

PC技術・最近の動向

－第37回PC技術講習会－

平成21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

海外報告「fib2008とオランダ・エジプトにおける橋梁調査」…………… 1

芝浦工業大学 教授	魚 本 健 人
首都高速道路(株)	和 泉 公 比
鹿島建設(株)	藤 代 勝
(株) IHI	倉 田 幸
(株)富士ピー・エス	河 邊 修
BASFポゾリス(株)	大 島 正
(財)首都高速道路技術センター	吉 沢 勝

構造形式への既成概念を変える…………… 19

－S造、RC造からPC造へ、事務所建築を例として－

大阪大学特任教授・本協会副会長	大 野 義 照
京都大学大学院教授・本協会理事	西 山 峰 広
(株)日建設計 構造設計室主管	西 澤 崇 雄
(株)竹中工務店 大阪本店設計部設計担当課長代理	有 田 幸 博
(株)竹中工務店 大阪本店設計部構造担当課長	島 野 幸 弘

「高強度コンクリートを用いたPC構造物の設計施工規準」について…………… 41

埼玉大学大学院 教授	睦 好 宏 史
鹿島建設(株)	大 塚 一 雄
鹿島建設(株)	一 宮 利 通
(株)ピーエス三菱	桜 田 道 博

PC橋の長寿命化に向けて…………… 63

東京工業大学大学院・本協会常務理事	二 羽 淳一郎
オリエンタル白石(株)施工・技術本部	武 知 勉
三井住友建設(株)土木管理本部	平 喜 彦
(株)富士ピー・エス 技術製造本部	堤 忠 彦
ピーシー橋梁(株)技術部	中 村 定 明

PC橋の改造技術に関する研究…………… 93

プレストレストコンクリート構造物の断面修復による補修技術

独立行政法人土木研究所	渡 辺 博 志
独立行政法人土木研究所	竹 内 祐 樹
三井住友建設株式会社	藤 田 学
川田建設株式会社	北 野 勇 一

PC構造物の環境負荷低減への取組み…………… 113

－PC橋の建設に伴うCO₂排出量の削減に向けて－

(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会 環境負荷低減対策部会	手 塚 正 道
部会長	齋 藤 謙 一
幹事長	天 笠 和 徳
委 員	伊 藤 彰 晃
委 員	梶 原 勉
委 員	中 井 聖 棋
委 員	西 藤 井 洋 彦
技術部会長	藤 西 垣 義 史
積算部会長	齋 藤 実 生
技術次長	大 仁 田 朝

海外報告「fib2008と オランダ・エジプトにおける橋梁調査」

芝浦工業大学 教授
首都高速道路(株)
鹿島建設(株)
IHI

魚 本 健 人 (株)富士ピー・エス
和 泉 公比古 BASFポゾリス(株)
藤 代 勝 (財)首都高速道路技術センター
倉 田 幸 宏

河 邊 修 作
大 島 正 記
吉 沢 勝

1. はじめに

fib（国際構造コンクリート連合、federation internationale du beton）の2008年国際シンポジウムがオランダ王国（Kingdom of the Netherlands、以下オランダ）のアムステルダム市（Amsterdam）で2008年5月19日から21日まで開催された。本シンポジウムは、4年ごとに開催されるfibコンGRESの開催がない年に開催される国際シンポジウムであり、今回のシンポジウムへは41カ国から総勢414名の参加者があった。

今回、このシンポジウムに参加するとともに、(社)プレストレストコンクリート技術協会の支援を受けて橋梁調査団を結成し、オランダおよびエジプト＝アラブ共和国（Arab Republic of Egypt、以下エジプト）の橋梁調査を実施したため、その概要を報告する。



図－1 オランダ王国

2. fibシンポジウム2008の概要

本シンポジウムが開催されたアムステルダムはオランダの首都であり、多彩な人種が往来する国際色豊かな商業と観光を中心とした都市である。中央駅を中心として運河が張り巡らされ、歴史的建造物が水辺に多く立ち並ぶとともに、17世紀に作られたマヘレの跳ね橋（写真－2）をはじめとして、運河に無数の橋がかけられている。また、交通機関としてトラム（路面電車）が発達し、自転車が大変多いことでも有名である。

本シンポジウムは、世界各国のコンクリート構造に関係する多くの技術者が参加し、各国の建設技術を報告する国際シンポジウムである。このため、本シンポジウムに参加することは、世界のコンクリート構造の技術動向に触れるとともに、日本の建設技術水準を認識するうえで非常に有意義な場であるといえる。特に、近年のPC橋梁技術の発展においては諸外国の技術を導入、発展させた事例も多く、今後の建設業界の大きな発展のためには技術者個々が世界に対

する広い技術的見識を持つことが非常に重要である。このことから国際調査には大きな必要
性と意義があるといえる。



写真-1 アムステルダム市街

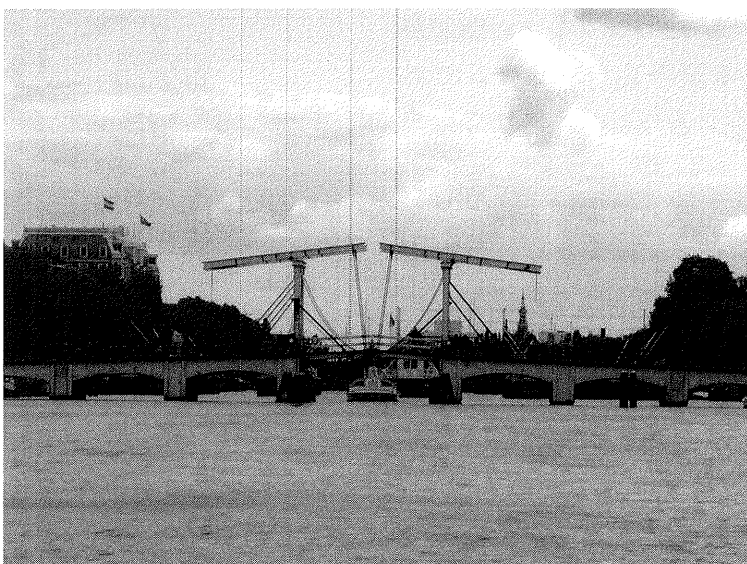


写真-2 マヘレの跳ね橋



写真-3 シンポジウム会場 (Meervaartheuvel)

2.1 テーマおよびプログラム

今回のシンポジウムは「Tailor Made Concrete Structures – New Solutions for Our Society (テイラーメイドコンクリート構造物 – 社会のための新しい解決策)」というテーマのもとに基調講演 8 題、一般講演153題、ポスターセッション53題の講演が行われた。シンポジウムの日程を表-1 に示す。

表-1 シンポジウムの日程

月日(曜日)	5/19(月)	5/20(火)	5/21(水)
09:00~10:30	オープニングセッション 授与式	基調講演 (セッション 7)	基調講演 (セッション 17)
	休憩		
11:00~12:30	基調講演	セッション 8,11,14	セッション 18,20,22 ポスターセッション E
	昼食		
13:30~15:00	セッション 1,3,5 ポスターセッション A	セッション 9,12,15 ポスターセッション C	セッション 19,21,23 ポスターセッション F
	休憩		
15:30~17:00	セッション 2,4,6 ポスターセッション B	セッション 10,13,16 ポスターセッション D	クロージングセレモニー 16:00~17:00
	レセプション 18:30~20:00		クロージングバンケット 19:00~23:00

2.2 基調講演

基調講演は、アメリカIABSE会長のコンボルト博士 (Dr. Combault)、開催国オランダのスカープ博士 (Dr. Schaap)、南アフリカワールドカップ事務局CEOジョーダン博士 (Dr. Jordaan)、アメリカPCIのダーシー博士 (Dr. D'Arcy)、イタリアのメネゴット教授 (Prof. Menegotto)、ドイツのファルナー教授 (Prof. Falkner)、イギリスのエクベルグ博士 (Dr. Echberg)、スペインのセラーノ氏 (Mr. Serrano) によって行われた。それぞれの基調講演のテーマを表-2 に示す。

オランダのスカープ博士は「オランダがどう生き残るか、世界的な事例」と題して興味深い講演をされ、オランダの国土の1/4は海面下に位置する干拓地であり、地球温暖化による世界的な海面上昇が深刻な問題であること、またその対策のためのオランダの取り組みを紹介された。

また、当初中国水資源・水力研究所のジア博士 (Dr. Jia) により「中国のダム安全と古いコンクリートダムの寿命評価 (Dam safety in China and the life span evaluation of old dams)」と題して基調講演が行われる予定であったが、シンポジウム直前に発生した中国四川大地震により中止となったのは残念であった。

表－2 基調講演

講演者名	講演タイトル	国名
Jacques Combault	Concrete bridges: New demands and solutions コンクリート橋: 新たな要求と解決策	USA
Sybe Schaap	How The Netherlands survive, a world wide example オランダがどう生き残るか, 世界的な事例	The Netherlands
Danny Jordaan	The World Champions in South Africa in 2010 2010年南アフリカのワールドチャンピオン	South Africa
Thomas d'Arcy	Prefab, the American Way プレハブ, アメリカの道	USA
Marco Menegotto	The European Standard for Prefabrication プレハブのヨーロッパ規格	Italy
Horst Falkner	Fibers in Concrete, Research, Rules, Practice コンクリートファイバー, 研究, 規則, 実施	Germany
Andrea Echberg	Public Private Partnership, tool or trend 公共の私的パートナーシップ, ツールまたは傾向	UK
Joseph Gomez Serrano	The construction project of the Sagrada Familia サグラダファミリアの建設計画	Spain

2.3 一般講演

一般講演は、46カ国394題の応募の中から153題の講演が、3会場13テーマに分類されて行われた(表－3)。テーマ別では、新材料 (Innovative Materials) に関する講演が29題と最も多く、ハイパフォーマンスコンクリートや高強度コンクリート、繊維補強コンクリートへの関心が高いことが感じられた。次いで規準 (Codes for Future) に関する講演が21題、ライフサイクルデザイン (Life Cycle Design) に関する講演が16題、極度荷重に対する構造設計 (Designing Structures Against Extreme Loads) に関する講演が14題となっており、それぞれ関心の高さがうかがえた。

表-3 一般講演のおよび講演数

一般講演	
セッション名	講演数
Life Cycle Design	16
Design Strategies for The Future	6
Underground Structures	9
Monitoring and Inspection	6
Diagnosis	9
Innovative Materials	29
Codes for Future	21
Modifying and Adapting Structures	10
Architectural Concrete	12
Developing a Modern Instructure	8
Increasing the Speed of Construction	5
Designing Structures Against Extreme Loads	14
Developing a Modern Instructure	8
ポスター講演	
セッション名	講演数
Developing a Modern Instructure	7
Innovative Materials	12
Life Cycle Design, Design Strategies for The Future, Architectural Concrete	8
Designing Structures Against Extreme Loads, Increasing the Speed of Construction	12
Codes for Future	10
Monitoring and Inspection, Diagnosis and Modifying and Adapting Structures	5

2.4 fib表彰

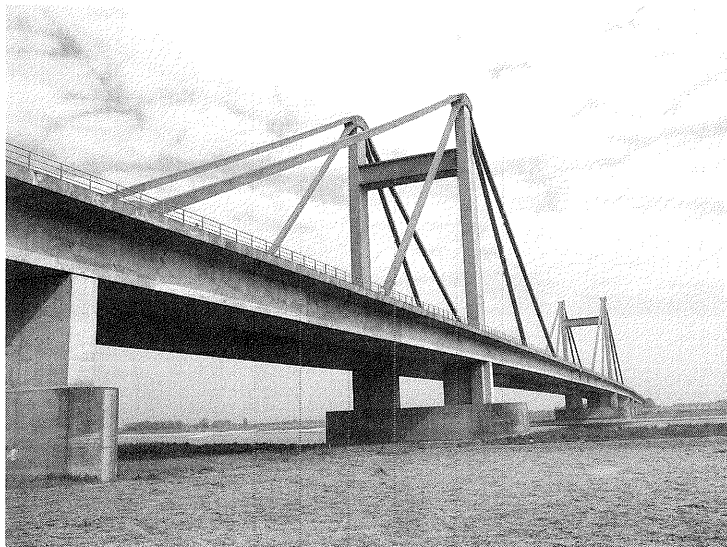
fibシンポジウムの開会式では、会長と主催国来賓の開会スピーチに続き、fib表彰が会長の司式で行われるのが慣例となっている。今回のシンポジウムでは、ドイツのシースル教授（Prof. Schiessl）に2008年のfibメダルがガンツ会長（Dr. Ganz）から授与された。

シースル教授は、永年にわたりfib、RILEM、ACIで活躍され、ドイツ鉄筋・プレストレストコンクリート連合（DAfStB）の会長を務められた。その研究分野は、中性化、塩害の耐久性、補修、ひび割れ幅制限による耐用年数設計等多岐にわたっており、DIN1045にみられる教授の研究を基としたひび割れ幅制限のための施工規則や、耐久性設計の原理の開発を指導した国際的に著名な学者である。

い交易国の一つで、当時のヨーロッパの技術がオランダ語文献により日本へもたらされた。

3.2 ティール橋

ティール橋はヨーロッパの中でも最も船舶の交通が多いワール河に1974年に架設された橋梁であり、橋長612m、主径間が267m、主塔高46.3mのPC斜張橋である。ティールの町とオランダ南部を結ぶ南北道路の一部を担っている（写真－4）。中央径間長267mは、完成すれば日本国内最大のPC斜張橋となる矢部川橋と同規模の橋梁である。総幅員は31.5mで高さ3.5mの2主箱桁により構成されている。中央径間部の4ブロックについては軽量コンクリートを用いたプレキャスト桁で構成されている。ケーブルについてはコンクリートで被覆されており（写真－5）、防錆面での期待か、景観上の配慮か判断はつかないが、大きな特徴となっている。なお被覆コンクリートにひび割れは生じてなかった。



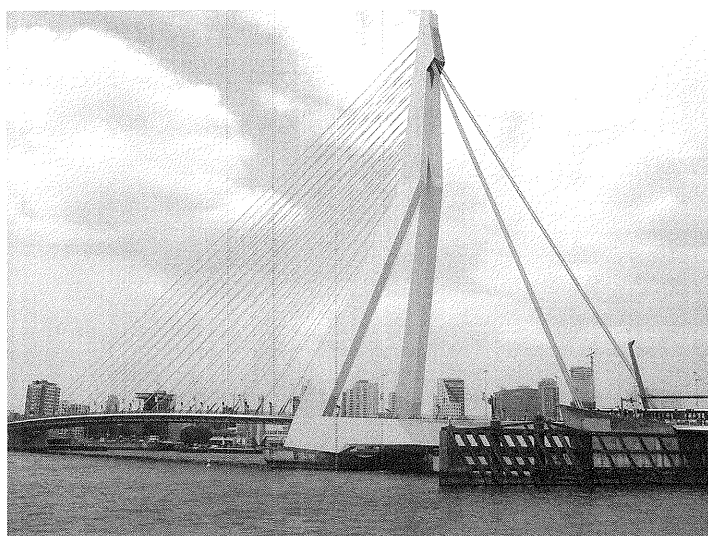
写真－4 ティール橋全景



写真－5 ケーブルコンクリート被覆

3.3 エラスムス橋

エラスムス橋はロッテルダム市内のマース河を南北に結ぶ1996年に架設された鋼斜張橋であり、主径間長284mは日本国内の鋼斜張橋では小鳴門橋と同規模であり、特に支間長や規模については大きくはないが、その特徴ある外観については、多くの建築雑誌に紹介されるほど有名であり「SWAN」のニックネームと共にロッテルダムの近代化のシンボルとしての存在感が大きな橋である（写真－6）。



写真－6 エラスムス橋全景



写真－7 エラスムス橋橋面

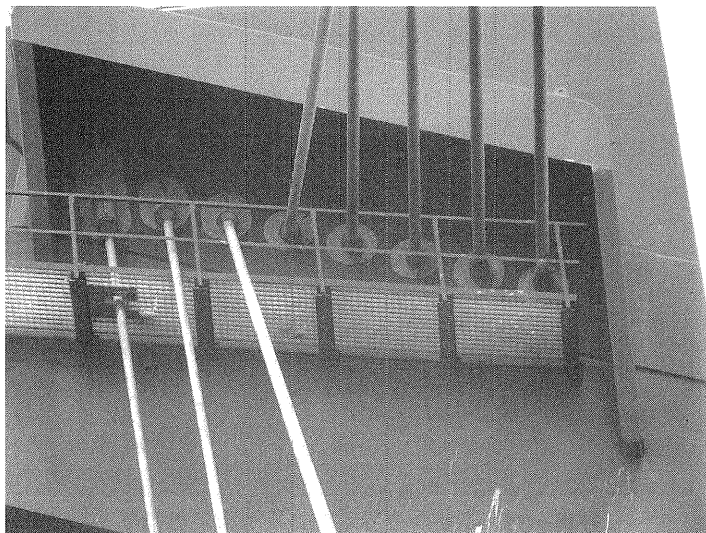
また、エラスムス橋はロッテルダム市内の重要な交通手段である市電道路と自動車道路を兼ね備えた併用橋であり（写真－7）、マース河を運行する航路を確保するために南側の支間（89m）は可動橋で、開閉式パネルの可動橋としては西ヨーロッパでは最も長く、パネル重量も重いものとなっている。特徴的な三角形の主塔は、主径間に張ったケーブルからの軸力をトラスの原理により自定式塔を成立させたものとなっている。

3.4 ウィレムス橋

ウィレムス橋はロッテルダム市内を流れるマース河に1981年に架けられた橋であり、そのシルエットの美しさから絵葉書やクリスマスカードによく使われている、エラスムス橋と同様にロッテルダムの象徴的な鋼斜張橋である（写真－8）。



写真－8 ウィレムス橋



写真－9 ケーブル塔頂部

中央径間長は270m、総幅員34.3mであり、断面については鋼床版2箱桁で構成されている。側面から見るとケーブルを鋼製門型主塔の先端で全てをまとめた放射形式のケーブル配置構造を採用していることが特徴的である。このケーブル配置により全景からは曲面を描くような印象を与え、しかも見る角度によって複雑に変化するため、独特のシルエットを持つ橋梁となっている。一般的に、放射型はケーブルの塔頂でのとりまとめ構造が複雑になるのでケーブルの本数の少ない小型の橋にしか用いられないので通常であるが、そういった意味では特異な斜張橋である（写真－9）。

3.5 ファンブリネンノード橋

ファンブリネンノード橋はロッテルダム市南部の運河に架かる主径間長が275mのアーチ橋である。本橋は上下線並列に並んだニールセンローゼ構造であり、それぞれ1965年と1990年の2期に分けて架設された（写真－10）。



写真－10 ファンブリネンノード橋アーチ橋部



写真－11 ファンブリネンノード橋可動橋部

アーチ橋の北側には、船舶の通航のため支間長60.3mの片持ち式開跳式の可動橋がある（写真－11）。

本橋はロッテルダムとオランダ南部を結ぶ高速道路の一部を担っており、大型交通量が7000台／日を超えるという重要路線となっている。

本橋は日本国内においても別の意味で有名であり²⁾、それは、1997年に発見されたデッキプレート貫通型クラックであり、我が国でも同様の問題が、供用後20年程度が過ぎた鋼床版を中心に疲労損傷の報告がなされている。これらの損傷の特徴として閉断面リブとデッキプレートとのすみ肉溶接部のルート部からデッキプレート板厚方向に進展する疲労損傷で閉断面縦リブ

の溶接ルート部を起点とすることから、デッキプレートを貫通するまで目視点検で発見できない事が大きな問題となっている。

ファンブリネンノード橋については、重要な交通路線の一部である事と疲労損傷のメカニズムの問題より、1998年にオランダ運輸省を中心とした特別検討プロジェクトが緊急的に組織され、原因の究明と対策の検討を実施した。応急的な対策としては切削加工+サブマージアーク溶接による補修を実施して、最終的にはデッキプレートの板厚を増厚した鋼床版を再製作して一括架設により取り替えた。

4. エジプト橋梁調査

4.1 エジプトの概要

エジプトは、中東・アフリカの国で、首都はカイロ。西にリビア、南にスーダン、北東にイスラエルがあり、北に地中海、東は紅海に面している。南北に流れるナイル川の河谷とデルタ地帯のほかは大部分が砂漠である。ナイル河口の東に紅海と地中海を結ぶスエズ運河がある。

カイロは、ナイル川河畔の交通の要衝として中世に建設されてから現在に至るまで長い時代を通じてイスラム世界における学術、文化、経済の中心都市であり続けた中東屈指の大都市である。現在においてもカイロ首都圏（ナイル川西岸のギザ市を含む）の人口は1,525万人を数え、アフリカ大陸、中東地域いずれにおいても最大の人口を有する。

カイロは、1979年に国際連合教育科学文化機関（ユネスコ）の世界遺産に登録された。登録名は「イスラーム都市カイロ」（Islamic Cairo）であったが、2007年に「カイロ歴史地区」（Historic Cairo）に名称変更された。

日本の東京都と姉妹都市になっている。

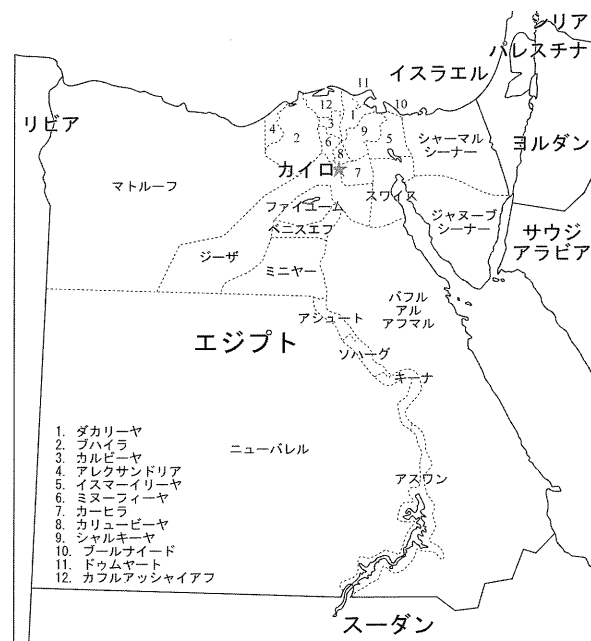


図-3 エジプト=アラブ共和国

4.2 フェルダン鉄道橋

エル・フェルダン鉄道橋は、イスマイリア市の北約20kmに位置し、カイロとシナイ半島を結ぶ鉄道のスエズ運河を横断する鉄道橋である。1994年に始まったシナイ半島開発国家プロジェクトの一環として、シナイ半島の農業、産業及び都市開発を進める重要な橋梁であり、1996年から国際コンソーシアムにより設計・施工され、2001年に開通した。

橋長は640m、スエズ渡河部支間が340m、側径間が150mの鋼トラス旋回橋で、世界最長の旋回橋である。橋脚はスエズ運河の東岸と西岸に位置し、東西が同じ構造の回転橋である。支点部の高さが60m、全幅が12.8m、橋脚付近では17.2mとなっている。旋回には、2つの駆動装置が配置されており、3速遊星ギアを介してベベルギアにより回転するため、速度は一定に保たれる。旋回橋の開閉には、およそ12分間かかる。

本橋は、鉄道橋として幅員9.2mの中央に軌条（1435mm）が敷かれ、両側は車両も通行することができる。常時は運河を航行する船舶のために開橋されており、朝夕のみ閉橋されて列車が通過する。この鉄道は、カイロを始発として、イスマイリア～アル・アリシを経由し、ラファ、ガザ地区までを結ぶ225kmの鉄道路線である。

本橋の歴史は、1920年に最初に架橋され、このときの運河の河床幅は25mで橋長が146mであった。2代目は1943年に架橋され、橋長が151mであった。3代目は1952年に架橋され、橋長が210mであった。この橋は第二次中東戦争により破壊された。4代目は1963年に架橋され、橋長は218mであった。運河の幅は、1961年より始まった運河の拡幅工事によって河床幅が85mとなり、兩岸の幅は181mとなった。この橋は、1967年の第三次中東戦争により破壊された。5代目が2001年に架橋され、現在の旋回橋となっている。

スエズ運河は、第三次中東戦争以降、軍事境界線となり第四次中東戦争の停戦となる1975年までは、運河の航行が出来なかった。現在は本橋の管理を軍隊が行っており、橋梁まで近づくことができなかった。

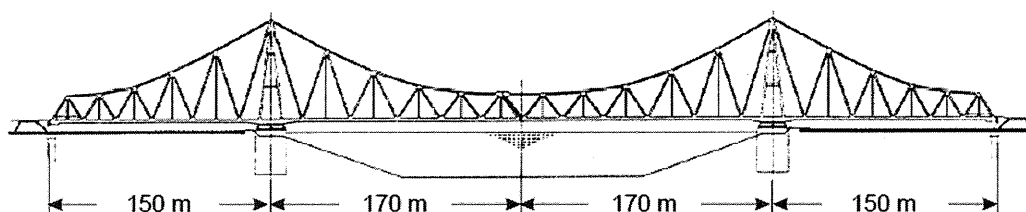


図-4 フェルダン鉄道橋一般図



写真-12 フェルダン鉄道橋

4.3 日本－エジプト友好橋

日本－エジプト友好橋は、地中海と紅海を結ぶスエズ運河を横断し、アフリカ大陸のエジプト本土とアジアのシナイ半島を結ぶ高速道路の一部として、エジプトアラブ共和国のシナイ半島開発計画による将来の横断交通量の増加に対応するために計画された。

架橋地点は、地中海から約49km、イスマイリアの北30kmに位置するカンタラ市近郊で、プ

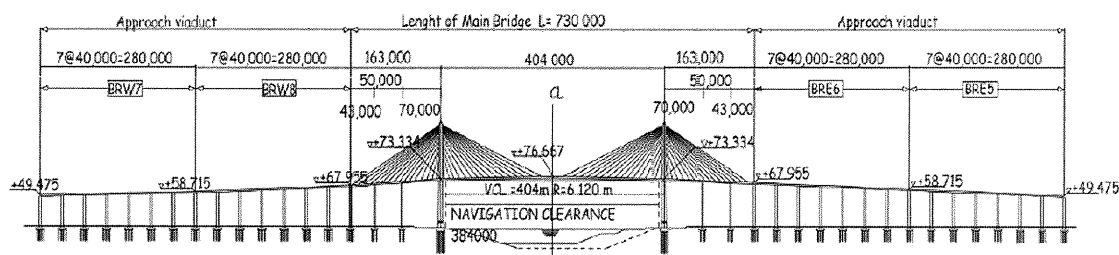
プロジェクトの総延長が9.0Km、橋梁延長が約4.1kmである。このプロジェクトは、日本政府とエジプト政府が資金を出し合って実施する共同プロジェクトであり、日本政府は事業費の6割を無償資金協力（ODA）として供与し、工事区間は主橋梁と取付高架橋のうち橋梁高49.5m以上の1850mの区間がこの無償資金援助により日本のコンソーシアムが建設を行った。

主橋梁は、大型船舶の航行を考慮して世界最高の桁下空間70mを有する中央支間404m、橋長730mの鋼斜張橋であり、主塔は古代エジプトの石塔“オベリスク”をイメージした高さ154mの準H形RC主塔である。有効幅員は、主橋梁部が20.8m、取付橋梁部が19.8である。両側径間は163mで、側径間比が小さいため中央径間満載時に生じる負反力を側径間の3本の橋脚上に設置したペンデル支帯で負担する構造である。

主塔基礎は杭径1.5mの場所打ち杭が76本、フーチング厚が5.0mとなっている。鋼主桁の断面は、幅22.8m、高さ2.6mで両端に3角形状のフェアリングを有する流線型の断面により、耐風安定性を高めている。ケーブルは2面吊り構造で、側径間が10m、中央径間が12mの間隔に各16段に配置されるセミ・ファン配置でオーソドックスな構造である。主桁側のケーブル定着部は、両端の定着ウェブに定着鋼管を貫通させる形式である。

RC主塔の施工にはスリップフォーム工法、斜張橋部の鋼主桁の架設は、主塔からの張り出し架設工法で、運河内は南向き船団と北向き船団の間の2時間以内の架設とするため、主桁ブロックを台船で架設位置まで移動し、高速ウインチで一気に巻き上げる直下吊り架設で行われた。

取付け高架橋はスパン40mの7径間連続PCラーメン橋であり、橋脚は高さ42.6m～60.3mの高橋脚である。橋脚はスリップフォーム工法、主桁は大型移動支保工で施工された。



図ー5 日本ーエジプト友好橋一般図



写真ー13 日本ーエジプト友好橋

4.4 PC水タンク³⁾

政府開発援助（ODA）のピラミッド南部地区上水道整備計画（無償資金協力）によってギザ市に建設されたPC配水タンクを視察した。本事業では上水道の整備によって住民の居住環境を改善するために配水ポンプ場2箇所の建設の他、送水幹線の敷設、配水管の供与が行われ2000年に完工した（上水道φ1200 990m、φ1000 3225m、φ800 1120m 施工年1998～2000）。この配水タンクの有効容量は14,000t、内径は34.3m、有効水深は15.2mである。鉛直方向のPC鋼棒、円周方向のPCケーブルの配設によって側壁のスリム化と同時に水密性、耐久性、耐震性が図られたPC構造物で日本の施工業者によって建設された。

われわれ調査団は、まず道路側からゲート越しに、配水タンク側壁に大きく貼り付けられたODAのシンボルマークを確認した。このシンボルマークは、1995年9月に一般公募によって決まったものであり左側は日の丸、右側は地球をイメージし、それぞれが互いに手を差し伸べあっているデザインとなっている。また、様々なODAプロジェクト関連の資料や機器材、パンフレット等の印刷物に使用されているものである。

その後、守衛担当者と交渉したが、外部から視察するのみとなった。内部の配水施設等視察ができなかったことは残念であったが、本事業によりギザ市民の生活環境が改善されたとのことで、PC構造物が日本の国際貢献に寄与していることを肌で感じることができる貴重な機会となった。



写真-14 PC水タンク

4.5 ギザの3大ピラミッド

(1) クフ王のピラミッド (Cheops Pyramid)

最初にクフ王のピラミッドに到着し、まずその巨大さと荘厳さに驚かされた。ピラミッドの高さは137m、基底部の一辺は約220mであり全ピラミッド中最大となっている。ピラミッド高さは完成時には146.6mであったようである。内部は女王の部屋、大回廊、王の遺体を収める玄室から成っている。

入り口から大回廊を通り王の間に入った。ピラミッド外部の石が、あれだけの巨石をほとんど隙間無く積んでいることに驚かされたが、回廊や石室内部の石はさらに直線的に隙間無く積みまれている。また表面が滑らかで綺麗であり、建築規模とともに石積技術の高さに驚かされた。



写真-15 クフ王のピラミッド

(2) カフラー王のピラミッド (Chehren Pyramid)

カフラー王のピラミッドは、ギザの3大ピラミッドのうちクフ王に継ぎ2番目に大きいピラミッドである。高さは、現在の高さで136m（完成時点では144m）、基底部の一辺は約215mであり、頂上部分には化粧石である石灰石が残っているのが特徴である。ピラミッドが作られた当時は上部にある化粧石が全面に貼られていたようであり、表面が滑らかでさらに美しいものだったと考えられる。

カフラー王のピラミッド周辺には、河岸神殿などの付属建物が比較的によく保存されており、参道の入り口にはスフィンクスがピラミッドを守護するかのような位置に建っている。

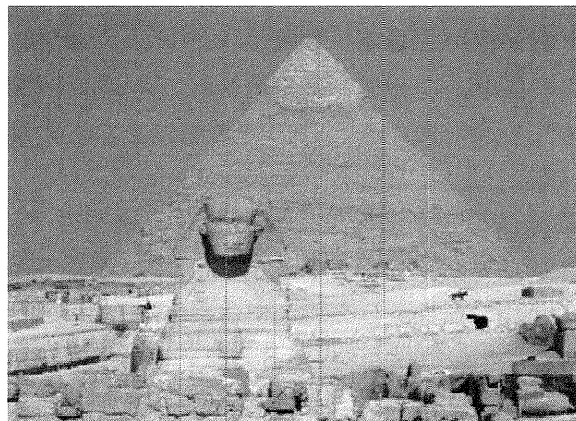


写真-16 カフラー王のピラミッド

(3) スフィンクス (Sphinx)

スフィンクスは、カフラー王のピラミッドの東側に位置し、このピラミッドに背を向けて守護するかのような位置に建っている。大きさは、高さが約20m、長さは約73mである。

またナイル川は、古代王朝時代には川幅が現在の約5倍程度もあり、スフィンクスの手前には船着場跡があることから、ピラミッド等の建設に使用する巨石はナイル川を利用して運搬されたものと考えられている。

スフィンクスは、全貌が明らかになったのは100年にも満たない近年になってからである。顔は、付け髭が無くなり鼻も欠けている状態であったが、下側である尻尾や足の部分は非常に綺麗な状態であった。

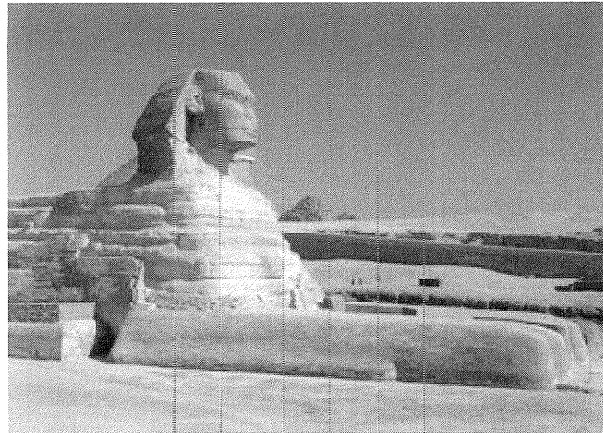


写真-17 スフィンクス

4.6 エジプト考古学博物館

エジプト考古学博物館は、カイロ新市街の中心地で、ナイル川にも近いタハリール広場の北側、私たちが宿泊したホテルの近くに建っている。この博物館はフランス人の考古学者マリエットにより作られた。考古学者であった彼は「文化財は現地に保存すべきである」と言う信念のもとに、この地にあった倉庫を改造し、遺物を収蔵したのが始まりである。この博物館は、1901年に完成しており、入り口上方に完成した西暦1901が記されている。この博物館は、1階は時代（王朝）別に遺物が展示されており、2階にはエジプト考古学博物館のメインであるツタンカーメンの遺品とミイラ室がある。

入館してすぐにロゼッタ石が置いてある。ロゼッタ石は、1779年、ナポレオンがエジプトに遠征した時に、ナイル河口の都市、ロゼッタで発見され、エジプトの象形文字（ヒエログリフ）の解明に重要な役割を占めていた。ただし、この博物館にあるものはレプリカであり、本物は、大英博物館に所蔵されている。

エジプトで発掘される遺品は約9割が石でできており、銅や木でできているものは少ない。コンクリートは型枠があればさまざまな形の物を容易に作製することができるが、ここに展示されている物はすべて削り出しであり、石を加工する技術の高さに驚かされる。

2階に上がるとツタンカーメンの遺品が約1/3占めている。ツタンカーメン王墓は王家の谷の中で唯一盗掘リストに現れていなかったもので、純金製の棺桶に純金製のマスク、腕輪・指輪・耳飾り・王冠・杖、それに多数の宝石など3000点以上の副葬品が残されており、ほとんど展示されている。なかでも、有名な黄金のマスクは別室にあり、黄金の輝きがくすむことないよう厳重に保管されている。

ツタンカーメンの遺品以外にはミイラを見ることができる。ミイラは、別室に保管されており、見学するのに100ポンド（約2000円）必要である。ミイラ室は2つあり、ラムセス二世やハトシェプスト女王、セケエンラー王などが保管されている。古代エジプト人は「死後再生する」という思想があったため、再生に不可欠とされる遺体を、ミイラとして大事に保存するようになった。

現在、ギザのピラミッドの近くにグランドミュージアムが建設予定となっており、これが完成すると世界最大の博物館となる。これは大きなプロジェクトとなっており、建築物としても世界最大級になる予定である。



写真-18 考古学博物館

5. おわりに

今回、fibシンポジウムへの参加により諸外国の技術動向を知ることができ、我が国のプレストレストコンクリートの技術レベルを認識できたことは大変有意義であった。

オランダは土地が低いことから、古くから堤防や運河、大小の橋梁などの土木技術が発展した国柄であることを感じる事ができた。また、橋梁調査の合間にユネスコの世界遺産である「キンデルダイク＝エルスハウトの風車群 (Mill Network at Kinderdijk-Elshout)」を見学でき、その一端を垣間見ることができた。さらにエジプトでは、古代文明最大の土木遺産にも触れることができ大変貴重な経験であった。

最後に、本文は(社)プレストレストコンクリート技術協会主催の「fibシンポジウム2008参加並びにオランダ／エジプトにおける橋梁調査」による報告であり、表-4に示す調査団員の報告に基づいて取りまとめたものである。ここに付記してご協力いただいた皆様に感謝の意を表します。



写真-19 調査団メンバー

表-4 調査団員名簿

氏名	所属
魚本 健人 ^{※1}	芝浦工業大学 工学部土木工学科(本調査団長)
池田 尚治	(株)複合研究機構
山崎 淳 ^{※1}	日本大学 理工学部土木工学科
和泉公比古	(財)首都高速道路技術センター
大島 正記	BASFポゾリス(株)技術センター 混和材開発グループ
大城 壮司 ^{※1} _{※2}	西日本高速道路(株)関西支社 構造技術グループ
岡田 凌太	(財)海洋架橋・橋梁調査会神戸本部 神戸事務所
春日 昭夫	三井住友建設(株)土木管理本部 PC設計部
河邊 修作	(株)富士ピー・エス九州支店 土木技術部土木技術チーム
倉田 幸宏	(株)IHI社会基盤事業部 橋梁エンジニアリング部
佐藤 英和	オイレス工業(株)第三事業部 技術部
瀧本 清二	神鋼鋼線工業(株)PC加工品製造室
西野 元庸	住友電工スチールワイヤー(株)PC技術部
藤代 勝 _{※2}	鹿島建設(株)土木設計本部 プロジェクト設計部
松田 哲夫 ^{※1}	西日本高速道路(株)技術部
吉沢 勝 _{※2}	(財)首都高速道路技術センター 構造管理部管理第一課
松沢 均朗	(株)グロリアツーリスト

※1:シンポジウム参加のみ

※2:シンポジウム発表者

参考文献

- 1) 吉沢勝、倉田幸宏、河邊修作、大島正記、藤代勝：fibシンポジウム2008とオランダ・エジプトにおける橋梁調査報告、プレストレストコンクリート、Vol.50、No.5、2008
- 2) 井口、山田、川畑：橋梁と基礎、2006-6
- 3) プレストレストコンクリート技術協会 第10回シンポジウム論文集、2000年10月

構造形式への既成概念を変える —S造、RC造からPC造へ、事務所建築を例として—

大阪大学特任教授・本協会副会長 大 野 義 照 (株)竹中工務店 大阪本店設計部設計担当課長代理 有 田 博
京都大学大学院教授・本協会理事 西 山 峰 広 (株)竹中工務店 大阪本店設計部構造担当課長 島 野 幸 弘
(株)日建設計 構造設計室主管 西 澤 崇 雄

1. はじめに

事務所建築は鉄骨造で、マンションは鉄筋コンクリート造という固定観念が、建築設計者や建築技術者にあった。大学で学生が初めて建築について学ぶであろう建築概論の講義や材料および各種構造の講義では、鉄骨造というのは事務所建築に適しており、鉄筋コンクリート造というのは住宅系に向いていると教えているはずである。鉄骨造は、工期が短く、大きな空間を構築できることなど、鉄筋コンクリート造は、振動や音などに対する居住性に優れていることなどが、それぞれ事務所建築および集合住宅に向いていると言われる所以である。

しかしながら、建設材料の高強度化および高性能化、建設技術の進歩、および新しい工法あるいは構法の開発により従来の固定観念が変わりつつある。また、建設コストやランニングコスト、また解体時のコストも時代によって変動し、それらも構造形式を選定する際の大きな要因となっている。

社会情勢によって変わっていく中で、構造形式に対する従来の固定観念が変化し、事務所建築など以前は鉄骨造とされていた建物に対してもコンクリートが利用されるようになってきた。あるいは、コンクリートを利用したいという要望がある。このような機会を捉えて、高耐久性など建築物に要求される各種性能に優れたプレストレストコンクリート構造が、土木分野同様に建築分野においてもさらに発展を遂げることが期待される。

本章では、社会情勢からはじまり、鉄骨造、鉄筋コンクリート造、および、プレストレストコンクリート造の構造形式としての比較、事務所建築を例としてこれにプレストレストコンクリート構造を利用するための技術開発の紹介、これまでに実際にプレストレストコンクリート造を事務所建築に利用した例について解説する。

2. 市場の動向

図2.1は、H形鋼（200×100×5.5×8）と異形棒鋼（D19 SD295）の最近の価格変動を示している。価格は、鉄鋼新聞社が提供する資料に基づいた東京での最高値（円／トン）を表している。

図2.1に示されているように、2005年から2007年末までH形鋼も異形棒鋼もほぼ一定の価格であったが、2008年初めから大きく上昇し、現在は2008年初頭に比べて1.5倍程度となっている。ただし、夏以降は景気の冷え込みにもともなって、下降気味である。

これに対して、生コンクリート価格（円／m³）は、図2.2に示すようにほとんど変化していない。

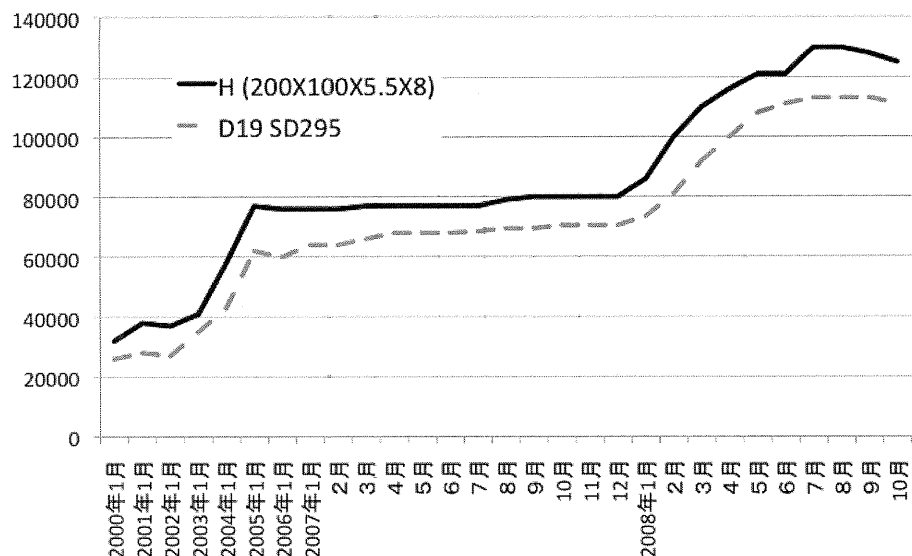


図2.1 H形鋼（200×100×5.5×8）と異形棒鋼（D19 SD295）の価格変動（東京）
（資料：鉄鋼新聞社提供の市中相場より）

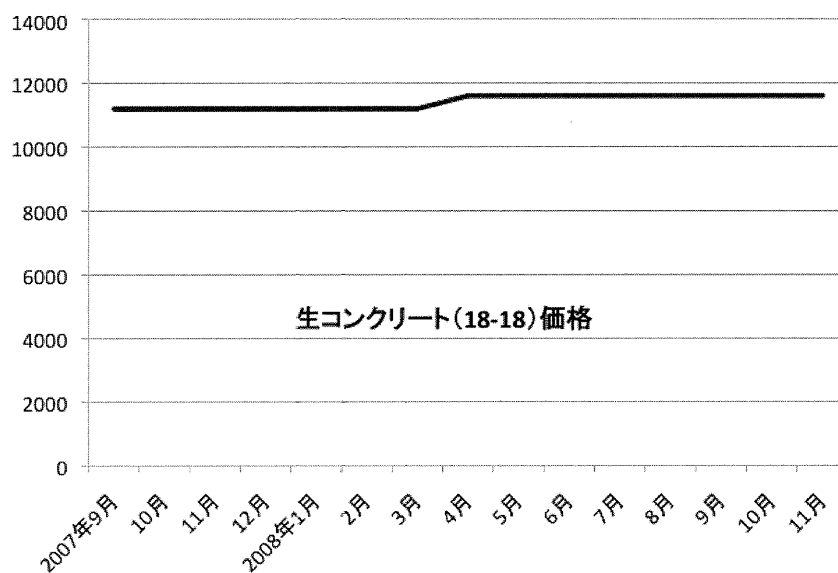


図2.2 生コンクリート（18-18）価格の変動（東京）
（資料：（財）建設物価調査会「建設物価版」および「積算資料」）

参考までに図2.3には、東京でのレギュラーガソリンの小売り価格変動（円／リッター）を示す。2008年夏にピークを迎え、以後下落傾向にある。12月現在で、関西では100円台後半となっている小売店もある。

一時の高騰は収まったかに見えるが、依然として鋼材は高価であり、なるべく鋼材は使わず、コンクリート系材料を使用して、建設価格を抑えたいという要望がある。

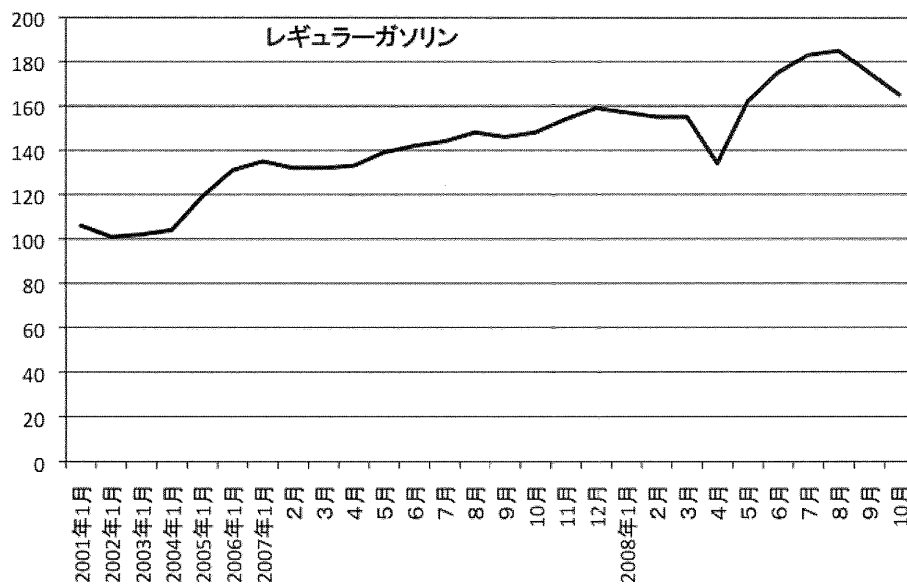


図2.3 レギュラーガソリンの価格変動 (東京)
(資料：財団法人 日本エネルギー経済研究所 石油情報センター)

3. 鉄骨造、鉄筋コンクリート造、およびプレストレストコンクリート造

表3.1は、平成元年（1989年）に（社）プレストレストコンクリート建設業協会から出版された「プレストレストコンクリート建築マニュアル」に掲載されている構造種別評価一覧表である（SI単位への修正など一部改変している）。ここでは、6階建て事務所を対象としている。

（社）プレストレストコンクリート建設業協会から出版されたマニュアルでもあるため、総合評価においてPCとPCaPCが優れているとされている。各項目を見ていくと確かにコスト以外ではすべての点においてPCとPCaPCが他の構造種別に対して優位である。

