

プレストレストコンクリート技術の 適用拡大と世界の動向

－第31回PC技術講習会－

平成15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

21世紀のコンクリート構造－土木－1

日本大学教授・本協会会長	山 崎 淳
横浜国立大学名誉教授・本協会理事	池 田 尚 治

21世紀のコンクリート構造－建築－21

アンボンドPC構造の可能性

京都大学大学院教授・本協会副会長	渡 邊 史 夫
大阪大学大学院教授・本協会理事	大 野 義 照
京都大学大学院助教授	西 山 峰 広
独立行政法人建築研究所 主任研究員	加 藤 博 人
(株)日建設計構造設計主管	深 井 悟
(株)安井建築設計事務所 構造部副部長	森 高 英 夫
(株)竹中工務店技術研究所 主任研究員	岡 本 晴 彦

最近の橋梁事例について－道路橋・鉄道橋－57

日本道路公団における最近の橋梁事例

日本道路公団 技術部 構造技術課長	角 昌 隆
日本道路公団 技術部 構造技術課長代理	水 口 和 之
日本道路公団 技術部 構造技術課	大 城 壮 司
日本道路公団 静岡建設局 建設部構造技術課長代理	青 木 圭 一

鉄道橋における最近の橋梁事例

日本鉄道建設公団 設計技術室 調査役・本協会理事	平 岡 愼 雄
東日本旅客鉄道(株) 構造技術センター所長	石 橋 忠 良

PC技術の幅広い適用事例109

(財)海洋架橋調査会常勤顧問・本協会理事	加 島 聰
国土交通省 国土技術政策総合研究所 副所長	福 手 勤
独立行政法人 港湾空港技術研究所 構造強度研究室長	横 田 弘
住友建設(株) 土木本部技術部 部長	近 藤 真 一
(株)大林組 土木技術本部設計第2部 設計課長	境 恭 宏

都市内高速道路におけるPC構造物の補修・補強事例135

首都高速道路公団保全施設部 保全技術課長	小 島 宏
首都高速道路公団保全施設部 保全技術課課長補佐	岡 田 昌 澄
阪神高速道路公団保全施設部 保全企画課長	南 莊 淳
阪神高速道路公団保全施設部 保全技術課課長補佐	岩 永 巧

PC構造物の設計方法の国際規格化153

群馬大学教授・本協会常務理事	辻 幸 和
----------------	-------

21世紀のコンクリート構造－土木－

日本大学教授・本協会会長
横浜国立大学名誉教授・本協会理事

山 崎 淳
池 田 尚 治

I 第一回fibコンGRES2002大阪・21世紀のコンクリート構造の講演を聞いて 建設者の優れた成果に見る「個が生きる」エンジニアリングとは？

であいさつ：

各界・各位から特段のご芳情とご尽力を戴き、第一回fibコンGRES2002大阪は盛会裡に終えることができました。極めて数多くの機関と個人の方々、仕事も立場も様々に異なりいずれもご繁忙の中、御参集下さって望外の喜びとともに深い感銘を受けました。またその中で、活動の核として活躍して下さったPCの両協会、技術協会及び建設業協会の方々が発揮された力の大きさを今回も目の当たりにして、感謝と慶賀の念で一杯です。

このコンGRESがPC関係者に齎したものは、会期中の多彩な行事での人々の交流によって、一人ひとりとfibという組織への距離が大いに縮められたことがまず挙げられると思います。個人とfibの様々な接点は、このPC技術講習会テキストの別項に、池田尚治・大会組織委員長が寄稿されていますのでご参照下さい。

はじめに： 本稿の趣旨とコンクリート構造技術者のテーマ

本稿は、コンGRESのいくつかの講演から、主観的で恐縮ではあるが共感を覚えたいいくつかの項目を取り上げたい。著名な建設者達が述べる一言一言は、非凡の才と偉大な実績のみが発し得るもので、真価を正しく理解することは筆者の凡弱の叶うことではないが、建設に関わる己の小さな仕事に照らしてさえ改善の意欲を動かされるものが多く在った。

論題には、エンジニアリングとは？ 設計者とは？ プレストレスとは？ 橋の美観とは？ 革新技術の社会への受容性とは？ コンクリート劣化の現実にはいかに取り組むか？ セメント・グラウトでは鋼材の腐蝕は防げないのか？ よいコンクリートとはどのようなものになるのか？ 有限要素法は実地に役立つのか？ 設計規準の背景を知りたい時、その情報はどこにあるのか？ 等々、PC建設者の意識に日常的に去来する課題が多く取り上げられている。

内容に入る前に、建設の技術と思索の高みに達した者でありながら、なぜ、凡庸な者にも共感できるような、かくも平易で説得力のある語り方をし得るのか、FIPからfibへの生まれ変わりに関係がありそうなので、背景を少し振り返ってみる。

開会までの経緯： FIPからfibへ

今回の kongress の最も長命な参加者のひとり、FIPの名誉会長・ベン・ガーウィック (Ben Gerwick) 氏は、今から44年前の1958年、ベルリンのFIP kongress に初めて参加し、FIPに満ちた熱意に感染したと回想している。トロハ、ギヨン、レオンハルト、レヴィ達、PCの開拓者に初めて会って忽ち魅了された事が、FIPの終焉を目睫に控えた1998年のFIPノートに記されている。

1998年、FIP最後のアムステルダム大会で、FIPとCEBの統合に際し、モクスネス (Moksnes) 会長とロウ (Rowe) 会長は、統合を成し遂げ、安堵と新たな力への期待を述べたが、終焉の寂寥感も漂った。

新生fibの命運を賭した第一回 kongress 主催の大命を受けて池田尚治・組織委員長は開催準備を始動、その後の4年間、奔走を続けた。その間、プラハ、オランダ、ベルリン各市で、開催されたシンポジウムで、橋梁、高性能コンクリート、環境問題、をテーマに、チェコ、アメリカ、ドイツ各国の努力があり、fibの活動体勢も徐々に見えてきた。

2002年大阪で、若い世代の人達から数世代の世の変転を生きてきた長老達まで、建設者達の脳裏に去来したのはどんなことだろうか？

開会の基調：

開会式、フレスネメダル受賞に輝いたテキサス大学のグリーン教授も魅了された東儀の笙の音の余韻の中、基調講演会の劈頭に伊藤重剛・石井幹子のお二方を迎えた。両氏の講演は、建設とは何か、かつ、建設物と人の営みの関わりをどうするか、という建設の根幹を思索する点において、日本での開催に相応しい基調が示された。

熊本大学・伊藤重剛氏は建築家で、また古代建築の発掘の権威でもある。古代の建築物は、ギリシャ語で「モニュメント」の語源である「記憶」のよすがとして発想されたもので、力への憧憬、宗教的夢想、政体の象徴等に向けられた熱情が齎したものであるとの論を展開した。よって、エジプト、ギリシャ、ローマから中世のゴシックと建築様式は留まることなく発展したが、個人としての建設技術者は、現代に通ずる建設技術の開発者として、ルネッサンス期、フローレンスに大伽藍のドームを実現させたブルネレスキを嚆矢と位置付けた。奇しくも、このブルネレスキは、技術革新 (イノベーション) を実現させるため、時の権力、大聖堂造営局 (オペラ・デル・ドゥオモ) と渡り合い、現代の建設事業に通ずる建設マネジメントにも卓抜したと、次の基調講演者、ドラン (C.Dolan) 氏も取上げた。ブルネレスキについては、昨夏、ロス・キング著、田辺希久子訳になる伝記が、東京書籍より発刊されている。今世紀に入り、既に歴史遺産となり得るような優れた建築、たとえばスペイン・ビルバオ市のグッゲンハイム美術館などが建設されており、後世、この世紀が建築の暗黒時代であったと言われぬように、より優れた建設を目指すべしと呼びかけた。

光のデザイナー、石井幹子女史は、都会と自然の夜を彩る照明の作品を披瀝した。都会で灯の無い海は暗い。お台場の海を渡る首都高速にともされた灯り、明石海峡大橋に掛ける光のレース飾りは、都市に僻地に、夜も働く人々や、病の床に眠れぬ人々を如何ばかり力付けることか。宇治の平等院鳳凰堂の夜景も映し出され、往時の祭礼に点されたであろう仄かな灯明を思わせた。

お二方の仕事は、無機質の建設物に命を吹き込むかのようだ。歴史に耐えた日本人の秘めたエネルギーに呼びかけ、新世紀に向かう kongress のブリリアントな幕開けとなった。

以下で、いくつかの各論に触れたい。

1. デザイナーとは？

fib 初代会長のヴィルロジュー (Virlogeux) 氏は、「デザインとデザイナー」と題して講演した。氏の言うデザイナーとは、言葉では、構造技術者 (structural engineer) であり、能力では、「構造のアーキテクチュア」または「構造のアート」を創り出せる人、とある。前者は、ネルヴィ (Pier Luigi Nervi) の表現に、後者はビリントン (David Billington) の表現によるとしている。能力としては、「個人として」(訳注: alone: チームの合議でなく個人として、の意味かと思われるが、確信はない) 論理的で、効率の良い、エレガントな (訳注: 上品な、手際よい、すっきりした、等の訳語がある) 形を創造できる人、その為には科学から施工まで、材料からテクノロジーまで包含し、構想する (conceptual) 局面すべてをマスターしている人、その中でも特に才能に恵まれた人が、エレガントな「アーキテクチュア」を生み出すことができる。」

ここで、「アーキテクチュア」という語の使用に関して、かつて生前のレオンハルト氏が「その語は、アーキテクトの仕事、と誤解されるので使うべきではない」と異論を述べたのに対し、上記のように、ネルヴィ、ビリントンの用例の意味で使うのだとし、この時だけは只一度レオンハルト氏に反論したと述懐している。

上記ネルヴィについては、他の基調講演者、ソーベック教授・内藤教授 (建築家で東大・土木工学教授) とともにローマ市南部エウル (EUR) 地区にあるパラッツォ・デル・スポーツを取上げている。昨2002年4月時点で改修工事中であったので見学予定者は事前に照会されるとよい。

2. エンジニアリングとは？

ソーベック (Sobek) 氏、演題は、「アーキ・ニアリングとコンクリート」(訳注: Archi-neeringとは、architectureとengineeringの合成した造語ではないかと推測されるが確信はない)。

「エンジニアリングとは、必要な専門分野を組み込んだチームのすべての発明の才を、計画のプロセスの構想の局面に、取り込むこと。一番最初からである。エンジニアリングとは創造である。エンジニアリングとは、デザインのアイデアの中で、使い得るすべての材料を、それぞれに相応しい処置の方法で、一体となるために適切な部分に配置して、それらの材料と一緒に仕事をするのである」

3. プレストレスとは？

ストラスキ (Strasky) 氏、演題「プレストレスの威力 (パワー)」。

「プレストレスのアイデアは、構造エンジニアリングの歴史の中で、唯一最重要な方向性を与えた。プレストレスのアイデアは、設計者の手に、構造物の挙動をコントロールする能力を与え、同時に、建設について、設計者により深く考察することを余儀なくさせた。.....プレストレスは、設計者が、荷重をバランスさせ、構造物の内部に支点を設けたり、境界条件を変えたりすることを可能にした。プレストレスは、鉄筋コンクリートの補強方法が受動的であったことに比べ、創造的に考える事へと変えるラディカルなステップであり、真に革命的である。..... プレストレスは、建造物として質の高い構造を可能にするという点で、環境への悪影響を少なくす

ることが可能である。そのようなプレストレスの長所を活用する責任がPC技術者にはある。.....
構造物の質には、エレガンス、美、及び魅力という特性も含む」

4. 美しい橋のいくつか

スペインの二人の設計者で教授、トロヤノ (L.F.Toroyano) 氏とアステイス (Miguel A.Astiz) 氏の講演は強い印象を残した。演題はそれぞれ「橋のデザインと力学、21世紀でもその関係が存続するのか」および、「中規模斜張橋におけるいくつかの配慮」。

あまりにも美しく、オリジナリティを感じさせる、あまりにも多くの橋の構造の印象が強く残っていること、また、論文が伝統ある工科大学の教授らしい精緻な構成で、筆者の拙訳はしてはならないと強く感じたので、本稿での紹介は控えさせて頂く。また、美観について、公共建造物をつくる責任ある立場で述べている内容も是非読み解きたい。これらの重要点をやむを得ず割愛し、今後の学習の目標とさせて頂く。

スペインに近年建設された中規模の橋の数々の美しさは、フランス、ドイツ、スイス、イタリア、イギリス、東欧諸国など、橋の美の伝統ある国々の橋と較べても別の独特の魅力がある。これからのスペインの都市美の近代的側面も目が離せない。

5. 橋の美観とは？

前三者の演題に関わる構造物の質として、エレガンス、美、魅力、は欠かせない特性であり、よって、「美観」(Bridge Aesthetics) のセッションが設けられたゆえんである。橋の美観の評価はしばしば個人差が大きい。

このコンGRESとfibのために、日本道路公団は、栗東橋を、モデル工事に選定し、デザインを検討してきた。構想が発表されると同時に、国内、国外から賛否両論がかまびすしくなった。

このプロジェクトの展開に伴って、はからずも景観デザインに対する多様な考えが渦巻いた感がある。渦中の一人、景観デザインを委嘱されたウイルコックス女史の論文は、景観に関する論文としては極めてオリジナルな風格を感じさせると思う。デザイナーの常として強い意見があるが、その論調は、一貫して、論理が平明であり、曖昧さが無い。理系の文体に慣れた者に読み易い。わが国の建設プロジェクトにおけるデザイナーの立場には、種々の困難があるのではないかとと思われるが、複数のカウンターパートとの仕事にも協力的のように思われた。

ウイルコックス (Wilcox) 女史、演題は、「飛翔する橋、スタイルと構造のハーモニー」。

「エッセティック・デザインの手順は、栗東橋建設地に対して、景色の文脈の分析と文化の文脈の調査から始めた。予備段階で数案を作った。発注者とデザイナーでこれらの案を討議、同時に、土地のコミュニティと会合を持ち、デザインの概念としてより好ましい候補を絞り、形状デザインの段階に進めた。細部の形状を詰めた。建設の文書にコンセプト・デザインが盛り込まれ、デザイン・ビルドの契約が決まった。」

「文化の文脈について。エッセティック・デザインにおいて、文化の文脈理解は不可欠と考えている。コミュニティとの相互作用で、土地の人々と、さらに広いコミュニティとにตอบสนองするデザインが生まれてくる。信楽焼きは明らかに重要な伝統であり、土地の人々の感性は、簡素で優しい形、焼き物を作り出す火の自然の力、陶土の原料となる粘土、を大切にしているとわかった。日本庭園は、自然と建物の調和について日本人のスタイルを表わしている。これらを感じ取ることがデザインを進める重要な助けとなった。」

以下に、これらの考察に基づいて進めたデザインの手順の具体的記述があるが、筆者の力量不足のため残念ながら割愛させて頂く。

6. セメント・グラウトでは鋼材の腐蝕は防げないのか？

ガンツ (H.R.Ganz) 氏、演題「PC鋼材の保護方法における最近の進歩」。

「建設現場で行う最も通常の保護方法はセメント・グラウトである。近年の問題点に対して、グラウトの練り混ぜ方法と試験方法を徹底的に調べ直した。新たな方法によるグラウトの配合設計と試験方法は、*fib*の文献として発刊されているが、PC鋼材の保護と耐久性において優秀な品質を保証し得る。..... PC鋼材を保護するシステムは、工場で行う場合と施工現場で行う場合とを問わず、最終的に人の手の助けによって設置される。長期の耐久性を保証し得る品質の良い設置は、国が定める仕様またはプロジェクト毎に定める仕様を守り、経験のある技能者が行って初めて可能になる。.....」

7. コンクリート劣化の現実にはいかに取り組むか？

ロスタム (S.Rostam) 氏、演題「供用寿命設計の現実」。

「老化と退化は、すべての建設材料にとって自然な避けられない過程である。問題は、退化がどのような現象で、また、どんな速度で起こるか、である。..... 責任の鍵となるのは、管理者 (Owner) である。所要の供用寿命期間の性能を保証するには、管理者は、品質と供用寿命を指定しなければならない。材料と施工の品質が満足できるものであることをチェックしなければならない。よって、管理者の最初の決定は、その立場から必要とするエンジニアリングと財源を選定することである。管理者の次の決定は、供用寿命設計の全体の過程の中に、適切な維持の方法を組み込むことが必要であることを認識することである」

8. 設計規準の背景を知りたい時、その情報はどこにあるのか？

フレンチ (C.French) 女史、演題、「将来の研究における実験とシミュレーション」。

「コンクリート構造の挙動の知識の進歩のコーナーストーンは歴史的に実験であった。実験と統合化されたシミュレーションは、実験結果をより広い範囲に応用することを可能にした。.....全米科学財団 (NSF) のプロジェクトとして、耐震工学上のシミュレーションのネットワーク (NEES) の整備が進められている。」

9. 有限要素法は実地に役立つのか？

チェルベンカ (V.Cerbenka) 氏、演題は、「実用のためのコンクリートの破壊のシミュレーション」。

「コンクリート構造の実際の挙動のシミュレーションに、より忠実な構成モデルに基づいた非線形有限要素解析を使うことができる。設計と開発で挙動をチェックするためのコンピュータによるシミュレーションを用いることは比較的新しく強力なツールである。それはバーチャルな実験と見なすことができ、従来あまり知られていない問題、また、設計規準で触れられていない問題の詳細な解を得ることができ、費用効果のよい方法である。設計者の創造性を助けることができ、設計における安全性と経済性に寄与する。」

ブラアウェンドラアド (Blaawendraad) 氏、演題「実用の為の計算力、非線形問題取り扱いの知見のレビュー」。

「設計者が知っているべき事。ソフトウェアの使用を申し込む人は、設計しようとする構造物のデータの提供を求められる。その場合、どの情報が求められているかわかっていなければならない。一軸引っ張り領域の軟化のパラメータの意味、破壊エネルギーとタフネスの概念も必要である。コンクリートの破断におけるスケール効果について、組み込まれたモデルがこの現象に対応できるのか、自分で対処しなければならないのかを判断できることが必要。一軸圧縮領域の軟化の知識も重要である。例えば、梁の回転能力に影響する。変形の局在は圧縮でも起こることが観察されており、圧縮でも破壊エネルギーからのアプローチが要求される。」

10. 良いコンクリートはどのようなものになるのか？

ワルラーヴェン (Walraven) 氏、演題「新世紀の為のコンクリート」。

「コンクリートは設計最小強度だけでなく、多くのオプションを提供する材料である。多くのタイプのコンクリートが開発されてきた。骨材の詰まった密度と結合材の組み合わせを最適にすることにより、また繊維を加えることにより、非常に多様な特性が得られる。高強度と高性能の後に向かう挑戦は特定された性能のコンクリートである。.....

強度と直接関係のないコンクリートの配合設計が必要である。.....新しいモデルコードの作成に着手しているが、この種のコンクリートの適用を可能とすることが重要である。」

日本で開発された自己充填コンクリートはオランダでは、その建設材料としての高品質ばかりでなく、従来のコンクリート打設時の近隣への騒音が昨今の住民保護からゆるされない点と、作業者が、騒音による聴力障害予防またバイブレーターによる手足の障害予防から、現在は、自己充填コンクリートでなければ就業を拒否する状況もでてきたため、通常のコンクリートにとって変わる状況が現出してきたとのことであった。

11. 革新技術の社会への受容性とは？

ドラン (Dolan) 氏、演題は、「社会の中でのテクノロジーの成功と失敗」。

「我等の社会では、「許可」(原語は、imprimatur、カトリック教会などの印綬)はいろいろな形を取る。第一にテクノロジーはビルディング・コード(設計規準)自体またはその推論で可能なはずである、第二にイノベーションは、専門家、即ちエンジニアの証印で是認されなければならない。第三に地域の建築認可局のようなエスタブリッシュメントに受け入れられねばならない。.....

抵抗は、製造、販売、認可制度、の何処にでも発生し得る。「許可」の欠如、即ち、設計規準、国が制定する品質管理・保証の標準、などの欠如は、顧客が技術革新を受け入れない十分な言い訳となり得る。.....

1418年、オペラ・デル・ドウオモ(大聖堂造営局)は世界最大となるべき組石造のドーム設計コンペの開催を告げた。イタリア・フローレンス市の大聖堂は1世紀以上にわたり建設中であった。.....

「デザイン・コンストラクト」発注形態のコンペにおいて、イノベーションは寧ろ奨励され、採用案は、建設方法の記述を提出することが求められた。コンペの勝者、ブルネレスキは、要求されたテクニカルの細部についてはわずかの情報しか提供しなかったが、革新的なデザインであ

ることを約束した。その技術の特徴は、セントル不要、安全な作業環境、想像力豊かな発想の施工機械の発明などであった。オペラは、テクニカルに関する「許可」を与える機能を果たし、民のためのエージェントであった。オペラは技術の懸案事項を監視、経費を管理した。かくて、革新技術実現の要因は揃っていた。.....」

日本、アメリカ、ヨーロッパ連合（EU）での状況に言及した中で、

「日本によるFRP材料開発のための国の先導は、意思決定と承認のプロセスを解決するひとつのアプローチであった。国を挙げての努力において、研究、設計、建築許可局、施工それぞれの専門領域の人々が参画した。開発努力にかかる時間は長くなるが、結果の受容と実施は速やかであった。.....」

「ヨーロッパの統合により、他国間協力の開発機会は加速すると思われる。.....」

12. わが国の取り組みは？

本稿で触れることができなかったが、わが国の発表には、基調講演等で問い掛けられた課題に応える新技術も多くあった。その調査のため、滞在を延ばした人達もある。最終日の基調講演会にわが国からは、日本道路公団の角谷努氏が招請され、講演内容は kongress の掉尾を飾った。

角谷氏、演題、「日本道路公団におけるプレストレス・システムの革新的なテクノロジー」。

概略は次のようである。PC鋼材保護のためのグラウトが不適切なため発生する錆びの問題を克服するため、日本道路公団は、PCの内ケーブル及び外ケーブルの両方の方式のテクノロジーを一新し、併せてプレストレストコンクリートの耐久性全般の向上に取り組んでいる。まず、内ケーブル用の工場製作したプレグラウトPCストランドがある。遅延硬化型のエポキシ塗膜をポリエチレン（PE）・シースで包んである。このPC鋼材は当初アンボンドで最終的には付着のある鋼材となる。透明シースは、グラウト不良の全数目視検査を可能にし、万一不充填の場合に再充填を可能にするため開発された。鋼材偏向部での強度は通常の黒色PEシースと同等である。プレグラウト鋼材は全支保工架設・場所打ち・中空床版橋、および張り出し箱桁の床版に適用、また透明シースは箱桁の外ケーブルに採用されている。これらは、波型鋼板をウェブとした箱桁にも最適である。新構造形式としてエクストラドーズド波形ウェブ橋は、中央スパン180mの長崎県・日見橋があり、中央主塔で一径間長170mの滋賀県・栗東橋は kongress 参加者の見学に間に合うよう建設を急ピッチで進めてきた。更に大規模な波形ウェブ桁斜張橋として中央一主塔（二主塔ではあるが中心に橋脚があるため構造形式は一主塔）で一径間長235mの愛知県・矢作川橋も施工が始まった。

終わりに：

自国開催の第一回 fib 世界大会・kongress 2002 大阪がわが国のPC関係者に齎した意義。

今回の kongress に参加して、聴講者の立場では、世界の偉大な建設者達が対話のように語りかけた印象が強い。運営に参加した立場では、海外の参加者の謝辞にテクニカルな内容の充実を多く聞いたことが嬉しい。わが国が世界に提供し得た建設の実績と、世界の技術者を惹きつけることができる建設の風土があると自負することができた。

この国の建設の歴史に一定の偉大な成功がある一方、これからの時代、個人の職能と意識については、考えさせられることもあった。海外での建設のマネジメントの環境は苛酷と言われる。

鍛えられたればこそ、とを思わせるシビアで優れた意識の発露に接した。

わが国の建設の生産性に及ぼすマネジメントの効果の評価を、PC建設者自身が始める好機ではないか？本稿で触れたマネジメントのセッションでのデンマークのロスタム氏、基調講演でのドランの講演内容も、日頃去来する思いを補強した。

そこで、当協会の優秀な会員諸兄姉が、尽力し甲斐のある活動テーマがいくつか思い至るので、これらをご検討頂ければ大きな喜びである。

(1) 目標と方法。

目指すべき、よりよい建設の目標を具体化し、設計図をつくり、PC界から建設界全般へ提示するべきではないか。その際には、産・官・学・民・政に共通し得る言語、また、建設技術・経済学・社会学・環境学の共通言語が不可欠である。例えばスティグリッツ氏による「学者のような姿勢」が考えられるであろう。氏の表現は平明に「議論において、事実と証拠に基づいた科学的な論議をすること」とある。

(2) 海外の建設の問題把握。

氏の近刊「世界を不幸にしたグローバリズムの正体」(徳間書店)に、ノーベル経済学者がアメリカ政府の経済政策委員長に招請されたが、国策の策定においてまた世界銀行や国際通貨基金(IMF)などの政策決定の論議において、氏の言う意味での「学者のような姿勢」はなく、不本意な意思決定にしばしば坑しきれず、現在のグローバリゼーションの不条理な面の現出を阻止し得なかった苦衷が率直に表白されている。

ドイツの優良な建設会社の倒産が続いた。技術力においても、経営のマネジメントにおいても、世界の最も優秀な水準にあり、他国の技術者も学んだ企業が倒産することは、過当な価格競争が原因であると思えない。

(3) わが国の成功事例。

ドランの基調講演、「革新技術の社会への受容性、成功と失敗例」に、わが国の成功事例が取上げられていた。わが国の建設事業の成功事例を確認することが必要である。国力および民生への寄与、工学及び技術の発展、ならびに建設技術者の輩出の三点について、レビューと評価をするべきである。

kongressのテクニカルツアーには、締め切り後も参加申し込みが続出し、大阪・阪神地域の鉄道・道路・トンネル・橋梁・エネルギー施設、また阪神大震災から復興した街、の見学対応委員の方々は、予定を越えて、見学者に対応して下さった。

企業の建設の力を引き出した技術開発先導力が、発注機関に共通して有り、最近では、本四公団は海象での超大規模橋梁のメンテナンス・テクノロジー、海外の大規模橋梁のコンサルティング、電力ガス会社での大規模貯槽への自己充填コンクリート、阪神公団における耐震技術、首都高速道路公団の構造物老化診断・再生技術、日本道路公団では耐久性品質向上と第二東名神での合理化の追求へと生かされ、新工法、新材料、新構造形式が生まれた。国土交通省土木研究所の主導による国内共同研究とアメリカ等との継続的な多国間共同研究などによる新技術開発と全国の地方整備局による建設への採用により、建設技術の進歩が速やかに実務に活かされ、わが国建

設界の高い技術水準が維持されている。

昨今、国の経済や財務体質との関係で建設四公団のあり方が論じられることが多い。しかし、建設に建設四公団及び他の発注機関が果たした役割について、また、強い開発先導力を失わず、なお民の問いかけに応えうる組織の形態はいかなるものがよいのか、PC建設者も科学的な論議をする時期に来ているのではないか。

コンGRESの成功の直接的大きな要因のひとつは、建設四公団はじめ各発注機関の現役の方々の発想・尽力とともに、創設以来受け継がれた、理念の高さ、技術の発展と技術者育成の意欲、すべての問題解決への建設的かつ迅速な行動力によるものであることを忘れはしない。

(4) NGOとボランティアの社会にPC関係者は適性がありそうだ。

PC技術協会で活動されている方々の献身的取り組みは、ボランティアの精神の最も純粋で激しい発露を思わせる。コンGRESの準備と運営で活動された方々もまさにそのようであった。更に、活動された方々の帰属する組織の経営者の方々が、自己の組織の戦力低下を忍んで、優秀な方を送り出されたことも献身の美質である。

池田組織委員長の運営は、組織としては極めて緩やかであった。そのことによって、極めて多くの優秀な方々が、それぞれの得意分野を生かして活躍されたと思う。

(5) PC技術協会の更なる可能性

当協会の今までの活動の中に、未来の必要に合致したものは多くある。たとえば、規準整備の活動（複合構造、ケーブル構造、耐震、耐久性など）、海外プロジェクト研究、PC技士講習会などがある。これらは、時代に先駆けた先見をもって一定の効果を挙げた。しかし、継続努力は不十分である。自国開催のコンGRESにより、豊かな人材の優秀性が徹底的にわかった。更に、お互いまだ見ぬ多くの人材の存在を確信させた。協会の財政基盤が多少厳しくてもそのことによる活動の低下を看過はしない。適性を最大限に生かすことにのみ着目し、広く参画を得られるよう、そして、活動の意欲のある人々の立場や年齢が制約とならないように協会のマネジメントの体制を絶えず高性能に維持することが必要かつ有意義である。

Ⅱ -fib第1回大阪コンgres2002開催報告-

1. はじめに

「21世紀のコンクリート構造 (Concrete Structures in the 21st Century)」をテーマとして、2002年10月13日から19日までの1週間の期間でfib (federation internationale du beton,国際構造コンクリート連合) の第1回コンgresが我が国の大阪で滞りなく開催された。コンクリートを含めて構造、材料、施工の分野で世界大会を我が国で実施したことは1970年代のIABSEコンgresを東京で実施して以来であることから、コンクリートに関する第1回の世界大会を大阪で開催したということは極めて意義あることであって大阪の名称が21世紀のコンクリート技術のマイルストーンの起点として常に記憶されることになると思われる^{1), 2), 3), 4), 5), 6)}。

ここでは、このコンgresの概要を紹介し、21世紀のコンクリート構造の展望について述べることにする。

2. 開催準備

このコンgresはPC技術協会と日本コンクリート工学協会(JCI)との共同主催であり、大会の準備は両協会で行ってきたが窓口を一本化する必要からFIP(国際プレストレストコンクリート連合でfibの前身の1つ)時代の伝統を引き継いでPC技術協会の中に事務局を設置することとした。また、コンgresの準備と運営に対しては1993年に京都において実施したFIPシンポジウムの際の経験を参考にして、国際諮問委員会、組織委員会、学術委員会および技術展示委員会を設置して活動することとした。ここで、国際諮問委員会(International Advisory Board)には特に委員長を置かずに国際的に著名なメンバーを配置して諮問を求めることとした。組織委員会(Organizing Committee)は実質的に大会を組織・運営する委員会で大会に関する権限を保持・行使するとともにfib本部に代わって大会を実施する立場となったのである。PC技術協会とJCIでは組織委員会の発足に際し、大会運営の合理性を高め、迅速な対応ができるよう組織委員長にすべての権限を持たせることとした。組織委員長にはFIP時代に2002年のコンgresを日本に招致することを提案して了承を得、また、fibのプレジデントメンバーでもある筆者が就任することとなった。我が国における開催場所としては、阪神淡路大震災の復興を見ることのできる大阪を1996年頃から既に予定地とし、会場として当時建設中の大阪国際会議場を仮予約した。このような事前の活動はfibが発足する前であったのでPC技術協会の中に設けられたfib2002準備委員会(委員長筆者)が担当した。

学術委員会(Scientific Committee)は大会の学術的な内容を司るもので委員長にはfib会長であるデルフト工科大学のヴァルラヴェン教授とfib運営委員である山崎淳日本大学教授が共同で就任した。この委員会はfibとしての立場を強く持つもので大会の学術的検討は常にこの委員会が主導する立場にあった。

実行委員会(Executive Committee)は大会を具体的に実施するための組織で委員長には山崎淳教授が就任した。この下に多くの部会を設置し、あらゆる実体的な活動が行われた。また、企画調整を行うために特別幹事会が組織されて定期的に開催された。以上とは別に財務委員会が組織され、全般的な財務についての審議を行った。

組織委員会および実行委員会は2000年11月22日にそれぞれ第1回目の会議が行われ、これを機に公式にコンGRESの準備が開始されたのである。

なお、これに先立って、1998年のFIP第13回アムステルダムコンGRESの際には2002年のfib大阪コンGRESの予告のパンフレットを作成して大量に配布した。引き続いて2000年の米国オランダにおけるfibシンポジウムの時期を目指して第1次会議案内と論文募集のパンフレット（ファーストサーキュラー）が作成された。その後参加登録募集を含めたセカンドサーキュラーを2001年のfibベルリンシンポジウムを目指して作成し、配布した。この際にはPR用のビデオも作成し、参加呼びかけの中で上映した。

表-1 会議2次案内における挨拶文

fibは1998年にCEB（欧州国際コンクリート委員会）とFIP（国際プレストレストコンクリート連合）とが合併して発足したコンクリート技術に関する世界唯一の国際組織です。その第1回の国際大会が我が国の大阪で2002年10月に開催されることは誠に喜ばしいことです。これまでFIPは国際大会を第1回が1953年にロンドン、以降1955年にアムステルダム、1958年にベルリン、1962年にローマ・ナポリ、1966年にパリ、1970年にプラハ、1974年にニューヨーク、1978年にロンドン、1982年にストックホルム、1986年にニューデリー、1990年にハンプルク、1994年にワシントンDC、および第13回が1998年にアムステルダム、とほぼ4年毎に開催されてきました。fibでは国際大会としてFIPの伝統を受け継ぐこととし、その第1回の記念すべき大会を我が国の大阪で開催することに決定したのです。fib 2002年大阪コンGRESの主催者は（社）日本コンクリート工学協会（JCI）と（社）プレストレストコンクリート技術協会（JPCEA）であり、両協会が協同でこの組織委員会を発足させました。既に1998年に大会開催予告、2000年に第1次大会案内を配布させていただきました。

この大会のテーマは「21世紀のコンクリート構造」であり2001年から2100年までの100年間のコンクリート技術を展望包含する意図があります。従ってこの大会においてこの100年間のコンクリート技術の方向性とその役割とが深く議論されることでしょう。コンクリート技術の発展は人類社会の発展を大いに支えるものであり、多数の参加者により21世紀を通してのコンクリート技術について開催地大阪において実りある討議が行われることを心から期待しております。

既に論文アブストラクトの応募は800編に達し、この大会に関する国内外の関心の高さが伺えます。大会では特別講演、基調講演、一般講演、ポスター発表のほか、ナショナルレポート、委員会報告が行われます。また、最新の技術展示も合わせて開催されます。

大阪は東京に並ぶ日本の大都市であり、歴史も古く、京都や神戸にも近いことからスタディーツアーや観光に最適の場所と言えましょう。1995年の阪神淡路大震災の復旧状況を視察いただくことも重要なイベントと思われます。

fib 2002大阪コンGRESが世界のコンクリート技術の発展に大きく寄与することを心から願っております。関係各位の御参加と御支援を心よりお願い致します。

組織委員長
池田 尚治

その後、コンGRESの詳細がほぼ確定した段階の2002年6月にファイナルインビテーションのパンフレットを作成、配布してコンGRES参加を広く呼びかけた。

以上のような準備によって2001年5月15日締切りで募集した論文のアブストラクトは約800編に達した。アブストラクトの審査結果は同年8月15日迄に応募者に報告され、論文提出締切りは2002年2月15日とされた。

コンGRESの論文集として基調・主要講演の論文と1編2頁の概要を印刷した2巻と、全論文を収録したCD-ROM3枚を作成して参加登録時に配布した。また、全論文を印刷して全8巻の論文集を作成し希望者に有料で配布することとした。

表-1に会議2次案内における組織委員長への歓迎の挨拶文を示す。また、写真-1に会議2次案内以降から歓迎挨拶文をいただいた大臣、府知事、および市長の写真を示す。



写真-1 大臣、府知事および市長の歓迎

3. 開会式

開会式は大阪市内の中之島にある大阪国際会議場で10月14日午前9時から開催された。開会時の大会参加者は国外からの参加者約500人を含めて1,600人を超え、極めて盛大な大会のスタートとなった。開会式は大会実行委員長である山崎教授の導入で魚本健人東京大学教授の司会のもとに大阪大学交響楽団によるアイネクライネナハトムジークの演奏で幕開けした。

まず組織委員長である池田が開会挨拶の後にfibベルを鳴らして開会を宣言した(写真-2)。次いで国土交通大臣、大阪府知事および大阪市長(いずれも代理出席)による歓迎挨拶の後に、ヴァルラヴェン会長の開会挨拶があり、引き続いて登壇した来賓と関係者の紹介があった。

これに続いてfibの表彰が行われテキサス大学のグリーン教授とライプツヒヒ大学のケーニツヒ教授(当日欠席)にフレッシュメダルが贈呈され、次いで名誉会員に推挙された尾坂芳夫教授に証状が授与された後に、再び大阪大学交響楽団によるワグナー作曲のニュルンベルグのマイスタージンガーおよびエルガー作曲の威風堂々が演奏され開会式を終了した(写真-3)。極めて格調の高い開会式であり、本コンGRESのテーマである「21世紀のコンクリート構造」にふさわしいものであった。

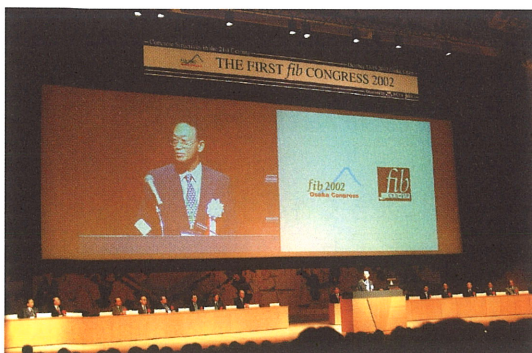


写真-2 組織委員長による開会宣言



写真-3 開会式における大阪大学交響楽団の演奏

4. 基調講演と主要講演

開会式に引き続いて基調講演(プレナリーレクチャー)が行われ、エジプトのピラミッド時代から現在および将来にわたる構造物をモニュメントの観点から論じた熊本大学の伊藤重剛助教授、橋梁を中心としたfib前会長のヴィロージュ博士、米国のインフラストラクチャーを中心とする技術の核心に触れたワイオミング大学のドラン教授、および世界的照明デザイナーである石井幹子女史の4者による極めて価値のある講演が行われ、参加者を感動させた。

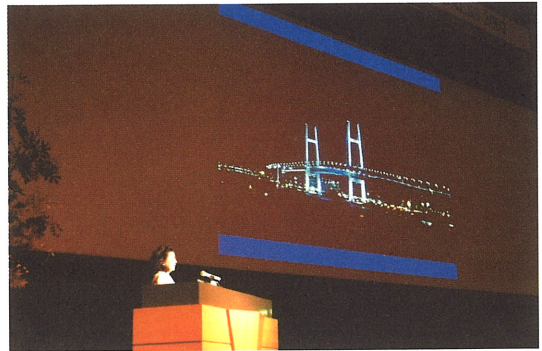


写真-4 石井幹子女史による基調講演

伊藤助教授とドラン教授とはいずれも過去の著名な構造物としてフィレンツェのマリア・デル・フィオーレのドームを偶然にも一致して取り上げ、設計施工を行ったブルネレスキの着想とそれを受け入れた施主のことについて述べた。今から600年前に造られたこのドームが21世紀のコンクリート構造を語る場合、共通の礎となっていることが注目された。

また、石井女史の講演では多くの構造物のライトアップの例が紹介され、季節による色調の変化、照明の強弱の変化、およびランドマークとしての照明の意義などが論じられ、照明の価値についての哲学が語られ参加者に感銘を与えた(写真-4)。

翌15日には主要講演(プライマリーレクチャー)としてトロヤノ博士、フォーベス新会長、ヴァルラヴェン会長、パーク教授、内藤廣東京大学教授およびアスティツ教授の6名の講演が行われた。橋梁が大型化および長大化している現在、橋梁建設の経済性と美観との間にぶつかり合いが生じていることをアスティツ教授が指摘し、さらに美観と力学の適合性についても論じた。同教授はある程度小規模な橋梁であれば、モニュメントやランドマークとしての価値を高めるために美観面を優先しても良い場合があることを指摘した。

基調講演は18日の閉会式の直前の午前中にも行われ、角谷務博士、フレンチ教授、ソーベック教授およびストラスキー教授の4名による熱のこもった講演が行われた。角谷博士は日本道路公団が中心となって最近開発した透明シースやプレグラウト方式、あるいは波形鋼板ウェブの非線形安定問題の解析、エクストラードズド橋への波形鋼板の適用などを述べ、我が国の橋梁技術のレベルを世界に示すことができた。

フレンチ教授は米国の大学における実験研究の現状を中心に述べ、大学間のデータの交流や研究体制を詳細に報告した。特にコンクリート構造物の耐震に関する研究状況の紹介には迫力があり感銘を与えた。ソーベック教授、ストラスキー教授の講演では実構造物を例に挙げて21世紀のコンクリート構造について多くの示唆が得られた。

5. キーノート講演と一般講演

キーノート講演を含めた一般講演のセッションでは670題の講演が15のテーマに分かれて10会場並列で行われた(表-2~3)。そのうち127題の論文に関してはポスターセッションとして行われた。我が国からの発表では橋梁に関するものが多く、エクストラードズド橋および波形ウェブ複合PC橋に関する研究や設計施工についての価値ある論文が多数披露され、海外から注目された。特に日本道路公団の橋梁構造物は今や世界をリードする立場にあることが感じられた。

構造物のモニタリングについては独立したセッションが設けられ、ライフサイクルコストやリ

サイクルの問題とともに、構造物の耐久性との関連性で高い関心を集めた。

今回のコンGRESではキーノート講演および一般講演の論文数が前述のように670編にも及んだが、いずれも学術委員会の査読を経て採用されたものであり、学術的、技術的に価値の高いものであると言える。

表-2 セッション毎のテーマと論文数

<i>Session</i>	<i>Theme</i>	<i>Oral</i>	<i>Poster</i>	<i>Sub-Total</i>
	Plenary	8	-	8
	Primary	6	-	6
1	Big projects and innovative structures	44	13	57
2	Advanced design and construction of prestressed concrete structures	62	13	75
3	Recent contribution of concrete to tunnel and underground structures	17	0	17
4	Practical application of concrete to marine structures	9	3	12
5	Composite structures	52	12	64
6	Seismic design of concrete structures	54	39	93
7	Development of new materials	46	9	55
8	Durability of concrete structures	52	5	57
9	High-performance concrete	37	6	43
10	Recycling	17	3	20
11	Safety of concrete structures	38	10	48
12	Management of concrete structures	28	0	28
13	Failure mechanism and non-linear analysis for practice	40	13	53
14	Aesthetics of concrete structures	21	0	21
15	Monitoring	26	1	27
	Total	557	127	684

表-3 キーノート講演の一覧

Session1

Gordon Clark (U.K.): Two Millennium Bridges

Jean F. Klein (Switzerland): Geneva Exhibition Center - Bridging 44,000 in 14 Months

John Sun (U.S.A.): Anchoring the New San Francisco - Oakland Bay Bridge Main Suspension Span with Prestressed Concrete

Kazuyuki Mizoguchi (Japan): Advanced Structure for Prestressed Concrete Bridges - Novel Technologies in the New Tomei and Meisin Expressway

Session 2

Peter Marti (Switzerland): Bridge Girders with Prestressed Concrete Tension Ties

Dieter Jungwirth (Germany): Problems, Solutions, Developments and Applications at Different Kinds of Post-tensioning Tendons from European Point of View

Yoshishige Ito (Japan): The Development and the Prospect of the International Bridge Construction by Japanese Company

Akihiko Higuchi (Japan): PC Structures beyond Engineering

Session 3

Koichi Ono (Japan): Shotcrete Use in Japan in Tunnel and Underground Works

Session 4

Nobuaki Otsuki (Japan): Lifecycle Design for Durability of Offshore Concrete Structures

Session 5

Shosuke Morino (Japan): Concrete-Filled Steel Tube Column System -Recent Research and Construction in Japan-

Akimitsu Kurita (Japan): Recent Development of Steel-Concrete Hybrid Bridges in Japan

Victor Li (U.S.A.): Reinforced ECC - An Evolution from Materials to Structures

Mike Schlaich (Germany): Composite Structures- An Introduction

Session 6

Koichi Maekawa (Japan): Nonlinear Analysis Based Verification of Structural Seismic Performance in Practice

Fumio Watanabe (Japan): Ductility Enhancement of Concrete by Lateral Confinement

Kazuhiko Kawashima (Japan): Seismic Design of Concrete Bridges

Gian M. Calvi (Italy): Displacement-based Approaches in Seismic Design of R.C. Structures

Jose I. Restrepo (U.S.A.): New Generation of Earthquake Resisting Systems

Michael N. Fardis (Greece): European Developments in Codified Seismic Design of Concrete Structures

Session 7

Hans R. Ganz (Switzerland): Recent Developments in the Protection of Prestressing Steels

Hirozo Mihashi (Japan): Development of Smart Concrete

Session 8

Odd E. Gjorv (Norway): Durability and Service Life of Concrete Structures

Session 9

Tetsuya Mishima (Japan): A Performance Design Method of RC Structures Using High Strength Self-compacting Concrete and High Strength Steel Bars

Neil Hawkins (U.S.A.): Shear Design of High-Strength Concrete Bridge Girders

Session 10

Hiroataka Kawano (Japan): The State Of Using By-Products in Concrete in Japan and Outline of JIS/TR on "Recycled Concrete Using Recycle Aggregate

Session 11

Gabriel Khoury (U.K.): Effect of Fire on Concrete and Structures

Yoshifumi Matsuda (Japan): Evaluation of Strength and Maintenance Methods for Railway Reinforced Concrete Structures with Aged Deterioration

Session 12

Steen Rostam (Denmark): Realism in Service Life Design of Concrete Structures - the Designers Possibilities

Christopher L. Page (U.K.): Application of Electrochemical Techniques for Maintenance of Corroding Reinforced Concrete Structures

Session 13

Yoshio Kaneko (Japan): Practical Use of Nonlinear Analysis on Damage Detection of RC Structures

Giuseppe Mancini (Italy): Non-linear Analysis and Safety Format in Concrete Structures

Johan Blaauwendraad (Netherlands): Computing Force for Practice; Chances and Challenge

Vladimir Cervenka (Czech Republic): Computer Simulation of Failure of Concrete Structures for Practice

Hiroshi Noguchi (Japan): The Role of FEM Analysis of RC Structures in Relation with Experimental Studies and Structural Design

Session 14

Mamoru Kawaguchi (Japan): On How Concrete Structures Can Be Beautiful

Miyoko Ohno (Japan): Bridge Aesthetics in JAPAN

Werner Sobek (Germany): Shaping Concrete Differently

Session 15

Ming L. Wang (U.S.A.): Health Assessment of a PC Box Girder Bridge

Haluk Aktan (U.S.A.): Inspection Based Health Monitoring of Prestressed Concrete Bridges in Michigan

6. ウェルカムレセプションとバンケット

開会式前日の夕刻にウェルカムレセプションを行った。会場は隣接するリーガロイヤルホテルの宴会場で500名以上が参加してコンGRESの雰囲気が一気に盛り上がった。歓迎スピーチ等は行わず山崎実行委員長の指示により中締めとして組織委員長のリードで我が国独特の一拍の手締めが行われた。

バンケットは17日の夕刻に同じくリーガロイヤルホテルの宴会場を拡大して1,040名の着席により行われた。開宴は組織委員長の開宴スピーチ、ヴィロージュ名誉会長の「fib」と「ボナペティ」のフランス語の発声の後には2個の大樽の鏡開きを行い、山崎実行委員長の乾杯発声により始まった。司会進行は京都大学の渡辺史夫教授と西山峰広助教授が務めた。料理とともに淡路人形浄瑠璃の鑑賞も行なった。

バンケットではfib大阪コンGRESとして表彰を行うこととし、構造物部門として日本道路公団の本曾三川橋、阪神高速道路公団の震災復興実績、本州四国連絡橋公団の大型コンクリート構造物および横浜市の横浜国際総合競技場の4件を表彰した。

次いで、顕著な業績をあげた国外の学者、技術者としてR. Chander Aimchandani氏、Ben Gerwick教授、Neil Hawkins教授、Roger Lacroix教授、Giorgio Macchi教授、Hans Muller氏、Robert Park教授、Subba Rao氏、Geza Tassi教授、青山博之教授、岡田清教授、尾坂芳夫教授、小寺重郎博士、鈴木計夫教授、中野清司教授、仁杉巖博士、六車熙教授、山田稔教授、吉田巖博士、渡辺明教授を表彰することとして出席者に登壇を願い賞状を贈呈した(写真-5)。

バンケットは実行委員長の指示により組織委員長の音頭で三本締めによって閉宴となった。1000名以上の着席のバンケットは我が国ではほとんど例がないものであって、このような盛会なバンケットがなごやかに実施できたことは大いなる喜びであった。特にお開きの三本締めが整然と行われたことは驚きであった。



写真-5 バンケットにおける表彰

7. 技術展示その他

論文の講演発表やポスター発表のほかに、今回のコンGRESでは76機関による技術展示が催され、最新のコンクリート技術に関する情報が披露された。

また、FIP時代からの伝統である各国からのナショナルレポートが発表され、各国の最新の橋梁をはじめとする構造物が紹介された。メインホールでの主要行事のひとつとして位置付けられたために各国からは相当に熱を入れたプレゼンテーションとなった。同様にしてfibの研究委員会(コミッション)の研究成果を報告するコミッションレポートをメインホールで行うこととし、各委員会の活動を刺激することとした。

fibの構造物に対する表彰はナショナルレポートの直前に行われた。これに関しては応募した各国の構造物を含めた冊子が作られ、参加登録者全員に配布された。

なお、会議期間中にはテクニカルツアーが企画され、話題の栗東橋をはじめとする視察が行われ好評であった。同伴者を対象とした行事も連日実施され、日本文化の紹介や国際親善が図られた。また、会議後のツアーも実施され、海外から約100名が参加して非常に好評であった。

技術展示参加者を含めるとこのコンGRESへの総参加者は3,000名以上となり第1回コンGRES

表-4 閉会式におけるConcluding Remarks

1.	"Concrete structures in the 21st Century" was the theme of this Congress. The infrastructure of the world in upcoming 100 years is based on this Congress because the concrete is a crucial component of the infrastructure.
2.	The significance of this Congress is great for the development of future society and environment.
3.	It is essential to construct sustainable artificial environment with concrete in the logical and ethical manners by utilizing the knowledge obtained in this Congress.
4.	I am confident that the technological advancement of structural concrete is the only way to overcome the tough circumstance due to monetarism. Therefore, the evidence of accomplishment shown in this Congress must be not only remembered and utilized but also we should advance our technology without stopping.
5.	I would like to quote here the following words: "Small rule, small mind and stifle creativity must be avoided" <i>from Prof. John Breen in fib 1999 Prague Symposium, Freyssinet Medallist 2002, Osaka</i>
6.	<i>fib</i> : <i>fédération internationale du béton</i> and also <i>fib</i> : <i>foremost important body</i>
7.	The progress of structural concrete will contribute to the prosperity of the society. "Concrete is now advancing with <i>fib</i> "

にふさわしい盛大で価値ある国際会議となった。

閉会式は18日の基調講演終了の直後に行われた。司会は宮川豊章京都大学教授が務め、組織委員長による本コンGRESの総括報告(Resume)として講演と行事の総括およびConcluding Remarksが述べられた(表-4)。次いで任期満了のヴァルラヴェン会長およびフォーベス新会長の挨拶があり、引き続き2003年のfibアテネシンポジウムおよび2006年のfib第2回ナポリコンGRESへの招待スピーチが行われた。

閉会式は楽しく実施しようとの考えから福引き(ロツテリー)が行われた。最後に組織委員長がfibベルを鳴らして閉会宣言を行い、引き続きこのベルを次回開催国であるイタリアのマンチーニ教授に手渡した(写真-6)。

組織委員長は総括報告の中でこのコンGRESの実施に尽力された部会の代表者の方々に登壇を願い感謝状とワインを贈呈した。

以上に述べたように第1回fib大阪コンGRESは大きな成功を取めたと見えよう。

このコンGRESの成功に寄与された多数の関係各位に組織委員長として心から厚く御礼を申し上げます。

このコンGRESの内容を注意深くレビュー(Review)することによって21世紀のコンクリー



写真-6 閉会式におけるfibベルの引継ぎ

ト構造の展望を描くことができると思われる。

なお、本文のとりまとめと本文中の写真撮影（写真－1を除く）は横浜国立大学林和彦助手によるものであることを付記する。

参考文献

- 1) 田中仁史：fib大阪コンGRES2002に向けて，コンクリート工学，Vol.40，No.7，2002，日本コンクリート工学協会，pp.59-61
- 2) 池田尚治：fib大阪コンGRES2002の開催について，プレストレストコンクリート，Vol.44，No.1，2002，プレストレストコンクリート技術協会，pp.11-18
- 3) 二羽淳一郎：fib大阪コンGRES2002の広報活動について，プレストレストコンクリート，Vol.44，No.2，2002，プレストレストコンクリート技術協会，pp.15-18
- 4) 宮川豊章：fib大阪コンGRES2002の企画行事について，プレストレストコンクリート，Vol.44，No.3，2002，プレストレストコンクリート技術協会，pp.14-17
- 5) 渡辺史夫：fib大阪コンGRES2002の学術部会活動について，プレストレストコンクリート，Vol.44，No.4，2002，プレストレストコンクリート技術協会，pp.5-6
- 6) 山崎淳：fib大阪コンGRES2002の開催準備を振り返って，プレストレストコンクリート，Vol.44，No.5，2002，プレストレストコンクリート技術協会，pp.3-4

21世紀のコンクリート構造—建築—

アンボンドPC構造の可能性

京都大学大学院教授・本協会副会長	渡 邊 史 夫	(株)日建設計構造設計主管	深 井 悟
大阪大学大学院教授・本協会理事	大 野 義 照	(株)安井建築設計事務所 構造部副部長	森 高 英 夫
京都大学大学院助教授	西 山 峰 広	(株)竹中工務店技術研究所 主任研究員	岡 本 晴 彦
独立行政法人建築研究所 主任研究員	加 藤 博 人		

1章 はじめに

一般に、ポストテンション工法においてはPC鋼材の緊張後、セメントペーストなどのグラウト材を注入する。その目的は、PC鋼材の腐食を防ぐことと、PC鋼材とコンクリートとの間に付着を与えることである。このようにグラウト工事は重要であるが、工事が面倒なこと、グラウト材の充填の確認が容易でないことなどの点から、予めシース内に防錆材であるグリースを注入したアンボンドPC鋼材を用いるアンボンド工法が1980年代から建築の分野では用いられ始めてきた。アンボンド工法はグラウト材を注入するボンド工法より部材の曲げ耐力が10～20%低いものの、緊張材の配線工事も容易で、ひび割れやたわみの制御の目的で広く用いられるようになった。

しかし、定着部の安全性に対する危惧や万が一PC鋼材が破断した場合の構造体の損傷が大きいためアンボンドPC鋼材は柱、梁等の耐震部材には用いられていない。ひび割れ・たわみ制御に同鋼材が用いられてもその曲げ耐力への寄与は評価されなかった。今般、建築基準法施行令の改正に伴い、アンボンドPC鋼材がある条件の下で耐震部材に用いることが可能になる予定である。

施工性の改善のみならず、アンボンドであることから変形が大きくなること、大変形時にもPC鋼材が降伏しにくく復元力が優れていることなどを積極的に利用する構造システムも考え出されている。グラウト工事の省略に始まったアンボンド工法が、いまやその特徴を活して新しいPC構法も生み出している。

アンボンド工法はPC構法あるいはPC構造の可能性を広げる工法である。日本建築学会PC構造運営委員会では「アンボンドPC構造設計指針 (仮称)」を作成すべく、資料収集を行ってきた。その成果を基に、次章以下にアンボンドPCに関する基本解説と研究の動向、設計と利用の現状、法令上の対応、および先進的な建築例と今後の展開についてまとめた。

2章 アンボンドPCに関する基本解説と研究の動向

2.1 はじめに

プレストレストコンクリート（以下PCと略記）部材の製造方法にはプレテンション法とポストテンション法とがあるが、経済性および現場での製造が可能な点で、長大スパンの架設には主としてポストテンション法が用いられる。ポストテンション部材は、シースに入れたPC鋼材を型枠中に配置してコンクリートを打設し、コンクリートが硬化して所定の強度に達してからPC鋼材をジャッキで緊張し、プレストレスを導入するものである。プレストレス導入後はシース中の空隙にグラウトモルタルを注入してPC鋼材とコンクリートとの間に付着を付与すると同時に、PC鋼材を防錆保護する。わが国にPC技術が導入された1950年代には、PC鋼材防錆の重要性の認識が高く、グラウト施工の重要性もそれなりに認識されていた。しかし、施工の省力化、工期の短縮が強く望まれるようになって、1960年代には手間のかかるグラウト注入作業が次第に現場で歓迎されなくなった。その結果、水セメント比45%以下（40%以下が理想）のグラウトモルタルの注入が望ましいにもかかわらず、水セメント比50～60%といったブリーディングの著しいグラウトモルタルの使用、高圧力による高速注入などによって、シース内グラウトに多くの空隙が残り、PC鋼材の発錆破断事故にもつながりかねない事態となった^{1), 2)}。また、現場で多数のシース内にグラウト注入しなければならないことから、注入忘れによるPC鋼材破断事故もいくつか起こっている。注入困難なためにシースの両端面からグラウトを注入するといった不届きな施工さえ行われたこともある。これらのグラウト不良またはグラウト注入忘れは、現場管理を慎重に行えば発生し得ないと考えられるが、今日でも杜撰な施工および施工管理によって、グラウト不良またはグラウト注入忘れが発生していることは、誠に遺憾と言わざるを得ない^{3), 4)}。このようにグラウト問題は古くて今なお新しい問題であり、何らかの方法でPC鋼材の防錆を完全に行うことにより、グラウト注入を必要としないポストテンション工法があればこれにこしたことはない。このようなポストテンション工法の1つにアンボンド工法がある。本章では、わが国におけるアンボンド工法の発達の歴史、施工上および力学的特徴、最近の研究動向などについて記述する。

2.2 アンボンド工法の発達の歴史

アンボンドPC工法は、グラウト注入を要しない点を除いて通常のポストテンション工法と全く同じである。PC鋼材としては、予め防錆材を塗布するなどの防錆処置を施した、いわゆるアンボンドPC鋼材を用いる。図2.1は開発当初に用いられていたアンボンドPC鋼材断面を示したもので、同図(a)はPC鋼材の表面に防錆材を塗布した塗布形アンボンドPC鋼棒、同図(b)はPCストランドをシースで被覆し、シースとPC鋼材間に防錆材を充填したシース付アンボンドPCストランドである^{1), 2), 5)}。防錆材としては、前者はグリース、ワックス類、アスファルト、ピッチ類、ポリマー系などが用いられ、塗布厚さは1mm程度である。防錆材の保護のために防水紙、ビニールまたはポリエチレンテープなどを巻き付けて使用していたが、現在は高密度ポリエチレン等のプラスチックシースを用いた防錆材封入型となっている。後者では、防錆材としてグリース

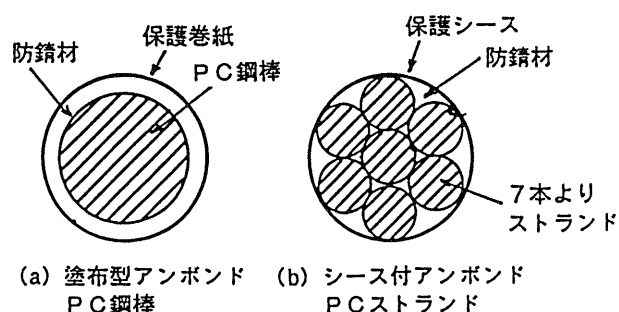


図2.1 開発当初のアンボンドPC鋼材断面

類または防錆用軽油などを厚さ0.5～1mmのプラスチックシース内部に封入したもので、封入されている防錆材だけではなく、シースそのものの防錆効果も期待される。今日では内部に封入される防錆材はもちろん、シースそのものの品質も改良されている。

アンボンドPCは、1952年に米国中西部の建物（名称および建設地不詳）に使用されたのが最初であり⁶⁾、その後ネバダ州ラスベガスの学校建築約10校の床スラブがアンボンドPCフラットスラブ構造で建設されたが、建設後間もなく異常キャンバーまたはたれ下がりが発生し、使用困難となって取り壊された。原因は過大又は過小プレストレスの設計となっていたためと推定されている⁶⁾。この事故を契機に米国ではフラットスラブ構造に対する適正な設計方法の研究が行われ、アンボンドPC工法のプレキャスト部材やフラットスラブ構造への利用が徐々に増加した。しかし、1964年のアラスカ地震において、完成間近の5階建アパート（Four Seasons Apartment House）が倒壊し、プレキャストスラブに用いられていたアンボンドPC鋼材くさび定着部が破壊し、PC鋼材が道路を横切って30～60mも飛ぶと言う事故が起こった。当初はアンボンドPC鋼材定着部の破壊が建物倒壊の直接原因であるかのように言われて論議を呼んだが、その後の調査によって、スラブを支持していたRC耐震コアの縦方向鉄筋の重ね継ぎ手が1階の同一位置に集中しており、その位置から耐震コアが折れて北方向に30°傾斜し、コア部コンクリートに仮止めされていたスラブ材端コンクリートが引きちぎられて定着部が飛んだと推定され、定着部の破壊が建物倒壊の直接原因ではないことが明らかにされた^{6), 7)}。以来、米国およびカナダではアンボンドPC工法の建築構造物への使用が年毎に増加し、1970年初めには建築物に用いられるポストテンション用PC鋼材の80～90%がアンボンド鋼材となった。このような背景のもとにアンボンドPC構造に関する指針類も整備され、1969年にはACI-ASCE 423合同委員会アンボンド部材に関する暫定指針⁸⁾が、1971年にはポストテンション用材料に関するPCI暫定指針⁹⁾、1974年にはPCフラットスラブ構造に関するACI暫定指針¹⁰⁾がそれぞれ制定され、また、1977年にはポストテンションスラブの設計と題するPTI指針が刊行されて¹¹⁾、アンボンドPC普及の基礎が築かれた。

これに対してわが国では、1970年代まではアンボンドPCを本格的に使用するには至らなかったが、力学的性質などの研究はかなり早くから行われた。1955年にポストテンション曲げ材力学的性質の実験的研究の一部としてアンボンドPCはりの曲げ破壊実験が行われたのが最初である¹²⁾。その後は断続的に研究されてきたが、この間、1959年の伊勢湾台風による河川および海岸護岸の被災箇所の復旧に約20,000tonのアンボンドPC矢板が使用され¹³⁾、また、1957年以来阪急電鉄においてアンボンドPC枕木が使用されている¹⁴⁾。当時はPC鋼材の防錆材にブロンアスファルトを用いていたが、後述するようにPC鋼材には発錆などの異常は全く認められず、永年にわたって力学的健全性を保持できることが確認されている。アンボンドPC工法の普及にとって極めて貴重な実績と言えよう。

ヨーロッパ各国では1970年代後半に至ってもなおアンボンドPCに対して否定的であった。主な理由は、アンボンドPC部材に曲げ応力が繰り返し作用する場合、PC鋼材が全長にわたって繰り返し引張応力を受けるので、定着部が疲労破壊しないかという心配である。このような背景から、国際プレストレストコンクリート学会（FIP）においても、PC耐震構造物にアンボンドPCを用いることには消極的であった。しかし、グラウトを行った部材がアンボンド部材よりも耐震

