部および定着部 埋設管等

③ 外ケーブルと保護管の取り替えを同時に考慮する場合

保護管を二重構造とし、緊張材は直線または曲率を大きくとる。

近年保護管内面に固体潤滑被膜をコーティングし、低摩擦化をはかった保護管も開発されている。

2.4 防錆材

(1) P C 鋼材の防錆材は、十分に P C 鋼材を包み、これを錆びないように保護するものでなければならない。

(2) 防錆材は化学的安定性に優れ、経年変化による劣化のないものでなければならない。

外ケーブル方式の緊張材に使用する P C 鋼材の防錆方法には、メッキ型、塗布型、保護管内への充填型そして、メッキ型あるいは塗布型と保護管内充填型との組み合わせによるものがある。(図-解 2.1 参照)

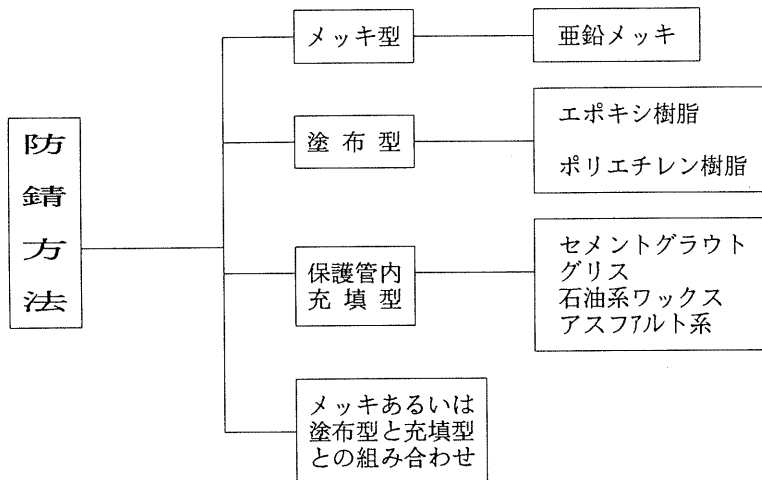


図-解 2.1 防錆方法

2.5 偏向具

偏向具は、偏向部での緊張材の位置を確保するとともに、緊張力に対して安全であり、作用力を確実に伝達するものでなくてはならない。

3 設計

3.1 一般

コンクリート部材に永続的なプレストレスを導入する手段として、部分的にもしくは全面的に外ケーブル方式を採用する場合は、本ガイドラインに従って設計するのがよい。

3.2 外ケーブルによるプレストレス力

(1) 設計荷重作用時の断面力算定において、外ケーブルの作用は以下に示す影響を考慮したプレストレス力として取扱ってよい。

(2) プレストレッシング直後のプレストレス力は、緊張材の引張端に与えた引張力に、次の影響を考慮して算出するものとする。

- 1) コンクリートの弾性変形
- 2) 緊張材と偏向部の摩擦

3) 定着具におけるセット

(3) 有効プレストレス力は、上記のプレストレス直後のプレストレス力に、次の影響を考慮して算定するものとする。

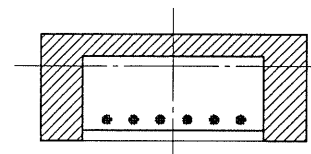
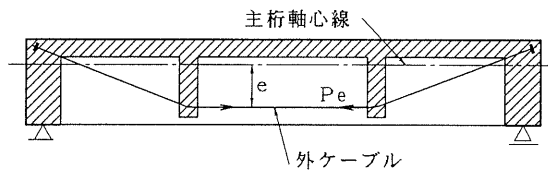
1) コンクリートのクリープ

この場合に考慮する持続荷重は、プレストレス直後のプレストレス力および死荷重とする。

2) コンクリートの乾燥収縮

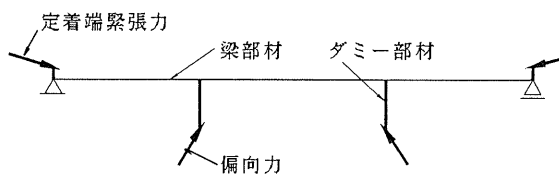
3) 緊張材のリラクセーション

(1) 断面力の算定に際して外ケーブルの作用をモデル化する場合、図-解 3.1 に示す 3 通りの方法があるが、荷重変動にともなう外ケーブルの張力変化が小さい場合にはいずれの方法も大差ない。外ケーブルの張力変化は付着のある内ケーブルに比べて一般に小さいため、プレストレスコンクリート橋の設計解析には、従来の内ケーブル方式と同様の取扱いができる②の換算内力载荷法を用いてよい。(Ⅱに示す試設計例参照)

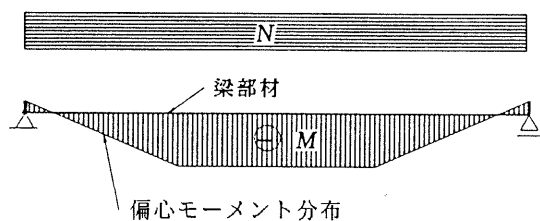


e : 偏心量

P_e : プレストレス力



① 換算外力载荷法



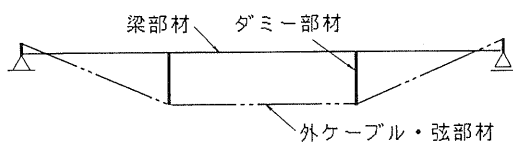
② 換算内力载荷法

① 外ケーブルの定着位置、偏向位置でのケーブル張力による作用合力を集中荷重もしくは分布荷重として構造モデルに作用させる。

外ケーブルは荷重作用点・作用方向が明確であり、ケーブル配置の角変化や摩擦損失の影響も合力として解析に反映できる。

② プレストレス力による内力(軸力、偏心モーメント $M = P_e \times e$)として構造モデルに作用させる。

外ケーブルによるせん断力成分は逆せん断力として別途考慮する必要がある。



③ 部材評価法

③ 外ケーブルを弦部材として構造モデル化し、所定のケーブル導入力に相当する軸ひずみとして与える。

荷重作用による外ケーブルの張力変化や、コンクリート部材のクリープ・乾燥収縮の影響を解析できる。

図－解 3.1 外ケーブル作用のモデル化

(2) 外ケーブルの定着部もしくは偏向部以外の緊張材は、自由長部としてコンクリート部材外に配置され、この区間の張力は一定であることから、摩擦損失を考慮しなくてよい。

定着部並びに偏向部における緊張材の引張力は、緊張材軸心の角変化と定着部や偏向部などのコンクリート部材内に配置される緊張材の延長を考慮して下式（解 3.1）により算出することができる。

$$P_x = P_i \times e^{-(\mu \alpha + \lambda l)} \quad (\text{解 3.1})$$

ここに、 P_x : 設計断面における緊張材の引張力

P_i : 緊張材のジャッキ位置での引張力

μ : 緊張材の角変化1ラジアン当たりの摩擦係数

α : 緊張材の角変化 $\alpha = \sum \alpha_i$ (ラジアン)

λ : 緊張材の長さ1m当たりの摩擦係数

x : 緊張材の引張端から設計断面までの延長で、自由長部を除く長さ (m)

外ケーブル方式においては自由長部が長いので、一般に角変化による摩擦のみを考慮することとしてよい。緊張材としてPC鋼材を用いる場合の摩擦係数としては、定着部および偏向部における保護管の材料に応じて、表-解 3.1に示す値を用いてよい。

表－解 3.1 PC鋼材と保護管との摩擦係数

	μ (1/rad)	λ (1/m)
鋼 管	0.30	0.004
P E 管	0.15	0.004

(3) 外ケーブルの有効プレストレス力を理論的に求めるには、コンクリート部材の変形に伴う緊張材図心位置でのひずみ変化を緊張材全長にわたって求め、この平均ひずみから緊張材の応力減少分を算定しなければならないが、これは非常に煩雑な計算となる。偏向部でのすべりが無いものと仮定すれば、緊張材のクリープ・乾燥収縮にともなう張力減少量は、図-解 3.1 ③に示したモデル化により解析的に求めることができる。

設計の実務に際して、緊張材の有効プレストレス力は以下のように求められるとある。つまり、緊張材のひずみ変化は、コンクリートの乾燥収縮ひずみ ϵ_{cs} と、コンクリート総断面に関するプレストレスリングによる軸ひずみクリープ分との和として表せるものとする。（文献¹⁾に準拠）

$$\Delta \epsilon_c (t=\infty) = \frac{P_0}{E_c \cdot A} \phi - \frac{P_0 - P_e}{E_c \cdot A} (1 + x \phi) + \epsilon_{cs}$$

$$\Delta \varepsilon_p (t=\infty) = \frac{P_0 - P_e}{E_p \cdot A_p} = \Delta \varepsilon_c (t=\infty)$$

$$P_e = P_0 - \frac{n \rho_p \cdot \phi \cdot P_0 + E_p \cdot A_p \cdot \varepsilon_{cs}}{1 + n \rho_p (1 + x \phi)} \quad (\text{解- 3.2})$$

ここに、

$\Delta \varepsilon_c (t=\infty)$: プレストレッシング直後から $t=\infty$ までのコンクリートのひずみ変化

$\Delta \varepsilon_p (t=\infty)$: プレストレッシング直後から $t=\infty$ までの緊張材のひずみ変化

P_0 : プレストレッシング直後の緊張材の引張力

P_e : 緊張材の有効プレストレス力

$E_c \cdot A$: コンクリート部材のヤング係数と断面積

$E_p \cdot A_p$: 緊張材のヤング係数と断面積

ϕ : コンクリートのクリープ係数

x : エーijing係数 一般に $x = 0.8$ としてよい

ε_{cs} : コンクリートの乾燥収縮ひずみ

n : ヤング係数比 $n = E_p / E_c$

ρ_p : 緊張材の断面積比 $\rho_p = A_p / A$

一方道路橋示方書では、コンクリートとP C鋼材との間に付着がある場合、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮によるP C鋼材応力度の減少量を下式によって求めてよいとしている。

$$\Delta \sigma_{p\phi} = \frac{n \cdot \phi \cdot \sigma_{cp} + E_p \cdot \varepsilon_{cs}}{1 + n (\sigma_{cpt} / \sigma_{pt}) (1 + 0.5 \phi)} \quad (\text{解- 3.3})$$

ここに、

$\Delta \sigma_{p\phi}$: コンクリートのクリープ・乾燥収縮によるP C鋼材応力度の減少量

σ_{cp} : P C鋼材位置でのコンクリート断面の持続荷重による応力度

σ_{pt} : プレストレッシング直後のP C鋼材の引張応力度

σ_{cpt} : P C鋼材位置でのプレストレッシング直後のプレストレス

上式は、付着のある内ケーブル方式の有効プレストレスを求める場合に適用されるが、式（解- 3.2）との違いは、コンクリート部材の曲げひずみの影響を考慮していることにある。外ケーブル方式の場合、ケーブルの自由長部はコンクリート断面外にあり、摩擦や角変化の影響を受けないため1自由長区間での張力は一定となり、内ケーブル方式に比べプレストレス力の挙動は異なる。しかし、設計荷重作用時レベルでは部材は微小変形の範囲にあり、緊張材配置位置における歪変化の影響は小さいと考えられるため、外ケーブル方式に対しても拡張した式（解- 3.3）を適用してよいとした。（Ⅱに示す試設計例参照）

3) 外ケーブル方式では、一般にコンクリートのクリープ、乾燥収縮による応力度減少量が小さく、リラクセーション率が大きくなることから、下式により算定するのがよい。

$$\gamma = \gamma_0 (2 \cdot P_e / P_0 - 1) \quad (\text{解- 3.4})$$

ここに、

γ : みかけのリラクセーション率

γ_0 : P C鋼材の純リラクセーション率

3.3 設計荷重作用時における外ケーブル構造の照査

- (1) 外ケーブル用 P C 鋼材の許容引張応力度は、表- 3.1 の値とする。

表- 3.1 P C 鋼材の許容引張応力度

P C 鋼材の状態	許 容 引 張 応 力 度	備 考
(1) プレストレッシグ 中	$0.80\sigma_{pu}$ あるいは $0.90\sigma_{py}$ のうち小さい方の値	σ_{pu} : P C 鋼材 の引張強さ
(2) プレストレッシグ 直後	$0.70\sigma_{pu}$ あるいは $0.85\sigma_{py}$ のうち小さい方の値	σ_{py} : P C 鋼材 の降伏点
(3) 設計荷重作用時	$0.60\sigma_{pu}$ あるいは $0.75\sigma_{py}$ のうち小さい方の値	

P C 鋼材以外の緊張材については、その伸び性能、疲労特性などを考慮して、設計荷重作用時ならびに終局荷重作用時において安全性が確保できるよう別途許容値を定める必要がある。

- (2) 外ケーブル緊張材は、疲労に対して安全でなければならない。
- (3) 設計荷重作用時に部材断面のコンクリートに引張応力が生じる場合は、引張応力が生じるコンクリート部分に (4) 項に規定する引張鉄筋を配置しなければならない。ただし、道路橋示方書 (Ⅲ 2.2.5) に規定する活荷重を 35 % 割増した荷重組合せは考慮しなくてよい。
- (4) 引張応力が生じる部材断面に配置する引張鉄筋の断面積は、次の値以上としなければならない。ただし、外ケーブルとして配置された緊張材はいかなる場合でも引張鉄筋とはみなさない。

$$1) As = \frac{Tc}{\sigma sa} \quad \text{-----} \quad (3.1)$$

ここに、As : 引張鉄筋の断面積 (cm²)

Tc : コンクリートに生じる引張応力の合力 (kgf)

σsa : 引張鉄筋の許容引張応力度 (kgf/cm²)

- 2) 引張応力が生じる部分のコンクリート断面積の 0.5%

- (5) セン断力に対するコンクリート部材の照査を行う際、部材断面に作用するせん断力として外ケーブルによるせん断力作用方向の分力が構造解析で考慮されていない場合は、これを別途考慮してよい。

$$Sp = Pe \cdot \sin \alpha \quad \text{-----} \quad (3.2)$$

ここに、Sp : 外ケーブル緊張材によるせん断力作用方向の分力

Pe : 緊張材の有効プレストレス力

α : 外ケーブルが部材軸となす角度

3.4 終局荷重作用時における外ケーブル構造の曲げ破壊安全度の照査

- (1) 終局荷重作用時における外ケーブルは、部材の変形に伴う張力増加を見込まない引張抵抗材とみなしてよい。

- (2) 外ケーブルによる不静定力は、終局荷重作用時の荷重組合せに係数 1.0 として加えるものとする。

(1) 付着のない緊張材については平面保持の仮定が適用できないため、部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの算定にあたって付着のある内ケーブルと同様の取扱いができない。

終局荷重作用時におけるコンクリート部材の安全性を厳密に検討するためには、荷重増加にともなうコンクリート部材の変形と、その結果として生ずる外ケーブルの張力変化や位置変化によるプレストレス力の増減等を厳密に考慮して、構造系としての終局耐力を算定する非線形解析を行う必要がある。しかしながら現時点では、このような非線形解析はこれまでの断面照査を基本とした一般的なコンクリート部材の設計法とは整合しないと考えられる。

道路橋示方書にはアンボンドケーブルの場合について、部材断面の破壊抵抗曲げモーメントを鋼材に付着があるとて算定した値の70%とする旨の記述があるが、外ケーブル構造にもこの規定が適用できるか不明である。また、内・外ケーブル併用の場合などで、この規定の具体的な適用法も不明確と考えられる。

そこで本ガイドラインでは、外ケーブルを引張抵抗材と考え、これまでと同様、平面保持を仮定した手順で部材断面の破壊抵抗曲げモーメントを求める手法を提案する。

本提案では、検討対象断面における外ケーブルの位置は相対的に変化しないものとみなし、さらに外ケーブル緊張材を降伏した鉄筋同様に取扱って、部材断面の曲げ破壊抵抗モーメントを算出する。ここで、降伏した鉄筋同様とは、図-解 3.2に示すように、外ケーブル緊張材の応力レベルを緊張材位置でのひずみによらず一定（有効プレストレス導入応力状態）とみなすことである。この手法によれば、外ケーブルを独立した引張抵抗材とみなせることから、全外ケーブル方式でのプレキャストセグメント接合面のように鉄筋が連続していない断面や、内・外ケーブル併用の場合でも破壊抵抗曲げモーメントが容易に算定でき、緊張材の位置変化の影響を無視すれば安全側の値が得られる。

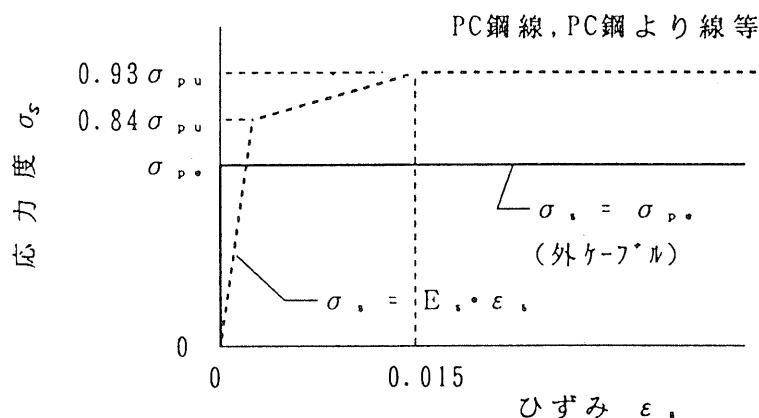


図-解 3.2 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の外ケーブルの応力度-ひずみ曲線

一方、外ケーブルによる作用を外力扱いする手法が、「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物」（鉄道総合技術研究所編）等で提案されている。すなわち、外ケーブルによる有効プレストレス力を終局荷重作用時の荷重側に組入れ、抵抗側には内ケーブルや鉄筋を引張抵抗材としてコンクリート部材の破壊抵抗曲げモーメントを求め、両者を比較するものである。この手法は、PC斜張橋における斜張ケーブルの取扱いと同様であり、外ケーブルをコンクリート部材の抵抗材とは考えないものである。この場合、部材の変形にともなう外ケーブルの張力変化やアーム長の変化は無視するのが一般的であるが、外ケーブル作用の不確定さを荷重係数として考慮することができる。

但し、外力扱いとする方法では、プレキャストセグメントの接合部が設計できないことから、本ガイドラインでは設計の便に配慮し、解析的に内ケーブルや鉄筋と同様に取扱える前者の手法を採用することとした。（Ⅱに示す試設計例参照）

なお、外ケーブルに対して内ケーブルの比率が小さい場合には、断面内の配置鋼材量がつり合い鋼材量より小さい場合であっても、内ケーブルの降伏の影響が必ずしも断面の破壊性状に顕著には現れず、コンクリートの圧壊が先行する形の破壊モードを示す場合がある事に注意する必要がある。

（2）道路橋示方書 Ⅲ 2.1.1 に準じ、プレストレスコンクリートの不静定構造における終局荷重作用時の不静定力の取扱いを、内ケーブルと同様に規定した。

3.5 外ケーブル取替えに関する検討

- (1) 外ケーブル方式の採用に際しては、必ずしもケーブル取替えを前提とする必要はないが、使用状態において交換可能とする場合には、設計段階で以下に示す取替え時の検討を行うものとする。
- (2) 設計荷重作用時の主荷重組合せに、外ケーブル取替えに伴う荷重を考慮する。
 - ① 取替え対象となる外ケーブルの緊張力解放
 - ② 取替えもしくは追加する外ケーブルの初期導入力
 - ③ 取替え作業に要する資機材の重量などの施工時荷重
- (3) 上記荷重組合せにおいては、許容応力度の割増し係数を 1.25 とする。

3.6 その他細部構造

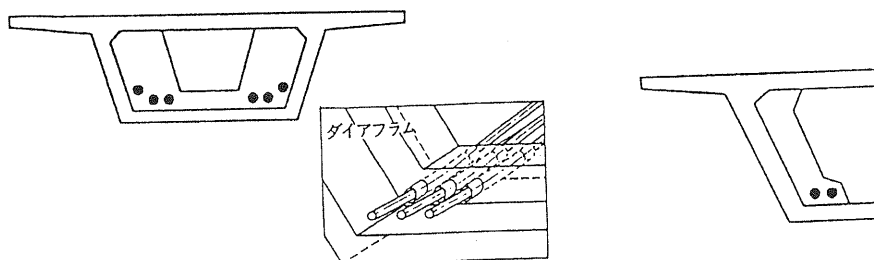
- (1) 外ケーブルは、支点横桁もしくは隔壁（ダイヤフラム、リブ）を設けて定着するのが望ましい。やむを得ぬ場合はウェブ、上下床版等に突起を設け定着するが、いずれの場合にも定着部は、ケーブル緊張力を主桁コンクリートへ円滑に伝達できる構造とし、十分な安全性を保持しなければならない。また、施工中もしくは取替時の偏荷重載荷状態においても所定の安全性を確保しなければならない。
- (2) 外ケーブルの配置形状を保持し、偏向力を主桁に伝達する偏向部は、その偏向力のあらゆる作用に対して偏向具の変形や分離がないよう、主桁コンクリートと一体化しなければならない。
- (3) 外ケーブル方式は使用環境下において長期間その機能を維持できるよう、十分な防錆・防食処置を講じなければならない。さらに、外ケーブルに対しては、防災面での配慮が重要である。

(1) 外ケーブルの定着部は、2.2 に示された定着具を主桁コンクリートと一体化させるための構造である。ケーブルの確実な定着を図るには、支点横桁や隔壁（ダイヤフラム、リブ）等、マッシュなコンクリートに定着するのが理想であるが、主桁の軽量化あるいはケーブルの取替えを考慮した場合には、突起定着としなければならないことも想定される。付着のある内ケーブルの定着と異なり、外ケーブルの場合は張力変動が直接定着部に伝達され導入張力も一般に大きいことから、定着反力を円滑に分散し、主桁コンクリートに伝達できる構造を採用するとともに、支圧、割裂、背面引張等の局部応力や局所的な曲げ、せん断に対しても十分な安全性を確保することが必要である。

外ケーブル定着部は一般に多数のケーブルが集中して狭い範囲に定着されるため、単体としての定着部補強以外に定着群としても十分補強されなければならない。また、施工段階では中間支点横桁で一方向に偏った緊張が行われることも想定しておく必要がある。

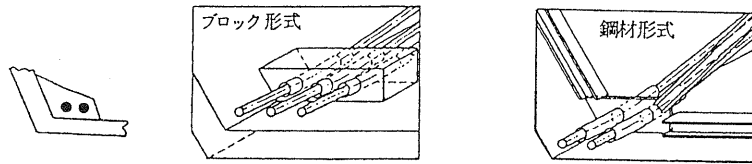
(2) 偏向部は、2.3 に示された偏向具を主桁コンクリートと一体化させるための構造である。その形状としては、ダイヤフラム形式、リブ形式、サドル形式が一般的である。（図－解 3.3）

外ケーブル構造のコンクリート主桁が終局荷重作用時まで耐荷性能を保持することを保証するためには、定着部、偏向部がケーブル破断以前に破壊しないことが必要と考えられる。偏向部の設計に際しては、緊張材のいかなる張力変動や作用方向の変化に対しても、偏向具の有害な変形や主桁コンクリートからの分離がないことが必要条件となる。このため、緊張材の引張強度相当の荷重に対しても安全性の照査をしておくのが望ましい。



a) ダイヤフラム形式

b) リブ形式



c) サドル形式

図－解 3.3 偏向部の構造形式

(3) 外ケーブルはコンクリート部材中に配置された内ケーブルと異なり、外気や温度変化の影響を受け易く、その腐食や切断が直接構造物の機能低下や安全性に影響する。このため、ケーブル自体のみならず定着具、偏向具についても十分な防錆・防食を行っておく必要がある。

外ケーブルは火災に対しては特に敏感であり、外ケーブルの破損が橋梁全体の安全性を直接左右する事から、防災上の配慮が不可欠である。

また、新材料や長期耐久性が完全に保証されていない部材を使用するにあたっては、外ケーブルの取替えや追加を可能とする設計を行うことや、その機能に関する異常の有無をいち早く捉えることのできる維持管理体制を整えることも重要と考えられる。

4 構造細目

4.1 形状および部材寸法

形状および部材寸法は、「道示 Ⅲ4.2形状および部材寸法」による。

4.2 最小鋼材量

最小鋼材量は「道示 Ⅲ4.3最小鋼材量」による。この場合、外ケーブルに用いる緊張材は鋼材量の算出に含めてはならない。

4.3 緊張材の配置

緊張材の配置は「道示 Ⅲ4.4.2 P C 鋼材の配置」によることを原則とする。ただし、緊張材の曲げ半径は、安全であることが確認されれば、小さくしてもよい。

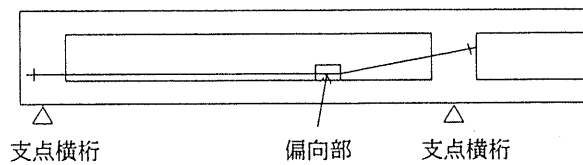
4.4 緊張材の定着

(1) 外ケーブルに用いる緊張材の定着具は、横桁や隔壁に設けるのが望ましい。他の部材に定着具を設ける場合は、圧縮部のコンクリートで、構造部材に不利とならない位置に、定着突起を設けて定着するのがよい。

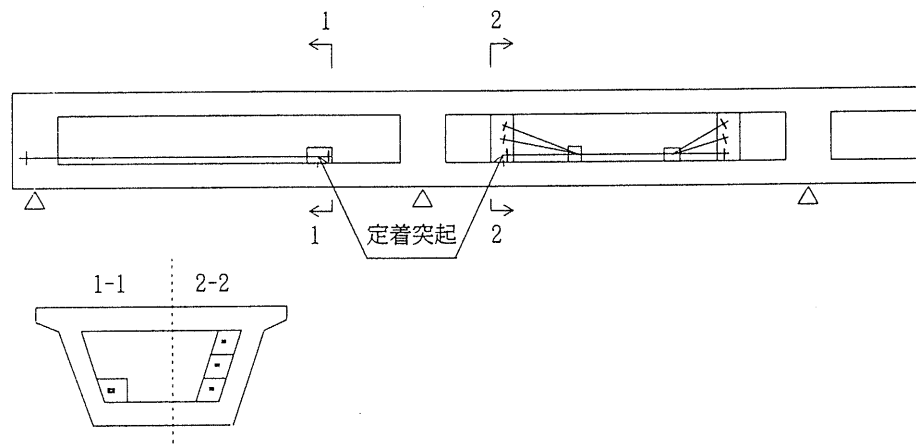
(2) 横桁に定着された緊張材のプレストレス力の広がり、定着位置から最も近いフランジ、あるいはウェブに定着位置があるものとして求めてよい。

(1) 緊張材定着具に大きな力が作用するため、構造部材に対して不利となる影響の最も小さいと考えられる支点横桁や隔壁に定着することを基本とする。(図－解 4.1、4.2)

ただし、緊張材を配置する区間が長くなることによって、部材応力が不利になる場合や、きわめて不経済な設計となる場合には、横桁のない桁の中間点に設けてよいこととした。中間点に配置する場合には、なるべく、圧縮応力が作用する位置で、構造部材に不利とならないような剛性の大きい場所(例えば、箱桁の場合は図－解 4.2に示すようにウェブとフランジの交点付近)に定着突起を設けて定着するのがよい。

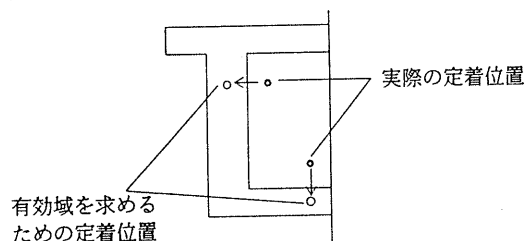


図－解 4.1 支点横桁へ定着する例



図－解 4.2 桁の中間点へ定着する例

(2) プレストレス力の広がりについては、「道示 Ⅲ4.4.7 P C 鋼材の定着」の解説によることとする。横桁に定着する場合は、F E M等により確かめる方法もあるが、ここでは簡便な方法として、図－解 4.3 に示すように、定着位置から最も近いウェブやフランジなどの主桁部材に定着されているとみなして求めてよいこととした。



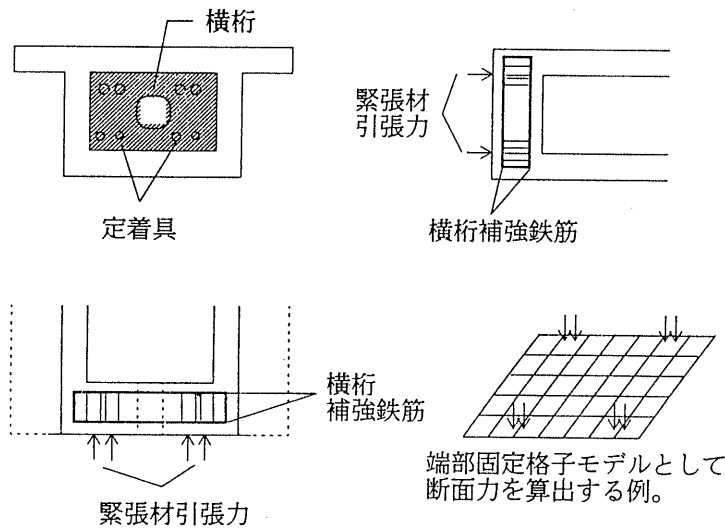
図－解 4.3 プレストレス力の広がりを求めるための定着位置の考え方

4.5 定着部の構造と補強

- (1) 緊張材を定着する横桁、隔壁、および定着突起は、緊張材に作用する引張力を構造部材に十分に伝達できるものでなければならない。
- (2) 定着部付近で緊張材を曲げて配置する場合の構造は、4.6で示す偏向部の構造に準じる。
- (3) 定着具近傍の補強は、「道示 Ⅲ4.4.8 定着具付近の補強」による。

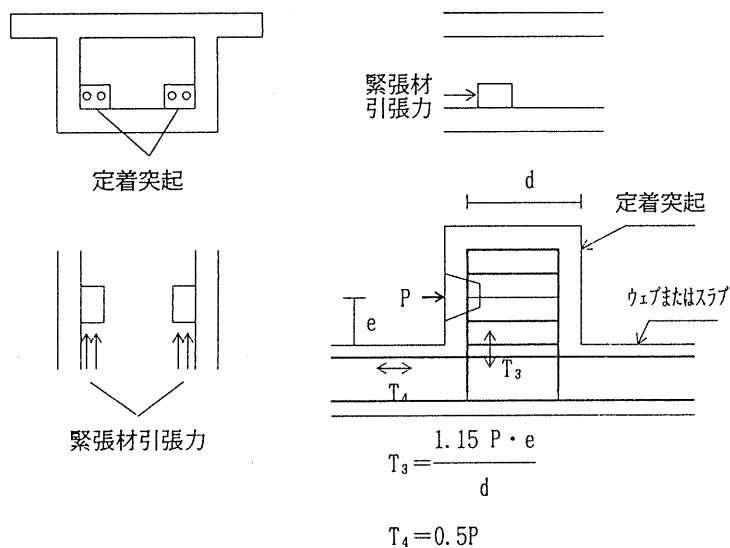
(1) 外ケーブル方式の緊張材を定着する横桁、隔壁、および定着突起は、緊張材に作用する引張力を構造部材に十分に伝達できるものでなければならない。これらに作用する緊張材の引張力によって生じる曲げモーメントおよび軸方向力、せん断力、押し抜きせん断力および割裂力に対して、また場合によってはねじりモーメントに対して安全となるように、鉄筋または P C 鋼材で補強されなければならない。

横桁および隔壁、ならびに定着突起の補強の概要を、それぞれ図－解 4.4、図－解 4.5 に示す。



図－解 4.4 定着部横桁の補強

横桁および隔壁では、押し抜きせん断応力度に対する検討を行うとともに、簡易的に格子モデルや四辺固定版として曲げモーメントならびにせん断力を算出して、引張応力度ならびにせん断応力度に対する補強を行ってよい。



図－解 4.5 定着突起の補強

定着突起では、コーベルとしての引張力（図中 T_3 ）と突起前面の引張力（図中 T_4 ）に対して補強を行う。定着突起が剛性の小さい部分に設けられている場合には、「道示Ⅲ4.4.8(2)②定着突起の場合」に準じて、ウェブまたはスラブの曲げ引張応力度に対しても補強を検討する必要がある。

(3) 定着具近傍の割裂応力などに対する補強は、道示Ⅲ4.4.8(1)により行う。

実際の補強方法の例についてはⅡに示す試設計例を参照されたい。

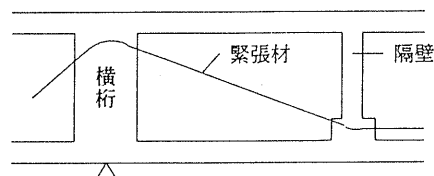
4.6 偏向部の構造と補強

(1) 緊張材を途中で曲げて配置する場合には、偏向部を設け、緊張材に作用する引張力が構造部材に十分に伝達するようにしなければならない。偏向部および偏向部付近の部材は、この作用力に対して安全であるように補強しなければならない。

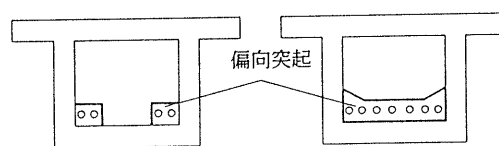
(2) 偏向部は、緊張材にできるだけ付加応力が発生しない構造としなければならない。

(1) 外ケーブル方式の緊張材を途中で曲げて配置する場合には、緊張材を保持し、緊張材の引張力が構造部材に伝達されるように、偏向部を設ける。

偏向部を設ける位置は、図－解 4. 6に示すように、横桁や隔壁などの剛性の大きい部材とするのがよい。ウェブやフランジに偏向突起を設けて偏向部とする場合には、図－解 4. 7に示すように、フランジに横梁を設けるか、剛性の大きい両部材に挟まれる場所に突起を設けるなどして、偏向部付近の構造部材に不利な影響を及ぼさない構



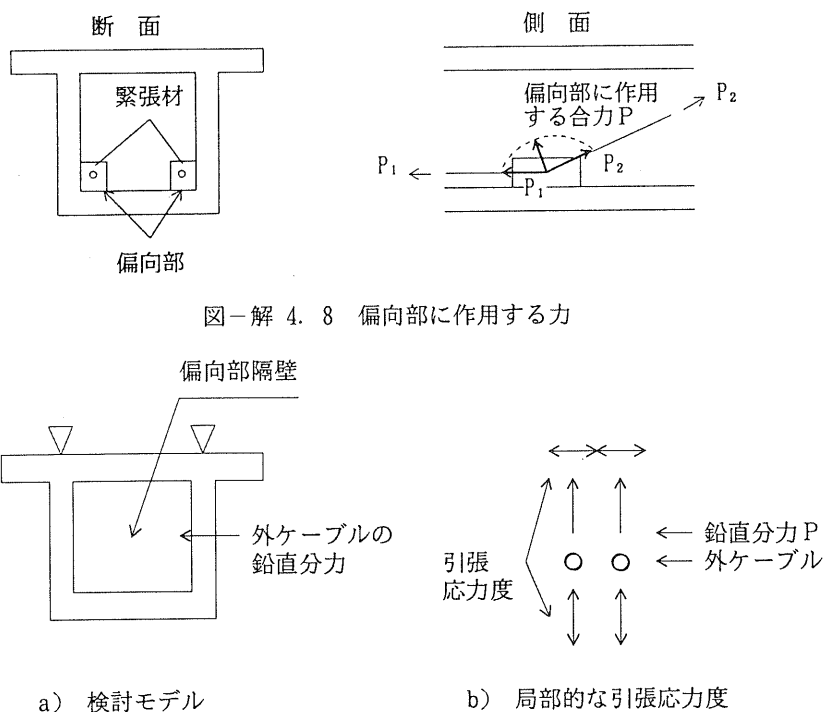
図－解 4. 6 横桁と隔壁を偏向部とする例



図－解 4. 7 偏向突起を設けて偏向部とする例

偏向部両端には、図－解 4. 8 に示すような緊張材の引張力が作用するので、この力を構造部材に伝える構造としなければならない。一般的にはコンクリート部材を用いるが、必要に応じて鋼部材を用いてよい。

偏向部に作用する力に対して横方向の検討を行う場合は、図－解 4. 9に示すようにウェブ位置に支点を置いた梁モデルに、外ケーブルの鉛直分力を作用させてよい。この場合、外ケーブルの鉛直分力前面、背面の局所的な引張応力度に対しての補強が必要である。実際の補強方法の例については、Ⅱに示す試設計例を参照されたい。

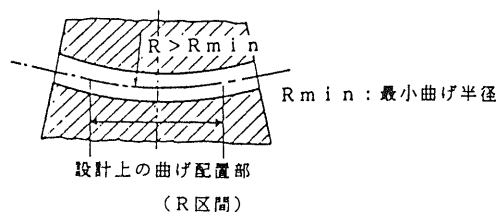


図－解 4. 8 偏向部に作用する力

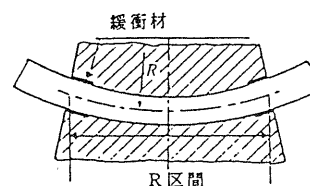
図－解 4. 9 偏向部隔壁の検討

(2) 偏向部に配置される緊張材に作用する付加応力としては、配置誤差による局所的な折れや曲げ半径が小さくなることによる付加的な曲げ応力度、緊張材の張力変動に伴う緊張材と充填材もしくは保護管との摩擦応力、などが考えられる。後者の摩擦に対する安全性は試験等によって確認しなければならない。