同マニュアルには、PC構造の経済性については下記のように書かれている。

「一般にRC構造では、梁せいはスパンの1/10程度であるが、PC構造では、スパンの1/18～1/20位で設計できることから、20～30%のコンクリートボリュームが節減できる。

一般の事務所建築において、7.0m×7.0mの柱割の躯体コストを100%として、スパンを2倍にし、7.0m×14.0mの柱割のPC構造の躯体コストは、各階当りのPC梁数、階数等のファクターにより種々変わるが、一般にPC鋼材量を3.5kg/m²～5kg/m²位必要とし、RC構造の躯体コストに対して、102～104%のコストとなる。又、7.0m×14.0mの柱割の場合に、鉄骨鉄筋コンクリート構造（SRC造）を適用すると、鉄骨鋼材量は70kg/m²～90kg/m²位となり、RC構造の躯体コストに対して、120%～130%のコストとなっている。

従って、PC構造はSRC構造に対して約20%の躯体コストを削減できる構造であることがわかる。」

同マニュアルは20年前に書かれたものであり、算定根拠が必ずしも明確ではない点もあるが、現在の単価で計算すると、コンクリート系の構造は鉄骨系の構造に対してさらに競争力が高まっているものと予想される。

表3.1は、各種構造形式の特徴を端的に表現しておりわかりやすいが、事務所建築を設計・施工する立場から、鉄骨造（S造）と鉄筋コンクリート造（RC造）を計画・設備的な面、構造・施工的な面、およびコストなどその他の面に分けて比較してみると下記のようなになる：

表3.1 構造種別の評価一覧 (6階建て事務所を例として)

		鉄筋コンクリート造 R C	プレストレスト鉄筋コンクリート P R C	プレストレストコンクリート P C	プレキャストP C造 プレキャストP C	鉄骨鉄筋コンクリート造 S R C	鉄骨造 S
適用空間	可能スパン	L<10m	10<L<15	12<L<20	12<L<20	10<L<18	L<20
	梁せい	L/10	L/10~L/12	L/18~L/20	L/15~L/20	L/13~L/15	L/13~L/15
建物のグレード	使用コンクリート強度 (N/mm ²)	21	24	30~35	35~50	21	-
	コンクリートの品質	普通	普通	良	最良	普通	-
	曲げひびわれ性能	ひびわれる	ひびわれを制御	ひびわれない	ひびわれない	ひびわれる	-
	耐久性能	普通	少し良い	良	最良	良	錆びやすい
	耐火性能	良	良	良	良	良	耐火被覆が必要
	振動障害	無	無	無	無	無	有
施工性	現場作業量 (熟練工)	多い	多い	多い	少ない	多い	少ない
	施工管理	普通	普通	やや難しい	容易	やや難しい	容易
	工程管理	難しい	難しい	難しい	容易	やや容易	容易
	工期 (1層当りサイクル)	普通	普通	普通	早い	遅い	早い
経済性	経済コスト (軀体)	100%	103%	103~105%	115%	120~140%	100%
総合評価				○	○		

(1) 計画・設備的側面

RC造に対する正の要因:

・S造であれば、外壁と内壁が主骨組と別途に構成でき、設計や施工の分離ができるため、RC

造よりも簡略であるという思い込みがあるが、実際にはそう簡単ではない。

- ・S造の設計はディテールも含めるとそう簡単ではなく、物件により条件が異なるので、過去の資産をそのまま利用することも難しい。
- ・RC造では、S造よりも部材断面が大きくなるという思い込みがあるが、仕上げ、耐火被覆を考慮すると、実際には必ずしもRC造断面が大きくなるわけではない。
- ・事務所建築のデザインは通常、鉄骨ブレース架構にカーテンウォールやPCa版の仕上げとなってしまう。ブレースの代わりに耐震壁を用い、その壁を外壁とすれば、建設コスト低減を図ることができる。
- ・RC造を利用すれば、柱梁の奥行きのある架構構成など、これまでのS造事務所建築にないファサードを創出することができる。
- ・RC造では、コンクリートの肌を見せたり、打ち放しを見せたり、表面をデザインしたりすることができる。
- ・RC造では剛性が高いため、居住性に優れる。遮音性も高い。

RC造に対する負の要因：

- ・RC造では柱のない大きな空間を計画することができない。
- ・RC造ではひび割れが入る。
- ・S造の方が解体しやすいので、建物の設定寿命が短い場合はS造が選択される傾向にある。
- ・RC造では梁貫通孔を設けにくい。また、開口の間隔など様々な制限がある。

(2) 構造・施工的側面

RC造に対する正の要因：

- ・S造では時期により部材の入荷に5～6ヶ月を要する場合があります、市場の鉄骨の流通状態によっては、建て方の開始時期が制約を受ける。最近では、需給が逼迫しており、鉄骨部材の種類（材種、H形鋼か丸鋼管か角型鋼管かなど）によって、設計期間、ゼネコンへの発注時期、ロール発注時期などに十分な検討が必要になる。
- ・PCa部材を使えば、現場そのものの工期は短くなる。しかし、PCa部材の前検討、型枠製作、工場製作の期間も考慮しなければならない。

RC造に対する負の要因：

- ・RC造では、8m程度までの梁スパンしかとれない。S造では、10m以上とすることができる。
- ・45mを超える高さのRC造建物では、保有水平耐力の割増を求められることがある。
- ・RC造では、サポートや型枠の存置が、下階の作業工程に影響を及ぼす。
- ・RC造では、部材をPCa化し、大型化すると揚重能力を大きくする必要があり、S造よりコストアップとなる。
- ・RC造では地震力に対する剛性の評価が複雑である。このため、超高層住宅を除いて剛性評価が重要となる制震構造の導入が進んでいない。
- ・RC造では、躯体重量が大きいので、基礎・杭への影響が大きい

(3) コストおよびその他の側面

RC造に対する正の要因：

- ・鉄骨単価が高騰する中で、なるべくRC系部材を利用すればコストダウンにつながる。

- ・コンクリートは躯体のコストが低いため、適切に設計するとS造より全体のコストが低くなる可能性がある。その際には、コンクリート躯体をそのまま外壁および内壁の仕上げ面とし、直接タイルや石などを貼ったりして、仕上げ費用が安くなるようにする。

RC造を対象としたために、ひび割れやスパン長の制限が負の要因として挙げられているが、プレストレストコンクリートを利用すれば、構造性能そのものだけでなく、建物を設計・施工する側にとっても、鉄骨造に対するコンクリート系構造の競争力は高まる。

4. プレストレストコンクリート造事務所建築を可能にする構造技術

PC構造を事務所建築に適用するためにいくつかの技術が開発されている。本章ではそれらを紹介する。本章で取り上げるのは、梁貫通孔、プレテンション梁、高強度鉄筋によるプレストレス力導入、地震応答性状の解明と解析技術の進歩、およびアンボンドPC鋼材の利用である。

4.1 梁貫通孔

PC梁はRC梁に比べてせいを小さくできるので、設備配管を梁下に設置できる可能性がある一方、PC梁には断面中央付近にPC鋼材が配置されているため、貫通孔を設けにくいという欠点がある。PC梁に対しても貫通孔を設けたいという要望に対して、PC梁の貫通孔に関する研究はあまり行われておらず、貫通孔を設けた際の耐力式も整備されていない状態であった。

日本建築学会1998年版「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」(以下PC規準)において貫通孔の設計式が提示された。施工時および長期設計荷重に対する許容応力度設計では、開口部位置でのコンクリートの縁応力度を開口による断面欠損を考慮した断面係数と断面積を用いて算定してよいこととなっている。一方、開口位置でのせん断破壊と曲げ破壊に対する検査は、地震時以外について下式で与えられる応力の組合せに対して行う。

$$1.7 (G+P) \quad (1)$$

$$1.2G+2P \quad (2)$$

ここで、 G は固定荷重、 P は積載荷重を表す。なお、積雪荷重は省略している。

地震時については、母材の曲げ破壊時、または母材を含む架構のメカニズム時に開口部に作用する曲げモーメントとせん断力を設計用応力とし、この応力に対して開口部が破壊しないように設計することが原則となっている。このため以下の検討を行う。

$$Q_u \geq Q_D \quad (3)$$

$$T_{ry} \geq T_w, \quad T_{ry}' \geq T_w' \quad (4)$$

ただし、開口位置でのせん断破壊耐力の算定に(8)式を用いた場合には次式による検討も併せて行う。

$$T_{ay} \geq T_w, \quad T_{ay}' \geq T_w' \quad (5)$$

ここで、 Q_D 、 Q_u ：開口位置での設計せん断力、同せん断破壊耐力

T_{ry} 、 T_{ry}' ：引張鉄筋と圧縮鉄筋の規格降伏荷重

T_w 、 T_w' ：引張弦材と圧縮弦材において、設計せん断力を負担し得るトラスの構成に必要なとなる軸筋の引張力

T_{ay} 、 T_{ay}' ：引張弦材と圧縮弦材の軸方向補強筋の規格降伏荷重

また、曲げ破壊に対しては次式による検討を行う。

$$M_B \geq M_D \quad (6)$$

$$h_c \geq (M_D/M_B) n \quad (7)$$

ここで、 M_D 、 M_B ：開口位置での設計曲げモーメント、同曲げ破壊モーメント

h_c ：圧縮弦材のせい

n ：開口位置の断面が M_B に達したときの中立軸高さ

開口位置でのせん断破壊耐力は、圧縮弦材と引張弦材のせん断破壊耐力の和として評価する。圧縮弦材と引張弦材のせん断破壊耐力は、それぞれ傾斜角45度のトラス機構のみによる耐力として評価し、アーチ機構による負担せん断力は無視される。圧縮弦材と引張弦材それぞれの長さ j_c および j_t 間に配置されているせん断補強筋断面積は、それぞれ $p_w b_o j_c$ および $p_w b_o j_t$ となるので、開口位置での圧縮弦材と引張弦材を合わせたせん断破壊耐力 Q_u は、次式によって表される（図4.1.1参照）。

$$Q_u = b_o (j_c + j_t) p_w w f_y \quad (8)$$

ここで、

b_o ：長方形断面の弦材の幅、またはT型断面の弦材のウェブ幅（mm）

j_c ：圧縮鉄筋から圧縮弦材の軸方向補強筋までの重心間距離（mm）

j_t ：引張鉄筋から引張弦材の軸方向補強筋までの重心間距離（mm）

p_w ：断面幅に対して計算されるせん断補強筋比

$w f_y$ ：せん断補強筋の規格降伏点（N/mm²）、ただし、 $w f_y > 295$ N/mm²のときは $w f_y = 295$ N/mm²とする。

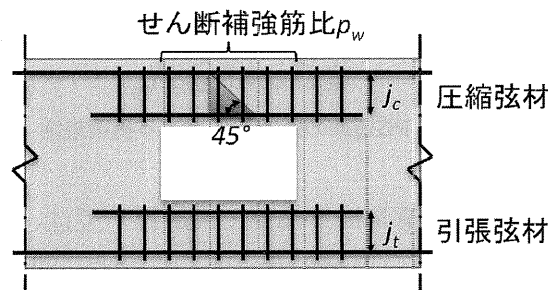


図4.1.1 弦材のせん断補強

上記トラスを成立させるために必要となる軸方向鉄筋の引張力を（5）式を用いてチェックする。また、開口位置での曲げ破壊モーメントは、トラスに使用されるコンクリート圧縮域の面

積を控除し、引張鉄筋の強度からトラスに使用される応力を差し引いた残余分を用いて評価される。これらの算定法の詳細については省略する。

RC部材に対するせん断強度式においても規格降伏点を 390N/mm^2 まで利用できるようになっている。PC部材に対しても過去に行われたせん断破壊実験結果を見てみると規格降伏点を 390N/mm^2 までとしても危険側となることはないことから、次期「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」改訂ではせん断補強筋規格降伏点の上限が 390N/mm^2 とされる予定である。

さらには、構造規定として、下記のような制限が設けられている。

(a) 開口寸法に関する規定 (図4.1.2参照)。

$$h_c \geq \frac{D}{3}, h_t \geq \frac{D}{3}, \text{ かつ } L_o \leq \frac{2}{3}D$$

ここで D 、 h_c 、 h_t および L_o は、それぞれ部材せい、圧縮弦材のせい、引張弦材のせい、および開口幅である。すなわち、開口高さは、部材せいの $1/3$ 以下、開口幅は部材せいの $2/3$ 以下としなければならない。

(b) 開口の中心間の間隔に関する規定 (図4.1.2参照)。

$$X_o \geq D, \text{ かつ } X_o \geq 2L_o$$

すなわち、開口間の間隔は、部材せい以上、かつ、開口幅の2倍以上としなければならない。

(c) 地震力を負担する部材の開口の許容設置範囲は原則として梁の内法スパンの両側から $2D$ の範囲より内側とする。ただし以下の条件を満足する開口は、この限りではない。

$$h_c \geq \frac{D}{3}, h_t \geq \frac{D}{3}, \text{ かつ } L_o \leq \frac{D}{5}, h_o \leq \frac{D}{5}$$

ここで、 h_o は、開口高さである。

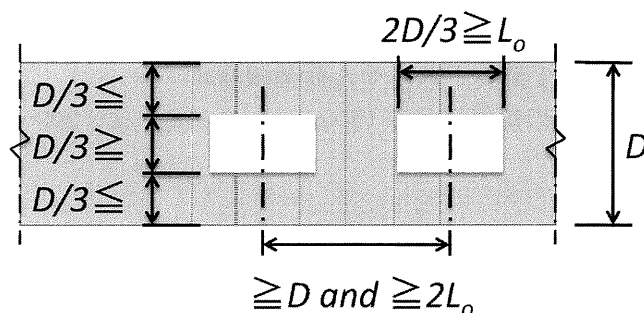


図4.1.2 PC造梁の貫通孔に対する構造規定

日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」では、梁せいに対する孔の比が大きくなると梁の剛度が低下し、架構に影響を及ぼすことから、丸孔の直径、長方形孔の辺長（梁せい方向）はそれぞれ梁せいの $1/3$ 以下、また、孔の連続する場合は、その中心間隔は孔径の3倍以上とすることを推奨している。

また、国土交通省大臣官房官庁営繕部監修、(社)公共建築協会発行「建築工事共通仕様書」では、RC造梁の開口に対して下記のような規定をしている。

- 1) 孔の径は、梁せいの $1/3$ 以下とし、孔が円形でない場合はこれの外接円とする。
- 2) 孔の上下方向の位置の限度（へりあき寸法）を規定
- 3) 孔の中心位置の限度は、柱および直交する梁（小梁）の面から、原則として $1.2D$ （ D は梁せい）以上離す。
- 4) 孔が並列する場合の中心間隔は、孔の径の平均値の 3 倍以上とする。
- 5) 補強筋は、主筋の内側とする。
- 6) 孔径が梁せいの $1/10$ 以下、かつ、 150mm 未満のものは補強を省略することができる。

これに対して、鉄骨造では、梁せいの $1/2$ 程度の開口を補強なしで設けることが可能となっており、PCやRC梁と比べて大きな開口を設けることができる。

これらの構造規定を構造種別についてまとめて表4.1.1に示す。PC造では開口幅の制限が $2/3 \times D$ と他の構造種と比べて大きくなっている。しかしながら、開口間間隔が梁せい D 以上となっているため、小さな開口を設けた場合でも隣接する開口との間隔は大きくとらなければならない。

表4.1.1 梁貫通孔に関する規定

構造形式	開口高さの上限	開口幅の上限	開口間の間隔
PC 造	$1/3 \times D$	$2/3 \times D$	D 以上, かつ, $2L_o$ 以上
RC 造	$1/3 \times D$	$1/3 \times D$	3ϕ 以上 (ϕ :貫通孔直径)
S 造	$1/2 \times D$	$1/2 \times D$	

PC梁の開口については研究が少なかったこともあり、上記のように他の構造形式と比べて安全側の規定が設けられている。これに対して、浜原らは^{1, 2)} 実験結果とフィーレンディールモデルを用いて開口間隔をPC規準の規定よりも小さくできることを示している。また、開口部間の束材をスターラップにより補強し、開口部間隔を小さくできることを示し、また、母材破壊を開口部束材の破壊よりも先行させるための設計式を誘導した。河本ら^{3, 4)} は、緊張材としてSD685などの高強度異形鉄筋を用いてプレテンション方式のプレキャストプレストレストコンクリート梁を作製し、梁せいの約 $1/2$ の開口を設けても、部材角 $1/50$ までせん断破壊を生じないこと、開口部曲げ破壊耐力実験値は、PC規準に示される計算値と良好な対応を示すこと、および、開口部せん断破壊耐力実験値は、PC規準計算値の 4 倍以上であったことを示している。

4.2 プレテンション梁および高強度鉄筋によるプレストレスの導入

PC部材の作製には、プレテンション方式とポストテンション方式がある。一般的に、プレテンション部材は、工場で製作される比較的小さい部材であり、ポストテンション方式は、現場でプレストレス力が導入される大梁や桁など大型の部材に利用される。プレテンション部材では、鋼材とコンクリート間の付着により、コンクリートにプレストレス力が導入されるため、細径で付着のよい鋼材が使用されることが多く、ポストテンション方式では、端部を定着装置で固定するため、太径の鋼材が利用されることが多い。

コンクリートのクリープや乾燥収縮、鋼材のリラクセーションによりプレストレス力が減退するため、PCには高強度鋼材であるPC鋼材が必要であるとされてきた。しかし、ひび割れ幅やたわみ制御のためであればそれほど大きなプレストレス力は必要ないので、PC鋼材ほど高強度

ではないがSD490やUSD685級の高強度異形鉄筋を用いてプレストレスを導入すれば、比較的安価にPC部材を製作することができる。プレテンション方式を用いれば、定着具やシースなどの材料費およびグラウト注入に関わる施工費の削減も可能である。異形鉄筋を用いるので、プレテンション方式に必要となる鋼材とコンクリート間の付着も確保することができる。

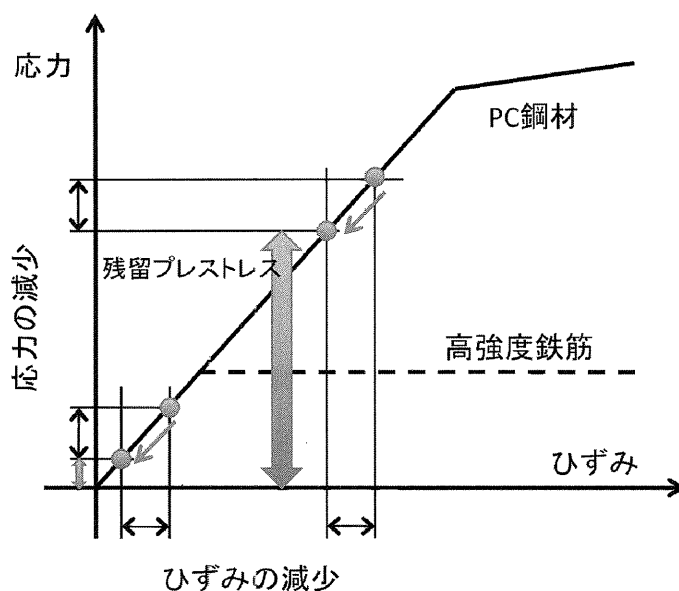


図4.2.1 コンクリートのクリープなどによる鋼材応力の減少

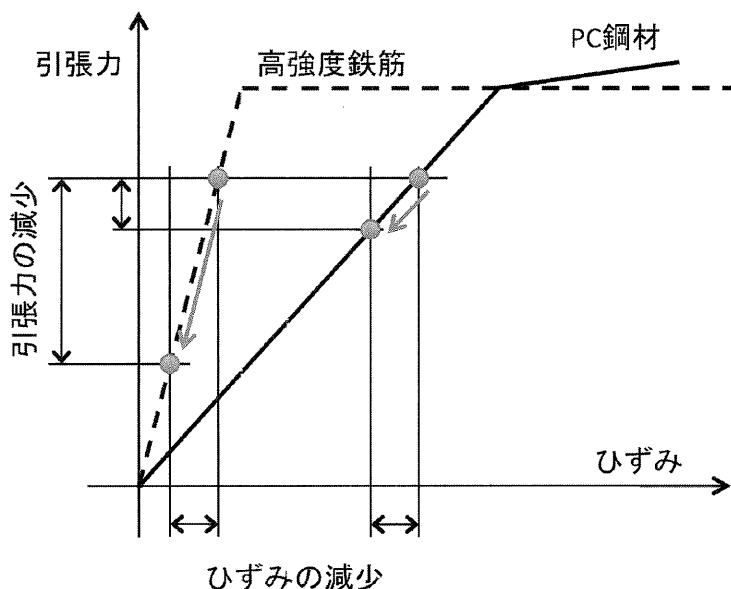


図4.2.2 コンクリートのクリープなどによる鋼材張力の減少

高強度鉄筋によるプレストレス力導入に関する研究は以前から行われており、鈴木・大野ら^{5,6)}は、SD490およびUSD685鉄筋のリラクセーション性状を調べ、また、高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入した部材のひび割れ、たわみ性状および終局時耐力などについて報告している。これによると、SD490およびUSD685の24時間リラクセーション値は、初期応力比が0.8では、

それぞれ最大で0.71%および0.35%となっており、低リラクセーションPC鋼材の1000時間でのリラクセーション値の1.5%と比較して、実用上問題ないことを示している。

ただし、高強度鉄筋と言ってもPC鋼材と比べると強度は2/3あるいは1/2程度であるので、同じプレストレス力を導入するためには、PC鋼材と比較して多くの高強度鉄筋を配置しなければならない。そのため、同じコンクリートのクリープおよび乾燥収縮ひずみに対して応力度としてはほぼ同じ減少となるが(図4.2.1参照)、プレストレス力としては断面積が大きい分、大きな低減となる(図4.2.2参照)。したがって、高強度鉄筋によるプレストレス導入は、フルプレストレスよりもプレストレス力が小さく、引張応力あるいはひび割れの発生を許容するプレストレス鉄筋コンクリート(PRC)部材に適している。同部材においては、高強度鉄筋のひび割れ分散効果が活かされる。

また、高強度鉄筋の付着性能がよいことは、プレテンション材において定着長さが短くてすむという利点になるが、逆に、付着割裂破壊が問題になる可能性がある。特に、高強度鉄筋は有効せいを大きくとるためにも通常のPC鋼材よりも断面縁近傍に配置されることが多いので、付着割裂破壊に対しては注意が必要である。これに対して河本ら⁷⁾は、アンボンド区間を設けたり、鉄筋周囲にスパイラル筋を配置したりすることが付着割裂破壊防止に効果があったと報告している。

さらには、河本ら⁷⁾は、高強度異形鉄筋でプレストレス力を導入した実大スケールのプレテンション梁試験体に対する長期載荷実験、長期載荷後の曲げせん断実験を実施し、その有用性を確認している。

プレテンション梁は、現場にて端部を通常のRC接合とされる。このような施工方法により、プレストレス力導入による不静定応力の発生を考慮する必要がない。図4.2.3は、プレテンション梁の施工例を示している。1.95m間隔で20mスパンの梁が設置され、事務所に必要とされる大きな無柱空間を創り出している。

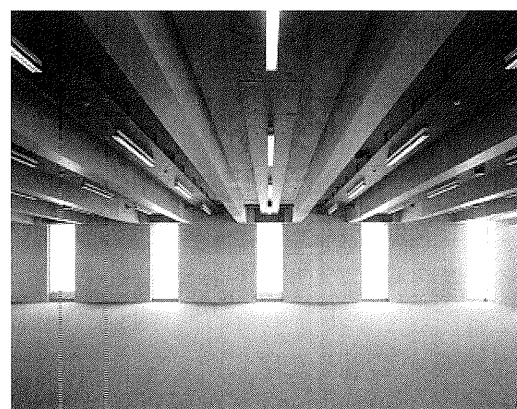
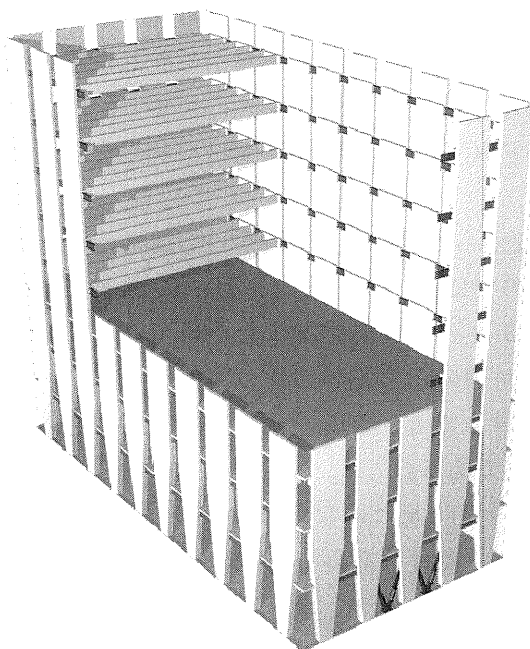


図4.2.3 プレテンション梁の施工例(大成建設札幌ビル)

4.3 地震応答性状の解明と解析技術の進歩

PC構造は、非線形弾性的な履歴復元力特性を示し、履歴エネルギー吸収が小さいため、地震に対する応答変位がRC構造と比べて大きくなると言われてきた。これは、地震応答解析によっても確認されている。しかしながら、履歴エネルギー吸収が小さいことが必ずしも悪いわけではない。逆に履歴エネルギー吸収が大きいということはそれだけのエネルギーを吸収するため、不可逆な塑性変形による損傷が生じているということになる。したがって、地震後において残留ひび割れが見られたり、残留変位が生じたりすることになり、修復により多くの時間と費用が必要となる。PC構造と適切なエネルギー吸収デバイスとを組み合わせれば地震時の応答変位を抑えることができ、かつ、地震後においても残留ひび割れや残留変位が小さい構造を実現することができる。

PC部材の履歴復元力特性に一般的なモデルがなかったことと、市場が小さくプログラム開発会社も熱心でなかったこともあり、個別の物件に対して地震応答解析は行われていたが、PC構造の地震応答解析では逆行型の履歴を利用したり、RC構造に利用されるTakedaモデルが準用されたりしていた。また、PC構造と免震や制震との組み合わせた場合には、部材降伏まで建物の応答が達しないことも多く、PC部材の非線形弾性的な挙動が建物の地震時の挙動に影響を与えない。

一方、長方形でグリッドを遵守した保守的な平面形状が主流であった1980年代の建築物に対して、最近では解析技術や施工技術の向上および顧客の要望により、様々な平面形状が採用されるようになってきた。特に、柱のない大空間は、空間の有効利用につながり、かつ、用途変更にも柔軟に対応できるため要望が高い。このような大空間を一般のRC造で構築することは不可能であり、PC造の梁が利用される。

4.4 アンボンドPC鋼材の利用

2007年に行われた告示1320号（PCの構造方法並びに構造計算についての国土交通大臣が定める技術基準）の改正により、主要構造部材へのアンボンドPC鋼材の利用が可能となった。原則として限界耐力計算を用いなければならない、また、アンボンドPC鋼材が破断した場合を想定したフェールセーフ機構を設けなければならないなどの制約はあるが、これまで、小梁やスラブなどにしか用いることができなかったアンボンドPC鋼材を主要構造部材に利用できるようになったことは画期的である。

アンボンドPC鋼材を主要構造部材に利用できなかったのは、地震時のPC鋼材の張力変動が定着部に直接伝達され、定着部の破壊につながるのではないかと、また、万一PC鋼材が破断した場合には構造物全体の崩壊につながるのではないかとという危惧があったためである。しかしながら、アンボンドPC鋼材の地震時の張力変動は、付着のある鋼材に比べて鋼材全長にわたって伸びが平均化されるため小さい。PC鋼材破断時に対しても、常時鉛直荷重を支持できるような措置を講じておけば、大きな被害とはならないはずである。

マンションなどの住宅建築では使用期間が長いので問題とはならないが、事務所建築では、設定寿命が短く、更新のため解体しなければならない場合もある。このような際にも、アンボンドPC鋼材を利用したプレキャストプレストレストコンクリート（PCaPC）で建築物を構築しておけば、一体打ちのRC造に比べて容易に解体することができる。

アンボンドPC鋼材の可能性は、2003年度PC技術講習会において「21世紀のコンクリート構

造「アンボンドPC構造の可能性」]としてまとめられている。

さらに、アンボンドPC鋼材を利用した事務所建築に関する一連の研究として、国土交通省の平成18～19年度住宅・建築関連先端技術開発助成事業の研究開発課題「構造安定性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築に関する研究」(代表：塩原等東京大学准教授)を挙げることができる⁸⁾。RC造建物の構造技術の中で、これまであまり重要視されてこなかった、(a)床の軽量化、(b)大スパン化、(c)生産性・改修性・解体性能の向上、(d)地震時の損傷制御の4つの付加価値を研究開発対象とし、そのメリットが特に享受できるRC造建築物として事務所ビルへの適用を目指している。

5. コンクリート系事務所建築例

本章では、ふたつのコンクリート系事務所建築例を紹介する。ひとつは、札幌にすでに建築された予備校である。これは事務所建築というよりも学校建築と呼ぶべきかもしれないが、PCaPC工法を利用し、PC構造の利点を活かした設計となっている。もうひとつは、超高層鉄筋コンクリート造事務所ビルの建築計画である。本建物では、PC部材は利用されていないが、今後の超高層事務所ビルの展開を考えたときその設計は大いに参考となる。

5.1 河合塾札幌校 ～PCaPC部材圧着工法による中層ビルの設計～

(株)日建設計 西澤崇雄

5.1.1 はじめに

平成19年年末からの建設用鋼材の高騰に伴い、その多くがS造で設計されると考えられる規模の建物をPC造などRC系の構造で設計する動きがある。河合塾札幌校は平成18年8月～19年1月に設計を行った建物であり、鋼材高騰を理由にPC造で設計したわけではなく、設計終了時ではS造よりわずかに高価と分析していた。しかし、その後鋼材の高騰が進行したため、仮に現在建設すると仮定すれば、S造よりも安価に建設できると考えられる。設計当時S造よりわずかに高価と考えられながらもPCaPC部材圧着工法が採用された理由として、以下の4点があげられる。①PC部材の素材感を意匠の特徴にしたいという意匠設計者のこだわり。②間口の狭い敷地への対応としてS造と同様に建て逃げ工法の採用が可能であること。③高強度となるPC部材の特徴を生かして薄い部材断面とすることによりコンパクトなコアを実現し有効スペースを最大限確保したこと。④当時S造と遜色ない程度の適度な経済性を有していたことである。以下に上記4つのポイントを切り口として解説する。

5.1.2 建物の設計意図

河合塾札幌校は北海道大学正門近くに位置し、受験生に注目される施設として計画された建物である。敷地形状は間口が狭く奥行きが深い長方形であり、南北の間口が道路に面し東西は隣地の敷地に面している(図5.1.1)。立地の条件から南側道路の外観が建物の正面となり、南面のファサードを透明感のある美しい外観とすることで建物自体が看板としてアピールすることが意匠上の最大のコンセプトである。南面の透明なガラスを透して見えるRC系の構造躯体(床版のリブと細径の柱)がファサードの特徴となっており、周囲の建物とは異なる個性を主張している(図5.1.2)。

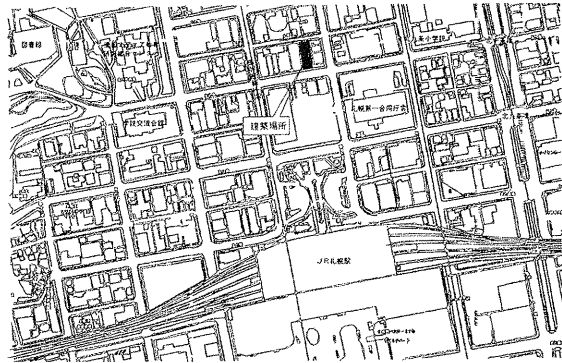


図5.1.1 案内図



図5.1.2 建物全景（南西面）

5.1.3 建物概要

所在地：札幌市北9条西三丁目3番地

発注者：学校法人 河合塾

用途：各種学校

設計監理：株式会社 日建設計

施工：戸田建設株式会社 札幌支店

工期：平成19年2月～平成20年2月

軒高：24.4m

建築面積：705.67m²、延床面積：4404.19m²

外装：北・東・西面/フッ素樹脂塗装

南面/ガラスカーテンウォール

5.1.4 PCの構造躯体が見える空間・外観

内外観から見えるPC部材の素材感を意匠の特徴にしたいというのが意匠設計者の設計当初からのこだわりである。特に注目される外観である玄関廻りはPC躯体の細柱と床版リブと透明なガラスで構成される（図5.1.3）。エントランスホール、教室の内観では間接照明で照らされる床版リブが見える。教室の写真奥は天井面までの大きな窓を逆梁とすることで確保。教室の天井高さは3000mm（床版リブ下で2800mm、床版リブのスパンは11.7m）となっている（図5.1.4）。

5.1.5 間口の狭い敷地への対応

都心部の敷地で、敷地の東西が隣地のため設計時には建設重機の出入りが間口の狭い南北に限定され、このため建て逃げ工法による施工が必要となると想定した。現場打ちの施工の場合には建て逃げ工法の採用が困難なことからPCaPC圧着工法を採用した。実際の施工では隣地の駐車場をPCの建方期間のみ借用することが可能となり、積層工法に変更された。工法変更に伴う部材断面への影響が懸念されたが、部材断面の大きな変更をすることなくより効率的な積層



図5.1.3 玄関廻り

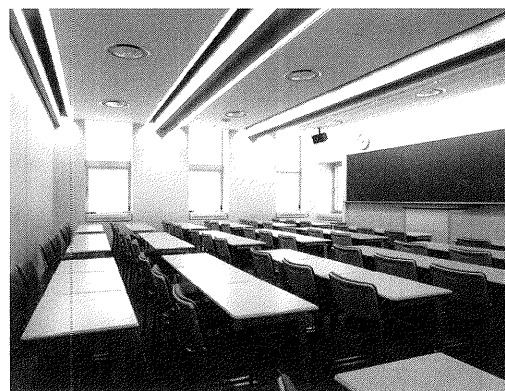


図5.1.4 教室の内観(床版リブ)

工法による工事が可能となり建方の工期で1ヶ月短縮された。結果として本建物で採用したPCaPC圧着工法が、建て逃げ工法から積層工法への現場段階での工法変更に対しても対応可能な融通性をもった構造であることが判明した(図5.1.5)。

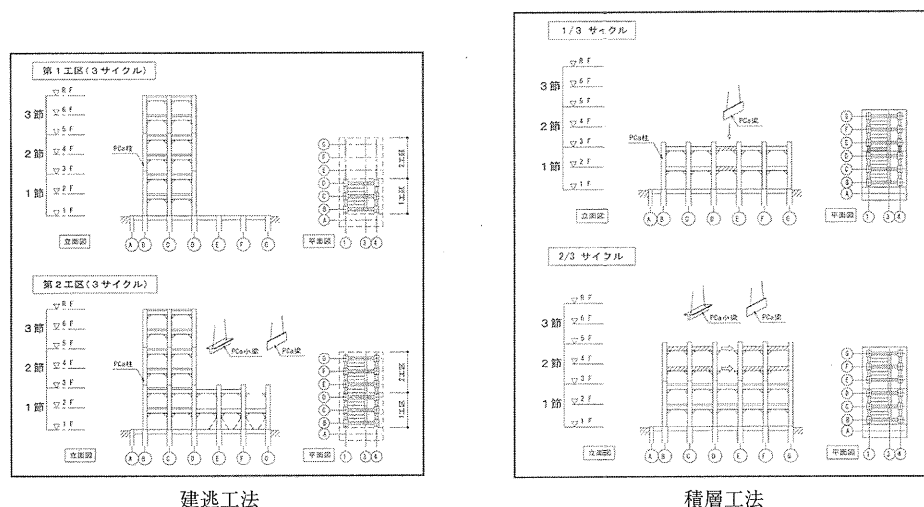


図5.1.5 建逃工法と積層工法

5.1.6 薄い部材断面によるコンパクトなコア

間口の狭い敷地で教室を最大限確保するために扁平な断面の柱梁で構造架構をつくる方針とした。柱断面の短辺寸法は400mm～550mm、梁断面の短辺寸法は400mmである(図5.1.6)。薄い躯体断面内に配線されるPC鋼線は、建築で良く使用されるマルチストランドでは端部定着金物を躯体内に収めるのが困難である。このため端部定着金物が小さいシングルストランドを用いた圧着工法としている(図5.1.7)。躯体断面が小さいためシングルストランドにただけでは、直交するPC鋼線の配置が混み合い、配線が困難である。建物東西面及び北面の外周架構は、腰壁を兼ねた逆梁としており、梁上端の段差を利用して配線。建物内側では梁せいの違いによる梁下端レベルの違いを利用しながらPC鋼線の交錯をさせて小さな躯体断面内の配線を行っている(図5.1.8)。

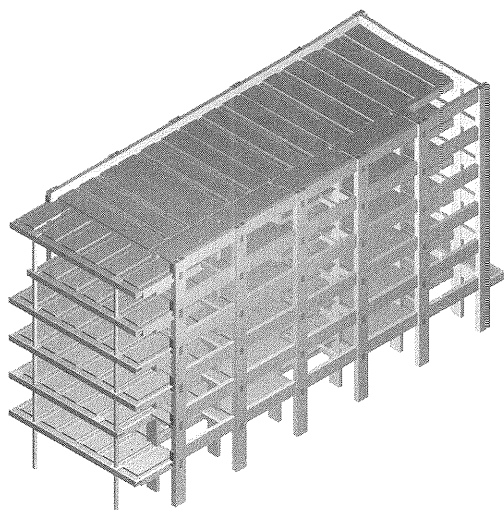
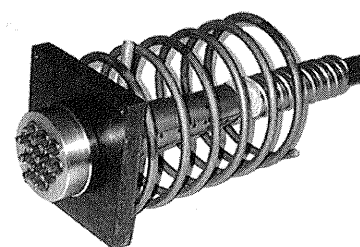
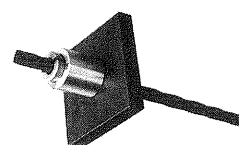


図5.1.6 PC部材架構パース



マルチストランド端部定着金物



シングルストランド端部定着金物

図5.1.7 マルチストランドとシングルストランド

5.1.7 適切な経済性

建物は地上6階建て、軒高24.22mでありRC造での設計は困難である。一般的にはS造で計画される建物と考えられるが、PC造であれば鉄骨を用いなくて設計可能な規模である。設計時には鉄骨を用いないことによるコスト減の効果が期待できること、またPC躯体を外装として利用することによる外装のコストダウンも期待できると考えた。

外装では敷地の条件から、特に南面ファサードに重点的にコストを配分し、東西面及び北面はPCの躯体、および押出成型セメント版の外装としたこともコスト縮減に貢献している。

本建物の総工費を弊社設計の一般的なS造建物（本建物の延べ床面積にあわせて、面積比率を掛けて工費を修正したもの）と比較した結果を示す（図5.1.9）。PCaPC圧着工法の本建物はS造建物と比較して総工費、各工事種目の内訳ともに類似した値を示している。構造躯体、仕上がり工事ともに微増程度にとどまり、設計時に想定した通りの結果となった。金額は設計終了時（2007年2月）の単価をベースに算定されており、昨今の鉄骨価格の高騰を考えると、上記の結果は、同規模建物へのPCaPC工法の採用がコスト的なメリットとなる可能性を示唆している。

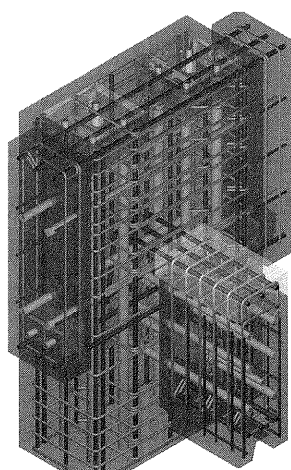


図5.1.8 逆梁と配線状況

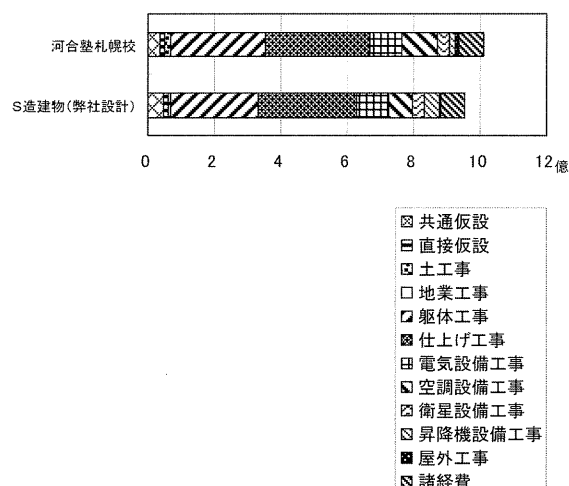


図5.1.9 S造とPC造での総工費比較

5.2 超高層RC免震オフィスビルの設計事例

(株)竹中工務店 有田 博・島野幸弘

5.2.1 はじめに

1990年代の後半頃からコンクリート強度の向上、RCプレキャスト化技術・免震構造技術等の発達・成熟と相まって、超高層RC免震集合住宅が市場に数多く提供されてきた。しかし、2006年末頃からは、集合住宅の供給過剰によって、集合住宅物件は減少し、それに反比例するようにオフィス物件が増加に転じている。ここでは、最近、設計が完了した超高層RC免震オフィスビルの設計事例について紹介する。

5.2.2 建物概要

本計画地は、大阪市内中央大通と四ツ橋筋の交差点に面し、地下鉄本町駅に直結する利便性に優れた立地である。図5.2.1に建物外観パースを示す。都市軸の重なり合う立地にふさわしいランドマーク性と象徴性を持たせるため、シンメトリー性と4面正面性、垂直性を強調した外観としている。



図5.2.1 超高層RC事務所ビル外観パース

断面的には都市景観に配慮し、高速道路や周辺建物高さを考慮した基壇部と、基準部・頂部からなる3層構成としている。表5.2.1に建物概要を示す。用途は大部分が賃貸事務所であり、最上階と地上付近に店舗、地下に自営式駐車場を設置している。図5.2.2に基準階平面図を示す。外形平面形状は東西方向37.6m×南北方向37.6mの正方形の平面形状であり、中央に高層用EV4機、低層用EV6機等の垂直動線をまとめ、北側にトイレ等のユーティリティ動線をまとめることで、快適で利便性の高い、スクエアな執務空間を実現している。

表5.2.1 建築概要

■建築地	大阪市西区西本町一丁目
■敷地面積	2,694.91 m ²
■規模	地下3階、地上29階 塔屋1階
■構造	RC造、S造、SRC造 免震構造
■用途	事務所・店舗
■延床面積	41,691.22 m ²
■総貸室面積	24,409.62 m ² (事務室)、348.00 m ² (各階貸倉庫)、1,047.71 m ² (店舗)
■基準階貸室面積	1,101.55 m ² (高層部)、985.03 m ² (低層部)
■駐車場	88 (内4台は車椅子用駐車スペース)

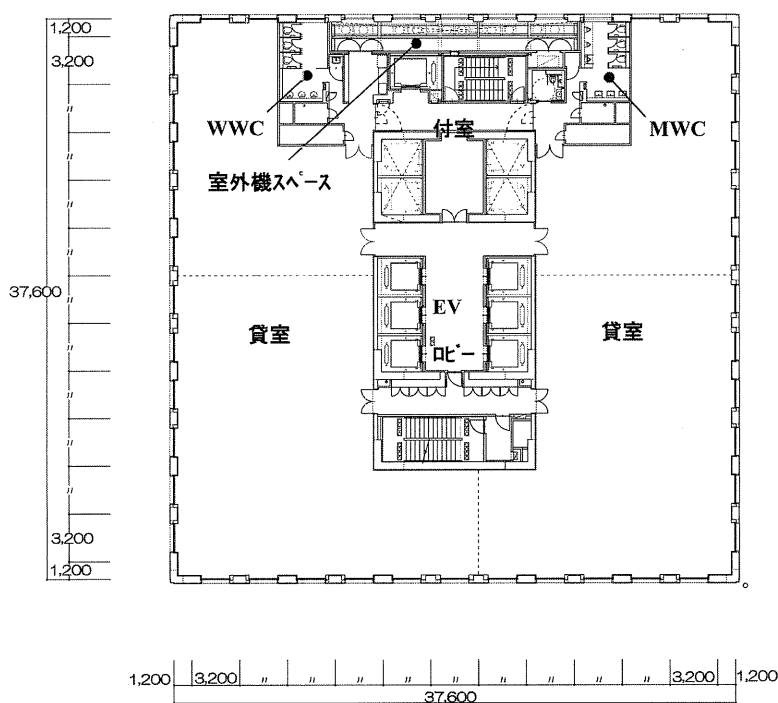


図5.2.2 基準階平面図

5.2.3 構造概要

本建物はB1階の柱頭部と地下3階コア縦シャフト下部に免震材料を設置した免震建物である。図5.2.3に基準階床伏図、図5.2.4に主要軸組図を示す。主体構造の構造種別は、地上、地下とも概ねRC造で、1～3階の外周部に配置したメガ架構はSRC造、オフィス床を支持する梁はS造としている。主体構造の架構形式は、地下部分は耐震壁を含むラーメン架構、地上部分は、