性の点で優れていると言う確実な論拠は必ずしも明確にはされていないこと、および、定着部の疲労破壊に対する単なる懸念からこれを否定する根拠は何もないことが、1974年FIP New York大会において指摘され、アンボンドPCの耐震構造物への利用の道を開くための耐震安全性の研究推進が強調されるに至った^{15), 16)}。以来、ヨーロッパ各国においてもアンボンドPCの利用が前向きに考えられるようになり、1980年にはアンボンドおよびボンドPC鋼材使用PCフラットスラブ構造の設計指針が制定されている¹⁷⁾。こうしてアンボンドPC工法の使用が全世界に広がる基礎が築かれたのである。

2.3 防錆材に要求される性能

現在用いられているアンボンドPC鋼材用防錆材はアスファルト系、グリース、ポリマー系など種々あるが、基本的には次のような性能が要求される^{8) ~10), 18)}。

- (1) PC鋼材表面を完全に被覆し、プレストレス導入時の摩擦抵抗が少なく、かつ、ピンホールやひび割れをおこさないような適当な粘性と軟度とをもつこと。
- (2) 湿気を通さず、構造物の耐久使用年数にわたって十分なPC鋼材防錆力を保つこと。
- (3) 温度変化に対して脆化または液化流失しないこと。プレキャスト製品の場合には、蒸気養生などの一次的温度上昇を受けても変質しないこと。
- (4) 化学的に安定で、コンクリート、PC鋼材、被覆シース材料などに悪影響を及ぼさず、また、火災時に有毒ガス発生の危険性がないこと。

これらの性能は、混和稠度および針入度試験、滴点・軟化点・流下試験などにより判定される。

アンボンドPC部材に関する耐火性能試験や火災を起こした実構造物の調査結果によると、防錆材の引火点規定値が200℃以上であるにもかかわらず、PC鋼材の温度が耐火性の制限温度450℃に達しても引火することなく、通常のPC部材と同等の耐火性を示すことが確認されている^{19) ~21)}。これは、防錆材がコンクリート中に完全密閉の状態におかれているためと考えられ、火災時PC鋼材最高温度を防錆材引火点温度に抑える必要はないようである^{20), 21)}。ただし、このような高温のもとでは防錆材の炭化や変質がおこって防錆効果が阻害されることがある。火害を受けた後の性能、とくに、防錆効果についての研究はほとんど行われていないので、今後の研究課題として指摘しておく。

防錆材の長期にわたる防錆効果を調べるために行われた曝露試験としては、我が国で開発されたポリマー系防錆材塗布φ9.2mm PC鋼棒使用PC梁の、酸性流水中、海水の干満の影響を受ける海岸および塩分の影響がほとんどない内陸部大気中での6年以上にわたる曝露試験²²⁾、小須田らの行った種々の防錆・被覆材料について独自の方法による強制促進腐食試験²³⁾、倉内らの行ったポリエチレンシース被覆グリース防錆φ12.4mmおよびφ12.7mm 7本よりストランド使用PC梁供試体の10年に及ぶ海岸および内陸大気中での曝露試験²⁴⁾などが報告されている。詳細は省略するが、いずれも防錆材塗布厚が1mm以上であれば構造物の耐久使用年数の期間中は防錆力が劣化することはないとの実験結果を得ている。

実構造物に使用したアンボンドPC部材の防錆材の長期効力を調べたものに、図2.2に示す1959年伊勢湾台風により破壊された河川および港湾護岸の復旧工事に用いられたアンボンドPC矢板¹³⁾

および図2.3に示す1957年以来阪急電鉄営業線に用いられたアンボンドPC枕木^{14), 25)}がある。これらはいずれも緊張材としてアスファルト塗布アンボンドPC鋼棒を用いている。表2.1は、材令17年のアンボンドPC矢板から取り出したPC鋼棒およびブロンアスファルトの試験結果を示したもので¹³⁾、矢板の一部損傷箇所から取り出したPC鋼棒Bの伸びが規格値をやや下回った点を除き、PC鋼棒、アスファルト共に品質の劣化は認められなかった。

写真2.1 は図2.3に示した18年間敷設供用されていたアンボンドPC枕木の撤去後の状況を、写真2.2 はこれらから取り出したPC鋼棒の表面状況を示したものである。PC鋼棒表面には薄錆が発生していたがピッチングは認められていない。したがって、機械的性質は表2.2 に示すようにほとんど劣化しておらず²⁵⁾、また、写真2.2 に示すように、引張試験後の破断面に明瞭な絞りが認められる。

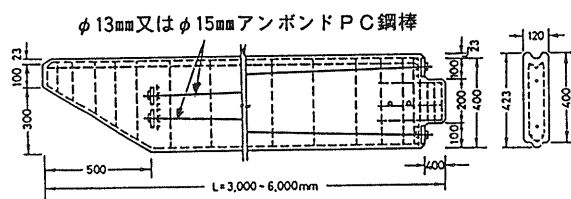


図2.2 伊勢湾台風災害復旧に用いられたアンボンドPC矢板

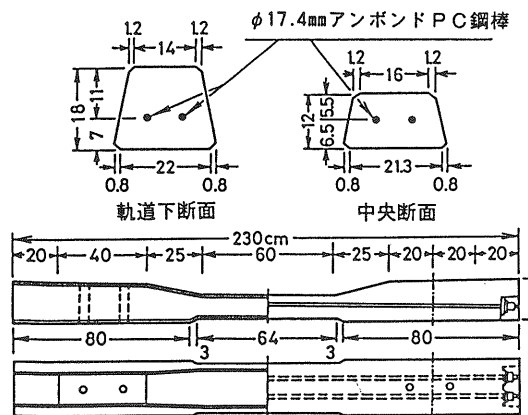


図2.3 18年間敷設供用されたアンボンドPC枕木概要図

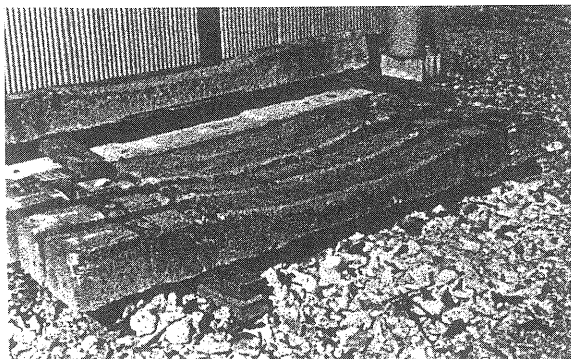


写真2.1 18年間敷設供用後撤去されたPC枕木

表2.1 防錆材の品質試験方法と判断基準

(a) φ11mm PC鋼棒引張試験結果			
供試体番号	降伏点強度 (MPa)	破断強度 (MPa)	破断伸び (%)
A	1250	1344	7.7
B	測定せず	1334	4.9
C	測定せず	1344	6.3
規格値	≥1080	≥1230	≥5

(b) アスファルト品質試験結果		
試験項目	矢板より採取したアスファルト (材令17年)	規格値 (推定)
針入度(25℃)	28	20~30
軟化点	79℃	>80℃
塩水噴霧試験	>30日	>24日

表2.2 18年間併用されたアンボンドPC枕木から採取したPC鋼棒引張試験結果

枕木形式	鋼棒径 (mm)	試 験 箇 所	降伏点強度 (MPa)	破断強度 (MPa)	伸 び (%)
HB-I型	17.3	平行部	899	1081	9
		ねじ部	----	984	----
HC-V型	15.9	平行部	1074	1175	11
		ねじ部	----	1077	----
規格値（製造当初）			>590	>785	>5

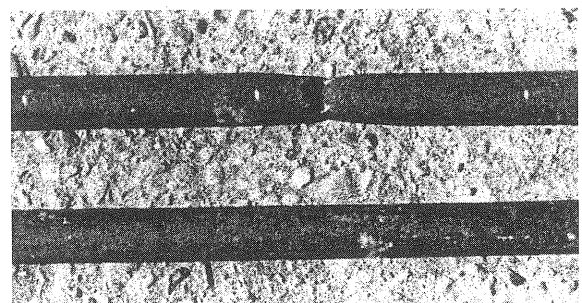


写真2.2 枕木から取り出したPC鋼棒
(上は引張試験後のPC鋼棒)

以上述べたように、グリース、ワックス類、アスファルト、ピッチ類、その他のポリマー系防錆材の防錆力は極めて優れている。さらに、アンボンドPC鋼材そのものが全長にわたってコンクリート中に埋設される場合には、コンクリートの保有する防錆力がこれに加算されるので、アンボンドPC鋼材の発錆破断の心配はまずないものと判断される。ただし、結束線で結束する場合のポリエチレンシースの潰れによる防錆材の被覆厚さの減少、防錆材の不完全充填、シースの破損個所からの防錆材のコンクリート中への浸透、定着部の不完全防錆処理などが、アンボンドPC鋼材の発錆の原因となるので注意を要する^{26), 27)}。

定着部の防錆を後埋めモルタルで行う場合には、肌離れまたはひび割れ等が起こって防錆力が阻害されることがあるので十分注意を要する。図2.4は実構造物におけるアンボンドPC鋼材発錆調査結果^{27), 28)}や長期間にわたる供試梁の海岸曝露試験結果²⁹⁾等に基づいてSchupackが提案した定着部完全防錆処置方法を図示したものである。とくに、悪い環境条件に置かれるPC部材には、図示の方法が推奨される。

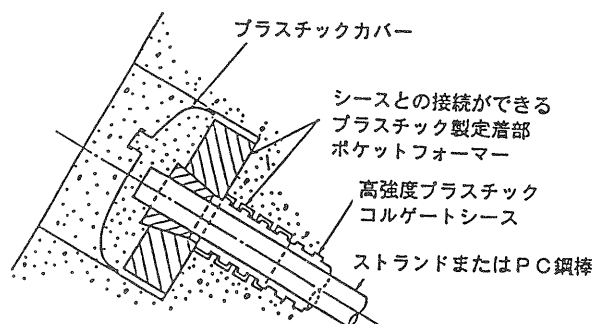


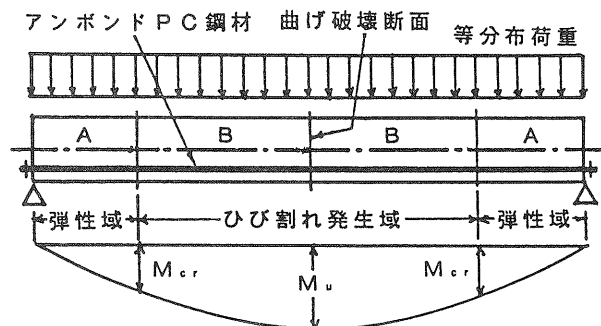
図2.4 定着部の防錆方法 (M.Schupackの提案)

2.4 アンボンドPC部材の曲げ破壊強度

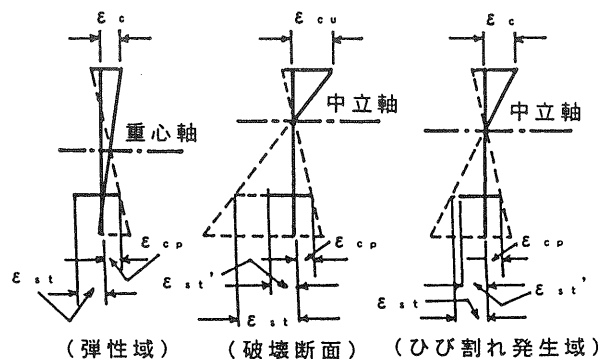
アンボンドPC部材の力学的性質は、基本的には付着のある通常のPC部材と変わらない。とくに、曲げひび割れ発生以前の弾性範囲においては、両者の差はほとんど認められず、曲げひび割れ耐力もほとんど変わらない。

これに対して曲げ破壊耐力は、アンボンドPC部材の方が小さくなる。断面 $220 \times 200\text{mm}$ 、全長 240mm 、 $\phi 23\text{mm}$ アンボンドPC鋼棒1本を偏心距離 22mm で直線配置し、平均導入プレストレス 5.5MPa を導入した長方形断面梁につき、支点間距離 2250mm 、中央曲げスパン $750 \sim 2250\text{mm}$ の3分点曲げ破壊試験を行った結果³⁰⁾によると、アンボンドPC梁では付着のある標準梁の曲げ破壊耐力の $0.81 \sim 0.97$ 倍であった。

このような曲げ破壊耐力の低下の原因は、曲げ破壊時における破壊断面PC鋼材引張力が付着のあるばあいよりも小さくなるためである。これを、図2.5(a)の直線配置アンボンドPC鋼材をもつ単純梁に等分布荷重が作用する



(a) 曲げモーメント分布



(b) 各断面ひずみ分布

図2.5 曲げ破壊時のアンボンドPC部材各位置における断面のひずみ分布

場合を例にとって説明する。すなわち、中央断面において曲げ破壊に至るとき、梁各部の曲げモーメント分布は、両端部の曲げひび割れモーメント以下の弾性域Aと、中央部の曲げひび割れ発生域Bとに分けられる。それぞれの位置の作用曲げモーメントの大きさに応じて同図(b)に示すような各断面ひずみ分布が得られるが、載荷荷重によるPC鋼材のひずみ変化量 $\varepsilon_{cp} + \varepsilon_{st}'$ (記号は図2.5参照) は、付着がないために梁全長にわたってどの断面をとっても一様である。一方、PC鋼材配置位置でのコンクリートのひずみ変化量 $\varepsilon_{cp} + \varepsilon_{st}$ は、コンクリートの圧縮縁ひずみ ε_c および中立軸位置 x が各断面において異なるので、PC鋼材配置位置でのコンクリートのひずみ変化量を梁全長にわたって積分したコンクリートの伸び変形変化量が、PC鋼材の全長に対する伸び変形増加量に等しくなる。すなわち、部材全長にわたるPC鋼材配置位置でのコンクリートの伸び変形変化量を部材全長で除した平均ひずみがPC鋼材ひずみ変化量となり、したがって、曲げ破壊断面でのPC鋼材引張力が付着のある場合よりも小さくなって、それだけ曲げ破壊耐力が低下する。

六車らは上述のアンボンドPC部材における変形の適合条件を用いて曲げ破壊耐力精算式を誘導したが^{31), 32)}、計算は極めて複雑で実用計算には向かない。そのために、アンボンドPCの開発当初から、曲げ破壊時まで起こるPC鋼材ひずみ変化量、または、PC鋼材引張力の増分を実験結果に基づいて近似値として与え、これを用いた曲げ破壊耐力略算法が多くの研究者によって提案されている。前者は、曲げ破壊断面におけるアンボンドPC鋼材のひずみ変化量 $\varepsilon_{cp} + \varepsilon_{st}'$ がその位置でのコンクリートのひずみ変化量 $\varepsilon_{cp} + \varepsilon_{st}$ の α 倍と仮定するものである。すなわち、

$$\varepsilon_{cp} + \varepsilon_{st}' = \alpha (\varepsilon_{cp} + \varepsilon_{st}) \cdots \cdots \cdots (1)$$

係数 α はひずみの適合条件係数と呼ばれるもので、宮本等は32本のアンボンドPC桁の静的曲げ破壊実験結果³³⁾に基づいて次の値を得ている。

(1) エポキシ樹脂またはアスファルト塗布アンボンドPC鋼材使用時

$$\alpha = 0.4 \sim 0.6 \cdots \cdots \cdots (2)$$

(2) シースありグラウト無しPC鋼材

$$\alpha = 0.2 \cdots \cdots \cdots (3)$$

曲げ破壊時PC鋼材応力の増分については、欧米各国において多くの研究結果^{34) ~ 36)}が発表されている。

なお、アンボンドPC部材の曲げ破壊耐力を付着のある場合と同等にするには、部材断面の引張側に曲げ破壊耐力不足を補うに足る普通鉄筋を配置するのが実用的である。また、普通鉄筋の配置は、付着のないために起こる曲げひび割れ間隔やひび割れ開口幅の増大、1ヶ所のひび割れへの曲げ変形の集中を防ぐのにも有効である。さらにアンボンドPC工法の開発当初は、何らかの原因でPC鋼材の破断や定着具の破損による部材の突発的崩壊が起こることを恐れて、少なくとも部材自重を負担できるだけの普通鉄筋の配置が必要とされていたが、今日では、PC鋼材そのものの品質安定性や定着装置の安全信頼性の向上により、そのような懸念も払拭されつつある。

2.5 アンボンドPC部材の曲げ疲労耐力

建築構造物では、地震時に部材が正負両方向の曲げ応力繰返しを受ける。アンボンドPC部材では、PC鋼材の定着部に部材危険断面などの他の部位と同じ大きさの繰返し引張力が作用することになる。とくに、不静定架構の最外端柱梁接合部は作用曲げモーメントが最大となる位置であり、その位置に梁のアンボンドPC鋼材が定着されることになるので、地震時には付着のある場合よりも大きな繰返し引張力が定着部に作用することもあり得る。このような曲げ応力の繰返し作用によっておこるPC鋼材の引張力変動によって、定着部でのPC鋼材や定着くさびなどの定着具に疲労破壊が起こることは許されない。

表2.3は、Brondum-Nielsen が12- ϕ 7mmボタンヘッド定着BBRケーブルを用いて行った片振り繰返し載荷実験結果を示したものである³⁷⁾。付着のある梁の場合には梁中央部の作用曲げモーメント最大の断面においてPC鋼材が疲労破断して曲げ疲労破壊に至っているのに対して、アンボンドPC梁では何れも定着端ボタンヘッド首下でPC鋼材が疲労破断し、かつ、曲げ疲労耐力は付着のある梁のその1/10以下であった。このような曲げ疲労耐力の異常な低下から、Brondum-Nielsen は、アンボンドPC部材は疲労耐力の点で極めて危険であると結論している。

表2.3 12- ϕ 7mmBBRケーブル使用梁の繰返し曲げ疲労試験結果 (Brondum-Nielsen)

疲労試験結果 (Brondum-Nielsen による)			
供試梁		PC鋼材引張り変動 (MPa)	疲労破壊までの荷重繰返し回数
アンボンド	No.1	883~937	0.26×10^6
	No.2		0.23×10^6
	No.3		0.09×10^6
付着あり	No.4	883~941	2.02×10^6
	No.5		3.18×10^6
	No.6		2.09×10^6

これに対してChungは、 ϕ 12.3mm 7本よりストランドまたは ϕ 5mmPC鋼線を用いたアンボンドPCはり23本につき、下限荷重が静的曲げ破壊耐力の10%、上限荷重が30~75%の繰返し曲げ疲労試験を行い、上限荷重が67%および75%の梁2本を除いていずれも200万回の繰返し曲げ載荷に耐えたことを報告している³⁸⁾。また、宮本らは、 ϕ 33mmアンボンドPC鋼棒（端部ナット定着）を用いたPC桁8本の、静的曲げ破壊耐力の60%までを上限荷重とする曲げ疲労試験を行い、定着部でのPC鋼棒の疲労破断により曲げ破壊した桁1本を除き、他はすべて桁中央曲げスパン内におけるコンクリートの曲げ圧縮破壊またはPC鋼棒の疲労破断によって破壊している³⁹⁾。さらに、六車らの行った ϕ 17mmアンボンドPC鋼棒を用いたPC梁22本、および、これに対応するグラウトを行ったPC梁22本の曲げ疲労試験結果は、図2.6に示す通りである。定着部近傍でのPC鋼棒の疲労破断による供試梁の破壊は、アンボンドPC梁では5本に、付着のある梁では1本に発生したが、何れも疲労耐力そのものの異常な低下は認められず、

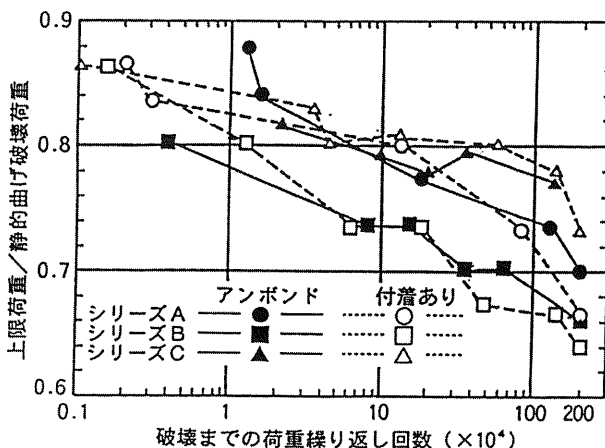


図2.6 アンボンド及び付着ありPC橋梁の曲げ疲労耐力実験結果 (六車ら⁴⁰⁾の実験)

かつ、全試験梁を通じてアンボンドPC梁と付着のある梁との疲労耐力そのものにはほとんど差が認められなかった⁴⁰⁾。

以上の実験結果からみると、Brondum-Nielsen の言うように、アンボンドPC部材ではPC鋼材定着部の疲労耐力が著しく小さくなり、付着のある場合と比較して疲労耐力が極度に低下して危険であるとは結論できない。すなわち、基本的にはPC鋼材母材部に比べて定着部そのものの引張疲労耐力が著しく低いものを用いると、アンボンドPC部材の疲労耐力は定着部の疲労耐力で決まることとなる。ちなみに、Brondum-Nielsen の実験に用いられた $\phi 7\text{mm}$ PC鋼線ボタンヘッド定着部そのものの疲労耐力は、母材部と比較して異常に小さく、下限引張応力が 883MPa の場合に対する100万回の繰り返し引張疲労に耐える応力振幅は、母材部では 235MPa であったのに対して、ボタンヘッドはわずか 78MPa であった。現実の問題として、定着部と母材部とが同等の疲労耐力を持つことは望むべくもない。したがって、PC鋼材母材部と比較して定着部におけるPC鋼材や定着具の引張疲労耐力の低下がどの程度までであれば、アンボンドPC部材の曲げ疲労耐力に影響を及ぼさないかを知ることは重要であり、今後の研究課題の1つとして指摘しておく。

2.6 プレストレス導入理念の変遷

我が国にPCがはじめて技術導入された1950年代は、荷重の作用により部材のコンクリートに引張応力の発生する部分に、予めこれに見合った圧縮応力（プレストレス力）を内力として与えるため、荷重による引張応力が作用しても、その大きさが導入圧縮力とコンクリートの引張抵抗力を加算した値を上回らない限り、コンクリートにはひび割れが発生しないことがその特徴とされていた。しかし、1964年にAbelesは、RC部材と同程度のひび割れであればPC部材においてもひび割れを許してもよいのではないかとする、いわゆるパーシャリープレストレストコンクリート（PPCと略記）の考え方を提唱し、英国国有鉄道の車両車庫、駅舎などの建設にこれを適用してその有用性を実証した^{41), 42)}。部材のひびわれ開口幅を導入プレストレス力の大きさによって直接制御できることから世界の注目を集め、1970年には FIP-CEBコンクリート構造物設計施工国際指針にRCとPCの中間を埋める構造として取り入れられた⁴³⁾。以来、PPCは世界各国で急速に普及した。我が国では1986年に日本建築学会設計・施工指針が制定され⁴⁴⁾、設計曲げモーメントの一部をキャンセルするという考え方から最初に導入プレストレス力と偏心距離を選び、以後は設計荷重と偏心プレストレス力を同時に受けるRC部材とみなして、RC部材の弾性設計式がそのまま使用できる設計方法を採用した。このため、RC構造の設計に馴れた多くの技術者がほとんど抵抗感無くPPCの設計になじむことができ、かつ、プレストレス導入にはアンボンドPC鋼材を使用することによってグラウト手間が省けることなどが注目され、フラットスラブ構造などに急速に普及していった。

PPC部材における導入プレストレス力と偏心距離の選定は、荷重釣合法⁴⁵⁾と呼ばれる極めて簡便な方法によって行われる。図2.7は等分布荷重を受ける単純梁を例にとった荷重釣合法の説明図である。同図(a)に示すように、PC鋼材を等分布荷重による設計曲げモーメント分布形と相似な形に配置し、これを緊張することによって設計曲げモーメントと逆向きの曲げモーメント（プレストレスモーメント）を与え、同図(b)に示すように部材全長にわたってこれをキャンセルするという考え方である。このようにすることにより、部材は設計曲げモーメント作用時にどの断

面においても作用曲げモーメントが0となる。実設計においては、キャンセルすべき曲げモーメントの大きさは全設計曲げモーメントではなく、その中の恒久的に作用する自重(または、これに積載荷重のごく一部を加えたもの)による曲げモーメントとする。

以上に述べた荷重釣合法で代表されるような、設計曲げモーメントと逆方向の曲げモーメントを与えるという考え方は、曲げ材におけるプレストレスのもっとも理想的な使われ方である。近年、橋梁などで使用が盛んとなった外ケーブル工法による構造部材の補修・補強または荷重負担能力の増大は、このような考え方を利用したPC技術の有効利用である。

建築物においても既存建物の梁強度不足を補うために、外ケーブル工法を使用する例も見られるようになった。ただし、建築物の場合は火災対策が必要であり、外ケーブル工法の利用普及には有効な耐火被覆の開発が必須であろう。

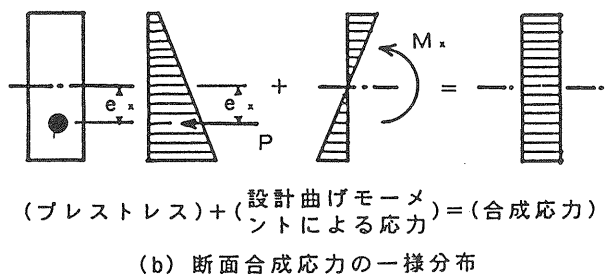
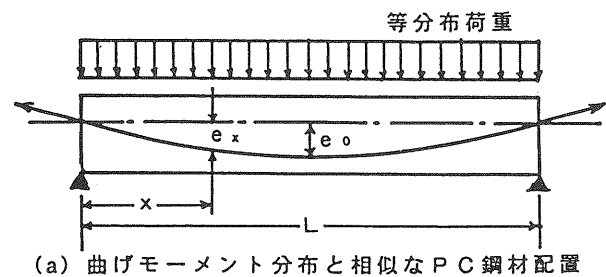


図2.7 荷重釣合法の概念⁴⁵⁾

プレストレスによる逆曲げモーメント導入のユニークな利用方法に基礎マットがある⁴⁶⁾。図2.8はその説明図で、基礎マットの自重および上部の柱から作用する軸圧力Nは、同図(a)に示すように弾性支承地盤に支えられている。これらによる地盤反力分布は、同図(b)に示すように柱軸圧力Nの作用位置で最大、柱の中間で最小となる波形分布となる。これを一様分布またはこれに近くなるようにするには、同図(b)のように柱下部分を上方に押し上げ、かつ、柱中間部を下方に押し下げるプレストレスモーメントを基礎マットに導入する。これによって同図(b)のように地盤反力は一様化される。その結果、基礎マットにも曲げモーメントがほとんど発生せず、マットの厚さを薄くすることができる。このような基礎マットの使用例は極めて少ないが、アンボンド鋼材を利用したPC技術の新しい分野として今後に期待したい。

アーチやトラスは逆曲げモーメントの導入がさらに効果的な構造である。アーチのタイやトラスの下弦材にプレストレスを導入すると、偏心距離が一層大きくとれるので、逆曲げモーメントだけを部材に与えるという理想状態にさらに近づく。とくに、コンクリート系トラスについては、プレキャスト部材の組み立て一体化がプレストレス導入の役割とされていたが、組み立て一体化後にさらに下限

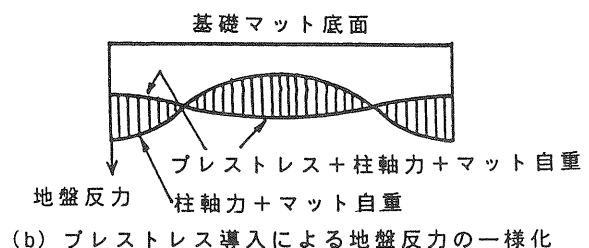
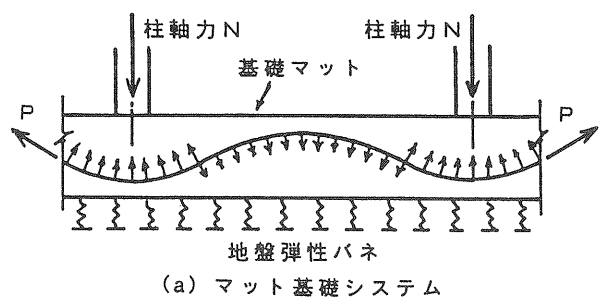


図2.8 マット基礎におけるプレストレスの利用

材にプレストレスを導入すればトラス全体に逆曲げモーメントが付与できるので変形の制御とともにその耐荷能力を著しく増大できる⁴⁷⁾。このようなPC技術利用コンクリートトラスはわが国でも幾つかの実施例があるが、近年はほとんど建設されなくなった。これは、各弦材の断面が比較的大きくなるため、荷重によって各節点に生じる二次応力が比較的大きく、ひびわれなどの発生原因となるばかりか、二次応力の吸収のために部材断面をさらに大きくしなければならないなどの悪循環に陥り、思ったほど構造体の軽量化ができなかったためである。しかし、最近が高強度コンクリートの製造技術が著しく発達し、圧縮強度100MPaを越えるコンクリートが現場施工出来るまでになっているので、上述の問題点は簡単に解消するものと思われ、アンボンド工法の適用分野として再登場しても然るべきと思われる。

鉄骨部材へのプレストレス導入はかなり以前から実用化されているが、とくに最近、トラス上弦材として比較的剛な鉄骨梁部材を使用し、これから束材を立ててその先端にアンボンドPC鋼材を貫通させて下弦材とし、かつ、PC鋼材を緊張して逆曲げモーメントを与える張弦梁構造が注目を集めている^{48), 49)}。その構造形態は図2.9に示すように、PC鋼材をサスペンションとして使用する構造、アーチのタイとして使用する構造、および、両者の組合せによる構造の3種類に分類される。いずれの構造も張弦材としてのPC鋼材を緊張することにより、鉄骨梁に著しく大きい逆曲げモーメントを付与し、軽量で長大スパンの架構を可能ならしめている。

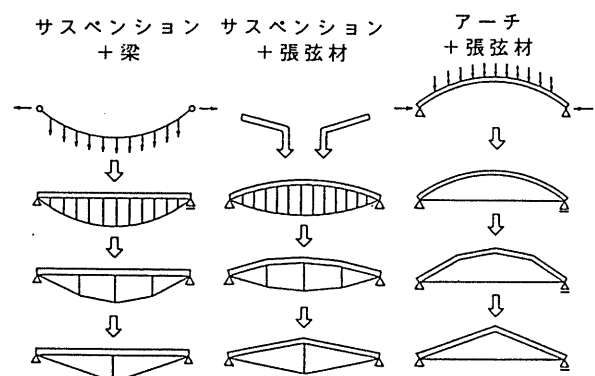


図2.9 張弦梁構造の原理と形態^{48), 49)}

なお、上述のPC鋼材緊張による逆曲げモーメントの付与は、PC鋼材の偏心距離を可能な限り大きく取ることが原則となるが、換言すれば、少ないプレストレス力によって大きいプレストレスモーメントを与え、プレストレス導入の有効度を高めているのが特徴と言える。PC鋼材としてはグラウトを必要としないアンボンドPC鋼材がしばしば用いられる。すなわち、本項で述べた種々の構造の開発にはアンボンドPC鋼材の開発が重要な役割を果たしていると言えよう。

2.7 アンボンドPC研究の最近の動向

アンボンドPC開発当初は、ボンドPCをグラウトが必要ないアンボンドPCで置き換えることに主眼がおかれていた。また、プレストレスは、元来、常時荷重下における性能を改善するために導入されるため、防錆材の性能、耐久性、定着部や鋼材の疲労限界に関する研究が主であった。また、力学的性質に関しては、鉛直荷重下における終局曲げモーメントを精算あるいは略算により求める方法に関する研究が続けられてきた³⁰⁻³⁶⁾。これは、アンボンドPC鋼材が、スラブや小梁などの鉛直荷重支持部材に利用されてきたことにもよる。特に、アメリカでは、Mattockらによる研究³⁶⁾に基づき、ACI318に見られるように、終局時鋼材応力を、部材のプロポーシオンとコンクリート強度、さらには、鋼材比により与えている。一方、地震国である日本では、鉛直荷重支持部材だけでなく、地震時抵抗要素である大梁への利用も視野に入れた研究が行われてきた⁵⁰⁻⁵³⁾。

しかしながら、このような研究は少なく、鋼材が破断した場合に対する危惧、定着部の疲労破壊に対する憂慮などを理由に、アンボンドPC部材の、大梁などの耐震部材への利用は、法律により禁じられてきた。骨組構造中の大梁は、地震時に、逆対称モーメントを受けるため、鋼材の配置形状にもよるが、一般に、鋼材の応力増分は小さくなる。付着がなく、鋼材が一様に伸びるために、さらに鋼材の応力増分は小さくなる。このような理由から、何らかの欠陥がないかぎり、鋼材破断や定着部破壊の可能性が、付着ありとした場合と比べて高くなるとは考えられない。ただし、大梁として利用した際には、万が一にも鋼材が破断した場合、その及ぼす影響は大きいいため、梁落下防止に対する方策をとることは必要であろう。

アンボンドPCを、ボンドPC部材の置き換えとしてだけではなく、その特性を有効に利用しようとする研究が、約10年前より行われている。すなわち、鋼材とコンクリート間に付着がないために、鋼材の張力はさほど大きくならず、大きな変形を受けた場合にでも、鋼材が弾性範囲にとどまる点を利用しようとするものである⁵⁴⁻⁶⁰⁾。1995年兵庫県南部地震以後、地震を受けた後の残留変形も評価すべきであるとの声が高まってきた。特に、橋梁などが地震を受けた後、その速やかな復旧を果たす必要があるときに、残留変形はなるべく小さくしなければならない。建築物においては、修復性のみならず、残留変形があると、扉や窓の開閉に支障を来し、地震直後における避難の障害となる可能性がある。弾性範囲にとどまるアンボンドPC鋼材を用いれば、大変形後においても復元力を維持でき、残留変形を小さく抑えることが可能となる。この際に問題となるのは、地震エネルギー吸収能力が小さくなることである。これに対する解答は、他にエネルギー吸収要素を設けることである。最も簡単にこれを達成するには、ひとつの部材断面中に、アンボンドPC鋼材と、普通強度鋼材を同時に配置することである。アンボンドPC鋼材を断面中央部に、普通強度鉄筋を断面縁近傍に配置することにより、アンボンドPC鋼材をさらに降伏しにくくして復元性を保持し、普通強度鉄筋を早い段階から降伏させることで履歴エネルギー吸収を行う。このような研究は、プレキャスト構造(圧着構造)を対象にしており、損傷が特定の部位に集中しやすくなるが、その程度は部材変形の大きさのわりには小さくなる。一体打ちRCのように塑性ヒンジを形成させ、ある範囲の部材を壊すのではなく、圧着接合面の開閉が部材変形のほとんどを占めることになる。また、梁柱骨組だけではなく、プレキャスト壁をアンボンドPC鋼材により縦締めし、復元性を確保した上で、粘性ダンパーのようなエネルギー吸収要素あるいは装置を設置するという研究も行われている⁶¹⁻⁶²⁾。

さらには、アンボンド鋼材に塗布される防錆材の粘性を減衰要素とするという研究⁶³⁾も行われている。これまでに紹介された研究は、そのほとんどが静的な加力の下での挙動を対象にしているが、地震時のような動的な繰返し荷重が作用した場合には、防錆材を介してシースあるいはコンクリートと鋼材の間に、摩擦や粘性抵抗が生じる。このような研究は、その緒に就いたところであるが、今後の展開が期待される。

2.8 おわりに

ここではアンボンドPC工法とはどのようなものか、どのような変遷を経て発達してきたか、どんな特性を持つものか、今後解決しなければならない問題は何かなどについて述べた。一言で言えば、アンボンドPC工法は、PC技術におけるコンクリートにプレストレスを導入する意義や

目的が、当初はコンクリートの引張に対する抵抗力の増大によるひび割れの防止であったものが、やがて曲げひび割れ幅の制御を目標に掲げる曲げひび割れ発生許容型のPPC構造に拡大され、さらには逆曲げモーメントの付与による設計曲げモーメントの部材に及ぼす影響の積極的緩和といった方向に拡大多様化する過程で、多目的に使用されるプレストレス導入のツールとして発達してきたものと位置付けることができよう。ここでは触れなかったが、永久型アースアンカーへのアンボンドPC鋼材の利用はかなり多くなっており、また、プレストレス型アンボンドアンカーボルトの利用など、アンボンドPC鋼材を利用したユニークなプレストレス技術の応用も種々考えられている。従来のPCの形態から脱却してツールとしてのアンボンドPC鋼材によるプレストレス導入技術の応用が増大することを期待したい。

なお、本稿は、2002年度日本建築学会大会（北陸）構造部門（PC構造）パネルディスカッション資料「アンボンドPC構造の可能性を探る－常識を捨てた先にある新たな発想－」「第一章アンボンドPCとは－発達の歴史と特徴」（執筆担当：六車熙京都大学名誉教授）を加筆・修正したものである。

【参考文献】

- 1) 六車 熙：アンボンドプレストレストコンクリート（I），日本建築総合試験所機関誌 GBRC, Vol.2 No.1 pp.8-16, February 1977.
- 2) 六車 熙：アンボンドプレストレストコンクリート 材料第26巻 第287号, pp.719-729, August 1977.
- 3) 都立高校の床破損事故調査で不良個所が続々，日経アーキテクチュア, No.716, p.41, 2002年 4月15日号.
- 4) グラウト不良で鋼棒破断－PC工事の検査体制を見直しへ，日経アーキテクチュア, No.719, pp.86-90, 2002年 5月27日号.
- 5) 川端義則：アンボンド工法用PC鋼材について，プレストレストコンクリート, Vol.17 No.2, pp.42-47, April 1975.
- 6) T. Y. Lin：Unbonded vs. Bonded Tendons for Building Construction, with Particular Reference to Flat Slabs, Proc. of the FIP Symposium on Prestressed Concrete in Building Sydney Australia Session 6 Paper No.2, September 1976.
- 7) W. E. Kunze, J. A. Sbarounis & J. E. Amrhein：Behaviour of Prestressed Concrete Structures During the Alaskan Earthquake PCI Journal Vol.10 No.2 pp.80-91, April 1965.
- 8) ACI-ASCE Committee 423：Tentative recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons, ACI Journal, Vol.66 No.2, pp.81-87, February 1969
- 9) PCI Committee on Post-Tensioning：Tentative Specification for Post-Tensioning Materials, PCI Journal Vol.16 No.1, pp.14-20, January/February 1971.
- 10) ACI-ASCE Committee 423：Tentative recommendations for Prestressed Concrete Flat Plates, ACI Journal Vol.71, No.2, pp.61-71, February 1974.
- 11) Design of Post-Tensioning Slabs Post-Tensioning Institute, 1977.
- 12) 坂 静雄，岡田 清，六車 熙：太径丸棒ポストテンション型PC梁の実験的研究，材料試験

- 第4巻 第26号 pp.525-533, April 1955.
- 13) 豊田コンクリート(株)：伊勢湾台風災害復旧に使用されたPC鋼棒を用いたPSコンクリート矢板について, September 1960.
 - 14) 坂 静雄, 小林 勇, 岡田 清, 六車 熙：HA-1型PC枕木の静的破壊実験報告, セメント技術年報 第11巻 pp.370-374, May 1957.
 - 15) Report of the FIP Commission on Seismic Structures, Proc. of the 7th FIP Congress, New York, Vol.1, pp.63-74, May 1974.
 - 16) FIP Seismic Commission : Recommendations for the Design of Aseismic Prestressed Concrete Structures, pp.18-28, November 1977.
 - 17) FIP Commission on Practical Construction : Recommendations for the Design of Flat Slabs in Post-Tensioned Concrete (Using unbonded and Bonded Tendons) , May 1980.
 - 18) 六車 熙：アンボンドプレストレストコンクリート, PC技術協会1978年度講習会テキスト「PC世界の動向と新道路橋示方書による設計計算例」, pp.25-61, 1979年1月.
 - 19) R. H. Hammersmith : U. S. Experience with Fires in Prestressed Concrete Construction Proc. of a Symposium on the Fire Resistance of Prestressed Concrete FIP Commission on Fire Resistance of Prestressed Concrete, Braunschweig, Germany, pp.145-153, June 1965.
 - 20) A. H. Gustafsson : Fire Resistance of Post-Tensioned Structures Prestressed Concrete Institute February 1973.
 - 21) A. H. Gustafsson : Fire Resistance of Post-Tensioned Structures PCI Journal Vol.18 No.2 pp.38-63 March/April 1973.
 - 22) H. Muguruma : Development of the New Method of Retaining Wall Construction with Precast Prestressed Concrete bearing Pile Units Journal of Prestressed Concrete Engineering Association, Vol.16 Extra Number for the 7th FIP Congress, New York, pp.57-66, May 1974.
 - 23) 小須田紀元, 安部 亘, 高瀬忠明：アンボンドケーブル用材料(土木)(被覆材料の比較試験), プレストレストコンクリート, Vol.24 No.36, July/August 1982.
 - 24) 倉内 実, 増田洋児, 児玉一吉, 池田 清：アンボンド工法用シーストPC鋼より線および定着具の耐食性, プレストレストコンクリート, Vol.30 No.4 pp.70-78 July/ August 1988.
 - 25) 六車 熙：18年間の使用に耐えたアンボンドPCまくら木について, PC技術協会第17回研究発表会講演概要 pp.7-8 November 1977.
 - 26) M. Schupack : A Survey of the Durability Performance of Post-Tensioning Tendons, ACI Journal, Vol.75 No.10, pp.501-510, October 1975.
 - 27) M. Schupack : Prevention of Failure Related to Corrosion of Post-Tensioning Tendon Systems in Concrete Structures, Proc. of the 9th FIP Congress Stockholm Part 2, pp.110-117, June 1982.
 - 28) 六車 熙：アンボンドプレストレストコンクリートとプレストレスト鉄筋コンクリートーその問題点と展望, プレストレストコンクリート, Vol.22 No.6 pp.8-15 November/December 1980.
 - 29) M. Schupack : The Behaviour of Twenty Post-Tensioned Test Beams Subject to up 2200 Cycles of Freezing and Thawing in the Tidal Zone at Treat Island, Marine, ACI SP 65,

- pp.133-152, August 1982.
- 30) 坂 静雄, 六車 熙, 中島泰一: 付着のないPC梁の亀裂および曲げ破壊耐力(付着のないPC梁の力学的性質に関する研究Ⅱ), 日本建築学会論文報告集, 第60号, pp.645-648, October 1958.
 - 31) 坂 静雄, 六車 熙: 付着のないPC梁の亀裂および曲げ破壊耐力(付着のないPC梁の力学的性質に関する研究Ⅰ), 日本建築学会論文報告集, 第60号, pp.641-644 October 1958.
 - 32) 六車 熙, 渡辺史夫, 西山峰広, アンボンドPC部材の曲げ終局耐力に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.26 No.1, pp.10-16, January/February 1984.
 - 33) 宮本征夫, 岩崎岩雄: アンボンドPC部材の静的曲げ強度, 鉄道技術研究報告, No.836, January 1973.
 - 34) J. Warwaruk M. A. Sozen & C. P. Siess: Strength and Behaviour in Flexure of Prestressed Concrete Beams, University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin No.464, August 1962.
 - 35) F. N. Pannell: The Ultimate Moment of Resistance of Unbonded Prestressed Concrete Beams, Magazine of Concrete Research, Vol.21 No.66, pp.43-54, March 1969.
 - 36) A. H. Mattock J. Yamazaki and B. T. Kattuka: Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, With and Without Bond, ACI Journal Vol.68 No.2, pp.116-125, February 1971.
 - 37) T. Brondum-Nielsen: Effect of Grouting on the Fatigue Strength of Post-Tensioned Concrete Beams Final Report of the IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structure Acted on by Well Defined Repeated Loads, Lisbon, pp.77-82, 1973.
 - 38) H. W. Chung: Unbonded Tendons in Post-Tensioned Concrete beams Under Repeated Loading ACI Journal Vol.70 No.12, pp.814-818, December 1973.
 - 39) 宮本征夫, 岩崎岩雄, 西郷勘次郎, 田母神貞衛: アンボンドPC桁の疲労試験, 鉄道技術研究報告, No.844, March 1973.
 - 40) H. Muguruma: Study on Low-Cycle Fatigue Strength of Post-Tensioned Unbonded Prestressed Concrete Beams Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association Vol.20 Extra Number for the 8th FIP Congress, London, pp.41-48, May 1978.
 - 41) P. W. Abeles: Introduction to Prestressed Concrete Vol.2, Concrete Publications Ltd, 1964.
 - 42) P. W. Abeles: Design of Partially Prestressed Concrete Beams, ACI Journal Vol.64 No.10 pp.669-676 October 1972.
 - 43) CEB-FIP コンクリート構造物設計施工国際指針, 鹿島出版会, April 1971.
 - 44) 日本建築学会プレストレストのコンクリート構造設計・施工指針, 同解説, 日本建築学会, 1989.
 - 45) T. Y. Lin: Load-Balancing Method for Design and Analysis of Prestressed Concrete Structures ACI Journal Vol.60 No.6, pp.719-742, June 1963.
 - 46) M. Mayer: Post-Tensioned Foundations, FIP Notes, pp.9-11, March 1991.
 - 47) 坂 静雄: プレストレストコンクリートの建築構造, コンクリートパンフレット, 第60号, 日本セメント技術協会, 昭和34年 6月.
 - 48) 斉藤公男: 張現梁構造の原理と応用カラム No.75 pp.67-77, January 1980.

- 49) 斉藤公男：張現梁の理念と応用, Structure, No.13, pp.39-53, January 1985.
- 50) 竹本靖:アンボンドPRC部材の曲げ終局時テンドン応力について, 大林組技術研究所報, No.28, Feb., 1984.
- 51) 最上達雄, 是永健好：逆対称曲げを受けるアンボンドPC梁の耐力・変形評価－アンボンドPC部材の構造特性に関する研究（その1）, 日本建築学会構造系論文報告集, 第411号, pp.29-38, 1990年5月.
- 52) 最上達雄, 是永健好：逆対称曲げを受けるアンボンドPC梁のモーメント変形関係に関するパラメトリック解析－アンボンドPC部材の構造特性に関する研究（その2）, 日本建築学会構造系論文報告集, 第428号, pp.79-88, 1991年10月.
- 53) 六車 熙, 渡辺史夫, 西山峰広：アンボンドPC不静定梁の力学的性質に関する研究, プレストレストコンクリート Vol.27, No.2, pp.66-73, Mar. 1985.
- 54) 藤村孝暢, 大平 真, 西山峰広, 渡辺史夫, 六車 熙：プレストレストコンクリート外部梁・柱接合部の繰り返し試験（その1：試験概要）, 日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）, 構造2, pp.967-968, October 1989.
- 55) 大平 真, 西山峰広, 渡辺史夫, 六車 熙：プレストレストコンクリート外部梁・柱接合部の繰り返し試験（その2：試験結果および考察）, 日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）, 構造2, pp.969-970, October 1989.
- 56) 大平 真, 西山峰広, 渡辺史夫, 六車 熙：プレストレストコンクリート外部梁・柱接合部の繰り返し試験（試験結果とNZS3101:1982設計法との比較）, 日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）, 構造2, pp.13-14, October 1990.
- 57) 西山峰広, 福本義之, 小田雄生, 渡辺史夫, 六車 熙：プレキャストプレストレストコンクリート圧着梁柱ト型骨組の載荷試験（その1：実験概要）（その2：実験結果および考察）, 日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）, pp.1057-1060, October 1993.
- 58) W. C. Stone G. S. Cheok & J. F. Stanton : Performance of Hybrid Moment-Resisting Precast Beam-Column Concrete Connections Subjected to Cyclic Loading, ACI Structural Journal Vol.92 No.2, pp.229-249, March/April 1995.
- 59) J. F. Stanton W. C. Stone & G. S. Cheok : A Hybrid Reinforced Precast Frame for Seismic Regions, PCI Journal, Vol.42 No.20, pp.20-32, March/April 1997.
- 60) M. J. N. Priestley S. Sritharan J. R. Conley & S. Pampanin : Preliminary Results and Conclusions From the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building, PCI Journal Vol.44 No.6 pp.42-67 November/December 1999.
- 61) Yahya Kurama, Richard Sause, Stephen Pessiki, and Le-Wu Lu : Lateral Load Behavior and Seismic Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls, ACI Structural Journal, Vol.96 No.4, pp.622-632, July/August 1999.
- 62) Yahya C. Kurama: Seismic Design of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls with Supplemental Viscous Damping, ACI Structural Journal, Vol.97 No.4, pp.648-658, July/August 2000.
- 63) 森高英夫, 鈴木計夫, 藤井 睦他：アンボンドPC鋼材の減衰性能の利用に関する研究（その1）（その2）, 日本建築学会学術講演梗概集（関東）, C-2, 構造IV, No.23471-2, pp.941-944, September 2001.

3章 設計と利用の現状

3.1 設計の現状

3.1.1 設計の現状の特徴

アンボンドPC構造は、従来のボンド有りのPC構造に比べてグラウトが不要のため施工時等に有用であるが、今までは告示1320号により耐震要素への利用が認められていなかったため、一般的には小梁、スラブ等を中心に多く用いられて来た。スラブにおいては、マンション等におけるアンボンドスラブの例と、倉庫においてアンボンドフラットスラブとしての設計が多い。

マンション等のスラブにおいてアンボンドスラブを使用する理由としては、設計においては、遮音性で要求されるスラブ厚があるので、スラブをあまり厚くすることなく小梁を省略でき、スラブ厚200mmでも短辺スパン6m～8mを設計できることである。施工においては、PC鋼材が配線される数が多く、範囲も広いので、グラウトの不要なことおよびシーシとPC鋼材の配線が一度にできることが施工上有利で品質向上に繋がるためである。設計としては、ロードバランス法によりPRCで設計されることが多く、PC鋼材の吊り上げ効果によるキャンセル率は60～70%とし、断面検討においてはプレストレスの軸力の効果を無視する場合が多い。図3.1.1にPC部材の設計手順を示す。PC鋼材としては図3.1.2に示すように短辺方向の1方向に配置されることが多い。

倉庫のアンボンドフラットスラブについては、スパンが8m程度を越える場合は、RCで設計するとスラブ厚が厚くなり、固定荷重が重くなり過ぎ不経済になるのに対し、プレストレスを導入することにより自重を減少することにメリットがあるだけでなく、たわみ制御の意味でもメリットがある。設計としては、RC標準のフラットスラブを用いて設計される場合もあるが、最近では有限要素法を用いて直接フラットスラブの各要素の応力を算定してPRCとして設計されることが多い。設計手順は解析に有限要素法が用いられることが多いことを除いて一般スラブと同じである。PC鋼材の配線としては図3.1.3に示すように両方向に均等に配線する場合と1方向を柱列帯に集中して配線する場合がある。

小梁においては、スパンが10m程度以上の比較的長い場合に採用されることが多い。小梁をPCまたはPRCで

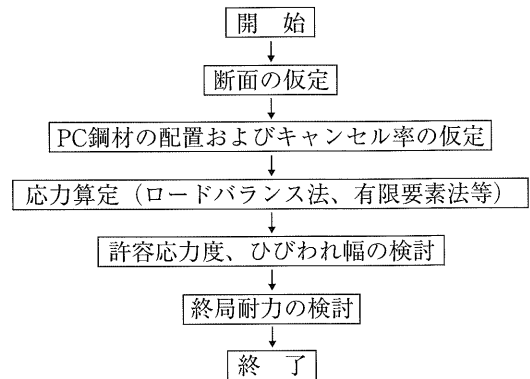


図3.1.1 PC部材の設計フロー

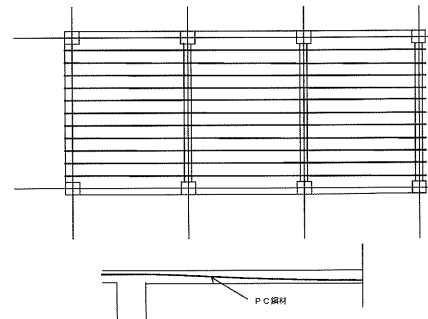


図3.1.2 スラブのPC鋼材の配線

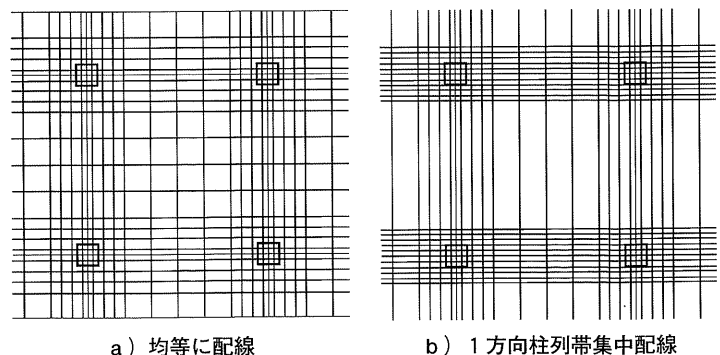


図3.1.3 フラットスラブのPC鋼材の配線

設計する場合は、アンボンドPCとすることが多いが、アンボンドPC鋼材はシングルストランドで用いる場合が多いので、大容量の緊張力を必要とする場合はアンボンドではなくボンド有りのマルチタイプPC鋼材で設計される場合もある。設計としては、ボンド有りの場合と同様に不静定応力を求めて設計する場合もあるが、ロードバランス法による場合も多く、PRC梁としてPC鋼材の吊り上げ効果によるキャンセル率を60～70%で設計されることが多い。梁成は、ボンド有りの場合と同様で、PRCではスパンの1/15程度の場合が多い。断面検討において、プレストレスの軸力の効果は、考慮する場合と壁等の影響を考慮して無視する場合がある。

設計において、ボンド有りの場合とアンボンドの場合で何が異なるかであるが、本質的には終局時のPC鋼材の応力増分が異なることを除けば、他の状態では同

じであり、ほとんど違いはない。具体的には、長期の設計においてはボンドとアンボンドでは全く同じであり、終局時の検討における終局曲げモーメントを計算する際にアンボンドであるためPC鋼材位置のコンクリートひずみとPC鋼材のひずみが異なる影響を考慮することである。鉛直荷重に対しては、終局曲げモーメント算定用のPC鋼材応力 σ_{pu} として、 $\sigma_{pu}=0.75 \cdot \sigma_{pe}+0.25 \cdot \sigma_{py}$ を使用して良いことになっている。また、PC鋼材位置のコンクリートひずみに対するアンボンドPC鋼材のひずみの比であるF値等の提案もされており、これらを用いて算定することができる。

このように、設計においては同じであり、アンボンドであることによる違いはないのであるが、現状の設計においては、アンボンドPCの設計において、ボンド有りの場合にはあまり用いられないロードバランス法、有限要素法等が多く用いられている。これらの特徴のある設計・解析法であるロードバランス法および有限要素法について記述する。

3.1.2 ロードバランス法

ロードバランス法 (Load Balancing Method) は、T.Y.Linにより提案された方法で、PC鋼材のプレストレス力を等分布の吊り上げ荷重に置き換えることにより、プレストレスの影響を簡単に計算できる方法である。具体的には、PC鋼材の配置を放物線と考え、吊り上げ荷重 ω を以下の式で計算し、吊り上げ荷重 ω および軸力を考慮する場合は端部に緊張力 P を対応する部材に与えることによりプレストレスによる影響を考えた応力を算定する方法である。

$$\omega = \frac{8 \times P \times e}{L^2}$$

ここで、 ω ：吊り上げ荷重
 P ：PC鋼材の緊張力
 e ：PC鋼材の偏心量
 L ：スパン長

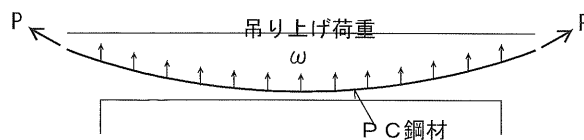


図3.1.6 ロードバランス法

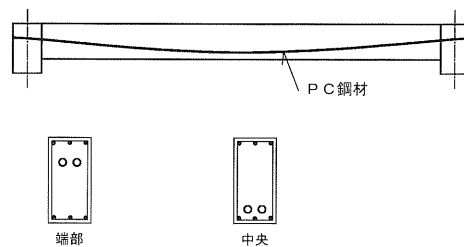


図3.1.4 アンボンドPC小梁の配線

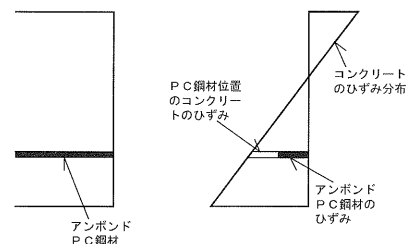


図3.1.5 アンボンドPC鋼材の終局時ひずみ

この吊り上げ力により得られた応力は、通常のボンド有りの場合における不静定応力と $P \cdot e$ による応力の和に等しい応力になっている。この方法は、特別に不静定応力を考えなくてもよい点が一般の構造設計者にとって馴染み易く、2方向スラブのような場合でもキャンセル率を考慮するだけで通常の方法と同様に計算できる点でも分かり易く使い易い。また、この吊り上げ荷重と固定荷重、積載荷重とを比較することにより、荷重の比較が直接行えることにもメリットがある。

ロードバランス法においては、通常の不静定応力を計算する方法に対して影響が少ないとして単純化している要素があるので注意する必要がある。単純化している要素としては、PC鋼材の配線形状を左右対称な下に凸の放物線と仮定していること、PC鋼材の緊張力を一様と仮定していること、軸力を考慮していない場合はその影響等がある。これらの影響は、一般的なアンボンドPCにおいては、PRCで設計されていることが多いため、フルプレストレスの設計に比べてプレストレスレベルが小さくプレストレスの影響が小さいこと、アンボンドPC鋼材はボンド有りの場合に比べて摩擦が小さく、摩擦損失が小さいこと等により問題無い場合が多い。

3.1.3 有限要素法

フラットスラブの設計では、以前はRC規準にしたがって設計していたが、現在では有限要素法による解析が比較的簡単に行えるようになったため、これを用いて解析を行い、設計することが多くなってきている。フラットスラブを有限要素法により解析するにあたり、一般的に良く指摘される要素分割の仕方等の問題だけではなく、PC緊張力をどのように評価するかが問題となる。評価の方法は大きく分けて2つある：①緊張力を外力として与える方法 ②緊張力をトラス要素の初期ひずみにより与える方法。

緊張力を外力として与える方法は、**図3.1.7の b)** に示すようにPC鋼材の

端部に緊張力を圧縮力として与えると共にPC鋼材の曲線部に曲率による分力を外力として与える方法で、解析モデルはコンクリートスラブだけで良く、一般的に良く使われる方法である。

緊張力をトラス要素の初期ひずみにより与える方法は、**図3.1.7の c)** に示すようにPC鋼材を構造材としてモデル化し、モデル化したPC鋼材に温度応力解析機能や初期ひずみの設定機能を利用して張力を設定する。この方法は、自動的に緊張力の分力を計算でき、PC鋼材が構造要素としてモデル化されているので、PC鋼材の剛性を考慮できる利点がある。しかし、複数のPC鋼材が配置されている場合、相互に影響があるので、所定の緊張力とするためには数回の収束計算が必要となるという短所がある。

以上の2つの方法は、それぞれ外力の計算、初期ひずみの設定をする必要があるもので、**図**

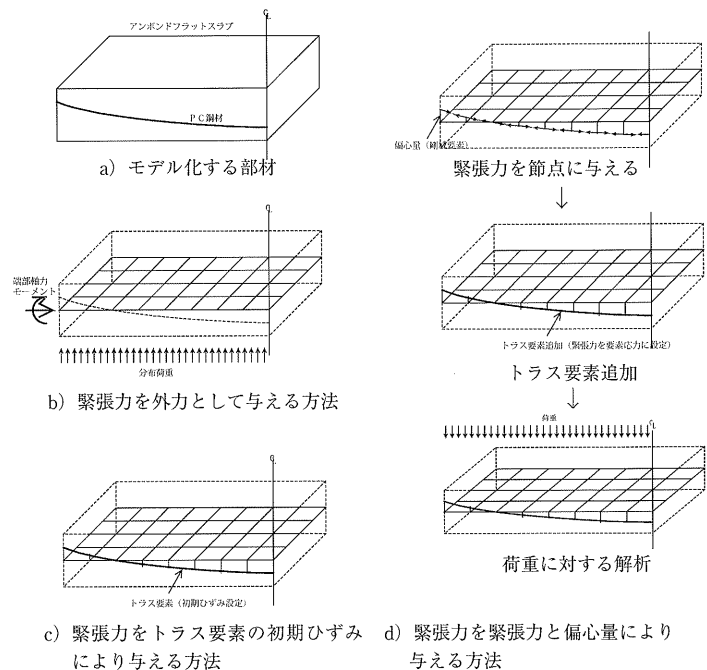


図3.1.7 有限要素法のPC緊張力の評価

3.1.7の d) に示すようにプレストレスの効果を荷重として緊張力と偏心量で各節点に与え、その後PC鋼材をトラス要素として加えてモデルを設定し、荷重を加えることにより行おうとする方法¹⁾も提案されている。ただし、この方法は一般のプログラムではプログラムの変更が必要になる。

参考文献

- 1) 岡本晴彦他：講座 よくわかるPC構造物のFEM解析 第6回建築分野ではどのように使っているの？,プレストレストコンクリート, vol. 43, No6, Nov. 2001

3.2 利用の現状

3.2.1 はじめに

アンボンド工法は、①グラウト不要によるコスト低減、②PC鋼材の応力腐食（stress corrosion）の防止、③プレストレス緊張時の摩擦損失の低減、および④コンクリートの効果的なひび割れ制御などの利点があり、1970年代に入って我が国の建築分野でも採用され始めた。従来、PC構造はグラウトを施してPC鋼材とコンクリートの付着を期待するポストテンション工法が原則であったので、定着端の一点で集中的に支圧しているアンボンド工法は、繰り返し荷重を受ける地震時応力状態では問題があると指摘されてきた。当時のPC構造の建設省告示1320号（昭和58年7月25日付）および日本建築学会「プレストレスト鉄筋コンクリート構造設計・施工指針」においても、アンボンド工法の使用はスラブ、小梁および大梁のひび割れ制御など非耐震部材に限定されてきた。

本項では、アンボンドPC構造を“PC鋼材とコンクリートとの付着を期待しない構造”とより広義に定義し、以下に採用事例を紹介する。

3.2.2 採用事例

欧米ではほとんどのフラットスラブ構造にアンボンド工法が使用されており、一般床スラブだけでなく、土間コンクリート床スラブ（slabs-on-ground）にも多く利用されているようである。公式の統計データではないが、米国では工場や住宅の土間スラブに使用されるアンボンドPC鋼材量は年間4万トン程度（日本での全使用量は年間3000～3600 t）と云われている。