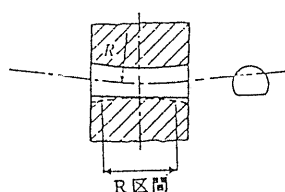
緊張材の滑らかな線形と最小曲げ半径を確保するためには、付加応力が発生するような施工誤差を吸収できる構造が偏向部に要求される。図－解 4.10 にダクトの長さに余裕を持たせた例を、図－解 4.11 には緩衝材を用いた例を示す。図－解 4.12 には、施工誤差をより吸収しやすい複雑な形状のダクトの例を示す。これらの構造は、偏向部の部材形状・寸法ならびに想定される施工誤差を考慮して決定する。



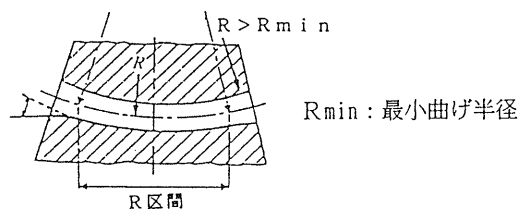
図－解 4.10 ダクトの長さに余裕を持たせた例



図－解 4.11 緩衝材を用いた例



a) つづみ型 (ディアポロ)



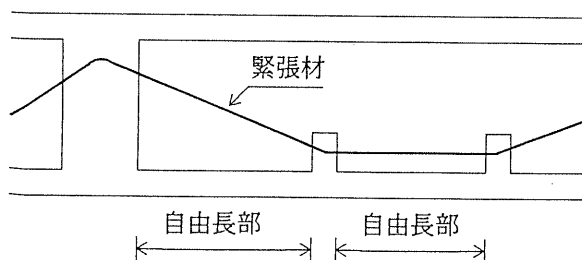
b) 端部拡張型

図－解 4.12 複雑な形状のダクトの例

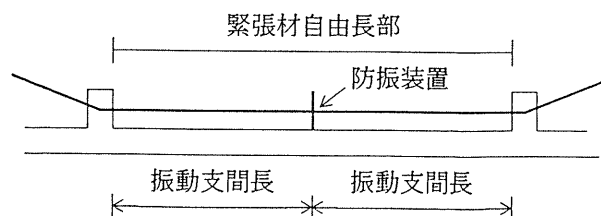
4.7 防振装置

- (1) 外ケーブル方式の緊張材は有害な振動が生じないように配置しなければならない。
- (2) 防振装置を10m以内の間隔で配置する場合は、緊張材の振動に対する検討を省いてよい。

(1) 緊張材の自由長部 (図－解 4.13) の振動数が構造系の振動数に近いと、車輛の通行などによって生じる構造物の振動のために緊張材自身が振動し、繰り返し曲げ応力度が作用することが懸念される。このため、緊張材自由長部と車輛走行などにより生じる構造物の振動数が異なるように、防振装置などを用いて自由長部の振動支間長を小さくする (図－解 4.14) か、適切な減衰性能を付与するなどして、緊張材に有害な振動が発生しないようにしなければならない。

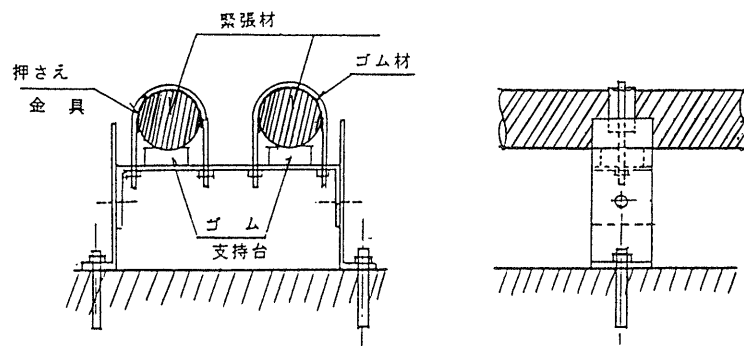


図－解 4.13 緊張材の自由長部



図－解 4.14 防振装置による振動支間長の短縮

防振装置は、緊張材を傷つけることなく確実に保持できるものでなければならない。図－解 4.15に防振装置の例を示す。



図－解 4.15 防振装置の例

4.8 緊張材の保護構造

- (1) 保護管は強度、耐久性、水密性、作業性、加工性等を考慮し、保護する緊張材に適する肉厚、管径等を選定しなければならない。
- (2) 保護管の継目は防錆材の漏出や外部からの水等の浸入を防ぐ構造としなければならない。
- (3) 緊張材の定着部および偏向部においては、緊張材の取替えの有無に応じて適切な構造を選定しなければならない。

5 施 工

5.1 緊張材の取扱い

- (1) 緊張材は運搬時に有害な衝撃や変形を与えないようにしなければならない。
- (2) 入荷した緊張材は、その品質と形状寸法を確認するとともに、保管に際しては有害な油、塩分、ごみ等の付着を防ぎ、有害な腐食、傷、変形等を与えないように十分な注意が必要である。
- (3) 緊張材の配置は「道示Ⅲ16.8.1P C鋼材の配置」によることを原則とする。ただし、外ケーブルの配置は偏向具の配列と位置によって決定されるため、5.3で示す「偏向具の設置」に準じて施工しなければならない。

5.2 保護管の取扱い

保護管は使用する材料に応じて運搬、梱包、保管方法を検討する必要がある。施工時に緊張材が所要の位置、角度を保つことが出来るように、保護管の支持間隔、支持方法を検討しておくのがよい。

特に、保護管の接合部が弱点にならないような接合方法を採用し、必要に応じて伸縮部を設けるとよい。

5.3 偏向具の設置

- (1) 偏向具の設置位置は外ケーブルの配置形状に影響を与えるため、十分注意して設置しなければならない。また、偏向具の設置誤差により、緊張材に局所的な折れが生じないように十分配慮し、施工しなければならない。
- (2) 偏向具はコンクリートの打込みなどによって、動かないように堅固に固定しなければならない。

5.4 プレストレスingの管理

現場でのプレストレスing管理は荷重計の示度および緊張材の伸び量により行うものとしてよい。

5.5 防錆材の注入

- (1) 防錆材としてセメントグラウトを使用する場合は、「道示Ⅲ16.10グラウトの施工」によることを原則とする。
- (2) 外ケーブルが交換できる設計であるか否かによって、適切な防錆材を選定し、材料に適した要領で注入作業を行わなければならない。

6 維持管理

6.1 維持管理に対する留意点

外ケーブル方式を用いた橋梁は、供用期間を通じて必要に応じて維持管理を行い、構造物の機能を維持しなければならない。

6.2 外ケーブルの取り替え計画

取り替えができるように計画された外ケーブル方式の場合、既設ケーブルの取り外しと新しいケーブルの取り付けに対して、良好な条件で作業ができるよう計画しておかねばならない。

Ⅱ. 外ケーブル方式を用いた道路橋の試設計

〔1〕 概要

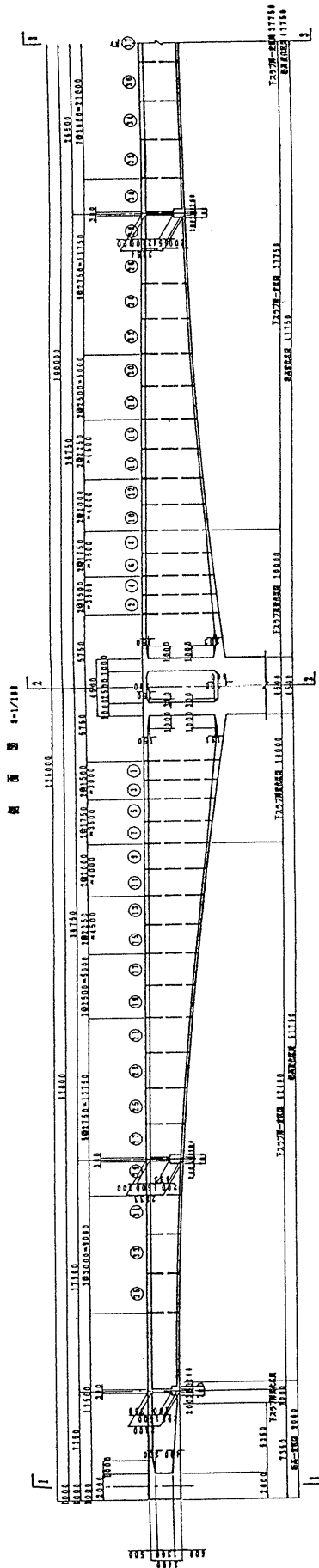
外ケーブル方式のガイドラインの作成にあたり、外ケーブル特有の問題を設計に反映させるべく試設計を行った。

本試設計のモデルは、諸外国の実施例を参考に、実施例の比較的多いプレキャストセグメントによる張出し架設の連続ラーメン橋と、押出し架設の連続桁橋の2形式とした。対象とした部材は、主桁および外ケーブル方式として特に考慮しなければならない偏向部と定着横桁である。試設計の主な内容は、ガイドラインを参考に外ケーブル特有の問題を中心に、その設計方法を具体的に説明している。

特に、外ケーブルの偏向部および定着横桁の設計については、FEM解析による応力検討を行い、簡易設計法を提案している。（委員会報告書の「5章 解析的検討」を参照のこと）これらの部材の設計方法としては、RC部材とする方法とPC部材とする方法が考えられる。RC部材として設計する場合には、曲げ引張りに伴う補強鉄筋量の算出をコンクリートの全断面を有効として算出する方法と、コンクリートの引張強度を無視して算出する方法とがあるが、本試設計では、両者のうち安全側となり、かつ計算が簡単な方法である前者の方法を採用した。但し、RC部材とした場合に補強鉄筋量が多くなり施工性が悪くなる場合や、設計荷重作用時においてひび割れの発生を許容しない場合には、PC部材として設計するのが望ましい。

なお、終局荷重作用時の偏向部及び定着部の曲げモーメントに対する照査は、RC部材での終局荷重作用時モーメントと設計荷重作用時のモーメントの比率(K_1)と、鉄筋の降伏強度と設計荷重作用時の鉄筋応力度との比率(K_2)の比率(K_1/K_2)が0.95以上であるため省略している。

ここでは、外ケーブル方式の試設計のうち、連続ラーメン橋の設計例の一部を抜粋し参考に示す。



平面図 4-1/100

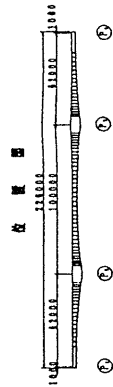
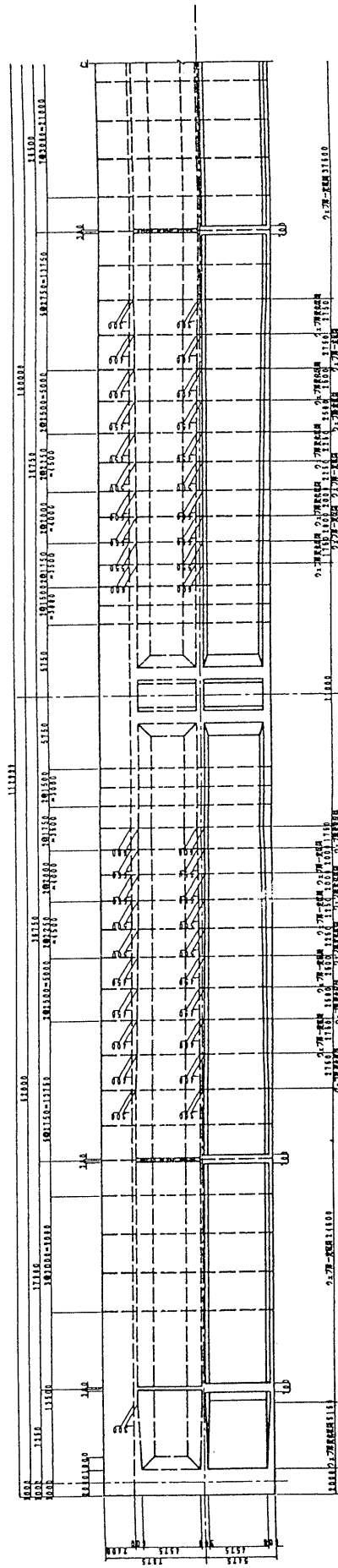


図 -2.1 構造一般図

〔2〕 主桁の設計

(1) 設計要旨

本試設計は、外ケーブル方式のPC3径間連続ラーメン箱桁橋（橋長 226m、支間構成 62m+100m+62m）を対象として、外ケーブル方式設計・施工のガイドラインに基づき概略設計を行うものである。

本橋の橋各は一等橋であり、幅員構成は図に示す通りである。また、架設工法はプレキャストセグメントを用いた片持ち張出し工法を想定したものである。

以下に、設計するにあたり考慮し項目を示す。

(a) 構造形式

本橋はP C 3 径間連続ラーメン箱桁橋であり、架設はプレキャストセグメント工法による張出し架設とする。

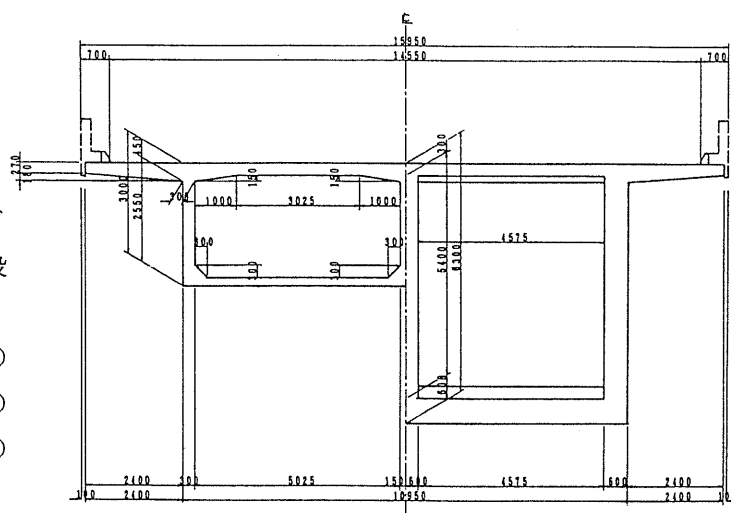
(図-2.1 構造一般図参照)

また、セグメント割りやセグメント長は、エレクションノーズの吊上げ能力を80tfと仮定して決定した。

(b) 主桁断面形状

主桁断面として、図- 2.2 に示すような 2 室箱桁断面を採用した。図中の数値は中央径間中央の断面寸法を示す。

但し、桁高については、外ケーブルの採用に伴うウェブ厚の減少を考慮して、内ケーブル使用の標準桁高実績より若干大きめに設定した。



柱頭部桁高 6.3 m (L/16)

支間中央桁高 3.0 m (L/33)

支点上桁高 2.4 m (L/26)

ここに、 L は支間長である。

图-2.2 断面图

(c) 部材厚

1) 上床版厚

本橋主桁断面のウェブ間隔から、上床版厚を30cmと仮定した。

2) ウェブ厚

せん断に関する検討を行い、特にせん断の卓越する柱頭部あるいは支点部付近では、鉛直締め鋼材を配置しなくてよいウェブ厚とした。また、最小ウェブ厚を30 cmとした。

なお、張出し架設用内ケーブルが断面内に定着不可能な場合は、突起定着とするが、突起自重については本設計では無視した。

3) 下床版厚

端支点上で40 cm、柱頭部で60 cm、支間部最小厚を20 cmと仮定した。

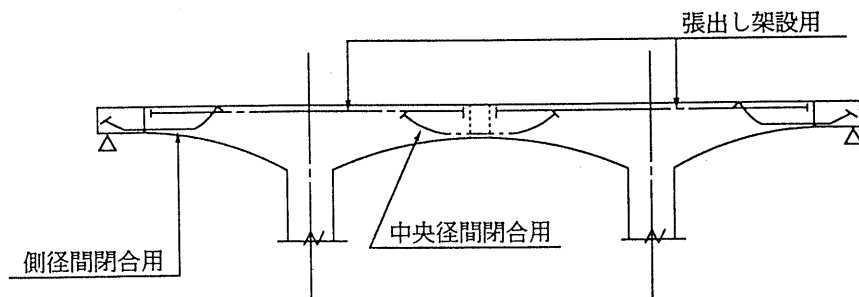
(d) PC鋼材配置の考え方

架設時荷重を内ケーブルで負担させ、後死荷重（クリープ、橋面荷重等）と活荷重を外ケーブルで負担させることを基本とした。

なお、P C 鋼材配置の概念は、図- 2.3のとおりである。

1) 内ケーブル配置

内ケーブルには SWPR7A 12T12.4を用いる。



2) 外ケーブル配置

外ケーブルには SWPR7A 19T15.2を用いる。

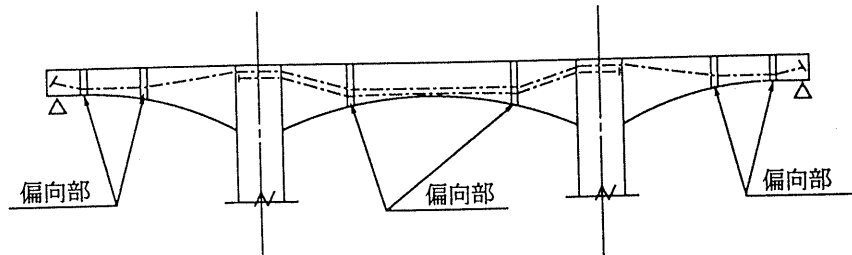


図- 2.3 PC鋼材配置の概念図

(e) 外ケーブルの配置および偏向位置と偏向部の形状

外ケーブルの定着位置は、桁端横桁か柱頭部横桁のみとし、支間内での中間定着は行わないものとした。また、外ケーブルの偏向位置は、1支間内に2箇所とし、死荷重による正の曲げモーメントが卓越する範囲を考慮して決定した。偏向部の形状は下図に示すように、外ケーブルの偏向角度、曲げ半径を考慮して決定し、偏向部の厚さは、外ケーブルの曲線部がその全長にわたり偏向部内におさまる厚さとした。なお、外ケーブルの曲げ半径は $R = 8.0\text{ m}$ とし、偏向部の形状はすべて同一形状とした。(図-2.4参照)

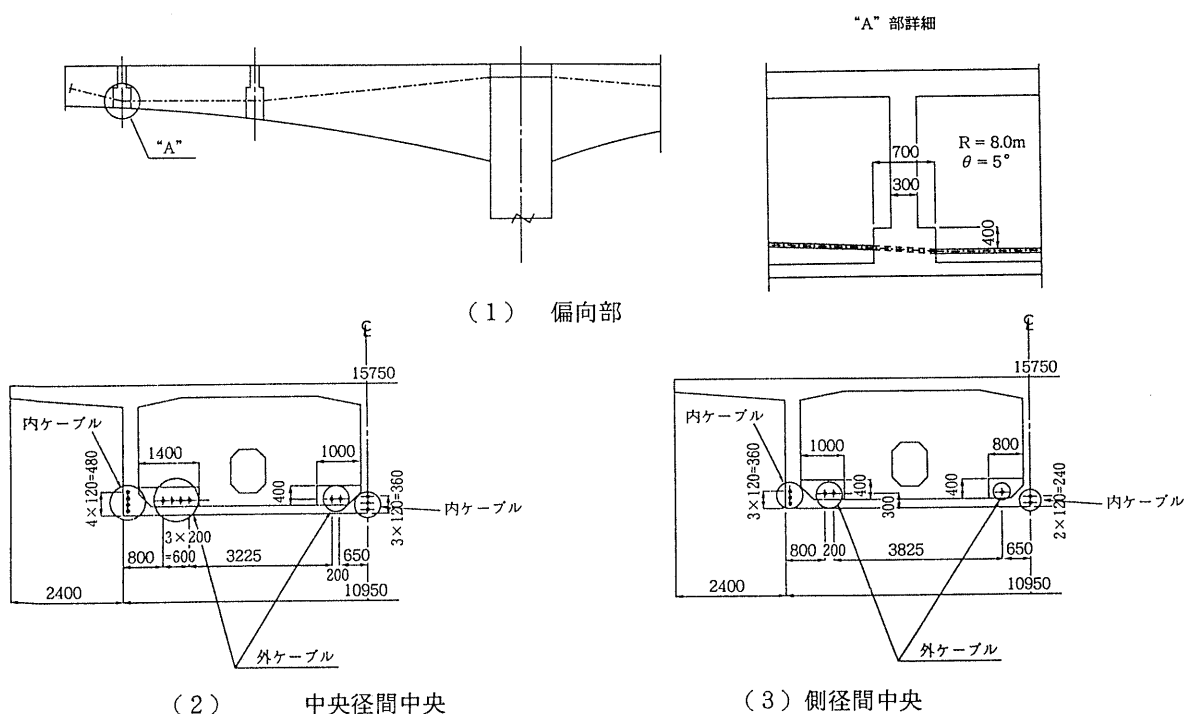
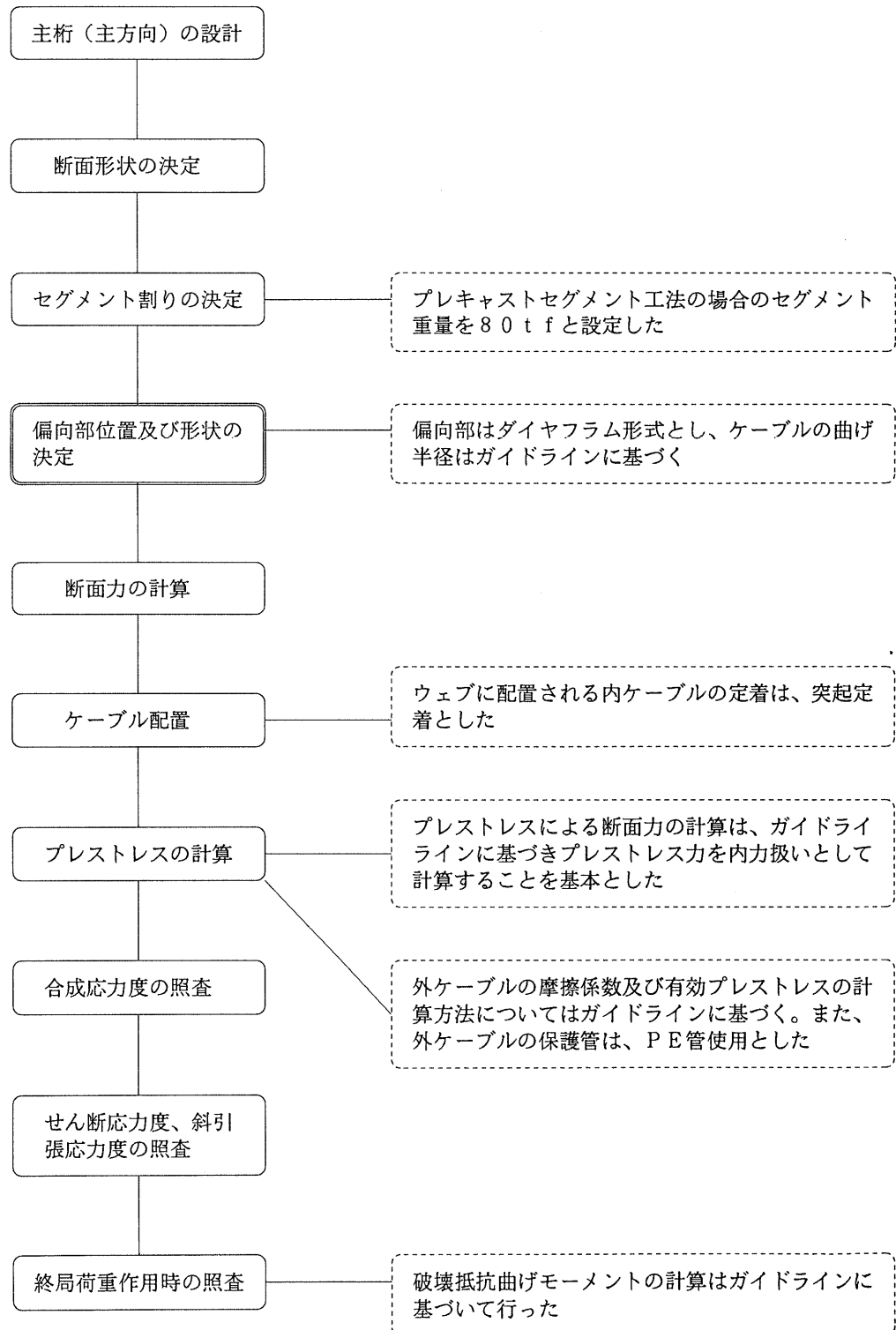


図-2.4 ケーブル配置図

(f) 設計内容

設計は、許容応力度法による概略設計レベルとし、主方向の設計荷重作用時及び終局荷重作用時の主要断面における曲げとせん断の検討のみとした。

(g) 設計フロー



なお、設計条件、断面形状および断面力の計算等の各項については、ここでは省略する。

(2) プレストレスの計算

(a) 使用ケーブル

使用ケーブルは以下のとおりである。

内ケーブル……………PC鋼より線 12T12.4 SWPR7A

外ケーブル……………PC鋼より線 19T15.2 SWPR7A

(b) PCケーブルの構成と配置方法（ケーブル側面配置図は〔2〕の(1)(d)、(e)参照のこと）

1) 内ケーブル

◆張出し架設用内ケーブル

張出し架設時に生じる負の曲げモーメントに対して配置する。

◆側径間閉合用内ケーブル

側径間閉合時に生じる正の曲げモーメントに対して配置するが、設計荷重作用時の曲げモーメントに対して配置する外ケーブルとの関連によりその配置量を決定する。

◆中央径間閉合用内ケーブル

中央径間閉合時に生じる正の曲げモーメントに対して配置するが、設計荷重作用時の曲げモーメントに対して配置する外ケーブルとの関連によりその配置量を決定する。

2) 外ケーブル

設計荷重作用時に作用する中間支点部の負の曲げモーメント及び側径間部、中央径間部の正の曲げモーメントに対して内ケーブルの不足分を配置する。外ケーブルは次の2種類で構成される。

◆A1で定着→A1～P1部で偏向→P1で偏向→P1～P2部で偏向→P2で定着

◆P1で定着→P1～P2部で偏向→P2で偏向→P2～A2部で偏向→A2で定着

外ケーブルの配置は、主桁断面に対し対称かつ偶数本数とし、“側径間及び中間支点で2本単位、中央径間で4本単位の増減本数であること”および“架設時用に配置された内ケーブルとの関連”を考慮して決定した。

図- 2.5に外ケーブルの定着位置図を示す

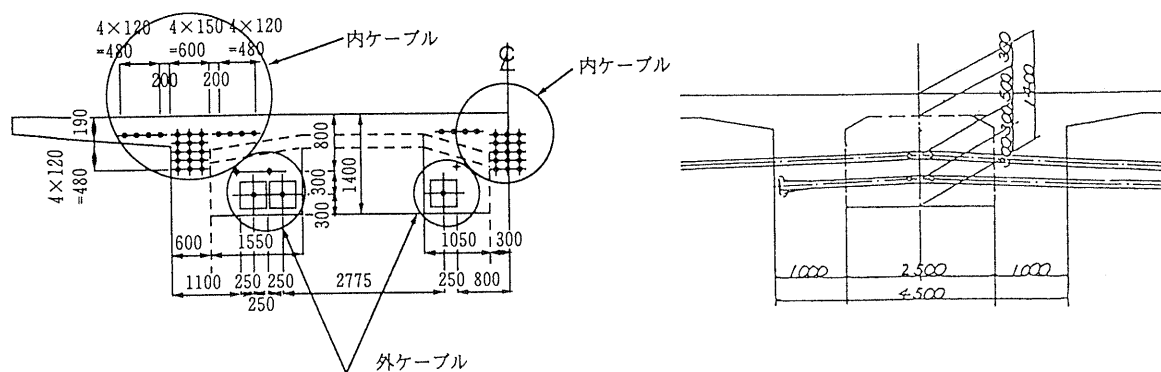


図- 2.5 中間支点上定着位置図

3) 内ケーブルと外ケーブルの配置比率

	側径間中央	中間支点	中央径間中央
内ケーブル	37%	84%	29%
外ケーブル	63%	16%	71%

(c) ケーブルの初期導入力

ケーブルの初期導入力は以下の項目を考慮して決定する。

◆ P C 鋼材の許容引張応力度

プレストレッシング直後 …… $0.7\sigma_{pu}$ 、 $0.85\sigma_{py}$ のいずれか小さい値

設計荷重作用時 …………… $0.6\sigma_{pu}$ 、 $0.75\sigma_{py}$ のいずれか小さい値

◆ プレストレッシング直後のプレストレス力に対する影響

コンクリートの弾性変形

緊張材とシースの摩擦

定着具におけるセット

◆ 設計荷重作用時までには生じるプレストレス力に対する影響

コンクリートのクリープ

コンクリートの乾燥収縮

緊張材のリラクセーション

1) 内ケーブル初期導入力

上記項目を考慮し、緊張端における P C 鋼材引張応力度を 125 Kgf/mm^2 に設定した。

2) 外ケーブル初期導入力

外ケーブルは、緊張材とシースの摩擦による影響が小さいため（一般に曲線部のみの影響）大きな初期導入力を与えられるが、コンクリートのクリープ、乾燥収縮による応力度減少量が一般に小さいため、設計荷重作用時の P C 鋼材引張応力度の許容値を満足できない可能性がある。

従って、外ケーブルの初期導入力はこれらの事を考慮し決定する。

(d) 外ケーブルの摩擦損失の計算

偏向部と定着部以外の自由長部については、外ケーブルの摩擦損失は無視し偏向部と定着部のみの摩擦損失を考慮する。（ $\mu=0.3$ 、 $\lambda=0.004$ とする。）

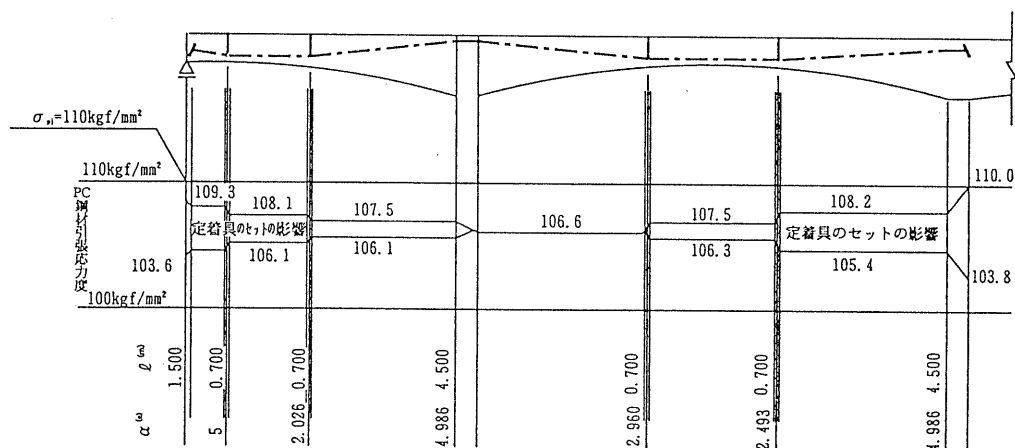


図- 2.6 外ケーブルの引張応力度

摩擦による P C 鋼材応力度の減少量

$$P_x = P_i \times e^{-(\mu \alpha + \lambda x)}$$

定着具のセットの影響

$$\Delta l = \frac{A E_P}{A_P \times E_P}$$

(e) プレストレスによる断面力の計算方法

プレストレスの計算は、道路橋示方書に従って行う。

プレストレスによる断面力の計算は、内ケーブル、外ケーブルとも、下図に示すようにプレストレスによる内力（軸力とモーメント）として構造モデルに作用させ行なう。

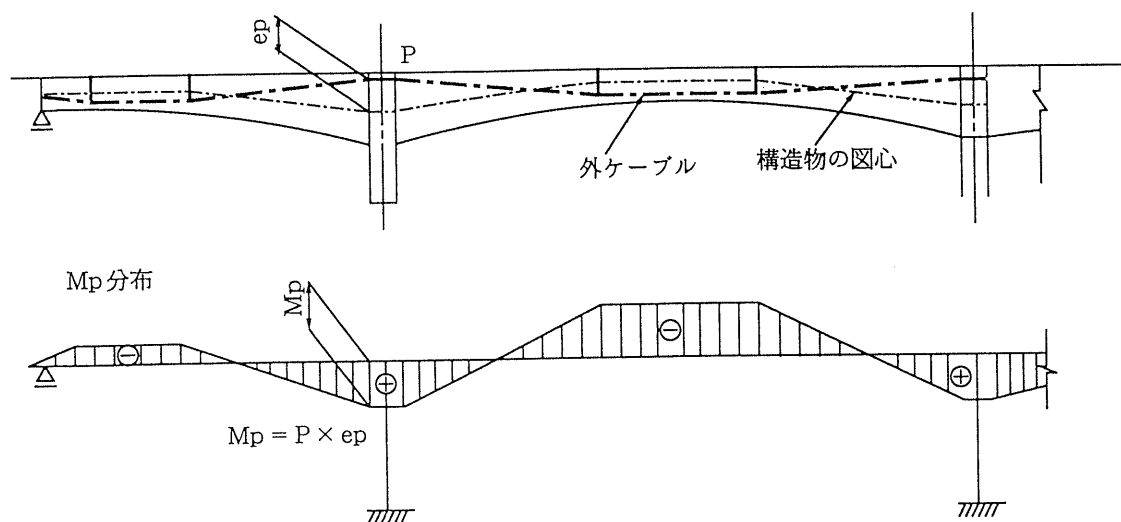


図- 2.7 プレストレスによる断面力の計算

(f) プレストレスの総括

ケーブルの初期導入力

		図心位置 (m)	導入力 (tf)	本数 (本)	N_p (tf)	y_p (m)	e_p (m)	M_p (tf・m)
側径間中央	内ケーブル	0.918	122.4	8	979.2	2.200	-1.282	-1255.3
	外ケーブル	0.918	277.5	6	1665.0	2.100	-1.182	-1968.0
中間支点	内ケーブル	3.237	122.0	74	9028.0	0.425	2.812	25386.7
	外ケーブル	3.237	279.5	6	1677.0	0.800	2.437	4086.8
中央径間中央	内ケーブル	1.132	126.7	11	1393.7	2.640	-1.508	-2101.7
	外ケーブル	1.132	280.0	12	3360.0	2.700	-1.568	-5268.5

P C 鋼材応力度

(単位 : kgf/mm²)

		導入直後	CR+SH+R	橋面工	活荷重	死荷重時	設計時
側径間中央	内ケーブル	109.8	-13.5	0.7	1.4	97.0	98.4
	外ケーブル	105.3	-5.8	0.1	0.1	99.6	99.7
中間支点	内ケーブル	109.4	-11.7	0.6	0.8	98.3	99.1
	外ケーブル	106.1	-5.7	0.1	0.1	100.5	100.6
中央径間中央	内ケーブル	113.7	-15.8	0.7	1.2	98.6	99.8
	外ケーブル	106.2	-5.7	0.1	0.1	100.6	100.7

(g) 有効プレストレス

有効プレストレスの計算は、道路橋示方書の式に従い、ガイドラインの解 3.3 式を用いて行う。

(3) 合成応力度

(単位 : kgf/cm²)

合成応力度			側径間中央		中間支点		中央径間中央	
			上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
自重	M d 0		3.3	-5.5	-98.5	93.0	5.8	-9.0
橋面工	M d 1		7.4	-12.2	-11.6	11.5	9.0	-14.1
計	M d		10.7	-17.7	-110.1	104.5	14.8	-23.1
プレストレス二次力	M f 1		4.6	-7.7	10.6	-11.2	36.8	-63.5
クリープ・乾燥収縮	M f 2		9.1	-18.8	-3.7	-1.5	8.6	-17.9
リラクセーション	M f 3		0.2	-4.1	-6.7	1.6	-1.0	-4.5
計	M f		13.9	-30.6	0.2	-11.1	44.4	-85.9
プレストレス	内ケーブル	M p 1	-3.2	33.2	105.2	-19.1	-3.9	45.7
	外ケーブル	M p 2	-3.5	52.5	20.2	-3.7	-8.6	101.6
	計	M p	-6.7	85.7	125.4	-22.8	-12.5	147.3
全死荷重作用時	M d + M f + M p		17.9	37.4	15.5	70.6	46.7	38.3
活荷重	M L	M A X	15.3	-25.2	2.1	-2.4	15.5	-22.4
		M I N	-2.9	4.8	-13.9	14.1	-2.7	2.3
温度変化	M t	M A X	5.4	-7.0	8.1	0.4	10.7	-14.7
		M I N	-1.1	1.9	-0.1	-0.6	-1.1	2.6
設計荷重作用時	M d + M f + M L + M p	M A X	33.2	12.2	17.6	68.2	62.2	15.9
		M I N	15.0	42.2	1.6	84.7	44.0	40.6
温度変化時	M d + M f + M L + M t + M p	M A X	38.6	5.2	25.7	68.6	72.9	1.2
		M I N	13.9	44.1	1.5	84.1	42.9	43.2

