構造工学技術シリーズ No. 56

土木学会　構造工学委員会

構造工学に関する先端事例研究小委員会

活動報告書

2008 年 8 月

はじめに

新技術の研究開発（Research & Development, R&D）は工学の醍醐味であり，駆動力であり，社会に対する貢献でもある．もしかしたら，新技術の研究開発は工学そのものと見ることもできるかもしれない．工学そして関連産業の分野において，新技術の研究開発の重要性が叫ばれて久しく，今日でもその重要性が高まることはあっても逆はない．

しかしながら，研究開発は簡単なものではなく，困難な場合が多い．困難であるが故に重要性が認識されているとも言える．国際的に激しくなる競争環境条件の下で，消費者の需要を的確かつタイムリーに捉えて，研究開発プロジェクトを成功に導くことは簡単ではない．その理由として，研究開発プロジェクトが巨大になってきていること，それに要する費用が巨額になってきていること，が挙げられる．つまり，リスクが高くなってきているのである．

高いリスクのプロジェクトに対しては，適切なマネジメントが求められることになるが，研究開発と一言で言い表されるプロジェクトも，研究段階から，開発段階，実用化段階，産業化段階へと，それぞれの段階でフォーカスが異なり，適切なマネジメントが求められる．そして，そこには様々な技術者の創意工夫があり，これらが醍醐味であるといえるだろう．

社会基盤構造物の分野における研究開発の今日的要求には，高耐久性，環境対応，コスト縮減，防災などが挙げられる．他の工学分野に劣らず，高度な研究開発を要する要求であり，その成果は社会により広く還元される．

しかしながら，社会基盤構造物の分野が取り組んでいる姿はあまり社会に伝わっていない．特に，若い世代の関心を引いていない．若い世代には，社会基盤分野はオールドインダストリーの一つとして捉えられているようであり，研究開発の醍醐味が伝わっていないように思われる．

こうした状況を鑑みて，土木学会構造工学委員会に設置された，構造工学に関する先端技術事例研究小委員会は，平成 17 年 11 月より平成 20 年 1 月まで，構造分野で研究開発に携わってこられた方々を講演者として迎えて講演を頂くと共に，講演トピックについて大学生と若手技術者を対象としつつ研究開発というキーワードからまとめる，という活動を行ってきた．本報告書は，合計 6 回の貴重な講演を基にして，まとめられたものである．

第 1 章は，小澤一雅先生（東京大学）のご講演に基づき，ハイパフォーマンスコンクリートの研究と開発，そして普及に関する経緯について，まとめられている．第 2 章は，石原孟先生（東京大学）のご講演内容に沿って，風力発電設備支持構造物の設計技術の開発についてまとめている．第 3 章は，河瀬日吉氏（八千代エンジニアリング）のご講演に基づき，PC 橋梁の設計技術の現状について述べると共に，設計技術の先端事例も紹介している．第 4 章は，大塚一雄氏（鹿島建設）のご講演に基づき，カンチレバー工法を用いた PC

橋の施工技術についてまとめている．第 5 章は，池田尚治先生（横浜国立大学）のご講演に基づき，PC 橋梁における近年の複合構造技術の進展について，まとめている章である．そして，最後の第 6 章は，小池裕二氏（IHI）にご講演を頂き，構造物の免震・制振技術について，実際の事例も紹介しながらまとめている．

各講演の聴講は小委員会メンバーに限ることなく，委員所属機関の学生や若手技術者にも公開とし，若い世代に社会基盤構造物の分野における研究開発の醍醐味を伝える場となるように努めた．そして，本書が，構造分野に若い世代の関心を高め，構造分野の次の世代と研究開発につながることを願っている．貴重な講演を頂いたご講演者の方々には，この場を借りて心より御礼を申し上げる次第である．

平成 20 年 3 月

土木学会　構造工学委員会
構造工学に関する先端技術事例研究小委員会
委員長　　松本　高志

土木学会　構造工学委員会

構造工学に関する先端技術事例研究小委員会
委員構成

委員長　松本　高志（北海道大学）
幹事長　吉田　純司（山梨大学）

	五十嵐隆之　（オイレス工業㈱）		多田康一郎　（電源開発㈱）
	池田　貴和子（オイレス工業㈱）		為廣　尚起　（㈱構造計画研究所）
	石川　義樹　（八千代ｴﾝｼﾞﾆｱﾘﾝｸﾞ㈱）	○	津吉　毅　（東日本旅客鉄道㈱）
○	石原　孟　（東京大学）		豊岡　亮洋　（鉄道総合技術研究所）
○	井上　学　（㈱IHI）	○	細田　暁　（横浜国立大学）
	海老澤健正　（名古屋工業大学）		松田　一俊　（㈱IHI）
	川添　啓示　（JST ブリッジ㈱）	○	水口　知樹　（㈱横河ブリッジ）
	国枝　稔　（名古屋大学）		南　浩郎　（鹿島建設㈱）
○	酒井　修平　（中日本高速道路㈱）	○	横川　英彰　（オイレス工業㈱）
	杉坂　憲明　（㈱コミヤマ工業）	○	渡辺　学歩　（㈱長大）
	高田　和法　（鹿島建設㈱）		

○は幹事

執筆・編集担当

はじめに		松本
第1 章	自己充填コンクリート	細田，高田
第2 章	風力発電設備支持物構造設計技術	石原，川添，畠中
第3 章	PC 橋梁の設計技術	石川，井上，五十嵐，杉坂，水口
第4 章	PC 橋梁の施工技術	吉田，為広，多田，津吉
第5 章	複合構造橋梁の進化	松本，酒井，海老澤
第6 章	免震・制振技術	松田，池田，豊岡，渡辺
おわりに		吉田

構造工学に関する先端事例研究小委員会活動報告書

目　次

第 1 章　自己充填コンクリート　～粗骨材の凝集と閉塞の制御，日本の社会システムにおける建設技術開発の難しさ～

1.　技術開発の必要性 ……1-1
2.　自己充填コンクリートの本質 ……1-2
3.　技術開発での難所とブレイクスルー ……1-3
4.　実用化の難しさ ……1-6
5.　開発後の普及状況 ……1-8
6.　まとめ ……1-9

第 2 章　風力発電設備支持物構造設計技術

1.　はじめに ……2-1
2.　風力発電施設の強風被害 ……2-1
　(1)　被害の実例 ……2-1
　(2)　被害の発生メカニズム ……2-2
　　a)　風速の増加 ……2-2
　　b)　風荷重の増大 ……2-3
　(3)被害の防止対策 ……2-4
3.　風力発電設備支持物構造設計の基本的な考え方 ……2-5
　(1)　風力発電設備の特性 ……2-5
　(2)　風力発電設備支持物の目標性能 ……2-5
　(3)　荷重レベル ……2-6
　(4)　荷重の組み合わせ ……2-6
　(5)　設計法 ……2-7
4.　風力発電設備支持物構造設計の概要 ……2-7
　(1)　設計方針 ……2-7
　(2)　荷重評価 ……2-7
　(3)　構造計算 ……2-9
5.　おわりに ……2-11

第 3 章　PC 橋梁の設計技術

1.　プレストレストコンクリートの概要 ……3-1
　(1)　プレストレストコンクリートとは ……3-1

(2) プレストレストの導入方法 ……3-2
a) プレテンション方式（Pre-Tensioning System） ……3-2
b) ポストテンション方式（Post-Tensioning System） ……3-2
(3) プレストレストコンクリートの歴史 ……3-2
2. PC 橋の種類と構造形式 ……3-3
(1) 橋の種類 ……3-3
(2) PC 橋の構造形式 ……3-3
(3) PC 橋の適用支間 ……3-5
3. PC 橋の計画……3-7
(1) 橋梁計画の概要 ……3-7
(2) PC 橋の構造形式の選定手順 ……3-7
4. PC 橋の設計……3-8
(1) PC 橋の設計の概要 ……3-8
a) 許容応力度法 ……3-8
b) 限界状態設計法 ……3-8
(2) PC 橋の設計手順 ……3-8
(3) PC 桁の設計における問題および留意事項 ……3-10
a) 構造解析 ……3-10
b) プレストレスの算定 ……3-11
c) プレストレスの有効範囲 ……3-12
5. 7 径間連続フィンバック橋梁の設計例 －北陸新幹線姫川橋梁－ ……3-13
(1) 橋梁概要 ……3-13
(2) フィンバック形式 ……3-15
6. まとめ ……3-17

第 4 章 PC 橋梁の施工技術

1. PC 橋梁における上部構造の施工方法 ……4-1
(1) カンチレバー工法の概要 ……4-1
(2) 一般的なカンチレバー工法の手順 ……4-1
a) カンチレバー工法全体の手順 ……4-1
b) 柱頭部の施工（手順②） ……4-3
c) カンチレバー架設（手順③） ……4-3
d) 側径間での閉合（手順④） ……4-5
e) 中央径間での閉合（手順⑤） ……4-5
(3) 斜張橋およびアーチ橋でのカンチレバー工法の種類 ……4-6
a) 斜張橋 ……4-6

b) アーチ橋 ……4-6
2. カンチレバー工法の特徴 ……4-7
(1) カンチレバー工法の長所 ……4-7
(2) カンチレバー工法での施工管理 ……4-8
3. PC 橋梁の先端事例紹介 ……4-9
(1) 木の川高架橋 ……4-9
(2) 内牧高架橋 ……4-11
4. おわりに ……4-16

第 5 章　複合構造橋梁の進化

1. 複合構造橋梁概説 ……5-1
2. プレストレストコンクリート（Prestressed Concrete, PC）橋からの複合構造橋梁へのアプローチとその技術開発 ……5-2
(1) PC 橋発展の歴史 ……5-2
(2) 複合構造を利用した新たな PC 橋 ……5-4
a) PC 波形鋼板ウエブ橋 ……5-4
b) 複合 PC トラス橋……5-6
c) 複合エクストラドーズ橋 ……5-7
d) 最先端の長大複合構造橋梁 ……5-8
3. 橋梁の更なる複合構造技術への期待 ……5-10
4. 最後に ……5-10

第 6 章　免震・制振技術

1. はじめに ……6-1
2. 制振の原理 ……6-1
(1) 基本的な考え方 ……6-1
(2) 各種の振動制御装置 ……6-2
(3) マスダンパ方式によるアクティブ制御 ……6-2
(4) インテリジェント制振 ……6-4
(5) 性能確認と動態観測（モニタリング） ……6-4
3. アクティブ制振技術の実例 ……6-5
(1) レインボーブリッジ主塔の風制振（1991 年） ……6-5
(2) 白鳥大橋主塔の架設時制振対策（1992 年） ……6-6
(3) 新宿パークタワーの風制振（1994 年） ……6-7
4. 最近のアクティブ制震の展開 ……6-8
(1) 晴海アイランド・トリトンスクエアにおける連結制振（2001） ……6-8

(2)　空港管制塔向け制振装置（2006） ……6-9
(3)　高層ビルを対象としたフルアクティブ制震の試み ……6-10
5.　むすび ……6-11

第 1 章

自己充填コンクリート

～粗骨材の凝集と閉塞の制御，日本の社会システムにおける建設技術開発の難しさ～

1. 技術開発の必要性

鉄筋コンクリート構造物は本来，非常に優れた耐久性をもつものである．耐久性に優れる主要な理由の一つは，構造部材断面の外周近くに配置され主要な引張力を負担する鉄筋が，表層部のコンクリートによって腐食から守られることである．

構造物を建造する施工時に，コンクリートを型枠の中に流し込む作業を打込みという．1950 年代以前は，建設現場の近くに設置されたミキサーでコンクリートを練り混ぜ，バケットにより打設箇所へ運搬され，型枠内に打ち込まれていた．この時代は，コンクリートの打込みには，入念な締固めをすることが当たり前であった．現代のコンクリートと比べると，流動性の非常に小さいコンクリートを丁寧に突き固めて型枠の隅々まで充填させていたのである．丁寧に施工することで，耐久性の高い構造物が得られることが，半ば当然のように考えられていた．実際に，戦前に建造された構造物で，現在もほとんど損傷なく健全に供用されているものは数多い．

1950 年ごろから，生コンクリート工場が建設され始めた．生コンクリート工場の普及が進むと，「電話一本でコンクリートを購入できる」ことになり，高度経済成長に伴う建設ラッシュには必要不可欠な技術インフラであった．さらに，バケット打ちから，ポンプ車による打込みが一般的となり，これによりコンクリートの打込み作業は大いに合理化され，高層建造物，大量建設が可能になった．

大量の建設が可能にはなったが，構造物が耐久的となるために，丁寧な締固め作業が重要であることは昔と変わりがない．しかし，構造物にコンクリートを流し込むことが優先事項となり，ポンプの閉塞を防ぐためや，締め固めを容易にするために，コンクリートに加水が行われたことも多々あった．また，高度な締固めの技術を持つ作業員を確保することも難しくなっていった．これらの事情もあり，高度経済成長ごろ以降に建造されたコンクリート構造物の早期劣化が次々と生じ，社会問題になるまでに至った（「コンクリートクライシス」「コンクリートが危ない」など）．

この状況に対し，東京大学の岡村甫教授（当時，現高知工科大学学長）が画期的なコンクリートの開発を提唱した．1986 年のことである．コンクリート構造物の耐久性に対する信頼の回復は至上命題であるが，優秀な締固め作業員を確保して，丁寧な施工をすることを，すべての現場に求めることは不可能である．よって，型枠内に多量の鉄筋が配置されている場合でも，締固め作業をしなくても，隅々まで自動的に充填するコンクリートを開発するべきである，と提案したのである．これが，自己充填コンクリートである．コンク

リートの分野では革命的な技術であった．自己充填コンクリートのプロトタイプは，岡村教授の研究グループの小澤一雅博士（現東京大学教授）によって，1988 年の 8 月に練り混ぜられた．

2. 自己充填コンクリートの本質

岡村教授は，鹿島建設の野尻陽一博士に水中不分離コンクリートの打込み現場を見せてもらった．通常のコンクリートを水中に入れると，水がセメントペーストで濁って何も見えなくなるが，そのコンクリートは水中でも分離することなく，打ち込まれていた．分離低減剤（増粘剤）により著しく粘性が高められたコンクリートである．岡村教授はこのようなコンクリートを地上の構造物にも適用すべきであると直感した．コンクリートの流動性を著しく高める高性能 AE 減水剤と，粘性を上げる増粘剤とのバランスをとることで，流動性に富み，かつ材料分離のないコンクリートを造るべく，色々と試行をした．1980 年ごろのことである．しかし，自己充填コンクリートが片手間でできるようなものではないことを認識せざるを得なかった．

図 1-1 にごく一般的なコンクリートの配合と，自己充填コンクリートの配合を示す．単位水量はほぼ同じである．セメントなど粉体の量が大きく異なることが分かる．その分，自己充填コンクリートは粗骨材の量が少ない．また，自己充填コンクリートには高性能 AE 減水剤の使用が不可欠である．

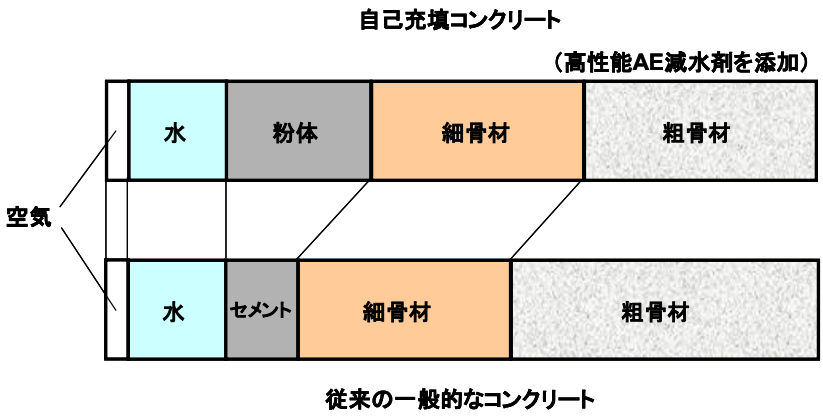


図 1-1　自己充填コンクリートと
一般的なコンクリートの配合（容積比）

自己充填コンクリートに必要なフレッシュ性状は，型枠の隅々まで充填する流動性と，鉄筋の間に粗骨材が閉塞しないための十分な材料分離抵抗性である．その結果，構造物中の各場所でほぼ均一な品質が達成される．図 1-2 は，粗骨材同士の噛み合いと，その間に存在するペーストの役割を示したものである．粗骨材の噛み合いによる閉塞を防ぐために，粗骨材の絶対量を減らす必要があった．また，粗骨材と粗骨材の間にはモルタルが存在するが，モルタル，さらにはそのうちのペーストの特性が，粗骨材間に作用する直応力

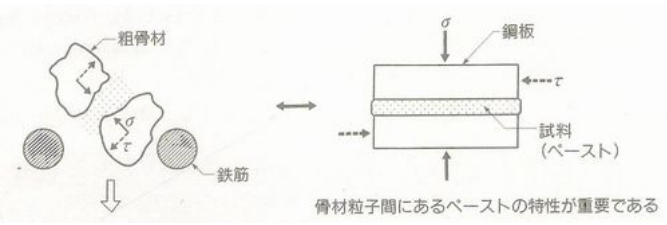


図 1-2　ペーストの直接せん断試験（参考文献 1）

とせん断応力に大きな影響を及ぼす．ペーストの水粉体比，粉体の種類，高性能 AE 減水剤や増粘剤を適切に使用することにより，骨材どうしが近づくことにより直応力が増加しても，せん断抵抗が上昇しないようなペーストとすることができるのである．

鉄筋間で噛み合いを生じるような粗骨材を用いなければ良いのではないか？という考えを持つ読者もいるであろう．確かに，セメントペーストだけにすれば，簡単に自己充填性を持つものが得られる．しかし，そもそも通常のコンクリートの容積のほとんど（約 7 割）を粗骨材，細骨材が締めているように，コンクリートをペーストだけで構成することには多くのデメリットが伴う．コスト，水和発熱，硬化時・硬化後の収縮の問題，などが主な理由である．そのため，なるべく粗骨材と細骨材を多く使用して，自己充填性能を得る，というのは一般的な使用を目指す場合に，当然向かうべき方向なのである．

自己充填コンクリートには，当然，硬化時・硬化後の性能も求められる．そもそもの開発の目的を思い出していただきたい．コンクリート構造物の耐久性の向上が目的である．従って，硬化過程に過大な発熱を生じないこと，硬化時の収縮が大きくなりすぎないこと，十分な強度を有すること，硬化後に十分な耐久性を保持すること，なども自己充填性能と合わせて性能として求められる．開発され，実用化された自己充填コンクリートは，当然，これらの性能を保有するものであった．

3. 技術開発での難所とブレイクスルー

岡村教授の下，技術開発を担当したのは，当時鉄筋コンクリートの構造解析の研究に着手していた前川宏一博士（現東京大学教授）と修士論文を書き上げたばかりの小澤博士であった．小澤博士の博士論文のテーマ「自己充填性を有するハイパフォーマンスコンクリートの開発」においては，開発することが学位の条件とされた．All or nothing である．岡村教授の提唱が外部から賛同を十分に得られず，その状況にやや失望を覚えた上での，自主研究で開発することへの岡村教授の覚悟の表れであった．

研究を開始した前川博士と小澤博士にフレッシュコンクリートのインスピレーションを与えたのは，1968 年に発刊された T.C.Powers の”Properties of Fresh Concrete”であった．多くのフレッシュコンクリートに関する学術論文が何を言いたいのかさえ明確に理解できないこともある中で，岡村教授から通読を指示されたこの「古典」の中では，粒がペーストマトリックス中で浮遊している状況を「システム」として捉え，異なるシステムが相互に影響して変形することが明確に示されていた．問題意識を持った上でこの「古典」に再度触れることでフレッシュコンクリートに対するインスピレーションを得，二人は以後 2 年近くにわたるフレッシュコンクリートの材料分離の研究にのめりこむこととなった．

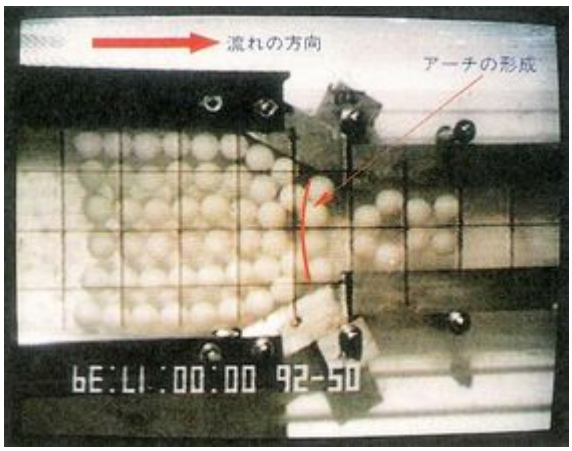


図 1-3　可視化モデルコンクリート
（参考文献 1）

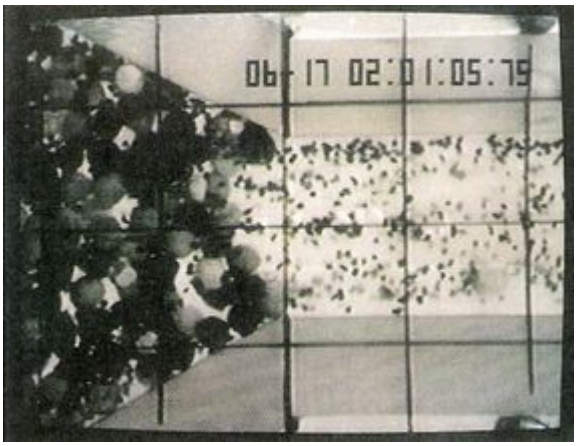


図 1-4　模擬粗骨材粒子として軽量骨材を使用した場合（参考文献 2）

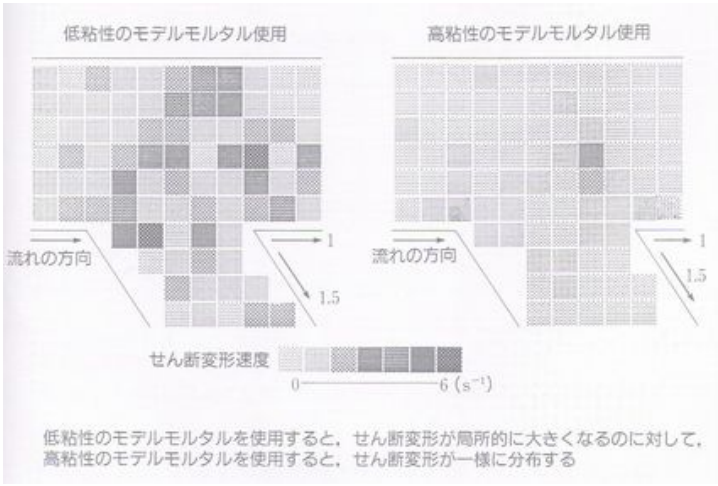


図 1-5　流れの分岐部における粗骨材相のせん断変形分布
（参考文献 1）

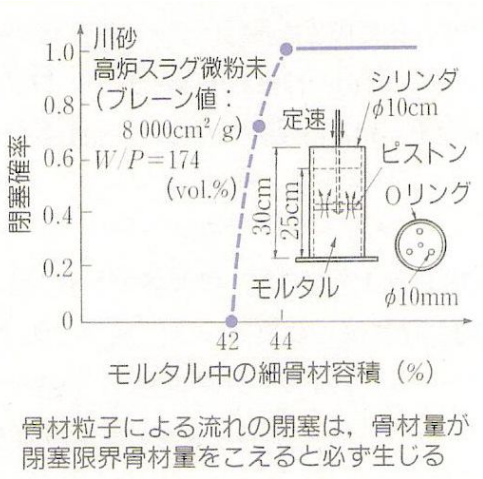


図 1-6　骨材粒子のアーチングにより閉塞する確率（参考文献 1）

その後，フレッシュコンクリートに関する基礎的研究を重ね，材料分離の発生機構についての知見を蓄えていく．図 1-3 と図 1-4 は，橋本親典博士（現徳島大学教授）らの開発した可視化実験手法を応用して，粗骨材の閉塞のメカニズムを観察したものである．模擬粗骨材粒子（プラスチックボール：直径 25mm）が，流れが絞られる部分で凝集してアーチを形成している．プラスチックボールは表面が滑らかであるため，後から流れてくるボールによりアーチは壊される．模擬粗骨材粒子として軽量骨材を用いた図 1-4 では，アーチの形成により骨材粒子の流れは完全に閉塞している．また，モルタルの粘性を増加させると，この粗骨材の凝集が抑えられることも判明した．

流れが分岐する箇所でも同様の閉塞機構が確認された（図 1-5）．モルタルの粘性が低い場合には，粗骨材相の変形は一様ではなく，粗骨材どうしが非常に激しく接触・衝突する箇所が発生しているのが分かる．モルタルの粘性を増加させると，変形の局所化が押さえられ，粗骨材相の変形は一様に近くなるのである．

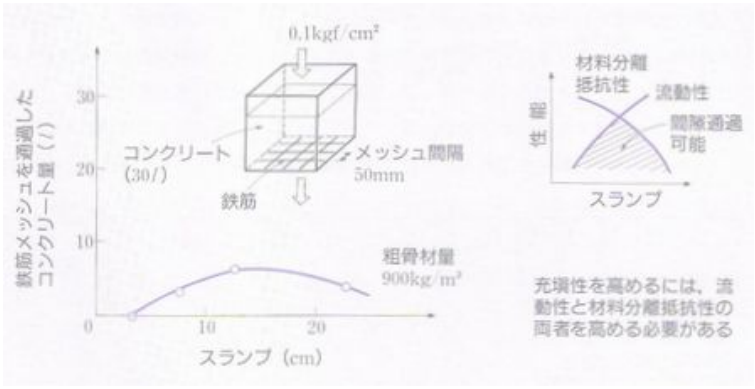


図 1-7　高い充填性のために必要な流動性と材料分離抵抗性（参考文献 1）

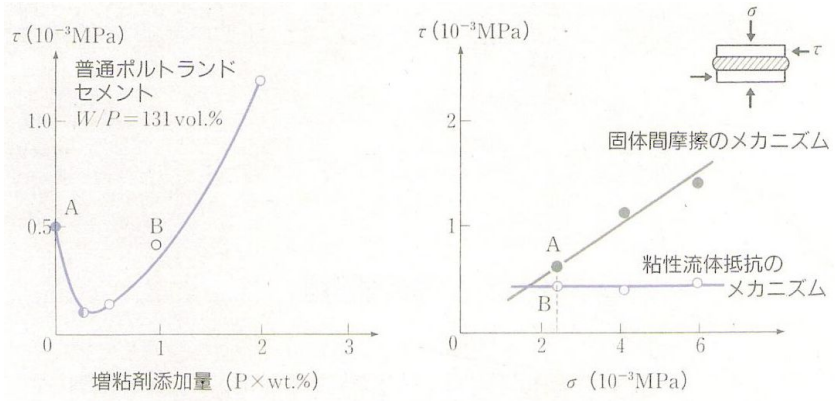


図 1-8　ペーストのせん断抵抗における摩擦機構と粘着機構（参考文献 1）

図 1-6 は, 骨材粒子間平均距離がある限界値を下回ると閉塞が必ず生じることを示している．その限界値は，ペースト相の性質によって変化することも明らかとなった．

粗骨材の閉塞を防ぐためには，ペーストの粘性が重要であるが，充填性を高めるためにはコンクリートの流動性も重要であるのは当然のことである．高い充填性のためには，流動性と材料分離抵抗性の両者を高める必要がある（図 1-7）．

コンクリート中の単位水量を増加させると，コンクリートの流動性は大きくなるが，粘性は低下する．従って，粘性を大きく損ねずに流動性を大幅に向上させる高性能 AE 減水剤の使用が不可欠である．

ペーストの粘性は，粗骨材の噛み合いの低減に特に重要である（図 1-8）．2 枚の鋼板の間にペーストを挟み，鋼板による直接せん断試験を行った結果，固体（鋼板）間の応力伝達機構は，その間のペーストの性状により，摩擦機構と粘着機構の両者の複合により決定されることが明らかとなった．増粘剤を添加した粘性の高いペーストの場合，直応力が増加してもせん断抵抗が上昇しない．この粘着機構をうまく活用することにより，骨材間の伝達せん断力を有効に低減し，骨材粒子の凝集および閉塞を回避することができるのである．

以上のようにフレッシュ性状に関する基礎的な知見は蓄積されてきていたが，小澤博士らが一向にコンクリートを練ろうとしないことに岡村教授は苛立ちを感じ始めていた．およそ 2 年間の間，全くコンクリートを練ろうとしなかったのである．研究者は研究にのめりこむ性質があり，当初の手段がいつの間にか目的に変わってしまっていたのであった．

すでにワーカビリティーに対するイメージは十分熟成されていると判断し，1989 年 1 月にチェンマイで行われる国際会議（EASEC-2）に”High Performance Concrete Based on the Durability Design of Concrete Structures”というタイトルで論文発表を申し込み，退路を断ったのである．

コンクリートの練混ぜ実験は，使用材料の調整に相当な手間がかかる．1988 年 8 月の盆の期間, 茅ヶ崎のマスタービルダーズ研究所（現在, BASF ポゾリス）の一角を借り切った．研究所を借り切って自己充填コンクリートの製造に没頭できる環境が整えられたのである．

実際，練混ぜ試験を開始してわずか 6 バッチ目にして，自己充填コンクリートは完成した．長靴型の型枠に鉄筋を多段かつ緻密に配置したものを用意し，これに締固めをしないで充填できるコンクリートが完成したのである．

開発直後は，混和剤の開発に携わっていた高分子分野の大家である瓜生敏之教授の命名でハイパフォーマンスコンクリートと呼ばれていた．しかし，従来の高強度コンクリートを一歩進めたものに対して，世界中で”High Performance Concrete”と用語が普及してしまった．よって，その後，Self Compacting Concrete と呼ぶことに改め，現在では国際的にこの用語が通用している．

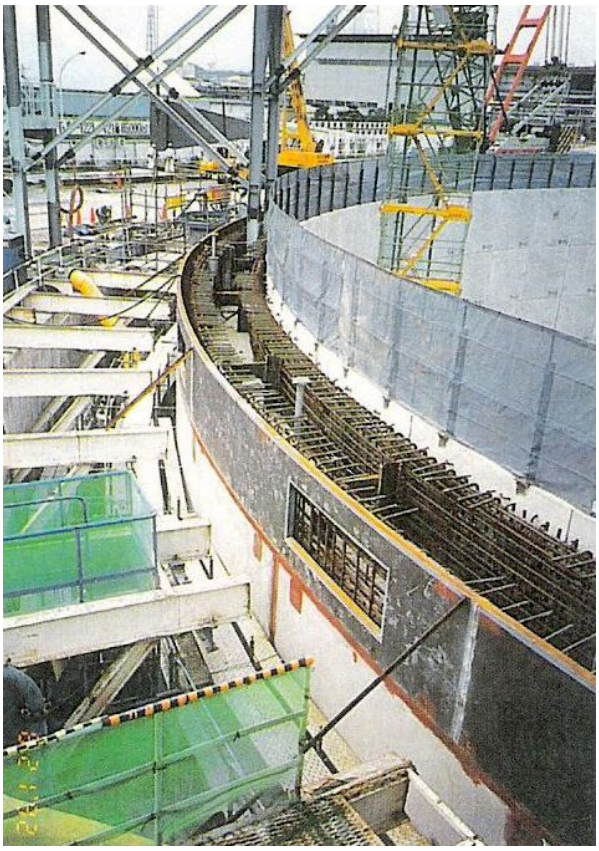


図 1-9　巨大地下タンクに適用され，急速施工および過密配力部への高品質充填が実現（参考文献 1）

4. 実用化の難しさ

自己充填コンクリートの開発成功のニュースは衝撃を持って受け入れられた．プロトタイプの開発に成功した 1 年後，東京大学構内で 100 人を越える建設技術者を招待して公開実験が行われた．参加者の反響は大きかったが，この技術を積極的に実構造物に活用しようとした研究者や技術者は必ずしも多くなかった．

コンクリートに使用する材料は，地域，製造メーカーにより品質が大きく異なる．あまりにも汎用的な建設材料であるコンクリートに，特殊性能を求めることは，実は簡単なことではないのである．品質を気にしなければ，コンクリートは「誰でも」練り混ぜることができる．そのような汎用性を持つコンクリートにとって，わずかな材料品質の変動で性能が大きく異なるような敏感さは不都合なのである．結局，薬品会社がゼネコンに紹介した天然の多糖類ポリマーの活用などによって，多少の変動に対しても安定して自己充填性を確保できる「鈍感さ」を得ることができたのである．このような実用化へ向けた多くの研究を経て，建設現場で安定した品質を達成することができるようになった．