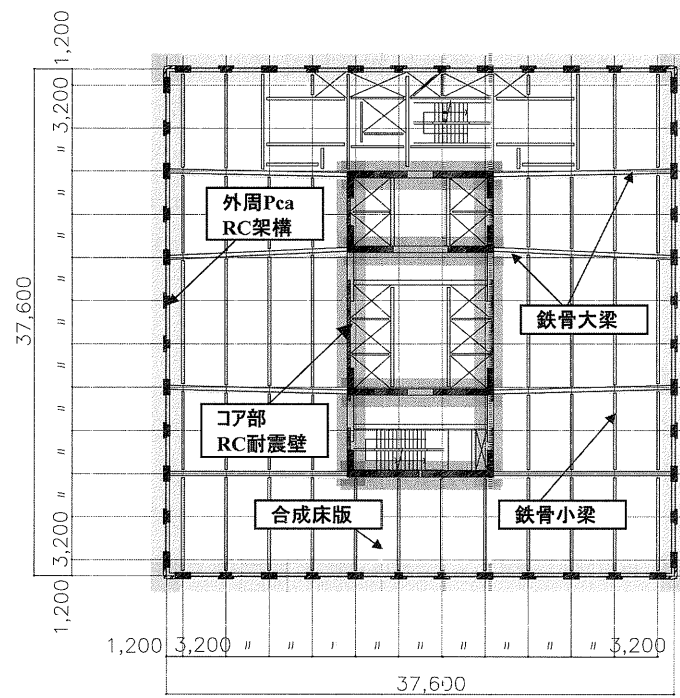


図5.2.3 基準階床伏図

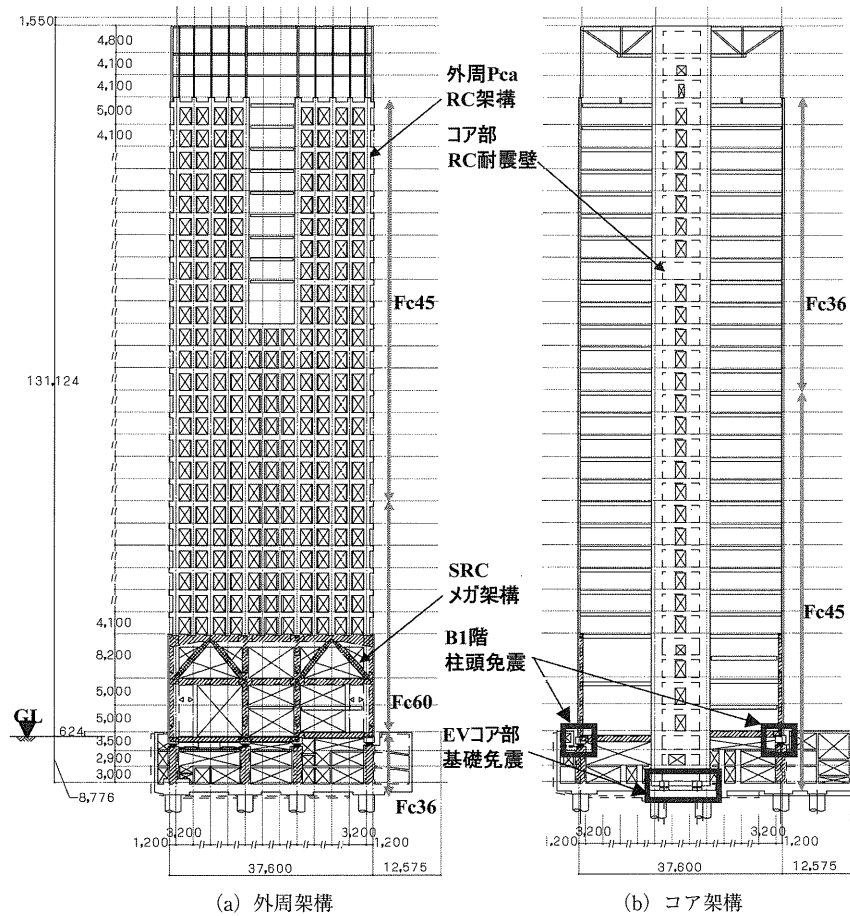


図5.2.4 主要軸組図

1階～3階床までは外周架構をブレースを有するラーメン構造、内部コア部分を耐震壁を含むラーメン構造としている。4階から上部は外周架構をスパン3.2mのプレキャストRC部材を用いたラーメン架構、内部コア部分を耐震壁を含むラーメン構造としている。1階～3階の外周に配置したメガ架構により、3.2mスパンで配置された柱を外装1面あたり4本に集約し、集約した柱の下部に免震材料（積層ゴム）を配置している。基礎形式は、GL-56.0m以深の洪積砂層を支持層とする場所打ちコンクリート拡底杭を採用し、環境面の配慮から、旧建物の既存杭（場所打ちコンクリート杭）も活用する計画としている。

5.2.4 RC造の採用の経緯

本建物は設計施工コンペ形式のプロジェクトであり、建築主にとって魅力ある超高層オフィスの提案をすべく計画に取り組んだ。昨今、政府は各企業に対しガイドラインを制定してBCP（事業継続計画）の策定を求めている。BCPの策定では、地震リスクに対する対策も重要であり、大地震が起きても被害を最小限に抑え、早期に事業を再開させることができるオフィスが市場においてその商品価値を高めている。このような背景のもと、耐震性能の観点から、耐震構造や制震構造に比べ、大地震時の被害を飛躍的に低減できる「免震構造」の採用が決定した。

では、上部構造をどうするか。海外では地震力が小さい等の理由により超高層オフィスでRC造を採用することは一般的である。しかし、地震力が大きい日本では、軽量で大スパンに適し、かつ柔構造とすることで地震力を低減できるS造が採用されるケースが多い。ところで、免震効果の最大の特徴は、建物の床の応答加速度が小さく抑えられ、建物内什器の被害を大幅に低減できることである。この免震効果を最大限に発揮させるためには、上部建物の剛性は大きいほどよく、一般的に、S造に比べ剛性を確保しやすいRC造の方が免震構造には適している。そんな折、今までオフィス物件の主構造部材であった鋼材の価格が北京オリンピックの影響等で高騰したこと、また、当社においてこの10年間、超高層RC免震集合住宅を積極的に推進し、その技術的ノウハウが蓄積されてきたことも相俟って、上部構造においてコストパフォーマンスに優れたRC造を採用するに至った。

5.2.5 超高層免震RC造オフィスのメリット・デメリット

(1) 意匠的観点から

躯体PCaを外装仕上として用いる手法は、超高層マンションでは一般的な手法として定着しているが、超高層オフィス物件としてはあまり例が無い。通常、超高層のオフィス物件では、前述の通り躯体は主にS造であり、外装材は花崗岩やタイル打込みのプレキャスト部材や、アルミパネルなどの乾式の壁面、もしくはアルミカーテンウォール等の開口部といった組合せが一般的である。特に、躯体と外装仕上が重なる柱型部分は、躯体寸法と仕上寸法が合計されるため、賃借部分として有効に活用できない床となり、テナントの多くが不満に感じていると言われている。本計画のように、仕上材を躯体に打込むことによって、外壁位置まで使いやすいスクエアなオフィス空間を確保することが出来る点が、仕上一体型プレキャスト部材の最大のメリットといえる。

(2) 設備的観点から

S造の柱梁とブレースで構成されるコア部分と比較して、RC造の柱梁と耐力壁によって構成されるコア部分は、オフィスの有効率が向上する反面、ダクトや配管等の設備開口の自由度は

低く、設備的なデメリットといえる。そのため本計画では、構造上のコアと、設備上のコアとを分離しT字型に構成することで、耐震壁と設備ルートの干渉を大幅に低減している。また各階で給排気を行い、各階の設備バルコニーに空調室外機を設置する各階個別空調方式を採用することで、最上階の施工が完了する前でも空調機の設置が可能になり、また、竣工後も各階別の更新が可能となるなど、高い施工性と更新性を確保している。

(3) 構造的観点から

上部構造にRC造を採用する場合のメリットは、前述したとおり、剛性が高く優れた免震効果が得られること、コストパフォーマンスに優れることである。デメリットとしては、①重量が大きいこと、②大スパンには適さないこと、③S造に比べ工期的に不利なこと、等である。本計画では①、②に対して、床はS梁と合成床版で形成することで、建物荷重の軽量化と大スパン化を図った。また③に対して、外周RC架構に超高層集合住宅の分野で蓄積したプレキャストRC躯体構築技術をフルに活用し、鉄骨造とあまり遜色のない工期を実現した。

(4) 施工的観点から

施工的な観点からは、本計画では、外周の躯体PCaを外装仕上として用い、また、アルミサッシュを内嵌め式とすることで、外装材取付用のタワークレーンの使用が不要となり、工期的なデメリットを補うことができた。但し、床面を鉄骨化することでいくらかは軽量化を図っているものの、やはり単位面積荷重は1 ton/m²を超え、外周のプレキャスト部材の重量も大きい。そのためタワークレーンが大型になったり、逆打ち用の構真柱のサイズが大きくなる等のデメリットがある。また、本計画ではS梁やSRCメガ架構を用いているため異種構造間の取り付け部分が各所に存在し、それぞれに対して適切な施工方法・施工手順を考える必要があるため、単一の構造種別に比べ、難易度の高い施工となることが予想される。

5.2.6 おわりに

これまで、日本において超高層オフィスビルで積極的にS造が利用されてきた根拠は、柔構造により地震力を低減でき、かつ比較的安価に「軽量」、「大スパン」、「短工期」を実現できたことであろう。鋼材価格の高騰も山を越え、今後は下降傾向となるであろう。従って、今後も超高層オフィスでRC造の適用を積極的に推進していくためには、最新の免震・制震技術を適用し、かつS造と同等のコストで「部材の軽量化」、「大スパン化」、「短工期化」の実現が必要である。その実現により、材料価格変動にとらわれることなく、超高層RC造建物が、集合住宅のみならず、オフィス市場でも積極的に活用されることであろう。

6. むすび

構造形式にはそれぞれの長所・短所があり、設計者は適切な構造形式を選択することになる。この選択が鉄筋コンクリート造であったり、鉄骨造であったり、また、プレストレストコンクリート造であったりする。さらには、5章で採りあげた超高層事務所ビルのように、いくつかの構造形式を用いた混合構造が選択されることもある。プレストレストコンクリート造にも多くの利点があると同時に欠点もある。しかし、プレストレストコンクリート造が設計の際の構造形式のひとつとして選択肢に挙がっているかという疑問である。そのような利点・欠点をできるだけ多くの設計者に理解していただき、選択肢のひとつとして挙げられるようになることを期待する。

謝 辞

本稿を執筆するにあたり、日建設計 阿波野昌幸氏、竹中工務店 上田博之氏、大成建設 小室努氏、およびピーエス三菱 福井剛氏から協力と貴重な助言をいただいた。

参考文献

- 1) 浜原、福井、内田、佐藤：連続開口を有するPC梁の開口間隔、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）、pp.817-818、2007年 8 月
- 2) 小西、浜原：複数の開口を有するPC梁の力学的挙動に関する実験的研究（その1 実験概要、その2 実験結果）、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、pp.953-956、2008年 9 月
- 3) 河本、小室他：開口を有するプレテンション方式PCaPC梁の構造性能、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、pp.949-950、2008年 9 月
- 4) 甲斐、飯島他：大開口を有するPCaPC梁の実大施工実験、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、pp.951-952、2008年 9 月
- 5) 大野、鈴木、大野、清水：高強度鉄筋のリラクセーション、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp.1099-1100、1993年 9 月
- 6) 清水、鈴木、大野、大野：高強度鉄筋SD490のリラクセーション値、日本建築学会大会学術講演梗概集（東北）、pp.1049-1050、1991年 9 月
- 7) 河本、小室他：高強度異形鉄筋を用いたプレテンション方式PCaPC梁の構造性能（その1～2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.755-758、2006年
- 8) 塩原、千葉他：構造安全性と生産合理性の融合を目指した鉄筋コンクリート造事務所ビル建築に関する研究（その1：全体研究計画～その11：地震応答解析による検証2）、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、pp.651-672、2008年 9 月

「高強度コンクリートを用いたPC構造物 の設計施工規準」について

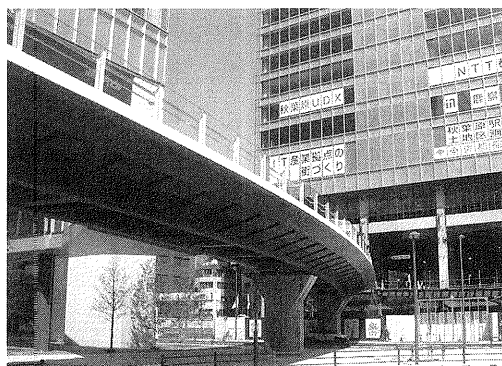
埼玉大学大学院 教授
鹿島建設㈱
鹿島建設㈱
(株)ピーエス三菱

睦 好 宏 史
大 塚 一 雄
一 宮 利 通
桜 田 道 博

1. はじめに

近年、設計基準強度が 100N/mm^2 を超える高強度コンクリートが実用化されており、橋梁などのプレストレストコンクリート（以降、PC）構造物にも適用されている（写真－1.1、写真－1.2）。高強度コンクリートをPC構造物に用いることにより、部材の軽量化、地震時の慣性力の低減、長スパン化、低桁高化および高耐久性化等が可能となり、普通強度のコンクリートでは実現困難な付加価値の高い構造物や経済的な構造物が実現できる。しかしながら、高強度コンクリートの設計・施工に関する基準類は十分に整備されておらず、高強度コンクリートをPC構造物へ適用する際には既往の基準類を安全側に準用しているのが現状であり、高強度コンクリートの合理的な設計および施工を実現するには、設計施工規準の速やかな整備が求められた。そこで、プレストレストコンクリート技術協会では、民間22社の委託を受け、高強度PC構造物研究委員会を組織し、「高強度コンクリートを用いたPC構造物の設計施工規準³⁾」（以降、高強度PC規準）を作成した。

本文では高強度PC規準の内容を解説するとともに、高強度コンクリートを用いたPC構造物の設計例および施工例を紹介する。



写真－1.1 アキバブリッジ¹⁾
（設計基準強度 120N/mm^2 ）

2. 高強度PC規準の概要

高強度PC規準は、設計基準強度が 60N/mm^2 から 160N/mm^2 の高強度コンクリートを用いたPC構造物の設計および施工に適用するものである。高強度PC規準の構成を図－2.1に示す。高強度PC規準の作成にあたっては、既往の基準類を参考にし、高強度コンクリートに関する最新の研究成果や施工事例を取り入れ、高強度コンクリートを適用する場合の利点や留意点を示した。参考資料においては、施工実績一覧表・調査票、設計例、施工例、ライフサイク



写真－1.2 カムテックス常石棧橋²⁾
（設計基準強度 120N/mm^2 ）

ルコストの検討例など、高強度コンクリートを用いたPC構造物を計画・設計・施工する際に参考になる資料を示した。

3. 各章の解説

3.1 「1章 総則」

総則では、本規準の適用範囲、計画、用語の定義等を示した。本規準の適用範囲は、設計基準強度が 60N/mm^2 以上、 160N/mm^2 以下の高強度コンクリートを用いたPC構造物とした。この範囲は、設計基準強度 80N/mm^2 以下が適用範囲のコンクリート標準示方書(土木学会)⁴⁾と 150N/mm^2 以上が適用範囲の超高強度繊維補強コンクリートの設計施工指針案(土木学会)⁵⁾を補完できるように設定したものである。

「1.2計画」では、高強度コンクリートをPC構造物に使用する場合の留意点を示した。高強度コンクリートは水セメント比が小さく、単位セメント量が大きいため、自己収縮、水和熱、およびフレッシュ時の粘性が高くなる傾向にあり、①収縮ひび割れ、②温度ひび割れ、③水和発熱時の高温による構造体強度の低下、および④施工性の低下等に留意する必要がある。したがって、高強度コンクリートを使用したPC構造物を計画するにあたっては、これら高強度コンクリートの特性を十分理解した上で、構造形式、形状、寸法および工法等を適切に定めるものとした。また、PC構造物に使用する高強度コンクリートは、試験や過去の実績等により、材料特性、ひび割れ抵抗性、構造体強度、施工性および部材としての構造特性が確認されたものを使用することを原則とし、確認されていない場合は、各種材料試験、施工性試験および載荷試験等により、これらを確認した上でPC構造物に適用するものとした。

3.2 「2章 設計の基本事項」

設計の基本事項では、設計の原則、要求性能、性能照査および安全係数等に関して示した。高強度コンクリートを用いたPC構造物の設計は、2007年制定コンクリート標準示方書【設計編】の内容を踏襲し、要求性能の設定、構造物の計画、構造詳細(寸法、配筋等)の設定、要求性能の照査等の作業により構成されるものとした。設定する要求性能、照査指標および限界状態の例を表-3.1に示す。要求性能としては、一般に安全性、供用性および耐久性を設定するものとし、性能照査は各要求性能に応じた限界状態を構造物(または部材)ごとに設定し、構造物が限界状態に至らないことを確認することで行うことを原則とした。安全係数に関しては、

目次

1章	総則
2章	設計の基本事項
3章	使用材料
4章	材料の設計値
5章	荷重
6章	構造解析
7章	供用限界状態に対する検討
8章	終局限界状態に対する検討
9章	疲労限界状態に対する検討
10章	一般構造細目
11章	耐久性の照査
12章	初期ひび割れに対する照査
13章	施工

参考資料

図-2.1 高強度PC規準の構成

表-3.1 要求性能、照査項目・指標および限界状態の例

要求性能	照査項目	照査指標	限界状態	参照先
安全性	断面破壊	断面耐力	終局限界状態	8章
	疲労破壊	断面力、応力度	疲労限界状態	9章
供用性	外観、走行性	ひび割れ幅、応力度、変位・変形、振動	供用限界状態	7章
	鋼材腐食	ひび割れ幅	供用限界状態	7章
耐久性	コンクリートの劣化	中性化深さ 塩化物イオン濃度 相対動弾性係数	—	11章

試験や過去の実績等により、材料特性、ひび割れ抵抗性、構造体強度、施工性および部材としての構造特性が確認された高強度コンクリートを使用する場合には普通強度のコンクリートと同様の値としてよいものとし、これらの特性が確認されていない場合は適切に割り増しするものとした。

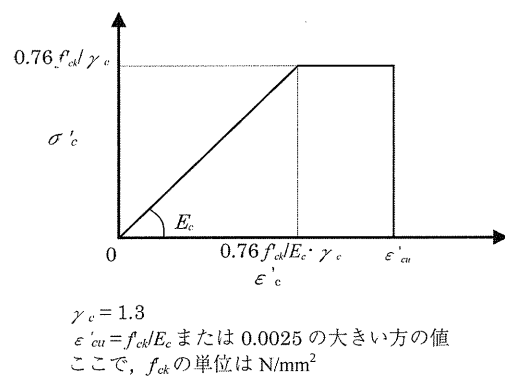
3.3「3章 使用材料」

本章では、コンクリート、鉄筋、PC鋼材、定着具およびPCグラウトなど、使用材料に求められる性能を規定した。本章の規定を満足すれば、高強度鉄筋および高強度PC鋼材も使用してよいものとした。

3.4「4章 材料の設計値」

(1) コンクリート

コンクリートの設計値は設計基準強度が80N/mm²までは、コンクリート標準示方書【設計編】に準拠することとし、設計基準強度が80N/mm²を超えた場合は試験を行って定めることを標準とした。ただし、応力－ひずみ曲線およびヤング係数に関しては設計基準強度が80N/mm²を超えた場合の設計値を次のとおり定めた。



図－3.1 応力－ひずみ曲線 ($f'_{ck} > 80\text{N/mm}^2$)

1) 応力－ひずみ曲線

設計基準強度が80N/mm²を超える場合の応力－ひずみ曲線を図－3.1のとおり規定した。これは、既往の研究より高強度コンクリートの応力－ひずみ曲線は破壊

に至るまでほぼ直線になること、終局ひずみは圧縮強度をヤング係数で除した値にほぼ一致すること、および設計基準強度が80N/mm²までの応力－ひずみ曲線との整合等を考慮して定めた。

2) ヤング係数

ヤング係数は、高強度コンクリートに関する既往の研究や施工実績等の結果をまとめ、設計基準強度が160N/mm²までの値を表－3.2のとおり定めた。なお、ヤング係数が構造性能に大きな影響を及ぼすと判断される場合は、静弾性係数試験 (JIS A 1149) により定めるのを標準とした。

表－3.2 コンクリートのヤング係数

$f'_{ck}(\text{N/mm}^2)$	80	90	100	110	120	130	140	150	160
$E_c(\text{kN/mm}^2)$	38	39	40	41	41	42	43	44	45

(2) 鉄筋およびPC鋼材

通常の鉄筋およびPC鋼材の設計値は、コンクリート標準示方書【設計編】に準拠するものとし、高強度鉄筋の設計値は、高強度鉄筋PPC構造設計指針 (プレストレストコンクリート技術協会)⁶⁾に準拠するものとした。高強度PC鋼材に関しては実績が少ないため、設計値は試験により諸特性を確認した上で定めるものとした。

3.5 「5章 荷重」

荷重はコンクリート標準示方書【設計編】に準拠するものとした。ただし、高強度コンクリートは、単位セメント量が多くなるため、普通強度のコンクリートに比べ単位重量が大きくなる傾向にある（表-3.3）。したがって、高強度コンクリートの単位重量は実際の配合に基づいて定めるのが望ましい。

3.6 「6章 構造解析」

構造解析に関しては、高強度コンクリートを用いることによる影響はほとんどないため、コンクリート標準示方書【設計編】に準拠するものとした。

3.7 「7章 供用限界状態に対する検討」

供用限界状態に対する検討は、コンクリート標準示方書【設計編】に準拠するものとし、高強度コンクリートを使用する際の留意点として以下を示した。

(1) 曲げモーメントおよび軸方向力に対する検討

①コンクリートの圧縮応力度の限界値は $f_{ck}/3$ とした。これは過大なクリープひずみや大きな圧縮応力に起因するひび割れを防止するためである。なお、設計基準強度が 80N/mm^2 以下の場合は、コンクリート標準示方書【設計編】に準拠して $0.4f_{ck}$ としてよいものとした。

②コンクリートの引張応力度の限界値は、曲げひび割れ強度の特性値 f_{bck} とし、表-3.4に示すとおり、設計基準強度が 80N/mm^2 の場合の値を上限値とした。これは、高強度コンクリートになるほど、自己収縮が大きくなり、鉄筋の拘束等の影響により引張強度の低下が懸念されること、およびデータの蓄積が十分でないことを考慮して定めた。なお、載荷実験等により曲げひび割れ強度の特性値を確認した場合は表-3.4を超える値を使用してもよい。

(2) セン断力およびねじりモーメントに対する検討

コンクリートの斜め引張応力度の限界値は、コンクリート標準示方書【設計編】に準拠し、コンクリートの設計引張強度の75%または95%とした。ただし、コンクリートの設計引張強度は、設計基準強度が 80N/mm^2 の場合の値 4.2N/mm^2 ($=0.23 \times 80^{2/3}$) を上限値とした。これは、前述の引張応力度の限界値と同様、高強度コンクリートの自己収縮を鉄筋が拘束する影響による引張強度の低下とデータの蓄積が十分でないことを考慮したものである。

(3) ひび割れに対する検討

ひび割れを許容するPPC構造に高強度コンクリートを用いてもよいものとしたが、腐食性環境において高強度コンクリートに発生したひび割れが耐久性に及ぼす影響は明らかになってい

表-3.3 高強度コンクリートの単位体積質量 (例)

種 別	f'_{ck} (N/mm^2)	Air (%)	単位量(kg/m^3)				単位体積 質量 (t/m^3)
			W	C	S	G	
高強度	120	2.0	155	912	618	744	2.429
普通強度	40	4.0	170	395	844	895	2.304

表-3.4 曲げひび割れ強度の特性値 f_{bck} (G_{max} : 20mm)

断面高さ (m)	設計基準強度 f'_{ck} (N/mm^2)		
	60	70	80 以上
0.25	3.3	3.6	3.9
0.50	2.6	2.8	3.1
1.00	2.1	2.3	2.5
2.00	1.7	1.9	2.0
3.00 以上	1.5	1.7	1.8

ないのが現状である。したがって、腐食性環境においてはPPC構造を適用しないのが望ましい。

(4) 変位・変形に対する検討

高強度コンクリートをPC構造物に使用することで、支間の長大化、桁高の低減および断面の縮小が可能となるが、これらに伴う断面剛性の低下により変位・変形が大きくなる場合がある。したがって、変位・変形が供用性を損なわないよう留意するものとした。

(5) 耐火性の検討

高強度コンクリートは硬化体が緻密であるため、火災等で急激に温度が上昇した場合は爆裂しやすい傾向にある。したがって、火災が想定されるPC構造物に高強度コンクリートを使用する場合は、有機繊維の混入や耐火パネルの設置等、コンクリートの耐火性能を高める処置を行うものとした。

3.8 「8章 終局限界状態に対する検討」

終局限界状態に対する検討は、コンクリート標準示方書【設計編】に準拠するものとし、高強度コンクリートを使用する際の留意点として以下を示した。

(1) 曲げモーメントおよび軸方向力に対する検討

①高強度コンクリートにより橋脚や斜張橋の主塔など柱部材の断面を縮小する場合は、座屈に対して留意するものとした。

②破壊抵抗曲げモーメントの算出において、設計基準強度が80N/mm²を超える場合は、図-3.1に示す応力-ひずみ曲線を用いてよいものとした。

(2) セン断力に対する検討

棒部材の設計せん断耐力 V_{yd} および腹部コンクリートの設計斜め圧縮破壊耐力 V_{wcd} に関しては、コンクリート標準示方書【設計編】に準拠して式(1)および式(2)により求めてよいものとした。ただし、コンクリートが負担できる平均せん断応力度 f_{vcd} および腹部コンクリートが負担できる最大せん断応力度 f_{wcd} に上限値を設けた。 f_{vcd} は設計基準強度が60N/mm²の場合の値(0.72N/mm²)を、 f_{wcd} は設計基準強度が50N/mm²の場合の値(7.8N/mm²)を上限値とした。これは、高強度コンクリートの自己収縮や温度応力を鉄筋が拘束する影響により f_{vcd} が頭打ちになること、高強度コンクリート部材を用いたせん断圧縮破壊実験のデータが少ないことを考慮したものである。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped} \quad (1)$$

ここに、

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{ただし、} f_{vcd} \leq 0.72 \quad (\text{N/mm}^2)$$

b_w : 腹部の幅

d : 有効高さ

β_d : 有効高さの影響に関する係数

β_p : 引張鋼材量の影響に関する係数

β_n ：軸方向力の影響に関する係数

γ_b ：一般に1.3

V_{sd} ：せん断補強鋼材の設計せん断力

V_{ped} ：軸方向緊張材の有効引張力の鉛直分力

$$V_{wcd} = f_{wcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (2)$$

ここに、

$$f_{wcd} = 1.25 \sqrt{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{ただし、} f_{wcd} \leq 7.8 \quad (\text{N/mm}^2)$$

γ_b ：一般に1.3

(3) ねじりに対する検討

高強度コンクリートを用いた部材のねじり特性に関してはデータの蓄積が十分ではなく、不明な点が多いため、ねじりモーメントの影響が大きい部材に高強度コンクリートを使用するのは避けるのが望ましい。やむを得ずねじりモーメントの影響が大きい部材に高強度コンクリートを使用する場合は、載荷実験等により適切な検討を行うものとした。なお、設計基準強度が80N/mm²以下の場合はコンクリート標準示方書【設計編】に準拠してよいものとした。

3.9 「9章 疲労限界状態に対する検討」

疲労限界状態に対する検討は、コンクリート標準示方書【設計編】に準拠するものとした。一般のPC構造物では疲労が問題になることはほとんどないが、高強度コンクリートを使用したPC構造物は断面の縮小や桁高の低減が可能になるため変動荷重による応力振幅が大きくなり、疲労の影響が無視できなくなる場合があると考えられる。したがって、部材断面の剛性が極端に低く、疲労の影響が懸念される場合は疲労限界状態の照査を行うものとした。

3.10 「10章 一般構造細目」

高強度コンクリートを使用することで、かぶり、鉄筋間隔、鉄筋の定着長、PC鋼材の定着具の間隔等の構造細目は緩和できると考えられるが、データの蓄積が十分でないため、コンクリート標準示方書【設計編】に準拠することとした。一般構造細目を緩和する場合は、載荷試験やFEM解析等により、安全性を確認するものとした。

3.11 「11章 耐久性の照査」

一般に、高強度コンクリートは通常のコンクリートと比較して組織が緻密であるため、耐久性が高く、かぶりを小さくすることによる軽量化やライフサイクルコストの低減等を図ることができる。本規準では、中性化、塩害、凍害および化学的侵食に対する照査について示した。アルカリ骨材反応に対する照査については、アルカリシリカ反応性試験において無害と判定された骨材を使用することとし、照査は行わないこととした。

(1) 中性化に伴う鋼材腐食に対する照査

圧縮強度が60N/mm²以上の高強度コンクリートでは、一般に組織が緻密であるため、本規準では、30mm以上のかぶりがある場合は、中性化に関する照査を行わなくてよいこととした。

(2) 塩害に対する照査

高強度コンクリートでは、通常のコンクリートと比較して塩化物イオンの侵入に対する抵抗性は高くなる。図-3.2に圧縮強度が160～200N/mm²の高強度コンクリート（B、JLR）および50N/mm²の普通コンクリート（NN）について、土木学会コンクリート標準示方書に準じてコンクリート中の塩化物イオン濃度を計算した結果の一例を示す。なお、コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数は、電気泳動によるコンクリート中の塩化物イオンの実効拡散係数試験により測定した実効拡散係数を見かけの拡散係数に換算したものをを用いた。高強度コンクリート（B、JLR）のかぶりcは35mmであるが、普通コンクリート（NN）のかぶりcが200mmと同等の遮塩効果があることがわかる。ただし、高強度コンクリートの塩化物イオンに対する拡散係数の測定データは少ないため、本規準では塩化物イオンに対する拡散係数の特性値を試験により求めることを基本とした。

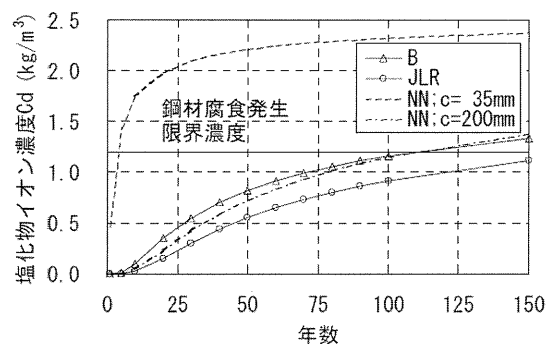


図-3.2 塩化物イオン濃度の推定

表-3.5 耐凍害性が要求される場合の空気量の目安

設計基準強度	空気量
60 N/mm ²	4.0 %以上
80 N/mm ²	3.5 %以上
100 N/mm ² 以上	3.0 %以上

(3) 凍害に対する照査

通常のコンクリートでは、凍結融解に対する抵抗性を高めるためにエントレインドエアを連行し、凍結時の移動水分をエントレインドエア内に逃がす方法をとっている。一般に高強度コンクリートは水結合材比が小さいため、凍結融解に対する抵抗性も大きく、外部からの水の浸透に対する抵抗性も大きい。一方、高い強度を得るためにエントレインドエアを低減させており、間隙水の凍結圧が過度に高くなる可能性もある。したがって、高強度コンクリートの空気量は、圧縮強度と凍結融解抵抗性の両者を加味して定めるのがよい。本規準では、凍結融解試験を行わずにコンクリートの配合を決定する場合には、表-3.5の空気量を満足すれば、凍害に対する抵抗性が確保されているとしてよいとした。

(4) 化学的侵食に対する照査

化学的侵食に対する照査は、コンクリートの供試体による促進試験、暴露試験等によって、コンクリートの劣化が顕在化しないこと、その影響が鋼材位置まで及ばないこと等を確認することによってよいこととした。ただし、化学的侵食作用が非常に厳しい場合には、高強度コンクリートにおいてもコンクリートの抵抗性のみで性能を確保することが難しい場合もあるため、コンクリート表面被覆や腐食防止処置を施した補強材の使用等の対策を施すのが合理的である。対策を行う場合には、実際に処理を行った状態で暴露実験を実施し、化学的侵食に対する抵抗性を確認して照査に代えてよいこととした。

3.12 「12章 初期ひび割れに対する照査」

高強度コンクリートは水和発熱や自己収縮が大きく体積変化によるひび割れが生じやすいため、水和発熱および自己収縮によるひび割れについての照査を実施する必要がある。「12章 初期ひび割れに対する照査」では、ひび割れに対する照査は、温度解析によって算定される温度分布に基づく体積変化と自己収縮による体積変化を求め、これらを採り入れた応力解析によって算定されたコンクリートの応力によって、有害なひび割れが発生しないことを確かめることにより行うものとした。

3.13 「13章 施工」

本規準では、全般的にコンクリート標準示方書【施工編】に準拠するものとし、設計基準強度100N/mm²までが適用範囲である土木学会「自己充填型高強度高耐久コンクリート構造物設計・施工指針（案）⁷⁾」および設計基準強度120N/mm²までが適用範囲である日本建築学会「高強度コンクリート施工指針（案）⁸⁾」を参考として作成した。ここでは、施工に関して高強度コンクリートで特に留意する必要がある点について述べる。

3.13.1 コンクリートの施工性能

(1) ポンプ圧送性

高強度コンクリートは粘性が高いため、材料分離による閉塞は起こりにくいが、管内圧力損失が大きくなるため、適切な性能のポンプを使用し、適切に吐出量を設定する必要がある。図-3.3に高強度コンクリートの管内圧力損失の例を示す。

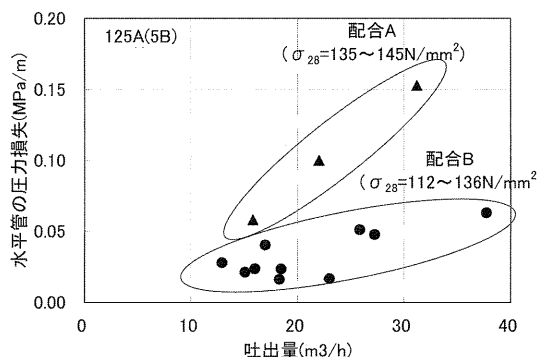


図-3.3 高強度コンクリートの管内圧力損失の例

(2) 凝結特性

単位水量が小さくなると化学混和剤の使用量が増えるため、凝結開始時間が遅くなることに注意して仕上げ時期や養生期間等の計画をしなければならない。

(3) ひび割れ抵抗性

施工段階で発生する主なひび割れとしては、沈下ひび割れやプラスチック収縮ひび割れがある。高強度コンクリートは粘性が高く材料分離抵抗性が高いので、沈下ひび割れは生じにくい傾向にある。一方、高強度コンクリートはブリーディングが少ないため、プラスチック収縮ひび割れが生じやすいことが知られているが、一般に表面養生剤を用いることでこれを防ぐことができる。

3.13.2 使用材料

コンクリートの強度を高める方法としては、水結合材比を小さくすることが一般的であるが、本規準の適用範囲（60～160N/mm²）の圧縮強度を得るためには、混和材の活用や骨材の選定が重要となる。高強度コンクリートに使用される材料についてもJIS等の品質基準が整備されつつあり、本規準ではそれらの規定を満足する材料を使用することを標準とした。また、品質基

準が未整備な材料については、適切な方法によって品質を確かめなければならないこととした。

通常のコンクリートでは骨材の強度がコンクリート強度よりも高いため骨材の品質がコンクリートの強度に与える影響は小さい。しかし、高強度コンクリートではコンクリート強度が骨材強度を上回ることが多いため、骨材の品質がコンクリートの強度に大きく影響することを認識した上で、骨材を選定する必要がある。また、高強度コンクリートではアルカリ総量が多くなるため、アルカリ骨材反応が無害である骨材を使用することを標準とした。

一般に高強度コンクリートは低水結合材比に起因する自己収縮の増大や、結合材の水和発熱に起因する温度応力の増大が懸念されるため、これらへの対策を事前に検討することが重要である。検討にあたっては使用材料の選定だけでなく、配合についても併せて検討することが重要である。

3.13.3 配合

(1) 強度

図-3.4は高強度コンクリートの標準養生供試体とコア供試体強度を比較した例である。普通ポルトランドセメントの場合、水和発熱による高温履歴の影響によりコア抜きした供試体の圧縮強度が標準養生供試体強度よりも小さくなり、強度が大きくなるにしたがってその差異が大きくなる傾向が認められる。一方、低熱ポルトランドセメントの場合は、実強度で 160N/mm^2 を超えてもその差異は小さいことが分かる。このように、温度やセメントの種類によっては、初期に高温履歴を受け、構造物内のコンクリートの圧縮強度が管理用供試体の圧縮強度よりも低下することがある。そのため、この影響を考慮して配合を決めることを標準とした。

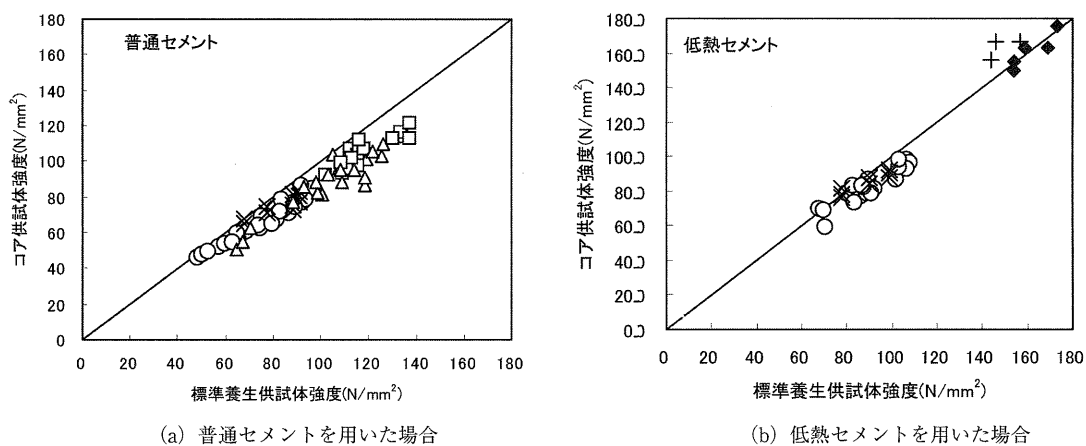


図-3.4 標準養生供試体とコア供試体強度の比較

(2) 水結合材比

高強度コンクリートでは、圧縮強度に影響を及ぼす要因が通常のコンクリートよりも多く、それらの要因と圧縮強度の関係が十分に定量的に把握されていないわけではない。また、レディーミクストコンクリート工場の使用材料、製造設備、品質管理等によって圧縮強度が大きく異なる場合があるため、試し練りによって水結合材比を定めることを標準とした。

(3) 単位水量

単位結合材量が増加するとセメントの水和に起因するひび割れの発生やコンクリート中に含まれるアルカリ総量の増加につながるため、単位水量をできるだけ小さくし、単位結合材量を抑える必要がある。しかし、単位水量を少なくし過ぎると、混和剤添加量の増加によるコンクリートの凝結遅延やワーカビリティの低下等の原因となるため、試し練り等により適切な値に設定することが望ましい。

3.13.4 製造

(1) 貯蔵設備および製造設備

高強度コンクリートは、骨材の粒度や表面水率の影響を大きく受けるので、骨材貯蔵設備の排水機能や、粒度ごとに分割された貯蔵設備、製造時に表面水率を自動的に測定できる装置等を有することが望ましい。また、練混ぜ中のミキサの負荷電流を確認することや、計量値の印字記録を出力することが可能である設備を保有している工場が望ましい。

(2) ミキサ

高強度コンクリートは、通常のコンクリートと比較して粘性が高いため、練混ぜ性能の高いパッチ式の強制練りミキサを用いることを原則とした。一般的には、練混ぜ時間が短縮でき、かつ排出時間も短い水平二軸型の強制練りミキサを用いるのがよい。

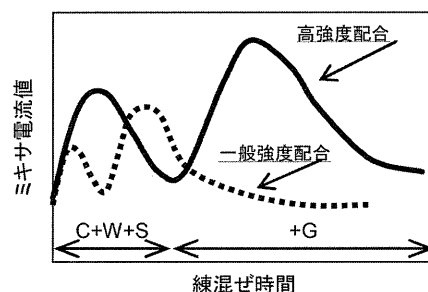


図-3.5 配合とミキサ負荷値の概念図

(3) 練混ぜ

高強度コンクリートは、通常のコンクリートと比較して練混ぜ時のミキサの負荷電流が大きくなる。図-3.5に示すように、特に粗骨材の投入時に過大な負荷がかかることから、粗骨材を投入するタイミングによってはミキサが停止する場合もあるので、材料の投入順序、練混ぜ量について、既往の実績を参考にして検討する必要がある。また強度レベルによっては、実際に製造する練混ぜ量で、事前に練混ぜ手順、練混ぜ時間について確認するのが望ましい。

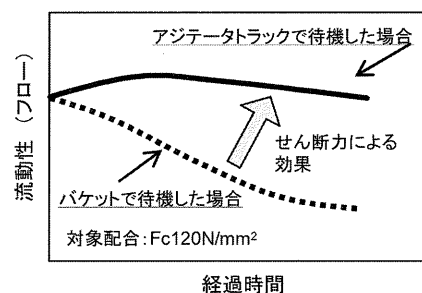


図-3.6 運搬方法と流動性の相違の概念図

(4) 運搬

高強度コンクリートは、強度が高くなるに従って粘性が高くなる傾向にある。そのため、コンクリート製造後に外力を加えずに放置すると、物理的な凝集によって著しく粘性が増大し、あたかも流動性が低下したような状態になる。図-3.6に示すように、コンクリートにせん断力を加えながら運搬するアジテータトラックは、高強度コンクリートの粘性を抑制する観点からは非常に有用である。

3.13.5 コンクリート工

(1) 打込み・締固め

スランプで管理する場合、打込みに際して締固めを必要とする。高強度コンクリートは粘性が高い傾向にあり、振動機の振動が伝わる範囲が通常のコンクリートよりも狭くなるため、締固めの時間や振動機の挿入間隔等について検討する必要がある。

(2) 仕上げ

高強度コンクリートは、一般に高性能AE減水剤等混和剤の添加量が多くなり、コンクリートの凝結が遅くなる傾向があるため、適切な表面仕上げ時期を設定する必要がある。また、高強度コンクリートは粘性が高く、ブリーディングを生じないため、仕上げ補助剤を用いる等、あらかじめ仕上げ方法を計画しておくのが望ましい。

(3) 養生

高強度コンクリートはブリーディングを生じないため、表面の乾燥によりプラスチック収縮ひび割れが生じやすい。特に、気温が高い場合や、コンクリートの表面に風が直接当たる場合に生じやすい。このひび割れに対しては、散水養生や表面養生剤の散布が有効である。また、高強度コンクリートに用いるセメントや混和材により、養生期間が短いと、強度発現や耐久性を阻害するおそれがあるものがあるため、事前に養生方法の検討を行う必要がある。

4. 設計例

4.1 設計の概要

高強度コンクリートをPC構造物に使用することで部材の軽量化、長スパン化、低桁高化および高耐久性化等が可能となり、普通強度のコンクリートでは不可能な付加価値の高い構造物を実現できる。ここでは、PC橋の桁高に着目し、高強度コンクリートを使用することでどの程度桁高が低減できるかを検討した。検討では、コンクリートの設計基準強度をパラメータとして図-4.1に示す道路橋を試設計した。試設計の対象は支間長45.0m、幅員12.0mの単径間PC T桁橋とし、コンクリートの設計基準強度は60N/mm²、80N/mm²および120N/mm²の3水準とした。試設計では、設計基準強度ごとに桁高とPC鋼材量を変化させ、桁本数とプレキャストセグメントの分割位置は固定した。

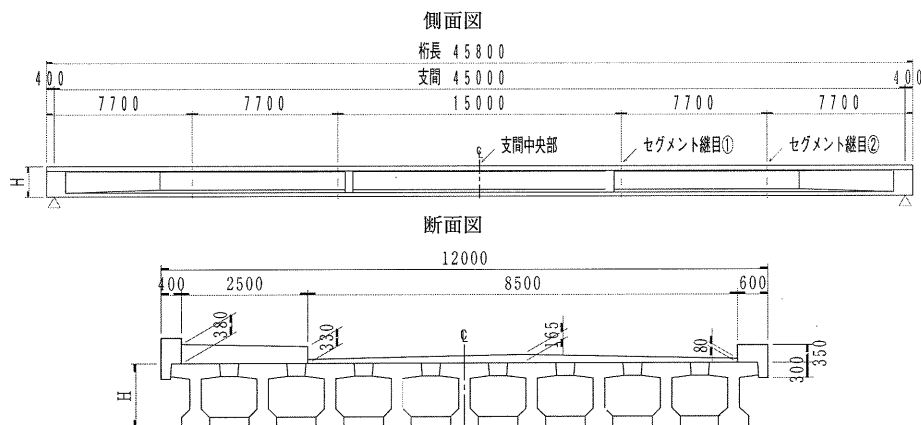


図-4.1 対象橋梁

4.2 設計条件

4.2.1 一般条件

設計条件は表-4.1のとおりとした。一般のPC橋ではたわみが問題になることはほとんどないが、高強度コンクリートを用いて桁高を低減すると、たわみが過大になることが懸念されるため、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に準拠し、活荷重によるたわみの限界値を支間の1/500に設定した。

この試設計における適用基準は、基本的に高強度PC規準³⁾とし、当該規準に定められていない事項に関しては道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋編、Ⅲコンクリート橋編）に準拠した。

4.2.2 設計値

コンクリートの設計値は高強度PC規準³⁾に準拠し、表-4.2のとおりとした。ここに示されていない設計値に関しては道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編に準拠した。

表-4.1 設計条件

①橋種	道路橋
②構造形式	単径間P C T桁橋
③施工方法	プレキャストセグメント工法
④桁長	45.800m
⑤支間長L	45.000m
⑥有効幅員	車道部 8.5m、歩道部 2.5m
⑦活荷重	B活荷重 ⁹⁾
⑧設計基準強度	60N/mm ² 、80N/mm ² 、120N/mm ²
⑨たわみの限界値	L/500

表-4.2 コンクリートの設計値

		単位	設計基準強度(N/mm ²)			備 考 (高強度 PC 規準の参照先)
			60	80	120	
曲げ圧縮応力度 の限界値 f_{ca}	プレ導入直後	N/mm ²	24	32	48	$=0.4 \cdot f_{ck}$ 、7.4 節
	供用限界状態	N/mm ²	20	26.5	40	$=f_{ck}/3$ 、7.2.4 項
曲げ引張応力度 の限界値 f_{ta}	プレ導入直後	N/mm ²	2.1*	2.5*	2.5*	$=f_{bck}$ 、7.4 節、4.2.1 項
	供用限界状態	N/mm ²	2.1*	2.5*	2.5*	$=f_{bck}$ 、7.2.4 項、4.2.1 項
斜引張応力度 の限界値 f_t	せん断又はねじり	N/mm ²	2.6	3.1	3.1	$=0.75 \cdot f_{tk}$ 、7.3.4 項
	せん断+ねじり	N/mm ²	3.3	3.9	3.9	$=0.95 \cdot f_{tk}$ 、7.3.4 項
コンクリートが負担できる平均せん断応力度 f_{vcd}		N/mm ²	0.72			$=0.23\sqrt{f_{cd}'}$ 、8.3.3 項
平均せん断応力度の最大値 f_{wcd}		N/mm ²	7.8			$=1.25\sqrt{f_{cd}'}$ 、8.3.3 項
コンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu}		μ	2500		2900	8.2.2 項
ヤング係数 E_c		kN/mm ²	35	38	41	4.2.5 項
クリープ係数 ϕ		—	1.5			4.2.9 項
乾燥収縮度 ϵ_{cs}		μ	280			4.2.8 項
単位重量 ρ		kN/m ³	24.5		25.5	5.3.1 項
たわみの限界値		—	L/500			道路橋示方書Ⅱ

*プレキャストセグメント継目部は、供用限界状態において 0N/mm²、活荷重 1.7 倍時において 3.0N/mm²

4.2.3 荷重係数および安全係数

荷重係数および安全係数に関しては高強度PC規準³⁾の解説 表2.6.3および解説 表2.6.4のとおりとした。

4.2.4 施工条件

施工方法はプレキャストセグメント工法とし、セグメントは工場で製作するものとした。セグメントへのプレストレスの導入は製作から28日以上経過した後に行うものとした。

4.3 試設計の結果

4.3.1 断面定数および構造一般図

設計基準強度が 60N/mm^2 、 80N/mm^2 および 120N/mm^2 における主桁の断面定数および構造一般図をそれぞれ、表-4.3および図-4.2に示す。PC鋼材は、設計基準強度が 60N/mm^2 および 80N/mm^2 の場合には12S15.2 (SWPR7BL)を使用し、設計基準強度が 120N/mm^2 の場合には19S15.2 (SWPR7BL)を使用した。検討断面は、断面1 (支間中央部)、断面2 (セグメント継目) および断面3 (せん断検討断面) の3箇所とした。

表-4.3 断面定数

	$f'_{ck} : 60\text{N/mm}^2$		$f'_{ck} : 80\text{N/mm}^2$		$f'_{ck} : 120\text{N/mm}^2$	
	支間中央部	桁端部	支間中央部	桁端部	支間中央部	桁端部
断面積 $A(\text{m}^2)$	0.7565	1.4165	0.6940	1.2190	0.5950	1.1054
図心位置(上縁より) $y_u(\text{m})$	0.803	0.846	0.685	0.722	0.531	0.598
図心位置(下縁より) $y_L(\text{m})$	-0.997	-0.954	-0.855	-0.828	-0.719	-0.652
断面2次モーメント $I(\text{m}^4)$	0.2873	0.3748	0.1926	0.2380	0.1036	0.1383