(4) 曲げ破壊安全度

破壊抵抗曲げモーメント算出の際には、外ケーブルを引張抵抗材と考え、これまでと同様、平面保持を仮定した手順の破壊抵抗曲げモーメントを計算する。すなわち、設計断面における外ケーブルの位置は相対的に変化しないものとみなし、さらに外ケーブルの応力レベルを緊張材位置でのひずみによらず一定（有効プレストレス導入応力状態）として計算する。従って、外ケーブルを鉄筋と同様とみなし、その降伏点応力度が有効プレストレス時の鋼材応力度であるとして計算する。

破壊抵抗曲げモーメント算出方法として以下の2方法がある。

- ◆ 外ケーブルの軸力と終局荷重作用時の軸力を部材図心位置に作用させて内ケーブルのみの破壊抵抗曲げモーメントを道路橋示方書に準じて算出する。それに外ケーブルの有効プレストレス分の図心位置に対する抵抗曲げモーメントを足し合わせて計算する方法。
- ◆ 外ケーブルを鉄筋と同様とみなし、その降伏点応力度が有効プレストレス時の鋼材応力度であるとして計算する方法。

曲げ破壊安全度

(単位: t f ・ m)

設計断面力		側径間中央	中間支点	中央径間中央
自重	M d 0	302	-38020	673
橋面工	M d 1	685	-4671	1072
計	M d	987	-42691	1745
プレストレス二次力	M f 1	429	4399	4620
クリープ・乾燥収縮	M f 2	967	-508	1210
リラクセーション	M f 3	-12	-116	-211
計	M f	1384	3775	5619
全死荷重作用時	M d + M f	2371	-38916	7364
活荷重	M L	M A X	1416	905
		M I N	-271	-5653
温度変化	M t	M A X	541	1253
		M I N	-105	-100
設計荷重作用時	M d + M f + M L	M A X	3787	-38011
		M I N	2100	-44569
温度変化時	M d + M f + M L + M t	M A X	4328	-36758
		M I N	1995	-44669
終局荷重作用時	1. 3 M d + 2. 5 M L + M f	6207	-65856	12275
	1. 0 M d + 2. 5 M L + M f	5911	-53049	11752
	1. 7 M d + 1. 7 M L + M f	5469	-78410	11569
破壊抵抗曲げモーメント		6569	-84498	13863
曲げ破壊安全度	1. 3 M d + 2. 5 M L + M f + M p	1.06	1.28	1.13
	1. 0 M d + 2. 5 M L + M f + M p	1.11	1.59	1.18
	1. 7 M d + 1. 7 M L + M f + M p	1.20	1.08	1.20

〔3〕 偏向部の設計

(1) 設計要旨

本橋は、外ケーブルの緊張材を定着部間で曲げて配置しており、緊張材を保持するため偏向部（デビエータ）が中央径間および側径間の各支間内に2ヶ所ずつ設けている。

ここでは、その偏向部およびその付近の部材がプレストレス鉛直分力の作用に対して安全であるように、鉄筋で補強するものである。

本設計では、別途FEM解析等で比較検討して、ガイドラインに新たに提案されている、簡易な設計手法（詳細については、委員会報告書を参照されたい）により補強鋼材を算出するものとする。

(2) 偏向部に作用する外ケーブルによる力

ここでは、外ケーブルによるプレストレスの鉛直分力が最大となる、中央径間の偏向部を対象に検討を示している。以下に作用力を示す。

外ケーブル : 19 T 15. 2 N = 12本 導入力 P t = 280 t f / 本

偏向角度 $\theta = 3^\circ$

鉛直分力 P v = P t ・ sin θ
= 14. 7 t f / 本

(3) 補強鉄筋量の算出

図- 3.1に示す各部引張力について、それぞれ簡易設計手法を用いて補強鋼材量を算出する。

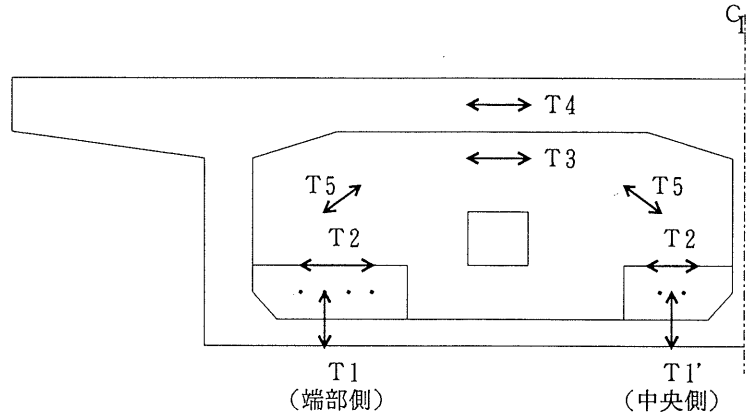


図- 3.1 各部引張力の状態

1) T_1 (T_1') に対して

プレストレス鉛直分力に対し100%鉄筋で負担させる。

$$A_{s1} = \frac{T_1}{\sigma_{sa}} = \frac{4P_v}{\sigma_{sa}} = \frac{4 \times 14.7 \times 10^3}{1800} = 32.7 \text{ cm}^2$$

ここに、 A_s : 鉄筋の断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 ($= 1800 \text{ kgf/cm}^2$)

$\therefore$ D19を4本4列配置 (16本として 45.8 cm^2) する。

同様に、

$$A_{s1'} = \frac{T_{1'}}{\sigma_{sa}} = \frac{2P_v}{\sigma_{sa}} = \frac{2 \times 14.7 \times 10^3}{1800} = 16.3 \text{ cm}^2$$

$\therefore$ D19を2本4列配置 (8本として 22.9 cm^2) する。

配筋例を図-3.2に示す。

2) T_2 に対して

割裂引張力に対し補強筋を算定する。

$$T_2 = 0.25 \cdot P_v \cdot \left(1 - \frac{d_1}{d_s}\right)$$

作用幅 $d_1 = 10 \text{ cm}$, 分布幅 $d_s = 40 \text{ cm}$,

$P_v = 14.7 \times 2 = 29.4 \text{ tf}$ とすると、

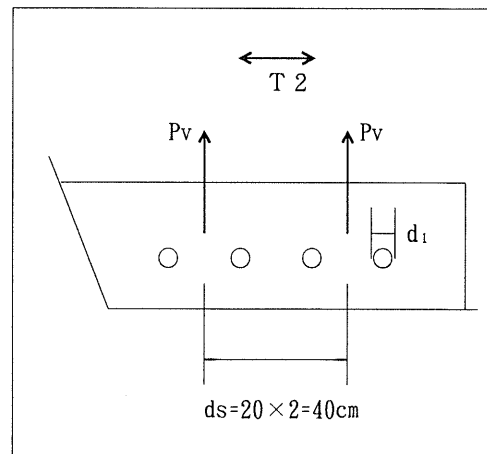
$$\therefore T_2 = 5.513 \text{ tf}$$

$$\text{従って、} A_{s2} = \frac{5513}{1800} = 3.1 \text{ cm}^2$$

$\therefore$ 橋軸直角方向にD13を4本配置 (5.1 cm^2) する。

中央よりの偏向部についても安全側をとり、同じ配筋とする。

配筋例を図-3.2に示す。



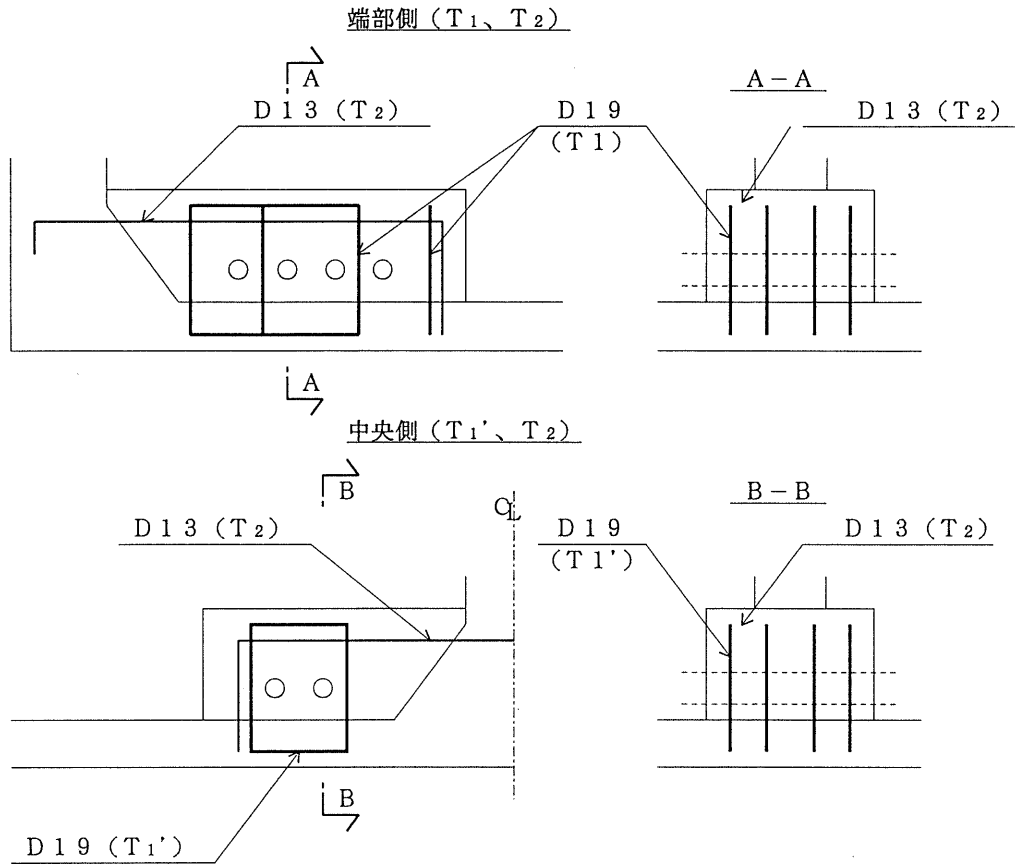


図- 3.2 配筋の一例

3) T₃に対して

はり（ビーム）理論による引張応力度に対し補強筋を算定する。

図-3.3に示すように、1室毎に単純支持梁のモデルで考える。

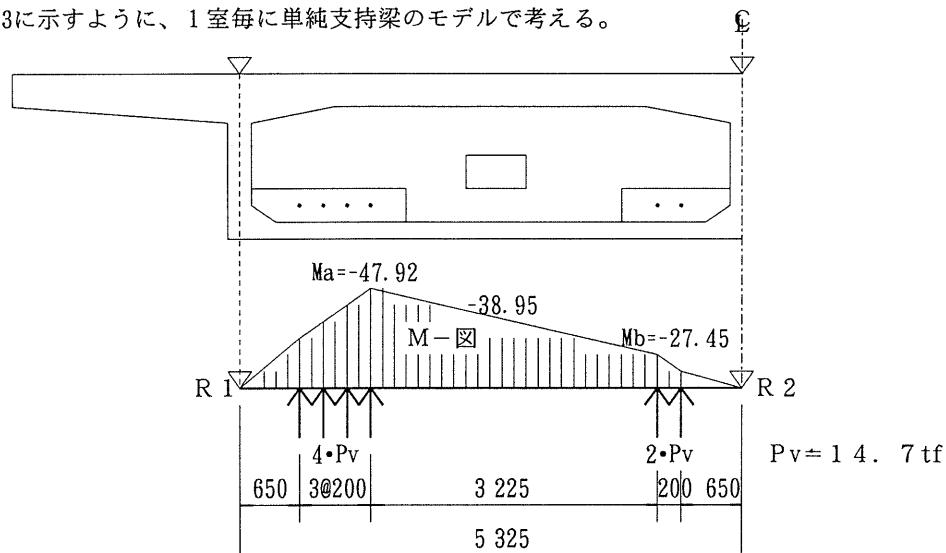


図- 3.3 計算モデル

<作用曲げモーメント>

$$R_1 = -14.7 \times (4.675 + 4.475 + 4.275 + 4.075 + 0.85 + 0.65) / 5.325 = -52.45 \text{ tf}$$

$$M_a = -52.45 \times (0.65 + 0.2 \times 3) + 14.7 \times (0.6 + 0.4 + 0.2) = -47.92 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_b = - (14.7 \times 6 - 52.45) \times (0.65 + 0.2) + 14.7 \times 0.2 = -27.45 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

∴ 負の曲げモーメント最大 $M_{\max} = -47.92 \text{ tf} \cdot \text{m}$

部材寸法は、図- 3. 4に示す通りとする。

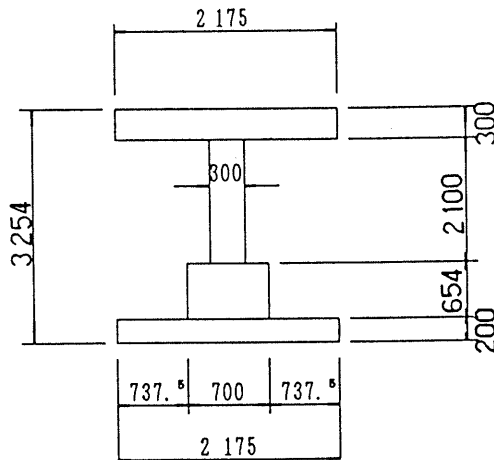


図- 3. 4 部材寸法

フランジの片側有効幅は、

$$\lambda = \frac{2-1}{6}(5.025+0.6) = 0.9375 \text{ m}$$

従って、床版の有効幅は、

$$B = 0.3 + 0.9375 \times 2 = 2.175 \text{ m}$$

(断面諸元)

断面積 $A_c = 19053 \text{ cm}^2$

断面図心 $y_c = 168.2 \text{ cm}$

$y_{c'} = -157.2 \text{ cm}$

断面2次モーメント

$I_c = 3.27 \times 10^8 \text{ cm}^4$

断面係数 $W_c = 1941900 \text{ cm}^3$

$W_{c'} = -2077800 \text{ cm}^3$

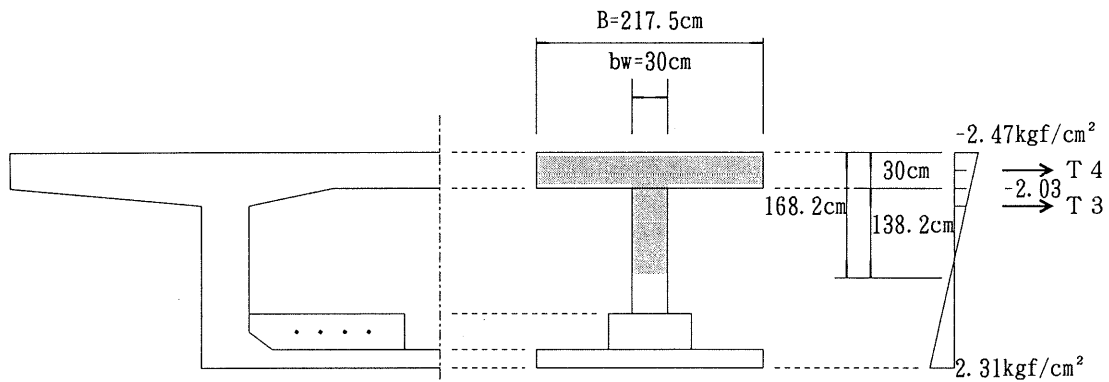


図- 3. 5 応力度の計算

$$T = \frac{1}{2} \cdot \sigma_u \cdot b_w \cdot y$$

ここに、 σ_u ：引張縁における応力度

b_w ：断面幅

y ：断面図心（中立軸より引張縁までの距離）

$$\therefore T_s = \frac{1}{2} \times 2.03 \times 30 \times 138.2 \times 10^{-3} = 4.208 \text{ tf}$$

よって、 $A_{s3} = 4208 / 1800 = 2.3 \text{ cm}^2$

配筋は、D13 4本配置（ $A_s = 5.1 \text{ cm}^2$ ）とする。

配筋例を 図-3. 8 に示す。

4) T_s に対して

T_s と同様に、はり理論による引張応力度に対し補強筋を算定する。

$$\therefore T_s = \frac{1}{2} \times (2.03 + 2.47) \times 217.5 \times 30 \times 10^{-3} = 14.681 \text{ tf}$$

よって、 $A_{s4} = 14681 / 1800 = 8.2 \text{ cm}^2$

配筋は、D13 8本（ $A_s = 10.1 \text{ cm}^2$ ）

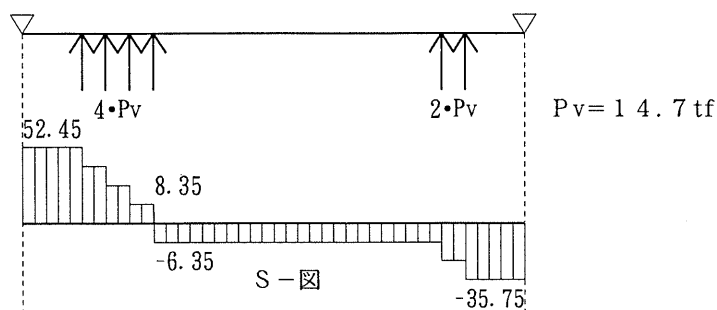
または、D16 5本（ $A_s = 9.9 \text{ cm}^2$ ）とする。

配筋例を 図- 3. 8 に示す。

5) T₅に対して

はり理論によるせん断応力度に対し補強筋を算定する。

T₃、T₄と同様に、図-3.6 に示すように単純支持梁のモデルで考える。



〈作用せん断力〉 $S_{max} = 52.45 \text{ tf}$

図- 3.6 計算モデル

ここで、図-3.7 に示すように、有効高 $d = 325.4 \text{ cm}$ (部材全高)、部材幅 $b_w = 30 \text{ cm}$ として、平均せん断応力度および斜引張応力度を計算する。

平均せん断応力度

$$\tau_m = \frac{S}{b_w \cdot d} = \frac{52450}{30 \times 325.4} = 5.4 \text{ kgf/cm}^2 < 5.5 \text{ kgf/cm}^2$$

斜引張応力度

$$\tau = \frac{S \cdot Q}{I \cdot b_w} = \frac{52450 \times 1.29 \times 10^6}{3.27 \times 10^8 \times 30} = 6.9 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_c = Ph / A_c = 0.0 \text{ kgf/cm}^2$$

ここに、Ph: 外ケーブルによる橋軸直角方向水平分力 (= 0)

$$\sigma_t = 0.5 (\sigma_c - \sqrt{\sigma_c^2 + 4 \cdot \tau^2}) = -6.9 \text{ kgf/cm}^2 > -10 \text{ kgf/cm}^2$$

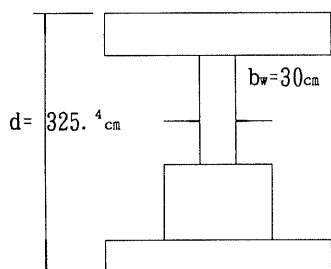


図- 3.7 部材寸法

従って、最小鋼材量を算出する。

$$A_{s5} \geq 0.002 \cdot b_w \cdot a = 0.002 \times 30 \times 100 = 6 \text{ cm}^2$$

ここに、a: 単位幅 (100 cm)

よって、D13 ctc 250 ($A_s = 10.1 \text{ cm}^2$) 配置とする。

(T₃、T₄、T₅)

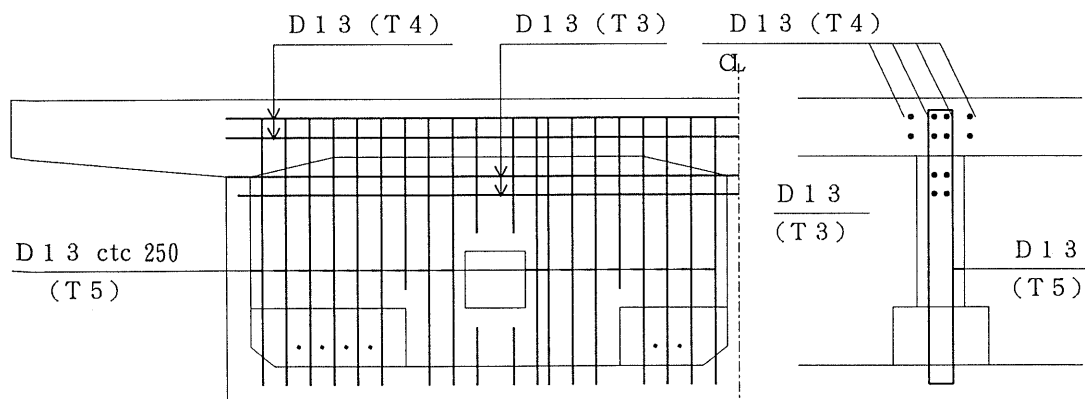


図- 3.8 配筋の一例

〔４〕 定着横桁の設計

（１） 設計要旨

本橋は、外ケーブルの緊張材が端支点横桁と中間支点横桁で定着される構造となっている。

本設計では、検討資料に示すようにFEM解析等で比較検討して、ガイドラインに提案された簡易な設計手法（詳細は委員会報告書を参照されたい）により端支点定着横桁部の補強鉄筋量を検討算出する。また、鋼材配置や定着横桁位置等については、前出の構造図等を参照のこと。

（２） 補強鉄筋量の算出

局部応力（割裂、押抜きせん断）、曲げおよびせん断について、それぞれ提案した簡易設計手法を用いて、補強鉄筋量を算出する。以下に各作用力に対する配筋例を示す。なお、押抜きせん断に対しては、コンクリート断面に発生する応力度が、コンクリート断面のみにおける許容応力度以下であることを確認している。

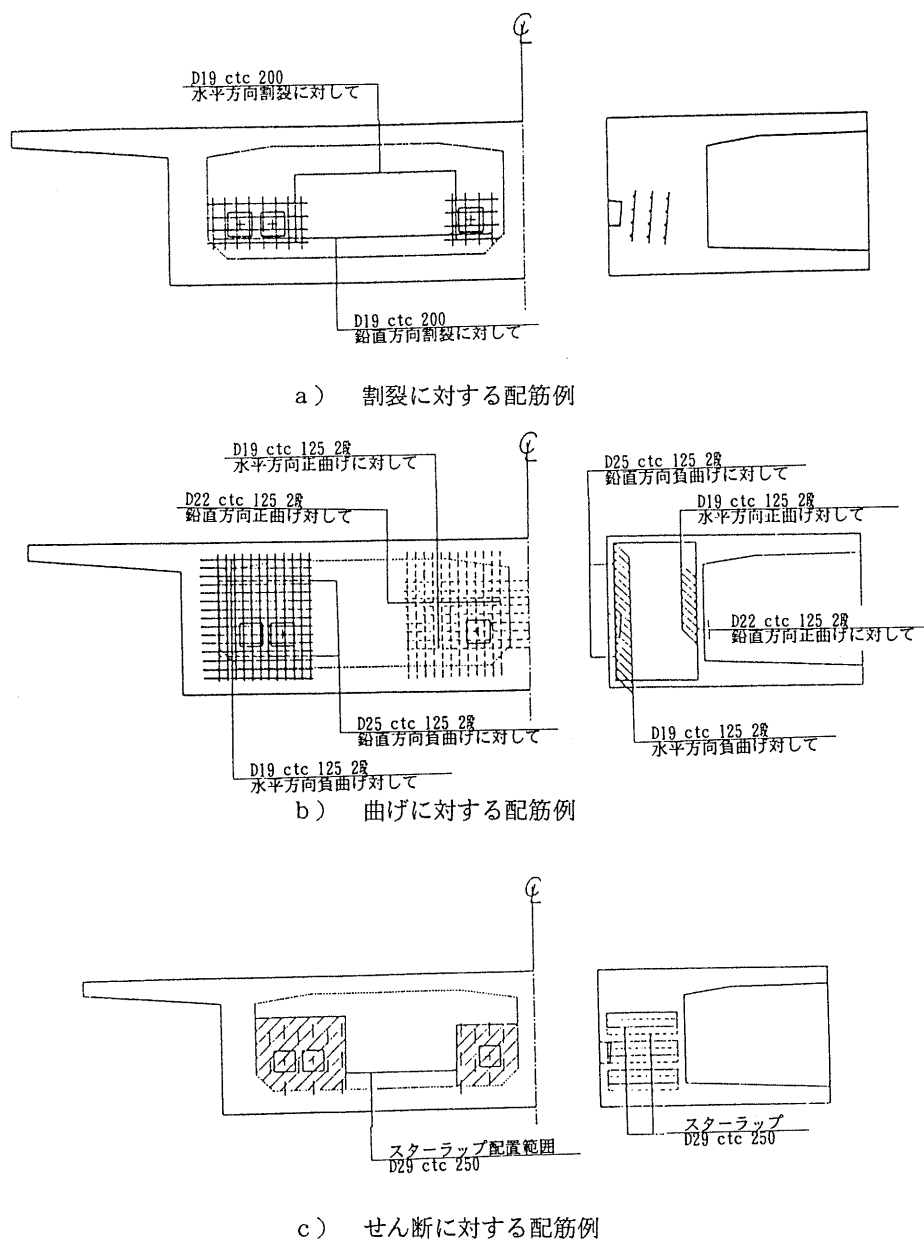


図- 4.1 定着横桁の補強筋配置例

外ケーブル方式PC構造物の現況（実施例）

首都高速道路公団 一桒久允・伊東 昇
 日本鉄道建設公団 金森 真
 新潟県土木部 内藤隆雄
 (株)ピー・エス 佐藤幸一・後藤精三

1. 首都高速道路湾岸線における外ケーブル併用方式PC橋の設計・試験

首都高速道路公団 一桒久允・伊東 昇
 (株)ピー・エス 佐藤幸一・後藤精三

1.1 まえがき

首都高速湾岸線のうち、羽田新空港の空港中央から横浜ベイブリッジにいたる16.4kmについては、平成6年度の供用開始をめざして、現在急ピッチで工事が進められている。このうち、図1に示す横浜市鶴見区扇島内にある中央径間71m、橋長165mの3径間連続PC箱桁橋は、外ケーブル併用方式で設計が進められた。外ケーブル方式は、①ウェブ厚を薄くできる、②現場作業を軽減できる、③将来の維持管理がしやすい、などの利点のあることは知られており、欧米では近年数多く適用されている。しかし、我が国では適切な技術基準等が整備されていないため、新設橋梁から使用された例は鉄道橋で数橋、道路橋では1橋と少なく、もっぱら既設橋梁の補修、補強に採用されていた手法である。しかしながら、近年の労務事情等から、部材のプレキャスト化への動向とあいまって、外ケーブルへの関心が次第に高まっている。

ここでは、外ケーブル併用方式の適用例として、本橋の設計、および定着部・偏向部に関する試験の概要を紹介する。

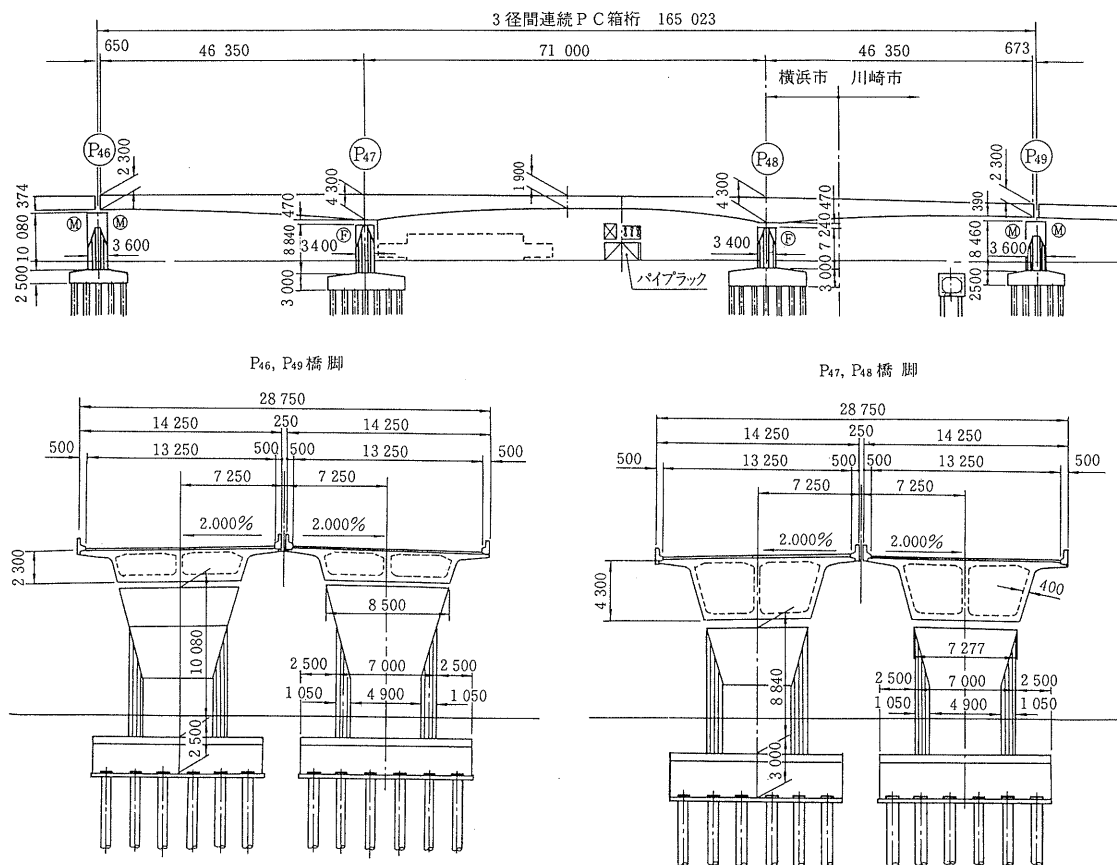


図1 全体一般図

1.2 設 計

1.2.1 概 要

主な設計条件は表1に示す通りである。また、主要材料を表2に示す。

外ケーブル方式PC橋の設計では、従来の内ケーブル方式での設計に加え、外ケーブル構造に特有な事項に関する設計が必要である。したがってここでは本橋の設計の内、外ケーブルに関する部分の概要を述べる。図2に設計フローを示す。

表1 主要設計条件

工事箇所：神奈川県横浜市鶴見区扇島
工 期：平成3年10月18日～平成6年6月3日
道路規格：第2種 第1級（6車線）
活 荷 重：TL-20, TT-43
橋 種：外ケーブル方式プレストレストコンクリート道路橋
構造形式：3径間連続2室箱桁
橋 長：165.023 m
桁 長：164.823 m
支 間：46.350 m + 71.000 m + 46.350 m
有効幅員：13.250 m × 2（上・下線）
平面線形：R = 140000 m ~ ∞
斜 角：90°00'00"
縦断勾配：i = 0.3 ~ 3.0 ‰
横断勾配：2.0 ‰片勾配

表2 主要材料

項 目	種 別	単位	数 量		摘 要
			上り線	下り線	
コンクリート	$\sigma_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$	m ³	1,911	1,911	主桁
	$\sigma_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$	m ³	99	99	地覆高欄
鉄 筋	SD 345	kg	267,141	267,141	主桁
	SD 345	kg	20,350	20,350	地覆高欄
P C 鋼 材	SBPR 930 / 1180 ϕ 32	t	42,972	42,972	架設ケーブル
	SWPR 7B 12 T 15.2	t	24,299	24,299	内ケーブル
	SWPR 7B 12 T 15.2	t	17,335		外ケーブル, セメントグラウト
	SWPR 7B 12 T 15.2	t		17,335	外ケーブル, エポキシ樹脂被覆
	SWPR 1 12 ϕ 7	t	20,931	20,931	横締め
	SBPR 930 / 1180 ϕ 32	t	8,363	8,363	鉛直締め

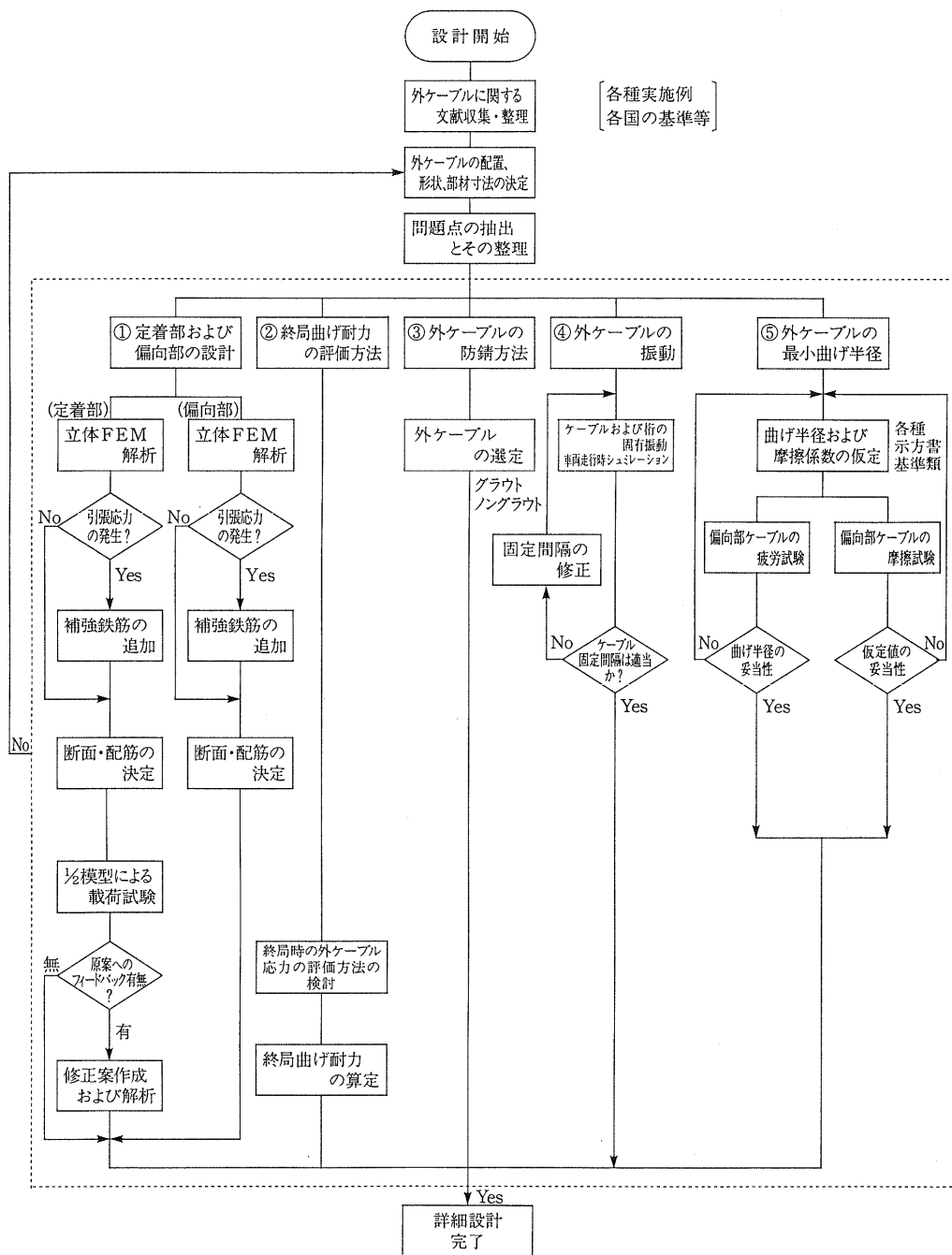


図2 外ケーブル構造に関する設計・フロー

1.2.2 外ケーブルの配置

ケーブル配置にあたっての基本的な考え方としては、将来のPC橋のプレキャスト化を見込んで全鋼材を外ケーブルとする方法等も考えられたが、終局時曲げ耐力の確保および過去の実績等を参考として全死荷重作用時に許容値を満足できる量を内ケーブルとし、残りを外ケーブルとした。これにより、ウェブ厚は支点部で400mm、支間中央部で300mmと薄くすることができ、主桁の軽量化を図ることができた¹⁾。