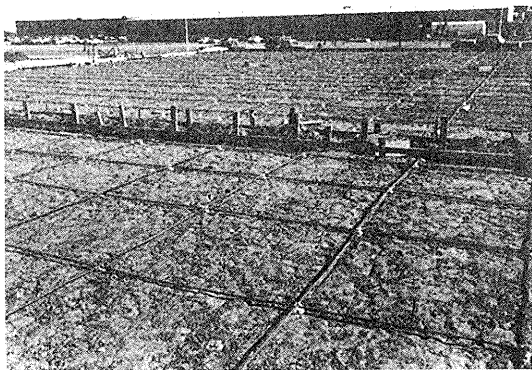


写真3.2.1 工場床のアンボンドPC土間コンクリートスラブ

写真3.2.1に工場の土間床への採用事例を示す。プレストレス緊張時に地盤との摩擦損失の問題があるが、スラブ厚の低減、打ち継ぎ目地の削減およびコンクリートのひび割れ制御などの利点があり、経済的になるようである。

米国ではスパンが6～9m規模のフラットスラブにアンボンド工法が多く採用されており、図3.2.1に示すようにドロップパネルやキャピタルがないフラットプレート構造形式となっている。またアンボンドPC鋼線の配線方法は図3.2.2aのようなTwo Way Systemが一般的であるが、アメリカでは図3.2.2bに示すようなBanded Tendons Systemが主流となっている。このシステムは柱の直上部に束ねて集中配線（banded tendons）した扁平な仮想梁と、その直交方向に均等配線（one way tendons）された一方向スラブで構成される。

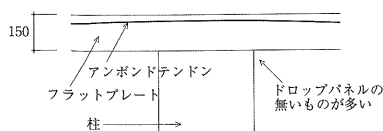


図3.2.1 フラットプレート構造形式

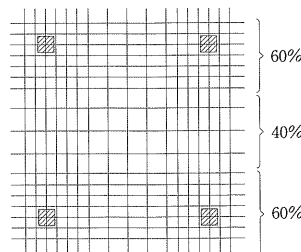


図3.2.2a Two Way System

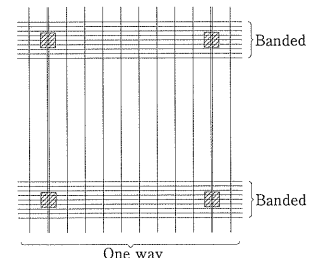


図3.2.2b Banded Tendons System

日本では、主に集合住宅の床にアンボンド工法による無梁版（一方向フラットスラブ）が多数採用されてきており、すっきりとしたゆとり空間を提供している。

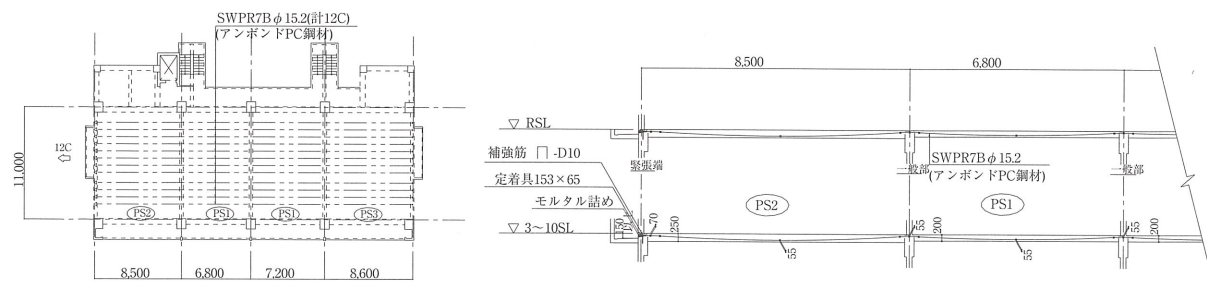


図3.2.3 典型的な集合住宅のアンボンドPCフラットスラブ事例

PC造フラットスラブ構造（図3.2.4および写真3.2.2）にもアンボンド工法の採用事例が多い。とくに、積載荷重の大きい倉庫、流通センターおよび地下駐車場に実績があり、ひび割れ制御されたコンクリート構造物なので耐久性向上にも有効である。



写真3.2.2 フラットスラブのアンボンド tendon

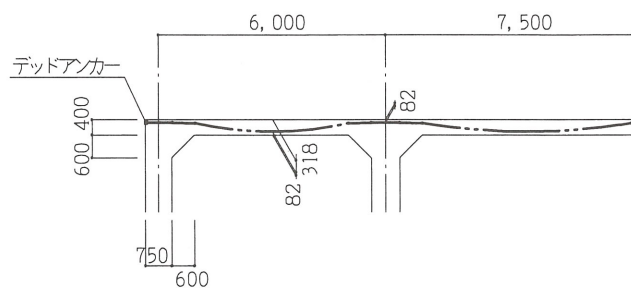


図3.2.4 PC造フラットスラブ

図3.2.5は外壁コンクリートのひび割れ制御を目的にプレストレスを導入した事例である。φ15.2mmのPC鋼線を壁内に1mピッチおよび梁内に3本をそれぞれ水平配置して、平均プレストレス量1.0N/mm²を与えた。現場打ちされた外壁コンクリートのひび割れ防止対策としては、最も信頼できる工法と考えられる。

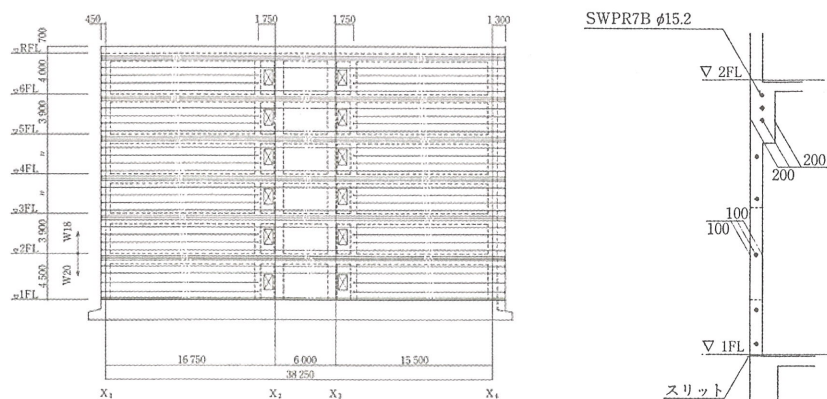


図3.2.5 外壁コンクリートのひび割れ制御にプレストレスを導入した事例

図3.2.6は約20kN/m²以上の積載荷重を受けるスパン18mの鉄骨トラスの下限材に、プレストレスを導入した“プレストレスト・スチール構造”の事例である。日の字補強したH型鋼端部に高強度モルタルを充填し、アンボンドケーブル（φ15.2mm）を用いてプレストレスを導入し、引張耐力の向上とたわみ制御に利用されている。

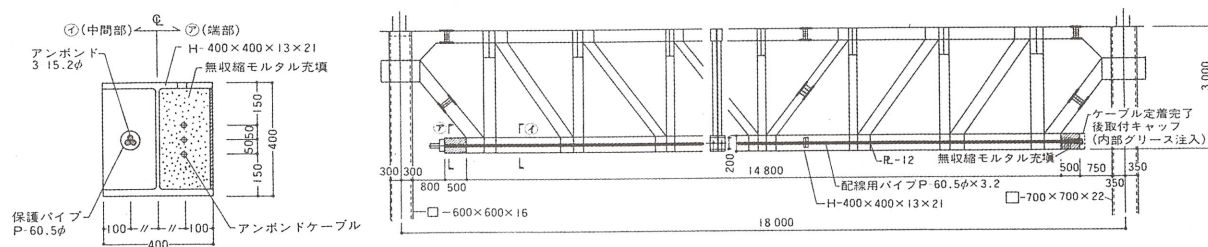


図3.2.6 鉄骨トラスにプレストレスを導入した事例

図3.2.7および写真3.2.5は鉄骨張弦梁にアンボンドPC鋼線を利用した事例で、定着端部をコンクリート躯体に埋込んでプレストレス導入専用ジャッキの使用を可能にしている。ケーブル構造専用の鋼線・定着治具等の材料を採用する場合に比べてコスト的にも有利になると考えられる。同様の設計コンセプトによる集成材トラスのたわみ制御の設計例を図3.2.8および写真3.2.6に示す。

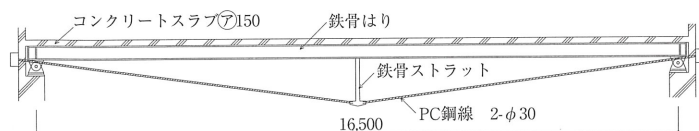


図3.2.7 鉄骨張弦梁の事例



写真3.2.5 鉄骨張弦梁の施工状況

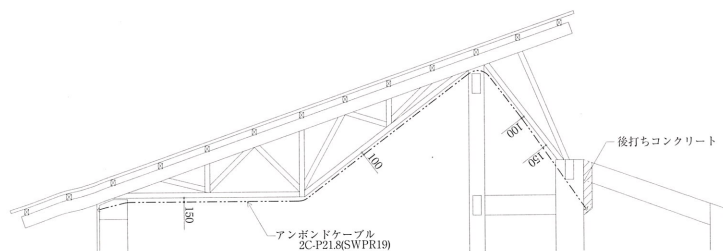


図3.2.8 集成材トラスのたわみ制御にアンボンドケーブルを利用



写真3.2.6 集成材トラスたわみ制御

以上のような外ケーブル方式（External Tendons System）のアンボンドPC構造は、既存のRC・SRC造の梁の補強にも応用された事例（写真3.2.7）があり、今後普及していくであろう“建築リノベーション”の時代には欠かせない技術になると期待される。

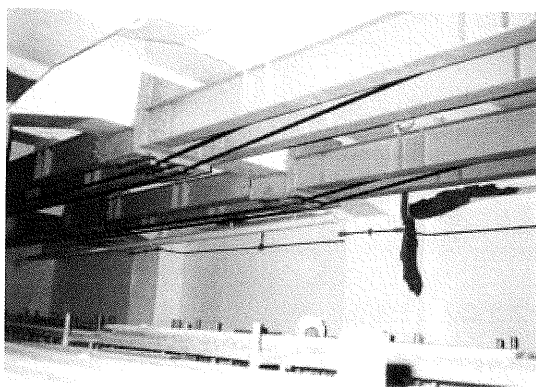


写真3.2.7 酒蔵の床梁補強事例

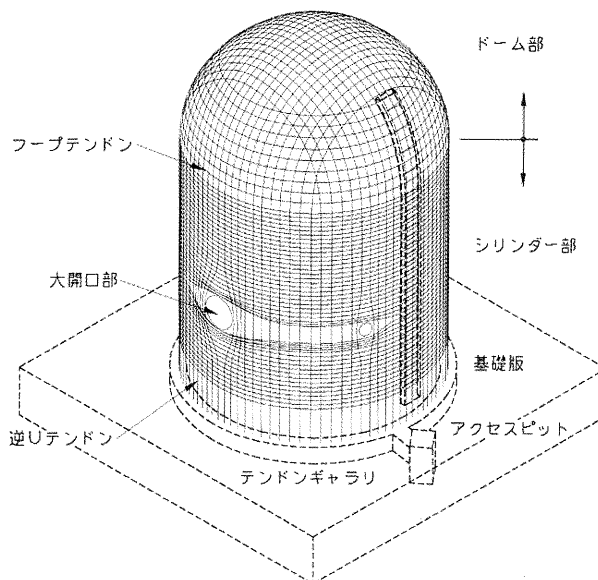


図3.2.9 PCCVのアンボンドテンドン配置図

アンボンドPC構造の最も大規模な事例は、図3.2.9に示す原子炉格納容器（PCCV: Prestressed Concrete Containment Vessel）であろう。厚いコンクリート壁内にアンボンドテンドン（PCケーブル）が縦横に配置されており、後充填の防錆用グリースと、再緊張可能な定着具が特徴的である。

橋梁分野では、外ケーブル専用のマルチタイプのアンボンドケーブルがある（図3.2.10）。特長は、耐食性に優れていること、工事の省力化が図れること、またケーブルの取り替えが可能なことである。塩害や経年劣化により損傷を受けた橋梁の補強工事に外ケーブル補強を実施した事例もある（図3.2.11）。このケースでは、緊張材に連続繊維材料（炭素繊維およびアラミド繊維）が用いられている。これらの材料は、PC鋼材に比べて軽量で腐食しないのが特徴であるが、材料コストが高いのが難点である。

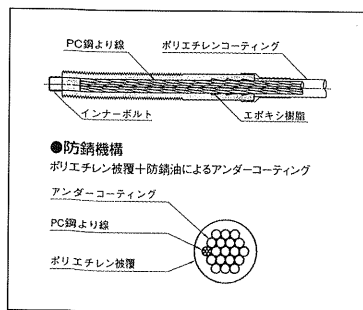
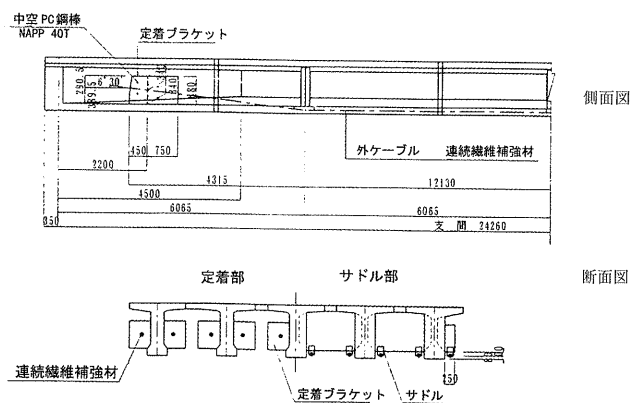
図3.2.10 外ケーブル用PC鋼材
(アンボンドマルチケーブル)

図3.2.11 既存橋梁の外ケーブル補強構造図

上記のほかに、PC枕木、PC貯水タンクおよびボックスカルバートなど多様な構造物にアンボンド工法が利用されている。

4章 法令上の対応

4.1 告示1320号での扱い

アンボンドPC構造に対する法令上の扱いについて概説する。法令の中でアンボンドPC構造が初めて位置付けられたのは、1983年に施行された建設省告示1320号である。この時の告示改正のポイントは、1980年のいわゆる“新耐震設計法”に対応するためにPC構造建築物の設計で用いられてきた終局強度型設計を保有水平耐力の確認に代わる設計法として位置付けたことであるが、同時にプレストレスト鉄筋コンクリート構造や、アンボンドPC構造の使用も法律的に認められることになった。告示1320号のアンボンドPC構造に係る規定は、次のとおりである。

第四 緊張材の防錆及びグラウト

ポストテンション法による場合にあっては、緊張材と緊張材配置孔との間に、緊張材の防錆に有効であり、かつ、緊張材と緊張材配置孔との付着が良好なグラウトを注入しなければならない。ただし、耐力壁以外の壁、床又は小ばりをプレストレストコンクリート造とする場合で、あらかじめ有効な防錆材で被覆された緊張材を配置し、コンクリートを打ち込むときにあっては、この限りでない。

下線部の規定によって耐力壁以外の壁、床スラブまたは小ばりなどの主要耐震要素以外の部材に限って、アンボンドPC構造の使用が認められた。文章からも分かるように、場所打ちPC構造を前提にしており、プレキャストPC構造は適用範囲には含まれない。また、アンボンドPC鋼材は予め防錆剤で被覆され、かつ、ポリエチレン等のプラスチックシース、あるいは防錆用テープで保護されたものを想定している。つまり、プレストレス導入後にグリース等を注入し、PC鋼材に防錆処理を施すようなアンボンドPC構造は認められていない。

告示1320号において使用範囲を限定した理由として、アンボンドPC構造部材が地震時に予測される正負の繰返し曲げ応力を受ける場合、定着部の安全性に関して十分な信頼性を得るに到っていなかったこと、調査研究資料が整備されていなかったことが挙げられている。そのため当面の判断として、そのような応力を受けるおそれの少ない部位に限定してアンボンドPC鋼材の適用範囲が設定された。

本告示制定によって、PC構造ばかりでなくRC構造として設計される建物においても、スパンの大きいスラブのたわみやひび割れ防止を目的として、アンボンドPC構造が盛んに使用されるようになった。また、この時の改正ではPC構造の適用範囲が、コンクリートの設計基準強度 21N/mm^2 以上へと引き下げられたこと、アンボンドPC鋼材という新しい工法が導入されたこともあり、PC鋼材の定着装置および定着部コンクリートに対する性能試験方法が建設省通達404号として出された。

4.2 告示改正の方向性

1998年に建築基準法が改正され、さらに建築基準法施行令が2000年に改正されたことに呼応して、PC構造に関する告示が改正される見通しである。建築基準法改正の大きな柱の一つは“建築基準の性能規定化”であり、構造に関するものとしては“限界耐力計算法”が導入され、従来の許容応力度計算法や保有水平耐力の確認と同等の設計法として、全ての建築物の設計に適用可能となったことである。新しい告示では、限界耐力計算法への対応が一つの主要な改正点である

が、その他のポイントとしてアンボンドPC構造に関する事項がある。

耐力壁以外の壁、床スラブまたは小はりなどの主要耐震要素以外の部材に対してアンボンドPC鋼材の使用を認めてきたことに加えて、大はりや柱などの主要耐震部材にアンボンドPC鋼材を用いることが認められる見込みである。ただし、次に示す条件が付けられている。

第一に、終局強度設計法ではなく限界耐力計算法による設計が要求される。一般にアンボンドPC構造部材では、PC鋼材のひずみが部材全長に渡って均一化されるため、部材が最大耐力に達する時の変形が大きくなる傾向がある。つまり、設計外力（荷重）と部材耐力の比較しか行わない設計法では、設計された建物が地震時に非常に大きな変形に達していてもチェックされない可能性もある。アンボンドPC部材の靱性を確保し、構造体として倒壊や崩壊から逃れることは可能であろうが、非構造部材や設備など他の要因との関係からも過大な変形は、通常、許容されない。また、今回の性能規定化に向けた建築基準法改正の主旨から言っても、設計される建物の性能（耐力、変形など）が予測され、制御されることが望ましい。そのため、アンボンドPC鋼材を主要耐震部材に用いた建物を設計する場合には、耐力と変形の両面から性能照査が可能な限界耐力計算法によることを要求している。

第二に、構造物としての終局安全性を確保することを求めている。アンボンドPC鋼材は品質管理の行き届いた工場製品であり、耐腐食性能に関しては十分に信頼できると考えられるが、いかなる状況においても破断しないことを100%保証することは難しい。もし、アンボンドPC鋼材が破断した場合、付着のあるPC鋼材と違って急速にプレストレス力が喪失し、重大な事故に繋がる恐れは否定できない。したがって、そのような不測の事態に対しても最低限の安全性を確保する観点から、梁であれば落下しないような方策を講じた上で使用することを要求している。例えば、付着のあるPC鋼材あるいは普通鉄筋と併用し、ある程度の荷重を保持できるようにするとか、コーベルやブラケットなどによって梁を受けるようなバックアップシステムを設けておくことなどが想定されよう。

アンボンドPC鋼材の範疇からは外れるが、後硬化型PC鋼材、いわゆる“アフターボンドPC鋼材”の主要構造部材への使用も認める方向にある。アフターボンドPC鋼材は1990年頃から実用化が進められてきたもので、PC鋼材の周囲に予め塗布された常温硬化型の樹脂がプレストレス導入作業後徐々に硬化し、硬化後は従来の付着のあるPC鋼材とほぼ同等の付着性能が確保される鋼材である。

グラウトの信頼性向上に向けては、材料の改善（ノンブリーディング型グラウトの使用）や施工技術の向上（施工マニュアルの整備）など様々な努力がなされている。従来型のグラウトに加えて、アンボンドPC鋼材や後硬化型PC鋼材の使用は、グラウト不良によるPC鋼材の破断事故を未然に防止する有効な手段の一つとして期待される。また、グラウト注入作業が省略できることは、施工の省力化にも繋がりメリットも大きいものと考えられる。

4.3 まとめ

今回の告示改正によって、法令的にはアンボンドPC構造による建築物を実現するための枠組みが用意されることになる。しかし、これまでアンボンドPC構造が主要耐震要素として本格的に使用されてこなかった影響もあり、研究開発が十分に進んでいない側面もある。例えば、アンボンドPC構造部材の曲げ耐力を精度良く簡単に求める方法や、アンボンドPC構造によって架構を構成した場合の地震応答性状、限界耐力計算で必要となる減衰の適切な評価法など、資料とし

て未だ不十分なものもある。今後、アンボンドPC構造を普及発展させていくためには、更なる研究開発が必要である。

今後、アンボンドPC構造を付着のあるPC構造の代替品として使用するだけでなく、アンボンドPC構造の特性を積極的に生かした構造物の実現も考えられよう。法令的には、そのような新しい動きにも対応できるものと考えている。

5章 先進的な建築例と今後の展開

5.1 はじめに

アンボンドPCの建築への先進的な適用方法並びに今後に期待される効果の高い適用方法について、現在までに行われた実施例と開発中であるものについて記す。さらに、今後の発達を展望する。ここに示す実施並びに開発中のものは次の3項目に分類することができる。また、それらには複数の項目を包含するものもある。

- ① 既往技術の向上により新しい効果を狙う適用方法
- ② 圧着接合への有効利用
- ③ 既存躯体の耐震補強への利用

5.2 建築生産を取り巻く環境と対応方法

本論に入る前に、現在の社会環境の顕著な特徴として次を列挙する。

- ① 環境保全への対応の必要性上昇
- ② 少子高齢化を特徴とする人口構成の激変
- ③ 継続する経済不況

これらが近年における建築躯体生産技術開発へ与えた影響を概括してみよう。

環境保全への必要性から生産時において生じる廃棄物を極力、低減することが国際的観点において益々、重要となった。さらに、ひとたび生産した後は極力、建物を長期間に使用したいという要望が顕在化した。そのために鋼製型枠を多数回、転用して用いるプレキャストコンクリート工法の重要度が高くなった。また、長期に亘る使用を明確に意識した長寿命建築実現を目指す動きが生じた。上述の人口構成の激変は国内における労働人口の減少となり、プレキャストコンクリート工法による工数減少効果がバブル時代とは反対の状況の下に必要となっている。長寿命建築への志向はさらに資源循環型建築生産システムの構築を目指した開発を開始させることとなった。

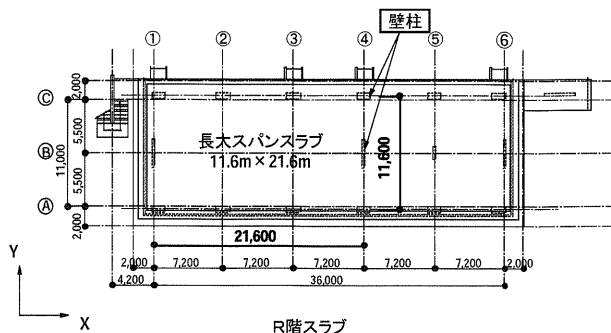
継続する経済不況は生産者に対して、高度技術を保有することにより受注競争力を高めることの重要度を再認識させることともなった。これは社会ニーズを先読みし、付加価値の高い技術開発の進展を促す一要因となった。

アンボンドPCの先進的な適用方法もこれらの状況が明確に反映されている。

5.3 建築におけるアンボンドPCの先進的利用と今後の展開

5.3.1 既往技術の向上により新しい効果を狙う適用方法

長スパン床スラブへのアンボンドPCの適用は実用化されてから久しい。但し、近年まではプレストレス導入が床スラブの長期たわみ（時間依存たわみ）制御に与える効果を定量的かつ簡便に求める方法が明確ではなかった。そのため、長スパンPC床スラブの設計に際して、経済性を考慮し、必要かつ十分なPC鋼材量を決定するという行為を行い難かった。また、従来、多用されてきたスパン長をさらに超えるスパンを設計



床伏図（引用建物リスト①参照、引用文献5.2）

図5.1 次世代構造住宅開発事業実験棟

することには躊躇があった。しかし、近年、長期たわみに対するプレストレス導入の制御効果評価法に関する研究は進歩し、実用的方法^{5.1)}も提案された。

図5.1に示す長大スパンアンボンドPCスラブの設計と施工はこのような技術進歩の上に為された例である^{5.2)}(2000年竣工, 建物リスト①)。この建物は長寿命建築システム開発を目的として実施された「次世代構造住宅開発事業実験棟」である。ここにおいてはライフステージの変化に応じてその住戸空間を容易に変更できることを狙いとしている。そのための方策の一つが21.6m×11.6mの長大平面を被う梁の無い1枚のフラットプレートである。

5.3.2 圧着接合への有効利用

(1) 地震荷重時圧着力減退の防止

プレキャスト梁端部と柱とがプレストレスにより圧着接合されている接合部において、梁端部に降伏ヒンジが形成され、繰返し荷重履歴の下においてさらに大きな変形を経た後には圧着力が減退する場合があることが予測される。これは図5.2のPC鋼材の応力—歪関係に示すように、PC鋼材が非線形領域に入った後の荷重除去後においては、荷重載荷前の緊張力が低下するためである。これに対する方策として、M.J.Nigel Priestleyらにより大梁端部のみを部分的にPC鋼材の付着を除去することが提案された^{5.3)}。これはPC鋼材が地震荷重履歴中に弾性範囲内に留まることを意図したものである。

上記問題に対する対策としては部材全長に亘りPC鋼材をアンボンドとしてもよい。しかし、この提案のように部材のある部分においてPC鋼材をアンボンドとし、かつ別の部分においては付着有りとするPC鋼材（以下、部分アンボンドPC鋼材と記す）は、PC鋼材を力学的に有効利用することに繋がる場合がある。図5.3はその例を示したものであり、上述のM.J.Nigel Priestleyの提案は図5.3下図に示すものである。図5.3に示す部分アンボンドPC鋼材の採用はスパン中央においてアンボンドPCであることに起因する曲げ降伏強度の低下を防止することが可能である。一方、施工上は部材の一部分のみにアンボンドとすることには困難が伴う。これを解決する方法が考案され始めており、さらに今後、部分アンボンドPC鋼材をアンボンドPC鋼材とボンドPC鋼材の各々の長所を併せ持つ躯体として利用する観点からの発達を期待する。

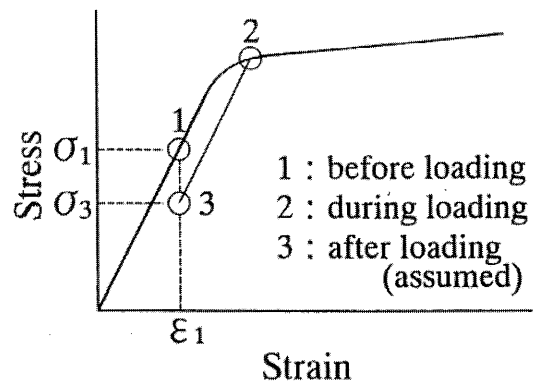


図5.2 PC鋼材の応力—歪関係

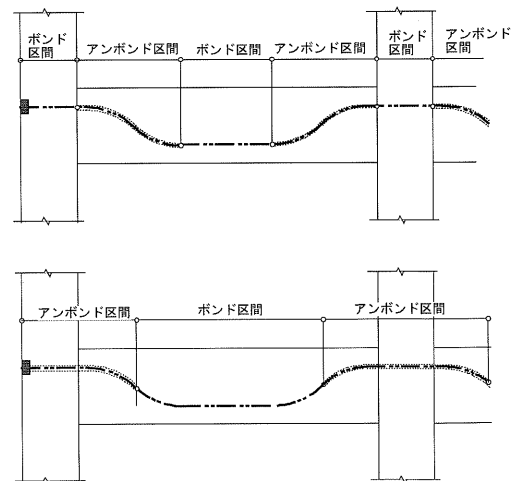


図5.3 部分アンボンドPC鋼材プロフィール

(2) プレキャストアンボンドPCによる工期短縮

柱と柱、柱と梁をプレキャスト部材とし、これらをプレストレスにより圧着する架構構法は工期短縮効果が大きく、多用されてきた。この構法においてPC鋼材をアンボンド鋼材とすること

により、さらに工期短縮効果が大きくなるとともに工数削減、コスト低減に結びつけることができる。

その顕著な例として、California (Zone4地震地帯)において近年、建設された39階建、建物高さ128mのプレキャスト圧着PC柱・梁架構の住居棟が^{5.4)}ある。図5.4にその特徴ある柱梁接合部を示す。PC鋼材としてはアンボンドPC鋼材が採用され、これは梁断面せいの中央付近に配置されている。これはPC鋼材の降伏を生じにくくし、それにより、地震時残留変位を小とする意図を有している。また、梁の上端と下端には普通鉄筋を配している。これは地震時のエネルギー吸収能力を普通鉄筋により高めるためである。アンボンドPC鋼材並びに普通鉄筋はダクトの中に挿入されている。普通鉄筋にはセメントグラウトにより付着を与えられている。

アンボンドPC鋼材を圧着架構に適用する場合、上の例のようにダクト(シース)内にアンボンドPC鋼材を挿入することが一つの方法である。一方、その方法を採用せずに施工の簡便化を図った案として図5.5に示すもの^{5.5)}がある(図は構造実験用試験体を示す)。本方法においては、プレキャスト梁に切欠き型溝を設ける。その溝内に工事現場においてシーストアンボンドPC鋼材を配する。PC鋼材は柱梁接合部内にまで延長される。その後柱梁接合部内並びに溝内のコンクリートが打設される。プレキャスト梁の溝表面はせん断力伝達のために粗面としている。

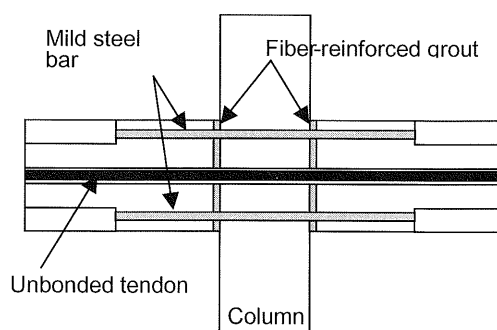


図5.4 California 超高層圧着PC架構・接合部 (引用文献5.4)

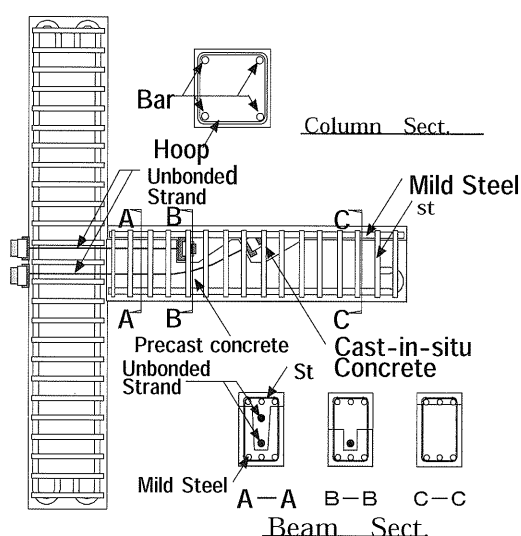


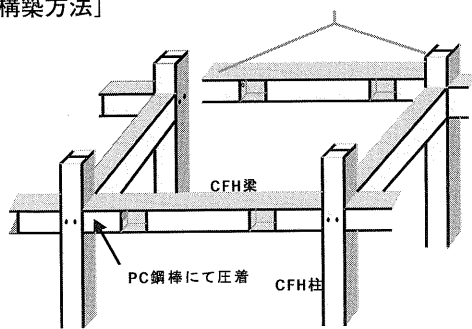
図5.5 切欠き付きプレキャスト梁によるアンボンドPC圧着

(3) 部材着脱可能架構

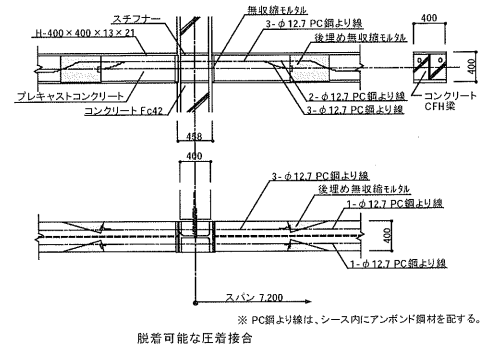
資源有効利用の観点から、近年、躯体を構成する部材を、取替え（以下、部材着脱と記す）可能とする躯体構法の開発が開始されている。この躯体システムにより、一つの建物として継続使用ができなくなっても、新たな建築物構築のために躯体をさらに長期間に再利用することができる。部材をプレキャストとし、それらの接合をアンボンドPC鋼材を用いた圧着接合とすると、PC鋼材を除去することができるため、この要求に合致するものを実現することが可能である。

その例として、図5.6に示すものは「資源循環型ハイブリッドRC集合住宅の研究開発」^{5.6)}として開発遂行中のものである。図a)は架構構築方法を、図b)は柱梁接合部を示す。柱、梁ともにH形鋼を用い、かつ、用途が住宅であることから、使用時振動性状に関する要求性能確保のために、架設前にウェブ部にコンクリートを打設する（この部材を図においてCFH部材と記す。CFH:Concrete Filled H）。梁端部近傍に設けられた定着部を用いて柱と梁を圧着するためのプレストレスが導入される。

[柱梁構築方法]



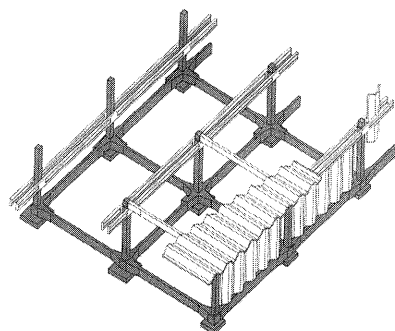
a) 架構構築方法



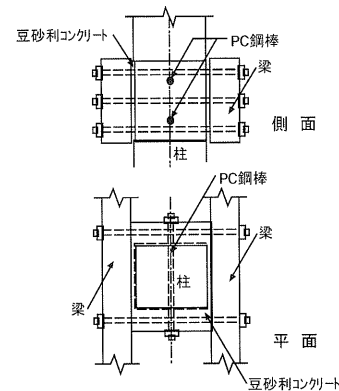
b) 柱梁接合部詳細

図5.6 資源循環型構造架構・生産システム提案例(引用文献5.6)

さらに、部材着脱可能架構の一方法として、ここではアンボンドPC鋼材を用いる「挟み梁による圧着架構」を提案する。図5.7に示す躯体構築方法は1965年に竣工した建物^{5.7)}である。1本のプレキャスト柱の両側面に梁が配されている。2本の梁は柱を挟む形となる。この点が従来、多用されてきた圧着接合と異なる。梁と柱は豆砂利コンクリートを介して剛接合されている(同図b参照)。この例においては緊張材であるPC鋼棒はシース内に配され、セメントグラウトが注入されている。このPC鋼棒をアンボンドPC鋼材とすることにより、部材着脱可能架構とすることができる。



a) 全体架構構築順序



b) 柱梁接合部詳細

図5.7 挟み梁による圧着架構(引用建物リスト②参照、引用文献5.7)

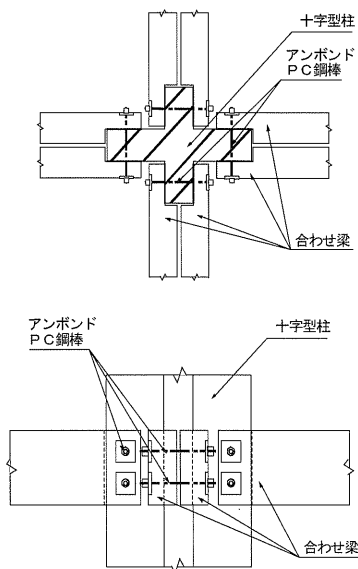
さらに、挟み梁による柱梁圧着接合を発展させたものとして図5.8に示す案を提示する。本方法においては、柱断面を十字型とすることにより、2方向に挟み梁を設けている。部材着脱可能躯体の範囲拡大をこの方法により得ることができる。

さらに、この2方向挟み梁による柱梁架構を用い、躯体全体を部材着脱可能とする案を図5.9から図5.11に示す。図5.8から図5.11の図は小山内 裕氏の考案によるものである(文末謝辞を参照)。

床スラブと梁の接合はボルト接合とし(図5.9, 図5.10), 解体時はボルトを外すことのみにより床スラブを撤去することができる。ここでは、床スラブは梁にピン接合されることを意図している。床スラブの長期鉛直力は梁に設けられたコーベルにより梁に伝達される。壁は梁の側面に圧着される(図5.11)。壁と梁との接合において、圧着力の大きさにより、所定の入力を超える領域においては剛接合ではなく滑りを積極的に許容し、これによるエネルギー吸収を期待するこ

とができる。

ここに示した提案は一つの例を示すものであり、今後、さらに資源有効利用に寄与できる考案と研究開発がなされることを望む。また、この躯体構築方法の実現には構造上の問題解決のみならず、広く、生産、解体、再組立、流通機構に係る広範囲のシステム確立が必要である。



* 図中の「合わせ梁」は「挟み梁」と同義である。

図5.8 2方向挟み梁によるアンボンドPC圧着接合の柱梁接合部

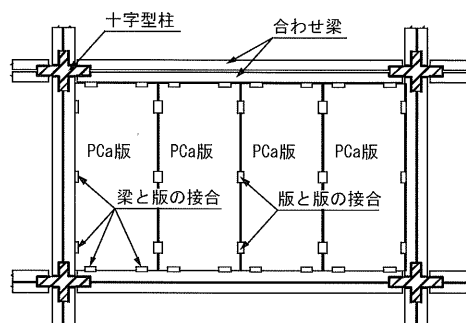
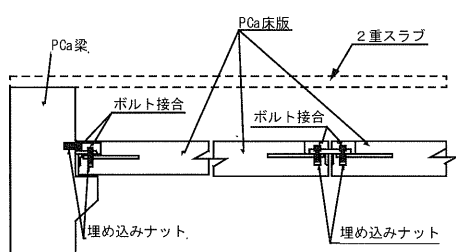


図5.9 プレキャストスラブ配置図



床スラブから梁へのせん断力伝達はコーベルに拠っている。

図5.10 プレキャストスラブと梁の接合部

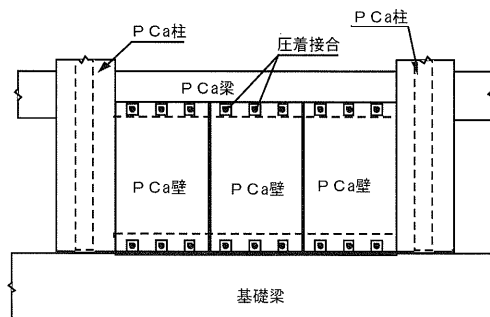


図5.11 プレキャスト壁の配置

5.3.3 既存躯体の耐震補強への利用

アンボンドPCの力学的並びに施工上の特性を利用した方法として、既存躯体の耐震補強への利用に関する2つの実例を紹介する。既存躯体の耐震補強もまた、ものを長く、大切に使うという観点から重要である。

(1) プレキャストブレースの既存躯体への接合

プレキャストブレースを既存躯体の梁に取り付ける方法として、アンボンドPC鋼棒を用い、せん断摩擦機構を利用している一つの方法^{5.8) ~ 5.13)}を紹介する。

図5.12にプレキャストブレースの既存梁への取付け方法を示す。写真5.1には最近の実施例を示す。

プレキャストブレースと既存梁との接合部は500～1000kNのプレストレス力により接合される。この方法の特徴はせん断力を保持しつつ、接合面の滑り変位を許容していることである。図5.12、図5.13における花崗岩のプレート2枚を介して滑り変位を生じさせている。滑りを可能とするために、PC鋼棒の貫通穴を図5.14に示すルーズホールとしている。

PC鋼棒の周囲にセメントグラウトを注入するボンド工法の場合にはPC鋼棒の移動ができないため、既存梁とプレキャスト部材の滑り変位を吸収することができない。すなわち、本工法はアンボンドPC鋼棒の使用により目的とする性能を発揮することが可能となった。

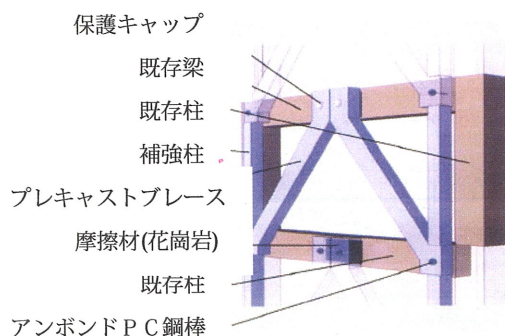


図5.12 プレキャストブレース取付け方法

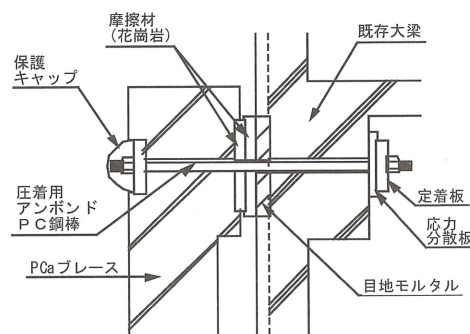


図5.13 アンボンドPC鋼棒による接合部

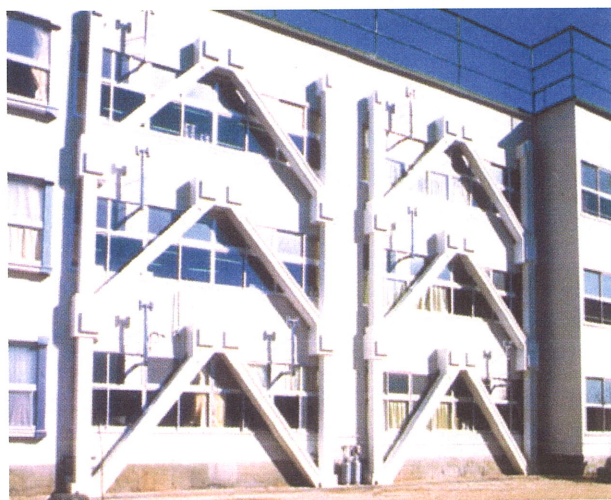
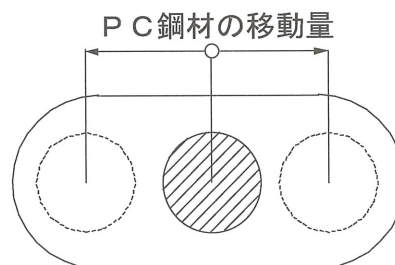
写真5.1 プレキャストブレースによる耐震補強例
(高遠中学校、引用建物リスト③参照)

図5.14 圧着用PC鋼材貫通穴

(2) External Tendonによる既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強

付着の与えられていない細径PC鋼棒を既存鉄筋コンクリート（以下、RCと記す）柱の外周に水平方向に配し、これを緊張することにより耐震補強を行う工法が開発され、実施されている^{5.14)～5.16)}。その施工例の一つを写真5.2に示す。

この補強により既存RC柱のせん断耐力の向上が得られる。PC鋼棒が細径であること、柱角部に用いる金物が小型であること、プレストレスの導入は油圧ジャッキではなく、トルク管理法により行うこと等により、この施工に際しては重機が不要である。そのため、既存建物を使用しつつ、耐震改修を行うことができる。また、独立柱のみならず、腰壁、垂れ壁付き柱の補強も容易

である。

これも従来のPC技術の利用法を超えた新しいPC応用法の一つである。目的とする構造性能確保のみならず、施工の簡便さを追求している好例である。

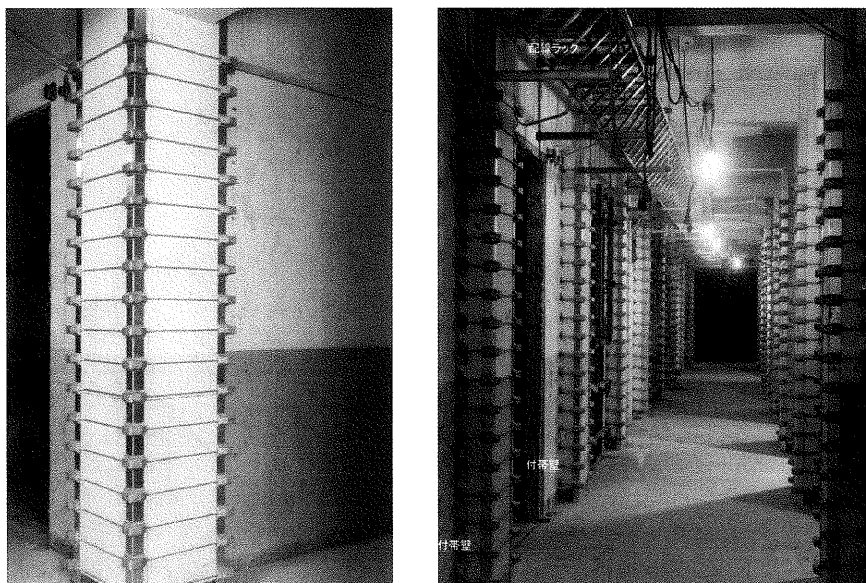


写真5.2 P C鋼棒外周巻立による既存鉄筋コンクリート
耐震補強例（某国立大学施工例）（引用文献5.15）

5.4 まとめ

アンボンドPCの建築への先進的な適用方法並びに今後に期待される効果の高い適用方法について、具体例を示しつつ述べた。紹介した実施例並びに考案はいずれもこれからの社会の期待に応えることができるものである。

さらに、自由な発想により様々な良い技術が創出されることとその広い普及を望む。

謝辞：第5章の執筆に際して、オリエンタル建設(株) 小山内 裕氏（博士（工学））から氏自身の考案による図の提供を含めて、ご協力を頂いた。記して感謝の意を表する。

引用建物リスト

- ① 建物名称：次世代構造住宅開発事業実験棟
建築用途：共同住宅・実験施設 竣工年：2000年
- ② 建物名称：(株)ピーエス三菱 小田原工場
建築用途：プレキャストコンクリート工場 建築及び構造設計：(株)岡本建築設計事務所
施工：(株)ピーエス三菱 竣工年：1965年
- ③ 建物名称：高遠中学校 設計監理：匠建築事務所
元請施工：(株)ヤマウラ プレキャスト工事施工：オリエンタル建設(株) 竣工年：2000年

注：第5章のうち、引用文献5.6)に係る記述は、経済産業省「平成11年度次世代住宅技術開発における「資源循環型住宅システム開発実現可能性調査」に関する研究成果の一部である。

第5章の引用文献

- 5.1) 岡本晴彦, 太田義弘, 岡田克也, 菅田昌宏: プレストレストコンクリート造および鉄筋コンクリート造床スラブの統一化長期たわみ算定法, 日本建築学会構造系論文集, No.525, 11月, pp.93-100, 1999.
- 5.2) 岡本晴彦, 太田義弘, 上林厚志, 前中敏信: よくわかるPC構造物のFEM解析 第6回建築分野ではどのように使っているの? プレストレストコンクリート, Vol.43, No.6, Nov.pp.118-126, 2001.
- 5.3) M.J.Nigel Priestley: Seismic Response of Precast Prestressed Concrete Frames with Partially Debonded Tendons, PCI Journal, Jan.-Feb. pp.58-67, 1993.
- 5.4) "New Heights for Concrete Seismic Framing", Building Design and Construction, September, p.16, 1999.
- 5.5) 岡本晴彦, 太田義弘: 切欠き付きプレキャスト梁による合成梁を用いたアンボンドPC梁・柱圧着架構の地震荷重下における力学性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, No.23502, pp.1003-1004, 2000.
- 5.6) 生活価値創造住宅開発技術研究組合: 資源循環型住宅システム開発実現可能性調査報告書, 2000年3月
- 5.7) 彰国社編: プレストレストコンクリート造の設計と詳細, pp.114-115, 1972.
- 5.8) 摩擦制御型PCaPC造耐震ブレース(PCaブレース)による耐震補強工法 技術評価建防災発第1224号 建築物等防災技術評価委員会 平成11年3月4日
- 5.9) 森山他: プレキャストプレストレストコンクリート造ブレースによる耐震補強に関する実験報告その1-載荷試験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2, pp1013-1014, 1998.
- 5.10) 小山内 裕他: プレキャストプレストレストコンクリート造ブレースによる耐震補強に関する実験報告その2-試験結果の考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2, pp1015-1016, 1998.
- 5.11) 小山内 裕他: プレキャストプレストレストコンクリート造ブレースによる耐震補強に関する実験報告その3-振動試験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-2, pp1027-1028, 1999.
- 5.12) 小山内裕: プレキャストコンクリート製ブレース外付け補強, JCI中部支部 コンクリート構造物の地震被害と耐震補強, 2000年4月14日
- 5.13) 小山内 裕他: 摩擦制御型接合ブレースにより耐震補強された建物の動的挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp1-6, 2000.
- 5.14) 山川哲雄, 鴨川茂義, 倉重正義: プレストレスを導入したPC鋼棒で外帯筋状に横補強したRC柱の耐震補強法に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第526号, pp.141-145, 12月, 1999.
- 5.15) AC耐震補強工法研究会: AC耐震補強工法.
- 5.16) AC耐震補強工法研究会: AC耐震補強工法設計マニュアル, 2000.

最近の橋梁事例について—道路橋・鉄道橋—

日本道路公団における最近の橋梁事例

日本道路公団 技術部 構造技術課長

角 昌 隆

日本道路公団 技術部 構造技術課長代理

水 口 和 之

日本道路公団 技術部 構造技術課

大 城 壮 司

日本道路公団 静岡建設局 建設部構造技術課長代理

青 木 圭 一

1. はじめに

我が国の高速道路の建設は、1963年の名神高速道路の開通（栗東～尼崎）を皮切りとして、現在までに供用延長は7,112km（平成14年11月16日現在）となっており、そのうち橋梁延長は約1,000km弱、比率では約14%を占めるに至っている。また、高速道路の平均経過年数は図1に示すとおり約17年であるが、そのうち最も経過年数の多い道路は名神高速道路で約39年となっており、これから更に老朽化が進んでいくことになる。

一方、現在建設中の高速道路は約1,952kmであり、今後開通予定の道路は、建設を進めている第二東名・名神高速道路に代表されるように、山岳地を通過することが多く、平野部であっても市街化された地域であり、厳しい条件の中で建設されることを余儀なくされ、さらに地方部の高速道路では多くの交通量が見込めない等、経済性・採算性に考慮した道路建設が必要となり、橋梁においても建設費の削減を図っていくことは必要不可欠である。

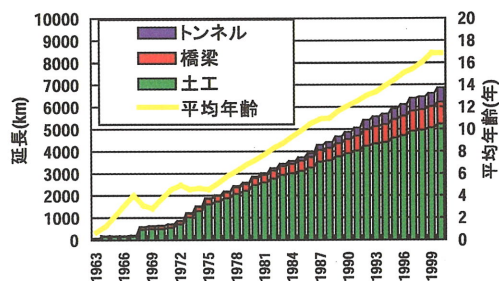


図1 高速道路の延長の推移（構造物別）

また、現在供用している高速道路の橋梁の維持補修費は約800億円／年にも達し、今後も供用延長の拡大とともに増大して行くものと思われる。さらに第二東名・名神高速道路が供用した後を考慮した場合、その費用は現在を大幅に上回ることが予想される。従って、如何に初期コストを安く抑えるかとともに、維持補修を要しない構造物にするかが大きな命題であるといえる。

また、近年、コンクリート橋の耐久性に関してマスコミ等で話題にあがることが多くなっている。例えば、トンネル覆工コンクリートの落下やコンクリート橋のかぶりコンクリートの落下事故などはまだ記憶に新しく、緊急点検を実施して再発防止に努めているところである。さらにプレストレストコンクリート構造物においては、1992年の英国におけるポストテンション橋の禁止令や、1998年の独の外ケーブルに関する通達など、PC橋の取巻く環境は厳しさを増している状況であり、前述してきた建設費削減とともに、品質確保も重要な事項であることは言うまでもない。

さらに、平成13年12月の道路橋示方書の改訂において、初めて耐久性向上についての詳細が記載され、ライフサイクルコストの重視および鋼橋における疲労設計、コンクリート構造物の塩害対策を検討する際に考慮するタイムスケジュール100年が打ち出されている。¹⁾

このような状況の中で、橋梁の耐久性向上と工費削減を目指して、JHにおいては新技術開発や新工法の開発に全面的に取り組んでいるところであり、プレストレストコンクリート橋に関して

も「PRC構造の採用」、「外ケーブル構造の採用」、「プレキャストセグメント工法の適用」、「複合構造の開発・採用」などの新技術・新工法について、積極的に取り組んできているところである。

本文では、更なる品質向上・耐久性向上、建設費節減を目指して、現在検討を進めている複合構造（波形鋼板ウェブPC箱桁橋、鋼トラスウェブ橋等）、プレキャストセグメント構造等の新たな試みについて紹介するものである。

2. 複合構造

複合構造とは、従来、鋼またはコンクリート単独で断面構成されていたものを、鋼とコンクリートを組合せたもので、大別すると合成構造と混合構造に分けられる。断面レベルで異種材料を組合せて用いる構造を合成構造、部材レベルで異種材料を組合せて用いるものを混合構造と呼んでおり、これらを総じて複合構造と呼称されているのが一般的である。

異種材料を合成して用いて使用することは単一の材料で得られない力学的特性を作り出すことであり、鉄筋コンクリート構造やプレストレストコンクリート構造、鋼橋における合成けたもこの範疇にあり、複合構造は決して最近採用され始めた構造形式ではない。また、混合構造においても、フーリエ橋のように18世紀から採用され始めており、この構造も決して新しいものではない。

しかし、本格的に複合構造として橋梁へ採用され始めたのは、近年であり、特に最近施工事例が増加している波形鋼板ウェブPC箱桁橋が採用され始めたのは、フランスのコニャック橋の1986年完成が最初であり、世界的にも近年その発展には目を見張るものがある²⁾。

本節では、JHにおける波形鋼板ウェブ橋、鋼トラスウェブ橋等の複合構造、さらには現在施工中である第二東名高速道路の富士川橋（鋼とコンクリートの複合アーチ橋）について述べることにする。

2.1 波形鋼板ウェブPC箱桁橋

波形鋼板ウェブPC箱桁橋は、図2に示すような形式であり、コンクリート床版へのプレストレスの導入効率がよいこと、ウェブ鋼板のせん断座屈耐力が高いこと、自重の軽減、施工の省力化が図れることなどから、合理的な複合構造形式として注目されている。

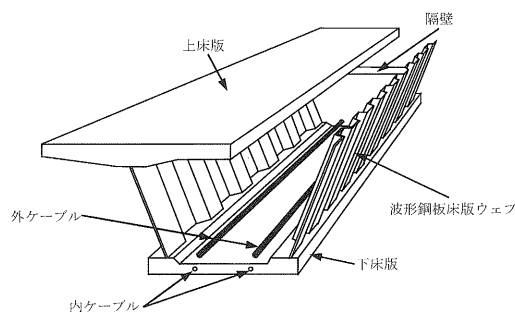


図2 波形鋼板ウェブ橋の概念図

波形鋼板ウェブPC箱桁橋の特徴は以下のようなものが挙げられる。

- 1) 波形鋼板は軸方向剛性がほとんどなく、アコーディオンのように伸縮する性質があるため、プレストレスの導入効率が向上する（図3(a)参照）。
- 2) 高いせん断抵抗性を有し、波形鋼板ウェブのみで十分にせん断力を負担できる（図3(b)参照）
- 3) 波形鋼板は、せん断変形に敏感であるので、たわみの管理、付加曲げの影響に留意する必要がある。また、この影響は、波形鋼板のせん断分担率により左右される。（図3(c)参照）。

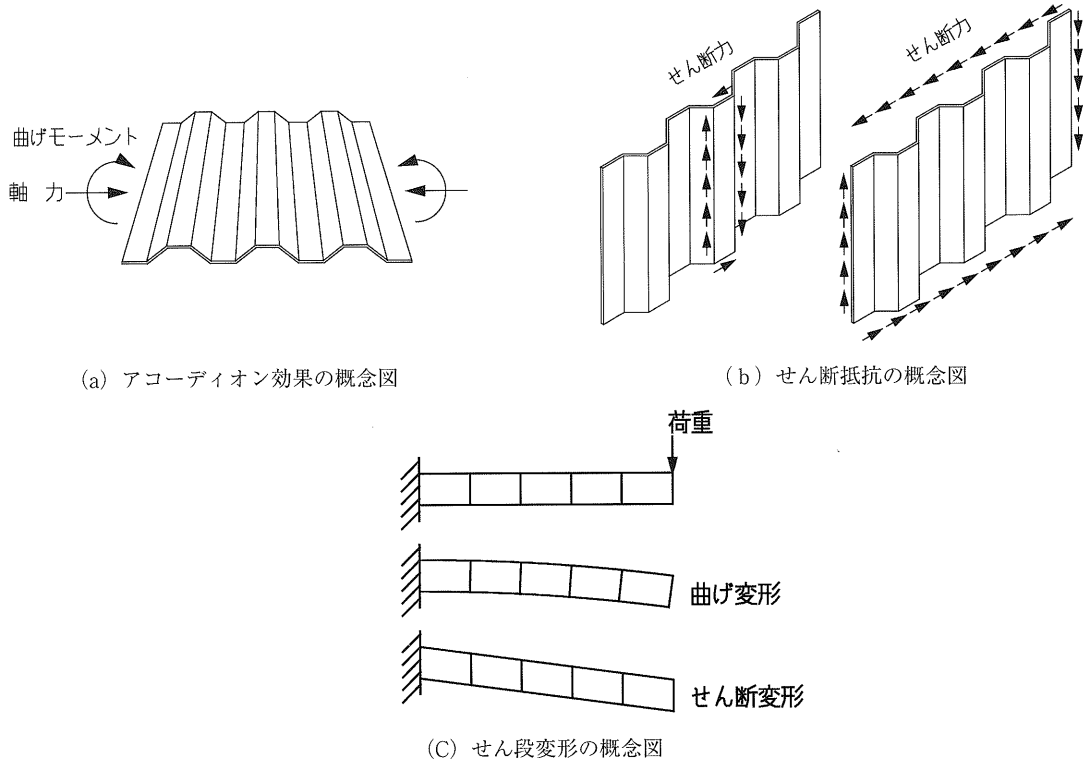


図3 波形鋼板ウエブ橋の特徴

波形鋼板をPC橋に初めて採用したのは、フランス^{3) 4)}である。国内では、1994年に初めて新開橋⁵⁾が2主箱桁の単純橋として、次いで、1995年に銀山御幸橋⁶⁾が5径間連続橋として建設されている。その後、日本道路公団による3径間連続ラーメン形式の本谷橋⁷⁾が建設されて以来、現在までに、海外を上回る数の波形鋼板ウエブPC箱桁橋が施工されている(表1 施工実績参照)。

表1 波形鋼板ウエブ橋の施工実績

No.	橋 梁 名	構 造 形 式	支 間 長
海外	1 コニャック橋(フランス)	3径間連続橋, 橋長106.75m, 幅員11.7m	31.0+43.0+31.0m, R=∞
	2 モーブレ橋(フランス)	7径間連続橋, 橋長325.00m, 幅員10.75m	40.95+44.10+47.25+50.40+53.55+47.25+40.95m, R=∞
	3 ドール橋(フランス)	7径間連続橋, 橋長497.00m, 幅員14.5m	48.00+388.00+48.00, R=∞
	4 Aliwipfergrund高架橋(ドイツ)	3径間連続橋, 橋長278.00m, 幅員29.5m(上下線)	81.47+115.00+81.36m, R=1800m
国内	1 新開橋	単純橋, 橋長31.0m, 幅員14.8m	30.0m, R=∞
	2 銀山御幸橋	5径間連続橋, 橋長210.0m, 幅員9.7m	27.4+38.5+44.9m, R=∞
	3 本谷橋	3径間連続ラーメン橋, 橋長198.3m, 幅員11.4m	44.0+97.2+56.0m, R=2400m
	4 鍋田高架橋	3径間連続橋, 橋長187.5m, 幅員15.6m	47.0+91.5+47.0m, R=∞
	5 中子沢橋	2径間連続橋, 橋長97.0m, 幅員12.5m	47.8+47.5m, R=∞
	6 中野高架橋(その1)	4径間連続橋, 橋長253.0m, 幅員9.25m	48.0+70.5+81.5+50.8m, R=250m(ランブ部)
	7 中野高架橋(その2)	4径間連続橋, 橋長253.8m, 幅員9.25m	57.5+83.9+60.5+39.8m, R=440m
	8 前谷橋	Tラーメン橋, 橋長160.0m, 幅員11.5m	75.3+83.3m, R=∞
	9 大内山川第二橋	7径間連続ラーメン橋, 橋長437.0m, 幅員10.3m	49.0+286.6+120+57+43+34m, R=2200m
	10 鍋田高架橋西	3径間連続ラーメン橋, 橋長245.0m, 幅員15.1m	59.0+125.0+59.0m, R=1000m
	11 勝手川橋	3径間連続ラーメン橋, 橋長227.0m, 幅員11.2m	59.3+96.5+69.8m, R=1500m
	12 興津川橋	4径間連続ラーメン橋, 橋長456.0m, 幅員17.5m	69.1+112.0+142.0+130.6(うち波形75.4)m
	13 小犬丸川橋	6径間連続ラーメン橋, 橋長429.9m, 幅員10.25m	49.9+48.1+0+54.1m, R=1000m
	14 小河内川橋	Tラーメン橋, 橋長157.0m, 幅員10.7m	78.5+78.5m, R=7000m
	15 白沢橋	単純橋, 橋長51.6m, 幅員9.2m	50.0m, R=250m
	16 谷川橋	単純橋, 橋長51.0m, 幅員10.50m	49.70, R=∞
	17 下田橋	4径間連続ラーメン橋, 橋長269.5m, 幅員11.5m	44.3+136.5+48.9+38.4m, R=5000m
	18 日見橋	3径間連続キャスト・スット橋, 橋長365.0m, 幅員13.0m	91.8+180.0+91.8m, R=1800m
	19 黒部川B橋	6径間連続橋, 橋長344.0m, 幅員11.7m	2850.0+2872.0+2850.0m
	20 栗谷川橋	4径間連続ラーメン橋, 橋長280.0m, 幅員10.1m	44.0+81.0+95.0+58.0m, R=700m
	21 栗東橋	4.5径間連続キャスト・スット橋, 橋長A:495m, B:555m幅員19.6m	A:137.6+170+115+67.6m, B:152.6+160+75+90+72.6m, R=3000m
	22 矢作川橋	4径間連続斜張橋, 橋長820m, 幅員43.8m	174.7+28235.0+174.7m
	23 第二上品野橋	5径間連続橋, 橋長 上り346.018m, 下り343.198m 幅員11.78m	上り:68+81+2873+51.018, 下り:65+81+2873+51.198m, R=3000m
	24 白岩橋	3径間連続橋, 橋長 上り183.0m, 下り187.0m 幅員11.78m	上り:52+86+45, 下り:54+82+51, 上り:R=3000m, 下りR=4600m
	25 温海川橋	4径間連続橋, 橋長218.0m, 幅員11.3m	62.3+2851.5+51.3m, R=750m, 斜角90°
	26 安家4号橋	2径間連続橋, 橋長113.5m, 幅員9.2m	2855.8m, R=∞, 斜角75°
	27 遊楽部川橋	3径間連続ラーメン橋, 橋長236.366m, 幅員10.49m	65.659+102.512+65.895m, R=∞

