

3章 特徴ある複合橋梁

3.1 合成構造

3.1.1 合成桁橋

(1) 概要

ヨーロッパにおける合成桁の基本的な構造形式は、横桁で連結された2本の鋼I桁とコンクリート床版とを合成させた連続合成2主I桁で、この構造は支間40mから60m程度の多径間連続橋梁に多く用いられ適用支間長は100m程度までとなっている。フランスでは^{1), 2)}、従来の鋼橋あるいはPC橋に代わる新しい複合構造橋梁の開発について、1980年代に国家的な取り組みがなされ、その中で鋼橋は合成2主I桁に活路を見いだすことができた。中小支間での経済性を高める努力がなされた合成2主I桁橋は、PC橋に対して競争力が高まり、近年ではこの構造が採用される比率はPC橋と逆転している²⁾とのことである。ドイツでは³⁾、1950～60年代には、高価な鋼材の節減が橋梁の経済性を高める情勢にあったため、数本の鋼主桁を並列した合成格子桁橋がよく用いられていた。その後、PC橋との競争が激しくなったため広幅員の連続合成2主桁橋が開発され、採用されるようになった。ドイツにおける当初の連続合成桁橋は橋軸方向プレストレスを導入していたが、ひび割れ制限を取り入れた合成桁の設計指針⁴⁾に準じてこの橋軸方向プレストレスを回避することが認められたため、最近ではプレストレスしない連続合成桁が普及している⁵⁾。スイスでは⁶⁾、1960年代より連続合成2主桁橋が建設され、ここ30年間では、増大する労務費に対して加工時間の短縮を目的とした設計方法の変遷があり、NC制御の機械および自動溶接の使用が促進され現在の形式に至っている。

わが国では、1960年代に橋軸方向プレストレスを導入する連続合成桁が数多く建設された。1973年に橋軸方向プレストレスを導入しない、いわゆるプレストレスしない連続合成桁の設計法が道路橋示方書に採用されてからは、十数橋がプレストレスしない連続合成桁として建設されている⁷⁾。その後は高速道路を中心とした鋼I桁でRC床版のひび割れ損傷事故が多発し、これを境に単純合成桁を含めて合成桁の採用が手控えられるようになった。近年になって、PC床版を採用して床版支間を増し、主桁本数を2～3本程度に減らした少数主桁形式が、橋梁の建設費縮減に有効な構造形式として採用されるようになり、これを連続合成桁として設計することが着目され、再び連続合成桁の建設が多くなってきている。

2主I桁以外の合成桁形式の橋梁としては、曲線橋の場合やたわみ制限から桁剛性を高める場合、あるいは、景観が重視される場合に用いられる開断面または閉断面の箱桁がある。さらに、箱桁形式の特殊な例として二重合成作用を利用した合成桁がある。ドイツで開発された⁸⁾箱桁形式の二重合成桁は、上フランジと床版とを合成するのに加えて、中間支点上の箱桁の下フランジにコンクリートの下床版を合成するもので、通常の合成箱桁に比べて桁剛性を大きくできるため、桁高を低くする目的や中央径間を大ブロック架設する橋梁などで用いられている。二重合成作用を利用した橋梁には、箱桁形式以外にもプレビームやダブルデッキのトラス構造なども含まれるが、ここで単に二重合成桁と記述する場合には箱桁形式の橋梁を意味するものとする。

ここでは合成桁形式の橋梁について、最近の事例を紹介する。

(2) 合成桁橋の最近の事例

合成2主桁橋および箱桁橋の事例を表-3.1.1.1に示す。

エルトマン橋(ドイツ,1986,図-3.1.1.1)^{9)~11)}は,LP鋼板を使用した最初の橋梁で,フランジに幅1500mmで厚さが50mmまでのLP鋼板が用いられている。支間長が149mと長いため,中間支点上では桁高を6.63mとして,上下フランジは,幅1500mmで250mm厚の極厚鋼板を使用した。床版は,橋軸直角方向にプレストレスを導入したPC床版で,主桁間隔10mに対して床版支間中央の床版厚は28cmである。

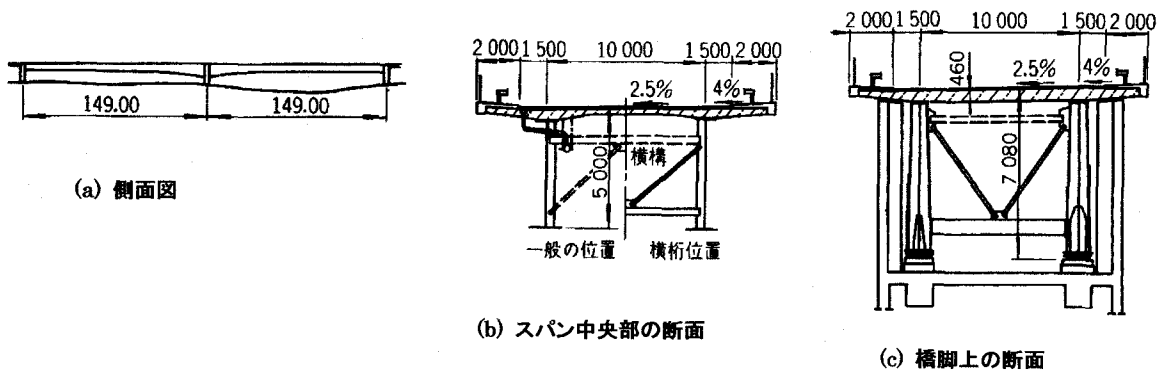


図-3.1.1.1 エルトマン橋

オピタル橋(フランス,1990,図-3.1.1.2)^{1),2)}は広幅員2主I桁の代表例で,主桁間隔12.6mに対して床版支間中央の床版厚は34cmである。強度58.8N/mm²のコンクリートと橋軸直角方向のプレストレス導入で広幅員化を可能としている。横桁は間隔が8mで,腹板の垂直補剛材のフランジに溶接で接合されている。腹板の垂直補剛材は,横桁位置のみに配置され,水平補剛材はUリブを用いて上下2段に配置されている。

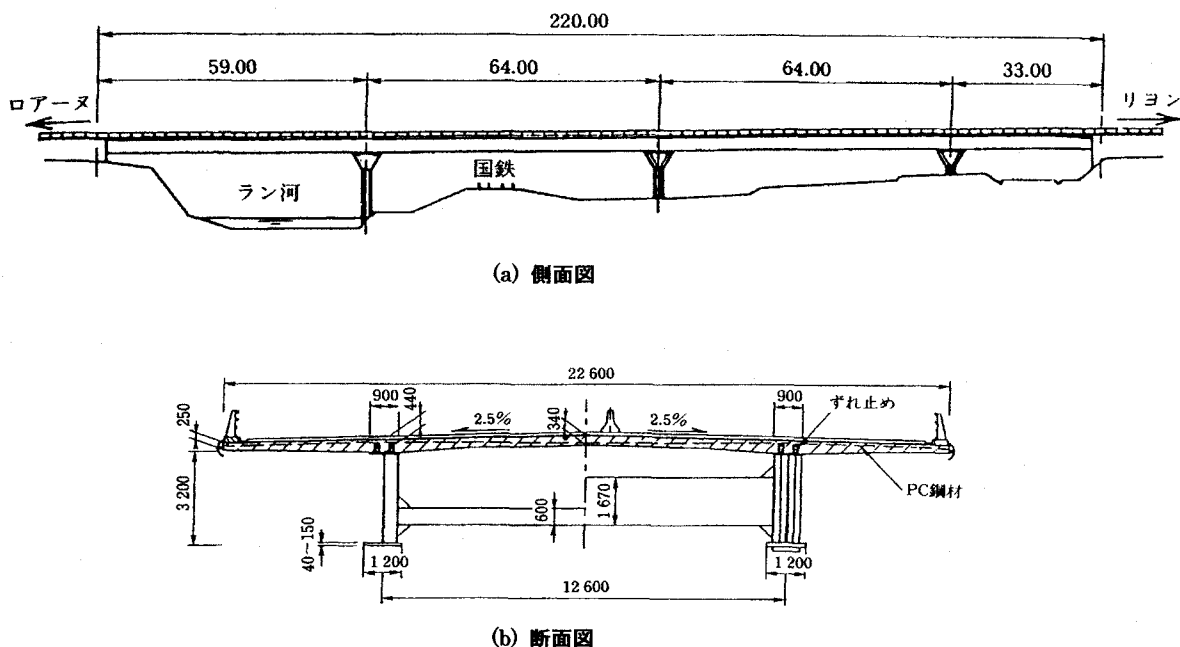


図-3.1.1.2 オピタル橋

表-3.1.1.1 合成桁橋の主な事例

| 橋名 | エルトマン橋 Mainbrücke Eltmann | オピタル橋 Pont de l'Hôpital sur Rhins | ヘーデミュン デンの ヴェラ谷橋 die Werra bei Hedemünden | 千島の沢川橋 Chidorinosawa- River Br. | ヴォー高架橋 Viaducs Des Vaux | 利別川第一橋 Toshibetsu Dai- ichi Br. | 葦科川橋東 (上り線P12~ A2) | 葦科川橋東 (下り線P8~ A2) | |
|-----------------------------|--|--|---|---|--|--|---|--|------------------------------------|
| 種別 | 道路橋 | 道路橋 | 鉄道橋 | 道路橋 | 道路橋 | 道路橋 | 道路橋 | 道路橋 | |
| 所在地/完成年 | ドイツ/1986 | フランス/1990 | ドイツ/1990 | 北海道/1998 | スイス/1999 | 北海道/1999 | 静岡県/2003 | 静岡県/2003 | |
| 橋長 | 294 m | 220 m | 415.5 m | 194 m | 945 m | 917 m | 295.5 m | 280.5 m | |
| 支間割 (m) | 149-143.81 | 59-64-64-33 | 76-96-96-80-67.5 | 46.45-53-53-40.4 | 40-6×56-3×62- 130-16-130-62-45 | 65.2-2×57.5 -2×86.5-55.2 他2橋 | 41.4-5×42.3-41 | 74.1-74-66-64.35 | |
| 主桁形式 | 2主1桁 | 2主1桁 | 1開断面箱桁 | 2主1桁 | 1閉断面箱桁 +2主1桁 | 2主1桁 | 2主1桁 | 2開断面箱桁 | |
| 桁高 | 5.0~6.63 m | 3.2 m | 6.085 m | 2.9 m | 6.0~3.9 m (箱桁) 3.0,2.7m (I桁) | 4.8~2.5 m | 2.95 m | 2.9 m | |
| 床版 | 種類/床版厚 | 橋軸直角方向 PC / 28cm (支間中央) | 橋軸直角方向 PC / 44~34cm | 橋軸直角方向 PC / 40cm(支間中央) | 橋軸直角方向 PC / 32cm | 橋軸・橋直PC / 29cm | 橋軸直角方向 PC / 31cm | 橋軸直角方向 PC / 36cm (支間中央) | プレキャスト 型枠+ 橋軸直角方向PC /26cm |
| | ずれ止め | | 山形鋼と角鋼枠 | 頭付きスタッド | 頭付きスタッド | 頭付きスタッド (群配置) | 頭付きスタッド | 頭付きスタッド | 頭付きスタッド |
| | 施工方法 | | | 移動式型枠装置 を用いた 場所打ち | 移動型枠を用い た場所打ち | 移動型枠を用い た場所打ち | 移動型枠を用い た場所打ち | 移動型枠を用い た場所打ち | 移動型枠を用い た場所打ち |
| 設計の特徴 | ①LTP鋼材の使用 ②中間支点上下 フランジは 250mmの極厚鋼 板を使用 | ①LTP鋼材の使用 ②高品質コンク リート (強度 58.8N/mm ² , 施 工性, クリー プ・乾燥収縮等 の改善) | ①床版に橋軸方 向のプレストレ スを導入しない ②コンクリート の引張応力を認 めた | ①鋼腹板の少補 剛薄板化 ②耐候性鋼材使 用 | ①箱桁とI桁が橋 軸方向に連続 ②耐候性鋼材使 用 | ①LTP鋼材の使用 ②鋼腹板の省補 剛設計 ③耐候性鋼材使 用 | ①長支間床版 (床版支間 11m) | ①プレキャスト 型枠床版 (PCF床版) | |
| 中間支点部の 負荷モーメント への対処方法 | | | ひび割れ制御 | ①橋軸方向鉄筋 によるひび割れ 制御 ②ジャッキアッ プダウン工法に よる初期のひび 割れ防止 | 橋軸方向プレ ストレス | ①橋軸方向鉄筋 によるひび割れ 制御 ②ジャッキアッ プダウン工法に よるプレストレ ス | ①床版施工時の 引張力低減のた めに、中間支点 上ブロックの両 側は、2基の移 動型枠による同 時施工 | ①床版施工時の 引張力低減のた めに、中間支点 上ブロックの両 側は、2基の移 動型枠による同 時施工 ②中間支点上ブ ロックの床版施 工時は、支間部 にカウンターウ エイトを載せて 引張力を低減 | |
| 検討され解決 した課題 | | | スタッドジベル の疲労 | ①ジャッキアッ プダウン工法の 効果 ②少補剛設計の 安全性 | 送出し架設時の 計測システム | ①変断面I桁の 送出し架設 ②支間86.5mの 地震時安全性 | ①プレストレス 導入度の確認 ②クリープ・乾 燥収縮の長期計 測 ③床版の耐荷力 試験 | ①プレストレス 導入度の確認 ②クリープ・乾 燥収縮の長期計 測 ③床版の耐荷力 試験 | |
| 特記事項 | | | ドイツ連邦鉄道 初のプレストレ スしない連続合 成桁 | PC床版を有する 連続合成2主1桁 橋は、我が国初 めて | 130m支間の送出 し | | | | |
| 参考文献 | [C03-0-02], [2], [3] | [A02-1-14], [C03-0-01] | [A02-2-11], [2], [3] | [9], [14] | [13], [15] | [16] | [17], [18] | [17], [19] | |
| 備考 | ・参考文献の[]内は節末の参考文献の末尾に付けた文献No.と対応する。 | | | | | | | | |

ヘーデミュンデンのヴェラ谷橋(ドイツ,1990,図-3.1.1.3)^{3),10),11)}は複線軌道の鉄道橋で,主桁は開断面箱桁である。床版は,橋軸直角方向にプレストレスを導入したPC床版で,床版支間中央の床版厚は40cmである。連続合成桁設計の特徴は,床版に橋軸方向のプレストレスを導入しないことと,コンクリートの引張り応力がある程度認めたことである。これは,ドイツ連邦鉄道としてひび割れ制御設計を用いた最初の橋梁であった。また,スタッドの疲労強度に関する知見を得るために実験が実施された。

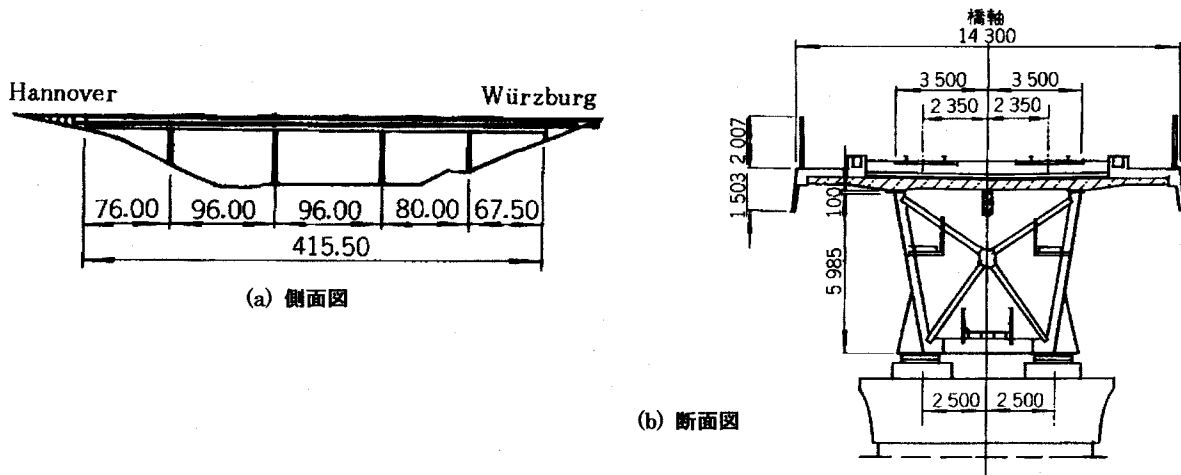


図-3.1.1.3 ヴェラ谷橋

千鳥の沢川橋(日本,1998,図-3.1.1.4)¹²⁾は,PC床版を有する2主I桁橋としてはわが国で初めて連続合成桁設計が行われた橋梁である。床版は橋軸直角方向にプレストレスを導入したPC床版で,中間支点上付近では,ジャッキアップダウン工法で橋軸方向のプレストレスも導入している。橋軸方向プレストレスは,クリープおよび乾燥収縮の影響を考慮した死荷重状態で床版にひび割れが発生しないように決定された。また,この橋では腹板の少補剛薄板化を試みている。これは,少数主桁橋のせん断力が比較的小さい支間部でアスペクト比を約3まで許容することにより横桁間の垂直補剛材が省略できること,合成桁としたことで床版の拘束効果により腹板の降伏限界幅厚比を大きくできることを実証している。

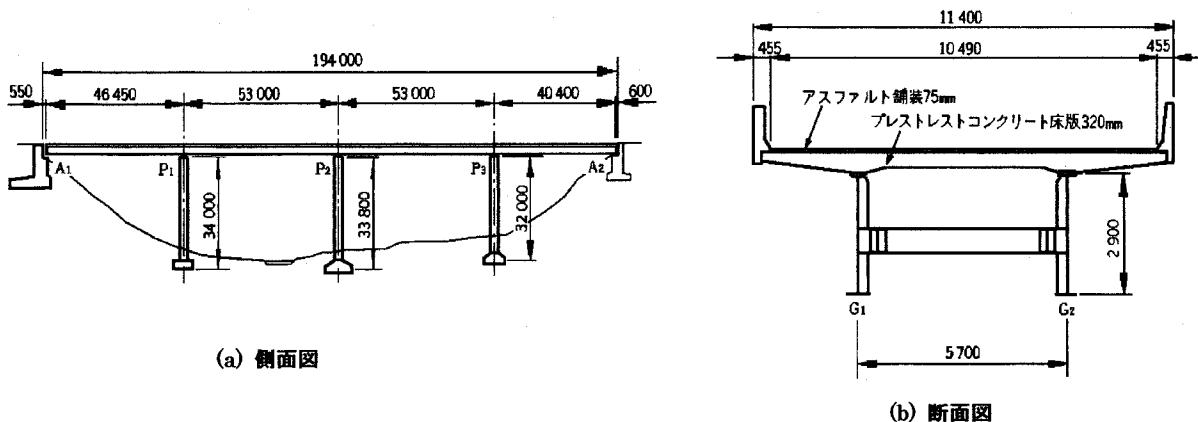


図-3.1.1.4 千鳥の沢川橋

ヴォー高架橋(スイス,1999,図-3.1.1.5)^{6),13)}は、渓谷部分の支間長 130m+16m+130mの部分が箱桁で、これ以外の部分は箱桁と連続している2主I桁である。渓谷上の支間 130mの部分は手延べ桁を用いた送り出し架設である。床版は移動型枠によって施工され、橋軸方向、および橋軸直角方向に PC 鋼材を配置して、プレストレスが導入されている。鋼桁にプレストレスが入らないように床版と鋼桁との接合は、床版のプレストレス導入後に、床版の箱抜き部分の群スタッドにコンクリートを充填して行われた。

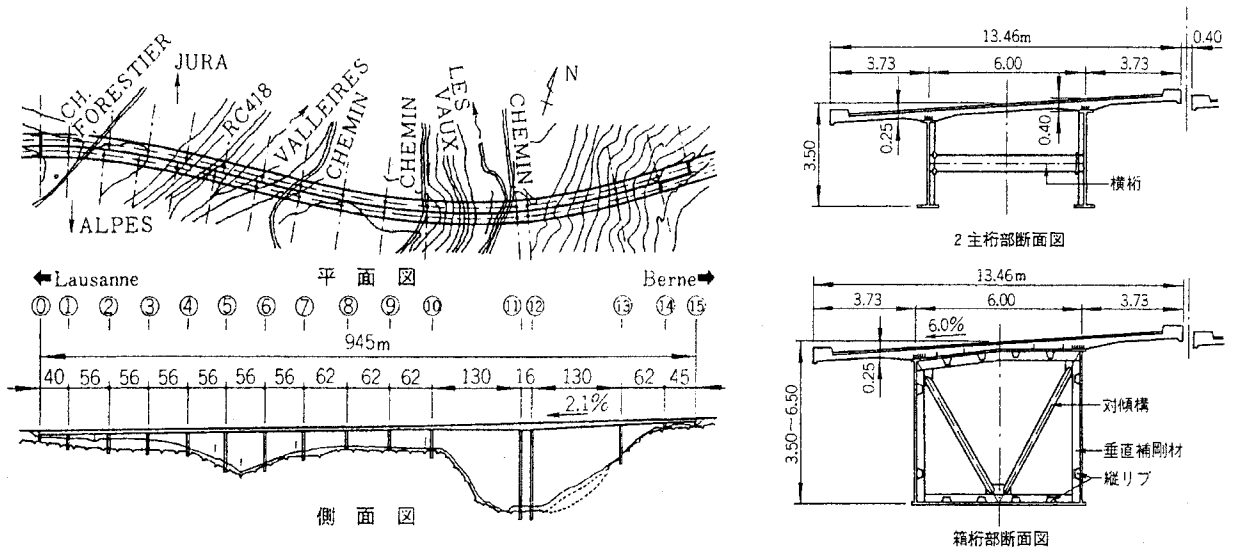


図-3.1.1.5 ヴォー高架橋

利別川第一橋(日本,1999,図-3.1.1.6)¹⁴⁾は、6径間+3径間+7径間の連続合成2主I桁橋である。主桁は中間支点部で桁高が最大 4.8mの変断面桁で、このようなI断面で変断面桁の送り出し架設はわが国初の試みである。床版は橋軸直角方向にプレストレスを導入したPC床版で、中間支

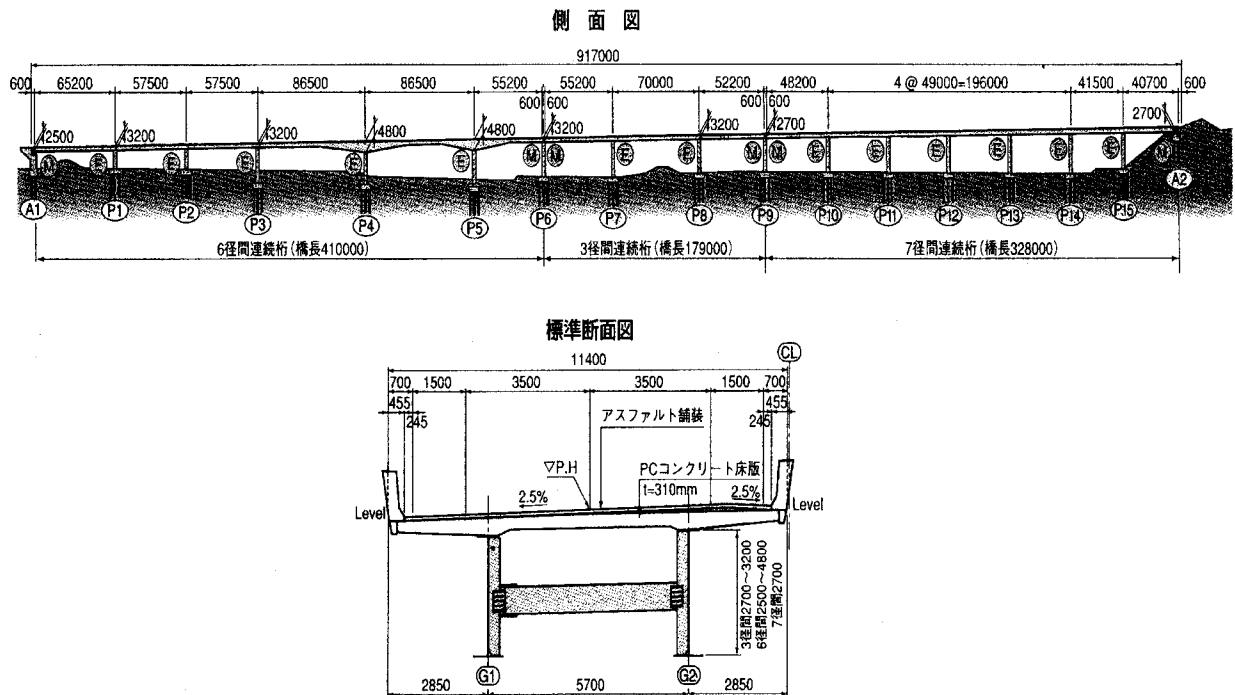


図-3.1.1.6 利別川第一橋

点付近では、ジャッキアップダウン工法により橋軸方向プレストレスも導入されている。この工法は、先に建設された千鳥の沢川橋（図-3.1.1.4）と同様のもので、クリープおよび乾燥収縮を考慮した後死荷重状態で、床版にひび割れを発生させないことを目的に使用された。

藁科川橋東（日本,2003,図-3.1.1.7）^{15)~17)}は、上り線が4径間の箱桁と7径間の2主I桁、下り線が4径間の箱桁の非合成桁橋である。2主I桁で用いられた場所打ちPC床版は、国内最大規模の長支間（11m）であり、合成桁としての主桁作用の影響を考慮して設計している。床版の設計曲げモーメントは従来の設計曲げモーメント式の適用範囲外となるため弾性FEM解析に基づいている。移動式型枠支保工を用いた床版の施工性および導入プレストレスについては、実物大の試験体を製作して確認された。また、試験体の長期計測でクリープ、乾燥収縮による床版や鋼桁の変形挙動も確認されている。

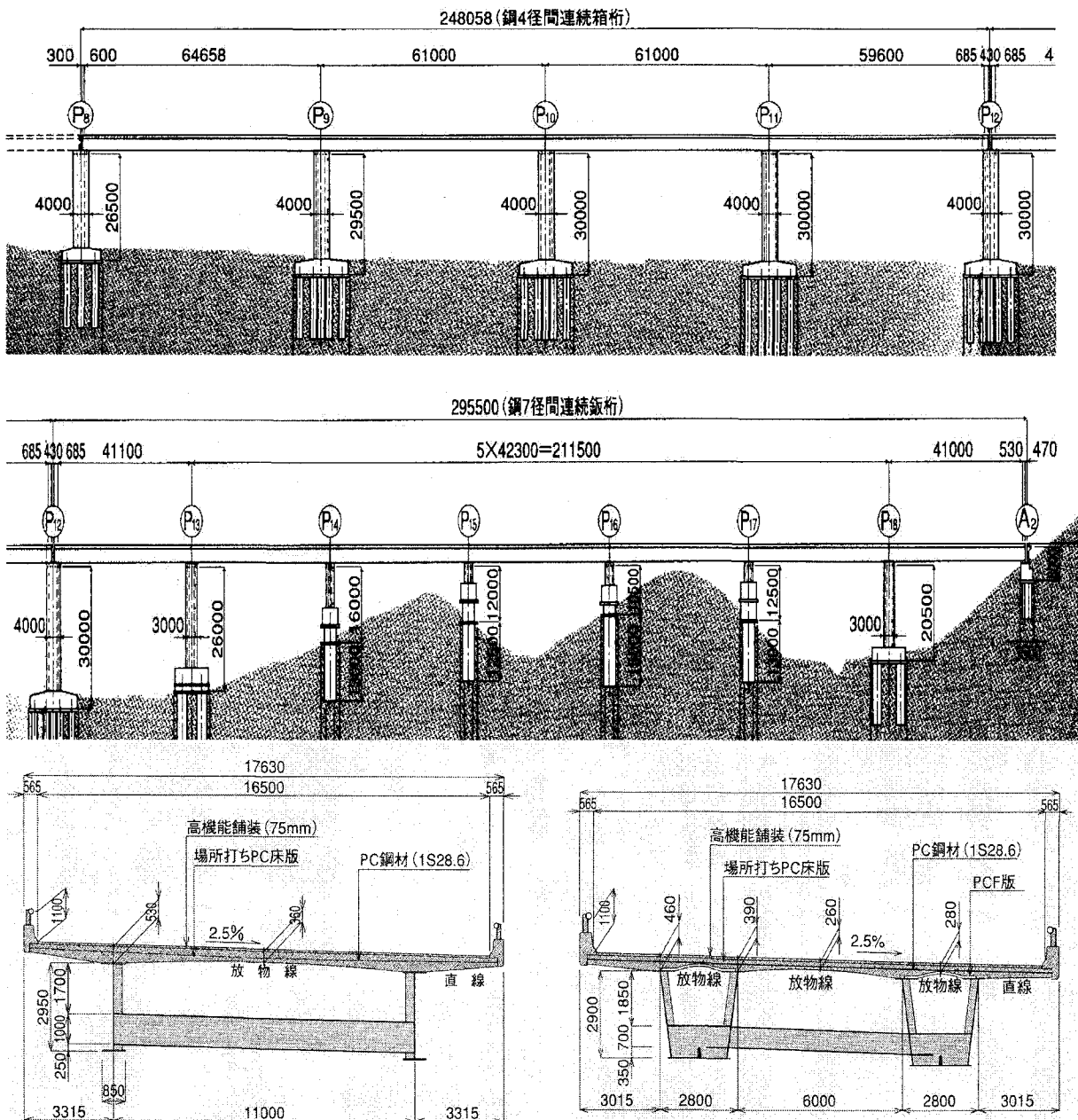


図-3.1.1.7 藁科川橋東（上り線）

(3) 二重合成桁橋の実績

二重合成桁橋の実績を表-3.1.1.2に示す。

二重合成桁はドイツで開発され、1963年に具体的な提案があったが実現はしなかったと文献8)に記述されている。ドイツで初の二重合成桁橋は、バツサーブルグ橋(1987, 図-3.1.1.8) 8),9)-11),18)-20)である。この橋は、曲率半径 $R=1500\text{m}$ の緩い曲線橋である。下コンクリート床版は、中間支点を跨ぐ 16.65m の範囲で鋼下フランジおよび腹板と合成され、その厚さは $21\sim 65\text{cm}$ まで変化する。この橋梁では、下フランジのずれ止めの設計方法確立のために解析および実験による検討がなされた。また、中間支点上の下コンクリート床版は支点上横桁を兼ねており、主桁作用と横桁作用の重ねあわせについても慎重な検討が行われた。

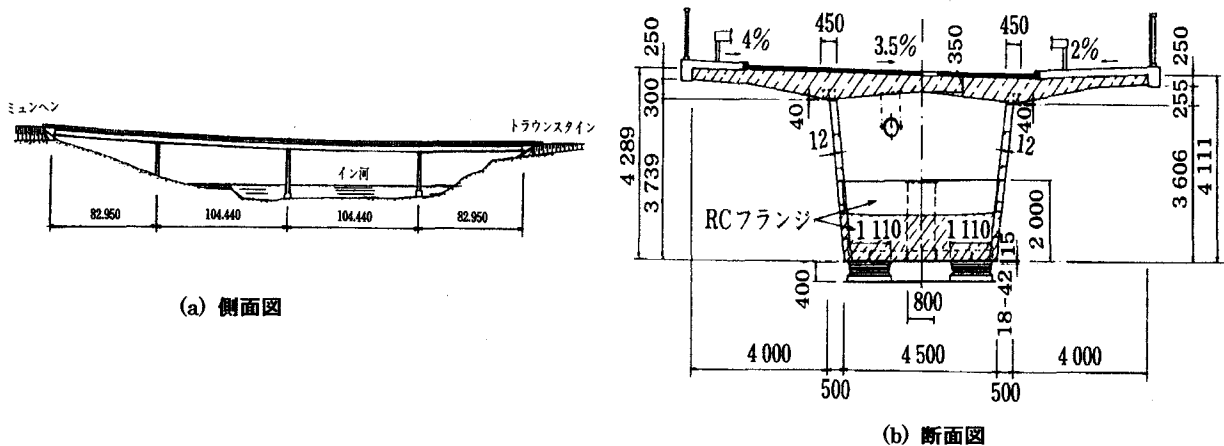


図-3.1.1.8 バツサーブルグ橋

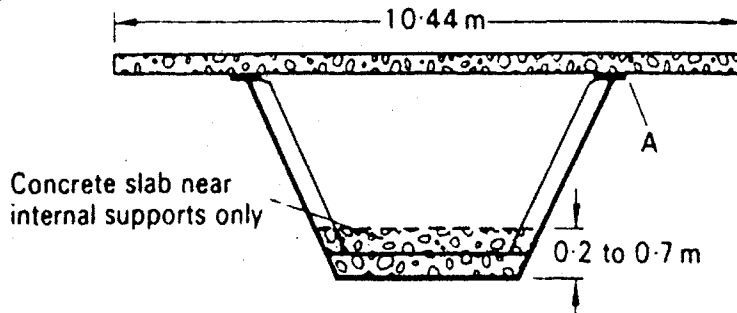


図-3.1.1.9 Pont de Illarsaz

文献8)によれば、ドイツ以外の国で3橋の二重合成桁が建設されている。この内年代が明らかなのはスイスのPont de Illarsaz(図-3.1.1.9) 21)で、1973年の建設である。これ以外にはユーゴスラビアに1橋、オランダに1橋あるとのことである。

ドイツの二重合成桁とは異なる形式であるが、スペインでも二重合成桁の実績があり文献22)に紹介されている。文献22)によれば、スペインで初めての二重合成桁はCiervana Bridge(1978)であるが、詳細は不明である。コンクリート製の脚と鋼桁とを剛結した複合ラーメン橋で二重合成の作用を取り入れたものに、トルトーサ橋(スペイン,1987, 図-3.1.1.10) 22)-24), バレンシア橋(スペイン,1991) 25), アレナール橋(スペイン,1993) 25), メンジバル橋(スペイン,1995) 23),24)

表-3.1.1.2 二重合成桁の実績 (その1/2)

| 橋名 | Pont de Illarsaz | Ciervana Bridge | トルトーサ橋 (注) Bridge over the Ebro River in Tortosa | バツサーブルグ 橋 Inn brücke Umgehung Wasserburg | バレンシア橋 (注) Valencia | アンゴストリタ橋 (カロニ川橋) Angosturita Br. |
|--------------------|---|-----------------|--|---|---------------------------|--|
| 種別 | 道路橋 | 道路橋 | 道路橋 | 道路橋 | 道路橋 | 道路・鉄道 併用橋 |
| 所在地/完成年 | スイス/1973 | スペイン/1978 | スペイン/1987 | ドイツ/1987 | スペイン/1991 | ベネズエラ/1992 |
| 橋長/桁高 | 180 m/ | 130 m/ | 384.0 m /6.3~3.1m | 374.78 m /3.94m | 212m /4.5~2.5m | 478.75 m /14~5m |
| 支間割 (m) | 55-70-55 | 40-50-40 | 102-180-102 | 82.95-104.44 -104.44-82.95 | 53-106-53 | 45-82.5-213.75- 82.5-45 |
| 二重合成の範囲 | 中間橋脚上24m | | 中間橋脚と桁と の剛結部から 側径間側20m, 中央径間側27m | 中間支点を跨ぐ 16.65m | 橋脚隣接部 | 側径間の中間橋脚 上から 主径間まで 147.25m |
| 上床版 | 種類/床版厚 | プレキャスト | 橋軸方向PC/ 25cm | 縦横PC/35cm (支間中央) | 橋軸方向PC (中間支点付 近) | RC/24cm |
| | ずれ止め | | 不明 | 頭付きスタッド | 不明 | パーフォボンド・ シヤー・コネク ター |
| 下床版 | 種類/床版厚 | /70~20cm | RC/32~22cm | RC/65~21cm | 不明/不明 | RC/85~20cm |
| | ずれ止め | | 不明 | 頭付きスタッド | 不明 | パーフォボンド・ シヤー・コネク ター |
| 二重合成とした 理由または効果 | | | 長支間化 | 長支間化 | | ①長支間化, 経済 性, 送出し架設の 剛性確保 ②国内生産の高強 度コンクリート使用で高 価格の輸入鋼材の 使用量を減らし た。 |
| 検討され解決 した課題 | | | ①複雑な合成構 造の応力-ひず み履歴を正確に 追跡できる構造 解析プログラムの 開発 ②中央径間一括 吊上げ架設の設 計であったが, 閉合部での応力 調整により構造 変更なしで張り 出し架設を可能 とした | ①RC下フランジの 主桁作用と横桁 作用との重ねあ わせ ②スタッドのフレ キシビリティ (柔軟性)を考 慮に入れたずれ 止め応力の計算 方法 ③水平せん断力 の伝達に対する 横補剛材の協働 作用 | | パーフォボンド・ シヤー・コネク ターの耐荷力 |
| 特記事項 | | ※詳細資料なし | 完成当時は, 合成桁の最長支 間(180m) | ドイツにおける 最初の二重合成 桁 | | 合成桁最長支間 (213.75m) |
| 参考文献 | [1] | [5] | [E09-0-06], [5], [8] | [C03-0-02], [E08-0-06], [2], [3], [7], [10], [21] | [33] | [A02-1-20], [E09-0-05], E10-1-5, [20] |
| 備考 | <ul style="list-style-type: none"> ・二重合成桁の提案は1963年にドイツであったが, 実現しなかった。[7] ・表中に示した以外の事例は以下の通り (完成年不明のもの): ユーゴスラビア1橋, オランダ1橋[7], スペイン3橋[5], ドイツ1橋[21] ・(注)印のあるスペインの橋はいずれも脚と桁とを剛結したラーメン橋 ・参考文献の[]内は節末の参考文献の末尾に付けた文献No.と対応する。 | | | | | |

表-3.1.1.2 二重合成桁の実績 (その2/2)

| 橋名 | トルガウのエルベ川橋 E1 bebrücke Torgau | アレナール橋 (注) Arenal | メンジバル橋 (注) Mengibar Br. | モーゼル橋 Moselbrücke Bernkastel-Kues | 千歳ジャンクションCランプ橋 Chitose Junction C-Ramp Br. | ノイエッティング橋 Innbrücke Neuötting | 北陸道架道橋 Hokurikudo-Bv | |
|----------------|--|----------------------|----------------------------|--------------------------------------|--|----------------------------------|---|------------------|
| 種別 | 道路橋 | 道路橋 | 道路橋 | 道路橋 | 道路橋 | 道路橋 | 鉄道橋 | |
| 所在地/完成年 | ドイツ/1993 | スペイン/1993 | スペイン/1995 | ドイツ/1995 | 北海道/1998 | ドイツ/2000 | 新潟県/2000 | |
| 橋長/桁高 | 509 m /5.6~2.3m | 220m/ | 220 m/ | 147.2 m /4.5~2.4m | 198.0 m /2.5m | 470 m /6.42~2.58m | 247.45 m /3.2m | |
| 支間割 (m) | 53-106-65-3×45-36 (合成桁部) | 55-110-55 | 55.0-110.0-55.0 | 36.4-74.4-36.4 | 44.2-48.0-62.5-41.7 | 95-154-95-68-58 | 64.0-62.0-62.0-59.0 | |
| 二重合成の範囲 | 主径間東側の橋脚上45m | 中間支点付近 | 不明 | | 中間橋脚上約11m | 主径間の両側橋脚上74~75m | 中間橋脚上近傍 | |
| 上床版 | 種類/床版厚 | 不明/不明 | 橋軸方向PC (中間支点付近) | プレキャストPC型枠+RC /不明 | | 合成床版/28.6cm | RC/34cm (支間中央) | 合成床版/35cm |
| | ずれ止め | 不明 | 不明 | 頭付きスタッド他 | | 頭付きスタッド | 頭付きスタッド | 馬蹄形ジベル, 孔明き鋼板ジベル |
| 下床版 | 種類/床版厚 | RC/90~40cm | 不明/不明 | 不明/不明 | | RC/27cm | RC/120~40cm | RC/80~40cm |
| | ずれ止め | 不明 | 不明 | 頭付きスタッド他 | | 頭付きスタッド | 頭付きスタッド | 頭付きスタッド |
| 二重合成とした理由または効果 | ①河川内の他方の橋脚上の桁高を抑える ②中央径間の大ブロック吊上げ架設時の剛性確保 | | 長支間化, 経済性 | | 経済性 | 長支間化 中央径間の大ブロック吊上げ架設時の剛性確保 | 下床版は, 制振用コンクリートを増厚して圧縮部材として有効活用 | |
| 検討され解決した課題 | 歴史的建造物の景観への影響 | | | | ①合成床版の耐荷力・送出し架設時の剛性確認 ②ジャッキアップダウンによる橋軸方向プレストレス ③現場ヤードでの箱桁組立て | ①クリープ・乾燥収縮の影響 ②ずれ止め配置 | ①ずれ止め配置 ②クリープ・乾燥収縮の影響 ③鋼繊維補強コンクリートの適用 ④海浜耐候性鋼の適用 | |
| 特記事項 | | | | | 合成床版のコンクリートと底鋼板とのずれ止めは, 孔明き鋼板ジベル | | 日本の鉄道橋における最初の二重合成桁 | |
| 参考文献 | [A02-1-20], [E09-0-05], [E10-1-5], [6], [7], [8], [21] | [33] | [E09-0-06], [8] | [7], [21] | [14], [20], [22] | [11], [12] | [20], [23], [24], [25], [26], [27], [28], [29] | |
| 備考 | <ul style="list-style-type: none"> ・二重合成桁の提案は1963年にドイツであったが, 実現しなかった。[7] ・表中に示した以外の事例は以下の通り (完成年不明のもの) : ユーゴスラビア1橋, オランダ1橋[7], スペイン3橋[5], ドイツ1橋[21] ・(注) 印のあるスペインの橋はいずれも脚と桁とを剛結したラーメン橋 ・参考文献の[]内は筋末の参考文献の末尾に付けた文献No. と対応する。 | | | | | | | |

がある。スペインでは、これらに類似した複合ラーメン橋が多く建設されているが、この他にも3橋の二重合成桁が文献 22) に紹介されている。

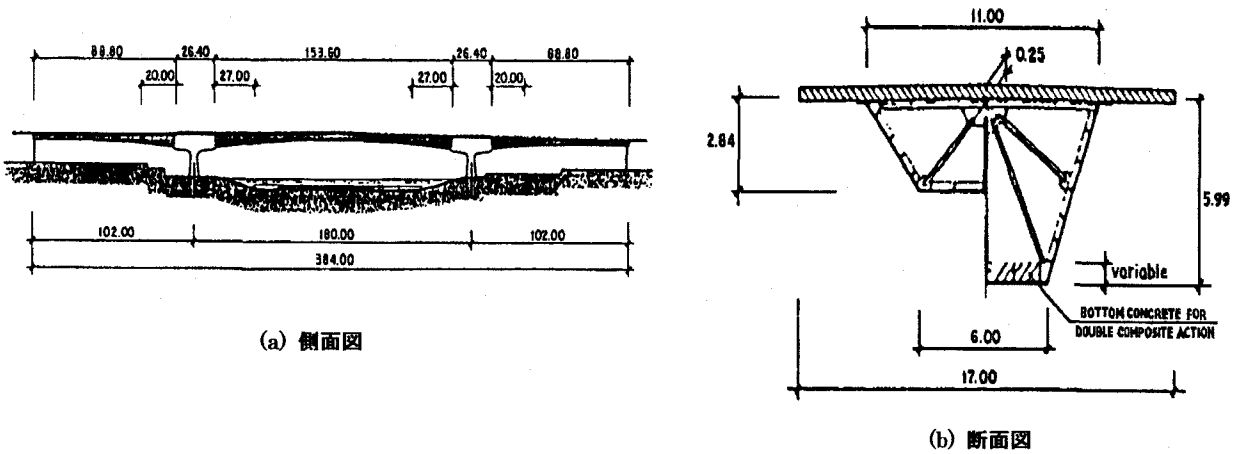


図-3.1.1.10 トルトーサ橋

合成桁橋の最長支間となったのは、ベネズエラで建設されたアングストリタ橋（1992, 図-3.1.1.11）^{26)~29)}である。この橋は、ドイツの最新の技術が具体化したものであると言える。ベネズエラで国内生産できる高強度コンクリートを使用して高価格の輸入鋼材の使用量を減らすことで、従来の1重の合成桁と比較して支間長の伸張を可能とただけでなく、経済性でも優位であったとされている。