3 に外ケーブルの配置図を、表 3 に主要断面の主ケーブル配置本数を示す

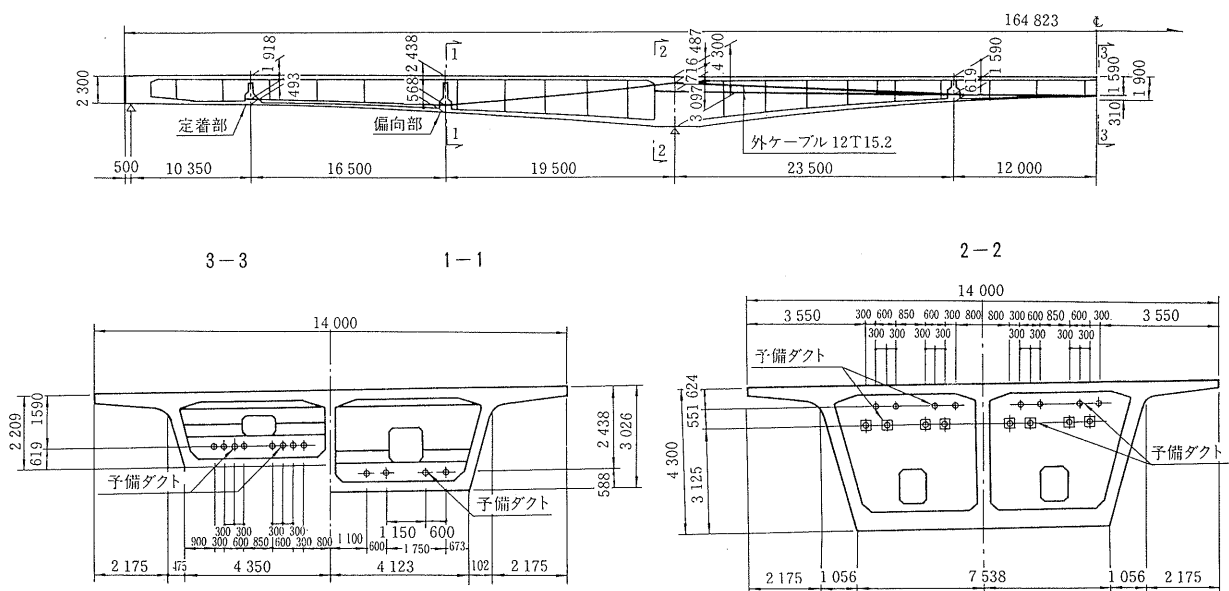


図3 外ケーブル配置図

しており、定着部、偏向部では二重管構造とし、さらに予備のダクトを設けている。

表3 主ケーブル配置本数(本)

種 別 \ 断 面		1－1	2－2	3－3	備 考
P C 鋼棒 φ32	内ケーブル	0	96	0	架設ケーブル
P C 鋼より線 12T 15.2	内ケーブル	13	0	19	連続ケーブル
	外ケーブル	6	6	12	

1.2.3 定着部・偏向部の設計^{2), 3)}

着部および偏向部のFEM解析を行って、応力集中、応力分散および適切な補強法について検討した。

定着部の FEM 解析は、図 4 に示すような横桁を含む 3 次元モデルで行った。結果の一部を図 5 に示すが、以下に各方向ごとの応力の特徴について述べる。

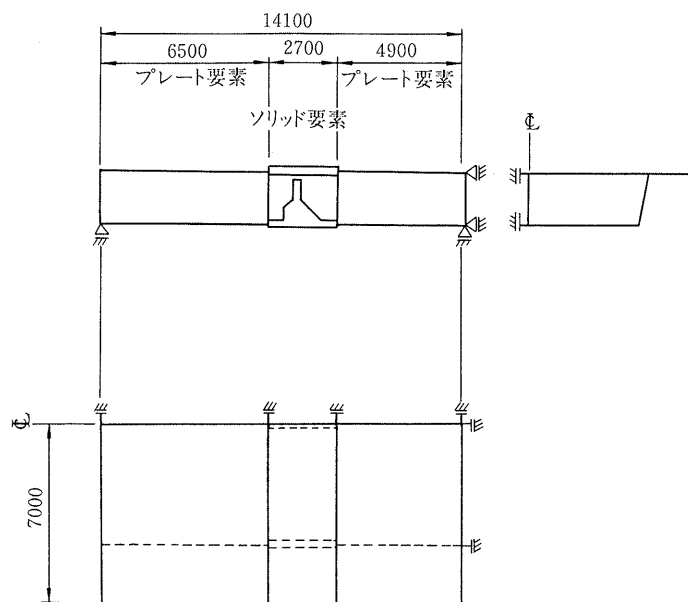


図4 定着部解析モデル

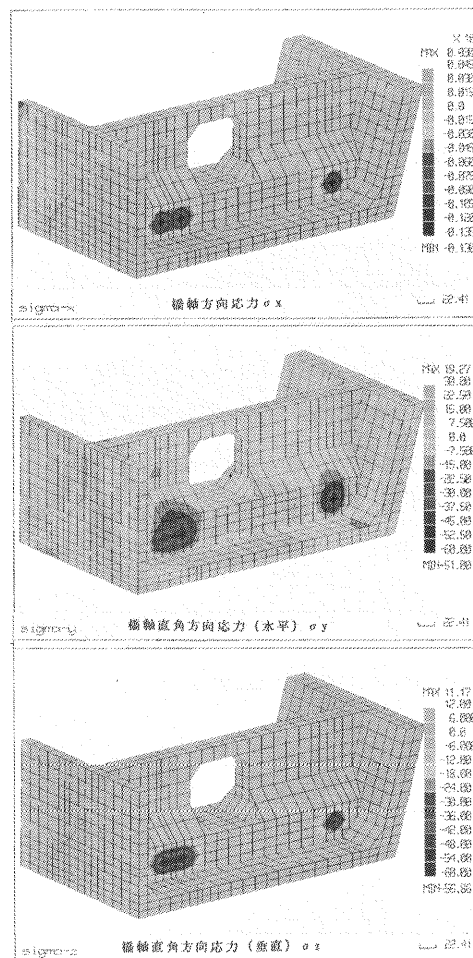


図5 解析結果

1) 橋軸方向応力 (σ_x)

橋軸方向応力は、図6に示すように、

- ①定着部のプレストレスは横桁基部の拡幅部から底板およびウェブへ伝達され、横桁上部はほとんど寄与しない。
- ②定着部前面の下床版および横桁取付部より前面側のウェブに橋軸方向の引張応力が発生する。
- ③横桁の橋軸方向引張応力は、定着部間において発生するが、値としては小さく問題にならない。

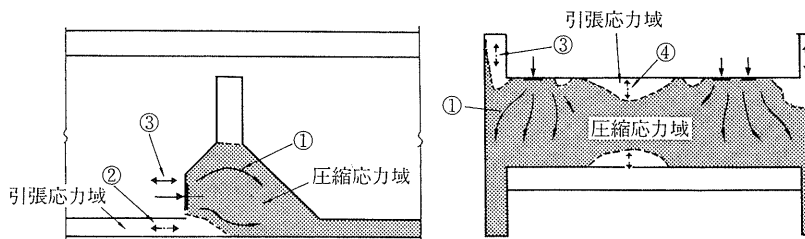


図6 橋軸方向応力 (σ_x) の流れ

2) 橋軸直角方向応力 (σ_y)

橋軸直角方向応力の流れは、図7に示すように、

- ①定着側ウェブ取付部の横桁に大きな引張応力が発生する。また、定着部の背面側は、広範囲にわたって引張応力域となる。これは、横桁がウェブ位置で固定されたはりのように挙動しているためと考えられる。
- ②定着具背面橋軸直角方向割裂応力は、顕著には現れていない。

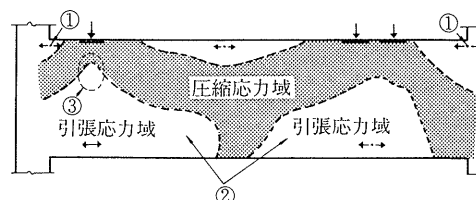


図7 橋軸直角方向応力 (σ_y) の流れ

3) 鉛直方向応力 (σ_z)

図8に示す鉛直方向応力については、

- ①定着部背面の割裂応力が顕著に現れている。
- ②横桁上部は、下部が押し出されることによる曲げ応力が発生する。
- ③下床版上面には、横桁の回転により、前面側で引張、背面側で

圧縮応力の発生が見られるが、値は小さく問題とはならない。

以上の1)～3)については、補強鉄筋を追加する、もしくはランクを上げることによる補強で対応が可能であった。

偏向部は側径間と中央径間部にあるが、このうち、ケーブルの角変化の影響がより大きい中央径間部の偏向部に着目し、図9に示すようなモデルによりFEM解析を実施した。得られた結果は、以下のようである。

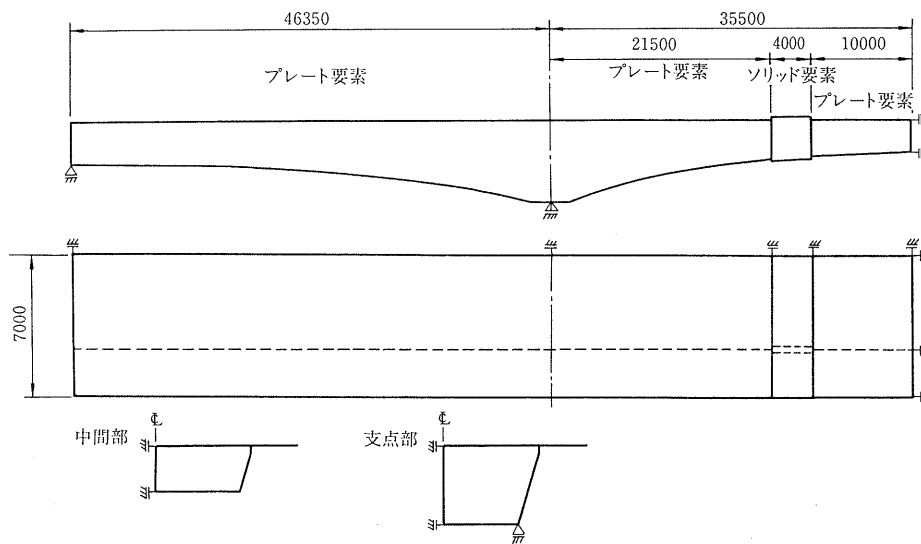


図9 偏向部解析モデル

1) 橋軸方向応力 (σ_x) は、主桁断面に一樣に分布しており、局部的な応力集中もなく、問題となるような応力は発生していない。

2) 橋軸直角方向応力 (σ_y) は、図10に示すようにケーブルの角変化によるプレストレストの鉛直方向分力により、あたかも横桁がウェブで支持されたはりのような挙動を示し、横桁の上方に引張応力が発生する。

3) 鉛直方向応力 (σ_z) は、図11に示すように偏向部の表面付近に引張応力が発生する。

これらについても、わずかな鉄筋の増加で対応が可能であった。

なお、定着部についてはさらに実橋の1/2スケールの供試体による載荷試験により、解析の妥当性と破壊性状の確認を行い、その結果を最終的な設計に反映している。これについては後に記述する。

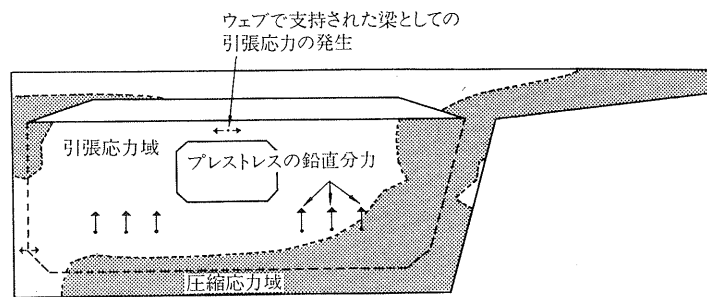


図10 橋軸直角方向応力 (σ_y) の流れ

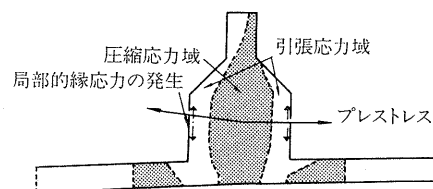


図11 鉛直方向応力 (σ_z) の流れ

1.2.4 終局時曲げ耐力の算定

外ケーブルは、コンクリートとの付着が無く、ひずみが固定点間ではほぼ一定となるため、断面内での平面保持が成立しない。このため、終局時において外ケーブルの引張力を降伏値まで見込むことはできず、終局耐力算定にあたっては、外ケーブルの評価方法が問題となる。現在各国の設計指針、基準において、付着無きP C鋼材の曲げ耐力の算定方法について統一された一般式は見当たらず、分類すると下記のように大別される。

- ① 付着のあるP C鋼材と同様に曲げ耐力を算定し、一定の比率で低減させる方法。

(土木学会コンクリート標準示方書、日本道路協会道路橋示方書)

- ② 終局時のP C鋼材応力度を規定、又は低減し、曲げ耐力を算定する方法。

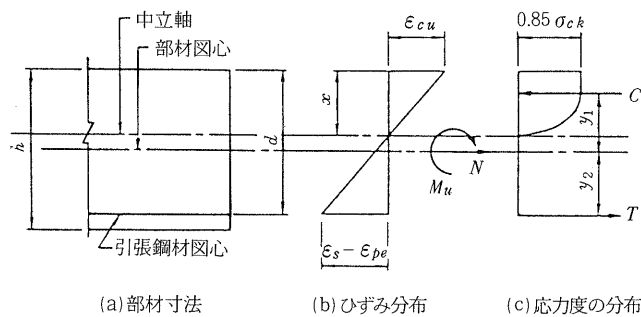
(日本建築学会P C設計施工基準、同解説、BS 5400, ACI 1989)

- ③ P C鋼材によるプレストレスを外力として評価し、曲げ耐力を算定する方法。

(J R 鉄道総研, CEB-FIP 1990)

一般に、部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは、下式により算出される。

$$M_u = C \cdot y_1 + T \cdot y_2 \quad \text{但し} \quad N = C - T$$



ここに、 T : 鋼材引張力の合力 (kgf)

C : コンクリートの圧縮応力度の合力 (kgf)

N : 軸方向力 (kgf)

ここで、 T は鋼材引張力の合力であり、外ケーブル方式の場合下式で表される。

$$T = A_{pi} \cdot \sigma_{pi} + A_{po} \cdot \sigma_{po}$$

ここに、 A_{pi} ・ A_{po} : 内及び外ケーブルの断面積

σ_{pi} ・ σ_{po} : 内及び外ケーブルの終局時の引張応力度

上記①②③の算定方法の差は、基本的には外ケーブルの終局時の引張応力度 (σ_{po}) の評価値が差として現れる。

すなわち①の道示の場合、低減率は70%であるから、

$$\sigma_{po}(1) \leq 0.7 \times 0.93 \cdot \sigma_{pu} = 0.65 \cdot \sigma_{pu}$$

が終局時のP C鋼材の引張応力度として評価されることとなる。これに対し、②③の場合、P C鋼材の伸びの変化がないものとするれば

$$\sigma_{po}(2) \leq \sigma_{pe} = 0.6 \cdot \sigma_{pu}$$

が終局時のP C鋼材の引張応力度として評価されることとなる。

したがって、一般的には②③の場合の方が安全側の設計となる。しかしながら、その差はわずかであり、同レベルの設計としてさしつかえないと考えられるので、本橋においては、道路橋示方書の手法に従って算出した。表4に本橋における曲げ破壊安全度の比較表を示す。

表4 曲げ破壊安全度の比較

算出方法 位置		①付着あるケーブルの70%とした場合	伸びの変化がないとした場合	
			②抵抗モーメントに加算	③荷重として扱う
中間支点	終局モーメント (t/m)	- 29,213.6	- 29,213.6	27,541.6
	抵抗モーメント (t/m)	29,921.6	29,484.4	27,812.0
	安全率	1.02	1.01	1.01
スパン中央	終局モーメント (t/m)	8,310.8	8,310.8	6,536.1
	抵抗モーメント (t/m)	12,622.9	11,963.6	10,189.5
	安全率	1.52	1.44	1.56

1.2.5 外ケーブル材の選定

本橋の外ケーブル材の選定においては、①将来の維持管理面からケーブルの追加交換の可能な方式、②ケーブル1本当たりの導入力は、配置スペースの制約、施工の省力化から、通常の内ケーブルより大容量の12T15.2B($P_t=244$ tf)クラスを用いること、を前提に信頼性、施工性、追加・交換への対応性、定着具の有無、実績等について比較検討した。各種のケーブルの比較を表5に示すが、外ケーブル用の大容量のケーブルとして現時点で適用が可能と考えられるのは、すでに実績のあるセメントグラウトタイプとエポキシ樹脂被覆ケーブルの2種類であることが分かった。そこで、本橋が上下線分離構造であることから、試験的に2種類の鋼材を使用することとした。すなわち、上り線では実績が多く比較的経済性の高いセメントグラウトタイプとし、高密度ポリエチレン管を保護管として引張り導入後にグラウトを充填する方式とし、下り線では、保護管の不要なノングラウトタイプのエポキシ樹脂被覆ケーブルとした。グラウト方式では保護管が不透明なためにP C鋼材が直接目視で点検できないのに対し、エポキシ樹脂被覆タイプでは価格ではやや割高であるがケーブルの状況を直接点検できるという利点を有している。

表5 外ケーブル材比較表

防食タイプ	ノングラウトタイプ			グラウトタイプ	
防食方法	亜鉛メッキケーブル	アンボンドケーブル	エポキシ樹脂被覆ケーブル	セメントグラウト	軟質系油脂
信頼性	長期の安定性に不安がある。定着部・偏向部では別途グラウト防食が必要。又メッキ時の熱処理により強度低下が生じる。	工場製品であり信頼性高い。但し定着部・偏向部では別途グラウト防食が必要。	同左。 被覆性能はASTMで確認済み。	実績多く信頼性高い。但し直接目視による点検ができない。	熱膨張係数大きく高温注入後の温度低下による収縮隙間の不安がある。目視による点検はできない。
施工性	挿入時に被覆を傷めぬよう注意が必要。	同左。	同左。	特に問題なし。 外套管にP E管が使用できる。	特に問題なし。 高温注入のため外套管は銅管。
追加・交換	定着部、偏向部を二重管構造にすることで可能。	同左。	同左。	同左。	二重管の必要はない。
定着体	未開発。	マルチタイプ未開発。	外ケーブル用として開発済み。土木学会基準による性能試験済み。	同左。	未開発。
実績	不明。	内ケーブルでの使用が主で、外ケーブルとしては海外数例、国内無し。	斜張橋斜材で海外数例、国内でも施工中あり。	実績多い。	不明。
判定	×	×	○	○	△

1.2.6 外ケーブルの指動解析^{2), 3)}

外ケーブルの固有振動数が車両の走行に起因する主桁の曲げ振動数と一致した場合、主桁の振動と共に外ケーブルが共振する可能性が指摘されている。共振すると定着部近傍の鋼材に設計上想定していない曲げ応力が発生することもあると考えられる。そこで、図12に示す橋桁とケーブルが一体となったモデルに路面の凹凸を考慮した車両走行のシミュレーションを行い、外ケーブルの振動特性を確認した。路面の凹凸については、過去に首都公団で測定したデータを修正して用いた。

外ケーブルを1次元分布質量系として求めた固有振動数を表6に示す。定着長間隔が長いものと短いものについて、また張力が設計値の0.6倍のものと1.4倍のものも併記した。一方、橋桁とケーブルが一体となった系での固有値は、表7に示すが、このうち7次のモードが外ケーブル1次の卓越するモードであり、ケーブル単独の値との差は、さほど見られない。また、桁の曲げ1次の卓越する振動数1.5 Hzよりもかなり大きいため、共振する可能性は小さいと考えられる。図13にモード図の一部を示すが、7～12次はケーブルの卓越振動であり、桁とケーブルの振動は完全に分離していた。

この解析結果より、ケーブルの共振が起こる可能性は小さいと考えられ、補強用ケーブルの振動測定例等も参考とすると、実橋では問題とはならないと考えられる。

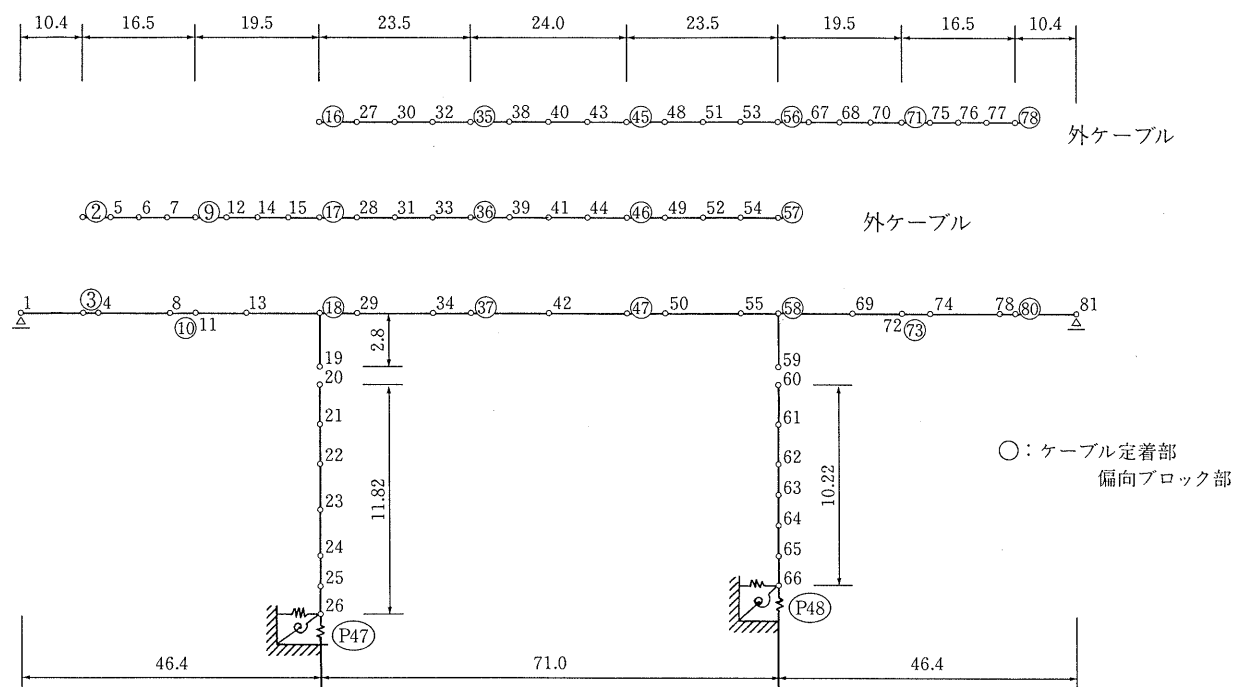


図12 振動解析モデル

表 6 外ケーブルの固有振動数

張力	tf	114.90	114.90	191.50	191.50	268.10	268.10
単位重量	t/m	0.0132	0.0132	0.0132	0.0132	0.0132	0.0132
ケーブル長	m	24.000	16.500	24.000	16.500	24.000	16.500
振動数 Hz	1次	6.08	8.85	7.86	11.43	9.29	13.52
	2次	12.17	17.70	15.71	22.85	18.59	27.04
	3次	18.25	26.55	23.57	34.28	27.88	40.56
	4次	24.34	35.40	31.42	45.70	37.18	54.08

表 7 橋桁ケーブルモデルによる固有値解析結果

次数	振 動 数 Hz	減 衰 定 数
1	0.718	0.098
2	1.513	0.021
3	2.800	0.021
4	3.500	0.026
5	5.015	0.031
6	6.860	0.098
7	7.654	0.020
8	7.656	0.020
9	7.811	0.021
10	7.818	0.020
11	7.818	0.021
12	7.820	0.020
13	7.900	0.028
14	8.506	0.098
15	9.361	0.045
16	9.375	0.026
17	9.385	0.035
18	9.440	0.028
19	9.450	0.034
20	11.135	0.020

固有振動モード図 (MODEL A)

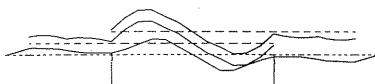
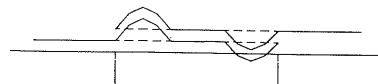
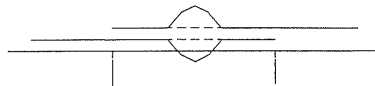
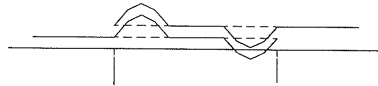
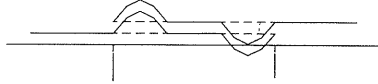
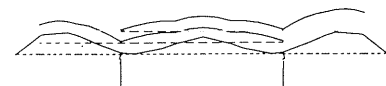
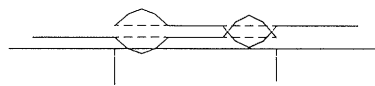
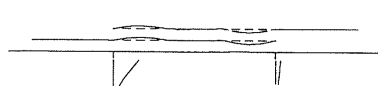
MODE 1 $F(HZ) = 0.72$
 $T(SEC) = 1.3928$ MODE 5 $F(HZ) = 5.01$
 $T(SEC) = 0.1995$ MODE 9 $F(HZ) = 6.74$
 $T(SEC) = 0.1483$ MODE 2 $F(HZ) = 1.51$
 $T(SEC) = 0.6611$ MODE 6 $F(HZ) = 6.60$
 $T(SEC) = 0.1515$ MODE 10 $F(HZ) = 6.74$
 $T(SEC) = 0.1483$ MODE 3 $F(HZ) = 2.80$
 $T(SEC) = 0.3571$ MODE 7 $F(HZ) = 6.60$
 $T(SEC) = 0.1514$ MODE 11 $F(HZ) = 6.75$
 $T(SEC) = 0.1482$ MODE 4 $F(HZ) = 3.50$
 $T(SEC) = 0.2858$ MODE 8 $F(HZ) = 6.74$
 $T(SEC) = 0.1483$ MODE 12 $F(HZ) = 6.85$
 $T(SEC) = 0.1458$ 

図13 桁とケーブルの振動モード

1.3 試験

本橋の設計にあたっては、前記のような検討を行い、必要と思われる場合には補強鉄筋の追加等により対応している。しかしながら、いくつかの項目については試験によりその安全性を確認する必要があると考えられた。ここでは、その試験の概要について述べる。

1.3.1 偏向部ケーブルの特性確認試験⁴⁾

1.3.1.1 目的

外ケーブル構造では、ケーブル張力を有効に利用するため、また、主桁重量軽減のために偏向部の大きさをできるだけ小さく押さえることが望まれる。このため、本橋では偏向部におけるケーブルの曲げ半径を通常内ケーブルで用いられている値よりかなり小さな $R = 3.5\text{ m}$ としている。しかし、このような状態でのケーブルの強度特性、および摩擦特性に関するデータは得られておらず、本橋では疲労試験および摩擦特性試験を行い、安全性と設計の妥当性の確認を行った。本橋の設計における道路橋示方書との相違点を表8に示す。

表8 道路橋示方書との相違点 (PC鋼より線 12T 15.2)

項 目	道路橋示方書	本橋での採用値		参考基準	
		自 由 長 部	定 着 部 偏 向 部	SETRA (PE管)	AASHTO (PE管)
摩 擦 係 数	μ	0.0	0.3	0.12 ~ 0.15	0.25
	λ	0.0	0.004	0.0	0.0007
最 半 小 曲 げ 径 Rmin	・ シースを用いる時 (シース径 * 100) 80 * 100 = 8.0 m ・ シースを用いない時 (PC鋼材径 * 40) 15.2 * 40 = 0.65 m	3.5 m		2.5 m	3.042 m

1.3.1.2 偏向部ケーブルの疲労試験

偏向部におけるケーブルの微小振動等の影響を考慮して、偏向部ケーブルの疲労試験を行った。ここでケーブルの曲げ角度や配置については、Binnekamp の提案している手法⁵⁾を採用し、本橋で使用した2種類のケーブルについて同時に試験した。ケーブルの下限応力は設計時許容引張応力度の $0.6 \sigma_{pu}$ とし、応力振幅を 10 kgf/mm^2 として、4 Hz で 200 万回の繰り返し载荷を行った。試験の状況を写真1に示す。

結果は、どちらのケーブルについても、ケーブル素線の破断、特異な変形、擦れ、はがれ等は見られず、また偏向部側も特に異常は見られなかった。試験後のケーブル引張試験結果も健全な特性を示しており、本橋のケーブルが、曲げ半径 3.5 m でも十分な疲労特性を有していることが確認された。



写真1 疲労試験装置

1.3.1.3 偏向部ケーブルの摩擦特性試験

前記の疲労試験と同様に、2種類のケーブルについて、ケーブル曲げ半径 8.0 m と 3.5 m の場合について摩擦特性試験を行った。試験は、後に述べる定着部破壊試験の供試体を一部拡幅して行った。試験の状況を写真2に示す。

試験の結果は図14に示すとおりであり、マノメータ、荷重計、ひずみゲージのいずれの測定結果もエポキシ樹脂被覆鋼材が裸PC鋼材を、また、半径 8.0 m の値が半径 3.5 m の値をやや上回っていた。しかし、いずれの値も設計時点の仮定値 $\mu = 0.3$ と概ね一致し、やや下回る安全側の結果となっており、設計で使用した値が妥当であることが確認された。

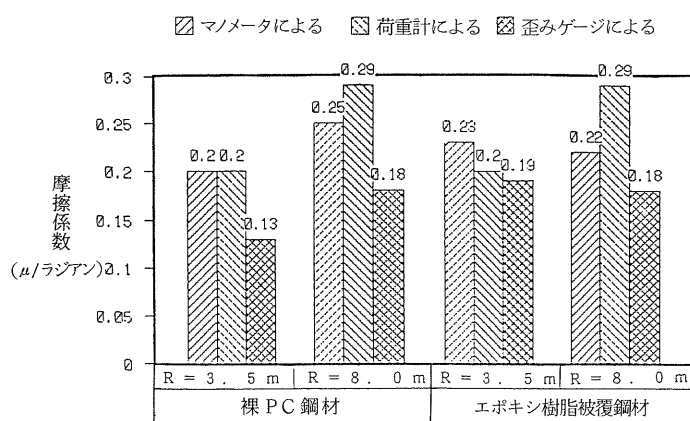


図14 摩擦試験結果 (μ /ラジアン)

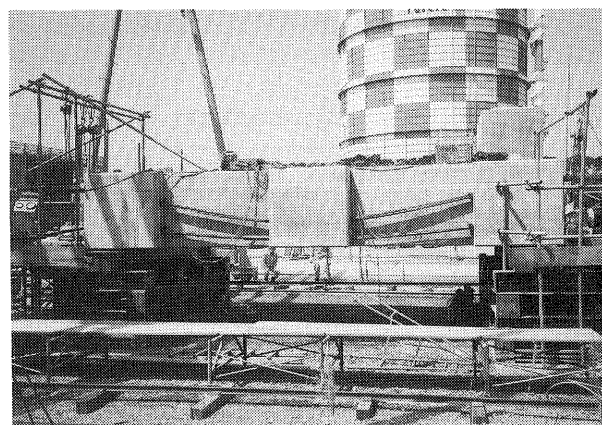


写真2 摩擦試験装置

1.3.2 定着部の破壊性状確認試験⁴⁾

1.3.2.1 目的

本橋では施工上の条件から外ケーブルの定着部を側径間部の中間横桁を拡幅した構造としている。外ケーブル定着部は橋梁全体の安全性に対して重要な役割を担っていることから、この部分の設計に際しては立体FEM解析を実施して、引張応力について補強鉄筋を配している。しかし、FEM解析が弾性体を仮定していることから、ひび割れ発生後の実構造物の挙動および実応力の確認が必要である。また、破壊のモードや耐力も明確でないことも考え、これらの確認とともに、定着部近傍、横桁、下床版の応力照査を目的として、载荷試験による最終確認を行った。

1.3.2.2 試験方法

供試体は実橋の 1/2 スケールとし、解析時の境界条件ができるだけ再現されるように、主桁半断面モデルとした。なお、ケーブルについては供試体の破壊耐力を考慮して、大容量のものを使用した。試験体は単純支持され、自身にケーブル反力装置を備えたものとした。供試体の形状および寸法を図15に示す。

載荷は、以下の順序で行った。

- ① 3本のケーブルを1本ずつ順次設計荷重まで載荷した後、除荷する。
- ② 3本のケーブルを同時に設計荷重まで載荷した後、除荷する。
- ③ ①と同様に設計荷重まで載荷した後、各ケーブルが同時に最大荷重 150 t に達するまで載荷する。
- ④ ③でも破壊に至らない場合、さらに4本目のケーブルを最大荷重まで載荷する。

載荷の各段階においてケーブル張力、定着部の変位、鉄筋およびコンクリートのひずみ、部材の変形およびひび割れの進展について計測、観察を行った。

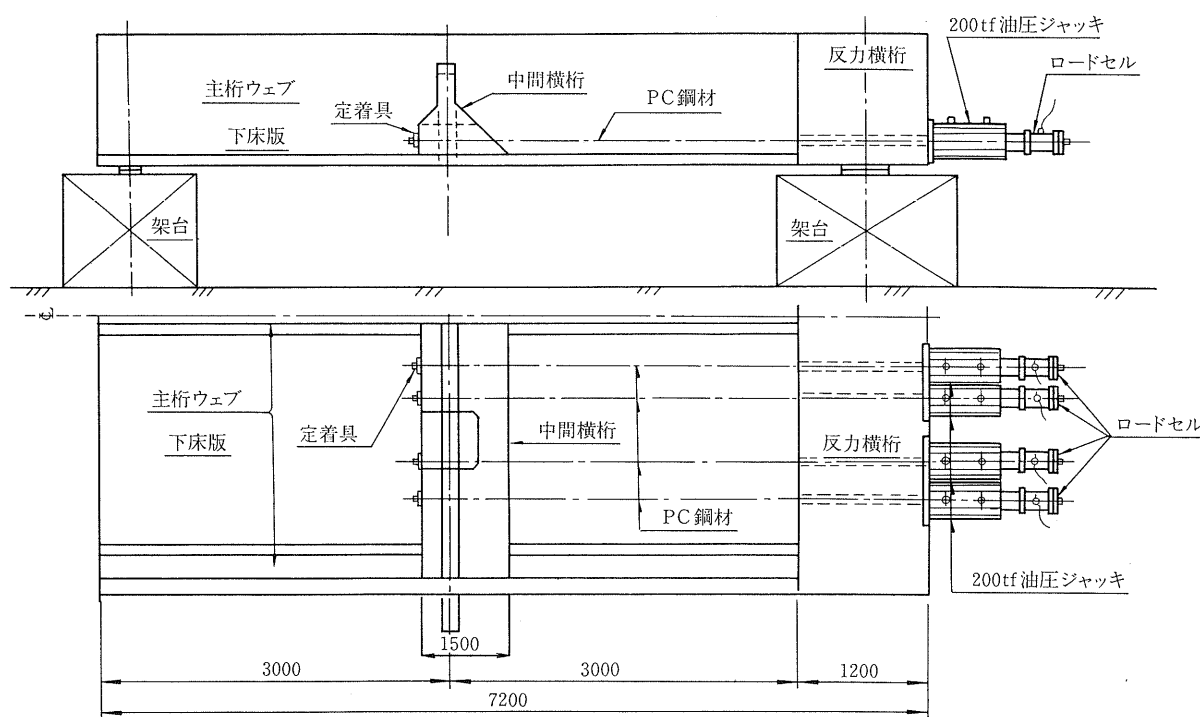


図15 載荷試験供試体

1.3.2.3 結果およびフィードバック

結果を表9に示す。設計荷重時には、小さなひび割れは1～2本発生するものの除荷したときには十分回復すること、また鉄筋のひずみが小さいことから、ほとんど弾性的な挙動を示していると考えられる。

また、破壊は下床版から斜めに発達したひび割れが大きく広がり、付近の鉄筋ひずみが降伏ひずみを越えた後、横桁全体が定着背面側にY軸回りの回転変形と同時に下床版を押し抜くように急激に生じた。この様子を写真3に示すが、横桁からハの字形のひびわれと下床版の破壊の様子がわかる。これは、横桁とウェブの接続部がまず先行して破壊した後、荷重が下床版に集中して作用した結果、床版に曲げと押し抜きせん断が複合的に作用し、急激に破壊にいたったものと考えられる。この破壊荷重は、実橋では将来追加のケーブルまで考慮したケーブル破断荷重を十分上回っていることが確認されている。この結果から、本定着部は十分な耐力を有していることが確認されているが、破壊

のパターンを改善するために、最終的には図16に示すように、分離していた上床版を一体化することとした。

表 9 載荷試験結果

	荷重	載荷荷重/ ケーブル4本 破断荷重	試験体の状態または 破壊モード
設計荷重相当時	60 tf/ケーブル 1本当り 3本合計 180 tf	0.57	横桁前面と定着側下床版上面に幅 0.05 ～ 0.08 mm のひびわれが数本発生。
ケーブル4本引張破断強度相当荷重時	79.1tf/ケーブル 1本当り 4本合計 316 tf	1.00	横桁前面と定着側下床版上面のひびわれが増えた。鉄筋の最大ひずみ 1200 μ 。鉄筋はまだ降伏していない。
終 局 時	150 tf/ケーブル 1本当り 4本合計 600 tf	1.90	横桁の水平曲げ、下床版の曲げと軸力による引張圧縮応力定着部の押抜きせん断応力が複合した破壊。