<設計基準強度 60N/mm^2 >

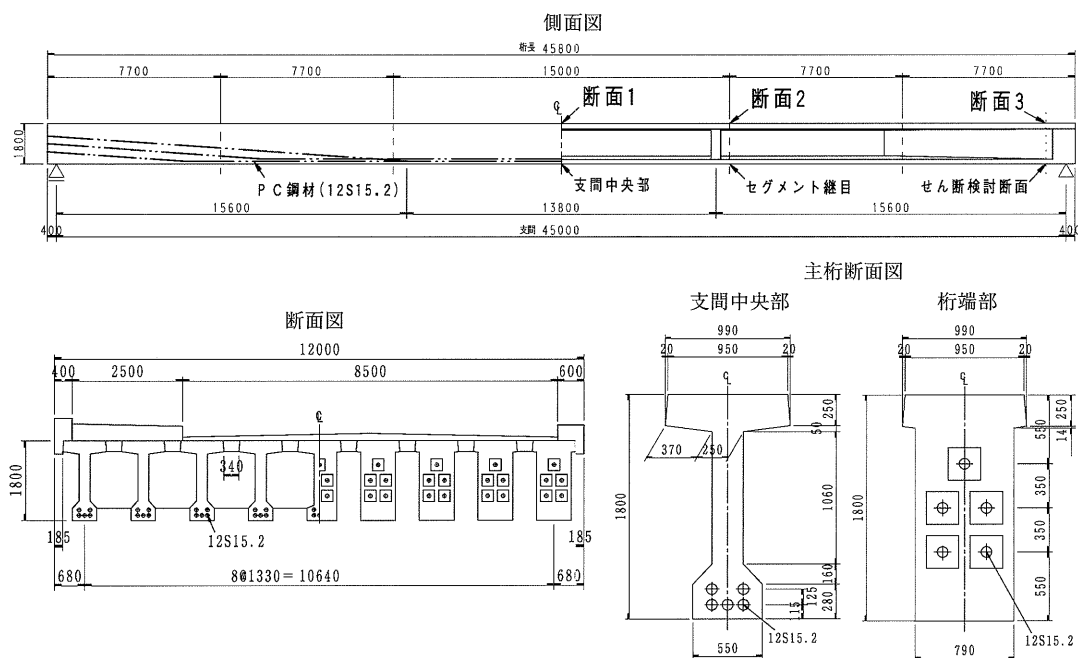
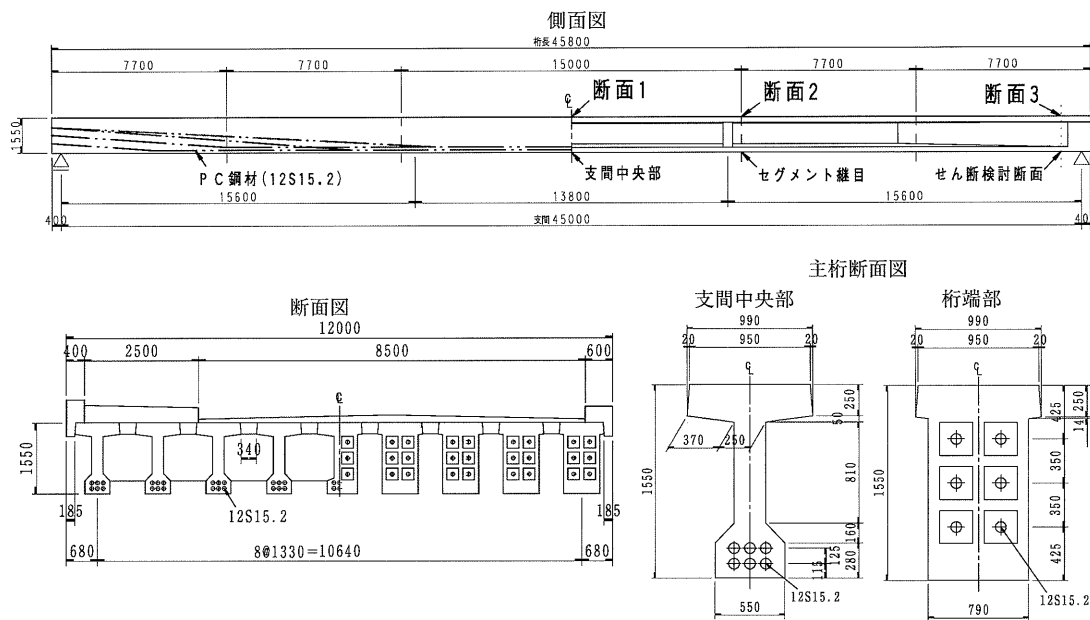
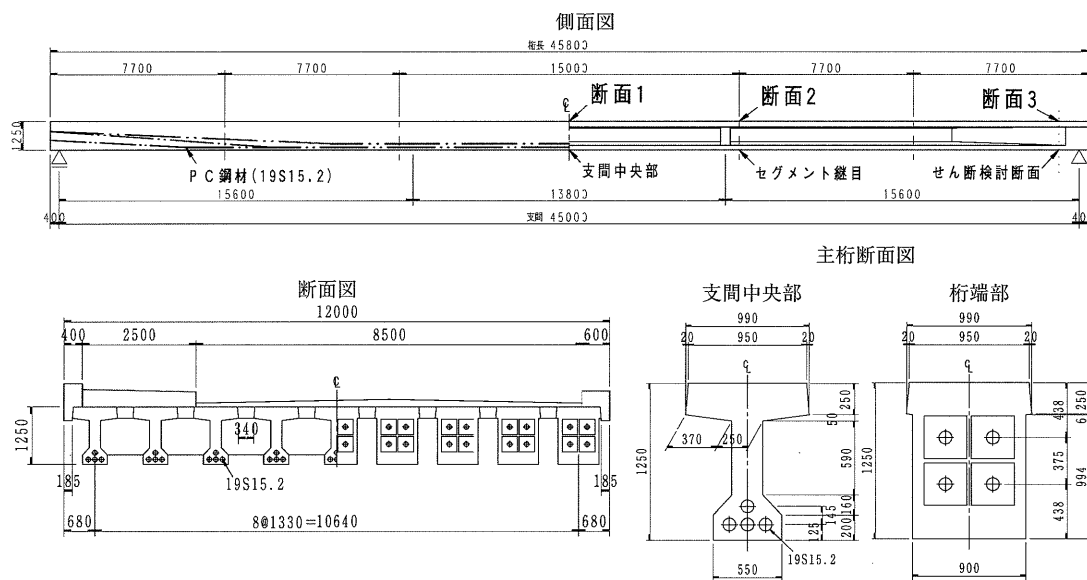


図-4.2(a) 構造一般図 (設計基準強度 60N/mm^2)

<設計基準強度80N/mm²>図-4.2 (b) 構造一般図 (設計基準強度80N/mm²)<設計基準強度120N/mm²>図-4.2 (c) 構造一般図 (設計基準強度120N/mm²)

4.3.2 供用限界状態および施工時の検討

(1) 曲げモーメントに対する検討

設計基準強度が120N/mm²の場合のプレストレス導入時および供用限界状態における合成応力度を表-4.4に示す。合成応力度が最もクリティカルなのはプレストレス導入時の桁下縁の圧縮応力度であり、供用限界状態における圧縮応力度には比較的余裕があることがわかる。これ

はプレストレスを導入した後は、横桁、間詰め、橋面荷重および活荷重が加わり、桁下縁の圧縮応力度がキャンセルされるうえ、クリープおよび乾燥収縮により有効プレストレスが低下するためである。設計基準強度が60N/mm²および80N/mm²の場合にも同様の傾向が認められた。

(2) セン断力に対する検討

断面図心位置における斜め引張応力度を表-4.5に示す。桁本数が多いこと、およびプレストレスの鉛直分力が大きいことにより、斜引張応力度は限界値に対し、小さな値となっている。

(3) 変位・変形の検討

活荷重によるたわみの最大値を表-4.6に示す。活荷重によるたわみの最大値はすべて、限界値を満足しているが、桁高を低減するほど主桁の剛性が低下するため、たわみの最大値が大きくなることがわかる。たわみの限界値が設定される場合は、コンクリートの設計基準強度ではなく、たわみの限界値により桁高が決定される場合があると考えられる。

表-4.4 合成応力度 (設計基準強度120N/mm²)

検討ケース	位 置		合成 応力度 (N/mm ²)	応力度の 限界値 (N/mm ²)	判定
プレストレス 導入時	断面 1 (支間中央部)	上縁	5.97	≧-2.5	OK
		下縁	40.95	≦48	OK
	断面 2 (セグメント継目部)	上縁	3.92	≧0	OK
		下縁	44.11	≦48	OK
供用限界状態 (死荷重+活荷重)*	断面 1 (支間中央部)	上縁	28.32	≦40	OK
		下縁	0.41	≧-2.5	OK
	断面 2 (セグメント継目部)	上縁	24.29	≦40	OK
		下縁	5.53	≧0	OK
活荷重 1.7 倍時**	断面 2 (セグメント継目部)	上縁	29.41	≦48	OK
		下縁	-1.19	≧-3.0	OK

* 死荷重は固定死荷重、付加死荷重、プレストレス、クリープの影響および乾燥収縮の影響を含む。活荷重は衝撃を含む。

**プレキャストセグメント継目部の検討

表-4.5 斜め引張応力度

設計基準強度 f_{ck} (N/mm ²)	位置	斜め引張 応力度 (N/mm ²)	斜め引張応力度 の限界値 σ_t (N/mm ²)	判定
60	断面1	0.00	≥-2.6	OK
	断面2	-0.11		OK
	断面3	-0.04		OK
80	断面1	0.00	≥-3.1	OK
	断面2	-0.04		OK
	断面3	-0.02		OK
120	断面1	0.00	≥3.1	OK
	断面2	-0.05		OK
	断面3	-0.02		OK

表-4.6 たわみの最大値

設計基準強度 f_{ck} (N/mm ²)	活荷重による たわみの最大値	たわみの 限界値	判定
60	L/1125	<L/500	OK
80	L/828		OK
120	L/512		OK

4.3.3 終局限界状態の検討

(1) 曲げモーメントに対する検討

終局限界状態における断面1 (支間中央部) の設計曲げモーメントと破壊抵抗曲げモーメントとの比較を表-4.7に示す。今回の対象構造物は道路橋であるため安全係数 (材料係数、部材係数、構造物係数等) は高強度PC規準³⁾ の解説 表2.6.3に準拠し、すべて1.0とした。

すべての設計基準強度において破壊抵抗曲げモーメントが設計曲げモーメントを上回っており、終局限界状態における限界値を満足した。ただし、桁高が小さくなるほど、破壊抵抗曲げモーメントに対する設計曲げモーメントの比率が大きくなっており、設計基準強度を大きくして、極端に桁高を低減すると、破壊抵抗曲げモーメントで断面が決定される場合があると考え

られる。

表－4.7 設計曲げモーメントと破壊抵抗曲げモーメントとの比較

設計基準強度 f'_{ck} (N/mm^2)	破壊抵抗 曲げモーメント M_{ud} ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	設計 曲げモーメント M_d ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	構造物 係数 γ_i	$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud}$	備 考
60	21296	16491	1.0	0.77	≤ 1.0 OK
80	21386	15606	1.0	0.73	≤ 1.0 OK
120	17012	14658	1.0	0.86	≤ 1.0 OK

(2) セン断力に対する検討

終局限界状態における設計せん断力とせん断耐力との比較を表－4.8に示す。すべての断面においてせん断耐力が設計せん断力を大きく上回っており、T桁橋においてはせん断力がクリティカルになることはないと考えられる。これは供用限界状態の場合と同様、桁本数が多いこと、およびプレストレスの鉛直分力が大きいことによると考えられる。なお、ここでの安全係数(材料係数、部材係数、構造物係数等)は曲げモーメントに対する検討と同様、すべて1.0とした。

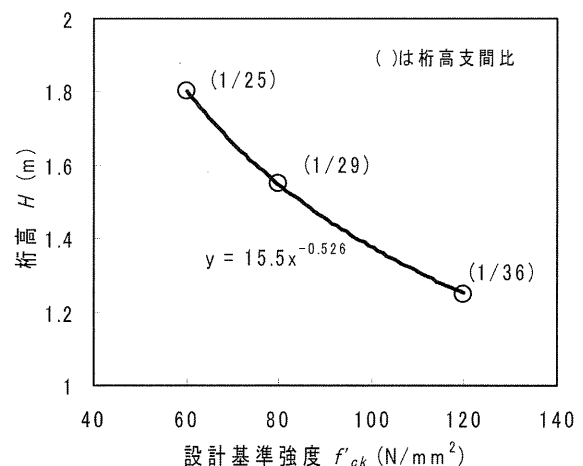
表－4.8 設計せん断力とせん断耐力との比較

設計基準 強度 f'_{ck} (N/mm^2)	有効高 d (m)	位置	V_{cd}^* (kN)	V_{sd}^* (kN)	V_{ped}^* (kN)	せん断 耐力 V_{yd} (kN)	設計 せん断力 V_d (kN)	$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$	備 考
60	1.745	断面 1	491.6	265.3	0	756.9	166.1	0.22	≤ 1.0 OK
		断面 2	495.5	265.3	0	760.8	599.6	0.79	≤ 1.0 OK
		断面 3	1930.1	530.6	490.2	2950.9	1514.4	0.51	≤ 1.0 OK
80	1.495	断面 1	422.6	227.3	0	649.9	164.0	0.25	≤ 1.0 OK
		断面 2	423.3	227.3	141.5	792.1	566.7	0.72	≤ 1.0 OK
		断面 3	1673.2	454.6	518.6	2646.4	1430.0	0.54	≤ 1.0 OK
120	1.195	断面 1	335.7	181.7	0	517.4	157.3	0.30	≤ 1.0 OK
		断面 2	347.6	181.7	102.7	632.0	532.6	0.84	≤ 1.0 OK
		断面 3	1543.5	363.4	451.7	2358.6	1345.2	0.57	≤ 1.0 OK

* V_{cd} : コンクリートが負担するせん断力、 V_{sd} : スターラップが負担するせん断力(断面 1、断面 2: D13ctc250mm、断面 3: D13ctc125mm)、 V_{ped} : PC 鋼材の鉛直分力

4.3.4 設計基準強度と桁高との関係

設計基準強度と桁高との関係を図－4.3および表－4.9に示す。設計基準強度が大きくなるほど、大きなプレストレスを導入できるため、桁高を低減できることがわかる。桁高支間比は、設計基準強度が60 N/mm^2 で1/25まで、設計基準強度が80 N/mm^2 で1/29まで、設計基準強度が120 N/mm^2 で1/36まで低減でき、普通強度のコンクリートでは実現できない付加価値の高いPC構造物を実現できることが確認された。



図－4.3 設計基準強度と桁高との関係

4.4 設計例のまとめ

①コンクリートの設計基準強度を大きくすることでPC橋の桁高を低減できることが確認された。

②高強度コンクリートを用いることにより、桁高支間比は1/25～1/36程度に低減

でき、普通強度のコンクリートでは実現できない付加価値の高いPC構造物を実現できることが確認された。

③たわみの限界値が設定される場合、PC橋の桁高はコンクリートの設計基準強度ではなく、たわみの限界値により決まる場合があると考えられる。

表-4.9 設計基準強度と桁高の関係

設計基準強度 f_{ck} (N/mm ²)	支間 L (m)	桁高 H (m)	桁高 支間比	P C 鋼材 の配置
60	45.0	1.800	1/25	12S15.2×5
80	45.0	1.550	1/29	12S15.2×6
12C	45.0	1.250	1/36	19S15.2×4

5. 高強度コンクリートを用いたPC構造物の施工例

5.1 低収縮型高強度コンクリートの施工例

5.1.1 低収縮型高強度コンクリートの概要

高強度コンクリートは水セメント比が低く、セメント量が多いため、自己収縮が大きい傾向にある。自己収縮が大きいと、ひび割れが発生しやすくなったり、自己収縮を鉄筋が拘束することによる引張強度の低下や、せん断強度の低下が懸念される。そこで、①収縮低減剤と②プレウエッチングした人工軽量骨材によるセルフキュアリング効果(図-5.1)により自己収縮を低減した低収縮型高強度コンクリートが開発された。低収縮型高強度コンクリートの使用

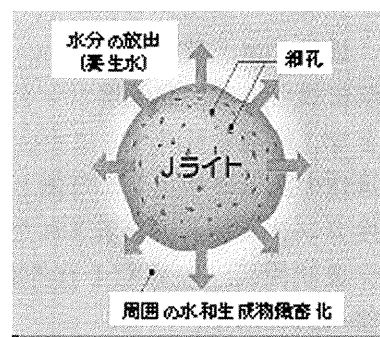


図-5.1 セルフキュアリング効果

材料、配合、圧縮強度試験結果および自己収縮試験結果をそれぞれ、

表-5.1、表-5.2、図-5.2および図-5.3に示す。低収縮型高強度コンクリートは人工軽量骨材の混入により圧縮強度は若干低下するが、自己収縮は収縮低減対策を実施しないコンクリートの1/3程度に成ることが確認されている。低収縮型高強度コンクリートの設計基準強度は120N/mm²であり、アキバブリッジ¹⁾に適用された。

表-5.1 コンクリートの使用材料¹⁾

材料名	記号	種類・物性等
セメント	C	シリカフェムを混入したセメント、密度：3.08g/cm ³ 比表面積：6,000cm ² /g以上
細骨材	S	安山岩砕砂、表乾密度：2.64g/cm ³ 吸水率：1.88%、粗粒率：2.86
粗骨材	G	安山岩砕石、表乾密度：2.67g/cm ³ 吸水率：1.16%、粗粒率：6.76
	JL	人工軽量骨材（石炭灰人工骨材） 表乾密度：1.75g/cm ³ 、吸水率：16.5%
混和剤	FA	収縮低減剤、低級アルコール系
	SP	高性能減水剤、ポリカルボン酸系
	CA	消泡剤、アルコール系

表-5.2 コンクリートの配合¹⁾

種類	スランプフロー (mm)	W/C (%)	Air (%)	G _{vol} (m ³ /m ³)	単位量(kg/m ³)					RA (P×%)	SP (P×%)
					W	C	S	G	JL		
高流動自己充填型	650±50	17.0	1.5	0.30	155	912	618	639	105	0.5	1.5
振動締固め併用型	400±100	18.0	1.5	0.35	160	890	491	773	105	0.5	1.0

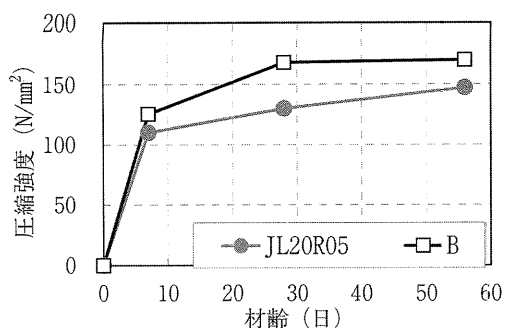


図-5.2 圧縮強度の試験結果

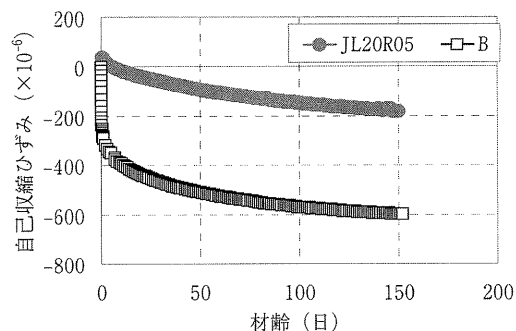


図-5.3 自己収縮ひずみの試験結果

5.1.2 アキバブリッジへの適用

アキバブリッジは、設計基準強度が 120N/mm^2 の低収縮型高強度コンクリートを使用した歩道橋で、橋長63m、最大支間33m、幅員8.8mの2径間連続桁橋である。高強度コンクリートを使用することで、桁高を低減すること、および少数主桁で透過性のあるデザインが可能となることから、高強度コンクリートが適用された。アキバブリッジの完成状況、一般図をそれぞれ、写真-5.1および図-5.4に示す。

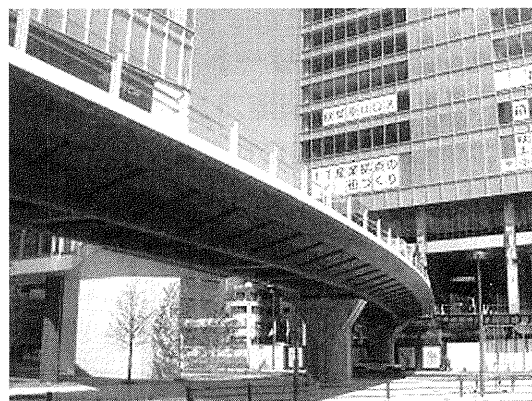


写真-5.1 完成状況

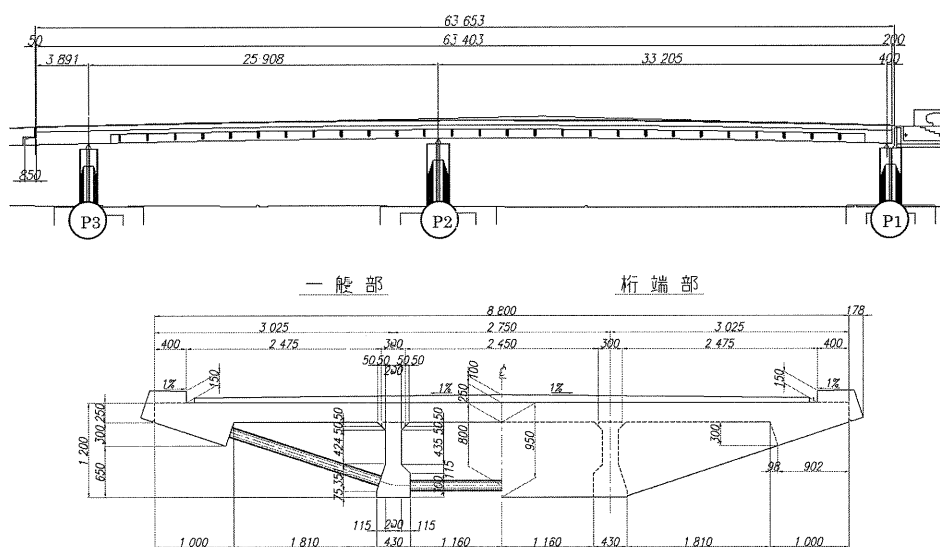


図-5.4 アキバブリッジの一般図

普通強度コンクリートを使用した場合との比較を図-5.5および表-5.3に示す。桁高および断面積はともに普通強度のコンクリートを使用した場合の40%程度となっており、設計基準強度が 120N/mm^2 の高強度コンクリートを使用することで、桁高の低減および主桁自重の軽減が可能になることがわかる。

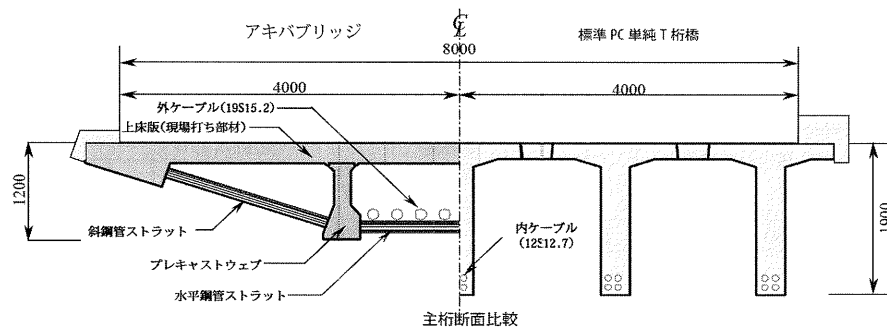


図-5.5 普通強度のコンクリートを使用した場合との比較

表-5.3 普通強度のコンクリートを使用した場合との比較

	低収縮型超高強度 コンクリート	普通コンクリート
桁高 (mm)	1200 (63%)	1900
断面積(m ²)	3040 (63%)	4812

5.2 高強度繊維補強モルタルの施工例

5.2.1 高強度繊維補強モルタルの概要

近年、設計基準強度が 100N/mm^2 を超える高強度コンクリートが開発されているが、高強度コンクリートにおいて粗骨材は、①流動性の低下、②強度のばらつき、および③強度の頭打ち現象の原因となることがあり、高強度になるほど粗骨材を厳選する必要がある¹⁰⁾。年々、骨材事情は悪化しており、良質な骨材がない地域において高強度コンクリートを製造するには、粗骨材を遠方から運搬する必要があり、コスト面と地球温暖化の面で好ましくないと考えられる。そこで、粗骨材を使用せず、かわりに鋼繊維を混入した高強度繊維補強モルタルが開発された(写真-5.2)。粗骨材を使用しないことで、骨材を厳選することなく、設計基準強度 120N/mm^2 の高強度が得られるうえ、優れた流動性と自己充填性も得られる。また、写真-5.3に示す鋼繊維を混入することにより、高強度コンクリートで発生しやすい収縮ひび割れや圧縮破壊時の爆裂を防止できる。高強度繊維補強モルタルの使用材料(例)および配合例をそれぞれ、表-5.4および表-5.5に示す。

高強度繊維補強モルタルに関しては、多くの試験が行われ、材料特性、ひび割れ抵抗性、施工性、構造体強度およびPC部材としての構造特性が確認

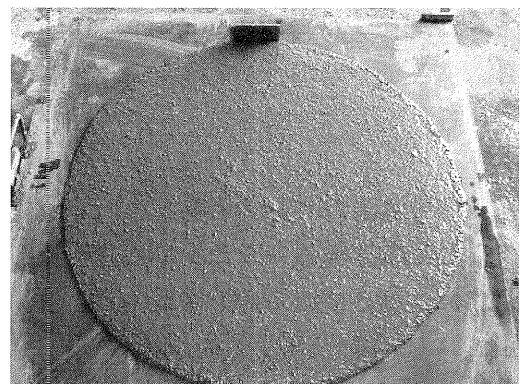


写真-5.2 高強度繊維補強モルタル

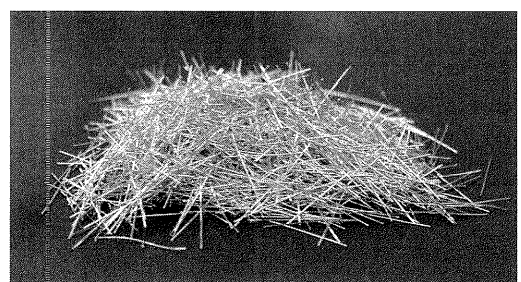


写真-5.3 鋼繊維

表-5.4 使用材料(例)

材 料	記号	仕 様
セメント	C	シリカフューム混入セメント 密度 3.08g/cm^3
鋼繊維	SF	引張強度 2000N/mm^2 以上 長さ 13mm、径 0.16mm、
細骨材	S	砕砂、表乾密度 2.57g/cm^3 吸水率 2.59%、最大寸法 5mm
混和剤	SP	高性能減水剤(ポリカルボン酸系)

され、低桁高橋梁や塔状構造物等のPC構造物に採用されている^{2),11)}。

表-5.5 示方配合(例)

設計基準 強度 (N/mm ²)	スランプフロー (mm)	W/C (%)	Air (%)	鋼繊維 混入率 (vol.%)	単位量(kg/m ³)				混和剤 添加率 (C×%)
					W	C	S	SF	
120	750±100	17	2.0±1.5	0.5	210	1235	948	40	3.0

5.2.2 適用例

(1) カムテックス常石栈橋

カムテックス社の常石栈橋の完成状況を写真-5.4に示す。本橋は、海上の飛沫帯に位置する栈橋であり、以前は、鋼製の栈橋であったが、腐食による損傷が激しかったために架け替えることとなった。元の鋼橋と同程度の桁高で、塩害に対して100年の耐久性を有し、メンテナンスをほとんど必要としないことから、高強度繊維補強モルタルを使用した低桁高橋が採用された。支間25.6mに対し桁高は550mmであり、道路橋ではないが桁高支間比1/47を実現している。



写真-5.4 カムテックス常石栈橋

(2) 携帯電話のアンテナ塔

高強度繊維補強モルタルは塔状構造物にも適用され、高さ40mの携帯電話のアンテナ塔に採用された(図-5.6、写真-5.5)。携帯電話のアンテナ塔は一般に鋼製の塔とされるが、高強度繊維補強モルタルを使用することで、鋼製の塔に比べ耐久性が高くなることから採用された。八角形断面で長さが5mのプレキャストセグメントを工場で製作し、フーチングに定着した鉛直方向のPC鋼棒でプレストレスを導入して構築した。本アンテナ塔の径は、基部で1167mm、頂部で500mmであり、高強度繊維補強モルタルを用いることにより鋼製塔と同等のスレンダーな形状を実現できた。また、通常のコングリートでは部材厚が250mm以上となるが、本アンテナ塔では部材厚を150mm程度まで薄くすることができ、部材の薄肉化に伴う軽量化により、架設の簡素化と耐震性の向上が可能となった。市街地に建設されるアンテナ塔では景観性が重視される場合も多く、ボルト継目がないこのような塔状構造物

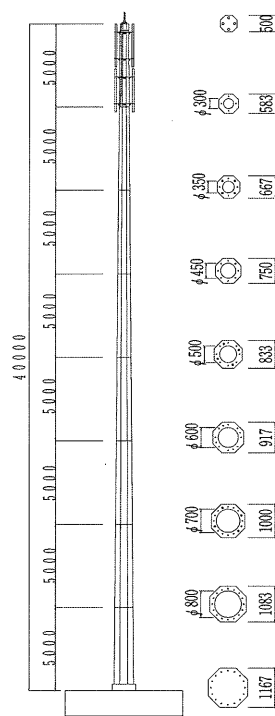


図-5.6 一般図

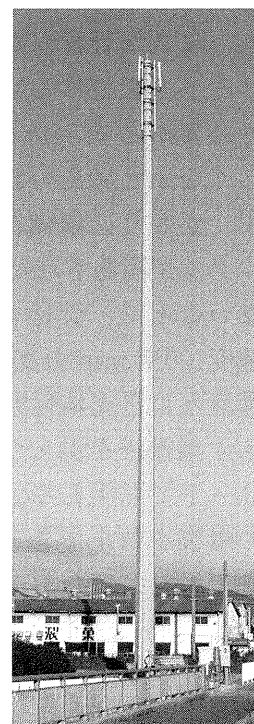


写真-5.5 完成状況

は景観性の面でも有効と考えられる。

6. おわりに

高強度コンクリートをPC構造物に適用することによって部材の軽量化や低桁高化が図れるだけでなく、耐久性が高くなることも大きな特徴である。ライフサイクルコストの評価手法が確立されることによって、高強度コンクリートPC構造物の優位性がより高まることが期待される。高強度コンクリートPC構造物の実施例はまだ少ないが、今後、付加価値の高い構造物が構築されることを期待する。

謝 辞 本報告は、民間22社がプレストレストコンクリート技術協会に委託し、「高強度PC構造物研究委員会」(委員長：埼玉大学陸好教授)を発足させ、2年間にわたり審議してきた成果である。ここに、ご協力頂いた関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 坂井、一宮、岡本、小室：低収縮型超高強度コンクリートを用いた橋梁上部工の施工－秋葉原公共デッキ建設工事－、コンクリート工学、Vol.43、No.11、2005.11
- 2) 桜田、大山、森、二羽：高強度繊維補強モルタルを使用したPC構造物、コンクリート工学、Vol.45、No.7、2007.7
- 3) プレストレストコンクリート技術協会：高強度コンクリートを用いたPC構造物の設計施工規準、2008.10
- 4) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書【設計編】、2008.3
- 5) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計施工指針(案)、コンクリートライブラリー113、2004.9
- 6) プレストレストコンクリート技術協会：高強度鉄筋PPC構造設計指針、2003.11
- 7) 土木学会：自己充てん型高強度高耐久コンクリート構造物設計・施工指針(案)、コンクリートライブラリー105、2001.6
- 8) 日本建築学会：高強度コンクリート施工指針(案)・同解説、2005.1
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I 共通編、2002.3
- 10) 日本コンクリート工学協会：高強度コンクリート構造物の構造性能研究委員会報告書・論文集、TC-042、2006.7
- 11) 土木研究センター：建設技術審査証明報告書「ダックスビーム」、高強度繊維補強モルタルを使用した低桁高PC桁、建技審証第0805、2008.9

PC橋の長寿命化に向けて

東京工業大学大学院・本協会常務理事 二 羽 淳一郎 (株)富士ピー・エス 技術製造本部 堤 忠 彦
オリエンタル白石(株)施工・技術本部 武 知 勉 ピーシー橋梁(株)技術部 中 村 定 明
三井住友建設(株)土木管理本部 平 喜 彦

1. はじめに

昨今のインフラ整備に対する逆風は、PC橋の建設や整備にとっても大きな問題となっています。われわれPC技術者は、どのようにすればインフラ施設を荒廃から護っていくことができるのでしょうか。果たして、現在のわが国は、安全安心なインフラ施設を建設し、維持管理、補修・補強できないほど、余力がなくなっているのでしょうか。われわれはそのようなことは断じてないと確信しています。

安全安心なインフラ施設の整備はPC技術者の責務であり、内外の多くの事例は有用な知見を示しています。本論は、安全安心なインフラ施設の整備の観点から、PC橋の長寿命化・高耐久化に向けて、材料面や施工面からの取組み、構造面や設計面からの取組みを紹介します。さらに、長寿命化に必須な、診断・点検の最新の情報を紹介します。さらに、内外の長寿命PC橋の例を紹介し、最後に海外における耐久性向上の取組みを紹介します。本論の中に詳細に説明されていますが、PC技術者が知恵を出し、様々な観点からの取組みを総合的に具体化していくことにより、耐久的で長寿命なPC橋が建設でき、また維持管理、補修・補強を可能にしていくものと思います。

2. PC橋の高耐久化の試み

2.1 はじめに

耐久性とは、想定される作用のもとで、構造物中の材料劣化により生じる経時的な性能低下に対して構造物が有する抵抗性である。一般的には、設計耐用期間中において環境作用による構造物中の材料劣化により不具合が生じないことが構造物の耐久性に対する要求性能である。コンクリート標準示方書¹⁾では、耐久性に関する照査として以下が示されており、それぞれが材料劣化と密接に関係している。現在、PC橋の高耐久化のために、これらの材料劣化の進行を抑制する様々な技術が研究されている。

①鋼材腐食に対する照査

・ひび割れの検討 ・中性化に伴う鋼材腐食に対する照査 ・塩害に対する照査

②コンクリートの劣化に対する照査

・凍害に対する照査 ・化学的侵食に対する照査

本章では、新設されるPC橋を対象として、高耐久化を目的とした設計、材料および施工における試みの適用事例を紹介する。

2.2 設計における高耐久化の試み

(1) 超高強度繊維補強コンクリートを用いた橋梁²⁾

近年、圧縮強度 150N/mm^2 以上を有する超高強度繊維補強コンクリート (Ultra high strength Fiber reinforced Concrete；以下UFC) が開発され、PC橋に適用

されている。UFCの水結合材比は極めて低く、水和反応限界まで単位水量を抑えてあり、生成物中の空隙を極限まで抑えた最密充填によって高緻密な組織となっている。そのため、UFC中の物質移動に関する抵抗性は極めて高く、優れた耐久性能を有している (表-2.1)。

表-2.1 UFCの物質移動に関する諸特性

	UFC	通常のコンクリート
圧縮強度	150 N/mm^2 以上	$18\sim 80\text{ N/mm}^2$
水セメント比	0.24以下	0.3～0.6
透気係数	10^{-19} m^2 以下	$10^{-17}\sim 10^{-15}\text{ m}^2$
透水係数	$4\times 10^{-17}\text{ cm/s}$	$10^{-11}\sim 10^{-10}\text{ cm/s}$
塩化物イオンの拡散係数	$0.0019\text{ cm}^2/\text{年}$	$0.14\sim 0.9\text{ cm}^2/\text{年}$
空隙量	約4vol.%	約10vol.%

2.3 材料における高耐久化の試み

(1) ステンレス鉄筋の適用事例 ―古宇利大橋―³⁾

ステンレス鉄筋には耐食性に優れたクロム酸化物の不動態被膜が形成されるために、コンクリート用補強鋼材に使用することで、海岸・海洋構造物や凍結防止剤が使用される橋梁など、厳しい腐食性環境下で供用されるコンクリート構造物の耐久性を大幅に向上させることができる。沖縄県の古宇利大橋では地覆埋込鉄筋にステンレス鉄筋が適用されている。

(2) 多重防錆の適用事例 ―土屋大橋―⁴⁾

コンクリートおよび鋼材に高耐久性材料を使用した塩害対策が試みられている。土屋大橋は青森県陸奥湾に面し、3径間連結T桁橋の3連で構成された橋長410mの橋梁である (写真-2.1、図-2.1)。塩害対策区分Sとなる海上橋であることから以下のように様々な塩害対策を実施している。

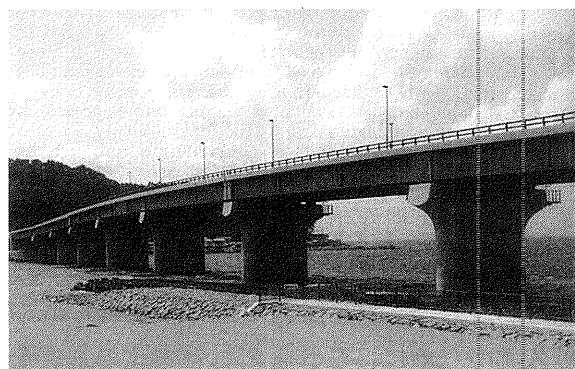


写真-2.1 土屋大橋

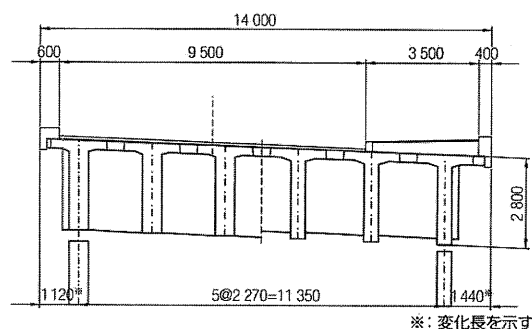


図-2.1 標準断面図

- ①長期的な耐久性確保を目的とした、主桁のプレキャストセグメント化
- ②塩化物イオンの予測浸透深さの算出と評価による、適切なかぶりの確保と鋼材の防錆方法の検討
- ③マルチレイヤープロテクションの概念を取り入れた多重防錆機能による、PC鋼材の保護 (図-2.2)

表-2.2 塩害対策一覧

項 目		仕 様
コンクリート 品質と 施工の	主桁製作方法	プレキャストセグメント化
	水セメント比	43%以下→実施工：35.9%
	単位セメント量	330kg/m ³ 以上→実施工432kg/m ³
		早強ボルトランドセメント
	単位水量	160kg/m ³ 以下→実施工155kg/m ³
	空気量	6.0% (凍結融解抵抗性)
	型 枠	透水シートの採用
	打設時期(場所打ち)	冬期間の打設を回避
	間詰めコンクリート	ひび割れ防止対策として膨張材を使用
鉄筋	鉄筋防錆	エポキシ樹脂塗装鉄筋(膜厚220±40μm)
	加工・組立	樹脂被覆結束線の使用
P C 鋼材	PC鋼材防錆	ポリエチレン樹脂被覆PC鋼材
	シース	標準部 ポリエチレン製シース
		目地部 セグメントカップラーシース
	定着具防錆	エポキシ樹脂塗装仕様
か鋼 ぶ材 りの	標準部(床版上面)	70mm (35mm)
	スペーサ	モルタルスペーサ
	インサート	セラミック製

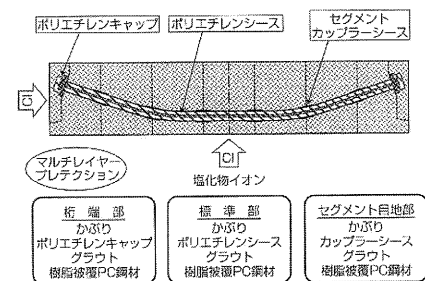


図-2.2 主桁各部位の保護層

④桁端部、セグメント目地部などの標準部以外の部位においても絶縁材質の保護層によるPC鋼材の腐食からの保護

本橋に適用されたこれら塩害対策の一覧を表-2.2に示す。

2.4 施工における高耐久化の試み

(1) 施工性能の照査⁵⁾

近年のコンクリート構造物では、耐震性能の要求水準の引き上げによる鋼材量の増加やポンプ施工の一般化などコンクリート施工の難易度が増加している。そのため、初期欠陥のリスクを最小限に抑制し、コンクリート構造物の耐久性確保を目的として、施工性能の照査によるコンクリートの配合設計、製造、施工方法の選定に関する指針⁵⁾が制定され活用されている。

(2) 表面保護工法の適用事例 一北陸新幹線 姫川橋りょう^{6,7)}

姫川橋りょうは、日本海側の豪雪地帯に架設された7径間連続PCフィンバック橋である(図-2.3)。海岸線から約700mの塩害環境下という厳しい腐食性環境に曝される鉄道橋であるため、以下の塩害対策を行なっている。

- ①水セメント比の制限 (W/C=40% 単位水量165kg/m³ スランプ12cm)
- ②かぶりの増厚 (外側70mm、箱桁内部50mm)
- ③施工が中断する施工目地におけるエポキシ樹脂塗装鉄筋の使用
- ④ひび割れ制限値を、特に厳しい腐食性環境を考慮した0.15mm以下とし、補強鉄筋を配置
- ⑤主桁全周に防水塗装

本橋の近隣高架橋の塩分浸透状況を調査した結果、海岸線から600m、経過年数12年におけるコンクリート表面からの塩化物イオン浸透深さは概ね5cmに達する。

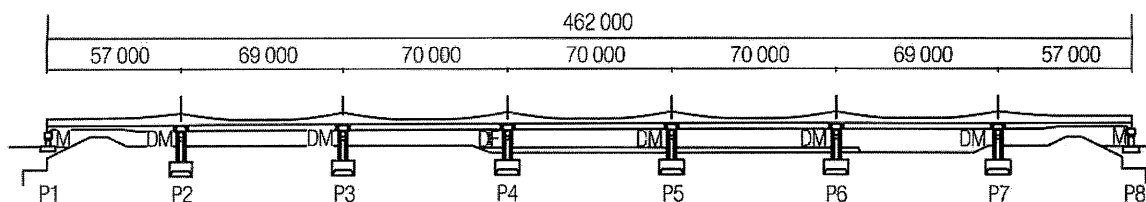


図-2.3 側面図

このことから、コンクリート打設時の発熱により発生する微細なひび割れを考慮し、耐久性向上策として主桁全周に塩害対策の防水塗装を実施している（図-2.4、表-2.3）。本橋の施工前に実施された防水塗装による塩化物イオンの浸透深さの試験では、表面処理を行わない部位と比較して、浸透性無機系コンクリート改質材を塗布した部位の表面からの深さ0～10mmの塩分量は約60%であり、浸透性吸水防止材を塗布した部位の塩分量はほとんど存在しない結果が報告されている。

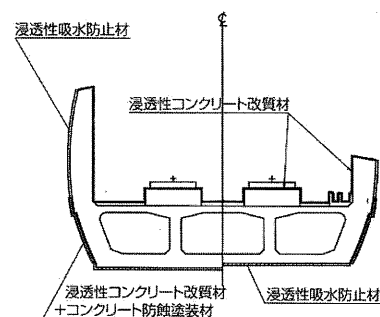


図-2.4 防水工施工箇所

表-2.3 防水工の種類

施工箇所	防水の種類	特 徴
外側側面 底 版	浸透性吸水防止材：シラン・シトキサン系(マジカルリペラー)	塗布することにより、コンクリート面に浸透して無色透明の吸水防止層を形成する。吸水防止層は、水滴は通さずコンクリート内部の水蒸気は透過させる。
内側側面 橋 面	浸透性無機系コンクリート改質材(RCガード)	塗布することにより、コンクリート内部に浸透して水酸化カルシウムと反応しプリン状ゲルを形成し空隙を塞ぎ水の浸入を防止する。無色透明であり、自己修復機能により長期間にわたり劣化抑制効果がある。
横締め跡埋め部	浸透性無機系コンクリート改質材(RCガード) +コンクリート防蝕塗装材：ハイパロン合成ゴム系4層(タフコート)	RCガードは上記による。 耐候性・耐薬品性に優れ、ゴム被覆は継ぎ目のない弾性のある均一な防水塗膜を形成する。

(3) 自己充てん型高強度高耐久コンクリートの適用事例—JR根室本線 星が浦海岸通架道橋—⁸⁾

星が浦海岸通架道橋は下路桁形式PCランガーアーチ橋であり、大きな軸圧縮力が発生するアーチリブはRC構造、軸引張力が支配的な鉛直材は鋼構造、曲げとアーチリブ圧縮力に抵抗する軸引張力が作用する補剛桁はPC構造とし、コンクリートと鋼構造とが混在する複合構造となっている（写真-2.2、図-2.5）。

本橋は平成16年に改訂された「鉄道構造物等設計標準・同解説」⁹⁾に基づき、耐久性について定量的な設計を行っている。架設地点は塩害の可能性が大きい地域（S1）に分類されることから、コンクリートの水セメント比を

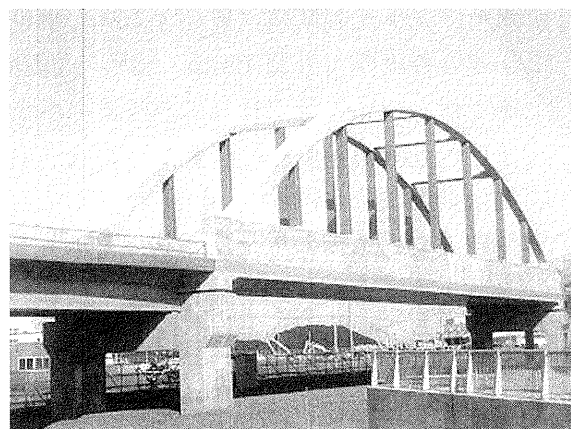


写真-2.2 星が浦海岸通架道橋

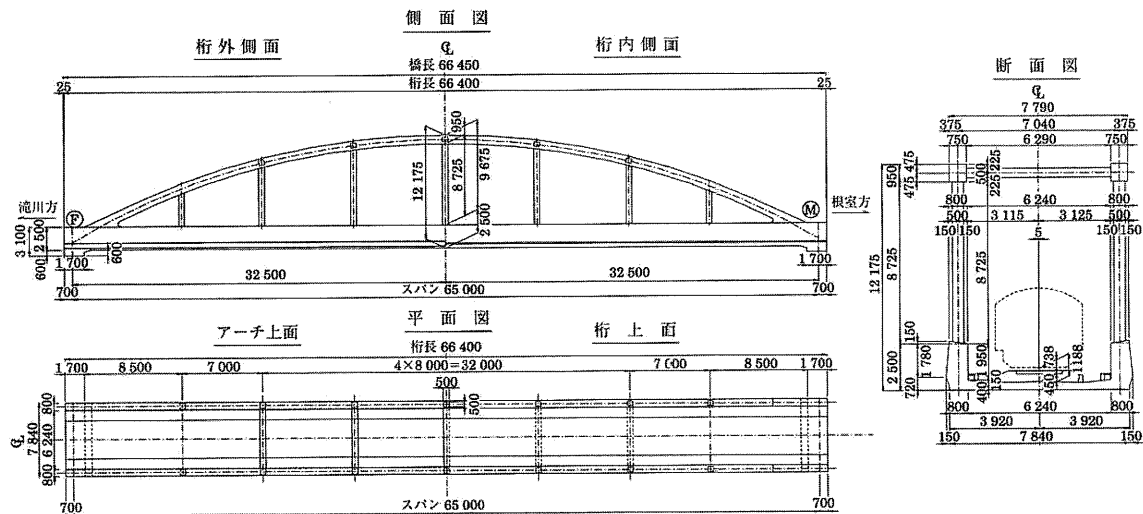


図-2.5 構造図

40%以下としている。また、耐久設計で決定されるかぶりは、ひび割れを許容しないPC部材（補剛桁）は50mm、ひび割れを許容するRC部材（アーチリブ）は60mmとしている。鋼部材である鉛直材は溶融亜鉛メッキと塗装による二重防錆としている。