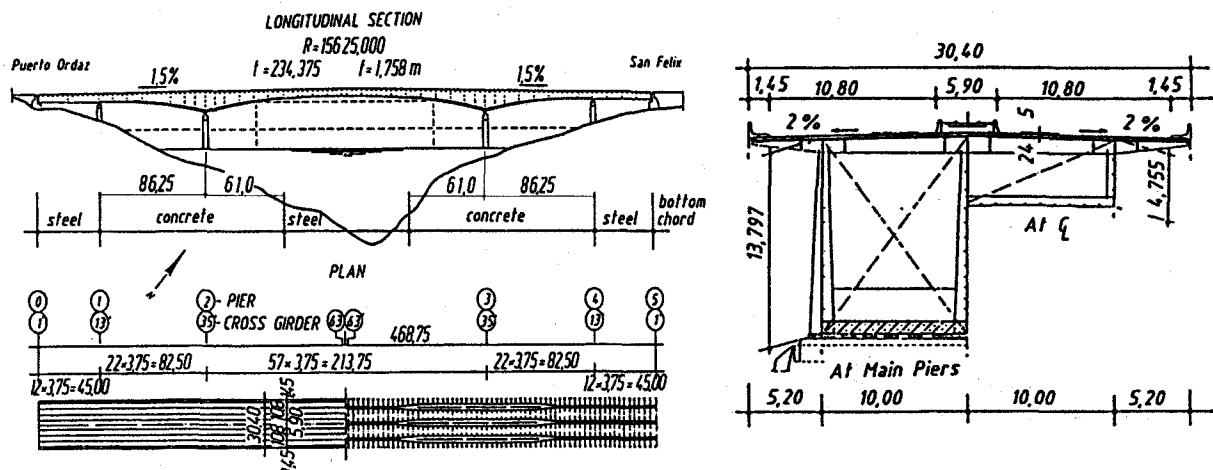
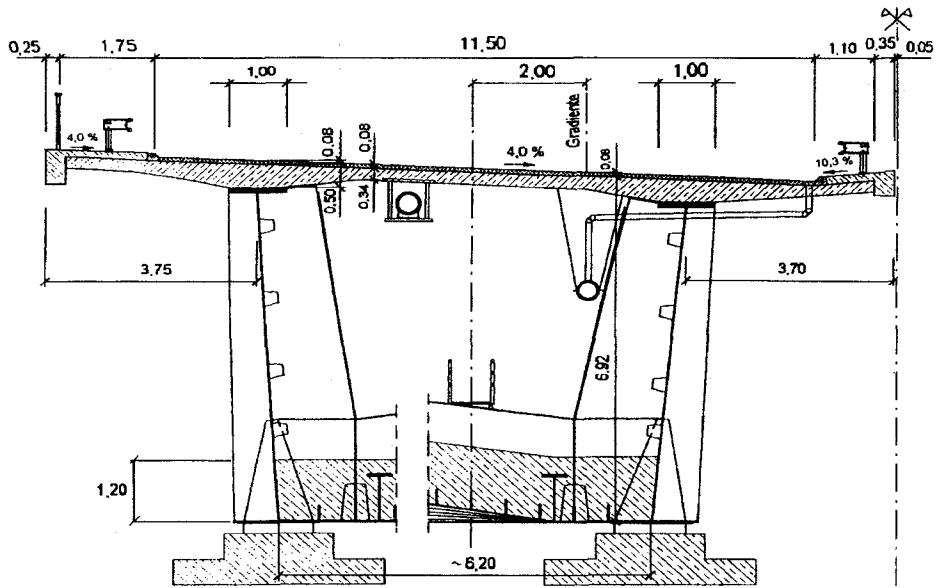
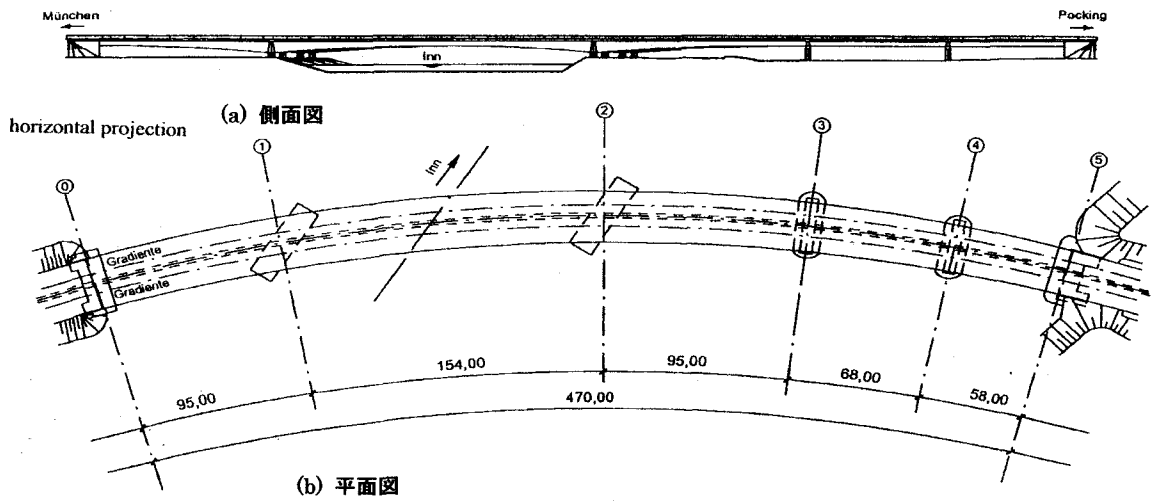


図-3.1.1.11 アングストリタ橋

ドイツにおける二重合成桁の最新の事例は、ノイエティンク橋（2000, 図-3.1.1.12）³⁰⁾である。この橋は、曲率半径 $R=1200\text{m}$ の曲線橋で、二重合成の範囲は主径間両側の橋脚上の約 75m で、下床版厚は、 $120\sim 40\text{cm}$ に変化する。主径間の大ブロック架設では、台船を使わないで桁をそのまま川に浮かべ直下吊りする珍しい工法が採用された。現場ヤードで大ブロックに組立てた桁を川に流し、桁の両端部に結んだロープを岸から引張って架設位置直下に位置決めをする方法である。二重合成とした理由のひとつは、この主径間の大ブロック架設時の剛性確保である。

ドイツの二重合成桁は、以上の他にトルガウのエルベ川橋 (1993) 8,20,24,26-28,31, モーゼル橋 (1995) 8,20, 他 1 橋 20)がある。

elevation



(c) 断面図(中間支点上)

図-3.1.1.12 ノイエティング橋

日本での二重合成桁の例としては、道路橋の千歳ジャンクションCランプ橋と鉄道橋の北陸道架道橋がある。

千歳ジャンクションCランプ橋 (1998,図-3.1.1.13) 29,32,33)は、鋼桁の組立てを架設現場で行う新しい工法を採用した橋梁である。鋼桁は、上フランジ付の左右腹板のパネルと下フランジパネルおよび合成床版の底鋼板パネルの4つに分割して組立てヤードに搬入して、現場溶接にて箱型に組立てられた。二重合成の範囲は中間支点上の約 11mで、下床版厚は 27cmで一定である。下床版コンクリートは、鋼材重量の軽減と下フランジ補剛材の本数減少に効果があった。

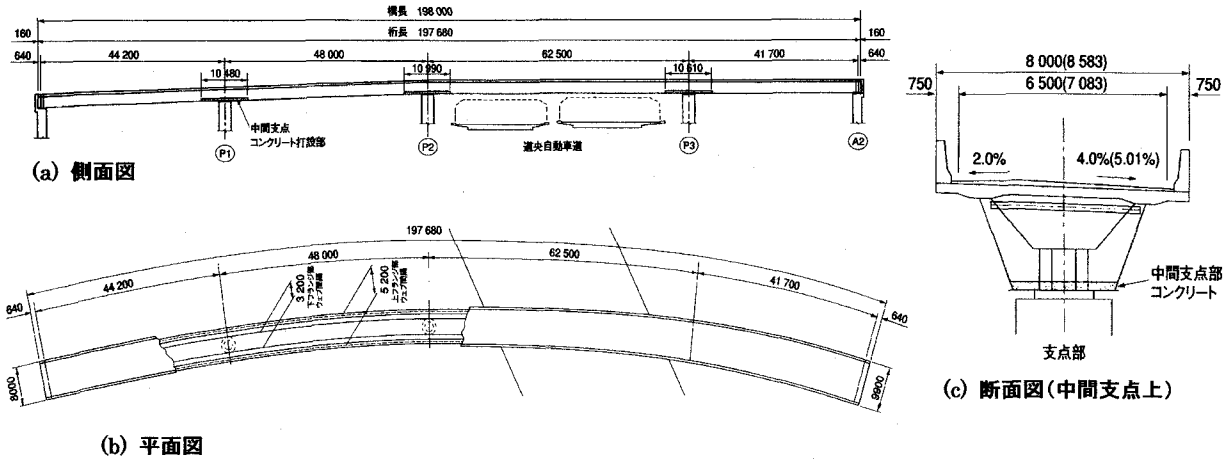


図-3.1.1.13 千歳ジャンクションCランプ橋

北陸道架道橋 (2000, 図-3.1.1.14) ^{34)~40)}は、我が国の鉄道橋で初めて二重合成構造を採用した橋梁である。本橋では、桁全長にわたって箱桁内部の下フランジに厚さ 15 cm の制振用コンクリートが打設されるが、中間支点ではこれを 80~40 cm に増厚して、鋼桁の下フランジおよび腹板下部と合成させた。中間支点上近傍の上床版のひび割れ対策は、ひび割れ防止鉄筋の配置、打設順序の考慮および鋼繊維補強コンクリートの適用で行っている。上床版と鋼桁との接合は、正曲げモーメントの区間では従来の馬蹄形ジベルを用い、負曲げモーメントの区間では孔明き鋼板ジベルを用いている。鋼桁には、新しい素材である海浜耐候性鋼の無塗装仕様 (化成処理) を採用している。変形五角形の断面形状は、安定さびの生成のため鋼桁表面を雨水が均等に流れるように配慮したものである。またこの桁形状は、橋梁直下を走行するドライバーへの圧迫感を軽減する効果も有している。

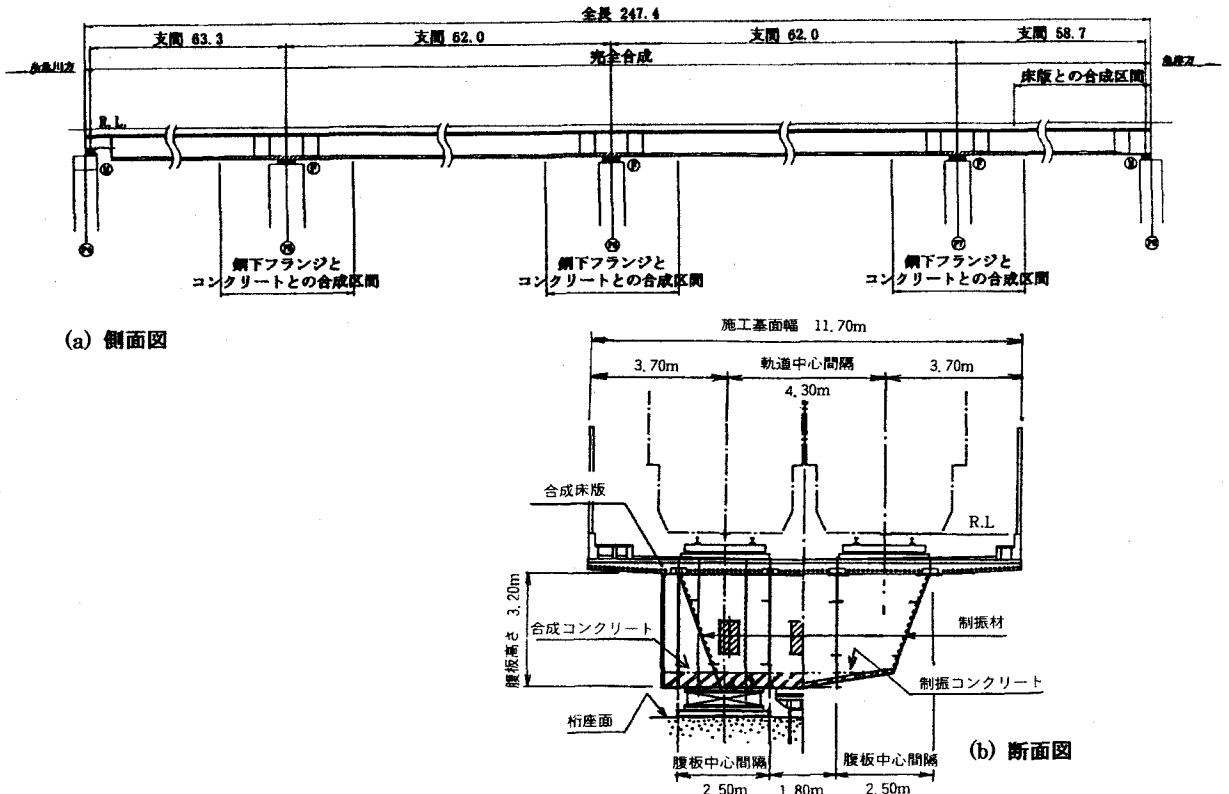


図-3.1.1.14 北陸道架道橋

(4) プレベーム合成桁橋の最近の事例

1) 概要

2.1.1 では、プレベーム合成桁橋の構造概要および近年開発された分割工法、連続桁、鋼ウェブ構造等の工法の概念を紹介した。本項では、これらの工法を用いた施工事例について以下に示す。

2) 分割工法

プレベームの分割工法とは、プレストレスが導入されたプレベーム桁を、鋼桁の連結部で解体、輸送し、現場で再度鋼桁を連結して連結部の下フランジコンクリートを施工することにより一体化する工法である。後打ち部のコンクリートに作用する引張力が大きい場合は、局部プレストレスを導入する。この分割工法を用いて施工された第五公庄架道橋（KS-12 単線，鉄道橋，鉄道建設公団，1987 年）の事例を紹介する⁴¹⁾。

本橋は、図-3.1.1.15 に示すように、支間長 36.5m の単純下路式プレベーム合成桁橋で、床組には SRC 構造が採用されている。施工手順は、図-3.1.1.16 に示すように、鋼桁が製作工場で、プレベーム桁が工場内のヤードで施工され、これを解体後現場へ輸送し架設時に再度連結、その後床組・腹部コンクリート・バラスト等が載荷された。この後、主桁接合部の間詰めコンクリート部分にプレストレスを導入している。この導入方法として、図-3.1.1.17 に示すように 3 つの方法がある。本橋は、桁剛性が大きく、大きな斜角を有するため、緊張方式ではケーブル張力が大きすぎることや、左右主桁への施工精度確保に問題があり、カウンターウェイト方式が初めて採用された。

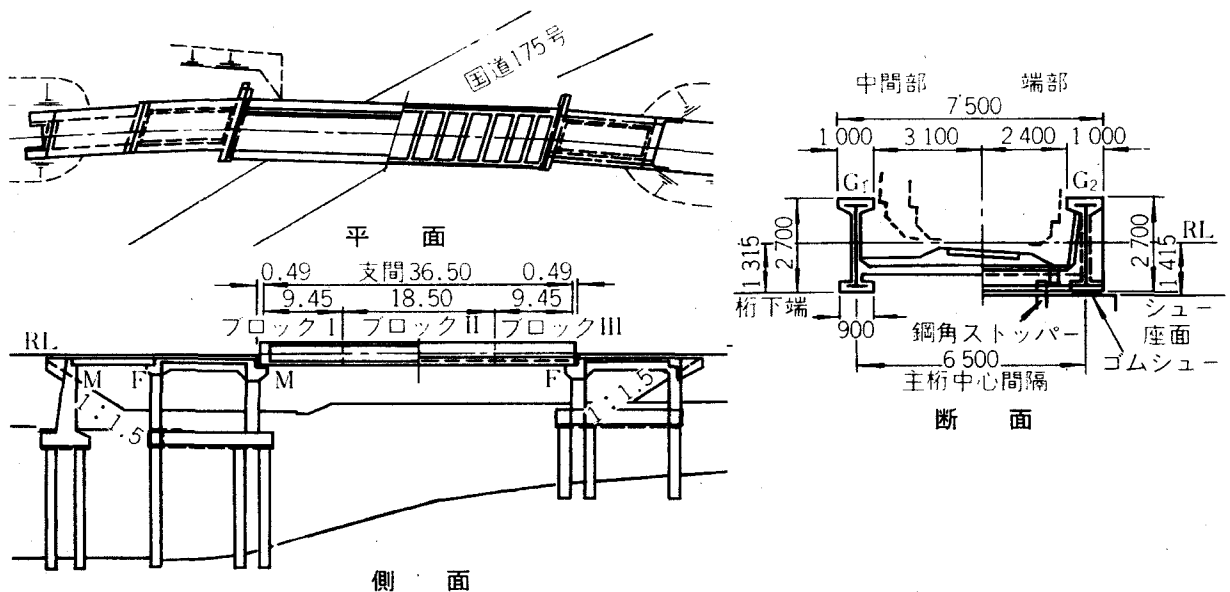


図-3.1.1.15 第五公庄架道橋

この方法は、床版・橋面工が施工された後、桁の接合部付近にカウンターウェイトを載荷し、間詰め部のコンクリートを打設・硬化の後に、カウンターウェイトを除去する方法で、本橋の施工にあたっては、桁製作段階から局部プレストレス導入までの各施工段階において、下フランジコンクリートの応力測定を行い、最終的に下フランジコンクリートの連続性が確保されることが確認されている。カウンターウェイト方式は、上述のように、施工管理が簡易なこと、本橋の施工にて構造的に問題ないことが確認され、その後のプレベーム合成桁橋の工事で最も多く使われている。

本橋の施工時に留意された点として、継手部近傍の鋼桁下フランジのずれ止めは、安全を考え一般部で用いる2倍の量をFEM解析で応力集中が確認された範囲に設けられたこと、間詰め部のコンクリートは、乾燥収縮の影響を少なくするために膨張コンクリートが使用されたことが挙げられる。これらの事項は「プレブーム合成げた橋設計施工指針」⁴⁾²⁾に反映されている(図-3.1.1.18参照)。

| 施工状態 | 一般部 | 間詰め部 | 作業条件 |
|------------------------------------|-----|------|-------|
| ①鋼桁製作 ②プレフレクション | | I | 工場内作業 |
| ③下フランジコンクリート打設 | II | I | |
| ④リリース | II | II | |
| ⑤解体輸送 | II | II | 現場内作業 |
| ⑥架設・組立て | II | II | |
| ⑦死荷重載荷 (床組, ウェブコンクリートおよびバラスト載荷) | III | III | |
| ⑧カウンターウエイト載荷 間詰めコンクリート打設 | III | III | |
| ⑨カウンターウエイト除去 (プレストレス導入) | II | II | |
| ⑩完成 | II | II | |

図-3.1.1.16 第五公庄架道橋分割工法の手順

| | | |
|-------------|--|---|
| カウンターウエイト方式 | | 床板コンクリートを打設した後、カウンターウエイトを作用させた状態で間詰めコンクリートを打設、硬化後、カウンターウエイトを除去しプレストレスを導入。 |
| 外緊張方式 | | 鋼けた上フランジ上面にブラケットを取り付け、PC鋼材で偏心曲げを作用させた状態で間詰めコンクリートを打設し、硬化後、緊張を解放し、プレストレスを導入。 |
| 内緊張方式 | | 鋼けた下フランジまたはウェブに定着構造を設け間詰めコンクリート硬化後にPC鋼材でプレストレスを導入。 |

図-3.1.1.17 局部プレストレスの導入方法の例

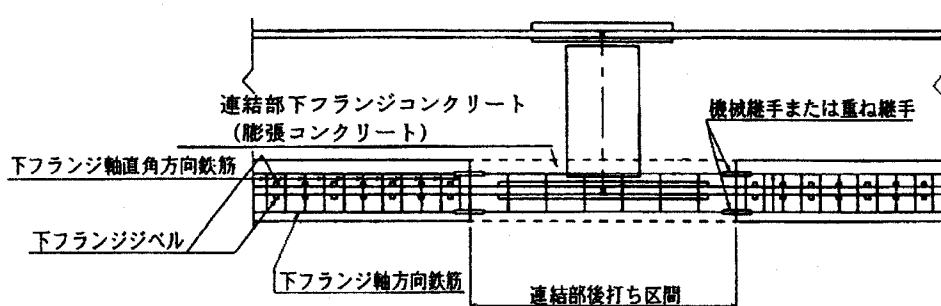


図-3.1.1.18 分割工法の継手部の構造

3) 連続桁

プレブーム合成桁の連続桁を用いて施工した事例として、3.2 SRC構造で二上大橋(TL-20道路橋, 富山県, 1989年)が紹介されており、これを参照されたい。

また、連続桁については、開発当初は、2~3径間の建設がほとんどであったが、近年は多径間化

が進み、2000年には5径間連続桁の施工事例も2件報告されている⁴³⁾。

4) 鋼板ウェブ構造とウェブ構造の多様化

① 鋼板ウェブ構造

従来、プレビーム合成桁橋の鋼桁腹部は、コンクリートで覆い保護するものとされていたが、構造の自由度を高め、環境に応じて最適な防錆処理を選定できるよう、1997年の「プレビーム合成げた設計施工指針」の改訂において、鋼桁に適切な防錆処理を施し、コンクリートと鋼桁の境界部の止水等に十分な配慮を払う場合は、コンクリートを省略してよいと規定された⁴³⁾。

下岡橋(B活荷重道路橋、兵庫県、2000年)は、支間41.5mの単純プレビーム合成桁橋で、**図-3.1.1.19**に示すように、工事はコンクリートウェブ構造で発注されたが、VE提案で鋼板ウェブ構造が提案され、約5%のコストダウンが達成された。これは、鋼板ウェブ構造の採用により、死荷重が減少し鋼桁断面や支承落橋防止装置の小型化や架設重量の低減が図られたこと、腹部コンクリートの施工が省略されたことによる⁴⁴⁾。

鋼桁の腹部の防錆対策として、日本海から3kmの距離にあり潮風の通り道に位置する架橋地点の条件に対応して、海浜耐性鋼材が使用された。さらに、初期の錆汁によるコンクリート面の汚れ防止するため、錆汁抑制効果が高く長期間に渡って徐々に安定錆を生成するラスコールNを用いた化成処理が行われている。また、鋼材とコンクリートの境界部には、水の進入防止のため耐久性の高いシリコン系シール材が施されている。外桁外面については、景観への配慮と、凍結防止剤の鋼桁への付着防止のため、コンクリートウェブ構造が採用されている。

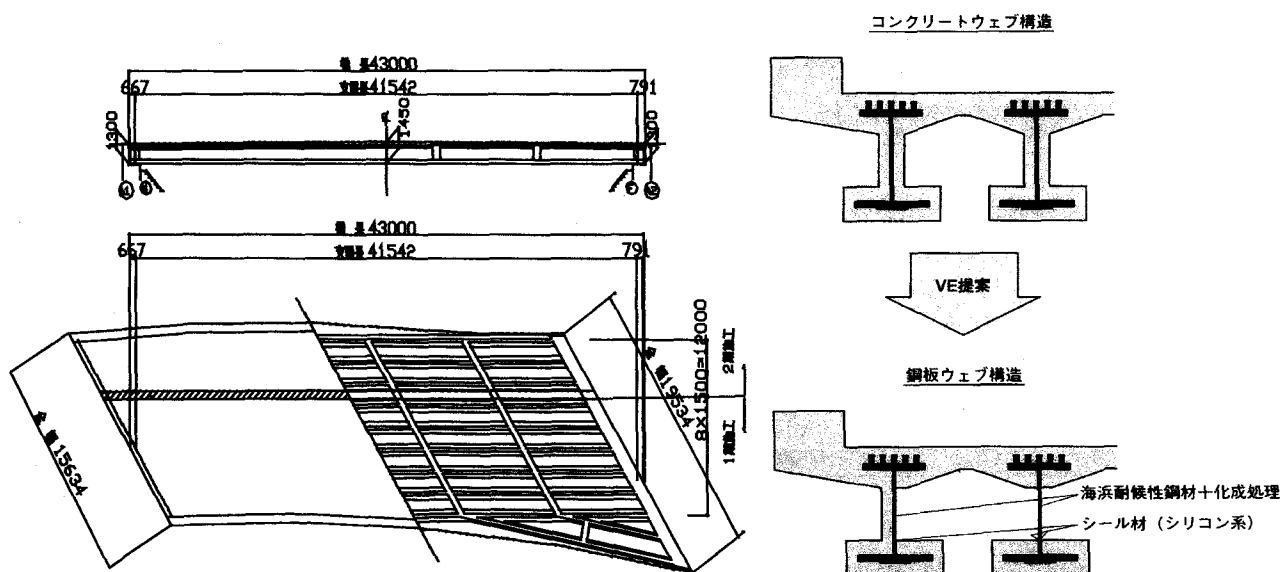


図-3.1.1.19 下岡橋

②ウェブ構造の多様化

近年は、コンクリートウェブ構造においても、多様な構造の適用が試みられている。プレビーム合成桁橋の腹部コンクリートは、厚さ10cm程度の薄板で、打設や充填に手間がかかること、鋼桁がコンクリートの乾燥収縮を拘束することからひび割れ防止などの品質管理に手間がかかるといった

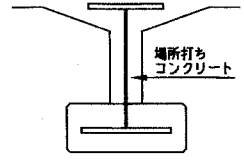
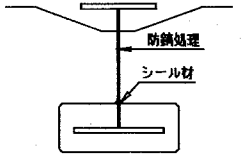
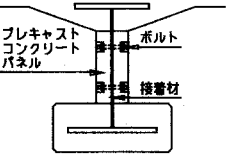
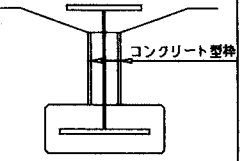
施工上の問題がある。

これに対応して、長田橋（歩道橋，支間 31.7m 単純桁，滋賀県虎姫町，1995 年）では，プレキャストコンクリートパネルをボルトと接着材にて鋼桁腹板に固定する構造を採用している。これにより，腹部コンクリートの施工において 10% 程度の省力化がはかられた⁴⁵⁾。

また，佐々木橋（道路橋，支間 2×24.05m 連続桁，静岡県榛原町，1998 年）では，コンクリートの品質向上と，木製型枠の廃材を少なくするため，セメント押し出し成形版を埋殺し型枠として使う方法が採用されている。

上に述べた，プレビーム合成桁橋の腹部構造について，表-3.1.1.3 にまとめて示す。

表-3.1.1.3 プレビーム合成桁橋腹部構造の分類

| | ① コンクリートウェブ構造 | ② 鋼板ウェブ構造 | ③ プレキャストコンクリートパネル構造 | ④ コンクリート型枠構造 |
|------|---|--|--|--|
| 構造概要 |  |  |  |  |
| | <ul style="list-style-type: none"> 鋼げたの腹部を場所打ちコンクリートで覆って保護する。 軸方向鉄筋及び腹部組立鉄筋を配置。 | <ul style="list-style-type: none"> 鋼げたに防錆処理を施し，鋼げたとコンクリートの境界部における止水等に十分な配慮を行って腹部コンクリートを省略。 | <ul style="list-style-type: none"> プレキャストコンクリートパネルを，鋼げたの腹部にボルトと接着剤を用いて固定し，内部の鋼材を保護する。 | <ul style="list-style-type: none"> 薄いコンクリート製のパネルを埋設型枠として用い，腹部コンクリートを施工。 |
| 特徴 | <ul style="list-style-type: none"> 従来のプレビームの標準的な工法。 | <ul style="list-style-type: none"> 死荷重の低減により鋼げた製作工、架設工、支承工のコストダウンが可能となる。 環境に応じ、鋼ウェブに防錆を行う。（耐侯性鋼材や化成処理、金属溶射等） | <ul style="list-style-type: none"> 現場施工の省力化、現場工期の短縮が可能。 コンクリートの品質向上が可能。 | <ul style="list-style-type: none"> 木製型枠の廃材を少なくすることが可能。 コンクリートの品質向上が可能。 |
| 維持管理 | ・ミニマムメンテナンス | ・ミニマムメンテナンス ・シール材の取替が必要となる。 | ・ミニマムメンテナンス | ・ミニマムメンテナンス |
| コスト | 1.0 | 0.95 | ① と比較し多少高い。 | ————— |
| 採用橋梁 | 約 670 橋 | 下岡橋・他 2 橋 | 長田橋・他 4 橋 | 佐々木橋 |
| 参考文献 | A02 - 2 - 04 A02 - 3 - 5 D03 - 0 - 09 | G10 - 2 - 1 | G10 - 2 - 2 | |

参考文献

表-3.1.1.1, 表-3.1.1.2 の中で参考文献の識別に使用した記号は, 付録の CD-ROM に集録済の文献には文献番号 (例: [A02-1-14]) を, 未集録の文献には記号[1], [2]…を下記文献の末尾に付した。

- 1) Michel Virlogeux, (訳)春日昭夫: 複合橋梁, 橋梁と基礎, 1997.8, [A02-1-14]
- 2) 野村國勝他: 複合構造橋梁, pp.10-18, 1994.7, 技報堂出版, [C03-0-01]
- 3) 伊藤鉦一: ドイツにおける最近の鋼合成桁橋梁, 橋梁と基礎, 1993.5, [A02-2-11]
- 4) Ergänzende Bestimmungen zu den Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern. Neufassung des Abschnittes 9: Rißbreitenbeschränkung. , [30]
- 5) K. Roik, G. Hanswille, (訳)伊藤鉦一, 平城弘一: 合成桁におけるひび割れ幅の制限, 橋梁と基礎, 1993.2, [31]
- 6) Jean-Paul Lebet, (訳)橋・長井: スイスにおける合成桁橋, 橋梁と基礎, 2000.3, [13]
- 7) 安松ら: 連続合成桁への取組み, 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, Vol.1, 1998.8, [32]
- 8) F.Nather: Stahlbrücken mit Doppelverbund in Deutschland Überblick und Ergebnisse von Forschungsaufträgen, Bauingenieur 72,1997, [7]
- 9) 野村國勝他: 複合構造橋梁, pp.19-27, 1994.7, 技報堂出版, [C03-0-02]
- 10) F. Nather: Verbundbücken - Stand der Technik - Perspektiven für die Zukunft, Stahlbau 59 (1990), H.10, [2]
- 11) 伊藤鉦一: 合成構造橋梁の技術の現状と将来の展望, 橋梁と基礎, 1992.2, [3]
- 12) 田村・川尻・大垣・作川: PC床版連続合成2主桁橋「千鳥の沢川橋」の設計, 橋梁と基礎, 1998.9, [9]
- 13) ZWAHLEN & MAYR S. A. :LES VIADUCS DES VAUX, Strasse and Verkehr Nr.5, May 1998, [15]
- 14) 利別川第一橋工事パンフレット, [16]
- 15) 藁科川橋東(鋼上部工)工事, 長支間場所打ちPC床版の実物大試験パンフレット, [17]
- 16) 藁科川橋東(鋼上部工)工事, 移動型枠支保工・移動足場工パンフレット, [18]
- 17) 藁科川橋東(鋼上部工)工事, 箱桁内プレキャスト型枠床版(PCF床版)パンフレット, [19]
- 18) Karlheinz Roik: Composite Road and Railway Bridges in Germany, Composite Construction in Steel and Concrete, Proceedings of Engineering Foundation Conference, June 7-8, 1987, New England College, Henniker, New Hampshire, [E08-0-06]
- 19) G. Albrecht and H. D. Ibach: Design of Double Composite Bridges, 3rd German-Japanese Colloquium for Steel and Composite Bridges, 1998.9, [10]
- 20) F. Nather: Steel Bridges with Double Composite Action in Germany, 2. Japanisch-Deutsches Kolloquium Über Stahl-und Stahl Verbundbrücken, 1996. , [21]

- 21) Johnson, R. P. ; Buckby, R. J. : Composite Structures of Steel and Concrete
Vol.2 ; Second Edition, Collins, London, 1986, [1]
- 22) Julio Martinez-Calzon : Strict Box Composite Bridges A New Design of the
Optimum Use of Composite Typology, Off Proc Annu Int Bridge Conf, Vol.12th, 1995, [5]
- 23) Julio Martinez Calzon: Long span composite bridges combined with big
elements of reinforced or prestressed concrete, composite construction in
steel and concrete III, pp.713-724, 1997.9, [E09-0-06]
- 24) 栗田・吉田・大山 : ヨーロッパにおける最近の鋼・コンクリート複合橋梁,
鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, Vol.1(1998年8月), [8]
- 25) Julio Martinez-Calzon, 園田・栗田・吉田 : スペインにおけるユニークな
鋼コンクリート混合形式橋梁, 橋梁と基礎, 1998.9, [33]
- 26) Reiner Saul, (訳)松井ら : ダブル合成作用を有する橋梁, 橋梁と基礎, 1997.3, [A02-1-20]
- 27) Reiner Saul : Design and Construction of Long Span Steel Composite
Bridges, Composite Construction in Steel and Concrete III,
pp.700-712, 1997.9, ASCE, [E09-0-05]
- 28) Reiner Saul : Longspan Bridge with Double Composite Action, Proc. of the
4th Int. Conf. on Steel-Concrete Composite Structures ASCCS,
pp.386-389, 1994.6, [E10-1-5]
- 29) 土木学会 : 鋼・コンクリート複合構造の理論と設計 (2) 応用編 : 設計編, 1999.4, [20]
- 30) G. Albrecht and Th. Langen : New Calculation of the Composite Bridge across
the River Inn at Neuötting, [11]
- 31) Holger S. Svensson Reiner Saul : Großbrücken in Stahl, Stahlbau 65
(1996), Heft 10, [6]
- 32) 土木学会 : 橋 1998-1999, [14]
- 33) 千歳ジャンクションCランプ橋工事パンフレット, [22]
- 34) 保坂 : 経済性を追求した鋼鉄道橋の試み,
鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, Vol.1, 1998.6, [23]
- 35) 保坂 : 鉄道における最近の複合橋梁, 土木技術 53 卷 11 号, 1998.11, [24]
- 36) 保坂ら : 海浜地区に無塗装仕様の4径間連続ダブル合成桁の設計, 年講 1998, [25]
- 37) 保坂ら : 鋼とコンクリートのダブル合成連続桁の乾燥収縮応力について, 年講 1999, [26]
- 38) 保坂ら : ダブル合成連続桁の鉛直荷重に対する下スラブジベル配置について,
年講 1999, [27]
- 39) 保坂ら : ダブル合成連続桁における下フランジに折れ構造を有する下スラブの
合成評価について, 年講 1999, [28]
- 40) 北陸新幹線 北陸道Bv工事パンフレット, [29]
- 41) 保坂, 神山, 宮崎, 渡辺, 宮脇 : ブロック工法を用いた下路プレビーム鉄道橋の設計・施工, 橋梁と
基礎, 1988.2
- 42) プレビーム合成げた橋設計施工指針 (第3版), (財)国土開発技術研究センター, 1997.7

- 43) PRBEAM No. 14 2001 (プレビームカタログ) , プレビーム振興会, 2001. 5
- 44) 吉田, 湯元, 古村: プレファブ化したプレビーム橋, 橋梁, 1989. 7
- 45) 吉田, 小川, 田島: プレビームの更なる挑戦, 川田技報 Vol. 20, 2001. 1

3.1.2 合成床版橋

(1) 合成床版橋の設計概要

合成床版形式の選定は、支間長が比較的短く、桁高さの制限が厳しい場合にはスラブタイプとし、支間が長くある程度桁高さが必要となる場合には、ボックスタイプ形式が採用されているようである。

合成床版橋の設計荷重および荷重の組み合わせについては、道路橋示方書・同解説 I 共通編によって、設定されている。ただし、活荷重に対する衝撃係数の設定は、充実タイプについては鉄筋コンクリート橋に準拠し、中空タイプについては鋼橋に準拠して設定している。

コンクリートの許容圧縮応力度については、桁橋の床版としての応力状態よりも、主桁作用としての応力度が卓越するものとして、鋼合成桁に準じて安全率を 3.5 としている場合と、コンクリート橋に準じて安全率を 3 と設定している例がある。コンクリートの設計基準強度は 27N/mm^2 から 40N/mm^2 が使用されているが、 30N/mm^2 としている例が多く見られる。

構造解析は、合成前の鋼桁断面では梁として設計されるが、横桁には荷重分配効果は期待せず、横倒れ座屈に対する固定点としての機能を期待している。合成後の解析は版理論による方法と格子桁として解析する方法があるが、格子桁としての解析では横桁の剛度設定が困難であることから、版理論による方法が推奨されている⁴⁾。また、構造解析に使用する鋼とコンクリートのヤング係数比は 7 を標準として、引張側コンクリートを含め全断面有効として解析されている。

断面計算では鋼断面を鉄筋とみなしヤング係数比を 14 あるいは 15 として、複鉄筋 RC 断面の梁として計算されている。一般に、鋼フランジの最小厚さは 9mm、あるいは 12mm である。クリープ係数や乾燥収縮については、道示の合成桁にならって計算される。鋼とコンクリートの温度差については、充填タイプの場合には、影響が小さいと考えて省略されている^{1),4)}。

せん断力については、鋼桁ウェブ単独で負担することを原則⁴⁾としているが、コンクリートにも分担させる場合には、必要に応じて補強鉄筋を設置することとしている^{1),5)}。

ずれ止めとしては、スタッド、リブ付き鋼などの合成構造用形鋼、腹板貫通鉄筋などが使用されているが、せん断力の分布等については道示の合成桁の規定に従って設計されている。

合成床版橋の実橋への適用については、表-3.1.2.1 に示されるように各種の現場計測等が実施され、設計との整合性が確認されている。桁の剛性に関しては、本体構造の桁高さが低く押さえられていることも影響し、壁高欄などが設置された場合に実測される桁剛性は、設計上の剛性よりもかなり大きな剛性を示すことが報告されている¹⁾。また、充実タイプの実橋の振動計測の結果から、振動特性はコンクリート橋に近く、衝撃係数としてコンクリート橋での係数を採用することの妥当性が検証されている^{1),5)}。

表-3.1.2.1 合成床版橋の主な事例

| | | | | | | | |
|-------------|--------------------|-----------|----------------------|--------------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| 橋名 | かきぞえ橋 | 中川橋 | かゆ丸橋 | 名古屋高速道路 堀田ランプ橋 | 三六橋 | 水戸橋 | 原田緑道橋 |
| 種別 | 道路橋(Ⅱ-20) | 道路橋(Ⅱ-20) | 道路橋 | 道路橋(Ⅱ-20) | 道路橋(Ⅱ-20) | 側道橋 | 道路橋(Ⅱ-20) |
| 所在地/完成年 | - | - | 沖繩県/1990.3 | 名古屋市 30.55 (0.4+2@14.925+0.4) | 神戸市/1989.3 | (中国地震) | 福岡市 |
| 橋長(m) | 25.8 | 24.1 | 14 | | 13.75 | 29.86 | 11 |
| 形式 | スタブタイプ | スタブタイプ | スタブタイプ | スタブタイプ | スタブタイプ | ボックスタイプ | スタブタイプ |
| | 中空 | 中空 | 中空 | 充表 | 中空 | 中空 | 中空 |
| 桁高さ(mm) | | | 600 | 300 | 459 | 830 | 380 |
| 桁高/支間 | 1/42 | 1/43 | 1/23 | 1/50 | 1/30 | 1/35 | 1/27 |
| スタブ厚(mm) | 300 | 同左 | 200 | 300 | 200 | 170 | 221 |
| 最小フランジ厚(mm) | 6 | 同左 | - | - | 9 | 10 | 9 |
| 形状 | 突起付き形鋼 | 同左 | T)ブ | スタブジョイント | トラス形ジョイント | スタブジョイント | 立体トラスジョイント |
| 配置 | 600mm間隔 | 同左 | 1150mm間隔 | - | 495.5mm間隔 | - | - |
| ヤング係数比 | 7 | 同左 | - | - | - | 7(たわみ), 15(断面決定) | 14~15 |
| 設計の特徴 | 膨張コンクリート | 同左 | 早強7N/mm ² | スチールファイバー1.5%混入 | 30N/mm ² | - | 30N/mm ² |
| | 斜角30度への適用 性を検討 | 同左 | 載荷試験 硬質ウレタンの断熱効果 | 載荷試験 (静的, 動的) | 載荷試験 (静的, 動的) | 載荷試験 (静的, 動的) | 載荷試験(静的) |
| 検討された課題 | 発泡スチロールで 中空部を形成 | 同左 | 中空部を 硬質ウレタン充填 | 中間支点上鈎筋が 力100N/mm ² 以下 | 将来の支間変更へ 対応 | - | 斜角62度 |
| 特記事項 | D6-1-4 | D6-1-4 | E07-2-04 | D03-0-05 | A05-1-01 | D03-0-08 | D05-2-1 |
| 参考文献 | | | | | | | |
| 備考 | | | | | | | |

(2) スラブタイプの合成床版橋

スラブタイプの合成床版橋はフラットな版形状を有する合成床版橋であり、合成床版橋の中で主流を占める標準的な合成床版橋である。このタイプは以下の特長を有している。

- ①鋼橋よりも剛性が大きく、コンクリート橋よりも軽量であることから、桁高を低くすることができる。
- ②鋼桁部分を型枠として利用できるため、型枠・支保工材および足場が不要となり急速施工が可能となる。
- ③分割施工が可能のため、車両の全面通行止めが不要となる。
- ④斜角の小さい場合や橋端部等に拡幅部を有する場合などの特殊な橋梁形状にも対応が可能であり、景観上の要求にも比較的柔軟に対応が可能である。
- ⑤鋼部材の外表面は凹凸が少なく、内面はコンクリートで充填されることから防錆上有利であり、また、無塗装用耐候性鋼材を用いれば維持管理に対する負担が大幅に軽減される。

スラブタイプ合成床版橋の基本構造は底板の上面にT形部材を取り付け、あたかも底板を下フランジ、T形部材を上フランジとウェブに見なした多主桁並列状の鋼桁部を形成し、その中にコンクリートをT形部材を包み込むように打ち込み、鋼部材に設置されたズレ止めによりコンクリートと鋼部材を一体化させることで耐久性に優れた合成床版橋を形成している（図-3.1.2.1参照）。

なお、支間長の増大（ $L \geq 20\text{m}$ ）に伴い設計荷重に占める死荷重の比率が大きく不経済となることに配慮し、引張領域のコンクリート部分を中空とすることが考えられ（このような構造を中空タイプと呼んでいる）、引張領域コンクリート部へのウレタン等の軽量充填材の配置やデッキプレートによる埋め込み型枠の適用例がある。

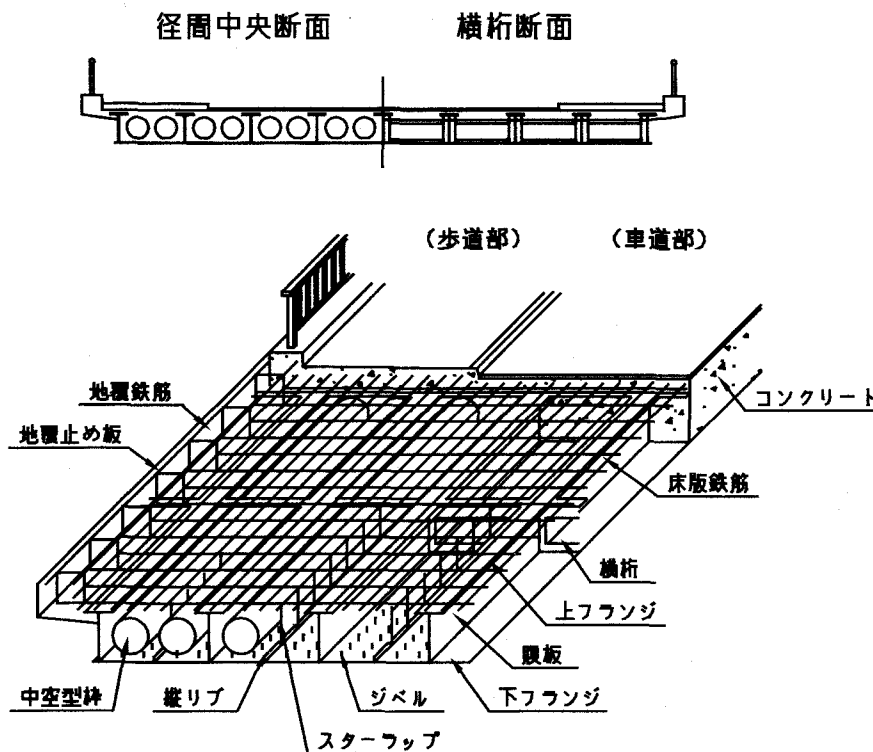


図-3.1.2.1 スラブタイプ合成床版橋（中空タイプの例）

また、その形状からもわかるようにスラブタイプの合成床版橋は単純な構造を有するため材片数もかなり少なく、工場における製作の省略化に繋がることとなり、中空タイプのものについてはその部分が密閉構造となることから鋼桁部の塗装を省略することも可能である。さらに架設ブロック数および重量も少ないことから現場において架設機材等を簡素化することもでき、工程上も有利な構造形式といえる。

(3) ボックスタイプの合成床版橋

スラブタイプの合成床版橋の一般的構造が、鋼底板に取り付けられたT形部材によって仕切られているのに対し、ボックスタイプ合成床版橋は、仕切りのない箱型の形状をしている。また各箱桁を横桁によって連結させる構造となっており、下側から見た形状は鋼箱桁橋と似ている。合成床版橋の中ではあまり実績では多くないが、以下に本形式の特徴を示す。

- ①橋よりも剛性が大きくコンクリート橋よりも軽量であり桁高を低く出きる点、鋼桁部分を型枠として利用でき型枠・支保工材および足場が不要となる点は、スラブタイプ合成床版橋と同様である。
- ②斜角の小さい場合や桁端の拡幅などについては、スラブタイプのような実験による構造特性の確認は行われていないようである。
- ③鋼部材の塗装については、スラブタイプ合成床版橋ほど外面が平坦ではなく、塗装の維持管理の面ではスラブタイプほど有利ではないと思われる。

基本的な構造は開断面箱桁の上フランジが桁の外側に張り出した構造となっており、各箱桁は横桁および上フランジで取り合って多主桁橋を構成する。上下フランジの上面にはズレ止めが配置さ