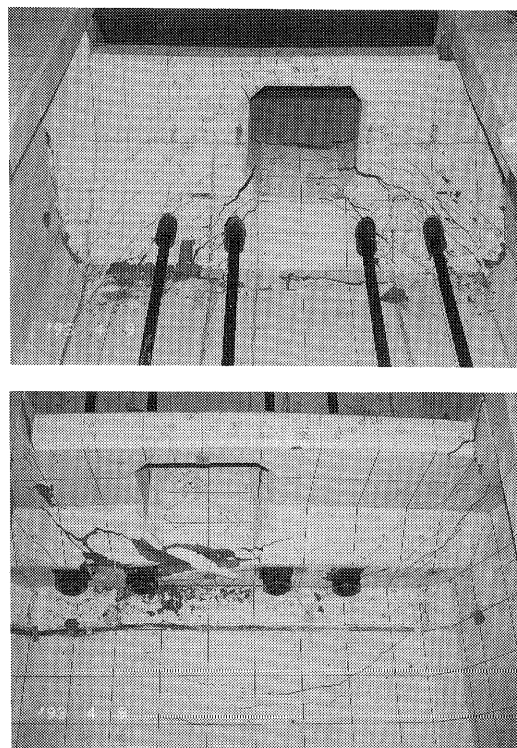


写真 3 破壊状況

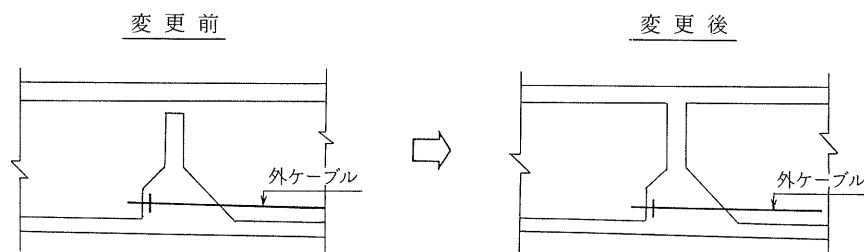


図16 定着部の形状変更

1.4 まとめ

現場施工は、平成5年1月に上り線の橋脚柱頭部の打設工事を皮切りに着手した。平成5年4月にはワーゲンの組立てを開始し、平成5年12月末現在では上り線は中央部の吊り支保工部分と最終緊張工を残すのみとなっている。一方、下り線もワーゲンによる張り出し架設の施工中である。平成5年12月時点の現場の様子を写真4に示す。工事は順調に進んでおり、現在の予定では、外ケーブル緊張工は上り線が平成6年1月末頃、下り線については4月頃となっている。

以上、首都高速道路湾岸線における外ケーブル併用PC橋の設計試験概要について述べてきた。本橋と同時に施工中の鶴見航路橋や多摩川河口および川崎航路の沈埋トンネルとともに、平成6年度内の工事完成を目指し、急ピッチで工事を進めているところである。なお、完成後の定着部および偏向部における計測も予定されているが、その結果については別の機会に報告することとしたい。

本橋の設計、施工にあたって行った検討や試験結果が今後の外ケーブル橋の設計、施工に少しでも参考になれば幸いである。



写真 4 施工状況

* 参考文献

- 1) 伊東 昇, 日隈宏治: 「外ケーブル方式による P C 桁の設計について」, 第19回日本道路会議一般論文集 (1991), pp. 898 ~ 899
- 2) 伊東 昇: 「外ケーブルを併用した 3 径間連続 P C 橋に関する検討」, P C 技術協会第 3 回シンポジウム論文集 (1992), pp. 43 ~ 46
- 3) ITO, N. : “Research of the External Prestressing Method for the Three Span Continuous Road Bridge”, FIP Symposium '93 (1993), pp. 967 ~ 974
- 4) 伊東 昇: 「首都高速湾岸線における外ケーブル P C 橋に関する実験概要」, 第20回日本道路会議一般論文集 (1993), pp. 994 ~ 995
- 5) Binnekamp, D. C. : “Strength of Deflected Tendons”, FIP Notes 1988/2, pp. 4 ~ 5

2. 四万十川桥梁の設計

日本鉄道建設公団 金 森 真

2.1 鉄道橋における外ケーブル橋

新設桥梁において外ケーブルを採用した鉄道橋は次の6例がある。

(a) 樽見線第10根尾川桥梁

4 径間連続桁，桁長 228 m，最大スパン 57 m，単線桁

押出し工法で架設後，架設終了後の荷重に対してケーブルを配置し，緊張後コンクリートで被覆し主桁と一体化を計った桥梁。1981年完成。文献1)

(b) 東北新幹線新田口高架橋

単純桁，桁長 30 m，全数 4 連，複線桁

R C 桁のひびわれ幅制限を目的として，偏心軸力導入のため外ケーブルを箱形断面の下スラブ上に配置した桥梁，1984年完成。文献2)

(c) 東北新幹線笹目川桥梁

3 径間連続桁，桁長 176 m，最大スパン 80 m，3 線桁

桁はカンチレバー工法で施工され，完成系の断面力に対して P C 鋼より線を用い，その一部を外ケーブルとして箱桁断面内空部に配置した桥梁。1985年完成。文献3)

(d) 奥羽本線馬見崎桥梁

単純桁，桁長 25 m，単線桁，設計の考え方は(b)と同じ，1985年完成。

(e) 福塩線芦田川桥梁

単純桁，桁長 32.36 m，単線桁

設計の考え方は(b)と同じであるが，主ケーブルにポリエチレン被覆のアンボンド鋼より線を用いた桥梁。1988年完成。文献4)

(f) 宿毛線^{つくも しまん}四万十川桥梁

7 径間連続桁，桁長 494 m，最大スパン 70.4 m，単線桁，詳細は(2)で述べる。文献5)

2.2 四万十川桥梁の設計

(a) 概要

本橋は日本第一の清流といわれる四万十川を渡る橋長 494 m の単線鉄道橋で，高知県中村市から宿毛(つくも)市に至る宿毛線(図-1)に建設された。

建設概要を下記に示し，側面図を図-2，中間支点上と径間中央の断面図を図-3 に示す。

桥梁名	四万十川桥梁
所在地	高知県中村市
発注者	日本鉄道建設公団
施工者	鹿島建設㈱
施工時期	昭和63年～平成2年
施工方法	場所打ちカンチレバー工法
設計者	㈱日本構造桥梁研究所

なお，設計条件は次のとおりである。

橋種	コンクリート単線鉄道橋
構造形式	P C 7 径間連続箱形桁
橋長，支間	494 m，70.4 m × 7 径間
橋幅	5.86 m

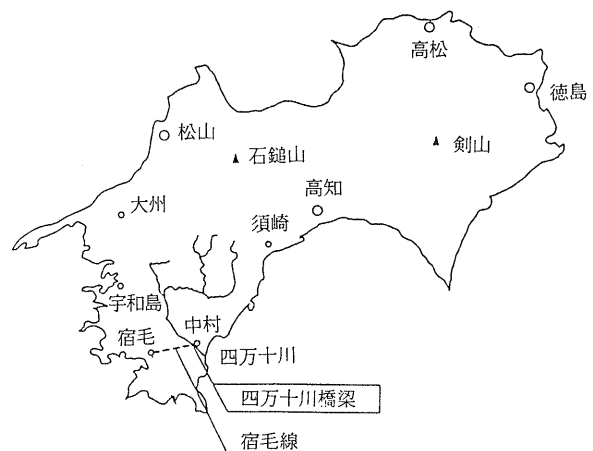
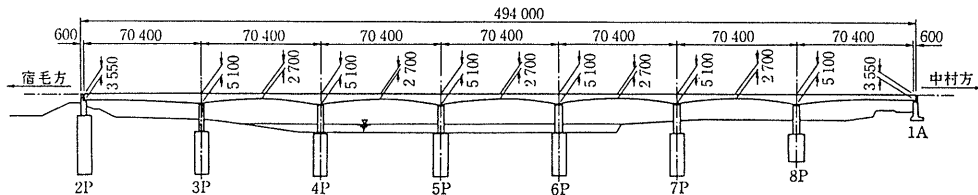


図-1 位置図



設計列車荷重 KS—12 (単線)

軌道構造 バラスト軌道

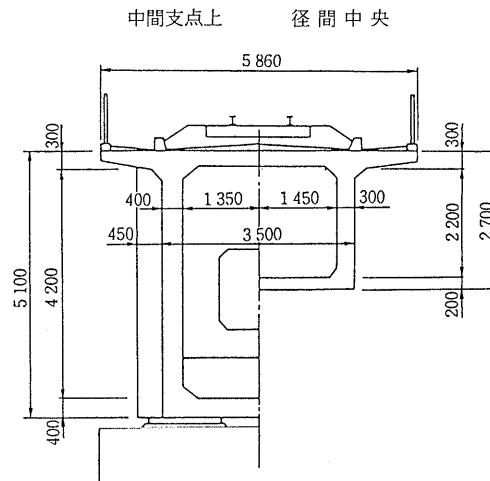
(b) 外ケーブル方式採用の経緯

外ケーブル方式はケーブルをコンクリート断面の外に配置するため次のような利点がある。

- ・ウェブ厚を小さくすることによる自重の軽減。
- ・ウェブにケーブルがないため施工性の向上。
- ・緊張時のマサツが小さいため、ケーブル1本の長さを長くすることができ、緊張作業及び定着具を少くすることができる。

ただし、次のような欠点がある。

- ・断面耐力が内ケーブル方式に比較して若干小さくなる。
- ・ケーブル配置位置によっては有効高さが小さくなる場合がある。
- ・ケーブル振動の可能性はある。



图—3 断面图

通常いわれているケーブル取替可能という点では、鉄道橋でそのことを期待した橋梁はなく、どの橋梁も十分耐久性のある構造としている。

本橋での外ケーブル方式の採用は、建設後の鉄道運営が、当初の国鉄から、県を主体とする第三セクターの「土佐くろしお鉄道株」に変更になり、運行される列車もKS-16相当からKS-12相当へ変更され、スパンに比べて運行される車両が軽くなったので、従来の設計では全断面力に対する桁自重のウェイトが高いため、自重による断面力の減少が最大の目的である。

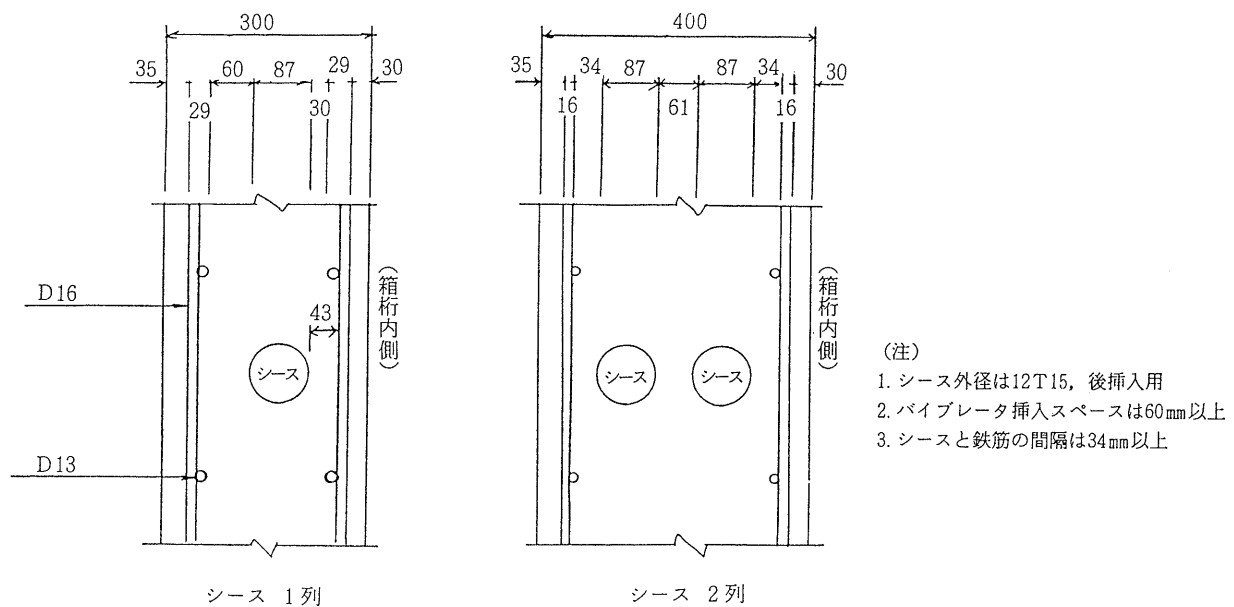
最近のカンチレバー工法の連続桁では、架設系ではP C鋼棒を採用しても、完成系のP C鋼材には大容量で後挿入の可能なP C鋼より線を用いる例が多い。

この場合、ウェブ厚は架設鋼棒で上スラブに配置できなかった分の収納、せん断に対する設計（せん断鋼棒の配置も含む）、完成系のP C鋼材の配置等から定める。

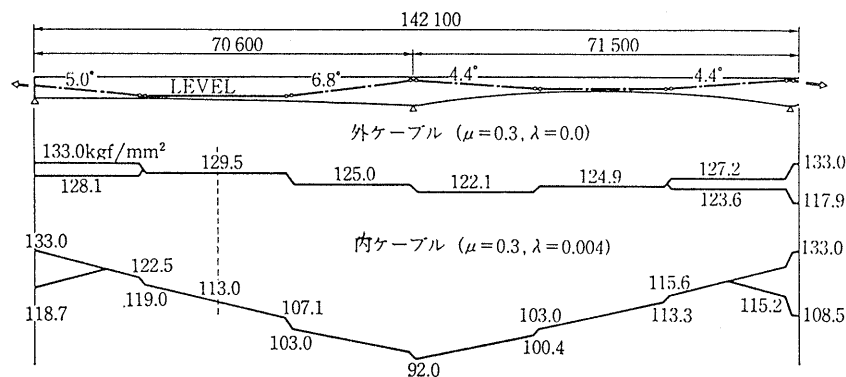
完成系 P C 鋼材の配置数から必要なウェブ厚の比較を図-4 に示す。P C 鋼より線の一部を外ケーブルとすることにより、ウェブ内の P C 鋼より線を一列配置とし、ウェブ厚を小さくすることにより約10%の自重でい減が可能となった。

次に、PCケーブル長が長い場合、内ケーブル方式では摩擦損失が大きくなるため、ウェブ側面に途中定着する必要があるが、配筋、型枠、緊張作業等どれも大変困難である。この点、外ケーブルは摩擦損失が少ないので長いケーブルを配置することができて緊張回数を少くできるほか、支点上の強固な隔壁を利用して定着することができる。

一例として同一ケーブル長の場合の外ケーブルと内ケーブルの導入力の比較を図-5に示す。



図ー4 PC鋼材の配置とウェブ厚



図ー5 PC鋼材応力度比較図

(c) 端部定着部の設計

端部定着部は取り替えを考慮すると種々の配慮が必要であるが、取り替えを考慮しない場合は、外ケーブルにはセッ量量の少い定着具が有利であり、列車荷重のくり返し応力が直接メタルタッチの定着くさびに作用しないよう定着部は通常のシースとし、グラウトすることにより付着させ、定着具への応力緩和を図った。

(d) デビエータ部の設計

外ケーブルをデビエータ部分において固定として解析した結果、列車荷重が軽いためにデビエータの左右での外ケーブルの張力差はわずかであり、この部分の曲げ角度により作用する鉛直分力による摩擦と比較すると滑らないことが判明したので、構造として固定構造とした。

このことは本橋に特有のものであり、変動荷重の大きな場合は別な構造となるものとおもわれる。

デビエータ部の外ケーブルは、内ケーブルに許される最小曲げ半径8mで加工された肉厚4.2mmの水道用亜鉛メッキ鋼管(内径80.7mm)により保護されている。

なお、中間部も同一の鋼管(ただし直線)とPCグラウトを用いている。

デビエータはすべて隔壁に設け、この部分の鉄筋により、外ケーブルの曲げによる分力に抵抗するように設計した。

(e) 断面応力度への外ケーブルの効果

本橋では安全側に外ケーブルによる効果は偏心軸力として外力扱いとした。すなわち、軸力としてのプレストレスと、他の荷重による曲げを打ち消す方向に働く偏心モーメントとして計算上用いている。せん断についてもデビエータ位置でせん断力方向の分力を計算し、他の荷重によるせん断力と逆向きのせん断力として評価している。

(f) 断面耐力への外ケーブルの効果

外ケーブルは桁のコンクリート断面と平面保持の関係がなく、終局限界状態において必ずしも降伏点に達しているわけでもない。計算法は各国の規準も含めて種々提案されている。文献6)

本橋では(e)と同様に偏心軸力として評価することとした。すなわち、終局限界状態の断面力から外ケーブルによる断面力を差し引いた値に対して、従来からの断面耐力の計算を内ケーブルについて行うこととしている。

(g) 外ケーブルの比率

内ケーブルと外ケーブルの比率は、外ケーブルを多くした方が、内ケーブルの本数が少くなり有効高さを大きくできる。しかし、断面耐力への寄与は(f)に示した方法を用いている限り、内ケーブルの方が外ケーブルより大きい。断面応力度に対する効果は内ケーブルも外ケーブルも同じ張力で、同じ有効高なら等しい。

本橋の設計では

(i) 断面応力度の検討に用いる荷重組合せ

(死荷重) + (列車荷重) + (衝撃)

(ii) 断面耐力(終局限界状態)の検討に用いる荷重組合せ

$1.7 \times [(死荷重) + (列車荷重) + (衝撃)]$

としている。

(i)に必要なケーブル本数を全数内ケーブルとすると(ii)では十分な値になる。この内ケーブルの本数を順次減らし、それを外ケーブルとすると次第に断面耐力は減少するが、(ii)の条件を満足する最大の外ケーブル本数を採用することとする。すなわち、(ii)において外ケーブルを採用したためにケーブル本数が増加することにならないような比率としたのである。

(h) 設計結果

設計結果の鋼材本数の割合を図-6、配置を図-7に示し、応力状態を表-1に示す。

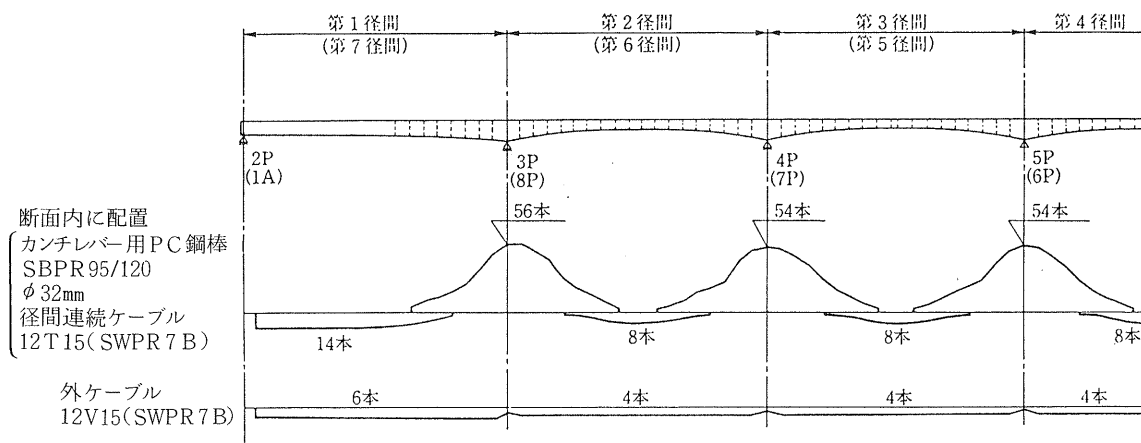
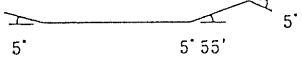
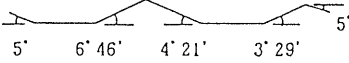


図-6 PC鋼材本数

表-2 外ケーブルの摩擦係数

ケーブル No	緊張方向	P1 kgf/cm ²	P2 kgf/cm ²	角 変 化 (α)		長さ (m)	摩擦係数 (1/ラジアン)	摩擦係数 の 平 均
				ケーブル形状	ラジアン			
1	中村市方 宿毛市方	550 550	454 438	$5' + 5' 55' \times 2 + 5' = 21' 50'$ 	0.381	73.1	0.504 0.598 0.319 0.413	0.459
2	中村市方 宿毛市方	550 550	487 470	$(5' + 6' 46' + 4' 21' + 3' 29') \times 2 = 39' 12'$ 	0.684	144	0.419 0.367 0.430 0.426	0.411

総平均 0.435

(b) デビエータ部のひずみ測定

デビエータ部の鉛直分力は鉄筋で処理する設計としたが、実橋において鉄筋のひずみ測定を行った結果からは、本橋のように隔壁にデビエータを設けると、鉛直分力の約40%は直接隔壁により支持されると推定される。

〔参考文献〕

- 1) 玉木 稔 他「アウトサイドケーブル方式による押出し工法の施工」鉄道土木第25巻1号, 1983年1月
- 2) 谷内田 昌熙 他「P R C 桁の設計・施工について」プレストレストコンクリート第26巻6号, Nov. 1984
- 3) 平野 薫 他「東北新幹線笹目川橋梁の設計・施工」プレストレストコンクリート第28巻3号, May 1986
- 4) 小林 明夫 他「アウトケーブルを用いたP R C 桁の設計・施工(その1)」プレストレストコンクリート第31巻2号,
Mar. 1989
- 5) 斉藤 三男 他「外ケーブル方式を採用したP C 7 径間連続桁の設計」プレストレストコンクリート第32巻5号,
Sept. 1990
- 6) 睦好 宏史 「外ケーブルP C 構造物の現状と問題点」コンクリート工学第31巻8号, 1993.8

3. 新開橋（波形鋼板ウェブP C箱桁橋）の設計施工

新潟県土木部 内 藤 隆 雄

3.1 はじめに

構造用鋼材を折り曲げて波形形状にした「波形鋼板」は、最近その加工技術の進歩などにより各国で活発に研究が行われている。一方、コンクリート部材断面の外にP Cケーブルを配置する外ケーブル方式プレストressingも各国で多く採用されており、我国でもその気運が高まりつつある。フランスでは外ケーブル方式プレストressingを利用して、プレストレストコンクリート箱桁橋のウェブに波形鋼板の適用を考え、実橋に採用した[1]。

この構造は、曲げに対して合理的なプレストレストコンクリートに、軽量でせん断座屈強度が高い波形鋼板をウェブに適用した優れた合成構造といえる。主桁自重は大幅に軽減され、また、プレストレスの効果も改善され、さらに乾燥収縮や温度変化の影響を受けにくい構造となる。ウェブを工場製作とし、外ケーブルを利用することにより現場作業の省力化も実現できる。

こうしたなかで、新潟県は、日本ではじめての「波形鋼板ウェブ」と「取り替え可能な外ケーブル」を使用したプレストレストコンクリート2主箱桁道路橋「新開橋」（写真-1）を建設した。

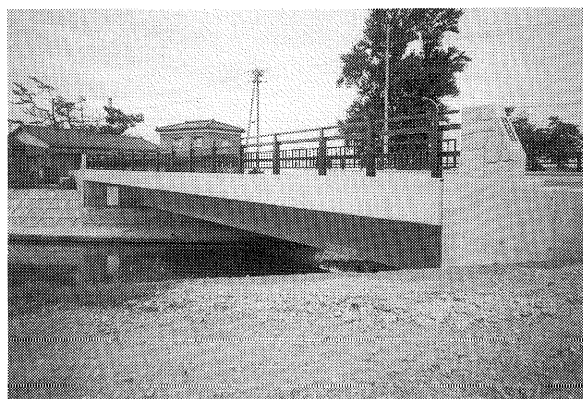


写真-1 新開橋

ここでは、新開橋の上部工の設計・施工・維持管理について、主として外ケーブルに関する事項の一部を報告する。

3.2 橋梁概要

工事名称：主要地方道新潟寺泊線大規模
開発関連道路整備事業

工事場所：新潟市 高山地内

橋 名：新開橋

道路規格：第3種 第2級

構造形式：上部工 波形鋼板ウェブP C
2主単純箱桁橋

下部工 逆T式橋台

基礎工 杭基礎工（ベノト杭，
 $\phi 1,000$ mm，杭長 $\phi =$
11.5 m，13.5 m）

橋 長：31.0 m

支 間：30.0 m

有効幅員：14.0 m ($3.0\text{m} + 8.0\text{m} + 3.0\text{m}$)

活 荷 重：TL-20

雪 荷 重：100 kgf/m²

斜 角：70°

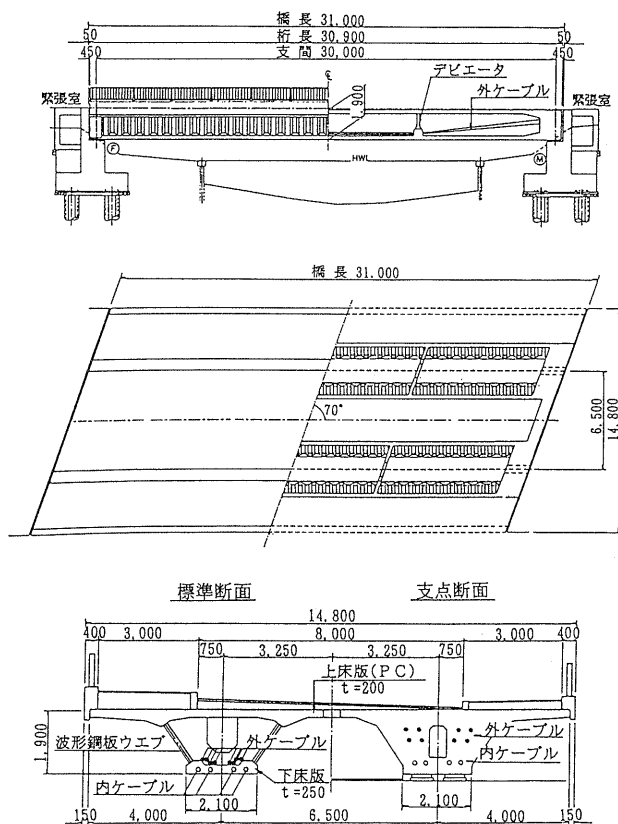


図-1 新開橋構造図

新開橋は現在建設中の、一般国道116号・新潟西バイパス（仮称）高山ICにアクセスする、主要地方道新潟寺泊線、新潟市高山地内に位置している。高山ICは、一時端末ICとして供用を予定しており、県ではこの供用に間に合うよう、1,100 m間の整備を行っている。新開橋はこの区間にあり、次のような構造上の特徴を有している。

- ①箱桁断面の軽量化、性能の改善としてウェブに波形鋼板を使用したコンクリートと鋼の合成構造である。
- ②主桁には箱桁断面の下床版に配置する内ケーブルと箱桁室内に配置する外ケーブルを併用している。
- ③外ケーブルは万が一の場合に備え、取り替え可能な構造としている。

3.3 外ケーブルの設計

本橋は、主桁のウェブに波形鋼板を使用しているため、通常のPC箱桁のようにウェブ内にPCケーブルが配置できない。このため、主ケーブルとして内ケーブルと外ケーブルを併用した。

3.3.1 緊張材およびケーブル配置

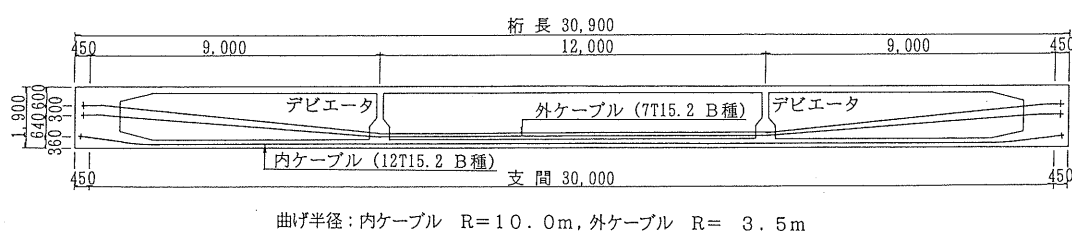


図-2 主ケーブル配置

外ケーブル方式の場合、曲げ配置部はデビエータ部および定着部付近に限られるため、曲げ半径が大きくなるとデビエータや定着隔壁が大きくなる。本橋では、①コンクリートの局所的な圧縮応力度を 50kgf/cm^2 以下、②曲げ半径はPC鋼材の直径の40倍以上という条件を満たすものとし、 $R=3.5\text{m}$ とした[2][3][4][5][6]。ただし、デビエータおよび定着隔壁にはダクトがコンクリートに固定されるよう十分な補強筋を配置するものとした。

3.3.2 定着具

外ケーブルの定着具はFKKフレシネー外ケーブルシステム7E15Fを使用した。定着具の構造を図-3に示す。

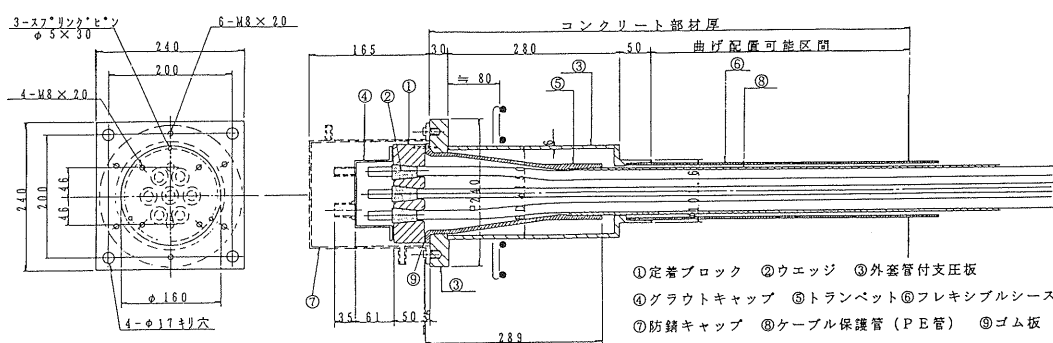


図-3 外ケーブル定着具 7E15F

図のように定着部は2重管構造になっており、必要に応じケーブルを切断すれば取り外しができる構造になっている。また、定着具背後には内、外管ともフレキシブル区間を設け、ケーブルの曲げ配置が可能のようにしてある。定着具の定着機構としては、定着ブロックとウェッジによる楔作用を利用してPC鋼材を定着するものであり、ウェッジは外ケーブルの特性を考慮し、耐疲労性の良いステークケーブル定着具用のものを使用している。なお、ケーブルの取り外しについては「外ケーブル取り替え試験」が行われ、ケーブルの切断方法および手順等が確かめられている。

3.3.3 ケーブルの保護

外ケーブル緊張材の保護管は、JIS K 6761 一般用PE管Ⅱ種（外径76mm、内径68mm、厚さ4mm）を使用し、防錆材はセメントグラウトとした。

3.3.4 外ケーブルにおけるプレストレス力

(1) P C鋼材とシースの摩擦係数

外ケーブルのP C鋼材とシース（P E管）との摩擦係数は、各国の基準等を参考にして、 $\lambda = 0$ 、 $\mu = 0.15$ として計算した[5][6][7]。

(2) プレストレッシング直後のプレストレス力

外ケーブルのプレストレッシング直後のプレストレス力は以下の影響を考慮して計算した。①コンクリートの弾性変形、②P C鋼材とシースの摩擦、③定着具におけるセット

(3) 有効プレストレス力

外ケーブルの有効プレストレス力は、①コンクリートのクリープ、②コンクリートの乾燥収縮および、③P C鋼材のリラクセーションを考慮して、文献[8]により計算した。

3.3.5 設計荷重作用時の検討

曲げに関する設計では、ウェブは橋軸方向の剛性が著しく小さいのでこれを無視した断面で計算し、曲げに伴うせん断力は、外ケーブルの鉛直分力を考慮した上で、波形鋼板ウェブが全せん断力を受け持つものとして計算した。波形鋼板ウェブのせん断座屈安定性については、局部座屈、全体座屈および連成座屈について検討した。

3.3.6 終局荷重作用時の検討

破壊抵抗曲げモーメントの計算では、波形鋼板ウェブは十分なせん断座屈安定性を有するので、圧縮部材として床版コンクリートを、引張鋼材として内ケーブルおよび外ケーブルを考慮した。ただし、外ケーブルはコンクリートとの付着が無いので、破壊時の応力度は付着のあるP C鋼材の70%とした。

3.3.7 デビエータの設計

デビエータは図-4および写真-2に示すような隔壁（ダイヤフラム）構造とした。デビエータは設計荷重作用時および終局荷重作用時に外ケーブルの引き上げ力に対して十分安全なように設計した。検討項目は、①デビエータと下床版の結合部の引張鉄筋、②ダクト上部のコンクリートの支圧応力度、③引き上げ力による床版の曲げ（デイベームとして検討）。

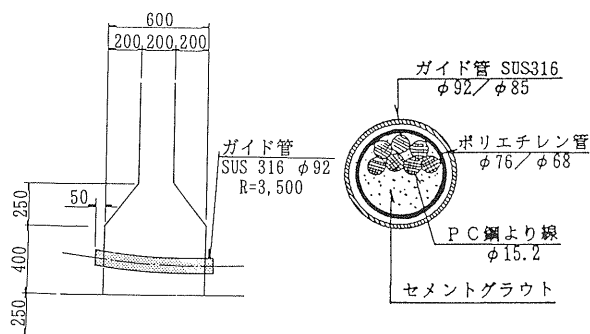


図-4 デビエータの構造

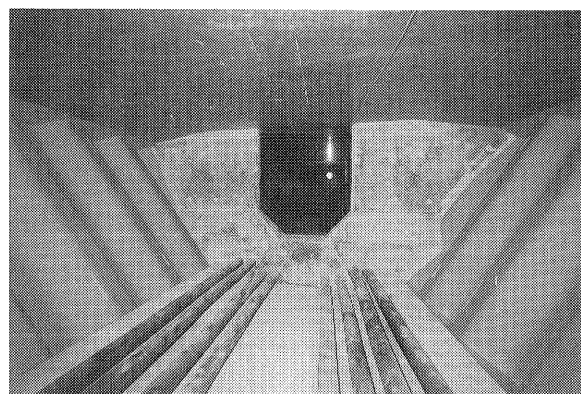


写真-2 デビエータ（中間隔壁）

3.3.8 定着部の設計

外ケーブルは端部隔壁に定着するが、波形鋼板ウェブは橋軸方向の剛性がほとんど無いため、上下床版に支持されたデイベームとして検討した。鉄筋だけでは曲げ、せん断に対する安全が確保できないので、鉛直締めP C鋼棒を配置した（図-5）。

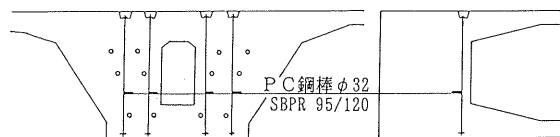


図-5 端部隔壁の補強

3.4 外ケーブルの施工

外ケーブルの施工は次の手順で行った。①外套管付き支圧板の型枠へのセット、②端部隔壁（定着部）の組立およ

び中間隔壁（デビエータ）の組立，③コンクリートの打設，④PE管の挿入およびトランペットの取付，⑤PC鋼より線の挿入，⑥試験緊張および緊張，⑦グラウト。

3.4.1 ケーブルの組立

外ケーブルは各2ヶ所の端部隔壁および中間隔壁だけで偏向しているため，ケーブルの組立精度はガイド管の取付けによる。したがって，この部分の施工には十分な注意を払った。

PE管はコイル状で納入されるので，現場でこれを延ばしたまま，静置して巻きぐせをとった後挿入し，PE管とトランペットとの接合部はグラウトが漏れないよう注意した。PE管組立後PE管がたるまないように適当な間隔で保持しPC鋼より線を1本ずつ挿入した。

3.4.2 外ケーブルの緊張・グラウト

主ケーブルの緊張は，①内ケーブル，②外ケーブルの順番で行った。外ケーブルの緊張管理は内ケーブルと同様に「摩擦係数によって管理する手法」とし，試験緊張を行って緊張計算をした。グラウトは単純桁であるので，桁端からの一方向注入する通常の方法とし，外ケーブルの注入では，PE管を軽く打撃することによって，充てん具合を確認した。

3.5 外ケーブルの維持管理

本橋では，橋台のアバット背面に緊張室を設置した（図-1，写真-3）。緊張室は，箱桁室内にも連絡しており，万が一外ケーブルの取り替えが必要な場合の緊張スペースとすると同時に，外ケーブルおよび定着部などの点検にも使用するものとした。本橋では静的載荷試験および振動試験を実施しており，現在解析中である。この結果も維持管理に役立てていきたい。

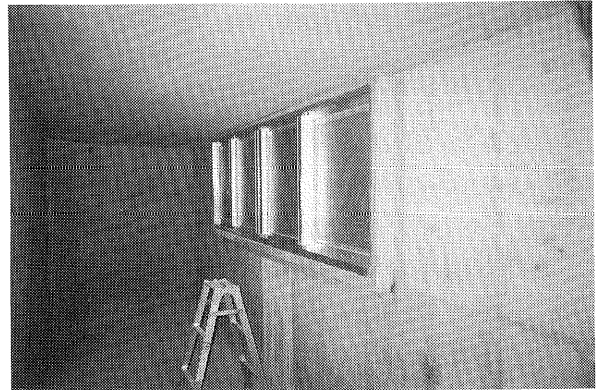


写真-3 緊張室

3.6 おわりに

本橋は平成5年11月に竣工の運びとなった。本橋は，極めて新しい構造であるため，県では建設にあたってコンクリートおよび鋼構造の専門家からなる「新開橋技術検討委員会（委員長：横浜国立大学工学部 池田尚治教授）」を設置して技術的検討を行ってきた。同委員会ではこの検討結果をもとに「新開橋上部工」の「設計要領」，「施工要領」および「維持管理要領」をまとめている。同委員会の各委員の皆様は紙上を借りてお礼申し上げます。