アーチリブは設計基準強度60N/mm²の高強度コンクリートを採用され、アーチリブ、鉛直材およびストラットの結合部は鋼材および鉄筋が交錯して配置されている。また、アーチリブの上面は勾配があるため、伏せ型枠を設置する必要がある。このような条件下で高品質な施工を行うため、高い自己充填性と高強度、高耐久性を兼ね備えた自己充填型高強度高耐久コンクリートが採用された。コンクリートには、アルカリ骨材反応抑制効果のある高炉セメントB種を基本とした配合を採用している。さらに、高炉セメントを使用した場合、収縮が大きい傾向にあるため、膨張材を添加している（表-2.4、表-2.5、表-2.6）。

表-2.4 アーチリブコンクリートの配合

打設部位	セメントの種類	単位量(kg/m ³)									
		W/C (%)	W/B (%)	s/a (%)	W	C	EX	S	G1	G2	SP
アーチ部	BB+EX	30.7	29.6	40.7	164	534	20	650	960	—	5.540:B×1.00%

表-2.5 自己充填性のランクと各評価試験値

自己充填性のランク		3
構造条件	鋼材の最小あき(mm)	200以上
	鋼材量(kg/m ³)	100以下
U型またはボックス形充填高さ(mm)		300以上(障害なし)
単位粗骨材絶対容積(m ³ /m ³)		0.32~0.35
流動性	スランプフロー(mm)	500~600
材料分離	漏斗の流下時間(秒)	4~11
抵抗性	500mmフロー到達時間(秒)	3~15

表-2.6 アーチリブコンクリートの要求性能

必要性能	評価値
自己充填性ランク	3
スランプフロー(cm)	55.0±5.0
空気量(%)	4.5±1.5
圧縮強度(N/mm ²)	60.0以上

2.5 参考文献

- 1) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書[設計編]、2008.3
- 2) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリート設計・施工指針（案）、コンクリートライブラリー113、2004.9
- 3) 土木学会：ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針（案）、コンクリートライブラリー130、2008.9
- 4) 今門、渡辺、三浦、古村、三浦、黒輪：長期的な耐塩害性を目指した土屋大橋の設計と施工、建設図書、橋梁と基礎Vol.42、No.2、pp.5-12、2008.2
- 5) 土木学会：施工性能にもとづくコンクリートの配合設計・施工指針（案）、コンクリートライブラリー126、2007.3
- 6) 萩原、武田、吉田、林：PCフィンバック橋の施工ー北陸新幹線 姫川橋りょうー、プレストレストコンクリート技術協会、プレストレストコンクリートVol.47、No.5、pp.24-29、2005.9
- 7) 萩原、清田、武田、猪狩、財前、林：PCフィンバック橋の施工ー北陸新幹線 姫川橋りょうー、建設図書、橋梁と基礎Vol.41、No.7、pp.5-10、2007.7
- 8) 川村、枝松、神田、江島：JR根室本線 星が浦海岸通架道橋の施工ー下路桁形式PCランガーアーチ橋ー、プレストレストコンクリート技術協会、プレストレストコンクリートVol.50、No.5、pp.12-18、2008.9
- 9) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説、コンクリート構造物、2004.4

3. PC橋の長寿命化に向けた構造・力学的対策事例

3.1 はじめに

既設橋梁では交通量の増加や耐震規準など基・規準類の改訂に伴って、構造物の要求性能が変化し機能向上が求められる場合があり、近年、構造物の補強や構造形式の変更などを通して橋梁の性能を向上させる事例や、新たな機能を付加させて長寿命化を図る事例が増加している。一方、橋梁の長寿命化には新設、既設を問わず、計画・設計段階から供用後の維持管理に至る様々な側面からの取組みが重要となる。そこで本章ではこれらPC橋の長寿命化に向けた対策のうち構造・力学的な対策に着目して、既設橋梁に対して構造系の変更や力学特性の改善を図った事例や、橋梁の計画・設計段階で維持管理や将来において構造部材の取替えを考慮した事例などを紹介する。

3.2 長寿命化に向けた構造・力学的対策

3.2.1 既設橋梁の連続化

(1) ノージョイント化¹⁾

橋梁を構成する部位の中でも桁端部は一般に劣化・損傷が生じやすく、伸縮装置からの漏水による劣化や伸縮装置の劣化・損傷に伴う車両走行性の低下、騒音などは維持管理上の課題となる。そこで比較的小規模の既設橋梁を対象として、隣接する桁同士を繋いで伸縮装置を省く方法にノージョイント工法がある。ノージョイント工法には、舗装材料を用いて路面を連続化させる埋設ジョイント工法、床版のみを連続化する床版連結工法、主桁や端横桁を連結する主桁連結工法や横桁連結工法などがある。このうち床版あるいは主桁や横桁を連結する場合には

構造系が変化するため、活荷重などに対して新たに断面力が発生することになる。

(2) 異なる橋梁形式の連続化

旧規準類で設計された橋梁では、現行規準に対して桁のかけ違い部で必要遊間が確保できていない場合がある。このような場合には隣接する桁同士が衝突する可能性があるために、異なる橋梁形式を連結して対応している事例がある²⁾。一般にはノージョイント工法と同様に、かけ違い部の伸縮装置を省くことが可能となる一方で、構造系変化に伴い新たに連結部近傍に断面力が生じることになる。また、異なる主桁形式や桁高の異なる橋梁を連続化する場合には、橋全体の挙動が連続化以前の構造と大きく異なる場合もあり、連結部には局部応力なども発生する。

(3) 有ヒンジラーメン橋の連続化

1960年代から1980年代にかけて我が国で多く建設された有ヒンジラーメン橋は、クリープ変形や車両走行の影響などにより中央ヒンジ部のたわみの増加や中央ヒンジ近傍の損傷が見られるものがある。

このような場合には、ヒンジ支承の取替えやヒンジ部そのものを剛結にして全体の構造系を連続化する対策が取られている。連続化においては、死荷重増や活荷重増に加えて、構造系変化の影響に対して橋脚の補強や外ケーブルによる主桁の補強などの対策が併せて採用されている場合がある(図-3.1)。

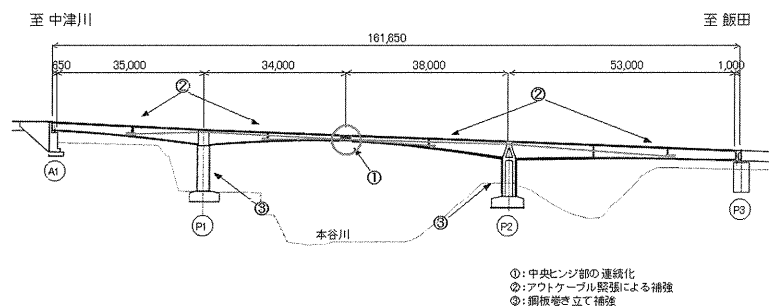


図-3.1 有ヒンジラーメン橋の連続化の例³⁾

3.2.2 支承構造の変更

耐震補強では橋脚の補強など、橋を構成する部材自体を補強する方法と、橋の構造系を変更させて橋全体としての耐震性能を向上させる方法がある。このうち後者には、既設の支承を免震支承などに取り替えて橋全体の長周期化を図るとともに減衰を付加して地震時慣性力を低減させる方法がある。また、活荷重増および耐震性の向上を目的として既設支承の支持条件を固定・可動構造の鋼製支承から水平力分散構造のゴム支承に変更する方法やダンパーや免震支承などを付設して別途減衰を付加する場合がある(写真-3.1)。

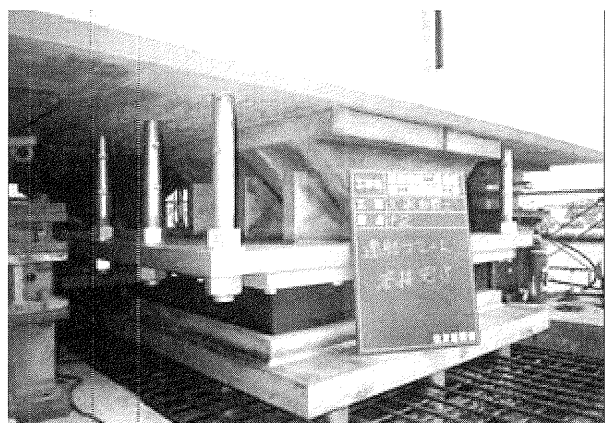


写真-3.1 支承取替えの例⁴⁾

3.2.3 ジョイントレス構造⁵⁾

計画・設計段階で長寿命化に配慮した構造形式として、損傷が一般に生じやすい桁端部において、支承や伸縮装置を省いて主桁と橋台を一体化させた構造がジョイントレス構造である。ジョイントレス構造にはインテグラルアバット橋やポータルラーメン橋などがあり、一般に中小規模の橋梁に適用されている。我が国では10年ほど前に日本道路公団で導入されて実績もあるが、橋台背面の舗装部に損傷が見られるものもあり、現在まで広く普及するには至っていない。一方米国では、インテグラルアバット橋は広く普及しており、すでに2万橋を超える実績があるとも言われている。我が国でも現在(独)土木研究所を中心に設計法に関する共同研究が行われ、技術的課題の克服や設計規準・マニュアル類の整備が進められている。長寿命化に配慮した構造として、今後の技術の発展が期待される形式の一つである。

3.3 PC橋の長寿命化対策の実例

以降では、PC橋の長寿命化に向けた構造・力学的対策として、長寿命化対策を行った特徴的な実例および計画・設計段階で維持管理や将来における部材の取替えに配慮した実例を紹介する。

3.3.1 たわみ改善の事例 一喜連瓜破高架橋⁶⁾一

喜連瓜破高架橋は、昭和54年に完成した3径間連続PC有ヒンジラーメン橋である。本橋は中央ヒンジ部のたわみ改善として、主桁下方に下弦ケーブルを配置してケーブルの偏心量を大きくした事例である。一般に中央ヒンジ部のたわみ改善策としては、ヒンジ部を連続化して外ケーブルで補強した事例が多い。これに対して本橋では、主桁断面内に配置する外ケーブルでは偏心が小さくたわみ改善効果が小さくなることから、中央ヒンジ部の桁下にストラットを配置して、ストラットを介してケーブルを大きく偏心させて両側の柱頭部に定着させる構造としている。ここで有ヒンジ構造では、外ケーブルによるプレストレス導入に伴い既設橋脚に断面力が付加されるため、中央ヒンジ部には水平支承を設置して主桁に軸力を伝達させる構造としている(写真-3.2)。



写真-3.2 喜連瓜破高架橋

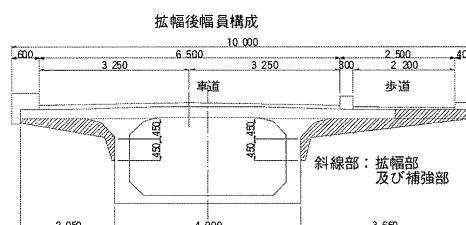
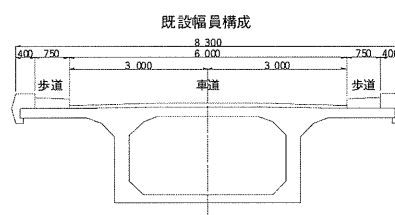


図-3.2 床版拡幅要領(神島大橋)

3.3.2 床版拡幅の事例 一神島大橋⁷⁾一

神島大橋は、昭和45年に完成した国内初のプレキャストセグメント張出し架設工法による3径間連続PC箱桁橋である。本橋は既設の歩道幅が0.75mと狭いことから、近年の交通

量の増加に伴う歩行者の安全性と利便性の向上を目的として、既設の張出し床版下面に補強リブを設置したリブ付き床版構造により床版拡幅を行っている(図-3.2、写真-3.3)。これにより張出し床版長を3.65mに拡幅して、車線幅の確保と新たに歩道を確保している。補強リブと既設の床版およびウエブには樹脂アンカーによるずれ止め鉄筋を配置して一体構造とし、床版拡幅に伴う荷重増に対しては端支点支承の取替えおよび中間橋脚上に補強支承の追加を行っている。さらに主桁には外ケーブルによる曲げ補強、炭素繊維シートによるせん断補強を行うなどの対策を併せて行っている。

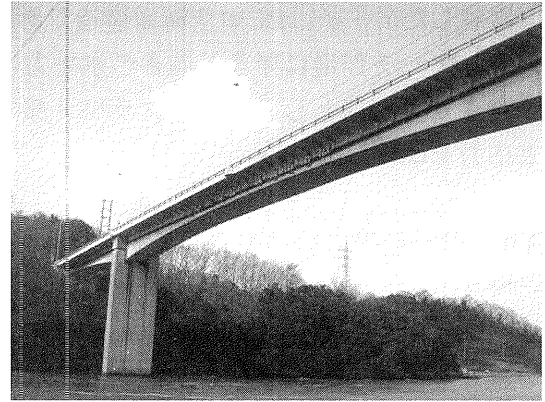


写真-3.3 神島大橋

施工に際しては、1車線を交通解放した状態で行う必要があったことから、安全対策には特に配慮し、特殊門型移動足場を使用して既設高欄、地覆の撤去および床版補強工事を行っている。

3.3.3 主桁下方にRC固定アーチを構築した橋梁 —矢井原橋⁸⁾—

矢井原橋は、昭和41年完成の3径間連続PC有ヒンジラーメン箱桁橋である。本橋は完成後約40年を経て中央ヒンジ部の支承の磨耗が見られ、B活荷重への対応や耐震補強も併せて必要であった。さらに建設時の幅員構成では歩道が無く、狭い路肩を通行する歩行者の安全性確保の観点から床版の拡幅が求められていた。本橋の場合、迂回路が確保できず全面通行止めが不可能であったこと、さらには桁下を流れる一級河川八木谷川内に中間橋脚を設置できないことから、主桁下方にRC固定アーチを新たに構築してアーチクラウン部から支間中央ヒンジ部を支持する構造を採用している(図-3.3、写真-3.4)。

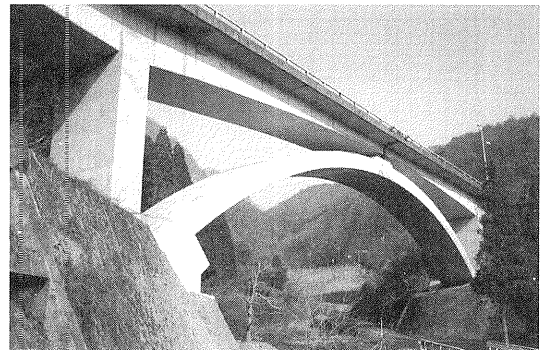


写真-3.4 矢井原橋

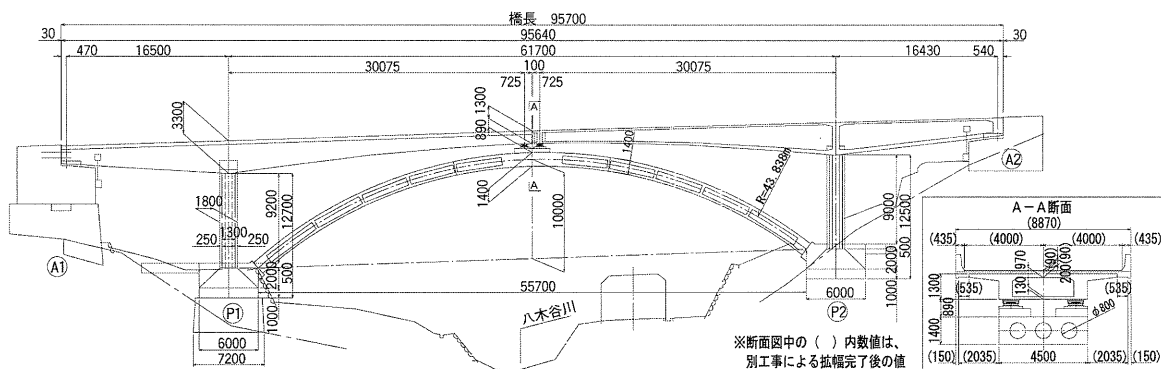


図-3.3 構造一般図(矢井原橋)

増設したアーチはRC中空断面構造であり、橋脚基礎を増厚してアーチの基礎として併用している。アーチ作用に伴う外向きの水平力に対しては、橋脚背面に控え梁を設置して支持岩盤に伝達させる構造とし、アーチクラウン部では中央ヒンジ部をジャッキアップして主桁のたわみと応力を改善している。

3.3.4 設計段階で維持管理に配慮した橋梁 —揖斐川橋・木曽川橋⁹⁾—

揖斐川橋・木曽川橋は、2001年に完成した鋼・コンクリート複合エクストラドーズド橋である。本橋では、完成後の維持管理を容易に行えるように、本橋の構造特性を踏まえて設計段階で様々な配慮を行っている。例えば主桁や主塔へはアクセス通路を確保して桁端部にはテンドンギャラリーを設置し、桁内には照明設備を完備している（図-3.4）。さらに地震後の点検にも配慮し、加速度計を橋梁内に複数箇所設置して供用後の地震観測を行うことにしている。斜張ケーブル張力に対しては目視による点検に加えて振動法による張力測定を施工完了時点に行い、これを初期値としてデータを管理者へ引き渡すことで完成後の張力変化を確認できるようにしている。これらの対策に加えて具体的な点検項目や構造物の損傷に対する判断基準を整備するなど、設計段階で将来の維持管理に対して十分配慮した橋梁といえる。

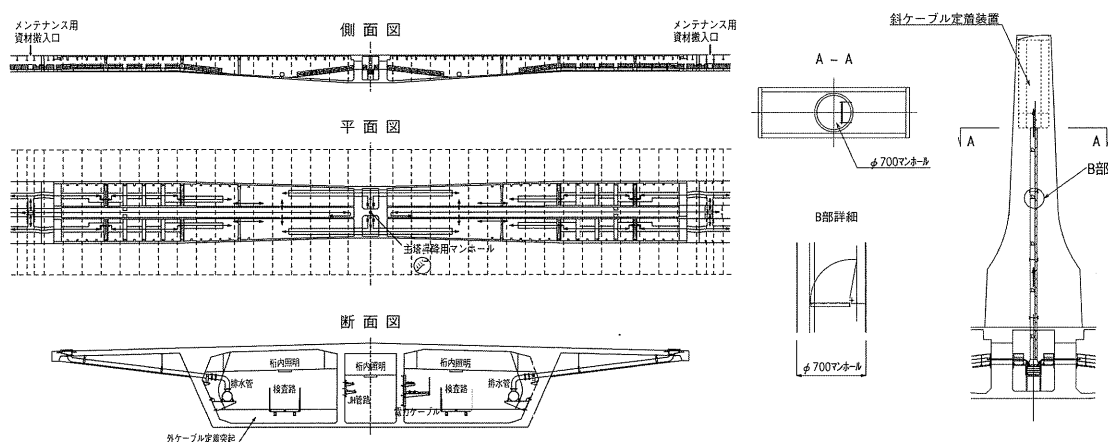


図-3.4 揖斐川橋・木曽川橋における維持管理設備の例

3.3.5 将来の床版打替えを可能とした橋梁 —Plzen高架橋¹⁰⁾—

Plzen高架橋はチェコ共和国のピルゼン市内に建設された橋長290.65m、最大支間45mの7径間連続PC桁橋である（写真-3.5）。本橋では急速施工と品質向上を目的としてプレキャストセグメント構造が採用されている。そして、上床版を除く主桁部分をプレキャストセグメント構造として先行架設した後に、現場打ちの上床版を構築するという方法が用いられて

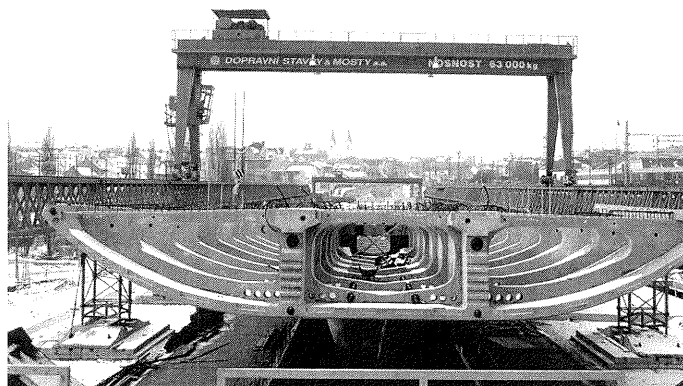


写真-3.5 Plzen高架橋（写真提供：Prof. Strasky）

いる。本橋では上床版のみを現場打ち構造として主桁上面のセグメント継目部を無くして床版構造の一体性を向上させるとともに、上床版の打替えを可能として、将来の長寿命化に配慮している。図-3.5には本橋の設計者であるStrasky教授によって提案されている複数の床版打ち替え可能な橋梁形式例を示す。本橋は橋梁の長寿命化に対して、計画段階で将来における構造部材の取替えを可能とするコンセプトを導入した事例である。

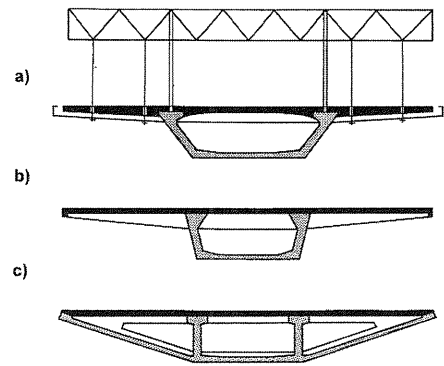


図-3.5 床版の打替えが可能な主桁の例

3.4 おわりに

今後、既設橋梁の供用年数が増加していく中で、PC橋の長寿命化に向けた技術開発は一層求められ、構造・力学の観点から橋梁の機能向上を図る事例は増加していくものと考えられる。一方、橋梁の長寿命化には、計画・設計段階で将来の維持管理に対して配慮しておくことも重要となるため、長寿命化に配慮した構造形式についても今後ますます研究が進められていくことになると思われる。

3.5 参考文献

- 1) (財) 道路保全技術センター：既設橋梁のノージョイント工法の設計施工手引き（案）、1995.1
- 2) 脇坂、佐藤、丸山、武知：芋川橋の耐震補強に関する検討、第14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、pp.447-450、2005.11
- 3) 伊東、富田、尾原、滝：PC箱桁橋の中央ヒンジの連結化 - 本谷川第三橋 -、プレストレストコンクリート、Vol.47 No. 2、pp.59-66、2005.3
- 4) 濱田、山本、橋本、山中：PC箱桁橋の拡幅および大型支承の交換 - 東二見橋拡幅工事 -、プレストレストコンクリート、Vol.47 No. 2、pp.51-58、2005.3
- 5) (独) 土木研究所、他：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その1）、2007.4
- 6) 鈴木、若槻、真鍋、西：喜連瓜破高架橋の補強設計および施工 - 下弦ケーブルを用いた有ヒンジラーメン橋のたわみ回復補強 -、プレストレストコンクリート、Vol.46、No.5、pp.45-54、2004.5
- 7) 崎山、大月、古賀、藤岡：道路拡幅に伴う神島大橋の補強工事について、第15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、pp.343-346、2006.10
- 8) 小西、椎名、室田、高、西口：有ヒンジラーメン橋補強の計画と施工（矢井原橋）、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集第8巻、pp.271-276、2008.10
- 9) 水口、藤田、諸橋：揖斐川橋・木曽川橋の維持管理設備、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、pp.807-810、2000.10
- 10) J. Strasky : Segmental Structure with Replaceable CIP Deck Slab, International Bridge Conference, 2000

4. PC橋の診断・点検の実例

4.1 はじめに

高度成長期頃より精力的に道路整備が行われてきた結果、現在、道路橋は長さが15m以上のものだけで約15万橋を抱えている。これらの道路橋は着実に高齢化しており、必要とされる性能を維持し長寿命化させるためには、適切な診断・点検が重要である。

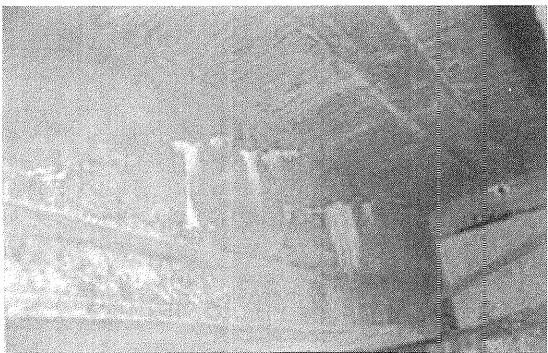
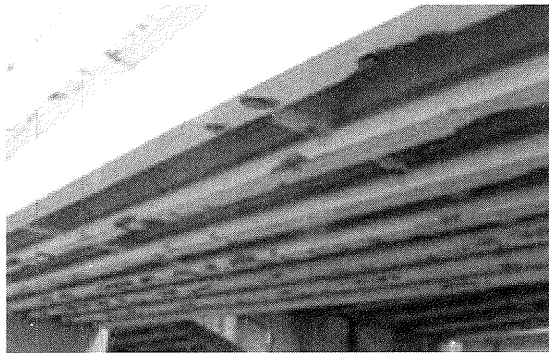
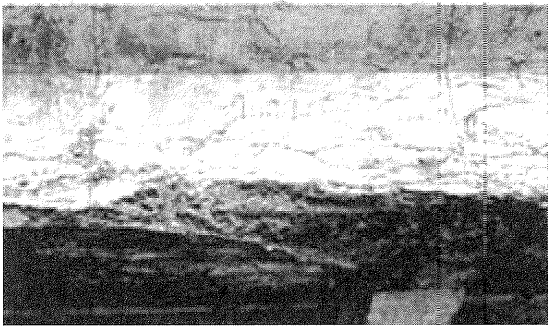
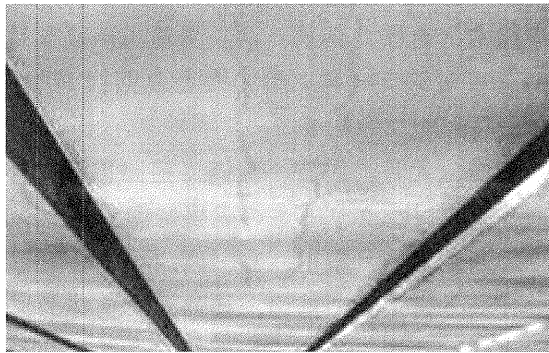
本章では、診断・点検の実例を踏まえ、PC橋の長寿命化に向けた「診断・点検」技術について将来のあるべき姿について述べることも、最新の研究の現状を紹介する。

4.2 PC橋の劣化・損傷事例

国土技術政策総合研究所（以下、国総研）では、維持管理における点検などで活用を図るため、直轄管理の道路橋に関する定期点検結果をもとに道路橋の劣化の傾向等を分析し、それらの分析結果から、道路橋の健全度の把握に必要な基礎情報を得るための手法を提案している¹⁾。分析対象は30,536橋あり、そのうちPC橋は9,783橋で全体の31.7%を占めている。

報告されているPC橋の代表的な劣化・損傷事例は、PCグラウトの充填不良、塩害、凍害、アルカリ骨材反応（以下ASR）によるひび割れや剥離などである（表－4.1）。

表－4.1 PC橋の代表的な劣化・損傷事例

 PCグラウトの充填不良によりシーズに沿ったひび割れを生じた事例	 塩害により鋼材が腐食し、かぶりコンクリートが剥離した事例
 凍害により表面にポップアウトを生じた事例	 ASRによりPC鋼材に沿ったひび割れを生じた事例

また、国総研では、国土交通省の各地方整備局、北海道開発局、沖縄総合事務局、各都道府県及び各政令指定都市が管理する橋梁のうち、平成8年から平成18年までの間に撤去または架

替が行われた1,342橋（鋼橋、RC橋、PC橋）を対象とした調査を行っている²⁾。

図-4.1は、平成8年度及び平成18年度調査におけるPC橋の架替理由の内訳を示したものである。架替の件数は増加傾向にあり、PC橋の架替理由として、上部構造の損傷による割合が増加している現状がうかがえる。

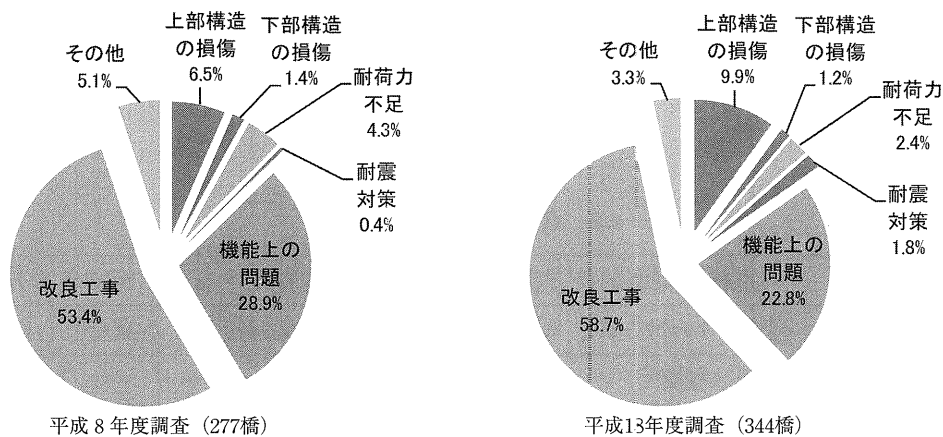


図-4.1 PC橋の架替理由内訳²⁾

4.3 PC橋の診断・点検の現状

(1) 維持管理の体系

図-4.2は、PC橋の設計・施工時から供用以後の維持管理の体系を示したものである。一般にPC橋の健全性の評価は、建設時においては、設計・施工におけるプロセス管理、及び完成時点での状態検査により、供用以降は、目視による定期点検、計測機器を用いたモニタリング、及び非破壊検査などにより行われている。

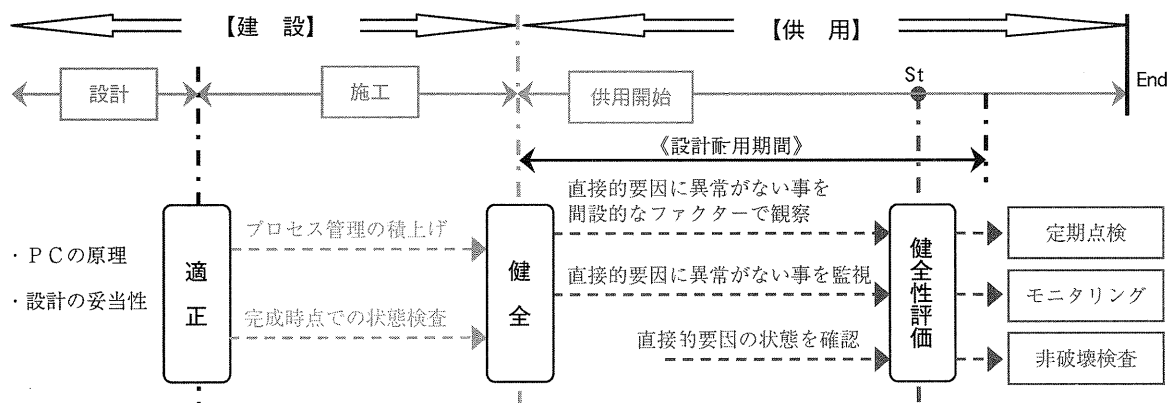


図-4.2 維持管理の体系

(2) 点検の現状

図-4.2に示す健全性評価方法のうち定期点検は、コンクリート構造物の部位・部材の変状を把握することで、維持管理や各種対策を効率的、効果的に行うために必要な情報を得ることを目的に実施されるもので、点検方法としては、特別な計測器を用いず目視や打音が主となる。

表-4.2に国土交通省の橋梁定期点検要領（案）³⁾に示される定期点検の標準的な方法を、写

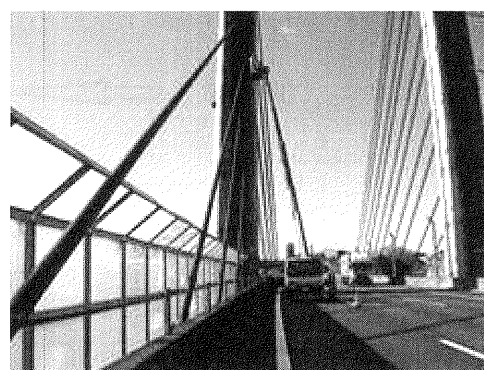
真一4.1に橋梁点検車を用いて橋面上より桁下の点検を行っている状況、写真一4.2に高所作業車を用いて斜張橋の斜材ケーブルの点検を行っている状況を示す。表一4.2からもわかるように、定期点検は、近接目視を主に必要に応じて簡易な点検機械・器具を用いて行われている。この方法による場合、劣化や損傷が顕在化するまで異常が発見されない、異常を即座にリアルタイムで把握する事が難しい、また劣化度の診断が点検技術者の技量に依るところが多く対策が遅れることがあるなどの問題点がある。また、橋の立地環境や構造の複雑さによっては点検作業が容易でない場合も多く、表面からの目視だけでは十分な点検が実施されているとは言い難い現状がある。

表一4.2 点検の標準的な方法³⁾

損傷の種類	点検の標準的な方法	必要に応じて採用することができる方法の例
ひび割れ	目視、クラックゲージ、写真	写真撮影（画像解析による調査）
剥離・鉄筋露出	目視、写真	—
漏水・遊離石灰	目視、写真	—
抜け落ち	目視	—
コンクリート補強材の損傷	目視	たたき調査、赤外線調査
床版のひび割れ	目視、クラックゲージ	写真撮影（画像解析による調査）
うき	目視	たたき調査、赤外線調査
遊間の異常	目視、コンベックス	—
定着部の異常	目視	たたき調査、赤外線調査



写真一4.1 橋梁点検車による点検



写真一4.2 高所作業車による点検

(3) モニタリング

コンクリート構造物のモニタリングは、構造物の状態や異常をリアルタイムで把握・検知し、早期の予防保全を可能にするために実施されるものである。しかし現状では、変状が発見されたPC橋の構造的・安全性の観点からの状態の把握や今後の使用性に関する情報収集など、長期的な追跡調査が必要な場合、または、補修・補強対策を実施した構造物についてその有効性を確認するために実施されている場合が多い。

1) モニタリング技術の現状

PC橋のモニタリング技術の中で実構造物に適用されている代表的な例を紹介する。

①磁歪センサー

PC鋼材の張力を計測する技術としてEMセンサー(図-4.3)が実用化されている。構造物が完成した後の鋼材等の張力を長期間にわたり計測・管理することが可能であり、外ケーブルや斜材ケーブルなどの張力測定に使用されている。

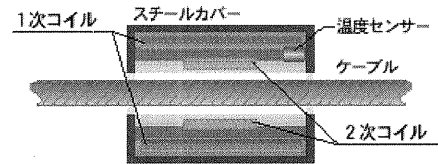


図-4.3 EMセンサーの構造⁴⁾

②AE (アコースティック・エミッション) センサー

PC鋼材の破断により生じる弾性波を検知するものであり、複数のセンサーに到達した弾性波の到達時間差から破断個所の推定ができる。

③光ファイバー

コンクリートのひずみ量やひび割れ幅を計測する技術であり、波長の変化や周波数、伝搬時間などからひずみの大きさや発生位置を検出する。

④アノード・ラダー／エクспанション・リング

かぶり部分に設置したダミーの鋼材の腐食に伴う電流変化を経時的に検知して、実際の鉄筋腐食の危険性を予測する技術として、新設構造物に設置するアノード・ラダー・システム(写真-4.3)や、既設構造物のコア採取跡に設置するエクспанション・リング・システム(写真-4.4)がある。

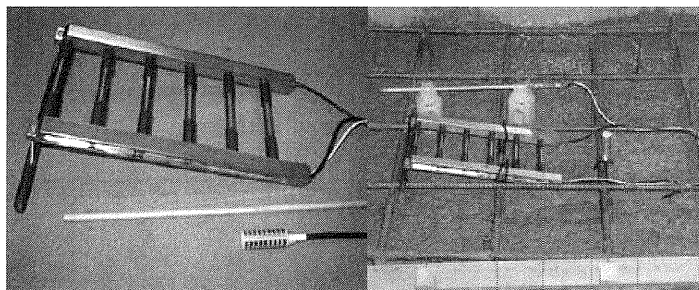


写真-4.3 アノード・ラダー・システム⁵⁾

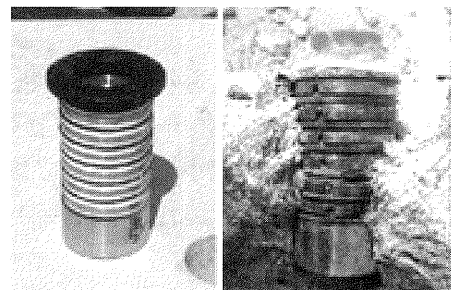


写真-4.4 エクспанション・リング・システム⁵⁾

2) モニタリングの実施例

3.3.1で紹介されている喜連瓜破高架橋⁶⁾は、下弦ケーブルによる補強が実施され、その張力管理に、写真-4.5に示すEMセンサーによる計測が実施されている。

また、志津見大橋⁷⁾はPC 5 径間連続複合トラス橋であるが、日変化や年変化による温度変化に伴って変動する主桁コンクリートのひずみ分布状態をデータとして収集する目的で計測が実施されている。計測及びデータの取込みは、無線によりリアルタイムで行われている(図-4.4)。

一方、海外では、2007年8月に崩壊したアメリカミネソタ州の幹線道路I-35Wのミシシッピ川渡河部の鋼橋に代わって再建設されたSt. Anthony Falls Bridge(写真-4.6、橋長370.6mの4径間連続PC箱桁橋)で、建設時より各種センサーを設置して橋の振動やひずみ、塩化物イオン量などを計測するモニタリングが実施されている(写真-4.7)。



写真-4.5 EMセンサーの計測事例⁶⁾

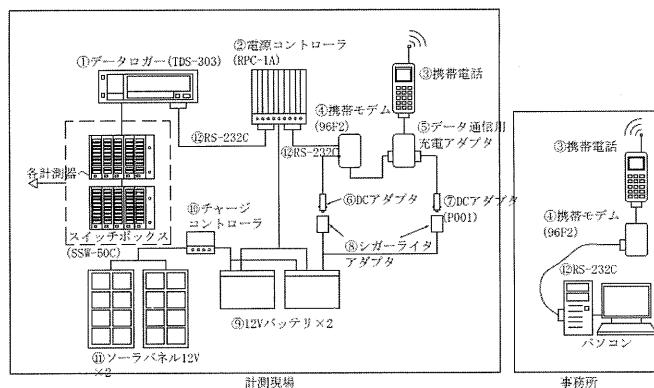


図-4.4 無線による計測事例⁷⁾



写真-4.6 St. Anthony Falls Bridge⁹⁾

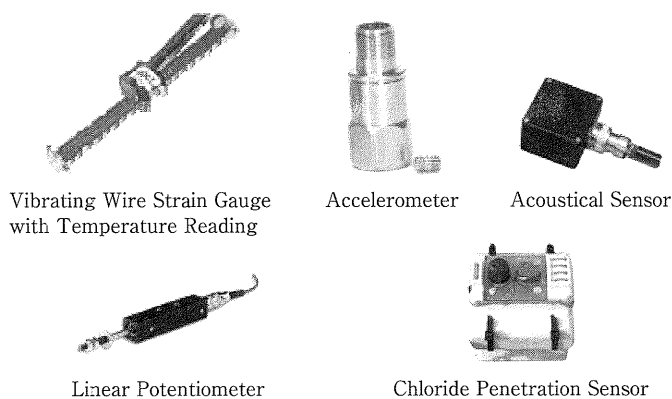


写真-4.7 モニタリング用センサー⁹⁾

3) モニタリング技術の研究の現状

土木学会「コンクリート構造物の構造ヘルスモニタリング (Structural Health Monitoring、SHMと略す) 研究小委員会」では、SHMシステムの構築などを目的に約4年間の活動が行われている。活動ではSHM技術の関連文献や応用事例を、センシング技術、プロセッシング技術、性能評価技術の系統に分けて調査・整理・分析を実施し、その成果としてSHMシステムによる維持管理手法などを提案している⁸⁾。SHMとは、人的な関与を極力避け、構造物のセンシング、損傷劣化や構造変化の検出、及び性能評価と劣化予測を自動的かつ継続的なベースで実現しようとする思想である。

このように、モニタリングに関する装置などハード面での開発や、モニタリングシステムなどソフト面での研究は進められているものの、モニタリングを実施する場合、合意形成に必要な判断指標や基準、及びセンサー装置の耐久性など課題も多く、新設時から実施している例は少ないのが現状である。

4.4 最新の研究

これまでに述べた目視を主とした診断・点検や計測機器を使用したモニタリングは、構造物の異常や変状が顕在化した段階で、損傷の程度を把握して健全性の評価を行おうとするものである。そのため、劣化や損傷の状態とその発生原因、また復元設計による一定レベルでの安全性の評価にとどまり、直接的な性能の評価は行うことはできない。

国土技術政策総合研究所とプレストレストコンクリート建設業協会では、平成19年度～20年度の2ヶ年で「PC道路橋の健全度評価手法の高度化に関する共同研究」を行っており、診断・点検の高度化に取り組んでいる。

これは、現状の点検・診断技術の課題を解決する方法として、異常や変状が顕在化する前、もしくは劣化が軽微な段階で構造物の性能評価を行う手法の開発を目的とするものである。ここでは、共同研究において取り組んだ内容についてその概要を紹介する。

(1) 研究概要^{10, 11)}

図-4.5に共同研究の概要を示す。PC橋の設計・施工、品質管理及び維持管理の現状を踏まえ、特に、構造物完成後におけるプレストレス評価に主眼を置き、この状態把握を行う方法を提案し、維持管理の現場への適用を図ろうとするものである。研究では、プレストレスと部材性能の関係の把握、プレストレス導入量が異なる梁試験体による載荷試験、非破壊検査技術によるプレストレス量推定などの基礎的な検討を行っている。

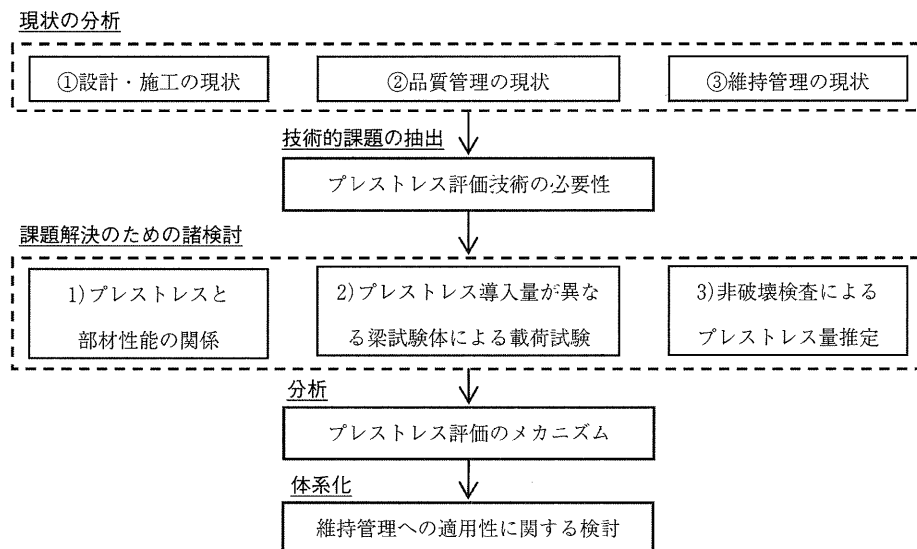


図-4.5 共同研究の概要

1) プレストレスと部材性能の関係

既設橋におけるプレストレス量やその低下の度合いの検知に関して、構造物の性能面からの閾値及び検査技術に求める精度を明確にするため、これまでの施工実績が多い構造形式及び支間を対象として、プレストレス量と活荷重時、死荷重時のひび割れ発生の関係について試設計を行った(図-4.6)。

2) プレストレス導入量が異なる梁試験体による載荷試験

変状を検知するために着目する部位や現象を明らかにするため、プレストレス導入量を変化させた梁試験体の載荷試験を実施して、その結果を分析した(写真-4.8)。

3) 非破壊検査によるプレストレス量推定

コンクリート構造物の劣化診断に用いられる非破壊技術検査手法のうち、現在の技術水準で汎用性がある弾性波法(超音波、衝撃弾性波)に着目し、実桁(桁長45m、桁高2.5m、 $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ のポステンT桁)を対象に、超音波のウェブ透過伝搬特性試験(写真-4.9)を行った。その結果、図-4.7に示すように、桁高方向に透過伝搬速度が異なる傾向が見られた。

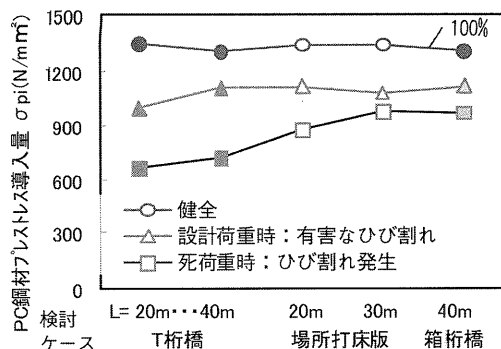


図-4.6 プレストレス量とPC桁の変状

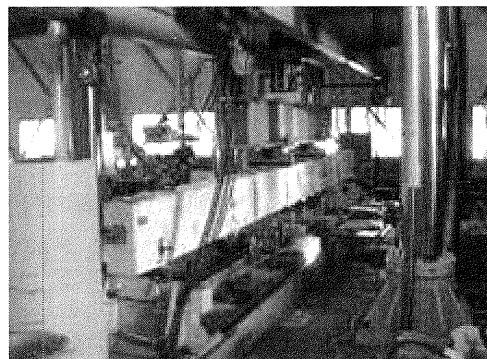


写真-4.8 PC梁の載荷試験

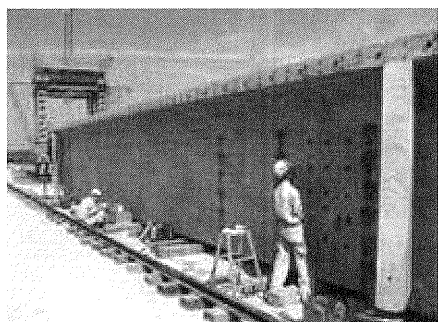


写真-4.9 実大桁による非破壊試験

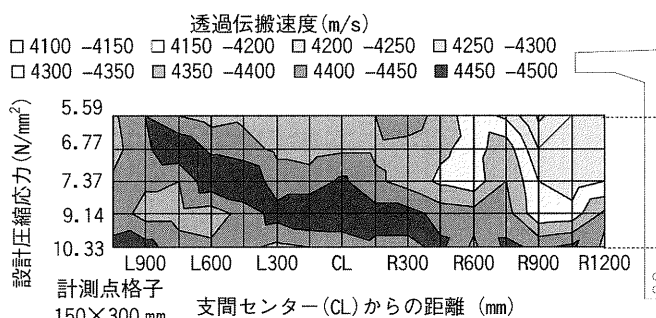


図-4.7 超音波 ウェブ透過伝搬速度分布図

また、上記 1) ～ 3) の検討より得られた知見などを確認するため、プレストレス導入量を調整可能な梁試験体を用いた非破壊検査も実施している。

4.5 まとめ

PC橋の長寿命化のためには、建設時において高品質な構造物を構築し、メンテナンスフリーで供用できることが望ましいが、建設後に様々に変化する供用環境下で、異常・変状を早期に発見し、劣化や損傷が顕在化する前、もしくは軽微な段階で対策を講じて長寿命化を図っていくことを前提とした維持管理の考え方も重要である。そのためには、モニタリング装置などの設置に関わる先行投資や、大がかりな設備・機械などを必要としない検査機器などハード面の整備、また様々なデータの分析により診断を確実にするための判定指標（カラスケール）などソフト面の整備が必要である。