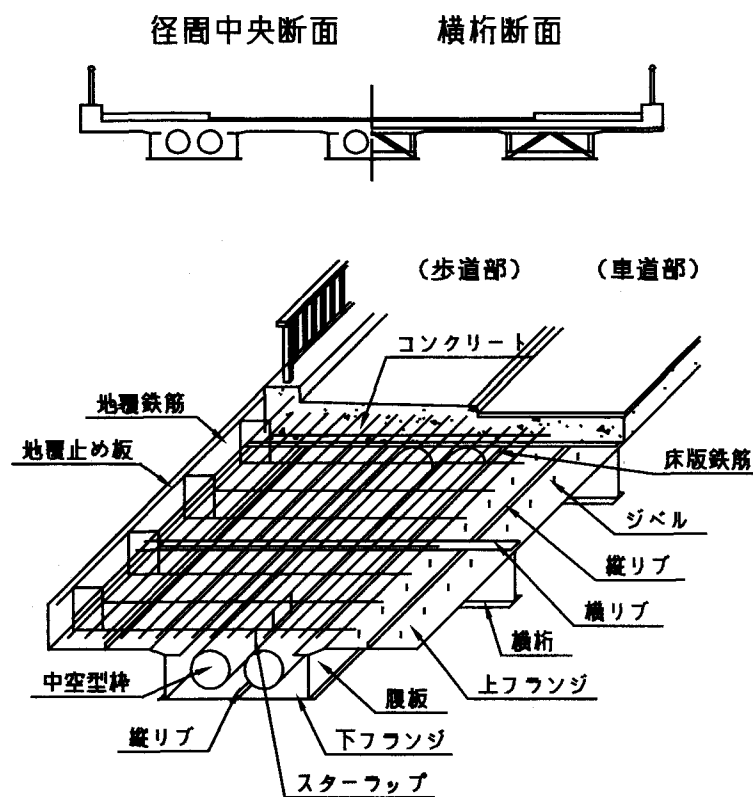


図-3.1.2.2 ボックスタイプ合成床版橋

れ鋼桁部全体が型枠代わりとなるため、この中にコンクリートを打込むことができ、これにより鋼部材とコンクリートを一体化させた合成床版橋を形成している（図-3.1.2.2 参照）。

引張り領域に中空型枠などを配置することで死荷重を小さくできる点や、比較的単純な構造を有し製作・施工の省力化が図られている点などは、スラブタイプの合成床版橋と同様である。ただし、多主桁で構成され横桁および張り出し部があることから、スラブタイプに比べると幾分複雑な構造を有することとなる。

（4）立体トラスジベルを用いた合成床版橋

原田緑道橋は、1987年3月に国道3号筑紫野バイパス（建設省九州地方建設局；福岡県筑紫野市原田）に架設された、我が国で初めての立体トラス型ジベル（TSCと略称する）を有する合成床版橋である（図-3.1.2.3 参照）。本橋は、ともに橋長11.0m（支間長10.3m）の車道と歩道の2橋が平行しており、その有効幅員は車道部で5.5m、歩道部で4.5mである。また床版厚は車道および歩道で、それぞれ38cm、および30cm、斜角は62°である。

本橋の設計は、道路橋示方書・同解説（昭和55年版）に基づき、九州大学が中心となつて行われた模型実験による耐荷力、および疲労強度等の検討結果を反映させながら行われた⁶⁾。すなわち、架設系に対しては、底鋼板の版としての横分配効果を見捨て、底鋼板を下弦材、上部の橋軸方向鉄筋を上弦材、1組のピラミッド状のTSCを橋軸方向1列のトラス斜材として平面トラスにモデル化された。また、コンクリート硬化後の完成系に対しては、鋼板とコンクリートからなる合成断面をTSC各列ごとに桁とみなした格子桁モデルとして取り扱われた。

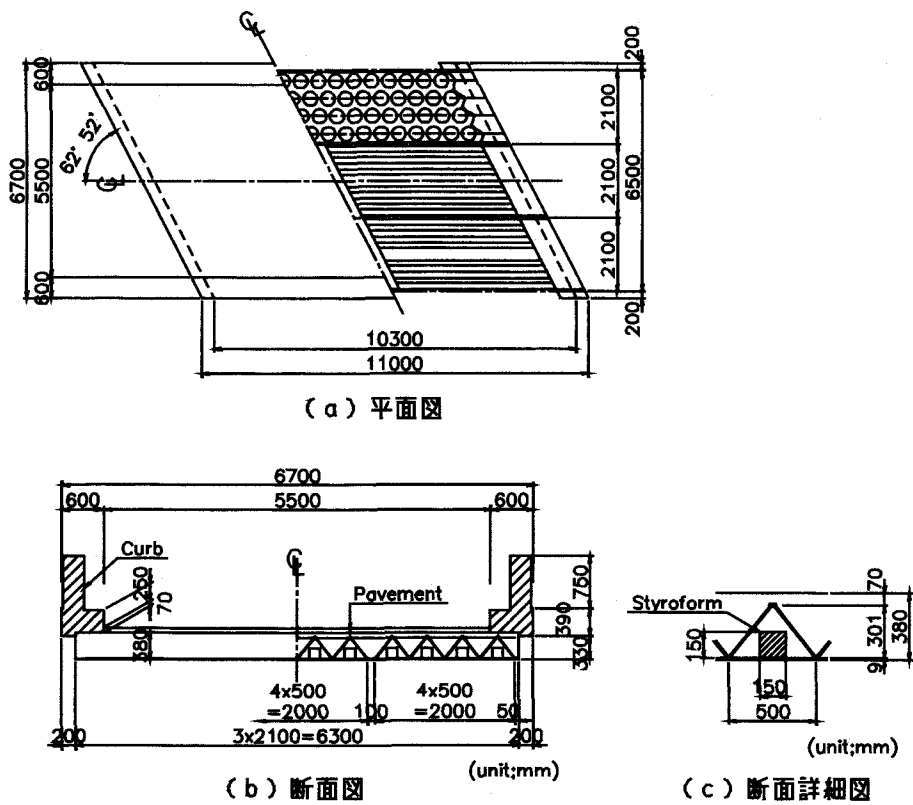


図-3.1.2.3 立体トラスジベルを用いた合成床版橋

次に製作・施工について概説する。まず工場において、強度部材兼コンクリート用型枠となる板厚 9mm の底鋼板上面に、上筋と T S C となる平鋼をワーレントラス状に溶接して部材を 2 本 1 組で三角形になるように乗せ、平鋼と底鋼板を溶接して立体トラス構造のパネルが製作された。現場搬入前に仮組立を行い、許容値±5mm 以内となるように歪とりが行なわれた。3 パネル分割されて現場に搬入されたパネル組立は高力ボルト接合を用いて行われた。架設後、上側鉄筋を配筋した後、 $f'_{ck}=30\text{N/mm}^2$ のコンクリートが打設された。この際、床版死荷重を軽減する目的で、トラス各列の間に $150\times 150\text{mm}$ の発泡スチロールを埋設して中空床版橋とされた。これは、4.5cm 厚のコンクリート重量減に相当する。

本構造の採用は初めてであったため、施工後に 20t トラック 2 台を用いて静的、動的載荷試験が行なわれ、本橋の構造特性ならびにその設計法の妥当性について検討された。その結果、架設系においては斜角の小さい場合は平面トラス理論を、また完成系においては版理論を、それぞれ用いて設計するのが最も適当であることが示された。なお、本橋の経験を踏まえ、T S C の製作法が鋼板プレス打ち抜き型に改善されるとともに、「T S C 合成床版設計要領 (案)」⁸⁾が作成され、その後、合成版桁橋の合成床版として 2 橋が施工されている。

参考文献

- 1) 深田,森山,加納,綿引:低桁高連続合成床版橋,第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集,pp353~358,1989.9,土木学会
- 2) 国広,奥田,山本,近藤:合成床版橋の設計・施工と実橋実験,橋梁 Vo.25,No7,pp47-55,1989.7
- 3) 佐藤,田中:斜角の小さい中空合成床版橋の構造特性と実橋への適用,鋼構造論文集,Vol.1,No.2,1994.6
- 4) 合成床版橋研究会:合成床版橋設計・施工指針 (案),1998.8
- 5) 森安,宇田,丸安,加納:箱型合成床版橋の歩道橋への適用例,第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集,1989.9
- 6) 太田・日野・奥石・日向:立体トラス型ジベルを有する合成版構造の力学特性と設計法に関する研究,構造工学論文集, Vol.34A, 1988.3
- 7) T.Ohta,S.Hino,F.Imai,H.Asakura: Design and Construction of a New Steel -Concrete Composite Slab Bridge, Proc. of Pacific Concrete Conference (Auckland), Vol.1, 1988.11
- 8) 九州橋梁・構造工学研究会 TSC 研究会: TSC 合成床版設計要領 (案),1990

3.1.3 その他の橋

3.1.3.1 波形鋼板ウェブPC橋

従来のコンクリート箱桁断面ウェブを平鋼板で置き換えた構造がフランスにおいて開発された。しかし、この断面構造の場合、コンクリート床版のクリープ・乾燥収縮によるコンクリートの変形がウェブ鋼板によって拘束され、与えられたプレストレスはウェブ鋼板に移行することによって、コンクリート断面のプレストレスのロスが大きなものとなる。このため、ウェブ鋼板による橋軸方向の変形拘束が少ない構造が求められた。これに対して、フランスの Pierre Thivans は、波形鋼板をウェブに採用することにより、アコーディオン効果によって、コンクリート床版の橋軸方向の経時変化をほとんど拘束しない波形鋼板ウェブPC橋形式を提案した。そのあと、各種の問題点を明らかにするための解析や模型実験を経て、実橋の施工へと移行していった。

以下に、これまでの波形鋼板ウェブPC橋の主な施工例を概説した後、各橋の比較を表-3.1.3.1に、波形鋼板同士および波形鋼板とコンクリート床版の接合方法のまとめを表-3.1.3.2に示す。

(1)コニャック橋 (図-3.1.3.1)

本橋は、フランスで最初に架設された波形鋼板ウェブPC橋の試験施工の橋梁である。橋長は107.82mの3径間連続桁で、スパン割は31.0+43.0+31.0mである。桁高は2.285m、総幅員11.70mの等断面一室箱桁構造であり、波形鋼板ウェブは35度の傾斜で配置されている。波形鋼板の特性は、板厚8mm、波形高さ150mm、パネル高さ1771mmで、上下に取付けられたフランジプレートに100×80×9のアンクルが配置されており、これを介して床版と連結されている。構造物全体の特性としては、スパン桁高比約1/19、死荷重10.2tf/mである。PC鋼材の配置は、永久荷重に対してバランスするように設計されている。これは、1ウェブあたり4本の19T15ケーブルで構成され、桁端部の横桁に定着されている。各緊張材はポリエチレン管内に配置され、緊張後セメントグラウトされる。すべての緊張材は取り替え可能であり、必要であれば追加できるようになっている。この緊張材の取り替えや追加を行うために、両橋台には緊張室が設けられている。主桁の製作は、工場で防錆コーティングされた波形鋼板パネルが現場に運び込まれ、支保工上で行われた。

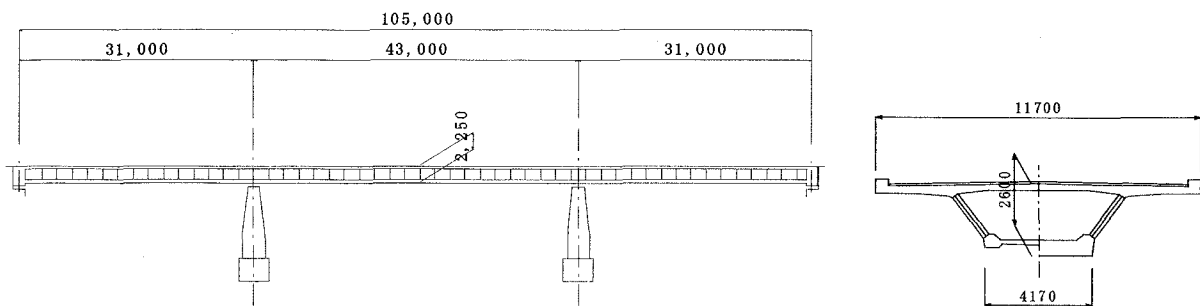


図-3.1.3.1 コニャック橋

(2) モープレ高架橋 (図-3.1.3.2)

新型の合成構造形式をさらに発展させる目的で、フランス国内において本高架橋に対する技術提案を募集し、数種の構造形式の中から波形鋼板ウェブを用いた三角形断面構造が採用された。

本橋は、スパン割 $40.95+47.25+53.55+50.40+47.25+44.10+40.95\text{m}$ の 7 径間連続高架橋である。主桁構造は桁高 3.0m 、総幅員 10.75m の逆三角形断面で、下床版の役目をする鋼管を備えている。この鋼管は肉厚 20mm 、直径 610mm で、押し出し架設時にせん断力をウェブから支点到に伝達させるために、コンクリートが充填されている。この鋼管の断面寸法は、ウェブを通して集中する応力に対して設計されている。ウェブと上床版との結合は、フランジプレートに溶接されたアングルによって確保されている。鋼管に溶接された波形鋼板ウェブは 8mm 厚で、主桁重量は 12tf/m と非常に軽量になっている。PC鋼材は、各橋脚間に直線状に配置された $6\text{T}13$ ケーブルを $12\sim 14$ 本と、橋台間に配置された $19\text{T}15$ ケーブル 4 本が、永久荷重の一部につり合うように導入されている。主桁は、1 径間ごとに押し出し施工により架設された。

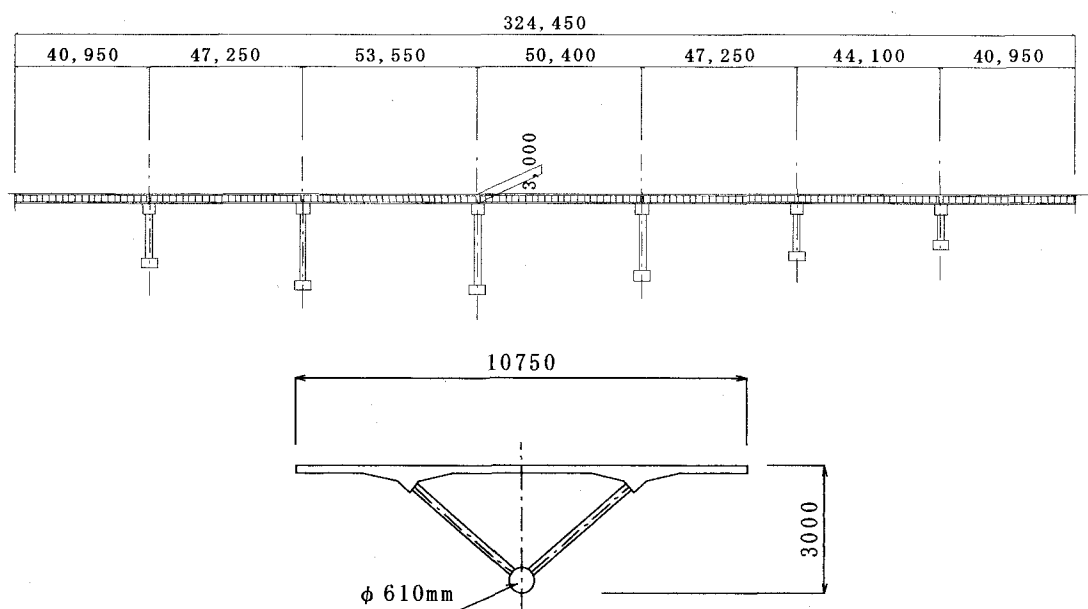


図-3.1.3.2 モープレ橋

(3) ドール橋 (図-3.1.3.3)

ドール橋は、鋼板ウェブPC橋としてはじめて張出し架設工法を用いた橋梁である。スパン割は $48.0+5\times 80.0+48.0\text{m}$ の 7 径間連続箱桁構造で、桁高は変断面構造を採用している。

変断面の箱桁は、スパン中央で 2.50m 、橋脚上で 5.50m となっている。2 枚の波形鋼板ウェブ鋼板は桁高変化に合わせて曲線変化させており、約 17° の傾斜で上下床版に取り付いている。ウェブの板厚は標準部で 8mm 、橋脚上で 10mm 、波高さ 220mm であり、フランスにおける施工実績の中では最も大きな波高となっている。そのウェブは、フランジプレートに溶接したアングルを介して上下床版に結合されている。

PC鋼材は3種類のタイプが配置されている。上床版に配置した架設用ケーブル，下床版に配置した連続ケーブル，スパンごとに配置した連続外ケーブルである。

波形鋼板は工場で加工したのち現場に運ばれ，橋脚上のセグメントの完成に引き続き，場所打ちの上下床版と同時に箱桁セグメントを製作し，順次張出し施工された。

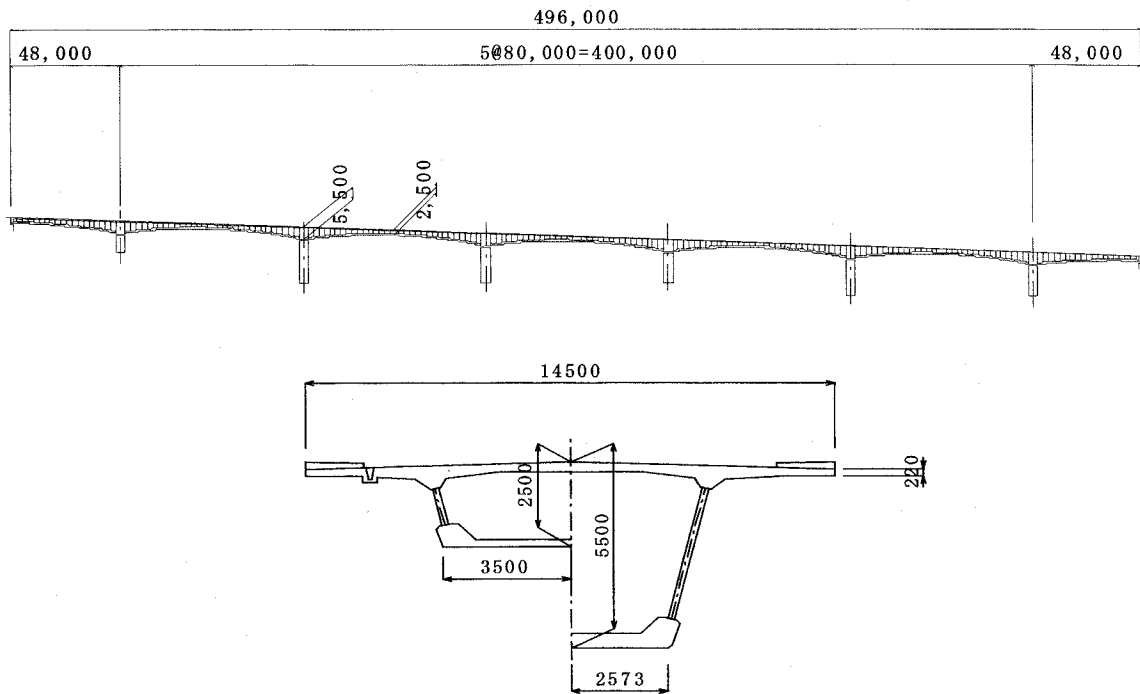


図-3.1.3.3 ドール橋

(4)新開橋 (図-3.1.3.4)

新潟県の地方道に建設された日本で最初の波形鋼板ウェブPC橋である。この橋梁は，上記までに紹介したフランスの波形鋼板ウェブPC橋を参考に設計が行われた。

構造形式は支間長 30.0m，桁高 1.9m の単純2主箱桁構造で，現場制作ヤードで主桁2本を製作し，架設桁により架設した後，床版間詰めおよび横桁コンクリートを打設し，床版横締めを行い一体化する施工法をとっている。波形鋼板ウェブの工場製作から10ヶ月で橋面工までが完成し引き続き，載荷試験，振動試験が行われた。

波形鋼板の形状は，板厚 9mm，波高さ 150mm で，床版との結合には頭付きスタッドを使用している。ずれ止めの設計は道示にしたがっているが，床版コンクリートと鋼ウェブとの温度差により生ずるせん断力は考慮されていない。ただし，スタッドのせん断耐力については，DIN および BS の設計規準により設計されている。波形鋼板同士の接合は，長さ約 30m のウェブを4分割にして工場製作し，現場溶接で行われた。

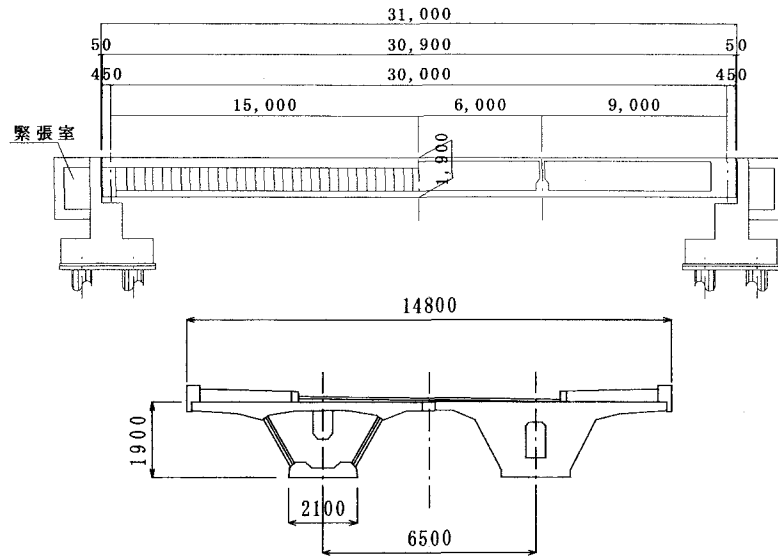


図-3.1.3.4 新開橋

(5) 银山御幸橋 (図-3.1.3.5)

秋田県の山間積雪地に建設された、連続構造および耐候性鋼材を使用した国内初の波形鋼板ウェブPC橋である。

構造形式は橋長 210m、最大支間 45.5m の 5 径間連続構造で、等桁高 3.0m を押し出し工法で架設している。本橋の押し出し工法は、主桁断面を活用して手延べ桁代わりとし、さらに上床版上にピロンを立て、斜吊りケーブルによって先端手延べ部を補強する斜吊併用工法としている。標準ブロック長 11.0m に対して、波形鋼板パネル 2 枚の構成とし、その波形鋼板ウェブ同士はボルト結合、上下床版との接合はスタッドジベルで行っている。また、先端 3 ブロックまでは手延べ桁として活用するため、上床版の施工を行わず、鋼床版を配置して補強している。この鋼床版は埋設型枠として活用された。

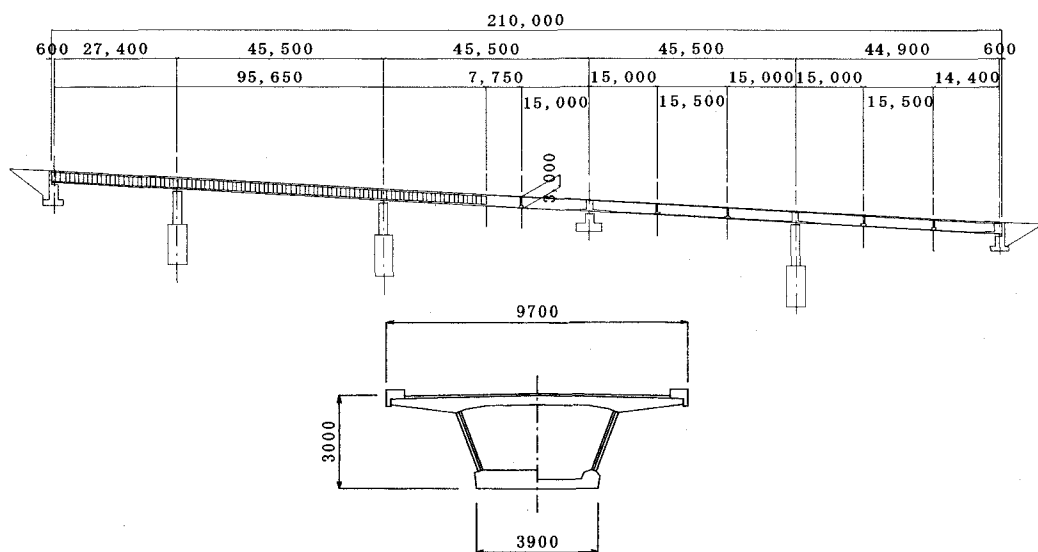


図-3.1.5 银山御幸橋

(6)本谷橋 (図-3.1.3.6)

東海北陸自動車道のほぼ中央に位置する、世界ではじめてラーメン構造を採用した波形鋼板ウェブPC橋である。

スパン割 43.92m+97.00m+55.868m の3径間連続ラーメン構造であり、波形鋼板ウェブPC橋として国内ではじめて片持ち張出し工法により架設された。本橋では、波形鋼板とコンクリート床版の接合方法に改良が加えられた。従来のフランジプレートにスタッドジベルを溶植する方法は、製作費が高価になることから、波形鋼板に孔をあけそこに貫通鉄筋を通して、さらにウェブの上下端部に鉄筋を溶接してコンクリート床版に埋め込む方法が採用された。これは、波形鋼板の斜め方向パネル、軸方向鉄筋、孔に充填したコンクリートがずれ止めとして作用することを考慮したものである。また、波形鋼板同士の接合を一面摩擦による高力ボルト接合としたことも特徴といえる。

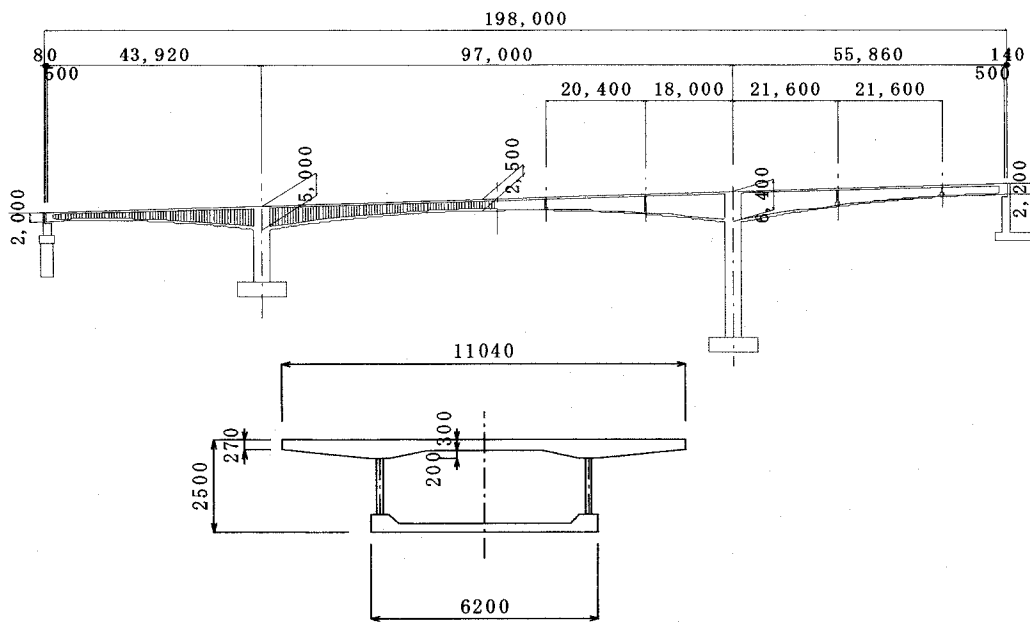


図-3.1.3.6 本谷橋

(7)前谷橋 (図-3.1.3.7)

前谷橋は、東九州自動車道の国分IC～末吉IC間の福山地区に位置するPCT型ラーメン橋である。支間長は上り線77.3+84.3m、下り線は75.3+83.3mである。この橋梁は、世界で初めて主方向鋼材をすべて外ケーブルとした波形鋼板ウェブPC橋である。施工方法としては、2～3ブロックごとに外ケーブルを定着し、その間のセグメントは架設PC鋼棒で順次張り出す、張出し架設工法を採用している。

コンクリート床版と波形鋼板とのずれ止めには、フランジプレートを介し、アングルジベルによる接合方法が採用されている。また、橋軸直角方向の曲げモーメントに対しては、アングルに設けた孔に通した貫通鉄筋とフレア溶接したU字型鉄筋で抵抗する構造としている。波形鋼板同士の接合はボルト接合としている。

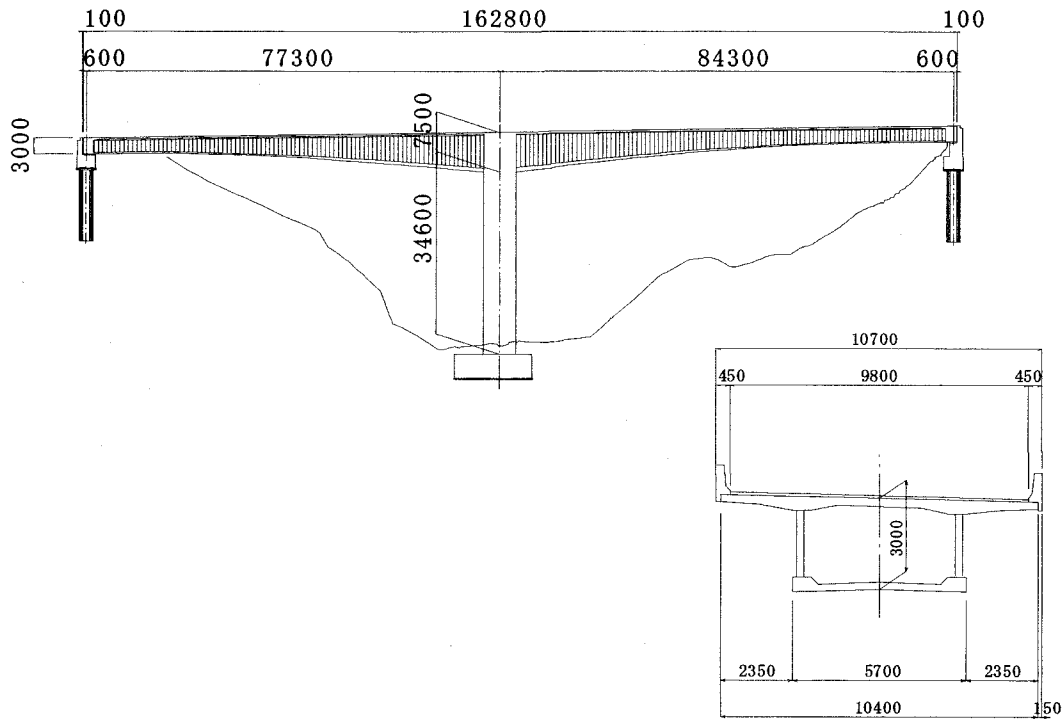


図-3.1.3.7 前谷橋

(8) 中野高架橋 (図-3.1.3.8(a), (b))

中野高架橋は、阪神高速北神戸線で建設中の4径間連続波形鋼板ウェブPC橋である。この橋梁は、最小曲率半径 $R=250\text{m}$ を有する曲線橋であるため、断面変形に抵抗させる隔壁を通常のPC橋より多く配置されているのが特徴である。

コンクリート床版と波形鋼板とのずれ止めには、上床版側は、孔明き鋼板ジベルが用いられており、下床版側は本谷橋で採用された埋込み方式の接合方法が採用されている。また、上床版側に作用する橋軸直角方向の曲げモーメントには、孔明き鋼板ジベルの両側に溶殖されたスタッドで抵抗

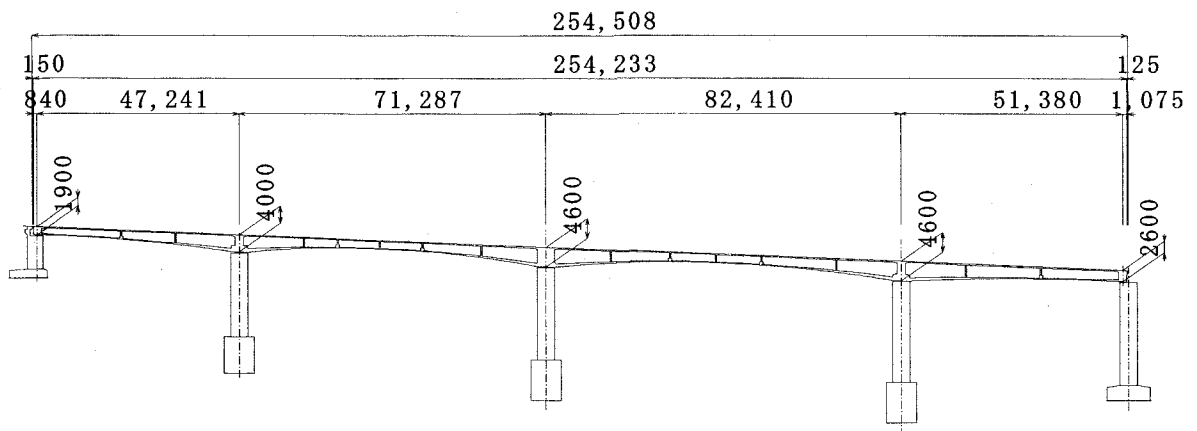


図-3.1.3.8 (a) 中野高架橋 (その1工区) 本線東行き

する構造としている。波形鋼板同士の接合には、張出し架設工法を採用しているその1工区ではボルト接合が、固定式支保工工法を採用しているその2工区ではすみ肉溶接が、それぞれ用いられている。

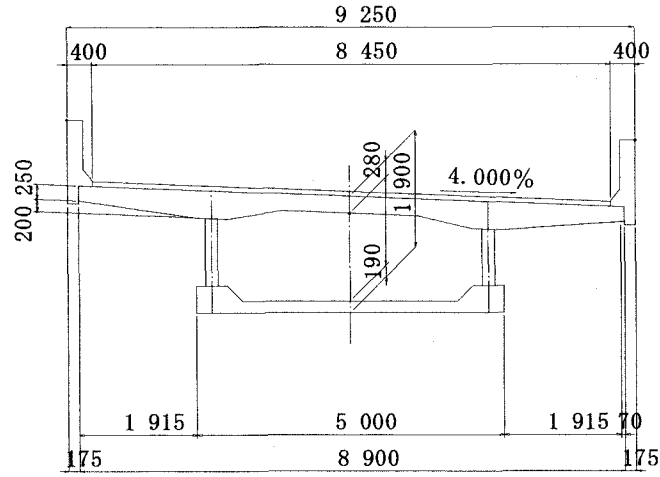


図-3.1.3.8 (b) 中野野高架橋 (その1工区) 本線東行き

表-3.1.3.1 (a) 波形鋼板ウェブPC橋

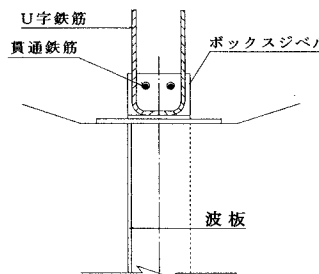
| 対象橋梁名 | コニャック橋 | モープレ橋 | ドール橋 |
|---|---|--|--|
| 1. 構造の特徴 ・メリット | 鋼重：10.2tf/m | 鋼重：7.7tf/m 経済性：同スパン長の高強度コンクリート橋梁の約30%のコストダウンが可能 | 鋼重：163kN/m～190kN/m |
| 2. 構造計画 ・断面構成 ・部材の接合 | 1) 断面構成：逆台形 2) 床版：支間部 23cm 支点上 33cm 3) 波形高さ 150mm 4) 波形鋼板とコンクリート床版はフランジに溶接されたアングルを介して接合 5) 波形同士の接合はすみ肉溶接接合 | 1) 断面構成：逆三角形成桁 下弦材：パイプφ610mm（コンクリート充填） 腹板、下弦材は溶接接合 2) 床版：支間部 20cm 支点上 41cm 橋軸直角方向にプレストレス 3) 波形高さ 150mm 4) 桁内に外ケーブルが配置されている。 5) 波形同士の接合はすみ肉溶接接合 | 1) 断面構成：逆台形変断面 2) 床版：支間部 30cm 支点上 38cm 3) 波形高さ 220mm 4) 波形鋼板とコンクリート床版はフランジに溶接されたアングルを介して接合 5) 波形同士の接合はすみ肉溶接接合  |
| 3. 設計 ・断面剛性の評価 ・断面力の算定 ・接合部の設計上の考え方と照査（ずれ止めなど） ・中間支点の処理 ・その他 | 1) 断面剛性は曲げに対しては波形鋼板を無視 2) 永久荷重による曲げモーメントに対してプレストレスを導入 | 1) 断面剛性は曲げに対しては波形鋼板を無視 2) 鋼管は座屈安定性を高めるためにコンクリートを充填 3) ねじり抵抗性が高い 4) 上床版は死荷重作用時に常に圧縮状態になるようにプレストレスを導入 | 1) 断面剛性は曲げに対しては波形鋼板を無視 |
| 4. 施工 ・架設方法 ・工期 | 1) 全支保工施工 2) 床版：現場打ち | 1) 鋼桁：押出し工法 床版を打設しない三角形断面を手延べ桁として使用 2) 床版：現場打ち | 1) 工場で加工された波形鋼板と現場打ちの上下床版をセグメントごとに張出し施工 |
| 5. 維持管理 ・構造形式上のメリットデメリット | 1) 外ケーブルの取り替え、再緊張が可能 | 1) 軽量である 2) フレッチング疲労を防ぐためにサドル内に特別な装置を取付けている | |
| 参考文献 | A08-2-03 | A08-2-03,E08-0-01 | G12-1-01 |

表-3.1.3.1 (b) 波形鋼板ウエブPC橋

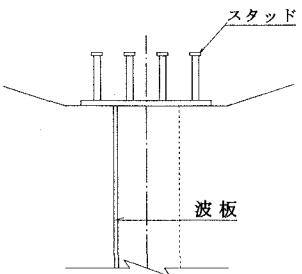
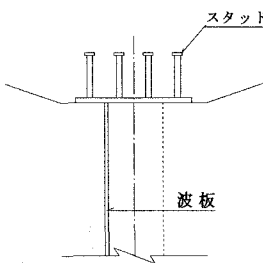
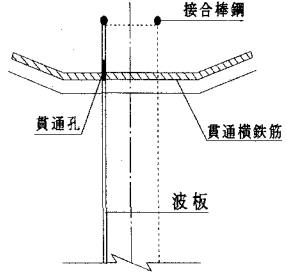
| 対象橋梁名 | 新開橋 | 銀山御幸橋 | 本谷橋 |
|---|--|--|---|
| 1. 構造の特徴 ・メリット | <p>1) ウェブが主桁全体重量の20~30%を占めるPC箱桁橋に比べ、ウェブ重量は5%程度となり、主桁重量が著しく減少。</p> <p>2) 鋼桁に比べてウェブのせん断座屈強度が増大するので板厚を薄くすることができるうえ、補剛材を必要としない。</p> <p>3) 波板鋼板のアコーディオン効果により、コンクリート床版部分に効率よくプレストレスを導入することができる。</p> <p>4) コンクリート床版のクリープ、乾燥収縮や温度変化の影響を受けにくい構造となる。</p> | <p>1) PC箱桁橋のウェブを波板鋼板に置き換えた合成構造である。</p> <p>2) ずれ止めには頭付きスタッド</p> <p>3) 波形高さ 150mm</p> <p>4) 波板同士の接合は、パネル端部の箱桁内部側にベースプレートを取付け高力ボルトにより行われた。</p> | <p>1) 波板鋼板のアコーディオン効果により軸方向に抵抗しないため、プレストレスの導入効率が良い。</p> <p>2) 自重が約2割低減されている。</p> <p>3) 煩雑なウェブの施工がないため工期短縮が計られた。</p> |
| 2. 構造計画 ・断面構成 ・部材の接合 | <p>1) PC箱桁橋のウェブを波板鋼板に置き換えた合成構造である。</p> <p>2) ずれ止めには頭付きスタッド</p> <p>3) 波形高さ 150mm</p> <p>4) 波板同士の接合は、現場継手付き合わせ溶接。</p>  | <p>1) PC箱桁橋のウェブを波板鋼板に置き換えた合成構造である。</p> <p>2) ずれ止めには頭付きスタッド</p> <p>3) 波形高さ 150mm</p> <p>4) 波板同士の接合は、パネル端部の箱桁内部側にベースプレートを取付け高力ボルトにより行われた。</p>  | <p>1) 上・下床版はコンクリート、ウェブは波板鋼板</p> <p>2) 波板鋼板同士の接合は、重ねた波板同士にボルトを用いた一面摩擦接合方法</p> <p>3) 波形高さ 200mm</p> <p>4) 波板鋼板とコンクリート床版は波板鋼板を直接埋め込み、ブロックジベル+接合棒鋼とパーフォ</p>  <p>ボンドリブを用いた接合方法</p> |
| 3. 設計 ・断面剛性の評価 ・断面力の算定 ・接合部の設計上の考え方と照査(ずれ止めなど) ・中間支点の処理 ・その他 | <p>1) 曲げの計算に用いる断面諸定数はウェブを無視した断面で算出。この妥当性は有限要素法で確認した。曲げの計算は梁理論で計算。</p> <p>2) せん断力は、すべて波板鋼板ウェブが受け持つものとして計算。</p> <p>3) ずれ止めの設計は道示Ⅱ、DIN、BS5400により照査。</p> | <p>1) 曲げの計算に用いる断面諸定数はウェブを無視した断面で算出。この妥当性は有限要素法で確認した。曲げの計算は梁理論で計算。</p> <p>2) せん断力は、すべて波板鋼板ウェブが受け持つものとして計算。</p> | <p>1) 断面剛性は曲げに対してはウェブの波板鋼板を無視し、上・下床版のみを考慮。</p> <p>2) 断面力の算定は2次元骨組弾性解析。</p> <p>3) 接合部は水平せん断力に対して設計。</p> |
| 4. 施工 ・架設方法 ・工期 | <p>1) 現場制作ヤードで主桁2本を製作し、架設桁により架設した後、床版間詰めおよび横桁コンクリートを打設し、床版横締めを行い一体化する。</p> <p>2) 1年6ヶ月</p> | <p>1) ピロン柱を立てた斜吊併用TL(反力集中)方式押し出し工法。</p> <p>2) 2年</p> | <p>1) 架設方法は、A1~P1は支保工施工、他径間は移動作業車を用いた張出し架設工法</p> <p>2) 工期は平成9年5月~平成10年5月(冬季休止約3ヶ月)</p> |
| 5. 維持管理 ・構造形式上のメリット・デメリット | <p>1) 波板鋼板の防錆は塗装。</p> <p>2) 外ケーブルの取り替えのために、橋台背面に緊張室を設置している。</p> | <p>1) 耐候性鋼材を使用。</p> | <p>1) 波板の防錆は塗装。</p> <p>2) 下床版部の波板が埋め込まれている界面はシール材を塗布している。</p> |
| 参考文献 | D10-0-07,D12-01-14,D05-02-06 A02-01-02 | D10-0-31,A08-01-09,D10-0-16 D10-0-17,A02-01-06 | D10-0-24,D12-01-01 |

表-3.1.3.1 (c) 波形鋼板ウエブPC橋

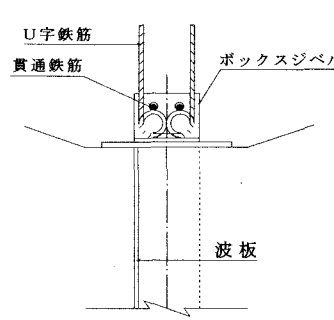
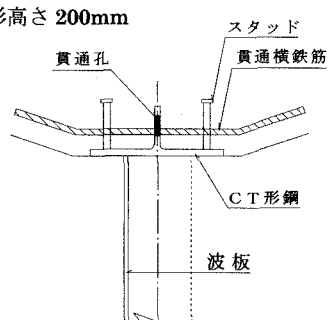
| 対象橋梁名 | 前谷橋 | 中野高架橋 |
|---|--|--|
| <p>1. 構造の特徴 ・メリット</p> | <p>1) 架設PC鋼棒を用いて、2～3ブロック毎に外ケーブルに置き換えていく特殊張出し工法を採用している。 2) 主ケーブルはすべて点検が可能な外ケーブルを使用している。 3) 内ケーブル方式のPC橋と比較し、約17%主桁重量が軽くなっている。</p> | <p>1) ランプ部で曲率半径250mの曲線を有している。 2) 非常駐車帯部では、波形鋼板に貫通鉄筋を通し、コンクリート製のリブで補強している。</p> |
| <p>2. 構造計画 ・断面構成 ・部材の接合</p> | <p>1) ずれ止めは、アングルジベル。 2) 波板同士の接合は1面摩擦接合。 3) 波形高さ220mm</p>  | <p>1) 上床版側のずれ止めは孔明き鋼板+スタッド、下床版側は埋込み接合。 2) 波板同士の接合は、その1工区は1面摩擦接合、その2工区はすみ肉溶接。 3) 波形高さ200mm</p>  |
| <p>3. 設計 ・断面剛性の評価 ・断面力の算定 ・接合部の設計上の考え方と照査（ずれ止めなど） ・中間支点の処理 ・その他</p> | <p>1) 曲げの計算に用いる断面諸定数はウエブを無視した断面で算出。この妥当性は有限要素法で確認した。曲げの計算は梁理論で計算。 2) せん断力は、すべて波板鋼板ウエブが受け持つものとして計算 3) せん断力に対しては、コンクリートジベルで抵抗し、直角方向の曲げに対しては、U字筋+貫通鉄筋で抵抗する。 4) 終局荷重作用時の照査として、材料+幾何学的非線形解析を行った。 5) 柱頭部付近はせん断補強として、波形鋼板の裏側にコンクリートを打設している。</p> | <p>1) 曲げの計算に用いる断面諸定数はウエブを無視した断面で算出。この妥当性は有限要素法で確認した。曲げの計算は梁理論で計算。 2) せん断力は、すべて波板鋼板ウエブが受け持つものとして計算。 3) 基本的には、せん断力に対しては、孔明き鋼板ジベルで抵抗し、直角方向の曲げに対しては、スタッドで抵抗する。 4) 床版はPPC構造で設計している。 5) 車両走行時の応答解析を行い、衝撃係数を算出して設計に反映させている。 6) ウエブの剛性が低いことから、これを考慮した下床版定着突起としている。 7) そり応力は、全体FEM解析を行って算定している。</p> |
| <p>4. 施工 ・架設方法 ・工期</p> | <p>1) 移動作業車を用いた張出し架設。 2) 外ケーブルの定着部は実物大の試験を行い、安全性を確認している。</p> | <p>1) その1工区は移動作業車を用いた張出し架設、その2工区は固定支保工架設。</p> |
| <p>5. 維持管理 ・構造形式上のメリット・デメリット</p> | <p>1) 波板の防錆は塗装。 2) 外ケーブルは、保護管に透明シースを用いてグラウトの充填状況を確認できるものとしている。</p> | <p>1) 耐候性鋼材を使用。 2) 下床版部の波板が埋め込まれている界面はシーリング材を塗布している。</p> |
| <p>参考文献</p> | <p>G12-01-03</p> | <p>G12-01-02,G12-01-04</p> |