波形鋼板ウェブPC箱桁は、その優れた構造特性から、斜張橋やエクストラードード橋形式への適用により、更なる支間の長大化が可能であると思われる。しかし、我が国は世界でも第一級の地震国であり、風条件も厳しいことから、波形鋼板ウェブPC箱桁橋の長大化においては、耐震・耐風性の確保が重要な課題である。

長大橋の耐震・耐風設計における動的解析では、入力地震動や風荷重などの荷重の設定を除けば、一般に、構造物のモデル化と減衰定数の設定の二つが重要となる。橋梁の動的解析を行なう場合は、通常、上部構造は多質点-フレーム系にモデル化される。これまでのPC桁橋での振動実験から、こうした解析による構造物の振動特性は、実験結果と良く一致することが確かめられている。しかし、波形鋼板ウェブPC箱桁橋のせん断およびねじり剛性は、従来のPC箱桁橋に比べ小さく、動的な変形挙動が従来のPC箱桁橋と異なることも予想され、動的特性が十分に確認されているとはいえない。

一方、構造物の減衰特性は、内部減衰、構造減衰、逸散減衰からなるが、これら各要因の影響を分離して評価することは困難であることから、新しい構造形式においては、構造物としての減衰定数を振動実験などにより求め、その結果を整理考察することが重要である。

そこで、JHにおいては、日本海沿岸東北道の勝手川橋および東九州道の小河内川橋において振動実験を行い、検証を行っている^{8) 9) 10)}。勝手川橋は、日本海沿岸東北自動車道に建設された橋梁であり、橋長227m、中央径間96.5mの3径間連続ラーメン橋波形鋼板ウェブPC箱桁橋である¹¹⁾。勝手川橋の一般図および写真を図4、写真1、2に示す。本橋は、張出し架設工法によって施工されており、また、架設時の主方向の鋼材も含めた本橋の主方向のPC鋼材は、全外ケーブル方式を採用している。また、橋脚付近のウェブは、断面急変の緩和、ねじれ剛性の向上、波形鋼板の座屈防止等から波形鋼板とコンクリートとの合成ウェブ構造としている。

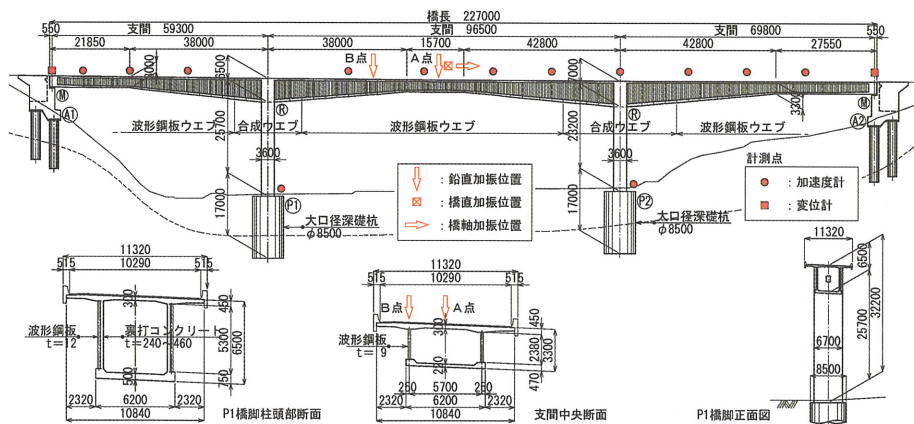


図4 勝手川橋の一般図および振動実験概要



写真1 勝手川橋完成写真



写真2 勝手川橋施工状況



写真3 小河内川橋完成状況

小河内川橋¹²⁾は、東九州自動車道の臼杵ICから津久見IC間に建設された橋梁である。A1～P3径間は、3径間連結合成桁橋であり、P3～A2径間は橋長157.0m、有効幅員9.81mの2径間連続ラーメン波形鋼板ウェブPC箱桁橋である(図5、写真3)。

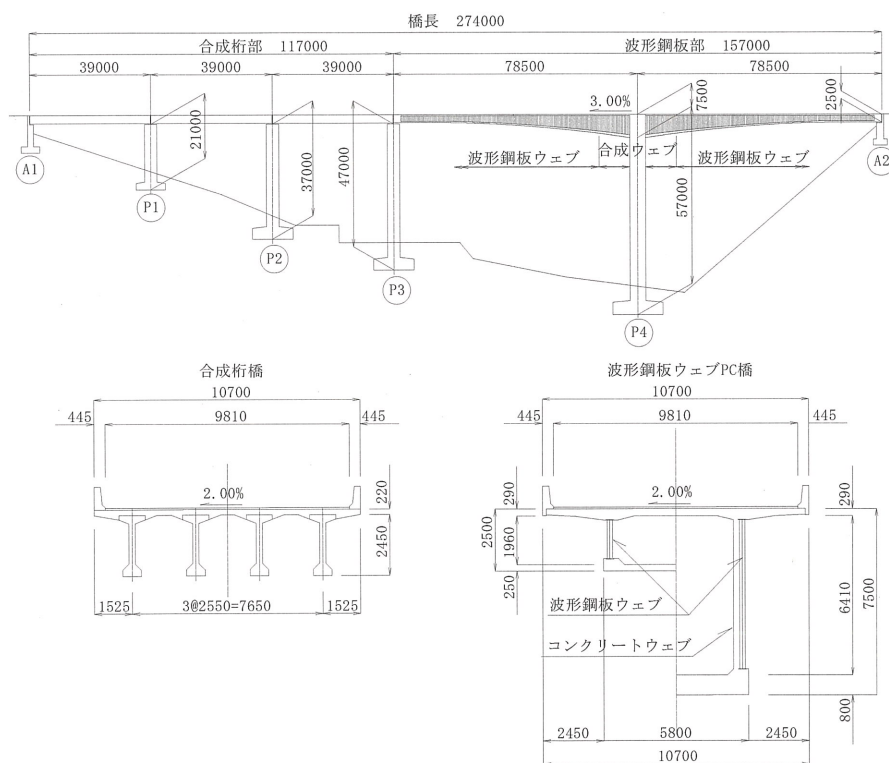


図5 小河内川橋一般図

実験は、起振機実験(共振実験、自由減衰実験)、常時微動実験および衝撃加振実験を行い、固有振動数、振動モード、減衰定数を測定した。起振機実験には、最大加振力30kNの油圧サーボ式起振機を使用し、加振振動数0.0～8.0Hzの範囲において0.001～0.1Hz程度のピッチで振動数を変化させ、共振曲線を作成し共振振動数の特定を行なった。

上記実験結果および解析結果から得られた減衰定数について、加藤・島田¹³⁾の研究で示されている各主桁材料分類別の減衰定数と支間長の平均値に今回の実験からの知見をプロットしたものを図6に示す。さらに、今回比較を行っている波形鋼板ウェブPC箱桁橋の減衰定数と支間長の平均値も同時にプロットしている。表2にはこれら平均値の一覧を示す。加藤・島田の研究では、

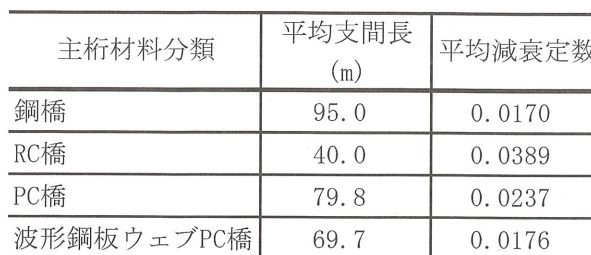
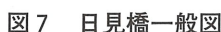


表 2 各主材料の平均減衰定数

JHでは、波形鋼板の座屈実験や上記の振動特性等の把握を検証しつつ、その軽量となる特性等から、波形鋼板ウェブを用いた長支間化へ向けて検討を行っており、長崎道の日見橋、第二名神高速道の栗東橋をエクストラドーズド橋で、第二東名高速の矢作川橋を斜張橋で施工中である。

日見橋は、長崎道長崎大分線に計画され、JR長崎駅から東へ5 km、起点長崎ICから約3.7kmのところ に建設される最大支間180mの橋梁である（図7、8）。架橋地点は、一般国道34号と日見バイパスを跨ぐ地形条件にあり、まさに長崎への玄関口としてのランドマークとなる。

また、本橋では、耐久性・維持管理に着目し、全て外ケーブルとする全外ケーブル方式を採用している。これによって、全ての主方向ケーブルを点検することができ、必要であれば交換も可能になる。さらに、軽量化をさらに進めるために、波形鋼鈑ウェブを採用しており、波形鋼板ウェブを用いたエクストラドーズド橋というこれまでに例を見ない形式を採用しており（図9）、現在、張出し架設を開始したところである（写真4）。



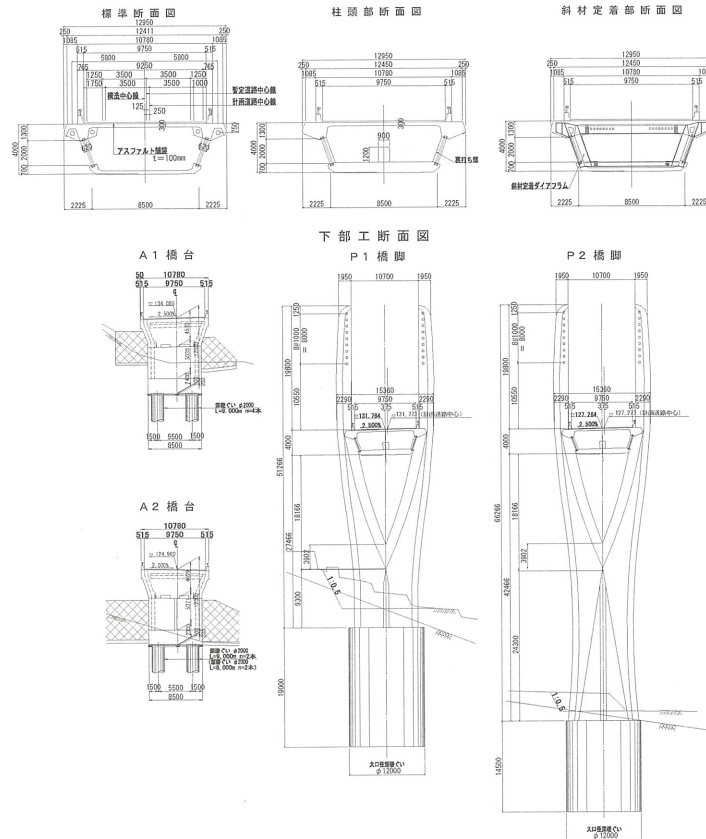


図8 日見橋断面図



図9 日見橋完成予想図



写真4 日見橋施工状況

2.3 栗東橋

栗東橋は、第二名神高速道路の信楽IC(仮称)から大津JCT(仮称)の間、日本の六古窯の一つで、1250年にもおよぶ信楽焼の里として著名な甲賀郡信楽町と、草津と石部の間の宿として栄え、現在はJRA栗東トーレーニングセンターで有名な栗太郡栗東町の行政境に架橋される橋で、かわせみの生息地や三上・田上・信楽県立自然公園に指定された緑豊かな地域を横過する。さらに、架橋地点は大戸川ダムの建設が予定されており、急峻な地形のため最大支間長が170mにおよぶ規模である(図10、12)。

栗東橋では、上部構造重量の軽減や基礎構造の縮小化、ウェブ施工の省力化、品質および耐久性の向上を目指し、世界初となるウェブに波形鋼板ウェブを用いたエクストラドーズド橋とし、

さらに、幅員が16.5mあるため、3室箱桁構造を採用しており、波形鋼板ウェブ橋のマルチセル構造の採用も世界初となる。さらに横方向剛性や斜材ケーブル定着による剛性を確保するためエッジ形式を採用している(図11)。

本橋では、世界初となる波形鋼板を用いたマルチセル構造とエクストラドーズド形式の併用から、1/2模型供試体におけるプレストレスの有効伝達長とその分布の状況、構造体の破壊安全性について検証を行い、現在、張出し架設を行っている(写真5)。

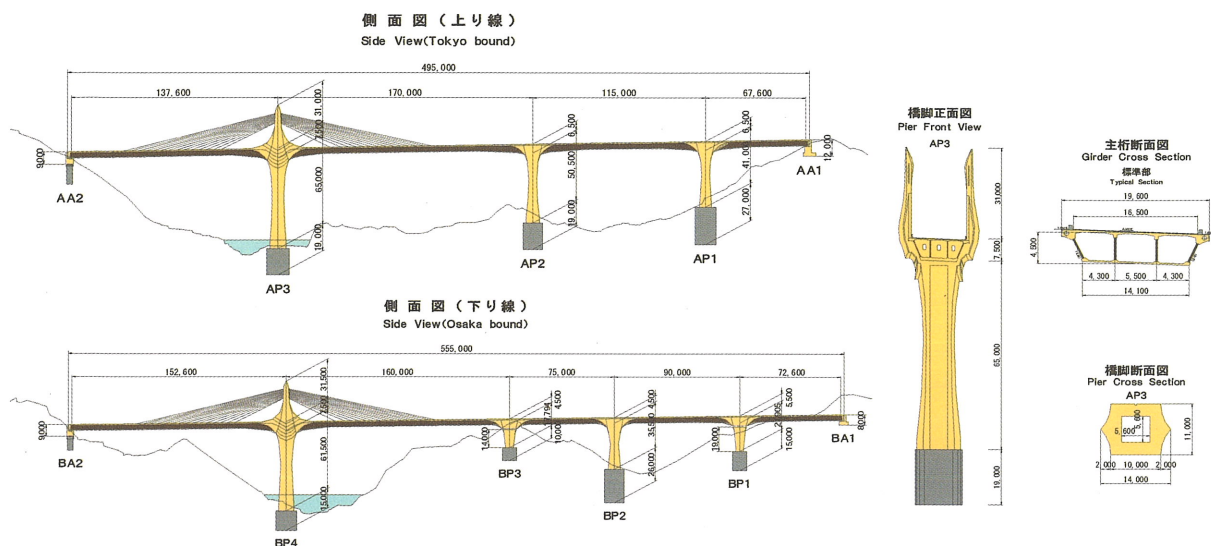


図10 栗東橋一般図

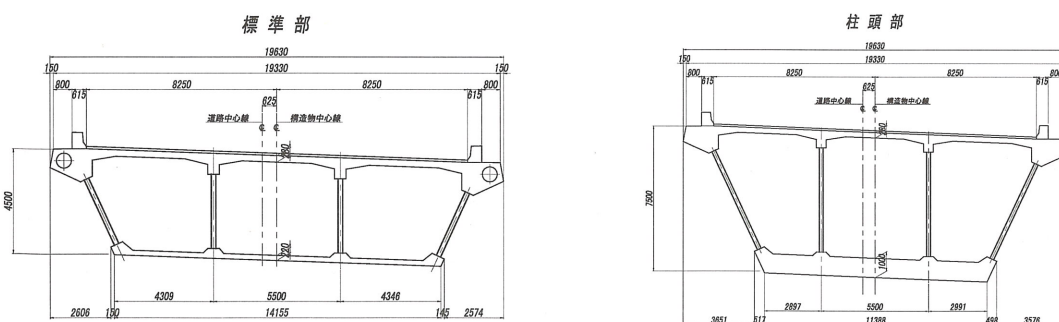


図11 栗東橋断面図



写真5 栗東橋柱頭部施工状況



図12 栗東橋完成予想図

2.4 矢作川橋

矢作川橋は、第二東名高速道路と東海環状自動車道の共有区間となる豊田JCT(仮称)と豊田東JCT(仮称)間の一級河川矢作川渡河部に架橋される4径間連続複合斜張橋である。本橋は、最大支間長が235.0mになることから斜張橋形式を採用し、さらに、軽量化による工費節減を目指して、世界初となる斜張橋への波形鋼板ウェブを採用(斜吊区間)している。また、第二名神高速道路の木曽川橋・揖斐川橋でも採用している鋼床版箱桁(河川部)との混合構造も本橋において採用している。さらに109.6mにおよぶ主塔を本橋では工費節減からコンクリート製としており、コンクリート製の主塔としては我が国最大規模となり、主桁および主塔のコンクリートには、設計基準強度 $60\text{N}/\text{mm}^2$ の高強度・高性能コンクリートを採用している。

また、本橋では、上下線8車線一体で標準幅員43.8mにもおよぶ広幅員であり、これを一面吊りで設計を行っている。また、5室箱桁への波形鋼板ウェブの採用など、本橋では、これまでに類をみない形式であり、現在、実験・解析を進めながら上部構造の詳細な設計を進めている。(図13、14)

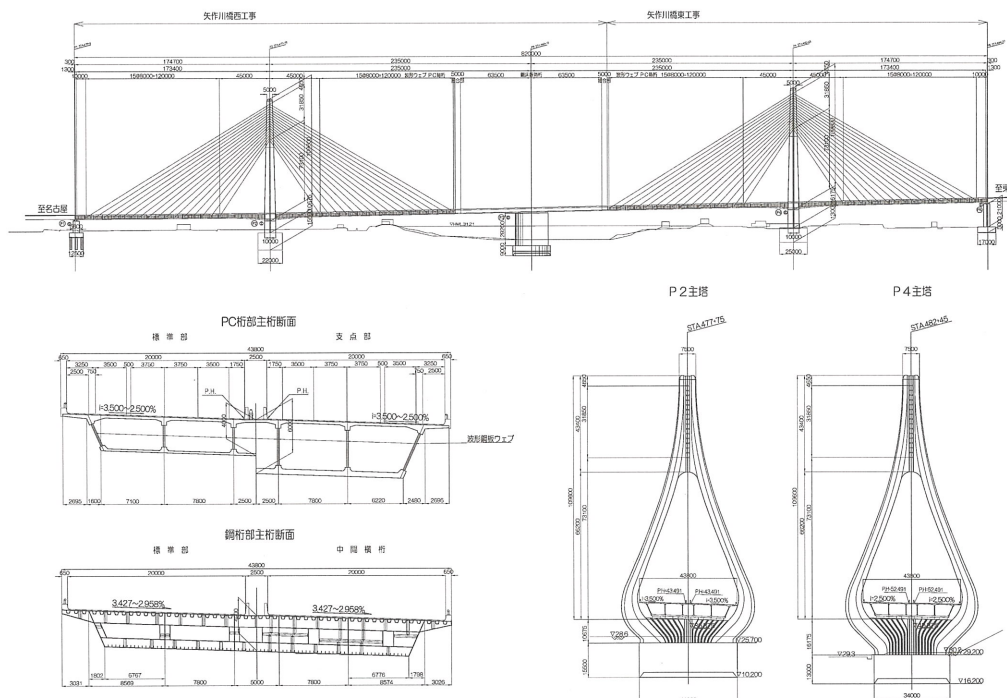


図13 矢作川橋一般図

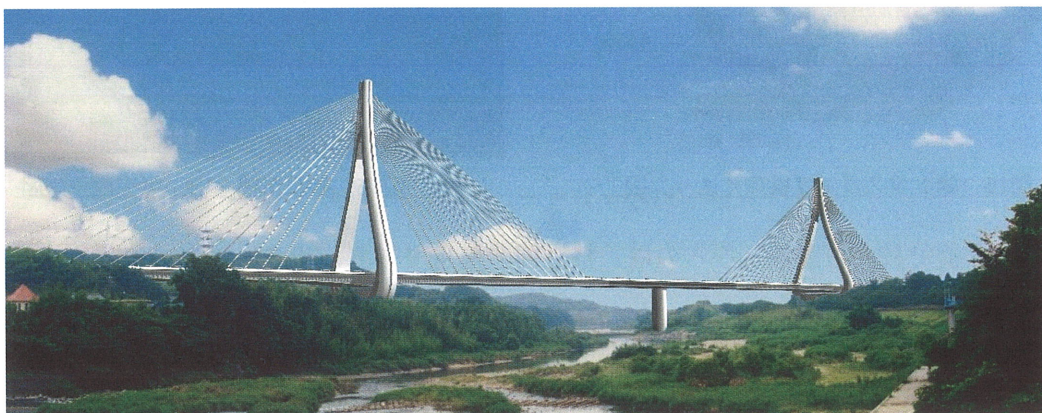


図14 矢作川橋完成予想図

2.5 PC複合トラス橋

第二東名では、その大半が急峻山岳地を通過することから、工費節減を積極的に押し進めており、従来のPC箱桁橋のウェブを鋼トラスへ置き換えたPC複合トラス橋についても、積極的に検討を進めている。

PC複合トラス橋は、海外ではブローネ高架橋（1997年完成；フランス）、ブラ・ド・ラ・プレン橋（2002年完成；フランス領レユニオン島）、我が国では木ノ川高架橋（施工中；和歌山）で実績がある（表2）。

表2 PC複合トラス橋の施工実績

橋 名	形 式	橋 長	最大支間長	備 考
ブローネ高架橋※	15径間連続桁	1301m	110m	プレキャストセグメントによる張出し架設
ブラ・ド・ラ・プレン橋	3 ヒンジアーチ	350m	281m	張出し架設
木ノ川高架橋	4 径間連続桁	268m	85m	張出し架設工法

※ブローネ高架橋は、3 橋のうちEchinghen高架橋の諸元である。

鋼トラスウェブを用いることにより、波形鋼板ウェブと同様に上部構造の軽量化が可能となり、下部構造を含めた橋梁全体の建設コスト縮減に寄与でき、さらに、施工の合理化・省力化、透過性の高いトラス構造により景観性の向上が期待できる（図15）。そこで、JHでは、現在、第二東名高速道路の猿田川橋・巴川橋（図16）においてPC複合トラス橋を採用し、現在、詳細な設計を実施中である。

猿田川橋・巴川橋の諸元は、表3のとおりである。

表3 猿田川橋・巴川橋 構造緒元

橋 名	橋 名	橋 長	最大支間長
猿 田 川 橋	7径間連続ラーメン	625m	110m
巴 川 橋	5径間連続ラーメン	479m	119m

※猿田川橋・巴川橋ともに下り線の緒元

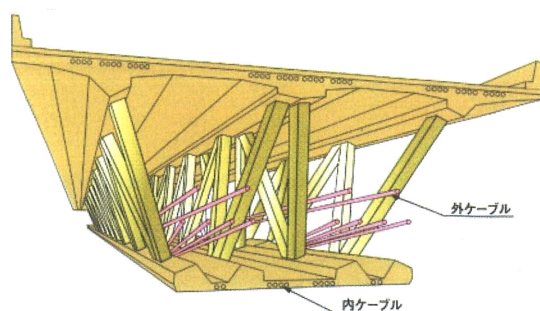


図15 鋼トラスウェブ橋のイメージ図



図16 猿田川橋・巴川橋完成予想図

しかし、本橋で最大の課題となるのは、格点部の構造であり、現在、下記の格点構造について実験を実施している。

- ① 二重管方式格点構造（図16①）：ブローネ高架橋等の実績のあるアンカー方式と同様な付着定着型であるが、付着性能の高いリブ付鋼管を使用して格点構造の合理化を図った構造である。連結プレートにより接合された内外リブ付孔あき鋼管がトラス材端部を包み込み、付着

性能を改善するとともに、連結プレートが格点のせん断力を改善。

- ② 二面ガセット構造(図16②)：2面摩擦による効力ボルト接合で、かつ、コンクリートの内部に埋込むことにより格点の合理化を図った構造。トラス材と溶接したガセットプレートの孔をあけ、貫通鉄筋とPBLによりコンクリートへ力を伝達する。

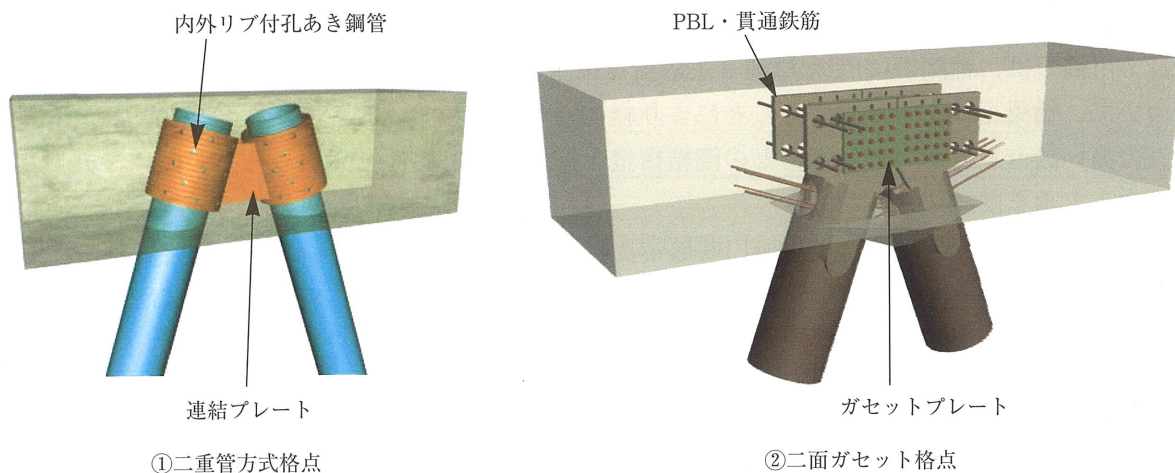


図16 接合部概要図

一方、通常の鋼トラス橋においても合理化を積極的に図っており、東海北陸道の椿原橋(写真6,7)等において採用している。これまでの鋼トラス橋は、RC床版と鋼トラス主構から構成されていたが、本橋では、トラス上弦材とPC床版とを合成しPC床版に主構としての機能を持たせた複合トラスとしている。床版に2方向のPC鋼材を配置することにより床版の剛性・耐力を向上させ、従来のトラス橋で一般的に採用されていた上横構、床組構造を省略している(図17)。

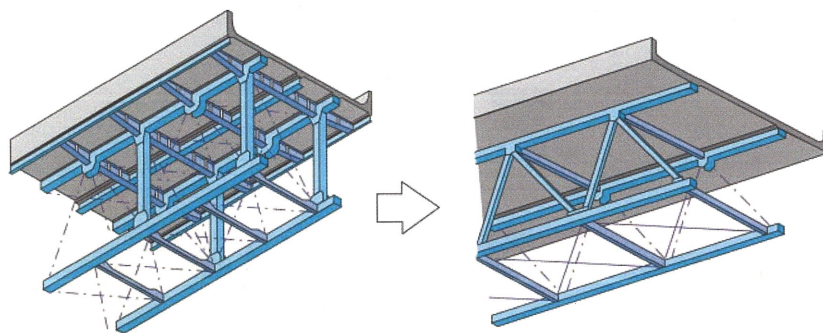


図17 従来トラス橋と複合トラス橋の概要図



写真6 椿原橋施工状況

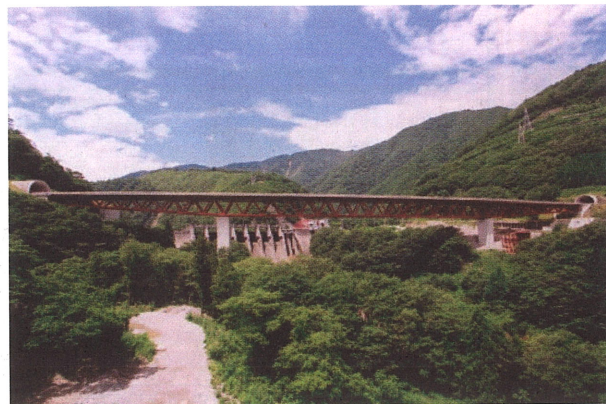


写真7 椿原橋完成写真

2.6 富士川橋

第二東名の富士川橋は、急流富士川を一跨ぎするアーチ橋で、高速道路路面を支える桁が鋼製、アーチ本体をコンクリート製とした我が国初となる鋼・コンクリート複合アーチ橋であり（図18,19）、コンクリートアーチスパン265mは我が国最大となる。平成10年10月より施工を開始し、現在、上り線のアーチクラウン部のコンクリートを打設し、アーチリブが無事閉合している（写真8）。

富士川橋では、補剛桁にPC床版鋼2主鈑桁を採用、アーチに高強度コンクリート（50N/mm²）を用いて、橋梁全体を軽量化することにより経済性を追求している。また、クラウン部・橋脚・脚高の高い鉛直材においては鋼桁との剛結構造を採用し、耐震性を高めるとともにメンテナンスを要する支承を削減している。

また、本橋架橋位置は、富士川河口断層帯と呼ばれる活断層群の中にあり、想定される活断層の地盤変動を考慮した耐震設計を実施し、大規模な地震が発生しても橋梁の各部位が粘り強く挙動することにより十分な耐震性能を確保するよう対応している。

アーチリブの架設は、ピロンを併用した斜吊材による片持ち張出し工法で、アーチを全体で55のブロックに分割し、両岸から張出しを行なう架設工法である。ピロンの建造は、仮支柱を築造し、アーチリブを下から支え、そして河床より90mの高さとなるピロンをこの上に立て、斜吊材により前後バランスを取りながら、アーチを張出していく。ピロン位置を河川側に出したことにより、前側に倒れようとするピロンを支えるバックステー材の反力を、1基6千m³となるアーチアバットに取ることができ、仮設材を大幅に削減している。また、アーチリブは鉄筋コンクリート構造であるが、斜吊材の温度変化により伸び縮みし、1日最大約10cmの上下変動、さらに、1回のコンクリートを打設によって約30cmの変動がある。このため、レーザー光線による自動測量システムに、斜吊材温度の自動補正を組合せて、逐次設計データと比較することにより、高精度な施工を実現している。

今後、下り線側のアーチ施工を行いながら、上り線側では鉛直材の施工、鋼桁・床版の架設と順次施工を進め、上下線の完成は平成16年度末を予定している。

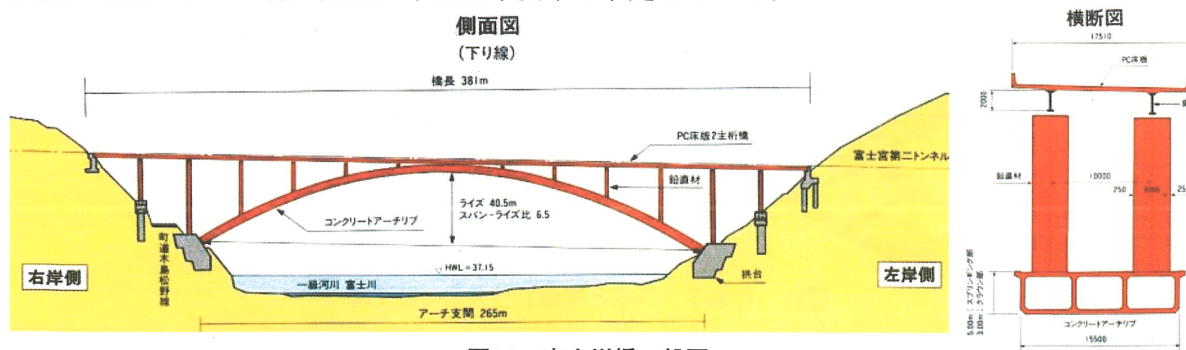


図18 富士川橋一般図



写真8 富士川橋施工状況



図19 富士川橋完成予想図

3. セグメント構造

近年、施工の省力化・品質の確保から、我が国でも本格的にプレキャストセグメント工法が採用され、多くの橋梁が架設されるようになってきている。

プレキャストセグメント工法とは、あらかじめ製作された (Pre-Cast) 分割された部材 (Segment) をPC鋼材等により一体化し、主桁を構築する工法であり、下記の特徴を有する。

- ① 設備の整った工場や工場並みの現場ヤードにて、セグメントを製作することが可能で、コンクリート構造物の品質の確保が容易である。
- ② ショートラインマッチキャスト方式によりセグメントを製作することによって、設備の合理化、機械化が可能である。
- ③ スパンバイスパン架設の採用により、架設サイクルが1週間／1径間程度と工期短縮が可能。また、下部工施工時にセグメントの製作が可能であることから、全体工期での大幅な短縮が可能である。
- ④ 従来の架設方法と比較して工費縮減が可能である。

JHにおける初めての本格的なプレキャストセグメント構造は、松山自動車道 重信高架橋であり、1997年に完成した延長約1.9kmの高架橋である。本橋では、架設地点近傍の製作ヤードで約750個のセグメントをショートラインマッチキャスト方式により製作し、サポートタイプの架設ガーダーによるスパンバイスパン架設を行っている。

重信高架橋での成果を活かし、弥富高架橋は伊勢湾岸自動車道における最初のプレキャストセグメント橋として、1999年に完成している。伊勢湾岸自動車道は、東海環状自動車道に豊田東JCTと四日市北JCT (いずれも仮称) とで接続し、この間を結ぶ約60kmの自動車専用道路で、「名港トリトン」をはさんで東側を第二東名高速道路、西側を第二名神高速道路の一部として計画された道路である。伊勢湾岸自動車道のほとんどが橋梁・高架橋が連続した道路構造であることから、その建設においては工費の縮減と工期短縮を図る必要があり、多くの新技術・新工法が採用され、プレキャストセグメント工法もその一つとして採用されたものである。本橋は、延長約1.5kmの高架橋で、湾岸弥富IC付近に位置し、架橋地点近傍に大規模な製作・仮置ヤードが確保できたこと、および架橋地点まで専用トレーラー (最大積載重量80tf) にて運搬可能なことから、片側3車断面に対応する幅15.5m、桁高3.2m、セグメント長3.0mの大断面で、約1,300個の製作を行っている。架設工法は、我が国初のハンガータイプの架設ガーダーによるスパンバイスパン架設を行い、一部、交差条件により長支間部になる区間では、エレクションノーズによる張出し架設を行っている。

その後、鍋田高架橋、木曽崎高架橋、長島高架橋等が施工され、我が国初となる鋼・コンクリート複合エクストラドーズド橋である木曽川橋、揖斐川橋においても採用されている。

3.1 第二名神高速道路 古川高架橋

古川高架橋は、伊勢湾岸自動車道のみえ川越IC～朝日IC (仮称) 間に位置する延長約1.5kmの都市内高架橋である。これまでのプレキャストセグメント構造と異なり、本橋では架橋地点近傍にセグメントの製作ヤードが確保できないことから、工場製プレキャストセグメント工法を採用している。JIS工場で作成したセグメントは、一般道を介してトレーラーにより運搬を行なうことから、セグメントの重量と寸法に制限を受ける。このため、本橋ではU形コア断面＋リブ構造 (図20) および設計基準強度60N/mm²の高強度コンクリートの採用により軽量化を図り、1個当たりのセグメント重量を30tf以下におさえている (写真9)。架設はスパンバイスパンによりU形

コア断面にて架設後、リップ上にプレキャストPC板を敷設し、更にその上に場所打ちにてPC床版を構築している(図21,写真10,11)。なお、U形コア断面は従来の箱形コア断面と比較して剛性が低いことから、事前に運搬・架設の際の安全性を3次元FEM解析および実物大実験により確認している。本橋では、こうした取組みによりセグメント長をできるだけ大きくして、セグメントの製作・運搬・架設数を低減するとともに架設術の軽量化を図り、施工の合理化を図っている。

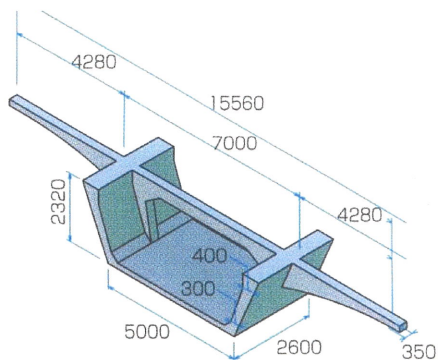


図20 古川高架橋コアセグメント

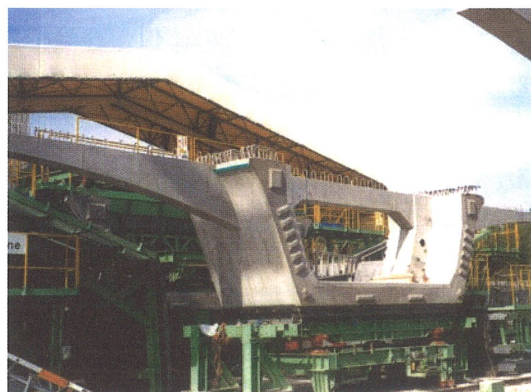


写真9 コアセグメント製作状況

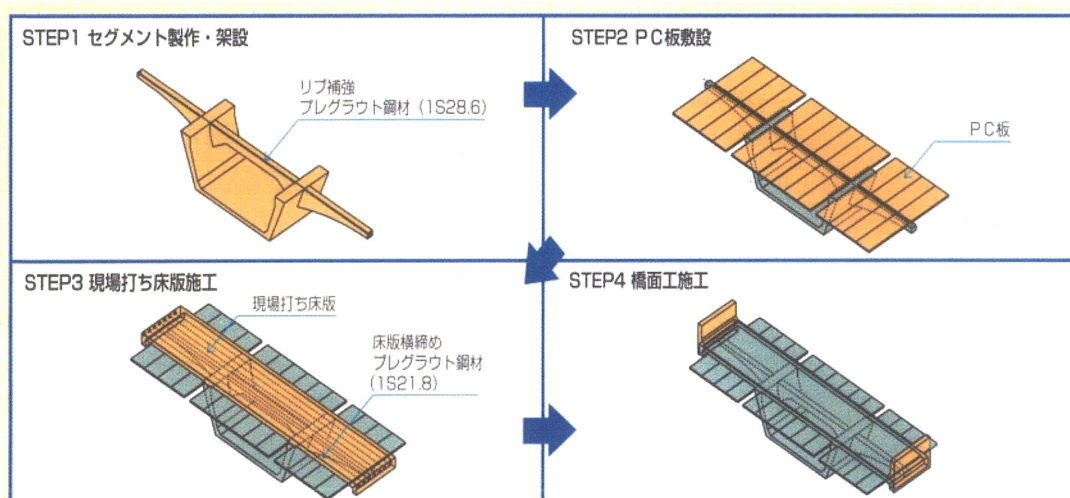


図21 古川高架橋床版部施工概要



写真10 コアセグメント施工状況



写真11 古川高架橋完成状況

3.2 上和会高架橋

上和会高架橋は伊勢湾岸自動車道の豊田南IC～豊田JCT間(仮称)に位置する都市内高架橋である。古川高架橋と同様に、近隣に製作ヤードが確保できないことから、工場製プレキャストセグメント工法を採用しているが、本橋においては2主箱桁断面とし、セグメントを1主箱桁ごとに分割して製作し、架設時に場所打ちにて2主箱桁に連結する(図22)構造を採用している。接合部の構造はダブルループ継手を採用し、事前に実物大実験を行い安全性・施工性を確認している(図23)。

現在、上和会高架橋では、重信高架橋と同様にサポートタイプの架設桁によるスパンバイスパン架設を行っている(写真12)。

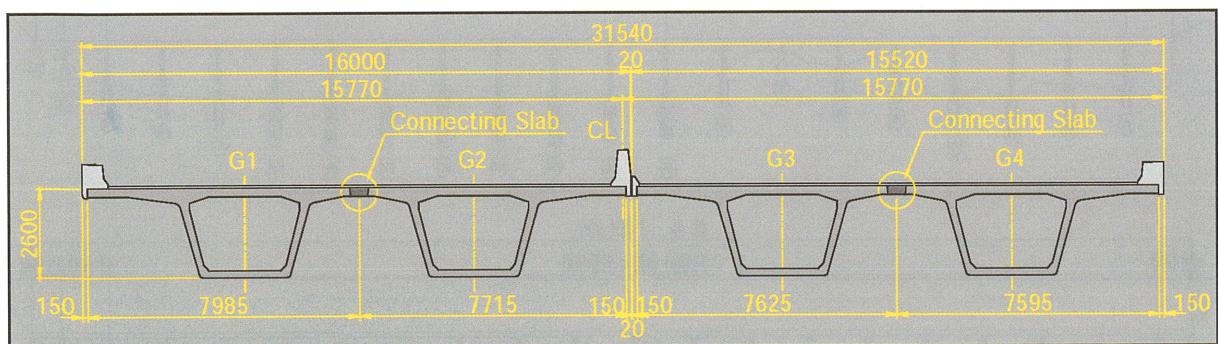


図22 上和会高架橋断面図

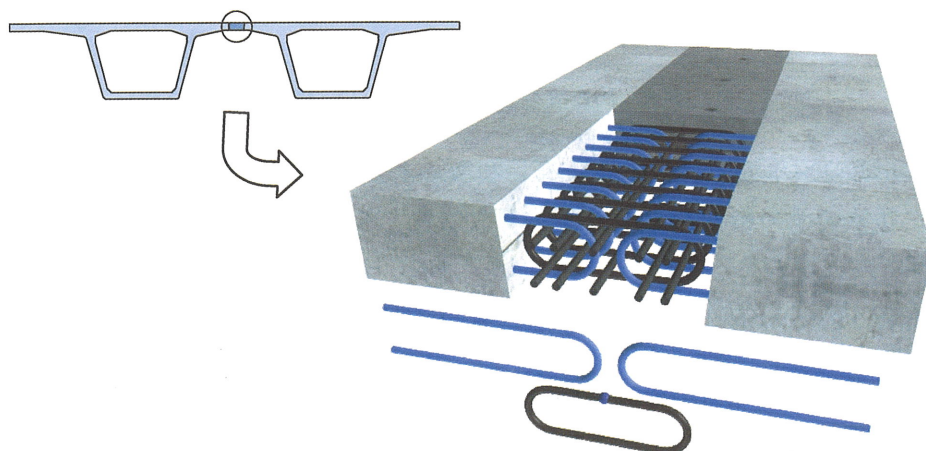


図23 上和会高架橋床版接合部概要図



写真12 上和会高架橋施工状況

3.2 第二東名高速道路 内牧高架橋

内牧高架橋は、第二東名高速道路の静岡IC（仮称）～藤枝岡部IC間に位置し、内牧川盆地部を横過するする個所に架橋される橋梁である（図24）。本橋はこれまでに前例のない断面分割プレキャストセグメント工法を採用し、主桁断面の一部分をプレキャストセグメントとして製作・架設した後に、残る部分を架設して断面全体を完成させる工法である。

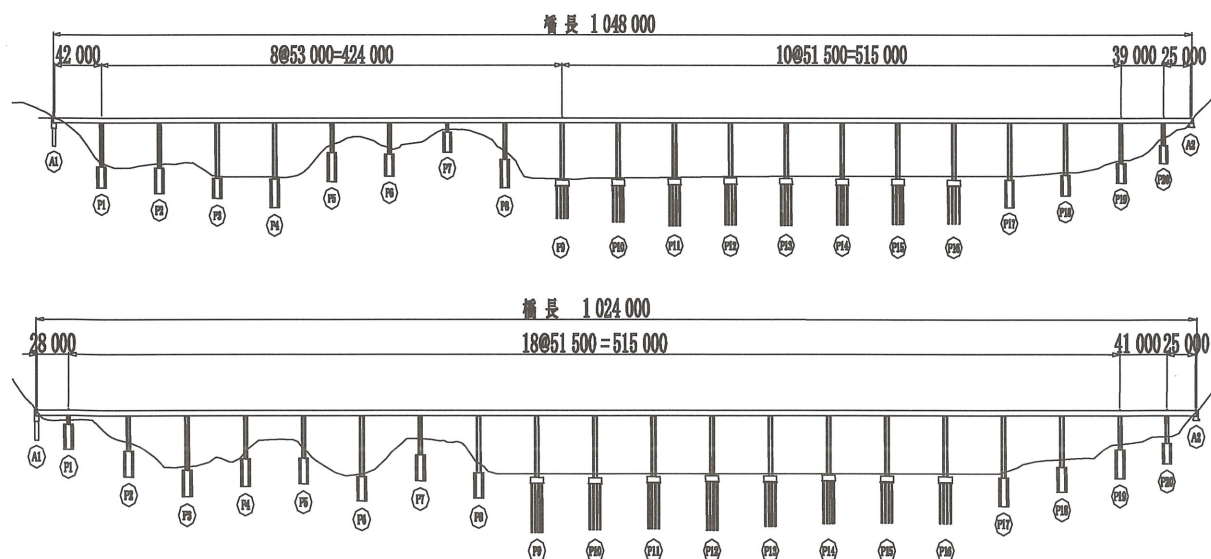


図24 第二東名 内牧高架橋一般図（上；上り線、下；下り線）

一般的なプレキャストセグメント工法は、架設場所近傍あるいはPC工場において主桁全体を輪切りにした状態で予め製作し、セグメントを架設するため、架設時間が短縮できる反面、製作・架設設備が大規模とならざるを得ない。第二東名は、現在、片側3車線の両側6車線で計画されているため、特にこの設備が大規模となる。そこで、断面分割したプレキャストセグメント工法を採用している。

本工事では、主桁幅17.68mのうち中央9.2mの部分をプレキャストセグメントとして製作・架設し、残る張出し床版部分（ $2 \times 4.24\text{m} = 8.48\text{m}$ ）を場所打ちする工法を採用している。これにより、セグメント製作重量として、従来工法と比較した場合約28%の軽量化を実現している。

また、本橋ではストラット付PC箱桁構造を採用している。これは、等間隔に配置した斜めストラットにより張出し床版を支持するもの（図25）で、これまで、第二東名高速道路では、芝川第一高架橋（図25、写真13）等において施工中であり、今後、10橋程度をこの形式で計画している（表4）。

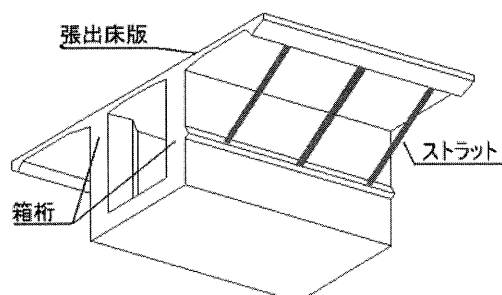


図25 ストラット構造

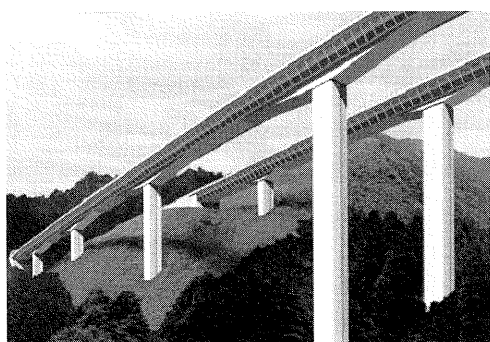


図26 芝川高架橋完成予想図

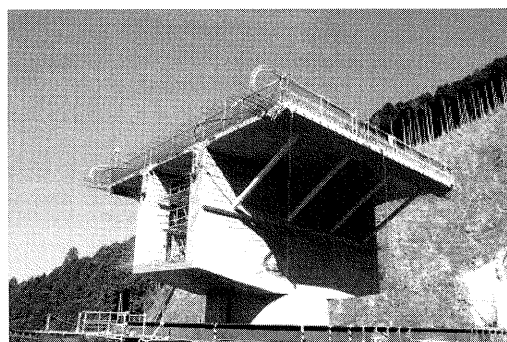


写真13 芝川高架橋施工状況

表4：ストラット付PC箱桁橋施工及び計画一覧

橋 梁 名	形 式	橋 長	最大支間長	備 考
内牧高架橋	21径間連続PC箱桁	(上り線) 1048m	53.0m	施工中
		(下り線) 1024m	51.5m	
芝川第一高架橋	(上り線) 5径間連続PC箱桁	461m	108m	施工中
	(下り線) 2径間連続PC箱桁	108.4m	53.6m	
芝川第二高架橋	4径間連続PC箱桁	278m	86.5m	施工中
宍原第一高架橋	(上り線) 6径間連続PC箱桁	420m	80.0m	施工中
	(下り線) 7径間連続PC箱桁	482m	74.0m	
宍原第二高架橋	(上り線) 8径間連続PC箱桁	579m	79.0m	施工中
	(下り線) 5径間連続PC箱桁	358m	79.0m	
新聞谷川橋	3径間連続ラーメンPC箱桁	(上り線) 223m	106m	計画中
		(下り線) 231m	106m	
桂島高架橋	4径間連続PC箱桁	218m	54m	計画中
中ノ合高架橋	(上り線) 15径間連続PC箱桁	839m	109m	計画中
	(下り線) 16径間連続PC箱桁	858m	103m	
上川高架橋	8径間連続PC箱桁	(上り線) 404m	65m	計画中
		(下り線) 390m	51.5m	
宮ヶ島高架橋	23径間連続PC箱桁	(上り線) 1440m	94.5m	計画中
		(下り線) 1432m	101.5m	
谷津川橋	5径間連続PC箱桁	(上り線) 383.5m	135m	計画中
		(下り線) 400m	135m	
赤淵川橋	(6+5)径間連続PC箱桁	(上り線) 404+481m	105m	計画中
		(下り線) 404+481m	115m	

ストラット付PC箱桁構造を採用することにより、従来のPC箱桁構造に比べ張出し床版幅がなく、底版の幅を狭くでき、主桁の断面積が小さくなり上部構造の軽量化が可能となる。また、底版の幅が狭いため、橋脚の断面や基礎構造の規模が縮小でき、上下部構造ともに経済性に優れた構造とすることが可能である（図26,27）。

内牧高架橋では、直径30cmのプレキャスト製コンクリートストラットを約3m間隔で設置し、ストラットの長さは約5m、重さは約9kNであり、同幅員でストラットのない一室箱桁と比較した場合は底版幅が約38%、断面積で約25%減となっている。

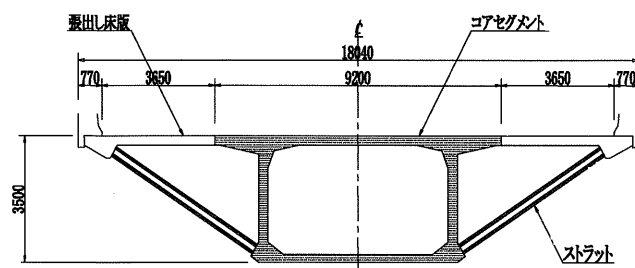


図26 内牧高架橋主桁断面図

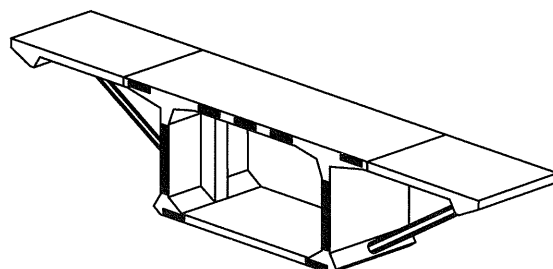
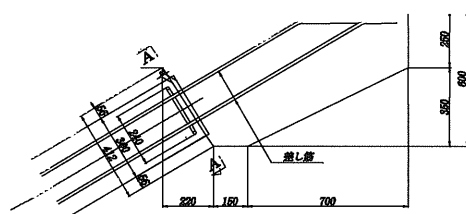
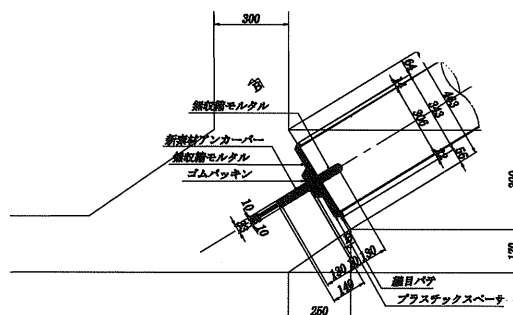


図27 セグメントイメージ

ストラットとの接合は、上床版と接合される上部はさし筋を通して剛結構造とするが、コアセグメントとの接合となる下部は、突起を設けたせん断キーによる接合とし、安全性・施工性からアラミドロッドを埋込んだストラットをコアセグメントへ差し込むタイプとしている（図28）。



(a) 上部



(b) 下部

図28 ストラット上部接合部

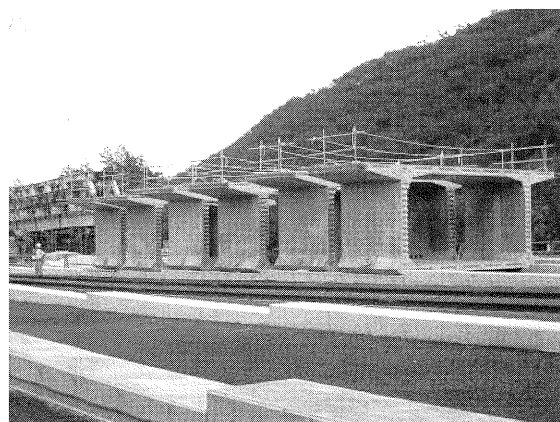


写真14 内牧高架橋セグメント仮置き状況

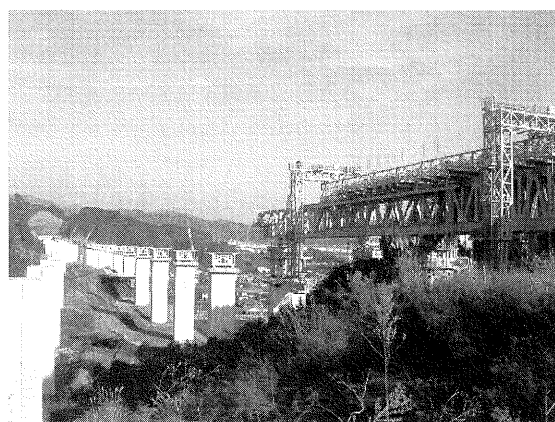


写真15 内牧高架橋施工状況

4. 結 語

最近10年間のPC橋における我が国の技術発展には目をみはるものがある。特に、プレキャストセグメント構造や複合構造などの採用によって、PC橋の適用範囲の自由度が増し、かつ、高品質・低価格なものが得られるようになってきている。しかし、新技術の発展・活用には、既往の技術力では到底これを生かしきれず、更なる高度な技術力が必要となることは言うまでもない。

JHではこれまで、PRC構造、外ケーブル構造等の新技術・新工法を採用し、さらに、コンクリートの品質管理手法としての非破壊検査や単位水量検査、コンクリート剥落防止としての繊維補強コンクリートの採用等、積極的に検討を行っており、初期コストの低減と維持管理の低減を目指した技術について試験・検討を行っている。

本報告で紹介した波形鋼板ウェブ橋、PC複合トラス橋、プレキャストセグメント構造についても、決して初期コストの低減だけでなく、維持管理の低減に配慮しており、プレキャストセグメントにおける高強度コンクリートの採用などは、軽量化による工費削減とともにコンクリートの耐久性向上に大いに貢献している。

現在のJHの置かれている立場は、マスコミ等で話題のとおり厳しい状況にあり、これまで以上の技術を必要としており、今回紹介した内容についても更なる工費削減が望まれるところであり、新たな発想や新たな材料等の採用も視野に入れて検討を進めていきたいと思っている。

[参考文献]

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅰ共通編、Ⅲコンクリート橋編、平成14年3月
- 2) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会：波形鋼板ウェブPC橋計画マニュアル(案)、平成10年2月
- 3) Combault, J., et al : Box-Girders Using Corrugated Steel Webs and Balanced Cantilever Construction, FIP Symposium Kyoto, 1993年10月
- 4) Combault, J.; 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, プレストレストコンクリート技術協会, Vol.34, No.1, 1992年1月
- 5) 近藤昌泰, 清水洋一, 大浦 隆, 服部政昭: 波形鋼板ウェブを有するPC橋-新開橋-, プレストレストコンクリート, プレストレストコンクリート技術協会, Vol.37, No.2, 1995年3月
- 6) 石黒 互, 村田嘉宏, 須合孝雄: 松の木7号橋(銀山御幸橋)の設計と施工, プレストレストコンクリート, プレストレストコンクリート技術協会, Vol.38, No.5, 1996年
- 7) 水口和之, 芦塚憲一郎, 古田公夫, 大浦 隆, 滝 憲司, 加藤卓也: 本谷橋の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol.32, No.9, 1998年9月
- 8) 青木圭一, 木水隆夫, 黒田健二, 吉川卓, 丸山正志, 浦川洋介, 勝手川橋(波形鋼板ウェブPC橋)の振動実験について(面内振動), 土木学会第57回年次学術講演会概要集, 2002年9月
- 9) 青木圭一, 木水隆夫, 黒田健二, 吉川卓, 丸山正志, 浦川洋介, 勝手川橋(波形鋼板ウェブPC橋)の振動実験について(面外振動), 土木学会第57回年次学術講演会概要集, 2002年9月
- 10) 前田良文, 今泉安雄, 今村壮宏, 上平謙二, 津田敏行, 和田教志: 波形鋼板ウェブPC箱桁橋(東九州自動車道・小河南川橋)の振動特性, 土木学会第57回年次学術講演会概要集, 2002年9月
- 11) 木水隆夫, 新井恵一, 神山正成, 奥山元: 全外ケーブルを採用した波形鋼板ウェブ箱げた橋(日本海東北自動車道 勝手川橋)の設計・施工について, コンクリート工学, Vol.39, No.10, 2001年10月

- 12) 前田良文, 津田敏行, 和田教志, 足立大介: 東九州自動車道小河内川橋(波形鋼板ウェブPC橋)の設計について, 第10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, 2000年10月
- 13) 加藤雅史, 島田静雄: 橋梁実測振動特性の統計解析, 土木学会論文報告集, No.311, 1981年7月

最近の橋梁事例について―道路橋・鉄道橋―

鉄道橋における最近の橋梁事例

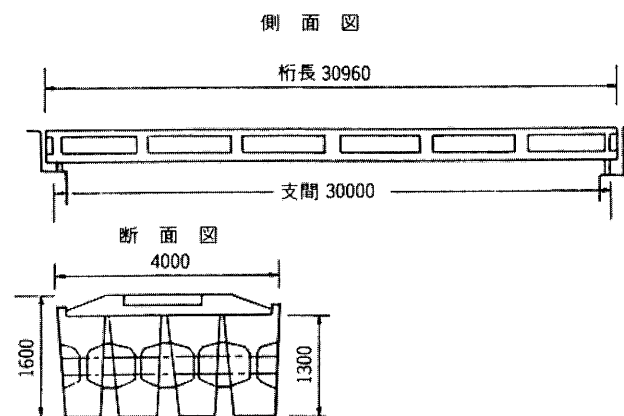
日本鉄道建設公団 設計技術室 調査役・本協会理事
東日本旅客鉄道(株) 構造技術センター所長

平 岡 愼 雄
石 橋 忠 良

1. はじめに

鉄道においては、戦前より技術研究所においてプレテンション方式のPC桁の研究が開始され、戦後マクラギに応用し実用化された。また、ポストテンション方式のPC桁の研究も戦後開始されている。

1953年に大阪駅構内の線路扛上桁として支間4.9mのポストテンション方式の桁が採用され、翌年の1954年には当時の国鉄信楽線（現、信楽高原鉄道）に本格的な鉄道橋として支間30mの第一大戸川橋梁（図－1）が建設された。同橋梁は現在も列車荷重を支持して、健全性を保っている。そのコンクリートの設計技術室基準強度は 450kgf/cm^2 、示方配合は単位セメント量 450kg 、単位水量 160kg 、 $W/C = 36\%$ でスランプは 3cm 、PC鋼材は $\phi 5$ で引張強度 160kgf/mm^2 のPC鋼線が使用され初期引張強度 120kgf/mm^2 、有効引張応力度 85.5kgf/mm^2 とされた。



図－1 第一大戸川橋梁

2. PC鉄道橋の現状

初期の構造物は非常に厳しい条件ではあるが、各種の事前の施工試験結果を踏まえて、良好な管理のもとに施工されている。

その後、経済成長に伴いPC橋も大量施工の時代を迎え、セメント、混和剤等の改良、施工機械の開発・改良が行われてきたが、一方では骨材の品質の悪化等の問題もかかえて現在に到っている。

現在、PC鉄道橋は日本鉄道建設公団、JR各社、私鉄各社において施工されているが、公団においては整備新幹線、常磐新線（つくばエクスプレス）等新線の建設が、JR各社、私鉄各社においては連続立体交差化事業、線路増設事業、改修更新事業が中心となっている。

PC建設業協会によると、平成13年度のPC構造物の用途別受注額は道路橋82%に対し鉄道橋5%である。

以下に公団で新設にあたって気をつけていることを述べる。鉄道構造物は標準的な構造物の組合せを基本として経済性を求めて計画している。また長年供用することを考え耐久性に関する十分な配慮が求められている。平成4年の「鉄道構造物設計技術室標準・同解説 コンクリート構造物」の中でも設計耐用期間の設定を原則とし、解説中ではこれを概ね100年としている。通常はこれに基づいて、かぶり、水セメント比を決定し、疲労に関する検討を行っている。

構造物の耐久性には、計画・設計段階での十分な配慮、確実な施工、適切な維持管理が欠かせない。公団においては、施工のしやすさを配慮して設計時より断面形状を単純化するようにしており、I形桁の下フランジをとってウェブと同幅とし、箱桁のウェブも斜めとせず垂直とし、配筋作業の簡素化とコンクリートの充填の確認のしやすさをはかり、より良い施工を期待している（図-2）。また、連続桁においてシューやストッパーを用いないラーメン形式を可能な範囲で用い、耐震性能の向上、検査足場の省略や将来の維持管理の軽減を図っている。

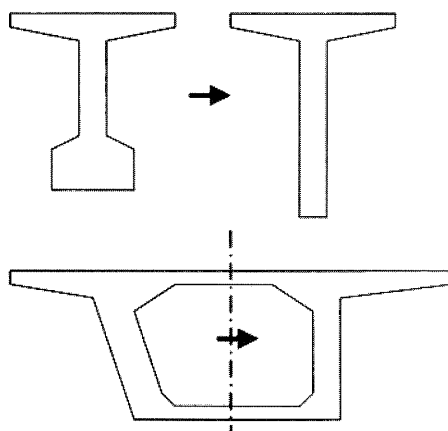


図-2 施工の容易な断面形状

3. 最近の施工事例

公団とJR東日本における最近の事例をいくつか紹介する。

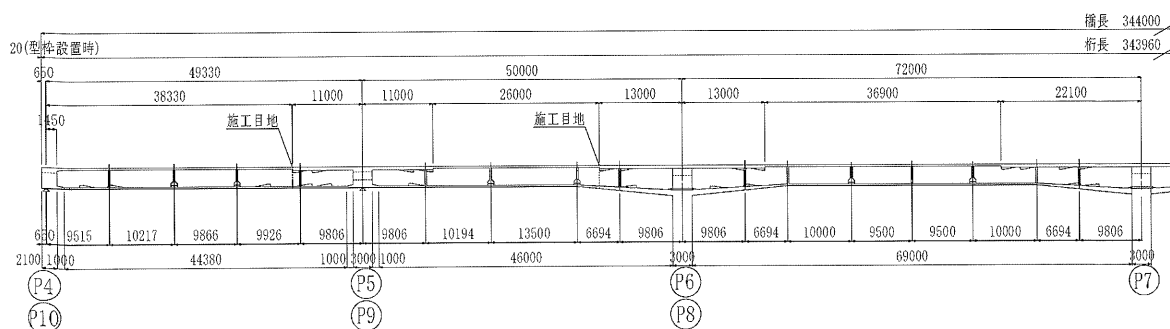
- I. 北陸新幹線黒部川橋梁（波形鋼板ウェブPC箱桁橋）
- II. 九州新幹線原田架道橋（PCランガー橋）
- III. 九州新幹線川内川橋梁（PC斜版橋）
- IV. 内房線姉ヶ崎橋梁（PC斜吊橋）
- V. 仙石線鳴瀬川橋梁（フィンバック橋）
- VI. 大糸線除沢橋梁（交差型単弦アーチPRC下路桁）
- VII. 東北新幹線第一愛宕下BL・沼宮内Bi
- VIII. 東北線南福島・福島間荒川橋梁（低ライズPCランガー橋）
- IX. 左沢線須川橋梁（軽量コンクリートを用いたPRC下路斜版橋）