参考文献

- 1) Jacques Combault, 大浦訳：シャロール近くのモープレ高架橋，プレストレストコンクリート，Vol. 34, No. 1, pp. 63～71, (社)プレストレストコンクリート技術協会，1992年1月
- 2) 道路橋示方書・同解説Ⅲ．コンクリート橋編，pp. 178～179, 日本道路協会，1985年10月
- 3) コンクリート道路橋設計便覧，pp. 154～155, 日本道路協会，1985年2月
- 4) プレストレストコンクリート設計施工基準・同解説，pp. 221～222, 日本建築学会，1987年
- 5) SETRA, 荒川訳：外ケーブル方式プレストレスング（その2），プレストレストコンクリート，Vol. 33, No. 5, pp. 61～69, (社)プレストレストコンクリート技術協会，1991年9月
- 6) GUIDE SPECIFICATIONS FOR DESIGN AND CONSTRUCTION OF SEGMENTAL CONCRETE BRIDGES, AASHTO, 1989
- 7) CEB-FIP MODEL CODE, 1990
- 8) 猪股俊司：PC橋にアウトケーブルを用いた設計例，PC構造物最近の設計例と未来像，(社)プレストレストコンクリート技術協会，pp. 14～15, 1984年2月

我が国における最近のPC斜張橋

建設省土木研究所橋梁研究室 室長	西川 和 廣
プレストレストコンクリート建設業協会	近 藤 真 一
〃	大 塚 一 雄
〃	石 川 育
〃	野 村 貞 広

1. ま え が き

我が国におけるプレストレストコンクリート（PC）斜張橋は、1963年にはじめて建設されて以来、30年間で大きく発展してきた。径間長100m以上のPC斜張橋に限っても、複合斜張橋およびエクストラードPC橋などを含めて、現在14橋が完成し、13橋が施工中である（表-1.1）。これを構造形式別にみると、単径間、2径間連続、3径間連続形式があり、また斜材配置形式も一面吊り、二面吊り、およびハープ形、ファン形、ラジアル形が揃い、我が国は、PC斜張橋の基本的な形式の建設をほぼすべて経験したことになる。

我が国で建設されてきたPC斜張橋をふりかえると、PC斜張橋を構成する要素である、主桁、主塔および斜材の構造や結合形式などは、架橋条件や設計者の意図を反映して多種多様であるものの、これらの構造要素の合理的な計画手法や設計手法が、次第に確立しつつあるものと考えられる。一方、最大径間長が200mを超える長大PC斜張橋が、現在全国で4橋も施工中であることなどを考え合わせると、PC斜張橋は新たな発展段階に到達したと思われる。

そこで、本文ではPC斜張橋に関する、これまでに蓄積されてきた技術を、主として構造面から取りまとめるとともに、新しいPC技術の実用化という観点から、最近の事例について紹介することとする。

まず、2ではPC斜張橋の特徴について、構造面、設計面および施工面から概要を述べ、3ではPC斜張橋の構造について、全体構造系、主塔、主桁、斜材および斜材定着構造に分けて整理し、4でこれまでのPC斜張橋の長大化の流れを踏まえ、最近の実施例について紹介し、最後に5で、中規模橋への発展的適用例として、エクストラードPC橋とPC斜版橋について取り上げることとする。

2. PC斜張橋の特徴

PC斜張橋は、PC構造の主桁を、RC構造あるいはSRC構造の主塔から張りわたした、斜材で吊り上げた形式の橋である。

その最大の特徴は、軸方向圧縮力が卓越する要素である主桁と主塔に、圧縮力に強いコンクリートを用い、軸方向引張力が卓越する要素である斜材（斜張ケーブル）に、引張力に強いPC鋼材を用いることにより、それぞれ材料の特性を生かした、構造的合理性と経済性に優れた、橋の構造を実現していることである。また、主桁や主塔と橋脚の結合形式の組合せ、主塔や主桁の形状、および斜材の配置形状などが多種多様であり、構造や意匠だけでなく施工に対しても大きな自由度をもつことから、多様な架橋条件に適合させることが可能なことも大きな特徴である。そして、長大橋として有利な構造特性をもつため、従来の桁橋の適用支間を超える長大PC斜張橋も建設されてきている。さらに、ケーブル構造系の橋梁形式でありながら、微小変形理論の適用が可能なことも特徴の一つであり、これはPC斜張橋の今日の発展の背景になっているといえる。

表-1.1 径間長100m以上のP C斜張橋の施工実績

No	橋 名	発 注 者	所在地	構造形式	主塔形状	斜材配置	橋 長 (m)	最 大 支 間 (m)	幅 員 (m)	完成年
1	新綾部大橋	京 都 府	京 都 府	3 径 間	準A	77° 2面	240.0	110.0	10.75	1988
2	呼子大橋	佐 賀 県	佐 賀 県	3 径 間	H	ハ-ブ 2面	494.25	250.0	10.9	1989
3	志摩丸山橋	三 重 県	三 重 県	2 径 間	準A	ハ-ブ 2面	228.0	113.4	11.5	1989
4	日中大橋	農 林 水 産 省	福 島 県	2 径 間	H	ハ-ブ 2面	204.0	101.0	4.7	1989
5	上妻橋	群 馬 県	群 馬 県	単 径 間	H	77° 2面	121.7	103.0	10.75	1990
6	白屋橋	建 設 省	奈 良 県	2 径 間	H	ハ-ブ 2面	225.0	124.3	8.2	1990
7	東名足柄橋	日本道路公団	静 岡 県	3 径 間	H	ハ-ブ 2面	370.0	185.0	18.35	1991
8	ツインハープ橋	北 海 道	北 海 道	3 径 間	1本柱	ハ-ブ 1面	280.0	140.0	28.0	1991
9	ミュンヘン大橋	札 幌 市	北 海 道	2 径 間	独立2本	ハ-ブ 2面	171.7	107.7	28.6	1991
10	生口橋	本四連絡橋公団	広 島 県	3 径 間	A	77° 2面	790.0	490.0	23.9	1991
11	青森バイブリッジ	東日本旅客鉄道㈱	青 森 県	3 径 間	逆Y	77° 1面	498.0	240.0	25.0	1992
12	碓氷橋	日本道路公団	群 馬 県	2 径 間	逆Y	77° 2面	222.0	110.2	21.4	1992
13	唄げんか大橋	建 設 省	大 分 県	3 径 間	逆Y	77° 2面	292.1	170.0	14.9	1993
14	松川浦大橋	福 島 県	福 島 県	3 径 間	H	77° 2面	285.0	145.0	12.95	1993
15	秩父公園橋	埼 玉 県	埼 玉 県	2 径 間	H	77° 2面	591.85	195.0	19.0	施工中
16	春田橋	建 設 省	福 島 県	2 径 間	準A	ハ-ブ 2面	218.0	108.15	10.95	施工中
17	南大阪湾岸北橋梁	大 阪 府	大 阪 府	2 径 間	H	77° 2面	572.0	168.2	26.3	施工中
18	小田原港中橋	日本道路公団	神奈川県	3 径 間	独立2本	77° 2面	270.0	122.0	20.231 ~13.3	施工中
19	小川橋	群 馬 県	群 馬 県	2 径 間	H	77° 2面	230.0	114.4	18.5 ~15.5	施工中
20	十勝大橋	北海道開発局	北 海 道	3 径 間	1本柱	ハ-ブ 1面	501.0	251.0	32.8	施工中
21	南宮橋	長 野 県	長 野 県	2 径 間	H	ハ-ブ 2面	282.0	140.35	10.75	施工中
22	伊唐島大橋	鹿 児 島 県	鹿 児 島 県	5 径 間	H	ハ-ブ 2面	588.0	260.0	11.0	施工中
23	第2千曲川橋梁	日本鉄道建設公団	長 野 県	2 径 間	H	ハ-ブ 2面	270.0	133.9	12.3	施工中
24	名取川橋梁	東日本旅客鉄道㈱	宮 城 県	2 径 間	H	斜版2面	512.2	108.6	13.5	施工中
25	新猪名川大橋	阪神高速道路公団	大 阪 府	2 径 間	逆Y	77° 1面	398.0	199.0	20.7	施工中
26	大芝大橋	広 島 県	広 島 県	3 径 間	H	ハ-ブ 2面	470.0	210.0	8.82	施工中
27	鮎の瀬大橋	熊 本 県	熊 本 県	3 径 間	A	77° 2面	390.0	200.0	11.622	施工中

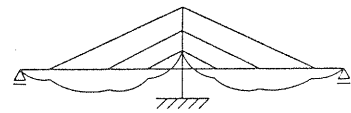
P C斜張橋の架橋技術を、便宜上一般的なP C橋と同様に、設計技術、施工技術および施工管理技術に分類し、ここではこれらの項目ごとに特徴を述べる。

設計技術については、一般にP C桁橋では、設計者が主桁の断面形状を設定した時点で、死荷重作用時における断面力状態がほぼ決定されてしまうが、P C斜張橋の場合は、斜材張力を油圧ポンプと緊張ジャッキを用いて自由に導入したり、変化させることが可能であるため、設計者は自身の意図により斜材張力を設定することで、死荷重作用時における橋体各要素の部材断面力を、適当にコントロールすることができる。しかし逆に、設計者の技術力の優劣により、P C斜張橋の設計は大きく左右されるとも言え、この点がP C斜張橋の設計のむずかしさになっている。この問題に対する解決策として、斜材張力の最適化手法が開発されているが、現時点では一般化されてはいない。

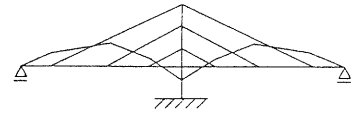
施工技術については、一般的なP C橋にはない要素である、主塔および斜材の施工がポイントになる。どちらも高所作業が中心となるが、鳶工が主体となって施工される鋼斜張橋の場合と異なり、橋梁特殊工や普通作業員が中心のP C斜張橋の施工では、作業足場などの安全性には十分に留意する必要がある。特に、主塔はP C斜張橋の径間の長大化に伴い、ますます規模が大きくなる傾向にあるため、この点を踏まえ、より確実に、効率的に安全施工を行う目的で、機械化施工も実施されてきている。

次に、施工管理技術について述べる。PC斜張橋では、一般的なPC橋に比べて、架橋技術に占める施工管理技術の比率が高まっているものと考えられる。これは、先に述べたように、一般的なPC橋の施工では、所定の寸法の部材を製作すれば、設計荷重に占める割合の大きい死荷重が決定され、同時に実際の断面力状態がほぼ決定されてしまうのに対し、PC斜張橋では、この死荷重のほかに、斜材張力が死荷重と同程度の大きさの荷重として橋体に作用するため、張力導入の精度が橋体の安全性に直結していることによる。すなわち、死荷重により生じる大きな断面力は、斜材調整力による正負逆の大きな断面力でキャンセルされており（図-2.1）、結果として橋体が、非常に小さな断面力に対して設計されていることから、わずかな斜材調整力の誤差でも、橋体にとって過大な断面力が生じることになり、橋体の安全性を確保するためには、斜材張力管理などの重要性が高まるのである。

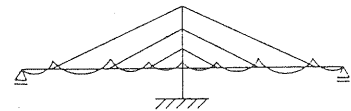
また、施工面から施工管理技術へのかかわりについて述べると、PC斜張橋の施工では、橋体がたわみやすいことに加えて、橋体の変形におよぼす斜材の温度変化の影響が大きいので、常に温度を計測し、この結果から橋体の温度による変形を推定し、リアルタイムに上げ越しの誤差を把握し、さらに必要に応じて計画上げ越し量の修正を行う必要がある。このように、PC斜張橋では施工管理技術を介して、ソフトとしての設計技術とハードとしての施工技術が密接にかかわっているのが特徴であり、パソコンを利用した施工管理システムが、PC斜張橋建設に必要な管理項目を、有機的に結びつけるために必要不可欠なツールとして開発され、利用されている。



(a) 死荷重による曲げモーメント



(b) 斜材調整力による曲げモーメント



(c) (死荷重 + 斜材調整力) による曲げモーメント

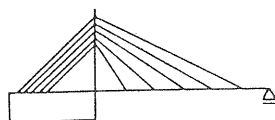
図-2.1 曲げモーメントの一例

3. PC斜張橋の構造

3.1 全体構造系

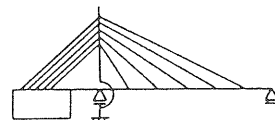
PC斜張橋の全体構造系は、単径間形式、2径間連続形式、3径間連続形式、および多径間連続形式に大別でき、架橋条件に適したものが選定される。ここでは、代表的な構造系を列举し、その構造特性について簡単に述べる。

単径間形式の模式図を図-3.1に示す。この形式は、主桁自重や活荷重などによる主塔に関する谷側への転倒モーメントに対して、橋台の重量による山側への抵抗モーメントでつり合わせることを基本にしている。主塔・橋台分離構造は、橋台のカウンターウェイトとしての効果を最大限に発揮させるために、橋台を橋脚から後方に分離させて主桁と剛結し、橋脚上では主桁を可動支持構造としたものである。この形式の例として、上妻橋などがある。



主桁・主塔とも橋台に剛結

(a) 主塔・橋台一体構造



橋脚上で主桁は可動

(b) 主塔・橋台分離構造

図-3.1 単径間形式PC斜張橋

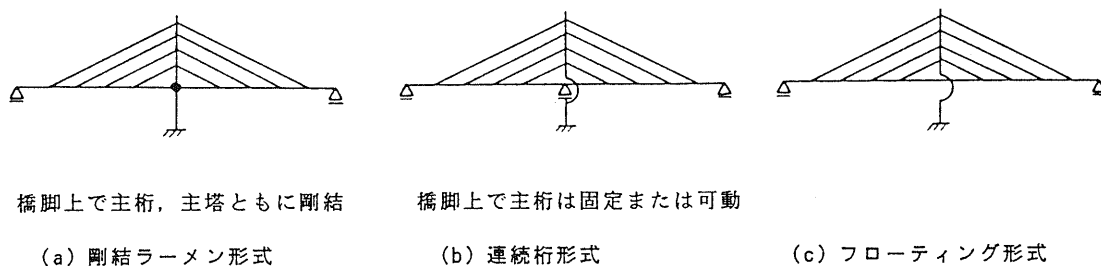


図-3.2 2径間連続形式PC斜張橋

2径間連続形式の模式図を 図-3.2 に示す。ここに示した3形式の構造特性は、橋脚上における主桁の支持条件の差によってかなり異なっている。

まず、フローティング形式は、一般に活荷重や地震時慣性力による張力が最下段の斜材に集中するほか、水平変位が3形式のうちで最大となる。連続桁形式は、橋脚上の支承を固定とする場合と可動とする場合がある。どちらも、一般に活荷重による主塔下端の曲げモーメントが大きくなるが、特に固定支承形式の場合は、この支承が鉛直反力の大きさに比べて過大な地震時水平力を負担しなければならない。これに対して、剛結ラーメン形式は、全体剛性が高く、活荷重による斜材の変動応力も3形式のうちで最も小さい。また、地震時における主塔および橋脚下端の負担も小さくなる。こうした理由などにより、2径間連続形式のPC斜張橋は、剛結ラーメン形式としている実施例が多い。剛結ラーメン形式の例に、秩父公園橋などがある。

2径間連続形式PC斜張橋の、主塔をはさんだ左右の径間長は、特別な制約条件のない限り、等しく設定するのが構造的に合理的であり、実施例も多い。

3径間連続形式の模式図を 図-3.3 に示す。この形式は、中央径間部の、主桁のクリープ・乾燥収縮および温度変化による伸縮の影響を、できるだけ橋脚に伝えない構造にする必要があるため、有ヒンジラーメン形式、連続桁形式およびフローティング形式などが一般に採用されている。しかし、橋脚高が高いPC斜張橋では、連続ラーメン形式も合理的な形式といえる。また、一方の橋脚上を桁橋構造とした斜張橋桁橋混合形式もよく見られる形式である。

有ヒンジラーメン形式の例に滝野パークブリッジ、連続桁形式の例に青森ベイブリッジ、フローティング形式の例に呼子大橋などがある。また、斜張橋桁橋混合形式の例として新綾部大橋などがある。

これらの形式の構造特性は、2径間連続形式の場合と同様な差があるが、有ヒンジ形式がやや特殊な形式と考えられるため、一般的な連続桁形式とフローティング形式について述べる。

静的特性についての両者の差は、基本的には橋脚上に主桁の支持構造を有するか否かの差であり、2径間連続形式の場合と同様である。

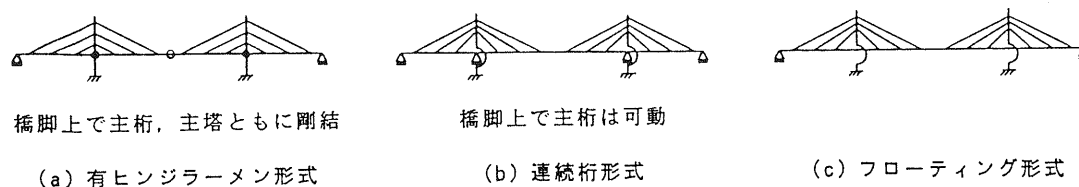


図-3.3 3径間連続形式PC斜張橋

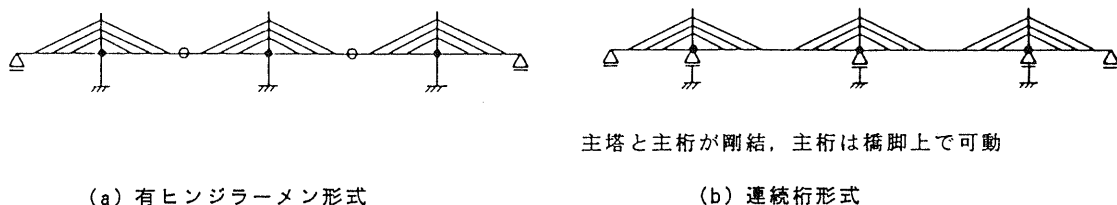


図-3.4 多径間連続形式PC斜張橋

フローティング形式は、連続桁形式と比較した場合、橋脚上で支承により反力が受け持たれていないため、最下段の斜材張力が大きくなることから、斜材配置間隔を密にするなどの配慮が必要になることがある。また、完成系における橋脚上の主桁柱頭部の曲げモーメントは、連続桁形式の負（桁上縁が引張り）に対して、フローティング形式では正（桁下縁が引張り）となるが、張出し施工時における曲げモーメントについては、どちらも主桁柱頭部を仮固定するために、負がクリティカルになることも、設計上の対処事項である。

動的特性については、耐震設計上重要な意味をもつ、主桁のスウェイ振動のモードが両者にほとんど差がなく、応答値もほぼ同じ程度になるようである。

3径間連続形式の場合の、側径間長 L_s と中央径間長 L_c との比 L_s/L_c は、設計上無理な張力調整量を設定しなくても主塔に大きな曲げが生じないように、地形などの制約条件がなければ、0.5程度とすることが多い。

また、橋軸方向に可動な主桁を持つPC斜張橋では、地震による主桁の慣性力は、主に最下段の斜材を通して主塔にせん断力として伝達される。これに対して、粘性ストッパーなどを備えることにより、地震時に主桁を橋脚に固定させることができれば、主塔の負担が比較的小さくなるばかりでなく、主桁に生じる断面力も小さく抑えられる。後者の例に、ツインハープ橋がある。

多径間連続形式の模式図を 図-3.4 に示すが、国内では完成した実施例はない。しかし、このうちの連続桁形式はPC斜張橋に比べて主塔高を低くした、エクストラードードPC橋や斜版橋の場合に、有利な構造であると思われる。

3.2 主 塔

橋の設計コンセプトに、道路を利用する歩行者や車のドライバーに、橋の存在を積極的に知らせることが含まれる場合があり、これは橋面上に橋体の一部が見える、下路式アーチや斜張橋の採用理由の一つになる。PC斜張橋の主塔は、斜材を通して伝達される主桁からの力を、橋脚に伝える構造要素であるが、意匠面ではこのように橋の利用者に対して、橋自体を最も強く印象づける要素と位置づけられる。

主塔の形状は、道路の幅員構成と斜材配置形式に関連して決定され、一本柱形、独立二本柱形、H形、A形、逆Y形などがある（図-3.5）。斜材配置が二面吊りの場合、一本柱形や逆Y形の主塔の適用は特殊な例に限られ、逆に一面吊りの場合は、H形、A形、独立二本柱形主塔の適用は合理的でない。

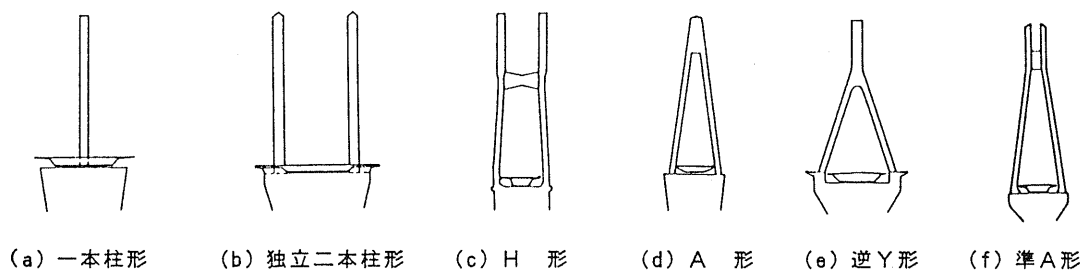


図-3.5 主塔形状

設計的には、主塔は軸方向圧縮力が卓越する部材であるため、規模が大きくなるにしたがい座屈に対する安全性の確保が重要になる。また、地震時における主桁の慣性力を、斜材を介して主塔に伝達させる構造の場合、高軸圧縮部材である主塔に、せん断力が作用して斜めひびわれが生じると、脆性的な破壊性状を示すことが考えられるため、十分なせん断補強を行う必要のある点が留意事項である。

一本柱形の例にツインハープ橋、独立二本柱形の例にミュンヘン大橋、H形の例に白屋橋、準A形の例に志摩丸山橋、そして逆Y形の例に碓氷橋などがある。

3.3 主 桁

P C斜張橋の主桁は、開断面構造と閉断面構造に大別されるが、一般に後者の方が、耐風安定性が良好とされ、架設作業車を用いた張出し施工にも適合させやすいなどの理由から、我が国では閉断面構造の箱桁が多く採用されてきた。しかし、海外では長大P C斜張橋に、剛性の小さい開断面構造の主桁がよく用いられている。主桁の剛性を小さくすることにより、主桁に生じる曲げモーメントを抑えた構造は、斜張橋として合理的であると考えられ、我が国でも、長大P C斜張橋に、開断面構造の主桁を、風洞実験を行い耐風安定性を確認したうえで、採用した実績ができてきている。

P C斜張橋に用いられる箱桁には、桁橋で通常採用される張出し床版を有する逆台形タイプのほかに、張出し床版のない逆台形タイプも採用されている(図-3.6)。幅員10m程度の橋に対しては、張出し床版を有するタイプならば1室構造が適用できるが、張出し床版のないタイプでは、一般に2室構造とならざるを得ない。箱桁は、一般に同一幅員の場合、2室構造より1室構造の方が断面積を小さくできるため、張出し床版を有する逆台形タイプの方が、軽量化が可能と考えられる。

いずれのタイプも耐風安定性を高めるために、ウエブをかなり傾斜させているのが一般的で、設計的にはせん断力の分担に対する配慮、施工的にはコンクリート打設に対する配慮などが必要となる。

張出し床版を有する逆台形箱桁の例に志摩丸山橋などの例があり、張出し床版のない逆台形箱桁の例に春田橋などがある。また開断面構造の例に唄げんか大橋などがある。

マルチケーブル方式P C斜張橋の桁高 H_g については、斜材配置間隔 D_s との比 H_g/D_s が、 $1/3 \sim 1/5$ 程度となるように設定されることが多い。

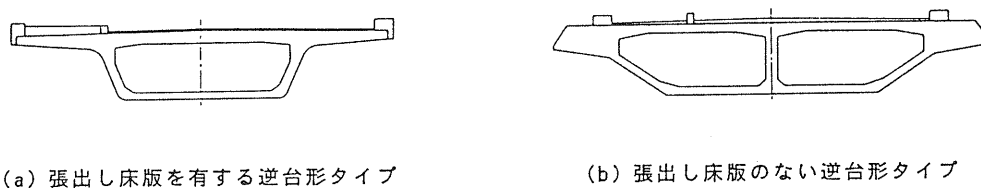
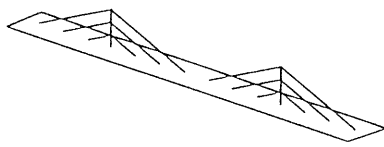


図-3.6 主桁断面形状

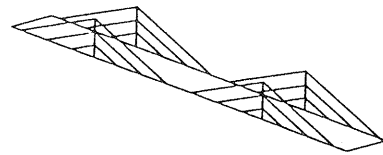
3.4 斜 材

斜材配置形式としては、斜材配置面数に一面吊り形式と二面吊り形式があり(図-3.7)、斜材配置側面形状にハープ形、ファン形、ラジアル形がある(図-3.8)。

斜材配置面数は、道路の幅員構成によって制約を受け、自由度は小さい。主桁の振りに対して、二面吊りの場合は斜材が抵抗することができるため、主桁に振り剛性の小さい開断面構造を採用することが可能であるのに対して、一面吊りの場合は、主桁を振り剛性の大きい箱桁とする必要がある。

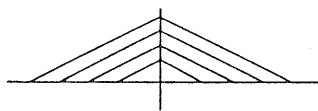


(a) 一面吊り形式

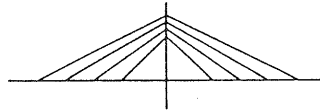


(b) 二面吊り形式

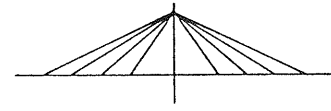
図-3.7 斜材配置面数



(a) ハープ形



(b) ファン形



(c) ラジアル形

図-3.8 斜材配置側面形状

斜材配置側面形状については、ケーブルの平均傾斜角の大きいラジアル形やファン形が、主桁を吊り上げる効率が良く合理的と考えられるが、地震時が設計上クリティカルになる橋では、水平方向の剛性の大きいハープ形が有利となる。ただし、ラジアル形は主塔頂部が若干煩雑となるため、景観的にあまり好まれない。

一面吊りハープ形式の例にツインハープ橋、二面吊りハープ形式の例に東名足柄橋、呼子大橋など、一面吊りファン形式の例に青森ベイブリッジ、二面吊りファン形式の例に唄げんか大橋、松川浦大橋などがある。

斜材配置角（傾斜角）については、最上段斜材の配置角度 α が $\tan \alpha = 0.5$ ($\alpha = 26.6^\circ$) 程度となるように設定されている例が多い。また、斜材配置間隔（主桁における斜材定着位置の間隔）は、斜材の設計張力と使用するケーブルの容量との関係、桁高、および主桁セグメント分割などが考慮され設定されている。

一方、PC斜張橋に用いられる斜材（斜張ケーブル）には、現場製作ケーブルと工場製作ケーブルがある。

現場製作ケーブルは、PC橋に通常用いられる $\phi 15.2\text{mm}$ のPC鋼より線、ケーブル保護管、疲労特性を改善したウェッジを備えた定着体、および防錆のためのグラウトから構成されるのが一般的である。ケーブル保護管としてPE（硬質ポリエチレン）管、FRP（繊維強化プラスチック）管、亜鉛めっき鋼管などを用いることができるほか、ケーブルの架設方法や緊張方法もさまざまな方法が考えられ、設計施工両面で自由度が高い。強度の高いPC鋼より線を使用し、特殊なソケットを用いない現場製作ケーブルは、大型の揚重設備を必要としないことなどもあり、比較的工費が安い。

工場製作ケーブルは、大容量タイプのものが主として鋼斜張橋に採用されてきたが、製作精度や疲労特性が良好なことから、最近では長大PC斜張橋にも用いられるようになってきた。しかし、ケーブルがかなり高価であることに加えて、架設に大規模な揚重設備が必要であるばかりでなく、運搬にも手間がかかるなどの点が課題となっている。

ケーブル素線には、一般的に $\phi 7\text{mm}$ のPC鋼線が用いられる。ケーブル保護管にはPE管が用いられ、ケーブルの防錆仕様にはグラウトタイプとノングラウトタイプがある。

PC斜張橋に用いられる工場製作ケーブルには、小容量タイプのものもある。これは、PC鋼より線にポリエチレンが直接コーティングされ、ケーブルの端部にはスリーブが圧着されており、これにネジ加工が施されている。

現場製作ケーブルの実施例に、ツインハープ橋、ミュンヘン大橋、青森ベイブリッジなどがあり、工場製作ケーブルの実施例に、東名足柄橋、碓氷橋などがある。

3.5 斜材定着構造

斜材を、主桁や主塔に定着させる構造は、斜材定着構造と呼ばれる。

主桁側斜材定着構造は、斜材配置が一面吊りか二面吊りか、また主桁が張出し床版を有するか否かによって大きくその形状が異なる。

斜材配置が二面吊りで、主桁が張出し床版を有する場合は、ブロック構造または張出し梁構造が採用される。斜材配置が二面吊りでも、主桁に張出し床版がない場合には斜材定着ブロックは小型のものとなる。斜材配置が一面吊りの場合は、主桁の外側には何も突起物は出ない。箱桁内部の隔壁に斜材が定着される。

部材に大きな引張力が直接作用する構造が、従来のコンクリート構造にはなかった特殊な構造であることや、斜張橋の全体構造系における耐荷機構を考慮して、斜材定着構造の安全率も斜材と同等にとられることが多い。このため、他の部材に比べて、補強のためのP C鋼材や鉄筋が多くなり、補強方法も特殊なものとなる。したがって、施工もかなり煩雑である。

一面吊り形式の場合の斜材定着構造では、斜材定着体の支圧板から張力の鉛直分力が、隔壁の上部に上向きに作用する。この力を隔壁の下部に伝達させるために、斜材定着体の近傍の鉛直方向と斜め方向に、吊り鋼棒を配置することにより、斜材張力を主桁全体に分布させることができる。また、この部分の鉄筋は、力の作用方向が上向きであるため、かぶせ筋とする必要がある。吊り鋼棒を配置する点以外は、隔壁全体の設計は、上床版および下床版の有効幅を考慮した一般的な梁部材として行われている。

主塔側斜材定着構造は、これまでは無垢断面の主塔に、1組2基の斜材定着体を交差させてセットする例がほとんどであったが、最近では中空断面の主塔に斜材定着体をセットした例や、サドルを用いた例など、橋の多様な設計コンセプトにマッチした構造が採用されるようになってきている。

4. P C 斜張橋の長大化

4.1 長大化の流れ

我が国におけるP C斜張橋の長大化の流れは、1988年に新綾部大橋がP C斜張橋としてはじめて径間長 100mを超えたことに始まる。この橋は、斜張橋桁橋混合形式のP C斜張橋としては現在でも最大であるとともに、張出し工法と押し出し工法を併用して建設された、唯一のP C斜張橋でもある。

1989年には、呼子大橋が、当時コンクリート橋として最大であった浜名大橋の径間長 240mを超える、径間長 250mを達成している。

1990年には、単径間P C斜張橋として最大の上妻橋と、2径間連続P C斜張橋として当時最大径間長であった白屋橋が完成している。これらの橋は、長大P C斜張橋の経済的な建設に有利な、大容量現場製作ケーブルを採用している点に特徴がある。

1991年には、高速道路のP C斜張橋としてはじめての東名足柄橋、一面吊り形式として当時最大のツインハープ橋、当時世界最大の斜張橋であった複合構造の生口橋が完成している。東名足柄橋は、巨大地震が想定される地域に建設されたことが特徴の一つとなっており、その耐震安全性が綿密に照査されている。ツインハープ橋では、一本柱形式の主塔と一面吊り形式の斜材配置の組合せが、本格的なP C斜張橋ではじめて採用された。

1992年には、橋梁規模として最大のP C斜張橋である、青森ベイブリッジが完成している。この橋では、大規模な地中連続壁基礎が採用されていること、および主塔に設計基準強度 600kgf/cm^2 の高強度コンクリートが、はじめて採用されたことなどが特徴となっている。

これまでのP C斜張橋の長大化の流れでは、その架橋地点が、河川、溪谷、高速道路上、海上、港湾など、さまざま

まであり、PC斜張橋が多様な架橋条件に適合させやすい形式であることが示されている。主桁は、いずれも架設作業車を用いた張出し工法により施工されており、PC斜張橋が張出し工法を適用させやすい形式であったことから、今日の発展をみたともいえる。

4.2 最近の実施例

4.2.1 十勝大橋

(1) 特 徴

十勝大橋は、橋長 501m、中央径間長 251m、全幅 32.8m、橋面積 16,433m²を有する、我が国最大規模のPC斜張橋である(写真-4.1)。全体構造形式は、連続箱桁形式の主桁、一本柱形式の主塔、および一面吊りハープ形式の斜材配置の組合せである。この形式の実績としては、旭川のツインハープ橋(最大径間長 140m)があり、積雪および除雪対策を考慮する必要のある北海道におけるこの形式の評価が、確立しつつあるものと考えられる。

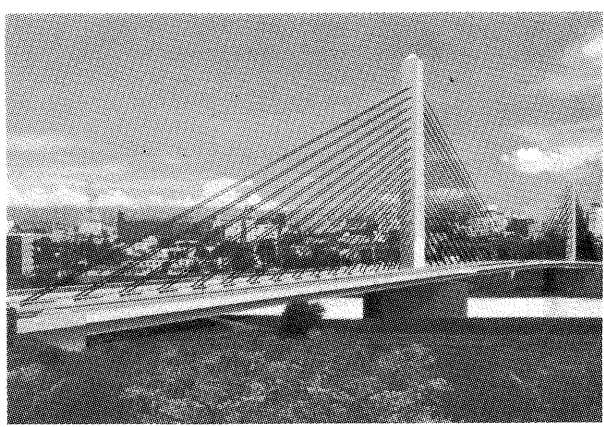


写真-4.1 十勝大橋 パース
(写真提供：北海道開発局)

(2) 計画の経緯

現十勝大橋は、1941年(昭和16年)に架けられた、橋長 369m、幅員 18mの鉄筋コンクリートゲルバー桁橋であるが、十勝川改修工事実施基本計画に基づく計画高水量の変更にともない、PC斜張橋に架け換えられることになったものである。

(3) 構 造

十勝大橋は、一面吊り形式の3径間連続PC斜張橋である。中央径間長Lcが 251m、側径間長Lsが 125mであり、側径間と中央径間との比Ls/Lcは、0.498とバランスの良い値となっている。全幅は 32.8mあり、これはPC斜張橋としては我が国最大である。主桁は、橋脚上および橋台上で支承により鉛直方向に支持されるが、水平方向には可動構造となっている。主塔は、主桁柱頭部の開口部を貫いて橋脚と剛結されている。主橋脚の基礎形式は、ニューマチックケーソン工法による直接基礎である。橋梁諸元を表-4.1に、一般図を図-4.1に示す。

主桁は、4室箱桁構造であり、コンクリートの設計基準強度は 400kgf/cm²である。桁高Hgは 2.730m、標準部の斜材配置間隔Dsは 7.0mであり、桁高と斜材配置間隔の比Hg/Dsは、1/2.56である。主桁の平均部材厚Vg/Ag(主桁、隔壁、定着部など、設計基準強度 400kgf/cm²の部分のコンクリート体積Vgを、全幅計算の橋面積Agで除した値)は 0.86m³/m²である。

主桁に配置される主鋼材は、SBPR 930/1180 φ32である。中央径間の中央部には、橋軸直角方向地震時において、コンクリートの引張強度を超える引張応力がウェブに生じないように、エポキシ塗装PC鋼より線(9S15.2)の外ケーブルが配置され、プレストレスが与えられている。

主塔は、矩形断面であり、斜材緊張のための切欠きが設けられている。コンクリートは、主塔が地震時に大きな断

表-4.1 十勝大橋 橋梁諸元

事業主体	北海道開発局
橋種	プレストレストコンクリート道路橋
橋格	1等橋
構造形式	3径間連続PC斜張橋
主桁形式	4室PC箱桁
主塔形式	一本柱形RC構造
斜材形式	ハープ形一面吊り
橋長	501.0m
支間	124.1+251.0+124.1m
塔高	67.2m
幅員	32.8m (有効幅員：26.0m)