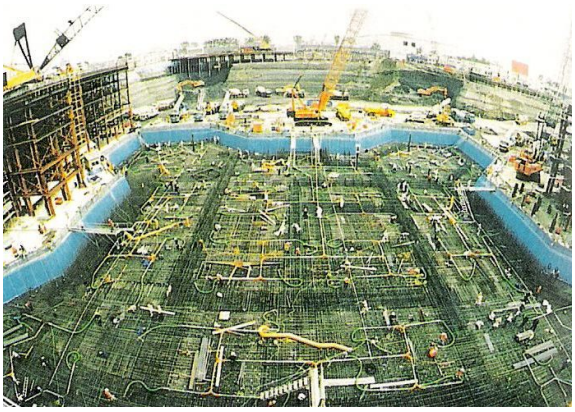


図 1-10　大型構造物における分岐管工法による施工の大幅な合理化（参考文献 1）

自己充填コンクリートは締固めを不要とするものであるが，それを活用することにより急速施工および過密配力部への高品質充填が実現できる．図 1-9 に示すような巨大地下タンクに適用されたり，図 1-10 に示すように分岐管工法（打込みのパイプをいくつも枝分かれさせる）による施工の大幅な合理化が可能となった．

自己充填コンクリートは，工期短縮の目的から，明石大橋の橋台へも適用された．分岐管工法による自動打設である．JV の所長の感想（参考文献 2）が自己充填コンクリートの本質を浮かび上がらせているので，以下に紹介する．

金成猛所長：「L10 コンクリートは，打設中は作業員の動きもほとんどなく，とにかく静かです．近隣対策上，1 日 8 時間という限られた時間で 1,900m^3 の大量打設を行う場合，これまでの施工方法であれば，現場に出入りする大量の生コン運搬車の音，圧送ポンプの音，コンクリートを打ち回すディストリビュータの音，現場のあちこちでの締固め振動機の音など，さまざまな雑騒音の中で，打設工だけでも 80 人以上がコンクリートだらけになって足場上を動き回り，まさにお祭り騒ぎになっていますよ．ここは民家が近いから，工事中の騒音には特にシビアなんですが，L10 コンクリートの打設日は，我々にとって安息日なんです．このコンクリートが開発されて本当によかったと感謝しています．ただ，L10 コンクリートの施工にこれほど慣れてしまうと，従来のコンクリートが扱えなくなってしまうのが心配ですが・・・」

工期の遅れを取り戻すのに，自己充填コンクリートが大活躍することとなった．

5. 開発後の普及状況

日本で開発された自己充填コンクリートであるが，日本では順調に普及しているとはとてもいいがたい状況にある．工場製品の 7 割に自己充填コンクリートが使われている欧州の国があるのに，である．

大内雅博博士（高知工科大学准教授）によると，諸外国での普及状況は表 1-1 のようである．日本の推定値は 2007 年のものである．

表 1-1　諸外国での自己充填コンクリートの普及状況

国名	人口	生コンクリート	工場製品
デンマーク	540万人	28%（2006） 24%（2005）	50%（2005）
スウェーデン	900万人	5%（2003）	50%（2003）
オランダ	1600万人	情報なし	70%（2005）
ドイツ	8200万人	情報なし	0.1%（2005） 0.2%（2004）
日本	13000万人	0.1-0.2%程度（推定値）	数%（推定値）

開発した日本も含めて人口の多い国では普及率が低く，人口の少ない小国で普及率が高いことが読み取れる．特に，工場製品で 70%もの高普及率を誇るオランダの普及においては，自己充填コンクリートの開発主体が User（ゼネコン）ではなく，供給者である生コン会社である，というのが日本との大きな違いである [4), 5)]．この構図においては，ゼネコンは自己充填コンクリートを導入することが自らの利益（コストダウン，工期短縮，品質向上）に結びつくと判断すれば，積極的に使用するであろうし，生コン会社はそのニーズに応えるため，企業努力によって価格と品質をコントロールし，自社製品のプロモートに努める [4)]．

日本では，コンクリートを生コンクリート工場から供給するシステムが社会的に整備されている．欧州の小国では数社のみの生コンクリート会社が高度な技術力を保有している例もあるが，日本では 5000 社を越えると言われており，零細企業が多い．粘性が大きい自己充填コンクリートは練混ぜ時間が長くなる．セメントを保管するサイロが別に必要となる，と言った製造設備の問題もある．日本においては，供給者保護のシステム（組合制度）が，高度成長期の大量需要期に安定してコンクリートを供給することには貢献した．しかし，資本力と技術力が業界全体として十分でないために，高い技術を要する自己充填コンクリートが汎用的なコンクリートとなる障害となっているといった社会的な問題とも言えるのである．

最近の日本では，構造物に求められる耐震性能がより高まり，従来のコンクリートでは施工が困難な過密配筋の部材などには広く使われるようにはなってきている．

最後に，中国での自己充填コンクリートの展開を紹介する．300mm 以上の大粒径粗骨材

をダンプトラックにより運搬し，バックホウにより敷均し，自己充填コンクリートをその大粒径骨材間の空隙部に充填することにより無筋の大断面構造物を構築する工法が開発されている[6]．出来上がったプレパックドコンクリートの骨材容積は 80%程度である．Rock Filled Concrete と名づけられ，中国で実際のダム建設にすでに使われている．「Self Compacting Concrete は日本で開発されたが，中国で発展している」と中国の技術者は胸を張っている．優れた技術が広く普及し，そのメリットを享受できる社会に，我が国もなるべきであろう．そうでなくして一流の国になることはありえない．

6. まとめ

本原稿の執筆にあたり，自己充填コンクリートの開発者である小澤一雅教授（東京大学）に委員会の場でご講演いただきました．「自己充填コンクリートを研究室で開発していた間は，関係者が皆気心の知れた仲間だから楽しかった．しかし，開発した後に普及させていく過程では，仲間ばかりではなく大変な思いもした．物事に取り組むとき，途中で諦めれば失敗になるが，最後まで諦めなければ必ずサクセスストーリーになる．」と委員会のメンバーにメッセージを下さりました．本稿が技術の分野での活躍を目指す学生たちへの励みになれば幸いです．

参考文献

1) 岡村　甫・前川宏一・小澤一雅：ハイパフォーマンスコンクリート，技報堂，1993
2) 岡村　甫編：自己充填性ハイパフォーマンスコンクリートー黎明期から実用化へ向けた挑戦の記録ー，社会システム研究所，1999
3) Powers, T.C.: Properties of Fresh Concrete, John Weily & Sons, 1968.
4) 高田和法，J.C.Walraven，W.Bennenk：オランダにおける自己充てんコンクリート実用化の現状と今後の展望，コンクリート工学，Vol.38，No.3，pp.17-23，2000.3
5) H.W.Bennenk（高田和法・訳）：オランダにおけるプレキャストコンクリート産業と自己充填コンクリート，セメント・コンクリート，No.680，pp.14-21，2003.10
6) 大内雅博，安雪暉：進化する自己充填コンクリート，自己充填性型マスコンクリート[Rock-Filled Concrete(RFC)]工法の開発，セメント・コンクリート，No.726，pp.51-54，2007.8

（執筆者：細田暁）

第 2 章

風力発電設備支持物構造設計技術

1．はじめに

近年，地球温暖化をはじめとする地球環境問題に対する関心が国際的に高まる中，発電時に二酸化炭素を一切排出しない風力発電が注目されている．わが国の風力発電導入量は，新エネルギー等事業者支援対策事業等により 1990 年代後半から急速に増加しており，2007 年 3 月末時点で導入された風力発電設備容量は 149 万 kW に達し，1314 基の風車が全国各地に建設されている．その一方で，日本特有の自然環境及び地形条件に起因する強風により，風車タワーの座屈や基礎の崩壊等の重大事故も報告されている[1), 2)]．

風力発電量は風速の 3 乗かつブレード長さの 2 乗に比例することから，より高い効率を求め，風車の大型化が進められてきた．現在国内に設置されている大型風車は，翼の先端までの高さが 120m にも達している．風力発電設備は風況のよい地点に建設されることから，台風時の停電により制御用電源が喪失した場合，風車に作用する風荷重は制御が可能な場合に比べ大きく増大する．そのうえ，建設地点の地形や自然環境条件は多岐にわたり，風車本体を支える支持物の安全性はこれらの影響を大きく受ける．したがって，風力発電設備支持物の構造設計においては入念な検討が欠かせないが，風車機械の複雑さと風車に関する情報の不足から技術者が判断に悩む場合が多い．

本章では，風力発電施設の強風被害の実態及び発生メカニズムを紹介し，従来の風力発電設備支持物構造設計の問題点を明らかにすると共に，わが国特有の自然環境条件および風力発電設備固有の特性を考慮した支持物の構造設計の基本的な考え方と設計方法を紹介する．

2. 風力発電施設の強風被害

(1) 被害の実例

風力発電設備は一般に風況のよい地点に建設され，台風時には周辺地域より強い風が吹くことが多い．風車を建設する際に風車設置地点での設計風速の評価を誤ると，台風時に大きな被害を受ける可能性がある．また風車はストール制御とピッチ制御と呼ばれる二つの制御方式（詳細は後述する）が採用されており，制御方法によって最大風荷重が発生するときの風車の姿勢が異なる．さらにこれらの制御を行うために電力が必要であり，台風時の停電により制御用電源が喪失し，風車に作用する風荷重が設計時に考慮した値を超えて被害を受けた例がある．

図 2-1 には 2003 年台風 14 号による沖縄県宮古島での風力発電設備の被害状況を示す[2)]．被害を受けた風力発電機は島の北端の平良市狩俣に 4 基，南東部の城辺町七又に 2 基，南部の上野村新里に 1 基の計 7 基であった．風力発電機の破損個所はブレード，ナセル，タワー，基礎，ヨー制御機構，ピッチ制御機構と多岐にわたり，全ての風車が運転不能の状態になった．

代表的な被害としては狩俣にある 3 号と 5 号風車の座屈倒壊である．3，4，5 号風車は，本体・タワー・基礎が同じ設計のストール制御の風車であるが，被害状況が異なる．3 号機は倒壊後のロータが上向きになっていることから，倒壊前に 3 号機のロータは北北東を向いていたと推定される．一方，5 号

機のロータは下向きになっていることから，5 号機は倒壊前にロータが南南西を向いていたと推定される．また 4 号機のナセルカバーは強風により損傷を受けたが，倒壊を免れた．当日台風接近時の風向がほぼ北であり，風を逃がすために，ストール制御である 3，4，5 号風車のロータを東の方向に向けていたが，現地調査から倒壊時の方向は停止時の方向と異なっていることが分かった．

一方，七又にある 1 号風車は基礎が破壊され倒壊した．タワーを基礎に固定するためのアンカー部分は丸ごと基礎から引き抜けていた．七又 1 号風車はピッチ制御の風車であり，台風時にはブレードのピッチ角を 90 度（フェザリングの状態）回転させ，風荷重を小さくなるように停止させたが，現地調査からは 2 本のブレードがフェザリングの状態になっていなかったことが分かった．

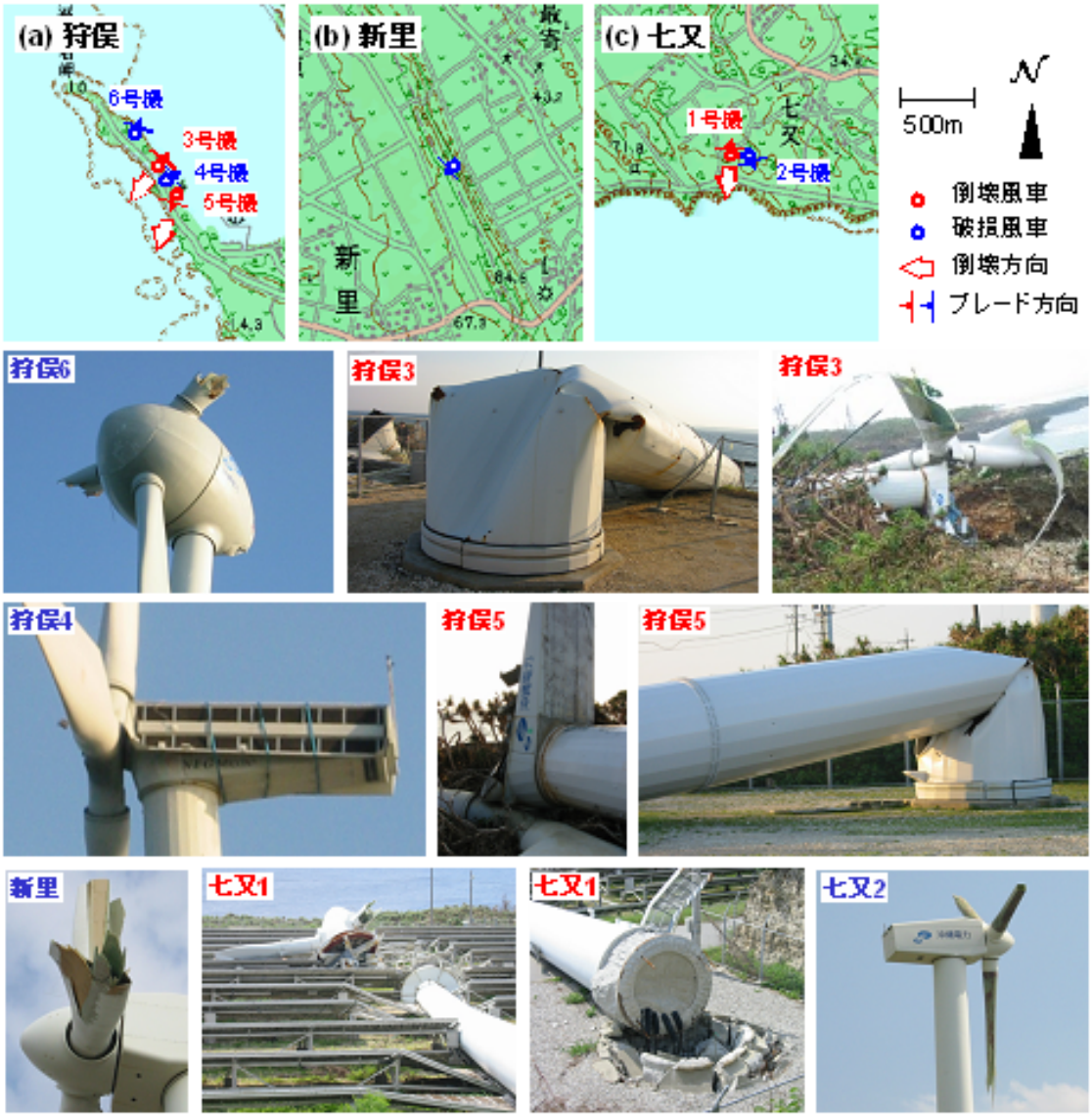


図 2-1　2003 年台風 14 号による沖縄県宮古島での風車被害の状況[2)]

(2) 被害の発生メカニズム

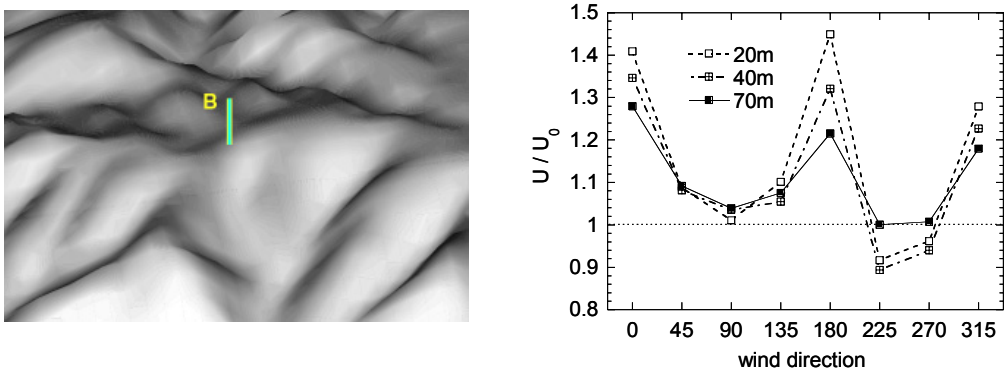
a) 風速の増加

風力発電設備が風況のよい場所に建設されるのは一般的である．このことは，強風時に周辺地域に比べ風車の設置場所でより強い風が吹くことを意味する．地表面粗度の変化や地形の起伏により地表面付近の風速が増大することがある．例えば，風車が海や湖に近い場所に設置される場合には陸上より強い風が吹くことが多く，水面と同じ地表面粗度を用いて設計風速を求める必要がある[3)]．また風力発電設

備が山頂に建設される場合には風の増速を考慮する必要がある [4].

図 2-2 には実地形上における風速の増減率の風向による変化を示す [4]. 対象地点 B における風速比は谷から吹き上げてくる南風（180 度風向）の時に最も大きい．20m の高さでの風速比が 1.4 を上回り，70m の高さでも 1.2 に達している．風車に作用する風圧は風速の 2 乗に比例し，風速比 1.2 の場合には風荷重が 1.44 倍になる．

以上のことから，複雑地形中に建設される風車の場合には平坦地に比べ設計風速が増大する可能性があり，風車の選定及び風車支持物の設計を行う際には地表面粗度や地形の起伏による風速の増加を厳密に評価し，設計に反映することが重要である．



(a) 対象地点 B の周辺地形　　(b) 風向による風速の割増率の変化

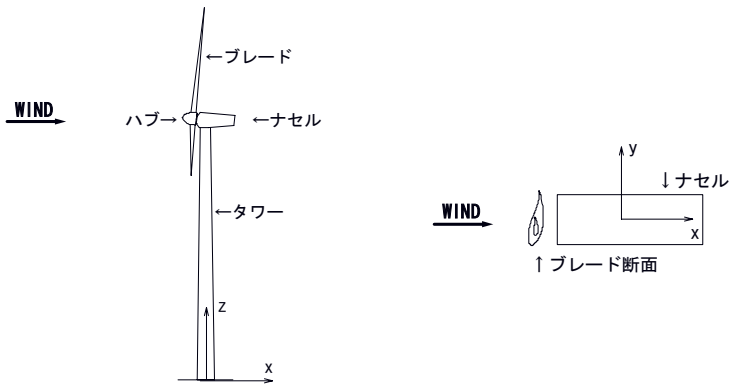
図 2-2　複雑地形による風速の増加 [4]

b) 風荷重の増大

通常の構造物と異なり，風車に作用する風荷重は風車の姿勢によって大きく変化する．また風車に作用する風荷重を求める際には風速の他，風車の空気力係数，構造諸元，振動特性を正しく評価する必要がある [5]．更に暴風時における風車の姿勢は，風車の制御方式によって変化し，風車に作用する最大風荷重が変化する．

図 2-3 に，ストール制御風車が風向きに正対する時の姿勢を示す．ストール制御風車の場合にはブレードのピッチ角を制御できないため，ヨー制御を行うことにより暴風時に風車のタワーに作用する転倒モーメントを低減している．図 2-4 に，風車のタワーに作用する転倒モーメントのヨー角による変化を示す．この図からわかるように，ストール制御風車に作用する風荷重はヨー角が 0 度または±180 の時に最も大きく，±90 の時に小さくなっている．台風 14 号のときには停電により風車のヨー制御が不能となり，その結果，狩俣 3 号と 5 号風車のロータが北北東または南南西に向いたことで，ヨー制御が行われているときに比べ大きな風荷重（想定外の風荷重）が作用し，風車が倒壊した [6].

一方, ピッチ制御の風車はストール制御の風車と異なり, 暴風時にブレードのピッチ角を 90 度回転させ, 風を逃がすように設計されている. そのため, 風車のタワーに作用する風荷重はヨー角が 0 度または±180 の時に最も小さく, ±90 度の時に大きくなっている. ピッチ制御の風車は, 暴風時に風を逃がすために常に風向きに正対するようにヨー制御を行う必要がある. それを実現するため, 風向･風速計, 風車のヨー制御, ビッチ制御装置は設計風速に対して十分な強度を有する必要があり, また停電に備えて十分な容量を有する制御用バックアップ電源を設置する必要がある.



(a) 側面図　　(b) 平面図

図 2-3　ストール制御風車が風向きに正対する場合の姿勢

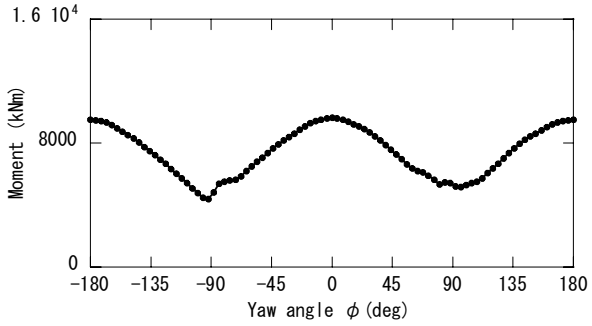


図 2-4　ストール制御風車のタワー基部の転倒モーメントのヨー角による変化

(3) 被害の防止対策

表 2-1 にはこれまでの風力発電設備の強風被害，推定原因及び被害防止対策を示す．この表から，風車の被害原因は強度不足によるものがあれば，想定外の風荷重が作用したことによるものもあることがわかる [7]．強度不足の問題は耐風性の高い風向・風速計を用いることや，ハブカバーやナセルカバーの材料強度を上げることにより解決できる．また台風時の停電により制御電源が喪失し，風車が制御不能になる問題は制御用バックアップ電源を設置することにより解決することが可能である．更に想定外の風荷重が作用したことによる被害は地表面粗度の変化や地形の起伏による風速の増大または風車の姿勢による風荷重の変化を正確に評価することにより未然に防ぐことができる．

表 2-1　風車の強風被害，推定原因及ぶ被害防止対策 [7]

部位	損傷状態	推定原因	被害防止対策
風向・風速計	飛散	強度不足	耐風性能の向上
ハブカバー	破損	強度不足	材料強度の向上
ナセルカバー	亀裂	強度不足	材料強度の向上
ブレード	折損	制御電源喪失	バックアップ電源の設置
ピッチ制御機構	破損	制御電源喪失	バックアップ電源の設置
ヨー・ブレーキ	滑り	制御電源喪失	バックアップ電源の設置
タワー	座屈	想定外の風荷重	荷重と耐力評価の精緻化
基礎（ペデスタル）	破壊・亀裂	想定外の風荷重	荷重と耐力評価の精緻化

3. 風力発電設備支持物構造設計の基本的な考え方

風力発電設備は風力発電機（ブレード，ハブ，ナセル）およびそれを支える支持物（タワー，ペデスタル，基礎）から構成される．風力発電機は国際規格 IEC61400-1[8)]や GL のガイドライン[9)]などに定められた環境条件（例えば，クラス I の風力発電設備は平均風速 50m/s，瞬間風速 70m/s の暴風に対して安全である）を満たす工業製品である．従って，国際規格を満たしている風力発電機が，設置場所の自然環境条件に適合しているかどうかは，風力発電設備の設置者が判断し選定する必要がある．一方，風力発電設備支持物は，設置者により構築するのが一般的であり，土木技術者は，風力発電設備の支持物に作用する荷重を算定し，支持物の構造計算および応力照査と安定照査などの設計業務を担当することが多い．以下，風力発電設備支持物構造設計を行う際の基本的な考え方を述べる．

(1) 風力発電設備の特性

風力発電設備支持物を設計する際には 1）から 6）までに示す風力発電設備の特性を考慮する必要がある．

1) 風力発電設備は一般に風況のよい地点に設置され，台風時には周辺地域より強い風が吹くことが多い．設置地点での設計風速の過小評価による被害例が見られたことから，設置地点の自然環境条件に十分に注意する必要がある．
2) 風力発電設備の設置場所の自然環境および地理条件は地点毎に異なり，風力発電機の選定および支持物の設計において設置場所の自然環境および地理条件を考慮した荷重評価が不可欠である．
3) 風力発電機はヨー制御やピッチ制御と呼ばれる制御方式が採用されており，制御によって暴風時の風力発電設備の姿勢や作用する風荷重が異なる．また台風時の停電により制御用電源が喪失し，風力発電設備に作用する風荷重は制御が可能な場合に比べ大きく増大する可能性がある．風力発電機の制御トラブルが倒壊の直接原因になった事故もある．
4) 風力発電設備は構造減衰が小さく，振動特性は建築物や煙突などの工作物と異なる．また，発電しているときに，地震や最大積雪量の発生する確率が高く，発電時の風荷重を考慮する必要がある．
5) 風力発電設備の支持物であるタワーは静定のカンチレバー構造であり，タワーには開口部があるため，座屈強度に対する影響を考慮した構造設計が必要である．
6) 風力発電設備はトップヘビーの構造物であるため，タワーと基礎フーチングの接合部（ペデスタル）に大きな荷重が作用する．鋼製アンカーボルト（またはアンカーリング）とコンクリート製基礎との接続は異種材料の継手構造になっているため，応力状態が複雑であり，接合部の構造計算には特に注意を有する．過去の事故例ではコーン破壊（詳細は後述する）に対する配慮が欠けた設計が見られている．

(2) 風力発電設備支持物の目標性能

構造設計の基本目標は，「設計耐用期間内の構造物の安全性・使用性・耐久性等を適切なコストで確保すること」と言える．風力発電設備支持物の構造設計においては，設計の対象とする限界状態に達する可能性がある一定のレベル以下となるように構造部材の寸法や材質等を決定する．具体的には，風力発電設備支持物は，稀に発生する大雪，暴風，地震に対して損傷を生じないことと，極めて稀に発生する地震に対して倒壊・崩壊を生じないことである．

稀に発生する大雪，暴風，地震はレベル 1 の荷重と呼ばれ，構造物の損傷限界を照査するために設けた荷重レベルであり，構造物の耐用年限中に稀に発生する荷重・外力の作用後も，構造物の安全性や使用性および耐久性が低下せず，補修を必要としない限界である．損傷限界では，安全性の観点から支持

物が当初保有していた将来極めて稀に発生する程度の荷重・外力に対する安全性を稀に発生する荷重・外力が作用した後も低下させないために，また使用性や耐久性の観点から稀に発生する荷重・外力が作用した後も使用性や耐久性の低下がないように，有害な割れまたはひずみが残留しないことが要求される．一方，極めて稀に発生する地震はレベル 2 の荷重と呼ばれ，構造物の耐用年限中に極めて稀に発生する荷重・外力に対して，風力発電機を支持する能力を喪失しない限界である．倒壊・崩壊限界の検証は，人命を保護するため，構造物の破壊を安全性に照らして適切に防止することを目的としている．

(3) 荷重レベル

風力発電設備支持物においては，設計耐用期間内における構造物の安全性・使用性を確保するために，適切な荷重レベルを設定する必要がある．風力発電機は回転機械であり，その耐用年数はブレードなどの回転部分の疲労寿命から決まる．国際規格に従い設計された風力発電機の疲労寿命は 20 年であり，その支持物の設計耐用期間を 20 年とするのは妥当である．

再現期間 50 年の雪，暴風，地震は稀に発生する自然現象であるが，耐用期間 20 年の間でこれを超える確率，すなわち，超過確率は 33.2%である．このような荷重に対して，支持物が損傷を受けないことを照査することとする．稀に発生する自然現象に対応する荷重レベルについては設計耐用期間内の超過確率に基づき荷重レベルを設定し，設計耐用期間の異なる構造物に対して，同じ信頼性を有することが合理的である．一方，極めて稀に発生する自然現象に対応する荷重レベルは人命の保護を目的としているため，設計耐用期間の異なる構造物でも，安全性が同じとなるように設定される必要がある．従って，予測困難のため，極めて稀に発生する地震に対しても風力発電設備支持物が倒壊・崩壊しないことを照査する必要がある．

ちなみに，風車に関する国際基準 IEC では暴風に対しては 50 年再現期間，地震に対しては 475 年の再現期間を採用しており，工作物に対して建築基準法が定めている再現期間（暴風は 50 年，極めて稀に発生する地震は約 500 年）とほぼ対応している．

(4) 荷重の組み合わせ

風力発電設備支持物の構造設計を行う際には，支持物に作用する固定荷重，積載荷重，積雪荷重，発電時と暴風時の風荷重および地震荷重を組み合わせて，その結果として各部材に生じる応力が許容値を超えないことを確かめる必要がある．

わが国の風力発電設備支持物の設計では，自然環境条件および風車の特性に合わせて，設計荷重として積雪時，暴風時，地震時の荷重状態を定め，各荷重状態には固定荷重，積載荷重を加えて考えることが一般的である．

1) 積雪時の荷重は発電している時に最大積雪量となる確率が高いことから，積雪荷重の 50 年再現期待値に発電時の年平均風荷重を考慮する．
2) 暴風時の風荷重は再現期間を 50 年とし，停電によりヨー制御が不可能な場合またはヨーが動いてしまう場合を考慮して，最も風荷重が大きくなるヨー角に対して風荷重を算定する．
3) 稀に発生する地震時の荷重は発電している時に地震発生の確率が高いことから，地震荷重の 50 年再現期待値に発電時の風荷重の年平均値を加算する．

また，多雪区域においては暴風時および地震時の荷重に積雪荷重の 50 年再現期待値の 0.35 倍の値を加えることとしている．表 2-2 にはレベル 1 の荷重とその組み合わせを示す．極めて稀に発生するレベル 2 地震時の組み合わせはレベル 1 の地震時の組み合わせと同じである．この表における G，P，R，S，W および K は，それぞれ固定荷重，積載荷重，発電時の年平均風荷重，積雪荷重，暴風時の風荷重

および地震荷重による力（軸方向力，せん断力，曲げモーメント等をいう）を表している．

表 2-2　レベル１の荷重とその組み合わせ

荷重状態	一般の場合	多雪区域の場合
積雪時	$G+P+R+S$	$G+P+R+S$
暴風時	$G+P+W$	$G+P+W$ 注 $G+P+0.35S+W$
地震時	$G+P+R+K$	$G+P+0.35S+R+K$

注　この組み合わせは引張応力を受ける時に採用する．

(5) 設計法

構造物の設計法に関する国際規格としては ISO2394[10)]が制定されており，その中では耐用期間を通じて構造物の性能に関する信頼性を検証するための方法と原則が示されている．限界状態に達する可能性を照査する設計法としては，許容応力度設計法と限界状態設計法がよく用いられている．いずれの設計法も，設計対象とする構造物（または構造部材）の設計強度とこれに作用させる設計荷重の比が，予め設定された安全係数より大きければ，安全性や使用性が確保されるという考えに基づくものである．

レベル１の荷重に対しては，構造物の損傷限界を照査するために，許容応力度設計法を用いるのが便利である．一方，レベル 2 の地震荷重に対しては倒壊・崩壊限界を直接に照査する必要があるため，限界状態設計法を用いるのが合理的である．限界状態設計法を用いる場合には，適切な安全係数を設けることにより極めて稀に発生する地震荷重に対する支持物の安全性（倒壊，崩壊等しないこと）を確保することが求められている．

4. 風力発電設備支持物構造設計計算の概要

風力発電設備支持物の構造設計に当たり，構造設計の方針の決定，荷重評価，タワー・ペデスタル・基礎の構造計算を行う必要がある．以下，風力発電設備支持物での構造設計計算の概要を示す．

(1) 設計方針

風力発電設備支持物の構造設計を行うため，まず，設計概要，荷重レベルと荷重の組合せ，設計クライテリア（判定基準）を明確にする必要がある．設計概要では一般事項，支持構造の概要，設備概要を述べる．また荷重レベルおよび組合せでは，長期荷重，短期荷重（稀に発生する），極めて稀に発生する荷重に対して，固定荷重，積載荷重，積雪荷重，風荷重，地震荷重の組み合わせを決定する．さらに設計クライテリアではタワー及び基礎の各部分に対して，明確なクライテリアを設定する．長期荷重に対しては長期許容応力度以下，短期荷重（稀に発生する）に対しては短期許容応力度または短期耐力以下，極めて稀に発生する荷重に対しては極限耐力などを設定する．

(2) 荷重評価

荷重評価は，(1)に述べた荷重レベルと荷重の組合せを対象に行う．風力発電設備支持物を設計する際には建設地点の自然環境を考慮した設計積雪深，設計風速，設計地震動等を決定する．

建設地点の地形が平坦な場合における設計風速は，建築基準法に示す基準風速（10 分間平均風速の 50 年再現期待値）を用いることができる．図 2-5 には基準風速の分布を示している．基準風速の値は 30m/s ～46m/s の間にあり，市町村別に定められている．一方，建設地点の地形が急峻な場合には設計風速を求めることが容易ではない．地形による平均風速の割増係数を数値流体解析により求め，山岳地帯にお

ける設計風速を評価することとなる．また設計地震動は，設計地震動に地震地域係数を乗じて求める．地震地域係数(0.7～1.0)は，建築基準法に従い，地域別に定めている．さらに設計垂直積雪量は建築基準法が定める基準に基づいて特定行政庁が規則で定める 50 年再現期待値に相当する数値を用いることとし，当該区域における局所的地形要因による影響等を考慮したものとする．