表-3.1.3.2 (a) 波形鋼板ウエブPC橋における波形鋼板同士の接合方法

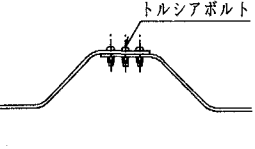
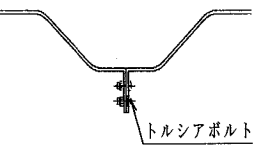
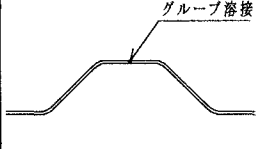
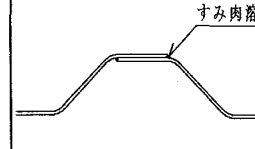
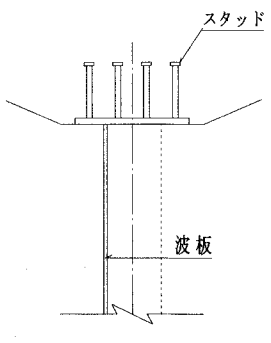
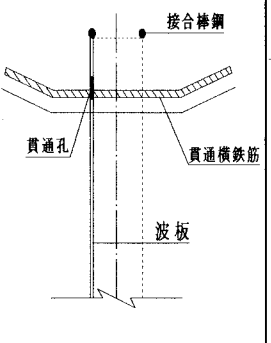
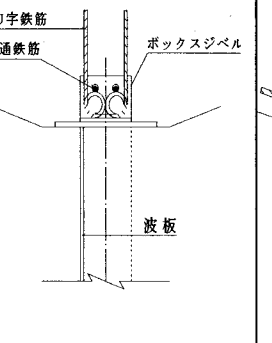
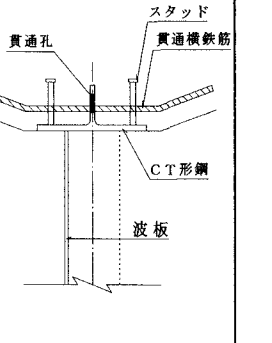
| 接合方法 | ボルト接合 | | 現場溶接接合 | |
|------|---|---|--|--|
| | 一面摩擦接合 | | 突合せ継手 | 重ね継手 |
| | 重ね継手 | フランジ継手 | | |
| 略図 |  |  |  |  |
| 概説 | 波板鋼板が軸方向力にほとんど抵抗しないことから、添接板を用いずに波板同士を重ねてボルトで接合した構造。 | 波形端部でボックス内側向きにフランジを溶接し、そのフランジ同士をボルトで接合した構造。 | 波板鋼板同士を突き合わせて、グループ溶接した構造。 | 波板鋼板同士を重ね合わせ、波形鋼板の両側をすみ肉溶接で接合した構造。 |
| 特徴 | 現場での作業は、ボルトの取り付けおよび締め付けだけとなるため、溶接工を必要としない。したがって施工上有利となる。 疲労の問題が溶接より少なくなる。また、非破壊検査が不要となる。 | ボックス内側にフランジ継手を設けると、外側からは継手がほとんど見えないため、美観に優れる。引張ボルトとなるため、疲労に対する照査が必要となる場合がある。 | 非破壊検査で保証できれば、鋼板の全強を確保できる。 重ね継ぎ手に比べ、施工誤差を調整することが、困難である。 | 突合せ溶接より、施工誤差等を吸収できるため、張出し架設工法に適している。ただし、確実に非破壊検査で欠陥を確認することは難しい。 疲労強度は、突合せ溶接に比べると劣る。 |
| 採用橋梁 | 本谷橋 前谷橋 中野高架橋(その1) | 银山御幸橋 | 新開橋 | 中野高架橋(その2) |

表-3.1.3.2 (b) 波形鋼板ウエブPC橋におけるコンクリート床版と波形鋼板との接合方法

| 接合方法 | スタッド方式 | 埋込み方式 | アングルジベル方式 | 孔あき鋼板ジベル方式 |
|------|---|--|--|---|
| 略図 |  |  |  |  |
| 概説 | 従来から一般的に採用されている接合方法である。波形鋼板にフランジプレートを溶接し、そのフランジにスタッドを溶殖した構造。 | 波形鋼板をコンクリート床版に直接埋込み、コンクリートジベルとして抵抗する埋込まれた斜めパネル部と接合棒鋼で接合部のずれ力に抵抗する構造 | フランジに溶接されたアングルによってコンクリートジベルを形成し、接合部のずれ力に抵抗する構造。 | 波形鋼板に溶接されたCT形鋼のフランジにあげた孔が孔明き鋼板ジベルとして、接合部のずれ力に抵抗する構造。 |
| 特徴 | せん断力および橋軸直角方向の曲げに対しても、スタッドが抵抗する。 | コンクリートジベルを拘束し、耐力を確保するために波形鋼板に孔をあけ橋軸直角方向に貫通鉄筋を配置している。これは、橋軸方向のせん断力が作用した場合、斜めパネル部には橋軸直角方向の力が発生するためである。 | 橋軸直角方向の曲げに対しては、アングルジベルの孔に通した貫通鉄筋と、アングルジベルにフレア溶接したU字鉄筋が抵抗する。 | 橋軸直角方向の曲げに対しては、CT形鋼の両縁に溶殖したスタッドが抵抗する。 |
| 採用橋梁 | 新開橋 銀山御幸橋 | 本谷橋 中野高架橋（下床版部） | 前谷橋 ドール橋 | 中野高架橋（上床版部） |

3.1.3.2 鋼トラスウェブ PC 橋

PC 箱桁の自重軽減を目的として、コンクリートウェブを波形鋼板に置き換える方法の他に、ウェブを鋼製斜材に置き換える方法がフランスで開発された。本形式の利点としては、次の事項が考えられ、従来の PC 箱桁に比べ経済的に有利となる可能性がある。

- ①波形鋼板ウェブ橋と同様に PC 箱桁の自重を抑えることで下部工のスリム化が可能となる。
- ②主桁断面積が小さくなるのでプレストレスの導入効率が良くなる。
- ③桁高を上げて重量増加が小さいので長支間に有利な構造となる。
- ④斜材に鋼管（円形、角形）を用いることで鋼部材製作の手間と費用を縮小できる。
- ⑤主桁が軽量なため、片持ち架設ブロック長を大きくでき架設工期を短縮できる。
- ⑥ウェブ面が開放空間となるので箱桁内部での効率の悪い作業が解消できる。

この形式の一つの試算として、一般的な PC 箱桁に比べて自重が 86% に低減されるとの報告もある。1985 年に支間 40m のアルボア橋が最初に試験施工され、その後 1997 年ブローネ高架橋がプレキャストセグメント工法で架設された。この形式から派生した構造形式として下床版を鋼弦材にしたロアーズ橋（1990）等があるが、これらは合成トラスに分類される場合がある。

この形式は我が国において、那智勝浦道路の木ノ川高架橋が施工中であり、志津見大橋、第 2 東名の巴川橋、猿田川橋のそれぞれ下部工が施工中（200.10 現在）である。

(1) ブローネ橋（図-3.1.3.9(a)）

本橋は、最大支間 110m、幅員 19.24m の床版を有する鋼トラスウェブ PC 橋である。上床版と下床版は 4 面の傾いた鋼管で繋がれ合成断面となっている。鋼管は直接コンクリート床版のハンチに接合されている。この方法は、弦材を省略して全体の鋼重を低減できる、橋軸方向に弦材を連結する必要が無くプレストレスの導入効率が良くなる、弦材が無い場合コンクリートの乾燥収縮・クリープによるひび割れの危険性を回避できる等の利点があるが、せん断力が大きくなる支間の長い橋梁では、格点部の構造やケーブルの配置によっては、格点部にせん断力、曲げモーメントが集中する場合があるため、詳細な検討が必要とされる。

本橋の格点部は、鋼管を用いた斜材端部にプレートを溶接しそのプレートにねじ切り鉄筋を埋め込み、その鉄筋とコンクリートとの付着で接合している。斜材である鋼管のエンドプレートは鋼管軸直角方向に取り付けられている（図-3.1.3.9(b)）。ブローネ橋におけるこの接合方法に関して、すべての部材の終局状態における安全性を確認するために、鋼管とプレートの溶接性能、鉄筋とコンクリートの付着、せん断力の伝達機構の確認が行われた。また、供用時の安全性の確認としてプレートの溶接部と鉄筋のねじ山の疲労抵抗性、および腐食に対する試験が実施された。

橋軸方向の接合に関して、4m のセグメントを製作し、張り出し架設工法においてこれをプレストレスで接合している。プレストレスの導入に際しては、内外ケーブルとして以下の 3 種類のケーブルを併用している。

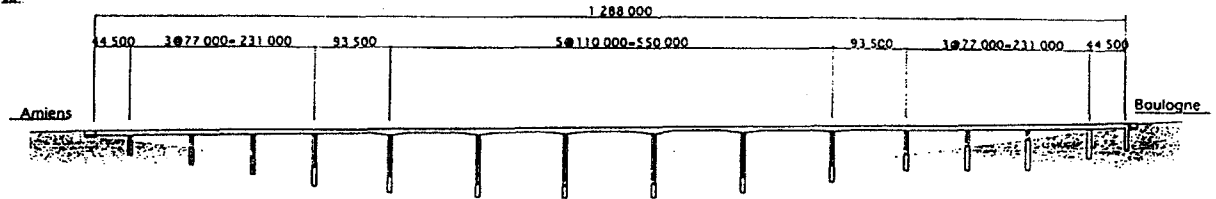
- ①床版には張り出し架設用の内ケーブル（80 本）を用いている。
- ②外ケーブルはせん断力を打ち消すように 24 本設置され下床版に定着されている。ケーブル

は4箇所のディビーターを介して曲げ下げて設置されている。

③中央径間連結ケーブルとして中央径間の正または負の曲げモーメントに対して上床版に4本、下床版に12本が配置されている。

さらに、必要に応じて設計導入プレストレス量の15%を余分に与えられるように予備のダクトが設けられている。これらの内外ケーブルはセメントグラウトにより腐食に対して保護されている。また、上床版には横締めPCケーブルが設置されている。

側面図



主桁断面図

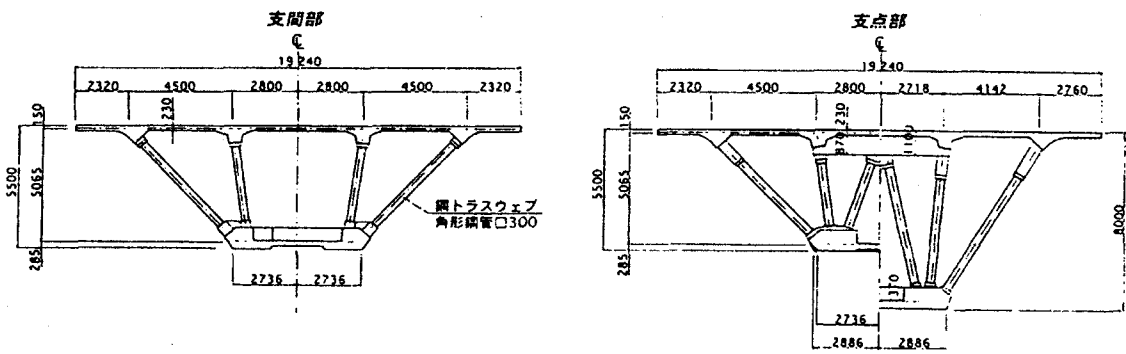


図-3.1.3.9(a) ブローネ橋

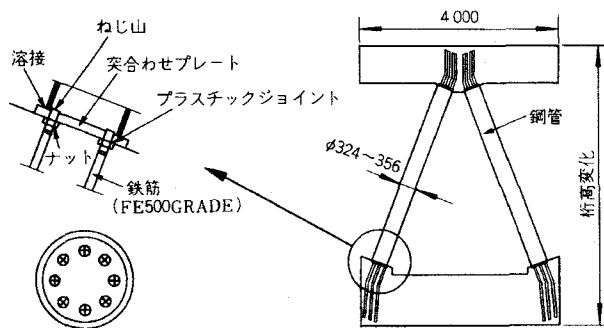


図-3.1.3.9(b) ブローネ橋格点部の構造

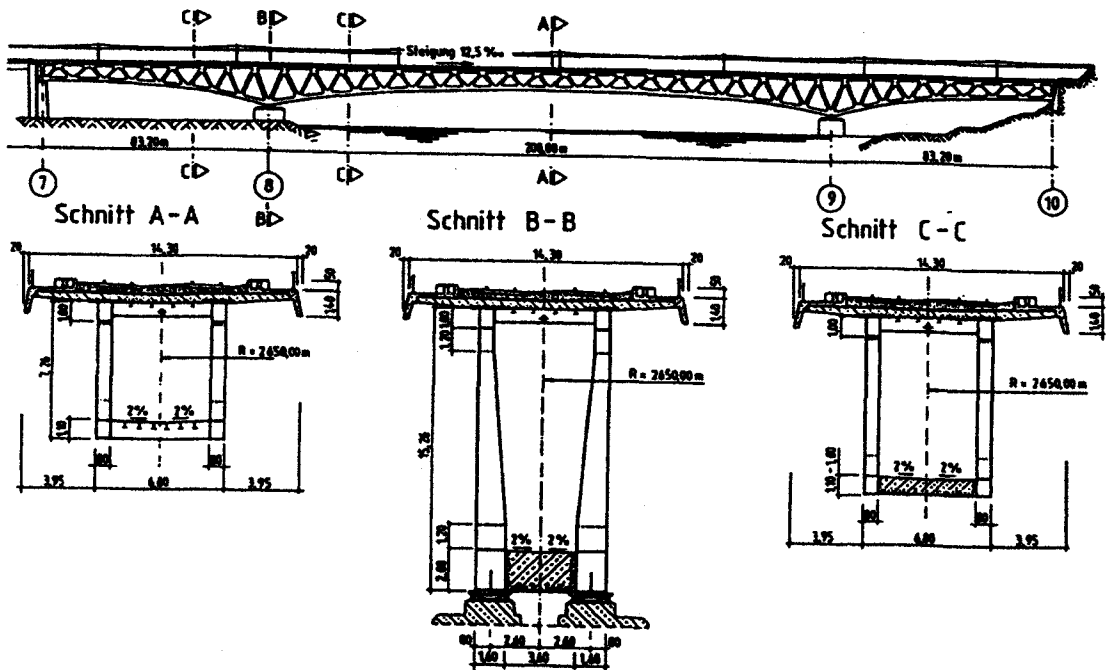
3.1.3.3 合成トラス

本項に示す合成トラス橋は、鋼製の上下弦材と斜材を有し、弦材とコンクリート床版がずれ止めによって結合されており、橋軸方向にプレストレスされない橋梁をいう。

合成トラスは上路トラス橋に適用した例が多く、ドイツ連邦鉄道では 1984 年頃から合成トラスを建設している。Nesenbach 高架鉄道橋はドイツ連邦鉄道における最初の合成トラス橋である。当初は $33.5+43.5+33.5=110.5\text{m}$ の 3 径間連続上路合成トラスとして計画されたが、中間支点部におけるコンクリート床版の引張り力に抵抗するためのプレストレス緊張材が必要である等の理由から、最終的に 3 つの単純合成トラス橋として建設された。合成トラス橋の設計に際しては、コンクリート床版からトラス主構への急激な応力集中を避けるためのディテールの工夫が重要である。合成トラスにおいても、他の鋼とコンクリートの複合橋梁と同様に、主構作用を考慮した設計を行うとともに、コンクリートの引張り域における、部材耐力の評価やコンクリートのひび割れ安全性の評価手法を確立する必要がある。

(1) ナンテンバッハ橋 (図 3.1.3.10(a), (b))

ナンテンバッハ橋は、ドイツのメイン川に架かる複線鉄道橋である。本橋の全長は 694.5m で、317m の取付け橋梁と長さ 374.4m の 3 径間連続上路トラス橋からなる。トラス橋は工事期間約 2 年 9 ヶ月を要して 1993 年秋に完成した。本橋はドイツ国鉄において最も長いセンタースパンを有する連続構造である。橋梁一般図を図—3.1.3.10(a)に示す。主要寸法はスパン割 $83.2\text{m}+208\text{m}+83.2\text{m}$ 、主構中心間隔 6.0m、格間長 10.4m である。両橋台および橋脚位置における主構高はそれぞれ 7.66m および 15.66m である。



図—3.1.3.10(a) 橋梁一般図

設計の特徴は①架設安定上からサイドスパン，および中間橋脚から中央径間に向かって 44m 間の下弦材間にコンクリートを充填したこと，②中央径間中央部の 140m は鋼構造としたこと，③中間橋脚部はダブル合成構造とし，橋脚上での床版にプレストレスを与えない構造としたこと等があげられる．本橋梁は現地条件を考慮し P 1 橋脚を陸上部，P 2 橋脚を護岸近傍に配置することにより工事費の縮減を図った結果，側径間と中央径間寸法が非常にアンバランスとなった．このため①の範囲の下弦材にコンクリートを充填することにより力学的にバランスさせるとともに，②とすることにより中央径間の吊り上げ一括架設を可能にした．図—3.1.3.10 (b) に架設順序図を示す．③により，従来コスト面でアーチ橋の範疇に入る当該支間においてもトラス構造が競争出来る形式のひとつとなったとしている．なお，経済性の検討上， 1m^3 のコンクリートは 0.1ton の構造用鋼材と等価であり，また 1ton の鉄筋は $1/3\text{ton}$ の構造用鋼材と等価であるとして検討している．

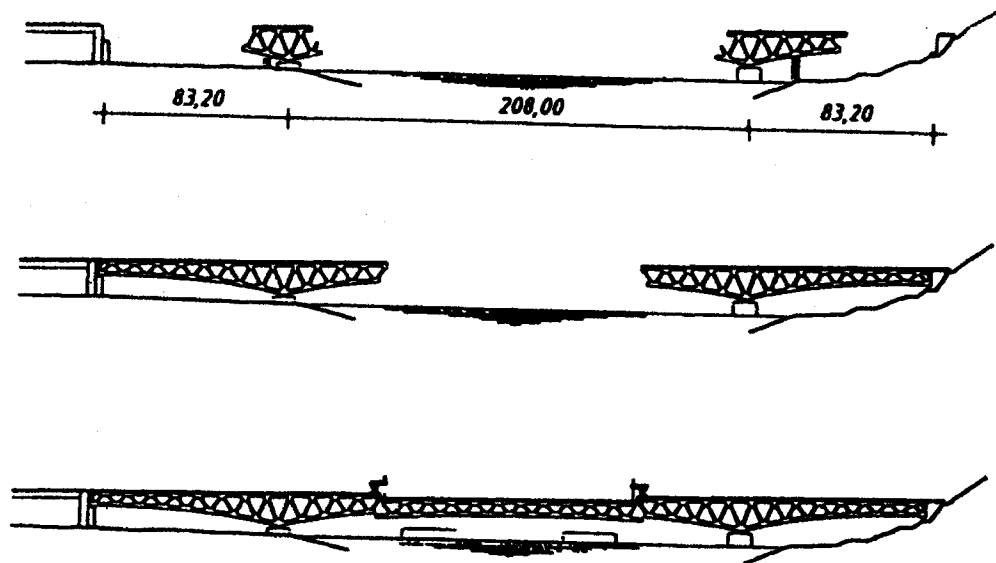


図-3.1.3.10 (b) 架設順序図

(2) ルーリー橋 (図-3.1.3.11)

ルーリー橋は，1998 年にスイスにおいて建設された上路式合成トラス道路橋である．上弦材 ($\phi 323.9\text{mm}$)，下弦材 ($\phi 508\text{mm}$)，斜材 (267mm) より構成される逆三角形の骨組みトラス構造である (図-3.1.3.11)．これらの部材同士は溶接により接合されている．床版は，支間部で 34cm ，上弦材直上で 60cm の厚さを有し，橋軸および橋軸直角方向にプレストレスされている．

床版の設計は，上下弦材を 3 次元骨組み部材とし，上弦材に結合した版として解析している．また，弦材の溶接部の疲労設計は，ホットスポット応力を慣用式と FEM 解析で算出し，これらを比較することにより安全を担保している．疲労設計における許容値は Eurocode3 を適用している．床版と上弦材のずれ止めにはスタッドジベルを採用している．

本橋の施工は，弦材の架設をトラッククレーンにより行われ，床版のコンクリート打設は，移動式型枠が採用された．鋼管同士の橋軸方向の接合は現場溶接により対応しており，溶接部の検査は，超音波探傷試験と磁粉探傷試験によっている．

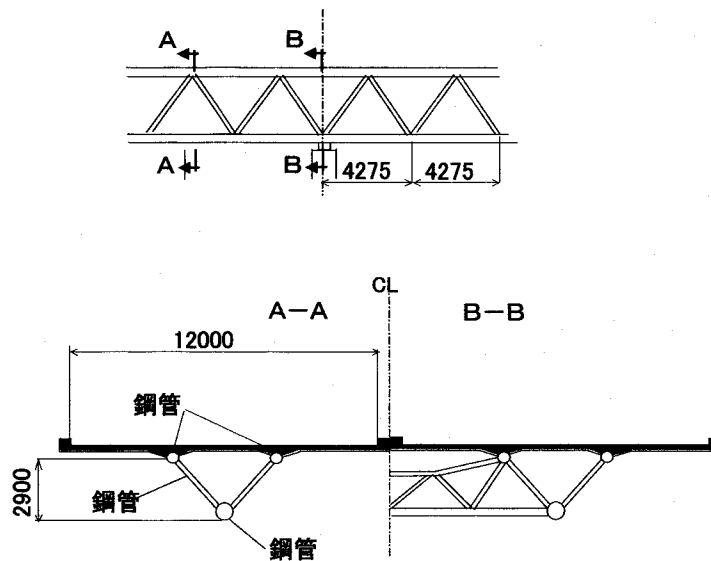


図-3.1.3.11 ルーリー橋 断面図

3.1.3.4 合成タイドアーチ橋

コンクリート製の補剛桁に、鋼製のアーチ部材を有する下路形式の複合アーチ橋は、従来、コンクリート床版が引張り材となるため、橋軸方向にプレストレスされていることが多かった。しかし、最近、ドイツの Kuhlmann¹⁾らにより、鋼製の縦桁にコンクリート床版を有する合成桁を補剛桁とすることによって、プレストレスしないで、かつ鉛直材間隔を広くとることのできる合成タイドアーチ橋が開発された。

(1) アンパー橋 (図-3.1.3.12(a))

本橋は、アーチ支間 70.2m、アーチライズ 12m の合成タイドアーチ橋で、鉛直材間隔は $12.6 + 3@15.0 + 12.6$ m である。1 橋あたりのアーチ部材は 2 本で、幅 120cm × 高さ 95cm の鋼製箱桁である。また、左右 2 本のアーチ部材をつなぐ水平材は用いられていない。3 本の縦桁が、鉛直材によって吊り下げられた横桁につながれており、38cm 厚のコンクリート床版が縦桁および横桁にスタッドを介して接合されている。桁端部には、横構が設けられており、最外側の横構は、アーチ部材から導入される水平力を縦桁に伝えている。また、内側の横構は、水平力の 1/5 を中縦桁に伝えている (図-3.1.3.12(b))。

コンクリート床版のひびわれ制御の方法は Roik²⁾らの方法によって検討されており、ひび割れが生じることによってせん断剛性が低下するが、これに対しては Eurocode2 に従って補強鉄筋を配置している。

施工は、次の 4 段階で行われた。

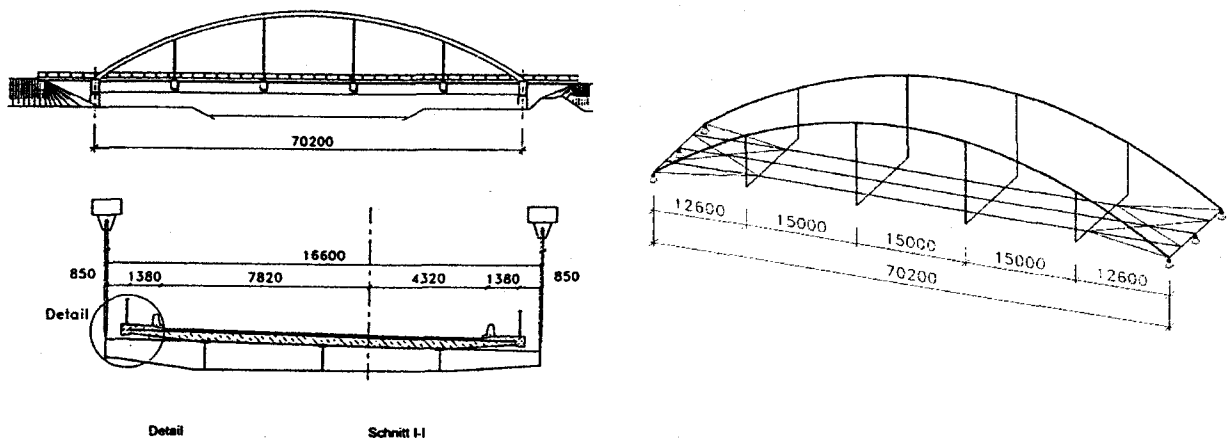
- ① 支保工上で縦桁および横桁を現場溶接で接合する。
- ② 仮ベント上に 2 分割されたアーチ部材を架設し、溶接接合する。
- ③ 吊り材を架設し、アーチ部材と補剛桁とを連結したのち仮ベントを撤去する。
- ④ 横移動し (北側のみ)、床版コンクリートを打設する。

北側の橋梁をコンクリート打設する間に、南側の橋梁が同じ方法で組立られた、支保工は1基分のみ準備をしたが、平行作業を行うことによって、工期短縮が図られた。

なお、3.1.3.2, 3.1.3.3, および3.1.3.4で概説した橋梁についての対比を表3.1.3.3に示す。

参考文献

- 1) Eine Neuentwicklung im Stabbogenverbundbrückenbau-Die Amperbrücke
- 2) Roik,K.,Hanswille,G.:RißbreitenbeschränkungbeiVerbundträgern.Stahlbau60(1991), H.12,S.371-378



(a) 一般図

(b) 骨組図

図-3.1.3.12(a), (b) アンパー橋

表-3.1.3.3(a) 鋼トラスウェブPC橋、合成トラス橋、合成タイドアーチ橋の比較 (その1/2)

| 橋梁名 | ブローネ橋 (Boulonnais) | ルーリー橋 (Lully) |
|------|---|---|
| 構造形式 | 鋼トラスウェブPC橋 | 合成トラス橋 |
| 構造図 | | |
| 設計法 | <p>①橋軸方向のPC鋼材は外ケーブル方式と内ケーブル方式を併用している。</p> <p>②橋軸方向のPCケーブル断面の15%の量の予備ダクトが設けられている。</p> <p>③上床版の横方向には3MPaの圧縮応力が導入されるように、横締めPC鋼材を配置している。</p> <p>④鋼管とコンクリート床版との接合部は、鋼管に突き合せて溶接されているプレートにねじ切りされた鉄筋で接合する方法を採用している。接合法に関して以下の試験により性能が確認されている。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・部品の終局耐力: 鋼管と突合せプレートの溶接, 鉄筋のねじ山, せん断力の伝達機構, 鉄筋の付着。 ・突合せプレートの溶接と鉄筋のねじ山の疲労抵抗性。 ・鉄筋の腐食に対する抵抗性。 | <p>①床版は版として設計。</p> <p>②主桁断面力は3次元骨組解析で算出。</p> <p>③鋼管溶接部の疲労設計はホットスポット応力を慣用式とFEM解析で算出しそれらが比較された。また、許容値はEurocode 3を使用。</p> <p>④ずれ止めにはスタッドを使用。</p> |
| 施工 | <p>①橋軸方向への部材接合は、4.0mのセグメントを一般のコンクリート箱桁と同様にプレストレスにより接合する方法を採用している。</p> <p>②他橋の架設のために製作されたトラス形式の架設桁を使用した張出し架設により施工された。</p> <p>③セグメントは橋脚と基礎の架設時の転倒モーメントを減らすために、橋脚から左右対称で張出し架設された。</p> <p>④工期: 11ヶ月 (架設サイクルは標準スパン77m部で1週間、110m部で実働7日)。</p> | <p>①床版: 移動型枠。</p> <p>②鋼管同士の橋軸方向の接合は現場溶接。</p> |
| 維持管理 | | <p>①ISO9001, ISO9002で品質を保証</p> <p>②溶接部は超音波および磁粉探傷試験を実施</p> |
| 特徴 | <p>①一般的な合成トラス橋で用いられる水平部材が無いので、コンクリート床版の乾燥収縮及びクリープによるひび割れの危険性がない。</p> <p>②一般的なPC箱桁と比較して約40%も重量を軽くすることができ、景観性にも優れている。</p> <p>③トラス部材は鋼管である。上床版と下床版はコンクリート製で、4面の傾いた鋼管でつながれ、合成構造の断面を構成している。鋼管は鋼部材に接合されることなく直接コンクリート床版のハンチに接続されている。</p> | <p>逆三角形の骨組断面を構成する立体トラス</p> |
| 参考文献 | A02-1-24 | A02-1-22 |

表-3.1.3.3(b) 鋼トラスウェブPC橋、合成トラス橋、合成タイドアーチ橋の比較 (その2/2)

| 橋梁名 | ナンテンバッハ橋 (Nantenbach) | アンパー橋 (Amper) |
|------|---|--|
| 構造形式 | 合成トラス橋 | 合成タイドアーチ橋 |
| 構造図 | | |
| 設計法 | <p>①下弦材桁内側にスタッドジベルを設置 ②中間支点部をダブル合成構造とすることによって、プレストレスしない構造としている。</p> | <p>①断面力の算定は3次元骨組弾性解析。 ②ひび割れ制御の方法はRoikらの方法を用いている。 ③コンクリート床版がひび割れるために生じるせん断剛性の低下に関してはEurocode2に従って補強鉄筋を決定している。</p> |
| 施工 | <p>①サイトスパンはベント架設。 ②中間橋脚からセンタースパン方向へ向かって44mの範囲は跳出し架設。 ③①, ②の下弦材にコンクリートを充填。 ④センタースパン120mは吊り上げ一括架設を採用。 ⑤センタースパン中央より桁両端に向かって床版コンクリートを打設。 ⑥工期:2年9ヶ月</p> | <p>①片側は支保工上で鋼桁およびアーチ部施工、その後横移動してコンクリート打設。鋼桁の支保工は1基分だけであるが、一方を床版施工、もう一方を鋼桁架設することによって工期短縮が可能となった。 ②鋼桁は溶接により接合。 ③工期は1995.7~1996.10。</p> |
| 維持管理 | | |
| 特徴 | <p>①中央径間の中央部(120m)においては鋼構造、側径間一橋脚上-中間支点部寄り中央径間44m部分は下弦材間にコンクリート床版を施工することにより架設時安定性を向上させている。 ②ダブル合成とすることにより床版をプレストレスしない構造とした。このため、従来コスト面でアーチ橋の範疇に入る当該支間においてもトラス構造が競争出来る形式のひとつとなった。</p> | <p>①鉛直材で吊られた横桁に縦桁を接合し、桁上のコンクリート床版とスタッドで接合している。 ②鋼製の縦桁を設けるため、軸方向のプレストレスが必要ない。また、鉛直材間隔を広げることができる。</p> |
| 参考文献 | E-08-04, E03-01-11, E10-1-5, A02-1-20, E09-0-04, E09-0-05 | G12-1-05 |

3.2 SRC 構造および CFT 構造

3.2.1 桁

SRC 構造の桁は、都市内の鉄道高架橋において、防音・防振などを目的に古くから多く採用されている。また、道路橋においても、桁高を低く押さえることなどを目的に採用されている。

ここでは、新形式であるマルチ T 型断面の SRC 桁「裾花川橋梁」、支保工としても使用した埋め込み桁「やすらぎ橋」、プレビーム合成桁である国内初の連続桁「二上大橋」、および CFT 構造（充填鋼管構造）の施工事例の少ない複合桁「北陸道架道橋」について構造諸元および特記すべき特徴を示すこととする。

(1) マルチ T 型断面 SRC 桁(裾花川橋梁)

構造諸元

構造形式 2 径間連続マルチ T 型断面 SRC 桁

複線 I 形 6 主桁格子構造

橋 長 84.6m

桁 長 82.0m

支 間 長 41.6m+36.6m

幅 員 11.2m

桁 高 1.1~1.9m

使用鋼材 SM400, SM490, SM570

コンクリート $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$

表面処理 鋼材露出部のみ亜鉛メッキ処理

裾花川橋梁は、**図-3.2.1.1** に示すように、北陸新幹線の橋梁であり、構造形式は 2 径間連続のマルチ T 型断面 SRC 桁である。鉄道橋において、PC、RC 構造では施工が困難な道路や鉄道との交差区間や、桁高制限区間等に溶接 H 鋼埋込桁が概ね 20m 前後の桁として多く用いられていた。本橋では、従来の鋳桁タイプ（溶接 H 鋼埋込桁）の構造体として寄与しない引張り領域のコンクリートを極力少なくしたマルチ T 型断面 SRC 桁を採用している。**図-3.2.1.2** に、従来型の鋳桁タイプと新形式のマルチ T 型タイプの断面図を示す。

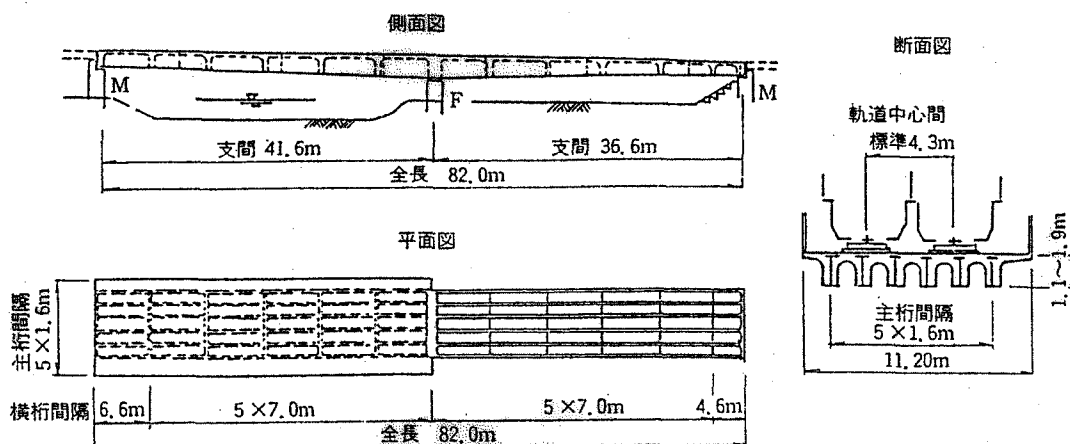


図-3.2.1.1 裾花川橋梁一般図

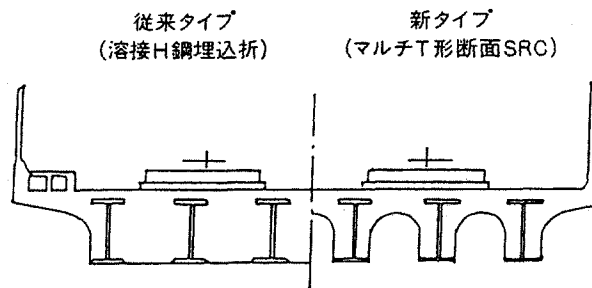


図-3.2.1.2 SRC 桁の断面図 (従来タイプと新タイプ)

マルチT型断面SRC桁の特徴として、多主T型断面構造の採用は従来の鋳桁タイプに比較して、桁自重が軽減でき、実用化した数例において、鋼主桁の中央断面の断面積で約20%の経済効果がある。このことにより、橋脚断面のコンパクト化や基礎杭の径や本数等の下部工を含めた橋梁全体のトータルコストが低減される。また、支間の長大化が可能となり、構造選定上の適用範囲が拡大する。

本橋の設計は、活荷重合成桁として、引張側コンクリートを無視し、許容応力度設計法による合成桁方式で行われている。鋼部材とコンクリートの付着を確保するため、鋼部材の表面に凹凸を設ける構造としている。具体的には、①コンクリートの充填性に配慮し、上フランジと腹板の交差付近の隅角部にはフランジに空気孔φ20mm程度を設け、腹板の垂直補剛材上端にスカーラップを設けている。②鋼桁腹板の垂直補剛材にはくり防止用鉄筋のための貫通孔を設け、また型枠固定を兼ねたスタッドを溶着して、用心鉄筋を格子状に配置することとしている。③スターラップ筋を腹板下側に設けた孔に貫通させ、鋼桁を大きく包むこととしている。

また、コンクリート外面に露出する下フランジ下面および側面において、防錆上の対策として下フランジを単材でメッキし、その後腹板を溶接している。その際には、下フランジのみの溶融亜鉛メッキ処理は腹板溶接時の溶接熱がメッキ面の品質を劣化させる恐れがあるため、メッキ試験を行い施工条件や方法を定め実施工に反映させている。

(2) 支保工材を利用したSRC構造(やすらぎ橋)

構造諸元

| | |
|------|-----------------------------|
| 構造形式 | 片斜張橋(SRC桁) |
| 橋長 | 80.500m |
| 桁長 | 63.900m |
| 支間 | 63.500m |
| 幅員 | 3.000m(総幅員 3.800m) |
| 桁高 | 1.200m |
| 斜角 | 90度 |
| 活荷重 | 3.5kN/m ² (群集荷重) |
| 雪荷重 | 1kN/m ² |

やすらぎ橋は、図-3.2.1.3に示すように、富山県福光町の自然休暇村内に1981年9月に完成した斜張橋である。主桁断面は2主桁形式であり、自然との調和、経済性と施工性を考慮してコンクリートと鋼からなるSRC構造が採用された橋である。

本橋の特徴は、架設中に鋼桁を支保工として使用し、これにコンクリートを巻き立て、完成後は鋼桁を含めた SRC 断面としている点にある。主桁は、ウェブ厚が 50cm、床版厚が 20cm の 2 主桁構造である。また、支保工としても使用した埋め込み桁は、H-900×300×16×28 である。また、鋼桁とコンクリートの付着力を増し、一体性を確実にするために、鋼桁のウェブにはφ400mm の孔を設けている。完成時に鋼桁がコンクリート中に埋め込まれることから、設計では主桁を SRC 構造と考え、終局耐力に基づく累加強度方式を採用している。すなわち、RC と鉄骨それぞれの抵抗断面力の合計が作用断面力以上であることを確認している。また、後荷重については、合成断面としての応力度の照査も行っている。さらに、橋軸方向には PC 鋼棒を配置して、収縮ひび割れ防止をはかっている。主桁の架設は、埋込み鋼桁による吊り支保工カンチレバー工法で実施されている。

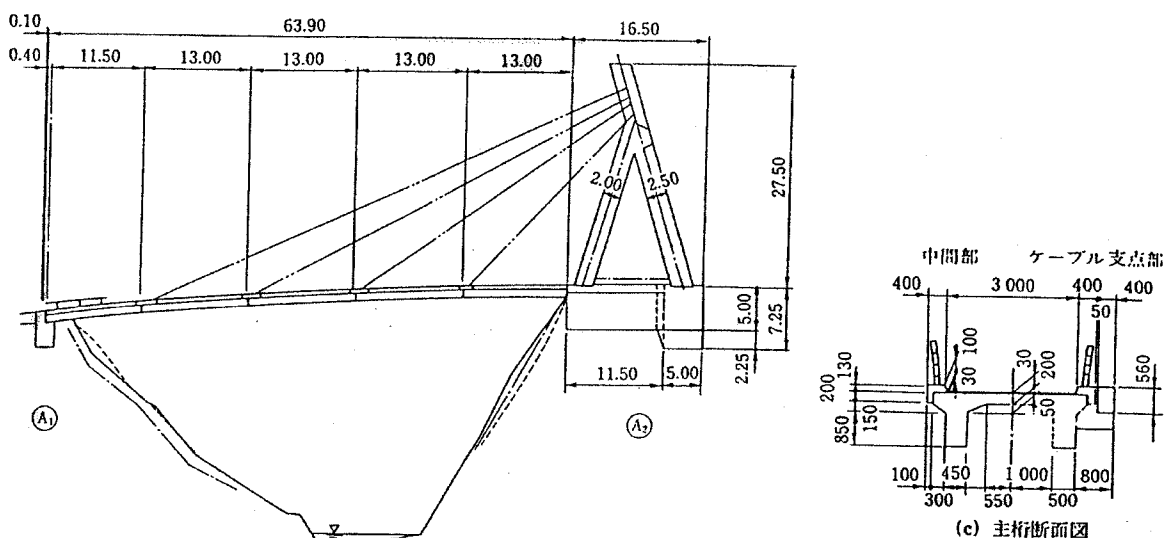


図-3.2.1.3 やすらぎ橋一般図

(3) プレビーム合成げた(二上大橋)

構造諸元

- 構造形式 2 径間連続プレビーム合成桁
- 橋 長 167.600m
- 支 間 長 (41.430+41.300m)2 連
- 活 荷 重 1 等橋(TL-20)
- 総 幅 員 13.300m
- 有効幅員 車道 7.500m 歩道 2@2.500m
- 適用図書 道路橋示方書(昭和 55 年 2 月)
- プレビーム合成桁橋設計施工指針

二上大橋は、図-3.2.1.4 に示すように、富山県高岡市の小矢部川に架かる橋梁であり、左岸・右岸とも県道が隣接している。また、民家が密集しており、桁高を極力低く押さえる必要があるため、プレビーム合成桁が採用されている。また、走行性、耐震性を考慮して、本形式としては国内初の連続形式となっている。

本橋のように、プレビーム合成桁を連続化することにより、経済的にかつ桁高の低い橋梁が可能

になっている。単純形式の橋梁と比較し、10%程度コストを低減することができる。

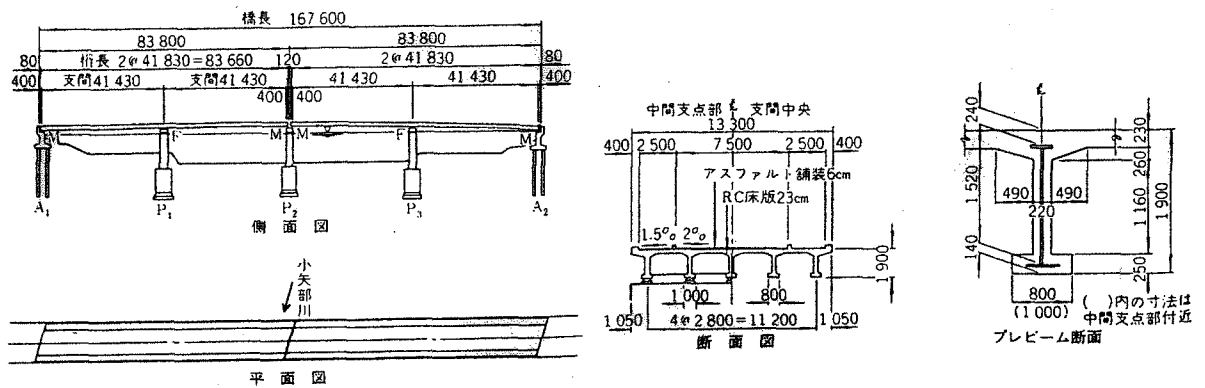


図-3.2.1.4 二上大橋一般図

(4) コンクリート充填鋼管複合桁(北陸道架道橋)

構造諸元

- 構造形式 3径間連続充填鋼管複合桁
- 橋長 107.0m
- 支間長 34.950+36.000+34.000m
- 斜角 左75.5°
- 曲線半径 4000m以上
- 活荷重 新幹線荷重 P-16

北陸道架道橋は、図-3.2.1.5に示すように、北陸新幹線・糸魚川-魚津間の北陸自動車道を跨ぐ橋梁である。桁高をなるべく低く押さえるため、新形式の「CFT (コンクリート充填鋼管) 複合桁」が採用された。CFT構造は、列車走行に伴う騒音・振動を小さくすることとともに、桁のじん性を大きくすることができる。従って、優れた曲げ剛性が得られるので終局耐力等の耐力や荷重変形性能を大きくすることができる。そして、ビルトアップ鋼管に比較して加工工数の省力化による建設コストの低減を期待した構造である。