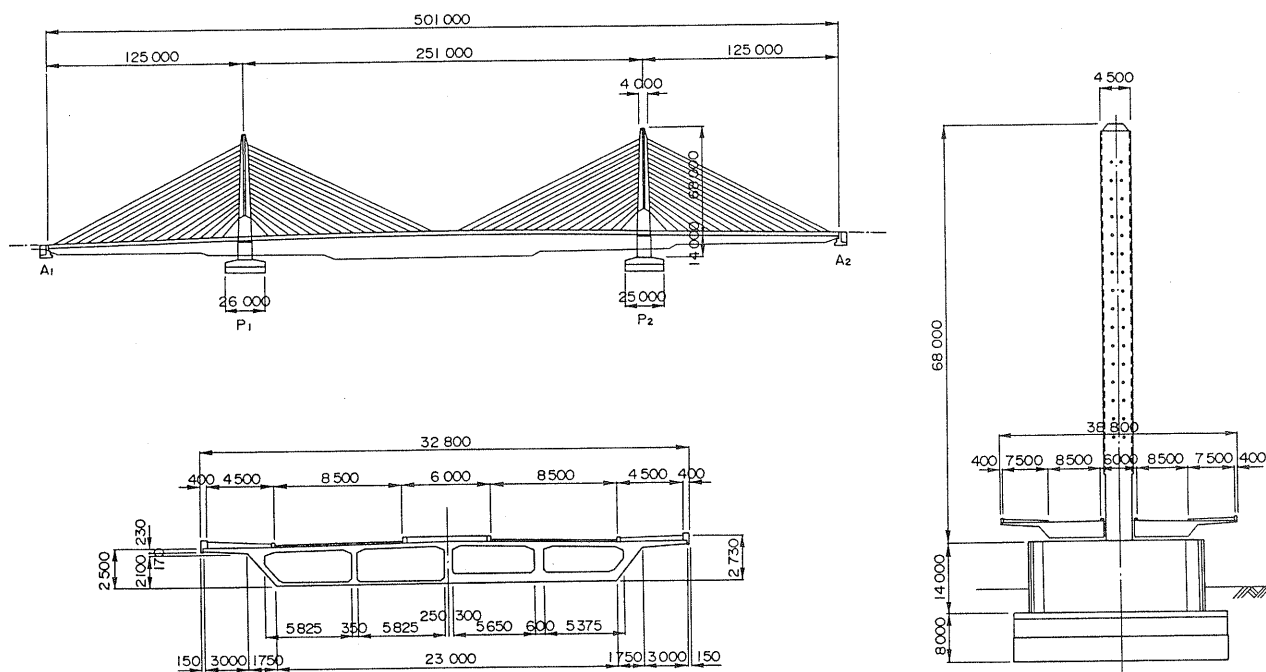


図-4.1 十勝大橋一般図

面力をうけるため、設計基準強度 500kgf/cm^2 のものが用いられている。

斜材は、フレシナーHシステムであり、 $\phi 15.2\text{mm}$ のストランド 61本用のユニット（最大容量 1623tf ）が用いられている。斜材配置は一面吊りハーブ形式が採用されている。斜材配置角度 α は 25.7° ($\tan \alpha = 0.48$) と一般的な値であり、1段の斜材は2本の斜張ケーブルで構成されている。2本のケーブルは中心間隔 1.500m 、および 2.900m で並列配置されている。斜材保護管は外径 200mm の硬質ポリエチレン管であり、セメントグラウトが注入される。

橋脚および橋台には、4基ずつ計16基の密閉ゴム支承板支承(BP・B)が設けられているほか、橋軸直角方向に対して水平支承が設けられている。

(4) 構造設計

主桁の設計は、基本的には平面骨組解析により行われているが、この橋が広幅員の一面吊り構造であることから、3次元立体FEM解析を行い、設計方針が決定されている。

すなわち、設計においては、斜材張力の水平分力が、主桁に均等な軸力として伝達される断面は、着目する斜材から3斜材手前（主塔寄り）の位置としている。また、架設系では、全断面に均等な応力状態になる断面は、完成系とほぼ同様であるが、床版張出し部に斜材張力が有効に伝達されないことから、張出し部にも主鋼棒を配置しプレストレスを導入することとしている。

せん断に対する検討については、設計では平面骨組解析で算出したせん断力に、中央ウェブと中ウェブには 1.60 、外ウェブには 1.00 の割増係数を乗じることとしている。

斜材の活荷重による変動応力の最大値は、 19.6kgf/mm^2 と比較的大きめの値となっている。

橋軸方向の1次振動数は 3.665Hz 、たわみ1次振動数は 1.442Hz である。地震時における主桁の水平移動量は動的解析によると 20.7cm となっている。

主桁側斜材定着構造の隔壁の設計に用いる有効幅は、道路橋示方書によるほか、FEM解析により得られた値を採用している。

耐風安定性の確認のために、主桁の部分模型による風洞実験も行われている。

(5) 斜材定着構造の模型実験

一面吊り形式PC斜張橋の主桁側斜材定着構造の耐荷力に関する資料としては、これまで3室箱桁については模型実験が実施され、その結果が設計に反映されていた。しかし、この橋の主桁は4室箱桁であり、中央のウェブをはさんで2本の斜張ケーブルが隔壁に定着されており、既往の研究成果からこの斜材定着構造の耐荷力を評価することが困難と想定されたため、主桁側斜材定着構造の模型載荷実験が行われた。この結果、斜材定着構造の耐荷力が斜張ケーブルの規格引張荷重の約2.1倍であること、破壊モードは、斜材定着ブロック全体が回転しながら上方に押し抜けるようなモードであること、などが確認されている。

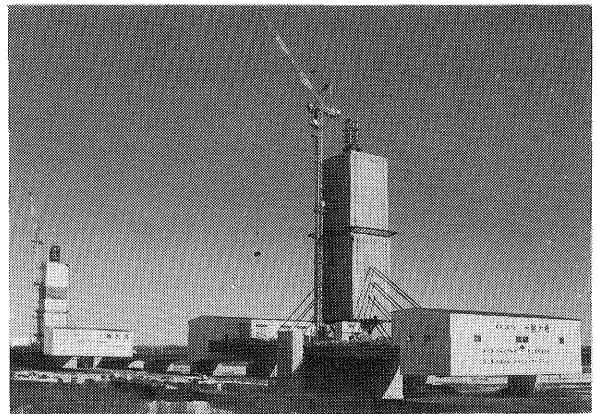


写真-4.2 十勝大橋現況

(6) 施 工

施工は、1991～92年度にP₁、P₂橋脚下部工、1992年度にA₁、A₂橋台の施工とともに、上部工の施工に入っている。主桁は、架設作業車を用いた張出し工法、主塔は総足場工法で、それぞれ施工されている。

1993年12月末現在、P₁部上部工については、主塔が第15リフト（高さ49.9m）まで、主桁が全16段の斜材のうち8段までの張出し施工が完了し、P₂部については、主塔が第14リフト（高さ46.9m）まで、主桁が斜材4段までの施工が完了している（写真-4.2）。そして、1994年度には橋体が完成する予定となっている。

4.2.2 唄げんか大橋（事業名：南田原1号橋）

(1) 特 徴

唄げんか大橋は、中央径間長170.0mに対して側径間長が61.05mと短いことから、中央径間側の主桁が軽量化のために、2主箱桁構造となっており、この形式のPC斜張橋としては我が国最大規模である（写真-4.3）。

これまで、開断面構造の主桁は、耐風安定性上不利であるとされ、長大PC斜張橋には採用されていなかったが、この橋では風洞実験を実施することによりこの課題を解決し、アンバランスな構造特性を改善することを主眼に、積極的に開断面構造の主桁を採用している。

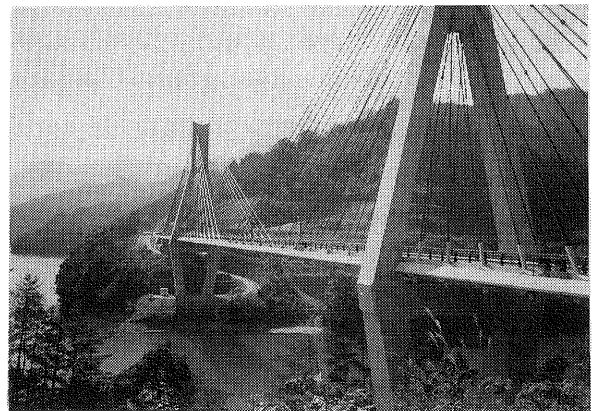


写真-4.3 唄げんか大橋

(2) 計画の経緯

一般国道326号は、宮崎県延岡市を起点として、大分県大野郡犬飼町に至る延長84kmの、一般地方道から昇格した国道であり、この地域の基盤整備と道路交通の安全確保を目的として、整備が急がれていた。一般国道326号が、大分県南海部郡宇目町に位置する北川ダムを横断する地点に、湖面橋が建設されることになったが、この橋はリゾート開発計画地内に位置することもあり、経済性のみならず景観的にも優れたPC斜張橋が選定されたものである。

(3) 構 造

唄げんか大橋は、二面吊り形式の3径間連続PC斜張橋であるが、主桁が開断面の2主箱桁構造となっている。こ

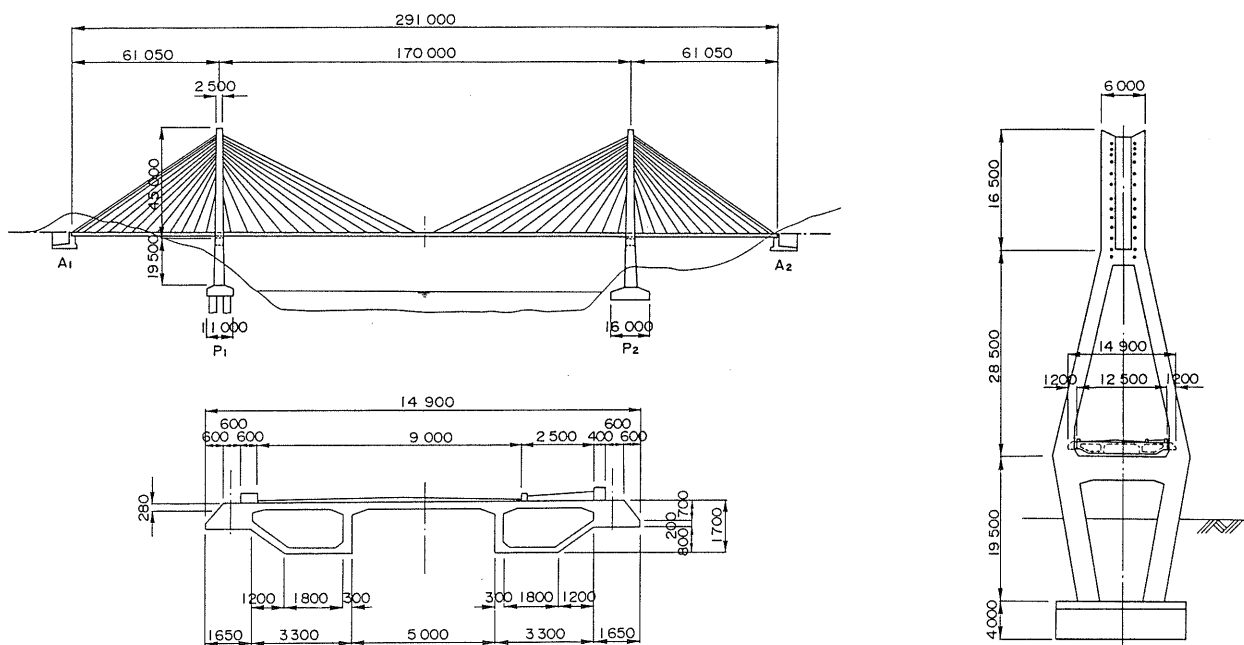


図-4.2 唄げんか大橋一般図

の主桁構造は、全体構造が、中央径間長 L_c が170.0m、側径間長 L_s が61.05mで、側径間と中央径間との比 L_s/L_c が、0.36であり、この径間割りのアンバランスさが全体構造の特性に与える影響を軽減する目的で、中央径間側を軽くする必要から、中央径間を2主箱桁としたものであり、逆に重くする必要のある側径間側が2主ホロー桁となっている。主桁は、橋台上では可動支承により支持されているが、橋脚上では支承で支持しないフローティング構造となっている。橋台形式は、逆T形式であるが、橋台に作用する負反力に対処するために鉛直PC鋼材が配置されるとともに、落橋防止装置として、主桁端部から突出させたH鋼がパラペットの開口部に収まる構造となっている。主橋脚の基礎形式は、 P_1 が深礎、 P_2 が直接基礎である。

橋梁諸元を表-4.2に、一般図を図-4.2に示す。

主桁は、上記のように中央径間側が2主箱桁、側径間側が2主ホロー桁であるが、これらの断面積の比は0.7となっている。桁高 H_g は1.700m、標準部における斜材配置間隔 D_s は7.0mであり、桁高と斜材配置間隔の比 H_g/D_s は、1/4.12である。コンクリートの設計基準強度は 400kgf/cm^2 である。主桁の平均部材厚 V_g/Ag は、 $0.86\text{m}^3/\text{m}^2$ である。主桁に配置される主鋼材は、SBPR 930/1180 $\phi 32$ である。

主塔は、逆Y形であり、コンクリートの設計基準強度は 400kgf/cm^2 である。

斜材は、SEEE F-PHケーブルであり、ユニットとしてはF270、F310、F360が用いられている。1本の斜材は、2～3本のケーブルが金具で束ねられたものである。斜材配置は二面吊りファン形式が採用されているが、逆Y形主塔と二面吊り形式斜材配置の組合せは、特徴的である。中央径間側最上段斜材の配置角度 α は 27° ($\tan \alpha = 0.5$)であり、一般的な値となっている。また、側径間側の斜材配置段数は、中央径間側より1段多くなっている。

表-4.2 唄げんか大橋 橋梁諸元

事業主体	建設省
橋種	プレストレストコンクリート道路橋
橋格	1等橋
構造形式	3径間連続PC斜張橋
主桁形式	2主PC箱桁
主塔形式	逆Y形RC構造
斜材形式	ファン形2面吊り
橋長	292.1m
支間	60.0+170.0+60.0m
塔高	45.0m
幅員	14.9m (有効幅員: 11.5m)

(4) 構造設計

設計は、平面骨組解析により行われている。斜材張力は、張出し施工時において主桁の断面力が連続桁状態になるように導入されているが、完成系において主塔に生じるアンバランスモーメントをできるだけ小さくするように、中央径間側より1段多い側径間側の各斜材の張力が、調整されている。斜材の変動応力の最大値は、 10.2kgf/mm^2 （活荷重全載）である。斜材張力の、斜材の引張強さに対する安全率は2.5としている。

動的特性としては、橋軸方向の1次モードであるスウェイ振動の固有振動数が 0.22Hz （4.53秒）、橋軸直角方向1次モードの振動数が 1.03Hz （0.98秒）である。地震時における主桁端部橋軸方向変位は18.0cmである。

(5) 風洞実験

この橋の主桁断面は、非常に偏平な開断面構造であり、偏平断面に特有な各種のフラッターが発現することが懸念されたため、1/30縮尺模型を用いた風洞実験が行われた。この結果、実橋に換算して風速 80m/sec 以下の範囲であれば、基本主桁断面は耐フラッター特性を示すことが確認されている。また、実橋においても現在、風速および橋体の振動の計測が行われている。

(6) 施工

施工は、1991年3月に主塔の施工に着手し、主塔を完成させてから、主桁の施工を開始した。そして1992年12月橋体が完成し、1993年7月に供用が開始されている。

主塔は総足場工法により施工された。主桁は、柱頭部を仮固定してから、架設作業車を用いた張出し工法により施工された。

複数本のケーブルが束ねられた斜材の緊張は、緊張ジャッキにアダプタープレート、1次テンションロッドおよびラムチェアーが取り付けられ、さらにアダプタープレートに複数の2次テンションロッドがセットされており、これにより、一括して緊張できるようになっている。緊張作業は、主塔が逆Y形であり、緊張ジャッキのセットが主塔側では困難であったことから、主桁側から行われている。

4.2.3 伊唐島大橋（仮称）

(1) 特徴

伊唐島大橋は、コンクリート橋として我が国最大の径間長260mを有するPC斜張橋である（写真-4.4）。全体構造形式は、フローティング形式の主桁支持形式、ハープ形二面吊りタイプの斜材配置形式、張出し床版のない二室箱桁の主桁断面形状の組合せである。これは、建設時点で我が国最大の径間長250mを有していた呼子大橋と同一のタイプであり、長大PC斜張橋における基本形の一つとして認められつつあるものと考えられる。

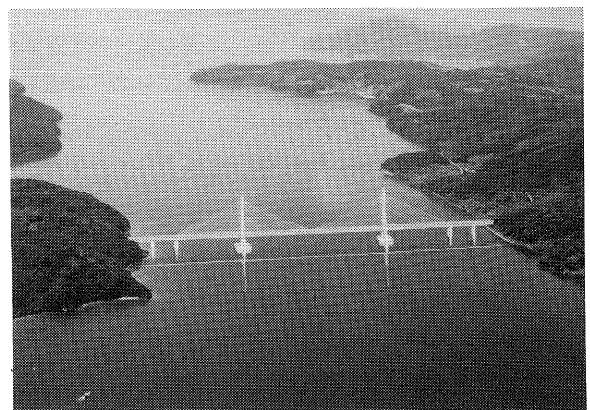


写真-4.4 伊唐島大橋パース
（写真提供：鹿児島県）

(2) 計画の経緯

鹿児島県出水郡東町の伊唐島では、黒之瀬戸大橋や天草五橋の建設以来、1970年代の中頃から伊唐島島民から架橋に対する要望が持ち上がっており、1990年に着工のはこびとなったものである。伊唐島大橋の建設は、地域農業の振興と活性化に寄与するもので、鹿児島県の大プロジェクトとして位置づけられている。

橋梁形式の選定にあたっては、経済性や施工性は勿論のこと、架橋地点が雲仙天草国立公園内に位置するため、景

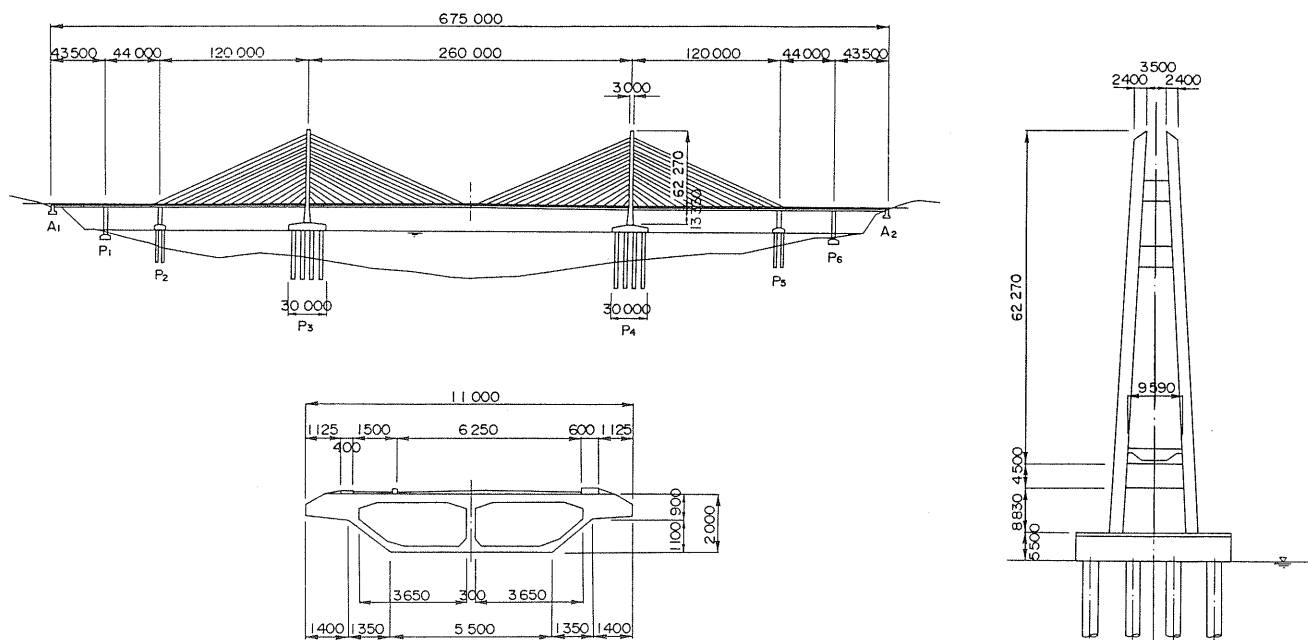


図-4.3 伊唐島大橋一般図

観について配慮がなされている。また、この橋が農道橋であり、建設後の維持管理は町が行うことになることから、維持管理費の少なさなどについても考慮され、PC斜張橋が採用されている。

(3) 構造

伊唐島大橋は、二面吊り形式の5径間連続PC斜張橋である。全体構造系を5径間連続形式とした理由は、この形式の方が3径間連続形式よりも、主桁の変形や斜材の応力振幅を抑えることができるからとされている。中央径間長が260.0m、側径間長が120.0mであり、側径間と中央径間との比 L_s/L_c は0.46となっている。

主桁は、主橋脚上では支承で支持しないフローティング構造となっている。ただし、橋軸直角方向に対しては水平支承が設けられている。主塔はH形である。主橋部橋脚の基礎形式は、架橋地点付近に養殖場があることから海水汚濁の防止に配慮し、多柱式杭基礎が採用されている。

橋梁諸元を表-4.3に、一般図を図-4.3に示す。

主桁は、2室箱桁構造であり、コンクリートの設計基準強度は 400kgf/cm^2 である。桁高 H_g は2.0mである。標準部の斜材配置間隔 D_s は8.0mであり、桁高と斜材配置間隔の比 H_g/D_s は $1/4.00$ である。主桁の平均部材厚 V_g/A_g は $0.77\text{m}^3/\text{m}^2$ である。主桁に配置される主鋼材は、SBPR 930/1180 $\phi 32$ である。

主塔のコンクリートの設計基準強度は 400kgf/cm^2 である。

斜材は、SEBE F-PH ケーブル（最大容量 500tf）であり、1本の斜材は並列配置された2本のケーブルで構成されている。斜材配置は、二面吊りハープ形式が採用されている。最上段斜材の配置角度 α は 24.0° ($\tan \alpha = 0.45$)と、PC斜張橋としては若干小さめな値となっている。

耐震固定装置として、橋脚上に主桁との過度な相対変位を抑える目的で、移動制限ブロックが設けられている。

表-4.3 伊唐島大橋 橋梁諸元

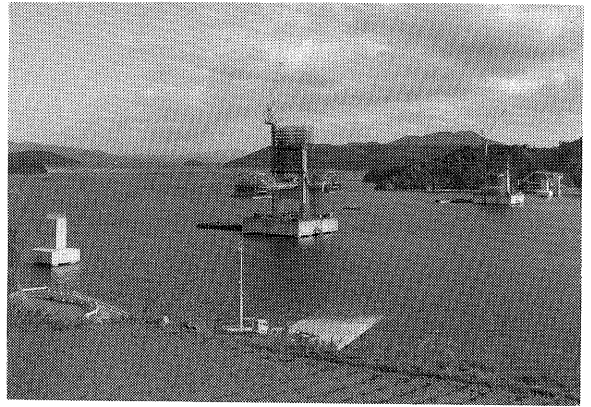
事業主体	鹿児島県
橋種	プレストレストコンクリート道路橋
橋格	2等橋
構造形式	5径間連続PC斜張橋
主桁形式	2室PC箱桁
主塔形式	H形RC構造
斜材形式	ハープ形2面吊り
橋長	588.2m
支間	44.1+120.0+260.0+120.0+44.1m
塔高	62.270m
幅員	11.0m（有効幅員：7.750m）

(4) 構造設計

設計は、微小変形理論に基づき平面骨組解析により行われている。斜材の変動応力の最大値は、 24kgf/mm^2 （活荷重全載）と、比較的大きめの値である。

耐震設計は、静的解析に基づいて行われているが、動的解析による照査も行われている。動的解析としては、立体骨組モデルで、応答スペクトル解析および時刻歴応答解析が行われている。動的特性としては、橋軸水平方向の1次振動数が 0.30Hz （3.33秒）、たわみ1次振動数が 0.36Hz （2.78秒）である。地震時における主桁端部橋軸方向変位は動的解析によると 9.1cm となっている。地震応答解析の結果は、静的解析に比べて特に大きな応答値はでていない。

塩害に対しては、かぶりの増加で対処している。



写真－4.5 伊唐島大橋現況

(5) 風洞実験

この橋では、基本構造系が決定された後、実験式による概略の耐風性検討が行われ、部分模型および全体模型による風洞実験を行うことにより最終的な評価が行われている。部分模型実験では、仮定断面による予備実験に基づき耐風安定性を改善した、最終断面により実験が行われた。この結果、小振幅の渦励振が生じたが、問題にならないと判断されている。全体模型実験では、張出し施工時の耐風安定性について検討されている。ここでは、一様流中で渦励振が生じる結果となったが、小振幅であり、乱流中では消滅すると想定される程度であることから、問題ないと判断されている。

(6) 施工

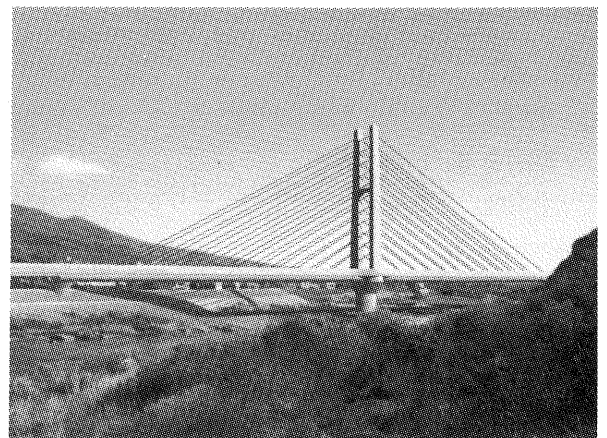
工事は1990年に着工し、1991年8月に多柱式基礎の杭工事に着手している。上部工については、1993年2月に P_3 主塔、1993年5月に P_4 主塔の施工がそれぞれ始まっている。主塔は総足場工法で、主桁は、柱頭部を仮固定してから、架設作業車を用いた張出し工法により、それぞれ施工されている。1993年12月末現在、 P_3 部主桁については、全16段の斜材のうち3段までの張出し施工が完了し、 P_4 については、主桁柱頭部の施工を終え、架設作業車を組み立てた段階である（写真-4.5）。

供用開始は1996年度の予定となっている。

4.2.4 第2千曲川橋梁

(1) 特徴

第2千曲川橋梁は、径間長 135m を有する2径間連続PC斜張橋であるが、鉄道橋のマルチケーブル方式PC斜張橋としては、我が国では初めての橋である（写真-4.6）。鉄道橋として我が国では初めてのPC斜張橋は、1979年に建設された小本川橋梁（最大径間長 85.0m ）であるが、この橋の斜材はPC斜材であり、一般的なPC斜張橋とは構造特性が異なっている。また、大きな曲面で構成された主桁の造形は、第2千曲川橋梁の大きな特徴となっている。



写真－4.6 第2千曲川橋梁パース
（写真提供：日本鉄道建設公団）

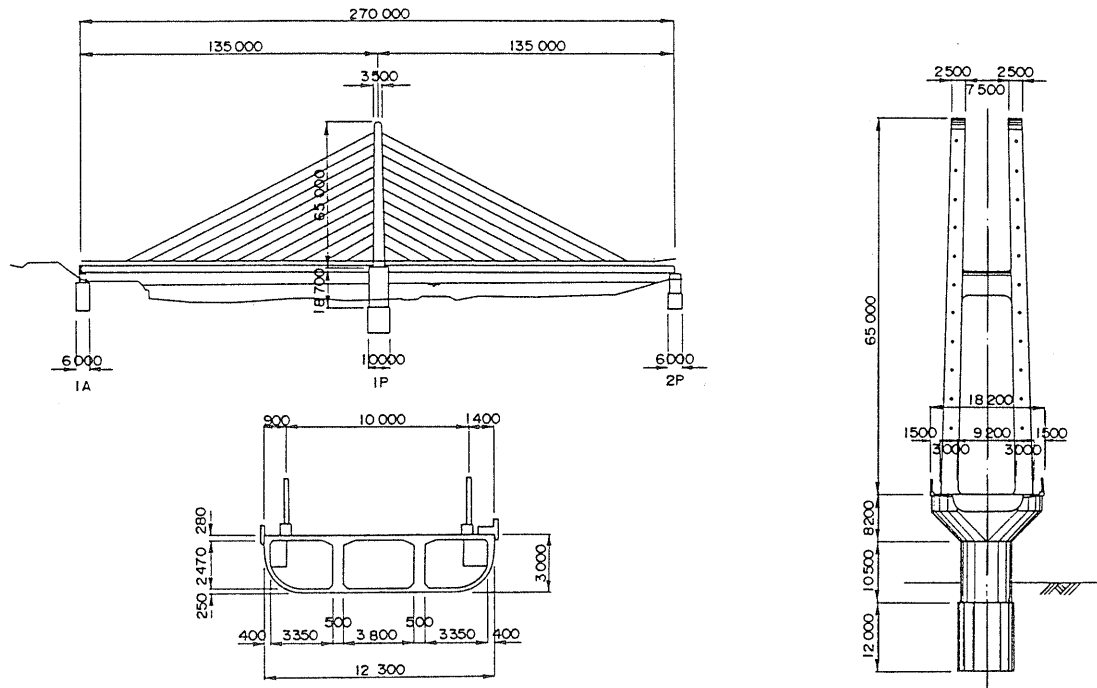


図-4.4 第2千曲川橋梁一般図

(2) 計画の経緯

北陸新幹線高崎～軽井沢は1989年6月に、軽井沢～長野は1991年8月に、フル規格新幹線として工事実施計画の認可を受け、建設が始まっている。

第2千曲川橋梁は、北陸新幹線が長野県上田市において千曲川を渡る地点に計画された橋である。

橋梁選定においては、河川条件および河川との交差角の関係から径間長を135m程度とすること、縦断線形から低い桁高とすること、架橋地点付近が人家密集地であることから騒音振動の少ないことなどが考慮され、PC斜張橋が採用されている。

表-4.4 第2千曲川橋梁 橋梁諸元

事業主体	日本鉄道建設公団
橋種	プレストレストコンクリート鉄道橋
構造形式	2径間連続PC斜張橋
主桁形式	3室PC箱桁
主塔形式	H形SRC構造
斜材形式	ハープ形2面吊り
橋長	270.0m
支間	133.9+133.9m
塔高	65.0m
幅員	12.3m

(3) 構造

主桁および主塔は、橋脚と剛結されている。主橋脚の基礎形式は、大口径深礎基礎である。橋梁諸元を表-4.4に、一般図を図-4.4に示す。

主桁は、3室箱桁構造であり、コンクリートの設計基準強度は 400kgf/cm^2 である。桁高 H_g は3.000m、標準部の斜材配置間隔 D_s は10.0mであり、桁高と斜材配置間隔の比 H_g/D_s は、 $1/3.33$ である。主桁の外形は美観が考慮され大きな曲面($R=2.0\text{m}$)となっている。主桁の平均部材厚 V_g/Ag は、 $0.98\text{m}^3/\text{m}^2$ と大きめの値である。主桁に配置される主鋼材は、SBPR 930/1180 $\phi 32$ 、およびSWPR 7B 12S15.2である。

主塔はH形であり、コンクリートの設計基準強度は 400kgf/cm^2 である。斜材は、ロングラウトタイプのHiAmアンカーケーブルであり、最大ケーブル容量は1483tfである。斜材配置は二面吊りハープ形式が採用されている。斜材配置角度 α は 26.7° ($\tan \alpha = 0.50$)と、道路橋のPC斜張橋と同程度の値となっている。

主桁側の斜材定着構造は、円弧(曲面)ウェブの内側に突起が取り付けられた構造となっている。

(4) 構造設計

この橋の設計は、基礎構造を除いて、鉄道構造物等設計標準・同解説に従って限界状態設計法により行われている。設計耐用年数は100年としており、疲労寿命は $N=438$ 万回と設定されている。

設計にあたり検討された項目に、衝撃およびたわみの問題がある。衝撃係数については、列車最高速度 260km/h、橋の固有振動数 0.572Hzにより、設計衝撃係数 $i=0.522$ と設定している。これを、動的相互作用解析を行い照査した結果、主桁のたわみの衝撃率は 0.42、主桁径間中央の曲げモーメントの衝撃率は 0.22、斜材の衝撃率は 0.19と、設計衝撃係数より小さな値が得られている。主桁のたわみについては、設計では許容値を $L/2000$ としているが、列車走行シミュレーション解析を行い、乗り心地や走行安全性についても検討が行われている。

列車荷重（複線載荷）による斜材の変動応力の最大値は、 18.8kgf/mm^2 となっている。

耐震設計は、震度法によっており、設計想定地震に対して必要な耐力および靱性が確保されるように検討されている。また、地震時における列車の走行安全性の確保を目的として、中程度の地震に対して、構造物のレールレベルでの不同変位量（角折れ、目違い）について検討されている。また、動的解析による照査も行われている。

主桁のせん断に対する検討については、FEM解析結果に基づき、設計では平面解析で算出したせん断力に対する円弧ウェブの分担率を1ウェブあたり 22%、中ウェブの分担率を1ウェブあたり 50%としている。

主桁側斜材定着構造の設計では、FEM解析により照査が行われている。

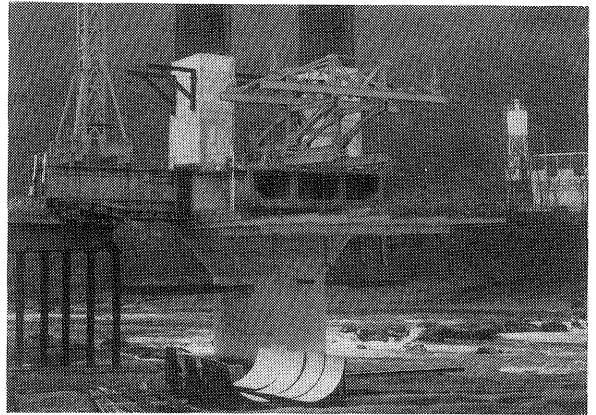


写真-4.7 第2千曲川橋梁現況

(5) 景観設計

この橋の景観設計では、斜張橋のみでなく、前後の構造物との連続性や、防音壁、電車線柱などを含めて検討が行われている。特に主桁の外形は大きな曲面で構成され、非常に斬新な造形になっている。また、下部構造物についても、河川構築物との調和を図るように検討されている。

(6) 施工

施工は、1992年9月に下部工に着手している。1993年4月から上部工の施工に入り、1993年12月末現在、主塔が第2リフト（高さ9m）、主桁は柱頭部の施工が完了し、架設作業車の組立てを行っているところである（写真-4.7）。

4.3 複合斜張橋

4.3.1 複合斜張橋の概要

複合斜張橋は、合成構造斜張橋と混合構造斜張橋の総称と考えられる。合成構造は部材断面が異種材料の組合せによって構成され、混合構造は異種材料の構造要素を組み合わせる一つの構造システムとするものである。

合成構造斜張橋としては、主桁や主塔を鋼管コンクリート構造としたものが見られるが、我が国では小規模な斜張橋の実績にとどまっている。これに対して、混合構造斜張橋は生口橋（写真-4.8）で本格的に採用され、斜張橋の長大化に向けての合理的構造として認められた。

4.3.2 生口橋

(1) 特 徴

生口橋は、二面吊り形式の3径間連続複合斜張橋であり、その中央径間長 490mは、完成時点では斜張橋として世界最大のものであった。しかし、現時点における世界最大の斜張橋は、ノルウェイのPC斜張橋、Skarnsundet橋で、その中央径間長は 530mである。

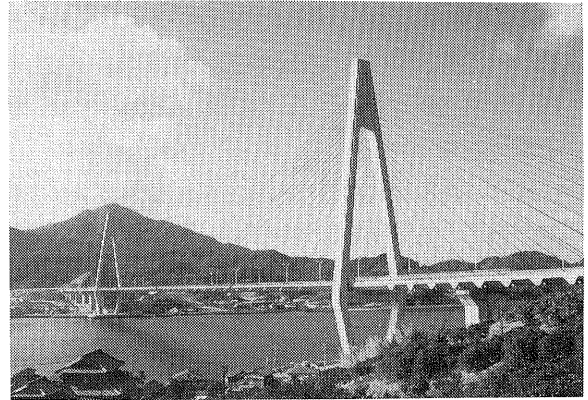


写真 - 4. 8 生 口 橋

(2) 計画の経緯

生口橋は、西瀬戸自動車道が因島から生口島へ渡る地点に計画された橋である。この橋は、当初は橋長 905m、最大径間長 250mの8径間連続有ヒンジラーメン橋として計画されていたが、その後の自然条件調査や社会条件、技術開発の見通しなどを踏まえ、橋梁形式は、海峡を1径間で渡る、吊橋もしくは斜張橋に絞られた。その後、設計検討が行われ、経済性に優る斜張橋が選定されたが、中央径間長 490mに対して側径間長が 150mと短いことから、中央径間部を鋼構造、側径間部をPC構造とすることにより、側径間主桁にカウンターウェイトとしての機能をもたせ、全体構造系におけるバランスをとる案が採用されたものである。

(3) 構 造

中央径間長 490.0mに対して側径間長が 150.0mであり、側径間と中央径間との比 L_s/L_c が 0.31と、かなり小さくなっている。主桁は、端部および中間橋脚上でゴム支承により支持されており、地震時水平力は各橋脚に分散される。基礎形式は、すべて杭基礎である。橋梁諸元を表-4.5に、一般図を図-4.5に、それぞれ示す。