I. 北陸新幹線黒部川橋梁（波形鋼板ウェブPC箱桁橋）

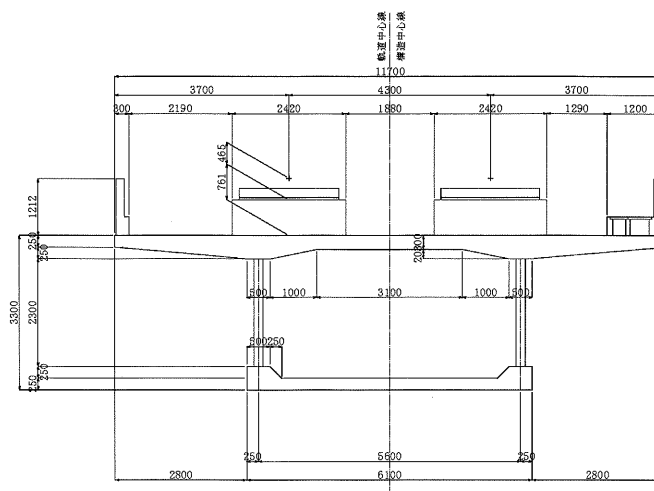
1. はじめに

北陸新幹線黒部川橋梁は、富山県東部に位置する一級河川黒部川を渡る橋長761mのPC桁橋である。渡河位置は河口から約7km、北陸自動車道黒部川橋から約500m上流で、河川とほぼ直角に交差する。

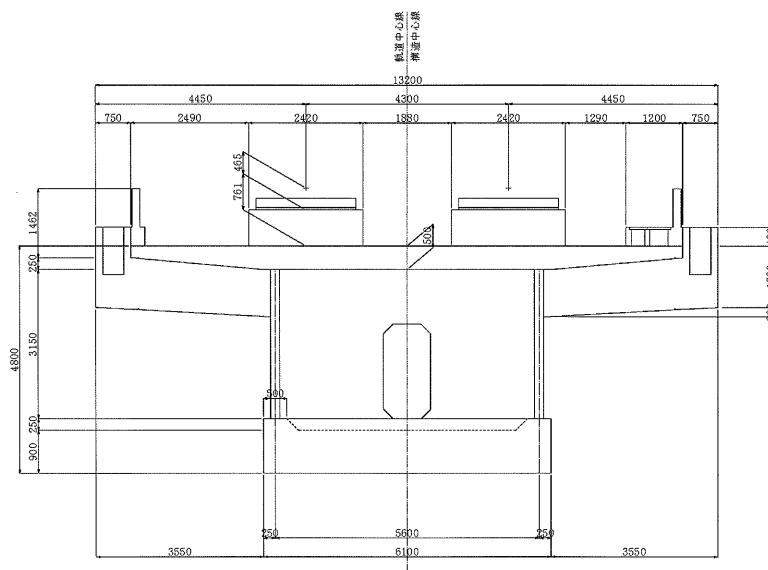
本橋梁は、単純PCT桁1連（ $L=32\text{m}$ ）、単純PC箱桁2連（ $L=40\text{m}$ 、 45m ）、3径間連続PC箱桁2連（ $L=3\times 50\text{m}$ ）、及び6径間連続PC箱桁1連（ $L=2\times 50\text{m}+2\times 72\text{m}+2\times 50\text{m}$ ）からなり、このうち中央の6径間連続桁に鉄道橋としてはじめて波形鋼板ウェブPC箱桁形式を採用した。



側面図



一般部断面図



柱頭部断面図

2. 技術的特色

- ・ 鉄道橋初の採用
- ・ 中間3脚固定ラーメン構造
- ・ 高耐候性鋼板の使用
- ・ 軸力に抵抗しない波形鋼板のアコーディオン効果により上下床版のコンクリートに効率的にプレストレスを導入できる。
- ・ ウェブが軽量化されるので、下部工・基礎への負担が軽減される。
- ・ 施工は総足場工法によった。

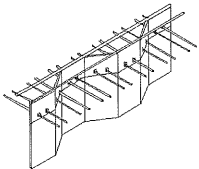
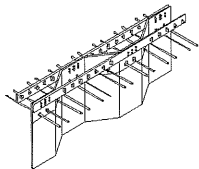
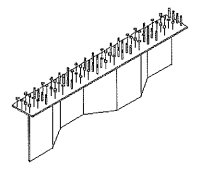
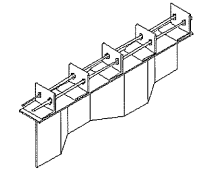
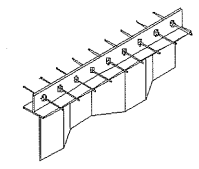
3. 主要材料

- ・ コンクリート : 40N/mm^2
- ・ 鉄筋 : SD345
- ・ 内ケーブル : 12S15.2 (SWPR7BL)
- ・ 外ケーブル : 19S15.2 (SWPR7BL)
- ・ シェアラック鋼材 : 7S12.7 (SWPR7BL)
- ・ 下床版温度ひび割れ防止鋼材 : 1S28.6、1S17.8 (SWPR19BL)
- ・ 横締鋼材 : 1S28.6 (SWPR19BL)、アフターボンドタイプ
- ・ 波形鋼板 : 高耐候性鋼板 (SMA490B相当、 $t = 12 \sim 25\text{mm}$)
- ・ 帯板 : SM490A、SS400 ($t = 9 \sim 19\text{mm}$)

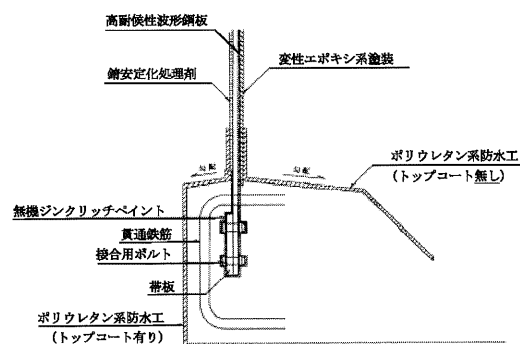
4. 接合部の検討

鋼鈑埋め込み方式とし、ボルト接合の帯板方式を採用した。なお本方式は施工実績がないため、施工に先立ち接合部の疲労試験を、橋軸方向、直角方向とも実施し疲労に対する耐力の確認を実施した。

また、下床版の接合部で施工時の温度ひび割れを防止するため鋼材を配置した (1 ウェブあたり 2 本)。あわせて防水工を施工している。

埋め込む方式		埋め込まない方式		
拘束鉄筋方式	帯板方式	スタッドジベル方式	アングルジベル方式	パーフォボンドリブ方式
				

接合部の比較



防水工標準断面図

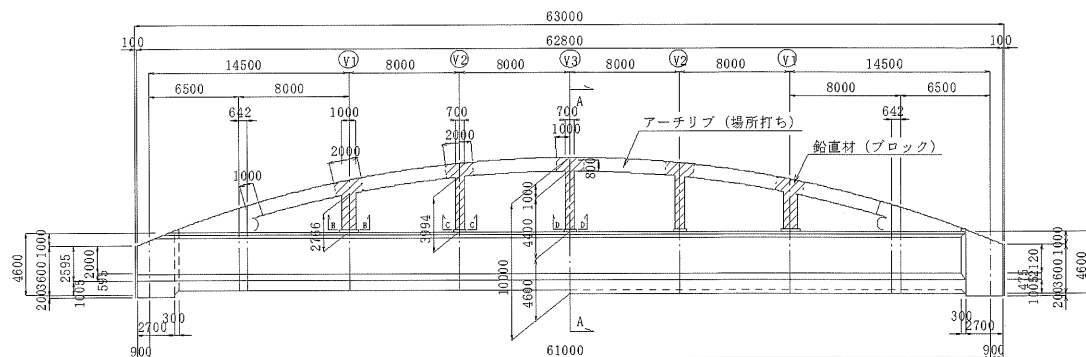
Ⅱ. 九州新幹線原田架道橋 (PCランガー橋)

1. はじめに

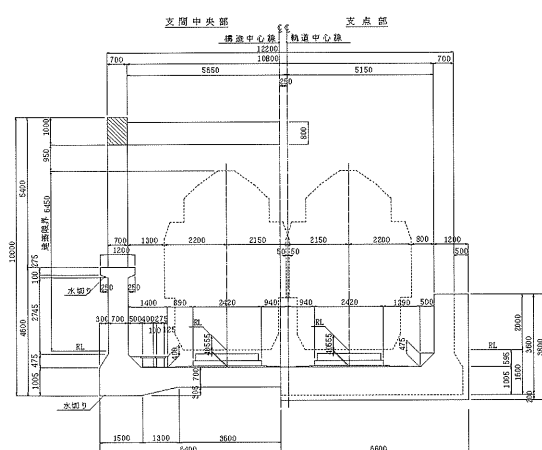
九州新幹線原田架道橋は、鹿児島県三番目の市である川内市の市街地で市道と交差角 30° の薄い角度で交差する架道橋である。現在線の川内駅に併設し、鹿児島本線の川内川橋梁と併行すると言う制約条件で平面線形が決められている。

当該市道は国道3号線のバイパス的な状況で交通量も多い。また近接して商店等が密集している。橋長が交差角のため63mとなり前後の地形から桁高が抑えられるため下路桁で検討した。この場合主桁が高くなり道路上で威圧感を与えるため、活荷重分をアーチで受け持つランガー形式とした。なお、鋼ランガー形式は従来よりしようされているが、PCランガー鉄道橋はJR東日本の五日市線で初めて採用されたものである。

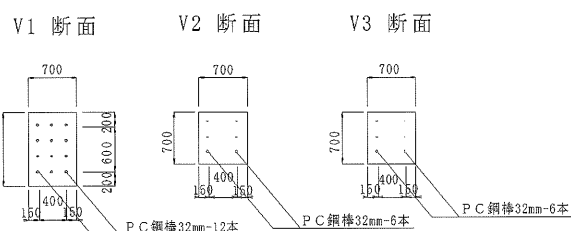




側面図



断面図



鉛直材断面

2. 主要材料

表-1 主要材料

種 別	仕 様	単 位	数 量	備 考
コンクリート	40N	m ³	1064.2	主 桁
			33.4	アチ・プレキャスト
			51.7	アチ・場所打ち
			8.6	横 梁
P C 鋼 材	12S15.2	k g	45,838	主ケーブル
	12V12.7	k g	11,543	横 締
	φ 32	k g	4,148	鉛 直 材
鉄 筋	SD345	k g	97,920	

3. 施工

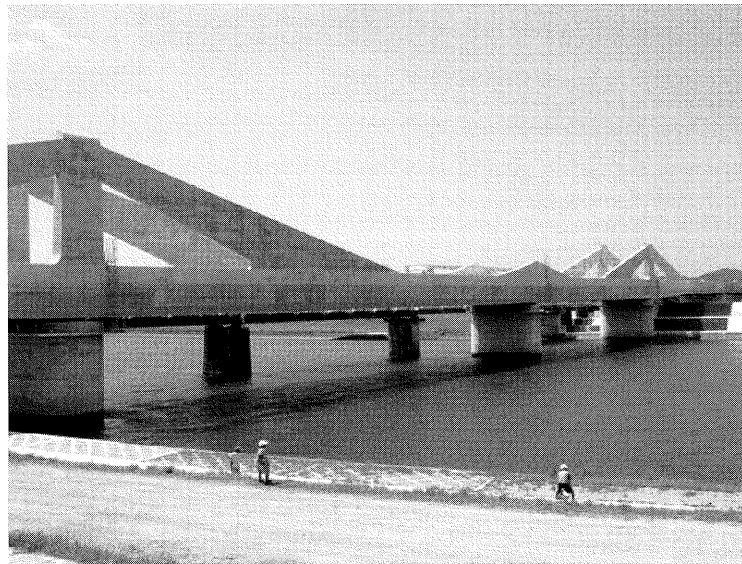
店舗の営業を支障する可能性のある支保工設置期間を短縮するため、まず下路桁部を施工し緊張した後、支保工解体と同時に鉛直材・アーチ部材を施工することとした。また鉛直材をプレキャストブロック構造とした。

Ⅲ. 九州新幹線川内川橋梁(PC斜版橋)

1. はじめに

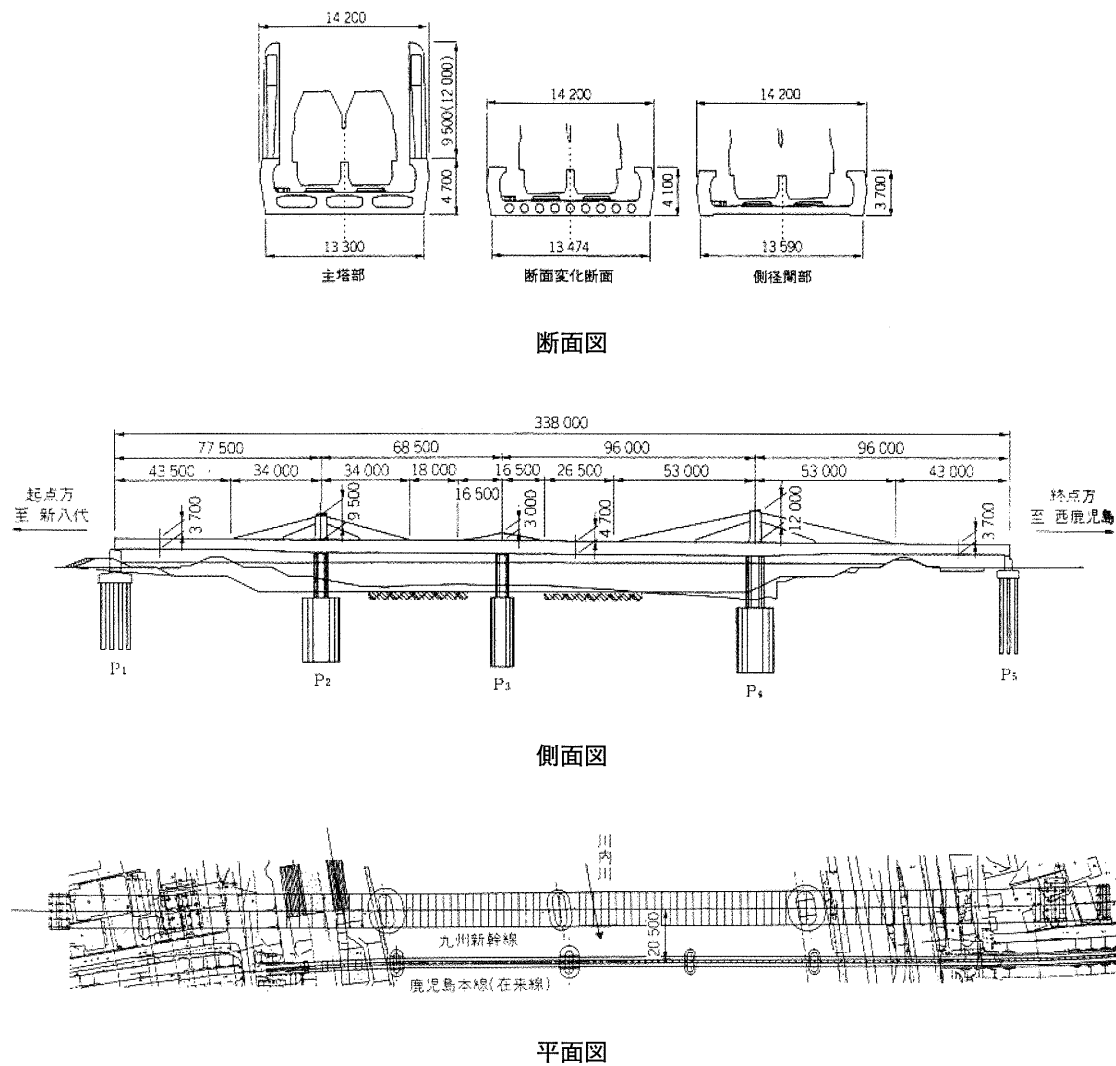
九州新幹線川内川橋梁は、鹿児島県川内市に位置し、一級河川川内川を渡る橋長338mの4径間連続PC斜版橋である。終点方に位置する地平駅である川内駅に800mと近く、現在線の鹿児島本線の川内川橋梁と河川構造令の近接橋の適用を受ける(中心間隔約21m)。また堤防との関連で側径間が長くなり、桁高も制限される。

川内駅周辺整備を考慮し、景観に配慮してP2、P4の主塔の高さを低く抑え、P3橋脚ではフィンバックを使用して、ランドマークとしつつも圧迫感を避けている。



2. 橋梁概要

- ・ 橋梁形式：4径間連続PC斜版橋
- ・ 橋 長：338m
- ・ 支 間：77.50m + 68.50m + 96.00m + 96.00m
- ・ 総幅員：14.2m
- ・ 主桁構造：径間部；中路箱桁断面 桁高4.70m
側径間；下路断面 桁高3.70m
断面変化区間；中路中空床版断面
- ・ 主塔高さ：9.50mおよび12.00m(主桁上面からの高さ)
- ・ 平面線形：緩和曲線～直線
- ・ 縦断勾配：5.5‰
- ・ 斜 角：起点側79.353°、終点側90.000°、中間橋脚部81.357°
- ・ 列車荷重：標準活荷重P-16、M-18
- ・ 設計最高速度：P-16；V=260km/h、M-18；V=200km/h
- ・ 軌道構造：スラブ軌道
- ・ 支承構造：ゴム支承
- ・ ストッパー構造：ダンパーストッパーおよび鋼角ストッパー



PC斜版橋はJR東日本が名取川橋梁で、フィンバック橋は同じくJR東日本が鳴瀬川橋梁で施工し、既に在来線が供用開始している。川内川橋梁は新幹線での初めてのこの形式の橋梁となる。

3. 使用材料

表－1 使用材料および概算数量

位 置	種 別	単 位	仕 様	数 量	備 考
主 桁	コンクリート	m ³	40N/mm ²	4096	張出し施工部
			50N/mm ²	2819	柱頭部,側径間下路桁部
	PC鋼材	t f	12S15.2ほか	337	
	鉄 筋	t f	SD345	838	
主 塔	コンクリート	m ³	40N/mm ²	243	
	鉄 筋	t f	SD345	64	
斜 版	コンクリート	m ³	40N/mm ²	705	
	PC鋼材	t f	27S15.2,19S15.2	137	
	鉄 筋	t f	SD345	160	

IV. 内房線姉ヶ崎橋梁

1. はじめに

姉ヶ崎橋梁は、内房線姉ヶ崎・長浦間（蘇我起点15k800m）に位置し、大正元年に建設されたディックガーダー橋（9.7m×2連、下り線）と、昭和43年の線増に伴い建設されたRC単純桁（11.0m×2連、上り線）からなっている。二級河川椎津川の拡幅・改修事業とあわせ、仮線方式で本橋梁を改築した。橋梁の特徴は、写真－1に示すように、U型断面をした主桁上側に直線の圧縮斜材を設け、その頂部から2本の吊材によって主桁を支持する構造形式としたことにある。



写真－1 姉ヶ崎橋梁全景図

2. 技術的特色

- ・ 鉄道橋初のPC斜吊橋
- ・ 軸引張力が卓越する吊材をPC、軸圧縮力が卓越する斜材をRCとして設計
- ・ 吊材を鋼材の応力振幅を抑えるためPC部材とした
- ・ 斜材は軸圧縮力が大きいためコンクリートの設計基準強度を $60\text{N}/\text{m}^2$ とし、面外座屈の検討を行った。
- ・ 施工法は総足場工法

3. 構造形式の検討

本橋梁は東京湾に近い位置に構築するため、防錆を図るために、コンクリート橋とした。また、河川管理上、桁下空頭をH.W.L.=+0.8m以上確保する必要があり、レールレベルとのかねあいから下路桁形式とした。更に、車両の窓下位置及び運転中の見通し確保から、桁上端高さはレールレベルより1.5m以内とすること、等の制約のため桁高を2.8m程度とすることが必要であった。しかし、計画河川幅及び、河川との交差角の関係から橋台間が80m以上となり、桁高スパン比が1/13程度である通常のPC下路桁では2スパンとなるため河積阻害率が大きくなり、問題となる。そこで1スパンの橋梁とするために、桁高スパン比を1/28程度とすることができるこの構造を採用した。なお、頂部を結ぶ横梁と、斜材中間付近に架線用ビームを兼ねた横梁（中間横梁）を設けている。

また、本橋梁では全高が17m程度となることから、圧迫感を低減するため、斜材、吊材をできるだけ細くするとともに、各部材の接合部には曲線を取り入れ、スムーズな形とする配慮を行った。図-1に一般図を示す。

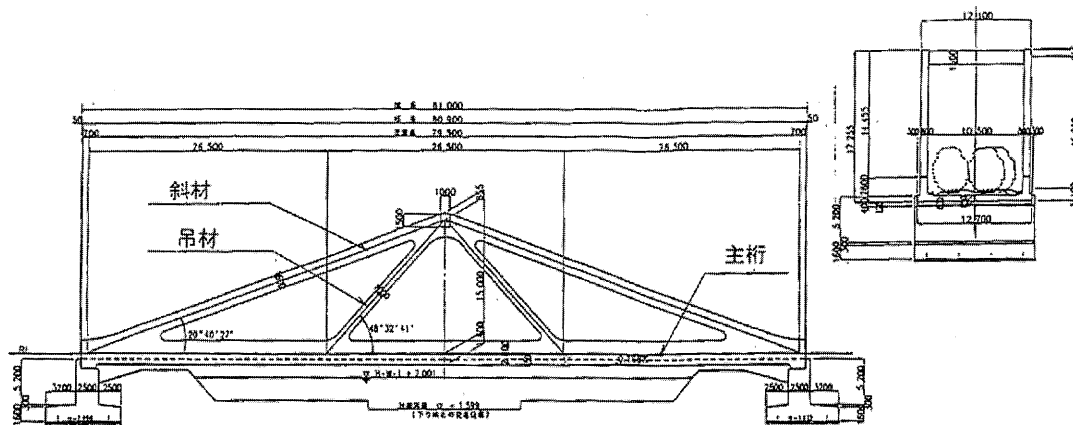


図-1 姉ヶ崎橋梁一般図

4. 設計概要

設計は鉄道構造物設計標準（以下、RC標準という。）を適用し、限界状態設計法により行った。表-1に設計一般条件を示す。また、表-2には、各限界状態における安全係数を、表-3には使用限界状態のコンクリート応力度の制限値を示す。

表-1 設計条件

線名	内房線		
橋長	81.000m		
支間	79.500m		
衝撃係数	終局限界状態 $i_1=0.102$ 使用限界状態 $i_2=0.077$		
環境条件	腐食性環境		
コンクリート			
	主桁	吊材	斜材
設計基準強度	40N/mm ²	40N/mm ²	60N/mm ²
鋼材			
	PC 鋼棒 $\phi 32$	PC より線	
材質	SBPR930/1180	SWPR7B (12T15.2、12V15.2)	
	鉄筋		
材質	SD345、SD390		
鉄筋のかぶり	50mm		

表-2 安全係数

	構造解析係数 γ_a	材料係数		部材係数 γ_b	構造物係数 γ_i
		コンクリート γ_c	鋼材 γ_s		
終局限界状態	1.0	1.3	1.0	1.15 *1(1.3)	1.2
使用限界状態	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
疲労限界状態	1.0	1.3	1.05	1.0 *1(1.3)	1.0
終局限界状態 (地震時)	1.0	1.3	1.0	1.0 *1(1.3)	1.0

注 1) *1():コンクリートの強度により定まるせん断力及びねじり耐力の算定に用いる。

2) 荷重係数 γ_l は荷重の組合せ及び荷重係数による。

表-3 コンクリートの応力制限値

【N/mm²】

	設計基準強度 f_{ck}		永久荷重作用時	変動荷重作用時
主桁	40	曲げ圧縮 曲げ引張 斜め引張	16 0	1.1 1.9
吊材	40	曲げ圧縮 曲げ引張 斜め引張	16 0	1.6 1.9
斜材	60	曲げ圧縮	24	

表-4、5に主桁と吊材の検討結果を示す。

表-4 主桁検討結果

終局 限界状態	構造物係数		γ_i		1.2
	曲げ	設計曲げモーメント	Md	kN・m	563
		設計軸方向力	Nd	kN	-436
		設計曲げ耐力 $\gamma_i \cdot Md/Mud$	Mud	kN・m	982 0.69<1.0
	せん断	設計せん断力	Vd	kN	84
		設計せん断耐力	Vyd	kN	101
		設計斜め圧縮破壊耐力 $\gamma_i \cdot Vd/Vyd$	Vwdc	kN	236 0.99<1.0
		$\gamma_i \cdot Vd/Vwcd$			0.43<1.0
	使用 限界状態	永久荷重時縁圧縮応力度 ／縁圧縮応力度制限値	σ_c σ_a	N/mm ² N/mm ²	7.4 /16
		永久荷重時縁引張応力度 ／縁引張応力度制限値	σ_c σ_a	N/mm ² N/mm ²	0.5 /0
		変動荷重時縁引張応力度 ／縁引張応力度制限値	σ_c σ_a	N/mm ² N/mm ²	-0.3 /-1.1
		変動荷重時 PC 鋼材引張応力度 ／縁引張応力度制限値		N/mm ² N/mm ²	10.9 /13.3
		斜引張応力度 ／斜引張応力度制限値		N/mm ² N/mm ²	-1.8 /-1.9
		たわみ量 δ ／たわみ量制限値 δ_a		mm	107/114
	耐震	設計曲げモーメント	Md	kN・m	449
		設計軸方向力	Nd	kN	-425
		設計曲げ耐力 $\gamma_i \cdot Md/Mud$	Mud	kN・m	1130 0.40<1.0
		設計せん断力	Vd	kN	61
		設計せん断耐力 $\gamma_i \cdot Vd/Vyd$	Vyd	kN	123 0.49<1.0

表-5 吊材検討結果

終局 限界状態	構造物係数		γ_i		1.2
	曲 げ	設計曲げモーメント	Md	kN・m	16
		設計軸方向力	Nd	kN	-184
		設計曲げ耐力	Mud	kN・m	53
		$\gamma_i \cdot Md/Mud$			0.36<1.0
	せん 断	設計せん断力	Vd	kN	6.5
		設計せん断耐力	Vyd	kN	121
		設計斜め圧縮破壊耐力	Vwdc	kN	81
		$\gamma_i \cdot Vd/Vyd$ $\gamma_i \cdot Vd/Vwdc$			0.38<1.0 0.10<1.0
使用 限界状態	縁 応 力 度	永久荷重時縁圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	4.2
		／縁圧縮応力度制限値	σ_a	N/mm ²	/16
		永久荷重時縁引張応力度	σ_c	N/mm ²	1.1
		／縁引張応力度制限値	σ_a	N/mm ²	/0
		変動荷重時縁引張応力度	σ_c	N/mm ²	-0.93
		／縁引張応力度制限値	σ_a	N/mm ²	/-1.6
	斜引張応力度			N/mm ²	-0.19
	／斜引張応力度制限値		σ_a	N/mm ²	/-1.9
耐 震	曲 げ	設計曲げモーメント	Md	kN・m	-14
		設計軸方向力	Nd	kN	-66
		設計曲げ耐力	Mud	kN・m	-156
		$\gamma_i \cdot Md/Mud$			0.21<1.0
	せん 断	設計せん断力	Vd	kN	5.7
		設計せん断耐力	Vyd	kN	24
	$\gamma_i \cdot Vd/Vyd$				0.24<1.0

斜材はRC部材として面内方向、面外方向に対して検討を行っている。

斜材部分については設計基準強度を60N/mm²とすることにより、RC標準の永久荷重作用時のコンクリートの曲げ圧縮応力度の制限値を満足させた。

斜材は、大きな軸圧縮力と曲げモーメントが作用する部材である。このため終局限界状態の検討では、面内・面外方向に関して部材の細長比が35を超える場合には長柱に準じて設計を行うこととし、部材の横変位による2次モーメントの影響を考慮した。その際、面内方向に関しては斜材全長を部材長とした柱、面外方向に関しては中間横梁を境に分割した2本の柱と仮定し、検討を行った。表-6に斜材の検討結果を示す。

表-6 斜材検討結果

(面内方向)

終局 限界状態	構造物係数		γ_i		1.2
	曲 げ	設計曲げモーメント	Md	kN・m	35
		設計軸方向力	Nd	kN	257
		設計曲げ耐力 $\gamma_i \cdot Md/Mud$	Mud	kN・m	185 0.23<1.0
	せん 断	設計せん断力	Vd	kN	6.4
		設計せん断耐力	Vyd	kN	18
		設計斜め圧縮破壊耐力	Vwdc	kN	81
		$\gamma_i \cdot Vd/Vyd$ $\gamma_i \cdot Vd/Vwcd$			0.43<1.0 0.10<1.0
	座 屈	設計モーメント	Md2	kN・m	152
		設計軸方向力	Nd	kN	257
		$\gamma_i \cdot Md2/Mud$			0.99<1.0
使用 限界 状態		永久荷重時縁圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	23
		／縁圧縮応力度制限値	σ_a	N/mm ²	/24
		変動荷重時鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	0
		／引張応力度制限値	σ_{sa}	N/mm ²	/120
耐 震		設計曲げモーメント	Md	kN・m	-31
		設計軸方向力	Nd	kN	-197
		設計曲げ耐力	Mud	kN・m	-215
		$\gamma_i \cdot Md/Mud$			0.14<1.0

(面外方向)

終局 限界状態	構造物係数		γ_i		1.2
	曲 げ	設計曲げモーメント	Md	kN・m	34
		設計軸方向力	Nd	kN	278
		設計曲げ耐力 $\gamma_i \cdot Md/Mud$	Mud	kN・m	109 0.04<1.0
	せん 断	設計せん断力	Vd	kN	1.6
		設計せん断耐力	Vyd	kN	22
		設計斜め圧縮破壊耐力	Vwdc	kN	74
		$\gamma_i \cdot Vd/Vyd$ $\gamma_i \cdot Vd/Vwcd$			0.009<1.0 0.003<1.0
	座 屈	設計モーメント	Md2	kN・m	89
		設計軸方向力	Nd	kN	278
		$\gamma_i \cdot Md2/Mud$			0.98<1.0
使用 限界 状態		永久荷重時縁圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	16
		／縁圧縮応力度制限値	σ_a	N/mm ²	/24
		変動荷重時鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	0
		／引張応力度制限値	σ_{sa}	N/mm ²	/120
耐 震		設計曲げモーメント	Md	kN・m	-21
		設計軸方向力	Nd	kN	-264
		設計曲げ耐力	Mud	kN・m	-111
		$\gamma_i \cdot Md/Mud$			0.23<1.0

5. 施工

施工は、コンクリートは現場打ちとし、オールステージングで施工した。プレストレスの導入は不静定力の発生を極力抑えるため、主桁コンクリート打設後と吊材・斜材コンクリート打設後の2回に分けて設計している。以下に施工手順を示す。

- ①支保工施工
- ②主桁コンクリート打設
- ③主桁一次プレストレス導入
- ④吊材・斜材支保工施工
- ⑤吊材・斜材コンクリート打設
- ⑥吊材・主桁二次プレストレス導入
- ⑦支保工撤去(1. 斜材、2. 吊材、3. 主桁)
- ⑧完成

V. 鳴瀬川橋梁(フィンバック橋)

1. はじめに

仙石線野蒜・陸前小野間に位置する吉田川・鳴瀬川橋梁は昭和3年に当時の宮城電鉄(株)によって建設された全長423mの3径間および22径間の上路式単純鋼鈑桁橋である。建設省(当時)の河川改修事業に伴い改築することとなり、平成9年6月に運建協定に基づき基本協定を終結した。新橋梁の改築ルートは線路条件、河川条件、地形・地質及び経済性等を比較検討した結果、現橋梁から約200m下流とした。本橋梁の特徴はPRC構造のフィンバック橋(写真-1)を採用したことであり、施工法としては移動架設桁による張出し架設工法を採用した。

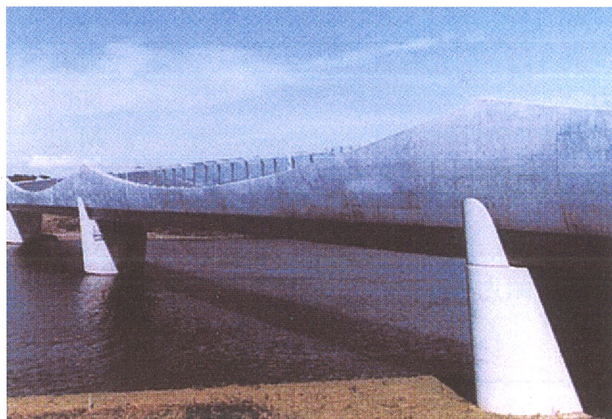


写真-1 鳴瀬川橋梁全景

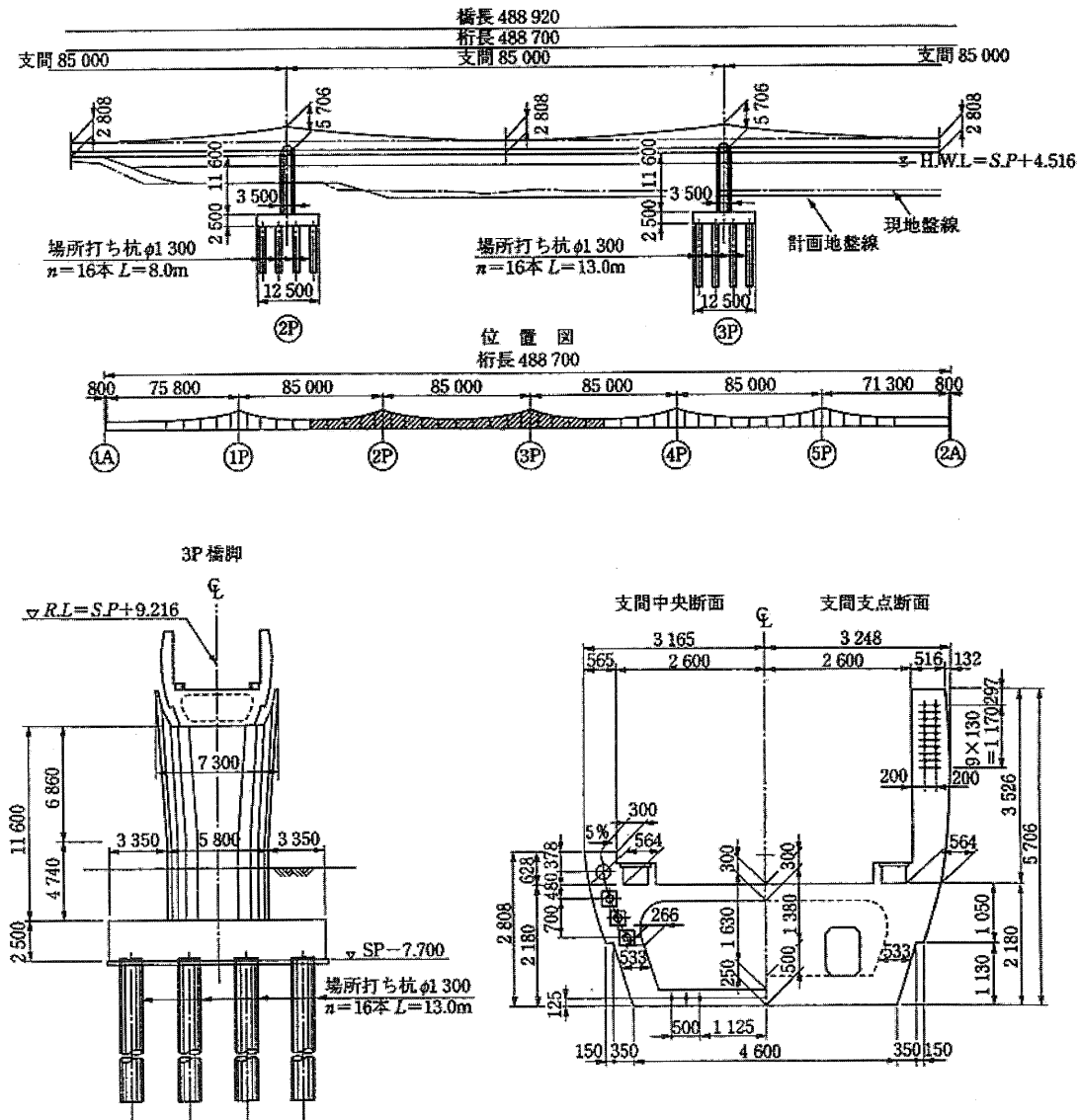
2. 技術的特色

- ・鉄道橋初のPRCフィンバック橋
- ・負の曲げモーメントとせん断力に対して、橋面上に突出したフィンバック部を構造部材として抵抗させる合理的な構造
- ・移動架設桁による張出し架設工法採用による工期短縮、コスト低減
- ・施工法 P&Z張出工法

3. 構造形式

基準径間長は河川条件から吉田川で28m以上、鳴瀬川で39.5m以上必要となり、アプローチ部高架橋の勾配条件及び周辺道路との交差条件により決定されるレール高と河川計画高水位から桁高（スラブ面から桁下端）の制約を受けた。この条件下で、PCフィンバック橋を採用した。

図－1 に一般図を示す。



図－1 鳴瀬川橋梁一般図

4. 上部工の設計

本橋梁は、橋長488.9m（支間76.7+85.0×4+72.2）の6径間連続PRC箱型フィンバック橋である。設計は鉄道構造物等設計標準に基づき限界状態設計法を採用し、橋軸方向はPRC構造、橋軸直角方向はRC構造を採用した。各限界状態の安全係数を表－1、応力度の制限値を表－2にそれぞれ示す。

表-1 安全係数

	構造解析係数 γ_a	材料係数		部材係数 γ_b	構造物係数 γ_i
		γ_c	γ_s		
終局限界状態	1.0	1.3	1.0 (1.05) ^{*1}	1.15 (1.3) ^{*2}	1.2
使用限界状態	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
疲労限界状態	1.0	1.3	1.05	1.0 (1.3) ^{*2}	1.0
終局限界状態 (地震時)	1.0	1.3	1.0 (1.05) ^{*1}	1.0 (1.15) ^{*2}	1.0

*1:()内はストッパーに使用する鋼材に用いる。

*2:()内はコンクリートの強度により定まるせん断力の算定に用いる。

コンクリート (上部工)	設計基準強度 f_{ck}		40(N/mm ²)	
	単位:(N/mm ²)		使用限界状態	
			プレストレス導入時	完成時
	設計圧縮強度 f_{cd}		35	40
	設計曲げ強度 f_{bd}		4.5	4.9
	設計引張強度 f_{td}		2.5	2.7
	単位:(N/mm ²)		施工時	永久荷重作用時
	圧縮応力度制限値		20.5(= $f_{cd}/1.7$)	16(= $0.4f_{cd}$)
	引張応力度制限値		-2.5 (= $Kb \cdot (0.9f_{cd}^{2/3})/\gamma_c$)	-1.1 (= $Kt \cdot (0.5f_{ck}^{2/3})/\gamma_c$)
	斜引張応力度制限値		-2.2	-2.1
	耐久性に対するひび割れ幅		0.004c	
	景観に対するひび割れ幅		0.3mm	
	材質		SWPR7B 12S15.2mm(主方向)	

P C 鋼材	設計引張強度 f_{pud}		1880(N/mm ²)
	設計引張降伏強度 f_{pyd}		1600(N/mm ²)
	応力度 制限値	プレストレス中	1440(N/mm ²)
		プレストレス直後	1316(N/mm ²)
		変動荷重載荷時	1316(N/mm ²)

$Kb=0.5/(h/2)^{1/3}$ ただし $0.5 \leq Kb \leq 1.0$ h:断面高さ

$Kt=0.6/(h/2)^{1/3}$ ただし $0.4 \leq Kb \leq 1.0$ h:断面高さ

c:鉄筋のかぶり

5. 上部工の施工概要

上部工の施工には、移動架設桁による張出し架設工法(P&Z工法)を採用した。P&Z工法とは、橋桁上に設けた移動架設桁(送り桁)から型枠装置を懸垂し、橋脚から両側に橋桁を順次張り出して施工する方法である。

この工法は、桁下空間が使用できない場合や高橋脚を有する橋梁上部工の施工に適している。本橋梁の場合、1P・3Pの橋脚2基はいずれも河川低水敷に位置しており、洪水期には、河川阻

害率の関係から栈橋や支保工を設置できないこと、また上部工を通年施工で施工することにより工期が短縮できる等の理由から、本工法を採用した。

施工順序は、架設桁の組立ヤードを2A橋台の堤内地側に設け、装置組立後、順次1A橋台方向に向かって片押しで各橋脚から張出し施工していく。1ブロック当たりの張出し長さは7.5mもしくは10mであり、1ブロックを約10日のサイクルにて4ブロック施工した後、次の径間に移動していき、最後に1P張出し部と2P張出し部を閉合し、上部工が完成する。その後、1A側径間部にて装置を解体する。

Ⅵ. 大糸線除沢橋梁（交差型単弦アーチPRC下路桁）

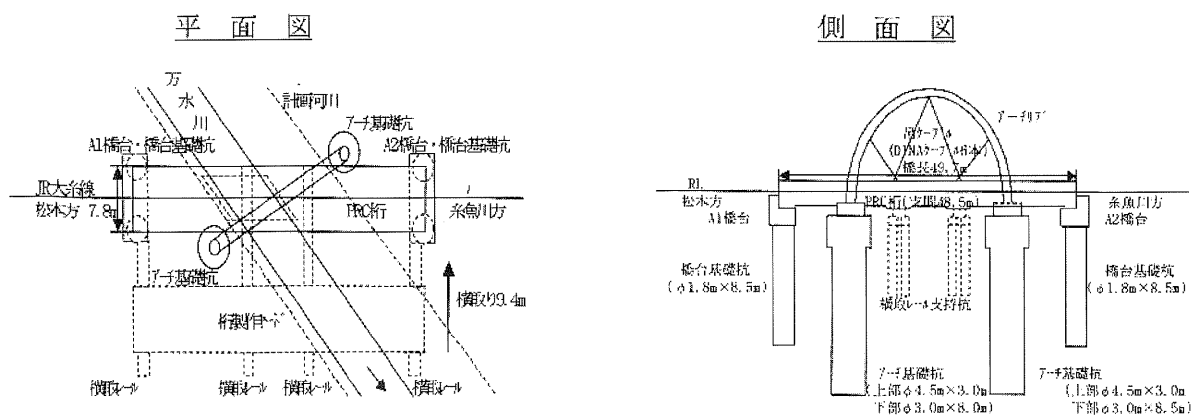
1. はじめに

長野県が進めている国補広域基幹河川改修事業に伴い、大糸線豊科・柏矢町間除沢川橋梁（河川名：万水川）を交差型単弦アーチPRC下路桁に改築した（写真－1）。

活線施工、仮線施工及び別線施工を比較検討した結果、終点方に踏切とR=400の急曲線が介在し、民家が近接しており大きな線形の変更が出来ないこと、用地買収も困難であること等から、レールレベルを現状維持できる下路桁タイプの活線施工とした。平面図、側面図を図－1に示す。



写真－1 除沢橋梁全景



図－1 除沢橋梁平面図、側面図

2. 技術的特色

- ・ 景観を考慮した下路桁形式
- ・ 河川との交差角 35° という点を考慮し単弦アーチを活用
- ・ 桁はPRCを基本とし、桁吊支点部上縁については引張応力の発生を許容しないPC構造とする
- ・ アーチ材はコンクリート充填鋼管を使用

3. 架設

3.1 桁架設計画

活線での桁架設は、桁重量が約915tと大きいため、PRC桁をヤード上で製作後、横取する工法とした。なお、アーチ施工までは、ケーブル支持点位置を仮橋脚で支持した。アーチについては工場製作後ヤードで地組を行い、切替え当日PRC桁を所定位置へ設置後、クレーンで架設することとした。

通常の線路閉鎖間合では、桁架設作業に時間的な余裕が確保できないことが予想されたため、一部の列車運休による拡大間合を確保することとした。クレーンによる工事桁等のてっ去作業、架線の切断てっ去・復旧は、時間ロスも生じることが予想されたため、架線を1.5m程度仮横移動し、復旧することとした。

アーチ材鋼管内部へのコンクリート打設は、高所作業車を併用してポンプ車により打設することとした。所定の養生後コンクリート強度を確認して、アンカーケーブルに所定の張力を与えることとした。

3.2 桁架設

架設は夜間及び早朝の列車を一部運休してバス代行による拡大間合（線閉間合10時間10分）、き電停止（き電停止間合9時間30分）で施工した。手順は下記のとおりである。

- (1) PRC桁は現橋梁及び護岸てっ去後、ダブルツイン型油圧ジャッキ（70t）4台で牽引、横取りした。
- (2) PRC桁横取り後、地組みしておいたアーチ材をクレーン（550t吊）で架設した。固定順序は、前もって据えておいた糸魚川方1ブロックのアンカーフレームを先行し、その後、本体ブロックを松本方のアンカーフレームに固定した。

3.3 アーチコンクリート充填

アーチ（ $\phi=1.0\text{m}$ 、 $L=39.5\text{m}$ ）内部へのコンクリート充填（ 29m^3 ）は、高流動コンクリートを使用し6箇所からポンプ車により後日施工した。なお、最終打設の天端の一部は手作業となった。

3.4 吊ケーブル配置・緊張

全体で6本のケーブルのうち、アーチ架設時に4本をアーチ本体に巻きつけておき、夜間線閉、き電停止間合で1本ずつセッティングし、たわみを取除く程度に仮緊張（100kN）した。他の2本についても同様に1本ずつ行った。

ケーブルに所定の緊張力（1500～300kN）を導入するまで、桁のケーブル支持点付近2箇所に仮支点を設けた。仮支点では、上向きの応力を発生させないため外ケーブルを一時的に配置した。

本緊張はアーチコンクリートの強度を確認後、吊ケーブル6本同時に20%ずつ5段階に分け、3台の油圧ポンプから3系統に分けて操作した。

Ⅶ. 東北新幹線第一愛宕下BL・沼宮内Bi

1. はじめに

東北新幹線第一愛宕下BLおよび沼宮内Bi(写真-1)は、東京起点527km980m付近に位置する延長395mにおよぶ桁式高架橋である。図-1に高架橋一般図を示す。

上部工は、PC11径間連続箱桁橋およびRC単純T桁橋を採用しており、PC11径間連続箱桁橋には高性能人工軽量骨材(以下、軽量骨材と略す)を使用した第Ⅰ種軽量コンクリートを用いている。

下部工は、東北本線との立体交差区間(P9~P11)では、門形鋼ラーメン橋脚を採用しており、橋脚柱はコンクリートを充填したCFT構造としている。それ以外の橋脚は、工期短縮を目的として、H型鋼とプレキャスト埋設型枠を用いたREED工法を採用している。また、基礎形式は全ての橋脚で大口径深礎杭を採用している。

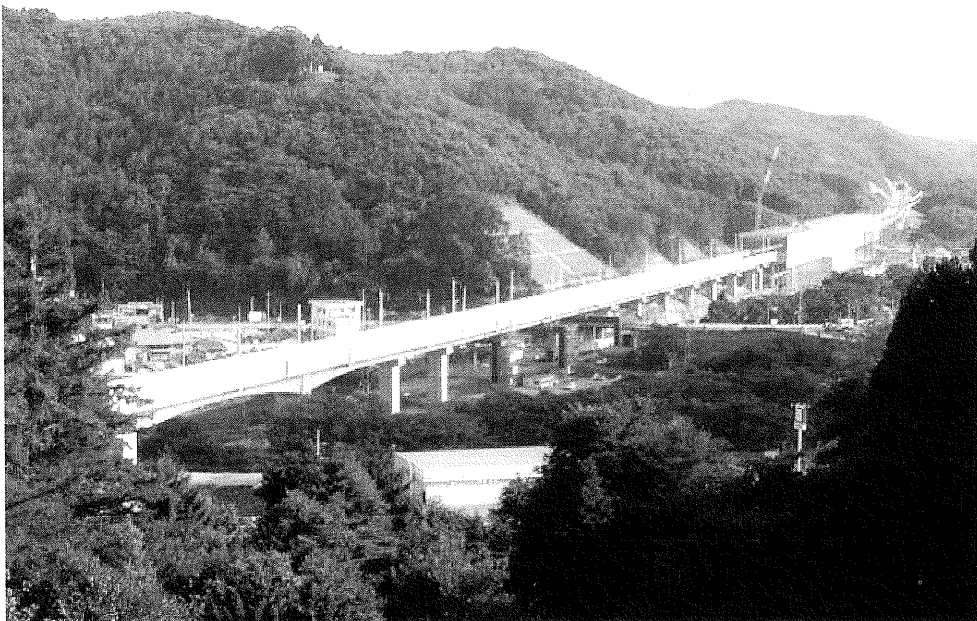


写真-1 沼宮内Bi全景

2. 技術的特色

- ・凍害に強い高性能軽量骨材を用いた鉄道初の大規模PC構造物
- ・上部工軽量化によるコストダウン
- ・長スパン(35m/ブロック)による押出し架設
- ・施工法 押出し工法

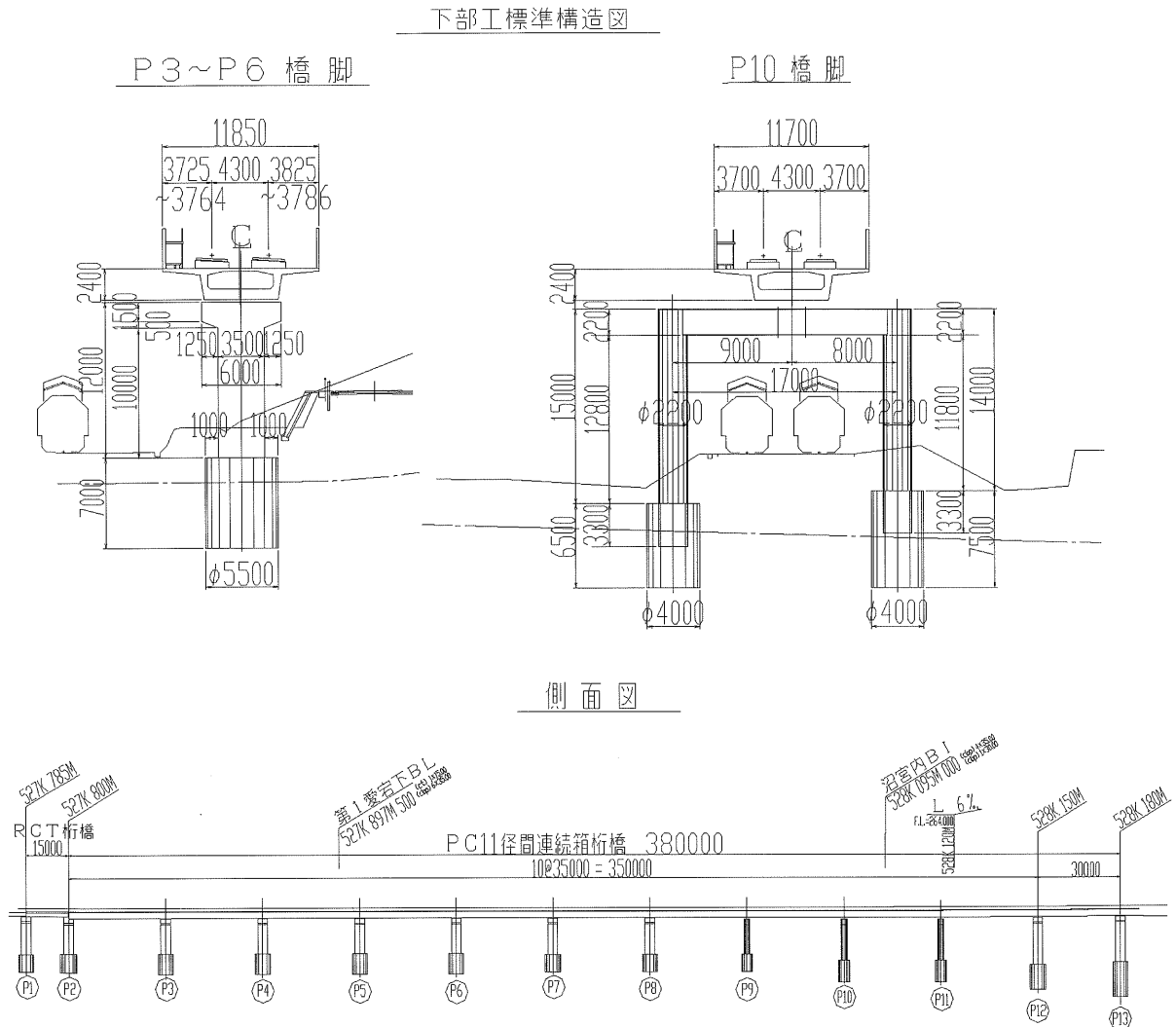
表-1 設計概要

線路規格・線路本数		新幹線（フル規格）・複線（上下線）	
列車荷重		N－16，P－17	
設計速度		V＝260km／h（新幹線）	
上部工形式		PC11径間連続箱桁橋（押出し工法，集中方式）	
		RC単T桁	
下部工形式		P1～P8：張出し式橋脚（REED工法）	
		P9～P11：鋼製ラーメン橋脚	
		P12，P13：張出し式橋脚（REED工法）	
基礎形式		P1～P13：深礎杭基礎	
軌道形式		スラブ軌道	
橋長		L＝380.0m	
スパン		10m×35m＋30m	
桁かかり		0.68m	
斜角		$\theta＝90^{\circ}$	
軌道線形		平面線形：R＝5000（緩和曲線）～ ∞ （直線）	
		縦断曲線：LEVEL～上り 6.00‰	
		縦断曲線区間（CL＝150m）	
橋側歩道		保守用通路両側（左側：グレーチング通路）	
かぶりの環境条件		寒冷地	
雪荷重		終局限界状態：99cm（確率年30年）	
		使用限界状態：43cm（確率年2年）	
		疲労限界状態：考慮しない	
コンクリート 設計基準強度	上部工	PC11径間連続箱桁橋：40N/mm ² （軽量Ⅰ種CON）	
		RC単T桁橋：24N/mm ² （普通CON）	
	下部工	REED橋脚（躯体・杭体）：24N/mm ²	
		鋼製ラーメン橋脚（杭体）：24N/mm ²	
プレストレス導入時の強度		34N/mm ²	
クリープ係数・乾燥収縮		$\phi＝2.08\cdot\varepsilon'_{cs}=200\times10^{-6}$	
鋼材の材質	上部工	PC鋼より線（19S15.2）：SWPR7BL	
		PC鋼棒（φ32）：SBPR930/1180	
		PC鋼棒（1S28.6）：SWPR7BL	
		鉄筋：SD345	
	下部工	H型鋼・鋼板：SM490Y	
		鉄筋：SD390	
支承形式		滑りゴム支承，ゴム支承，ダンパーストッパー	

表-2 コンクリート材料特性

項目		単位	軽量コンクリート	普通コンクリート	備考
圧縮強度	f'_{ck}	N/mm ²	39.2	39.2	
弾性係数	E_c	kN/mm ²	18.6	30.4	
ポアソン比	ν	—	0.2	0.2	
せん断弾性係数	G_c	kN/mm ²	11.2	18.2	$E_c/2(1+\nu)$
乾燥収縮	ϵ'_{cs}	$\times 10^{-6}$	150	150	
クリープ係数	ϕ	—	2.0	2.6	※75%
線膨張係数	β	$\times 10^{-6}/^\circ\text{C}$	10	10	
曲げ強度	f_{bk}	N/mm ²	3.3	4.8	※70%
引張強度	f_{tk}	N/mm ²	1.9	2.6	※70%
付着強度	f_{bok}	N/mm ²	2.3	3.2	※70%
支圧強度	f'_{ak}	N/mm ²	27.4	39.2	※70%

※鉄道構造物設計標準・同解説 コンクリート構造物により軽量コンクリートの値は普通コンクリートの値を低減して適用している。



3. 設計概要

表-1に設計概要を示す。本高架橋は、在来線（東北本線）と国道の上空を立体交差するもので、工期の短縮、施工性の向上、経済性等の諸条件から、極力スパンを大きくする検討を行った。その結果、1ブロックのスパンが35mに及ぶ大ブロック押出し工法を架設方法として選定している。また、PC11径間連続箱桁橋の粗骨材に軽量骨材を用いることにより、桁重量の軽減、押出し設備の削減、下部工・基礎の小型化を図っていることが特徴として挙げられる。

使用する軽量骨材は、従来の軽量骨材に比べて大幅に低い吸水率と小さい比重を実現し、従来の軽量コンクリートより高強度のコンクリートを製造できることが特徴である。本高架橋の上部工は、粗骨材のみに軽量骨材を使用した第Ⅰ種軽量コンクリートでありRC標準の材料特性値を適用することとした。表-2に設計に用いたコンクリート材料特性値を示す。

また、本高架橋は外ケーブル方式を併用することで、部材厚さを低減するとともに再緊張やPCケーブルの取替が可能となり、保守管理・耐久性に対する信頼の向上を図っている。

VII. 東北線南福島・福島間荒川橋梁（低ライズPCランガー橋）

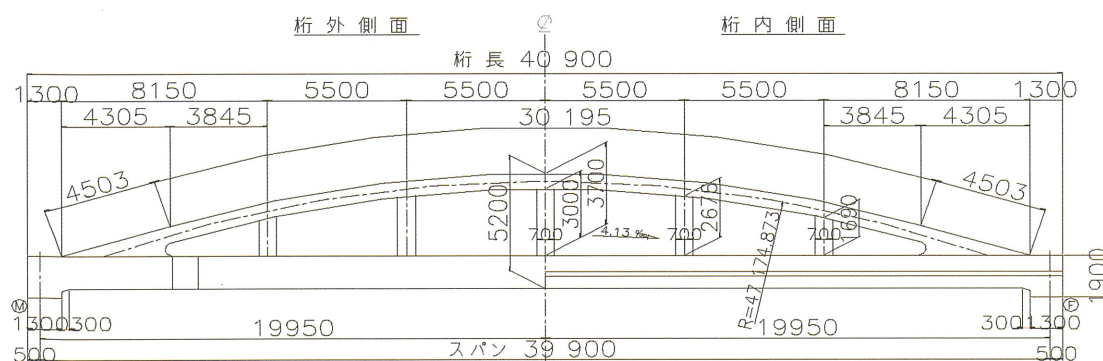
1. はじめに

東北線南福島・福島間（東京起点271k089m付近）で東北本線と交差する大森川において、河川改修事業により河川拡幅に伴う橋梁改築工事が施工された。

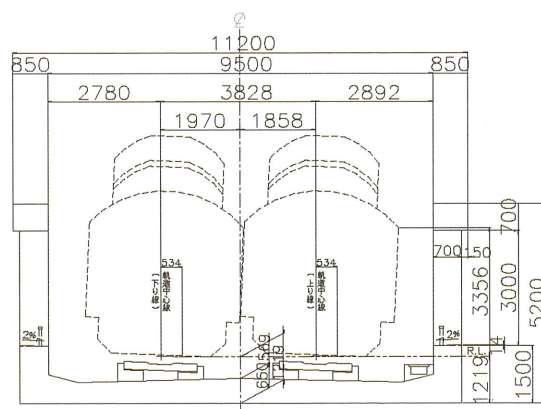
本橋梁は、河川のB.H.W.L（バックハイウォーターレベル）とR.Lの離隔制限から下路桁形式とし、経済性、景観性を考慮して低ライズPCランガー橋を採用している（写真－1）。図－1に荒川橋梁側面図を、図－2に断面図を示す。



写真－1 荒川橋梁全景



図－1 荒川橋梁側面図



図－2 荒川橋梁断面図

2. 技術的特色

- ・従来のU形下路桁にかわる、低コストで景観性の良い下路桁
- ・ライズ比を小さくした（従来1/6～1/7、今回1/10）PCランガー桁
- ・高強度コンクリート、細長比60におけるアーチ材の面外座屈挙動の解明による横つなぎ材の省略

3. 構造形式の選定

本橋梁の構造形式の選定に関して、以下の制約条件があった。

- 1) 軌道扛上ができない。新設する橋梁から終点方80m付近に位置する国道115号線との空頭確保からR.Lを上げるのが困難である。
- 2) 桁高制限がある。本橋梁が位置する河川のB.H.W.LがTP=65.18m、R.Lが67.528mである。軌道高さを考慮すると、桁高さは1.779m以下とする必要がある。
- 3) スパンが40mに拡大される。大森川の河川改修事業により、現在のスパン20mから40mに拡幅する必要がある。

以上のことから、本橋梁は下路桁形式の構造を基本とした。

従来、スパン40m程度の下路桁形式としては、PC下路桁の施工実績が多い。しかしながら、PC下路桁は主桁断面が大きいことから、高架橋区間で用いた場合、橋梁前後の高欄高さとの連続性が損なわれ、道路や河川上空に大きな壁ができたような威圧的な印象が強い。また、壁のようなコンクリート断面の主桁を有することから、橋梁本体の重量が大きく、下部工を含めた経済的なデメリットが考えられる。

PC下路桁に対し、桁重量を軽減することによるコスト低減・景観性の向上を目的としてPCランガー橋を採用した。

4. 上部工の設計

設計条件を表一1に示す。本橋梁は、限界状態設計法を用いており、補剛桁主方向および横方向はPC構造、アーチ部材はRC構造とした。また、鉛直材は軸引張力相当分のプレストレスを導入して、曲げに対してはPRC構造としている。なお、アーチ部材はライズが低くなることにより、軸圧縮力が卓越することから58.8N/mm²の高強度コンクリートを使用している。

表-1 上部工設計条件

桁形式		PCランガー橋			
桁長(スパン)		40.900m(39.900m)			
軌道構造		弾性バラスト軌道			
曲線半径		R=2,200m			
斜角		右: $\theta = 75^\circ$			
荷重値	列車荷重	EA-17			
	最高速度	V=130km/h			
	衝撃荷重	i=0.593(終局限界状態:単線載荷時)			
	設計	橋軸方向	kh=0.20		
コンクリート	水平震度	橋軸直角方向	kh=0.20		
	部材名称	補剛桁	床版桁	アーチ部材	鉛直部材
	部材の構造種別	PC構造		RC構造	PRC構造
	セメントの種類	早強ボルトランドセメント			
鋼材	設計基準強度	40.0N/mm ²		60.0N/mm ²	50.0N/mm ²
	プレストレス導入時の強度	34.0N/mm ²		—	42.5N/mm ²
	最大W/C	55.0%			
	クリープ係数	2.0		—	2.6
鋼材	乾燥収縮ひずみ	180×10 ⁻⁶		150×10 ⁻⁶	500×10 ⁻⁶
	鋼材の種類	主方向	横方向	鉄筋	PC鋼棒 ($\phi 32\text{mm}$)
		PC鋼より線 (12S15.2mm)	PC鋼より線 (12S12.7mm)		
	鋼材の材質	SWPR7B		SD345	SBPR930/1080
	引張強度	1860N/mm ²		490N/mm ²	1080N/mm ²
	引張降伏強度	1570N/mm ²		343N/mm ²	930N/mm ²
リラクセーション		1.5%		—	3.0%
支承形式		ゴム支承・鋼角ストッパー			