膨大な量の社会資本ストックを健全な状態で長期間活用していくためには、保有する性能を容易に把握できる非破壊検査システムの技術開発が望まれる。

4.6 参考文献

- 1) 玉越、小林、武田、平塚：道路橋の健全度に関する基礎的調査に関する研究、国土技術政策総合研究所資料No.381、2007.4
- 2) 玉越、大久保、市川、武田：橋梁の架替に関する調査（Ⅳ）、国土技術政策総合研究所資料No.444、2008.4
- 3) 国土交通省 国道・防災課：橋梁点検要領（案）、平成16年3月

- 4) 株式会社計測リサーチコンサルタントホームページ
- 5) 太平洋セメント(株)ホームページ
- 6) 鈴木、若槻、真鍋、西：喜連瓜破高架橋の補強設計及び施工、プレストレストコンクリート技術協会、プレストレストコンクリートVol.46、No.5、pp.45-54、2004.9
- 7) 近藤、藤原、正司、吉川：志津見大橋における長期モニタリングに関する報告、プレストレストコンクリート技術協会、第14回シンポジウム論文集、pp.77-80、2005.10
- 8) 土木学会：コンクリート技術シリーズ76、コンクリート構造物のヘルスマニタリング技術
- 9) Minnesota Department of Transportationホームページ
- 10) 春田、玉越、高橋、川間：PC道路橋のプレストレス評価に関する研究、プレストレストコンクリート技術協会、第17回シンポジウム論文集、pp.253-256、2008.11
- 11) 妹川、玉越、高橋、川間：プレストレス量の評価手法に関する研究、プレストレストコンクリート技術協会、第17回シンポジウム論文集、pp.249-252、2008.11

5. 長寿命のPC橋の例

5.1 はじめに

本章では、長寿命のPC橋の例を挙げてその特徴等を説明することにした。なお、ここで選択したPC橋はあくまでも著者らの考えによる例示である。

5.2 長寿命のPC橋(その1) 太田跨線橋 ー撤去桁の健全度調査¹⁾ー

太田跨線橋は1966年に架設された群馬県太田市の国道407号の橋梁である。2004年に東武鉄道伊勢崎線の高架化に伴い撤去されることとなり、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会は、跨線橋として38年間供用されたポストテンション方式のPC桁について、耐久性および耐荷性を調査し、以下のように高い健全性を確認したことを報告している。

本橋は、橋長185.8m、支間5@14.3m+25.0m+5@14.3m+9.6mの12径間を単純桁橋で構成している橋梁である(図-5.1、写真-5.1)。調査対象は、支間14.3mの部分のPC桁である。

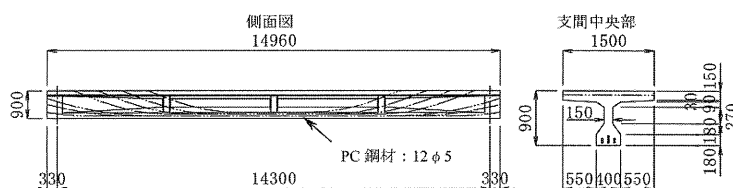


図-5.1 主桁形状図



写真-5.1 太田跨線橋

(1) コンクリートに関する調査

主桁の外観調査では、ひび割れや錆汁などの損傷や劣化等はまったく見られなかった。主桁から直径100mmのコア供試体12本を採取し、強度試験、中性化深さ、塩分含有量を測定した。圧縮強度は供試体3本の平均値で61.5N/mm²であり、建設当時に推測される設計基準強度40N/mm²と比較して1.5倍の高強度であった。フェノールフタレイン法による中性化深さの測定では、外気と接触している面では12mm程度の中性化が進んでおり、材齢40年として推定した

中性化深さ1.4mmより大きな結果であった。塩分含有量の測定では、主桁内部の全塩化物イオン量が 0.2kg/m^3 と鋼材腐食に関して問題のない量であった。

(2) PC鋼材に関する調査

桁端部から3～4mの区間のPC鋼材を取り出して主桁の調査を行なった。PC鋼材の表面は、鋼材同士の小さな隙間や極めてわずかなグラウトの隙間部分に薄い錆が付いているだけで、ほとんど腐食のない健全な状態であった。主桁を数断面で切断してグラウト充てん状況を観察したところ、ほぼ完全に充てんされていた(写真-5.2、写真-5.3)。



写真-5.2 主桁切断面

(3) 曲げ載荷試験

曲げ載荷試験では、実測した材料強度から算出した耐力 648kN に対して実験値が10%程度大きい結果となり、耐久性および耐荷性ともに十分健全な状態であった。

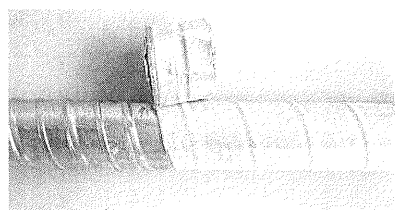


写真-5.3 シース内グラウト充てん状況

【参考文献】

- 1) 二井谷、中村、辻：38年間供用された太田跨線橋撤去桁の健全度調査、プレストレストコンクリート技術協会、第14回シンポジウム論文集、pp.159-162、2005.11

5.3 長寿命のPC橋(その2) 第一大戸川橋梁

第一大戸川橋梁は、1954年に完成したポストテンション方式による支間30mのPC単純桁橋である(写真-5.4)。建設当時このような支間へのPC橋への適用は例がなく、本橋は黎明期にあった我が国のPC技術の発展に大きく寄与した橋梁である。

基本設計はフランス人により行われ、当時の国鉄本庁特殊設計室長・友永和夫博士を中心に、吉田徳次郎博士をはじめコンクリート界権威者の指導を仰ぎながら、後に国鉄総裁を務める仁杉巖博士らが修正改良して最終設計方針を定め、設計・施工を指揮した²⁾。

主桁は4主I桁構造であり、支承にはコンクリートロッカー沓を使用している(図-5.2)。建設に際しては、スランプ3cmのコンクリートの配合・打設試験をはじめ、PC鋼材とシースとの摩擦測定試験、シース内へのグラウト材料選定・注入試験、クリープ・収縮量の長期計測など、材料・設計・施工について前例のない諸課題に対して、各種実験的研究を通して克服して

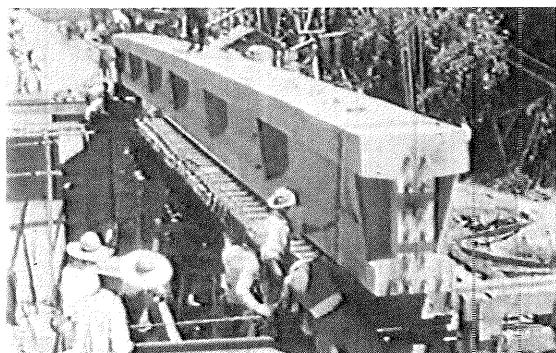
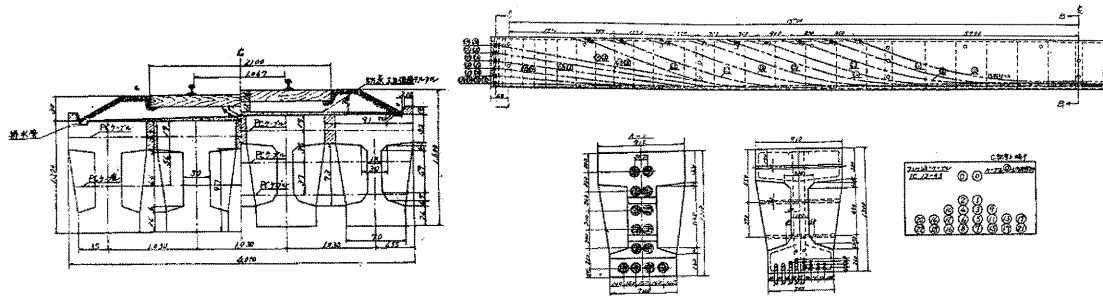


写真-5.4 建設中の第一大戸川橋梁



写真-5.5 現在の第一大戸川橋梁

図-5.2 構造図¹⁾

建設にあたっている。

本橋は完成後53年以上を経過した現在もなお現役の橋梁として供用されており(写真-5.5)、2007年には土木学会によりコンクリートの品質に関する調査が実施され、現在でも良好な状態を保っているとの報告がなされている³⁾。我が国の長寿命PC橋として代表的な橋梁のひとつと言える。

なお本橋梁は、平成20年6月PC橋として初めて文部科学省の文化審議会において有形文化財登録についての答申が行われ、平成20年7月に登録された。

【参考文献】

- 1) 仁杉：支間30mのプレストレストコンクリート鉄道橋（信楽線第一大戸川橋梁）の設計、施工及びこれに関連して行つた実験研究の報告、土木学会論文集第27号、1955.7
- 2) 菅原：PC橋初の有形文化財登録－信楽高原鐵道の第一大戸川鐵道橋－、プレストレストコンクリート、Vol.50、No.5、pp.42-46、2008.9
- 3) 上田：第一大戸川橋梁、コンクリート工学、Vol.46、No.9、2008.9

5.4 長寿命のPC橋（その3） 南筑橋

南筑橋は、福岡県筑後市の矢部川の中流に架かる橋長約130.0m、幅員5.5mのポストテンション方式単純T桁の橋梁である。昭和30年に完成し、50年以上が経過した現在も重要な流通経路である県道の一部として供用されている。

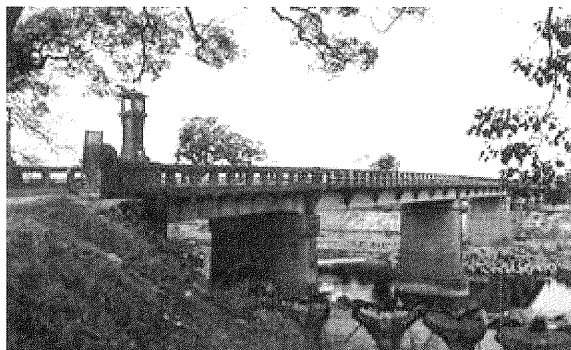


写真-5.6 昭和30年代の南筑橋

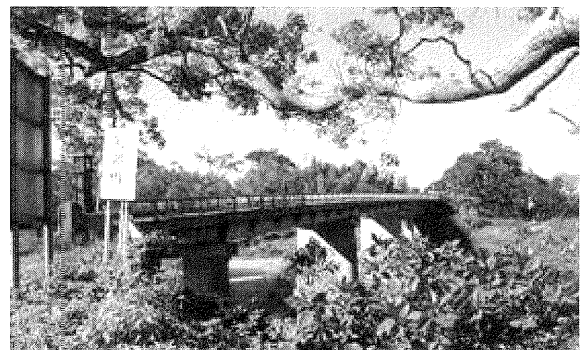


写真-5.7 現在の南筑橋

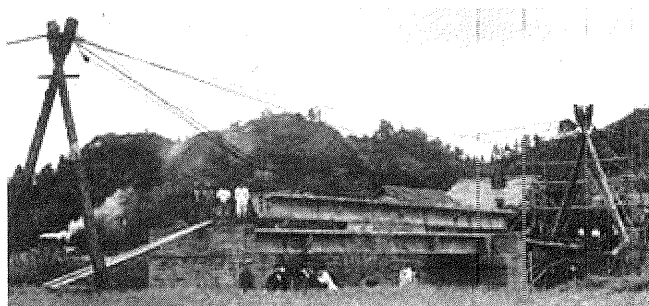


写真-5.8 当時の架設風景



写真-5.9 現在の主桁の状態

中央部の2径間(支間30.0m)は現場製作のブロック工法により施工されている。ブロックの一体化はモルタル目地を設けてのプレストレス導入で行われたようである。架設は、直径1尺~1尺5寸の松丸太を鳥居状に組み立てた門構からワイヤーで吊り下げて行われている。当時はウィンチやチェーンブロックは無く、ワイヤーの巻取りには「カグラサン」と呼ばれる木製の巻取り装置4台を用いて、全て人力によって行われたとの記録がある。



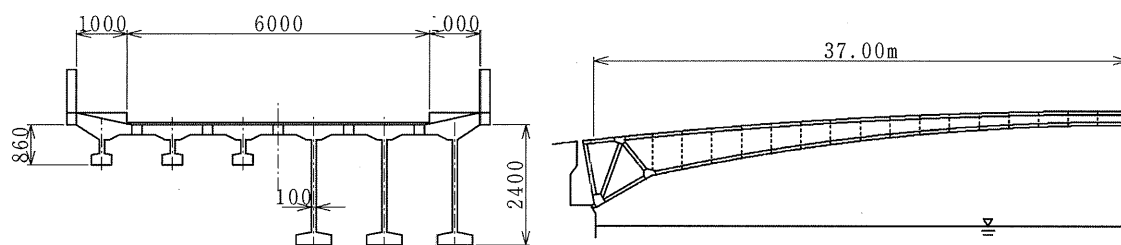
写真-5.10 新旧の南筑橋 (平成19年12月撮影)

現橋を目視により確認した限りでは、主桁コンクリート表面には遊離石灰の滲出しや漏水もなく、ひび割れの発生など大きな損傷は見られない。50年間様々に変化してきた供用環境の中で健全な状態が保たれていることは、当時の施工技術の高さを物語るものである。

南筑橋の約100m下流側には、橋長248.0m、幅員19.55mの3径間連続エクストラードード橋が平成18年8月に完成し、取り付け道路等の整備が行われている。南筑橋は、大型車の円滑な通行を確保するための幅員が十分でないことや、現行の自動車荷重に対する安全性が保証されないことなど、道路としての機能を満足することができなくなったことから、新南筑橋にその役割を譲ることになっている。

5.5 長寿命のPC橋 (その4) マルヌ川5橋

マルヌ川5橋は、1947年~1951年にかけてフレシネーと彼の協力者J.ショーデセグ(Chaudesaigues)によって、計画・設計・施工指導が行われた橋梁である。マルヌ川の上流側か

図-5.3 マルヌ川5橋構造図¹⁾

ら、ユスィー (Ussy)、シャンジス (Changis)、エスブリー (Esbly)、トリルバルド (Trilbardou)、アネ (Annet) の 5 橋である。これらの橋梁は全て同一構造形式、同一寸法の橋梁であり、図-5.3に示すように支間74mの 6 本のI桁から構成される。I桁はエスブリー近くの工場で製造され(写真-5.11)、架設用のPC外ケーブルを使い 6 ユニットにまとめ、運搬船でマルヌ川を使って架設位置まで運ばれた。架設はケーブルクレーンを用いて行われた(写真-5.12)。本橋の特徴としては、せん断補強のためウェブにプレテンション方式によりプレストレスを導入している点である。工場での製造時に、スターラップ(PC鋼材)を上下フランジに接合した状態で両フランジを押すことによって、スターラップにプレストレスが導入された。この結果、I桁のウェブ厚さはわずか10cmとなった。

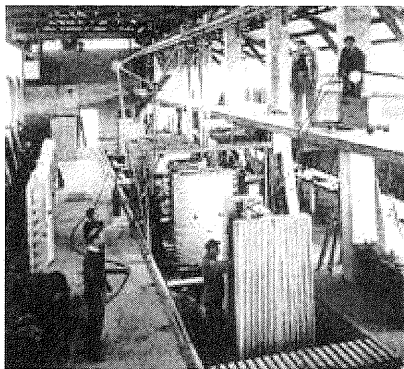
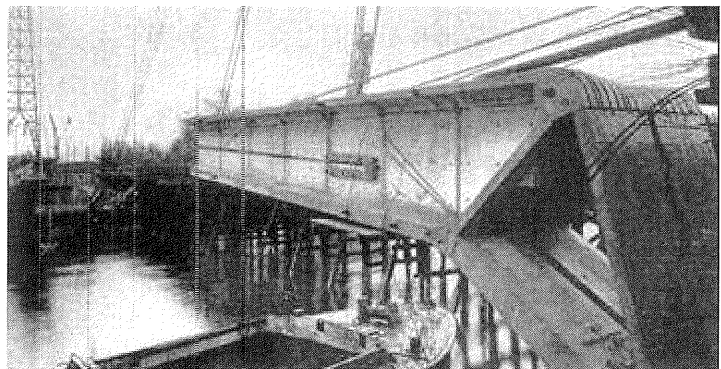
写真-5.11 工場内での製造状況²⁾写真-5.12 当時の架設状況²⁾

写真-5.13は、現在のユスィー橋である。他の 4 橋も同様に、建設後50年以上経過した現在も、その美しい形状を極めて健全な状態を維持できている。これは、建設当初から、この橋梁が技術的に画期的なものであって、長寿命のPC橋にふさわしい橋梁であることを示している。

写真-5.13 現在のユスィー橋¹⁾

【参考文献】

- 1) プレテンションウェブ橋梁技術欧州調査団、プレテンションウェブ橋梁技術欧州調査報告書、(社)プレストレストコンクリート技術協会、pp.7-13、2002
- 2) J.A.F. Ordonez著(池田尚治 監訳)：PC構造の原点フレシネー、建設図書、pp.425-428、2000

6. 海外での事例紹介 -PC橋の耐久性向上への取組み-

6.1 はじめに

PC橋の安全性能はプレストレスによって保証されるため、PC橋の安全性はPC鋼材の耐久性が最も重要な要因であると考えられる。これまで、PC鋼材の耐久性はPCグラウトの存在によって保たれていると考えられ、グラウトの未充填問題のみが大きく取り上げられてきた。しかしながら、PC鋼材は曲線配置されることが多く、大抵の場合シースのどこかで接しており、建

設後比較的長時間をかけてシースの外部から侵入してくる劣化要因に対して、グラウトのみにその保護性能を期待するのは妥当な考えとは言えない。これに対して、欧米ではマルチレイヤープロテクション（多重防食）の考え方が浸透しつつある。これはPC鋼材の耐久性をグラウトのみに期待するのではなく、PC鋼材を取り巻く各要素の多重防食機能によって確保するという考え方である。

本章では、PC橋の耐久性向上について海外での取組みを調査した結果を報告する。特に、fib Commission5 TG5.4.2の報告書「Durability of post-tensioning tendons」¹⁾ およびフロリダ州交通局の報告書「New Direction for Florida Post-Tensioned Bridges」²⁾ から、PC橋の耐久性向上のための提案に至った経緯およびその基本コンセプトを中心に報告する。なお、fibの事例については、土木学会「PC構造物の現状の問題とその対策に関する研究小委員会（324委員会）」で実施された調査結果³⁾を参照した。

6.2 PC橋の耐久性向上へのfibの取組み

(1) 経緯および背景

英国ウェールズ州のYnys-y-Gwas橋は、建設から32年後の1985年12月に突然落橋した（写真－6.1）。また、1992年ベルギーのSchelde川に架かる橋梁の落橋事故が起こった。これらの橋梁は、いずれもグラウト方式のポストテンションPC橋であったため、英国ではその後数年にわたって、グラウト方式のポストテンション鋼材の使用が禁止されるに至った。



写真－6.1 Ynys-y-Gwas橋の落橋事故⁴⁾

その後、1996年に英国コンクリート学会から発行されたTechnical Report No.47⁵⁾（以下、TR47と記す）に基づく考えを取り入れる事によって、禁止されていたグラウト方式のポストテンションの使用が解禁された。TR47では、PC鋼材の防食を重く見て、マルチレイヤープロテクションの思想の重要性を述べている。マルチレイヤープロテクションの詳細は後で述べるが、その後TR47の第2版⁶⁾が2002年に発行され、英国におけるポストテンション方式のPC橋の設計・施工の基本方針が示された。

一方、fibはIABSEとの共催で2001年11月15、16日にベルギーのアントワープで、“Durability of Post-tensioning Tendons”の第1回ワークショップを開催し、各国のポストテンション鋼材の現状および耐久性向上に対する戦略などについて討議した。その後、2004年10月11、12日にチューリッヒのスイス連邦工科大学で第2回ワークショップが開催された。その中では、fib Commission 5 TG5.4.2が作成中の“Durability of Post-tensioning Tendons (Final Draft)”（以下、ガイドライン（案）と書く）についての幅広い意見の集約と、より具体的な戦略について討議された。その後、ガイドライン（案）は2005年12月に正式にfib Bulletin 33¹⁾（以下、fib報告書と記す）として発行された。以下、fib報告書の提案内容について述べる。

(2) PC構造物の耐久性向上のための提案

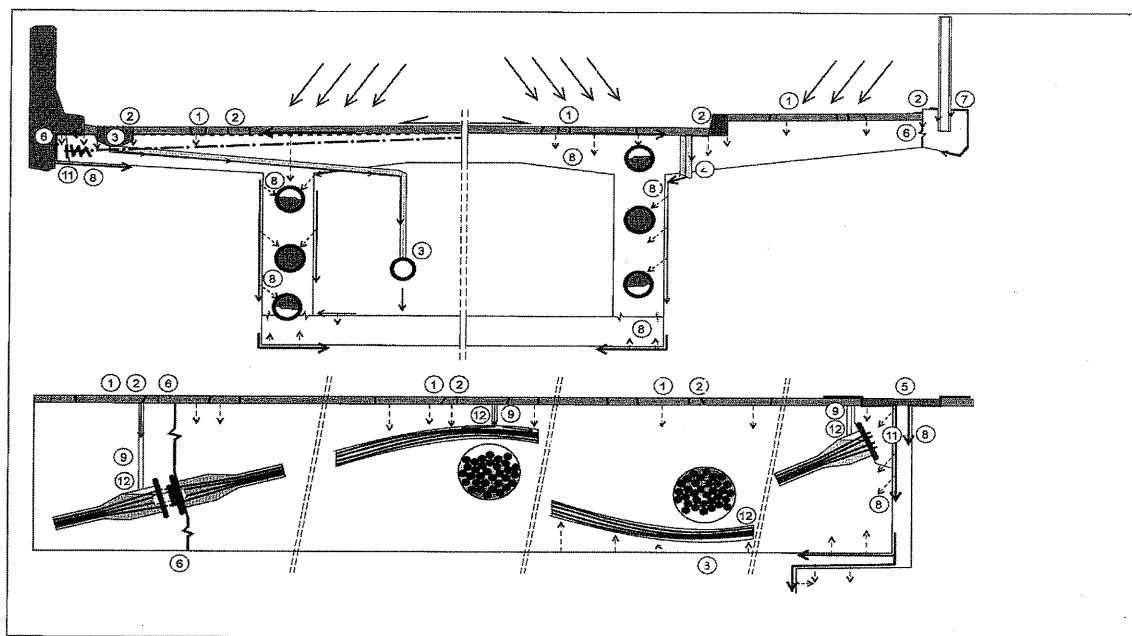
1) fib報告書の概要

fib報告書は、fib Commission 5のワーキンググループ5.4.2 “Durability specifics for prestressed concrete structure” とCommission 9 “Reinforcing and prestressing materials and systems” との共同作業で作成された。PC構造物の耐久性向上のための提案が、設計コンセプト、材料・施工および維持・補修の観点から行われている。ここでは、耐久的なPC構造のための設計コンセプトについて紹介する。

2) 耐久的なPC構造物のための設計コンセプト

① ハザードシナリオ

fib報告書では、PC箱桁橋のハザードシナリオ（危険シナリオ）を示している。これは、ポストテンションPC鋼材の位置に水（塩分を含む可能性がある）が到達する危険性が高いルートを潜在的弱点と考えている。ハザードシナリオでは、PC鋼材を保護する外縁の層の破壊（①～⑧）およびPC鋼材を直接保護する層の破壊（⑨～⑫）を想定している。



PC鋼材を保護する外縁の層の破壊

- ① 舗装の欠陥（ひび割れなど）
- ② 床版防水層の欠陥
- ③ 排水柵・排水管の欠陥
- ④ 配水管の設計位置のミス
- ⑤ 伸縮装置からの漏水
- ⑥ 地覆の打継目からの漏水
- ⑦ インサートからの侵入
- ⑧ コンクリートかぶりの欠陥

PC鋼材を直接保護する層の破壊

- ⑨ PCグラウトホース内のグラウト未充填
- ⑩ 鋼製シースの破損
- ⑪ 定着具の後埋めコンクリートの欠陥
- ⑫ ダクト内のPCグラウト未充填による空隙

図-6.1 PC箱桁橋のハザードシナリオの例⁷⁾

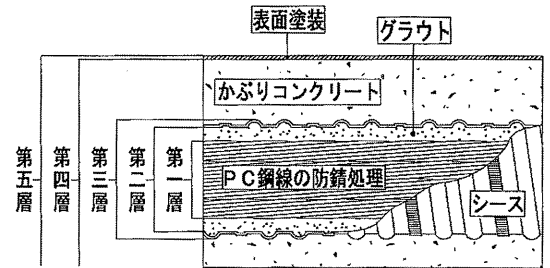
② マルチレイヤープロテクション

fib報告書では、マルチレイヤープロテクションの考え方を推奨している。図-6.2は、PC鋼材のマルチレイヤーの概念図であるが、fib報告書では、PC鋼材の直接的な防護以外に、橋面上

のすみやかな排水、床版への防水層の設置、水切りや定着具背面の構造細目、構造体への水の供給を最小限にする対策なども重要な項目として挙げている。

③ 設計戦略

fib報告書では、耐久性の高いPC橋を設計する場合の戦略として以下の項目を挙げている。



(ただし、第2層のグラウトについては、鋼材がシースに接している場合など層厚のばらつきも大きいので、保護層とみなさない考え方もある。)

図-6.2 マルチレイヤーの概念図³⁾

表-6.1 耐久性の高いPC橋を設計する場合の戦略

項目	対策等
品質規格	ポストテンションシステム、配線・緊張・PCグラウトの品質はEOTA (European Organization for Technical Approvals) から出ているETAG013 (European Technical Approval Guideline)の規格に従うことで保証される。
コンクリートの品質とかぶり厚	コンクリートのかぶり厚を増すことで耐久性は向上する。また、水セメント比の低減やフライアッシュをセメントの一部と置換することでコンクリートの浸透度が改善される。
床版防水システムと他の表面保護システム	床版防水システムは、道路にまかれた凍結防止剤のコンクリート部材への侵入を阻止する最初の層になる。表面改質剤を塗布するとコンクリート表面の浸透度が改善され、塩分を含んだ水の床版内への侵入を遅らせることができる。
排水システム	路面の水を最も効率よく橋梁外へ排出することが求められる。
伸縮装置	伸縮装置から水は漏れるものとして、伸縮装置の下で構造や伸縮目地の点検方法を考えなければならない。伸縮装置から漏れた水が、桁端の定着部や支承に直接流れていかないような配慮が必要である。
ひび割れ	ひび割れは、タイプやひび割れ幅によって耐久性に影響する。初期ひび割れを抑えるために、コンクリートの打設順序や養生方法などを検討する。コンクリートの弱材齢時に若干のプレストレスを導入するのも良い。
打継目	床版の打継目は、定着部からできるだけ離す事により定着部への水の浸入を阻止する事ができる。
セグメント目地	プレキャストセグメントのマッチキャスト目地は、一般にエポキシ樹脂系接着剤を塗布する事で耐久性は確保される。しかし、ダクトが接続されていない事への配慮は必要である。最近、セグメント目地用のカップラジョイントも開発されているので使用すると良い。
PC鋼材配置	PC鋼材配置や定着部の位置を考慮することで耐久性を向上させる事ができる。定着部は、出来るだけ水が直接かからない位置に設置し、随時点検できるようにする事が望ましい。
点検・維持管理時のアクセス	点検や維持管理時にその部位に簡単に行けるようにする事はマルチレイヤープロテクションの考え方の中で重要な点である。特に桁端の定着部に設置されるテンドンギャラリーは重要である。

④ ポストテンションシステムのプロテクションレベル (PL)

fib報告書に示された新しい考えとして、プロテクションレベル（以下、PLと記す）に応じたポストテンションシステムの標準仕様が示されている。これは、橋梁の架設位置の環境条件や構造物の保護層の程度によりポストテンションシステムの防食仕様を定性的に決定できる考え方で、図-6.3で表現されている。図中のStructural protection layerの例として、“High”は（床版防水層＋高品質コンクリート＋容易な点検），“Medium”は（表面改質＋通常のコンクリート），“Low”は（セグメント目地＋表面保護層なし＋点検できない構造）を表している。また、Aggressivity/Exposureの例としては、“High”は飛沫帯や凍結防止剤の散布域、“Medium”は湿潤環境、“Low”は構造物の内部などの乾燥している所と示されている。さらに、fib報告書では、各PLに対するポストテンションシステムの標準仕様として図-6.4が示されている。この図で、PL1の仕様は鋼製シースにセメント系PCグラウト、PL2の仕様はプラスチックシースでシステム全体を水から完全に防護することを示している。PCグラウトキャップやトランペットシースなどもプラスチック

製品の部品で構成されている。PL3は、PL2の仕様にPC鋼材の腐食程度をモニタリング可能なセンサーを付加した仕様となっている。腐食程度のモニタリングは、PC鋼材とダクト間のインピーダンスを測定する方法を標準としている。

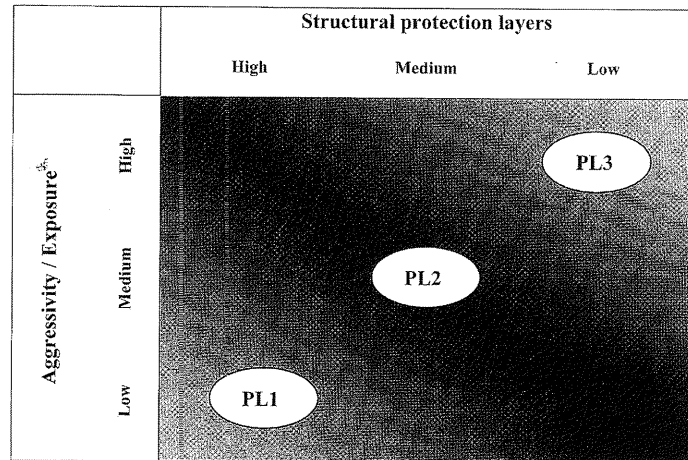


図-6.3 ポストテンションシステムのPLの模式図¹⁾

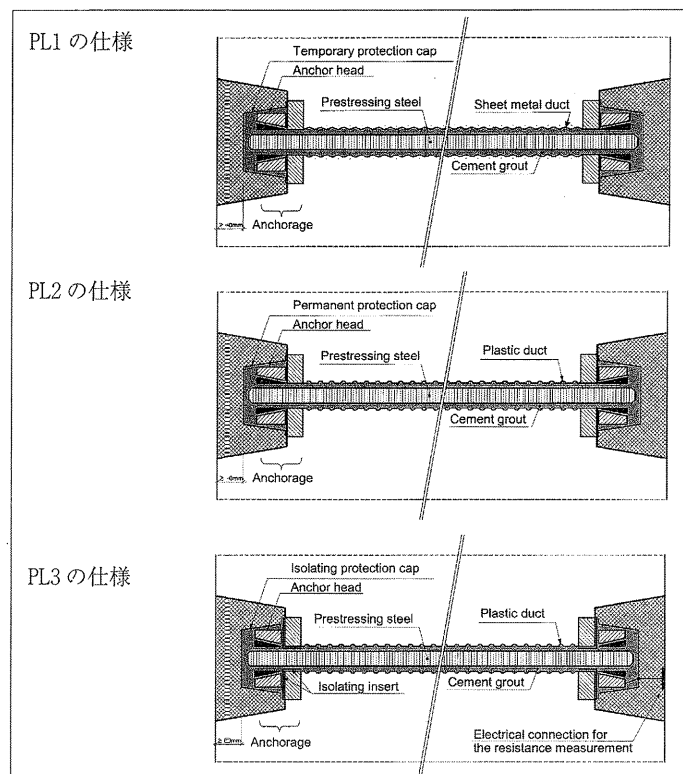


図-6.4 PLに対する標準的な防食仕様¹⁾

6.3 PC橋の耐久性向上へのフロリダ州の取組み

(1) 経緯および背景

米国フロリダ州におけるポストテンション方式のPC橋の損傷事例は、フロリダ州交通局（Florida Department of Transportation）から以下のような報告が行われている²⁾。

- 1) **Seven Mile Bridge** : 横方向の構造をRCとした事で、上床版からウェブに横方向の曲げモーメントが原因と思われる橋軸方向のひび割れが発生した。
- 2) **I-595/I-75 Interchange** : プレキャストセグメント橋で、1992年セグメント接合部からの漏水、上床版の連続ケーブル位置でのひび割れと遊離石灰の発生が確認された。その後の調査で、90mにも及ぶグラウト未充填が確認された。
- 3) **Niles Channel Bridge** : 1999年の定期点検の際、各径間に配置した6本の外ケーブルのうち1本が破断している事が分かった(写真-6.2)。調査の結果、定着具の背面のグラウト不良とアンカーヘッドの中のPC鋼材の不具合が発見された。これに、伸縮装置からの浸水と潮風の影響が加わって損傷が進行し、破断に至ったことが主要因であると報告されている。

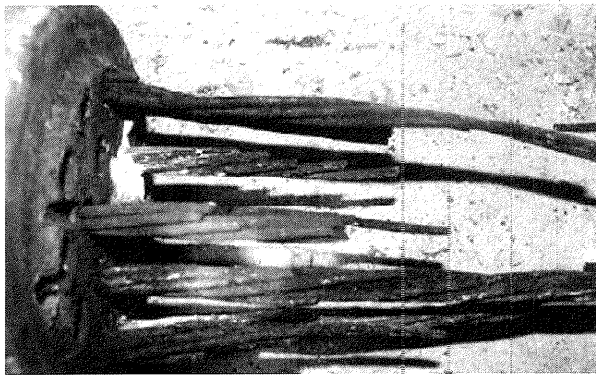


写真-6.2 Niles Channel Bridge定着具近傍の損傷²⁾

- 4) **Mid-Bay Bridge** : 本橋は1993年開通であるが、2000年の定期点検の際、2本の外ケーブルが損傷を受けている事が分かった。1本はNile Channel Bridgeと同じく定着具背面のグラウト不良が原因と報告された。もう1本は、写真-6.3のように自由長部での損傷であった。報告書では、明確な原因は特定されていないが、低品質のグラウト材料(写真-6.4)とASTM規格外のPEシースの使用が明らかとなった。報告書では、伸縮部からの浸水と塩分が、損傷したシースから侵入しPC鋼材の損傷を進行させた可能性を示している。フロリダ州交通局では、Mid-Bay-Bridgeの損傷発見後、ポストテンションPC橋の耐久性向上のための提案を発表した⁹⁾。以下にフロリダ州交通局の提案を紹介する。

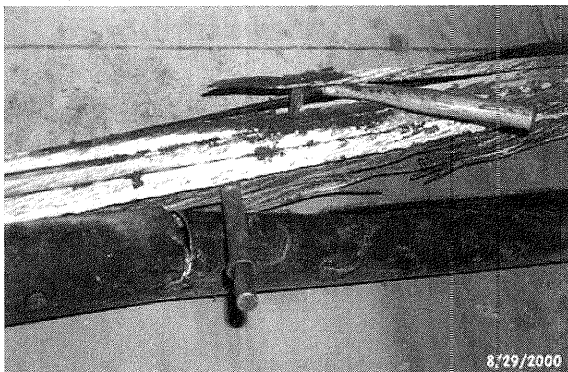


写真-6.3 外ケーブルの損傷⁸⁾

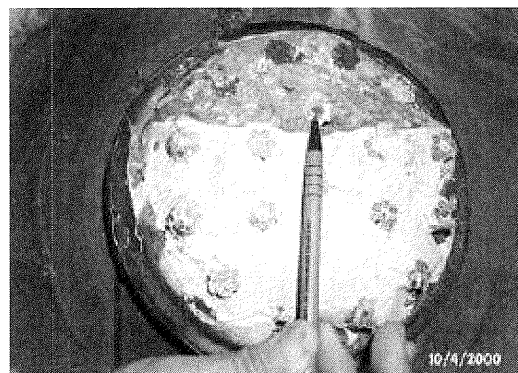


写真-6.4 低品質グラウト⁸⁾

(2) ポストテンションPC橋の耐久性向上の提案

1) 基本コンセプト

フロリダ州交通局は、ポストテンションPC橋の耐久性向上に向けて図-6.5に示すように5つの戦略を提案している。

- 戦略1：Enhanced PT Systems ポストテンションシステムの高度化
- 戦略2：Fully Grouted Tendons 完全なPCグラウト
- 戦略3：Multi-Layered Anchor Protection 定着具の多重防食
- 戦略4：Watertight Bridges 橋梁の防水システム
- 戦略5：Multiple Tendon Paths 複数のPC鋼材経路

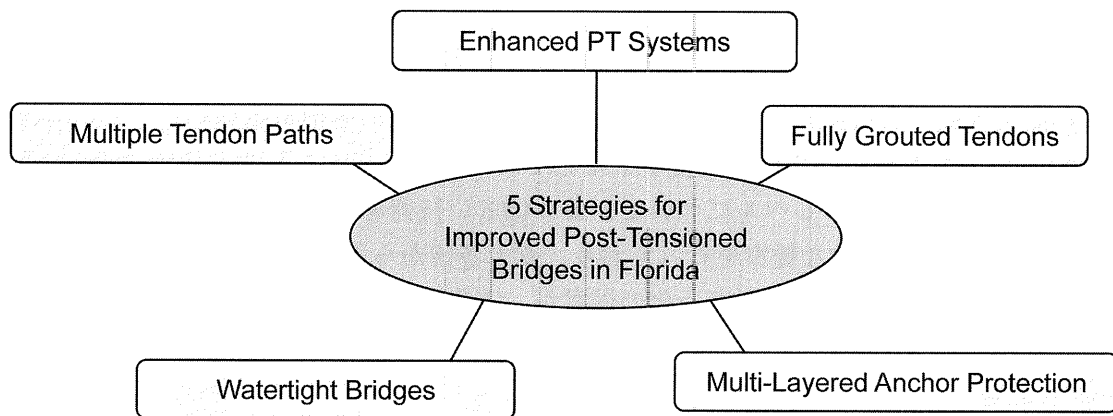


図-6.5 フロリダ州のポストテン橋耐久性向上のための5つの戦略⁹⁾

2) 戦略1：Enhanced PT Systems (ポストテンションシステムの高度化)

1番目の戦略として、ポストテンションシステムの高度化のため、図-6.6に示すようにポストテンションシステムの防食に関して6つのレベルを定義している。これらのレベルに対して、所定の要求事項が示されている。これは、fib報告書が推奨しているマルチレイヤープロテクションと基本的に同じ考えに基づいている。

- Level 1：表面被覆
- Level 2：コンクリート/エポキシ樹脂
- Level 3：ダクト
- Level 4：グラウト
- Level 5：PC鋼材の被覆
- Level 6：PC鋼材の材質

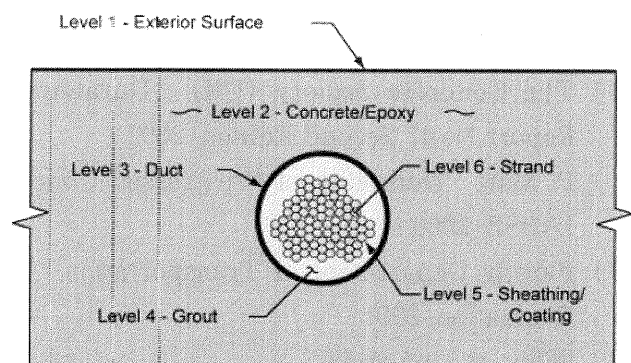


図-6.6 防食のためのレベル⁹⁾

3) 戦略2：Fully Grouted Tendons (完全なPCグラウト)

2番目の戦略として、完全にダクトを充填させるためのグラウト材料および施工方法についての要求事項が示されている。

4) 戦略3：Multi-Layered Anchor Protection (定着具の多重防食)

フロリダ州におけるポストテンションPC鋼材の重大な損傷は、定着具の不完全な防食に起因する場合が多い。定着具の防食は、PC鋼材に腐食物質が侵入するのを防ぐ役割も担うため、重要な項目である。戦略3では、定着具の多重防食について規定している。

5) 戦略4：Watertight Bridges (橋梁の防水システム)

戦略4では、橋梁（特に、床版）の防水システムについて規定している。

6) 戦略5：Multiple Tendon Paths (複数のPC鋼材経路)

大容量のポストテンションシステムでは、1本のPC鋼材が損傷を受けた場合でも橋梁の耐力に及ぼす影響が大きい。戦略5では、容量の小さいPC鋼材を数多く使用する事で、PC鋼材が損傷を受けた場合の影響を少なくする事を規定している。

6.4 まとめ

PC橋の耐久性向上の取組みについて、fibおよびフロリダ州の事例を紹介した。これらの提案は、今後PC橋の長寿命化に重要な役割を果たしていくものと考えられる。土木学会324委員会では、fibのプロテクションレベルについて、より幅広い技術を取り入れながら、その仕様設定を容易に判断できる具体的な提案を行っており、欧米各国から大きな注目を集めている。今後、我が国から海外に向けてPC橋の長寿命化の提案が、活発に行われることを期待したい。

6.5 参考文献

- 1) fib Bulletin 33 : Durability of post-tensioning tendons, Technical report, Lausanne, 2005
- 2) Florida Department of Transportation : New Directions for Florida Post-Tensioned Bridges, 2002
- 3) 土木学会：PC構造物の現状の問題点とその対策(その2)、コンクリート技術シリーズ70、2006
- 4) PIAC : Management of Post-tensioned Grouted Duct Bridges, PIAC C11 Committee on Road Bridges, 1999
- 5) The Concrete Society (UK) : Durable Post-Tensioned Concrete Bridges, Technical Report No.47, 1996
- 6) The Concrete Society (UK) : Durable Post-Tensioned Concrete Bridges, Technical Report No.47 Second Edition, 2002
- 7) P. Matt : Durability of Prestressed Concrete Bridges in Switzerland, 16th Congress of IABSE, 2000
- 8) Florida Department of Transportation : Final Report Mid-Bay Bridge Post-Tensioning Evaluation, 2001
- 9) 既出 2) pp.48-58

7. おわりに

新規建設と補修補強の観点から材料面、施工面、ならびに構造設計面からのPC橋の高耐久化、長寿命化の取組み事例を紹介し、さらに維持管理の観点から診断点検の最新情報を紹介した。また内外の長寿命PC橋の例と、海外における耐久性向上の取組みも紹介した。本論が、PC橋の長寿命化に向けて取り組んでおられる技術者各位のお役に立てれば、誠に幸甚である。

PC橋の改造技術に関する研究

プレストレストコンクリート構造物の断面修復による補修技術

独立行政法人土木研究所

独立行政法人土木研究所

三井住友建設株式会社

川田建設株式会社

渡 辺 博 志

竹 内 祐 樹

藤 田 学

北 野 勇 一

1. まえがき

コンクリート構造物には種々の劣化要因があるが、特にコンクリート橋上部構造の維持管理においては、塩害による鋼材の腐食が大きな問題となっている。塩害とは、硬化コンクリート中に多量の塩化物イオンが含まれることによって、コンクリートの鋼材保護性能が損なわれ、コンクリート中に埋め込まれた鋼材が腐食するものである。コンクリート中に含まれる塩化物イオンには、練混ぜ時に材料に含まれていたものと、構造物の外部から浸透したものがあるが、特に海岸線付近に位置するコンクリート橋において、海から飛来した塩分により鋼材の腐食が生じた事例が多く見られている。なお、近年は、塩害への対策として、設計段階における耐久性の検討（かぶりの最小値などによる対応）やレディーミクストコンクリート中に含まれる塩分量の検査が行われている。

塩害を受けたコンクリート構造物の補修方法としては、さまざまなものが提案されているが、そのうち塩化物イオンを含有するコンクリートの表面付近をはつり取り、その断面を補修材料で修復する断面修復工法は、これまでも適用された事例が多く、補修工法としては一般的なものである。塩害を生じたコンクリート構造物に断面修復工法を適用した場合、適用後の劣化が食い止められるものがある一方で、比較的早期に再劣化を生じ十分な補修効果が得られていない例があるのも事実である¹⁾。このような場合、再度の補修を余儀なくされ、結果的に維持管理コストの上昇を招くことになる²⁾。断面修復工法に対する信頼性を向上し、塩害による損傷を受けた構造物の長寿命化につなげていくことが求められている。

このような背景をふまえ、独立行政法人土木研究所と社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会は、「PC橋の改造技術に関する共同研究委員会」を設立し、特に断面修復によって、補修する場合の方法について検討してきた。断面修復に着目したのは、プレストレストコンクリートの場合、塩分を含むコンクリートをはつることによって、プレストレス力として導入された応力の状態が変化すること、一方、このような応力状態の変化を考慮してプレストレストコンクリート構造物の補修を行う手法が、現状では確立されていないことによるものである。

当委員会では、これまでの共同研究で得られた知見を、「プレストレストコンクリート構造物を断面修復によって補修する際の手引き（案）」（以下、本手引き（案））としてとりまとめ、発刊する予定である。本稿では、本手引き（案）の基礎となる研究成果を照らし合わせながら、本手引き（案）の概要を紹介する。

2. 手引き(案)の概要

2.1 手引き(案)の構成

断面修復工法によるコンクリート構造物の補修は、これまでも多くの適用例があり、一般的に用いられるものである。しかし、補修を実施した後の耐久性について十分な知見が得られていないとともに多種多様な補修材料の選定が難しいこと、また施工方法に対する配慮事項も多いことなど、確実に安定した補修効果を得るために考慮すべき点は少なくない。そこで、プレストレストコンクリート構造物をより長く使うための補修を行うにあたり、特に留意すべき事項を「手引き(案)」としてとりまとめた。

本手引き(案)の全体構成を図-1に示す。本手引き(案)は、全5章で構成されている。「第1章 総則」では、一般、用語の定義、「第2章 補修設計及び施工計画」では、一般、補修範囲の設定、補強の必要性及び補強方法の検討、補修材料・工法の選定、他の補修工法との併用、「第3章 施工」では、一般、断面はつり、断面修復、外ケーブル工法、品質管理計画、「第4章 補修後の品質確認」では補修後の品質確認方法、「第5章 記録」では、標準的な記録方法について記述している。また、前述したように、断面修復工法によるコンクリート構造物の補修は、確実に安定した補修効果を得るために考慮すべき点は少なくない。そこで、本手引き(案)の作成に際しては、手引き(案)の内容を補完するものとして、試験要領案1～2、付属資料1～9、参考資料を巻末に収録した。この試験要領案と付属資料は当委員会で実施した試験や解析検討の事例を掲載した。したがって、本手引き(案)は、断面修復工法における材料・施工方法の選定にとどまらず、さらに具体的な検討を行う場合にも利用できるものとなっている。