主桁は、中央径間が鋼2主箱桁、側径間がPC4室箱桁である。これら鋼桁とPC桁の接合部は、主塔中心位置より 2650mm中央径間側に出たところに設定されている。PC桁のコンクリート設計基準強度は 400kgf/cm^2 である。桁高 H_g は 2.700m、鋼桁部の斜材配置間隔 D_s は 16.0mであり、桁高と斜材配置間隔の比 H_g/D_s は 1/5.93である。主桁断面形状は、船舶レーダーの偽像防止の観点、および風洞実験結果から、斜ウェブの傾斜角が 25° と設定されている。PC桁は、カウンターウェイトとしての機能も有することから、平均部材厚 V_g/A_g は $1.10\text{m}^3/\text{m}^2$ と大きめの値となっている。主桁に配置されている主鋼材は、SBPR 930/1180 $\phi 32$ である。

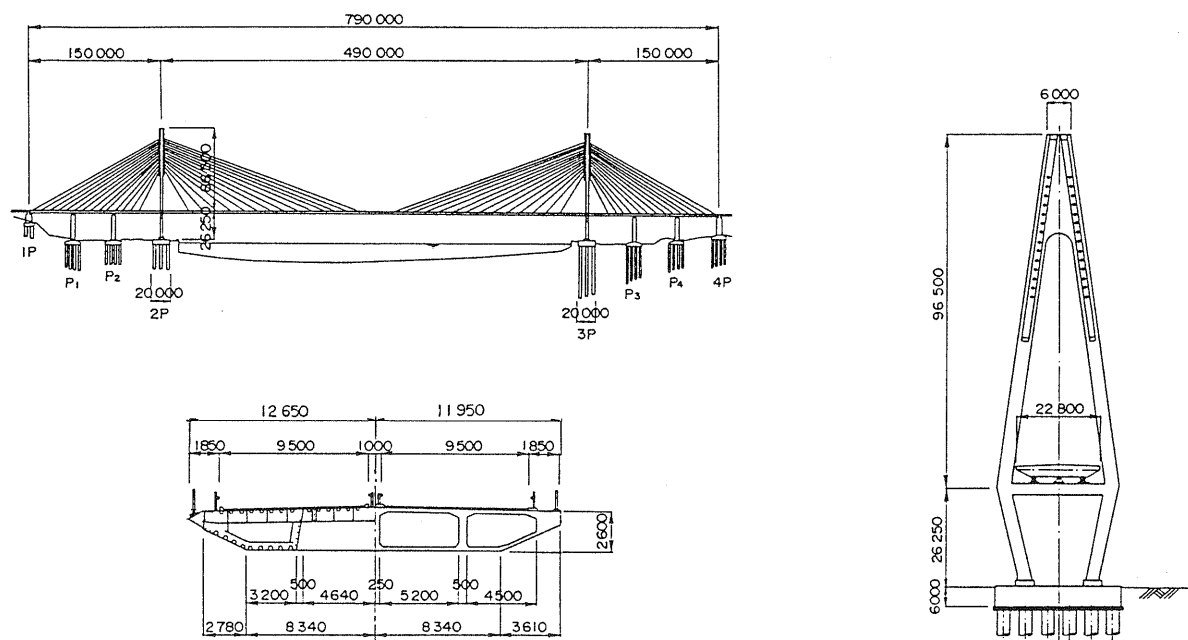
接合部の形式は、鋼セルにコンクリートを充填した中詰めコンクリート形式である。各セル鋼板にはコンクリートとの接合効果を高めるために、ずれ止めを設け、各セル中央部には中詰めコンクリートに引張応力が生じないようにPC鋼棒が配置されている。

主塔は、鋼製のA形であり、基部が絞りとこまれている。断面寸法は、エレベータスペース、ダイヤフラムおよび斜材定着構造などを考慮した最小寸法となっている。

斜材は、HiAmアンカーケーブルおよびNew PWSであり、ノングラウトタイプのものである。最大のユニットは、 $\phi 7\text{mm}$ の亜鉛メッキ鋼線を241本束ねたもので、ケーブル容量は 1483tfとなっている。中央径間側最上段斜材の配置角度 α は 27.7° ($\tan \alpha = 0.53$) と、一般的なPC斜張橋と同程度の値である。

(4) 構造設計

静的解析は、微小変形理論に基づく骨組構造解析によっている。斜材の変動応力の最大値は、活荷重全載荷に対して 19kgf/mm^2 程度と、橋梁規模の割にそれほど大きな値とはなっていない。



図－4.5 生口橋一般図

動的解析は、本四上部構造耐震基準に準拠した加速度応答スペクトル法によっている。解析モデルは、静的解析には全橋平面モデルおよび全橋立体モデル、動的解析には下部構造を含む全橋立体モデルが用いられている。

中央径間の鋼桁は、側径間のPC桁に比べて剛性が小さいため、斜材の調整力により容易に断面力の改善が可能であるが、側径間のPC桁はアンカーとして働き、断面力の改善は困難であった。このため、斜材調整力の設定は、①死荷重作用時において、主塔に曲げモーメントを生じさせない、②鋼桁の曲げモーメント分布を死荷重作用時において平滑化させる、③各斜材の張力を平均化し、ケーブルの種類を少なくする、④接合部の断面力をできるだけ小さくする、などの点に着目して行われた。

表－4.5 生口橋 橋梁諸元

事業主体	本州四国連絡橋公団
橋種	複合構造道路橋
橋格	1等橋
構造形式	3径間連続複合斜張橋
主桁形式	4室PC箱桁，[2主鋼箱桁]
主塔形式	A形鋼構造
斜材形式	ファン形2面吊り
橋長	795.8m
支間	150.0+490.0+150.0m
塔高	96.5m
幅員	23.9m（有効幅員：18.0m） [25.3m（有効幅員：18.0m）]

(5) 景観設計

この橋は、多島海景観の中に位置しており、架橋後は橋が周辺景観をリードし、その視覚的印象が景観全体の印象を支配することが考慮され、構造景観に関して検討が行われている。

主塔については、当初上部に水平材を設けるように計画されていたが、構造特性や経済性を検討したうえで、景観を考慮し、水平材のない構造が採用されている。また、現場継手以外の製作ブロック間の継手は、美観の向上を図るため溶接継手とし、溶接ビードを平滑に仕上げることにした。

主桁については、水平方向のラインを強調するために、PC桁の斜材定着構造を主桁端部より10mm面落ちさせている。

橋脚については、主塔基部の形状との整合を考慮し、逆台形壁式としている。

(6) 斜材定着構造の模型載荷実験

この橋の斜材定着体は、支圧板とケーシングパイプを組み合わせた構造であるが、支圧板背面の補強、ケーシングパイプの形状、ひびわれ性状を明らかにするために、定着構造に着目した模型載荷実験が行われている。

ケーブル定着構造の補強筋としての、スパイラル筋とグリッド筋の耐荷性能については、応力および変形性状、ひびわれ性状などに明確な差異がみられなかった。ケーシングパイプ外周にリブを設けることによる、定着体の耐荷性能の増加については、スパイラル筋により補強されている場合にはその効果が認められたが、グリッド筋の場合には顕著な耐荷力増加の効果がみられない結果が得られている。

この実験結果を踏まえ、実橋の補強筋としては、施工性を考慮してグリッド筋を用いることとしている。また、グリッド筋の場合にはリブ付きケーシングパイプの効果がみられなかったことから、リブなしケーシングパイプが採用されている。

(7) 施 工

上部工の施工法は、PC桁が架設作業車を用いた張出し工法であり、主塔は3ブロックに分割され、大型起重機船による一括ブロック架設された。鋼桁は、架設ブロックを製作工場から台船に積んで架設現場まで曳航し、桁上のジブクレーンにより吊り上げ、既設の桁と接合する直下吊り工法であり、順次斜張ケーブルを緊張しながら中央に向かって張り出していった。

5. 中規模橋への発展的適用

5.1 エクストラードズドPC橋

5.1.1 エクストラードズドPC橋の概要

エクストラードズドPC橋は、高さの低い主塔を有するPC斜張橋であるが、ケーブルを箱桁の中空部に配置する通常の外ケーブル構造を、上フランジの上側に配置する大偏心ケーブル構造に発展させたPC橋である、ということもできる。

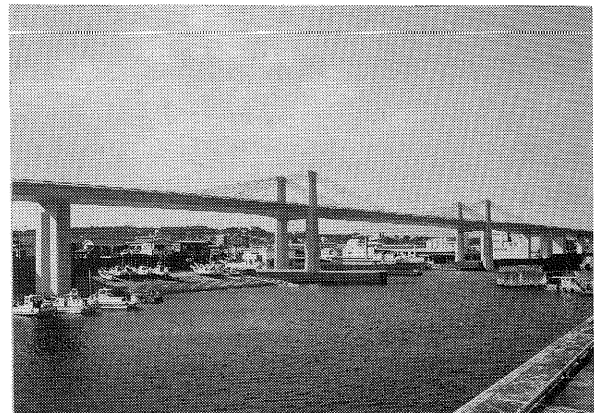


写真-5.1 小田原港中橋 パース

この形式の橋の特徴としては、まずPC斜張橋とPC桁橋の中間的な構造特性を有しており、両者の中間をカバーする形式であることが上げられる。また、活荷重により斜材に生じる変動応力が、一般的なPC斜張橋より小さいため、疲労強度の高い斜張ケーブルを用いる必要がないこと、および主塔高さが低く、面外地震などによる主塔の断面力を比較的小さく抑えることができるため、主塔に横梁を設ける必要がないことなど、構造を計画する上で有利な特徴を有している。

なお、この形式の名称は、1988年にフランスの J.Mathivatが発表した論文 Recent developments in prestressed concrete bridges の中で示した、Extradosed prestress bridge に由来している。

5.1.2 小田原港中橋

(1) 特 徴

小田原港中橋は、我が国ではじめてのエクストラードズドPC橋である(写真-5.1)。また、主塔の斜材定着構造に、我が国ではじめてサドルが採用されていることも、特徴の一つである。

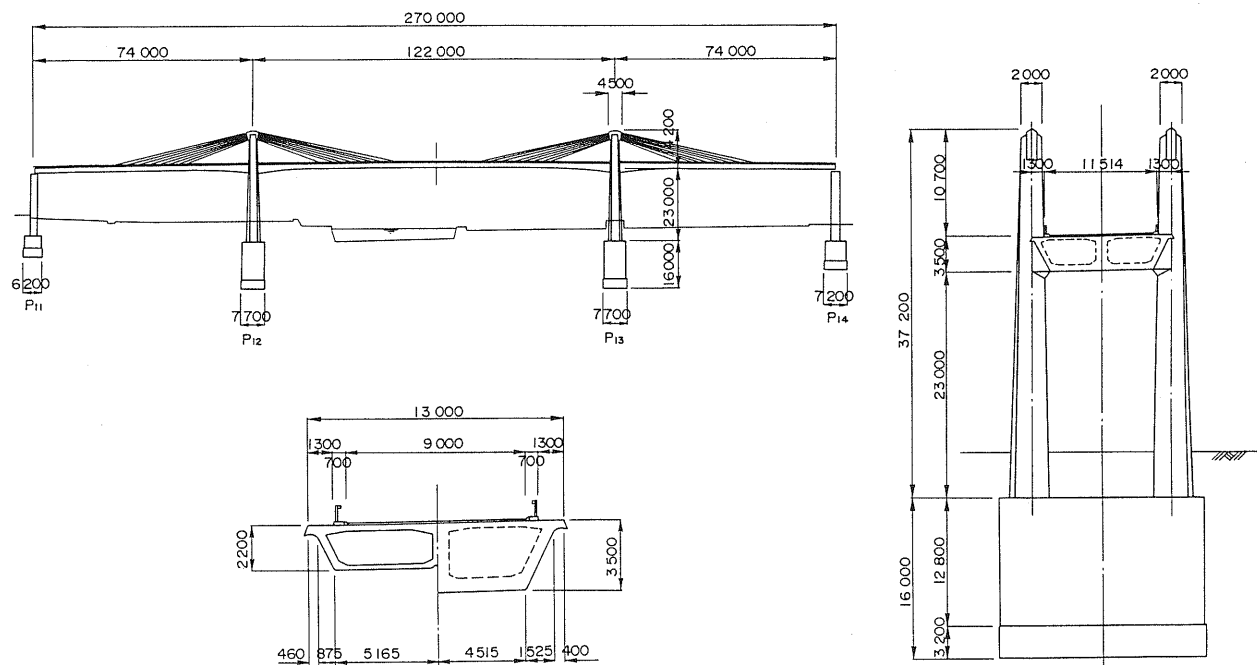


図-5.1 小田原港中橋一般図

(2) 計画の経緯

西湘バイパス改築事業は、交通渋滞の緩和および波浪対策を目的として実施されているが、海浜部を通過し、現在の西湘バイパスと国道135号の真鶴方面とを直結する約2 kmの区間は、最も厳しい環境にあることから、耐久性に富むコンクリート橋で計画されている。このうち、小田原港上に計画された小田原港中橋には、周辺環境との調和および改築事業のシンボルとして、我が国ではじめてのエクストラードPC橋が採用されたものである。

表-5.1 小田原港中橋 橋梁諸元

事業主体	日本道路公団
橋種	プレストレストコンクリート道路橋
橋格	1等橋
構造形式	3径間連続エクストラードPC橋
主桁形式	2～3室PC箱桁
主塔形式	独立2本柱形RC構造
斜材形式	ラジアル形2面吊り
橋長	270.0m
支間	73.1+122.0+73.1m
塔高	10.700m
幅員	20.231～13.300m (有効幅員15.932～9.000)

(3) 構造

小田原港中橋は、二面吊り形式の3径間連続エクストラードPC橋である。その中央径間長は122m、側径間長は74m、側径間長と中央径間長との比 L_s/L_c は0.6であり、桁橋と斜張橋の中間の値となっている。幅員は、ランプとの関係で13.3mから20.231mまで変化している。独立二本柱形式の主塔は、橋脚と一体構造となっており、主桁は柱頭部で橋脚および主塔と剛結されている。主橋脚の基礎形式はニューマチックケーソンである。橋梁諸元を表-5.1に、一般図を図-5.1に示す。

主桁は、2および3室箱桁構造であり、コンクリートの設計基準強度は 400kgf/cm^2 である。桁高 H_g は、標準部で2.2mであり、橋脚上では3.5mとなっている。主桁の平均部材厚 V_g/Ag は、 $0.91\text{m}^3/\text{m}^2$ であり、一般的なPC斜張橋の値と比べて大きめの値となっている。

主塔は、高さが10.7mであり、コンクリートの設計基準強度は 350kgf/cm^2 である。

斜材は、 $\phi 15.2\text{mm}$ のエポキシ塗装PC鋼より線を用いたディビダークMCアンカー・システム（最大容量466tf）であり、最上段斜材の配置角度 α は 11.9° ($\tan \alpha = 0.21$)と、PC斜張橋の1/2以下の値となっている。斜材保護管は外径133mmのFRP管であり、ポリマーセメントグラウトが注入される。

主塔側斜材定着構造は、斜材を主塔頂部に集めるために、サドルとしている。主桁側斜材定着構造は、二面吊り形式ではあるが、斜材が箱桁の内部に定着される構造であり、斜材8段に対して隔壁が2か所設けられている点が、一般的なPC斜張橋と異なっている。主塔側のサドルも主桁側の定着体も、二重管構造となっており、斜材が交換可能な構造となっている。また、サドルは主塔部左右の斜材張力の差に対して斜材がすべらないように、斜材自体を主塔の外側で固定する独特な機構を採用している。

(4) 構造設計

構造解析は、微小変形理論に基づき、平面骨組モデルにより、一般的なPC斜張橋と同様に行われている。斜材張力導入については、斜材架設時のみに行う設定であり、施工完了時点で完成構造系に対しての斜材張力の調整は行わないこととしており、この点は一般的なPC斜張橋とは異なっている。

耐震設計は、静的解析を基本としているが、立体骨組モデルで固有値解析および応答スペクトル解析を行い、安全性を照査している。

斜材の活荷重による変動応力の最大値は、 3.8kgf/mm^2 （活荷重全載）と、一般的なPC斜張橋より小さめの値となっている。

斜材張力の、斜材の引張強さに対する安全率は1.67（ $0.6P_u$ ）としているが、この安全率の採用にあたっては、斜材の疲労設計が行われるとともに、斜材の曲げ疲労試験も行われ、安全性が確認されている。斜材の疲労設計では、繰返し回数200万回に対する換算応力振幅が、PC鋼より線の疲労振幅強度を下回ることが確認されている。200万回換算応力振幅は、TT-43を疲労設計用の荷重として、1台を一方向に通過させた時の斜材の応力変動から算出している。

設計に用いる、斜材張力の有効分布距離、ウェブのせん断力の分担率、および隔壁の設計手法については、立体FEM解析を行い決定している。斜材張力の有効となる距離については、道路橋示方書に示されているプレストレスが有効に作用する断面までの距離に基づいて算出すれば良いと結論されている。ウェブのせん断力の分担割合については、2室箱桁部ではせん断力の分配状況が良好で、3室箱桁の拡幅部では外ウェブの方がやや分担率が大きいが明らかになっており、設計では、2室箱桁部に対しては、外ウェブ70%、内ウェブ50%とし、3室箱桁部に対しては、外ウェブ70%、内ウェブ33%としている。隔壁の設計手法については、道路橋示方書に示されている間接支持された中間横桁の有効幅を用いて、斜材3本の張力を載荷させて設計を行えば、FEM解析の結果に近似させることができる結論づけている。

塩害対策としては、コンクリートに対して、かぶり増加と水セメント比の制限を行っているほか、斜材にエポキシ塗装PC鋼より線およびポリマーセメントグラウトを採用していることなどが上げられる。

(5) 景観設計

この橋の景観設計の基本方針は、小田原港のランドマークとして明解な形態とすること、同様に港のゲートとしての形を示す左右対称形とすること、港のシンボルとして鮮やかで魅力的な表情の橋とすること、近接する施設利用者に圧迫感のない形態とすること、山が海に迫る地域であり、高さを低く抑えながら、インパクトのある形態を探ることなどである。この方針に基づき、主桁形状については、逆台形断面とし、斜材定着構造の処理にも十分な配慮が行われている。主塔については、横梁のない独立二本柱とし、断面形状は六角形を基本にした形としている。

(6) 斜材システムに関する実験

この橋では施工に先立ち、サドルを採用した主塔側斜材定着構造の安全性の確認や、斜材張力の斜材の引張強さに対する安全率を1.67としていることの妥当性の確認を目的として、実験が行われている。

まず最初にサドルの耐荷力実験が行われ、エポキシ塗装PC鋼より線、グラウト、内管、および斜材を主塔の外側で固定する機構をもつサドルの、付着性能、力の伝達メカニズムなどとともに、その耐荷力が確認されている。次に、

斜材の曲げ疲労実験が行われ、主桁側および主塔側斜材定着構造を含めた斜材システムとしての、風による振動にともなう曲げ疲労に対する安全性が、斜材振動に対して許容振幅を設定し、許容振幅時にPC鋼より線が破断しないことを確認することで、実証されている。なお、斜材の軸疲労実験は、活荷重による応力変動量が小さいことから、実施されていない。

(7) 施 工

この橋の上部工は、1991年12月から始まっており、工期は1994年8月までとなっている。

主桁は、架設作業車により、第1斜材に達するまでは、仮斜材を張りながら張出し施工を行っている。また、主塔は総足場工法で施工されている。1993年12月末現在、 P_{12} 部の主桁については、全29ブロックのうち14ブロックまで、斜材については第1斜材の架設まで、 P_{13} 部主桁については20ブロックまで、斜材については第4斜材まで、それぞれ完了している（写真-5.2）。

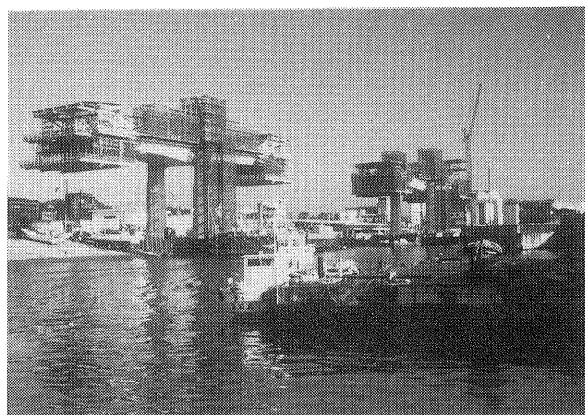


写真-5.2 小田原港中橋現況

5.2 PC斜版橋

5.2.1 PC斜版橋の概要

PC斜版橋は、PC斜張橋あるいはエクストラードードPC橋の斜材を、コンクリートで覆いPC斜材（斜版）とした形式の橋であるが、PCトラス橋の一種とも考えられる。

この形式の橋の特徴としては、エクストラードードPC橋と同様に、PC斜張橋とPC桁橋の中間的な構造特性を有しており、両者の中間をカバーする形式であることが上げられる。また、一般的なPC斜張橋より、活荷重により斜版（斜材）に生じる変動応力が小さいこと、および全体剛性が高く、たわみが小さいことなど、鉄道橋に対しても有利な特徴を有している。

5.2.2 名取川橋梁

(1) 特 徴

名取川橋梁は、鉄道橋として世界ではじめての2径間連続PC斜版橋である（写真-5.3）。また、この橋の主桁、床版および斜版は、パーシャルプレストレストコンクリート（PPCあるいはPRC）構造となっている。

(2) 計画の経緯

現名取川橋梁は、下り線が大正4年、上り線が大正12年に建設された、8径間の下路トラス橋であるが、名取川の建設省による河川改修にあわせ、改築を行うことになり、東北本線と新幹線の間に別線で新設することになったものである。

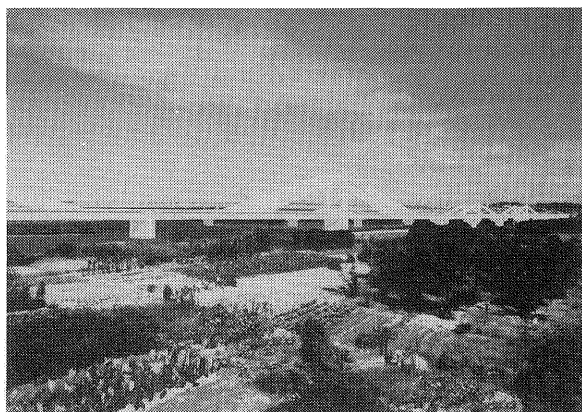


写真-5.3 名取川橋梁パース
（写真提供：JR東日本）

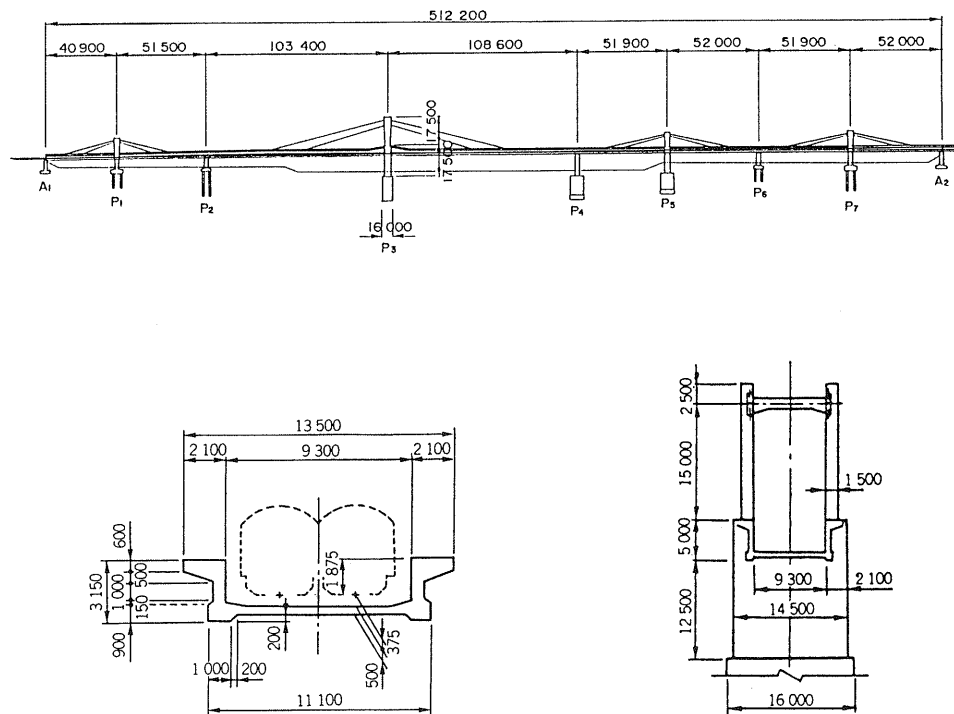


図-5.2 名取川橋梁一般図

(3) 構造

橋長 512.2mのうち、低水路については径間長が 103.4～108.6m、その他については 40.9～52.0mとなっている。主桁は、橋脚と剛結されている。橋梁諸元を表-5.2 に、一般図を図-5.2 に示す。

主桁は、下路桁形式で、P P C構造である。桁高は、上フランジ上縁を列車の窓下より下に抑えたため 3.15mとなっている。設計基準強度は 450kgf/cm^2 ($P_2 \sim P_4$ 部)である。主桁端部の可動支承部には、スライド型のゴム支承および鋼角ストッパーが設置されている。

主塔は、H形であり、コンクリートの設計基準強度は 400kgf/cm^2 である。

斜版はP P C構造である。コンクリートの設計基準強度は 400kgf/cm^2 であり、P C鋼材として SWPR 7B 12V15.2 が配置される。

斜版配置角度 α は、最上縁で 15.7° ($\tan \alpha = 0.28$) と、P C斜張橋よりは小さめの値となっている。

表-5.2 名取川橋梁 橋梁諸元

事業主体	東日本旅客鉄道(株)
橋種	プレストレストコンクリート鉄道橋
構造形式	2径間連続P C斜版橋
主桁形式	P C下路桁
主塔形式	H形R C構造
橋長	512.2m
支間	40.9+51.5+103.4+108.6+51.9 +52.0+51.9+52.0m
塔高	17.5m
幅員	13.5m

(4) 構造設計

構造解析は、平面骨組解析を基本とし、施工段階における構造系および荷重載荷状態を考慮して行われている。解析モデルは、斜版の主桁との取付け幅が大きく、この影響を反映させる必要があったため、斜版の軸方向力の分布を考慮して、接合部の斜版を5等分した仮想部材を組み込んだ骨組モデルを採用している。また、横方向の設計では、斜版による中間点の拘束があることから、立体骨組解析によって検討が行われている。さらに、斜版取付部について

は、斜版と主桁の接合部をモデル化してFEM解析が実施され、局部応力に対して鉄筋により補強されている。

主桁は、PPC構造であるが、死荷重作用時にはひびわれが生じないように、フルプレストレスとなっている。床版も、PPC構造であるが、構造上重要な部材であることが考慮され、設計荷重作用時にもひびわれが生じないように、断面の引張応力度がコンクリートの曲げ引張強度以下に制限されている。

斜版も、PPC構造であるが、軸方向引張力が卓越する部材であることから、設計荷重作用時において曲げひびわれは許容するものの、この時の軸方向応力度に対してはフルプレストレスとしている。

(5) 施 工

下部工は、1992年8月に着手されており、橋脚7基のうちの、基礎形式が場所打ち杭形式の4基の橋脚の施工が行われた。基礎形式がニューマチックケーソン基礎の橋脚は、1993年度の施工である。

上部工の施工は、主桁PC鋼材の中間定着を考慮し、河川の渇水期を利用した総足場工法による分割施工となっている。プレストレスの導入は、主桁を3回、斜版を2回に分けて行われる。

6. あとがき

PC斜張橋は、構造計画の自由度が大きいことから、主塔が傾斜したものや、平面線形が曲線のものなど、さまざまな構造のPC斜張橋が建設されてきているが、本文で紹介した長大PC斜張橋は、いずれも基本形といえるプロポーシオンをもっている。

それは、これらの長大PC斜張橋が、特に全体構造の安定を重視して、その構造系が決定されたからであると考えられる。PC斜張橋の設計において、全体構造の安定を考えることは、まず第一にバランスのとれた径間割りを設定することであるが、制約条件により、全体構造系がアンバランスとなる場合には、主桁の構造、斜材の配置、あるいは部材の結合構造の工夫などで、それを補ったりすることである。これにより、コンクリート構造物に特有なクリープの影響を抑えたり、地震時の安全性をより高めたりすることができると考えられるのである。このような背景から、我が国における長大PC斜張橋のプロポーシオンが、基本的な形に収束してきているものと思われる。

一方、最近では、新しいPC技術を反映して計画された、長大PC斜張橋の建設も始まっている。一例として、大芝大橋と鮎の瀬大橋を紹介する。

大芝大橋（広島県）は、中央径間長 210mの長大PC斜張橋であるが、その大きな特徴として、主桁がプレキャストセグメントの2主版桁構造であることが上げられる。長大PC斜張橋の省力化と工期短縮のためには、橋体のプレキャスト化が不可欠と考えられるが、この橋の建設を通してPC斜張橋のプレキャスト技術が大いに発展するものと期待される。

鮎の瀬大橋（熊本県）は、Y形橋脚の桁橋部、および斜張橋部からなる、中央径間長 200mの斜張橋桁橋混合形式のPC斜張橋である。特徴としては、谷の深さが 140mにも達する山岳地帯に長大PC斜張橋を適用したこと、および全体剛性のバランスと周辺景観のバランスの両者を考慮して決定された、その構造系が上げられる。この橋の建設により、今後ますますPC斜張橋の適用範囲が拡大していくものと期待される。

本文では、我が国における 30年間にわたるPC斜張橋発展の成果の一端を簡単に取りまとめた。そして、最近のPC斜張橋の事例を紹介しながら、今後の発展の方向を展望しようと意図したものであるが、本文が若い技術者にとって、PC斜張橋の合理的な構造を考えるきっかけになれば幸いである。

本文をまとめるにあたり、多くの文献を参考にさせていただいたが、筆者の方々に深く謝意を表する次第である。また、資料を提供していただいた、プレストレストコンクリート建設業協会 斜張橋資料作成委員会の委員の方々に、誌上を借りてお礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) プレストレストコンクリート建設業協会：P C斜張橋資料〔計画・設計・施工〕，1988年3月
- 2) 成井 信・渡部 篤：P C斜張橋の現況，橋梁と基礎，Vol. 19, No. 8, 1985年8月
- 3) Ito, M., Fujino, Y., Miyata, T., and Narita, N., CABLE-STAYED BRIDGES, Recent Developments and their Future, Elsevier, Amsterdam, 1991.
- 4) 石橋忠良・田中茂義・板井栄治・山村正人：P C斜張橋，コンクリート工学，Vol. 30, No. 3, 1992年3月
- 5) 中田泰広・関根武雄・太田竹雄・山口光男：十勝大橋（P C斜張橋）の構造特性について，第3回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，プレストレストコンクリート技術協会，1992年11月
- 6) 中村 浩・花田真吉・井上雅弘・竹田哲夫：十勝大橋（P C斜張橋）斜材定着部実験，第3回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，プレストレストコンクリート技術協会，1992年11月
- 7) 佐藤昌志・葛西泰弘・花田真吉・井上雅弘：十勝大橋，コンクリート工学，Vol. 31, No. 11, 1993年11月
- 8) 碓 公男・徳永和幸・小野義春：一般国道326号南田原1号橋（仮称）の設計と施工，橋梁，1992年5月
- 9) 小野義春・小林康人・畑仲俊治・湯谷 功：南田原1号橋の施工，第3回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，プレストレストコンクリート技術協会，1992年11月
- 10) 大塚久哲・碓 公男・小野義春・平野 厚：主桁断面の軽量化をはかったP C斜張橋（仮称 南田原1号橋），土木学会誌，Vol. 78, No. 3, 1993 年3月
- 11) 大塚久哲・碓 公男・小野義春・若狭忠雄：南田原1号橋（P C斜張橋）の設計，橋梁と基礎，1993年5, 6月
- 12) 梶島誠吾・石橋彦実・小林康人・畑仲俊治・湯谷 功：唄げんか大橋（P C斜張橋）上部工の施工，橋梁と基礎，1993年11月
- 13) 高田 治・元山 勝・折田秀三・田中竹二郎：伊唐島大橋（仮称）の計画・設計（概要），橋梁，1991年1月
- 14) 元山 勝・折田秀三・田中竹二郎：伊唐島架橋の計画，橋梁と基礎，1992年1月
- 15) 長崎光男：北陸新幹線高崎・長野間の概要，土木技術，Vol. 48, No. 1, 1993年1月
- 16) 白木博昭・椎本隆美：北陸新幹線第2千曲川橋梁の計画・設計，橋梁，1993年1月
- 17) 村井宙泰・椎本隆美：北陸新幹線第2千曲川橋梁主塔橋脚の施工，土木施工，Vol. 34, No. 7, 1993年7月
- 18) 多田和夫・山岸一彦・西本 聡・矢野保広：生口橋上部工の設計，橋梁と基礎，Vol. 24, No. 7, 9, 1990年7, 9月
- 19) 宮下 力・藤原 亨：生口橋上部工の施工，橋梁と基礎，Vol. 25, No. 12, 1991年12月
- 20) 本州四国連絡橋公団：生口橋工事誌，1993年7月
- 21) Hansvold, C., Skarnsundet Bridge, Rroc. FIP Symposium '93, Kyoto, October 1993.
- 22) Mathivat, J., Recent developments in prestressed concrete bridges, FIP notes, 1988/2
- 23) 山崎 淳・近藤真一・石橋悦治・材寄 勉：最近におけるP C構造の展開と新材料，第20回P C技術講習会テキスト，プレストレストコンクリート技術協会，1992年2月
- 24) 高速道路技術センター：平成3年度西湘バイパス（改築）橋梁構造物に関する技術検討報告書，1992年3月
- 25) 城野嘉明・多久和勇・春日昭夫・岡本裕昭：エクストラードP C橋の計画と設計―西湘バイパス小田原港橋―，橋梁と基礎 1992年12月
- 26) 小野寺勇・今泉安雄・春日昭夫・岡本裕昭：エクストラードP C橋の計画と設計（西湘バイパス小田原港橋），プレストレストコンクリート，Vol. 35, No. 3, 1993年5月
- 27) 石橋忠良・大庭光商・竹内研一：P C斜版橋の計画と設計―東北本線「名取川橋梁」―，橋梁，1989年7月
- 28) 庄司公男・大庭光商・大村田義廣：P C斜版橋による名取川橋梁改築工事の概要，土木施工，Vol. 34, No. 4, 1993年4月
- 29) 猪股俊司：P P C（Partially Prestressed Concrete）の勧め，第14回P C技術講習会テキスト，プレストレストコンクリート技術協会，1986年1月

資 料

— 資 料 —

プレストレストコンクリート技術講習会年次テーマ

(第1回) プレストレストコンクリート構造物の設計法と現況

昭和46年11月

(第2回) プレストレストコンクリート橋の設計・施工上の最近の諸問題^{*}

昭和48年10月

(第3回) プレストレストコンクリート構造物の設計実技

昭和49年11月

(第4回) 最近のP Cの動向について

昭和50年11月

(第5回) プレストレストコンクリート構造技術最近の話題^{*}

昭和52年1月

(第6回) プレストレストコンクリート構造物設計・施工の基本

昭和53年1月

(第7回) プレストレストコンクリート世界の動向と新道路橋示方書による設計計算例^{*}

昭和54年1月

(第8回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工

昭和55年1月

(第9回) P Cによる構造物の補強とP C構造物の設計・施工

昭和56年1月

(第10回) プレストレストコンクリート技術の現況^{*}

昭和57年1月

(第11回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工の現状

昭和58年1月

(第12回) P C 構造物最近の設計例と未来像※

昭和59年1月

(第13回) プレストレストコンクリート構造物の設計・施工と最近の話題※

昭和60年1月

(第14回) 最近のプレストレストコンクリート構造物と30年の歩み

昭和61年1月

(第15回) 21世紀に向けてのP C技術

昭和62年2月

(第16回) 新しいP C技術とその展望

昭和63年2月

(第17回) 新しい分野でのP Cの活用

平成元年2月

(第18回) 最近のP C技術の動向と話題※

平成2年1月

(第19回) 新たな展開を示すP C構造※

平成3年2月

(第20回) P C技術の役割と発展※

平成4年2月

(第21回) P C構造物の供用性と耐久性の向上※

平成5年2月

(第22回) 新しいP C技術の実用化※

平成6年2月

※印はテキスト在庫あり

平成 6 年 1 月 30 日 印 刷
平成 6 年 2 月 1 日 発 行

新しいPC技術の実用化

頒価 5,000円
(〒 500円)

発 行 者 筒 井 武 徳 東京都新宿区津久戸町 4 番 6 号

印 刷 者 井 上 一 次 東京都文京区本郷 1-22-6

印 刷 所 株式会社 東京プリント 同 上

発 行 所 〆 プレストレストコンクリート技術協会

TEL. 東京 (03) 3260-2521 振替口座 東京 7-62774番
FAX. 東京 (03) 3235-3370

〒 162
東京都新宿区津久戸町 4 番 6 号
第三都ビル