構造上の特徴として、図-3.2.1.6に示すように、中間支点近傍の負曲げモーメント区間は、充填材の軽量コンクリート(単位重量 18 k N/m³, $\sigma_{ck}=27\text{N/mm}^2$)を鋼管と合成したCFT構造であり、支間部正曲げモーメント区間は、充填材のコンクリート(単位重量 5 k N/m³, $\sigma_{ck}=1\text{N/mm}^2$)を制振材として鋼管内に充填し、コンクリート床版と鋼管との合成桁とした異種の構造からなる混合構造形式の合成桁である。これは、一種のダブル合成桁でもある。また、正曲げモーメント区間にはスタッドジベル($\phi 22$)、負曲げモーメント区間には剛ジベルである孔あき鋼板ジベル(PL100×12, 孔径 $\phi 60@125$)を1主桁につき2枚が配置されている。設計は、活荷重合成として、鉄筋コンクリート方式の限界状態設計法で行われた。なお、中間支点近傍の負曲げモーメント区間にあるコンクリート床版は、鋼繊維を1.5%混入したSFRCとし、靱性と耐久性および防水工の省力化を図っている。

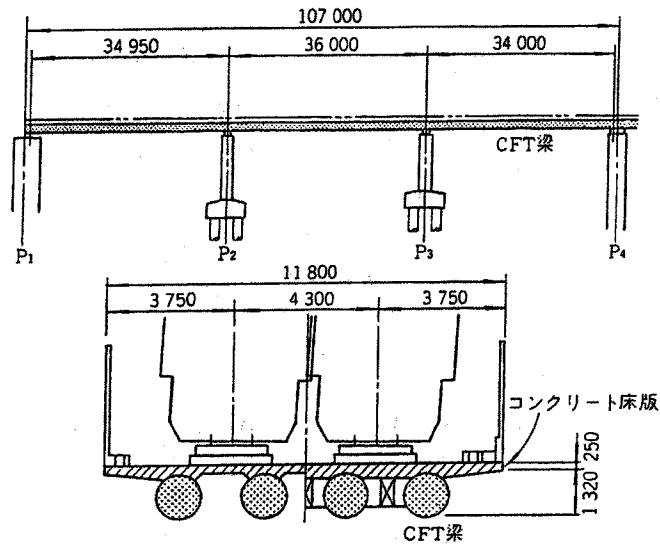


図-3.2.1.5 北陸道架道橋一般図

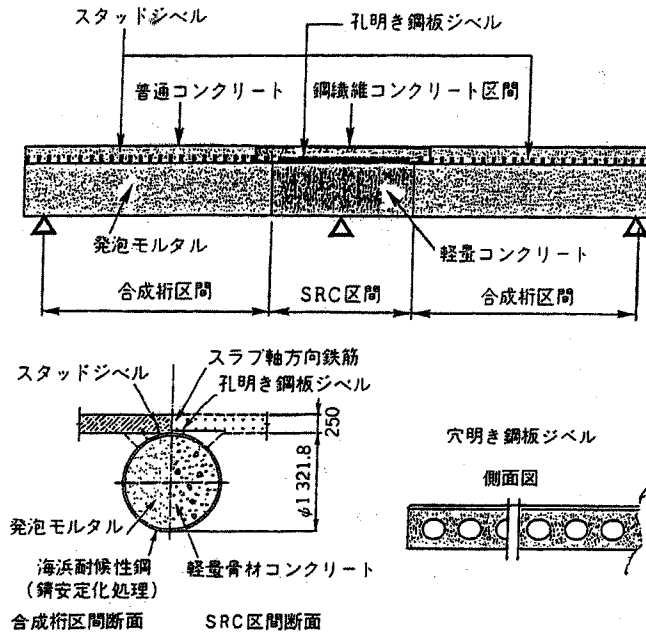


図-3.2.1.6 使用コンクリート断面

以上に紹介した4橋の特徴をとりまとめ、それらを表-3.2.1.1および表-3.2.1.2に示す。

表-3.2.1.1 桁のSRC構造(その1)

| 橋梁名 | 裾花川橋梁 | やすらぎ橋 |
|------|---|--|
| 構造形式 | マルチT型断面SRC桁 | 片斜張橋 (SRC桁) |
| 対象部位 | 桁 | 桁 |
| 構造図 | <p>従来の鉸桁タイプ (溶接H鋼埋込桁) の構造体として寄与しない負曲げモーメント区間のコンクリートを極力少なくした2径間連続マルチT型断面SRC桁とした。</p> | <p>斜張橋の主桁が鋼とコンクリートからなるSRC桁となっている構造。</p> |
| 設計法 | <p>負曲げモーメント区間はコンクリートを無視し, 合成桁方式としての限界状態設計. 鋼部材とコンクリートの付着を確保するため, 鋼部材の腹板の補剛材に孔をあけ, 剥離防止鉄筋を配置すると共にジベル効果をもたせた.</p> | <p>鋼桁を架設時の支保工と使用し, 完成時はSRC構造と考え, 累加強度方式で設計.</p> |
| 施工 | <p>①鋼主桁の下フランジをメッキ処理すると共に現場溶接とし, 腹板と上フランジをHTBの併用継手としている.</p> | <p>①H型鋼を張出架設. ②鋼桁から型枠を吊り, 配筋. ③鋼桁部にコンクリートを打設.</p> |
| 特徴 | <p>桁自重が軽減でき, 支間の長大化が可能となり, 構造選定上の適用範囲が拡大する.</p> | <p>鋼桁とコンクリートの付着を増し, 一体性を確実にするために, 鋼桁のウェブにはφ400mmの孔がある.</p> |
| 竣工年月 | 1994年9月 | 1981年9月 |

表-3.2.1.2 桁のSRC構造(その2)

| 橋梁名 | 二上大橋 | 北陸道架道橋 |
|------|--|--|
| 構造形式 | 2径間連続プレビーム合成桁 | 3径間連続充填鋼管複合桁 |
| 対象部位 | 桁 | 桁 |
| 構造図 | <p>鋼桁の曲げ変形を利用することにより、コンクリートにプレストレスを導入した構造。</p> | <p>丸形鋼管内部にコンクリートを充填したCFT桁とRC床版を合成した3径間連続構造。充填材は正曲げモーメント区間は気泡コンクリート、負曲げモーメント区間は軽量コンクリートとした。</p> |
| 設計法 | プレストレス工法の一つであるプレフレクションを用いて、鋼桁とコンクリートを合理的に合成した桁である。 | 正曲げモーメント区間はコンクリート床版との合成、負曲げモーメント区間はCFTと床版内の軸方向鉄筋との合成した限界状態設計法である。また、スタッドジベルおよび孔あき鋼板ジベルを用いた。 |
| 施工 | <ol style="list-style-type: none"> ①主桁の架設。 ②連結部の下フランジコンクリートを打設。 ③径間部ウェブのコンクリートを打設。 ④径間部床版コンクリートの打設。 ⑤中間支点部床版コンクリートの打設。 ⑥中間支点部にプレストレスを導入。 | ①RC床版は現場打ち。 |
| 特徴 | プレビーム桁では、国内初の連続桁である。 | 孔あき鋼板ジベルおよび鋼繊維コンクリートを本格的に採用した。また、CFT構造による主桁とした橋梁は世界初である。 |
| 竣工年月 | 1988年3月 | 2000年1月 |

参考文献

- 1) 竹島忠, 竹谷倫一, 新庄一優, 津浦敏春, 二上大橋 (プレビーム連続合成桁橋) 上部工の施工, 橋梁と基礎, 1990年3月
- 2) プレビーム合成げた橋設計施工指針 (第3版), (財)国土開発技術センター, 1997年7月
- 3) 得能達雄, 越後滋, 古村崇, 松川治雄, やすらぎ橋の設計と施工, 川田技報, 1983年1月
- 4) 野村國勝他, 主桁・塔・ケーブルなどに合成構造を有する斜張橋, 複合構造橋梁 Hybrid Structure for Bridge, 1994年7月
- 5) 保坂鐵矢, マルチT形断面タイプの新型H型埋込み桁 -北陸新幹線裾花川橋梁他-, 土木技術 49巻11号, pp.73-81, 1994年11月
- 6) 保坂鐵矢, 杉本一郎, 充填鋼管とコンクリート床版との複合鉄道橋の設計-北陸新幹線・北陸道架道橋-, 土木施工 41巻6号, pp17-24, 2000年5月

3.2.2 橋脚・橋台・主塔

(1) 橋脚

SRC 構造を用いた橋脚に関する基準は、道路分野では本州四国連絡橋公団（1977 年制定）、首都高速道路公団（1967 年制定）のものがあるが、改定はされていない状況である。一方、鉄道分野では 1998 年に「鉄道構造物等設計標準・同解説」が刊行されている。

橋脚に SRC 構造を使用している事例は、鋼管・コンクリート合成橋脚を採用しているものを中心に最近増えつつある。ここでは、鉄骨・コンクリート複合橋脚、鋼管・コンクリート合成橋脚、一般的な SRC 構造およびアーチ橋と同じようにメラン材として使用している例に分けて、以下にそれぞれの代表的な事例を示すこととする。

1) 大岸橋

構造諸元

路線名 : 北海道縦貫自動車道

橋梁形式 : 4 径間連続 PC 合成 I 桁 + 3 径間連続 PC ラーメン + 3 径間連続 PC 合成 I 桁

橋 長 : 432m

幅 員 : 10.4m

北海道縦貫自動車道の大岸橋（図-3.2.2.1）は橋長 432.0m の 4 径間連続 PC 合成 I 桁 + 3 径間連続 PC ラーメン + 3 径間連続 PC 合成 I 桁で、この内 P2~P4 橋脚に鉄骨・コンクリート複合橋脚を用いている。これらの橋脚は、主鉄筋の代わりとして突起付き H 型鋼を用い、プレキャスト埋設型枠（SEED フォーム）を採用することで橋脚の単純化を可能にしている。この工法の目的は、高所での鉄筋組立、型枠の組立・解体などの作業を省略し、H 型鋼の建て込み、プレキャスト型枠の設置、コンクリートの打設など、単純化された作業の繰り返しにより、省力化、省人化、工期短縮および施工の安全性を図ろうとすることである。（本工法を REED 工法と称する、図 3.2.2.2 参照。）構造上の特徴としては、付着の良好な突起付き H 型鋼と圧縮強度が 70N/mm^2 以上のモルタルにステンレスファイバーを混入した高耐久性埋設型枠とを組み合わせたもので、優れた耐震性を発揮する。また、塩害、凍害、中性化などに対する耐久性向上も期待できる。断面計算は H 型鋼断面を鉄筋断面に換算した鉄筋コンクリート方式で行われた。さらに、プレキャスト埋設型枠部分は、構造物の一部として使用できることを実験で確認した上で有効断面に考慮している。せん断に対しては、従来通り帯鉄筋に異形鉄筋を配置して対処している。同様の工法で施工された事例には、木ノ沢橋、柏木谷高架橋等がある。

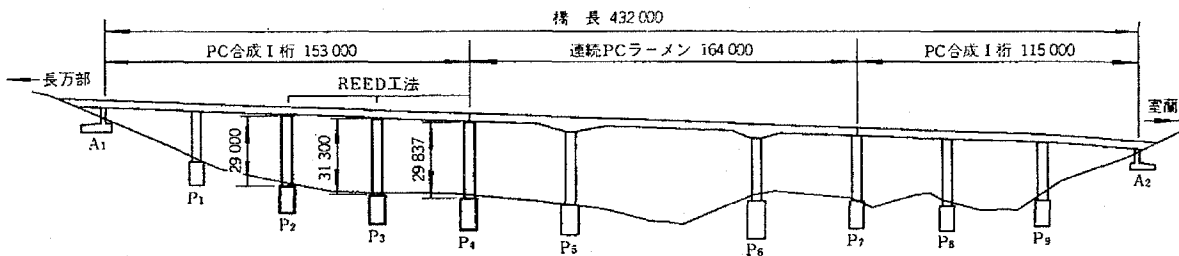


図-3.2.2.1 大岸橋一般図

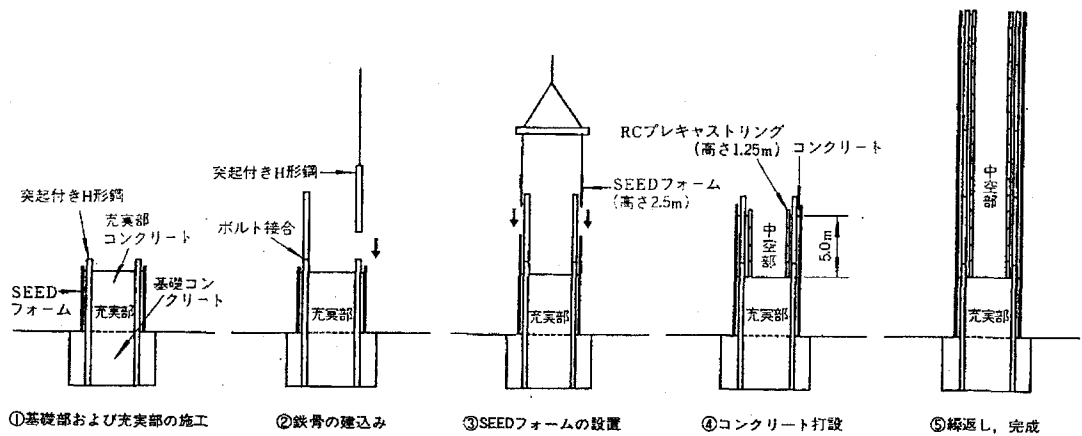


図-3.2.2.2 REED 工法施工順序図

2) 横道橋

構造諸元

路線名 : 九州横断自動車道 長崎大分線

橋梁形式 : PC 3径間連続ラーメン箱桁橋

橋 長 : 168m

支 間 : 47.4+72.0+47.4m

幅 員 : 9.0m

大分自動車道の横道橋 (図-3.2.2.2) は橋長 168.0m の PC 3径間連続ラーメン箱桁橋で、橋脚に鋼管・コンクリート合成橋脚を採用している。これらの橋脚は、鉄筋コンクリート橋脚内部に鋼管を配置し、帯鉄筋には PC ストランドを巻き付ける構造となっている。これにより、主鉄筋量の大幅低減、帯鉄筋の加工・組立作業の軽減を図ることができる他、鋼管を内型枠として利用できることから中空橋脚における内型枠が省略できる。さらに、鋼管柱を反力台としたスリップフォーム工法 (図-3.2.2.3) を採用することで、型枠の組立・解体作業の削減および急速化を図っている。断面設計は、鋼管とコンクリートの付着応力度を照査する事を前提に、鋼管を鉄筋に換算する鉄筋コンクリート方式により行っている。また、鋼管上下端には外面リブ付き鋼管使用することで、確実にコンクリートに定着する構造としている。せん断に対してはコンクリート部が鋼管より先にせん断破壊ひずみに至ることを考慮し、鋼管を除く RC 部のみで全せん断力を受け持つものとして行っている。帯鉄筋は PC ストランドを使用している。同様の工法で施工されている事例として大網川橋等がある。

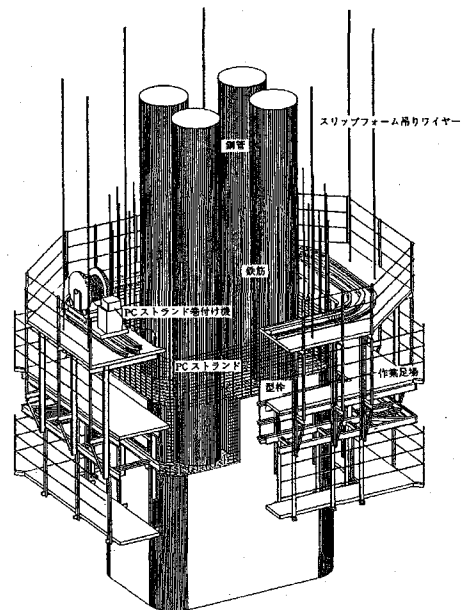


図-3.2.2.3 スリップフォーム概要図

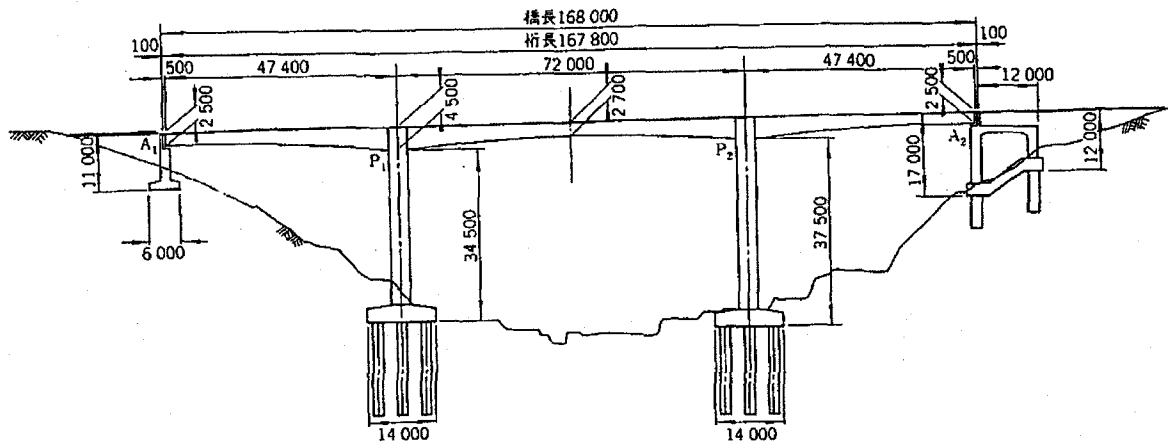


図-3.2.2.4 横道橋一般図

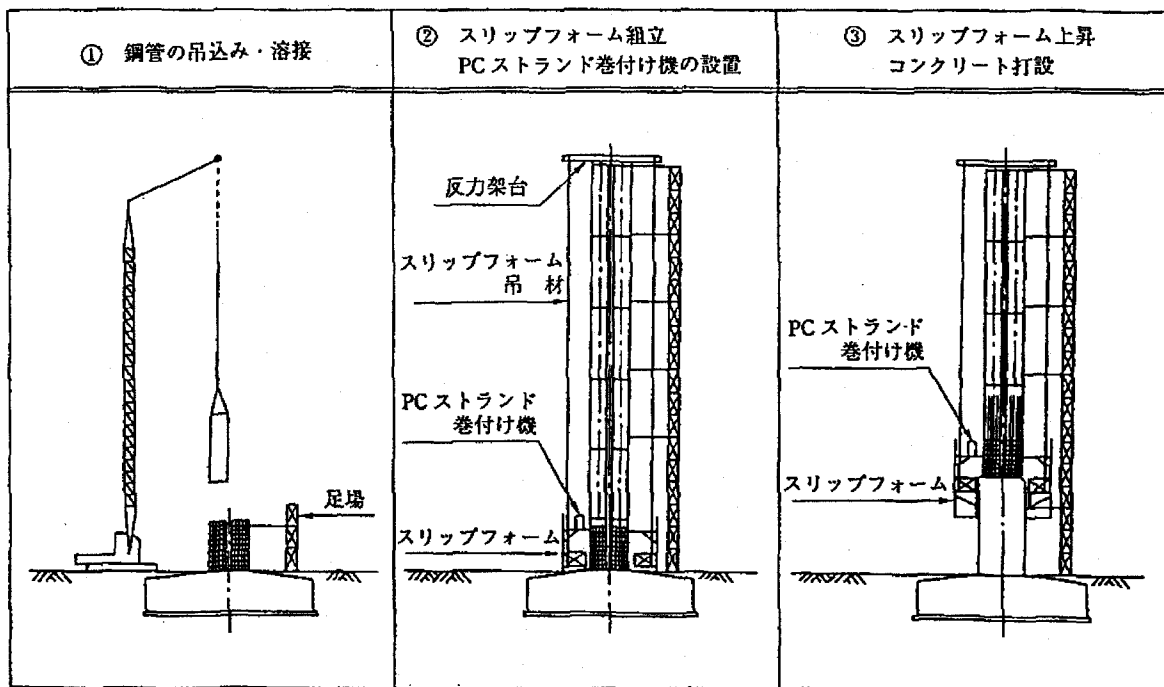


図-3.2.2.5 スリップフォーム工法施工順序図

3) 鶴見つばさ橋

路線名 : 首都高速道路 神奈川県道高速湾岸線

橋梁形式 : 3径間連続鋼斜張橋

橋 長 : 1020m

支 間 : 254.0+510.0+254.0m

有効幅員 : 29.0m

鶴見つばさ橋は橋長 1020m の 3 径間連続鋼斜張橋で、主塔橋脚の一部が SRC 構造となっている。これらの橋脚は、メタル構造の主塔、鋼殻構造の橋脚上部および SRC 構造の橋脚下部で構成されている。

橋脚上部の鋼殻と一体となっている鉄骨が橋脚下部のコンクリート中に埋め込まれており、応力のスムーズな伝達を行っている。鋼殻から SRC 構造への応力伝達については、下記の考え方によっている。

- ・ 鋼殻に働く押込み力（圧縮力）に対しては、支圧板より全応力を巻き立てコンクリートに伝えるものとする。
- ・ 鋼殻に働く引抜き力（引張力）に対しては、鋼殻の全応力が直接鉄骨に伝わるものとする。

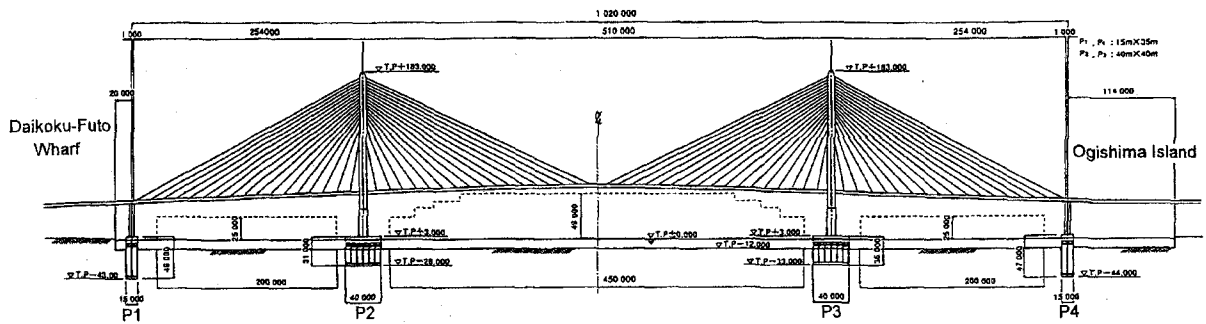


図-3.2.2.6 鶴見つばさ橋一般図

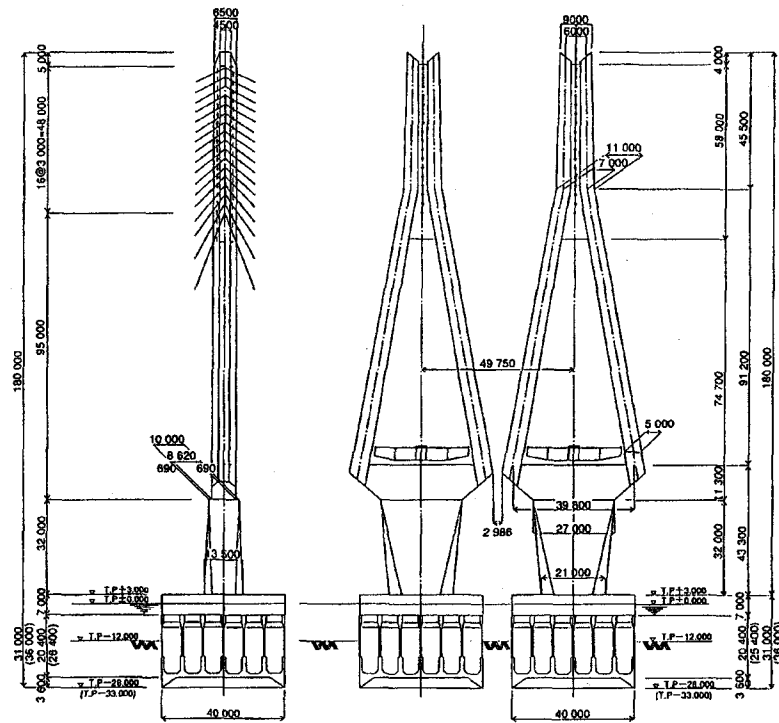


図-3.2.2.7 鶴見つばさ橋断面図

4) 祖山橋

場 所：富山県平村祖山地区

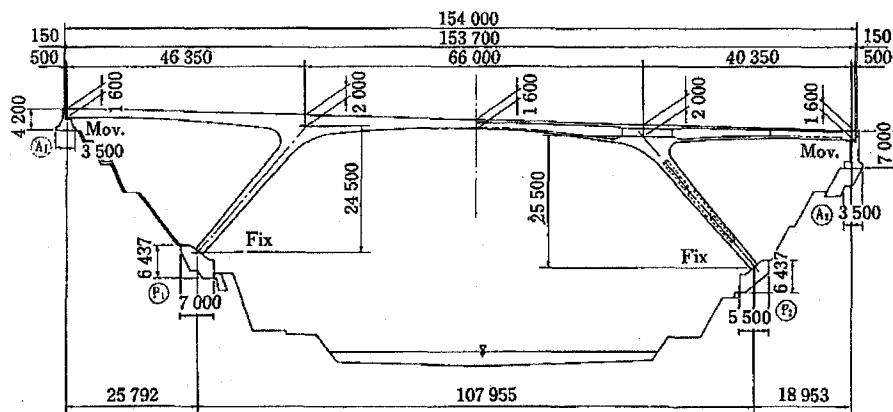
橋梁形式：PC 方杖ラーメン橋

橋 長：154m

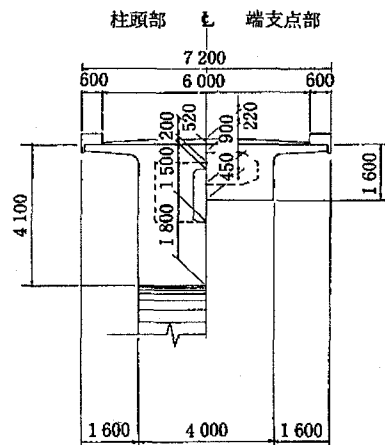
支 間：25.8+108.0+19.0m

祖山橋（図-3.2.2.8）は、架橋位置である庄川峡谷の自然にマッチしたスレンダーな形式である方杖ラーメン橋が採用された。また、橋脚構造としては、RC 構造と SRC 構造が考えられるが、脚頭部においてメラン材と仮支柱が結合でき、構造的に自立できること、断面を小さくできること、メラン材により耐力が向上すること、および施工中の鉄筋や型枠組立時にメラン材を支保工材として利用できることなどから、検討の結果、脚構造を SRC 構造としている。

施工方法としては、斜吊り工法と仮支柱による支保工施工が考えられるが、前者の場合地中にアンカーを設置することが難しく、橋の規模から考えても不経済であることから、本橋では仮支柱による支保工施工が選定された。また、脚のコンクリート打設が進むに従い、自重により脚支点到に曲げモーメントが付加され、架設時の断面力が完成時の断面力を上回る可能性があることから、脚の中央部に反力調整のための補助支柱を立て、脚支点到に作用する断面力を全支保工状態の断面力と同程度になるように 150tf でジャッキアップする工法が採用された（図-3.2.2.9）。



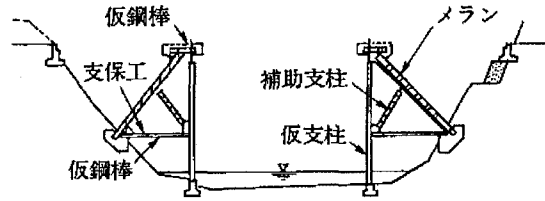
(a) 側面図



(b) 主桁断面

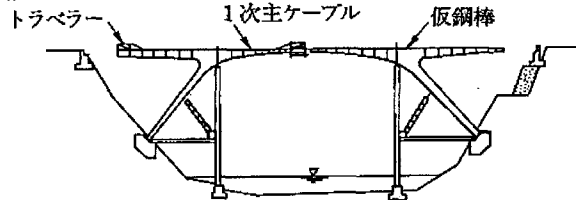
図-3.2.2.8 祖山橋一般図

施工(1) 脚柱および脚頭部の施工
(脚頭部施工後仮固定する)



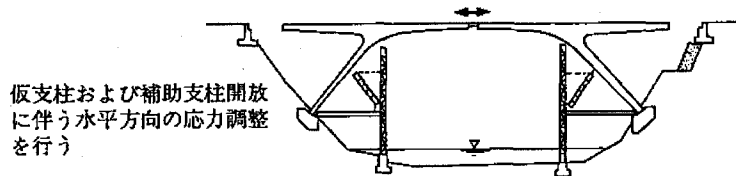
- ① メランおよび仮支柱組立て
 - ② 脚柱をブロックごとにコンクリート打設
 - ③ 5ブロックコンクリート打設後補助支柱組立て(ジャッキを設置する)
- | |
|---------------|
| 応力調整 $R=150t$ |
|---------------|
- ④ 脚頭部施工完了後仮固定

施工(2) 主桁張出し施工



- ① トラベラーにて主桁張出し施工

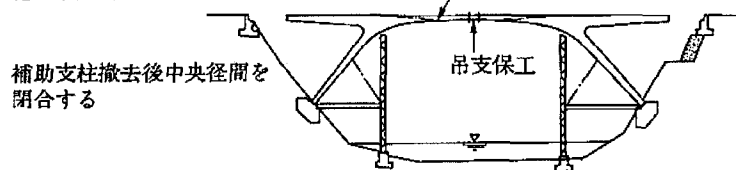
施工(3) 中央径間応力調整工



- ① 中央径間中央部水平方向にジャッキを設置する(支柱の開放)

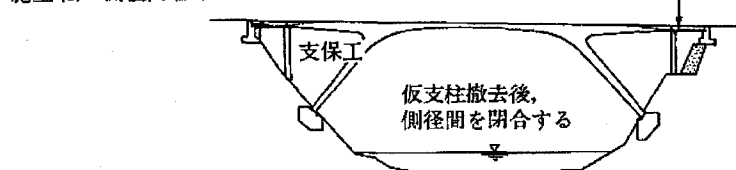
| |
|---------------------------|
| 仮支柱開放 $H=930t$ |
| 補助支柱開放 $H=210t$ |
| 応力調整 $H=60t$ (ジャッキ量1200t) |

施工(4) 中央径間中央部の施工



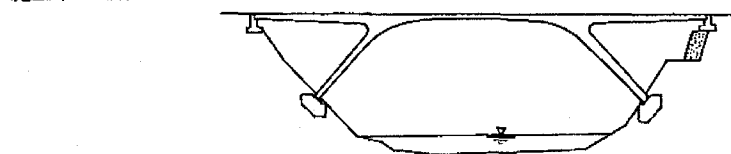
- ① 補助支柱撤去
- ② 中央径間閉合

施工(5) 側径間端部の施工



- ① 仮支柱撤去
- ② 側径間閉合

施工(6) 橋面工の施工



- ① 橋面施工

図-3.2.2.9 祖山橋施工順序図

橋脚にSRC構造を用いる利点のひとつとして、RC構造では大きな断面となってしまうようなケースでも比較的断面を絞ることができることが挙げられるが、さらにここで紹介したように施工面でも大きな利点を発揮できるケースが多い。このため、最近ではSRC構造を適用して施工の省力化を図った新工法が多く採用されるようになってきている。

以上の4橋の特徴を表-3.2.2.1および表-3.2.2.2にまとめて示す。

表-3.2.2.1 橋脚のSRC構造(1)

| 橋梁名 | 大岸橋 | 横道橋 |
|------|--|---|
| 構造形式 | 鉄骨・コンクリート複合橋脚 | 鋼管・コンクリート合成橋脚 |
| 対象部位 | 橋脚 | 橋脚 |
| 構造図 | <p>リブ付きH形鋼を橋脚に埋め込んだSRC構造</p> <p>帯鉄筋 平鋼 SEEDフォーム RCプレキャストリング 突起付きH形鋼 コンクリート SEEDフォーム 基礎コンクリート</p> | <p>鋼管を橋脚に埋め込んだSRC構造</p> <p>スリップフォーム吊りワイヤー 鋼管 鉄筋 PCストランド巻付け機 PCストランド 型枠 作業足場</p> |
| 設計法 | <p>曲げに対してはH形鋼を鉄筋に換算し、鉄筋コンクリート方式である。せん断に対しては従来通り、帯鉄筋を配置し鉄筋コンクリートとして設計する。</p> | <p>曲げに対しては鋼管を鉄筋に換算し、鉄筋コンクリート方式である。せん断に対しては、帯鉄筋としてPCストランドを配置し鉄筋コンクリートとして設計する。PCストランドは柱のじん性確保にも寄与している。</p> |
| 施工 | <ol style="list-style-type: none"> ① 基礎部および充実部の施工 ② 鉄骨の建込み ③ プレキャスト型枠の設置 ④ 橋脚コンクリート打設 ⑤ 繰り返し、完成 | <ol style="list-style-type: none"> ① 鋼管の建込み ② スリップフォーム組立、PCストランド巻付け機の設置 ③ スリップフォーム上昇、コンクリート打設 ④ 繰り返し、完成 |
| 特徴 | <ul style="list-style-type: none"> ・単純化作業の繰り返しによる合理化施工の実現 ・H形鋼使用による耐震性の向上 ・SEEDフォーム使用による耐久性の向上 | <ul style="list-style-type: none"> ・鋼管とPCストランドによる高耐震性 ・リブ付き鋼管採用による確実な定着構造 ・鋼管とPCストランドによる施工性の向上 ・鋼管による主鉄筋の代替化、PCストランド帯鉄筋の巻付けによる省力化 |
| 竣工年 | 平成8年 | 上部工施工中 |
| 参考文献 | 橋梁と基礎 Vol.30, No.10 | プレストレストコンクリート Vol.37, No.2 |

表-3.2.2.2 橋脚のSRC構造(2)

| | | |
|------|---|--|
| 橋梁名 | 鶴見つばさ橋 | 祖山橋 |
| 構造形式 | 鉄骨・コンクリート複合橋脚 | SRC橋脚 |
| 対象部位 | 橋脚 | 橋脚 |
| 構造図 | <p>橋脚下部にH形鋼を埋め込んだSRC構造</p> | <p>脚部にメラン材として鉄骨を使用したSRC構造</p> |
| 設計法 | 累加強度方式を採用。曲げ応力度は許容値に対して余裕があり、SRC部材としての最小鋼材量で鉄骨の量が決定されている。 | 累加強度方式を採用。架設時の応力度も逐次解析により、考慮し足し合わせている。 |
| 施工 | 橋脚下部の鉄骨および上部の鋼殻は工場ですぐ仮組立を行った上で解体し、現地に搬入後、地組立を行っている。 | <ol style="list-style-type: none"> ① メラン材および仮支柱の組立 ② 脚柱をブロック毎にコンクリート打設 ③ 5ブロック打設後補助支柱組立(ジャッキを設置する) ④ 脚頭部施工完了後仮固定 |
| 特徴 | <ul style="list-style-type: none"> ・橋脚上部が鋼殻構造、下部がSRC構造となっており、鋼殻と鉄骨は一体化されている。 ・鉄骨は基礎のケーソンまで埋め込まれている。 | <ul style="list-style-type: none"> ・スレンダーで峡谷にマッチした形状をしている。 ・脚柱にメラン材を使用し、SRC構造として設計をしている。 |
| 竣工年 | 平成6年 | 昭和63年 |
| 参考文献 | 「鋼構造年次論文報告集」1993.7 鶴見つばさ橋(首都高速工事誌) | 「複合構造橋梁」1994.7 |

(2) 橋台

橋台に鋼柱を埋め込んだ SRC 構造を採用するケースでは単径間や 2 径間程度の橋梁が有効であると考えられる。施工事例としては観音沢川橋⁸⁾と小針岸(おふきし)川橋⁹⁾の 2 橋であり、その事例を以下に示す。そのうち、おふきし川橋は、鋼柱が橋台の半分程度までしか埋め込まれておらず SRC 構造とは言い難いところもあるが、ここでは特殊な事例として紹介する。

1) 観音沢川橋

構造諸元

構造形式 鋼 2 径間複合ラーメン橋 (非合成桁)

活荷重 B 活荷重

橋長 94.0m

支間長 46.000m+46.000m (道路中心線上)

総幅員 10.650m

有効幅員 9.250m

床版厚 鉄筋コンクリート床版 t=240mm

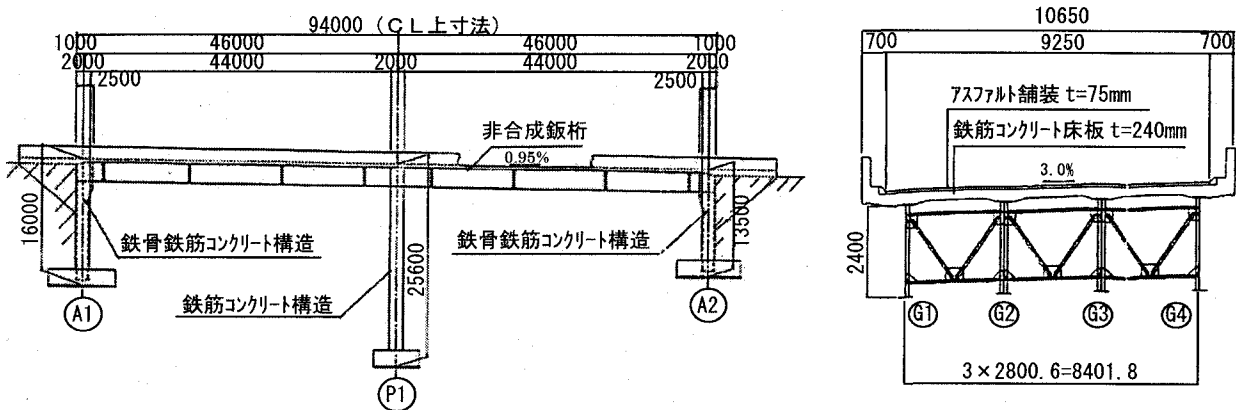


図-3.2.2.10 観音沢川橋一般図

上信越自動車道の観音沢川橋は、橋長 94.000m、有効幅員 9.250m の鋼 2 径間連続複合ラーメン橋 (図-3.2.2.10) で、橋台部は鋼非合成 I 桁と剛結された鋼支柱との SRC 構造、中間橋脚は鋼 I 桁と RC 橋脚との混合構造である。基礎の形式は場所打ちのくい基礎である。この構造は支承、伸縮装置および落橋防止装置を必要としないため、メンテナンスの軽減を図ることができる。また、上下部一体のラーメン構造であることから、背面土圧を構造全体で受け持つため、橋台が通常箱式あるいはラーメン式となるところを逆 T 式で対応でき経済的となる。さらに耐震性に優れた構造となる。なお、橋台部の構造は鋼支柱が全高にわたり埋め込まれており、鋼支柱の下端はフーチングで定着されている。

橋台部の設計に際しては、立体解析を行い、SRC 部材が単独で抵抗できるように鉄骨断面および RC 断面が決定されている。設計計算は累加強度方式が用いられている。本橋の場合、曲げモーメントが軸力に比べ卓越しているため、鉄骨部材は曲げモーメント、およびせん断力に抵抗するものとし、また、RC 断面は軸力、曲げモーメント、およびせん断力に抵抗するものと考えられている。

なお、耐震設計においては下部構造が橋台であるため地震時保有水平耐力の照査は省略された。

施工順序は橋台部の鋼支柱を建て込んだ後フーチングを施工し、主桁の架設、橋台部の施工、橋台背面盛土の施工となっている。

2) おふきし川橋

構造諸元

構造形式 鋼単純複合ラーメン橋 (非合成桁)

活荷重 B活荷重

橋長 42.0m (道路中心線上)

支間長 38.000m (道路中心線上)

総幅員 11.900m

有効幅員 10.990m

床版厚 鉄筋コンクリート床版 $t=250\text{mm}$

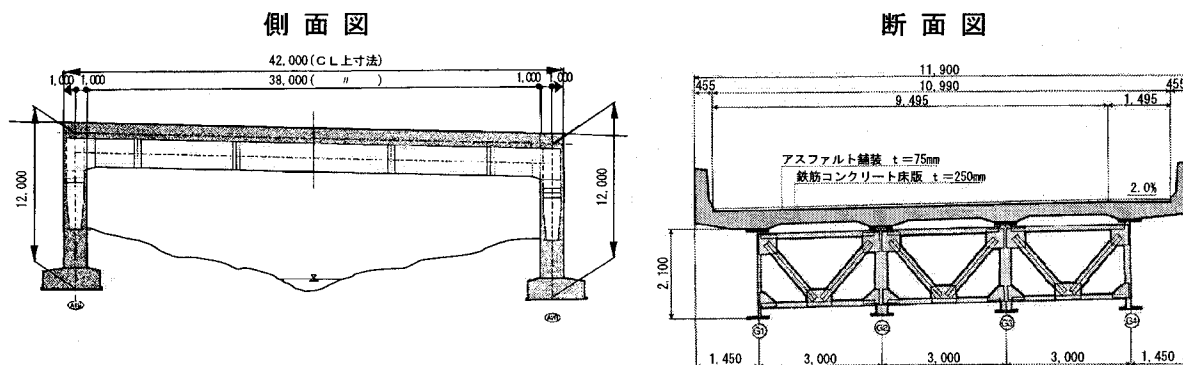


図-3.2.2.11 おふきし川橋一般図

北海道縦貫自動車道のおふきし川橋は、橋長 42.000m、有効幅員 10.990m の鋼単純複合ラーメン橋 (図-3.2.2.11) で、橋台部は鋼非合成 I 桁と剛結された鋼支柱との SRC 構造となっており、さらに橋台下部では SRC 構造から RC 構造へと変化している。基礎の形式は直接基礎である。この構造は観音沢橋と同様、維持管理に有利であり耐震性に優れた構造である。また、活荷重たわみも従来の単純桁に比べ小さくなり走行性の改善にも寄与している。橋台部では鋼支柱の埋込み長が橋台高さの半分程度となっており、隅角部から鋼支柱を絞り込む所までを SRC 断面としている。それ以下は通常の RC 断面で設計されている。

本橋の橋台部の設計方法は、立体解析により求めた断面力に対して SRC 断面で抵抗するものとし、鋼支柱のフランジ断面を鉄筋換算した鉄筋コンクリート方式で行われている。このとき考慮された荷重は、死荷重、活荷重、土圧、地震荷重および温度荷重である。断面の決定方法としては、鋼支柱の断面を鋼隅角部の断面と同様とし、不足分を鉄筋で補われている。また、SRC 構造から RC 構造に移行する部分は、鋼支柱にスタッドを溶植し、曲げモーメントに対しては柱のフランジのスタッド、軸力とせん断力は柱ウェブのスタッドにより力が伝達されるとしている。

現場での施工は、橋台部鋼支柱の建て込み、主桁の架設、橋台部のコンクリート打設、床版コン

表-3.2.2.3 橋台のSRC構造

| 橋梁名 | 観音沢川橋 | おふきし川橋 |
|------------------|--|---|
| 構造形式 | 鋼2径間連続複合ラーメン橋 | 鋼単純複合ラーメン橋 |
| 対象部位 | 橋台 | 橋台 |
| 構造図 | <p>鋼支柱を橋台に埋め込んだSRC構造。</p> <p>鋼桁部</p> <p>SRC部</p> <p>梁理論により求めた断面力を用いて鋼断面のみで設計</p> <p>梁理論により求めた断面力を用いてSRC断面のみで設計</p> | <p>鋼支柱を橋台に埋め込んだSRC構造。</p> <p>鋼主桁</p> <p>鋼主桁</p> <p>SRC断面</p> <p>RC断面</p> <p>フーチング</p> <p>2000</p> <p>2000</p> <p>1500</p> <p>500</p> <p>550</p> <p>1200</p> <p>1050</p> <p>1500</p> <p>2000</p> <p>12000</p> <p>2700</p> <p>2000</p> <p>6000</p> <p>3500</p> <p>2500</p> <p>D25ctc150</p> <p>D19ctc300</p> <p>D16ctc300</p> <p>D19</p> <p>D19</p> <p>A-A</p> <p>B-B</p> |
| 設計法 (鉄骨の取り扱い) | SRC部材が単独で抵抗できるように鉄骨および鉄筋断面を決定する。SRC部材の計算は累加強度方式である。 | 鋼支柱のフランジ断面を鉄筋換算した鉄筋コンクリート方式である。耐震設計は震度法により行われている。 |
| 施工 | ①橋台部鋼支柱の建込み。 ②主桁架設。 ③橋台部コンクリート打設。 ④橋脚コンクリート打設。 | ① 台部鋼支柱の建込み。 ② 主桁の架設。 ③ HTB仮締め。 ④ 橋台部コンクリートの打設。 ⑤ HTB本締め。 |
| 特徴 | 養生期間中の温度変化による桁伸縮に対応するためJ1,J8に20mmの隙間を設けて養生後に本締め。 | 床版部に膨張コンクリートを使用している。膨張材は収縮補償分の30kg/m ³ 。 |
| 竣工年 | 平成8年 | 平成8年 |

クリートの打設である。ただし、本橋では橋台と鋼桁が剛結されているため、橋台コンクリートの強度が得られるまで主桁の温度変形による応力を発生させないため、現場継手に 10mm の隙間を設け、HTB を仮締めした状態で収縮量が制御された。