風力発電設備支持物に作用する各種荷重の評価は，2007 年 11 月に土木学会が発行した「風力発電設備支持物構造設計指針・同解説」（風車指針）[11]を用いて行うことができる．この指針では，ブレードの風力係数は，実風車に採用されている種々の空気力データをもとに標準的な値を定め，一方，ナセルの風力係数については，矩形および卵形のモデル形状を設定し，風洞実験により規定している．また，風荷重の評価は，乱れの大きい山岳地帯にも適用できるピークファクターの評価式を導出し，風力発電設備の固有振動数と構造減衰を考慮した風荷重の評価式を提案している．さらに地震荷重は，定格発電量の異なる 6 基の風力発電設備モデルを対象に，過去に記録された代表的な 6 つの地震波を用いた時刻歴応答解析により，ベースシア係数および地震荷重の鉛直方向分布係数を定めている．最終的な地震時の荷重は，ロータ静止時に受ける地震荷重に発電時の年平均風荷重を加算して求めている．

建設地点の地形が平坦な場合には，設計風速は基準風速をベースに地表面粗度，ハブ高さを考慮して評価することができるが，一方，建設地点の地形が急峻な場合には設計風速を解析的に求めることが困難である．風車指針では地形や地表面粗度変化による平均風速の割増係数を用いて山岳地帯における設計風速を評価する．図 2－2 には数値解析により複雑地形上の風速の割増係数を求めた一例を示す[4),12)]．このケースでは 70m の高さでも風速の割増係数が 1.2 を超えていることが分かる．風圧力は風速の 2 乗に比例することから，風速の割増係数を正確に評価することは風力発電設備の耐風安全性を考える上で極めて重要である．

風による風車支持物の振動には，ブレードとナセルの重量を考慮した風車タワーモデルの 1 次振動が卓越する．風車指針では，風車タワーの 1 次振動モードと構造減衰を考慮し，風車タワーに作用する水平風荷重の評価式をスペクトルモーダル法により導出している．各ヨー角度における風方向と風直角方向の最大風荷重は，平均風荷重にガスト影響係数を乗じて求める．図 2-6 には風車指針で提案した評価式により 400kW のストール制御風車を対象に求めた粗度区分 1～4 における風荷重と風応答解析プログラム[13)]から得られた風荷重との比較を示す．この図から，建設地点での設計風速が同じであっても，乱れが大きい程，風荷重が大きいことが分かる．

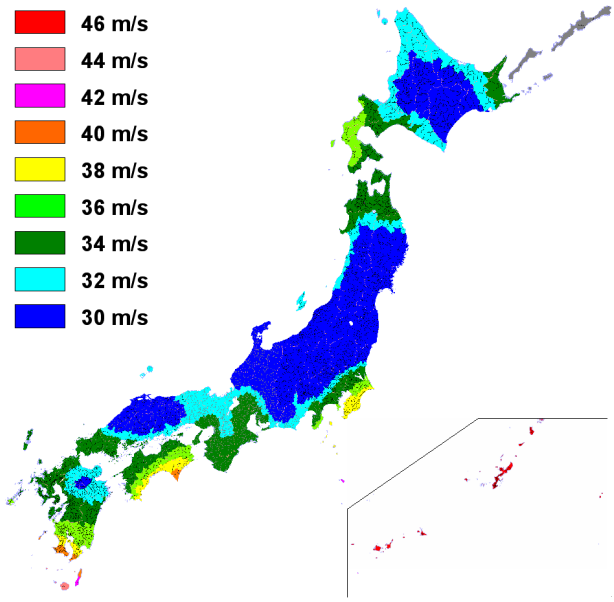


図 2-5　設計基準風速の分布[11)]

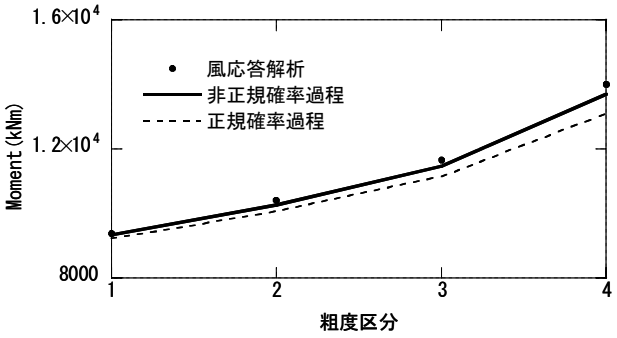


図2-6　タワーの転倒モーメントの乱れによる変化[13)]

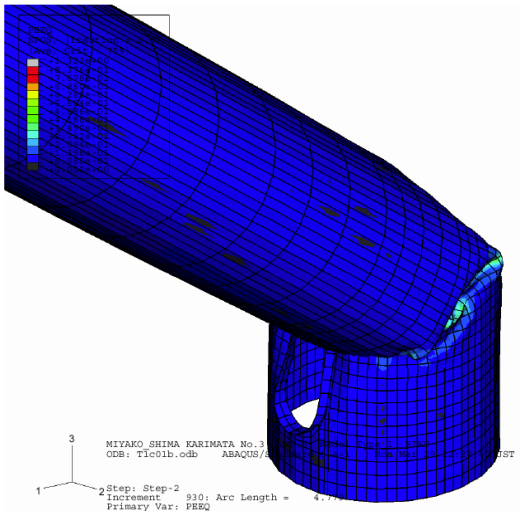


図 2-7　FEM によるタワーの解析例（相当塑性ひずみのコンター図，色の範囲：青 0.0～赤 0.84）[14)]

(3) 構造計算

タワー，ペデスタル，基礎の応力度および安定性の照査は，風車指針に示されている構造計算式を用いて行うことができる．風力発電設備支持物，特にタワーのような典型的な静定構造物の場合には，靭性指向型設計法に向かないことや降伏後の変形に対する許容値設定が困難であることから，許容応力度設計法がよく用いられている．ただし，タワーの継手部や開口部，ペデスタル部においては，複雑な応力状態となっており，許容応力度設計法のみでは必ずしも合理的な設計にならない場合が予想される．そのような場合には，支持物全体の安全性を確認することとなる．

風車のタワーには開口部があり，座屈強度に対する影響を考慮する必要がある．図 2-7 に，FEM によるタワーの座屈解析例を示す．開口部近傍は，応力集中により局部的に大きな応力が発生する．通常，開口部の応力照査は，開口部の影響を除いた平均応力に開口に伴う応力集中係数を乗じることで発生応力を算定し，それが許容応力以下であることを確認することで行われる．しかしながら，開口のコーナー部には極めて局部的に大きな応力が発生し，許容応力度を超えることがしばしばである．一方で，開口部が局部的に許容応力を超え，塑性域に入っても，タワー全体では十分に弾性挙動を示すことは，よく知られていることから，風車指針では，タワー筒身の許容圧縮応力度に開口部の影響を考慮した低減係数を乗じる照査式を用いている．

風力発電設備はトップヘビーの構造物であるため，タワーと基礎フーチングの接合部（ペデスタル）に大きな荷重が作用する．鋼製アンカーボルト（またはアンカーリング）とコンクリート製基礎との接続は異種材料の継手構造になっているため，応力状態が複雑であり，接合部の構造計算には特に注意を有する．過去の事故例ではコーン破壊に対する配慮が欠けた設計が見られたことから，風車指針では定着部のペデスタルを基礎と切り離して設計方法を示している．

図 2-8 に FEM によるペデスタルの応力解析例を示し，コンクリートのコーン状破壊の進展に伴い，最終的に斜め方向ひび割れの進展が確認できる．過去の事故例に対する FEM 解析およびパラメータスタディからは，コーン状破壊時におけるコンクリートと鉄筋の分担力（図 2-9）について以下のことが判明されている．

1）コンクリートの分担力はコンクリートの設計基準強度の平方根とコンクリートのコーン破壊面の有効水平投影長さに比例して増大するが，ペデスタルの寸法係数 a/b の減少に伴い小さくなる．

2） 鉄筋の分担力はコーン状破壊面を横切る外周鉄筋とせん断補強筋の降伏強度と円周単位長さあたりの鉄筋断面積の積に比例する．

3） アンカーボルトのプレストレスがない場合とある場合の解析結果からはプレストレスがある場合はない場合に比べて，破壊曲げモーメントに対する抵抗力が減少し，小さくなる．

風車指針では，このようなコーン状破壊に影響を与える様々な要因を考慮し，アンカーボルトまたはアンカーリングの抜け出しに対する構造計算式を提案している．

基礎については，直接基礎形式，杭基礎形式を対象とし，材料定数，許容応力度，安定計算，構造計算に関してその考え方と構造計算式を示した．基礎の設計に関しては，これまでに基礎自体が被害を受けた事例がないため，現行の設計実績を考慮し，既存の評価式を用い，風力発電設備の基礎に適用することができる．

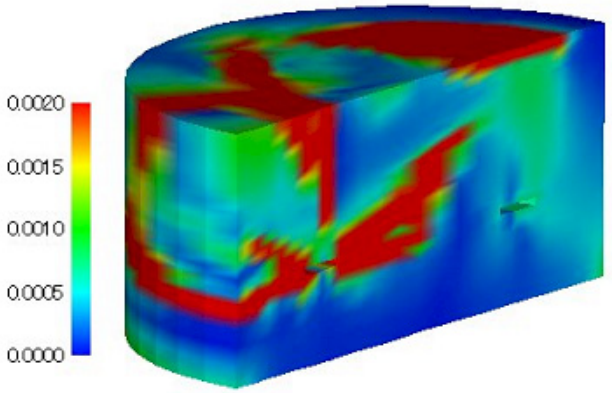


図 2-8　FEM による定着部の解析例（主せん断ひずみのコンター図）[15)]

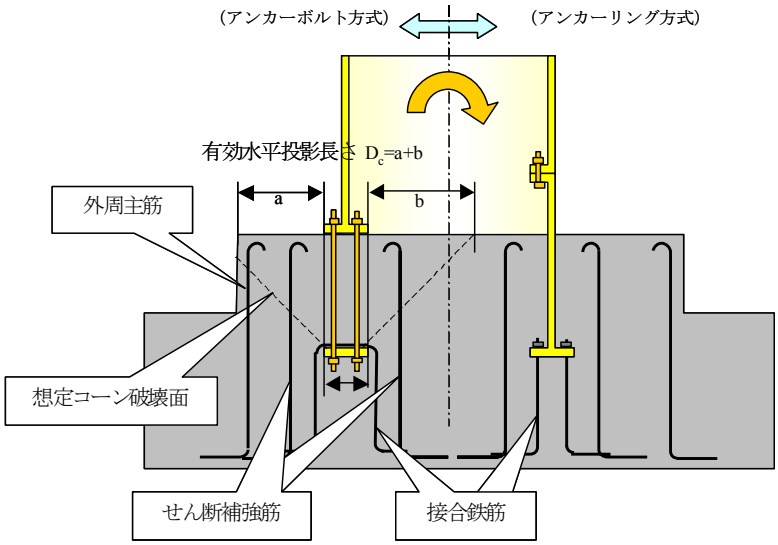


図 2-9　コンクリートのコーン状破壊面の有効水平投影長さと各種鉄筋の定義 [11)]

5. おわりに

本章では，風力発電施設の強風被害の実態及び発生メカニズムを紹介し，従来の風力発電設備支持物構造設計の問題点を明らかにした．風力発電設備支持物構造設計に関しては，「風力発電設備支持物構造設計指針・同解説」を例に，わが国特有の自然環境条件および風力発電設備固有の特性を考慮した支持物の構造設計の基本的な考え方と設計方法を紹介した．

2007 年 6 月 20 日の建築基準法の改正に伴い，風力発電設備支持物が該当する工作物の確認申請の手続きが変更され, 高さが 60m を超える風力発電設備は支持構造の安全性を確認するために指定性能評価機関による評価と大臣認定を受けることが必要となった．また風車発電時のロータ回転に起因する変動荷重は，風力発電設備に大きな繰り返し荷重をもたらすため，疲労荷重が支持構造物の安全性に及ぼす影響を評価するニーズが高まっている．さらにわが国特有の自然環境条件に適した日本型風車の開発や洋上風力発電導入に関する機運も高まりつつある．これらの問題を解決するための研究開発が行われており，その最新情報は「土木学会構造工学委員会　風力発電設備の動的解析と構造設計小委員会」のホームページ[16)]から入手することができる．

日本は台風・地震の多い国であり，また過去において台風・地震による被害を多く経験している．台風・地震被害からの教訓を生かし開発された構造設計技術をわが国の自然環境に近い国と地域に適用することにより，風力発電設備支持物の安全性と信頼性の向上に貢献すると期待している．

参考文献

1) NEDO 技術開発機構: 平成 16 年度風力発電利用率向上調査委員会及び故障・事故調査分科報告書, 2005.
2) 石原孟，山口敦，藤野陽三：2003 年台風 14 号による風力発電設備の被害とシミュレーションによる強風の推定，土木学会誌，Vol.88，pp.45-48，2003.
3) 石原孟，山口敦，高原景滋，銘苅壮宏，新城文博:風洞実験と気流解析に基づく台風 0314 号の最大風速の推定，構造工学論文集，Vol.51A，pp911-920，2005.
4) A. Yamaguchi, T. Ishihara and Y. Fujino: Experimental study of the wind flow in a coastal region of Japan, J. Wind Eng. Indust. Aerodyn., Vol. 91, pp. 247-264, 2003.
5) 石原孟，ファフックバン，高原景滋，銘苅壮宏：風力発電設備の風応答予測に関する研究，第 19 回風工学シンポジウム論文集, pp.175-180，2006.
6) 沖縄電力株式会社：台風 14 号による風力発電設備の倒壊等事故調査報告書，2004.
7) 石原孟：風車の耐風設計技術，ターボ機械，Vol.34，No.5，pp.53-59，2006.
8) International Electrotechnical Commission：IEC 61400-1 - Ed. 3.0 Wind turbines - Part 1: Design requirements, 2005.
9) Germanischer Lloyd : Rules and Guidelines IV, Industrial Services 1, Guideline for the Certification of Wind Turbines, 2003.
10) ISO2394：General principles on reliability for structures, Third edition, 1998.
11) 土木学会：風力発電設備支持物構造設計指針・同解説（2007 年版），2007.
12) 石原孟，山口敦，藤野陽三：複雑地形における局所風況の数値予測と大型風洞実験による検証，土木学会論文集，No.731/I-63，pp.195-221，2003.
13) 石原孟，ファバンフック，高原景滋，銘刈壮宏：風力発電設備の風荷重評価に関 する数値的及び理論的研究，その１，実風車における現地観測と風応答解析，その ２，風向を考慮した風荷重評価式の提案，日本風工学会誌，Vol.30，No.2， pp.257-258,2005.

14) 高原景滋，銘苅壮宏，新城文博，石原孟，松浦真一：台風 14 号（マエミー）による宮古島の風力発電設備倒壊等事故について，風力エネルギー，Vol.28，No.4，pp.40-47，2004.
15) 松尾豊史，金津努，高原景滋，銘苅壮宏：台風 14 号による風車基礎定着部の破壊挙動に関する検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.27，No.2， pp.1603-1608，2005.
16) 風力発電設備の動的解析と構造設計小委員会：http://windeng.t.u-tokyo.ac.jp/TCWRDWT/

（執筆者：石原孟）

第 3 章

PC 橋梁の設計技術

1．プレストレストコンクリートの概要

(1) プレストレストコンクリートとは

コンクリートは，圧縮に強く引張に弱い材料である．土木構造物に広く用いられている鉄筋コンクリート（以下，RC＝Reinforced Concrete と略する）は，部材断面に発生する引張応力に対して，鉄筋で補強することにより，引張力を鉄筋で負担するコンクリート構造であり，ひび割れが発生することを前提とした設計が行われている．

一方，プレストレストコンクリート（以下，PC＝Prestressed Concrete と略する）は，部材断面に発生する引張応力に対して，緊張材を介して，これに見合った圧縮応力をあらかじめ計画的に与えておくコンクリート構造であり，ひび割れが発生しないことを前提とした設計が行われている．

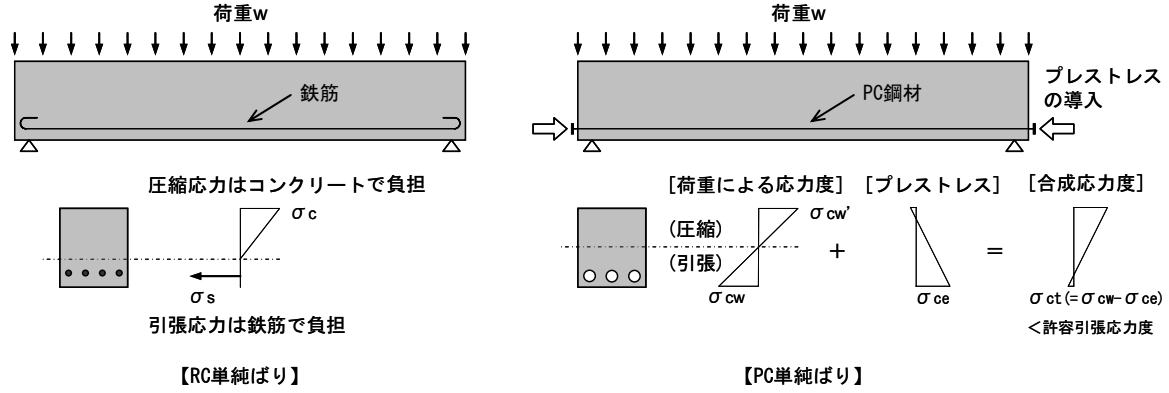


図 3-1　RC 構造と PC 構造の曲げ部材の応力度の比較

PC 構造の特徴としては，以下があげられる．

①軽量でスレンダーな構造が可能

プレストレスの導入によって，全断面を有効に利用でき，高強度の構造材料を使用するため，大きな支間長の構造に利用できる．部材断面の寸法も小さくでき，RC より軽量でスレンダーとなる．

②耐久性に加えて水密性に優れている

様々な荷重の作用下，さらに種々の環境に応じて，設計法（ひび割れの有無，ひび割れ幅の制御）を選択できるので，耐久性，水密性を高めることができる．

③復元性が優れている

RC 部材は，ひび割れが一度入ると再び閉じることはないが，PC 部材は一時的にひび割れが生じても荷重が除かれるとひび割れが閉じ，復元性に優れる．

(2) プレストレストの導入方法

コンクリートにプレストレスを導入するために用いる緊張材としては， PC 鋼線（直径 8mm 以下の高強度鋼），PC 鋼棒（直径 10mm 以上の高強度鋼），PC 鋼より線（PC 鋼線をより合わせたもの）等があり，これらを総称して PC 鋼材と呼ぶ.

PC 構造においてプレストレスを与える方式は，「プレテンション方式」と「ポストテンション方式」に大別される.

a) プレテンション方式（Pre-Tensioning System）

プレテンション方式とは，PC 鋼材をあらかじめ所定の力で緊張しておき，鉄筋，型枠を組んでコンクリートを打ち込み，コンクリート硬化後に緊張力を解放してプレストレスを与える方式である．緊張力は鋼材とコンクリートの付着によって導入され，特別な定着具は必要としない．工場で製作されるプレキャスト部材となるため，大量生産が可能であり，品質管理が容易となることが特徴である.

b) ポストテンション方式（Post-Tensioning System）

ポストテンション方式とは，部材内部に配置されたシースと呼ばれる中空の薄肉管に PC 鋼材を挿入し，コンクリート硬化後に PC 鋼材を緊張してプレストレスを与える方式である．PC 鋼材は，一般に，部材端部で緊張され，定着具を介してプレストレスが導入される．定着の方法には，大きくクサビ方式とネジ方式に分類され，鋼材の種類，必要な緊張力，施工方法等によって使い分けられる.

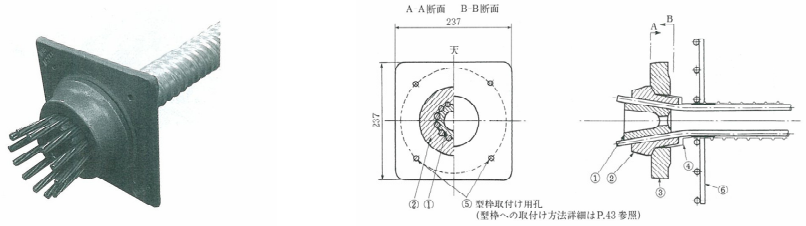


図 3-2　定着具の例

(3) プレストレストコンクリートの歴史

RC ではひび割れが避けられないことから，これを克服するものとして PC が発明された．RC は 1855 年にフランスのランボーがセメントモルタル内に鉄を入れた船をつくったのが最初とされており，その 31 年後に PC の研究が始まり，現在に至っている．表 3-1 に，PC の研究開発の歴史について整理した.

開発当初は，コンクリートの強度が低く，緊張材も強度の低い鉄筋を使用していたため，大きなプレストレスを与えることはできなかった．加えて，コンクリートのクリープや乾燥収縮といった材料の時間的変化に対する影響（プレストレスの減少）も考慮されていなかったため，プレストレスが消失するような失敗もあった.

これらの問題に対して，PC に必要となる条件をまとめ，本格的な PC という技術を確立したのがフランスのフレシネーである．その後，特許（フレシネーの原理特許）を取得し，1952 年，日本における PC の普及を図るため，極東鋼弦コンクリート振興㈱が設立され，フランスの Stup 社より実施権を得て，国内の PC 専業者に再実施権を与え，国内における本格的な PC の幕明けとなった.

国内の PC 構造は，1948 年，旧国鉄が PC まくらぎを初めて実用化し，橋梁では 1951 年に長生橋（橋長 11.6m，桁長 3.84m，有効幅員 6.9m，図 3-3 を参照）が日本で最初の PC 橋として石川県七尾市に完成している.

図 3-3　長生橋

表 3-1　プレストレストコンクリートの研究開発の歴史

年	国	名前	内容
1886	ｱﾒﾘｶ	ｼﾞｬｸｿﾝ	ｺﾝｸﾘｰﾄ部材にﾌﾟﾚｽﾄﾚｽを導入する方法を発明
1888	ﾄﾞｲﾂ	ﾃﾞｰﾘﾝｸﾞ	ﾌﾟﾚﾃﾝｼｮﾝﾍﾞｯﾄﾞ（緊張設備）についての特許申請
1906	ﾄﾞｲﾂ	ｺｰﾈﾝ	鉄筋を緊張した状態でｺﾝｸﾘｰﾄを打ち込む実験を実施
1919	ﾎﾞﾍﾐｱ	ｳｪｯﾄｼｭﾀｲﾝ	PC 板を製作するもﾌﾟﾚｽﾄﾚｽが消失して失敗
1923	ｱﾒﾘｶ	ﾃﾞｨﾙ	強度の高い鋼材を使用する試みを実施
1926	ﾌﾗﾝｽ	ﾌﾚｼﾈｰ	PC 技術を総合的に研究し必要な条件をまとめ著書を出版
1928	ﾌﾗﾝｽ	ﾌﾚｼﾈｰ	緊張材を鉄筋から高張力鋼線に替え，高強度ｺﾝｸﾘｰﾄを使用して高いﾚﾍﾞﾙのﾌﾟﾚｽﾄﾚｽをつくり出す特許を取得
1932	ﾌﾗﾝｽ	ﾌﾚｼﾈｰ	日本で特許を取得
1939	日本	吉田安彦	PC を最初に国内で紹介
1942	日本	原久米太郎	ﾄﾞｲﾂ ﾎｲﾔｰ著「Der Stahlseitenbeton」の翻訳「鋼弦ｺﾝｸﾘｰﾄ」を発刊
1948	日本	－	旧国鉄で PC の研究が行われ，PC まくらぎが初めて実用化
1951	日本	－	日本で最初の PC 橋「長生橋（石川県七尾市)」が誕生

２．PC 橋の種類と構造形式

(1) 橋の種類

橋を計画するためには，橋の種類と分類を把握しておく必要がある．橋は，一般に，以下のように分類される．

①用　　途（道路橋・鉄道橋・水路橋など）
②路面位置（上路・中路・下路）
③構造形式（桁橋・ラーメン橋・斜張橋・アーチ橋・トラス橋・吊床版橋・その他）
④平面形状（直橋・斜橋・曲線橋）

(2) PC 橋の構造形式

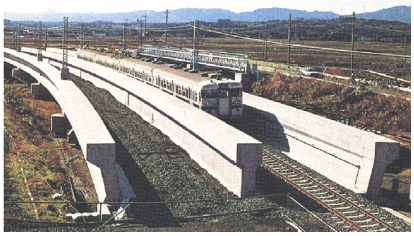
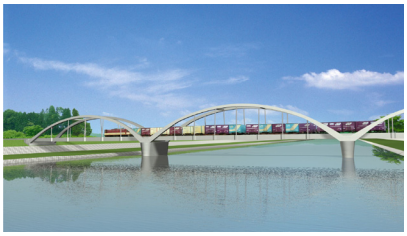
PC 橋の構造形式は桁橋・ラーメン橋・斜張橋・アーチ橋・トラス橋・吊床版橋・その他の PC 橋に大別される．

施工件数から見ると小支間の単純桁橋が非常に多く，プレキャスト桁の経済性から採用されたものであるが，車両の走行性・伸縮継手の維持補修の観点から，最近では多径間の連続桁橋が積極的に採用されている．また，耐震性の向上を目的とした多径間連続桁橋・ラーメン構造も採用される傾向にある．景観性や支間の長大化から，斜張橋やアーチ橋，エクストラドーズド橋といった構造形式の橋梁も採用されるケースがある．

断面形状については，床版橋・T 桁橋・合成桁橋・版桁橋などに分けられる．プレキャスト桁には，運搬や架設重量の軽減のため，T 型断面や中空断面の主桁が用いられることが多い．場所打ちの床版橋や版桁橋は，比較的小スパンの連続橋に採用され，スパンが大きくなると部材重量を低減できる箱桁橋の適用が一般的であり，最近では波形鋼板ウェブ箱桁橋の採用も見受けられる．

以下に，表 3-2 に道路橋および鉄道橋における代表的な構造形式の PC 橋の事例を示し，図 3-4 に架設工法等も含めた PC 橋の分類事例を示す．

表 3-2　道路橋および鉄道橋における代表的な構造形式の PC 橋

単純桁橋 連続桁橋	PC 単純下路桁橋（鉄道橋）	PC 連続箱桁橋（道路橋）
		
ラーメン橋	PC 連続箱桁ラーメン橋（鉄道橋）	PC 連続波形鋼板ウェブ箱桁橋（道路橋）
斜張橋	PC 連続斜張橋その１（道路橋）	PC 連続斜張橋その２（道路橋）
アーチ橋 トラス橋	PC 連続下路アーチ橋（鉄道橋）	PC 複合トラス橋（鉄道橋）
		
その他 斜版橋 ｴｸｽﾄﾗﾄﾞｰｽﾞﾄﾞ橋	PC 連続斜版橋（鉄道橋）	PC 連続ｴｸｽﾄﾗﾄﾞｰｽﾞﾄﾞ橋（道路橋）

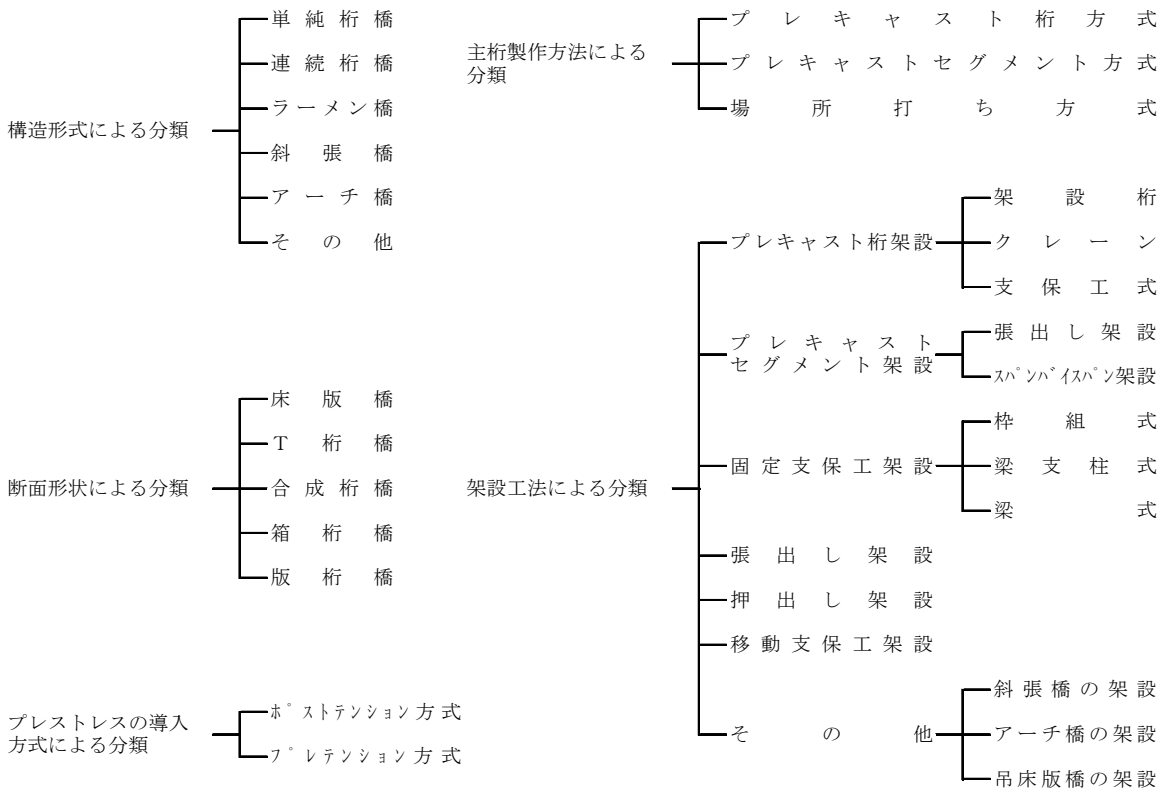


図 3-4　PC 橋の分類事例

(3) PC 橋の適用支間

PC 橋の形式選定においては，架橋位置における地形や交差物件，施工条件等から，これまでの設計および施工実績を踏まえた適用支間をもとに，適切な橋梁形式が選定される．

以下に，道路橋を例に，PC 橋の代表的な構造形式について，断面形状・架設工法・適用支間を図 3-5～図 3-6 に整理した．

また，支間長をもとに，一般的な選定基準を橋梁規模別に示すと次のようになる．

①プレキャスト桁を用いた橋梁

- 5m≦Ｌ≦24m　　：プレテンション桁
- 20m≦Ｌ≦45m　　：ポストテンション桁

②場所打ち工法による橋梁

- 25m＜Ｌ＜60m　　：固定支保工架設
- 25m＜Ｌ＜45m　　：移動支保工架設（橋面積 5000m² 以上）
- 30m＜Ｌ＜60m　　：押出し架設　　（橋面積 2000m² 以上）
- 60m＜Ｌ　　：張出し架設

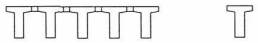
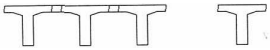
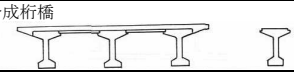
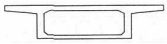
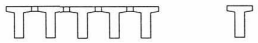
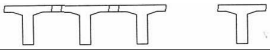
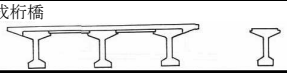
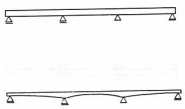
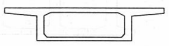
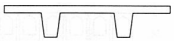
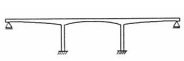
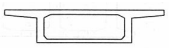
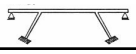
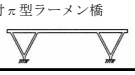
分類			構造形状	断面形状	架設工法	標準支間(m) 20 40 60 80 100 140 180	桁高支間比の目安
単純桁橋	プレキャスト桁	プレテンション		床版橋	クレーン架設		1/24
				T桁橋 	クレーン架設		1/18
		ポストテンション		T桁橋 	クレーン架設 架設桁架設		1/16
				合成桁橋 	クレーン架設 架設桁架設		1/15
	場所打			中空床版橋	固定支保工		1/22
				箱桁橋 	固定支保工		1/17
プレキャスト桁架設方式連続桁	プレキャスト桁	プレテンション		床版橋	クレーン架設		1/24
				T桁橋 	クレーン架設		1/18
		ポストテンション		T桁橋 	クレーン架設 架設桁架設		1/16
				合成桁橋 	クレーン架設 架設桁架設		1/15

図 3-5　PC 橋の適用支間（その１）

分類		構造形状	断面形状	架設工法	標準支間(m) 20 40 60 80 100 140 180	桁高支間比の目安
連続桁橋			中空床版橋	固定支保工 移動支保工		1/22
			箱桁橋 	固定支保工		1/20
				移動支保工		1/20
				押出し架設		1/16
				張出し架設		1/18～35
			版桁橋 	固定支保工 移動支保工		1/17
ラーメン橋	T型ラーメン		中空床版橋	固定支保工		1/20
				張出し架設		1/12
	連続ラーメン			固定支保工		1/18～35
				張出し架設		
	有ヒンジラーメン		箱桁橋 	張出し架設		1/17～49
		有ヒンジ固定梁橋		張出し架設		1/17～49
	その他のラーメン	V脚ラーメン橋		固定支保工		—
		方杖ラーメン橋 		張出し架設		—
		斜材付π型ラーメン橋 		固定支保工		—