5. 施工

下部工施工後、橋梁の支保工を組み立てる。補剛桁のコンクリートを打設した後、主ケーブル22本中の2本を緊張し、鉛直材コンクリートを打設する。アーチ部材施工のための支保工を組立て、アーチ部材の施工を行い、最終緊張を行い完成となる。

Ⅸ. 左沢線須川橋梁（軽量コンクリートを用いたPRC下路斜版橋）

1. はじめに

山形県山形市と山形県山辺町の境界に位置する左沢線東金井・羽前山辺間須川橋梁は、国土交通省の河川改修事業に伴い、新橋梁への架け替えが進められている。現橋梁は大正10年に建設された約80mの上路鋼桁橋であり、全長264.2mの3径間連続PRC下路桁および2径間連続PRC下路斜版橋に架け替える。

2径間連続PRC下路斜版橋の設計・施工上の最大の特徴は、河川条件等よりスパン割を不等径間としたことにより発生するアンバランスモーメントを低減する目的で、短径間側に普通骨材コンクリートを、長径間側に軽量骨材コンクリートを採用した点にある。

また、軽量コンクリートを用いた過去の施工事例を踏まえて、スランプフローではなく、スランプによるコンクリート管理を行った点、張出架設時のひび割れの発生・進展を抑制する目的で、膨張材およびビニロンファイバーを混和材として混入した点が使用する軽量コンクリートの配合上の特徴である。

2. 橋梁形式の選定

2.1 平面線形計画

本橋梁の施工方法として①下流方仮線施工案、②上流方仮線施工案、③下流方別線施工案、④上流方別線施工案の4ルートについて、線路線形・施工性・経済性の観点から比較検討を行った。

その結果、起点方の曲線半径が改善される点、橋梁長、取付け延長が短くなり経済的である点、橋梁アプローチ部に位置する踏切の扛上量が少なく済む点、施工が容易である点などから、下流側への別線施工とすることとした。

2.2 構造形式

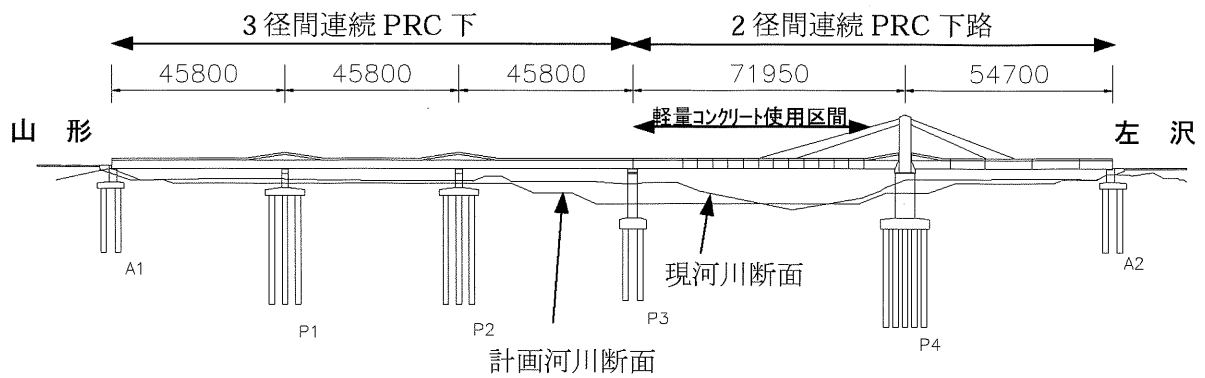
流心部の橋梁については、経済性を考慮して、主塔を1本とし、長径間側を71.3m、短径間を54mという不等径間スパン割とした。不等径間スパン割としたのは、橋脚を流心部から避けて配置する必要があったからである。

不等径間スパン割としたことにより、左右の桁自重によるアンバランスモーメントが発生し、短径間側の支点到負の反力が生じる、いわゆるアップリフトが発生することが予想された。そのため、柱頭部を除く長径間側に軽量骨材コンクリートを、短径間側に普通骨材コンクリートを用い、さらに主桁のウェブ厚を増加させることによって両径間の桁重量を均衡の取れた状態に近づけることを考えた。また、軽量骨材コンクリートを用いることによる下部構造のスリム化という二次的効果を期待した。

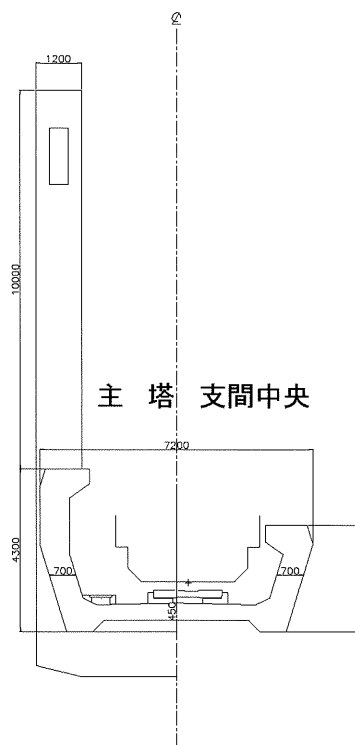
斜版橋は桁剛性・対象スパン長が桁橋と斜張橋の間であり、当該スパンにおいては経済的である。また列車走行による主桁の変形が比較的小さく、走行安全性に優れた構造である。さらにケーブルがコンクリートに被覆されているため、維持管理の面でも有利である。

加えて、設計上のメリットとして、斜張橋の場合は斜材ケーブルの設計引張強度が、活荷重による応力変動、風などによるケーブルの振動を考慮して低く設定される($0.4\sigma_{pu}$ 程度、 σ_{pu} :ケーブルの引張強度)が、斜版橋の場合は斜材をコンクリートで被覆することによって鋼材の応力変動幅を小さくすることが出来るため、通常のPC部材と同様に $0.7\sigma_{pu}$ 程度に設定できる点が挙げられる。

図ー1、図ー2に橋梁一般図および断面図を示す。



図－1 橋梁一般図



図－2 橋梁断面図

3. 構造設計

3.1 基本方針

設計の基本方針を以下に示す。

(設計条件)

- ① 設計手法は限界状態設計法による。
- ② 各部材の構造は、主桁主方向はひび割れを許容するPRC構造、主桁横方向、斜版についてはひび割れ発生を許容しないPC構造、主塔についてはRC構造とした。
- ③ 3径間連続PRC下路桁についてはダンパー式ストッパーを用いて、施工時地震の影響を各橋脚に分担させた。一方、2径間連続PRC下路斜版橋については、鋼角ストッパーを用い

て、地震の影響はP4橋脚のみに負担させている。

- ④ 設計水平震度は、3径間連続PRC下路桁で $K_h=0.42$ （橋軸方向・橋軸直角方向）、2径間連続PRC下路斜版橋で $K_h=0.41$ （橋軸方向）、 $K_h=0.40$ （橋軸直角方向）である。

（地形条件）

- ⑤ 桁は河川と約 60° の交差角を有し、施工断面は線路方向に直角とし、桁端部に斜角を有する構造とした。なお、下部工は流線方向に設置している。

（施工条件）

- ⑥ 施工方法は河川高水敷の3径間連続PRC下路桁については設置式支保工を用いた施工、流心部にかかる2径間連続PRC下路斜版橋については、短径間側を設置式支保工による分割施工、長径間側をワーゲンによる張出施工とした。
- ⑦ 長径間側の張出架設は1ブロックを一律4.0mとし、全12ブロックとする。一方設置式支保工を用い分割施工となる短径間側は施工ブロック長を9.0～12.5mとし、施工サイクルを3サイクルと少なくし、施工性の改善を図るとともに、施工時のアンバランストモーメントを低減し、主塔への負荷を少なくした。
- ⑧ 張出架設時には主ケーブルと架設斜材を併用し主ケーブル量を減らして桁断面を縮小する。
- ⑨ 斜材ケーブルは主塔頂部をサドル構造とし、スルータイプの対象形配置を基本とし、両引きにより緊張を行う。一方、張出架設時に使用する架設斜材ケーブルは主塔で定着を行い、片引きにより緊張を行う。

4. 軽量コンクリート試験

4.1 基本方針

従来の人工軽量骨材は、膨張頁岩を砕いて焼成した非造粒型が一般的で、24時間吸水率が10%程度と大きかった。そのため、凍結融解特性やポンプ圧送時の圧力吸水が問題となる場合が少なくなかった。今回使用する軽量粗骨材は流紋岩系真珠岩を造粒・焼成したもので、24時間吸水率が1.0%程度と従来の軽量骨材と比較して大変小さいという特徴があり、従来型と比較して大幅に耐凍害性が向上している。しかし、骨材の比重が軽いために骨材が浮き上がる、ポンプ圧送時の圧力吸水などに問題がある。

今回使用する軽量コンクリートを用いた構造物の設計・施工上の留意点は以下の通りである¹⁾。

- ① 各種（引張・せん断・支圧）強度・ヤング係数が小さい
- ② 凍結融解抵抗性が小さい
- ③ 熱容量が小さいため、水和熱による温度上昇量が大きい（図-3）
- ④ ひび割れ発生後の進展が早い
- ⑤ ポンプ圧送時の軽量骨材の圧力吸水による性状の変化を生じやすい
- ⑥ 骨材の浮き上がりにより充填性・施工性が悪い

これらの問題を解決する適切な軽量コンクリートの配合を決定するために、上部工の施工に先立ち、図-4の試験フローに示した各種試験を実施した。なお一連の各種試験で使用した材料は表-1の通りである。

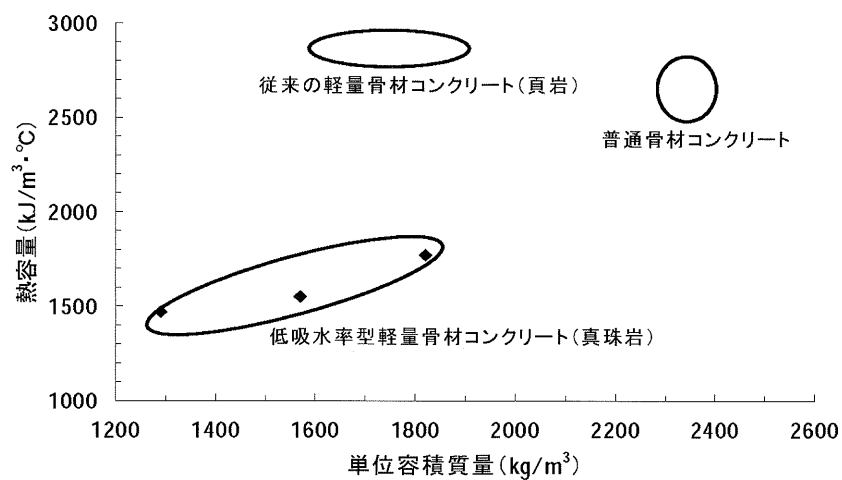


図-3 コンクリートの熱容量

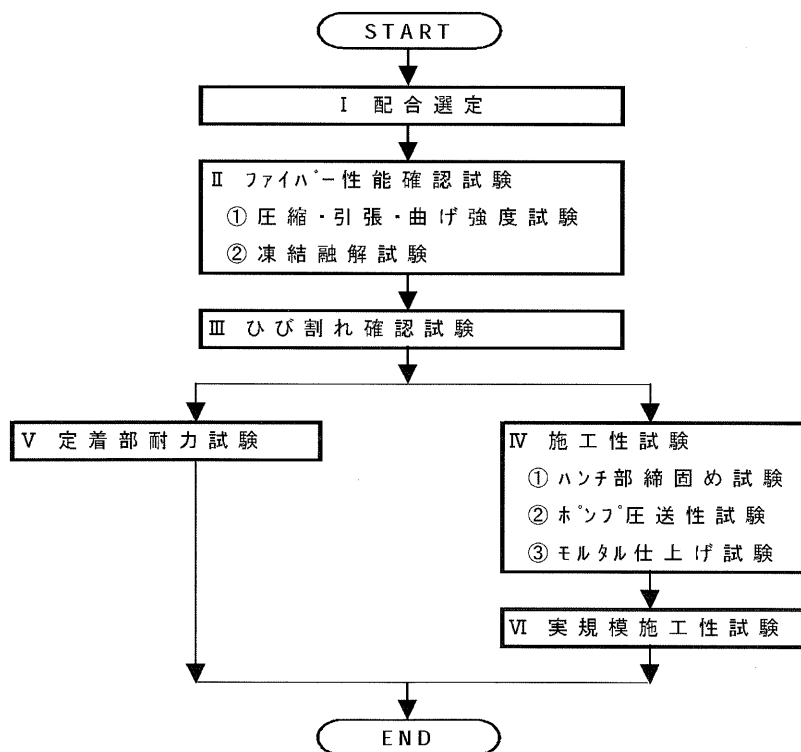


図-4 試験フロー

表-1 試験材料

材 料 名		記 号	品 質
結 合 材	普 通 ホ ^ル トラント ^セ メント	N C	密 度 3.16g/cm^3
	早 強 ホ ^ル トラント ^セ メント	H C	密 度 3.14g/cm^3
	膨 張 材 (エクスパン ^ソ M)	E X	密 度 2.86g/cm^3
細 骨 材	陸 砂 (粗 目)	S 1	表 乾 密 度 2.55g/cm^3 絶 乾 密 度 2.50g/cm^3 吸 水 率 2.12%
	陸 砂 (細 目)	S 2	表 乾 密 度 2.58g/cm^3 絶 乾 密 度 2.53g/cm^3 吸 水 率 1.88%
粗 骨 材	粗 骨 材 (A S L 1.2 G)	G	絶 乾 密 度 1.21g/cm^3 絶 乾 密 度 1.22g/cm^3 24hr吸 水 率 0.8%
繊 維	ビ ^ニ ロン繊 維 (K U R A L O N K - I I)	V F	表 乾 密 度 1.30g/cm^3 (繊 維 長 6mm、12mm)
混 和 剤	高 性 能 A E 減 水 剤 (レオビ ^ル ト ^{SP} -8 S B)	S P	ホ ^リ カルホ ^ソ ン酸 系
	A E 助 剤 (マイクローエ ^A 775 S)	A E	

PC技術の幅広い適用事例

（財）海洋架橋調査会常勤顧問・本協会理事
国土交通省 国土技術政策総合研究所 副所長
独立行政法人 港湾空港技術研究所 構造強度研究室長
住友建設(株) 土木本部技術部 部長
(株)大林組 土木技術本部設計第2部 設計課長

加 島 聰
福 手 勤
横 田 弘
近 藤 真 一
境 恭 宏

1. はじめに

プレストレストコンクリート(PC)は、橋梁ばかりでなく、さまざまな分野で用いられている。適用事例は、いずれもコンクリートのひび割れを制御し、耐荷力や水密性を向上させたり、プレキャストセグメントを接合するというプレストレスの特性を活用して、部材断面の薄肉化、耐久性の向上、省力化などを目指した構造となっており、バラエティーに富んでいるが、2001年度におけるPC工事の総額約5,300億円のうちで、本稿で取り扱う構造物が占める割合は、容器が3.5%、防災構造物が1.4%、まくらぎが1.3%、その他が2.1%などとなっており、橋梁の86.9%、建築の4.8%に比べ、少ないのが現状である。

しかしながら、これらプレストレストコンクリートが適用されている、幅広い分野にわたる技術の動向について、情報を整理しておくことは有意義なことと思われる。

そこで、本稿では、さまざまな分野におけるプレストレストコンクリートの適用事例を、できるだけ多く取り上げ、PCのバリエーションの幅広さとともに、最新の技術情報を紹介することで、若い技術者の新しい発想のヒントとなるように取りまとめることとした。

2. 容 器

2.1 概 要

我が国におけるPC容器の歴史は、約40年であり、その実績は、約7,000件を超えるものと考えられる。PC容器は、用途によって分類すると、上下水道施設として貯水槽、卵形消化槽、その他の下水処理槽、エネルギー施設として低温貯槽などのほか、サイロ、原子炉格納容器などが建設されている。また、PC容器を構造によって分類すると、矩形や楕円形のものもあるが、一般に円筒形などの軸対称シェルである。軸対称シェルは、内圧を受けると円周方向に軸引張力が生じ、コンクリート部材が全断面引張状態になることから、これに対抗するために円周方向プレストレスを与えることを、構造の基本としている。

2.2 PC貯水槽

(1) 構造および建設の現状

PC貯水槽は、一般に、プレストレストコンクリートの側壁、鉄筋コンクリートの屋根および底版で構成された円筒シェルである。用途には、上水、工業、農業などがあるが、上水道用の実績が圧倒的に多い。PC調圧水槽なども、同様な構造である。コンクリート貯水槽に初めてPC技

術を応用したのは、アメリカのW.E.Hewettで、1923年のことであり、フランスのE.FreyssinetによるPCの実用化(1928)より早い。

我が国で初めてPC貯水槽が建設されたのは、1957年のことであり、容量は、 85m^3 であった。建設件数は、1965～75年頃に大きく伸び、その後、年間200件前後建設されるようになり、現在に至っている。

建設されたPC貯水槽は、容量 $3,000\text{m}^3$ 以下のものが70%以上を占めているが、 $10,000\text{m}^3$ を超えるものも建設されており、最近では、容量 $57,000\text{m}^3$ の大型PC貯水槽が建設された。

PC貯水槽には、二重式のものや、高架水槽などもあるが、基本的な構造は、同一である。

(2) 設計法

円筒形のPC貯水槽の設計では、基本的には、水圧により側壁に生じる円周方向軸引張力を打ち消すように、円周方向プレストレスを与えればよい。しかし、一般に底版により側壁の変形が拘束されることにより、鉛直方向曲げモーメントが生じるので、これに対抗するように鉛直方向プレストレスを与えることとしている。

当初、PC貯水槽は、1955年に土木学会から発刊された「プレストレストコンクリート設計施工指針」に基づいて設計されていたが、1978年の宮城県沖地震を契機として、1980年に日本水道協会から「水道用プレストレストコンクリートタンク標準仕様書」が、初めてのPC貯水槽に関わる技術基準として発刊された。

その後、1995年に兵庫県南部地震が起これ、PC貯水槽の被災は他の構造物に比べ軽微であったが、耐震設計が見直されることとなり、1998年に日本水道協会から「水道用プレストレストコンクリートタンク設計施工指針・解説」として発刊され、現在に至っている。

(3) 施工法

a) 外巻き工法

PC貯水槽の施工法としては、当初、PC鋼材を側壁コンクリートに巻き付けて緊張定着し、その外面にショットクリートを吹き付けて保護する外巻き工法が採用されていた。この一例に、プレロード工法がある。

しかし、品質管理の難しさ、およびショットクリートを吹き付ける技能者不足などから、この工法は次第に採用されなくなった。

b) ポストテンション工法

側壁躯体内部の円周方向ダクトにPC鋼材を挿入して、ピラスターと呼ばれる定着柱で定着および緊張することにより、円周方向プレストレスを与える一般的な工法を、ここでは便宜上ポストテンション工法と呼ぶ(写真-1)。円周方向PC鋼材の配置とピラスターの概念を、図-1に示す。この工法は、1968年から採用され、1970年代には主流となった。



写真-1 ポストテンション工法による貯水槽

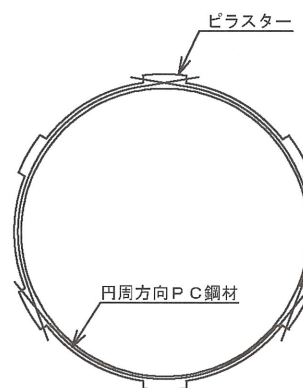


図-1 円周方向PC鋼材とピラスター

円周方向プレストレスの与え方は、静水圧などの半径方向荷重にバランスさせるように、円周方向PC鋼材緊張により生じる半径方向力を決定する、いわゆる荷重バランス法が、一般に用いられている。また、鉛直方向プレストレスは、打継目における止水性能の向上にも役立っている。

c) Xアンカー工法

Xアンカー工法は、円周方向プレストレスを、定着具と接続具の機能を併せ持つXアンカーと、プレグラウトPC鋼材など、摩擦係数の小さいPC鋼材を組み合わせたPCシステムを用いて与える工法であり、ポストテンション工法で必要であったピラスターを省略することができる。Xアンカー工法によるPC貯水槽の一例を、写真-2に示す。また、Xアンカー工法の概念を、図-2に示す。

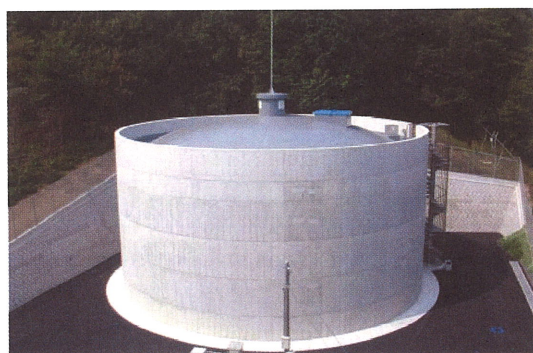


写真-2 Xアンカー工法による貯水槽

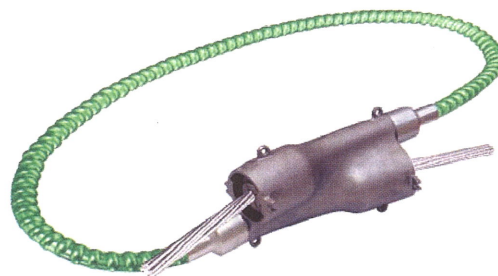


図-2 Xアンカー工法の概念

この工法の特徴は、省略したピラスター分の工費が不要なこと、また、緊張力の摩擦ロスが少ないため、PC鋼材量が少なく、さらに、1本のPC鋼材を円周方向に1周(360°)配置もできるため、緊張箇所数が少ないことから、コスト縮減が可能なことである。設計法は、ポストテンション工法と変わらない。

この工法による初めてのPC貯水槽は、2002年に完成した。

d) プレキャスト工法

プレキャスト工法は、側壁および屋根をプレキャスト化することにより、工期短縮を目指した工法であり、1970年代から採用されている。プレキャスト工法による側壁施工の状況を、写真-3に示す。

側壁プレキャスト部材の接合方法には、後打ち部を設け、鉄筋を重ね継手としてコンクリートを打ち込む方法や、モルタル目地とする方法などがあり、側壁下端の構造には、ヒンジ構造や固定構造などがある。

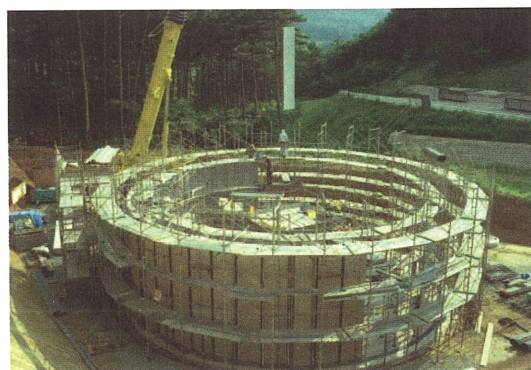


写真-3 プレキャスト工法による側壁の施工

プレキャストPCタンクの設計では、円周方向プレストレスの与え方に特徴があり、側壁下端がヒンジ構造の場合は、応力度バランス法、固定構造の場合は、静水圧相当分のプレストレスを荷重バランス法により決定している。

e) 空気膜型枠工法

空気膜型枠工法は、ドーム屋根を、空気圧で支えられた膜材を用いて施工することにより、屋根工事のコスト縮減を図る工法である。1990年に採用されて以来、100件以上の実績がある。空気膜型枠工法によるドーム施工の状況を、写真-4に示す。

膜材は、ポリエステル繊維に塩化ビニール樹脂をコーティングした、厚さ1.2mmのもので、ターボ送風機による空気圧で支持され、この上に施工されるモルタルとともに、ドームコンクリート施工時の型枠支保工として機能する。空気圧は、モルタル打込み時に最大の1800~2100Paとされ、ドーム施工後に解放される。

f) スリップフォーム工法

型枠を常に上方に滑らせながらコンクリートを打ち込むことで、打継目をつくらない工法であり、大規模な調圧水槽の施工に採用された実績がある。スリップフォーム工法による側壁施工の状況を、写真-5に示す。

(5) 今後の展開

PC貯水槽は、水や水蒸気あるいは塩素に接するコンクリート構造物であり、配慮に欠いた設計や施工がなされた場合、品質劣化が著しく進むであろうことは想像に難くない。PC貯水槽の歴史が50年弱の現時点では、それほど顕在化しているわけではないが、今後、新設、既設を問わず、PC容器のライフサイクルコストを低減させる技術への期待が高まるものと思われる。

2.3 PC卵形消化槽

(1) 構造および建設の現状

下水道施設におけるPC容器としては、卵形消化槽や各種処理槽が建設されている。

PC卵形消化槽は、その側壁が円周方向および経線方向のいずれにも曲率を有するシェル構造物であり、汚泥消化槽の一種である。1954年にドイツで、世界で初めて建設されている。

卵形消化槽は、汚泥の消化効率がよいことのほか、従来型に比べ、消化槽としての機能に優れていることから、これまでドイツを中心に多く建設されてきた。我が国でも、1983年に横浜市において初めて建設されて以来、100基余りの実績がある。

これまでの最小容量は、 $1,000\text{m}^3$ (1基あたり) であり、最大容量は $12,800\text{m}^3$ (1基あたり) である。卵形消化槽の一例を、写真-6に示す。

(2) 設計法

PC卵形消化槽の設計では、液圧により側壁に生じる円周方向軸引張力および経線方向曲げモーメントに対して、プレストレスを与えることを基本にしている。プレストレスの与え方は、いわゆる応力バランス法が用いられている。構造解析は、側壁、下部円錐および支え壁などを薄肉シェル構造にモデル化して、有限要素法などにより行われている。

PC卵形消化槽の設計は、日本下水道協会の「下水道施設設計指針と解説」、「下水道施設地震対策指針と解説」などに従って行われている。卵形消化槽の技術基準としては、たとえば「ディビダーク式PC卵形消化槽設計施工マニュアル」が、1996年にディビダーク協会から刊行されている。



写真-4 空気膜型枠工法によるドームの施工

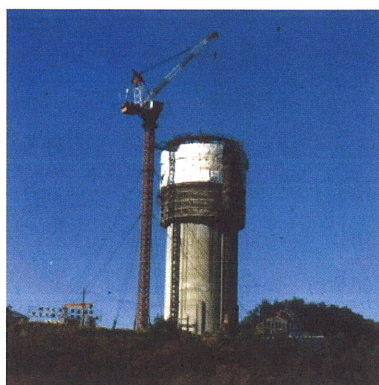


写真-5 スリップフォーム工法による側壁の施工

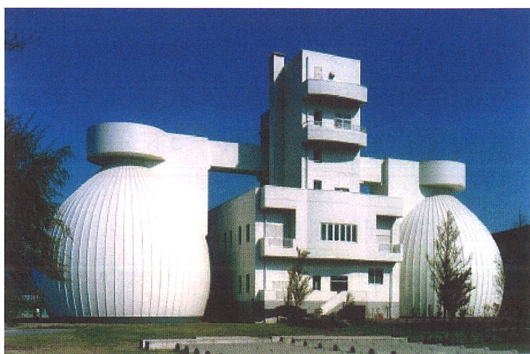


写真-6 卵形消化槽

(3) 施工法

PC卵形消化槽の施工は、総足場工法、移動足場工法に大別できる。最近では、総足場工法の一つである大型パネル工法で施工される事例も増加している。

また、PC貯水槽の場合と同様に、コスト縮減を目的として、円周方向PCシステムにXアンカー工法を用いた事例もある。

(4) 今後の展開

PC卵形消化槽は、水分や水蒸気あるいはメタンガスに接するコンクリート構造物であり、PC貯水槽と同様に、今後、新設、既設を問わず、ライフサイクルコストを低減させる技術への期待が高まるものと考えられる。

また、PC卵形消化槽は、円筒形のものより施工の難易度が高いことから、より一層、施工の標準化、合理化が求められ、コスト縮減のための新技術が期待されることになると思われる。

2.4 PCサイロ

(1) 構造および建設の現状

PCサイロは、粉体を貯蔵する縦型PC容器である。構造は、PC貯水槽などと異なり、粉体を排出するためのホッパーがあることなどが、特徴である。

PCサイロは、1962年にセメント用のものが建設されて以来、セメントや石炭などを貯蔵する目的で、建設されてきている。最近では、スリップフォーム工法による石炭用の70,000トンのPCサイロが建設されているほか、100,000トンのPCサイロが施工中である。

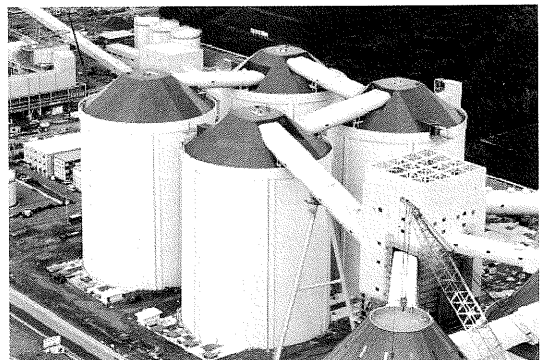


写真-7 PCサイロ

PC石炭サイロの一例を、写真-7に示す。

(2) 設計法

PCサイロの設計は、一般に、日本建築学会の「容器構造設計指針・同解説」を準用するほか、内容物ごとに定められている関連法規に従って行われている。

PCサイロは、貯蔵対象がさまざまであることから、設計では、内容物、投入・排出方式などの特性が考慮される。たとえば、槽壁やホッパー壁に作用する圧力は、静的圧力に加えて、内容物の投入、排出に伴う動的圧力、通気および偏心排出などによる圧力の増加などが考慮される。そのほか、粉じんや爆発性ガスなどによる爆発事故防止対策や、有毒ガスに対する気密性などが求められる場合もある。

また、粉体による静的圧力は、内容物の高さ h と槽壁内径 d の比 h/d により、深槽 ($h/d > 1.5$) および浅槽 ($h/d \leq 1.5$) に区分され、内容物の内部摩擦角を考慮して算出される。この静的圧力を、槽壁の水平方向および鉛直方向に作用させて、断面力が算出される。ただし、浅槽の鉛直圧力に対してのみ、内部摩擦の影響は考慮されない。

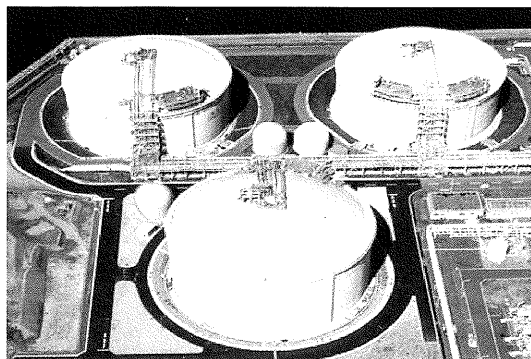
固結性の高い粉体や圧密凝固現象が想定される場合は、アーチング現象に伴う過圧力や、これが崩壊する際の落下衝撃圧や槽壁に作用する負圧力などを考慮しなければならないことも、サイロの設計に特有な事項である。

プレストレスは、円周方向に与えられ、PPC構造として設計されるが、鉛直方向はRC構造とされている。

2.5 PC低温貯槽

(1) 構造および建設の現状

PC構造の低温貯槽として、LNG（液化天然ガス、沸点 -162°C ）、LPG（液化石油ガス、プロパン沸点 -42°C 、ブタン沸点 -1°C ）、LEG（液化エチレンガス、沸点 -105°C ）のためのものが建設されている。PC低温貯槽の一例を、写真－8に示す。



写真－8 PC低温貯槽

PC構造は、低温時においても優れた特性を有することから、液化ガスの1次貯槽である内槽に近接したPCタンクを構築することで、敷地が有効に利用で

き、また万一、内容液が流出した場合でも、流出範囲を局限化し保安レベルを向上できる。

海外では、1969年にスペイン・バルセロナでPC二重殻構造のLNG貯槽が建設されて以来、LNGの積出基地および受入基地で、さまざまなタイプのPC低温貯槽が多数建設されている。

我が国のLNG貯槽においては、1986年に従来型の金属二重殻式貯槽の防液堤に、初めてPC構造が採用された。その後、金属二重殻式貯槽とPC防液堤が一体となった型式であるPCLNG地上式貯槽について、1988年に旧通商産業省から委託を受けた財団法人天然ガス導入促進センターによって技術指針が取りまとめられ、1990年に大阪ガス(株)泉北第二製造所で、14万 kl のPCLNG貯槽の建設が開始された。

現在では、大阪ガス(株)泉北第二製造所で3基（14万 $\text{kl} \times 2$ 基、18万 $\text{kl} \times 1$ 基）、日本ガス(株)鹿児島工場で1基（3.6万 kl ）、西部ガス(株)佐世保工場で1基（1,000 kl ）が供用されている。また、姫路、大阪、倉敷、岡山、高松でも、現在、新たなPCLNG貯槽が建設中である。

LPG貯槽に関しては、三井液化ガス(株)が、1969年に苫小牧、1972年に七尾の小容量貯槽に、メンブレン式で盛土タイプの貯槽にPC製側壁を採用した。PCLNG貯槽と同様な内槽に金属、防液堤にPC構造を採用したPCLPG貯槽としては、1981年に大分油化興産(株)大分基地に2基、1993年にゼネラル石油(株)川崎工場に、いずれも4万トン以上の大容量貯槽が建設されている。

LEG貯槽に関しては、1979年以降岩国、新南陽、千葉、大阪に、2,900～6,800トンの貯槽が建設されている。

その他の低温構造物へのPC適用例として、LNG地下式貯槽が挙げられる。近年LNG地下式貯槽の屋根にコンクリート構造を採用する場合が見られ、屋根自重などによる水平スラスト対策として側壁頂部にプレストレスが導入されている。

また、最新の東京ガス(株)の扇島基地では、側壁・底版剛結構造の地下式貯槽が建設されており、側壁と底版の隅角部には、引張力の抑制と止水性の確保のためプレストレスが導入されている。

(2) 設計法

PC低温貯槽は、主に防液堤として、万一の漏液時における液圧に抵抗するようプレストレスが導入される。したがって、PC貯水槽と同様に、防液堤に作用する液圧による円周方向軸引張力を打ち消すように、円周方向プレストレスを与え、鉛直方向曲げモーメントに対抗するように鉛直方向プレストレスを与えている。

LNGやLPGなどの低温液化ガスは、危険物であることから、事業者の所轄法規に基づく許認可申請が必要となる。PCLNG貯槽の設計方法として確立しているのは、ガス事業者に対する「LNG地上式貯槽指針」（社団法人日本ガス協会）のみで、2002年の改訂でPCLNG貯槽が追記さ

れた。この指針では、性能照査型設計法が採り入れられている。その他の事業者の貯槽では、高圧ガス取締法に基づく認可申請が行われている。

(3) 最新事例

大阪ガス(株)姫路製造所で建設中のPCLNG貯槽は、容量18万kℓで世界最大級の規模である。貯槽の建設にあたって、高強度・自己充填コンクリートや自昇式足場などの新技術が採り入れられている。

(4) 今後の展開

貯槽の大容量化の一方で、地方都市ガス事業者の天然ガス転換に伴い、内航船やローリー輸送による国内二次基地の1万kℓ以下の小容量の貯槽が建設が展開されていることから、敷地上の制約や安全性を重視して、PCLNG貯槽の採用が進められるものと考えられる。

2.6 原子炉格納容器

(1) 建設の現状

原子力発電施設におけるPC容器としては、加圧水型原子力発電所(PWR)のPC原子炉格納容器(PCCV)とガス冷却型原子炉用のPC压力容器(PCRV)がある。

PCCVは、冷却材配管などにトラブルが生じた場合における、耐圧、耐漏洩性および放射線に対する遮蔽機能を有する構造物である。発電容量の増大に伴い、従来の鋼製格納容器では容器寸法が非常に大きくなり過ぎるため、設計圧力が高いPWRの場合に、PCCVが採用されている。

PCCVは、1960年以降、アメリカを中心に建設され、現在100基以上の実績がある。

我が国では、1986年に日本原子力発電(株)敦賀発電所2号機のPCCVが建設された。この格納容器は、直径45.6m、地上高65.6mの円筒ドーム形状で、緊張用PC鋼材には1,000トン級の大容量のものが使用されている。その後、関西電力(株)の大飯3号機、4号機、九州電力(株)の玄海3号機、4号機の4基が建設され、現在5基のPCCVが運転中である。PCCVの施工状況を、写真-9に示す。

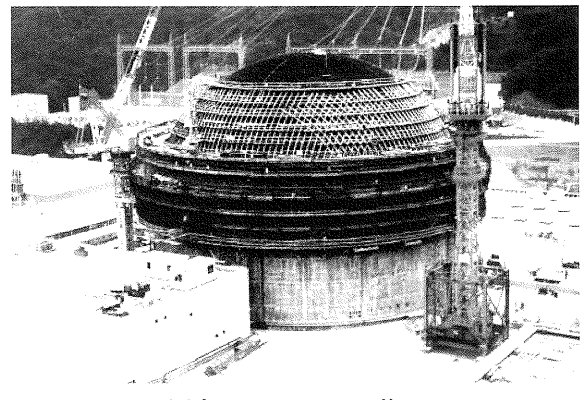


写真-9 PCCVの施工

PCRVは、15～50気圧の原子炉用高圧ガス压力容器である。初期は鋼製压力容器が用いられていたが、炉心構造の大型化や冷却材圧力の増大などのために、直径と板厚の増大により現場溶接が困難になるなどの問題があり、PCRVが採用された。PCRVは、1959年にフランスで初めて建設され、現在20基以上建設されているが、我が国での実績はない。

(2) 構造および設計

我が国で採用されたPCCVは、プレストレストコンクリート円筒シェルと半球ドーム、および鉄筋コンクリート製の基礎版とからなる構造物である。

PC鋼材の配置は、ドーム上部から格子状に配置し、その両端は基礎版内のテンドンギャラリーに定着する逆U形PC鋼材と、240°あるいは360°ごとの円周方向に配置したPC鋼材から形成されている。

PCCVの設計は、旧通商産業省告示「コンクリート製原子炉格納容器に関する構造等の技術基準」(1990年10月)に従って行われる。この技術基準は、建築基準法や同施行令、日本建築学会の各種指針および日本工業規格などの国内基準を主に参考とし、すでに制定されている米国のASME(米国機械学会)SEC.Ⅲ Div.2の主旨をできるだけ考慮するとともに、これまでの設計、

製造および運転などの実績をも反映している。

PCCVは、通常運転時はもとより、トラブルが生じた時の内圧や温度上昇に耐える機能、漏洩防止機能、遮蔽体としての機能が要求される。このため、PCCVでは、内側に配置されたライナープレートが、気密性の保持と放射線の漏洩を防止し、内圧に対しては、PC部の耐力により安全性を確保することを基本として設計が行われる。また、我が国では、海外に比べ厳しく規定された耐震設計条件が、設計上のポイントとなっている。

(3) 施工法

原子炉格納容器は、一般の構造物に比べ、高い精度、品質が要求されることから、施工にあたり、試験などが行われている。たとえば、大容量PC鋼材の緊張作業では、摩擦係数の実証試験が行われ、設計に用いられている数値の妥当性が確認された。また、鉄筋やシースが複雑に錯綜する開口部近傍については、模型が製作され、施工方法が検討された。

内面のライナープレートは、コンクリート打込み時における内型枠となっている。外型枠は、円筒部について、大型型枠や移動型枠が用いられている。コンクリートの打込みは、1リフト約3.5mごとに行われている。

ドームのコンクリートは、充填性や品質確保を考慮して、高さごとにブロック割りを変えて打ち込まれている。なお、水平部を除いた大部分で、外型枠が用いられている。

(4) 今後の展開

原子炉格納容器のように、高度な安全性が要求される構造物に、PC構造が採用されてきていることは、とりもなおさず、PCへの信頼性を表している。しかしながら、原子力発電施設には、より一層の安全性が求められるようになってきていることを考えると、既存の施設や構造物の経年変化について、さらに確実に容易なモニタリングが可能となる新技術の開発も望まれる。

3. 海洋構造物

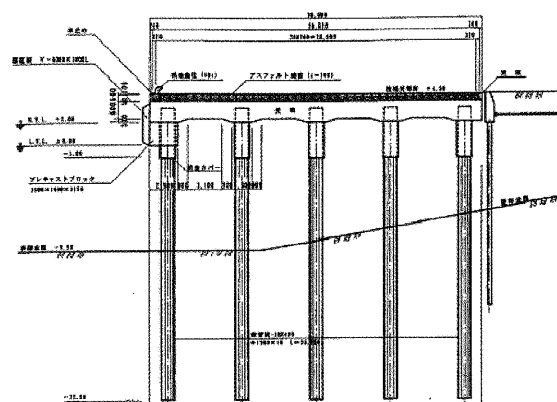
3.1 概要

海洋構造物は、陸上に比べて強大な風荷重、波力、潮流力が作用すること、強大な水圧が作用すること、海水による劣化作用を受けること、浮力を受けることなどの、特徴を有している。風や波、潮流などの外力は、供用時のみならず、施工時や維持管理を行う時にも作用するため、それらの手順や方法にも大きく影響を及ぼすことになる。

海洋構造物にPCが初めて用いられた事例は、1950年代後半の神戸港におけるセル式防波堤などがあるが、本格的に研究開発が始まったのは1975年頃になってからである。

3.2 PC栈橋

栈橋は、杭基礎でコンクリート上部構造を支持する形式であり、とくに大水深および地震力の大きな地域の岸壁で用いられる。これは、構造自体が軽量であることから、軟弱地盤である港湾地域の構造物にとって有利となることと主たる理由である。



図ー3 PC栈橋の標準断面

このコンクリート上部構造を、場所打ちのRCでスラブを建造する形式と、工場製作されたPCホロー桁を現地において横締めしてスラブを形成する形式がある。後者がPC栈橋の代表的な構造形式である。

PC栈橋は、軽量という栈橋の特徴をさらに高めた構造であり、その結果、RC栈橋と比較して下部構造の杭間隔を長くすることができ、より経済的な施設の建設に寄与する。このようなことから、近年採用実績も増え、1989年以降、約50件の施工実績がある。

PC栈橋の標準断面の一例を、図-3に示す。プレキャストPC桁を栈橋の法線平行方向に配置する形式と法線直角方向に配置する形式がある。いずれの形式においても、受梁間隔を8～15m程度、杭間隔を4～6m程度としている事例が多い。

PC栈橋においては、PC桁と受梁および杭との接合部の力学性状が重要となる。とくに、1999年の港湾の施設の技術上の基準が改訂され、栈橋の耐震設計が保有耐力法をベースとするようになったため、地震時の接合部の性能評価が重要となる。そのため、地震時の外力を想定した載荷試験が行われ(写真-10)、標準的な施工方法における接合部の性能が確認されている。また、これらに基づいて、設計・施工のためのマニュアルの作成作業が進められている。

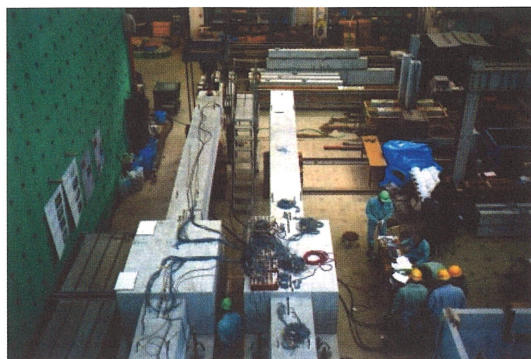


写真-10 載荷試験の状況

3.3 曲面スリットケーソン式防波堤

一般的な防波堤では、堤体に作用する波の力を低減したり、反射波を少なくするために、消波ブロック(テトラポッドなど)が、堤体の前面に置かれる。しかし、大水深となると、このブロック量が膨大となり、工費が増加することになる。この課題を解決するために、ケーソン本体に、これら消波ブロックと同等の機能をもたせた曲面スリット式防波堤が、1984年に初めて建設された(写真-11)。

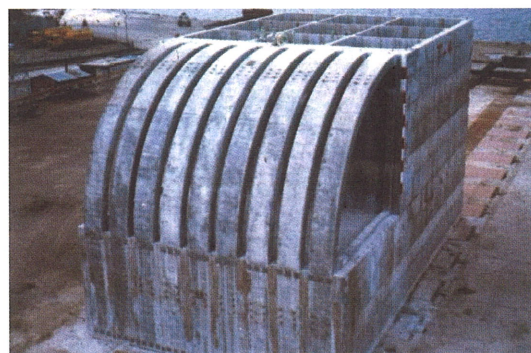


写真-11 曲面スリットケーソン式防波堤

曲面スリットケーソンに関しては、室内水理試験や解析によって有効性が確認された後、1979～1980年度に、秋田湾に1函設置して実証試験が行われ、設計・施工法が明確化されて、通常の防波堤と同程度の機能を有することが確認された。このような室内試験や実証試験を経て、秋田湾の船川港南防波堤において、実際に適用されることとなった。南防波堤の総延長は、1,270mであり、そのうち108mに曲面スリットケーソンが6函設置された。曲面スリットケーソンの堤体幅は18.0m、奥行きは18.0m、高さは15.5mで、曲面スリットの半径は7.0mである。構造は、曲面スリット部がPCで、ケーソン本体はRCである。

設計手法は、曲面梁、接合部、前壁上部、水平版および鉛直壁と、PCに関連する箇所が、限界状態設計法、他のケーソン部材は許容応力度設計法である。

終局限界状態での波浪は、50年確率波($H_{max}=9.9m$)、使用限界状態での波浪は、1年確率波($H_{max}=5.4m$)が採用され、疲労限界状態では、1年確率波が50年間に10,000波発生すると仮定された。

3.4 二重円筒ケーソン式防波堤

二重円筒ケーソン式防波堤は、二重の円筒壁、底版、中間床版、隔壁などで構成された消波ケーソンである。波浪の大きい海域でも構造的に安定で、外壁に設けられた開口部から波浪の一部を透過させて、内壁との間の空間で消波を図る構造であり、従来の消波ブロック被覆式の防波堤に比較し、軽量で経済的である。二重円筒ケーソン式防波堤を、写真-12に示す。この形式の防波堤は、1990年に境港に初めて建設され、その後、柴山港、紀伊長島港に建設されている。

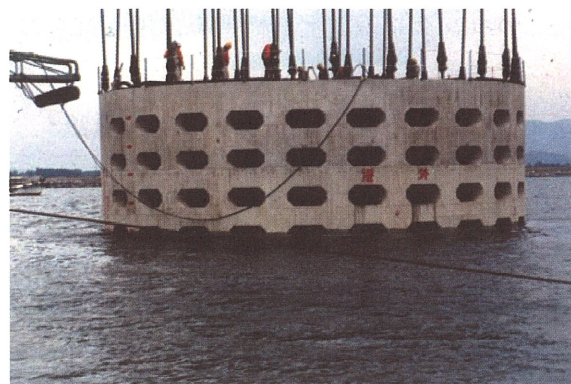


写真-12 二重円筒ケーソン式防波堤

ケーソンの直径は16.2m、高さは10.4m、重量は1,500トンである。厚さ40cmの円筒壁には、鉛直方向に直径26mmのPC鋼棒が、円周方向には直径21.8mmのPC鋼より線が配置されている。

二重円筒ケーソン式防波堤の設計には、限界状態設計法が採用されている。終局限界状態は、50年確立波（波高7.9m、周期10.5秒）が設定され、これに対して円筒壁のPC鋼材量が決定されている。また、使用限界状態は、1年確立波（波高3.8m、周期7.4秒）が設定され、これに対して、コンクリートに引張応力が生じないように、1~2MPaのプレストレスが与えられている。

ケーソンは、設置場所近くの岸壁上で施工される。底版は、鉄筋コンクリート製であり、円筒壁は、底版上に組み立てられる。ケーソンは、フローティングクレーンにより沖合の設置地点まで曳航され、沈設された後、内側の円筒壁内に砂を中詰めし、この上部にコンクリートを打ち込んで蓋をして、完成させる。

3.5 PCブロックケーソン

防波堤や岸壁に使用されるケーソンは、陸上の製作ヤードやフローティング上で製作されることが一般的である。その際、ケーソンを高さ方向に数段に分割し、各段ごとに配筋、型枠を施工しコンクリートの打込みを繰り返すことになり、製作に多くの労働力と時間が必要となる。こうした問題を解決し、現場作業の省力化と工期短縮を実現するために、PCブロックケーソンが開発された。

PCブロックケーソンの施工例を、写真-13に示す。

これは、工場において、ケーソンの側壁や隔壁をプレキャストコンクリート部材として分割して製作し、これを組み立ててプレストレスにより接合し、一体化させてケーソンを製作する工法である。構造の概念を、図-4に示す。

プレキャストコンクリート部材を相互に接合する縦目地は、新たに開発した接合キーを採用し、セメント系グラウト材を充填して一体性を確保している。

また、横目地は機械継手により一体化する方式をとっている。この方式を採用したケーソンは、横須賀港において採用され、防波堤として使用されている。

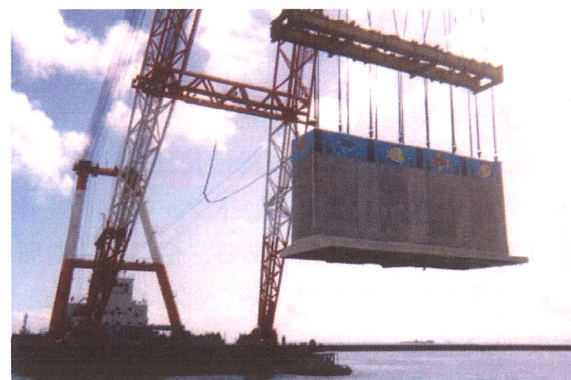


写真-13 PCブロックケーソン

ここでは、施工性と経済性に注目して、従来のRCケーソン工法との比較が行われた。その結果、図-5および図-6に示すように、現場の延べ作業員数が1/3以下に、工期も80%程度に低減された。

経済性に関しては、ケーソン函体自体の製作費は増加するものの、プレストレスの導入によるケーソンの軽量化および長大化により、基礎工に要する費用が低減され、全体的なコスト縮減が達成された。このように、PCブロックケーソンについて、省力化およびコスト縮減の効果が確認された。

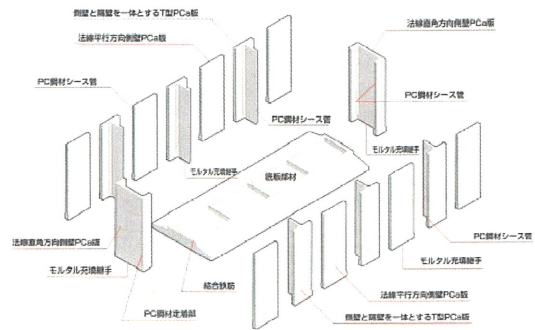


図-4 PCブロックケーソンの構造の概念

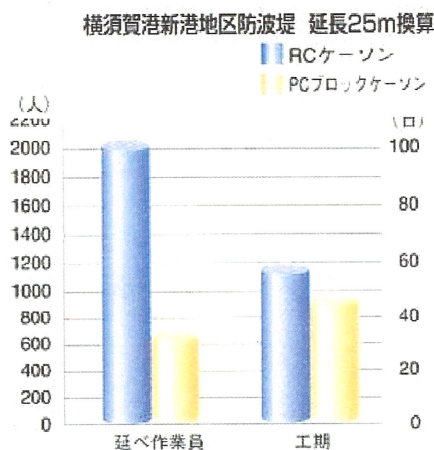


図-5 PCブロックケーソンの省力化

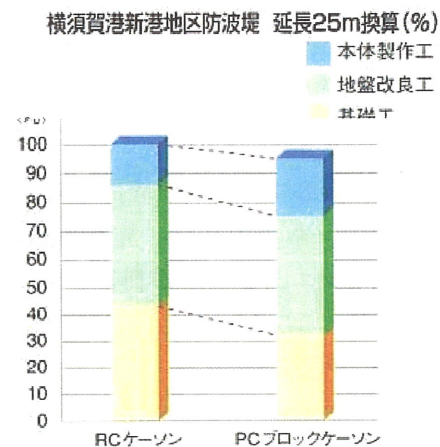


図-6 PCブロックケーソンの経済性

3.6 沈埋トンネル

沈埋トンネルは、水底トンネル工法の一つで、あらかじめ製作されたトンネル構造体(沈埋函という)を敷設現場まで曳航し、沈設して沈埋函どうしを接合した後、埋め戻してトンネルを完成させる工法である。沈埋函を製作方法によって分類すると、図-7に示すように、鋼殻構造、コンクリート構造(RC式およびPC式)、鋼コンクリート合成構造、およびプレキャストセグメント構造(RC式およびPC式)になる。

PC式は、基本的にはRC式と同様であるが、コンクリートのひび割れ防止や強度および変形性能の増加のためにプレストレスが導入される。その結果、水密性が高まることとなり、地震などの作用により、万一、コンクリートにひび割れが生じても、プレストレスによりひび割れが閉じることが期待される。

PC鋼材は、沈埋函の軸方向に配置され、1~2MPa程度のプレストレスが導入されることが一般的である。2002年に完成した新潟みなとトンネル(新潟県信濃川河口)ほか施工例が多い。新

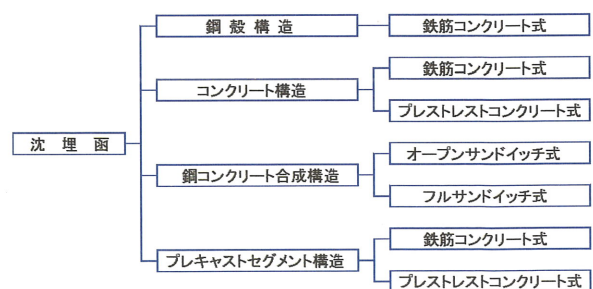


図-7 沈埋函の分類

渦みなどトンネル沈埋函におけるPC鋼材の配置状況を、図-8に示す。

プレキャストセグメント構造沈埋トンネルは、長さ5m程度のRCセグメントを、工場または陸上のヤードで必要個数製作して、これをPC鋼材で緊張・連結することにより沈埋函を構成し、その後は従来の沈埋函と同様に施工してトンネルを構築するものである。プレキャストセグメント構造沈埋函の概念を、図-9に示す。プレキャストセグメント構造沈埋トンネルは、諸外国で建設実績があるものの、わが国では未施工である。

この構造は、狭い製作ヤードでも沈埋函の製作ができるほか、セグメント相互の継手を工夫することで、柔構造とすることができ、地震および地盤沈下に対して有利となる。これらの構造形式を含めて、2002年8月に性能照査設計を基本とした、新しい沈埋トンネルの設計・施工のための「沈埋トンネル技術マニュアル」が刊行されている。

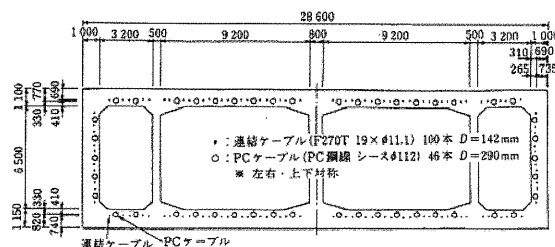


図-8 沈埋函におけるPC鋼材配置

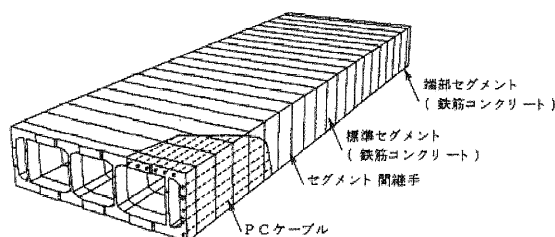


図-9 プレキャストセグメント構造沈埋函の概念

3.7 港湾用PC矢板

港湾構造物において、矢板は土留め壁としての機能を有する永久構造物として、岸壁や護岸に用いられることが多い。その際、ほとんどの場合において鋼矢板が使用される。これは、矢板の断面諸元や長さが、岸壁などに必要とされる性能を十分に満足していることや、取扱いが容易であることなどが主要な理由であると思われる。反面、海洋環境下では鋼材の腐食が懸念され、確実な防食対策や維持管理が必要となる。

一方、プレストレストコンクリート矢板（PC矢板）は、1965年にJIS化されて以来、陸域の水路や河川の護岸において使用されてきたが、海洋環境下における使用実績はほとんどない。これは、鋼材のかぶり厚さが20mm程度（JIS A 5373 で規定される最小かぶりは12mm）と小さく、耐久性に懸念があったこと、および設計・施工マニュアルが未整備であったことなどがその理由として考えられる。

しかし、PC矢板には圧縮強度70MPaの高強度コンクリートが使用されていることに加え、工場の厳しい品質管理のもとに製造された信頼性の高い材料であるので、必要な改良を加えることによって、海洋環境下においても十分利用可能であるといえる。このようなことから、PC矢板の耐久性に関する検討を重ね、その結果を基に港湾用PC矢板の開発を進め、2002年に設計・施工マニュアルが整備され刊行された。

港湾用PC矢板の耐久性試験結果の一例を、図-10

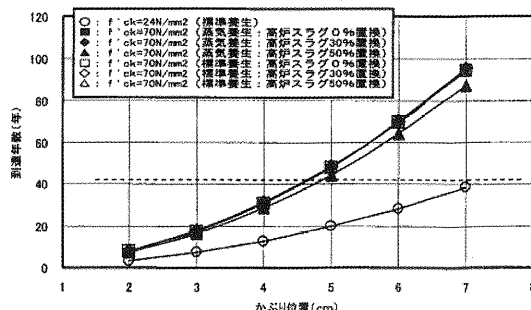


図-10 港湾用PC矢板の耐久性試験結果

でプレストレスが与えられるとともに、6 函の浮体の接合にもPC鋼棒が用いられている。

HMSは、台形の浮体で囲まれた内水面が確保できるため、親水機能空間が創造できること、レイアウトの自由度が大きく汎用性があること、解体・再結合を行うことにより再利用可能なこと、各ポンツーンがそれほど大きくないため、大型の製作ヤードや施工機械が不要なこと、あらゆる方向からの波に対して安定性が高いことなどの特徴を有している。横浜博覧会のHMSは、外側に大型の帆船が係留されたが、HMSは今後沿岸域のアメニティ向上に大きく寄与するものと思われる。

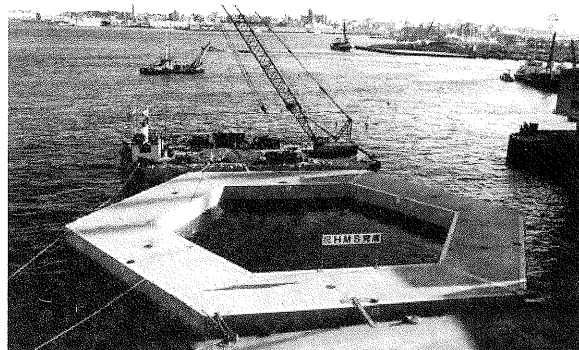


写真-14 HMS

3.9 海底油田掘削用プラットフォーム

北海に代表される海底油田掘削用プラットフォームの先鞭は、1971年にノルウェーで建設されたEkofiskプラットフォームである。これは、水深70mの海域に設置された重力式の石油掘削用プラットフォームで、100万バレルの原油貯蔵タンクを兼ねた、全高90m、外径92mの円筒状PCケーソン式構造物である（写真-15）。8万m³の高強度コンクリートが使用された。

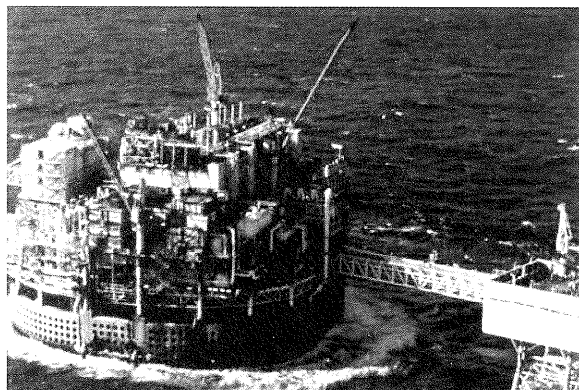


写真-15 Ekofiskプラットフォーム

Ekofisk以降、設置水深は、次第に深くなり、1995年に建設されたTrollでは300mに達している。

1996年までの約25年間に、27基のプラットフォームが建設された。これらは、厚さ25mに及ぶ軟弱地盤上に建設され、高さ30mの波に耐えられるように設計された。

一方、水深が浅い海域では、着底式（重力式）が優位であるが、水深の増加に伴い、テンションレグプラットフォーム（TLP）などの浮体式が経済的になってくる。これまでに、TLPは、北海やメキシコ湾に建設されており、その形式は、掘削設備などを搭載した浮体式プラットフォームと、海底に設置した固定用基礎とを、鋼製ロッドで張力をかけた状態で係留する構造などであった。

我が国では、1984年に石油掘削用複合リグ（Super CIDS）が建設され、北極海まで曳航され設置されている。浮体コンクリートは、鋼製マッドベースと鋼製デッキバージに挟まれた形で構成されており、71.3m×71.3m×13.4m、総重量35,000トンのPC構造物である。水圧や波浪に耐え得るように、底版、外壁、せん断壁などから構成され、また軽量化を図るため内部はハニカム構造となっている。コンクリートには、シリカフェームと軽量骨材が用いられたほか、耐久性、凍結融解などに対して、厳密な品質管理が行われた。

4. 防災施設

4.1 概 要

防災施設としては、これまでにロックシェッド、スノーシェッド、およびスノーシェルター、防波シェルターなどが、建設されている。シェッドの呼称は、最も作用する頻度の高い荷重の名称によって一般的であり、ロックシェッドとスノーシェッドに本質的な相違はなく、二つ以上の目的を兼ねている場合も少なくない。

4.2 シェッド

(1) 建設の現状

シェッドには、ロックシェッドやスノーシェッドなどがある。

ロックシェッドは、道路や鉄道などを、落石から防護するために設ける構造物であり、道路の側方に余裕がなく、落石の発生しやすい急斜面がある場合、落石の規模が大きい場合、あるいは落石防護柵などでは、その上を飛び越すおそれのある場合などに設けられる。ロックシェッドの一例を、写真-16に示す。