このような複合ラーメン橋では、上下部工を一体化することにより下部工の断面力が低減され経済的な設計が可能となり、さらに、背面土圧を構造全体で受け持つことが出来るため下部工に有利な構造となる。また、不静定次数が高くなり耐震性が向上するとともに、支承、伸縮装置、落橋防止構造が不要となり維持管理にも優れた構造となる。しかし、現在では、明確な設計法が確立されておらず、耐震設計上における問題点もクリアーにすることが重要である。また、上下部工の取り合い、施工区分、施工手順などを標準化することも必要である。

以上の 2 橋の特徴をまとめて表-3.2.2.3 に示す。

(3) 主塔

主塔にSRCまたはCFT構造を使用している事例は以前からあるが、あまり文献等に記載された例がない。ここでは、最近の論文に掲載されたものから3例を抽出し、その要点を述べる。

1) ふる里きりこ橋

構造諸元

橋梁形式：2径間連続PC斜張橋

橋 長：59.5m

支 間：32.1+26.5m

幅 員：4.4m

石川県内浦町のふる里きりこ橋 (図-3.2.2.12) は、橋長 59.5mの2径間連続PC斜張橋となっており、主塔にCFT構造(コンクリート充填鋼管構造)が用いられている。主塔には $\phi=508\text{mm}$ の鋼管を4本用いており、その中にコンクリートを充填し、合成構造としている。鋼管は縞鋼板の突起が内側になるように加工し、コンクリートとの付着が高められている。合成効果を確認するために実験が行われており、実験において得られた最大応力度は計算値の約1.16倍であり、完全合成断面として考えても問題ないと判断して設計がなされた。

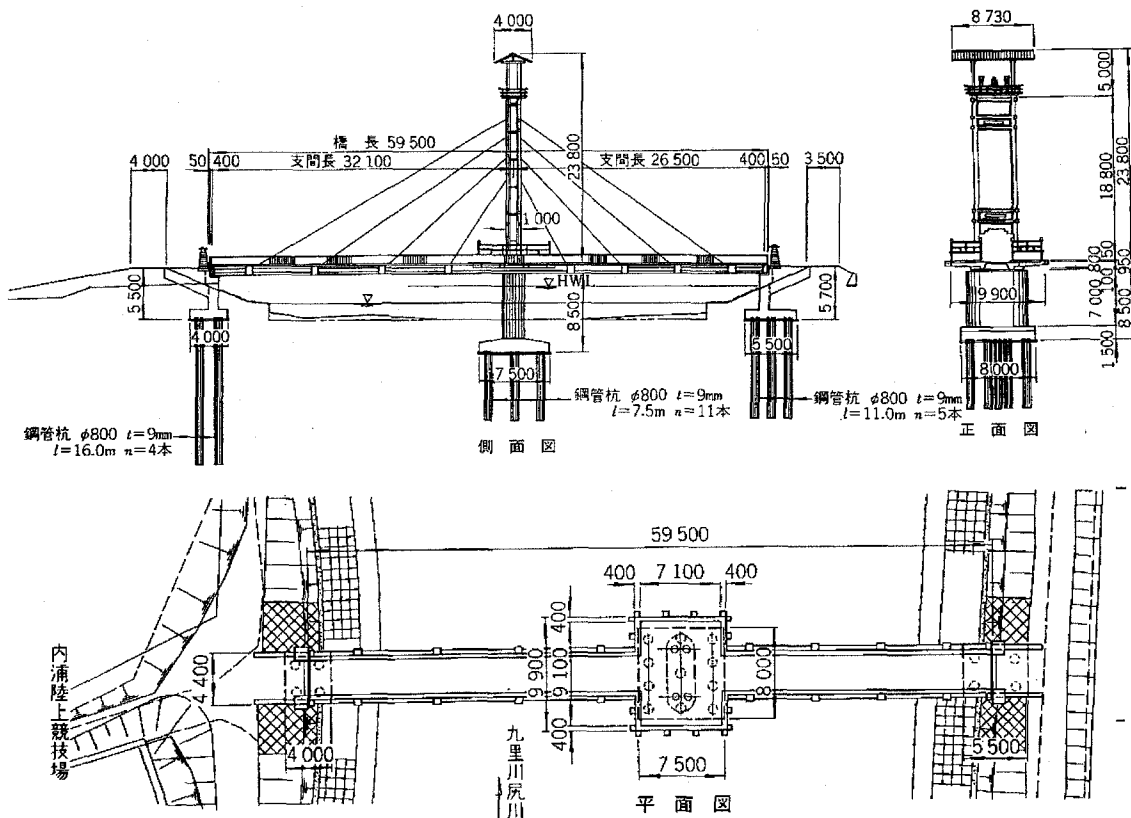


図-3.2.2.12 ふる里きりこ橋一般図

2) 奥多摩大橋

構造諸元

路線名 : 主要地方道奥多摩青梅線 (第45号吉野街道)

橋梁形式 : 2径間連続複合斜張橋

橋 長 : 265m

支 間 : 105.0+160.0m

幅 員 : 12.0m

東京都西多摩郡奥多摩町の奥多摩大橋は2径間連続複合斜張橋である。主桁は鋼製の2箱桁断面で、主塔がA型のSRC構造となっている。使用された主要鉄骨は上部桁受け梁まではH-428を柱1本につき10本、受け梁上方から柱閉合部間ではH-350を柱1本につき4本が配置されている。また、鉄骨下端は躯体脚部コンクリートに4.5m根入れし、十分な付着を得るためにスタッドジベルが3640本配置されている。

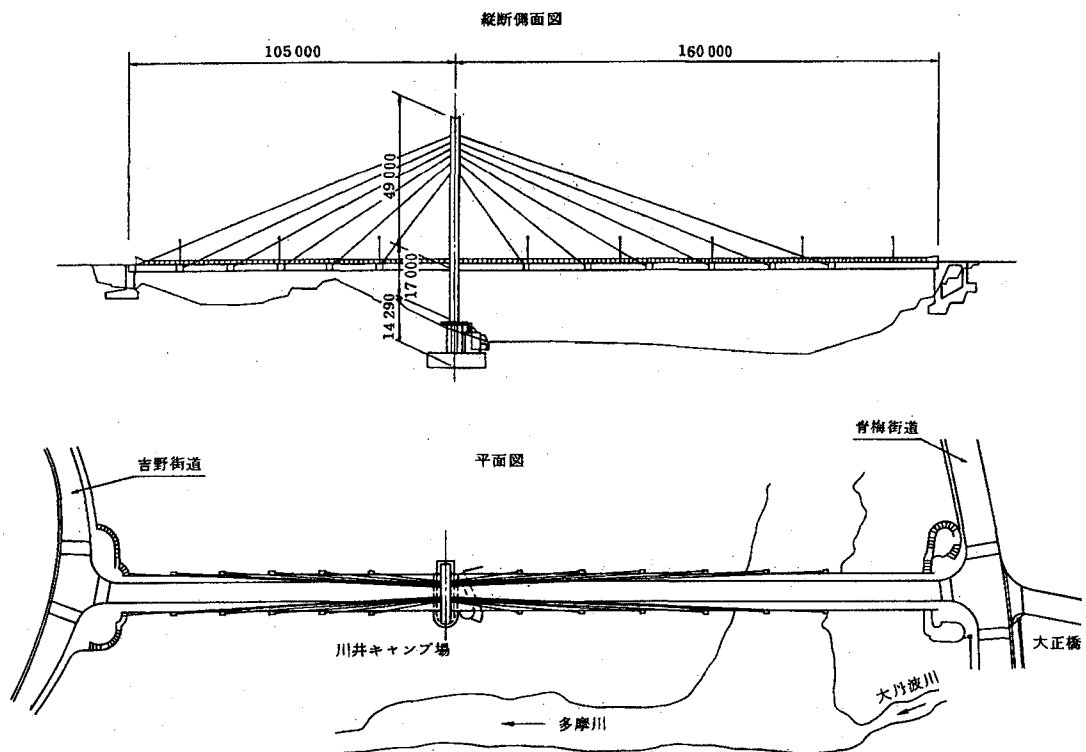


図-3.2.2.13 奥多摩大橋一般図

3) 都田川橋

構造諸元

路線名 : 第二東名高速道路横浜名古屋線

橋梁形式 : 2径間連続PCエクストラードーズド橋

橋 長 : 268m

支 間 : 133.0+133.0m

幅員：16.5m×2（上下線）

第二東名高速道路の都田川橋（図-3.2.2.14）は、鋼管・コンクリート合成橋脚を有する2径間連続PCエクストラード橋である。

構造上の特徴として、高さ56.4mとなる橋脚のみならず、高さ20mの主塔にも鋼管・コンクリート合成構造が採用されている。複合構造の採用により、耐震性の向上および施工の省力化と精度の向上が図られている。

本橋は断面図（図-3.2.2.15）に示すように橋脚が3柱ラーメン構造であり、橋軸直角方向に軸力変動が生じることが予想された。事前検討の結果、初期状態の軸力に対して±65%の範囲で軸力変動が生じることが判明した。これらの軸力変動を反映させた非線形動的解析を行った結果、軸力変動により塑性化が生じ、曲率塑性率として $\mu_{\phi} = 4.6$ の応答値の発生が認められた。これに対して、鋼管・コンクリート合成橋脚の許容曲率塑性率は $\mu_{\phi a} = 1.2$ であり、通常のRC橋脚に比べて大変形域まで耐力保持が可能のため、本構造の採用により高い耐震性を有するものとなっている。

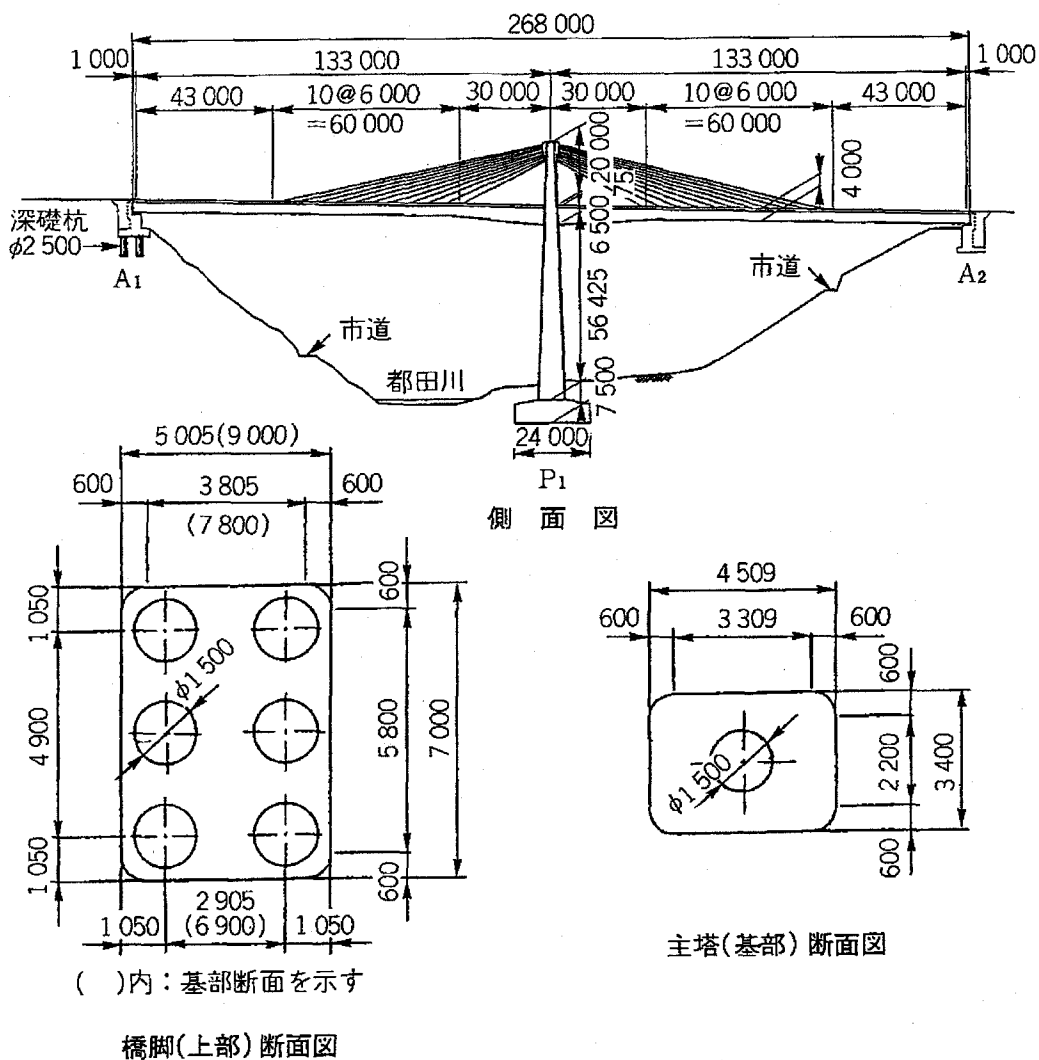


図-3.2.2.14 都田川橋側面図および橋脚・主塔断面図

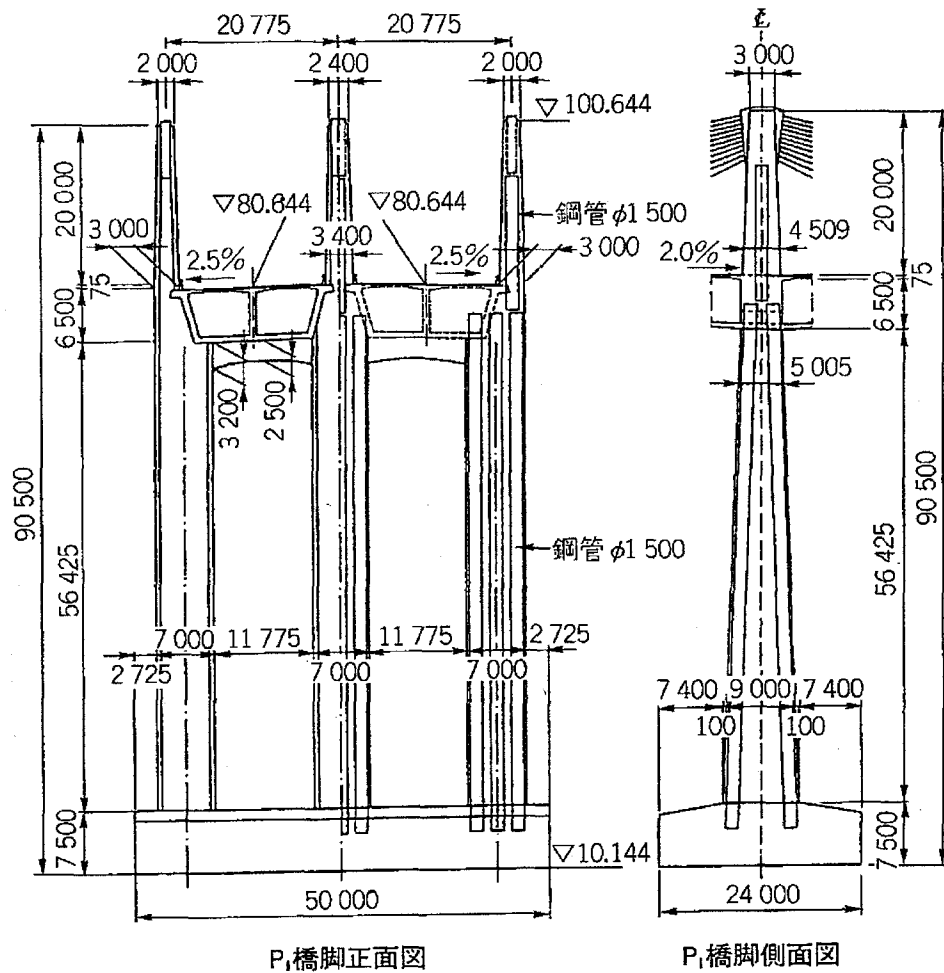


図-3.2.2.15 橋脚構造図

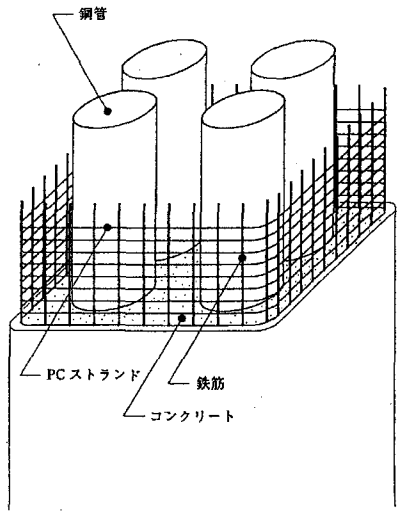
主塔に使用されている SRC 構造においては、最近の傾向として、あまり新形式・新工法は報告されていない。その中では、ふる里きりこ橋は縞鋼板の突起を内側に加工した合成構造としての事例である。また、都田川橋の例では、橋脚で使用されてきた鋼管・コンクリート合成構造を主塔に用いることにより、施工の省力化および耐震性の向上に繋げている。今後はこのような観点から新工法が考えられる可能性が高いと思われる。

以上の3橋について特徴をまとめて表-3.2.2.4 および表-3.2.2.5 に示す。

表-3.2.2.4 主塔のSRC構造(1)

| 橋梁名 | ふる里きりこ橋 | 奥多摩大橋 |
|------|---|--|
| 構造形式 | 合成鋼管コンクリート | SRC構造 |
| 対象部位 | 主塔 | 主塔 |
| 構造図 | <p>縞鋼板を内側に加工した鋼管にコンクリートを充填したSRC構造</p> <p>正面図</p> <p>平面図</p> | <p>鉄骨を用いたSRC構造</p> |
| 設計法 | 完全合成断面として設計. | 特に記述なし. |
| 施工 | 特に記述なし | 特に記述なし |
| 特徴 | <ul style="list-style-type: none"> ・斜張橋の主塔に合成鋼管コンクリートを用いた日本で最初の橋梁. ・縞鋼板の突起が内側になるように鋼管を加工し付着力を高めている. ・合成効果を実験により確認. | <ul style="list-style-type: none"> ・主塔にSRC構造を採用. ・制震装置としてTMDを使用. |
| 竣工年 | 平成2年 | 平成8年 |
| 参考文献 | 橋梁と基礎 Vol.25, No.2 | 橋梁 Vol.31, No.3 |

表-3.2.2.5 主塔のSRC構造(2)

| | | |
|------|--|--|
| 橋梁名 | 都田川橋 | |
| 構造形式 | 鋼管・コンクリート合成構造 | |
| 対象部位 | 主塔 | |
| 構造図 | <p>鋼管を主塔 RC 構造の中に埋め込んだ SRC 構造</p>  | |
| 設計法 | <p>曲げに対しては鋼管を鉄筋に換算し、鉄筋コンクリート方式である。せん断に対しては、帯鉄筋として PC ストランドを配置し鉄筋コンクリートとして設計する。PC ストランドは柱のじん性確保にも寄与している。</p> | |
| 施工 | <ol style="list-style-type: none"> ① 鋼管の建込み ② 総足場組立 ③ PC ストランド巻付け機の設定 ④ コンクリート打設 ⑤ 繰り返し、完成 (4 リフト施工) | |
| 特徴 | <ul style="list-style-type: none"> ・ 鋼管と PC ストランドによる高耐震性 ・ リブ付き鋼管採用による確実な定着構造 (全長に渡りリブ付鋼管採用) ・ 鋼管と PC ストランドによる施工性の向上 ・ 鋼管による主鉄筋の代替化、PC ストランド帯鉄筋の巻付けによる省力化 ・ ケーブルサドルの受架台に鋼管を兼用できるメリット有り。 | |
| 竣工年 | 平成12年 | |
| 参考文献 | 橋梁と基礎 Vol.35, No.4 | |

参考文献

- 1) 前田良文, 盛春雄, 小林良, 上田達哉: 鉄骨コンクリート複合橋脚の設計と施工, 橋梁と基礎, 1996年10月
- 2) 市川博康, 馬淵勝美, 鮎川正裕: 鋼管・コンクリート複合橋脚—大分自動車道 横道橋—, プレストレストコンクリート, 1995年3月
- 3) 森本精洋, 森河久, 伊東昇, 阿部幸夫: 斜張橋の混合主塔結合部に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 1993年7月
- 4) 鶴見つばさ橋工事誌編集委員会(首都高速道路公団): 鶴見つばさ橋工事誌, 1995年
- 5) 野村國勝, 梶川靖治: 複合構造橋梁, 1994年9月
- 6) 山縣敬二: 日本道路公団における橋梁の合成・複合構造, 第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 1995年11月
- 7) 大久保宣人, 村田幸隆, 広江誠喜: 小銚岸川橋の設計と施工, 片山技報No16, 1996年11月
- 8) 加原誠次, 岡元重樹, 谷内田賢治, 高村修: ふる里きりこ橋の景観設計, 橋梁と基礎, 1991年1月
- 9) 川村哲男, 奥田由法, 前田文男: PC 斜張橋の主塔に用いた合成鋼管コンクリートの実橋試験, 1991年2月
- 10) 高木千太郎, 大沢廣和: 奥多摩大橋(梅沢橋)の設計と施工, 橋梁, 1995年3月
- 11) 寺田典生, 望月俊明, 福永靖雄, 上平康裕: 第二東名高速道路都田川橋の設計と施工, 橋梁と基礎, 2001年4月

3.2.3 アーチ橋

(1) メラン工法によるSRCアーチ橋

メラン工法とは、複合アーチの架設工法の一つで、軽量のメラン材をケーブルエレクション等で架設し、アーチを形成した後、移動式型枠を用いてメラン材をコンクリートで巻き立ててアーチリブを完成させる工法である。従って、この工法のアーチリブはコンクリート被覆形式のSRC構造となる。ここで、アーチリブのメラン材とコンクリートとは合成効果を高めるために、メラン材を骨組み構造にする、メラン材のウェブにアンカーバーを多数溶接する、あるいはメラン材のウェブに孔を空ける等の接合上の配慮がなされ、メラン材がアーチリブの靱性の向上に寄与するものとして期待されている。

設計においては、架設系を順次追いながら、メラン材の架設時（メラン自重荷重）、メラン材閉合後のコンクリート巻き立て施工時（コンクリートを含むアーチリブ自重が荷重）、鉛直材の施工時（鉛直材自重荷重）、および補剛桁施工時（完成系に作用する橋面荷重、活荷重、温度荷重他が荷重）に対して照査される。また完成系については、RC構造として設計される。

このメラン工法はトラス工法と組み合わせたトラス・メラン工法（施工例：別府橋、高松大橋）やピロン工法と組み合わせたピロン・メラン工法およびロアリング工法と組み合わせたロアリング・メラン工法がある。アーチ支間として200m以上の長大支間も可能で、別府橋（アーチ支間235m）、宇佐川橋（アーチ支間204m）、および高松大橋（アーチ支間260m）の例がある。

以下に、メラン工法（トラス・メラン工法）によるSRCアーチ橋の架橋例を長大支間を有する別府橋^{1)~2)}および高松大橋³⁾を例に述べる。

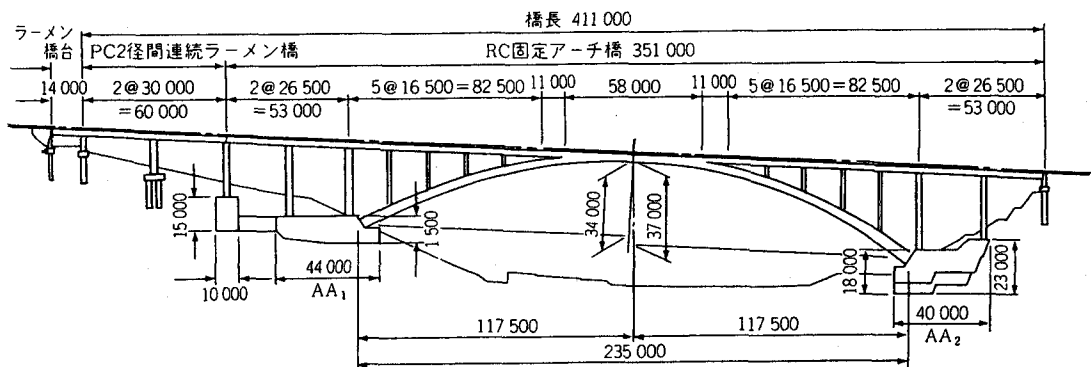


図-3.2.3.1 別府橋

1) 別府橋

a) 橋梁概要

本橋は、トラス・メラン工法により架設された長大アーチ橋であり、橋梁概要は下記の通りである（図-3.2.3.1）。

道路名： 大分自動車道
規格： 1種3級A（1等橋，TL-20，TT-43）
橋長： 411m
有効幅員： 2@9.0m
縦断勾配： 4.94%
形式： 鉄筋コンクリート固定アーチ橋
アーチ支間： 235m（施工当時東洋一）
ライズ： f L=34m f R=37m
完成年： 1989年3月

b) 設計について

アーチリングの張り出し架設時のアーチリング自体に生じる引張応力度（許容引張応力度はひび割れを生じさせないものとして決定）は基本的に斜吊り材にてとらせ、斜吊り材設置前のカンチレバー区間はアーチリングにPC鋼棒を配置してとらせている（図-3.2.3.2参照）。また、アーチリングの応力度は、アーチリングが完全に閉合するまではPC構造とし、閉合後はRC構造として設計されている。

また、クリープの影響は活荷重の載荷時期を考慮してクリープの進行度が半分の場合と完了時の2ケースについて検討されている。せん断補強に対する基本的な考え方はアーチリング全体系での破壊形態がスプリング部の曲げ破壊となるように、各検討断面での安全度が確保されている。

メラン材の形式については、フルプレートタイプとトラスタイプを比較した結果、経済性およびウェブのコンクリートの締固めの容易さからトラスタイプが採用されている。また、アーチリング完成後のメラン材は、その設計荷重時における応力度が許容応力度を超えるため設計荷重時作用時の抵抗部材としては無視されるが、終局荷重作用時には抵抗材として考慮されている。

c) 施工手順について

別府橋で適用された、トラス・メラン工法の施工手順について、以下に順を追って述べる。別府橋では、アーチリングの端部（スプリング）は支保工にて、一般部はトラスカンチレバー工法にて、アーチクラウン付近はメラン工法で、それぞれ施工されている（図-3.2.3.3）。

① スプリング部の施工

アーチアバットの施工完了後、アーチリングのスプリング部AA1側12mおよびAA2側14.4m区間は地上から支保工施工が行われている。コンクリートは温泉腐食に配慮して単位セメン

ト量 460kg/m^3 の富配合とされている。またマスコンクリートとなるため、既設コンクリートとの温度差によるひび割れを防止または制御するため、打設リフト割やひび割れ制御鉄筋の配置の検討を非定常熱伝導解析を行い検討されている。

② アーチリングの張り出し架設

スプリングの施工完了後、特殊大型ワーゲンを組立てアーチリングの両側から、それぞれ約80mの長さまで、鉛直材および上弦材にH鋼材を、斜材にPC鋼棒を、下弦材としてアーチリングコンクリートを構成部材とするトラスカンチレバー工法で施工が行われた。張り出し架設部は、基本ブロック長4.4mで18ブロックに分けて施工された(図-3.2.3.2)。

③ メラン材の閉合

メラン材は、トラス工法により張り出し架設されたアーチリングを連結し、コンクリートと鋼よりなる複合アーチを形成する役目とクラウン部コンクリート打設時の支保工を兼ねる部材である。メラン材の架設はアーチリングの張り出し架設が所定の位置まで完了後、あらかじめ地組されたメラン材(約530ton, 約69m)をワーゲンに組み込まれた、つり上げ設備およびつり上げ用鋼棒で一括つり上げが行われ、アーチリング先端の杓にピンで固定された(図-3.2.3.4)。

④ メラン材のコンクリート巻き立てから補剛桁の施工まで

メラン材の閉合後、ワーゲンにてメラン材をコンクリートで巻いていくと同時に鉛直材コンクリートが打設された。この後、斜吊り材、水平材およびバックステーを解放除去し鉛直材の最終ロットコンクリートが打設された。最後に補剛桁を施工して橋体が完成した。

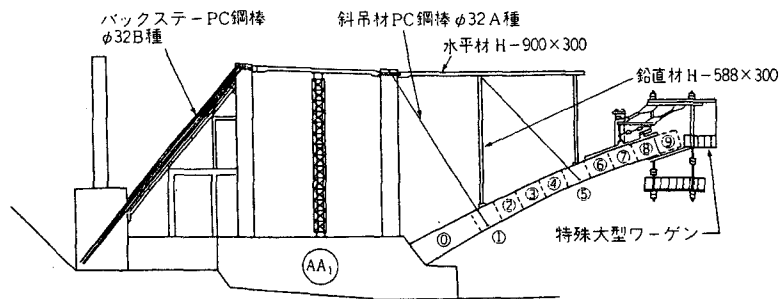


図-3.2.3.2 アーチリングの張り出し架設

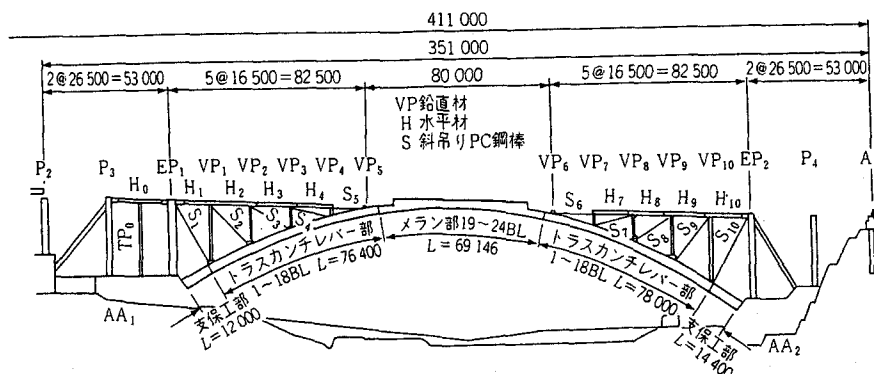


図-3.2.3.3 施工区分

| メラン材重量 (HTボルト含む) | |
|------------------|---------|
| 名称 | 重量 (kg) |
| 主 構 | 417 656 |
| 対 傾 構 | 52 232 |
| 横 構 | 53 266 |
| ストラット | 2 444 |
| 合 計 | 525 598 |

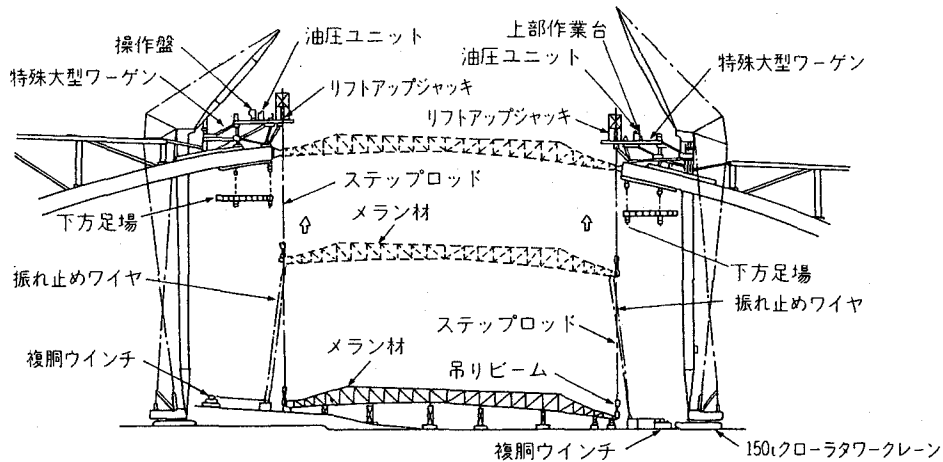
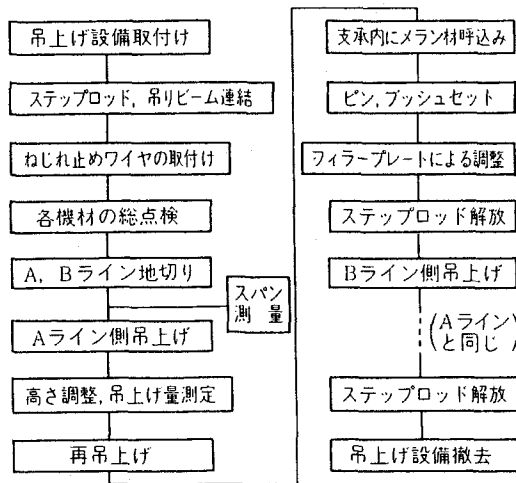


図-3.2.3.4 メラン材の架設

2) 天翔大橋 (高松大橋)

a) 橋梁概要

本橋は、トラス・メラン工法により架設された長大アーチ橋であり、橋梁概要は下記の通りである (図-3.2.3.5 参照)。文献では高松大橋の仮称が用いられているが、完成後は天翔大橋となった。架設手順を図-3.2.3.6 に示す。本橋の場合は別府橋とは異なりメラン材の架設は、一括吊り上げではなく、ブロック毎の吊り上げ架設とされている。

施工場所： 宮崎県西臼杵群日之影町大字岩井川～大字七折

規格： 3種4級 (A活荷重)

橋長： 463.2m

有効幅員： 6.25m (車道部) + 1.50m (歩道部)

縦断勾配： 0.4%

形式： 鉄筋コンクリート固定アーチ橋

アーチ支間： 260m

ライズ： $f=32.5m$

完成年： 2000年10月

b) 設計について

アーチ軸線形状は、ハイパボリック曲線を採用しており、パラメータ m は自重による断面力を検討した上で $m=3.1$ とされている。メラン区間長はアーチスパンの約 $1/3$ となる 78.5m とされている。断面は桁高 $6.0\text{m}\sim 4.0\text{m}$ 、上床版厚 $0.5\text{m}\sim 0.7\text{m}$ 、下床版厚 $1.2\text{m}\sim 0.4\text{m}$ 、ウェブ厚 1.0m となっている。片側あたりの張り出し施工部のブロック割は、ブロック長 $3.0\text{m}\sim 5.0\text{m}$ の 29 ブロックとされている。

アーチリングは、架設時はPC構造、完成時はRC構造とされている。アーチリブの応力状態は架設時においては、コンクリートに生じる引張応力度は許容引張応力度(27.1kgf/cm^2)近くまで達するが、完成時においては、圧縮応力が卓越することから、アーチリブ内のPC鋼棒はメラン巻き立て閉合後にスプリング付近の一部を除いて、その張力が解放されている。

耐震設計は、平成8年12月の道路橋示方書に準じて行われた。本橋については、路線の重要性、地域特性等を考慮してA種の橋(重要度が標準的な橋)として耐震目標が設定されている。さらに、最も重要な部材であるアーチリブについては、レベル2地震動に対しても限定された損傷に留めるために部材を降伏させないこととされている。

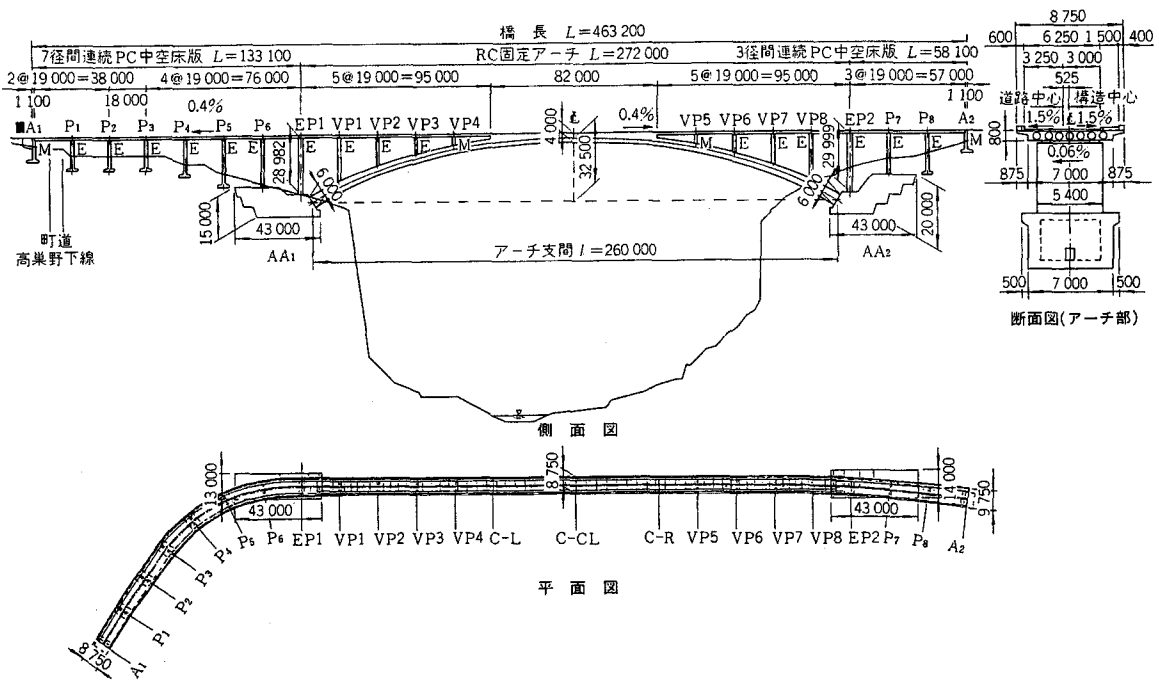
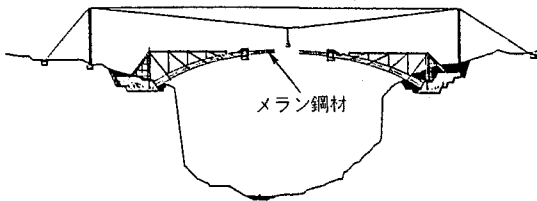


図-3.2.3.5 天翔大橋

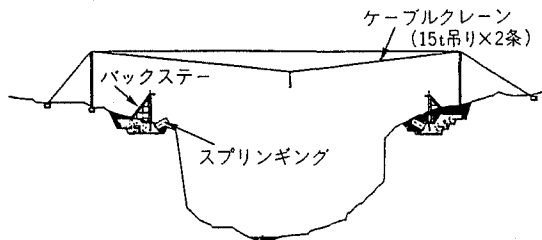
1. アーチアバットの施工



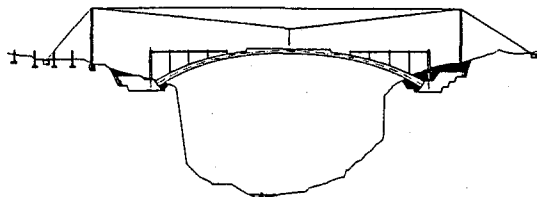
4. メラン鋼材の架設



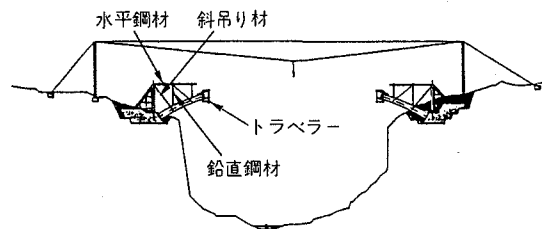
2. バックステー、スプリング部の施工



5. メラン部巻立て施工, 斜吊り材・バックステーの撤去, 側径間下部工の施工



3. トラスカンチレバー施工



6. 鉛直材の施工, 上床版の施工

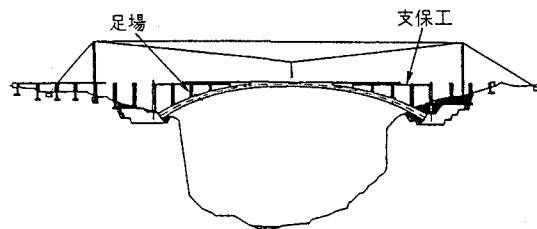


図-3.2.3.6 架設手順

参考文献

- 1)伊藤野彦ら：大分自動車道別府橋の施工，伊藤野彦ら，橋梁，1988年5月。
- 2)伊藤野彦ら：施工研究 トラスメラノ工法による長大アーチ橋の施工，土木施工 29巻8号，1988年8月
- 3)松井郁治ら：高松大橋（仮称）の設計と施工，松井郁治ら，橋梁と基礎，1999年1月。

(2) 合成鋼管巻立て工法によるアーチ橋^{1)~18)}

合成鋼管巻立て工法 (Concrete Lapping Method with pre-erected Composite Arch) は、現在、コンクリートアーチ橋で最も多く採用される工法であり、その採用の目的は架設早期にアーチリブを安定化させ、アーチリブを足場にして他部材を架設することにある。長所としては、合成柱の優れた軸方向の耐荷性が活かされ、セントル工法、あるいはメラン工法に比して鋼材を大幅に減少させ得る。また、トラス工法、およびピロン工法に比して設計・施工が容易であり、工期の短縮をも図り得ることが挙げられる。しかしながら、架設初期にアーチリブを単独で安定化させるためにはアーチリブの剛性を過度に上昇させなければならず、アーチリブは、自ずとマッシュな構造となる。このため、アーチリブは、地震時に大きな慣性力を受けることとなる。

合成鋼管巻立て工法によるアーチ橋の中で、SRC 構造であるアーチリブは、メラン工法の場合と同様に、完成系においては、RC 構造として設計されている。すなわち、アーチリブ中の鋼管は、コンクリート巻立て用の支保工扱いとなっている。したがって、このアーチリブは、架設系と完成系とでは、応力度の算定方法が異なっている。アーチリブの設計フローを、図-3.2.3.7に示す。

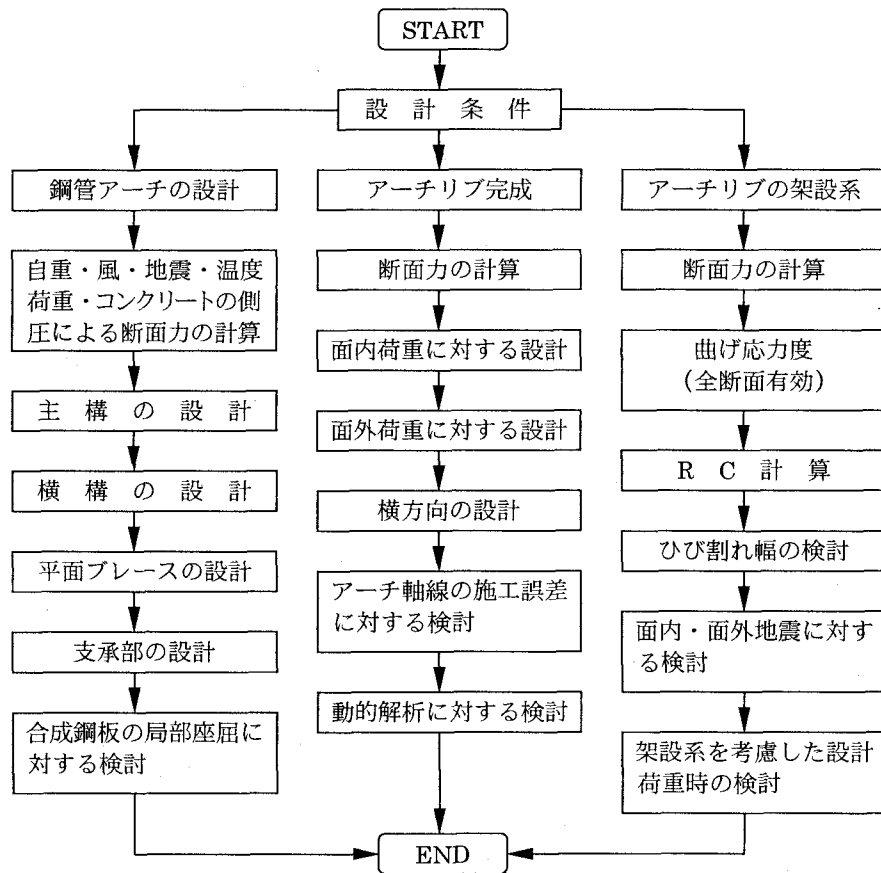


図-3.2.3.7 アーチリブの設計フロー²⁾

まず、架設系においては、充填コンクリート打設時と巻き立てコンクリート打設時とに分けて照査を行っている。充填コンクリート打設時には、道路橋示方書・同解説Ⅱ.鋼橋編に従って、2ヒンジアーチとして、鋼管および充填コンクリートの重量、コンクリートの側圧、温度変化、作業荷重、

地震荷重，および風荷重を考慮して部材応力度を照査している．このとき，アーチリブの面内，および面外の座屈に対する安全性をも評価している．巻立てコンクリート打設時，コンクリートを巻き立てていない合成アーチの部分は鋼管を鉄筋換算した RC 部材として計算し，部材応力度を照査し，コンクリートを巻き立てたアーチリブは完成系と同様に内部の鋼管を無視して RC 計算し，部材応力度を照査している．このとき，架設が進むにつれて軸圧縮力が次第に大きくなるスプリング部の巻立てコンクリートに対しては，ひび割れが生じないように，とくに注意している．架設中，断面に作用するせん断力に対しては，鋼管のウェブ部のみが抵抗するものとして照査している．

つぎに，完成系においては，道路橋示方書・同解説Ⅲ.コンクリート橋編に従いアーチリブの面内座屈を照査し，コンクリート標準示方書・設計編に従いコンクリートのひび割れ幅を照査している．アーチリブの断面は，死荷重時，設計荷重時，および温度変化時のそれぞれにおいて，コンクリートを全断面有効とした応力度計算を行い，全ての段階でコンクリートの許容引張応力度を超えないように決定している．このとき，アーチリブは，鋼管が無く，そこにコンクリートが充満した RC 構造として扱われている．この理由としては，完成後，コンクリートのクリープ・乾燥収縮により鋼管の応力が許容応力度を超えてしまうため，鋼管の耐力を期待できないことが挙げられる．耐震性については，動的解析を実施し，その応答値について照査している．なお，巻き立てたコンクリートと充填コンクリートとは，打設時期等によって区別せずに同一材料として扱われている．