：床版橋標準支間

：箱桁橋標準支間

図 3-6　PC 橋の適用支間（その２）

３．PC 橋の計画

(1) 橋梁計画の概要

PC 橋を計画する場合，経済性，構造性，施工性のほか，使用するにあたっての維持管理，周辺環境との調和等を踏まえて，合理的な橋梁形式を計画する必要がある．

経済性においては，建設費用となる初期コスト以外にも維持管理に要するランニングコストも考慮する．構造性については，橋梁形式にもとづいた力学的特性を踏まえるとともに，耐久性にも留意して，橋の構造特性や架橋地点の環境条件，供用時の状況に応じた適切な使用材料の選定が重要となる．施工性については，与えられた工期・事業計画を満足し，現地条件に適した架設方法を選定する．

橋梁形式の選定では，上記のような構造性，経済性，施工性などを比較検討した上で総合的に判断し，最も優れた形式を選定することとなるが，形式選定において問題となるものとしては，橋長・支間・橋台や橋脚の位置・桁下空間・基礎の根入れ等があげられる．これらは架橋地点における地形条件や基礎地盤の状態のほか，河川，道路，鉄道といった交差条件が重要な要素となって決定される．

(2) PC 橋の構造形式の選定手順

PC 橋は，橋梁規模の大小にかかわらず，様々な橋梁形式の適用が可能となっている．以下に，道路橋を例として，PC 橋の構造形式の選定の流れ（図 3-7 参照）を示す．

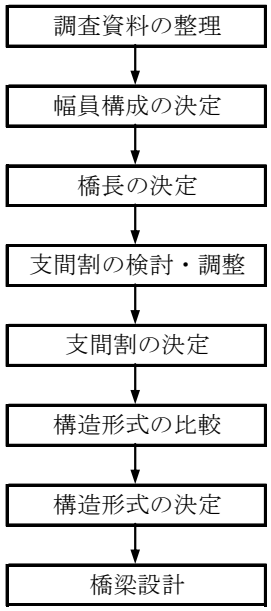


図 3-7　構造形式の選定手順

①調査資料の整理

地形図，地質調査結果，線形，交差物件，設計条件等について整理．

②幅員構成の決定

交通量，道路規格より車線数，車線幅，歩道幅等の幅員構成を決定．

注）事業計画等で既に決定している場合もある

③橋長の決定

地形および線形を検討し，橋台位置を決めて橋長を決定する．

④支間割の検討・調整

地形条件，交差条件をもとに，径間数や支間長を検討し，桁下空間や地盤条件等をもとに支間割の調整を行う．

⑤支間割の決定

上下部工の経済性，施工性を検討し，支間割を決定する．

⑥構造形式の比較

決定された支間割に対して想定される構造形式を選定し，経済性・施工性・耐久性・景観等を比較検討する．

⑦構造形式の決定

選定された構造形式に対して検討を行い，最適構造形式を決定する．

⑧構造設計

決定された最適構造形式について，橋の各構造部材を設計し，図面の作成および数量を算出する．

実際の設計では，関係機関との協議を踏まえて，橋の構造形式が選定されるのが一般的であり，形式選定に大きく関係する代表的な協議としては河川協議がある．河川上に橋を計画する場合には，基準径間長，河積阻害率，堤内地側の堤体付近に設置する構造物の位置（2Hルール：堤防に近接して構造物を設置する場合，堤体に悪影響を与えないため，堤防の法尻から堤防高(=H)の２倍以上を離さなければ

ならないというもの）等の制約があり，橋の径間数や支間長・橋脚の位置および形状寸法の決定に際して重要な協議の一つとなっている．

４．PC 橋の設計

(1) PC 橋の設計の概要

PC 橋の設計においては，設計条件を設定した後，構造解析によって橋の各部材に発生する断面力，応力度，変形等を算出し，規定された許容値に対して安全性を満足していることを照査・検討することによって，橋の構造や各部材の形状寸法，鋼材配置および配筋等を決定していく．

わが国の PC 橋の設計は，限界状態設計法あるいは許容応力度法のいずれかによって設計が行われており，「コンクリート標準示方書」や「鉄道構造物等設計標準・同解説」では限界状態設計法，「道路橋示方書」では許容応力度法を基本として設計することとなっている．

鉄道橋では限界状態設計法により，道路橋では許容応力度法によって設計されているため，同じ PC 橋であっても，異なった照査方法が用いられている．以下に，限界状態設計法と許容応力度法の設計手法の特徴を整理する．

a)許容応力度法

許容応力度法は，構造物に作用する設計荷重によって生じる部材断面の応力度が，許容応力度（材料強度を所定の安全率で除した許容値）以下であることを照査して，安全性の検討を行う設計法である．

この設計法は，材料を弾性体と仮定しており，簡便で理解しやすいことから，長い間用いられてきた設計手法である．しかし，破壊に対する安全性を直接的に検討できないこと，個々の荷重の変動を考慮した設計ができないこと等の欠点を有するため，現在，欧米諸国では採用されていない．

わが国の道路橋においては，設計が簡便であることから，現在もこの方法を基本として設計しているが，道示による PC 橋の設計では，材料の非線形性を考慮して断面破壊に対する安全性の検討を行うなどの改善がなされている．

b)限界状態設計法

限界状態設計法は，構造物がその状態に達すると破壊したり使用できなくなったりする限界状態に対して安全性の検討を行う設計手法である．

この設計法は，断面破壊の検討や疲労の検討が合理的に行えるため，欧米諸国で採用されている方法である．鉄道橋では標準的に用いられている設計法であるが，道路橋へ適用する場合には，終局限界状態に対する安全性の検討に用いる自動車荷重（活荷重）の最大値が明確でないという課題がある．

コンクリート標準示方書等による設計では，以下の３つの限界状態に対して安全性を検討することにより，コンクリート構造物の設計を行っている．

①使用限界状態：構造物や部材が過度のひび割れ・変位・変形・振動等によって，正常な使用ができなかったり，耐久性を損なったりする状態

②疲労限界状態：構造物や部材が変動荷重の繰返し作用によって疲労破壊する状態

③終局限界状態：構造物や部材が破壊したり，転倒，座屈，大変形等を起こして安定を失う状態

(2) PC 橋の設計手順

具体な計算方法等は，他の計算例等を参考にしていただき，ここでは，設計作業の手順や留意点等について整理する．次頁の図 3-8 に，PC 橋の設計手順の概要について示す．

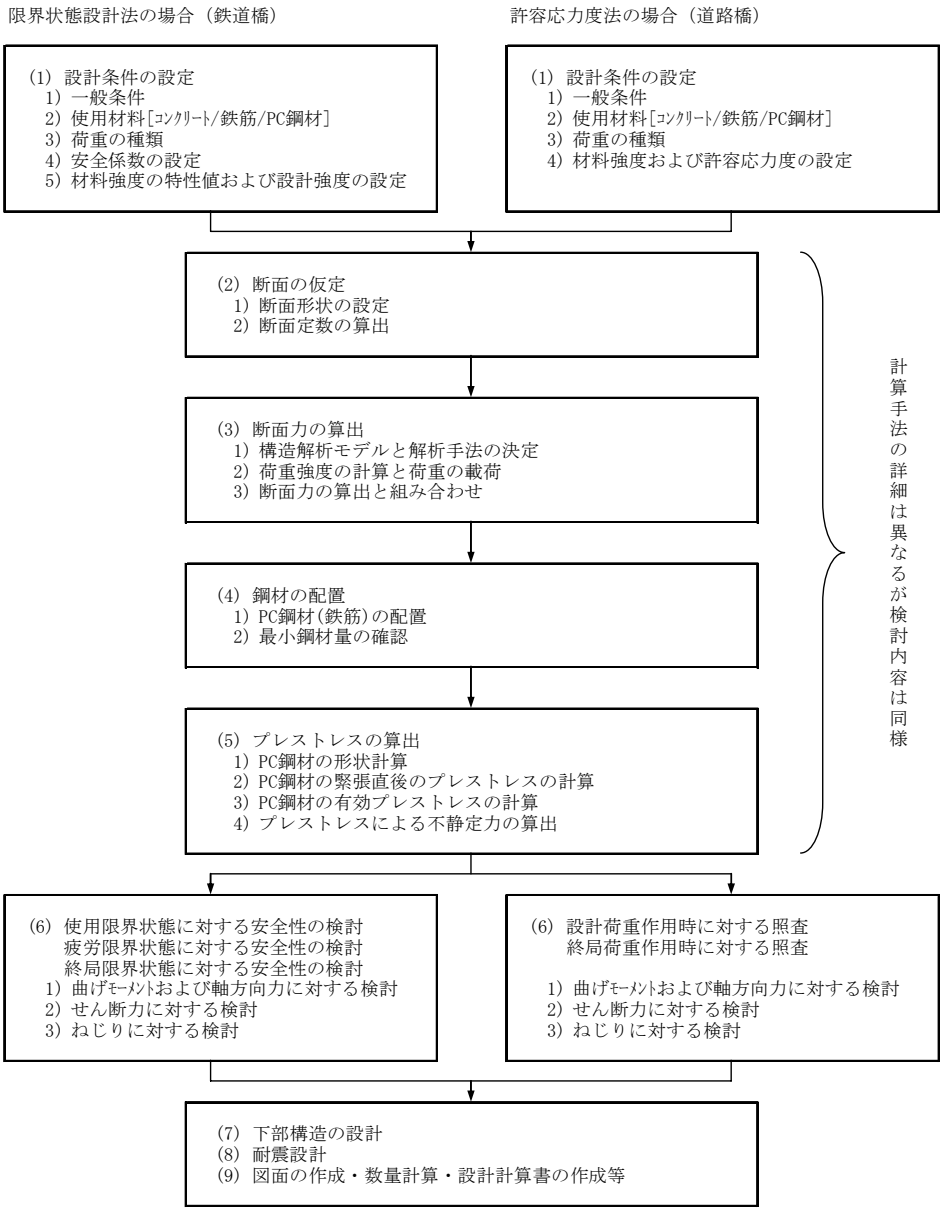


図 3-8　PC 橋の設計手順（鉄道橋および道路橋）

PC 橋の設計は，大きく分けて次の作業を行って，構造物の形状や配筋を決定する．部材の設計計算を行った後，最終的な設計成果として，図面の作成，数量の算出を行う．

①断面力の算定（構造解析）

②PC 鋼材の配置，プレストレスの算出

③安全性に対する検討（照査）

④下部構造の設計・耐震設計

⑤図面の作成・数量計算・設計計算書等の作成

設計計算では，上記の設計フロー以外にも，必要に応じ FEM 解析を行い，局部的な応力に対して照査したり，耐震設計では地震応答解析（時刻歴応答解析）などを行って，地震動に対する橋梁の安全性について検討することもある．

設計では，桁などの上部構造と橋脚や基礎などの下部構造に分けて設計を行う場合もあり，両者の取

り合う支承や構造高さの整合が取れない等の間違いが発生しやすいため，それらは設計時の基本的なチェックポイントの一つとなる．

現在，構造解析や各種設計計算においては，コンピュータを用いて行われることがほとんどとなっているが，コンピュータが発達する以前の設計では，構造力学の諸理論や図表，標準図集などを有効に活用し，手計算で設計が進められてきた．コンピュータで計算された結果が妥当であるか，判断するための構造的な知識や力学的な感覚も設計者にとっては重要な能力となる．

また，各部材は設計計算だけでは決まらず，コンクリートが上手く充填できるか，もしくは工場で製作したプレキャスト部材が工場から架設地点まで輸送できる重量であるか等の施工性，供用時に PC ケーブル定着部は点検できるかといった維持管理性などから設計者が適宜判断して構造物の形状や諸元が決定する．さらに，各部材の接合部等では，計算だけでなく応力の伝達がスムーズであり，かつ疲労や経年劣化などに対する耐久性を確保した構造詳細とすべきである．

設計者は，設計計算を単に繰り返すのではなく，こういった構造計画や合理的な構造の検討，適切な材料の選定，耐久性・維持管理などに配慮して構造物を設計していくことが非常に大切なことであり，良い橋梁を建設していく上では，設計計算以上に，これらの検討作業に時間を費やす必要がある．

設計計算をもとに作成された設計図面は，橋を建設するために必要なものである．一方，設計図面から算出される数量とは，橋の建設費用を算出するために必要なものである．材料の総量，工場における製作や現場における施工の作業量などの基準となる諸量であり，これらをもとに建設費用が積算され，橋の建設事業が具体に進められることとなる．

(3) PC 桁の設計における問題および留意事項

以下に，PC 桁の設計および計算において問題となる点や留意事項について，簡単に整理する．

a) 構造解析

PC 桁の設計では，部材応力の計算に必要な断面力の算出において，構造解析が行われることが一般的である．構造解析を行う上で重要なことは，設計の目的に適合した構造解析モデルや手法を選定することである．

図 3-9 や図 3-10 に示すような解析モデルを用いて，格子解析や骨組解析によって，設計に必要となる部材断面力を算定する．また，耐震設計などでは，大規模地震に対して損傷を許容した設計を実施するため，使用材料の非線形性を考慮した解析も行われることもあり，例えば PC 桁の設計に関してはラーメン橋などの不静定構造の場合，地震時においても主桁に大きな断面力が発生するため，耐震解析の結果，主桁の鉄筋補強が必要となることもある．

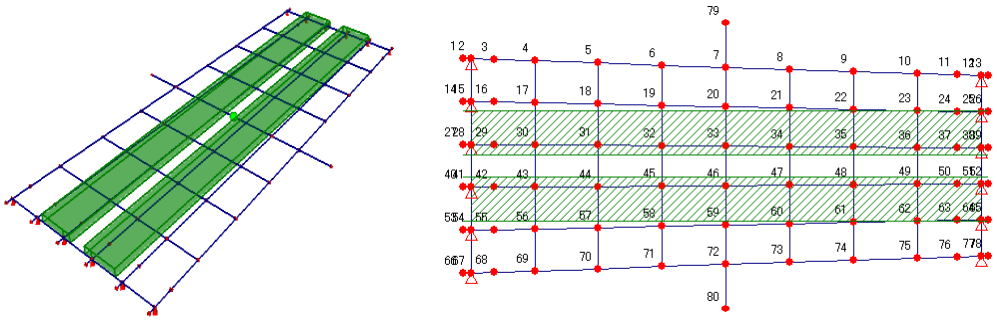


図 3-9　格子解析のモデル例（斜線部は荷重載荷位置，図中の番号は格点番号）

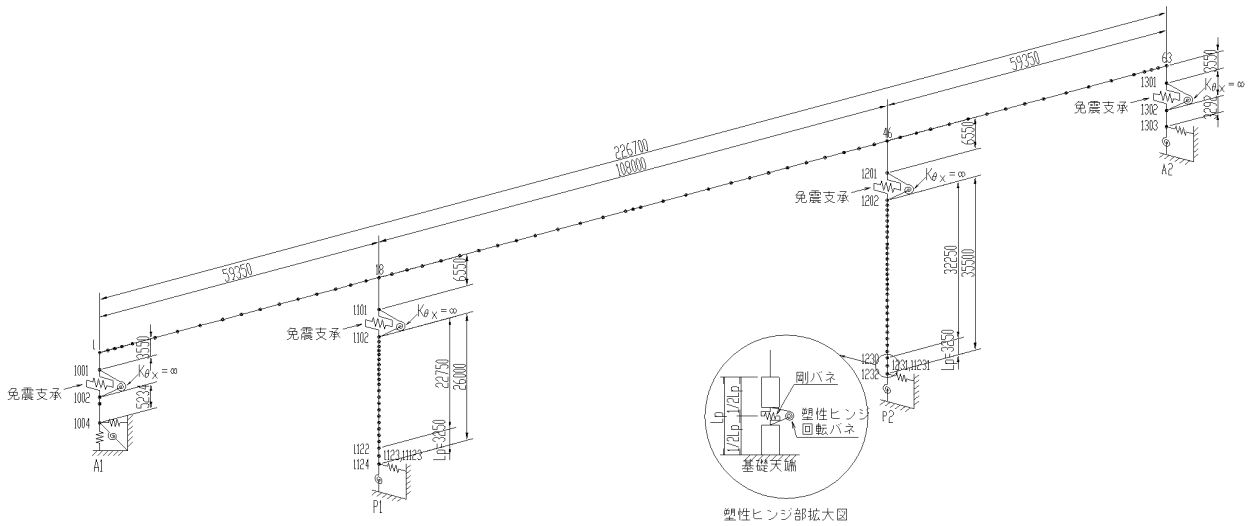
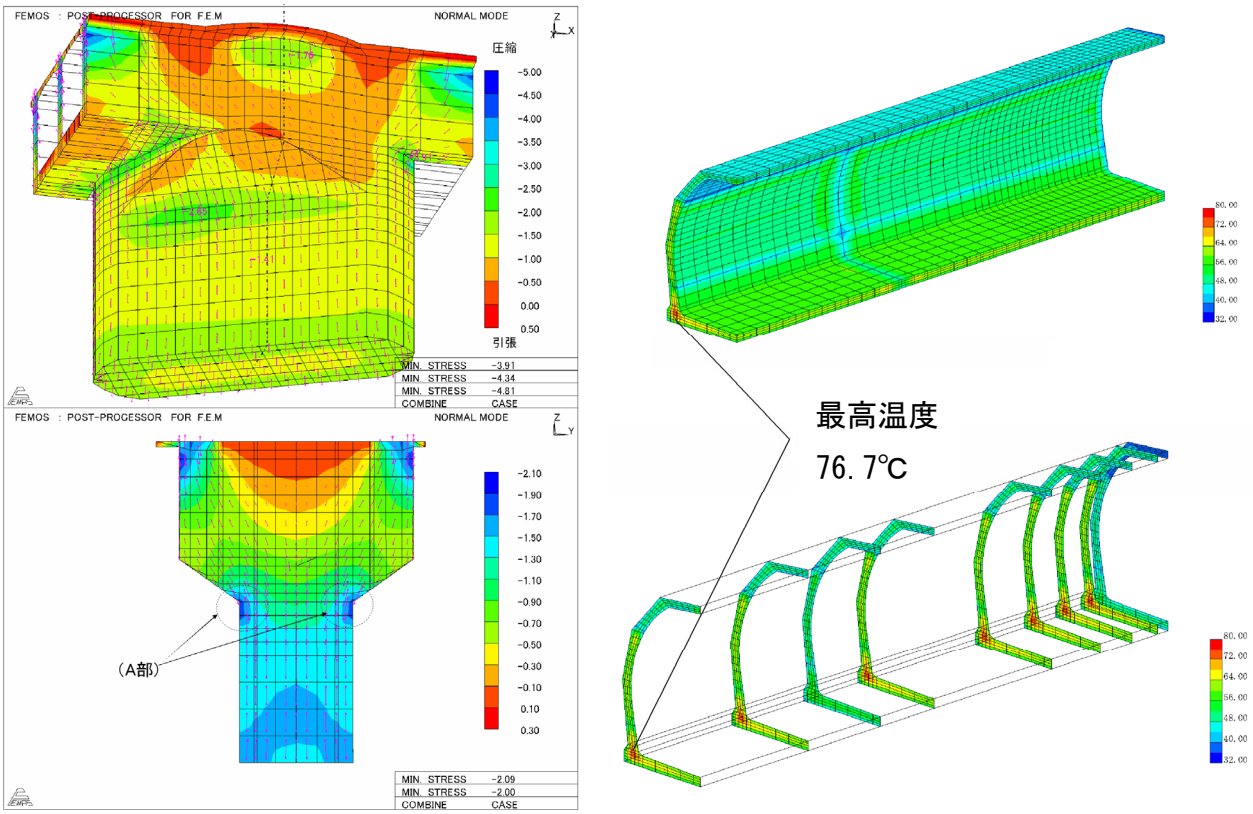


図 3-10　耐震解析用の平面骨組モデルの例



(a) 応力集中問題の例(図中のコンターは主応力度を示す)　　(b) 温度応力解析の例(図中のコンターは温度を示す)

図 3-11　FEM 解析による検討事例

一般的な設計手法によって評価が難しい問題については，図 3-11 に示すような FEM モデルを用いて設計を行う場合もある．事例としては，応力集中問題や温度の影響，複雑な形状に対するプレストレスの有効範囲の検討などがある．

b) プレストレスの算定

PC 桁の設計で，プレストレスの算定において重要な事項は，プレストレスの減少に関する問題があげられる．プレストレスが減少する原因として，以下がある．

①プレストレス導入時に減少が生じる原因

・シースの摩擦
・コンクリートの弾性短縮
・定着具のめり込み（セットロス）

②プレストレス導入後に減少が生じる原因（時間の経過に伴う減少）
・PC 鋼材のリラクセーション（緊張力の抜け）
・コンクリートのクリープ
・コンクリートの乾燥収縮

シースの摩擦の影響については，一般に PC 鋼材は湾曲して配置されるため，緊張時にシースと鋼材が接触し，その摩擦によってプレストレスが減少する．また，緊張した際にコンクリートが縮むため，部材が縮んだ影響でプレストレスが減少する．定着具のめり込みは，ポストテンション方式の場合に生じる問題であるが，PC 鋼材を緊張した際に，定着具がめり込むことで鋼材が緩んでプレストレスが減少する．

また，PC 鋼材は，引っ張った状態のままにしておくと，伸び量は変化しないのに，応力が減少する性質（リラクセーションという）があり，これがプレストレスの減少につながる．コンクリートは，応力を作用させておくと変形だけが進行する性質（クリープ）があり，これもプレストレスを減少する原因となる．コンクリートは，時間が経つと乾燥してきて部材が短縮するため，プレストレスが減少する．

以上のように，プレストレスの量は，種々の要因によって減少するため，PC 桁の設計においては，これらの減少量を踏まえた上で導入するプレストレスを決定する必要がある．

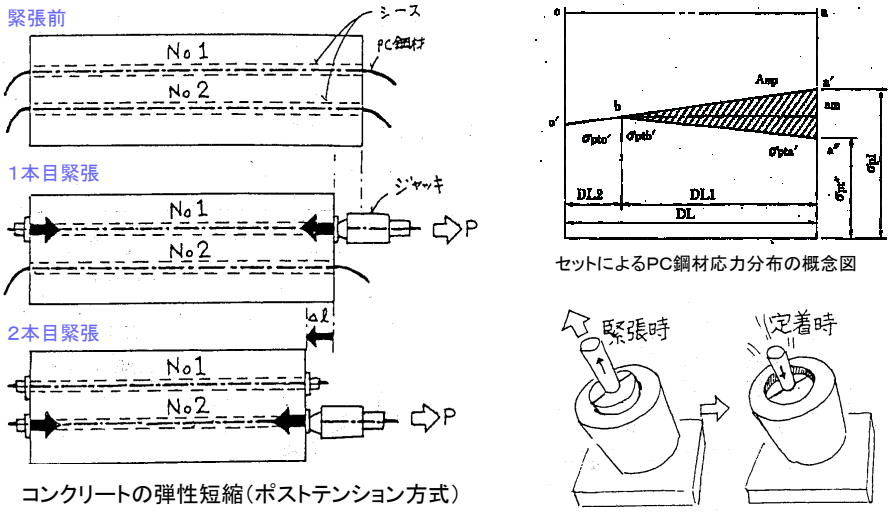


図 3-12　プレストレス減少の例（コンクリートの弾性短縮，セットロス）

c) プレストレスの有効範囲

PC 鋼材の配置を計画・設計するにあたっては，プレストレスが有効となる範囲について十分留意する必要がある．例えば，道路橋示方書では，下図に示すように，定着位置からプレストレスが有効となる断面までの距離が示されている．

また，定着位置の決定では，過度な応力集中（集中定着）を避けるため，適切な PC 鋼材の配置位置を計画しなければいけない．桁断面内においても，床版とウェブの配置比率に留意して，桁に均等にプレストレスが導入されるように配置する必要がある．

特に，桁構造が複雑な形状となり，一般の設計手法の適用だけでは十分な評価が難しい場合には，FEM

解析等を用いて，別途，検討を行い，PC 鋼材配置の影響を設計に反映させることもある．

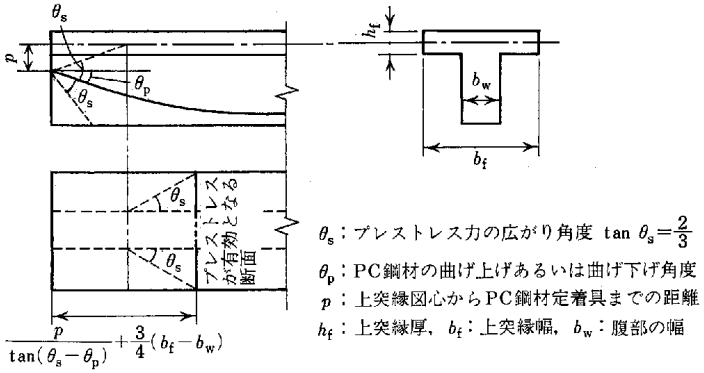


図 3-12　定着位置からプレストレスが有効となる断面までの距離

５．7 径間連続フィンバック橋梁の設計例　－北陸新幹線姫川橋梁－

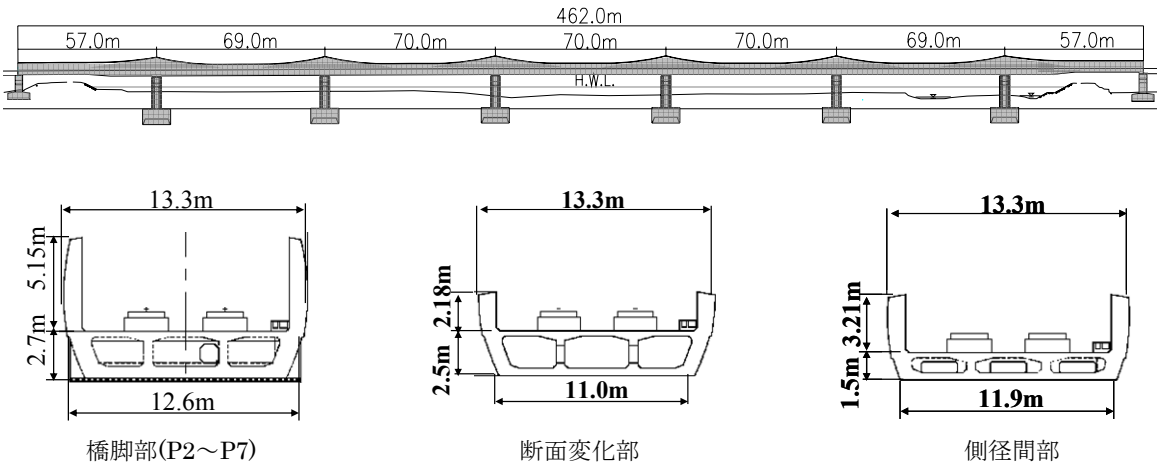
PC 橋梁の設計技術に関する先端事例紹介として，フィンバック型のウェブを有する PC 箱桁橋の設計事例を紹介する．この橋梁は，経済性だけでなく，景観や豪雪・塩害といった環境に対する十分な検討・配慮をしつつ計画・設計が行われた．ここでは，一連の設計作業のうち，本橋の特徴的な点についていくつか述べる．

(1) 橋梁概要

姫川橋梁は，新潟県糸魚川市と青海町の行政境に架かる 7 径間連続 PC フィンバック橋である．新幹線の橋梁形式としては初めて採用される形式で，橋梁支点部に魚の背びれのようなウェブを頭出させた中路 PC 箱桁構造である．架橋地点は，日本海沿岸から 700m 程度に位置し，豪雪への対応のほかに，塩害対策が必要であった．

【橋梁緒元】

橋　　長　　：462m(支間：57＋69+70+70+70+69+57m)
総 幅 員　　：13.3m
縦断勾配　　：0～6‰
平面線形　　：直線
主桁構造　　：中路箱桁断面(桁高・2.50m(径間部)，1.50m(側径間))，フィン高さ・2.176～5.150m
列車荷重　　：標準活荷重 P-16
設計最高速度：260km/h
軌道構造　　：スラブ軌道
支承構造　　：ゴム支承



橋脚部(P2～P7)　　断面変化部　　側径間部

図 3-13　姫川橋梁一般図

【塩害対策】

糸魚川地域における新幹線は，海岸線から 250～750m 離れた付近を走るルートが約 10km の区間で選定されている．したがって，塩害対策を考慮した桁構造を選定する必要があった．コンクリート構造とする場合，鉄筋の腐食に対する対策が必要となる．一方，鋼構造物とする場合には，塗装や特殊鋼材の使用が考えられる．本橋では，メインテナンス性およびライフサイクルコストを考慮して，コンクリート構造が有利と判断し，鉄筋の腐食に対しては，コンクリートの被りを厚くすることで対応し，被りが十分確保できない箇所については，エポキシ樹脂塗装鉄筋を使用することとした．使用コンクリートも，高炉セメントを使用し，水セメント比を抑制している．

【豪雪対策】

設計時の想定積雪量は，積雪深さ=220cm，日降雪量 90cm とした．これは，北陸地方の特色である 18 年周期で訪れる豪雪時にも列車運行を確保することを目的として，再現期待値=20 年を採用した結果である．レール下に鉄筋コンクリート製の台を設置し，130cm までの積雪を線間に貯雪する構造を採用し，それ以上の場合はロータリー式ラッセル車で河川に投雪する．トラス橋や斜版橋・斜張橋では斜材が投雪に支障をきたすのに対し，全線でスムースな投雪が可能であることも，フィンバック形式採用の利点となっている．

【防風対策】

支間中央部では，レール面からフィンウェブ天端までの高さが 50cm と低く，列車走行時の横風の影響が懸念された．架橋地点では，30m/s の風速が毎年観測されており，景観設計を損なわない防風対策として，厚さ 15mm のナイロンコード入り透明アクリル板を設置した．

図 3-14　防風対策（アクリル板）

(2) フィンバック形式

フィンバック形式の主な採用理由として，次の 4 点が挙げられる．

① PC 鋼材の偏心量を大きくとることが可能となり，長支間化に対応ができる．

② 支点部近傍の負曲げモーメントとせん断力に対して，フィンバック部で抵抗できるため，十分な桁下空間を確保することが容易となる．

③ フィンバックの断面形状を曲線的にすることで，背景となるアルプスの山並みの景観と調和させることができる．

④ 冬季の季節風に対し，安定した新幹線走行のためのフィンによる防風効果が期待できる．

この様な特徴を生かしつつ，細部に対しても長期に安定した性能を保証するための工夫をするとともに，FEM 解析などを利用した検証を行った．

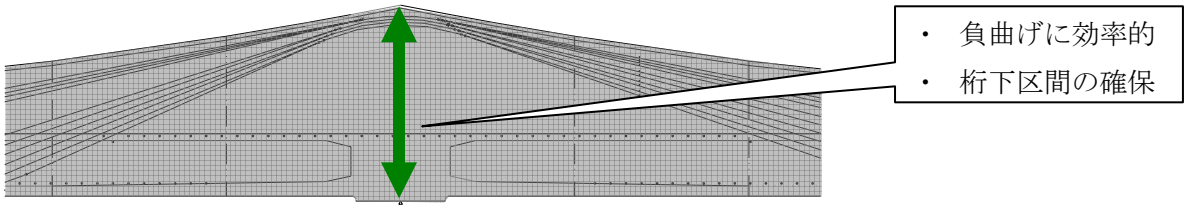


図 3-15　支点部フィン構造

【プレストレスの有効領域確認】

打ち継ぎ目を支点部から 0.25L(L=支間長)付近に設けている．施工目地位置でのウェブ断面欠損を極力減らすことを目的とし，一部のケーブルを連続化し，カップリングによる連続配置を採用した．このカップリング部におけるプレストレス力の有効範囲の確認や定着位置の妥当性を検証するために，3 次元モデルを用いた FEM 解析を行った．