写真-16 ロックシェッド

スノーシェッドは、道路や鉄道などを、雪崩などから防護するために設ける構造物である。スノーシェッドの一例を、写真-17に示す。

我が国で初めてのロックシェッドとしては、PC技術が導入されて間もない1953年に、福井県敦賀市で旧北陸本線に山中・大桐落石覆いが建設されている。その後、1968年に起こった飛騨川バス転落事故を契機として、道路防災点検が実施され、本格的に計画、採用され始めた。



写真-17 スノーシェッド

1996年に実施された道路防災総点検では、1,200件余りのロックシェッドに関するデータが集められた。このうち、約1割がスノーシェッドと兼用であった。また、ロックシェッドの約1/2が、PC製であった。PC製ロックシェッドでは、逆L式が約6割を占めている。

ロックシェッドの建設は、1960年代以前のものは全体の1割未満であるが、1960年代からほぼ一定の割合で増加し、1980年代には、年間40～60件施工されている。一方、PCスノーシェッドは、古レールやコンクリート製のものに代わり、1960年代から採用され始め、年間100件前後建設されている。

(2) 設計法

設計では、構造物の自重のほかに、緩衝材および落石荷重が大きな要素となっている。設計は、落石による衝撃力を静的荷重に置き換えて、許容応力度設計法により行うことが基本となっている。

ロックシェッドなどの標準化の動きは、1985年頃から始まり、L形が1988年に九州地区で標準化されている。技術基準としては、1983年に日本道路協会から「落石対策便覧」が初めて出版さ

れ、改訂版が2000年に刊行されている。

スノーシェッドは、逆L形の2ヒンジラーメン構造となっている。スノーシェッドに関する技術基準としては、1976年に北陸建設弘済会から「PCスノーシェッド標準設計解説書」が発行されている。また、2000年に北陸建設弘済会から「道路防雪施設マニュアル」が発行されているが、設計思想などは変わっていない。また、北海道では、北海道土木技術会から1989年に「北海道におけるPCスノーシェッド標準図面集」が発行されている。

スノーシェッドに特有な荷重は、積雪荷重と雪崩荷重であり、雪崩の衝撃荷重も屋根勾配と斜面勾配の差によっては、検討する必要がある。

(3) 施工法

スノーシェッドは、工場で製品化されたプレキャスト部材を現場に搬入して組立架設するプレファブ工法が主体である。現場での組立が容易であり交通を阻害せずに施工でき、施工後ただちに供用することができる利点がある。

プレテンション桁を並べ、場所打ちコンクリートを打ち込む方法もあるが、道路の閉鎖期間の短縮や部材の軽量化を目指して、全プレキャスト化も行われている。

(4) 今後の展開

ロックシェッドの耐衝撃性は、PC鋼材の鉄筋に対する比率を減少させると向上する傾向にあることから、耐衝撃性と経済性の両面から、PPC (PRC) 化の方向になるものと考えられている。

4.3 シェルター

シェルターには、スノーシェルターや防波シェルターなどがある。

スノーシェルターは、雪から交通を完全に隔離するために、道路を覆う構造物で、道路上の吹雪や吹きだまり、またトンネル坑口に設置した場合には、トンネル内への雪の吹き込みを、それぞれ防止することができる。

PCスノーシェルターは、頂部と脚部をヒンジとする3ヒンジアーチ構造であり、1985年に初めて建設された。PCスノーシェルターの一例を、写真-18に示す。

スノーシェルターに関する標準設計として、1991年に北海道土木技術会から「北海道におけるPCスノーシェルター標準図面集」、北陸建設弘済会から「PCスノーシェルター標準設計」が刊行されている。

シェルター部材の製作は、曲面部を型枠に当てて製作するのが一般的であるが、最近では高流動コンクリートを使用している事例もある。

防波シェルターの一例を、写真-19に示す。

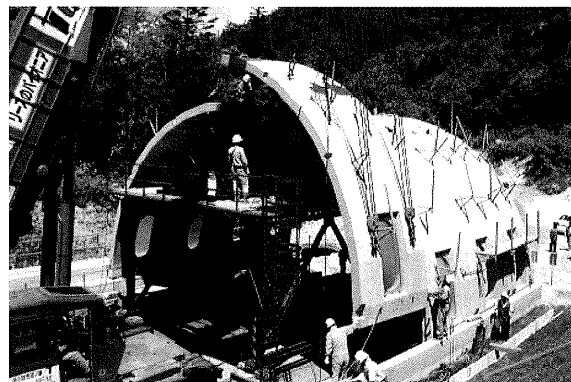


写真-18 スノーシェルター



写真-19 防波シェルター

5. 舗 装

5.1 概 要

コンクリート舗装は、無筋コンクリートであることが一般的であるが、PCの力学的特徴を活かして、空港、港湾、道路の舗装に、PCが用いられることがある。世界初のPC舗装は、1946年フランスLuzancyで、橋梁との取付け部に施工されたものである。また、空港においては、翌1947年にパリ・オルリー空港の滑走路で25,200m²が施工されたものが世界最初の例である。

一方、我が国におけるPC舗装は、フランスに遅れること約10年で、大阪市内の都計街路加島天下茶屋線で、1958年1月に施工されたものが最初の事例である。

PC舗装は、無筋コンクリート舗装に比べ、高耐荷力で、版厚の低減が可能（柔構造）なこと、良好な沈下追随性を有し、軟弱地盤上の舗装として最適なこと、横方向目地数を削減でき、構造的弱点部を減らせ、走行性を改善できることなどの特徴を有している。

5.2 場所打ちPC舗装

我が国におけるPC舗装の設計法は、道路舗装については、旧建設省土木研究所において1960年から3ヶ年計画で行われた実規模試験によって基本的に確立された。

また、空港舗装については、旧運輸省港湾技術研究所が1970年代後半に行った実規模試験舗装によって、設計法が確立されている。空港舗装は、PPC構造として設計が行われている。

すなわち、航空機荷重と温度応力、路盤摩擦応力が組み合わさり、PC版下面の発生応力が最大となる時には、制限された幅のひび割れの発生を許し、航空機荷重が除荷されれば、そのひび割れが閉じる設計である。

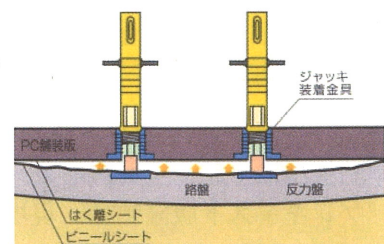
PC舗装は、プレストレスの効果でコンクリート版の耐荷性能が増加するため、必要な版厚を減らすことができる。そのため、通常の無筋コンクリート舗装に比べ、地盤の変形に追随しやすい「柔構造」とすることができる。道路では、千葉県姉ヶ崎の産業道路、北九州裏門司地区埋立て地道路、名神高速多賀サービスエリアなどで施工された。また、軟弱海底地盤上の埋立て地に建設された関西国際空港や羽田空港沖合展開事業では、海底地盤の沈下に伴う舗装面の不同沈下が発生することが予想されたため、それに対応することを目的に、エプロン舗装にはPC舗装が大規模に採用されている。その規模は、関西国際空港で約50万m²、羽田空港で約47万m²（現在



写真-20 空港エプロンPC舗装のリフトアップ

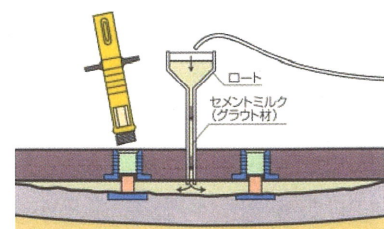
STEP 1

ジャッキアップ



STEP 2

グラウト注入



STEP 3

完 成

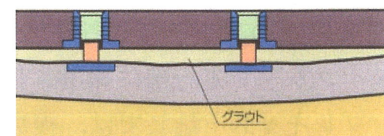


図-13 リフトアップの手順

約42万 m^2 完成)に及び、両者でその規模を競っている。

さらに、両空港では海底地盤の不同沈下による舗装勾配の変化が空港機能の低下につながる恐れがあったので、勾配を修正するためにリフトアップ工法が開発され本格的に採用された。

リフトアップ工法は、路盤に反力を取り油圧ジャッキを用いてPC版を持ち上げ、路盤とPC版との隙間にグラウトを注入し、舗装面の勾配修正を短時間に行う工法である。コンクリート版の耐荷力が高いPC舗装ならではの技術で、我が国で開発された技術である。

空港エプロンPC舗装のリフトアップ状況を、写真-20に、リフトアップの手順を、図-13に示す。

5.3 プレキャストPC舗装

PC舗装は、通常の無筋コンクリート版に比べ、版厚を薄くして軽量化できるので、プレキャスト版として利用すると、現場での取扱いが容易になる。この特徴を活かして、プレキャストPC版が舗装に用いられることがある(写真-21)。

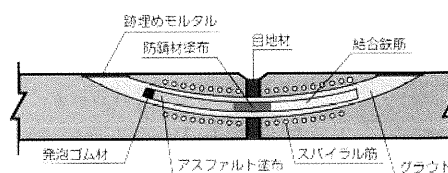
プレキャスト版舗装は、現場での作業時間が短縮でき、施設の閉鎖時間が少なくて済むため、重荷重が通る道路、空港、港湾の既設コンクリート舗装の補修工法として用いられることがある。とくに、我が国の空港では、施設に余裕がないことが多いので、コンクリート舗装の補修にPC版が用いられることが多い。これまでに、大阪、鹿児島、千歳、宮崎、仙台空港などの誘導路・滑走路における適用例がある。また、港湾では、横浜港大黒ふ頭、常陸那珂港、東京港青海埠頭のコンテナヤードなどで、大型のコンテナクレーン走行部に採用されている。

プレキャスト舗装では、複数の版の一体性を確保し、目地の構造的弱点を軽減するために、現場での版の連結方法が極めて重要である。現在までに、その目地構造として、図-14に示すような、ホーンジョイント、水平ジョイント、圧縮ジョイントなどが開発されている。

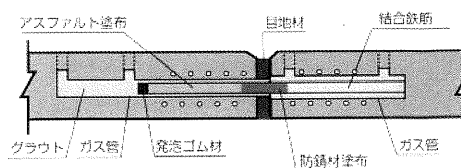
また、プレキャスト版を1枚ずつ敷き並べることは、現場での目地のレベル調整などに時間がかかることがあるので、複数のプレキャストPC版を、現場近くのヤードでプレストレスにより連結し、連結された大きな版をクレーンで吊り上げ、路盤上に設置することにより、工期短縮、工費削減につなげる試みもある。



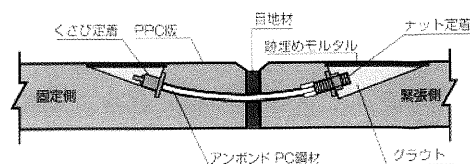
写真-21 道路PC舗装の施工状況



(a) ホーンジョイント



(b) 水平ジョイント



(c) 圧縮ジョイント

図-14 プレキャスト舗装の目地構造

6. シールドトンネルおよび地中・地下構造物

6.1 概 要

ここでは、耐荷力の大きいプレストレストコンクリートの特性を活かして、PCをシールドトンネルや圧入式ケーソン、地下道などに適用した事例を紹介する。

6.2 シールドトンネル用PCセグメント

(1) 工法の概要

シールドトンネル用セグメントは、トンネル坑内を運搬し、内側から組み立てるため、細かく分割する必要がある、セグメントどうしを結合するための継手やボルト・ナットが数多く必要とされる。その費用が、材料費の5割以上を占めることもあることに加えて、継手は、本体部に比べて構造上の弱点になるという課題があった。

PC構造のシールドトンネル用セグメントは、この課題を解決するために開発された工法であり、プレストレスによりリングを一体化するため、継手金物が省略できるうえ、真円性や耐荷力に優れるほか、内圧トンネルにも対応できるなど優れた特性を有している。これまでは、施工システムが確立していなかったことなどから、普及が遅れていたが、現在、4件の実績を有するまでになってきている。PCセグメントを用いたシールドトンネルの一例を、写真-22に示す。



写真-22 PCセグメントを用いたシールドトンネル

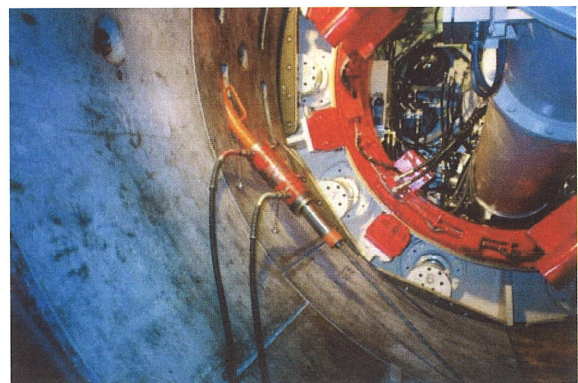


写真-23 PCセグメントの緊張作業

(2) 設計法

PCセグメントの設計では、荷重や断面力算出は、従来のRC標準セグメントに準じることができる。

(3) 施工法

セグメントの組立は、仮組ボルトなどをいっさい使用しない。既設セグメントに対し、面合わせをしながら、シールドジャッキで押しつけて組み立てる。セグメント組立後、定着切欠きからPC鋼より線を挿入し、緊張、定着を行い、セグメントリングを締結閉合する。円周方向の緊張・定着後、トンネル軸方向も同様の方法により行う。PCセグメントの緊張作業を、写真-23に示す。

(4) 事 例

現在、最大径のPCセグメントを用いたシールドトンネルは、寝屋川流域下水道八尾牧岡幹線である。この幹線は、八尾市本町から東大阪市の新池島ポンプ場までを、総延長3,230m、管径φ2.8~4.0mで接続する合流式の下水管渠を泥土圧シールド工法で構築するものであった。

(5) 今後の展開

PC構造のシールドトンネル用セグメントは、耐荷力が大きい特性から、今後、内圧トンネルや大口径トンネルなどで、その優位性を一層発揮することになると思われる。

6.3 PCウェル

PCウェルは、円環構造などのプレキャストコンクリートブロックをPC鋼材を用いて結合して一体化した基礎構造物である。PCウェルの内部の土砂を機械により掘削揚土して、圧入沈下させる施工法が、PCウェル工法であり、圧入式オープンケーソン工法の一つである。また、基礎をそのまま橋脚躯体として立ち上げ、一柱一基礎タイプの橋梁下部構造として用いられる場合も多い。PCウェルの施工状況を、写真-24に示す。



写真-24 PCウェルの施工状況

この工法は、1969年に北海道の磯谷橋で本格的に実用化されて以来、道路橋などの下部構造（基礎および橋脚躯体）、都市部のトンネルの人孔、地下ポンプ室、水位観測施設などとして、約2,200基の実績がある。外径は、1.6～4.0mが標準であり、長さは、運搬の条件から2.0～2.5mとなっている。施工深さは、10～50mの実績が多い。適用できる地盤は、超軟弱地盤から硬い砂礫層、硬質粘土層まで幅広い。PCウェルは、一般に、柱状体形式基礎あるいは群杭形式基礎として設計される。

技術基準としては、PCウェル工法研究会から1987年に刊行されており、この最新版として「PCウェル工法設計・施工マニュアル」が2002年3月に刊行されている。

6.4 PCR工法

PCR（Prestressed Concrete Roof）工法は、供用中の鉄道や道路の下に、地下道や下水道などの横断構造物を構築する工法であり、PC鋼材の配置方向、部材の接合や支持方法などにより、多様な形式が建設されている。横断区間の長さが短い場合は下路桁形式、長い場合はトンネル形式が採用されている。

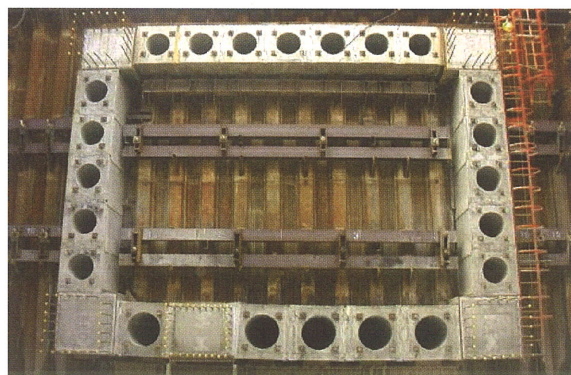


写真-25 PCR工法

7. その他

7.1 概要

ここでは、これまでに述べてきたPCの適用例に含まれない事例として、PC製品のほか、PCまくらぎ、トンネル用PC天井板、モノレール、グラウンドアンカー、PC煙突、壁式橋脚の耐震補強工法などを紹介する。

もっとも一般的な事例は、JISに規格化されている「プレキャストプレストレストコンクリート製品」および「PCまくらぎ」である。

とくに、我が国におけるPC技術の土木構造物への適用が、初めてのプレテンション方式PC橋の発注と時を同じくして、1951年に、PCまくらぎが国鉄から発注されたときに始まったこともあり、一般的な技術になっているとはいえ、PC技術者にとって重要な技術であることに変わりはないと思われる。

7.2 プレキャストPC製品

プレキャストPC製品は、JIS A 5373:2000 として規格化されている。JIS A 5373 では、用途、形などによる区分を、PCポール、道路橋用PC橋桁、軽荷重スラブ橋用PC橋桁、水路用PC管、PC杭、PC矢板としている。

また、JIS E 1201:1997に、プレテンション式PCまくらぎ、JIS E 1202:1997に、ポストテンション式PCまくらぎが規格化されている。

(1) PCポール

PCポールは、電柱に用いるプレテンション方式によるPC柱で、1種は、主として送電、配電、通信、信号に用い、2種は、主として鉄道および軌道における電線路に用いる。コンクリートは、設計基準強度50N/mm²を使用している。

1954年に送配通信線用ポールがJIS A 5309として、1955年に電車線用ポールがJIS A 5311として制定された。1959年にJIS 5309として一本化され、1969年に遠心力プレストレストコンクリートポール、鉄筋コンクリートポールとして改訂された。

(2) 水路用PC管

水路用PC管は、遠心力またはロール転圧を応用して成形したコアに、プレストレスを導入して製造するPC管で、内圧管と外圧管に区分される。

(3) PC杭

PC杭は、遠心力を応用して製造するコンクリートの圧縮強度が78.5N/mm²以上のプレテンション方式高強度のPHC杭について規格化されている。PHC杭は、外径によって30cmから120cmに区分され、有効プレストレスの大きさによって、A種、B種、C種に区分される。

(4) PC矢板

PC矢板は、主として土留め用に用いるものが、形状、寸法およびひび割れモーメントの組合せによって規格化されている。形状には、平形、溝形、波形がある。コンクリートの圧縮強度は、70N/mm²以上でなければならない。PC矢板の一例を、写真-26に示す。

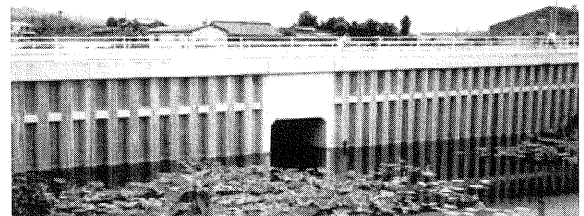


写真-26 PC矢板

(5) PCまくらぎ

PCまくらぎには、φ2.9mm3本よりのPC鋼より線によって、コンクリートにプレストレスを導入する方式のプレテンション式PCまくらぎ、およびφ8.35mm～13mmのPC鋼棒によってプレストレスを導入する方式のポストテンション式PCまくらぎがある。コンクリートの圧縮強度は、両者とも49.1N/mm²以上とされている。

7.3 トンネル用PC天井板

長さ500m以上の道路トンネルでは、トンネル内の換気を人工的に行うこととされているため、トンネル天井版が設けられ、これにPCが利用さ

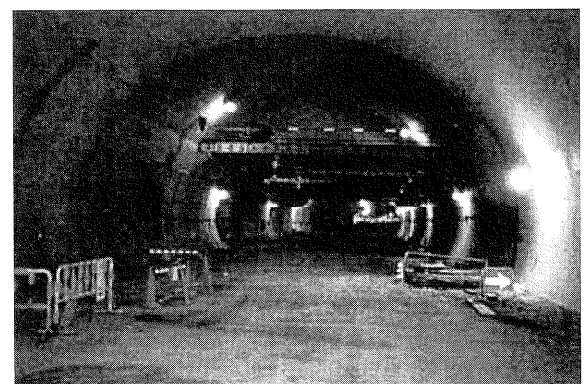


写真-27 トンネル用PC天井板の施工状況

れている。当初課題となった火災時における耐火性能は、試験によって確認され、1973年に中央自動車道の恵那山トンネルに採用された。

設計荷重としては、作業荷重と風圧荷重（送気ダクトが $1.0\sim 1.5\text{kN/m}^2$ 、排気ダクトが $-30\sim -2.0\text{kN/m}^2$ ）が考慮されている。トンネル用PC天井板の施工状況を、写真-27に示す。

7.4 モノレール

(1) 建設の経緯および現状

モノレールには、支柱により高所に支持した一本軌条の桁に跨る跨座型と、桁に吊り下げられる懸垂型がある。

懸垂型モノレールでは、鋼製の軌道桁が用いられるのに対して、跨座型モノレールでは、コンクリート軌道が用いられ、ゴムタイヤで走行する方式が一般的である。我が国で営業または建設されているモノレール13路線のうち、跨座型モノレールは、9路線ある。跨座型モノレールの一例を、写真-28に示す。



写真-28 モノレール

我が国におけるモノレールは、1957年東京の上野動物園に建設された懸垂型が初めてであり、跨座型としては、1961年に奈良ドリームランドに建設されたモノレールが最初である。1968年には、旧運輸省から都市交通に適したモノレールの開発研究について委託を受けた(社)日本モノレール協会が、車両や軌道について将来の標準となるモノレール方式の提案を行い、これが1970年の大阪万博モノレールを経て、都市モノレール（北九州、大阪、多摩、沖縄）に受け継がれた。

初期のモノレールは、鉄道事業法により建設されていたが、1972年に「都市モノレールの整備に関する法律」が整備され、道路空間を利用し特殊街路として建設ができるようになっている。

また、読売ランドおよび東京モノレール羽田線におけるPC桁の採用にあたっては、鉛直・水平・ねじり荷重が同時に作用するような模型載荷試験も実施された。

(2) 構造および設計法

跨座型モノレールの軌道桁では、PC単純桁が標準形式となっている。断面形状は、都市モノレールでは同一で、幅85cm、高さ1.5m、標準桁長20～22mの箱形中空断面となっている。コンクリートの基準強度は、摩耗特性の向上を図り、 45N/mm^2 とされている。

モノレールの設計は、対象区間におけるすべての軌道桁を、長さ、曲率別に分類し、そのタイプ別に標準化して行われる。桁断面が、全区間同一であるので、PC鋼材と鉄筋量を調整することになる。応力計算において走行面に10mm、案内面（側面）に5mmの摩擦代を考慮することも、モノレール設計の特徴である。

モノレール軌道桁の特性としては、一般の橋桁と異なり、荷重を一本の主桁で直接受けるため、活荷重の死荷重に対する比が、4：6程度と大きいことが特徴である。モノレールに特有な荷重としては、車両横荷重があり、一軸集中移動荷重として軸重（11トン）の25%を、軌道軸に直角かつ水平に作用させる。曲線区間では、設定カントに合わせ、軌道桁を傾けて設置することもあり、軌道桁の応力照査は、断面四隅の合成応力度について行われる。

モノレールに関する技術基準としては、「モノレール設計基準（1965年）」、「都市モノレール構造基準（1977年）」、「中量軌道輸送システム及びモノレール（1985年）」などが刊行されているほ

か、各路線ごとに「構造基準」,「構造物設計指針」が制定されている。

(3) 施工法

モノレール軌道桁は、直接車両が走行する軌道として機能することから、桁製作、据付け、調整および保守に、軌道としての性能が求められる。この要求性能に応える精度を確保するために、特殊型枠（モールド装置）を用いて製作が行われる。当初は、コンクリートを逆さ打ちしてから天地反転する方法で桁製作が行われたこともあったが、現在では、正位打ちで製作されている。

7.5 グラウンドアンカー

(1) 建設の現状

グラウンドアンカーは、作用する引張力を地盤に伝達するシステムであり、グラウトの注入によって造成されるアンカー体、引張部、アンカー頭部から構成されている。永久構造物あるいは斜面の安定を図る永久アンカーと、工事中に仮設構造物に加わる引張力を地盤に伝える仮設アンカーに区分される。

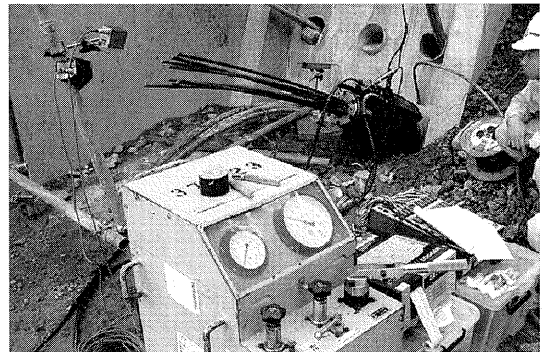


写真-29 グラウンドアンカー

適用事例としては、土留め工、構造物の浮き上がりや転倒の防止工、地すべりや切土法面の安定対策

工など多岐にわたっている。グラウンドアンカーの緊張状況を、写真-29に示す。

PC鋼材を用いたグラウンドアンカーは、1964～1970年頃には、フレシネーの定着工法をそのままアンカーとして用いられていた。

アンカーを岩盤に定着した事例は、1934年にアルジェリアのダムに用いた例があり、我が国でも1957年に藤原ダムの副ダムに用いられている。岩盤以外にアンカーが用いられたのは、1958年におけるドイツでの事例が最初であり、我が国でも、1964年に本四連絡橋で用いられた。

永久アンカーは、供用期間中にアンカーの機能が低下しないように確実な防食を行うことが求められるため、材料自体が腐食しないFRP緊張材が用いられることもある。

(2) 設計法

グラウンドアンカーの設計は、設計アンカー力が、許容アンカー力以内であることを確かめることを基本としている。許容アンカー力は、テンドン（PC鋼材、FRP緊張材など）の許容引張力、テンドンの許容拘束力、アンカーの許容引抜き力のうち、最も小さい値とされる。このうち、アンカーの許容引抜き力が最も重要なファクターであり、引抜き試験により求められる極限周面摩擦抵抗に大きく左右される。

グラウンドアンカーに関する技術基準としては、1974年に当時の土質工学会から「アースアンカーの設計・施工に関する指針」が初めて制定された。その後、改訂が繰り返され、現行基準は、2000年に地盤工学会から刊行された「グラウンドアンカー設計・施工基準」である。

(3) 施工法

グラウンドアンカーの標準的な施工は、削孔、孔内洗浄の後、組立加工したテンドンを挿入してから、アンカー体の置換注入をアンカーの最低部から行い、テンドンが挿入された状態のアンカー体に対してグラウトの加圧注入、養生を行う。その後、アンカーの品質保証試験を行い、所定の荷重や変位特性を確認してから、緊張、定着する。最後に、アンカー引張部のシースと孔壁の空隙にグラウトを充填注入し、頭部処理を行って施工完了となる。

7.6 PC煙突

PC煙突は、鉛直方向にプレストレスを与えたコンクリート製の煙突である。

我が国で初めてのPC煙突は、1986年沖縄に建設された。煙突の高さ169.5m、煙突外径は16m～10mである。このPC煙突は、亜熱帯、海洋性としての沖縄の気候、風土が考慮され、曲げひび割れ抵抗性を増加させ、鉄筋の腐食を防止する目的で、外筒にプレストレスが与えられた。

この建設例では、設計は、風に対しては、共振風速時、暴風時などに対して考慮され、地震に対しては、各種地震波を入力した検討が行われている。

設計用荷重に対しては応力が曲げ引張強度以下となるよう、かなりの頻度でかつ持続的に繰返し応力が作用する共振風速時には引張力が生じないように設計されている。

設計は、日本建築センターの「煙突構造設計施工指針」に準拠して行われている。

施工は、スリップフォーム工法が採用されている。PC鋼材は、PC鋼棒と、施工上の理由で開口部周辺のみ後挿入のPC鋼より線が用いられている。PC鋼棒は、スリップフォームの上昇に合わせて、定尺6mものを順次カプラーで接続している。緊張作業は、施工途中の各ステージで定着されるPC鋼棒を、基礎版下部に設けられたテンドンギャラリへ引き出し行っている。

7.7 壁式橋脚の耐震補強工法

(1) 工法の概要

壁式橋脚の耐震補強工法は、既設の壁式橋脚において、壁厚方向にプレストレスを与えることにより、じん性の改善やせん断耐力の向上を行うものである。この工法の概念を、図-15に示す。

辺長比(B/D)が3未満の矩形橋脚については、RC巻き立て工法などの耐震補強が有効であるが、辺長比が3以上の壁式橋脚では、軸方向主鉄筋のはらみ出しを防止することができず、十分なじん性の改善効果が得られないという課題があった。

本工法は、この課題を解決するために、壁厚方向にプレストレスを与えることにより、軸方向鉄筋のはらみ出しを防止して、内部コンクリートの拘束効果を高め、じん性を大幅に改善するとともに、

せん断補強も同時に行う工法である。壁厚方向にプレストレスを与える方法には、一般に定着具を用いないプレテンション方式が用いられている。

この耐震補強工法は、1996年から採用されており、これまでに10件以上の実績がある。

(2) 設計法

本工法では、中間拘束材にアラミドFRPロッドを用いプレストレスを与えており、定着は巻き立てコンクリートとの付着によっている。中間拘束材によりプレストレスを与える効果は、中間拘束材の断面積の増大とみなすことにより評価している。

この工法の技術基準としては、1998年に日本道路公団東京第一建設局から「プレストレスを導入した壁式橋脚耐震補強工法の設計・施工要領(案)」が刊行されている。

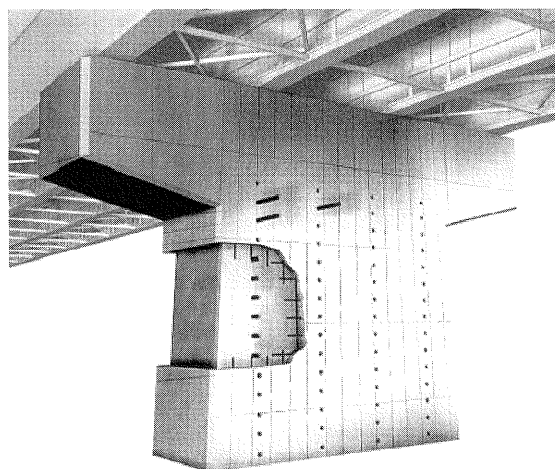


図-15 壁式橋脚耐震補強工法の概念

(3) 施工法

施工は、まず橋脚の主鉄筋を探索し、中間拘束材用の削孔を行う。次に、根巻きコンクリートを施工し、アラミドFRPロッドを挿入し、緊張、仮定着してから、孔とアラミドFRPロッドとの隙間にモルタルグラウトを注入する。最後に、モルタル強度が所定の値に達してから、根巻きコンクリート壁面でアラミドFRPロッドを切断し、橋脚躯体にプレテン方式でプレストレスを与える。この工法の事例としては、東名高速の相模川橋などがある。相模川橋は、橋長480mであり、1998年からRC橋脚の耐震補強が行われた(写真-30)。



写真-30 壁式橋脚耐震補強の事例

8. おわりに

本稿で紹介したように、さまざまな分野で建設されているPC構造物を幅広く集めてみると、あらためてプレストレストコンクリートに求められている基本的な性能や、進むべき方向が見えてくる。取り上げたPC構造物は、塩素を含んだ水、海水や汚水などに接し、低温あるいは高温にさらされ、大型航空機を支え、岩石の衝撃、雪崩、波浪などの強大な力に耐えながら、長い年月にわたって、その機能を果たさなければならない。そして、ここから、どの分野のPC構造物にも共通な基本的な性質として、やはり品質あるいは耐久性というキーワードが浮かび上がってくるのである。したがって、今回の講習会のテーマである「PC技術の適用拡大」を進めていく際にも、この基本的な性能の追求を忘れてはならないと思われる。

本稿がプレストレストコンクリートの、より一層の発展の一助となることができれば幸いである。

また、本稿を取りまとめるにあたり、多数の文献を引用させていただいた。事例の収集にあたっては、プレストレスト・コンクリート建設業協会の多くの方々にご協力をいただいた。ここに、深く感謝いたします。

参考文献

- 1) PC構造物の歴史散歩, プレストレストコンクリート, Vol.35, No.6, 1993.11
- 2) 松下: PC土木構造物の歩みについて, プレストレストコンクリート, Vol.42, No.6, 2000.11
- 3) 理崎: 特殊PC構造物の歴史について, プレストレストコンクリート, Vol.42, No.6, 2000.11
- 4) プレストレストコンクリートイヤーズブック, プレストレスト・コンクリート建設業協会, 2002.10
- 5) 池田: PC円形構造物の現況, 平成元年PC技術講習会テキスト, 1989.2
- 6) 大館, 近藤, 川田, 鮎子多: 新しい円周方向PCシステムの実用化, 第10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, 2000.10
- 7) 横山, 西尾: PC容器の歴史について, プレストレストコンクリート, Vol.42, No.6, 2000.11
- 8) 中島, 北村, 岡井, 宇治, 長谷川, 蒲田: プレストレストコンクリート製大型LNGタンクの設計と施工—世界最大級の14万KL極低温タンカー, プレストレストコンクリート, Vol.34, No.5, 1992.7

- 9) 中野：LNG地下タンク建設技術の変遷と最新の技術開発，土木学会論文集，No.679/VI-51，2001.6
- 10) 日本ガス協会：LNG地上式貯槽指針，2002
- 11) 電力土木技術協会：火力原子力発電所土木構造物の設計－増補改訂版－，1995.6
- 12) 与那城，木村，竹本：日本原子力発電所敦賀2号機PCCVのコンクリート躯体工事，プレストレストコンクリート，Vol.28，特別号，1986
- 13) 山本，瀬戸川，木村：大飯原子力発電所3，4号機PCCVにおけるコンクリート工事，コンクリート工学，Vol.29，No.2，1991
- 14) 石井：海洋基礎構造物へのPCの応用，昭和60年PC技術講習会テキスト，1985.2
- 15) 清宮：港湾構造物へのPCの応用，昭和62年PC技術講習会テキスト，1987.2
- 16) 横田：海洋構造物における複合構造，プレストレストコンクリート，Vol.37，No.2，1995.3
- 17) 小沢ほか：ケーソン製作におけるPCブロックケーソン工法，土木技術，Vol.55，No.7，2000.7
- 18) 沿岸開発技術研究センター：港湾用PC矢板技術マニュアル，沿岸開発技術ライブラリー，No.9，2000.9
- 19) 福手：PC海洋構造物の歴史と展望，プレストレストコンクリート，Vol.42，No.6，2000.11
- 20) 沿岸開発技術研究センター：沈埋トンネル技術マニュアル，沿岸開発技術ライブラリー，No.10，2002.8
- 21) Oyanagi, S. et al. : Standardization of the prestressed-concrete sheet-pile method for ports, Proceedings of the 1st fib Congress 2002, Osaka, Oct. 2002
- 22) 落石対策便覧，日本道路協会，2000.6
- 23) 新編防雪工学ハンドブック，日本建設機械化協会
- 24) PCシェルター協会，北陸PC防雪技術協会，北海道PC防災技術協会：PCスノーシェルター（アーチ型），プレストレストコンクリート，Vol.33，特別号，1991
- 25) 北陸PC防雪技術協会，北海道PC防災協会：PCスノーシェッド（逆L型），プレストレストコンクリート，Vol.33，特別号，1991
- 26) 池田，阿部，西野，則久：地中構造物へのPCの応用，平成元年PC技術講習会テキスト，1989.2
- 27) 熊谷，金子，安田，杉本：プレストレスを導入したシールドトンネル用セグメントの開発，プレストレストコンクリート，Vol.42，No.3，2000.5
- 28) 安部，長井，西川，近藤：P&PCセグメントを本掘進に採用 寝屋川流域下水道八尾牧岡幹線第4工区，トンネルと地下，Vol.32，No.10，2001.10
- 29) 綱本，渡辺：羽田－浜松町間モノレール線PC軌道桁の製作架設工事報告，プレストレストコンクリート，Vol.6，No.6，1964.12
- 30) 秋山：モノレール（跨座型）の計画とPC軌道桁の設計について，オリケン技報，No.10，1999.12
- 31) グラウンドアンカー設計・施工基準，同解説，地盤工学会，2000.3
- 32) 加藤，三浦，辻村：PC煙突－設計編－，プレストレストコンクリート，Vol.27，No.3，1985
- 33) 三浦，田村，長井：PC煙突の設計・施工，第25回研究発表会講演概要，プレストレストコンクリート技術協会，1985.11
- 34) 藤原，和田，後藤，佐竹：東名高速道路相模川橋耐震補強工事の設計と施工，プレストレストコンクリート技術協会第9回シンポジウム論文集，1999.10

都市内高速道路におけるPC構造物の補修・補強事例

首都高速道路公団保全施設部 保全技術課長
首都高速道路公団保全施設部 保全技術課課長補佐
阪神高速道路公団保全施設部 保全企画課長
阪神高速道路公団保全施設部 保全技術課課長補佐

小 島 宏
岡 田 昌 澄
南 莊 淳
岩 永 巧

はじめに

都市内高速道路は、現在、首都高速道路公団、阪神高速道路公団を始め、名古屋市、福岡市、北九州市、広島市の政令指定都市の各公社において建設・管理が行われている。

このうち首都高速道路は、図-1に示すように首都圏に建設された総延長約273.9kmの自動車専用道路であり、1日の通行台数は約116万台である。また阪神高速道路は、同様に図-2に示すように阪神都市圏に建設された総延長約221.2kmの自動車専用道路であり、1日の通行台数は約90万台となっている。いずれも、両都市圏における幹線道路（国道、地方道）に占める割合は、道路延長では各々10%前後であるが、貨物輸送量では首都高速道路で約38%、阪神高速道路で約47%に達しており、両都市圏の産業や生活を支える交通網として重要な役割を担っている。

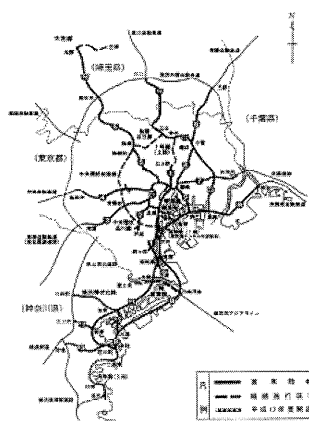


図-1 首都高速道路路線図

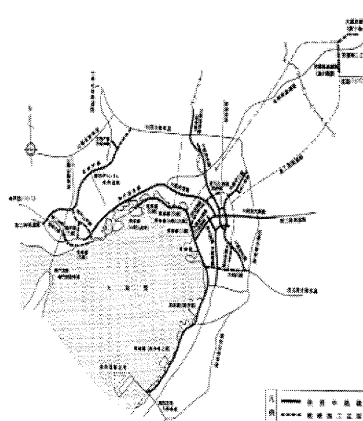


図-2 阪神高速道路路線図

首都高速道路及び阪神高速道路の道路構造は高架構造が全延長の大半を占めている。いずれもその17～18%程度に当たる約40kmがコンクリート桁となっており、その内PC桁は、各々約2,000径間となっている。また、RC橋脚は首都高速道路で5,600基、阪神高速道路で7,000基に及んでおり、この阪神高速道路のRC橋脚の中にはPC梁を有する橋脚が約1,000基含まれている。

首都高速道路は昭和37年に、阪神高速道路は昭和39年に各々最初の区間が供用開始して以来、既に約40年経過するとともに、供用開始後30年以上経過した路線が全体の約3分の1、20年以上経過した路線が全体の約2分の1を占めている。

このように数多くの構造物を安全で良好な状態に保つために、両公団では、構造物の点検を実施して損傷の把握に努めている。構造物の点検は、日常点検、定期点検および臨時点検に大別されるが、定期点検は、構造物の損傷を詳細に調査する点検方法であり、首都高速道路では5年に

一度、阪神高速道路では路線により4年から8年に一度実施されている。通常都市内では、高所作業車など機械足場を利用して構造物に近づき構造物の損傷状況を把握する。

これらの点検の結果により、長期間、重交通にさらされてきた都市内高速道路構造物は、経年とともに部分的な損傷が出始めていることが判明しており、両公団においては過去様々な補修・補強を実施してきている。

ここでは、今までに首都高速道路及び阪神高速道路で実施されてきたPC構造物の補修・補強事例やPCケーブルを用いた補強事例を紹介する。

1. 首都高速道路におけるPC構造物の補修・補強事例

1-1 3径間連続鋼床版箱桁橋の外ケーブルによる補強工事

1. 概要

供用後30年以上経過した3径間連続鋼床版2箱桁橋の中央径間（下フランジ）で応力が超過していることが確認されたため、外ケーブルを設置し軸力を導入することにより発生応力を緩和した。また、この工法により中央径間のキャンバーの改善を可能にした。

2. 劣化・損傷の状況

B活荷重を用いて断面力の照査を行なったところ、中央径間の下フランジにおいて応力が超過していた。

3. 対策

それぞれの箱桁内に4本のケーブル（SEEE/F310PH）を配置し、軸力（設計軸力：1,615kN）を導入した。

定着部は、ケーブル端部のマンションを定着ボックスでささえ、箱桁内面と外面の両方に設置した定着梁をかいして主桁に軸力が導入できる構造とした。さらに活荷重によりケーブルが振動することを防ぐため振動防止金具を設置した。

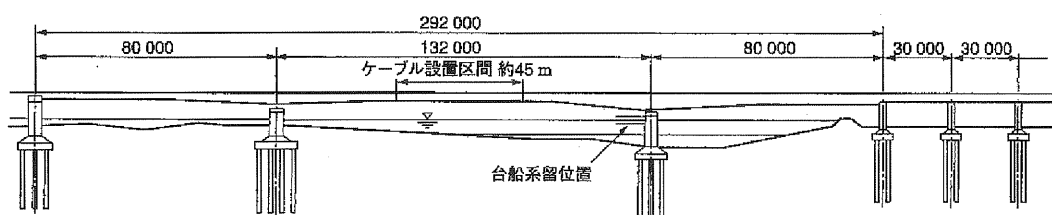


図-1.1.1 側面図

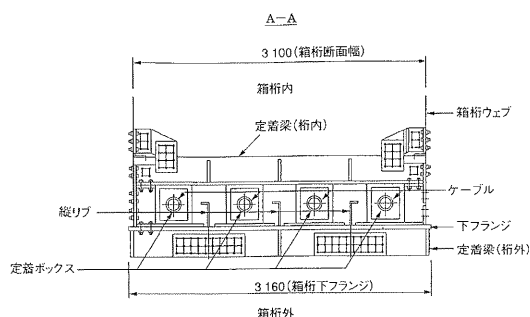


図-1.1.2 定着部（断面図）

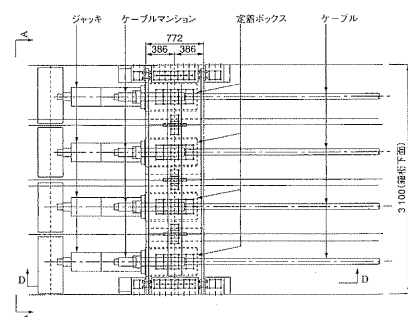


図-1.1.3 定着部（側面図）

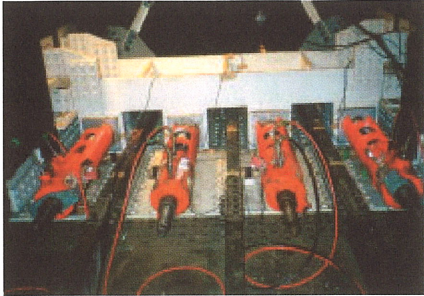


写真-1.1.1 ケーブル定着部構造(箱桁内)

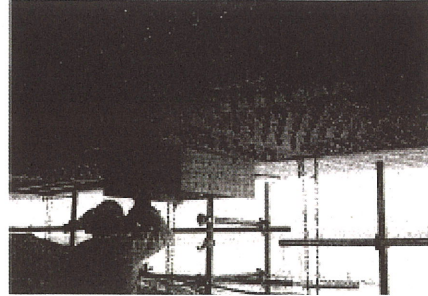


写真-1.1.2 ケーブル定着部構造(箱桁外)

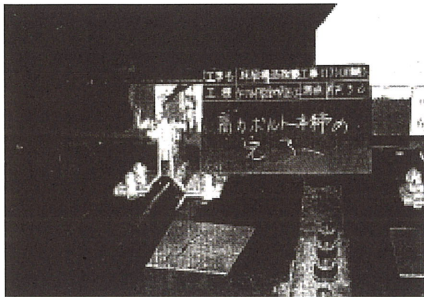


写真-1.1.3 ケーブル振動防止金具

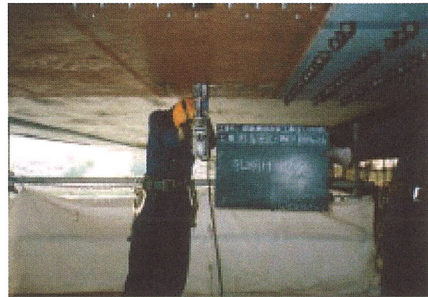


写真-1.1.4 孔明け状況



写真-1.1.5 下フランジ補強材取付け状況

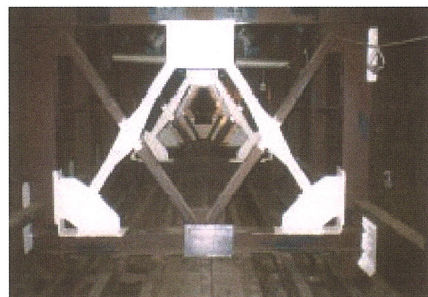


写真-1.1.6 対傾構設置後

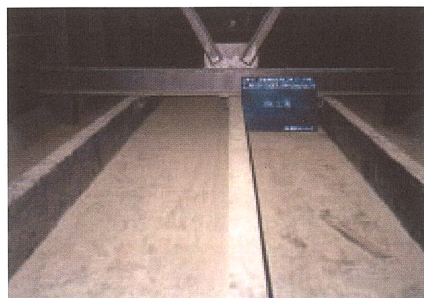


写真-1.1.7 外ケーブル施工前

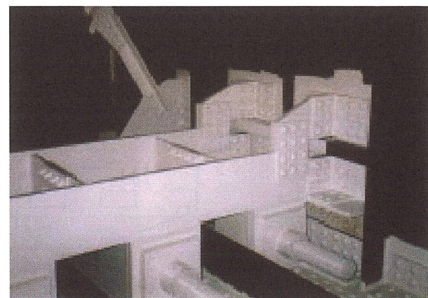


写真-1.1.8 外ケーブル施工後

4. 特記事項

設計死荷重と活荷重による下フランジの発生応力度は、許容応力度の90%程度に低減できた。
また、ケーブルの緊張により中央径間の支間中央でキャンバーが18mm改善された。

1-2 横羽線橋脚梁部の外ケーブル補強工事

1. 概要

供用後30年を経過したコンクリート橋脚（8基）の梁部にひびわれが確認された。梁の断面に発生する応力を緩和する目的でプレストレス力を導入した。（図-1.2.1）

2. 劣化・損傷の状況

横梁の上面に主鉄筋の直角方向にひびわれが生じていた。（図-1.2.2）

3. 対策

橋脚に発生したひびわれに対してエポキシ樹脂による補修ののちに外ケーブルによる補強をおこなった。外ケーブル補強では、梁の両端部に定着部をもうけPC鋼線に軸力を導入することとした。その結果、鉄筋が負担する応力が緩和された。（表-1.2.1）

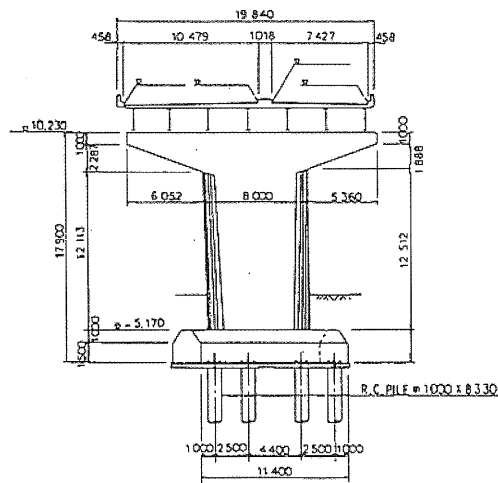


図-1.2.1 橋梁断面図

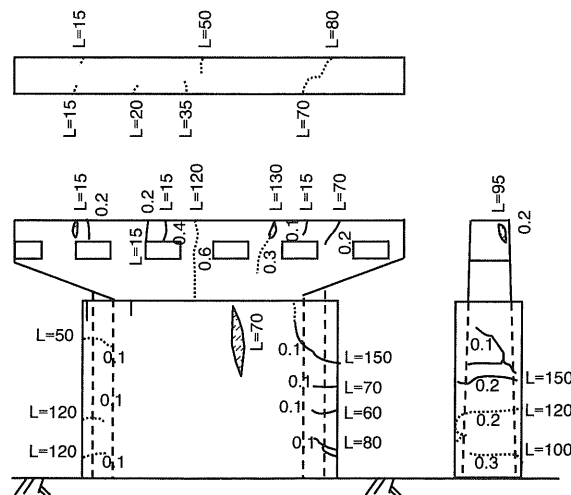


図-1.2.2 損傷状況図

表-1.2.1 プレストレス導入後の鉄筋負担応力度

	導入プレストレス (tf)	A.プレストレス導入前 の鉄筋負担応力度 (kgf/cm ²)	B.プレストレス導入後 の鉄筋負担応力度 (kgf/cm ²)	B/A(%)
P2橋脚	680	9,026	630	7.0
P9橋脚	400	7,879	1,783	22.6



写真-1.2.1 エポキシ樹脂注入工

既設のプランケットに穴をあけケーブルを通して
いることがわかる



写真-1.2.2 ケーブル搬入工

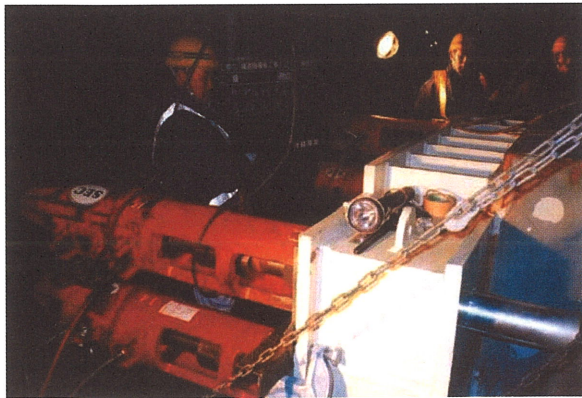


写真-1.2.3 ケーブルの緊張状況



写真-1.2.4 施工完了後

4. 特記事項

なし

1-3 PC高架橋の桁裏補修工事

1. 概要

供用後13年経過した4径間連続PC箱桁橋に軽微な損傷が確認された。当該構造物では劣化が顕在化していないが、予防保全の観点から劣化が顕在化する前に補修をおこなった。

2. 劣化・損傷の概要

コンクリートの浮きを調査するために、施工箇所を目視で観察し、その後ハンマーでたたき、打撃音が高い部分は、空洞と判断し不良なコンクリートを除去した。また、水きり部にコンクリートの剥落が確認された。

3. 対策

シース管の付近に空洞が確認されたところは、ポリマーグラウトを注入し、シース付近のコンクリート表面をFRPで補修した。その他の部分にコンクリート塗布工を施工した。

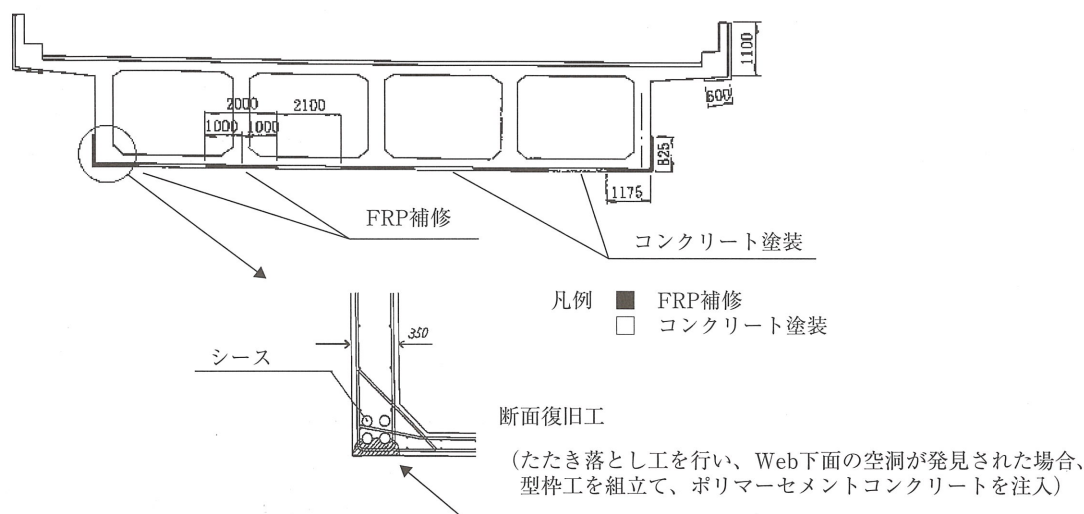


図-1.3.1 補修概要図

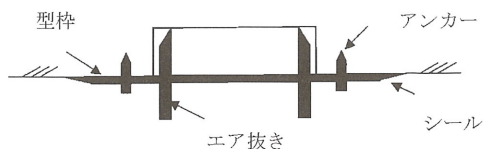
1) シース管付近の空洞の充填

異音を確認できた箇所についてたたき落とし、腹板下部のシース管の下面に空洞が発見されたところにグラウトを注入した。



写真-1.3.1 グラウト注入工

(a)エア抜き孔設置方法



(b)空気孔設置方法

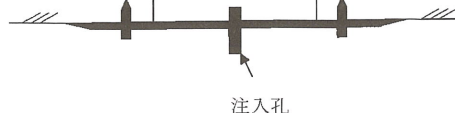


図-1.3.2 注入孔、エア抜き孔設置工

2) FRP補修とコンクリート塗装

FRP補修は、ガラスクロスにエポキシ系樹脂を含浸させコンクリート表面に接着する工法である。コンクリート塗装とは、ガラスクロスを用いない工法である。

① 下地処理工と断面修復

コンクリート面に浮きがある箇所については、平たがね、ハンマーを用いてはつりとった。鉄筋が腐食している箇所については、ワイヤーブラシにより錆を除去し鉄筋防錆材の塗装をおこなった。

下地処理の完了ののち、処理した面に接着剤を塗布し、特殊モルタルを充填してコンクリート表面を平滑に仕上げた。

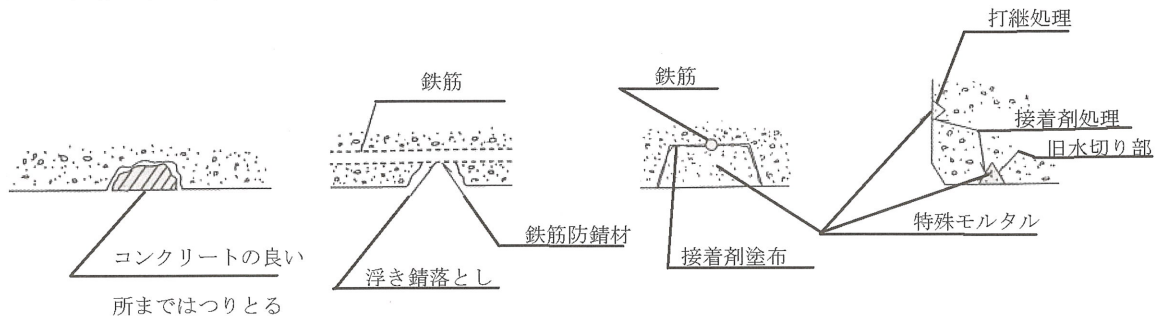


図-1.3.3 下地処理工

② FRP接着工

ガラス繊維シートにエポキシ樹脂を含浸させて下フランジに接着させた。

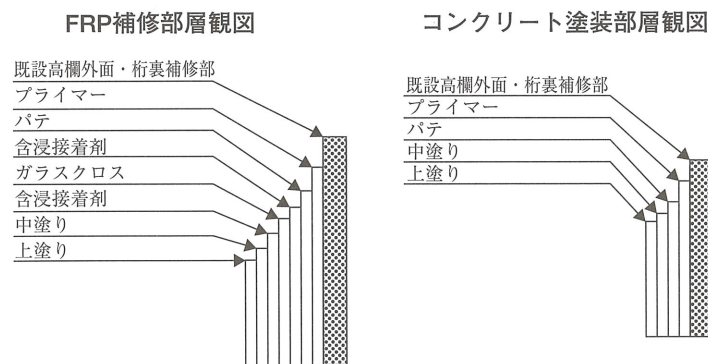


図-1.3.4 ガラス繊維シート接着工法・塗布工法の断面



写真-1.3.2 プライマー塗布工



写真-1.3.3 FRP貼り付け工

4. 特記事項

コンクリートの剥落防止工に要求される具体的な性能を調査し、要求性能を定めこれを満足する工法についての確認を行なっている。

1-4 PC桁橋の床版に対する炭素繊維シート接着工法

1. 概要

PC桁もしくはRC桁により支持されているコンクリート床版に、床版下面から炭素繊維シートを接着し床版の疲労耐久性を向上させる。

2. 劣化・損傷の概要

公団で実施している定期点検の結果、供用後30年程度経過した床版は、コンクリートのひびわれ、遊離石灰の析出がみられる。

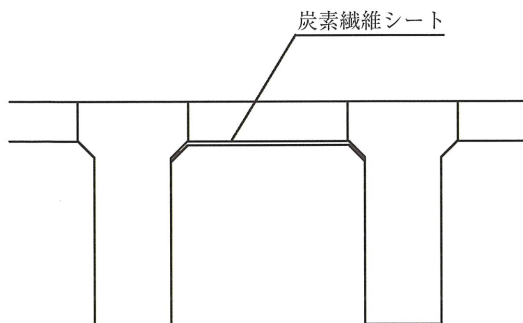


図-1.4.1 施工位置

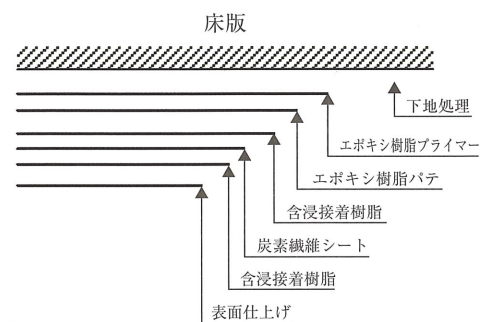


図-1.4.2 炭素繊維シート施工断面図

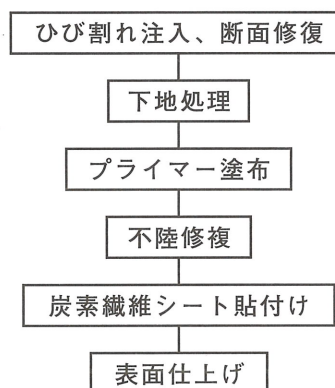


図-1.4.3 施工工程



写真-1.4.1 ひびわれ注入工



写真-1.4.2 断面修復工



写真-1.4.3 下地処理状況

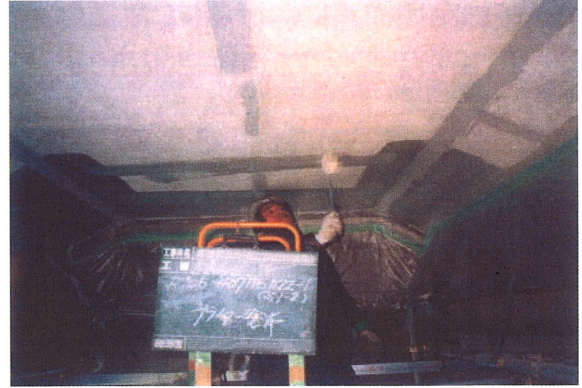


写真-1.4.4 プライマー塗布状況



写真-1.4.5 炭素繊維シート貼り付け状況



写真-1.4.6 表面仕上げ工

3. 対策

床版の下地処理を施した後、炭素繊維シートにエポキシ樹脂を含浸させて床版下面に貼り付ける。

4. 特記事項

床版からの漏水の対策や点検を容易にすることを目的として、炭素繊維シートを格子状に間隔をあけて接着する工法を採用している。

2. 阪神高速道路におけるPC構造物の補修・補強事例

2-1 PCブロック桁継目部の損傷

1. 概要

構造形式：PC単純T型（プレキャストブロック）、橋長30m、幅員17.1m、8本主桁

建設年度：昭和40年度しゅん工

特 徴：施工上の制約から、主桁1本あたり5ブロック

（継目部は100mmの場所打ちコンクリート）

2. 劣化・損傷の概要

総継目数32箇所のうち11箇所の継目部で、ひび割れが発生した。

トラッククレーンを用いた載荷試験の結果、G6桁では残存プレストレスが設計上の有効プレストレスの7割程度となっていることを確認した。X線透過によるPC鋼線の調査の結果、グラウト不足は確認されたが鋼材の破断は認められず、張力不足の原因は不明である。

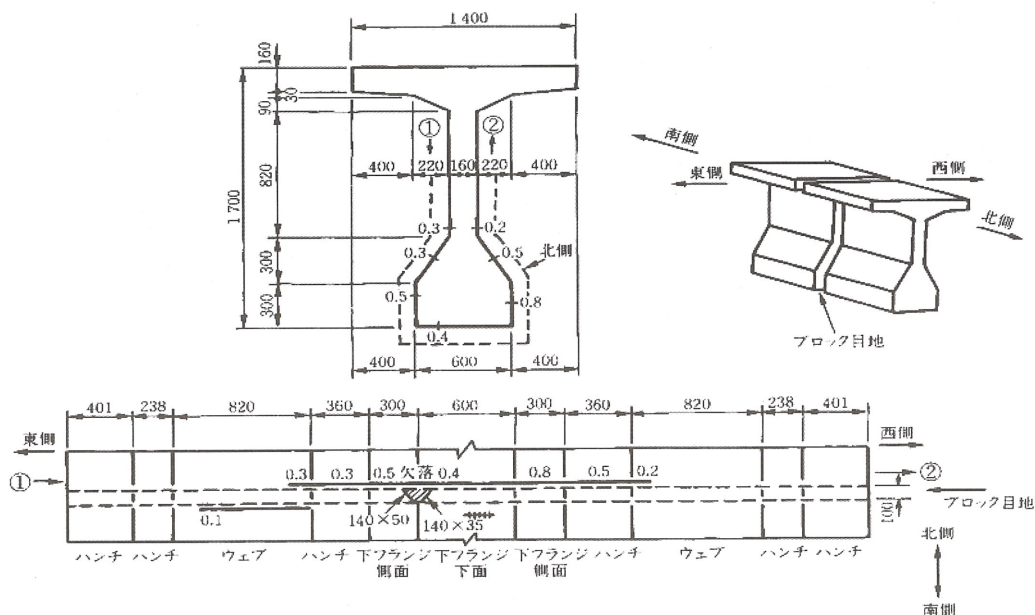


図-2.1.1 ブロック目地損傷状況

3. 対策

主桁ウェブにコンクリート製の定着ブラケットを設置し、これに外ケーブルを設置することによりプレストレスの再導入を実施した。補強工事前後の載荷試験結果を図2.1.2に示す。同様の構造についても、補強を実施した。