ちなみに，鋼管とコンクリートとの間には，①アーチリブが架設時の一時的な部材であること，②アーチ形状の特性で合成アーチ部材のせん断力は小さいこと，③鋼管とコンクリートとの付着面積は大きいこと，および④合成アーチは密閉構造であるため乾燥収縮の影響は無視できることを理由に，ずれ止めを設けていない．

上述したように，現在，完成系においては，アーチリブが SRC 部材であるにもかかわらず，内部の鋼管を無視して設計している．これは，動的解析においても例外ではないため，地震時，塑性化を想定していない断面において塑性化を来す可能性を有していることになる．今後，耐震設計時においては，アーチリブ中の鋼管の剛性を評価する必要があると考えられる．また，通常，アーチリブには，主鉄筋のはらみを防止するために中間帯鉄筋が設置されている．しかしながら，合成鋼管巻立て工法を用いた場合，鋼管の存在が中間帯鉄筋の設置空間を不足させているため，耐震性を満足する量の中間帯鉄筋を設置できないのが現状である．これに対しては，現在，アーチリブ断面が塑性化しないとして設計することで対処している．

以下には，合成鋼管巻立て工法によるアーチ橋の架橋例を，合成鋼管巻立て工法の一号施工である城址橋，およびトラス・合成鋼管巻立て工法の一号施工である青葉大橋を用いて具体的に紹介する．

1) 城址橋 (じょうしばし)

城址橋は，①経済性，②施工性，③地理的条件，および④分割発注の容易性から，世界で初めて合成鋼管巻立て工法が採用された RC 固定アーチ橋 (道路橋) である．1989 年に完成した本橋は，新潟県佐渡郡に位置し，橋長 132m，アーチ支間 82m (ライズ：16.0m，12.5m)，有効幅員 12m を有している．図-3.2.3.8 には，城址橋の一般図を示す．

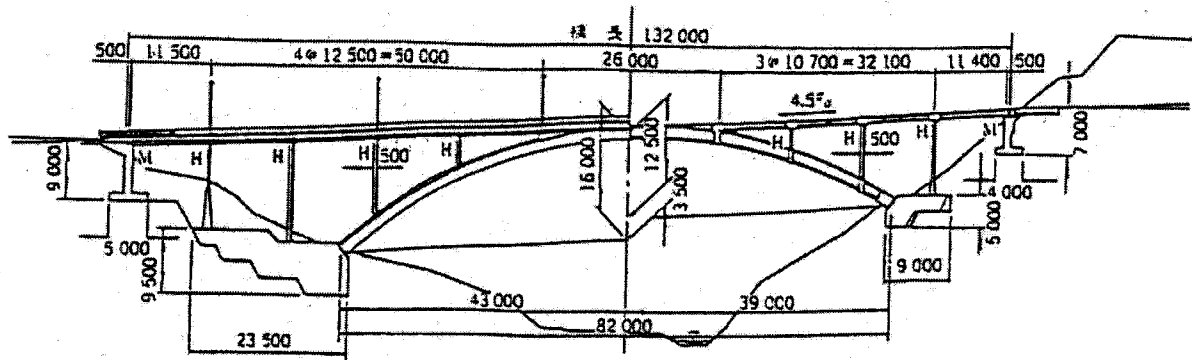


図-3.2.3.8 城址橋の一般図 (寸法単位: mm) ²⁾

城址橋は、RC 橋脚、SRC アーチリブ、連続中空 PC 床版 (主ケーブル: 12φ7mm) , および RC 鉛直材で構成されており、このうち連続中空 PC 床版はアーチクラウン部でアーチリブと剛結されている。また、橋脚、および鉛直材は、下端でねじ鉄筋によりアーチアバット、およびアーチリブと剛結され、上端でメナーゼヒンジにより床版と連結されている。メナーゼヒンジには、塩害を考慮して、エポキシ樹脂塗装鉄筋を用いている。表-3.2.3.1 にはこれら部材の主要材料を、図-3.2.3.9 にはアーチリブの詳細を示す。

表-3.2.3.1 城址橋の主要材料 ²⁾

| 種別 | 規格 | 単位 | 下部工 | | 上部工 | | |
|--------|--------------------------------|----------------|---------|-------|-------|--------|-------|
| | | | アーチアバット | 橋台 | 上床版 | アーチリブ | 鉛直材 |
| コンクリート | $\sigma = 210 \text{kgf/cm}^2$ | m ³ | 1557 | 201 | — | — | — |
| | $\sigma = 300 \text{kgf/cm}^2$ | m ³ | — | 29 | — | — | — |
| | $\sigma = 400 \text{kgf/cm}^2$ | m ³ | — | — | 791 | 640 | 127 |
| 鉄筋 | SD30 | t | 32.78 | 11.75 | 95.92 | 123.88 | 23.07 |
| 鋼管材 | SS41 級 | t | — | — | — | 131.7 | — |
| PC 鋼材 | 12φ7 | t | — | — | 18.63 | — | — |

注) アーチリブ充填コンクリート 140 m³ ($\sigma = 400 \text{kgf/cm}^2$)

表-3.2.3.2 には、城址橋の設計条件を示す。ここで、部材のたわみや断面力の算出においてはヤング係数比 $n=7$ (全断面有効) を用いた骨組み解析を、また応力度の算出においては $n=15$ を用いた RC 理論が採用されている。床版、橋脚、および鉛直材は、アーチリブと同様、架設系、および完成系において求めた断面力の両方について、その応力度を照査している。床版、橋脚、および鉛直材の曲げ応力度に関しては、コンクリートのひび割れ制御を考慮して、設計荷重 (死荷重 + 有効プレストレス + 乾燥収縮 + 支点変位 + 活荷重) 作用時フルプレストレスとして照査している。

図-3.2.3.10 には、城址橋の施工順序を示す。ここで、アーチリブの架設には、架設時の安定性、工期の短縮、経済性などの面からロアリング工法が採用されている (図-3.2.3.10④~⑤) 。また、図-3.2.3.10⑧において、合成アーチに巻き立てるコンクリートの打設は、1ブロック 5m で行われた。なお、アーチリブへのコンクリート充填の確認は、鋼管アーチ上面に多数設けたコンクリート管理孔を覗くことにより行われた。充填コンクリート硬化後のグラウト注入は、鋼管内に空隙が認められなかったため行われていない。

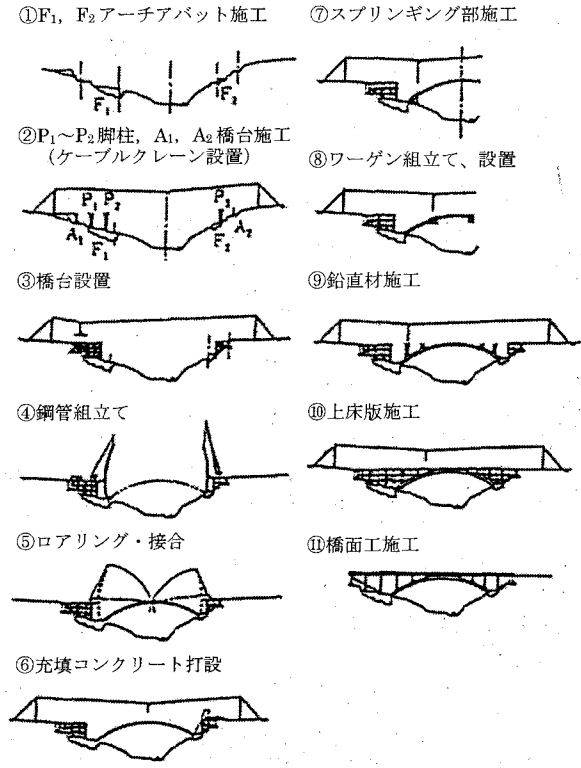


図-3.2.3.10 城址橋の施工順序²⁾

2) 青葉大橋 (あおばおおはし)

青葉大橋は、完成時、コンクリートアーチ橋として国内3番目の規模であり、世界で初めてトラス・合成鋼管巻立て工法が採用されたRC固定アーチ橋(道路橋)である。1996年に完成した本橋は、宮崎県高千穂町に位置し、橋長270m、アーチ支間180m(ライズ:27.5m)、有効幅員9.75mを有している。図-3.2.3.11には、青葉大橋の一般図を示す。

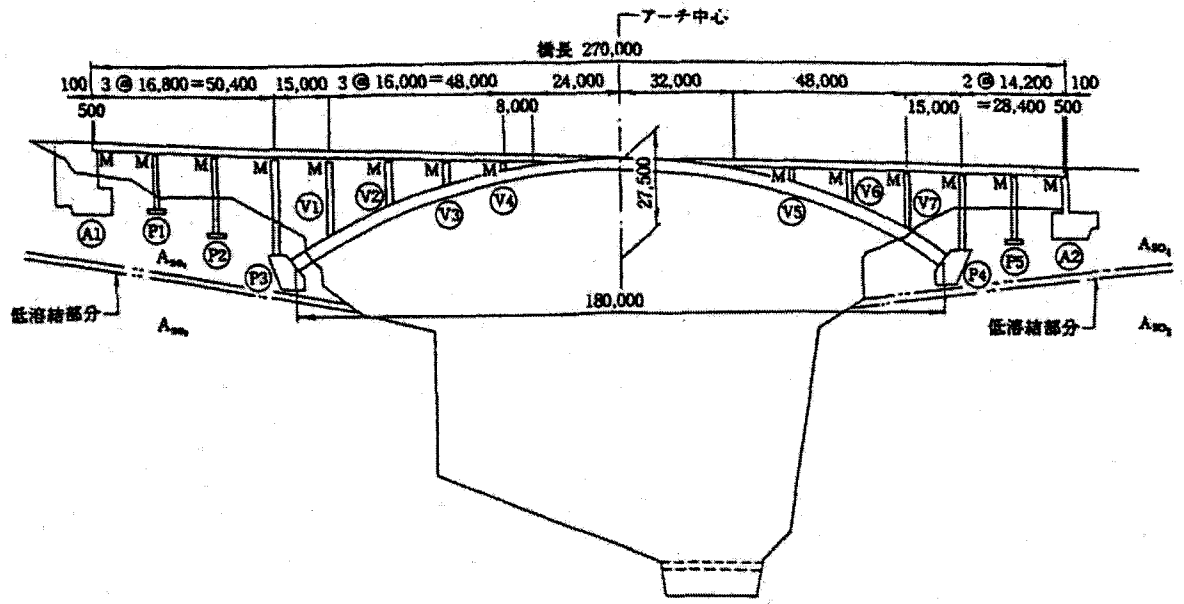


図-3.2.3.11 青葉大橋の一般図(寸法単位: mm)⁸⁾

青葉大橋は、RC 橋脚、中央部 57m のみ SRC でその他 RC アーチリブ、PC 補剛桁、および PRC 鉛直材で構成されており、このうちアーチリブは、2 本のコンクリート充填鋼管に横構・対傾構を設け、これらを被覆するコンクリートから成っている。また、アーチリブとその他の部材とは、コンクリートの巻き立てにより接合されている。そして、合成アーチとトラス部との結合は、架設時の温度応力の緩和、および施工性を考慮したピン結合とし、完成時にはコンクリートで被覆することによって剛結合としている。表-3.2.3.3 にはこれら部材の主要材料を、図-3.2.3.12 にはアーチリブの詳細を示す。

表-3.2.3.3 青葉大橋の主要材料¹⁷⁾

| 種 別 | 仕 様 | 上 部 工 | 下 部 工 |
|-----------|--|--------------------|--------------------|
| コンクリート | $\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$ $\sigma_{ck}=210\text{kgf/cm}^2$ | 4200m ³ | 6000m ³ |
| 鉄 筋 | SD295A | 690t | 360t |
| 鋼 管 | SM490 | 190t | |
| P C 鋼 材 | SEEE F230 $\phi 36$ $\phi 8$ | 96t 47t 22t | |
| グラウンドアンカー | SEEE F230TB | | 560m |

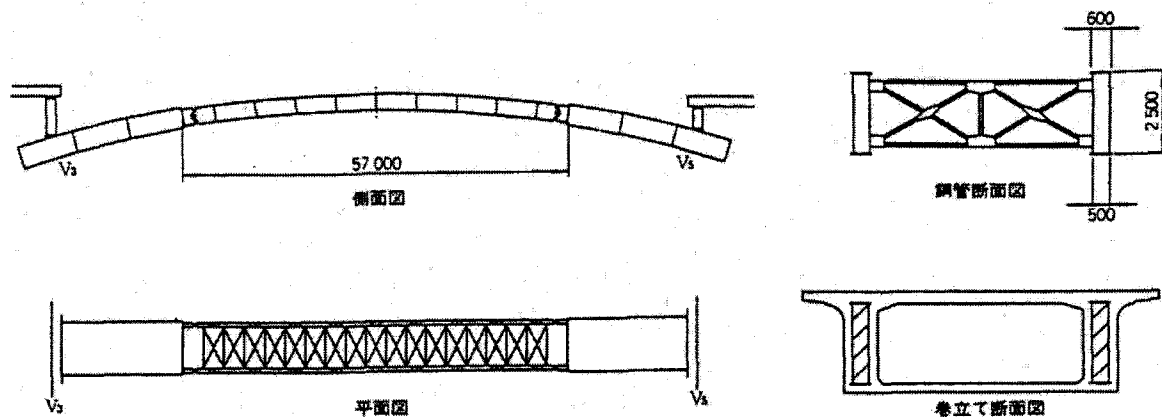


図-3.2.3.12 青葉大橋のアーチリブ詳細 (寸法単位: mm)⁸⁾

図-3.2.3.13 には、青葉大橋の設計計算フローチャートを示す。ここで、上部工の設計計算は、施工時の構造系の変化を追って、施工中のクリープ・乾燥収縮の影響を考慮しながら、主に平面骨組構造解析によって進められた。斜材の設計は、従荷重の影響、施工誤差を考慮して、主荷重による応力度が斜材の引張強度の半分を上回らないようにして行われている。そして、斜材張力は、アーチリブ、鉛直材、および補剛桁の応力を許容値内に収めつつ、とくに応力変動の大きい鉛直材に着目して設定されている。なお、斜材の定着点付近は、主応力が変動する高応力分布点となることから、立体 FEM 解析により応力照査されている。

図-3.2.3.14 には、青葉大橋の施工順序を示す。ここで、アーチ部の片持ち張出し架設は、工程の短縮化のため特殊大型移動架設車を用いたトラス工法を採用し、鉛直材間 16m を 2 サイクルでアーチリブ→鉛直材→補剛桁の施工を順次繰り返し架設している。架設時のみに設置する斜材には、異径 PC 鋼棒を使用し、主荷重、風荷重 (30m/sec)、温度変化 ($\pm 30^\circ\text{C}$)、施工誤差 (5%) を考

慮してプレストレスを導入している。なお、合成アーチの架設は、落とし込み方式とし、高力ボルトによる摩擦接合としている。

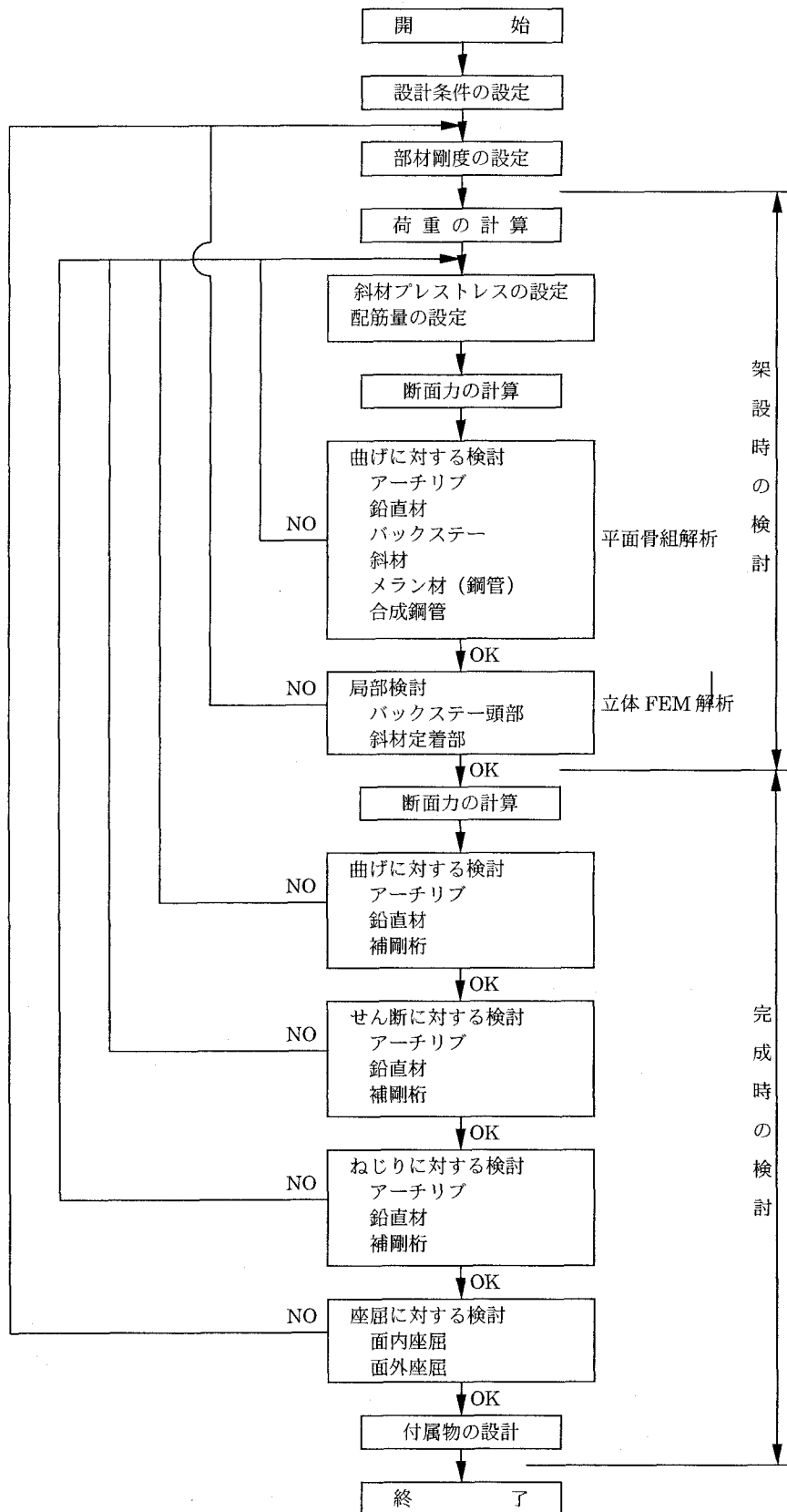


図-3.2.3.13 青葉大橋の設計計算フローチャート¹⁷⁾

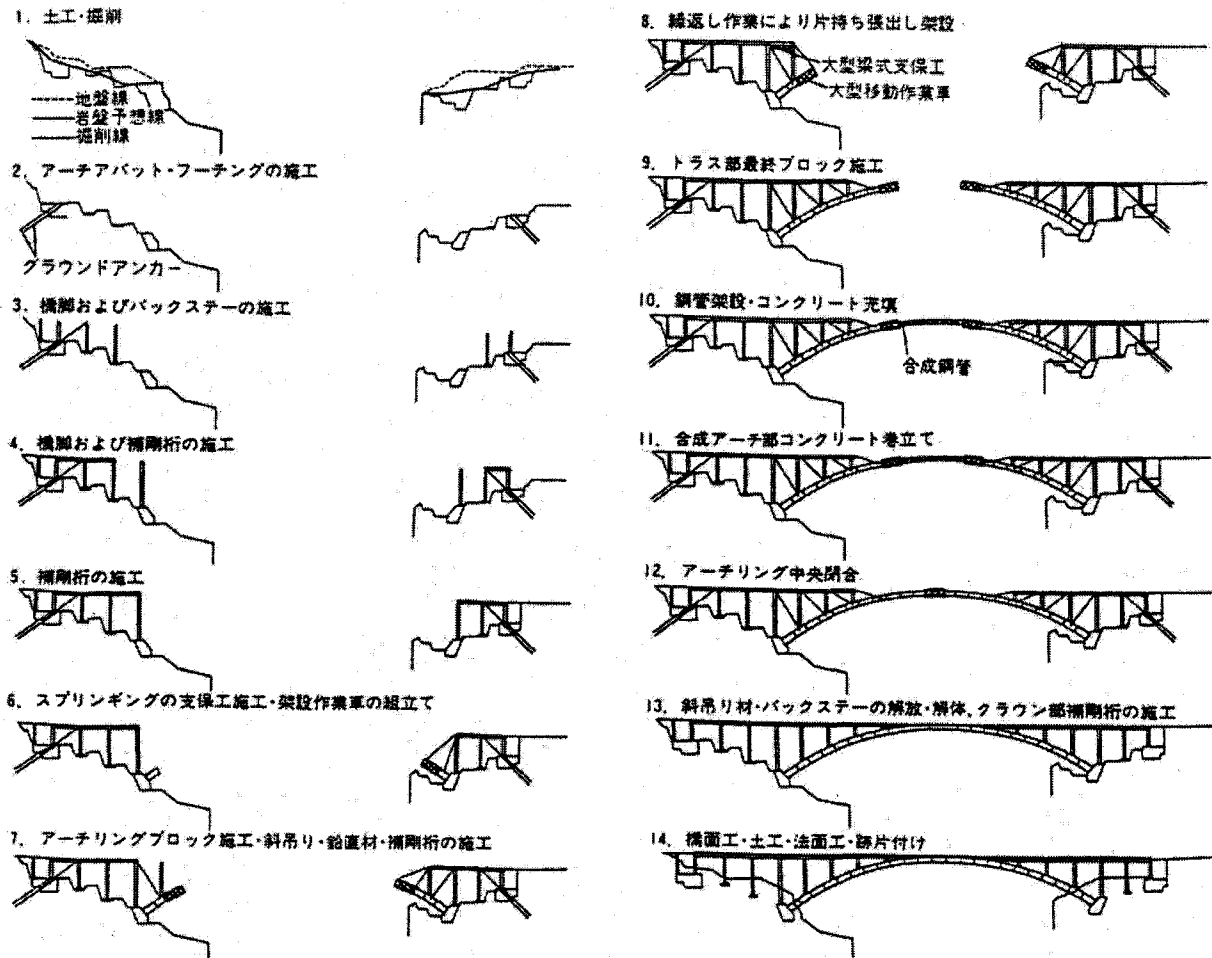


図-3.2.3.14 青葉大橋の施工順序¹⁷⁾

参考文献

- 1) 井上隆三郎ら：合成アーチ巻立て工法による城址橋の計画，橋梁と基礎，1988年2月[A02-3-06]
- 2) 山本勝利ら：合成アーチ巻立て工法による城址橋の設計と施工，橋梁と基礎，1989年11月[A02-3-10]
- 3) 大浦 隆ら：鋼管コンクリート構造を適用したコンクリートアーチ橋の架設工法 —合成アーチ巻立て工法（CLCA 工法）—，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，1989年9月[D03-0-07]
- 4) 大浦 隆ら：鋼管コンクリート構造を架設用支保工に適用したコンクリートアーチ橋の施工と施工実橋試験 —合成アーチ巻立て工法（CLCA 工法）—，構造工学論文集，1990年3月[D05-2-2]
- 5) 池口金成：合成アーチ巻立て工法による福貴畑大橋の施工，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム，1992年[D10-0-06]
- 6) 池田 隆ら：合成アーチ巻立て工法 —軽井沢橋の設計・施工—，プレストレストコンクリート，1995年3月[A08-1-08]
- 7) 山本正巳ら：CLCA 工法～知原橋の設計と施工 —合成アーチ巻立て工法—，橋梁，1994年7月[D05-1-07]
- 8) 黒木英利ら：青葉大橋の計画と施工，プレストレストコンクリート，1997年5月[A08-1-11]
- 9) 斉藤史郎ら：トラス・クルカ併用工法による RC アーチ橋の架設時応力挙動について，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム，1996年[D10-0-19]
- 10) 大野正司ら：CLCA 工法による青柳大橋の施工，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム，1996年[D10-0-21]
- 11) 大田原宣治ら：青葉大橋の施工，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム，

1996年 [D10-0-18]

- 12) 長谷川清寿ら：合成アーチ巻立て工法による玉川温泉橋（仮称）の施工，プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム，1996年 [D10-0-15]
- 13) 春日昭夫：新しい合成構造（海外文献紹介），建設図書，1996年4月 [A02-1-11]
- 14) Guomin Yan：Composite Arch Bridges Developed in China，Composite Construction，IABSE Conference Report，1997.9 [E03-2-03]
- 15) Dszobin Wang：Construction Practice of the Concrete-filled Steel Tube Arch Bridge，Structures in the New Millennium，1997 [EH-0-03]
- 16) Jili Strasky, Ilja Husty：Arch Bridge Crossing the Brno-Vienna Expressway，Composite Construction，IABSE Conference Report，1997.9 [E03-2-05]
- 17) 大田原宣治ら：青葉大橋の設計と施工－鉄筋コンクリート固定アーチ橋－，橋梁と基礎，1996年7月 [G-20-2]
- 18) 大田原宣治ら：トラス・クルカ併用工法による鉄筋コンクリート固定アーチ橋の施工－宮崎県青葉大橋－，建設の機械化，1997年9月 [G-20-1]

(3) その他のアーチ橋

その他のアーチ橋としては、中国で 1990 年頃から用いられ、既に数十橋建設されている充填式鋼管コンクリートアーチ橋が挙げられる^{1)~5)}。これは、アーチリブとして閉合した鋼管内にコンクリートを充填するもので、合成鋼管巻立て工法との大きな違いは、アーチリブをさらにコンクリート被覆しないこと、および完成系において鋼管とコンクリートとが一体の合成鋼管アーチ橋として設計されることにある。周知のように、コンクリート充填鋼管は、圧縮部材として用いられるとき、コンクリートの圧縮耐力上昇、鋼管の座屈強度の増大、部材のじん性向上に加え、施工性および経済性の観点から大きな利点がある。

中国における主な充填式鋼管コンクリートアーチ橋の建設概況を、表-3.2.3.4に示す。同表より、アーチ軸線の形状には放物線、あるいは双曲線が用いられており、双曲線の場合は離心率が $m=1.05 \sim 2.00$ の間にある(放物線: $m=1$)。また、ライズスパン比は $1/3 \sim 1/6$ の間にあり、スパンは 360m に達していることがわかる。

表-3.2.3.4 中国における主な充填式鋼管コンクリートアーチ橋の建設概況¹⁾

| 橋名 | 所在地 | 完成年 | アーチ支間 (m) | ライズ スパン比 | 構造 形式 | アーチ軸線 (離心率 m) | 断面 形式 | 鋼管径×管厚 (mm) | 幅員 (m) |
|--------|-----|------|--------------|-------------|----------|------------------|----------|----------------|-----------|
| 東河大橋 | 四川省 | 1990 | 115 | 1/6 | 下路式 | $m=1.543$ | ダンベル | 800×10 | 14.6 |
| 高明大橋 | 広東省 | 1991 | 100 | 1/4 | 中路式 | $m=1.756$ | ダンベル | 750×110 | 12 |
| 新安北橋 | 江蘇省 | 1993 | 60 | 1/6 | 下路式 | 放物線 | 単管 | 800×116 | 15 |
| 紹興柯橋 | 浙江省 | 1993 | 92 | 1/4 | 下路式 | 放物線 | ダンベル | 900×12 | 28.4 |
| 望江大橋 | 浙江省 | 1993 | 120 | 1/4 | 中路式 | 放物線 | ダンベル | 900×10(12,14) | 10 |
| 佛陳大橋 | 広東省 | 1994 | 112.8 | 1/5 | 下路式 | $m=1.167$ | ダンベル | 100×14 | 26 |
| 常熟橋 | 江蘇省 | 1995 | 44 | 1/4 | 下路式 | 放物線 | ダンベル | 450×10 | 13.5 |
| 合肥橋 | 安徽省 | 1995 | 63 | 1/3.5 | 下路式 | 放物線 | ダンベル | 800×12 | 27 |
| 玉融大橋 | 福建省 | 1995 | 76 | 1/4 | 中路式 | 放物線 | ダンベル | 800×10 | 28.4 |
| 銘選大橋 | 福建省 | 1995 | 90 | 1/4.5 | 中路式 | 放物線 | ダンベル | 800×10 | 14 |
| 文峰路橋 | 河南省 | 1995 | 135 | 1/5 | 下路式 | $m=1.050$ | 組合せ | 720×12 | 31.4 |
| 峨辺大橋 | 四川省 | 1995 | 140 | 1/5 | 下路式 | $m=1.352$ | 組合せ | 550×8 | 13.5 |
| 三山西大橋 | 広東省 | 1995 | 200 | 1/4.5 | 中路式 | $m=1.300$ | 組合せ | 750×10 | 28 |
| 引江河大橋 | 江蘇省 | 1996 | 70 | 1/5.38 | 下路式 | 放物線 | 単管 | 800×16 | 13 |
| 解放大橋 | 福建省 | 1996 | 80 | 1/5 | 中路式 | 放物線 | ダンベル | 800×10 | 14 |
| 蓮沱大橋 | 湖北省 | 1996 | 114 | 1/5 | 中路式 | $m=1.500$ | ダンベル | 1200×14 | 20 |
| 黃柏河大橋 | 湖北省 | 1996 | 160 | 1/5 | 上路式 | $m=1.543$ | ダンベル | 1000×10(12) | 18.5 |
| 下牢溪大橋 | 湖北省 | 1996 | 160 | 1/5 | 上路式 | $m=1.543$ | ダンベル | 1000×10(12) | 18.5 |
| 仙游大橋 | 福建省 | 1997 | 64 | 1/3.2 | 中路式 | 放物線 | ダンベル | 750×10 | 27.7 |
| 解放大橋 | 広東省 | 1997 | 80 | 1/5 | 下路式 | 放物線 | ダンベル | 950×14 | 25 |
| 牡丹江大橋 | 黒龍江 | 1997 | 100 | 1/4 | 中路式 | $m=1.756$ | 3本鋼管 | 600×12 | 12 |
| 漢江大橋 | 陝西省 | 1997 | 120 | 1/5 | 中路式 | $m=1.543$ | ダンベル | 820×12 | 13.1 |
| 石潭溪大橋 | 福建省 | 1997 | 136 | 1/5 | 中路式 | $m=1.167$ | 4本鋼管 | 550×8 | 13.1 |
| 景德鎮大橋 | 江西省 | 1997 | 150 | 1/5 | 中路式 | 放物線 | ダンベル | 1000×14 | 21 |
| 群益大橋 | 福建省 | 1998 | 46 | 1/3 | 中路式 | 放物線 | 単管 | 800×14 | 18 |
| 袁州大橋 | 江西省 | 1998 | 96 | 1/5 | 中路式 | $m=1.167$ | ダンベル | 850×12 | 22.7 |
| 金剛橋 | 天津市 | 1998 | 101 | 1/5 | 中路式 | 放物線 | ダンベル | 900×14 | 18.4 |
| 磨子湾大橋 | 四川省 | 1998 | 120 | 1/5.5 | 中路式 | $m=1.543$ | ダンベル | 800×12 | 7.5 |
| 安溪大橋 | 福建省 | 1999 | 80 | 1/5 | 下路式 | $m=1.167$ | ダンベル | 800×10 | 15 |
| 長青大橋 | 遼寧省 | 1999 | 140 | 1/4 | 中路式 | $m=1.347$ | 4本鋼管 | 700×10 | 32.5 |
| 深圳北駅大橋 | 広東省 | 1999 | 150 | 1/4.5 | 下路式 | $m=1.167$ | 4本鋼管 | 750×12 | 23.5 |
| 丫髻沙大橋 | 広東省 | 2000 | 360 | 1/4.5 | 中路式 | $m=2.000$ | 6本鋼管 | 750×18(20) | 32.4 |

採用頻度の高いアーチリブの断面形式を、図-3.2.3.15に示す。断面形式には、主として単管式、およびダンベル（dumbbell）式がある。単管式は円形鋼管にコンクリートを充填するもので、70m以下の都市部の道路橋および歩道橋に用いられている。ダンベル式は2本の鋼管を、繋ぎ材としての2枚の鋼板で溶接結合し、鋼管内および繋ぎ鋼板間にコンクリートを充填するものである。鋼管の直径は $D=450\sim 1,200\text{mm}$ 、ダンベル式断面の高さは $H=1,200\sim 2,700\text{mm}$ の間にある。鋼管直径と断面高さの比は $D/H=1/2.1\sim 1/2.7$ の間にあり、断面高さとスパンの比は $H/L=1/30\sim 1/60$ の間にある。鋼管、および繋ぎ材の鋼板の板厚は $t=8\sim 20\text{mm}$ の間にあり、 $t=10\text{mm}$ の鋼板が最も多く使われている。アーチリブの形状は、全体を曲げ加工する場合と格点を折れ点とする直線鋼管を用いる場合とがある。図-3.2.3.15(c)~(f)は、1本の鋼管あるいはダンベルを複数列並べて、各列を鋼管部材で繋いだ組み合わせ式の断面構造を示すものである。ちなみに、組み合わせ式断面をもつアーチ橋のスパンは一般に100mを超えている。これは、組み合わせ式断面を用いれば、単管およびダンベル式よりアーチリブの自重を小さくでき、かつ曲げモーメントに対する抵抗剛度を大きくできるからである。

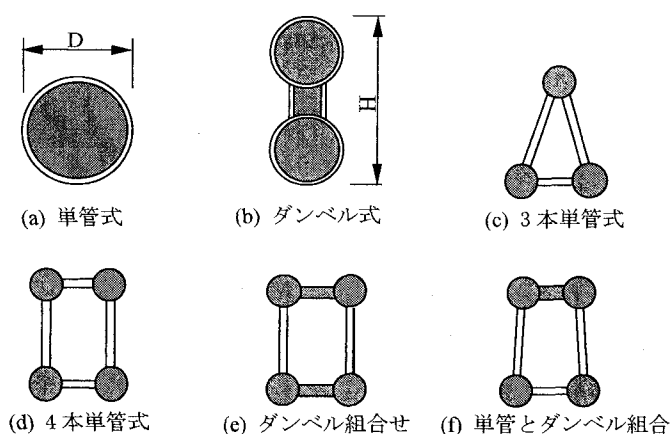


図-3.2.3.15 アーチリブの断面形式¹⁾

アーチリブの設計においては、まず架設系の安全性を照査するために、架設ステップを考慮してアーチリブの鋼管、および充填コンクリートの応力を計算し、許容応力度設計法により照査している。コンクリートが充填された直後、鋼管は単独で鋼管、および充填コンクリートの重量を支持しており、この重量に対する鋼管の応力照査、および座屈照査を行う必要がある。ところが、床組などを架設する場合、アーチリブの充填コンクリートがすでに硬化しているため、鋼管と充填コンクリートとの合成部材が床組の重さを負担する。したがって、一般に、このとき、アーチリブの安全性は問題にならない。

つぎに、完成系の照査（構造設計）では、合成構造としての鋼管コンクリートアーチリブが死荷重（アーチリブ、充填コンクリート、吊り材および床組などの各部材の重さ）、および活荷重を負担するとして、各部材の断面力を計算している。すなわち、完成時、死荷重を前死荷重と後死荷重とに分けずに、すべての部材の重さと活荷重との組合せ（荷重係数を考慮）を設計荷重として、構造計算が行われている。ここで、前死荷重と後死荷重とを分けてない理由は、前死荷重による初期応力が小さいためである。そして、アーチリブ（コンクリート充填鋼管）の耐荷力は、一般に、限界状態設計法によってのみ照査されている場合が多い。なお、鋼管の初期応力（コンクリートの充

填後、鋼管、および充填コンクリートの重さにより生じた応力)の影響は、耐荷力に低減係数を掛けることにより考慮されているものの、鋼管の初期応力と降伏強度との比が制限値(0.6)等を超えないことを確認したうえで初期応力の影響を無視して構造設計を行う場合もある。ちなみに、終局強度照査時の安全係数は、一般に、死荷重に対し1.2、活荷重に対し1.4、および材料に対し1.25としている。

表-3.2.3.4によると、中国における充填式鋼管コンクリートアーチ橋の構造形式のほとんどは、中路式、および下路式である。以下には、充填式鋼管コンクリートアーチ橋の架橋例を、一般的な中路式で4本単管式の石潭溪大橋、および稀少な上路式でダンベル式かつ鋼管径が最大の黄柏河大橋を用いて具体的に紹介する。

1) 石潭溪大橋(すたんしいおおはし)¹⁾

図-3.2.3.16には、石潭溪大橋の一般図、およびアーチリブの構造・寸法を示す。石潭溪大橋は福建省石潭溪をまたぐ国道316号線上にあるスパン136mのアーチ橋で、ライズスパン比 $f/L=1/5$ を採用している。アーチリブは、直径D550×8mmのコンクリート充填鋼管4本を、水平方向(D400×8mm)および鉛直方向と斜方向(D219×8mm)の鋼管部材で組み立てている。充填コンクリートの標準強度は28MPaである。図-3.2.3.17には、石潭溪大橋の床組断面図を示す。横桁、および縦桁はそれぞれ鉄筋コンクリートのI形梁とT形梁を用い、両者の間隔はそれぞれ810cmと100cmである。横桁は吊り材によりアーチリブに吊られており、吊り材は110本の直径5mmの高強度鋼線からなる。橋軸直角方向の剛度を向上させるために、ストラット構の設置、およびNo.7横桁とストラット構の固定を行っている。図-3.2.3.18には、ストラット構配置の平面図、およびストラット構造と寸法を示す。ストラット構cは、55本の長さ500mmのφ16異形鉄筋を用いてNo.7鉄筋コンクリート横桁に固定されている。各ストラット構の上・下弦材、および腹材は、それぞれD550×8mm、およびD299×8mmの円形鋼管を採用している。石潭溪大橋の外観を、写真-3.2.3.1に示す。

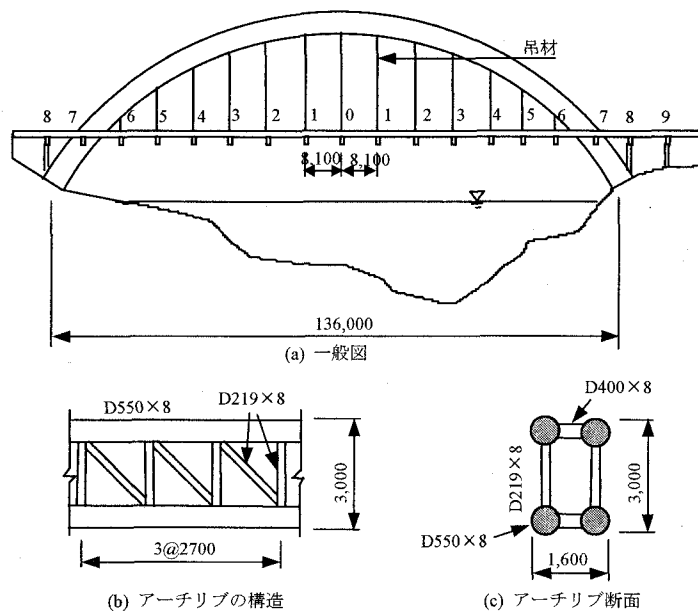


図-3.2.3.16 石潭溪大橋の一般図、およびアーチリブの構造・寸法(寸法単位: mm)¹⁾

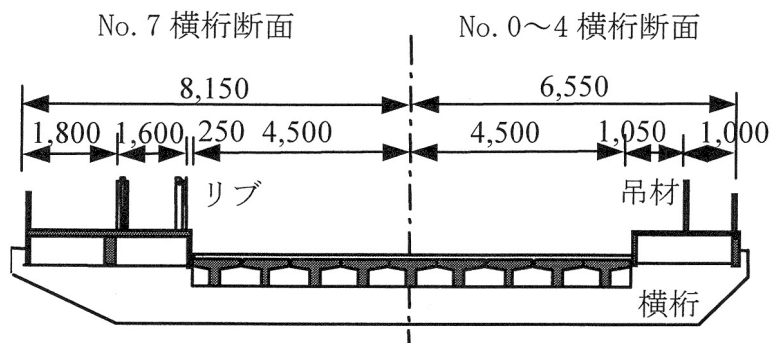


図-3.2.3.17 石潭溪大橋の床組断面図（寸法単位：mm）¹⁾

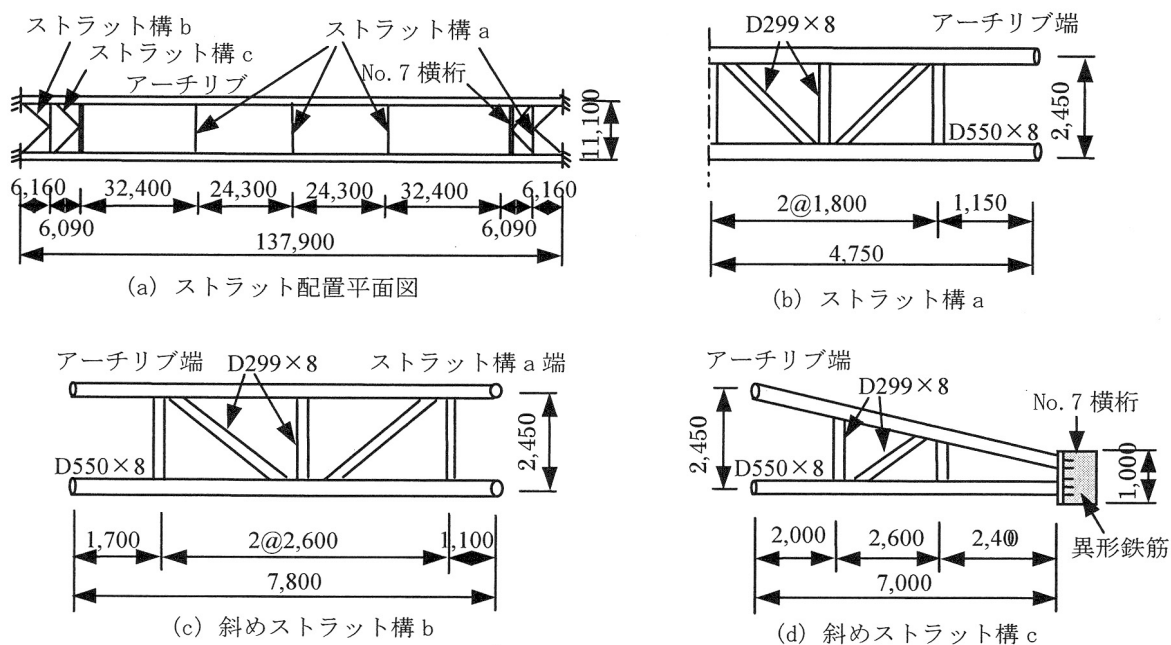


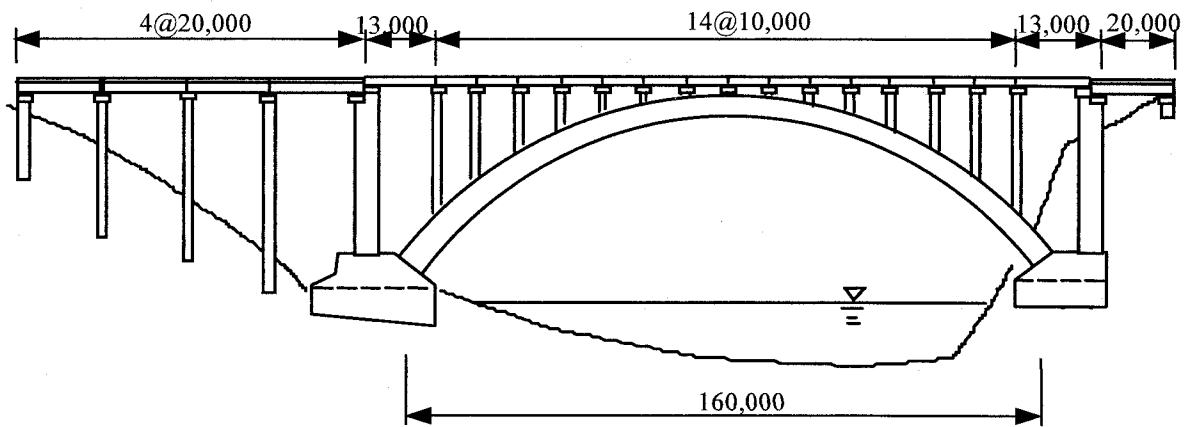
図-3.2.3.18 ストラット構配置の平面図およびストラット構造と寸法（寸法単位：mm）¹⁾