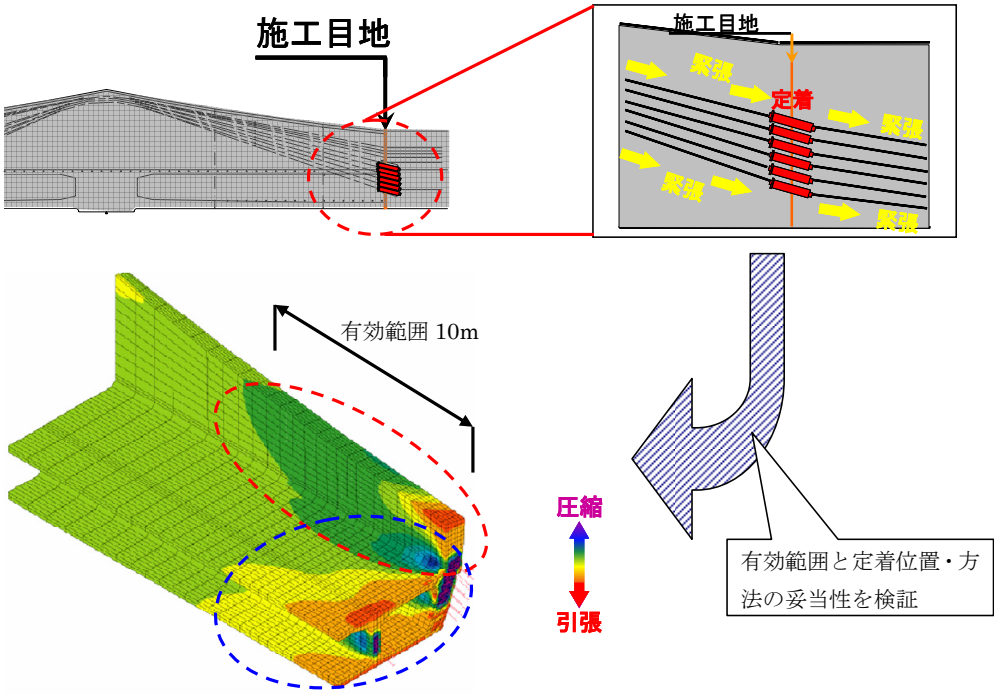


図 3-16　プレストレス有効範囲と定着妥当性の確認

【横締め PC ケーブルの配置】

上床版は，フィンウェブの自重と PC 鋼材プレストレスによる腹圧力に起因する軸引張力の発生が確認された．そのため，中間支点部の上床版には，横締め PC 鋼材を配置し，プレストレスを与えることで対応した．このとき，FEM 解析結果を用いて，軸引張力の影響範囲を求め，それに基づいて PC ケーブル配置を決定した．

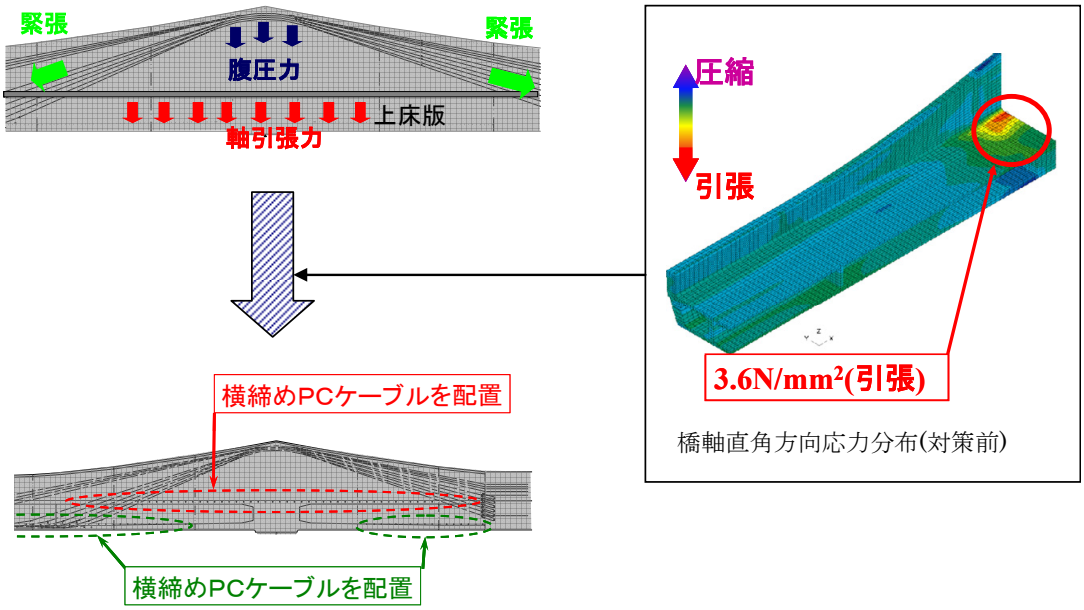


図 3-17　横締め PC 鋼材の配置

【ひび割れ対策】

主桁のコンクリート打設は，箱桁部とフィンバック部の 2 回に分けて打設する計画としており，上床版とフィンバック部の水平打継ぎ目には温度応力によるひび割れの発生が予想された．そのため，3 次元モデルを用いた FEM 温度解析を行い，その影響および補強範囲の設計を行った．この際，ひび割れ幅の制限値は，厳しい塩害環境を考慮して 0.15mm 以下に設定し，補強鉄筋(D19)を 125mm ピッチで配置した．

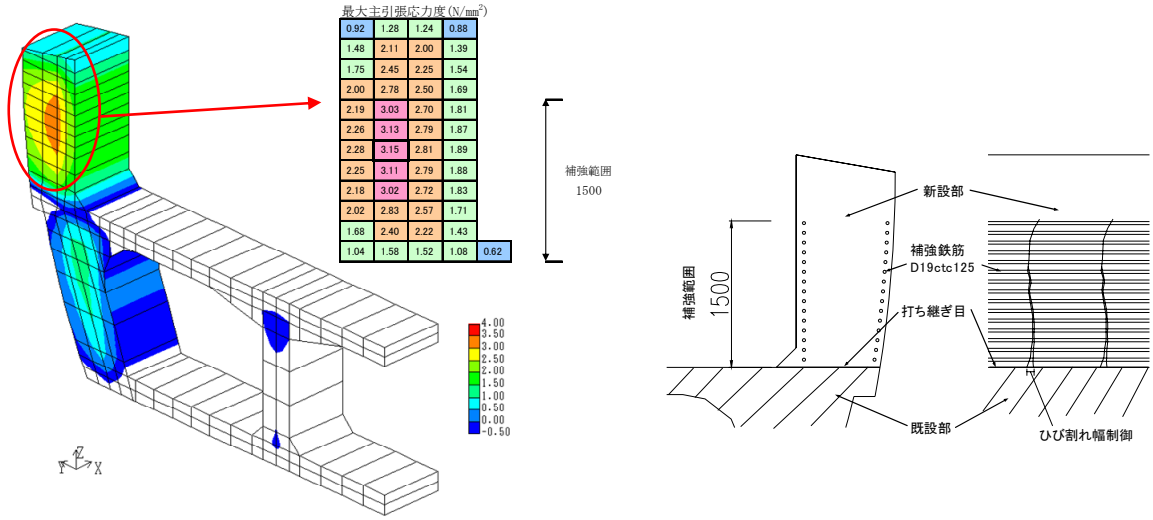


図 3-18　ひび割れ対策

６．まとめ

本章では，PC 橋梁の設計技術として，プレストレスコンクリートの歴史や基本的な考え方を示すとともに，PC 橋の計画・設計に関連する事項と最近の事例について紹介した．

PC 橋の設計においては，構造計算等の知識や適切な橋梁形式および構造について，その妥当性を判断する技術を有することはもちろんのこと，架橋位置やその他の制約条件を踏まえて，施工や維持管理・景観等に対する配慮についても，優れた橋梁構造を設計する上で非常に重要な能力となる．

最近では，コンピュータの発展や構造計算を行うソフトウェアの充実等で，複雑な構造形式であっても，従前より比較的短時間で簡単に構造計算や設計が行える環境となってきているが，エンジニアとして，これらを使って得られた結果が技術的に適切なものであるか，構造的に成立するための前提条件を満足しているか，といった検証・照査に対して，より時間を掛けるべきである。

そのためには，過去の技術的な経緯や知見を整理しながら，色々な橋梁について知識や経験を深めていくことは非常に有益なことと考える．本章が，PC 橋の設計をはじめ，構造工学や土木構造物全般の設計について，少しでも興味を持たれる機会となれば幸いである．

参考文献

1) 土木学会：2002 年制定コンクリート標準示方書，2002.3.

2) 鉄道総合技術研究所　編集 : 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) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ～Ⅴ，2002.3.

4) プレストレストコンクリート技術協会：フレッシュマンのためのＰＣ講座

5) プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 道路橋計画マニュアル

6) 「新しい PC 橋の設計」編集委員会：新しい PC 橋の設計，山海堂，2003.5.

7) 新井英雄，酒井秀昭，北国秀一，西沢紀昭：PRC 橋の設計，技報堂出版，1993.6.

8) 長生橋プロジェクト，http://www.psmic.co.jp/kaisya/cyousei_p.html

（執筆者：石川義樹，水口知樹，井上学，杉坂憲明）

第 4 章

PC 橋梁の施工技術

1．PC 橋梁における上部構造の施工方法

(1) カンチレバー工法の概要

カンチレバー工法（張出し架設工法とも呼ばれる）は，図 4-1，図 4-2 に示すように移動作業車と呼ばれる装置を用いて地上からの支持なしに上部構造を施工するコンクリート橋の架設工法であり，我が国の PC 橋梁において広く用いられている施工方法の一つである．カンチレバー工法は，安全性，経済性，施工性に優れていることから，1958 年に西独から我が国に導入され嵐山橋（1959 年完成）に適用されて以来，数多くの橋梁の設計・施工に用いられ，様々な改善・発展を加えられてきている．現在では，ラーメン橋，連続桁橋，トラス橋，アーチ橋，斜張橋，エクストラドーズド橋など様々なタイプの橋梁（長大支間，曲線橋，縦断勾配（桁の軸方向の勾配）がある場合にも適用可能）について適用する技術が確立されており，その実績は国内だけでも二千橋以上に及んでいる．支間中央にヒンジを有するラーメン橋が主流となっていた当時は，架設時と完成時の断面力が橋梁全体にわたりほぼ一致するため，カンチレバー工法の採用に当たって特別な補強材は必要としないことなどの特徴があり経済性向上に大きく寄与した．このことが，工法発展の基となっている．

図 4-1　ラーメン橋でのカンチレバー架設

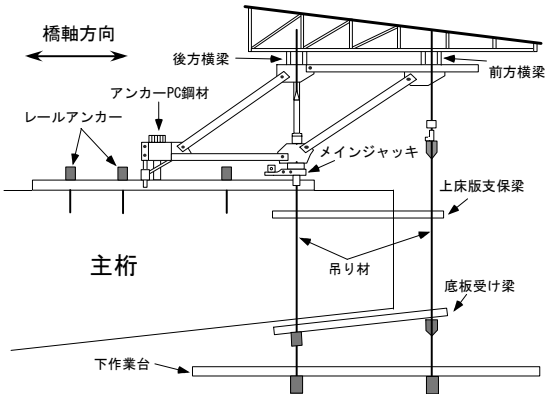


図 4-2　移動作業車の概要

(2) 一般的なカンチレバー工法の手順

カンチレバー工法には，本節(3)に示すように様々なタイプのものがあるが，以下では広く用いられている施工手順について説明する．

a) カンチレバー工法全体の手順

一般的なカンチレバー工法は，以下のような手順になる（図 4-3）．

① 橋脚を予め施工しておく．図では，3 径間連続高架橋について示しているが P1～P4 橋脚すべてを予め施工している．

② 橋脚天端に「ブラケット支保工」と呼ばれる支保工を取り付け，それを利用して橋脚の直上に位置する桁の一部（柱頭部と呼ばれる）を施工する．柱頭部は完成後にワーゲンを取り付けることから，橋軸方向にせりだして施工する必要があり，このことからブラケット支保工は柱頭部の施工での足場を組むための支保工であると同時に，施工中は柱頭部の重量を一部負担することになる．なお，施工終了後は撤去される．

③ クレーン等により柱頭部で移動作業車の組立て作業を行う．図では，P2 橋脚左側で移動作業車を組立てる一方で，P3 橋脚の柱頭部施工も同時に実施している．

④ 移動作業車を用いて桁を両方向に一施工区分ずつ繰り返しカンチレバー架設していく．図に示すようにカンチレバー架設では，移動作業車が柱頭部から両側に一区分ずつ順次，上部構造を施工している工程である．

⑤ カンチレバー架設終了後に，側径間支保工部を施工し，端部を閉合する．図では P1 橋脚側で側径間の閉合を行っている一方で，P3 橋脚のカンチレバー架設も同時に実施している．

⑥ 中央径間の繋ぎ目（中央閉合部という）を吊り支保工により施工する．吊り支保工は，カンチレバー架設終了後に中央径間部の継ぎ目を施工するための支保工である．図では P4 橋脚付近の側径間部閉合についても同時に施工している．

国内でカンチレバー工法により施工されてきたほとんどの橋梁は，上述した移動作業車による場所打ちコンクリート施工法をとっているが，主桁を橋軸方向に適当な長さに分割してプレキャスト部材を工場もしくはヤードで製作し，これを架設地点に運搬し組み立て，プレストレスを与えて橋桁を一体にするプレキャストセグメント・カンチレバー工法も行われている．この方法では，セグメントの製造を橋脚の施工と併行して行うことができるため工期を短縮でき，またセグメント製造の品質管理が容易である等の特徴を持っている．

カンチレバー工法の標準工程の 1 ブロック所要日数（サイクル）は，一般に 10 日程度であるが，施工ブロックの作業量，稼動効率（休日，風雨，氷雪等），気候（温暖地，寒冷地）により決定される．全体工程は，架設場所の地形的条件，社会的条件等により変わり，また工事規模，投入する移動作業車の基数等によっても変わってくる．

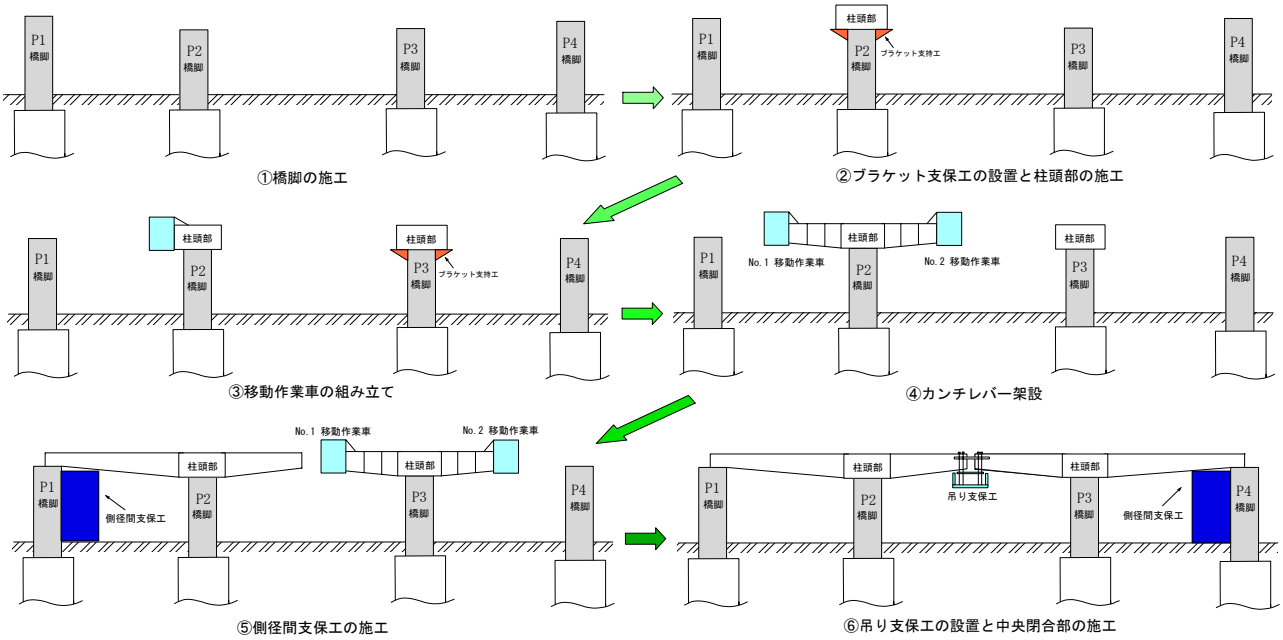


図 4-3　一般的なカンチレバー工法の手順（3 径間連続高架橋の場合）

b） 柱頭部の施工（手順②）

柱頭部の施工に先立ち，その足場となるブラケット支保工（片持ち梁形式の仮の支え）を取り付ける．ブラケット支保工とは，ブラケット本体（梁出し支持部材）と，柱頭部の施工に必要な様々な支保工の総称であり，一般的な例は図 4-4 のようなものである．

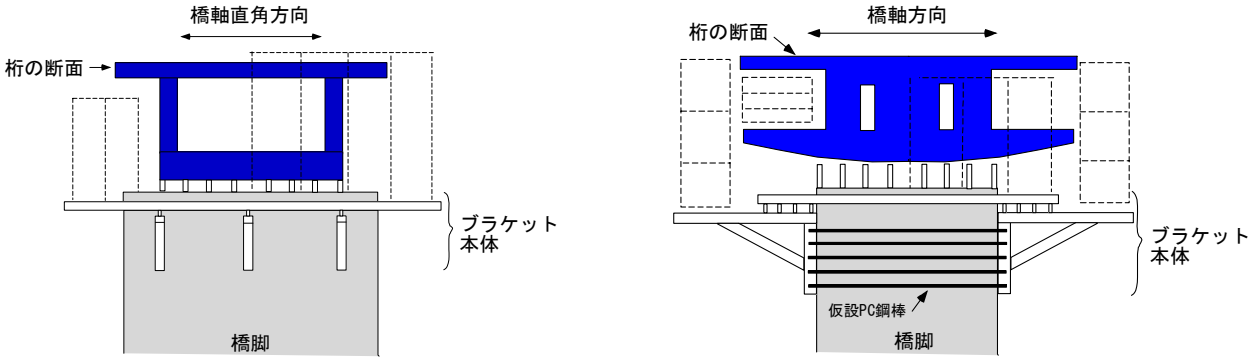
なお，ブラケット支保工の設置では，

・ブラケット本体の設置と撤去のための作業足場が確保されていること，

・架設 PC 鋼材の緊張作業および解放作業の足場が確保されていること，

・柱頭部の死荷重分を支持できるような強度を有すること，

のような点に注意する必要がある．



(a) 正面図（点線は支保工）　(b) 側面図（点線は支保工）

(c) ブラケット支保工の設置状況

図 4-4　ブラケット支保工による柱頭部の施工

c） カンチレバー架設（手順③）

カンチレバー架設は，一般に移動作業車を使用して柱頭部から左右対称に張出しながら施工を進めていく方法である．具体的には，図 4-5 に示すような作業を 1 サイクルとし，それを一施工区分（3～5m 程度）ごとに実施していく．図 4-6～4-11 は，チャートに含まれる作業手順の実際の施工状況を示している．

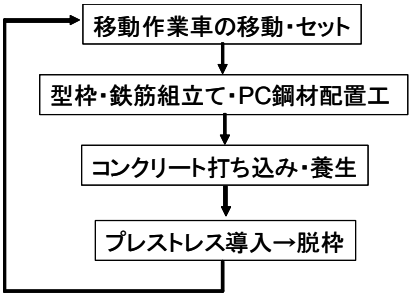


図 4-5　カンチレバー施工の手順

図 4-6　移動作業車の組立て状況

図 4-７　型枠の組立て状況

図 4-8　鉄筋の組立て状況

図 4-9　PC 組立て状況

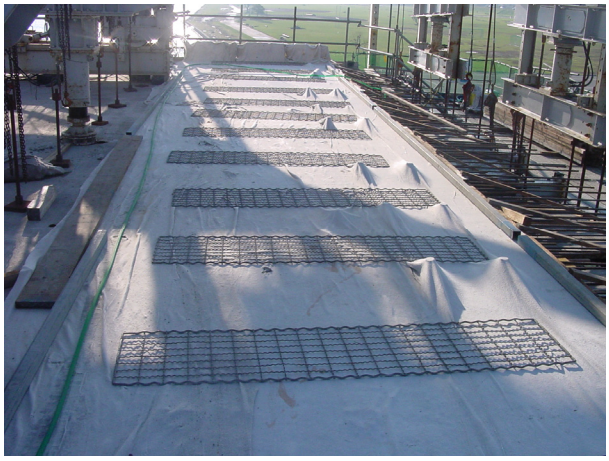
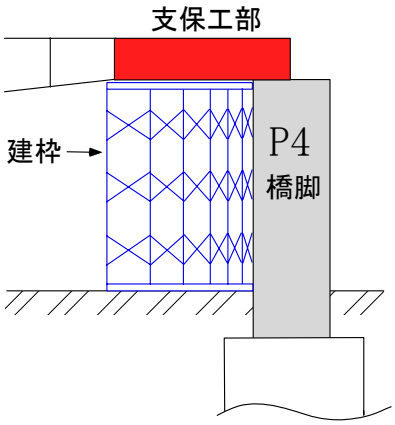


図 4-10　コンクリート養生の状況

図 4-11　PC 緊張状況

d) 側径間での閉合（手順④）

側径間部，すなわち橋梁の端部となる径間では，一般に固定した支保工を用いて桁の施工を実施する．図 4-12(a)は，「建枠」と呼ばれる連続した足場を地上から組立て，その固定された足場で支保工部を施工している状況を表している．このような建枠を用いる方法は，枠組支保工と呼ばれる．足場の形式は，側径間の地理状況により，足場を支柱で支える方法（支柱式支保工）や，橋台から片持ち梁のように伸ばした足場を作成する方法（吊り支保工）が用いられている．



(a) 建枠を用いた支保工の例

(b) 側径間部での施工状況

図 4-12　側径間部での固定式支保工による施工

e) 中央径間での閉合（手順⑤）

中央径間の閉合には，移動作業車を撤去した後，図 4-13 に示すような「吊り支保工」を新たに設置し，そこで閉合作業を実施するのが一般的である．なお，片側の移動作業車をそのまま閉合の施工に利用したり（図 4-14），その部材を用いて吊り支保工を製作して，閉合作業を実施する場合もある．

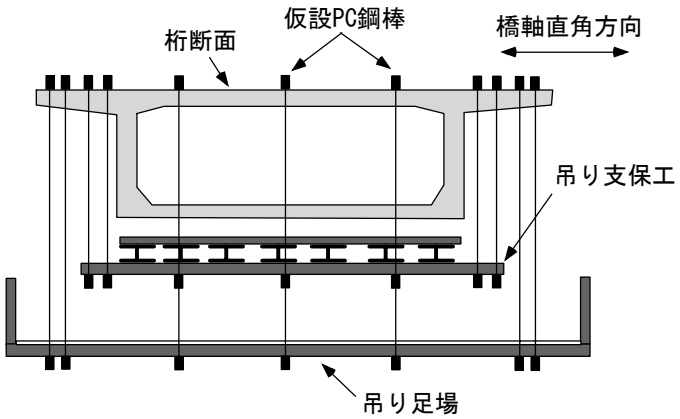


図 4-13　中央部閉合に用いられる吊り支保工の概要図

図 4-14　片側の移動作業車を利用した中央閉合部の状況

(3) 斜張橋およびアーチ橋でのカンチレバー工法の種類

a) 斜張橋

斜張橋でカンチレバー工法を用いる際には，図 4-15 に示すように橋脚を施工した後，主塔と主桁の施工を交互に進めていき，施工が終了した桁部の両側を，主塔からケーブルで吊って支える方法が一般的である．この工法では，橋体の重量をケーブルで吊り上げながら通常のカンチレバー架設を実施するため，架設のために桁を無駄に剛に作成する必要がなく，また主塔とケーブルの施工も同時に進められるため，効率的な方法である．図 4-16 は，カンチレバー工法により施工された矢作川橋の施工状況である．

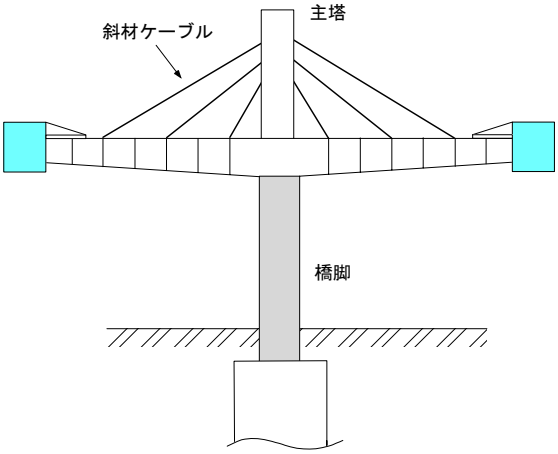


図 4-15　斜張橋でのカンチレバー工法の概要

図 4-16　矢作川橋（斜張橋）のカンチレバー工法による施工状況

b) アーチ橋

アーチ橋は，完成時に橋体の重量をアーチ形状で支える構造であることから，形状が完成していない状況では十分な重量を支持することが困難である．このことから，カンチレバー工法を用いる際には，図 4-17 に示すようなメラン工法と呼ばれる方法が用いられる．メラン工法（メランとは鋼製部材を表す）は，アーチの基部を先行して施工した後，メラン材（鋼製部材）を用いてスパンを先に閉合し，その後，移動作業車により，コンクリートを巻き立てながら橋体を完成させる方法である．ただし，図 4-17 の例では，塔柱を架設して橋体の重量を一時的に支える方法（ピロン工法という）も併用して用いてお

り，このような工法はピロン・メラン工法と呼ばれる．図 4-17 では，柱塔を架設してそこからケーブルを張り支えるピロン工法を用いてアーチ基部を施工し，その後，メラン部の施工を行っている．また，図 4-18 の事例（別府明礬橋）では，アーチ部施工の際の補強にトラス構造を用いており，このような工法はトラス・メラン工法と呼ばれる．以上のようにアーチ橋では，複数の工法を併用して施工する事例が多くみられる．

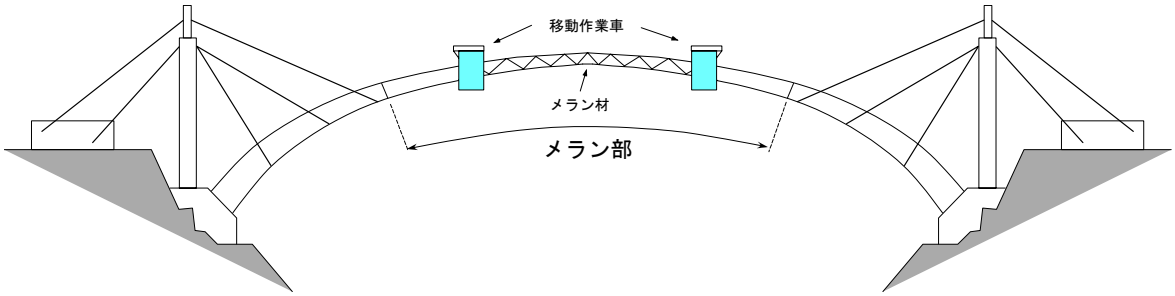


図 4-17　アーチ橋でのカンチレバー工法（ピロン・メラン工法）の概要

図 4-18　別府明礬橋（アーチ橋）でのカンチレバー工法（トラス・メラン工法）の施工状況

２．　カンチレバー工法の特徴

(1) カンチレバー工法の長所

前述したように，カンチレバー工法の我が国での実績は 2 千橋以上にのぼっている．我が国の道路橋や鉄道橋は，国土の制限から，流量の多い河川，海上，深い渓谷や，あるいは交通量の多い街路上などで施工が想定される場合（図 4-19）が多い．このような条件下で地面から足場を組み，上部構造を施工することは非常に困難あるいは不可能である場合がある．カンチレバー工法では，上部構造の施工時に移動作業車のなかですべての施工を順次行っていき地上からの足場や支保工が不要であることから，我が国で広く利用されている大きな理由の一つだと考えられる．

上記のような施工のやり易さに加えて，カンチレバー工法は，以下のような特徴を有している．

a) 大がかりな架設装置を用いないため，長大スパンの橋梁が経済的に施工できる．工法を適用できるスパンの範囲は 50～500m（2007 年時点において国内では約 300m が最大）と幅広い．

b) 移動作業車内で工事（コンクリート打設，鉄筋・ＰＣ鋼材配置，緊張，型枠設置，養生等）が進められるため，気象条件に左右されず，かつ安全である．

c) 同一作業を順次繰り返すため，作業員の熟達が早いので施工速度が速く，また省力化できる．

d) 主桁を３m～５m に分割して施工するため，施工管理が容易であるとともに品質管理が十分行える．

e) 各施工区間ごとに誤差の修正が可能であるため，施工精度を高めることができる．

以上のような利点に加え，近年では曲線橋や幅広の橋梁に適用している事例もあり，我が国のコンクリート橋の主要な施工方法の一つとなっている．

図 4-19　カンチレバー工法により施工された渋谷高架橋（最大支間 81m, 1964 年完成）

(2) カンチレバー工法での施工管理

近年では，200m 以上のスパン長を有する長大橋梁がカンチレバー工法により施工されているが，橋梁の長大化に伴い，施工途中での主桁の「応力」，「ひび割れ」，「たわみ」などの管理が課題となってくる．特に，カンチレバー工法では，中央径間あるいは側径間の閉合という作業が含まれているため，桁の「たわみ」管理が不十分である場合には，両側から架設してきた桁（橋面）にズレが生じ，閉合作業が困難になってしまう．

施工過程で生じる「応力」や「たわみ」は，基本的には設計段階で考慮されているものの，設計上での理想的な値とは異なり，現場での様々な諸条件（一日あるいは一年の温度変化，実際のコンクリートのヤング率のばらつき，作業車両の重量など）に起因する誤差から，予想外の「応力」や「たわみ」が生じることになる．例えば，作業車両の重量は通常設計では荷重として考慮されていないが，大型の車両が走行（or 停止）していると，その位置によっては桁や橋脚の「応力」や「たわみ」が設計値を一時的に越えてしまうことがある．その他の例として斜張橋では，日中と夜の温度差によりケーブルの緊張レベルが変化し，その結果ケーブルで支持している桁に生じる応力や変形量が設計での想定値を超えることもある．また，コンクリート橋においては橋脚基部や桁端部で僅かなひび割れが生じると，剛性が低下するのみならず，回転変位が生じて結果として無視できないレベルの「たわみ」が橋脚天端や桁に生じることがある．特に橋脚高，スパン長がともに大きい長大橋では橋脚や桁の端部における僅かな誤差が，桁の「たわみ」として大きく現れてくる．

以上の現場特有の現象や課題に対処し，施工を円滑に進めていくためには，設計での基本方針を理解し，かつ現場での経験が豊富な人間により施工の監督・管理を行っていく必要があるといえる．

３．　ＰＣ橋梁の先端事例紹介

本節では，カンチレバー工法をはじめとする先端の構造形式・施工方法を駆使したコンクリート橋梁の施工事例を２つ紹介する．

(1) 木の川高架橋

場所：和歌山県新宮市．国道 42 号線に並行する全長 8.9km の那智勝浦道路の一部．
上部工：橋長 268.0m，幅員 11.15m，4 径間連続 鋼・コンクリート複合トラス橋
下部工：逆 T 式橋台（2 基），柱式橋脚（3 基）
基礎工：深礎杭（3.0m），大口径深礎杭（7.5m）
工期：2001 年 4 月～2003 年 3 月

図 4-20　木の川高架橋

木の川高架橋（図 4-20）は，設計や施工技術が発揮される以前に一つの特徴があった．公共工事は，設計と施工を分離して発注することが原則となっているが，木の川高架橋は，設計と施工を一括して施工会社に発注する「設計・施工一括発注方式」（デザインビルド方式）が，橋梁としては全国で初めて採用された事例なのである．設計段階から具体的に施工手法を意識することにより，事業全体にかかるコストを低減させるのが狙いである．

この狙いを実現するために採用されたのが，「鋼・コンクリート複合トラス橋」という構造形式であった．発注形式同様，この構造形式の採用も国内初であったから，これから述べていく鋼トラス斜材とコンクリート床版との接合部の特殊構造部位を独自開発する発想や，移動式の架設作業車（フオルバウ・ワーゲン）を用いた張出架設工法などの施工技術の裏付けがなければ，この構造形式を採用した設計は困難であったと思われる．デザインビルド方式ならでは設計・施工事例といえるだろう．

鋼・コンクリート複合トラス橋は，上下の PC 床版との間に，鋼管トラス斜材を挟み込んだ構造である（図 4-21）．この構造形式の最大のメリットは構造全体の軽量化にある．PC 箱桁のコンクリートウェブ部分は主桁自重の 10～30%を占めるが，これを軽量な鋼トラス斜材に置き換えたと考えると，その効果がイメージしやすいだろう．上部工の軽量化のみならず，それによって下部工への負担が軽減され橋脚や基礎のスリム化にも繋がり，橋梁全体としてコスト縮減に大きな効果がある．上下弦材に鋼部材を使用し，コンクリート床版と合成したトラス橋は珍しくないが，上下弦材とも PC 床版を用い，鋼ト

ラス斜材を上下の PC 床版に直接結合させている点が特徴的である．このトラス斜材と PC 床版との接合部は構造上重要な部分で，「鋼製ボックスタイプ格点構造」と呼ばれる接合部構造が，この橋梁のために独自開発された（図 4-22）．

この構造形式には，橋梁全体の軽量化のほか，鋼トラス斜材の橋軸方向の剛性が小さいためプレストレス導入効率の向上が図れ，コンクリートウェブの鉄筋･型枠組立，ＰＣケーブル配置，コンクリートの打設等が省略できるため，施工の省力化と工期の短縮が可能になるというメリットもある．しかし，上下部工を合わせて 2 年間という工期の中では，これらの施工上のメリットを享受した上でも，さらに短工期の施工を実現する必要があった．これを可能にしたのが張出架設工法である．

張出架設工法は，橋脚の柱頭部から施工を始め（図 4-23），これを軸としてバランスをとりながら，左右均等に上部工を張り出していく施工法である．張り出した両端には，フオルバウ・ワーゲンという移動式の架設作業車を設置し（図 4-24），この中でコンクリート床版の構築や，鋼トラス斜材の据え付け，プレストレスの導入などの作業が行われる（図 4-25～図 4-27）．移動作業車には雨天時の対策として屋根を設置したが，その一部を開閉式とし，トラス斜材の架設時は本線に隣接した工事用道路上に設置したクローラタワークレーンで容易に吊り込める構造とした．この工法により，10 日間で上部工 8m の構築を可能にした．

図 4-21　鋼・コンクリート複合トラス橋

図 4-22　鋼製ボックスタイプ格点構造

図 4-23　橋脚柱頭部の施工

図 4-24　架設作業車を用いた張出架設工法

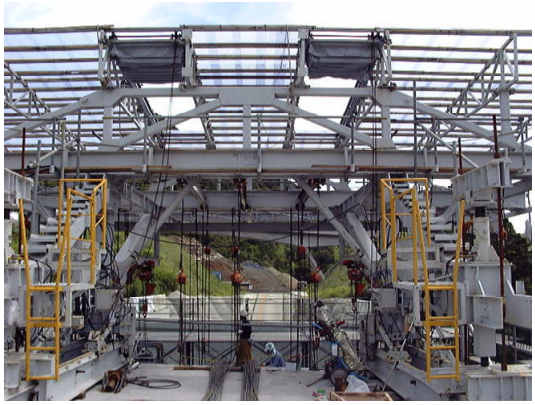


図 4-25　開閉式屋根を有する移動架設作業車内部

図 4-26　移動架設作業車内部でのトラス材据え付け作業

図 4-27　上床版の鉄筋・PC 鋼材配置とコンクリート打設

(2) 内牧高架橋

場所：静岡県静岡市内牧地内．第二東名高速道路の静岡 I.C.～藤枝岡部 I.C.間の一部.