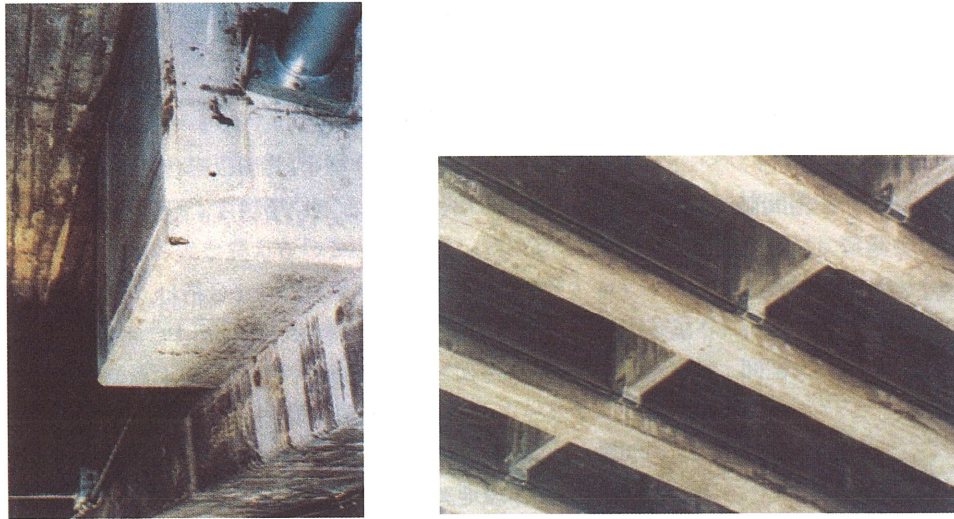


写真-2.1.1 外ケーブルによる補修状況

4. 特記事項

工事完了後の載荷試験の結果、十分補強効果があったと考えられる。

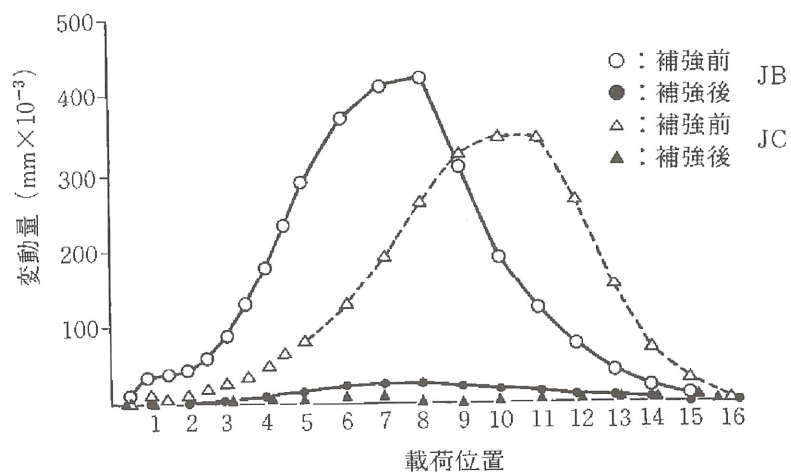


図-2.1.2 ブロック目地の変動量測定結果 (80 t 載荷)

2-2 PC桁間詰め床版部コンクリートの損傷

1. 概要

構造形式：PC単純T型ポストテンション桁

建設年度：昭和40年代

特 徴：桁間詰め部床版コンクリートは現在のようなテーパー構造ではない。

2. 劣化・損傷の概要

当該部分の陥没、砂利化。横締めPC鋼線の破断、シースの腐食。

損傷箇所は車両の走行位置直下であり、輪荷重による繰り返しおよび雨水の浸入が原因と考えられる。



写真-2.2.1 間詰めコンクリート損傷状況

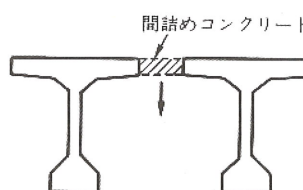


写真-2.2.2 PC鋼線の腐食および破断状況

3. 対策

1) 応急復旧

緊急性を要することから補強鉄筋・エキスパンドメタルを敷設し、超速硬コンクリートを打設した。

2) 本復旧

床版下面にリブで補強した鋼板を樹脂で接着し、これを主桁から支持する構造で補強した。同様の構造については、その後の検討により、鋼板接着のみで補強した。

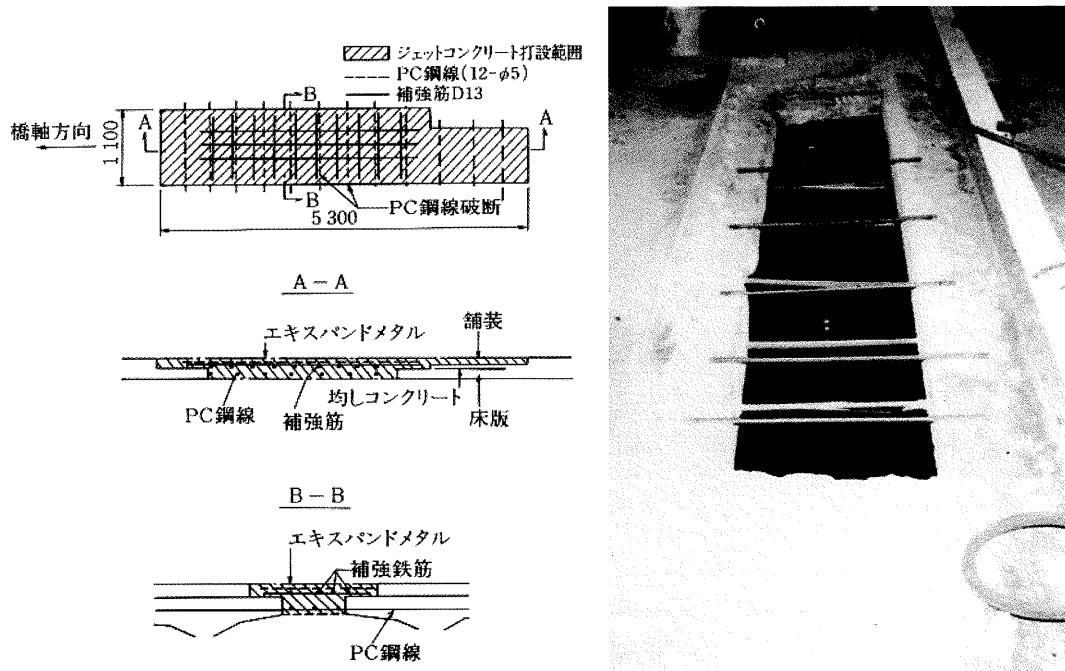


図-2.2.1 応急復旧(補強鉄筋の配筋)

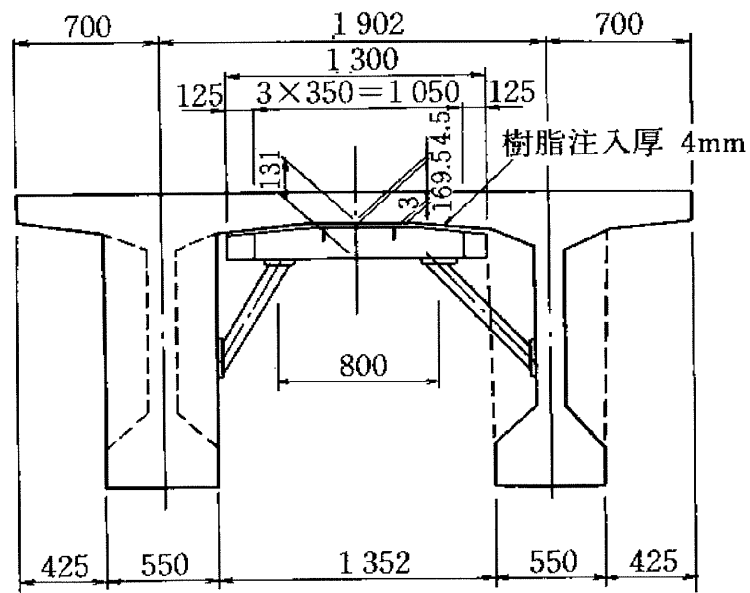


図-2.2.2 本復旧

4. 特記事項

なし

2-3 ディビダーク橋中央径間ヒンジ部の損傷

1. 概要

構造形式：ディビダーク工法により現場打ち張り出し架設されたPCラーメン橋

建設年度：昭和40年代から昭和50年代初め

特 徴：

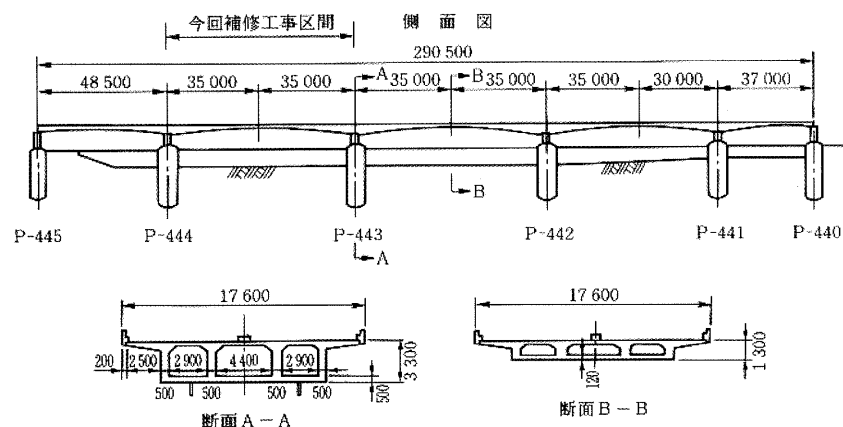


図-2.3.1 一般図

2. 劣化・損傷の概要

中央ヒンジ部の沈下量が設計時に予測した数値を大きく上回った。その結果、ヒンジ部の垂れ下がりによる走行性の低下、ゲレンク沓の摩擦による騒音、振動が発生した。

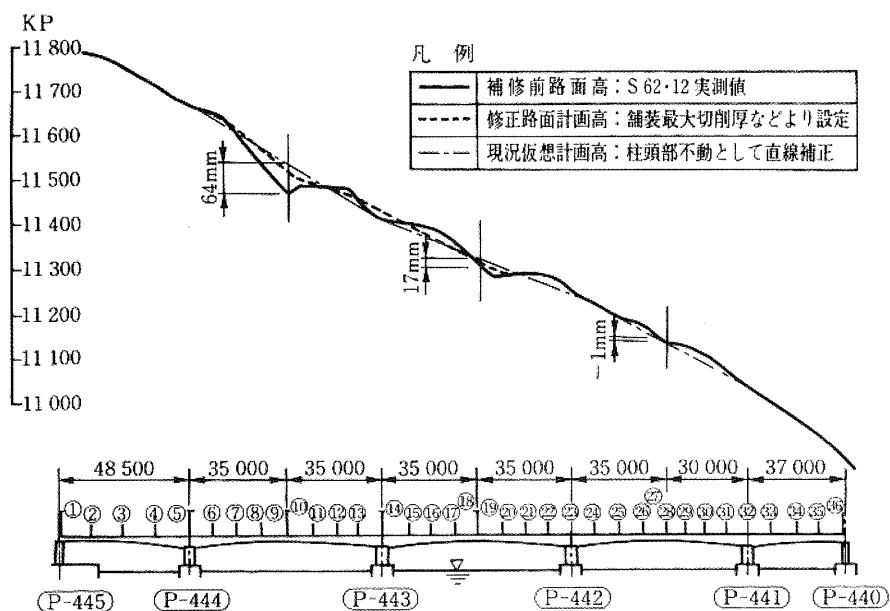


図-2.3.2 沈下量

3. 対策

1) 新設沓の設置

接点部分が磨耗しやすく騒音・振動を発生させた線支承タイプを面支承タイプに取り替えた。また、将来補修する必要がある場合のため、磨耗部は交換可能なくさび型鋼板を採用した。

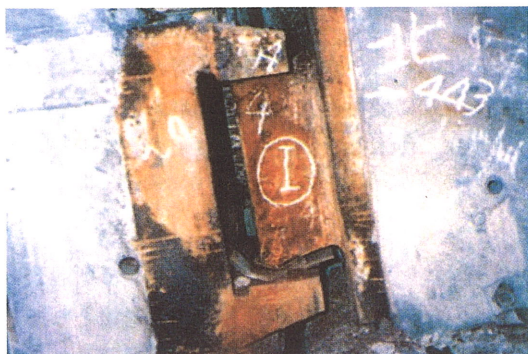


写真-2.3.1 既設沓

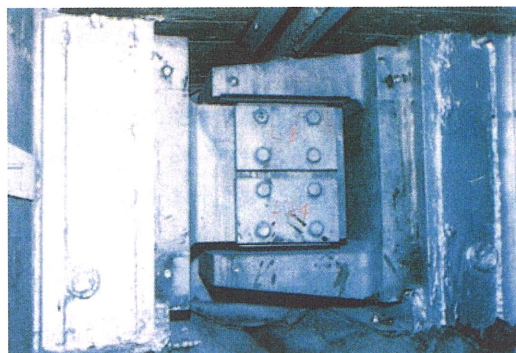


写真-2.3.2 新設沓

2) 外ケーブルの設置

外ケーブル（SEEEタイプ F 360T、PCより線）は、クリープによる残留沈下量と補修工事の荷重増加により生じる弾性変形を打ち消すことを目的として、片側 6 本のケーブルを桁内上縁に設置することとし、柱頭部とヒンジ部で定着し緊張を行った。

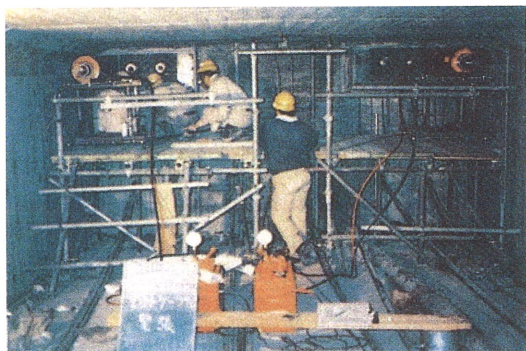


写真-2.3.3 外ケーブルの緊張

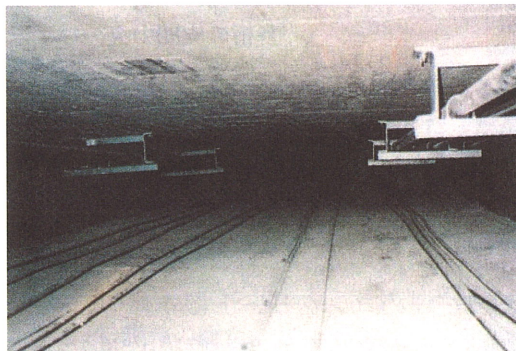


写真-2.3.4 外ケーブルの設置状況

4. 特記事項

対策にあたっては、再補修の容易性を考慮した。

- ①新設沓にくさび型鋼板を用い、交換可能とした。
- ②外ケーブルの再緊張が可能のようにSEEEタイプを用いた。
- ③桁間の移動がしやすいように、随所に点検孔を設けた。

2-4 T型橋脚PC梁の鋼棒破断および鋼棒定着部跡埋めコンクリートの損傷

1. 概要

構造形式：T型橋脚PC梁

建設年度：昭和30年代後半～昭和40年代前半ごろ

2. 劣化・損傷の概要

1) T型橋脚PC梁の鋼棒破断

T型橋脚PC梁に使用されているPC鋼棒が破断し、定着部のコンクリート片がはく離落下した。PC鋼棒のグラウトが注入されておらず、破断したPC鋼棒の破面は腐食侵食孔を起点として脆性的に破断していた。

PC鋼棒のグラウト注入の忘れにより、その部分のPC鋼棒の腐食環境が厳しくなり、遅れ破壊を生じたのが原因と考えられる。



写真-2.4.1 PC鋼棒破断周辺の状況



写真-2.4.2 PC鋼棒破断面拡大状況

2) T型橋脚PC梁の鋼棒定着部跡埋めコンクリートの損傷

T型橋脚PC梁のPC鋼棒定着部跡埋めコンクリートがはく離落下した。

T型橋脚PC梁の定着部は、PC鋼棒を緊張後、跡埋めコンクリートを打設して定着部を覆っているが、跡埋めコンクリートは本体のコンクリートとアンカーされていないため、交通振動等によりひび割れが発生したのが原因と考えられる。



写真-2.4.3 跡埋めコンクリートの損傷状況

3. 対策

1) T型橋脚PC梁の鋼棒破断

安全性を確認のうえ、破断したPC鋼棒を新品に取替え、グラウト注入した。(プレストレスの導入は不可能) さらに、第三者事故の防止のため、梁端部に鋼板の防護カバーを設置した。

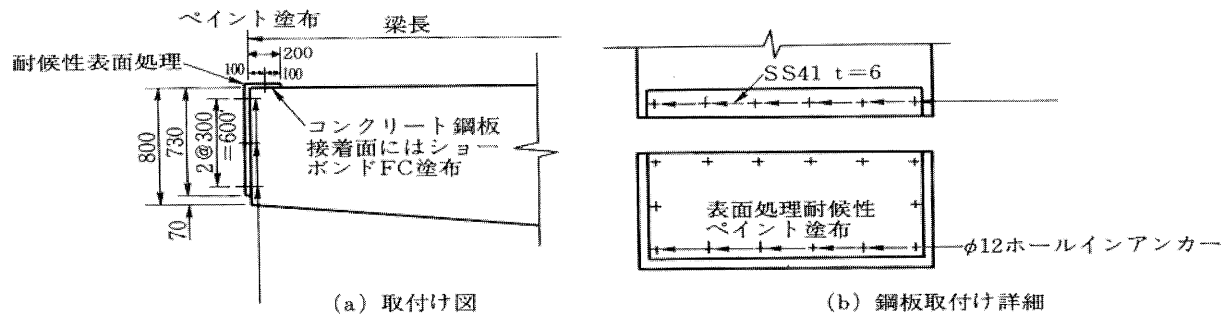


図-2.4.1 防護カバーの設置状況図 (1)

2) T型橋脚PC梁の鋼棒定着部跡埋めコンクリートの損傷

PC鋼棒定着部跡埋めコンクリートのはく離落下防止のため、定着部に鋼板の防護カバーを設置した。

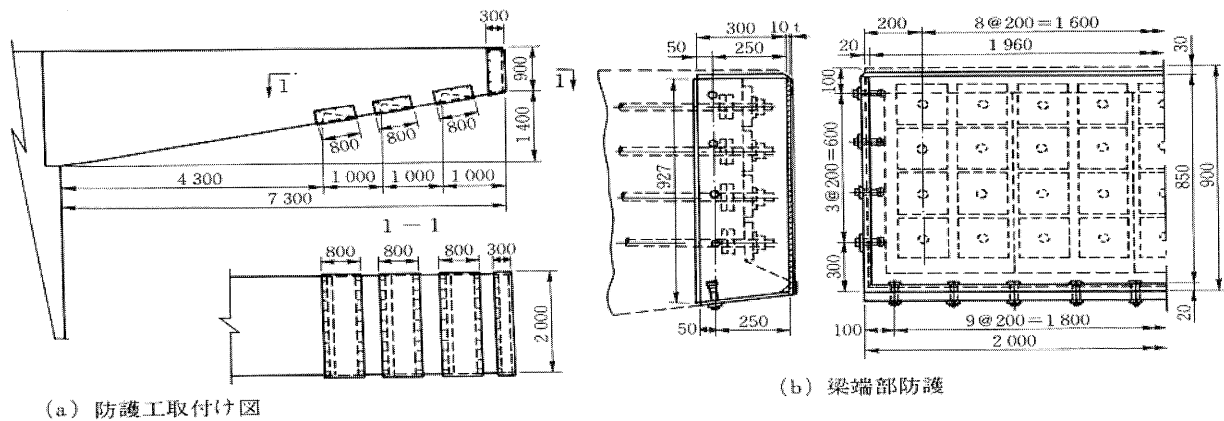


図-2.4.2 防護カバーの設置状況図 (2)

4. 特記事項

なし

おわりに

首都高速道路や阪神高速道路などの都市内高速道路では、高度成長期に建設され、供用後30年を経過したPC構造物が数多く存在する。これらの構造物の維持管理に当たっては、中性化や塩害などコンクリート構造物の一般的な劣化現象に対する配慮はもちろんのこと、PC鋼材を健全な状態に保つと言うPC構造物特有の重要な要素がある。PC構造物の損傷は、放置すれば場合によって重大事故につながる可能性もあり、また今後も構造物の老朽化に比例して損傷が増加することが予想されることから、これらを未然に防ぐには、早期発見・早期対処が重要であり、一層の点検体制を整える必要がある。

一方で、公団民営化に伴い、維持管理コストの更なる縮減が要請される中、効率的で合理的な維持管理手法が求められている。すなわち、ライフサイクルコストの最小化をはかるため、予防保全の観点から最適な時期に対策工事を施すとともに、より経済的・合理的な補修・補強技術の開発も必要となっている。今後、PC構造物のストックが増加するにともなって、その重要性はますます高まると考えられる。

PC構造物の設計方法の国際規格化

群馬大学教授・本協会常務理事

辻 幸 和

1. はじめに

我が国は現在、これまでに経験したことがない政治・経済システムや産業構造の大きな転換期を迎えている。その中であって、WTOやISOの国際化とJISマーク認定制度の大幅な見直しによる、プレストレストコンクリート（PC）構造物やPC製品の品質保証の大波を見逃すことはできない。

ISO 9000シリーズ（品質管理システム）およびISO 14000シリーズ（環境管理システム）の認証作業は、典型的な例として挙げられる。特にPC構造物やPC製品の品質保証の観点から国際的に進展しているISO 9000シリーズの認証取得は、PC主体の建設業のみならず大手総合建設業から中堅総合建設業へと波及した。また建設コンサルタントや各種の材料メーカーの中にも、認証取得されているところが多くなっている。このようなめざましい普及に示されるように、我が国の建設業も従来の予測を超えた新しい国際化と品質保証体制への進捗状況にあるといえる。

本文では、このような国際化と品質保証の現状をPC構造物の設計方法の国際規格化の観点から、まず著者の関連するコンクリート分野のISO規格とENの規格の制定状況を中心に紹介する。そして、このような国際規格化に対する我が国の強力な対応策として、土木と建築の設計基準の統一を目指して国土交通省で制定された「土木・建築にかかる設計の基本」についても言及する。

2. WTOのTBT協定および政府調達協定

各種規格のヒエラルキーの中で、JISのように国家規格に位置付けられる規格あるいはその下位の団体規格に位置付けられる日本道路協会の道路橋示方書などに対して、ISO規格やIEC規格の国際規格が大きな影響を持ち始めてきた。これは、平成7年1月1日にGATTスタンダードが発展的に解消されて発足したWTO（世界貿易機関）の影響が大きい。すなわち、WTOの発足に伴い、我が国も締結した協定の中のいわゆるTBT協定（貿易の技術的障害に関する協定）、およびWTOの附属書4にあり平成8年1月に発効した政府調達協定の存在である。これらの協定は、黒船の再来とも考えられ、国家規格や団体規格と同じ内容のISO規格やIEC規格がある場合、これらの下位の規格はISO規格やIEC規格の国際規格を遵守しなければならないという協定である。これを国際整合化と称しており、徐々に我が国の技術規格体系に大きな影響を及ぼしている。

3. 国際整合化作業

平成7年3月31日閣議決定の「規制緩和推進計画」および同年4月14日経済対策閣僚会議決定の「緊急円高・経済対策」を受けて、約1000件のJISとISO規格等との国際整合化作業が、平成7年度から3年間で多大な時間と費用を費やして行われた。JISは、長い歴史と慣行に基づいて制定され、改正されてきたものであり、このJISをISO規格等に整合化させることは、並大抵の努力ではすまないものがある。この作業で整合化できずに、今後の課題として残されたJISも多い。

現段階で制定されているISO規格は、製品規格や試験方法の規格が主体である。しかしながら今後10年間に、ISO 9000シリーズやISO 14000シリーズのようなシステム規格が、設計方法や施工方法の規格とともに、ISOやIECにおいて数多く制定されることになると予想される。土木学会のコンクリート標準示方書や日本道路協会の道路橋示方書などの団体規格の国際整合化作業は、これまでのJISの整合化作業の比ではない。また土木分野に限っても、この分野のPC構造物を含むコンクリート工学の研究・技術開発の成果を集積したシステム規格であるコンクリート標準示方書や道路橋示方書を、今後制定されるISO規格に整合させなければならなくなる。このような状況は、今後の我が国に於ける研究・技術開発や設計、施工、維持管理に大きな影響を及ぼすことになる。

4. ISO規格とIEC規格の制定の仕組み

ISO規格は、ISO（国際標準化機構）において制定および改正・廃止がなされている国際規格である。ISOは1947年に発足され、“物質およびサービスの国際交換を容易にし、知的、科学的、技術的および経済的活動分野の協力を助長させるために、世界的な標準化およびその関連活動の発展開発を図ること”を目的に、活動を行っている。なおIEC規格は、ISO規格に含まれない電気工学と電子工学の分野の標準化を行っているIEC（国際電気標準会議）において制定および改正・廃止がなされているものである。両規格は、相互に連携がとられて国際規格を形成している。我が国ではWTOの発足まで、ISO規格とIEC規格はほとんど一般の技術者には関心が持たれていなかった。

特に建設分野は、構成各国の気候風土や文化にも大きく規格内容が影響されるため、ISOにおいても国際規格化が遅れていた。また、ISOの構成メンバーの主体がEU（欧州連合）の標準化を担当しているCEN（欧州標準化委員会）における、EN（欧州規格）の制定作業に比重を移していたことも、ISO規格化が遅れている一因である。ENの制定作業も、後述するように大詰めの段階に差しかかってきた現在、EU構成国のメンバーがISOの規格制定活動にもどってきたため、ISOのTC（専門委員会）が再活性化されてきている。

ISO規格とIEC規格を改正および制定して発行するための仕組みは、次の通りである。すなわち、国際規格の作成、または改正などを目的として行われる専門業務は、プロジェクトと呼ばれている。プロジェクトの段階、順序および関連文書は、ISOとIECでは、国際規格の作成をより経済的、より効率的に行うための「ISO/IEC専門業務用指針第1部－専門業務の手順」などの中に示されている。

専門業務は、プロジェクトの各段階において行われている。すなわち、新業務項目提案（NP）、作業原案（WD）、委員会原案（CD）、国際規格案（DIS、CDV）、最終国際規格案（FDIS）の段階を経て、ISO規格やIEC規格が国際規格として発行されるのである。そして、ISO規格や

IEC規格は、少なくとも5年ごとに見直しがなされている。なおこれらの専門業務は、主としてISOの専門委員会TCで行われている。

5. TCとSCにおけるPメンバーおよびISO/TC71専門委員会

ISO規格を制定し、または改正するためには、専門委員会（Technical Committee）TCとその下に分科委員会（Subcommittee）SCが置かれ、それぞれPメンバー（積極参加会員）とOメンバー（オブザーバー会員）で構成されている。建設材料や設計方法に関連する専門委員会は、表－1に示すように多くのものがある。このうちPC構造物に直接関連するTCは、TC71を代表として、TC17、TC59、TC98である。表－1には、各TCに対応する我が国の審議団体も示している。この審議団体が、ISOへの窓口となっている。

Pメンバーは、専門委員会あるいは分科委員会での議決の投票権利を有する。その反面、委員会からの問合せに対して回答する義務があり、可能な限り会議に出席する義務もある。コンクリート、鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリートを対象とするTC71専門委員会に、我が国がOメンバーからPメンバーへ積極的に参加することになったのは1994年10月からで、比

表－1 建設材料・設計方法に関連するISOの専門委員会TCと国内審議団体

TC	名 称	審 議 団 体
17	鋼	(社) 日本鉄鋼連盟
25	鋳鉄	(社) 日本鋳物工業会
59	ビルディングコンストラクション	建築・住宅国際機構
61	プラスチック	日本プラスチック工業連盟
71	コンクリート、鉄筋コンクリートおよび プレストレストコンクリート	(社) 日本コンクリート工学協会
74	セメントおよび石灰	(社) セメント協会 無機マテリアル学会 日本石灰協会 スレート協会 日本石綿製品工業会
77	石綿セメント製品	日本石綿製品工業会
89	建築用繊維板	日本繊維板工業会 農林水産省食品流通局消費経済課
92	建築材料・部材および構造の防火試験	建築・住宅国際機構
98	構造物の設計の基本	建築・住宅国際機構
99	木材半製品	農林水産省食品流通局消費経済課
138	流体輸送用プラスチック管、継手および バルブ類	日本プラスチック工業連盟
160	建築用ガラス	板硝子協会
162	ドアおよび窓	(社) 日本サッシ協会
165	木構造	(社) 日本住宅木材技術センター
167	鉄骨構造およびアルミニウム合金構造	(社) 日本鋼構造協会
179	組積造	－
182	土質基礎工学	(社) 地盤工学会
189	陶磁器質タイル	(社) 全国タイル業協会
190	地盤環境	(社) 地盤工学会
205	建築環境設計	建築・住宅国際機構

表-2 ISO-TC71 専門委員会の組織構成

専門委員会 71 (TC71)	コンクリート, 鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリート (幹事国 米国)	JCI の ISO/TC71 対応国内委員会 WG
分科委員会 1 (SC1)	コンクリートの試験方法 (幹事国 イスラエル)	WG1
分科委員会 2 (SC2)	コンクリート構造物の設計通則 (幹事国 英国) → 廃止	—
分科委員会 3 (SC3)	コンクリートの製造と管理 (幹事国 ノルウェー)	WG1
分科委員会 4 (SC4)	コンクリート構造物の性能基準 (幹事国 米国)	WG2
分科委員会 5 (SC5)	コンクリート構造物の簡略化設計標準 (幹事国 コロンビア)	
分科委員会 6 (SC6)	コンクリート構造物の新補強材料 (幹事国 日本)	WG3

較的遅い。我が国は各分野において、主としてISOの情報を入手するOメンバーにまだとどまっているTCが多い。

TC71の国内審議団体は、(社)日本コンクリート工学協会(JCI)である。JCIではISO/TC71対応国内委員会(委員長:小谷俊介東京大学大学院教授)において積極的に対応している。そして表-2に示すように、SC1とSC3にはWG1が、SC4とSC5にはWG2が、SC6は我が国が幹事国であり、JCIではWG3が、それぞれ対応している。各WGでは、我が国において産官学の各分野の意見を調整して一つの回答をするのに苦労する場合が多い。調整がつかなくてこのような回答を2回連続して行わないと、自動的にPメンバーからOメンバーへ移り、少なくとも1年間はOメンバーに甘んじることになるためである。

なおISO/TC71は1949年に設置され、1976年のISO 1920を最初とする19件のコンクリートの材料と品質の試験方法を制定したが、1987年6月に開催されたウィーンでの第5回総会以降は、米国が幹事国に代わって1995年8月にサンフランシスコで第6回総会を開催するまで、休眠状態となっていた。それ以降も、SC2(コンクリート構造設計通則)(幹事国英国)とSC3(コンクリートの製造および管理)(幹事国ノルウェー)は、活動を再開していなかったが、SC3は1998年6月に再開された。

TC71には、現在表-2に示した5つの分科委員会が設置されている。再開された第6回の総会において、新しくSC4とSC5の設置が認められた。これら分科委員会の設置は、英国が幹事国であるSC2のコンクリート構造物の設計通則の内容に大枠を付加するとの見方が多い。なお、SC2は、活動をまだ再開しないことを、1995年に分科委員会のPメンバーの投票で決めていた。後述するユーロコードEN 1992の制定の目途を待って、再開する予定であったと推測される。だが、2000年9月に東京で開催された第8回の総会において、SC2は廃止された。1998年9月にコロンビアのボゴタで開催された第7回総会において、SC6の設置が決議され、2000年9月

から委員会活動を開始したSC6は、我が国が幹事国であり、鋼材以外の補強材である連続繊維補強材の品質やその試験方法を主として制定することを目的に活動している。

このようなJCIのISO/TC71対応国内委員会における審議や調整の業務は、コンクリートに関するISOの規格案が試験方法の規格から製品や品質の規格、さらに品質管理や品質の保証および適合性の規格へとその比重が大きくなるに伴い、増えてくることになる。そして、我が国の中でも、土木と建築の間で、また各省庁間でそれぞれ関連する規格の整合化を進めることが必要である。

6. 建設設計に関連する主要なISO規格—ISO 2394

前述したように、建設分野における国際規格の制定は、地域性が強く、気候風土や文化・歴史の相違などから、非常に困難な作業であるのは事実である。しかしながら、ISO/TC98（構造物の設計の基本）においては、1986年にISO 2394（構造物の信頼性に関する一般原則）が制定されている。その改訂3版が1998年6月に制定されており、限界状態設計法に基づいて様々な荷重や外力に対する構造物の信頼性を評価するための原則が定められている。

ISO2394は、PC構造物を含めた各種構造物を設計する際の基本的な考え方が示されている重要なISO規格である。その目次を表-3に示す。コンクリート構造物、鋼構造物、土構造物や基礎構造物などの個別のISO規格の制定には、このような枠組みや基本的な設計の考え方を踏襲している。すなわち、終局限界状態と使用限界状態に大別した限界状態設計法に基づき、確率に基づく設計法あるいは部分安全係数による設計法のいずれかを採用することとしている。

また10章には、既存構造物の評価方法についても規定している。この規定の具体的なISO規格として、2001年12月にISO13822（構造物の設計の基本—既存構造物の評価）が制定されている。

7. PC構造の設計に関連するISO規格案

各国が制定しているPC構造物を含めたコンクリートの構造設計基準を網羅することを目的として、TC71の米国を幹事国としたSC4分科委員会の設置が、1995年9月の第6回TC71総会で認められた。そして、「コンクリート構造物の性能基準（Performance Requirements for Structural Concrete）」と題するISO規格原案が、1998年9月14日と15日にコロンビアのボゴタ市で開催されたTC71第7回総会において、SC4の幹事国である米国より提案された。

この性能規格案は、前述したISO 2394（構造物の信頼性に関する一般原則）の限界状態設計法のうち部分安全係数法を採用したものである。TC71の委員長であるW.G.CorleyおよびSC4の委員長であるJames Cagleyを中心にした米国の委員が、主にJ.Schlaich（ドイツ）とJ.G.MacGregor（カナダ）の協力を得て作成したものである。我が国が担当した耐久性に関する記述も採り入れられていた。

この案について、第7回総会で説明と審議が行われた結果、修正を行ったうえで、SC4のPメンバーによる投票にかけ、合意が得られれば、さらにTC71のPメンバーによる投票を行うことになった。そして、SC4の幹事国からの依頼が1998年12月15日付で送付され、ISO/CD 19338「コンクリート構造物の性能と評価基準（Performance and Assessment Requirements for Structural Concrete）」とタイトルが変更された。この委員会原案CDをDISとして登録するための賛否の回答が、1999年3月15日までに求められた。我が国は反対したが、SC4のPメンバー6ヶ国が賛成したため承認された。しかし、我が国とチェコから多

表-3 ISO-2394 (構造物の信頼性に関する一般原則) の目次

1 章 適用範囲	7.2.3 材料特性および静的応答を記述するモデル
2 章 用語の定義	7.2.4 動的応答を記述するモデル
2.1 一般用語	7.2.5 疲労を記述するモデル
2.2 設計一般に関わる用語	7.3 モデル化の不確実性
2.3 荷重作用, 荷重効果および環境因子に関する用語	7.4 実験モデルに基づく設計
2.4 構造物の応答, 耐力, 材料特性, 幾何学的寸法に関する用語	8 章 確率に基づく設計の原則
3 章 記号	8.1 一般事項
3.1 主文字	8.2 システム信頼性と要素信頼性
3.2 添字	8.3 要求信頼性レベル
4 章 要求条件および概念	8.4 破壊確率の計算
4.1 基本的要求	8.4.1 概要
4.2 信頼性のレベル	8.4.2 時間不変の信頼性問題
4.3 構造設計	8.4.3 時間変動問題から時間不変問題への変換
4.4 適合性	8.5 確率に基づく設計の実施
4.5 耐久性と維持管理	9 章 部分安全係数による設計法
5 章 限界状態設計法の原則	9.1 設計条件と設計値
5.1 限界状態	9.2 荷重作用の代表値
5.1.1 一般事項	9.3 材料特性や地盤特性の特性値
5.1.2 終局限界状態	9.4 幾何学的数量の特性値
5.1.3 使用限界状態	9.5 荷重ケースと荷重の組合せ
5.2 設計	9.6 荷重効果および耐力
5.2.1 設計手順	9.7 疲労の検証
5.2.2 設計状態	9.8 キャリブレーション
6 章 基本変数	10 章 既存構造物の評価
6.1 一般事項	10.1 関連事項
6.2 荷重作用	10.2 評価の原則
6.2.1 一般事項	10.3 基本変数
6.2.2 時間的変動性による荷重作用の分類	10.4 調査
6.2.3 空間変動による荷重作用の分類	10.5 損傷を受けた場合の評価
6.2.4 構造物の応答による荷重作用の分類	10.5.1 目視検査
6.2.5 制限のあるあるいは制限のない荷重作用	10.5.2 観察した現象の説明
6.2.6 荷重作用の他の分類	10.5.3 信頼性評価
6.3 環境因子	10.5.4 付加的情報
6.4 材料特性や地盤特性	10.5.5 最終決定
6.5 幾何学的数量	Annex A 品質管理と品質保証
7 章 解析モデル	Annex B 永久荷重作用, 変動荷重作用, 偶発荷重作用の例
7.1 一般事項	Annex C 疲労のモデル
7.2 モデルの種類	Annex D 経験モデルに基づく方法
7.2.1 荷重作用モデル	Annex E 信頼性に基づく設計の原則
7.2.2 構造物の幾何学的特性を記述するモデル	Annex F 荷重作用の組合せと荷重作用値の評価
	Annex G 荷重組合せの例
	Annex H 定義の索引

くの修正意見が出され、これに対応した修正案が再度提案された。我が国は反対の投票をしたが、2/3以上の多数決でDISとして登録することが決まり、東京で開催された2000年9月の第8回総会前のSC4において、この決定が確認された。ISO/DIS19338は、「構造コンクリート用国家規格認定のための性能と評価要件 (Performance and Assessment Requirements for Acceptance of National Standards on Structural Concrete)」とタイトルを変更して、2002年3月11日までの回答締切りの5ヶ月投票が行われ、賛成4 (Pメンバー

の投票数5)、反対2 (PとOメンバーの投票数10) で可決された。そして、FDISを準備する方針が、2002年9月に英国のダンディーで開催された第10回総会前のSC4で認められた。なおDISの投票には、我が国からをはじめ多くの修正意見が出されており、これらの修正意見に対応したFDISが、幹事国の米国より提出されることになる。

ISO/DIS19338は、表-4に示す構成になっている。全体で20頁ほどである。第4章の「一般要求事項」では限界状態を定義し、荷重係数と耐力低減係数による部分安全係数法の様式を採っている。これに対し、欧州側から提案されている材料係数も取り入れることになった。なお、我が国より提案した「修復限界状態」の概念は、要求事項には記さないが、用語の定義には概念として残すことになった。概念が新しいことと、地震に対応する限界状態のため、欧米の理解を得ることが困難だったことによる。第6章の「荷重作用」は、構造物に作用する荷重を明確に規定すべきことを述べているが、それらを規定する詳細な方法については述べていない。第7章の「評価」は、耐力が断面力を上回ることおよび各種耐力の算定の基本原則、設計の留意事項が述べられている。

そして、第9章「本基準に適合する国家規格」では、この基準を満たす各国基準をリストアップし、ISO/TC71専門委員会の投票で判定をすることとしている。James Cagley S4委員長は、第9章を満たすものとして、ACI建築基準、Eurocodeおよび土木学会のコンクリート標準示方書や日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算基準とプレストレストコンクリート設計施工基準を載せることを提案し、認められた。しかし、基準を作成するこのような委員会が個々の基準の適合性を判定する作業を行うことに対しては、我が国や欧州から疑義が指摘されている。そのため、2002年9月開催のSC4においては、第7章に従って、今後認定する基準類の作業方法が審議され、認められた。まずは、オーストラリアの基準類が候補に挙げられている。

表-4 ISO/DIS19338構造コンクリート用国家規格認定のための性能と評価要件

章番号	章の名称
第1章	適用範囲
第2章	引用規格
第3章	用語および定義
第4章	一般要求事項
第5章	性能要求事項
第6章	荷重作用
第7章	評価
第8章	施工管理および品質管理
第9章	本基準に適合する国家規格

8. EN (欧州規格) とISO規格の間のウィーン協定

ISO規格およびIEC規格の制定と改正に際しては、EU (欧州連合) のCEN (欧州標準化委員会) およびCENELEC (欧州電気標準化委員会) においてそれぞれ策定が進められているEN (欧州規格) やその規格原案 (prEN) と暫定規格 (ENV) に注目しなければならない。すなわ

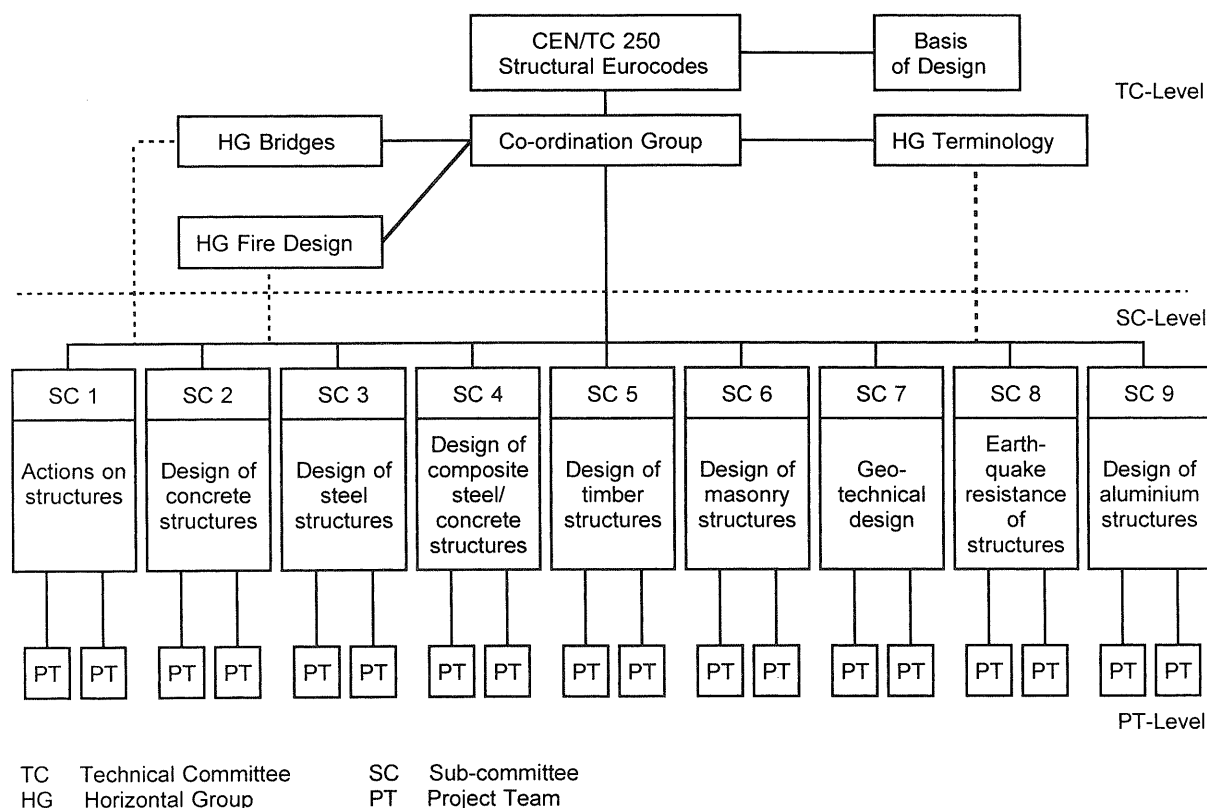


図-1 ユーロコードの制定組織図

ち、ISOとCENは、それぞれの規格の策定作業が重複することを回避するために、制定作業の段階から相互に情報の交換を密に行って、規格の並行承認を認めた「ISOとCENとの間の技術協力に関する協定」であるいわゆる「ウィーン協定」を、1991年に締結している。この協定により、規格作成における通信や会議での相互協力を行い、CEN等における新しい専門業務をISOの専門業務にそのまま移行させることも認められているのである。

元来ISOの活動は、欧州の委員が中心になっていた。建設分野でも、後述するユーロコードを制定するTC250専門委員会が設立された1990年頃からは、欧州の委員はENの策定作業に比重を移した。そのため、休眠状態になったISOのTCやSCは多かった。最近ではENの策定もほぼ終盤になってきたため、欧州の委員は再度ISOの場での制定活動にもどってきている。

9. ユーロコード（欧州構造基準）

CENにおけるENの規格策定作業は、ほぼ終盤に差しかかっている。CENの中に1990年に設置されたTC250（欧州基準）は、図-1に示す組織で、いわゆるユーロコード（Eurocode）の制定作業を行っている。制定しているユーロコード（Eurocode）を表-5に示す。またこれらユーロコード（Eurocode）の相互関係を図-2に示す。これらの図および表より、コンクリート構造物についてはSC2においてEN1992のユーロコード（Eurocode）2、鋼構造物についてはSC3においてEN1993のユーロコード（Eurocode）3、鋼コンクリート合成構造物についてはSC4においてEN1994のユーロコード（Eurocode）4、とそれぞれ称している設計基準が作

成されている。

これらのユーロコードの制定の基本原則は、前述したISO2394の考え方に基づくものである。EN 1991-1（構造物の設計の基本および荷重作用）では、限界状態設計法における「部分安全係数による設計法」を主体に規定している。

コンクリート構造物については、CENではTC250とともにTC104（コンクリート）において、図-3に示すように、コンクリートの品質、製造、管理およびコンクリート材料の規格を制定している。なおENには、EU加盟国や欧州自由貿易連合EFTA加盟国において、その国のこれまでの規

格を廃止して、新しくその位置を占める規格であるENの段階、およびその1歩手前の暫定欧州規格ENVの制定を経たENの原案であるprENの段階の規格があるが、図-3に示したものはほとんどがENの段階になっている。

前述のように、EN規格案がISO規格案として提案された最近の例としては、1998年6月に10年間の休眠状態から再開されたISO/TC71/SC3の分科委員会において、後述するprEN206が再開されたSC3における委員会原案として幹事国のノルウェーから提案された。今後、ISOの各TCやSCにおいてこのような状況が数多く見られることになり、わが国でもISO規格の制定作業に対して早急な対応が要請されている。

10. EN206-1

CEN/TC104では、1990年に制定したENV206が、2000年12月にEN206-1（コンクリートの仕様、性能、製造および適合性）として正式に制定されて公示された。この規格は、1998年時点では規格原案のprEN206として制定作業が行われていたものであったが、正式に制定されたEN206-1は、コンクリートおよびコンクリート用材料を規定しており、我が国の土木学会コンクリート標準示方書〔施工編〕やJIS A 5308（レディーミクストコンクリート）と直接関連す

表-5 ユーロコード（欧州構造基準）の規格名

EN1990	Eurocode :Basis of Structural Design
EN1991	Eurocode1:Actions on Structures
EN1992	Eurocode2 Design of Concrete Structures
EN1993	Eurocode3:Design of Steel Structures
EN1994	Eurocode4:Design of Composite Steel and Concrete Structures
EN1995	Eurocode5:Design of Timber Structures
EN1996	Eurocode6:Design of Masonry Structures
EN1997	Eurocode7:Geotechnical Design
EN1998	Eurocode8:Design of Structures for Earthquake Resistance
EN1999	Eurocode9:Design of Aluminium Structures

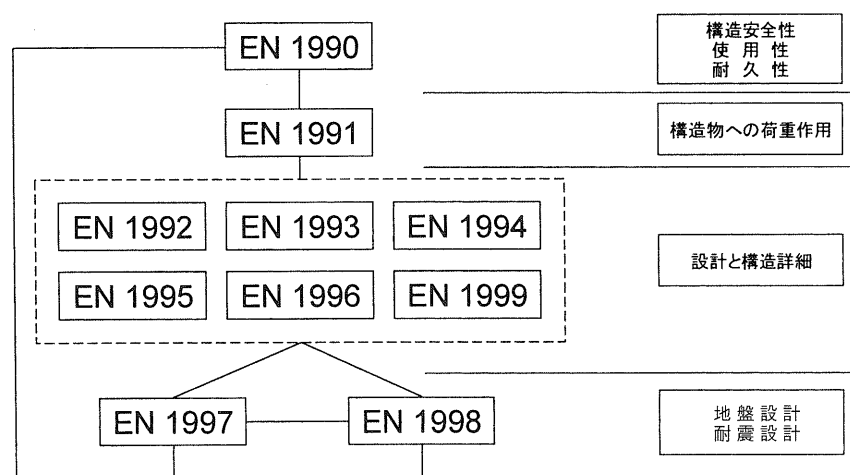


図-2 ユーロコード（欧州構造基準）の体系

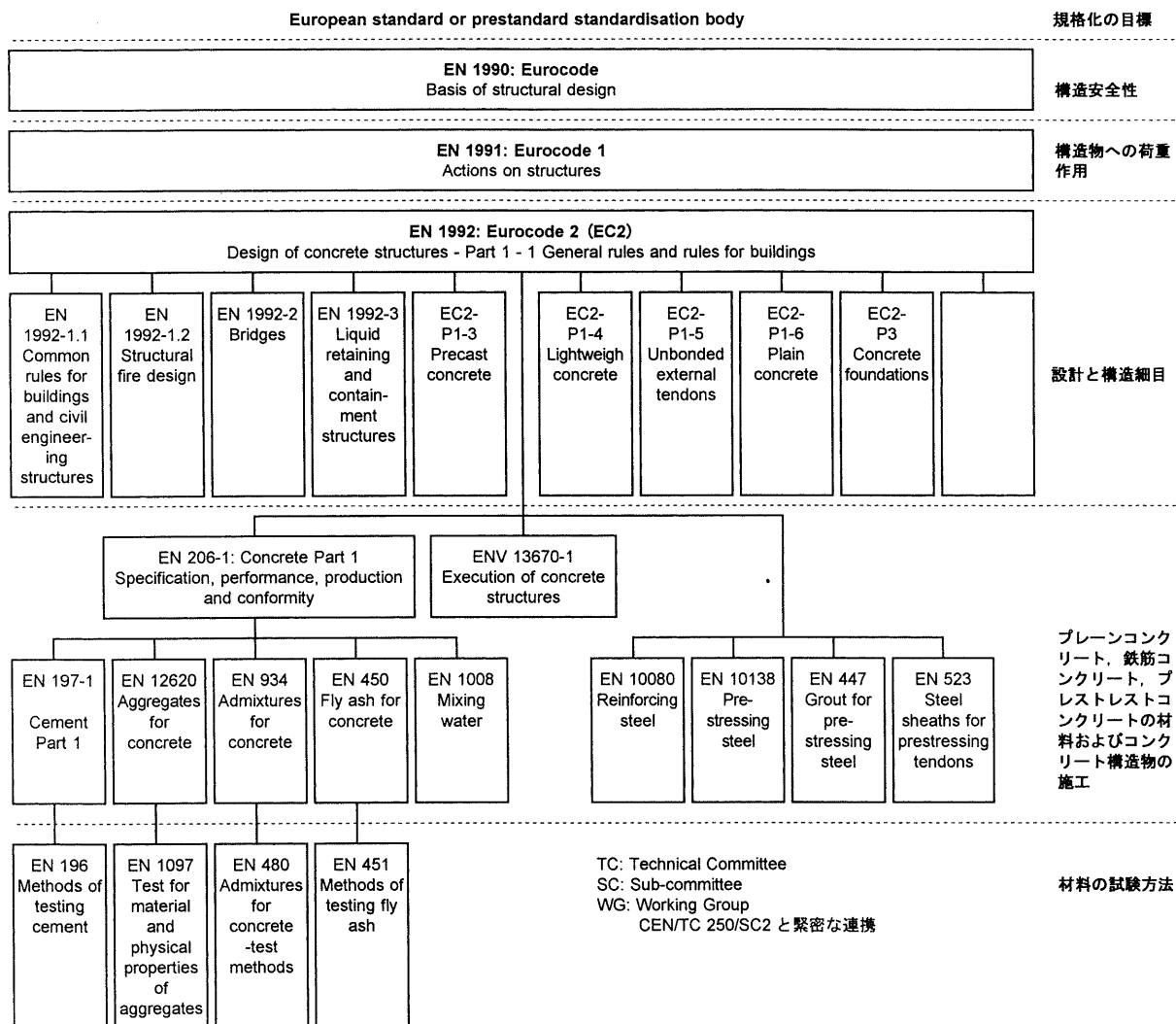


図-3 ユーロコード2を例にした欧州規格体系

内容が多く含まれている。

EN206-1は、レディーミクストコンクリートだけでなく、現場練りコンクリートやプレキャスト製品工場におけるコンクリートにも適用されるものである。これらコンクリートについて、材料、フレッシュコンクリートと硬化コンクリートの品質およびそれらの検証、配合設計、性能指定、運搬、製造管理、適合性評価などが規定されている。その目次を表-6に示す。

この表から、まず4章に環境条件を規定して、それに対応するコンクリートの要求性能フレッシュコンクリートと硬化コンクリートについて明示している。このような我が国と異なるコンクリートの要求品質項目とともに、設計コンクリートと指定コンクリートの区分、製造管理の具体的な方法、適合性管理と適合性評価の品質保証を行うための新しい概念が提示されている。

コンクリートの品質保証については、8章の適合性管理と適合性判定基準から始まり、9章の製造管理から10章の適合性評価に至る詳細な品質保証システムを構築している。そのシステムの中に、ISO 9000シリーズが組み込まれている。

11. ENからISO規格へ

EUにおける欧州規格ENの制制定作業もENVからprENを介してENの規格化へと、大詰めの段階に差し掛かってきている。今後は、ISOのTCやSCを再開させ、ENVやprENあるいはENを「ウィーン協定」によりISO規格の原案として提案し、並行投票にかけてISO規格化を急ぐことが予想される。

既に、TC71のSC1において1996年に提案されたENはISO 1920（コンクリートの試験方法）としてまとめられ、ISO規格案DISの投票が2002年11月に回答締切りの5ヶ月投票として終了した。また、骨材の試験方法もENをベースに2002年9月には正式な審議が開始された。またSC3においては、前述のようにprEN206がISO規格案として幹事国より提案され、これもSC3において活発な審議が行われている。

そして、先述のTBT協定や政府調達協定により、JISやシステム規格が多い団体規格の国際整合化作業が残されるのである。このようにならないため、現在、我が国の優れた規格であるJISおよび土木学会コンクリート標準示方書や道路協会道路橋示方書などの団体規格をISO規格に採用させるような、戦略的かつ地道な活動が各分野において繰り広げられている。

12. 土木と建築の設計基準の統一

ISOにおける国際規格の制定および欧米における規格の国際化が、現在活発に進められている。我が国においてもこれらに適切に対応するために、平成9年度から当時の建設省、運輸省、農林水産省の委託を受けて、土木学会にISO対応特別委員会が設置され、活発に活動している。

ISOに適切に対応するためには、ISO規格を制定する各種の専門委員会TCにおいて、我が国からの意見を提案して認めても

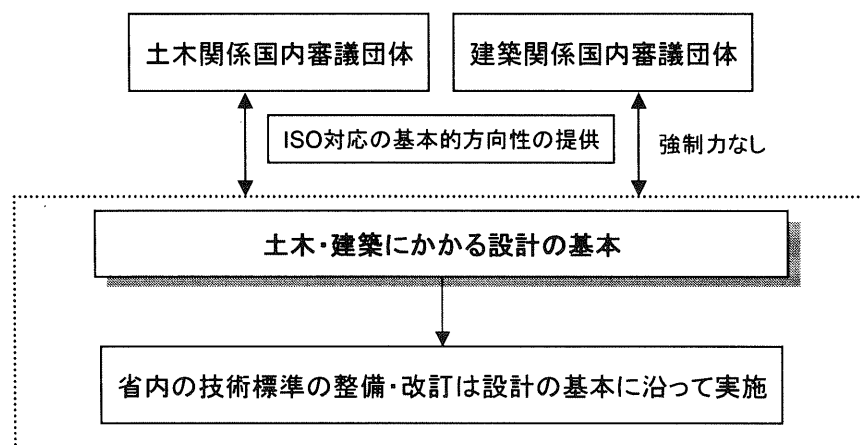
表-6 EN206-1（コンクリートの仕様、性能、製造および適合性）の目次

1.適用範囲
2.引用規格
3.用語の定義、記号、略号
3.1 用語の定義
3.2 記号と略号
4.分類
4.1 環境条件に関連する分類
4.2 フレッシュコンクリート
4.3 硬化コンクリート
5.コンクリートの要求性能とその検証方法
5.1 構成材料の基本的な要求性能
5.2 コンクリートの配合の基本的な要求性能
5.3 環境区分に関連する要求性能
5.4 フレッシュコンクリートの要求性能
5.5 硬化コンクリートの要求性能
6.コンクリートの仕様
6.1 一般
6.2 設計コンクリートの仕様
6.3 指定コンクリートの仕様
6.4 標準指定コンクリートの仕様
7.フレッシュコンクリートの納入
7.1 コンクリートの使用者から製造者への情報
7.2 コンクリートの製造者から使用者への情報
7.3 レディーミクストコンクリートの納入書類
7.4 現場打ちコンクリートの納入情報
7.5 納入時のコンシステンシー
8.適合性管理と適合性判定基準
8.1 一般
8.2 設計コンクリートに対する適合性管理
8.3 標準指定コンクリートを含む指定コンクリートに対する適合性管理
8.4 不適合な場合の処置
9.製造管理
9.1 一般
9.2 製造管理システム
9.3 記録すべきデータと他の文書
9.4 試験
9.5 コンクリートの配合と初期試験
9.6 製造管理者、装置、設備
9.7 材料の計量
9.8 コンクリートの練混ぜ
9.9 製造管理方法
10.適合性評価
10.1 一般
10.2 評価、サーベイランス、製造管理の証明
11.設計コンクリートの指定

らわなければならない。統一した一つの意見を提案することであるが、我が国の建設分野の特殊性がそれを妨げている。すなわち、土木と建築が完全に分化されていることである。

ISO対応特別委員会からの要請を受けて、建設省内に「土木・建築にかかる設計の基本検討委員会」が平成10年12月に設立された。委員長には長瀧重義新潟大教授（現愛知工大教授）と岡田恒男 芝浦工大教授の2名が共同で就任され、鋼構造、コンクリート構造、地盤、地震の各分野からそれぞれ土木と建築を代表する委員により構成された。委員会では、基本的要求性能、限界状態、作用（荷重）、部分係数法等の検証法および耐震設計についての設計の「根幹的事項」について、土木・建築といった分野の違いや鋼・コンクリートといった構造種別の違いに関係のない共通する事項について議論された。途中でパブリックコメントも求めて策定され、平成14年10月に「土木・建築にかかる設計の基本」として国土交通省より公表された。今後は、国土交通省が所管する設計に係わる技術標準については、この設計の基本の考えに沿って整備・改訂がなされる。策定された「土木・建築にかかる設計の基本」の位置付けは、図－4 のようであり、その章構成は表－7 のようである。

設計の基本は、前述したISO2394（構造物の信頼性に関する一般原則）やCEN（欧州標準化委員会）で制定が進められているユーロコード（欧州構造基準）とも基本的に整合されている。したがって、ISO2394の改定や他のISO規格の制定時において、地震国である我が国の特性を反映させるための提案などが強力にできるようになった。



図－4 策定された「土木・建築にかかる設計の基本」の位置付け

表－7 「土木・建築にかかる設計の基本」の章構成

1.総則	3.作用
1.1 適用	3.1 定義
1.2 設計の基本	3.2 作用の分類
2.限界状態	3.3 各作用の扱い
2.1 一般	3.4 荷重の組合せ
2.2 終局限界状態	4.耐震設計
2.3 使用限界状態	4.1 耐震性能
2.4 修復限界状態	4.2 地震動レベルの明示方法
	5.性能の検証法

13. おわりに

建設事業の国際化に伴い、PC構造物を含めた建設構造物の品質保証が、従来にも増して要請されている。研究・技術開発においても、このような国際化を視野に入れた、研究・技術開発の目標設定、遂行および成果の公表などを、今こそ真剣に考える時期にきている。その際に、国土交通省が制定した「土木・建築にかかる設計の基本」は、PC構造物の設計方法の国際規格化に対して有力な礎となることが期待されている。

参考文献

- 1) 辻幸和：プレストレストコンクリートの国際設計基準化について，プレストレストコンクリート，Vol.41,No.6,pp.25～30,1999.11.
- 2) 辻幸和:PC構造物の設計手法の国際化－ISO規格とEN－，プレストレストコンクリート技術協会第28回技術講習会テキストpp.147～161,2000.
- 3) 松本直也：「土木・建築にかかる設計の基本」の策定について，土木学会平成14年度全国大会研究討論会 研-16 資料，2002年9月25日.

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PC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) PCによる構造物の補強とPC構造物の設計・施工
昭和56年1月
- (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) PC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PC技術
昭和62年2月

- (第16回) 新しいPC技術とその展望
昭和63年 2 月
- (第17回) 新しい分野でのPCの活用
平成元年 2 月
- (第18回) 最近のPC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PC構造
平成 3 年 2 月
- (第20回) PC技術の役割と発展 *
平成 4 年 2 月
- (第21回) PC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PC技術の実用化 *
平成 6 年 2 月
- (第23回) 最近のPC技術の展開
平成 7 年 2 月
- (第24回) 高性能なPC構造物をめざして
平成 8 年 2 月
- (第25回) 社会基盤とPC構造物 *
平成 9 年 2 月
- (第26回) 新しいPC技術の動向 *
平成10年 2 月
- (第27回) PC構造物の耐震設計の現状 *
平成11年 2 月
- (第28回) PC技術の新しい動向と国際化 *
平成12年 2 月
- (第29回) プレストレストコンクリートの歩みと21世紀の展望 *
平成13年 2 月
- (第30回) プレストレストコンクリートの新たな発展—21世紀— *
平成14年 2 月
- (第31回) プレストレストコンクリート技術の適用拡大と世界の動向
平成15年 2 月

*印はテキスト在庫あり

平成15年 1 月31日 印 刷
平成15年 2 月 4 日 発 行

プレストレストコンクリート技術の適用拡大と世界の動向

頒価5,000円
(千 500)

発行者 桑 山 誠 東京都新宿区津久戸町4番6号

印刷所 有限会社 コーケン印刷 東京都千代田区飯田橋3-2-9

発行所 財団法人 プレストレストコンクリート技術協会

TEL. 東京 (03) 3260-2521
FAX. 東京 (03) 3235-3370

〒162-0821
東京都新宿区津久戸町4番6号
第三都ビル