プレストレストコンクリート構造物の補修の手引き [断面修復工法] (案)	
第1章 総則	
1.1 一般	
1.2 本手引きで用いる用語	
第2章 補修設計及び施工計画	
2.1 一般	
2.2 補修範囲の設定	
2.3 補強の必要性及び補強方法の検討	
2.3.1 一般	
2.3.2 外ケーブル工法によるプレストレスの再導入	
2.4 補修材料・工法の選定	
2.4.1 一般	
2.4.2 断面修復材の物理的性質	
2.4.3 断面修復材の鋼材保護性能	
2.4.4 断面修復材の電気的性質	
2.4.5 断面修復材のひび割れ抵抗性	
2.4.6 断面修復材のはく離抵抗性	
2.4.7 断面修復材の施工性能	
2.4.8 断面修復材の気象作用に対する耐久性	
2.5 他の補修工法との併用	
第3章 施工	
3.1 一般	
3.2 断面はつり	
3.3 断面修復	
3.4 外ケーブル工法	
3.5 品質管理計画	
第4章 補修後の品質確認	
第5章 記録	
試験要領案1 補修材の急速塩分浸透性試験方法	
試験要領案2 補修コンクリートのひび割れ抵抗性試験方法	
付属資料1 断面修復材の物性試験結果の紹介	
付属資料2 断面修復部の耐久性能評価の実施例	
付属資料3 マクロセル腐食による再劣化についての検討例	
付属資料4 断面除去の影響についての検討例	
付属資料5 腐食したP C鋼材の機械的性質について	
付属資料6 P C鋼材の腐食がP C部材の曲げ耐荷性状に与える影響について	
付属資料7 断面修復後外ケーブルにより補強した桁の耐荷性能に関する検討例	
付属資料8 補修材の塩分透過阻止性に関する検討例	
付属資料9 高流動コンクリートを断面修復材として用いる場合の配合検討例	
参考資料 各種補修・補強方法の特徴	

図-1 本手引き(案)の目次

2.2 着目した技術的課題

本手引き（案）を取りまとめるにあたって、着目した技術的課題を以下に示す。

① 補修箇所の再劣化リスクの低減

先にも述べたとおり、塩害を生じたプレストレストコンクリート部材に対する断面修復箇所の耐久性に関わる信頼性は必ずしも十分であるとは言えない。再劣化の主要原因の一つとして、コンクリートのはつり範囲の設定に関する検討が不十分であり、塩分を多く含むコンクリートが補修後も残されることにより、鋼材腐食を食い止めることができなかったことが考えられる。このことから、本手引き（案）においては、再劣化防止の観点から断面修復の範囲の設定に対する考え方を分かりやすく示すように配慮した。

② はつりの影響の検討手法の確立

上述の①の項目に深く関わることであるが、プレストレストコンクリート部材ではコンクリートにプレストレスによる応力が常時作用していることから、鉄筋コンクリート部材と比較してコンクリートのはつり範囲について制約を受ける場合が多い。すなわち、補修・補強の設計段階においてははつり時の安全性やはつりによって生じるプレストレス力の再配分などの影響を十分に考慮する必要がある。しかし、これに対する検討方法は確立されていない。そこで、本手引き（案）においては、現状で適当と考えられるはつりの影響の検討方法の例を示した。

③ 断面修復後の部材の性能の明確化

昨今、新設構造物の設計においては、これまで以上に性能照査の考え方が強く意識されている。断面修復などの補修に関しては、補修により達成される構造物の状態が、新設構造物の場合と比較すると不明確な状態で行われてきたのが現状であるが、今後は、補修後の構造物の性能についてより明確に示すことが求められる。そこで、本手引き（案）では、特に、外ケーブル工法併用時の断面修復材の力学的性能の影響について着目して整理した。

④ 断面修復に用いる材料の要求性能の明確化

断面修復材料として、現在多種多様な材料が用いられているが、断面修復に用いる材料に要求される性能やその検証方法が十分には明確となっていないため、その材料選定に苦慮することが少なくない。そこで、本手引き（案）においては、特に、

- (i) 修復部と未修復部の間のマクロセルの形成を抑制すること
- (ii) 断面修復部のひび割れに対する抵抗性を確保すること
- (iii) 断面修復部と母材部の一体性を確保すること
- (iv) 施工性を確保すること

を目的として、補修材料の選定にあたっての考え方をまとめた。

2.3 補修設計及び施工計画

塩害により著しい腐食が生じた構造物では、鋼材の腐食の影響で、その耐荷性能が当初の状態から低下しているおそれがある。そこで、鋼材の腐食等による耐荷性能への影響について十分に把握し、補修で十分か、補強が必要か判断することが求められる。また、断面修復工法をプレストレストコンクリート部材に適用した場合、部材の断面をはつることにより断面欠損が生じるので、断面に作用していたプレストレス力に変化が生じることは避けられない。このため、補修を実施したつもりで施工しても、プレストレスの変動に伴い、プレストレストコンクリート部材の力学性能が変化するおそれがあるので注意が必要である。断面修復工法を含む一

連の対策が補修であるか、補強であるかは、施工方法や補修材料の選定に大きな影響を及ぼす要因であり、ひいては、コストにも影響するので十分な検討が求められる。

断面修復工法を施工する際には、図-2に示すように、施工条件の確認、補修する部位のはつり、打継ぎ処理、鋼材の防錆処理、選定した断面修復材の施工の手順で行われる。これらの検討の中で考慮すべき内容は多岐にわたるが、本手引き(案)では、特にプレストレストコンクリート部材に適用する際に考慮すべき事項について記載した。

2.4 補修範囲の設定

過去に行われた断面修復による補修では、鋼材の腐食が生じ、コンクリートに浮きやはく離、ひび割れ等が生じた部位について、コンクリートを除去し、場合によっては鋼材の防錆を行って断面を修復することが多かった。しかしながら、補修時に鋼材の腐食が見られない部位でも、塩化物イオンを多く含んでいる場合があり、このような部位が補修後も除去されずに残ることによって補修箇所周辺の再劣化が生じる事例も多く見られている。

このような腐食を防ぐには、塩分を多く含んだ部位をできるだけ除去するとともに、既設コンクリート部と補修部との塩化物イオンの濃度差にも配慮することが、有効と考えられている。このことから、本手引き(案)では、多量の塩化物イオンを含む部位をはつりにより全て除去することを原則としている。

プレストレストコンクリート部材の内部に浸透した塩化物イオンを除去する範囲の目安としては、既存の研究事例で、鋼材腐食が開始するおそれがある塩化物イオン量として 1.2kg/m^3 が提案されていることから、 1.2kg/m^3 以上の全塩化物イオン量が含まれる全ての部

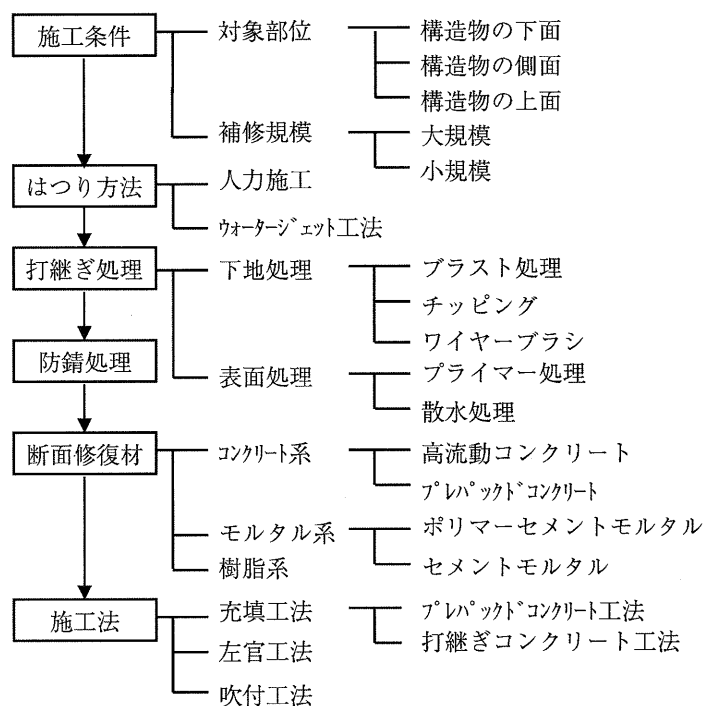


図-2 断面修復工法における材料・施工方法の選定

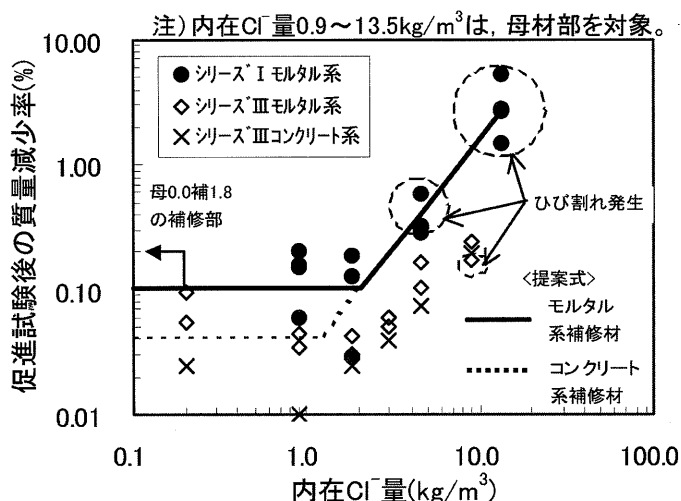


図-3 内在塩化物イオン量と質量減少率の関係

位とするのがよい。しかし、はつり施工中の安全性や施工後の耐荷性能への影響を考慮すると多量の全塩化物イオンが含まれる部位を完全には除去することができないことも考えられる。この場合も、再劣化を長期間にわたり抑制するためには、未補修部に含まれる塩化物イオン量ができるだけ少なくなるように計画するか、もしくは他の工法を併用するなどの措置を講じることが望ましい。なお、当委員会が行った実験の結果では、未補修部のコンクリートの鋼材位置の塩化物イオン量が 2.0kg/m^3 を越えると、鋼材の腐食速度が著しく増大するおそれがあるという結果が得られている(図-3)。

また、補修後に塩分の供給がある場合は、残留塩化物イオンを考慮した劣化予測を行い、必要に応じて対策を講じるものとする。

はつり範囲が断面に比べて小さい場合(例えば、下縁からかぶりまでの範囲に留まるような場合)には、はつりによるプレストレスの再配分の影響は小さく、これを考慮しなくても大きな問題は生じないと考えられる。一例として、PC桁の下縁側よりはつり深さを变化させた場合にコンクリート上下縁の応力状態を試算した結果を図-4に示す。

一方、PC鋼材近傍まではつりを行うなど、劣化部の除去範囲が比較的大きい場合には、図に示すとおり主桁の変形等によるPC鋼材の張力の変化を無視できなくなる。また、場合によっては引張応力が発生しひび割れが発生する懸念もある。応力再配分の影響は、はつりの範囲の大きさやはつりを行う位置(例えば定着部付近や桁中央部など)、横桁の配置状況、支点条件などにより変化する。

はつりの影響を評価する手法として、はつりによる弾性変形の発生に伴うプレストレスを考慮した、はりモデルを用いることにより、修復後の断面に曲げモーメントが作用した際の発生応力の概算結果を得ることができる。しかし、断面切り欠き部の局所応力や修復部に用いた材料のクリープの影響などは把握できない。当委員会が行った実験・解析結果では、PC鋼材とコンクリートの付着モデルなどの残された課題はあるが、材料特性およびはつりの状態を考慮した非線形FEM解析は大断面をはつる場合のPC桁の力学的な挙動をより精度良く推定できることを明らかにした。

過去に断面修復による補修が行われている場合は、その影響について適切に考慮しなければ

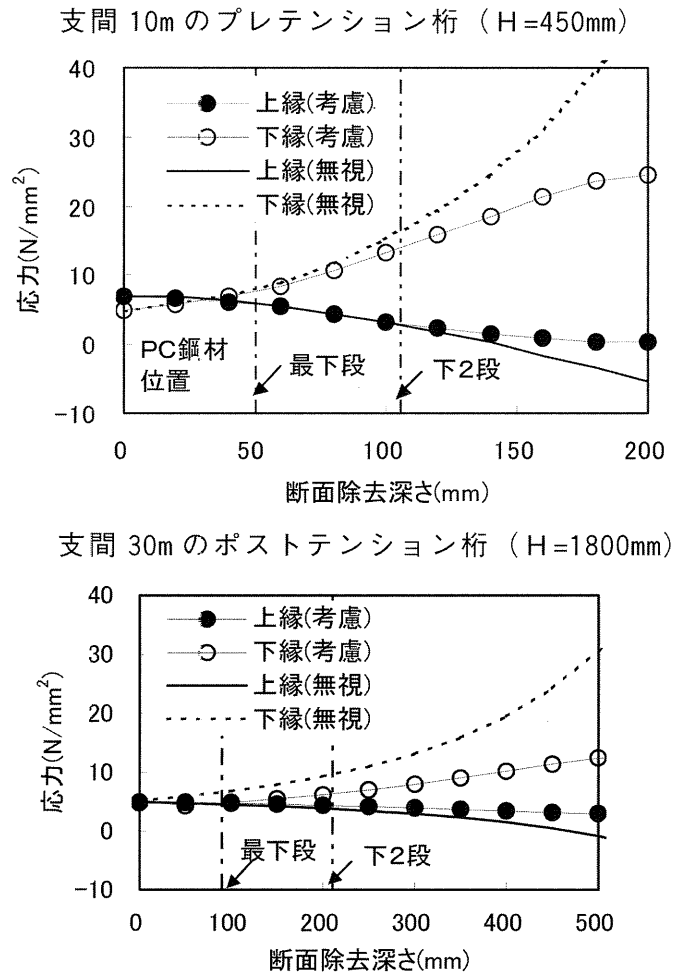


図-4 断面除去深さとコンクリートの上下縁に発生する応力度の関係(弾性変形ロスを考慮)

ならない。これは、過去にはつりを伴う補修を行った時点でコンクリートの応力状態が設計当初の仮定から大きく異なっているおそれがあるためである。したがって、過去の補修履歴が残されている場合や補修した形跡がある場合には、特に慎重に検討する必要がある。

構造物の部位によっては、設計上の応力状態に比較的余裕があり、断面修復を行っても部材の力学的性能に不足が生じないことがある。また、格子桁の場合は、桁によって荷重分配が異なるので、力学的性能に不足が生じないこともあり得る。このような場合には、断面はつりの影響について特別な対策を行わずに、断面修復を行うことができる。

なお、断面のはつりによる影響を抑制したり、断面修復を行った後に部材の力学的性能を回復させたりする方法には種々の方法が考えられるので、先に腐食防止の観点から補修範囲を仮定して、検討を行うのが効率的と考えられる。

2.5 補強の必要性及び補強方法の検討

過去に行われたPC鋼材の引張試験結果³⁾から、腐食PC鋼材の引張強さに関する結果を図-5に、破断伸びに関する結果を図-6に示す。これらの結果から、腐食したPC鋼材の特徴として、破断伸びは静的強度の低下に比べて低下の度合いが著しくなっていることが確認できる。

つぎに、PC鋼材が実際に腐食・破断したりなどして損傷したPC桁の曲げ破壊耐力を確認した結果を図-7に示す。図よりPC鋼材の破断率が5%以上のPC桁ではPC鋼材の破断率に応じて耐荷力が不足する傾向が明瞭に表れた。また、損傷したPC桁の最大荷重時の曲率を調べた結果を図-8に示す。図より、損傷したPC桁はPC鋼材の腐食・破断のない健全桁(C1)に比べ、最大荷重時の曲率が著しく低下していることがわかる。ま

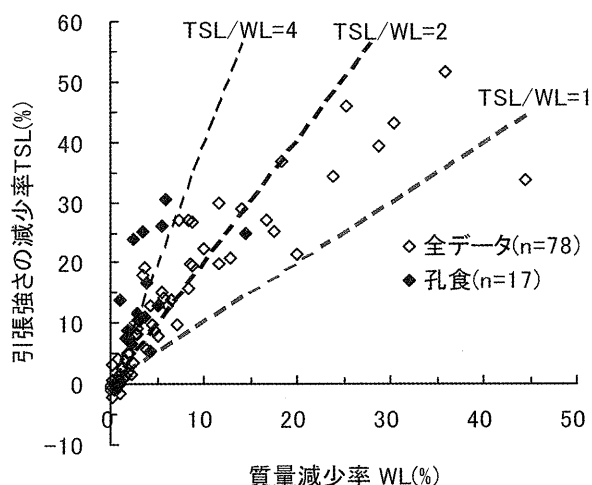


図-5 腐食PC鋼材の引張試験結果（引張強さ）

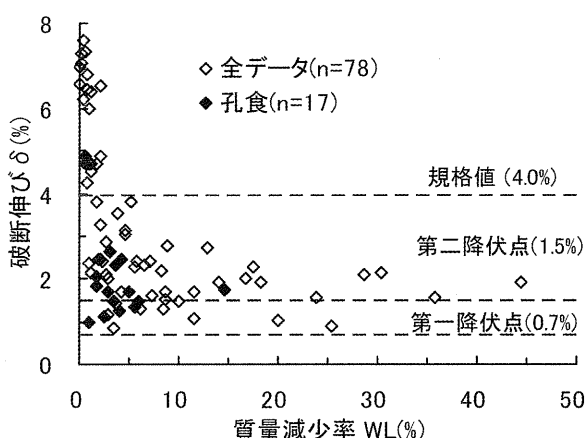


図-6 腐食PC鋼材の引張試験結果（破断伸び）

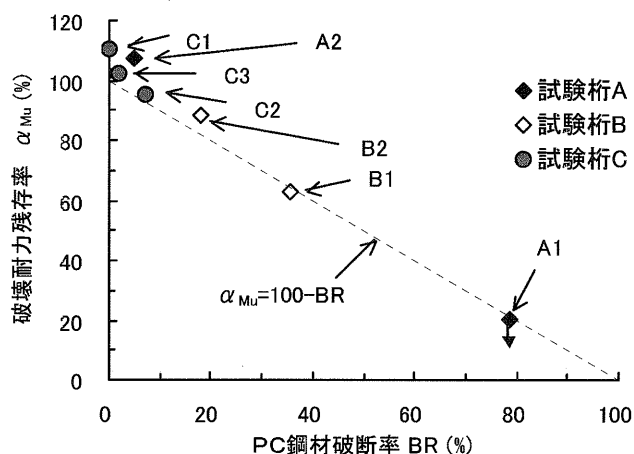


図-7 損傷したPC桁の破壊耐力残存率

た、健全桁はコンクリート上縁の圧縮破壊で破壊に至るのに対し、損傷したPC桁のほとんどはPC鋼材の引張破断で終局を迎えている。なお、図-8には、腐食による破断伸びの低下を考慮した計算値を合わせて示している。これによれば、PC鋼材の腐食状況を把握することによって、損傷したPC桁の曲げ変形性能を推定することが可能であると考えられる。これらの検討結果をもとに、損傷したプレストレストコンクリート部材の耐荷性状を評価する際の注意点についての参考資料を本手引き(案)に示した。

はつりの影響でプレストレスが失われる場合は、必要に応じて外ケーブルなどによるプレストレスの再導入を行う必要がある。ここでは、PC鋼材を露出させるようなはつり範囲を設定し、断面修復工法と外ケーブル工法を併用した補強方法を適用する場合に、損傷がない部材の耐荷性能に復元するのに必要となる外ケーブル補強量の試算を行った。その補強量の妥当性を検証す

るために支間10mのプレテン桁を2体製作し(case1:無補修・無補強の試験体、case2:断面修復および外ケーブルによる補強を行った試験体)、断面修復材のクリープ・収縮の進行が収まってきた時点で荷重試験を実施した。その結果を図-9に示す。図より、ひび割れ発生荷重はcase1で175kN、case2で170kNとほぼ同程度であった。一方、非線形FEM解析によるひび割れ発生荷重は160kNであり比較的精度よく推定できていた。その後のたわみ挙動もcase1とcase2では大差がなく、除荷後の残留変位においても同程度であることから断面修復前のPC桁と同程度の性能まで回復していることがわかる。また、非線形FEM解析による解析結果においても、比較的よく整合性がとれていることが確認できる。一方、本稿では図に示していないが、試験体case1とcase2のひび割れ本数、ひび割れ間隔、ひび割れ個々の総和による総ひび割れ幅などのひび割れ性状についても、case1とcase2で相違がなかった。このように、断面修復と外ケーブル補強を併用しても、健全桁と比較してたわみおよびひび割れ性状など大差なく、健全桁と同程度の性能に回復することができたものと考えられる。

2.6 補修材料・工法の選定

断面修復に用いる補修材料・工法には、所要の物理的性質(力学的性能を確保するため)、鋼材保護性能(補修箇所の耐久性を確保するため)、電気的性質(マクロセル腐食を抑制するため)、

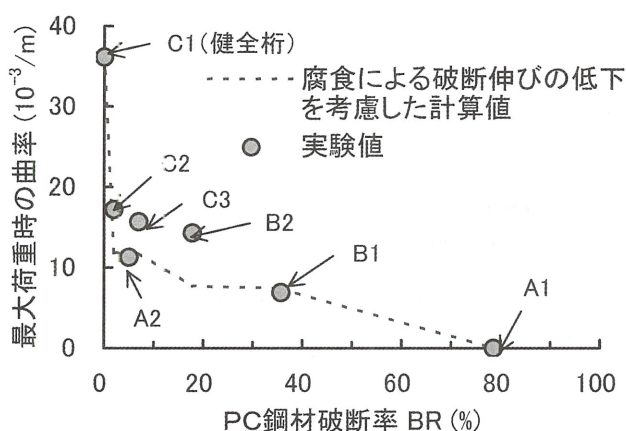


図-8 損傷したPC桁の曲げ変形性能

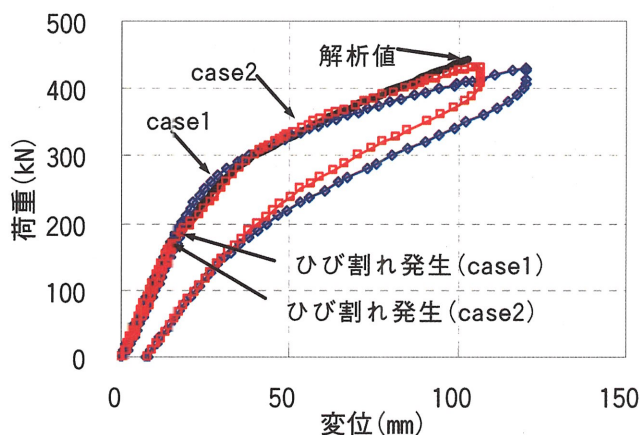


図-9 曲げ荷重試験中の中央たわみ

ひび割れ抵抗性（補修箇所の耐久性を確保するため）、はく離抵抗性（はく落による第三者被害を防止するため）、施工性能（その他の性質・性能が確保されることを確実にするため）などが求められるので、これらについてプレストレストコンクリート部材への適用を考慮して、留意すべき点を示した。

(1) 断面修復材の物理的性質

補修箇所にプレストレスを導入することを目的にする場合、それぞれ次のような観点より適切なものを選定する必要がある。

- ① 圧縮強度（圧縮応力により補修箇所が破壊しないこと、プレストレス力により過度なクリープひずみが生じないことなど）
- ② 引張強度（引張応力により、補修箇所にひび割れが生じないことなど）
- ③ 静弾性係数（プレストレスを再導入した際の部材の変形など）
- ④ 収縮ひずみ（プレストレスを再導入した後のプレストレス力の損失や修復部のひび割れなど）
- ⑤ クリープ係数（プレストレスを再導入した後のプレストレス力の損失など）

補修したプレストレストコンクリート部材においてプレストレスの導入が要求される場合には、圧縮応力が作用する補修部分の変形によるプレストレスの損失を防止するため、断面修復材としては、十分なヤング係数が確保できるとともに、クリープ性状が実績から把握できているものがよい。一方、これまでに一般的に行われてきたかぶり程度までの補修であれば、施工性を考慮してモルタル系のものが用いられることが多い。このモルタル系の断面修復材には、モルタルの性質を改善する目的でポリマーと呼ばれる有機高分子材料を混和したもの、あるいは、ひび割れ防止やはく落防止などの使用目的に応じて膨張材や繊維などを混入したものなど、数多くの材料が開発されてきている。その適用の是非について

表ー1 配合およびフレッシュ性状

項 目	単 位	断面修復材				母 材
		PCM	CM	LPCM	高流動	
W/C*	%	(36.5)	(36.4)	(33.7)	40.0	40.0
単位水量	kg/m ³	292	335	273	175	163
流動性**	mm	138	124	141	583	70
空気量	%	2.6	2.8	7.5	1.2	5.5
密 度	g/cm ³	2.05	2.16	1.56	2.39	2.37

*()内は洗い出しによる推定値。また、高流動の水粉体比は30.3%（石灰石微粉末と膨張材を加えている）である。

**流動性は練り上がり直後に測定した。練り上がり温度は18.6～23.0℃であった。モルタル系断面修復材ではJIS R 5201によるフロー値、高流動はJIS A 1150によるスランプフロー値、母材はJIS A 1101によるスランプ値を示す。

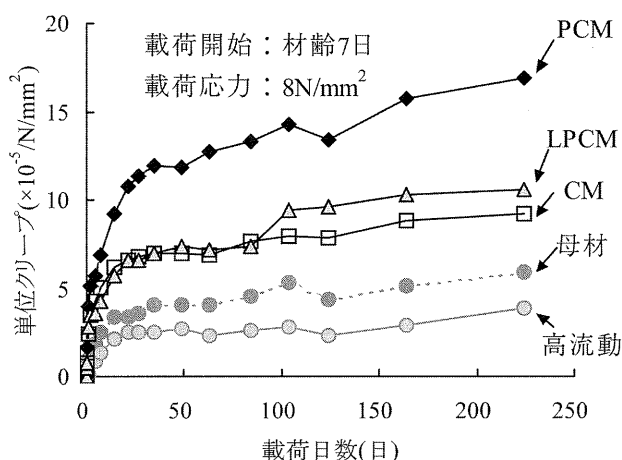


図-10 単位クリープ（乾燥あり）

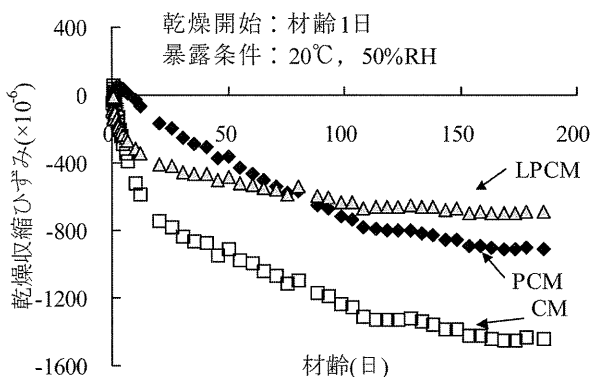


図-11 乾燥収縮ひずみ

は補修する部材の形状や位置などを勘案する必要がある。ただし、強度（圧縮・引張）や静弾性係数については、既存のコンクリートと同程度か、より優れた材料が選定されることが多い。当委員会では、モルタル系断面修復材として、ポリマーの有無と種類が異なるものとしてポリマーセメントモルタル（PCM）、セメントモルタル（CM）、軽量骨材を用いたポリマーセメントモルタル（LPCM）を市販品の中から選定した。また、コンクリート系断面修復材として、高流動コンクリート（高流動）を用いた。なお、母材には、一般的なプレストレストコンクリート部材に使用される設計基準強度40N/mm²程度のAEコンクリート（母材）を選定して、各断面修復材の物性について試験した。試験結果の一例として、当委員会で行った実験より、各断面修復材の配合およびフレッシュ性状を表-1に、単位クリープに関する結果を図-10に、乾燥収縮ひずみに関する結果を図-11に示す。まず、クリープについては、モルタル系断面修復材では総じて単位クリープが増大した結果となった。特に断面修復材PCMの単位クリープは、母材コンクリートの約3倍に達していた。つぎに、乾燥収縮については、断面修復材PCMと断面修復材CMはほぼ平行しながら増大し（材齢20日から231日までに増加した収縮ひずみは約700 μ ）、断面修復材LPCMでは収縮ひずみの増加が材齢初期の増進にくらべて鈍化した。このように、各断面修復材の強度特性が把握できても、クリープおよび収縮特性のような時間依存性状は、使用する断面修復材の種類により大きく変化するため、断面修復材の選定の際には注意が必要であると考えられる。これらの実験結果の詳細については、本手引き（案）の付属資料にとりまとめたので参考にされたい。

(2) 断面修復材の鋼材保護性能

補修した部位が十分な耐久性を有することを確認するためには、補修材料の鋼材保護性能について適切に評価しなければならない。その評価手法は十分に確立されているまでには至っていないが、例えば、既存のコンクリートとの相対比較により同等以上のものを用いると良い。

断面修復材の塩化物イオンの浸透に対する抵抗性を評価する方法としては、以下のものが考えられる。

- ① 浸せき試験や屋外暴露試験、使用実績などから評価する方法
- ② 成分や配合（水セメント比など）から推定する方法
- ③ 急速塩分浸透性試験により評価する方法

現状で最もよく用いられているのは、浸せき試験や屋外暴露試験などを行い、塩化物イオンの拡散係数を推定して評価する方法である。これらの場合、試

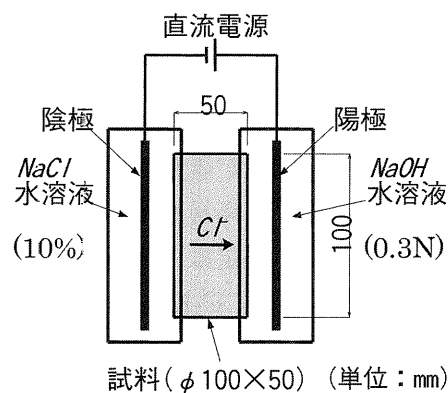


図-12 急速塩分浸透性試験実験装置の概略図

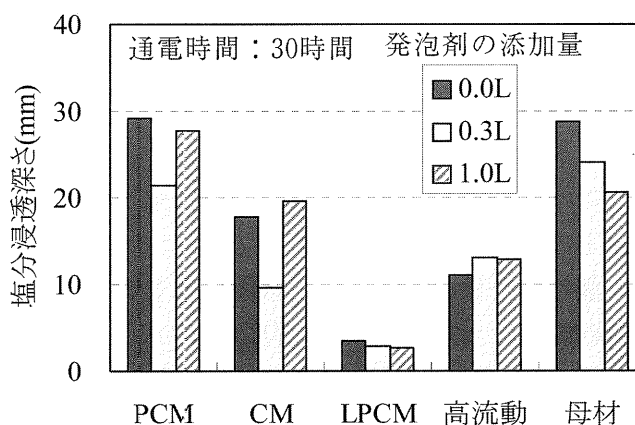


図-13 急速塩分浸透性試験後の塩分浸透深さ

験条件によって塩化物イオンの浸透程度が大きく変わる可能性があるので、条件（室内試験の場合は浸漬する溶液の濃度や乾湿の繰返しの有無、屋外暴露の場合は暴露場所や向きなど）の異なる試験結果を比較する際には注意が必要である。また、特に緻密な補修材料では、塩化物イオンの浸透速度がきわめて遅く、定量的な評価結果を得るためには時間がかかる場合がある。既存のコンクリートと同程度以上であることを確認する上では、成分や配合から推定するのも一つの方法である。

塩化物イオンの浸透に対する抵抗性を評価する方法として、当委員会で行った急速塩分浸透性試験方法の実験装置の概略図を図-12に、各断面修復材の塩分浸透深さに関する実験結果を図-13に示す。なお、各断面修復材は、表-1に示す配合のものとした。急速塩分浸透性試験は、通常の浸せき試験を行った場合よりも、塩化物イオンの浸透が促進され、より短時間で評価できる。ここでは、桁の下面補修時の打継ぎ界面に生じるような残留空隙を防ぐため、補修材に発泡剤を添加した際の、塩分浸透性に着目した実験を行った。図より、補修材LPCMは、他の補修材と比較して塩分浸透深さに対する抵抗性に優れている結果となった。また、今回実験を行った発泡剤の使用範囲であれば、発泡剤の使用が塩分浸透性に悪影響を及ぼすことがないことが確認できた。これらの詳細な実験条件ならびに実験結果についても、本手引き（案）に示したので参考にとよい。

(3) 断面修復材の電気的性質

断面修復に用いる補修材料は、既設コンクリートと補修部の塩化物イオン濃度差や異種の材料を用いることなどによるマクロセル形成が起こりにくいものを選定することが求められる。しかし、現状で、断面修復の影響によるマクロセル形成を精度良く予測することは困難である。そこで、補修材料の電気的性質に着目して、これを確認するとよい。

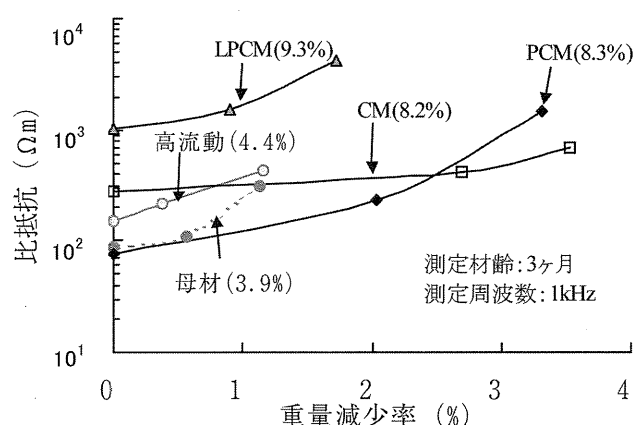
具体的には、電気抵抗が既存のコンクリートと同程度以上の補修材料を用いるのがよい。電気抵抗の測定は、当委員会で行った実験結果やJSCE-K562-2008（四電極法による断面修復材の体積抵抗率測定方法（案））などを参考にとよい。

幾つかの断面修復材を用いて供試体を製作し、ほぼ飽水状態とした場合の比抵抗を実測した例を表-2に示す。この結果より、断面修復材の電気抵抗は、水セメント比40%の母材コンクリートと同等のものから断面修復材LPCMのように10倍以上の値を示すものまでであった。また、別に製作した供試体を用いて水中、湿空（湿度約90%）および気乾（湿度約60%）のそれぞれの環境にて材齢3ヶ月まで静置し、重量変化率および比抵抗を測定した結果を図-14に示す。図より、試料の

表-2 断面修復材の比抵抗 (単位: Ωm)

材 齢	断面修復材				母 材 (参考)
	PCM	CM	LPCM	高流動	
3ヶ月	76	279	1015	151	88
1年	152	337	2495	172	123

*静置環境を水中とした試料を用い、測定周波数は1 kHzとした。



()内は、 $\phi 100 \times 20\text{mm}$ の供試体を105℃で絶乾した状態からの吸水率。

図-14 各材料の含水状態が比抵抗に及ぼす影響

重量がほとんど変化しない水中環境と比べ、乾燥を受ける環境では材料の比抵抗が数倍から10倍程度まで大きくなっているのがわかる。このように、使用する断面修復材の電気抵抗は、断面修復材の種類や含水状態、さらに測定時の温度などによって大きく変化するので、評価を行う際には、測定条件に特に注意しなければならない。

なお、既存のコンクリートと比較して電気抵抗が大きく異なる断面修復材を使用した箇所があると、電気化学的防食工法（電気防食など）を導入する際には、電流の流れが不均一になるおそれがある。当委員会では、電気化学的防食工法の適用に関する実験を行っていないが、電気化学的防食工法の適用を視野に入れて検討する際には特に補修材料の電氣的性質に十分な注意が必要である。

(4) 断面修復材のひび割れ抵抗性

断面修復材は、適用後の材料の寸法変化によって有害なひび割れが発生しないものを選定しなければならない。このため、例えば、旧建設省の「建設省総合技術開発プロジェクト コンクリートの耐久性向上技術の開発」では、モルタル及びコンクリートの長さ変化試験方法（現在、JIS A 1129）による長さ変化率で0.05%以下（コンクリート、3箇月）あるいは0.2%以下（モルタル、3箇月）の断面修復材を用いるものとしているので、これを参考にできる。

しかし、既往の研究では、上記の長さ変化を満足する断面修復材であってもひび割れが生じる場合もあるし、その逆の場合もあるようである。この理由として、補修部の厚みに応じて母材コンクリートによる拘束度に違いがあることや、ひずみおよび弾性係数の経時変化により補修材に発生する拘束応力に違いが生じるとともに、補修材の引張強度の差もひび割れ発生リスクに影響を及ぼすものと考えられる。本稿では、断面修復材のひび割れ抵抗性の評価方法の一例を紹介する。

実験に用いた供試体形状を図-15に、これらの試験結果を表-3に示す。なお、各断面修復材は表-1に示す配合のものとした。表より、断面修復材PCMと断面修復材LPCMを用いた供試体にはひび割れが生じることはなかったことがわかる。一方、断面修復材CMを用いた供試体のうち拘束条件 $t/H=0.33$ 以下の供試体

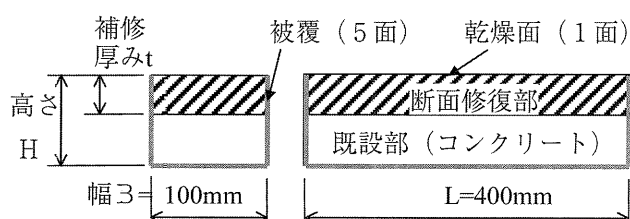


図-15 ひび割れ抵抗性試験に用いる供試体形状

表-3 ひび割れ抵抗性試験の結果

高さ H(mm)	補修厚み t(mm)	拘束条件 t/H	断面修復材の種類		
			PCM	CM	LPCM
100	10	0.10	無	有(4)	無
	25	0.25	無	有(10)	無
	50	0.50	無	無	無
150	50	0.33	無	有(30)	無

*ひび割れ発生の有無を表記した。()内は、ひび割れ発生日数。

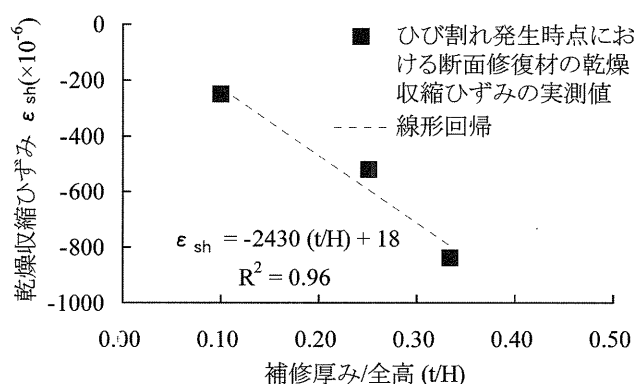
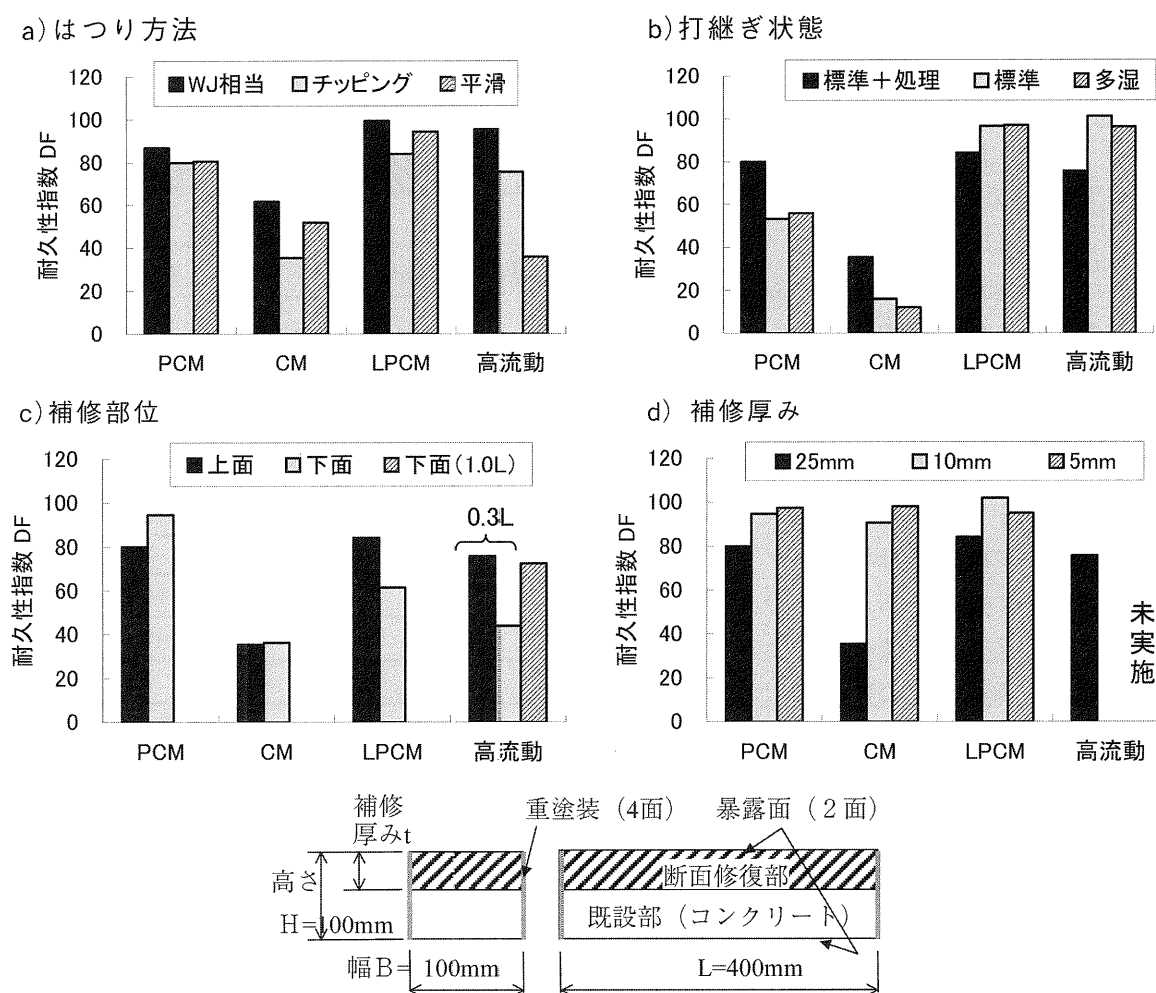


図-16 収縮特性とひび割れ発生関係（断面補修材CM）

にひび割れが生じる結果となった。これらの供試体では、拘束条件 t/H が小さい（拘束度が大きい）供試体ほど早期にひび割れが発生した。このひび割れ発生時点において、断面修復材CMのみで作製した供試体の乾燥収縮ひずみを調べた結果を図-16に示す。図より、拘束条件とひび割れ発生時点の乾燥収縮ひずみには明瞭な相関関係が見られた。これに対し、断面修復材PCMと断面修復材LPCMでは、それ以上の収縮ひずみとなっているものの、ポリマーが混入された断面修復材では伸び性能が高いことやクリープひずみが大きいことにより、補修厚みを薄くした場合においてもひび割れ発生が回避されたものと推察される。以上より、断面修復部のひび割れ抵抗性は、既設部の拘束の影響を強く受け、補修厚みを薄くするほど断面修復材の収縮特性をより厳しい設定にする必要があることが明らかになった。また、ポリマーが混入されている断面修復材ではひび割れ抵抗性が高く、断面修復材の種類に応じて要求される収縮特性



WJ相当：コンクリート打設時に遅延剤を散布する。翌日の脱枠後に打継目を処理し、粗骨材を露出させる。

チッピング：脱枠後にジェットタガネを用いて打継目を処理し、表面の脆弱部を取り除く（粗骨材の一部が露出した状態）。

平滑：補修部を打ち継ぐ前日にケレン掛けし、150番のサンドペーパーで仕上げる。

標準+処理：「標準」の後、メーカー推奨のプライマーを塗布する。ただし、高流動は打設直前に散水する。

標準：20℃、60%RHの環境に2週間放置した状態

多湿：20℃、90%RH以上の環境に2週間放置した状態

補修部位：断面修復材高流動では、発泡剤を1m³当たり0.3リットルあるいは1.0リットル添加した。初期膨張率は前者で0.07%、後者で1.32%であった。

図-17 補修コンクリート供試体の耐久性指数（JIS A 1148 A法300サイクル実施による）

を変化させて良いものと考えられる。実施工においては、これらの結果も踏まえて、施工実績などから判断するか、もしくは、実際の施工状況を模擬した試験を行ってひび割れ発生状況を確認することが望ましい。

(5) 断面修復材のはく離抵抗性

断面修復部のはく離・はく落によって人や器物に損害を与える可能性がある場合は、はく離抵抗性についての検討が重要である。特に、はく離抵抗性については、補修部分に作用する乾湿繰り返しや、凍結融解繰り返し作用によって、経年的な変化が生じるおそれがある。当委員会で実施した補修コンクリート供試体の凍結融解試験結果を図-17に示す。ここで、スケーリングが確認されたのは断面修復材LPCMのみであり、スケーリングの深さは最大1mm程度であった。また、はつり方法、打継ぎ状態、補修部位、補修厚みにより耐久性指数が変化し、特に、セメントモルタル系断面修復材の場合、補修厚みを増すほど耐久性指数が低下する傾向になった。このように、断面修復部のはく離抵抗性は、断面修復材の物性のみでなく、打継ぎ方法などの施工によっても大きく異なることに留意する必要がある。本手引き(案)の参考資料として、これらの試験結果を収録しているが、実際の材料の組み合わせの条件を勘案し、必要に応じ試験によって確認することがよいと考えられる。

(6) 断面修復材の施工性能

断面修復に用いる補修材料・工法は、以下の①～③の項目について適切なものを選定する。

- ① 施工の手順が明確に定められており、かつ、確実に実施できるものであること
- ② 補修材は施工を行う上で適切な性質を有していること
- ③ 補修部は、既存コンクリート面と密着し一体となるものであること

まず項目①について述べる。施工時に断面修復材に求められる性質は、その施工方法や適用する部位によって大きく異なるので、断面修復材の物性試験結果のみで施工性能を明らかにすることは困難である。したがって、施工性能に関する検討では、使用実績等についての信頼できる資料によらなければならない。十分な資料が無い場合には、試験施工を行うなどして確認するのがよい。なお、断面修復材の多くは、施工時の温度によって性状が大きく変化する可能性があることが知られているので、施工性能について検討する際には、想定される施工時の気温についても考慮しておかなければならない。

試験施工を行って施工性能を確認する場合には、次のような不具合が生じないか、特に以下の項目に注意して確認するのがよい。

- i) モルタル分の先流れ等による材料分離
- ii) 鋼材背面へのまわり込み不足
- iii) 母材部の湿潤(or乾燥)状態
- iv) 残留水の影響等による既存コンクリートと断面修復材の界面の空隙・接着不良
- v) 施工中に巻き込んだ空気が残留することにより生じる断面修復材中