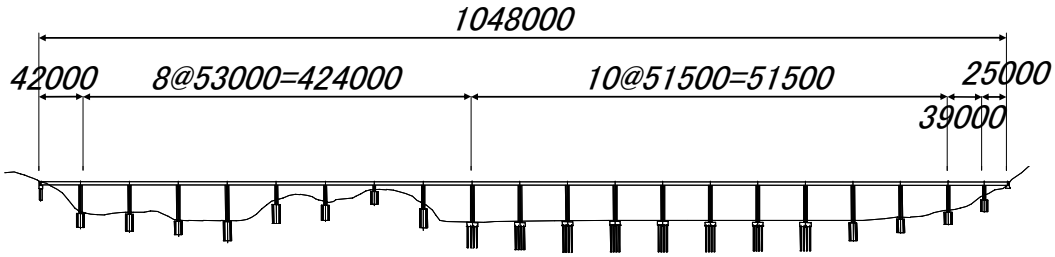
橋長：1,048.16m（上り線），1,024.16m（下り線）

幅員：全幅 18.05m，有効 16.50m（上下線共）

構造形式：21 径間連続 PC 箱桁橋

断面形状：ストラット付一室箱桁

工期：2000 年 10 月～2004 年 1 月



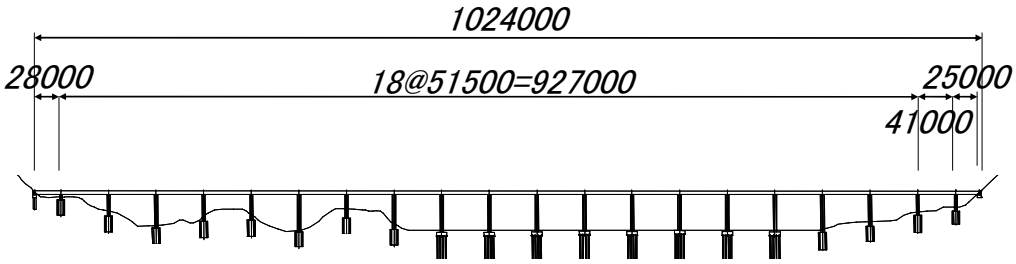


図 4-28　内牧高架橋

内牧高架橋は図 4-28 のような大規模橋梁だが，これを合理的・経済的に実現するために採用されたのが，「ストラット付き PC 箱桁」という第二東名では初の構造形式と，「張出し床版分割型プレキャストセグメント工法」という国内で初となる施工法である．

ストラットとは円形断面コンクリート支柱（直径：300mm，長さ：約 5.2m）のことで，ストラット付 PC 箱桁は，このストラットを箱桁の両側に斜めに等間隔に配して，張出し床版を支持する構造である（図 4-29）．ストラットと箱桁の分割パーツは，共に建設現場近くの製作・ストックヤードで製作されるプレキャスト部材である．従来の PC 箱桁に比較して，床版厚を薄くすることが可能であると共に，確保が必要な橋面の有効幅員（16.5m）に対して主桁底版の幅を小さくすることができる．このため主桁断面積が減少して上部構造の軽量化が図れる．上部工の軽量化によって主桁を載せる橋脚とその基礎をスリム化できることから（図 4-30），橋梁全体として見ても経済性に優れた構造形式といえよう．

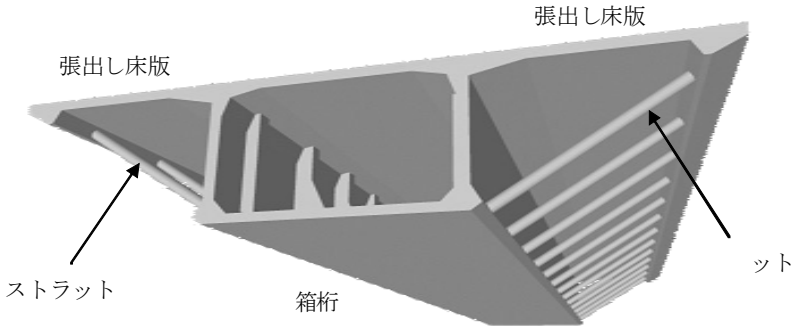


図 4-29　ストラット付 PC 箱桁

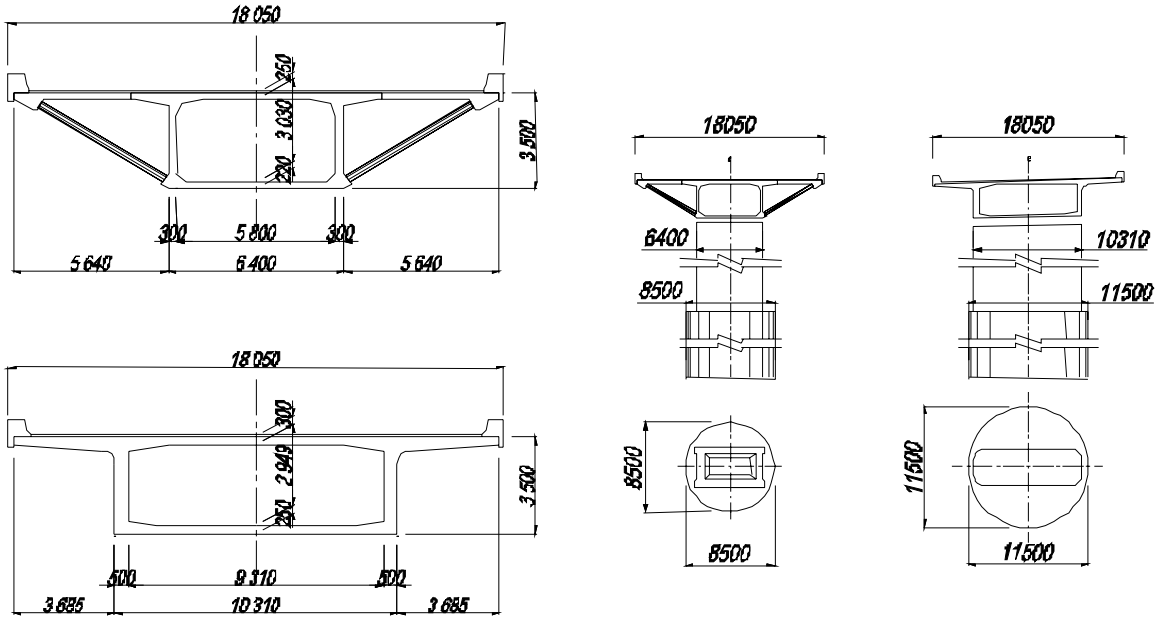


図 4-30　ストラット付 PC 箱桁と一般 PC 箱桁の場合の上下部工のサイズ比較
（同じ有効幅員の橋梁）

一方の断面分割型プレキャストセグメント工法は，端的にいえば，主桁断面の一部をプレキャストセグメントとして製作，架設し，残る部分を場所打ちコンクリートで施工する複合工法である．全てをセグメント化した場合と比較して，セグメントの製作・架設設備や仮置きするストックヤードなどの必要規模を大幅に低減できる．

以上の２手法を主体とした実際の施工過程を，順を追って述べていく．

はじめに橋脚上のセグメント（柱頭部）が施工された．柱頭部は，主方向のケーブルを定着するための横桁（厚さ：2m）が配置されるため，一般部のセグメントに比べ，横桁用 PC 鋼材および定着体の配置が必要となり配筋状態が非常に複雑になり，この部分を仮にセグメント化したとすると，１ブロックの重量は一般部の約２倍となる．このため柱頭部の施工はプレキャストセグメントとはせず，場所打ちコンクリートでの施工とした（図 4-31）．

柱頭部のコンクリート施工と並行してセグメントの製作が進められた．架設地点に隣接する第二東名高速道路の本線上の敷地をセグメントの製作・ストックヤードとした（図 4-32，図 4-33）．このスペースに限りがあったことも全てをセグメント化しなかった理由の一つである．セグメントの種類は大別し

て標準セグメントと偏向セグメントの２種類がある．偏向セグメントとは主方向の外ケーブルを偏向させるための偏向部が配置されているセグメントである．製作設備（型枠装置や運搬用の橋型クレーンなど）は２ライン配備し，標準セグメントを１個／１日，偏向セグメントを１個／２日のペースで製作した．製作済みのセグメントはストックヤード内に，一部２層に積み上げて搬送まで置いた．

内牧高架橋の支間割（橋脚間距離）は，上下線合わせて 42 支間の大半が約 50m に標準化されている．セグメントの架設には，この約 50m の区間毎に主桁を構成する 16 個のセグメントを吊り下げて並べ，その後プレストレスを導入して１径間分のセグメントを一気に一体化するスパン・バイ・スパン工法を採用した（図 4-33）．

図 4-31　柱頭部の場所打ちコンクリート施工

図 4-31　セグメント製作ヤード

図 4-32　セグメントストックヤード

セグメントの吊上げは，橋脚高さが 40m 程度あるため，地上から行うことは困難であった．このため，製作したセグメントを既設桁の橋面上をトレーラーに載せて架設地点に運搬し，そこから既設部に渡された架設桁によって吊下げることとした．吊り下げられたセグメント間はエポキシ樹脂で接着し，先行して場所打ちで建設された柱頭部と一体化したセグメント間の目地部には新たにコンクリートを打設した．目地部のコンクリート硬化後，柱頭部を含め 1 径間分のセグメント全てを貫くように PC 鋼材を挿入し緊張・定着した．

以上のセグメントの架設サイクルは，50m の標準支間部で 1 径間あたり約 9 日であった．

セグメントの架設が終了し，架設桁を撤去した後に，ストラットの取り付けと張出し床版の場所打ちコンクリート施工を行った（図 4-34）．ストラットの取り付け，張出し床版の架設には，専用の移動作業車を 3 基配備し，1 ブロック約 15m としてブロック施工を行った．1 ブロックは約１０日間で施工した．

(a) 既設橋面上でのセグメント運搬　　(b) 架設桁によるセグメント架設

図 4-33　スパン・バイ・スパン工法

図 4-34　ストラットと張出し床版部の施工

４． おわりに

本章では，PC橋梁の上部構造の代表的な施工方法としてカンチレバー工法を取り上げ，その手順，特徴などを紹介した．カンチレバー工法は，PC橋梁の施工において非常に効率的な方法であることからこれまでPC施工方法として広く用いられており今後もさらに発展し続けると考えられる．しかし，これまで実務ベースで工夫・進化しながら普及してきた施工方法であることから，それについて基礎的内容を解説している文献は以外と少ない．大学でも施工方法などの講義はほとんど行っていないことから，橋梁工学に携わるエンジニアは，大学を卒業後に現場で一から学ぶことになるのである．このような状況から，本章では，学部4年生程度を対象にして，カンチレバー工法について，図を多様しかつ実例を通して基礎事項から説明を行っている．将来，橋梁の設計や施工を希望する学生が，本章を通して多少なりとも「橋を作る」ことのイメージを抱いてくれると幸いである．

最近は，小学生～高校生の理数系の学力低下，日本全体の不景気，ガソリン税などの問題から，土木業界全体が低迷しているように思える．その影響からか，土木工学に関連する学科は大学でも不人気である場合が多い．しかし，土木工学は，社会基盤を扱う学問のため国民生活になくてはならないものであり，実際にやってみるとダイナミックで面白い分野である．その中で橋梁は誰でも目にする美しい構造物であり，いわゆる花形である．橋梁の設計や施工を志すエンジニアの増加を切に願っている．

なお，本章は，鹿島建設(株)土木管理本部土木工務部の大塚一雄氏に，小委員会にて，ＰＣ橋梁の施工技術についてご講演して頂きました内容を基に作成しました．本章で用いられている写真のほどんどは大塚氏のご提供によるものです．また，本原稿を完成するにあたり，大塚氏より数多くのアドバイスを頂きました．ここに記して謝意を表します．

参考文献

1) 城戸正行，飯束義夫，田中司朗，大塚一雄，北国秀一：碓氷橋（PC 斜張橋）の設計について，プレストレスコンクリート，Vol.33, No.6, pp.15-23, 1991.
2) カンチレバー研究会：プレストレスト・コンクリート橋　カンチレバー工法，http://www.cantilever-method.org/info/navi.html，2002.

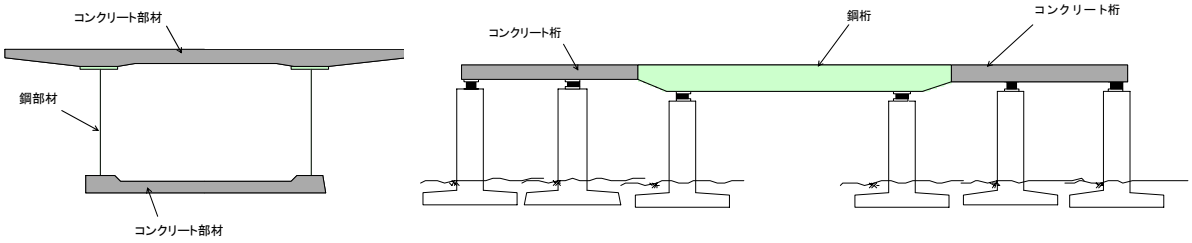
（執筆者：吉田純司，為廣尚起）

第 5 章

複合構造橋梁の進化

1. 複合構造橋梁概説

複合構造（Hybrid Structure）とは，土木分野では合成構造（Composite Structure）と混合構造（Mixed Structural System）とを総称したものと定義している [1)]．合成構造とは，部材断面が異種材料の組合せによって構成され，一体として挙動する構造で，合成桁，合成柱，合成床などが挙げられる．一方，混合構造とは，異種材料からなる部材を組合せて全体を構成する構造形式で，連続桁，ラーメン橋，アーチ橋および斜張橋などが挙げられる．



(a) 合成構造の例　　(b) 混合構造の例

図 5-1　合成構造と混合構造概念図

鋼橋やコンクリート橋と比較した複合構造橋梁の一般的特徴を**表 5-1** に示す [2)]．

例えば，鋼とコンクリートを用いた複合構造橋梁の場合，鋼材の「引張に強く軽い」，「コンクリートの圧縮に強く剛性が大きい」といったそれぞれの特徴を有効に使って設計する．このとき，それぞれ単独で考えた橋梁より合理的な構造となる反面，設計，解析が複雑になり，さらには接合部などの解析だけで性能を確認するのが難しいなど，技術的な問題を解決する必要がある．

表 5-1　鋼橋やコンクリート橋と比較した複合構造橋梁の特徴 [2)]

橋梁形式	ＲＣ橋	ＰＣ橋	合成構造橋梁	混合構造橋梁	鋼橋
適用スパン	短	短～中	中	短～長	中～長
重量	大		中～大	小～中	小
強度のばらつき	大 （コンクリート強度など）		中～大	小～中	小
剛性	大		中～大	中	小
ダクティリティ	中	小 （ＰＣ鋼材の破断など）	大	小～中 （鋼部材はダクティリティ小）	小 （局部座屈，低サイクル疲労）
製作・架設	・現場施工 ・現場工期が長い ・熟練を要するような繁雑な仕事が多い ・現場での問題点の対応が容易	・工場製作が可能 ・工期の短縮可能 ・現場作業を少なくできる ・現場での問題点の対応が容易	・工場製作以外にも現場製作が必要 ・現場工期が長い ・施工スケジュールが繁雑	・工場製作以外にも現場施工が必要 ・比較的現場施工が長い ・施工過程が繁雑 ・結合部の施工が繁雑	・工場製作が主で良品質 ・現場作業が小 ・現場工期が短い ・現場での問題点の対応に時間を要する
耐久性 維持・管理	コンクリートのひび割れ，鉄筋の腐食が問題	ＰＣ鋼材の腐食が問題	鋼板の外面の腐食が問題	RC・PC 部材及び鋼部材は，それぞれの部材の問題点を有する	鋼板の腐食・疲労損傷が問題

複合構造（合成構造）が橋梁に本格的に使われたのは，世界的に見ると 1950 年にドイツでは合成桁の暫定規準が出されたことから，日本では 1959 年に「鋼道路橋合成桁設計施工指針」が制定されたことから，本格的な普及がはじまっている．その後，合成桁のみならず，合成柱，合成くいなどさまざまな構造に使われるようになった．

1989 年に土木学会から出された構造工学シリーズ「鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン」によると，当時の複合構造橋梁としては，合成構造橋梁として RC 床版と鋼桁の合成桁（図 5-1）や SRC 桁など，混合構造橋梁として本四連絡道の生口橋（**図 5-3**）などのコンクリート桁と鋼桁が混合した複合斜張橋などが挙げられる．

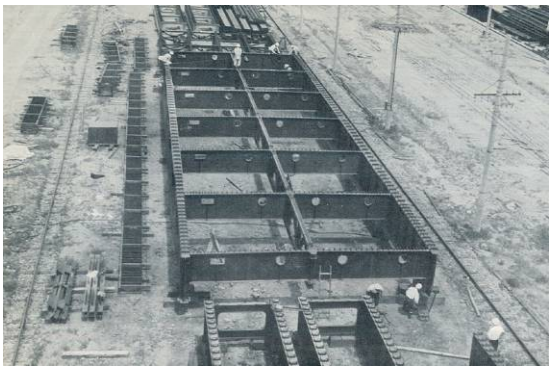


図 5-2　連続合成桁の施工状況 [3)]

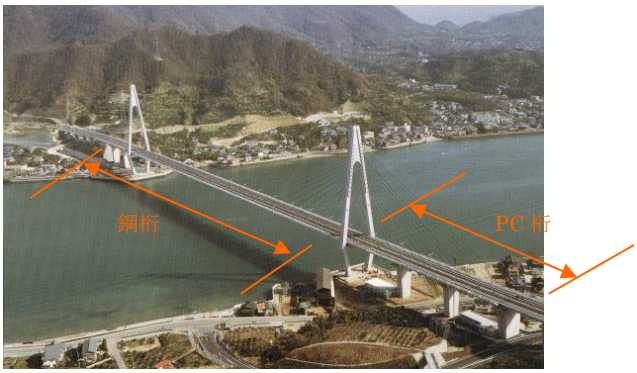


図 5-3　生口橋 [4)]

近年，電算機の発展や解析技術の高度化，さらには公共工事コストの縮減などを背景に，さらに合理的な複合構造橋梁の高度な技術開発が盛んに行われている．以後，本章では近年の複合構造橋梁の技術開発について記述する．

2. プレストレストコンクリート（Prestressed Concrete,PC）橋からの複合構造橋梁へのアプローチとその技術開発

(1) PC 橋発展の歴史

RC 構造に PC 鋼材でプレストレスを導入した PC 橋は，1949 年のフランスのフレシネー（Freyssinet）が設計したマルヌ川（Marne）5 橋のひとつであるエスブリー橋（**図 5-4** Esbly 単純ﾌﾟﾚｷｬｽﾄ I 桁；支間長 70m）の建設から本格的に導入されるようになった．当時，我が国でも 1951

図 5-4　エスブリー橋 [5)]

図 5-5　移設後の長生橋 [6)]

図 5-6　浜名大橋 [7)]

年に石川県の長生橋（**図 5-5** 単純ﾌﾟﾚﾃﾝ I 桁；支間長 3.5m）が建設された．その後，合理的な構造形式として，この 50～60 年間に国内外で爆発的に普及し，国内では 1970 年代には最大支間 200m を超える，浜名大橋（**図 5-6** 最大支間 240m）などの橋梁が建設された．

しかし，その後も PC 橋において，維持管理での問題や公共工事のコスト縮減による更なる合理化など新たな課題が出てきた．

そのひとつに PC 鋼材の付着や防錆性能を確保するためのグラウト不足が大きな問題となっている．PC 鋼材を挿入するための空隙を確保するシース管のコンクリート打設時などでの損傷による管の詰まり，勾配頂点部にできる空気だまりによる不完全な充填などがその原因として挙げられた．その後，これらの問題を解決するため透明シース（**図 5-7**）などを用いた外ケーブル工法（**図 5-8**），後で硬化する樹脂をあらかじめ施したプレグラウト鋼材などの技術開発がなされた．

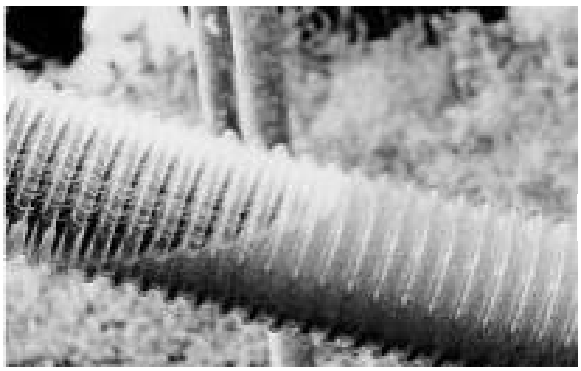


図 5-7　透明シース [8)]

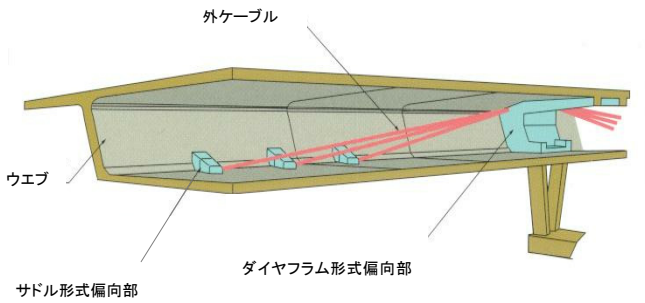


図 5-8　外ケーブル工法 [8)]

図 5-9　松山道 重信高架橋
プレキャストセグメント [9)]

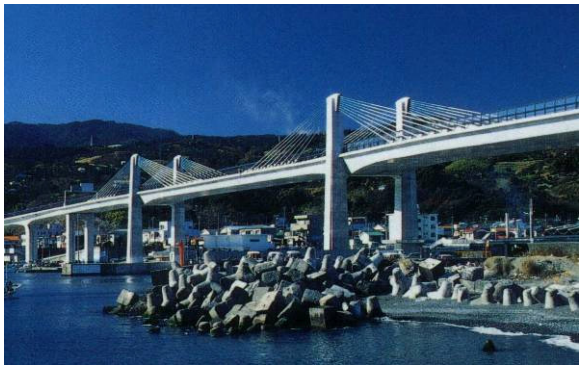


図 5-10　小田原ブルーウェイブリッジ
エクストラドーズド橋 [8)]

また，公共工事コスト縮減のため，施工の合理化を目的に全断面プレキャストセグメント工法（**図** 5-9），長大橋ではエクストラドーズド橋（**図** 5-10）などの新たな構造が開発された．さらに，その後複合構造を活用した PC 橋が技術開発され，波形鋼板ウエブ橋や複合トラス橋，複合エクストラドーズド橋などが新たな形式の橋梁が高速道路などで建設された．

(2) 複合構造を利用した新たな PC 橋

a) PC 波形鋼板ウエブ橋

長支間の PC 橋では一般に箱断面を採用する．PC 波形鋼板ウエブ橋は，その名のとおりウエブに波形鋼板を用いる箱断面の橋梁である（**図** 5-11）．従来の PC 箱桁では曲げ，せん断は箱断面で抵抗するが，波形鋼板ウエブ橋では曲げ，軸力は上下の床版，せん断は波形鋼板ウエブで抵抗する設計となる．波形鋼板ウエブ橋のプレストレス導入は，PC 鋼材のコンクリート断面の配置が上下床版に限られるので，スパンケーブルやコンクリート断面内で不足する分は外ケーブルを用いることとなる．

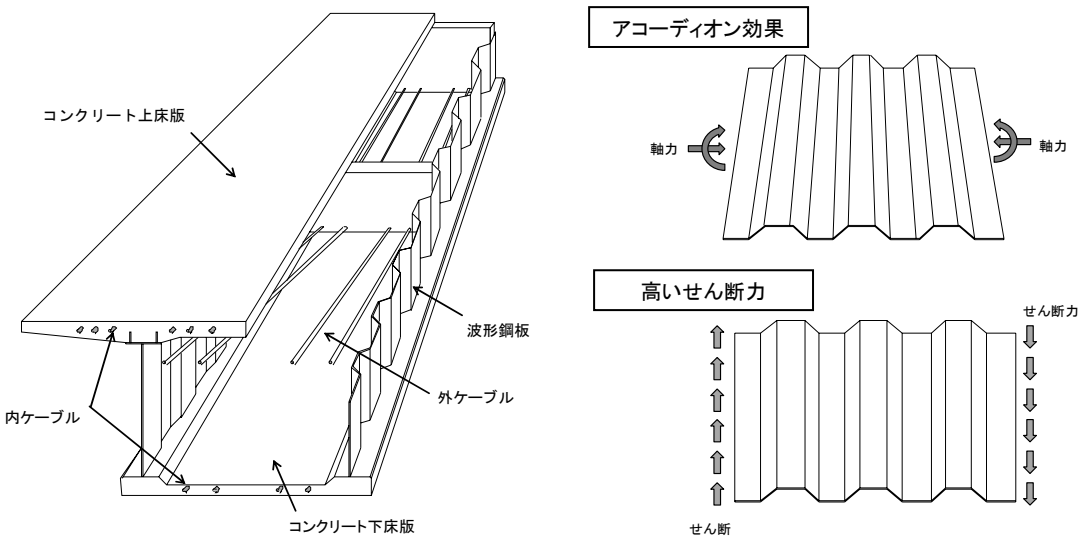


図 5-11　**波形鋼板ウエブ橋の概念図**

波形鋼板ウエブ橋は，従来の PC 箱桁に比べ，以下の点で合理的な構造となる．

- 波形鋼板をウエブに採用したことにより，アコーディオン効果によるプレストレスの効率的な導入と，高いせん断座屈耐力を確保することができる（**図** 5-11）．
- 上部工全体の軽量化が図れ，基礎工・下部工を含め合理的な構造となる．
- 狭小なウエブのコンクリート打設を行わないため施工性が向上し，品質確保の面で優位である．

しかし，一方でこれらの構造を実現するため，主な技術的課題として以下のものがあった．

- 波形鋼板ウエブ断面の設計方法
- 床版と波形鋼板ウエブの接合方法
- 波形鋼板どうしの接合方法

波形鋼板ウエブ断面の設計方法に関する諸問題は，波形鋼板ウエブは曲げや軸力に抵抗せずせん断にのみ抵抗することなどの構造の基本特性や波形鋼板ウエブのせん断座屈に対する耐力につ

いて，解析や実験等により検討して解決している．また，波形鋼板どうしの接合では，実験等により疲労耐久性を考慮した溶接構造や一面摩擦構造などが開発された．

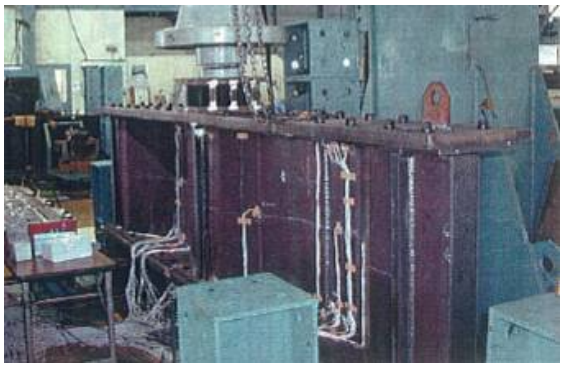


図 5-12　波形鋼板どおしの接合部疲労試験 [10)]

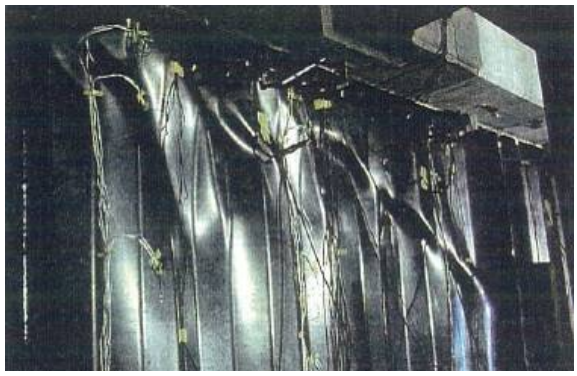
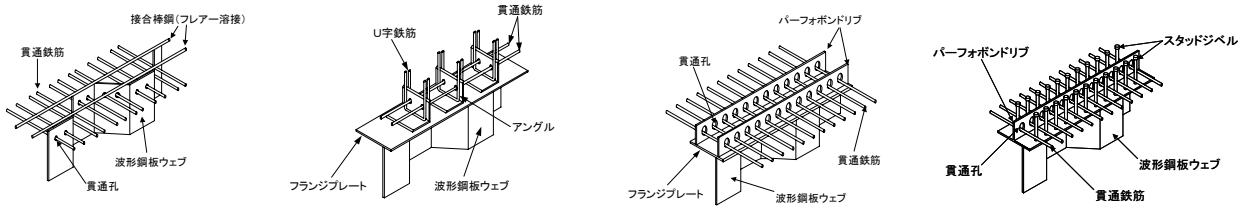


図 5-13　波形せん断座屈試験 [11)]

床版と波形鋼板ウエブの接合方法に関しては，ずれ止めの構造として**図 5-14** のような構造が検討され，それぞれの設計方法を確立している．



(a) 埋込み接合　(b)アングル接合　(c) Twin-PBL 接合　(d) S-PBL 接合＋ｽﾀｯﾄﾞ接合

図 5-14　接合方法図 [12)]

これらの研究・開発により新開橋（新潟県），銀山御幸橋（**図 5-15** 秋田県）などが 1993 年，1996 年にそれぞれ建設され，1998 年には東海北陸道 本谷橋（**図 5-16** 岐阜県）で初の高速道路での本格採用となった．その後，実績は着実に増え，近年ではさらに施工の合理化を図り工期短縮を実現した東九州道 津久見川橋（**図 5-17** 大分県）のプレキャストリブを用いた工法や，第二東名 桂島高架橋（**図 5-18** 静岡県）のストラット構造の押出し架設などの工法が開発されて，幅広い条件に適用される構造形式となった．

図 5-15　銀山御幸橋 [13)]

図 5-16　東海北陸道 本谷橋 [86)]

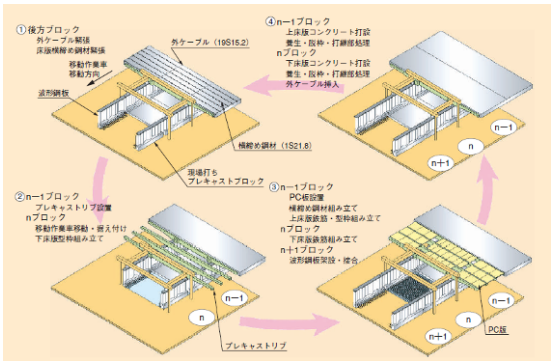


図 5-17　東九州道 津久見川橋の架設方法 [14)]

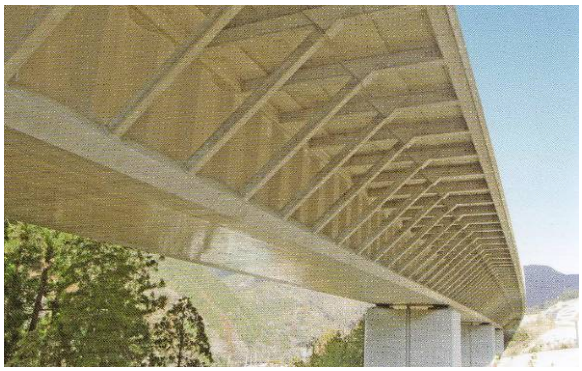


図 5-18　第二東名 桂島高架橋 [15)]

b) 複合 PC トラス橋

PC 箱桁の別の応用構造形式として複合トラス橋がある．これは，ウエブに鋼トラス材を採用した構造である（**図** 5-19）．設計は，曲げ，軸力に対しては波形鋼板ウエブ橋同様に上下の床版で抵抗し，せん断に対してはトラス部材で抵抗し，プレストレスの導入も上下床版に配置できない分は外ケーブルを用いる．

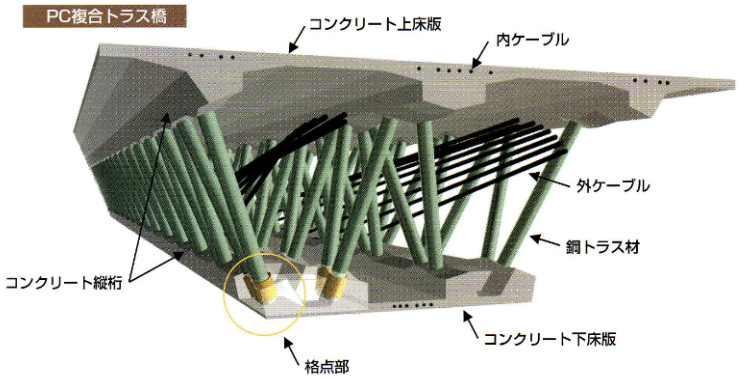


図 5-19　複合トラス概念図 [16)]

従来の PC 橋に比べ，波形鋼板ウエブと同様の効果が得られるが，透明感のあるウエブであることから景観性も向上する．

しかし，この構造を実現するには，次のような技術的な課題があった．

・複合トラスの設計方法

・トラスの格点構造

第二東名猿田川橋・巴川橋（静岡県）の複合トラス橋の建設では，これらの課題解決のため，**図** 5-20 に示す格点構造について**図** 5-21 のように格点構造耐荷力確認試験を行った．その結果から，終局耐力，破壊性状の把握と共に耐荷力評価式を整備して，実橋梁の設計に反映している．

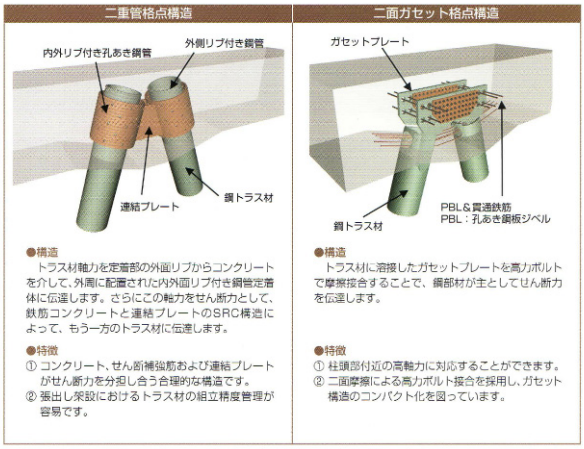


図 5-20　格点構造 [16)]

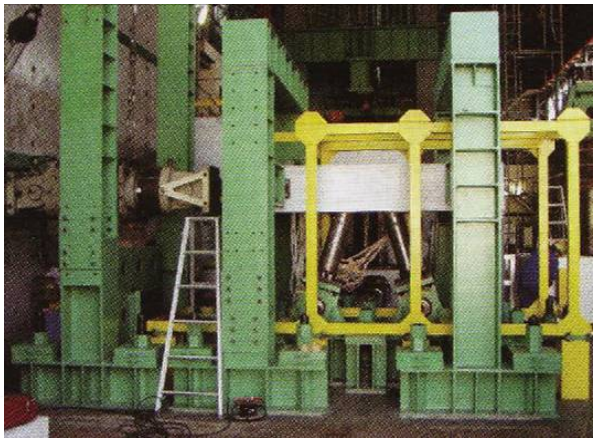


図 5-21　格点構造実験 [16)]

複合トラス橋は，2003 年紀ノ川高架橋（和歌山県），2006 年第二東名 猿田川橋･巴川橋（**図** 5-22 静岡県）で完成した．近年では，さらにこれらの格点構造を応用して自碇式複合トラス橋 青雲橋（**図** 5-23 徳島県）など新しい橋梁形式に進化している．

図 5-22　第二東名 猿田川橋

図 5-23　青雲橋 自碇式複合トラス橋 [15)]

c) 複合エクストラドーズド橋

エクストラドーズド橋とは，通常，桁内に配置される PC 鋼材を桁外まで大偏心させた PC 橋である．この構造により一般的な PC 橋に比べ長支間化が可能になる．複合エクストラドーズド橋は，支間中央に重量の小さい鋼桁とする混合構造にしたり，PC 箱断面を軽量な波形鋼板ウエブ構造にすることにより合成構造とし，さらに合理的に長支間化を実現する橋梁形式である．

混合形式の複合エクストラドーズド橋では 2000 年に完成した伊勢湾岸道 木曽川橋・揖斐川橋（**図** 5-26 愛知県・三重県）が有名である．そこでは，**図** 5-25 のような PC 桁と鋼桁の接合構造について研究開発され，その後さまざまな混合橋で採用されている．

PC 箱断面に波形鋼板ウエブを用いたエクストラドーズド橋としては，長崎道 日見夢大橋（**図** 5.27 長崎県）などが 2003 年に建設されている．

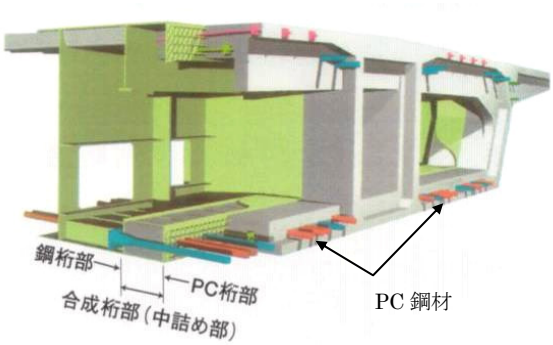


図 5-25　伊勢湾岸道 木曽川橋・揖斐川橋で用いられた PC 桁と鋼桁の接合構造 [17)]

図 5-26　伊勢湾岸道 木曽川橋

図 5-27　長崎道 日見夢大橋 [8)]

d) 最先端の長大複合構造橋梁

① PC・鋼複合波形鋼板ウエブ斜張橋

図 5-28　第二東名 矢作川橋 [8)]

第二東名 矢作川橋（豊田アローズブリッジ）は，長大橋として合理的な構造を追求し，PC 斜張橋に主塔間の中央を鋼桁とした混合構造や，PC 断面に波形鋼板ウエブを採用するなど，複合構造を様々に活用した PC・鋼複合斜張橋である．

PC 桁と鋼桁の接合構造は，木曽川橋・揖斐川橋の構造を応用し，PC 桁の波形鋼板ウエブと鋼箱桁のウエブの接合には，接合部近傍に定着される PC 外ケーブルによる局部応力を把握し，直接接合とせず，巻立てコンクリートを介してせん断力を伝達させる構造とした（図 5-29）．

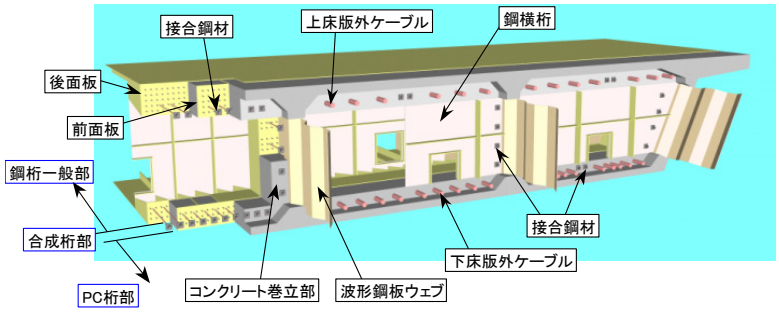


図 5-29　波形鋼板ウエブ PC 箱桁構造と鋼桁の接合構造 [18)]

また，橋脚から張出した片持ち梁形状の受梁部とその上の主塔基部は，大きく湾曲した形状を有している．主塔基部･受梁部はプレストレスでひび割れ制御した構造を採用している（**図 5-30**）．本構造の適用にあたり，充腹鋼板で補強されたコーベルのせん断耐力に関する鋼部材の寄与率等の設計法を提案するとともに，耐荷力確認実験や非線形 FEM 解析等により，終局時および使用時の安全性を確認している．

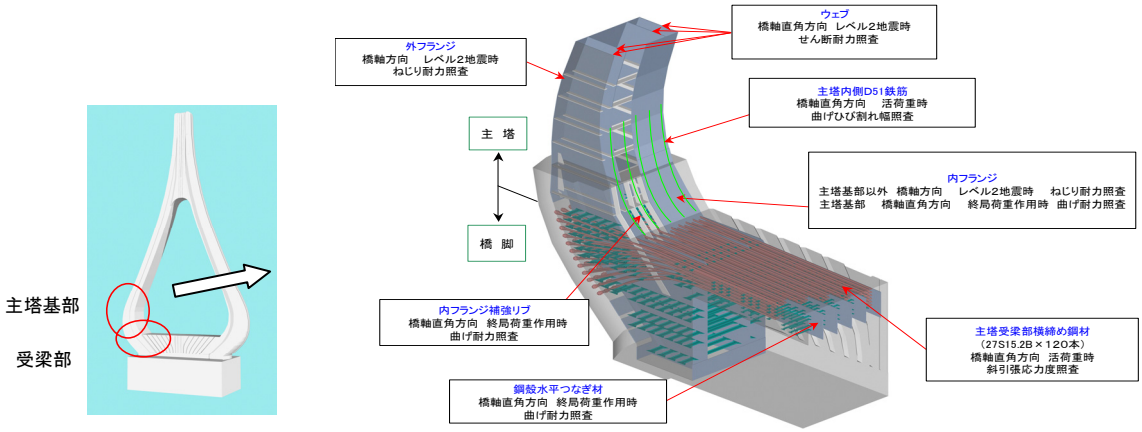


図 5-30　主塔基部の鋼格構造 [18)]

② 鋼・コンクリート複合アーチ橋

第二東名　富士川橋は，265m という長支間となるアーチ橋で，上部桁の自重を低減するため，軽量な PC 床版鋼 2 主 I 桁を採用した鋼・コンクリート複合アーチ橋である．上部構造の軽量化により，コンクリートアーチ橋と比べ，40％の軽量化が図られ，コスト縮減を実現している．

図 5-31　第二東名　富士川橋

また，耐震性や支承などの維持管理性の向上を目的にアーチクラウンおよび橋高の高い橋脚･鉛直材は鋼桁と剛結構造を採用している（**図 5-32**）．本橋では FEM 解析により構造詳細を検討し，1/4 モデルによる性能確認試験を行い，鋼とコンクリートのずれ止め構造として孔あき鋼板ジベルを採用している．

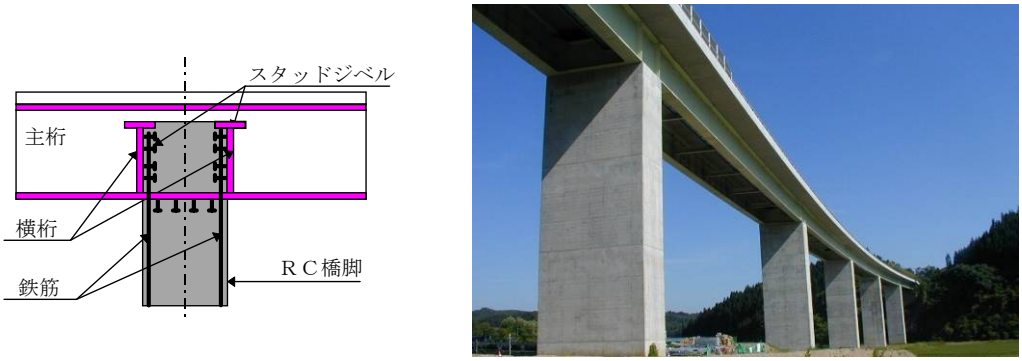


図 5-32　橋脚と鋼桁の剛結構造と鋼 2 主桁橋の採用例

3. 橋梁の更なる複合構造技術への期待

これまで見てきたようにここ 10 数年間の橋梁における複合構造の技術開発はすざましいスピードで行われてきた．複合構造に関する技術開発は今後も継続されると考えられる．今回紹介した複合構造以外にも，新たな構造形式や鋼とコンクリート以外の材料との複合構造なども考えられる．新たな構造形式としては，スペーストラス，コンクリート充填鋼管構造（**図 5-33**）などが挙げられ，また，高強度繊維材料（GFRP，CFRP など）などの新材料と鋼またはコンクリートとの複合構造（**図 5-34**）の技術開発が期待される．

図 5-33　CFT ガーダー橋 [19)]

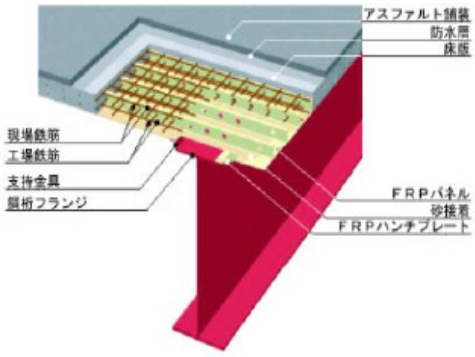


図 5-34　FRP 合成床版 [20)]

4. 最後に

今回は PC 橋から複合構造へアプローチしたものについて紹介した．当然のことながら鋼橋からのアプローチもある．例えば，床版と鋼桁を一体とした断面で考える合成桁は 1960 年代からあるが，鋼橋では床版の損傷などが問題となり，一時，連続桁としての採用形式が途絶えた．しかし，近年，耐久性の高い PC 床版や合理的な少主桁の採用などの更なる技術開発を得て，現在復活をとげた構造として採用されている．

鋼とコンクリート，一般に相容れない業界もこれら複合構造を通じコラボレイトすることで，更なる技術開発を進めた成果として新しい合理的な橋梁を生み出している．これらの新しい複合構造橋梁は，既存の基準を深耕し，基準を超えて性能設計の観点からアプローチした多くの技術者の努力の集大成がそれぞれの橋梁に刻み込まれている．今一度これらの複合構造橋梁を現場で見るとその努力が理解できるのではと思われる．

なお，本章は先端事例研究小委員会での池田尚治先生のご講演と，各種資料 [21,22)] を参考にしてまとめたものである．ご講演のなかで，「技術は常に進歩，進化，深化しなければならない．進歩が止まれば，市場経済の餌食になる．魚でいえば鰹のようなものである．鰹は常に泳ぎ続けていなければ酸素を取り込めず死んでしまう．技術者も新技術を貪欲に求め続けなければ死んでしまうのである.」という言葉があった．複合構造橋梁の進化のスピードはまさにこの言葉と共にあるように思える．

最近学生の間では，工学部の人気が低迷しつつある．高度な知識を身につけながら，社会では必ずしも報われない理系というイメージがある．これは，工学部は農学部や理学部のような先端技術のきらめきで負けつつあることと，先端技術開発が滞り価格競争に巻き込まれているイメージがあることによるのかもしれない．オールドインダストリーといわれる産業の中でも，自動車産業はコンピューターや炭素繊維強化プラスチックなどを貪欲に吸収して日々進化をしつつある．

建設産業はオールドインダストリーの最たるものであるが，建設分野においても，他分野の技術を取り込んで，引き続き，新技術の研究と開発を進めていく必要があると思われる．

最後に，ご多忙にもかかわらず当委員会でのご講演を快く引受け，有意義なご講演を聞かせていただきました池田尚司先生に感謝の意を表します．

参考文献

1) 土木学会 鋼・コンクリート複合構造の理論と設計(1)基礎編：理論編，構造工学シリーズ 9-A，土木学会，平成 11 年 4 月
2) NCB 研究会編 新しい合成構造と橋，山海堂，1996.2
3) 鐵骨橋梁年鑑 1966，鐵骨橋梁協会，(社)日本橋梁建設協会協編
4) 土木学会 鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン，構造工学シリーズ 3，土木学会，平成元年 3 月
5) Jacques Mossot，Structurae，http://en.structurae.de/
6) Yoshito Isono，Structurae，http://en.structurae.de/
7) 高速道路の橋，日本道路公団監修，(財)高速道路調査会
8) 写真でみる高速道路橋の技術［コンクリート橋編］，(財)高速道路技術センター技術検討委員会構造物研究部会編，平成 17 年 9 月
9) 重信川高架橋工事資料，日本道路公団高松建設局松山工事事務所
10) 第二東名高速道路波形鋼板ウエブの適用性に関する検討，平成 14 年 3 月，(財)高速道路技術センター
11) 波形鋼板ウエブを有する鋼コンクリート複合構造橋梁の長支間化に伴う技術検討, 平成 13 年 3 月，(財)高速道路技術センター
12) 設計要領第二集橋梁建設編，東日本高速道路㈱，中日本高速道路㈱，西日本高速道路㈱，平成 18 年 10 月
13) 橋 1995～1996，土木学会
14) 津久見川橋工事資料，日本道路公団九州支社
15) 橋 2004～2005，土木学会
16) 猿田川橋・巴川橋(PC・鋼複合上部工)工事資料，日本道路公団静岡建設局静岡工事事務所
17) 木曽川橋・揖斐川橋工事資料，日本道路公団中部支社四日市工事事務所
18) 矢作川橋工事資料，日本道路公団中部支社豊田工事事務所
19) 橋 2005～2006，土木学会
20) AGC マテックス㈱HP
21) 池田尚治：土木分野における複合構造の発展，コンクリート工学，Vol. 36，No. 10，1998.
22) 池田尚治：橋梁の構造美，コンクリート工学，Vol.45，No.1，2007.

（執筆者：松本高志，酒井修平）

第 6 章

免震・制振技術

１．はじめに

長大橋梁や高層建築物などは，一般的に固有周期が 1 秒から 5 秒と比較的長く，減衰性能にも乏しいため，風や地震などの自然外力が作用した場合，大きな振幅による揺れが長時間生じる危険性がある．こうした振動は，高層建築物においてはいわゆるビル酔いといった居住性の低下を招く可能性があり，また橋梁構造物においても架設時や供用時における安全性に影響を与える恐れがあるため，何らかの対策を講じる必要がある．

こうした要請に対する解決策の一つとして，アクティブ制御をはじめとした振動制御技術が注目されている．振動制御の考え方自体は， Den Hartog (1956)らの TMD をはじめ比較的古くから存在するが，近年では，高度に進歩したメカトロニクス，情報処理技術，センサーやモニタリング技術などの最新技術を有機的に複合した，インテリジェント制御技術・装置の開発や適用が盛んに行われ効果を発揮している．

本章では，こうした振動制御の基本的な考え方について解説するとともに，風外乱に対する対策として主にマスダンパ方式のアクティブ制振装置を取り上げ，実際の橋梁，高層ビル等への適用事例を通してその有効性と将来性を明らかにする．

２．制振の原理

(1)　基本的な考え方

いま，図 6-1 に示すように，高層建築物や橋梁などの構造物の振動特性を簡易に表現するモデルとして，単一の質量 m と線形剛性 k，および構造減衰要素 cより構成される一自由度モデルを想定する．この構造に風や地震などの外力 f_w が作用したときの運動方程式は式(1)のようになる．

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = f_w \tag{1}$$

この両辺を，外力作用前には構造物は静止しているとして Laplace 変換し，外力と変位（応答）の比をとると

$$\frac{X(s)}{F_w(s)} = \frac{1}{ms^2 + cs + k} \tag{2}$$

となる．外力をデルタ関数とした場合（ f_w=δ(t) すなわち F_w(s)=1→パルス外力は構造系のすべての振動成分を励起する）について $s = i\omega$ として式(2)の比を計算すると，例えば図 6-2 の点線のようになるが，このように外力の周波数によって構造系の応答は大きく異なり，特に特定の周波数（固有振動数 ω_{res}）で非常に大きな応答を示すことがわかる．従って，この固有振動数での応答を低減させることが必要となるが，たとえば構造系の減衰 c を何らかの方法で増加させ，エネルギー吸収を図ることができれば，図 6-2 実線のように共振点近傍における応答を大幅に低減することが可能となる．制振の定義には様々なものがあるが，その一つとしてこのように外乱に対して付加的な力 f_c（制御力）を作用させ，構造系の減衰を増加させて振動を低減させる手法と定義することができる．この制御力 f_c をどのように与えるか（制御則）が，振動制御の性能を決定する上で非常に重要な要素となる．これについては，以下(3)項において考察する．

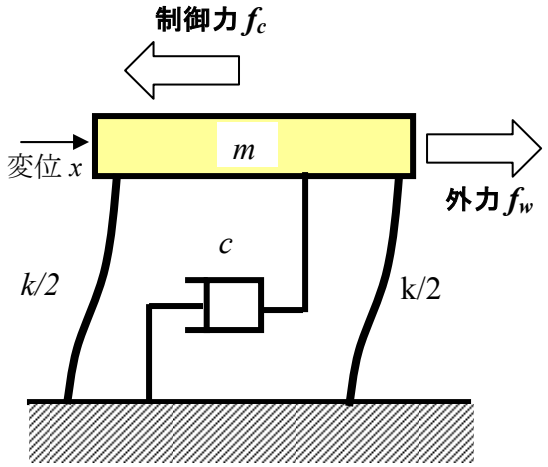


図 6-1　直接外力を受ける振動系のモデル

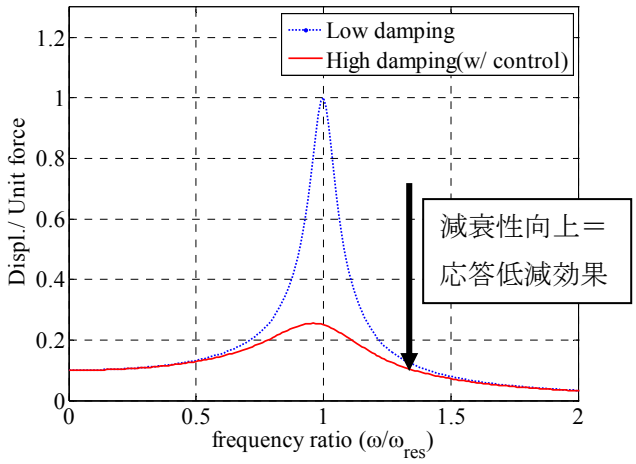


図 6-2　変位／外力に関する伝達関数

(2)　各種の振動制御装置

構造物に制振を導入するためには，(1)で述べた制御入力の設計の他に，制御力 f_c をどのような機構により発揮させるかが問題となる．こうした機構の代表的なものとして，次のようなものが挙げられる．

- パッシブ装置

  ばねやゴム，ダンパー装置など，他の構造から受ける変位や速度に対する抵抗力を制御力として用いる機構である．外部からの動力を必要としないため，一般的に広く用いられている．しかし，剛性や減衰などの構造特性を振動中に変えることができないため，設計時に想定した外乱と大きく異なる入力が作用した場合，所定の制振性能を満足できない可能性がある．

- セミアクティブ装置

  可変剛性機構，可変減衰機構など，パッシブ装置の特性を振動中に可変にすることができる機構である．パッシブ装置よりも高い制振性能を発揮することが可能であるが，やはり装置を組み込んだ構造の応答に対する抵抗力として制御力を発揮するため，一般にアクティブ装置ほどの制振性能を実現することは難しい．

- アクティブ装置

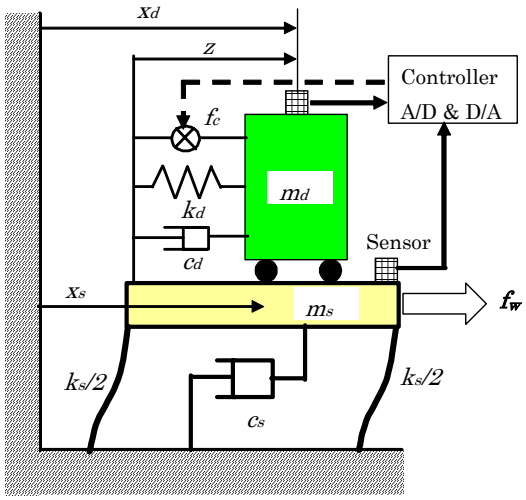
  アクチュエータやサーボモーターなど，外部からのエネルギー供給により構造系の振動特性によらない制御力を発揮させる機構である．適切な制御則の選定，制御系の設計，装置の製作等がなされればパッシブ，セミアクティブ制御と比較して外乱の変動に対してロバストであり，非常に高い制振性能を得ることが可能となる．

上記の機構それぞれについて，様々なデバイスが提案・開発されているが，ここでは高層建築や橋梁構造などの塔状構造物（周波数帯は0.2～1 Hz程度）の風および地震振動対策として広く実用化されているマスダンパ方式のアクティブ制振装置を取り上げる．

(3)　マスダンパ方式によるアクティブ制振

塔状構造物は一般に固有周期が長く減衰性能に乏しいため，何らかの方法で構造減衰を増加させ，自由振動や強制振動をすみやかに減衰させる必要がある．しかし，塔状構造物はその構造上，減衰や剛性要素を直接構造物中に配置することが難しい場合が多い．このような構造物の制振によく用いられる手法として，マスダンパ方式の制振構造がある．これは，制振対象構造物の振動質量（総質量の約 1/3 程度）に対して，その約 0.5%

～1%程度の質量を有する移動可能な小さな錘（可動マス）を設置し，この可動マスの振動による慣性力により制御力を発生させる機構である．マスダンパを有する構造物（図 6-1の構造）の模式図を図 6-3 に示す．



m_s, c_s, k_s ：構造物の質量，減衰，剛性
m_d, c_d, k_d ：マスダンパの質量，減衰，剛性
x_s ：構造物の絶対変位
x_d ：マスダンパの絶対変位
z ：マスダンパと構造物の相対変位
f_c ：アクチュエータ等によるアクティブ制御力
f_w ：外乱（風など）

図 6-3　マスダンパ方式制振装置を有する構造系モデル

ここで，アクチュエータ（もしくは AC サーボモーターなど）のアクティブ装置の制御力は，可動マスや主構造の状態によらず任意に発生させることができることに注意する．また，アクティブ装置に対する指令信号は，センサーにより測定した構造物やマスダンパの応答を用いて，例えば DSP（高速演算プロセッサ）などによりコントローラ内で計算される．この二自由度系の運動方程式は，主構造物およびマスダンパについてそれぞれ次のようになる．

（主構造）　$$m_s\ddot{x}_s + c_s\dot{x}_s + k_s x_s + c_d(\dot{x}_s - \dot{x}_d) + k_d(x_s - x_d) = f_w - f_c \quad (3)$$

（マスダンパ）　$$m_d\ddot{x}_d + c_d(\dot{x}_d - \dot{x}_s) + k_d(x_d - x_s) = f_c \quad (4)$$

これはまた次のようにも表せられる．

(主構造)　$$m_s\ddot{x}_s + c_s\dot{x}_s + k_s x_s = f_w - c_d(\dot{x}_s - \dot{x}_d) - k_d(x_s - x_d) - f_c \quad (5)$$

$$= f_w - f_p - f_c \quad (6)$$

（マスダンパ）　$$m_d\ddot{x}_d = -c_d(\dot{x}_d - \dot{x}_s) - k_d(x_d - x_s) + f_c \quad (7)$$

$$= f_c + f_p \quad (8)$$

すなわち，外力 f_w をアクチュエータの制御力 f_c およびパッシブ制御力 f_p により減衰させる機構となっている．ここで，f_c=0 の場合，すなわちアクチュエータがない場合はパッシブ方式であり，主構造の振動時にマスが大きく振動して制御力を発揮する，いわゆる TMD（Tuned Mass Damper）と呼ばれる装置である．バネおよびダンパー装置の特性は，PQ 定点理論などを用い，主構造の振動に同調するように決定される．バネおよびダンパー装置の特性を可変としたものはセミアクティブマスダンパとよばれる．これに対して，k_d=c_d=0(f_p=0)の場合は，マスをアクチュエータにより直接駆動する方式であり，アクティブマスダンパと呼ばれるアクティブ制振機構である．

いま，式（3）と式(4)を加えて別の表現をしてみると

$$(m_s + m_d)\ddot{x}_s + c_s\dot{x}_s + k_s x_s = f_w - m_d\ddot{z} \quad (9)$$

となる．可動マスと構造系との相対変位 z はアクチュエータにより任意に与えることができるので，たとえば主構

造の速度データをセンサーにより測定し，可動マスの速度が

$$m_d\ddot{z} = K_v\dot{x}_s \quad \longrightarrow \quad \dot{z} = (K_v/m_d)x_s \tag{10}$$

となるようにアクチュエータをコントロールするとすれば，主構造の運動方程式は結局，

$$(m_s + m_d)\ddot{x}_s + (c_s + K_v)\dot{x}_s + k_s x_s = f_w \tag{11}$$

となり，可動マスの速度と建物の変位とが同位相となるように制御すると，マスダンパによる制御力は主構造の減衰を増加させ，共振応答を低減することが可能であることがわかる．

ここで，先に設定した係数 K_v，すなわち構造系に付加する減衰は，マスダンパの制約（最大変位，アクチュエータの最大荷重等）の範囲内であればコントローラ内で自由に変更することが可能であり，必要であれば主構造の変位や加速度信号をフィードバックするような制御則も設定可能である．また設置後の微調整も比較的容易に行うことができる．これは，一度設置してしまうと基本的にその特性を変更することができないパッシブ装置にはない優位性であり，アクティブ制振は架設構造物のように建設に従って構造特性が変化する構造物に対して特に有効である．また，アクティブ制振では主構造の微小な振動をセンサーにより捕捉し，これに従って可動マスを（最大変位等の物理的制約の範囲内で）自由に駆動することができるため，微小振幅領域から制振性能を発揮することが可能である．これはビルの居住性向上のためには必須の性能である．逆にパッシブ方式では，主構造の振動が微小な場合，機構部のガタなどの影響によりマスダンパが十分作動しない可能性がある．

なお，アクティブマスダンパにバネおよびダンパー装置を組み込み，アクチュエータやモーターに必要とされる動力を軽減することが可能なハイブリッドマスダンパも適用されている．

(4)　インテリジェント制振

近年では，アクティブ制振にもより高度な機能が求められている．代表的なものとしては，建物の揺れがある程度以上になった時のみ制振装置を機能させるトリガー機能，過大な揺れに対して制御力を調節および飽和させて装置の破損や機能停止を防止するとともに，小さな揺れの時には制振装置の能力を最大限活用して積極的な制振を行う可変ゲイン制御，制振機能が正常に働いているか（構造物を励振していないか）を判断する加振検出機能などがある．このように，単に振動を制御するのみならず，少ないエネルギー消費で効果的な制振を行い，かつ自らの状態および構造物の状態に応じて特性を柔軟に変化させる，いわばインテリジェント化した制振機構の開発・実用化が進められている．

(5)　性能確認と動態観測（モニタリング）

制振構造の導入にあたっては，ある再現期間を有する強風や地震動などの外力に対し，振動の低減率を性能目標として設定し，これを満足するような制御則，制御方法，制御装置を開発・製作することになる．従って,制振装置が目標とする性能を有しているかどうかを製造，設置時，設置後の各段階でモニターし，必要があれば調整等を行う必要がある．

このうち，製造時の動作試験では，制振装置単体の機械的および電気的な基本性能を確認するが，現地設置時の試験では，実際に装置を動作させて制振性能を直接確認することが行われる．これは，構造物の設計者および発注者にとって，振動特性を把握し所定の性能を有しているかを確認することができるため，性能設計の観点からも非常に重要な意味を持っている．この段階の試験では，構造物を加振後に制御装置を作動させ，自由振動波形から減衰性能を把握する試験，および加振を行いながら制振を行い，周波数応答を確認する試験などが行われるが，アクティブもしくはハイブリッド制振装置を用いた場合，制振装置を加振装置としても用いる

ことが可能であり，これはパッシブ装置にはない利点である．

また，設置後の動態観測では，実際に制振装置が作動したときの制振装置の挙動（可動マス変位，速度，トルク，制御ゲイン等）および構造物の振動特性を記録することで，実際の制振効果を評価して納入先に装置の品質保証を行うとともに，故障時や異常挙動時の原因究明および対策立案のための基礎データとすることができる．実際，近年の常時モニタリング技術およびセンシング技術の発展により，実地での継続的な動態（遠隔）観測が可能となり，こうした実データの蓄積がより性能の高い制振装置の開発につながっている．