表-4 断面修復材としての高流動コンクリートに対する主な要求性能

自己充填性	断面寸法、鋼材の最小あき等により自己充填性ランク1が必要である。
流動性、粘性	流込み位置からの円滑な流入を考え、スランプフロー650mm前後、 V_{75} 漏斗時間10～15秒を目安とする。
ノンブリーディング性	打込み後のはつり面との間に空げき発生を考え、ブリーディング率(JIS A 1123)は0%を目標とする。
初期膨張性	硬化前に打上り面が沈下せず、はつり面に密着できるように初期膨張性が必要である。
早強性	通行開始までの日数、施工時の外気温等による。実験では材齢7日で桁コンクリートと同等とする。
付着性	はつり面との付着性は必要であるが、明確ではないため、一般的な $1\sim1.5\text{N/mm}^2$ を目安とする。
ヤング係数、強度	PC桁コンクリートと同等。実験では設計上のヤング係数 33kN/mm^2 、圧縮強度 50N/mm^2 を目安とする。
低収縮性	収縮・クリープ変形の小さいものが良いが、具体的にはなっていないので市販品の組合せで可能な低収縮性を確認する。

の空隙

次に項目②・③について述べる。補修材の性質は、その施工方法や適用する部位に応じた適切なものとする必要がある。当委員会では、高流動コンクリートを用いてプレストレストコンクリート桁の下フランジ下面や、張出床版の下面を型枠充填工法で断面修復する際のコンクリートに求められる性質について検討した。プレストレストコンクリート橋桁下面の断面修復に使用する高流動コンクリートの主要要求性能を、表-4に示すので参考にされたい。ここで、既存コンクリートと断面修復材の界面は力学的な性能や耐久性上の弱点になりやすいので、補修材料は既存コンクリートと密着し、一体となるものであることが求められる。従来から、この確認を目的として、付着強度試験が実施されており、付着強度が 1.0N/mm^2 以上であれば適当と考えられている。付着強度 1.0N/mm^2 の根拠については、土木学会の断面修復工マニュアル²⁾の解説にも示されているように、十分には理論的には整理されていないが、これまでの実績からこれを目安として検討するのがよいと考えられる。本委員会内で行った高流動コンクリートの逆打ちを行った場合のチッピング面と高流動コンクリートの付着強度試験の結果を表-5に示す。表より、打継ぎ処理剤（アクリル系、打込み前日に噴霧）の有無に関わらず、発泡剤を使用しない場合には付着強度は 0N/mm^2 となった。一方、発泡剤を使用した場合であっても、打継ぎ処理剤を塗布しない場合には付着強度が小さく、その必要性も確認された。ただし、それらの材料を使用しても 1N/mm^2 前後の値でもばらつきも大きくなる結果となった。このように、コンクリート系補修材を用いる場合は、コンクリートの乾燥収縮や温度勾配等によりひび割れが生じ、構造一体性や離抵抗性が失われる可能性があるので、ひび割れ幅を制御し、部材の急激な破壊や離を防止するため、断面修復部に付着のある鋼材を配置することが望ましい。配置する鋼材は断面修復部の寸法に比較して直径が小さく、コンクリート系補修材との付着がよい鉄筋を用い、図-18に示すように補修部断面の周囲に分散させて配置することが望ましい。

高流動コンクリートを断面修復材に適用した場合の流動予測を図-19に示す。図に示すように型枠充填工法により施工する場合は、逆打ちとなるため、施工性の観点から特に注意を要す

表-5 付着強度試験の結果

発泡剤	あり		なし	
打継ぎ処理剤	あり	なし	あり	なし
最大	1.62	0.62	0	0
最小	0.82	0.00	0	0
平均	1.15	0.21	0	0

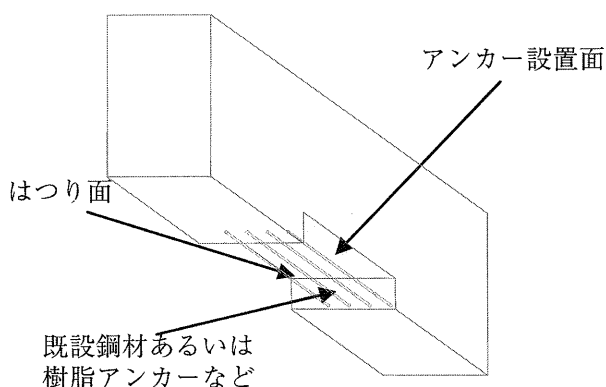
(単位: N/mm^2)

図-18 追加鋼材のイメージ

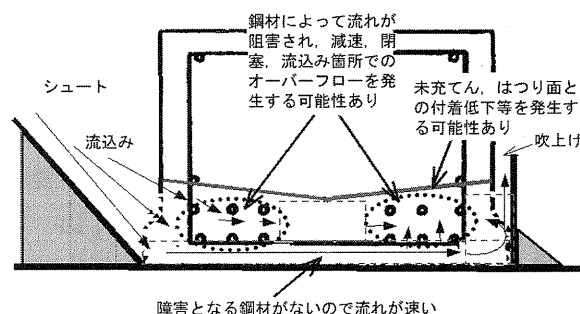


図-19 高流動コンクリートの流動予測

る必要がある。その対策として、既存コンクリート部と断面修復材を密着させるためには、断面修復材にブリーディングや水和反応による収縮を上回る膨張を生じさせる必要があると考えられる。

2.7 施工

本手引き（案）では、プレストレストコンクリート構造物において断面修復工法を施工する場合に特に注意すべき点として、断面はつり、断面修復、外ケーブルによるプレストレスの再導入について示した。また、これらを行う際の品質管理方法について示した。ここに示されていない事項についても、土木学会が発刊している断面修復工マニュアル⁴⁾などの基準類を参照して適切に検討しておかなければならない。

(1) 断面はつり

断面はつりには、ウォータージェット工法や人力によるはつり等がある。これらの工法の選定にあたっては、断面除去の規模や部位、PC鋼材や既設コンクリート断面に与える影響、施工性、経済性などを考慮して選定するのがよい。

一般に、ウォータージェット工法は、機械設備が大掛かりになることから大規模な断面はつりに、人力による断面はつりは小規模な場合に採用されることが多い。ただし、人力による断面はつりでは、除去した部位より内部の既設コンクリートやPC鋼材を損傷させるおそれがある。したがって、PC鋼材が露出するまではつり取る必要がある場合にはPC鋼材に損傷を与えないはつり工法を用いるのが望ましい。

断面修復が逆打ちとなる部位で大きな閉空間が残ると、型枠充填工法による逆打ちでは補修材を完全には充填できないことが予想されることから、このような部位ははつり形状に特に注意する必要がある。著しい不陸面にはペーストなどを用いて平滑化を行っておくのがよい。

また、断面はつり箇所の形状は、図-20に示すように、コンクリート表面に垂直な目地を切るのが良い。これは、修復部の縁辺部がフェザーエッジとなる場合、断面修復した端部は部材が薄くなり、断面修復後にひび割れや角落ち、はく離などの再損傷が生じる可能性が高くなるためである。

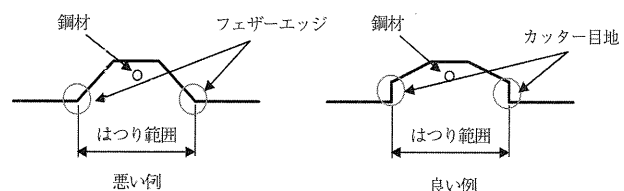


図-20 断面はつり箇所の形状

(2) 断面修復

断面修復部と既存コンクリート部の打継面は、力学的な性能や耐久性上の弱点になりやすいので、ブラストやワイヤーブラシ等の方法を用いて打継面の粗度を調整したり、断面修復を行う前にプライマーを塗布して断面修復材と既存コンクリートの一体化をはかることが求められる場合がある。これらの方法は、断面修復に用いる補修材料や補修箇所などの条件によって異なるので、事前に検討し、その施工方法を確認しておく必要がある。

断面はつりを行った場合、はつり出した鋼材が発錆し易くなり、特に塩害環境下では、きわめて短期間のうちに発錆する場合がある。したがって、これらの処理を行った後は断面修復を行う前に、腐食した既存の鉄筋やシース、PC鋼材に付着しているさびを除去するなど、適切な防錆処理を行わなければならない。

断面に新たに鋼材を配置する場合も、その鋼材に対し防錆対策を行う必要がある。この場合、補修現場で防錆処理を施すよりも、あらかじめエポキシ樹脂塗装が施された鋼材を用いることが望ましい。

(3) 外ケーブル工法

外ケーブルによるプレストレスの再導入は、施工時における既設桁の応力状態が設計条件と異なり、時には危険な状態を生じることも想定されるので、その方法や施工順序については特に慎重な検討が必要である。このため、設計図書に示された条件を十分検討する必要がある。本手引き（案）では、道路橋示方書・同解説Ⅲ編「19.8 PC鋼材工及び緊張工」の他に、プレストレスト・コンクリート建設業協会より発刊されている「外ケーブル方式によるコンクリート橋の補強マニュアル（案）（平成19年4月）」を参考にするものとした。

また、外ケーブル補強工の実施にあたり、現場技術者はプレストレストコンクリートの設計・施工に十分な経験を有する者を選任することが望ましい。

(4) 品質管理計画

合理的かつ経済的な品質管理計画を定め、工事の各段階で必要な品質管理を行う。品質管理の結果、設計や施工計画で定めた通りに施工を行うことが難しい場合には、適切な対策をとらなければならない。

2.8 補修後の品質確認

補修後に行う測定や試験は、構造物や補修の程度によって様々なものが考えられる。表－6に示す項目などを参考に必要な測定や試験を行うのがよい。

表－6 補修後の品質確認方法

調査項目	調査方法	把握できる情報
補修後の外観の状態	目視調査	断面修復箇所の状態
プレストレスの状態	ひずみ計測	プレストレスの再配分状況 プレストレスの再導入状況
補修後の腐食の状態	自然電位の測定	補修後の腐食環境の良否
補修後の状態	打音調査	断面修復箇所の一体性確認

2.9 記録

補修が実施されたプレストレストコンクリート上部工の維持管理を行うために、設計、施工、効果の確認の結果を記録し、保存しなければならない。記録を残す標準的な項目を表－7に示した。

表一 7 標準的な記録方法

段 階	記録の項目	主な記録の内容
2 章 設計	設計図書	設計図面、補修方法の要領と合わせ、以下の検討方法と結果を記録する。 ①部材性能の評価 ②目標水準 ③補修範囲の設定 ④補修材料・工法の選定 ⑤構造物の安全性等の照査
3 章 施工	施工計画書	施工体制、施工図、施工要領、安全・品質・環境等
	施工記録、品質検査および管理	実施した工程、施工状況、材料品質、試験結果、施工管理結果などについて、記録する。
4 章 補修後の品質確認	効果の確認結果	調査の実施項目・方法・結果ならび評価の結果

3. おわりに

本手引き（案）は、「PC橋の改造技術に関する共同研究委員会」で約3年間にわたり活発な研究ならびに議論を頂き、得られた成果を盛り込んでまとめられた。本手引き（案）が、コンクリート構造物の効果的かつ効率的な補修による長寿命化に少しでも貢献し、コンクリート構造物の適切な維持管理に携わる実務者に有益な情報を与え、日常の業務に役立つことを願うものである。なお、本報告では、紙面の都合上、概要のみを紹介した。詳細に関しては、今後発刊予定である本手引き（案）を参照されたい。

参考文献

- 1) 渡辺博志、河野広隆：コンクリート構造物の維持管理の合理化と健全度診断技術、コンクリート工学、Vol.33、No.9、pp.19-28、1995.9
- 2) 国土交通省 道路局 国道課、土木研究所 コンクリート研究室、土木研究所 橋梁研究室、東北地方整備局 道路管理課、関東地方整備局 道路管理課、北陸地方整備局 道路管理課、九州地方整備局 道路管理課、内閣府 沖縄総合事務局 道路管理課：コンクリート橋のライフサイクルコストに関する調査研究—コンクリート橋の損傷状況と維持管理費の実態調査—、土木研究所資料、第3811号、2001.3
- 3) 土木研究所：塩害を受けたPC橋の耐荷力評価に関する研究（Ⅲ）—塩害により損傷を受けたPC鋼材の機械的性質—、土木研究所資料、第3810号、2001.3
- 4) 土木学会：断面修復工マニュアル、「表面保護工法設計施工指針（案）[工種別マニュアル編]」、コンクリートライブラリー119、pp.220-221、2005.4
- 5) 北野勇一、渡辺博志、鈴木雅博、徳光 卓：PC橋の改造技術に関する研究—その1：腐食PC鋼材の機械的性質に関する考察—、プレストレストコンクリート、Vol.49、No.5、

- pp.52-56、2007.9
- 6) 北野勇一、中田順憲、伊藤良二、渡辺博志：PC橋の改造技術に関する研究－その2：損傷PC部材の力学特性に関する考察－、プレストレストコンクリート、Vol.49、No.6、pp.72-79、2007.11
 - 7) 中村定明、濱田 譲、谷口秀明、中村雅之：PC橋の改造技術に関する研究－その3：PC部材のはつりの適切性に関する研究－、プレストレストコンクリート、Vol.50、No.1、pp.54-60、2008.1
 - 8) 谷口秀明、渡辺博志、竹中秀樹、三加 崇：PC橋の改造技術に関する研究－その4：大規模な断面修復の材料および施工に関する検討－、プレストレストコンクリート、Vol.50、No.2、pp.92-100、2008.3
 - 9) 北野勇一、渡辺博志、久田 真、北山 良：PC橋の改造技術に関する研究－その5：断面修復部の耐久性と維持管理に関する研究－、プレストレストコンクリート、Vol.50、No.3、pp.78-86、2008.5
 - 10) 北野勇一、渡辺博志、久田 真、北山 良：PC橋の改造技術に関する研究－その6：断面修復後のマクロセル腐食に関する研究－、プレストレストコンクリート、Vol.50、No.4、pp.66-75、2008.7
 - 11) 竹内祐樹、渡辺博志、藤田 学、手塚正道：PC橋の改造技術に関する研究－その7：プレストレストコンクリート構造物の補修の手引き〔断面修復工法〕(案)の概要－、プレストレストコンクリート、Vol.50、No.5、pp.35-41、2008.9

PC橋の改造技術に関する共同研究委員会 名簿

独立行政法人土木研究所

上席研究員	渡辺 博志	
主任研究員	古賀 裕久	平成19年4月から
交流研究員	田中 秀治	平成16年3月まで
交流研究員	竹内 祐樹	平成19年4月から

東北大学大学院

准 教 授	久田 真	
-------	------	--

(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会

委 員 長	藤田 学	
副 委 員 長	手塚 正道	
委 員	葛西 康幸	平成17年3月まで
	竹中 秀樹	平成17年4月～19年6月まで
	安藤 健	平成19年8月～20年4月まで
	中村 雅之	
	北野 勇一	
	篠崎 英二	平成17年3月～19年3月まで
	中田 順憲	
	伊藤 良二	平成20年5月まで
	佐藤 徹	平成20年5月から
	濱田 譲	平成20年6月まで
	横川 勝則	平成16年6月まで
	東原 実	平成16年7月～18年6月まで
	正村 浩	平成20年4月から
	油野 博幸	平成17年6月まで
	北山 良	平成19年3月まで
	立石 陽輝	平成19年4月から
	鈴木 雅博	
	中村 定明	
	徳光 卓	
	谷口 秀明	

平成20年10月現在

PC構造物の環境負荷低減への取組み —PC橋の建設に伴うCO₂排出量の削減に向けて—

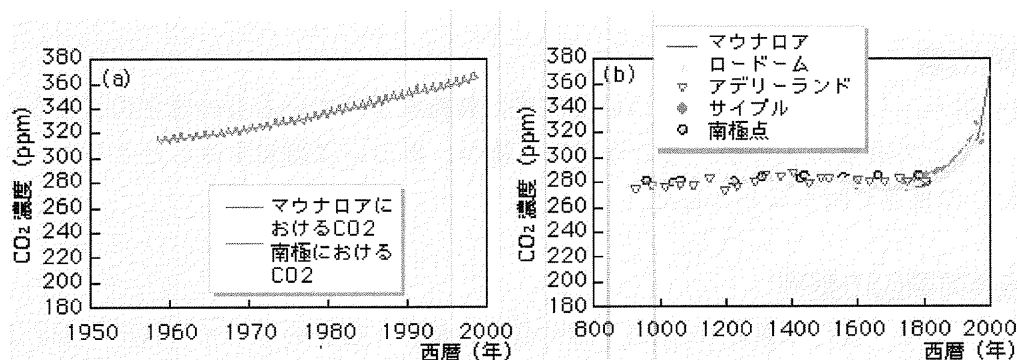
（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会 環境負荷低減対策部会

部会長	手塚正道	
幹事長	齋藤謙一	委員 西一彦
委員	天笠和徳	委員 藤井洋史
委員	伊藤彰晃	技術部会長 西垣義彦
委員	梶原勉	積算部会長 齋藤実
委員	中井聖棋	技術次長 大仁田朝生

1. はじめに

今後のあらゆる生産活動において、環境（地球温暖化、オゾン層破壊、天然資源枯渇、エネルギー消費、大気汚染、水質汚染、土壌汚染、騒音、振動、廃棄物、etc）への配慮は無視し得ない必須な要件となっている。

特に、地球温暖化については、「気候変動に関する政府間パネル（IPCC）」の2007年に公表された第4次評価報告書では、「20世紀半ば以降の世界平均気温の上昇は、その大部分が、人間活動による温室効果ガスの増加によってもたらされた可能性が非常に高い」と報告している。温室効果ガスには、二酸化炭素、メタン、一酸化窒素、フロンなどがあるが、とりわけ二酸化炭素の影響が大きいことが知られている。図-1に大気中の二酸化炭素濃度の推移を示す。1750年ごろから始まった産業革命以降に上昇していることが分かる。平均気温については、過去100年間の上昇が0.74℃に対して、過去50年間では10年間に0.3℃上昇しており、過去100年間の上昇速度のほぼ2倍に相当し、近年になるほど加速傾向を示していることが報告されている。日本でも例外ではなく、過去100年間における日本全体の平均気温が約1℃上昇していることが気象庁から報告されている。



出典：IPCC『Climate Change 2001-The Third Assessment Report of the IPCC』

図-1 大気中二酸化炭素濃度の推移（平成15年版環境白書より）

地球温暖化の影響は、海水面の上昇、気候変動（熱波、干ばつ、豪雨、洪水、etc）に影響を与え、住環境、食料、健康、生態系等へ波及することは避けられない。

地球温暖化への対応として、日本政府は、京都議定書において1990年を基準年とし、2012年までに温室効果ガスの排出量を6%削減する目標に調印している。さらに、2007年のハイリゲンダム・サミットで国際的には2050年に少なくとも50%の削減目標が示された。IPCCの報告によれば、2005年のCO₂の人為排出量は年266億トンで、自然吸収量は110億トンと推定されており、この目標値を達成したとしても、自然吸収量に追いつかない可能性がある。日本政府は、今年の洞爺湖サミットに先立って発表された「福田ビジョン」において、2050年までに現状の60～80%削減する目標を明確にした。しかし現状では、2006年には逆に11.3%増加しており、この目標値は、これまでの延長では対応不可能であり、国民一人一人が容易ならざる覚悟と、官民挙げて早急に取組まなければならないことを示唆していると認識する必要がある。

建設産業に関連するCO₂の排出量は、複雑な産業構造であることから多くの分野に及び、国内全排出量（世界の4.7%、年12.5億トン程度）の9～10%程度を占めると推定されており、全体として大きなウェイトを占めているといえる。

これまでに建設業界では、建設3団体（日本建設業団体連合会、日本土木工業会、建築業協会）が主体となり、①地球温暖化防止策、②建設副産物対策、③生態系保護の推進、④グリーン調達促進、⑤化学物質管理の推進、⑥環境管理の推進の6項目を対象として自主行動計画として設定している。①については、「建設工事（施工）段階で発生する二酸化炭素を、1990年度を基準として、2010年度までに施工高当たりの原単位で12%削減すべく努力する。」を目標として取組んでいるところである。既に2006年度調査実績で19%削減しているが、調査対象も少ないこともあり、今後さらに調査範囲を拡大し、行動計画の浸透を図ることとしている。また、新たな目標が設定されたことで、計画の見直しも必要となるものと思われる。

このような状況の中、（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会（以下、PC建協）では、建設3団体の自主計画に加えて、PC構造物（主としてPC橋）を対象として、更なる行動を開始し、環境問題に積極的に取組むこととした。

2008年4月PC建協内に、環境問題に取組む特定部会として「環境負荷低減対策部会」を設置し、活動を開始した。まだ、スタートして期間も短いこともあり、まとまった成果を報告するまでには至っていないが、本部会の活動を内外に発信することを目的に、ここでは、活動の方針とこれまでの活動成果を途中段階ではあるが報告することにした。

2. 取組み内容

最初の実践として、PC構造物について環境に負荷をかけているものはどのようなものがあるのか、またどの程度あるのか、という認識を持つ、あるいは周知することとした。いわゆる「見える化」の推進を図ることとした。

1) 環境負荷要因の整理

施工（ここでは、資材の製造も含む）、維持管理、解体・撤去の各ライフステージにおける各段階について、環境負荷要因を洗い出し整理することによって、①各場面での環境負荷を認識する（「見える化」の推進）、②既に各負荷要因の対策案があるものは提示し、実際の各場面での対応を促すことや技術開発につなげる、ことを目的として実施するものである。ここでは、

一部途中経過を報告する。

2) PC橋のCO₂排出量 (LCCO₂) の試算

PC橋において、構造形式、桁製作方法、架設工法別に、施工、維持管理、解体・撤去の各ライフステージを網羅したライフサイクルCO₂排出量 (LCCO₂) の試算を行うことによって、①どのライフステージのどの場面でどの程度の排出量があるのかを認識する(「見える化」の推進)、②改善余地が特定でき、改善のボトルネックが明らかになることで、技術開発あるいは低減戦略の立案につなげる、③構造形式、桁製作方法、架設工法等を比較し、よりCO₂排出量の少ない選択肢を明示することで、当初計画の選定に反映する資料とする、ことを目的として実施するものである。ここでは、施工(建設時)のみについて試算結果を報告する。

3) 廃棄物の実態調査

PC橋で発生する廃棄物、リサイクル材について実態調査を行うことによって、①どのようなものがどの程度発生するのかを認識する(「見える化」の推進)、②改善余地が特定でき、技術開発あるいは低減戦略の立案につなげる、ことを目的として実施するものである。現在調査中であり、ここでは報告を省略する。

4) 環境負荷低減目標の設定

現状の成果が出てから検討することとしており、ここでは報告を省略する。

3. 環境負荷要因の整理

PC橋の施工、維持管理、解体・撤去(ここでは省略)の各ライフステージにおける適用項目ごとの各段階で、環境に負荷を及ぼすと考えられる要因がどのような環境影響領域に影響を及ぼしているのかについて、整理したものを表-1に示す。

環境負荷要因がどの環境影響領域に該当するかについては、比較的影響の大きいと思われるところを選定している。環境影響領域の該当箇所の印については、建設セクターが、何らかの対応ができるもの(○)、単独では対応が難しいもの(●)、あるいは対応が難しいもの(■)に分類している。例えば、資材の製造に伴うものは、資材製造サイドの範囲であり、施工サイドとしては対応が難しいものとして扱っている。対応策の欄には、現状で対応が提案されているものを表示している。

今後さらにこの表を充実させて、環境負荷低減に向けた取組みの一助としていきたい。

表-1 PC橋における環境負荷要因

凡例 ■ 該当するが、建設セクターでは対応が難しい
● 該当するが、建設セクター単独では対応が難しい
○ 該当し、建設セクターで対応可能

ステージ	適用項目	種類、段階	小項目	環境影響領域						建設セクターでの対応策
				a オゾン層破壊	b 地球温暖化 エネルギー消費	c 天然資源枯渇	d 汚染・土壌汚染 大気汚染・水質汚染	e 騒音・振動	f リサイクル 最終処分	
Ⅰ. 施工 (建設時)	① 資材の製造	(1)使用材料	1)セメント	■	■					
			2)骨材	■	■					
			3)混和材料	■	■					
			4)鉄筋	■	■					
			5)PC鋼材	■	■					
			6)その他鋼材	■	■					
			7)シーース	■	■				●	
	①'	(2)型枠		■	●					
		(3)支承、伸縮装置		■	■					
		(4)その他(付属物etc)		■	■					
		(1)コンクリートの配合		○	○					
	② 資材の運搬	(1)使用材料	1)トラック	■ ●	■ ●					・混和材の置換 ・混和剤によるセメント量の低減 ・地産地消
		(2)型枠	1)トラック	●	●					
		(3)支承、伸縮装置	1)トラック	●	●					
		(4)その他(付属物etc)	1)トラック	●	●					
		(5)支保工、架設機材	1)トラック	●	●					
	③ 施工機械の運転	(1)支保工、架設機材組立	1)トラッククレーン	○	○			○		・断熱養生シートの利用
		(2)鉄筋、PC鋼材、型枠組立	1)トラッククレーン	○	○			○		
		(3)コンクリート運搬	1)トラックアジテータ	○	○			○		
		(4)コンクリート打込み	1)コンクリートポンプ	○	○	○		○		
			2)締固め振動機	○	○			○		
		(5)コンクリート仕上げ	1)フィニッシャ	○	○					
		(6)コンクリート養生	1)ジェットヒータ	○	○	○				
		(7)PC鋼材の緊張		○	○	○			○	
		(8)PCグラウト工		○	○	○			○	
		(9)脱型枠		○	○				○	
		(10)支保工、架設機材解体撤去		○	○			○		
		(11)架設機材の移動		○	○					
		(12)桁架設		○	○			○		
		(13)照明		○	○					
Ⅱ. 維持管理	① 資材の製造	(1)使用材料	1)セメント	■	■					
			2)骨材	■	■					
			3)混和材料	■	■					
			4)鉄筋	■	■					
			5)PC鋼材	■	■					
			6)その他鋼材	■	■					
			7)有機系被覆材	■	■					
			8)無機系被覆材	■	■					
			9)FRPシート	■	■					
			10)							
	② 資材の運搬	(1)使用材料		■ ●	■ ●					
		(2)足場材		●	●					
		(3)								
		(4)								
		(5)								
	③ 機械類の運転	(1)足場組立		○	○					
		(2)はつり、削孔		○	○	○	○	○		
		(3)材料の練混ぜ		○	○					
		(4)吹付け		○	○					
		(5)鉄筋、型枠組立		○	○					
		(6)養生		○	○					
		(7)PC鋼材の緊張		○	○					
		(8)PCグラウト工		○	○					
		(9)脱型枠		○	○					
		(10)鋼板設置		○	○					
		(11)								
		(12)足場解体		○	○					
		(13)照明		○	○					
	④	(1)車線規制による渋滞		○	○	○				

4. PC橋のCO₂排出量 (LCCO₂) の試算

施工、維持管理、解体・撤去の各ライフステージについて実施する必要があるが、ここでは施工（建設時）のみについて報告する。

4.1 工事实績調査結果

PC橋のLCCO₂の試算では、比較的多い構造形式、架設工法を対象に標準的な値を算出するものとし、平成16年～平成18年度について工事实績調査を実施した。その結果を表－2に示す。

4.2 試算モデルの設定

表－2を参考に、試算モデルとして設定した構造形式、架設工法、支間を表－3に示す。対象とする標準支間の適用範囲幅の小さいケース0-1、0-2、1-1については、平均的な支間を、その他の比較的范围幅の大きいケースについては、最小および最大支間を、試算モデルとして設定した。

幅員構成については、表－2および既往の研究をもとに標準モデルを設定した。

試算モデルの工事概要一般図と工程表の組合せの例として、PC単純ポストテンションT桁橋の架設桁架設を図－2に示す。

4.3 CO₂排出量の試算方法

CO₂排出量の試算するにあたり、設定された試算モデルについて、設計を実施して使用材料の集計を行うと共に、標準的な工程表に基づいて施工機械の運転時間の集計を行った。

次に、CO₂算出の対象範囲を設定し、それぞれ公表されている原単位に、集計されたそれぞれに対応する数量を掛け合わせて加算することでCO₂排出量を求めた。

試算するCO₂は、以下の範囲を対象とした。

- ① 使用資材の製造過程での排出量
- ② 施工機械類の燃料消費による排出量（直接排出量）
- ③ 施工機械類の製造過程での排出量のうち稼動時償却分（間接排出量）

①～②の原単位は、土木学会コンクリート技術シリーズ62「コンクリートの環境負荷評価（その2）」表 2.3.1～表 2.3.6、③の原単位は、土木研究所資料によるものとした。なお、表記方法としては、t-Cとt-CO₂があるが、ここでは、t-CO₂で統一している。t-Cと比較する場合には、分子量比12/44を乗じる必要がある。

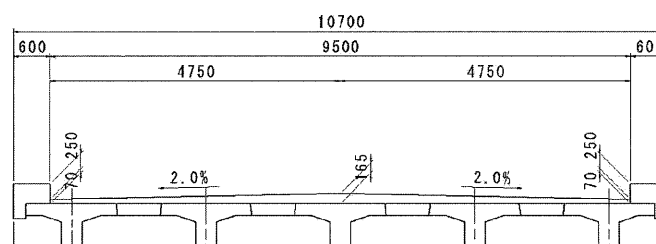
表-2 工事実績調査結果(平成16年度~18年度)

	構造形式	架設工法	データ数	平均橋長(m)	支間(m)			平均全幅員(m)	平均径間数
					平均	MIN	MAX		
1	PC単純ポステンT桁橋	架設桁架設	121	40	31.6	18.7	48.9	10.0	1.2
		トラッククレーン架設	97						
2	PC連結ポステンT桁橋	架設桁架設	83	114	34.1	24.0	46.1	11.1	3.2
		トラッククレーン架設	34						
3	PC連続中空床版橋	固定支保工	225	119	28.7	16.0	52.9	11.2	4.2
4	PC連続箱桁橋	固定支保工	68	227	50.8	19.0	124.0	13.7	4.5
5	PC連続ラーメン箱桁橋	片持架設工法	160	260	86.1	28.9	220.0	11.1	3.0
全幅の平均値: 11.4 m									

表-3 試算モデル一覧表

CASE	構造形式	架設工法	対応支間	橋長(m)	径間数	支間(m)	標準支間(m)
0-1	PC単純プレテンT桁橋	トラッククレーン架設	標準	20	1	20.0	18~24
0-2	"	架設桁架設	標準	20	1	20.0	
1-1	PC単純ポステンT桁橋	トラッククレーン架設	MIN	25	1	25.0	24~45
1-2	"	架設桁架設	MIN	25	1	25.0	
1-3	"	架設桁架設	MAX	45	1	45.0	
2-1	PC連結ポステンT桁橋	架設桁架設	MIN	75	3	25.0	24~45
2-2	"	"	MAX	135	3	45.0	
3-1	PC連続中空床版橋	固定支保工	MIN	100	4	25.0	20~30
3-2	"	"	MAX	140	4	35.0	
4-1	PC連続箱桁橋	固定支保工	MIN	120	4	30.0	30~60
4-2	"	"	MAX	200	4	50.0	
5-1	PC連続ラーメン箱桁橋	片持架設工法	MIN	132	3	36, 60, 36	50~140
5-2	"	"	MAX	198	3	54, 90, 54	

[幅員構成]



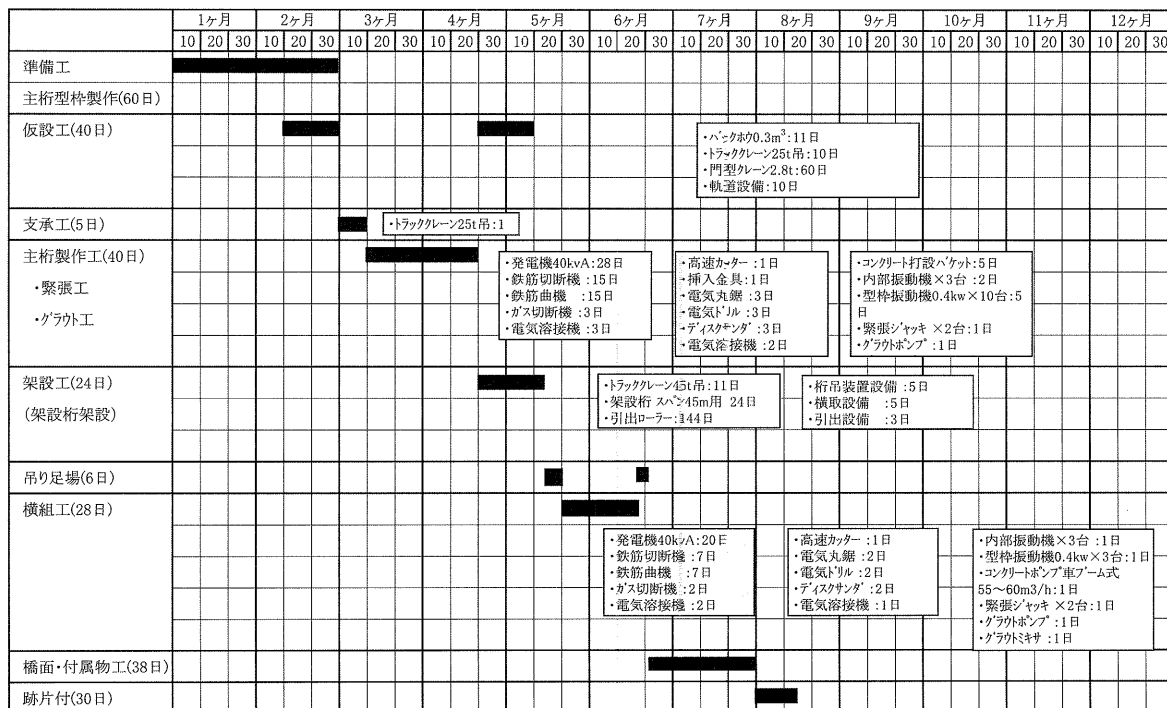
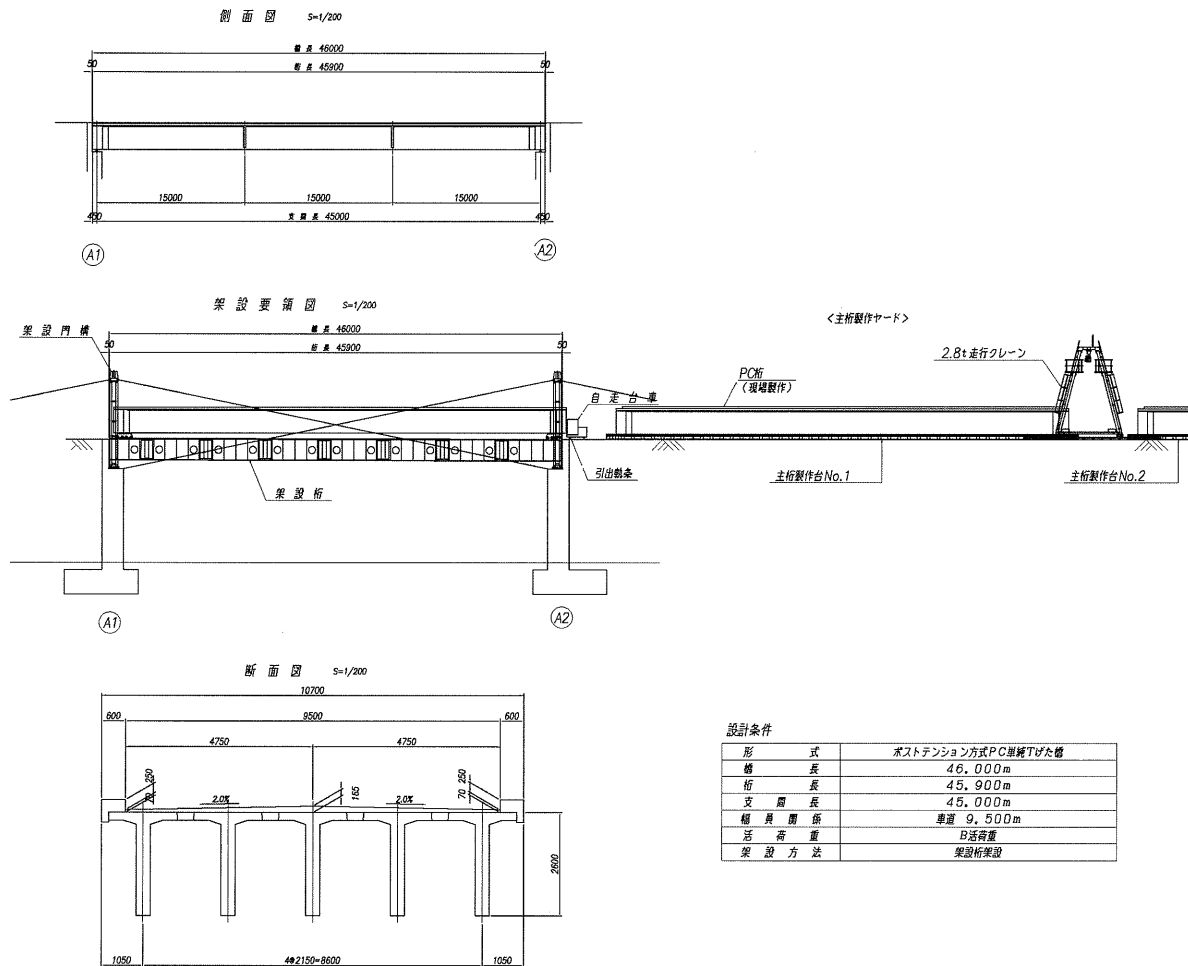


図-2 試算モデルの工事概要一般図と工程表(PC単純ボステンションT桁橋:架設桁架設)

4.4 試算結果と考察

試算モデルの施工（建設時）のCO₂排出量の集計結果の一覧表を表－4に示す。表中の「①全CO₂」の値は、対応する支間の総量を示し、②～④の値は、それぞれの項目の集計結果を、任意の支間、幅員で対応できるように、単位面積あたりに換算（全橋面積（10.7m×支間）で除した）量を示す。「②材料」の値は、使用資材の製造過程での排出量、「③施工」の値は、施工機械類によるもので、「直接」は燃料諸費による排出量、「間接」は製造過程での排出量のうちの稼働時償却分、「④全CO₂」の値は、「②材料」と「③施工」の合計であり、「①全CO₂」を単位面積あたりに換算したものと同一である。

また、支間と各算出結果との関係を図－3～図－5に示す。

図－3には、支間と総排出量の関係を示す。橋幅が同一で、支間20～60mの範囲では、総排出量は支間にほぼ比例して増大し、今回の橋幅10.7mの場合には、支間1mあたり5トンのCO₂を排出する結果となった。今回は、上部工のみを対象としており、過去の試算結果では、PC橋に占める下部工の割合が上部工より大きく、同一橋長で上下部工含めた場合には、支間の長い方が総排出量は低下することが報告されており、支間が長いと排出量が大きいのということではないことに留意する必要がある。

図－4には、支間と単位面積あたりに換算した排出量を示す。構造形式によって、支間との関係に差異が見られ、支間が長くなると排出量の増加が大きいのは、中空床版橋、ポステンT桁橋、箱桁橋の順であった。また、支間40m程度を境に、ポステンT桁橋より箱桁橋が少なくなる傾向を示している。

表－4 試算結果一覧表

CASE	構造形式	CASE	架設工法	支 間 (m)	①全CO ₂ (t-CO ₂)	②材料 (t-CO ₂ /m ²)	③施工 (t-CO ₂ /m ²)			④全CO ₂ (t-CO ₂ /m ²)
							直接	間接	直接+間接	
CASE-0	PC単純プレテンT桁橋	0-1	トラッククレーン架設	20.0	71	0.25	0.03	0.05	0.08	0.33
		0-2	架設桁架設	20.0	80		0.03	0.09	0.12	0.37
CASE-1	PC単純ポステンT桁橋	1-1	トラッククレーン架設	25.0	99	0.26	0.07	0.04	0.11	0.37
		1-2	架設桁架設	25.0	96		0.05	0.05	0.10	0.36
		1-3	架設桁架設	45.0	236	0.38	0.04	0.07	0.11	0.49
CASE-2	PC連結ポステンT桁橋	2-1	架設桁架設	25.0	94	0.29	0.03	0.03	0.06	0.35
		2-2	架設桁架設	45.0	227	0.41	0.02	0.04	0.06	0.47
CASE-3	PC連続中空床版橋	3-1	固定支保工	25.0	110	0.34	0.03	0.03	0.07	0.41
		3-2	固定支保工	35.0	197	0.46	0.03	0.03	0.07	0.53
CASE-4	PC連続箱桁橋	4-1	固定支保工	30.0	140	0.31	0.09	0.03	0.12	0.44
		4-2	固定支保工	50.0	250	0.38	0.07	0.02	0.09	0.47
CASE-5	PC連続ラーメン箱桁橋	5-1	片持架設工法	60.0	303	0.37	0.07	0.03	0.11	0.47
		5-2	片持架設工法	90.0	504	0.44	0.06	0.03	0.08	0.52

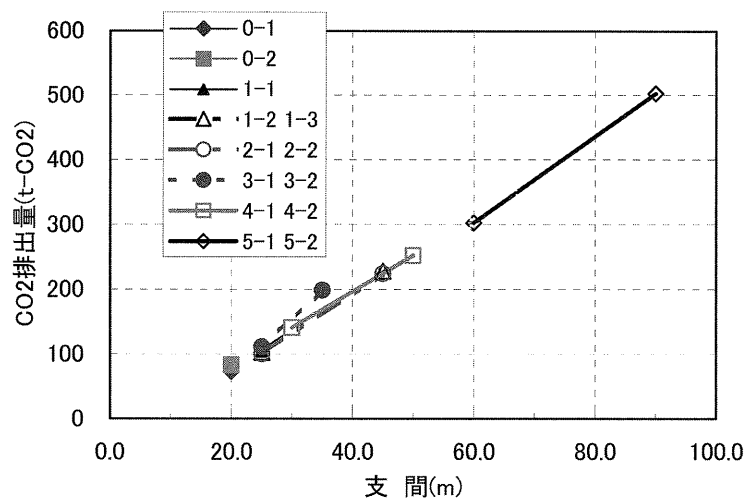


図-3 支間と総CO₂排出量の関係

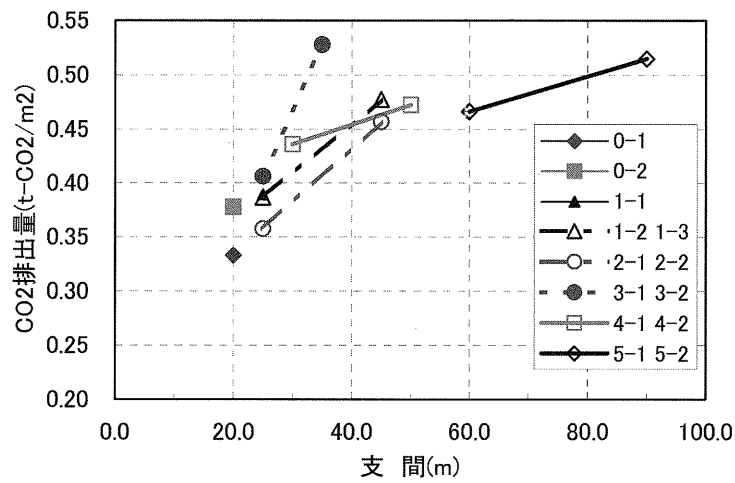


図-4 支間と単位面積あたりのCO₂排出量の関係

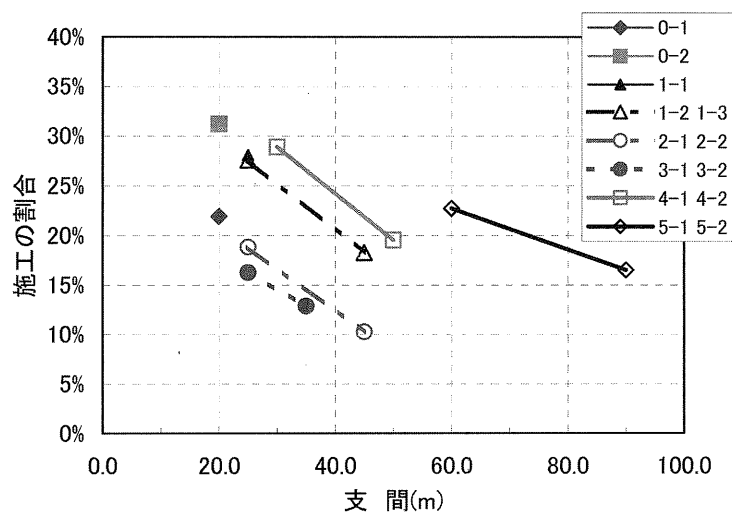


図-5 支間と総排出量に対する施工機械類の排出量の割合

図－5には、支間と総排出量に対する施工機械類の排出量の割合を示す。いずれの構造形式も支間が長くなると、全体に占める施工機械類の排出量は減少する傾向にある。施工機械類による排出量は、全体の30%～10%程度である。

5. おわりに

ここでは、PC構造物の環境負荷低減に向けたPC建協の取組みを紹介した。まだ、十分な成果には至っていないが、今後さらに検討を進めると共に、具体の目標値を設定し、環境負荷の少ないPC構造物の建設を目指していきたい。

PC建協環境負荷低減対策部会では、「**ECOと進めるPC技術**」をキャッチフレーズに活動を推進している。

最後に、本部会に貴重なアドバイスを頂いています広島大学大学院河合研至准教授に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の環境性能に関する研究委員会、環境時代におけるコンクリートイノベーション、2008
- 2) 土木学会：コンクリートの環境負荷評価（その2）、コンクリート技術シリーズ62、2004
- 3) 土木学会：コンクリート構造物の環境性能照査指針（試案）、コンクリートライブラリー125、2005
- 4) 打川和男、内藤高志：最新 温暖化対策の基本と仕組みがよ～くわかる本、秀和システム、2008
- 5) 「2050 日本低炭素社会」シナリオチーム、炭素社会に向けた12の方策、2008
- 6) 気候変動に関する政府間パネル（IPCC）第4次評価報告書統合報告書、2007
- 7) 環境省：平成15年版環境白書、平成16年版環境白書、平成17年版環境白書
- 8) プレストレスト・コンクリート建設業協会 九州支部、建設コンサルタンツ協会 九州支部合同研究会報告、テーマ3．環境、2006
- 9) 日本コンクリート工学協会：500号記念特集号*環境とコンクリート、コンクリート工学、VOL.45、NO.5、2007
- 10) 伊藤義人、平野 徹、永田裕規他：環境負荷を考慮した橋梁形式選定システムの作成と利用に関する研究、土木学会論文集 No.553/VI-33、pp.187-199、1996
- 11) 日本建設業団体連合会、日本土木工業協会、建築業協会：地球温暖化防止対策ワーキンググループ、2007年度CO₂排出量調査マニュアル
- 12) 泉 満明：プレストレストコンクリート構造物の建設に関連した環境問題、プレストレストコンクリート、Vol.47、No.6、pp.57-62、2005
- 13) 堺 孝司、河合研至、大脇英司：コンクリート構造物の環境設計、プレストレストコンクリート技術協会 第36回技術講習会テキスト、pp.49-76、2008

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る発展—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
- (第32回) プレストレストコンクリート構造物の新たな動向 *
平成16年2月
- (第33回) 今求められるPC技術 *
平成17年2月
- (第34回) PC技術の進歩とその応用 *
平成18年2月
- (第35回) PCの新たな展開 *
平成19年2月
- (第36回) PC技術の新たな発展 *
平成20年2月
- (第37回) PC技術・最近の動向 *
平成21年2月

*印はテキスト在庫あり

平成21年1月30日 印刷
平成21年2月4日 発行

P C 技 術 ・ 最 近 の 動 向

会員特価5,000円
(〒500)

発行者 社団法人プレストレストコンクリート技術協会 専務理事 脇本 優

印刷所 有限会社 コーケン印刷 東京都千代田区飯田橋4-5-13

発行所 〰 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