３．アクティブ制振技術の実例

(1) レインボーブリッジ主塔の風制振(1991 年)[1),2)]

レインボーブリッジは，橋長 798m，中央径間長 570m の 3 径間 2 ヒンジ補剛トラス吊橋である．図 6-4 に示す台場側主塔は総鋼重 4800t，高さ 117m であり，塔柱の外側を湾曲形状とし，継手のほとんどを溶接とすることで景観性に配慮している．

設計段階に実施された風洞試験の結果，主塔架設時からケーブル完成時までの期間に主塔に渦励振が発生することが予想された．架設時の作業性の向上，架設機材の安全性の確保を目的として，台場側主塔・芝浦側主塔の各塔頂に制振装置を設置することになった．このうち，台場側主塔の制振装置は，橋軸方向曲げ 1 次モード用にアクティブ方式 1 基，橋軸直角方向曲げ 1 次用およびねじれ 1 次用にパッシブ方式 3 基の計 4 基である．架設作業性の確保の点から作業限界風速を 16m/s とし，この風速以下における許容加速度を 50Gal に設定した．

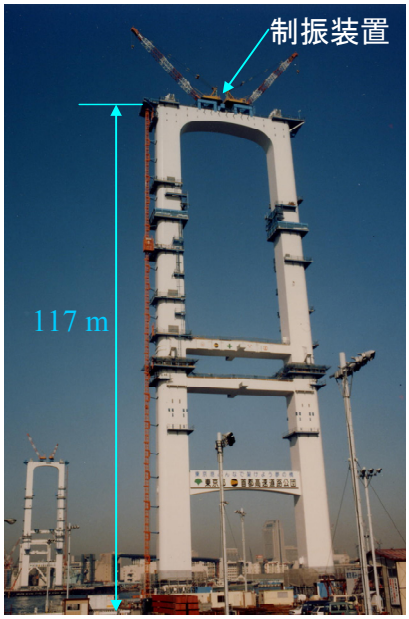
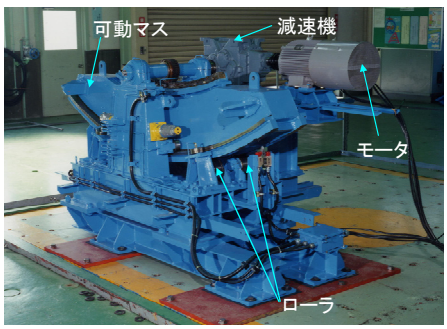


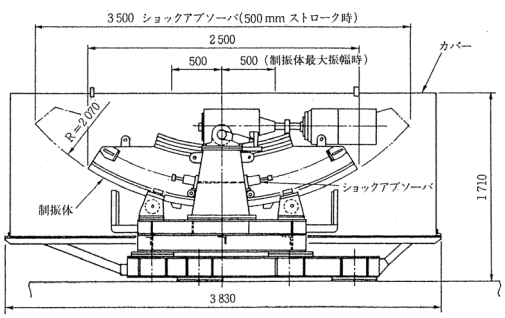
図 6-4　レインボーブリッジ主塔(架設時)

アクティブ制振装置（図 6-5）は，円弧状の可動マスによる振り子の原理を利用したパッシブな機構と電動モータによる制御機能を加えたアクティブ方式の両者を組み合わせた方式である．アクティブ制振装置が橋梁に適用されたのは本橋が初めてである．主塔架設ステップの進捗とともに橋軸方向曲げ 1 次モードの固有振動数が 0.26～0.55Hz と広い範囲で変化するが，本装置は各固有振動数において十分な制振性能を有している．また，ランダム風外力に対しても高速応答が可能である．さらに構造が簡単なスイング機構を採用しているので，構成部品が少なくコンパクトで故障しにくく，メンテナンスが容易であるなどの多くの特長がある．

動態観測による制振装置の有効性の検証を行い，応答振幅が 1/4 程度に低減されていることを確認している．



(a) 写真



(b) 機構図（単位：mm）

図 6-5　制振装置

(2) 白鳥大橋主塔の架設時制振対策(1992 年) [3),4)]

白鳥大橋は，北海道室蘭港を横断する橋長 1380m，中央径間長 720m の 3 径間連続 2 ヒンジ補剛吊橋である．図 6-6 に示す主塔(3P)は 2 本の塔柱と 4 本の水平材から構成され，高さ 127.9m，総鋼重約 2400t のラーメン構造物である．

風洞試験の結果，主塔独立状態において実橋換算風速 6～8m/s の橋軸直角方向の風によって橋軸方向曲げ 1 次モードの渦励振の発生が予測された．この渦励振は低風速で発生し許容振幅を超過する．さらにより高次モードの渦励振の発生も予想されたが，発生風速が 20m/s 以上と比較的高いことから制振対象から除外された．架設時の作業性の向上，架設機材の安全性の確保を目的として，橋軸方向曲げ 1 次モードを制振対象としたアクティブ方式の制振装置が設置された．上部中間水平材設置後，上部水平材を設置するまでの架設段階においても渦励振の発生が予想され，制振装置による付加減衰が必要と判断されたことから，制振装置は上部中間水平材に設置された．制振目標は，頂部加速度 10Gal 程度とした．

図 6-7 に制振装置の機構図を示す．ローラ支持した V 字形の可動マスを減速機とラック・ピニオン機構を介し電動モータにより揺動させる．V 字形の可動マスは振り子振動し，固有振動数は V 字レールの開き角度により変えられる．可動マスの重量は 9t で主塔の等価重量の約 0.4%に相当する．

制御手法は，制御構造制約に基づく準最適制御法（最小ノルム法）を用いた．現地における制御系の調整段階において，2 次モードによる不安定現象が発生した．このため加速度センサーを 2 次モードの節の近くに配置して，2 次モードの感度を下げるとともに，準最適制御法および 3 次モード以上をローパスフィルタで取り除く不可観測性を活用した低次元化モデルによる制御系への変更により高次モードに対する安定化を図った．制御系の構成を図 6-8 に示す．

動態観測結果等により，冬の季節風に対して 10Gal を超える渦励振が約 1/2～1/3 に低減されていることを確認した．

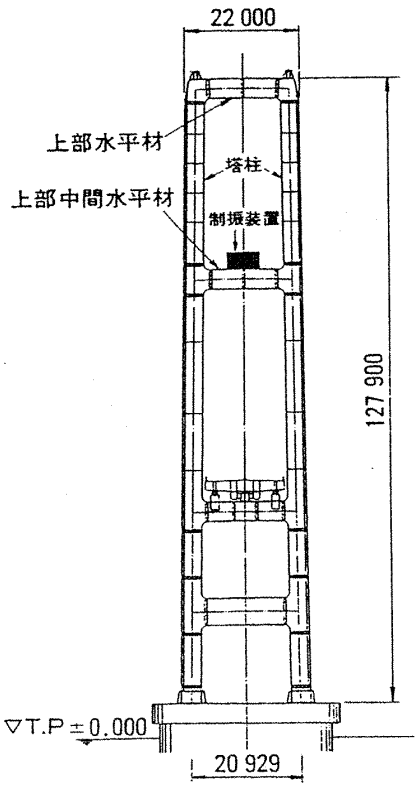


図 6-6　白鳥大橋主塔と制振装置

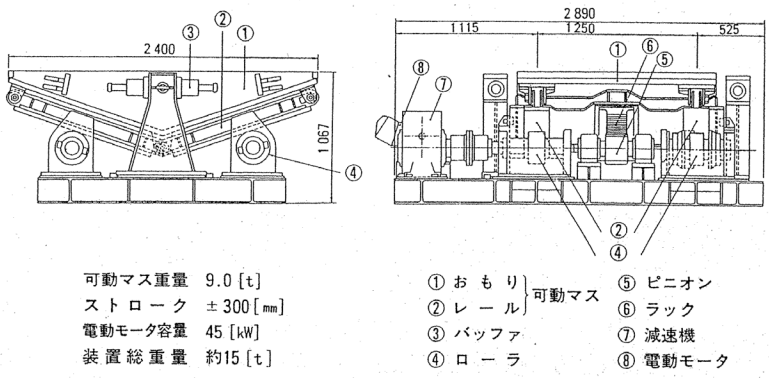


図 6-7　制振装置の構造（単位：mm）

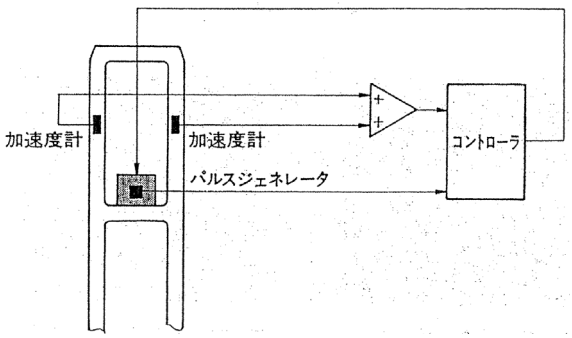


図 6-8　制御系の構成

(3) 新宿パークタワーの風制振(1994 年)[5),6)]

新宿パークタワー（図 6-9）は，地上 52 階，高さ 235m の超高層ビルであり，建物上層部はホテルとなっている．このビルは形状などの特性，周辺環境や固有振動解析結果等から強風時にねじれを伴った短辺方向の揺れを生じることが予測された．このためホテルの居住性を確保するために，制振装置が中間機械室階の 39 階に設置されることになった．

制振装置の開発目標は，①装置の固有周期を長周期対応とし，かつ比較的広範囲に周期調整が現場でできること，②制振効果が高いこと，③建物内設置条件に合わせて装置全体がコンパクトであること，④装置の稼動時にも建物上下階で良好な音環境を維持できること，の 4 点である．また，制御目標は，①再現期間 5 年の強風時（建物頂部における平均風速 23m/s）の建物の揺れを 1/2 以下に低減させること，②中小地震時の後揺れを速やかに減衰させ，また遠方地震時の長周期揺れを大幅に低減させることとした．

制振装置は V 字型形状の可動マス（110t×3 基）がローラ上を揺動する振り子機構である．制振装置の写真および機構図をそれぞれ図 6-10，図 6-11 に示す．装置の特長は，装置の固有周期を 3.7～5.8 秒の範囲で比較的容易に調整できること，装置高さが 3.5m 以下とコンパクトな機構を実現したことである．可動マスの制御には変位制御を採用した．このときフィードバックゲインは，最小ノルム法を用いた準最適制御手法により設定した．

建物据付け後の制御性能確認試験の結果，建物の等価減衰比は制御なしの場合の約 1.1%から制御ありの場合約 10%に増加した. 実際の稼動時においては建物等価減衰比を目標値である約 5%（装置 1 台当たりの付加減衰比は約 1.3%）となるようにフィードバックゲインを設定した．制振装置単体の性能確認試験結果を含め，ほぼ目標どおりの性能が得られていることを実証している．

また，1995 年兵庫県南部地震時に震源地から約 500km 離れているにもかかわらず，1 次モードが主体の振動がビルに生じたが，本装置が起動することにより顕著な低減効果が確認されるなど貴重なデータが得られた．制振効果確認試験や稼動実績による貴重なデータの蓄積にはモニタリングがいかに重要であるかということが再認識された．なお，本システムの開発は鹿島建設株式会社と石川島播磨重工業株式会社（当時）が共同で実施したものである．

図 6-9　新宿パークタワー

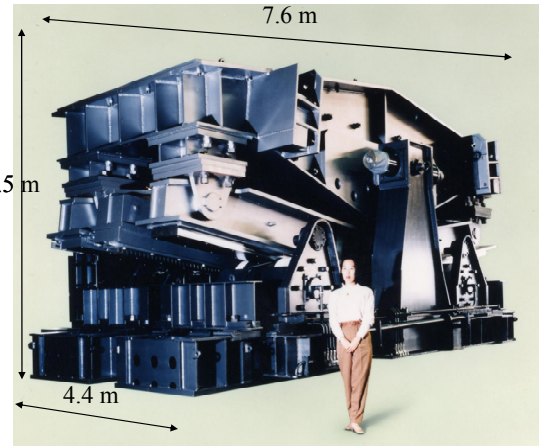
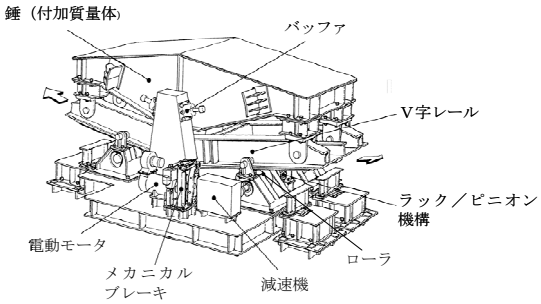


図 6-10　制振装置



付加質量体質量	110 t
最大ストローク	±1.0 m
固有周期調整範囲	3.7~5.8 s
モータ容量	AC75 kW
大きさ	7.6 m×4.4 m×3.5 m（高さ）
総質量	145 t

図 6-11　制振装置の機構図

４．最近のアクティブ制振の展開

(1)　晴海アイランド・トリトンスクエアにおける連結制振（2001）[7)]

高層ビルの地震や強風による揺れに対して，可動マスを用いたマス・ダンパ方式が近年適用されている．しかし，制振対象が複数の建物であり近接して建っている場合には，建物間をダンパやアクチュエータなどの制振要素で連結し，両建物間の相互作用によって制振する方法が利用できる．連結制振は可動マスを用いた制振装置のように建物内に大きな設置スペースを確保する必要がなく，また装置に通路を設ければ，非常時の避難路としても活用できる可能性もある．

晴海アイランド・トリトンスクエア（図 6-12）はオフィス街区と商業施設，コンサートホール，高層集合住宅からなる複合都市である．この地区のランドマークとなっているトリプルタワーはX棟, Y棟, Z 棟で構成され，X 棟は 45 階建-195m，Y 棟は 39 階建-175m，Z 棟は 33 階建-155m，S 造(一部 SRC 造)の高層ビルである．高さの異なる 3 棟はホール棟を中心に三角形上に配置され，地上では独立しているが，地下ではホール棟を含めて一体構造となっている．

図 6-13 に示す制振ブリッジは，X 棟と Y 棟間(設置高さ 162.4m)，Y 棟と Z 棟間(設置高さ 138.4m)に設置されており，コンピュータ制御によって強風が吹いた場合でも揺れを弱め，居住性を保つことができる．アクティブ方式を採用することによって摩擦やガタを回避し，数 Gal の程度の比較的微小な振動に対しても制振効果を発揮している．また，地震時や台風時には，フリーに動き，変形に追従する設計となっている．その上で別途制震ダンパによる耐震設計が採用されているため，大地震後も建物の柱や梁などの主体構造を損傷させない構造となっている．このようなアクティブ式連結制振装置の高層ビルへの適用は，世界でも例がない．

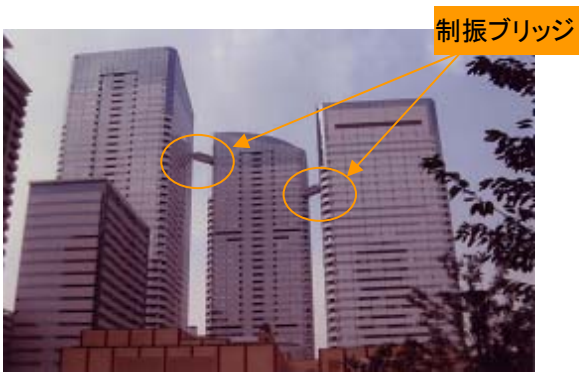


図 6-12　トリトンスクエア トリプルタワー

図 6-13　制振ブリッジ

図 6-14 に示すように，制振ブリッジは内筒，外筒と呼ばれる二つの構造体が入れ子になった構造で，ローラ支持によって伸縮できるようになっている．また，建物との連結部には球面軸受(内筒側)や直交軸受(外筒側)を採用し，水平 2 方向・上下方向の相対変位に対する拘束を除いている．内筒には，内外筒を連結するクランプ装置が設置され，電動モータによって伸縮させることができる．

強風によって建物が揺れ始め，床加速度レベルが 2Gal を超えると，クランプ装置は外筒を把持して相互の建物に制御力が加えられ，制振作動が開始される．このときの制御ストロークは±0.1m である．風が吹かない通常時のほか，制御ストロークが±0.1m を越える大地震時や暴風時には自動的にクランプ装置を開放し, 力が加わらないようにしている. このときの内外筒間の有効ストロークは±2.4m である．

現地での制振効果確認試験結果(図 6-15)によると，X,Y 棟間用を起振機とし，Y,Z 棟間用の制振ブリッジを制振作動させた場合とさせない場合を比較した場合，1 基のみの制振でも各方向とも周波数応答の共振ピークが 1/2 程度に低減していることが分かる．その他，解析結果や実測結果などから，制振時

の建物の減衰が非制振時の 2 倍～3 倍に向上していることを実証している．

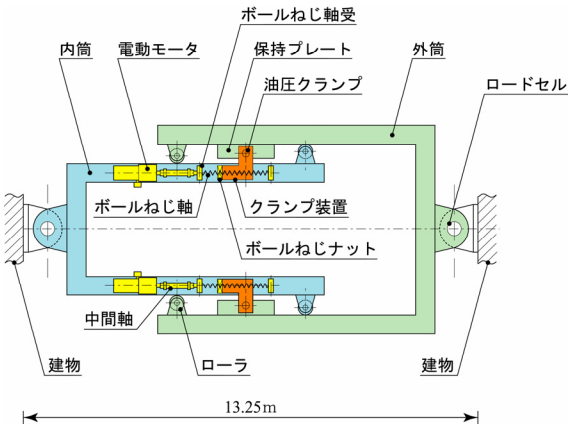


図 6-14　制振ブリッジの駆動機構

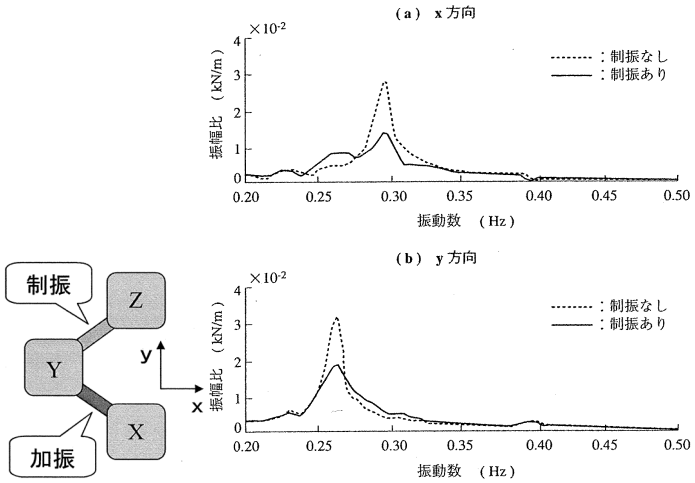


図 6-15　Y 棟 38 階の周波数応答の実測結果(加振試験)

(2)　空港管制塔向け制振装置（2006）[8),9)]

空港管制塔は柔軟な塔状構造物であり、強風時の風揺れが管理業務に支障を与える．管制官の風揺れによる船酔いのような現象を防止するため制振効果の高いアクティブ系制振装置が必要とされるが，円柱形状の航空管制塔の場合，装置用スペースの確保が最大の課題となる．

イギリス・ロンドンのヒースロー空港第 5 ターミナル管制塔（図 6-16）は，高さ 87m の S 造塔状構造物で，全面ガラスで覆われた管制室は，幅 4.6m のスチール柱と地上にアンカーで固定された支持ケーブル（水平面内 120 度間隔に 2 本ずつ計 6 本）によって支えられている．管制室へはスチール柱に設置された 2 基のエレベーターと階段で行くことができ，スチール柱の基部は技術・管理の目的に使われる 3 階建ての建物で囲まれている．

図 6-16　ヒースロー空港第 5 ターミナル管制塔

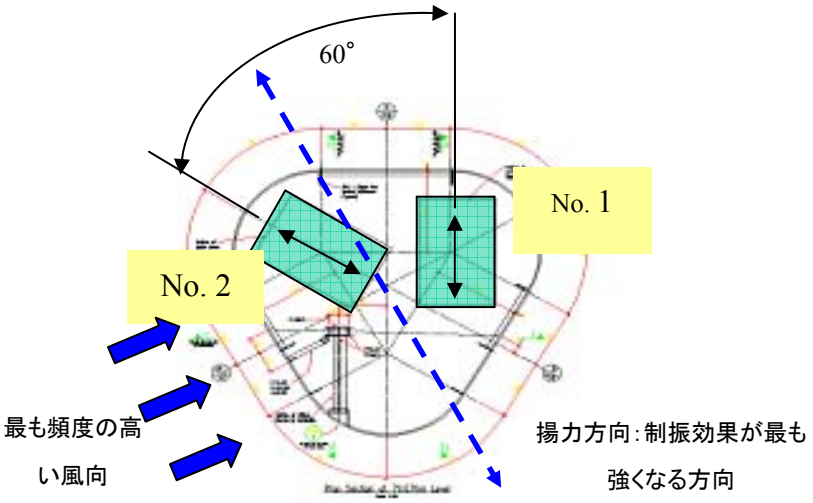


図 6-17　制振装置設置方向

ヒースロー空港管制塔では，限られたスペース内で最も効果的に制振性能を発揮し，さらにほぼ軸対称な構造物であることから任意方向の揺れに対応する必要があった．このため，図 6-17 のように風計測を行って最も頻度の高い風向を特定し，それを受けて構造物が振動する揚力方向(風直角方向)に 2 台の制振装置を鋭角配置する方法が採用された．

設置された装置は，制振体重量 5 トン/台(装置の全重量 8 トン/台，高さ：約 1.3m，幅：約 1.8m，奥

行：約 1.2m）で，可動マスに連結したコイルバネとオイルダンパで構成されたパッシブ機構と，コンピュータ制御により可動マスに制御力を与えるアクティブ機構を組み合わせたハイブリッド方式となっている．この制振装置の新機構はバネを垂直方向に設置したことである．このため，狭い空間に設置可能なコンパクトな形状となった．また，縦バネの初期張力で装置の固有周期を調整することができる．縦バネは上下から支持することで可動マスの摩擦を少なくし，パッシブ機構の性能を向上させている(図 6-18，図 6-19)．

この制振装置は，新しい試みとして実機搭載前に DSP を用いて地上試験を行っている．DSP 内に制振対象タワーの数値モデルを組み込み，これと制振装置の加振試験を組み合わせることで，制振効果を確認している．

図 6-18　制振装置

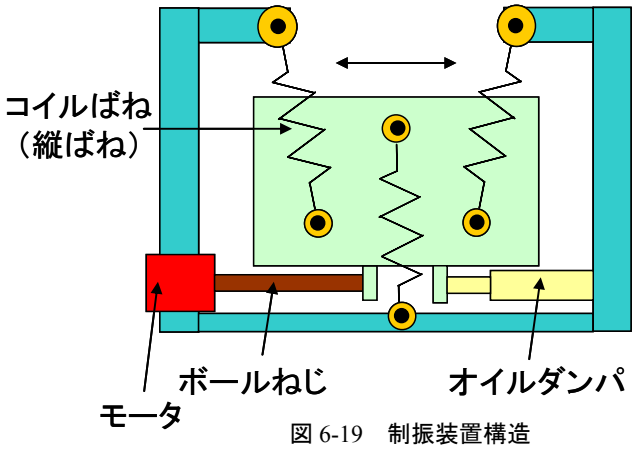


図 6-19　制振装置構造

(3)　高層ビルを対象としたフルアクティブ制振の試み [10)]

最近の高層建築物には，地震や強風に対する高度な安全性保持・快適な居住性などに加え，装置の軽量かつコンパクト化，低コスト化，メンテナンス性向上などへの要求も高まってきている．

東京ミッドタウン(2006 年，図 6-20)では，これらの要求を満足するため，機構を簡素化したフルアクティブ制振装置が採用された．東京ミッドタウン A 棟は，高さ 248m，54 階建の S 造(地下 SRC 造)で，現在東京で最も高い超高層ビルである．高層部が一流ホテルであるため，強風時の十分な居住性確保が求められた．そこで，地震力に対しては鋼製履歴型の地震エネルギー吸収部材(制振ブレース)を設置し，風揺れ対策として別途，確実に居住性を確保できるアクティブマスダンパー(AMD)を採用している．

図 6-21 に示すように，東京ミッドタウンの AMD はリニアガイドとボールネジを用いた水平駆動方式となっており，一軸型の駆動装置を直交方向にそれぞれ設けることにより，可動マスを直交 2 方向に駆動できるようにした装置である．このため，装置の高さ方向寸法を低くできるので軒高さを低く抑えられる．また，可動マスが変位制御であることを利用して，ストロークエンドまで有効に作動可能とした．作動ストロークが大きくなった分，可動マス重量が非常に小さく(建物に対する有効質量比 0.3%程度)なることから，床補強コストを低減できる．また，簡単な機構で構成されているため部品点数が少なく，低コストで故障の少ない装置となっている．

本建物では，低層部の事務所階(1～43 階)と高層部のホテル階(45～53 階)で柱割が異なるため，トランスファー階(44 階)を介して建物重量を伝達する構造となっている．制振装置は，このトランスファー階に設置され，トラス架構で構成された空間を有効利用している．また，南東および北西角に設置されることで，建物の X,Y 方向に加えねじれの振動にも対応する構造となっている．

図 6-20　東京ミッドタウン

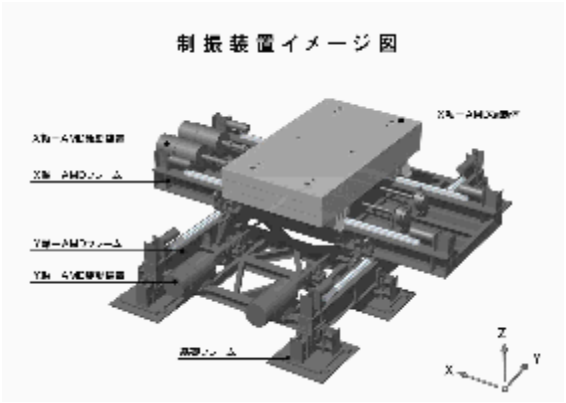


図 6-21　制振装置構造

５．むすび

講演では制振設計の基本原理から最新のアクティブ制振技術適用例まで，多岐にわたる内容をわかりやすくご紹介頂いた．講演では運動方程式や構造のイラストを多用したスライドが数多く用いられており，設計体系が高度に力学に支配されていることが自然と理解することができた．力のやり取りや力学的バランスを直感的に理解すると共に，物事を理詰めで考えていくことの重要性を改めて実感した．

制振装置は制御，電気／電子機器など高度先進技術の集合体であり，建築・機械・制御の分野の技術者達が相互に交流・融合していくことの重要性が強調されていた．しかし，このことは制御分野に限らず，若手技術者・研究者は日頃対象としている狭い領域に閉じこもることなく，広範な知識や技術を貪欲に吸収していくことの重要性を説いているようにも聞こえる．実務，研究および雑務に追われて，勉強不足の若手にとっては耳の痛い話である．

大型プロジェクトが目白押しであった高度経済成長期と対照的に，構造の分野では今日，若手技術者・研究者が参加できるプロジェクトはそう多くはない．国内だけでもこれだけの現場・プロジェクトがあるのは非常に魅力ある分野である．「現場は生きた教材である」という言葉は，現場がものづくりへの責任と引き替えにした，構造技術者・研究者としての能力向上や，社会のニーズ把握する絶好のチャンスであるということを意味しているように感じた．

地震時の構造物に生じる損傷の低減，超々高層ビルへの適用，高度に知能化された制御システムの開発など，数多くの未開発分野が残るアクティブ制振技術の分野に，若手構造技術者・研究者が活躍できる明るい未来を垣間見ることができた．講演内容は実務に基づいた具体的な適用事例を豊富に盛り込んでいたことから若手技術者にとって理解しやすかったと思われる．とくに制振装置の想定外の不安定現象に対する改善策など教科書の勉強だけでは経験できない体験談も披露されるなど大変有益な講演であった．

最後となりましたが，本委員会の趣旨をご理解頂き，若手技術者・研究者の育成のために，小池裕二氏には本講演をお引き受け頂きまして誠にありがとうございました．委員会のメンバーおよび講演に参加したメンバーを代表いたしまして感謝申し上げます．

なお，本報告書は平成 19 年 11 月 7 日に行われた，(株)IHI　小池裕二氏による御講演「土木建築分野におけるアクティブ制振技術　技術開発の歩みと新しい展開（展開事例をもとに）」の内容をもとに再構成したものです．

参考文献

1) 上條建夫，能勢　卓，川上　剛：首都高速道路 12 号線吊橋主塔の振動性状と制振装置の効果，石川島播磨技報，第 33 巻，第 2 号，pp.86-91，1993.
2) 佐藤栄作，冨永博夫，並河賢治，清田錬次，能勢　卓：首都高速 12 号線吊橋の主塔架設時制振対策，土木学会第 1 回「振動制御コロキュウム」ＰＡＲＴ　Ｂ講演論文集，pp.31-39，1991.
3) 高橋守人，西本　聰，橋本　幸，小池裕二，牟田口勝生，上島秀作：能動型制振装置による白鳥大橋の主塔架設時の制振対策，土木学会第 2 回「振動制御コロキュウム」ＰＡＲＴ Ｂ講演論文集，pp.79-86，1993.
4) 谷田宏次：吊形式主塔の架設時制振対策―アクティブ制振装置の設計ガイドライン―，土木学会第 3 回「振動制御コロキュウム」ＰＡＲＴ Ａ講演論文集，pp.173-184，1995.
5) 谷田宏次，小池裕二，牟田口勝生，村田　保，今関正典：超高層ビル用Ｖ字型ハイブリッド制振装置の開発，石川島播磨技報，第 35 巻，第 6 号，pp.388-394，1995.
6) 谷田宏次，小池裕二，牟田口勝生，村田　保，丸岡正典，石井孝二，竹中康雄，有田友彦：Ｖ字型ハイブリッドマスダンパの開発と超高層ビルへの適用，日本機械学会「振動と運動の制御」シンポジウム講演論文集，No.930-43，pp.242-247，1993.
7) 日本機械学会編：機械工学最前線１　運動と振動の制御の最前線，共立出版，pp.23-41，2007.
8) 株式会社 IHI：英国・ヒースロー空港ターミナル管理塔用新型ハイブリッド制振装置を 2 台受注，2003 年 5 月 23 日（http://inettms.ty.ihi.co.jp/ihi/ihitopics/topics/2003/0523-1.html）
9) 小池裕二：空港管制塔用ハイブリッド式制振装置，日本振動技術協会　振動技術，No.14，pp. 16-21，2006.
10) 常木康弘，鳥井信吾，末岡利之，宇田川貴章，今関正典，白木博文：東京ミッドタウンプロジェクトタワー棟（Ａ棟）の構造設計，建設技術 2007 年 8 月号，pp.172-177，2007.

（執筆者：松田一俊，豊岡亮洋，池田貴和子，渡辺学歩）

おわりに

本委員会は，平成 17 年 9 月に発足し，以来約 3 年間にわたって，活動を続け本年度で活動を終了することとなりました．基本的な活動としては，構造工学に関連する実務において委員が興味深いと思われるテーマを選定し，それを専門的に研究あるいは業務として扱っている産・学の方々にご講演をお願いし，最後にそれらの講演内容を基に本報告書を作成しています．

当初，選んだ講演のテーマは 8 タイトルでしたが，ご講演者の都合や活動期間の制約により，最終的には「ハイパフォーマンス・コンクリート」，「風力発電」，「ＰＣ橋梁の設計技術」，「ＰＣ橋梁の施工技術」，「複合構造」，「免震・制振技術」の 6 つとしました．これらは，いずれも構造工学において現在広く利用されている技術，あるいは注目されつつある先端技術であり，本報告書は大学の学部 4 年生程度を対象として学生が実務に携わる前にこれらの技術に関する基礎的内容や課題，業界に関する情報などをある程度イメージできる資料を目指して執筆しています．特徴としては，講演内容で取り上げられた実事例を基に，各技術の基礎事項に加え，事例での困難であった点，工夫した点，どのような場面で，なぜその技術が必要なのか？などについて説明しています．本報告書を通じて構造工学のエンジニアを目指す学生がこれらの技術の知識を得るきっかけになれば幸いです．

最後に 3 年間にわたって活動に貢献してくださった委員の方々，ならびにお忙しいなか長時間のご講演をして下さった講演者の方々に厚く御礼申し上げます．

2008 年　3 月

幹事長　　吉田　純司

構造工学技術シリーズ No. 56
構造工学に関する先端事例研究小委員会活動報告書

平成 20 年　9 月 16 日　発行

編集者　〒160-0004 東京都新宿区四谷一丁目 外濠公園内
社団法人土木学会 構造工学委員会
構造工学に関する先端事例研究小委員会
委 員 長　松 本 高 志

発行所　〒160-0004 東京都新宿区四谷一丁目 外濠公園内
社団法人 土木学会
電話：(03) 3355 - 3559 ／ ＨＰ：http://www.jsce.or.jp

印刷：○○○印刷業社名○○○