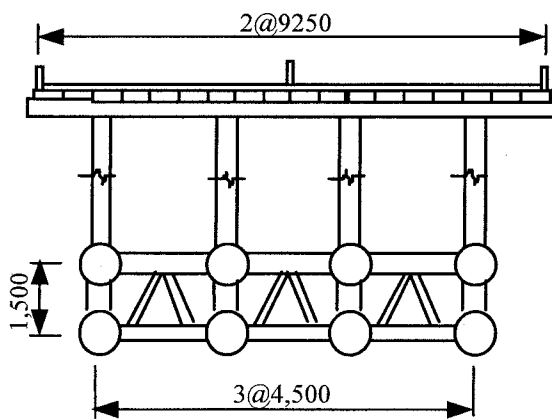
写真-3.2.3.1 石潭溪大橋の外観¹⁾

2) 黄柏河大橋 (ほうべほえおおはし) ¹⁾

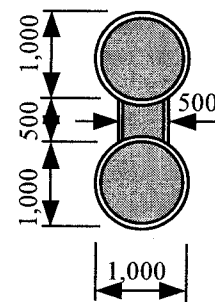
図-3.2.3.19には、黄柏河大橋の一般図、およびアーチリブの構造・寸法を示す。黄柏河大橋は、湖北省宜昌市にある長江支流の黄柏河に架かり、アーチスパン $L=160\text{m}$ である。アーチ軸心は離心率 $m=1.543$ の双曲線を用いており、ライズスパン比は $f/L=1/5$ である。黄柏河大橋のアーチリブには、間隔 4.5m で4本のダンベル式コンクリート充填鋼管が用いられている。鋼管直径は $D=1,000\text{mm}$ 、鋼管の厚さはアーチ基部付近で $t=12\text{mm}$ 、その他の断面で $t=10\text{mm}$ である。各ダンベル間を橋軸直角方向に繋ぐ上弦材には $D=600\text{mm}$ のコンクリート充填鋼管、下弦材には、 $D=400\text{mm}$ の鋼管を用いている。4本のダンベルには、それぞれ鋼管コンクリート支柱を固定し、支柱には鉄筋コンクリート縦桁を架けている。支柱の鋼管直径は $D=600\sim 800\text{mm}$ 、鋼管厚は $t=6\sim 12\text{mm}$ の間にある。支柱間の橋軸直角方向には、鋼管横梁が配置されている。黄柏河大橋の外観を写真-3.2.3.2に示す。



(a) 一般図



(b) 断面図



(c) ダンベル断面図

図-3.2.3.19 黄柏河大橋の一般図、およびアーチリブの構造・寸法 (寸法単位: mm) ¹⁾

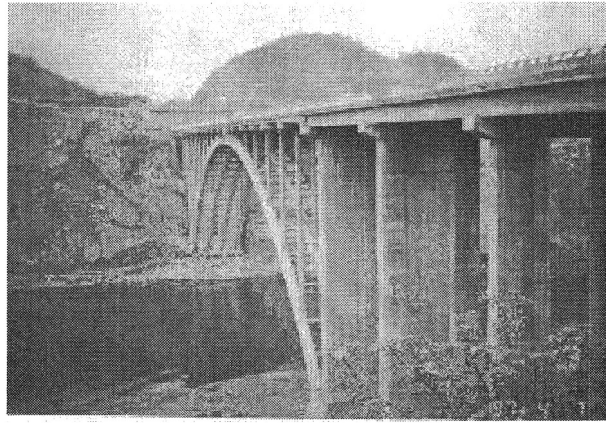


写真-3.2.3.2 黄柏河大橋の外観¹⁾

参考文献

- 1) 劉 玉擎, 彦坂 熙, 陳 宝春 : 中国における鋼管コンクリート合成アーチ橋および水平旋回架設工法の発展, 橋梁と基礎, 1999年2月 [G-20-3]
- 2) 劉 玉擎, 彦坂 熙, 陳 宝春 : コンクリート充填鋼管を主構とする中路式アーチ橋の静力学的および非線形地震応答解析, 鋼構造論文集, 1999年9月 [G-20-4]
- 3) 劉 玉擎, 彦坂 熙 : 長大アーチ橋へのコンクリート充填鋼管の適用 [G-20-5]
- 4) Guomin Yan : Composite Arch Bridges Developed in China, Composite Construction, IABSE Conference Report, 1997.9 [E03-2-03]
- 5) Dszobin Wang : Construction Practice of the Concrete-filled Steel Tube Arch Bridge, Structures in the New Millennium, 1997 [E11-0-03]

3.3 混合構造

3.3.1 コンクリート桁と鋼桁を接合した混合橋梁

(1) 概要

わが国におけるコンクリート桁と鋼桁を接合した混合橋梁は、生口橋（1991年供用）が最初であり、その後、サンマリブリッジ、多々羅大橋、菅原城北大橋、新川橋、吉田橋、松山高架橋、木曾川橋・揖斐川橋などが建設されている。また、海外においては、フランスのノルマンディー（Normandie）橋や香港の汲水門橋など10橋程度が建設されている。

接合方法には、生口橋に見られるコンクリート桁と鋼桁を剛結とした構造と、菅原城北大橋のように支承により接合させた構造の2種類に大きく分類される。

また、橋梁形式別では、斜張橋やエクストラードズド橋における支間中央部に鋼桁を採用し死荷重の軽減を図った例、桁橋における伸縮装置の削減を目的に鋼桁部とコンクリート桁を接合させた例があり、さらに接合位置も、支点上から支間中央部まで多岐にわたっている。

(2) 接合方法

接合方法で、最も多く採用されているものが剛結構造であり、曲げ、ねじりモーメント、軸力、およびせん断力をコンクリート桁と鋼桁部へ接合部を介して伝達する構造である。

表-3.3.1.1 接合方法による分類

| 接合方法 | 橋梁数 |
|--------------|-----|
| 剛結構造 | 15橋 |
| 支承あるいはかけ違い構造 | 3橋 |
| その他（不明） | 3橋 |

表-3.3.1.1に接合方法と橋梁数を示す。

剛結構造では、生口橋¹⁾や多々羅大橋²⁾に見られる中詰めコンクリート後面プレート方式、木曾川橋・揖斐川橋において採用されている中詰めコンクリート前後面プレート方式、サンマリブリッジ³⁾に採用されている中詰めコンクリート前面プレート方式などの鋼とコンクリートの複合セル構造部を設ける方法と、汲水門橋やノルマンディー橋のようにセル構造を設けない方法がある。

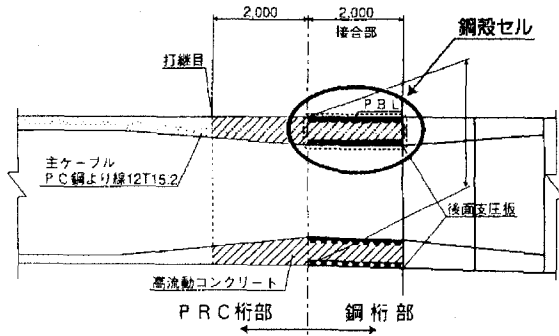
鋼殻セル構造を用いた例としては、生口橋や木曾川橋・揖斐川橋など多くの橋梁で事例があるが、このセル構造内にはスタッドジベルを設置して充填されたコンクリートとの接合を図っている。一方、新川橋などでは、図-3.3.1.1に示すようにスタッドジベルの代わりに孔あき鋼板ジベルを採用している。

鋼殻セル構造を用いない例として、汲水門橋では、図-3.3.1.2に示すように主桁腹板および内側トラス端部にエンドプレートを設け、このエンドプレートはPC鋼棒（φ36）によりPC桁側に圧着され、曲げモーメントに抵抗し、さらにせん断力に対しては、エンドプレート面からPC桁側に1mオーバーラップさせた鋼腹板面に設置されたスタッドジベルにより伝達するよう設計されている。

また、ノルマンディー橋では、図-3.3.1.3に示すようにコンクリート桁と鋼桁部の両断面部の中立軸を極力一致させ、応力の流れをスムーズにするよう工夫し、さらに、剛結部の主桁作用に対して斜材

新川橋接合部

主ケーブルでプレストレス導入



新川橋の鋼殻セル側面

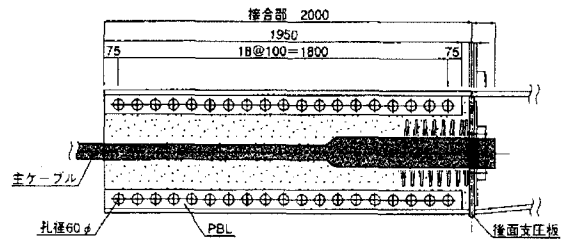


図-3.3.1.1 セル構造を採用した接合構造例 (新川橋)

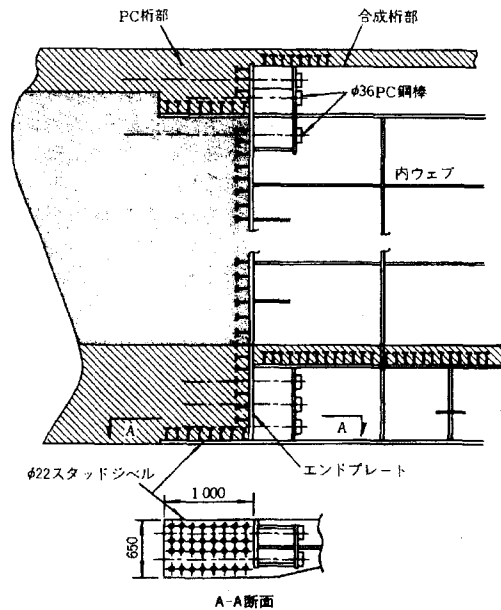


図-3.3.1.2 セル構造を用いない接合構造例 (汲水門橋)

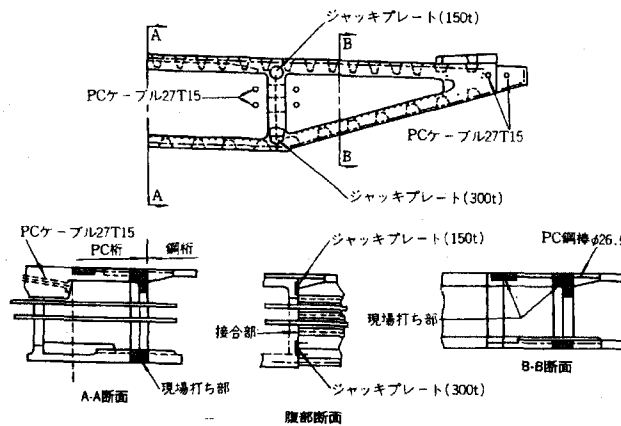


図3.3.1.3 セル構造を設けない接合構造例 (ノルマンディー橋)

の軸方向分力のみではカバーできないため、主桁内に配置されるPC鋼材を延長して用い、かつ、鋼桁にアンカーされた短いPC鋼棒も使用することによって対応している。

(3) コンクリート桁と鋼桁の混合構造の具体例

コンクリート桁と鋼桁を接合した混合構造は、主に斜張橋に採用されている (表-3.3.1.2)。

表-3.3.1.2 コンクリート桁と鋼桁の混合構造採用の構造

| 橋梁形式 | 橋梁数 |
|------------|------|
| 斜張橋 | 13 橋 |
| エクストラードズド橋 | 2 橋 |
| 桁橋 | 6 橋 |

汲水門橋⁴⁾は、5径間連続斜張橋であるが、側径間の中間橋脚での負の反力を低減し、バックステー効果を高めるために側径間に重量の大きなPC構造を採用している。これと同様の思想が多々羅大橋や生口橋である。さらに、ノルマンディー橋⁵⁾では、斜材を全てバックステー材として作用させるために側径間にPC桁を採用しているが、さらに斜材の変動応力を抑え疲労に対する耐久性向上および横方向安定性の向上、PC桁部の施工性改善を目的に、主塔位置から中央径間側116mまでPC桁を採用している。

一方、エクストラードズド橋に混合構造を採用した木曾川橋・揖斐川橋⁶⁾ (図-4.2.1.1)は、その構造形式の特徴である軸方向分力が大きく作用する斜材定着両端部までの区間をPC桁とし、中央径間部の約100mを鋼桁としている。斜材定着区間にコンクリート桁を採用したことにより、斜材の活荷重による応力変動が小さくなることから、定着構造の簡素化等が図られている。しかし、接合部に大きな変動曲げモーメントが作用することから、接合部の疲労試験が実施されている。

桁橋にコンクリート桁と鋼桁の混合構造を採用した例としては、新川橋⁶⁾がある (図-3.3.1.4)。従来、3径間連続鋼箱桁構造を採用していたものを、側径間にコンクリート桁を採用したもので、主に工事費の低減を目的としている。接合部は曲げモーメントが最小となる位置とし、側径間の重量が大きくなることにより、鋼桁部の曲げモーメントを改善する効果がある。従来、鋼桁としていた部分に安価なコンクリート桁を採用することにより、工事費が20%程度削減できたとの報告があり、今後、スパン比の悪い高架橋への採用が期待される構造と考えられる。

表-3.3.1.3に調査した橋梁全21橋の構造的、ならびに設計的特徴を示す。

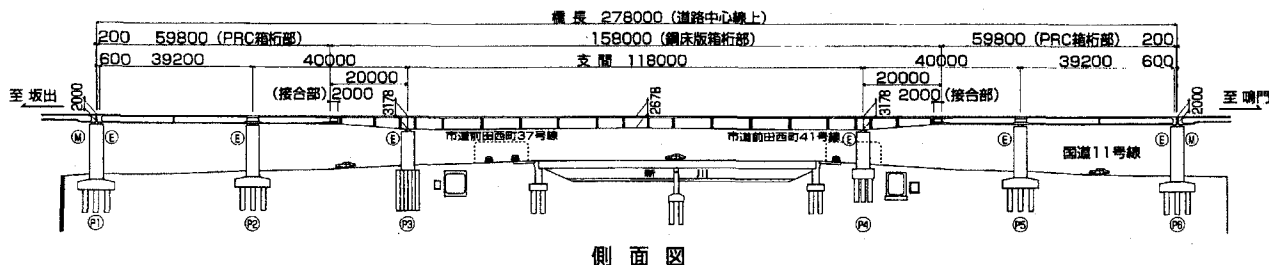


図-3.3.1.4 新川橋一般図

表-3.3.1.3 (a) 混合主桁

| 橋梁名 | 生口橋 | サンマリブリッジ | 多々羅大橋 | 菅原城北大橋 |
|------|--|---|---|--|
| 構造形式 | 3 径間連続斜張橋 | 2 径間連続斜張橋 | 3 径間連続斜張橋 | 3 径間連続斜張橋 |
| 接合部位 | 支点付近 (支点から約 2.6 m) | 主塔部から約 6 m | 側径間の端部 (10.5 m、62.5 m) | 隣接する PC ラーメン橋の側径間と張出し部との接点 |
| 接合構造 | <ul style="list-style-type: none"> ・剛結構造 ・剛性を漸変させることで、接合面の応力分散性を高め、極厚の支圧板を使用しない部分接合中詰コンクリート後面プレート方式。 ・ PC 鋼材を配置してフルプレストレスとしている。 | <ul style="list-style-type: none"> ・剛結構造 ・部分接合中詰めコンクリート前面プレート方式 ・ PC 鋼材を配置してフルプレストレスとしている。 | <ul style="list-style-type: none"> ・剛結構造 ・ PC 鋼材を用いた部分接合中詰めコンクリート後面プレート方式 | <ul style="list-style-type: none"> ・ヒンジ構造 |
| 力の伝達 | <ul style="list-style-type: none"> ・曲げモーメント、軸力→中詰コンクリート部のずれ止めと後面板により伝達。 ・せん断力、ねじれモーメント→フランジ・ウェブのスタッドで伝達。 | 同左 | 同左 | <ul style="list-style-type: none"> ・ PC 部に取り付けた支持梁を鋼桁内へ差し込み、支承によって伝達。 |
| 施工 | PC 桁部を完成させた後、鋼桁接合ブロックとの間詰めコンクリートを打設後、両者を接合。中詰コンクリートは事前に工場において打設している。 | 現場にあらかじめ架設した接合部に高流動コンクリートを使用し、中詰部と間詰部を同時に打設。 | 同左 | 鋼桁と PC 桁部が完成した後に、下フレーム→下支承→支持梁→上支承→上フレーム架設 |
| 特徴 | <ul style="list-style-type: none"> ・日本で初めての複合斜張橋でもあることから接合形式の選定には、海外での施工例を参照し、さらに、多くの実験・解析などを行って、設計方法を決定している。 | <ul style="list-style-type: none"> ・基本構造は生口橋と同じであるが、鋼セル幅を広げることにより、施工性を向上させている。 | <ul style="list-style-type: none"> ・基本構造は生口橋と同じ。 | <ul style="list-style-type: none"> ・自然環境より、鋼斜張橋の端橋脚を設置できないことから、隣接する PC 橋をヒンジ構造でつないでいる。 ・ヒンジ構造は、軸方向に移動可能で、面外・面内の回転変形を拘束しない構造となっている。 |
| 参考文献 | A03-2-01、02、03、04、05、F05-1-01、A03-3-01、01、A02-3-08、A05-1-01、02、D09-0-14、C03-0-20、F01-0-01 | A05-1-10、A02-1-07、A08-1-04、D10-0-20 | A05-1-15 | A05-1-03、A01-2-01、D03-0-03 |

表-3.3.1.3 (b) 混合主桁

| 橋梁名 | Tjorn橋 (スウェーデン) | 揖斐川橋 | 木曾川橋 | Normandie橋 (フランス) |
|------|---|--|--|---|
| 構造形式 | 3径間連続斜張橋 | 6径間連続エクストラード | 5径間連続エクストラード | 3径間連続斜張橋 |
| 接合部位 | 支点から側径間側約10mの付近 | 支点から約80m | 支点から約80m | 支点から約116m |
| 接合構造 | <ul style="list-style-type: none"> 剛構造 部分接合中詰めコンクリート後面プレート方式 PC鋼材を配置してフルプレストレスとしている。 | <ul style="list-style-type: none"> 剛構造 部分接合中詰めコンクリート前後面プレート併用方式 PC鋼材と外ケーブルを配置してフルプレストレスとしている。 | <ul style="list-style-type: none"> 剛構造 部分接合中詰めコンクリート前後面プレート併用方式 PC鋼材と外ケーブルを配置してフルプレストレスとしている。 | <ul style="list-style-type: none"> 剛構造 支圧形式 |
| 力の伝達 | <ul style="list-style-type: none"> 曲げモーメント, 軸力-中詰めコンクリート部のずれ止めと後面板により伝達 せん断力, ねじれモーメント-フランジ-ウェブのスタッドで伝達 | <ul style="list-style-type: none"> 曲げモーメント, 軸力-中詰めコンクリート部のずれ止めと前後面板により伝達 せん断力, ねじれモーメント-前面板のスタッドで伝達 | 同左 | <ul style="list-style-type: none"> 曲げモーメント, 軸力-極厚の支圧板から伝達 せん断力, ねじれモーメント-支圧板のスタッドやU字鉄筋で伝達 |
| 施工 | 鋼桁ブロックを張出し架設後, コンクリートを打設して接合 | <ul style="list-style-type: none"> 中詰め部の高流動コンクリート施工を完了した後, マッチキャストにより, PC桁部製作して鋼桁と接合 接合セグメントとして張出し架設を実施 | 同左 | |
| 特徴 | <ul style="list-style-type: none"> 中詰め方式では世界初の構造 横梁を介した連結をさせた構造 | <ul style="list-style-type: none"> 中詰めコンクリート部に前後面板を配置していることにより, 力の伝達を分散。 鋼桁部は合理化鋼床版であり, 従来の鋼床版より剛性があることから, 生口橋のような縦桁補強を行っていない。 | 同左 | <ul style="list-style-type: none"> これまでの混合斜張橋に比べ, 接合位置が大きく中央径間よりである。(主塔の横方向安定性の向上, 経済性, 風荷重による接合部断面力の減少, 塔から離れることによる鋼桁直下吊架設の容易性) |
| 参考文献 | A02-3-01, C03-0-21, C06-0-01 | A04-1-04, A02-1-11, A08-1-10 | A04-1-04, A02-1-11, A08-1-10 | C03-0-23 |

表-3.3.1.3 (c) 混合主桁

| 橋梁名 | 汲水門橋 (中国) | 新川橋 | Neckar橋 (ドイツ) | Kurt-Schumacher橋 (ドイツ) |
|------|---|---|--|---|
| 構造形式 | 5 径間連続斜張橋 | 5 径間連続 | 斜張橋 | 3 径間連続斜張橋 |
| 接合部位 | 支点から 20 m 付近 | 支点から約 20 m | 支点上 | 主塔位置 |
| 接合構造 | <ul style="list-style-type: none"> ・剛結構造 ・基本構造は支圧形式 (ただし、外ウェブと中桁のフランジをコンクリート側にオーバーラップさせて合成している) | <ul style="list-style-type: none"> ・剛結構造 ・部分接合中詰めコンクリート後面プレート方式 ・PC鋼材を配置してフルプレストレスとしている。 | PC桁の張出し部に鋼単純桁を載せたかけ違い方式 | <ul style="list-style-type: none"> ・剛結構造 ・支圧形式 ・1000本のスタッドを用い、引張りフランジと腹板を支圧板と補強縦桁を用いPC桁に接合 |
| 力の伝達 | <ul style="list-style-type: none"> ・曲げモーメント、軸力-極厚の支圧板とオーバーラップさせたプレートのスタッドから伝達 ・せん断力、ねじれモーメント-支圧板のスタッド | <ul style="list-style-type: none"> ・曲げモーメントはフランジへ溶植したスタッド ・せん断力は、ウェブに溶植したスタッド | | <ul style="list-style-type: none"> ・曲げモーメント、軸力-極厚の支圧板から伝達 ・せん断力、ねじれモーメント-支圧板のスタッドやPC鋼材も兼ねた定着鉄筋で伝達 |
| 施工 | <ul style="list-style-type: none"> ・側径間PC桁の製作ヤードにて接合。PC桁は押し出し架設となるため述べ桁の取合部としても利用 | <ul style="list-style-type: none"> ・鋼桁を架設した後に、コンクリートを打設 | | |
| 特徴 | <ul style="list-style-type: none"> ・中詰コンクリート形式のようなセル構造は設けていないが、外板を合成させることにより、支圧応力度の低減を図っている。 ・上下フランジをコンクリート床版、外ウェブを鋼板、中ウェブはトラス構造とした合成桁を採用している | <ul style="list-style-type: none"> ・作用外力に対し、鋼構造とRC構造各々単独で抵抗する ・横桁は鋼断面のみで抵抗 | <ul style="list-style-type: none"> ・景観上の理由から、側径間をPC桁、主径間を鋼桁を用い、桁高の統一を図っている。 | <ul style="list-style-type: none"> ・定着鉄筋も兼ねたPC鋼材 (U字) を配置しており、鋼桁側の定着部では、コンクリートを充填した合成構造としている。 |
| 参考文献 | A02-1-18 | A09-1-07 | D09-0-10 | D09-0-10、C06-0-01 |

表-3.3.1.3 (d) 混合主桁

| 橋梁名 | Flehe橋 (ドイツ) | Bybrua橋 (ノルウェー) | Mathilde橋 (フランス) | Prejus橋 (フランス) |
|------|--|--|---|--|
| 構造形式 | 2径間連続斜張橋 | 斜張橋 | 5径間連続桁橋 | 3径間連続桁橋 |
| 接合部位 | 中間支点 | 主塔位置 | 支点から約30m | 支点から約38m |
| 接合構造 | <ul style="list-style-type: none"> ・剛構造 ・部分接合中詰めコンクリート形式 ・PC鋼材を配置してフルプレストレスとしている。 | <ul style="list-style-type: none"> ・剛構造 ・支圧形式 (ただし、コンクリート部の400mm程度は、鋼板で囲まれた構造?) | | |
| 力の伝達 | <ul style="list-style-type: none"> ・せん断力は、横梁の外側の設けられた6000本のスタッド ・軸方向力は、横梁内部の12000本のスタッド | <ul style="list-style-type: none"> ・曲げモーメント、軸力-極厚の支圧板から伝達 ・せん断力、ねじれモーメント-支圧板のスタッドで伝達 | | |
| 施工 | <ul style="list-style-type: none"> ・主桁と横梁の接合部が複雑な構造となり、施工は困難 | | | |
| 特徴 | <ul style="list-style-type: none"> ・主塔の鋼製横梁において鋼桁とPC桁を剛結させた構造 ・横梁自身は主塔に支点を設けて支持されている。 | <ul style="list-style-type: none"> ・支圧板位置から上下床版コンクリートを徐々に増厚させ、断面剛性の急変を緩和している。 | <ul style="list-style-type: none"> ・河川を跨ぐ側径間部分に鋼床版I桁を設けた構造 | <ul style="list-style-type: none"> ・側径間の端部にのみ鋼桁を設けた構造 |
| 参考文献 | D09-0-10、C06-0-01 | D09-0-10、C06-0-01 | A08-2-04 | A08-2-04 |

表-3.3.1.3 (e) 混合主桁

| | | | | |
|------|---|-----------------|--|--|
| 橋梁名 | Cheviere橋 (フランス) | Tampico橋 (フランス) | Emscherschnelweg Brucke橋 (ドイツ) | 平塚地区高架橋 |
| 構造形式 | 多径間連続桁橋 (一部ラーメン構造) | 3径間連続斜張橋 | 多径間連続斜張橋 | 多径間連続桁 |
| 接合部位 | 支点から約40m | 支点から約33m | 支点位置 | 支点から5m付近 |
| 接合構造 | PC桁の張出し部に鋼単純桁を載せたかけ違い方式 | | <ul style="list-style-type: none"> 剛結構造 部分接合中詰めコンクリート形式 PC鋼材を配置してフルプレストレスとしている。 | <ul style="list-style-type: none"> 剛結構造 プレキャストセグメント構造と同様の思想で、プレストレスとせん断キーにより剛結される。 |
| 力の伝達 | 掛け違い部の支点から伝達 | | <ul style="list-style-type: none"> 軸方向力は、鉛直スタッドとコンクリートに接した横桁腹板 鉛直せん断力は、水平スタッド。 | <ul style="list-style-type: none"> 軸方向力はプレストレス力。 鉛直力はせん断キー。 |
| 施工 | <ul style="list-style-type: none"> 鋼桁切欠部のみをコンクリート桁側に仮固定したのち、鋼桁を一括吊上げ架設を行っている | | | 鋼桁部を橋脚上へ先行架設の後にPC桁部を移動支保工により施工 |
| 特徴 | ゲルバー橋のように、接合部で切欠桁として、支承を設置し、せん断力の伝達を行っている。 | | 鋼桁とPC桁は、断面力が円滑に伝わるよう図心を一致。 | 鋼とコンクリートの混合桁の内部に橋脚の鋼製横梁を貫入させ、ゴム支承を介して桁を内部から支えるスレンダーな橋梁。 |
| 参考文献 | A08-2-04 | A08-2-04 | C03-0-23 | A02-1-01 |

表-3.3.1.3 (f) 混合主桁

| | | | | |
|------|---|--|--|--|
| 橋梁名 | 松山高架橋 | | | |
| 構造形式 | 3 径間連続桁 | | | |
| 接合部位 | 支点上 | | | |
| 接合構造 | <ul style="list-style-type: none"> ・剛構造 ・鋼桁構造をコンクリート桁へ埋め込み、スタッドジベルにより接合 | | | |
| 力の伝達 | <ul style="list-style-type: none"> ・曲げモーメントはフランジのスタッドジベル ・せん断力は、ウェブのスタッドジベル | | | |
| 施工 | 鋼桁部を架設した後にコンクリート桁部を打設し一体化 | | | |
| 特徴 | <ul style="list-style-type: none"> ・作用外力に対し、鋼構造とRC構造各々単独で抵抗する ・横桁は鋼断面のみで抵抗 | | | |
| 参考文献 | D04-0-01-3 | | | |

参考文献

- 1) 森邦久他：生口橋接合部実験報告, 本四技報, Vol. 13, No.49, pp48-52, 1989. 1, 本州四国連絡橋公団
- 2) 平原伸幸：多々羅大橋上部工工事, 橋梁, Vol. 33, No. 12, pp46-58, 1997. 12, 橋梁編纂委員会
- 3) 山下幹夫：複合斜張橋サンマリブリッジの計画と設計, プレストレスコンクリート, Vol. 37, No. 2, pp. 60-68, 1995. 3, (社)プレストレスコンクリート技術協会
- 4) 大塚勝他：汲水門橋の施工, 橋梁と基礎, Vol. 31, No. 8, pp185, 1997. 8, 建設図書
- 5) 野村国勝他：混合主桁を有する斜張橋, 複合構造橋梁 Hybrid Structure for Bridges, pp. 213-217, 1994. 7, 技報堂出版
- 6) 小川篤生他：高速道路および都市高速道路におけるPC橋の動向と事例ー日本道路公団の場合ー, PC技術講習会テキストー第26回ー, pp104-106, 1998. 2, (社)プレストレスコンクリート技術協会

3.3.2 コンクリート橋脚と鋼製主桁を接合した混合橋梁

(1) 鋼桁とRC橋脚を接合した橋梁

山形自動車道の阿古耶橋¹⁾は、鋼桁形式の上部工をRC橋脚に接合した3径間連続複合ラーメン橋である。中間支点部で、主桁はRC橋脚に直接埋め込まれ、コンクリートを充填した横梁とRC橋脚がPC鋼棒で接合されている。横梁は箱形状であり、その底板によって横梁内コンクリートとRC橋脚とは完全に縁が切れている。この接合面を密着させるため、厚さ100mmの無収縮モルタルが施工された。接合部での力の伝達は、曲げモーメントと軸力はPC鋼棒で、せん断力はプレストレスによる横梁底板と無収縮モルタル・RC橋脚との摩擦力によるとしている。プレストレス量は、常時(死荷重+活荷重)で接合部に引張応力が発生しない(開口しない)ように設定されている。したがって、地震時などでは、部材に引張応力が発生するため、引張側コンクリート断面を無視した設計としている。施工では、あらかじめPC鋼棒をRC橋脚天端に配置しておき、横梁の落とし込み時に底板の孔にPC鋼棒を貫通させる必要がある。

上信越自動車道の観音沢川橋²⁾、ならびに高知自動車道の岡豊橋³⁾では、中間支点部で主桁をRC橋脚に埋め込み、主桁、横桁に配置したスタッドでRC橋脚と接合する方式を採用している。この方式は、PC鋼材を用いた接合方式に比べ、施工性、経済性に優れているといわれており、地震時における剛結部コンクリートの開口やひび割れによる接合部の剛性低下に対しても、実験により問題ないことが確認された。観音沢川橋では、全主桁がRC橋脚内に埋め込まれており、主桁のスタッドによって、曲げモーメントとせん断力をRC橋脚に伝達するものとして設計された。一方、岡豊橋では、景観性を重視し橋脚頂部の横梁を省略しているため、RC橋脚に埋め込まれているのは中主桁のみで、外主桁は箱形式の横桁で中主桁に連結されている。したがって、外主桁からの力は横桁を介してRC橋脚に伝達されることになる。設計においては、接合部に作用する力のうち、曲げモーメントと軸力が横桁腹板のスタッドと中主桁下フランジ下面の支圧により伝達され、せん断力は中主桁下フランジ下面のスタッドで伝達するとしている。RC橋脚主鉄筋は主桁下フランジを貫通しており、その断面欠損分を補うために下フランジを拡幅するとともに、この部分に発生する大きな支圧応力の緩和を図っている。

北海道縦貫自動車道のおふきし川橋⁴⁾では、上部工とRC橋台を接合しており、主桁に剛結した鋼柱材をRC橋台に埋め込む方式が採用された。観音沢川橋の橋台部でもこの方式が採用されている。この橋梁形式では、主桁が橋台の背面土圧に抵抗するため、一般の橋梁に比べて橋台は小さくなるといわれている。橋台はSRC構造として設計され、また、埋め込み鋼柱材からコンクリートへの力の伝達にはスタッドが用いられている。スタッドの設計では、隅角部、埋め込み部材の先端部ともに、曲げモーメントはフランジのスタッドで伝達され、軸力とせん断力は腹板のスタッドで伝達するとしている。ラーメン構造であることから、施工においては、鋼桁架設後、打設した橋台コンクリートの設計強度が得られるまで、温度変化による鋼桁の伸縮にともなう力が橋台コンクリートに作用しないように、主桁の高力ボルト継手部を本締めせず、継手のすき間で伸縮量を吸収するような工夫がなされた。さらに、橋台コンクリート硬化後、油圧ジャッキで主桁軸力調整後、高力ボルトが本締めされた。

東九州自動車道の今別府川橋⁵⁾は、2主鋼桁をRC橋脚に接合した3径間連続複合ラーメン橋である。中間支点部は間隔5.6mの2主鋼桁と、橋軸方向に2.5m間隔の2枚の横桁で、接合部の鉄筋コンクリートを囲む構造となっている。横桁間には2枚の孔あきダイヤフラムを、主桁間隔を1:2:1程度に分割す

るように配置している。横桁腹板には孔あき垂直補剛材を設け、主桁腹板および下フランジにはスタッドジベルを設置している。ダイヤフラム、垂直補剛材の孔は2列とし、せん断力の伝達効果を高めている。作用する力は、孔あきダイヤフラムと孔あき垂直補剛材のせん断、および主桁下フランジの支圧により伝達するものとし、主桁腹板および下フランジのスタッドジベルは鋼板とコンクリートとの付着性を確保するために配置し、力の伝達には寄与させていない。本橋はラーメン橋の特性を活かし、RC橋脚頭部から鋼2主桁を張出架設された。主桁ブロック割は架設機械の条件により10m以下を基本とし、標準ブロック長は9.6mであった。架設ステップを考慮して架設系の鋼重および、完成系の後死荷重と活荷重による断面力から主桁断面が決定された。

表-3.3.2.1に、調査した5橋の接合構造、および設計施工上の特徴をまとめて示した。

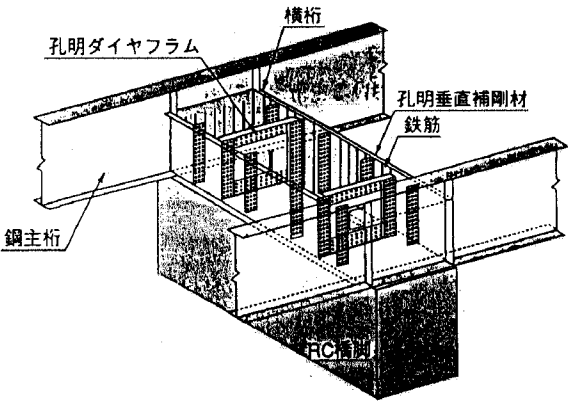
表-3.3.2.1 (a) 鋼桁とRC橋脚の接合

| 橋梁名 | 阿古耶橋 | 観音沢川橋 |
|------|--|---|
| 構造形式 | 3径間連続複合ラーメン鋼桁橋 | 2径間連続複合ラーメン鋼桁橋 |
| 接合部位 | 中間橋脚 (2脚) | 中間橋脚 (1脚)、橋台 |
| 接合構造 | <p>主桁をRC橋脚に埋め込み、箱形状の横梁内のコンクリートとRC橋脚をPC鋼棒で結合</p> | <p>中間橋脚：主桁をRC橋脚に埋め込み、主桁のスタッドで結合したRC構造</p> <p>橋台：主桁に剛結した鋼部材を橋台に埋め込み、鋼部材のスタッドで結合したSRC構造</p> |
| 力の伝達 | <ul style="list-style-type: none"> ①PC鋼棒 (曲げモーメントと軸力) ②プレストレスによる横梁底板と無収縮モルタルとの摩擦力 (せん断力) | <p>中間橋脚：</p> <ul style="list-style-type: none"> ①主桁のスタッド (曲げモーメントとせん断力) ②主桁下フランジと橋脚コンクリートの支圧 (軸力) <p>橋台：①スタッド</p> |
| 施工 | <ul style="list-style-type: none"> ①RC橋脚にPC鋼棒セットを後、コンクリート打設 ②主桁、横梁を落とし込み、横梁底板の孔をPC棒鋼が貫通 ③横梁底板とRC橋脚の接合部に、厚さ100mmの無収縮モルタルを充填 ④横梁内のコンクリート打設 ⑤PC鋼棒を緊張 | <ul style="list-style-type: none"> ①橋台部の隅角ブロック架設 ②鋼桁架設 ③橋脚、橋台のコンクリート打設 |
| 特徴 | <ul style="list-style-type: none"> ①プレストレス量は、常時 (死荷重+活荷重) で接合部に引張応力が発生しない (開口しない) 量 ②一般の鋼連続桁との比較して主桁重量は5~6%減、横梁、PC鋼材は増 | <ul style="list-style-type: none"> ①主桁が橋台の背面土圧に抵抗するため、一般の橋梁に比較して橋台は小さい。 ②主桁の伸縮量は橋台部で±20mmであるので伸縮装置がなくても、橋台と橋台背面の盛土はスムーズに連動する。 |
| 参考文献 | A04-2-01、A05-1-06 A08-1-06、D04-0-01 | A06-0-02、D04-0-01 |

表-3.3.2.1 (b) 鋼桁とRC橋脚の接合

| 橋梁名 | 岡豊橋 | おふきし川橋 |
|------|---|--|
| 構造形式 | 3、4径間連続複合ラーメン鋼桁橋 | 単純複合ラーメン鋼桁橋 |
| 接合部位 | 中間橋脚 (7脚) | 橋台 |
| 接合構造 | <p>中主桁をRC橋脚に埋め込み、中主桁および箱形状の横桁のスタッドで結合したRC構造</p> <p>接合構造</p> | <p>主桁に剛結した鋼部材を橋台に埋め込み、鋼部材のスタッドで結合したSRC構造</p> |
| 力の伝達 | <ul style="list-style-type: none"> ①横桁のスタッド ②主桁下フランジと橋脚コンクリートの支圧 ③主桁下フランジのスタッド(せん断力) | <ul style="list-style-type: none"> ①フランジのスタッド(曲げモーメント) ②ウェブのスタッド(軸力とせん断力) |
| 施工 | <ul style="list-style-type: none"> ①橋脚天端に主桁仮受け用の架設フレーム、斜ベントを設置 ②主桁、横桁を落とし込み、主桁下フランジの孔を橋脚主鉄筋が貫通 ③コンクリートを横桁天端まで打設 | <ul style="list-style-type: none"> ①橋台部の隅角ブロック架設 ②鋼桁架設(仮添接板で桁の伸縮吸収) ③橋台のコンクリート打設 ④ジャッキで主桁軸力調整後、HTB本締め |
| 特徴 | <ul style="list-style-type: none"> ①RC橋脚に埋め込まれているのは中主桁のみで、外主桁は横桁で中主桁と連結されている。 ②横桁腹板が橋脚表面から500mm内側の位置で、力の伝達のため腹板前面に補強鉄筋が配置されている。 | <ul style="list-style-type: none"> ①橋台コンクリートのひび割れ、はく離を防ぐため、埋め込み鋼部材を巻くようにスターラップを設置 ②隅角部の主桁下フランジとコンクリートの接触面に、支圧応力緩和のためのゴムを設置 |
| 参考文献 | A04-1-02 | G30-1-07 |

表-3.3.2.1 (c) 鋼鈹桁とRC橋脚の接合

| | | |
|------|--|--|
| 橋梁名 | 今別府川橋 | |
| 構造形式 | 3 径間連続複合ラーメン鈹桁橋 | |
| 接合部 | 中間橋脚 (2 脚) | |
| 接合構造 | <p>2 主鈹桁と 2 本の横桁とに囲まれた鋼製セルを RC 橋脚の頭部に剛結し、横桁間には孔明きダイヤフラムを、横桁腹板には孔明き垂直補剛材を設ける。</p>  | |
| 力の伝達 | <p>①横桁腹板の孔明き垂直補強材 (曲げモーメントと軸力) ②横桁間の孔明きダイヤフラム (曲げモーメントとせん断力と軸力) ③主桁下フランジと橋脚コンクリートの支圧 (軸力)</p> | |
| 施工 | <p>①RC 橋脚のコンクリートを 1 次打設する ② 2 主桁と 2 本の横桁とに囲まれた鋼製セルを RC 橋脚にセットする ③鋼製セルにコンクリートを充填する ④橋脚頭部から 2 主鋼桁のブロックを張出架設する</p> | |
| 特徴 | <p>①孔あき鋼板ジベルの採用 ② 2 主鈹桁ラーメン橋の張出架設</p> | |
| 参考文献 | <p>(財) 高速道路技術センター: 東九州自動車道 2 主鋼桁の張出架設工法に関する技術検討, 資料 1-2, 平成 11 年 10 月</p> | |

(2) 箱桁とRC橋脚を接合した橋梁

上信越自動車道の北千曲川橋⁶⁾は、4径間連続複合ラーメン箱桁橋(1BOX)であり、中間橋脚3基すべてが剛結合されている。接合部はRC橋脚が鋼桁下フランジを貫通し、鋼桁上フランジの下面まで立ち上げる構造である。RC橋脚が貫通する部分の鋼桁は、下フランジのない断面とし、下フランジ力をRC橋脚に伝えるため支圧版を設置している。また、橋脚上の鋼桁上フランジには縦桁を設置し、この縦桁に配置したスタッドで上フランジ力をコンクリートに伝える構造としている。鋼桁下フランジを省略することにより、RC橋脚が一体構造として鋼桁内部まで貫通するのでRC橋脚の連続性が保たれること、かつ鋼桁内へのRC橋脚主鉄筋立ち上げやコンクリート打設が容易となるなどの利点がある。また、上フランジに縦桁を設けることによりブリージングや空隙の生じやすい上フランジ近傍のコンクリートを設計上無視できる構造とすることで施工性の向上を図っている。しかし、この構造の場合、下フランジ力を支圧版でコンクリートに伝えるため下フランジ側が常に圧縮であることが前提となる。

第一東海自動車道の横浜緑IC・Dランプ橋⁷⁾は、7径間連続複合ラーメン箱桁橋(2BOX)であり、中間橋脚6基の内5基が剛結合されている。本橋では、2主桁を結ぶ支点上横梁とRC橋脚を隅角部内で接合している。RC橋脚から延長した主鉄筋は、箱形状の横梁下フランジを貫通させ、コンクリートを充填した横梁内に必要定着長以上挿入することで、結合部が降伏に至るまで剛構造としての性能を満足するとの実験結果に基づいて設計されている。横梁下フランジ部で横梁内充填コンクリートとRC橋脚が不連続となることに起因する接合面の対策としては、口開きに対して横梁下フランジ上下面にスタッドが配置され、さらにRC橋脚コンクリートの圧壊防止として横梁下フランジにバンドプレートを設置し、また、せん断力伝達方法として横梁下フランジにせん断キーも設置している。横梁下フランジを貫通するRC橋脚主鉄筋の施工は、下部工の実配筋データを鋼桁下フランジの鉄筋貫通孔の製作に反映させ、差し込み鉄筋挿入後、下部工主鉄筋とのガス圧接接合としている。

高知自動車道と徳島自動車道を結ぶ川之江東JCT・Cランプ橋⁸⁾は、10径間連続複合ラーメン箱桁橋(1BOX)であり、中間橋脚9基の内5基が剛結合されている。本橋では、鋼箱桁に溶接により一体化された鋼柱部材をRC橋脚に埋め込むことにより剛結合としており、隅角部を外れたところで接合しているところが特徴である。鋼柱部材からRC橋脚コンクリートへの力の伝達は、鋼柱部材周囲外面に配置したスタッド、および主桁下フランジと鋼柱部材下面のベースプレートでのコンクリート支圧力によっている。その際、主桁下フランジに接するコンクリート部では、支圧力による圧壊を防止するために補強鉄筋を設置し、局所的な支圧応力低減対策としてクロロプレンゴムを設置している。力の伝達部が密閉コンクリートではないため乾燥収縮の影響が比較的少なく、また施工上はRC橋脚の主鉄筋が鋼柱部材外面で取り合うため、厳しい精度管理が要求されないなどの利点がある。

以上の3橋の構造的特徴を、表-3.3.2.2に示す。

表-3.3.2.2 (a) 鋼箱桁とRC橋脚の接合

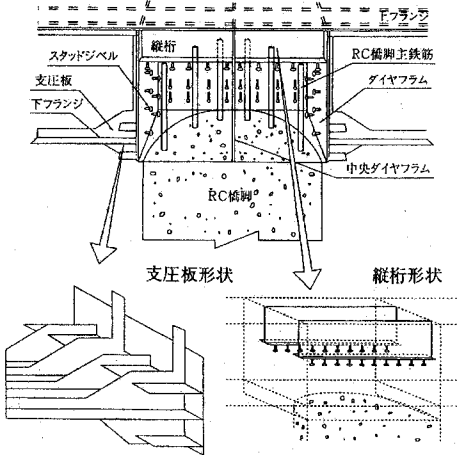
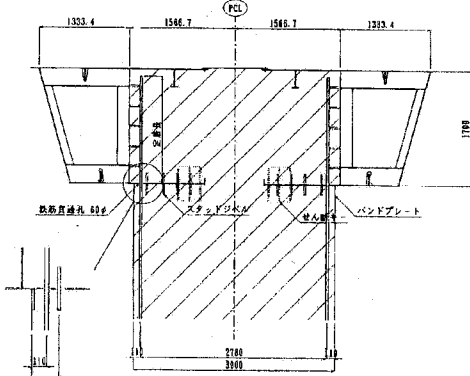
| 橋梁名 | 北千曲川橋 | 横浜緑 IC・D ランプ橋 |
|------|--|--|
| 構造形式 | 鋼4径間連続複合ラーメン箱桁橋 | 鋼7径間連続複合ラーメン箱桁橋 |
| 接合部位 | 中間橋脚 (3脚) | 中間橋脚 (5脚) |
| 接合構造 | <p>RC橋脚を鋼桁内部まで貫通させ、鋼桁腹板、ダイアフラム、縦桁に配置したスタッドで接合したRC構造 接合部で鋼桁下フランジをなくし、RC橋脚との境界面に支圧板を設置</p>  | <p>RC橋脚より延長した主鉄筋を横梁下フランジに貫通させ、接合部の充填コンクリートに定着する方法で、横梁腹板、ダイアフラム、下フランジに配置したスタッドで接合したRC構造</p>  |
| 力の伝達 | <ol style="list-style-type: none"> ①鋼桁腹板、ダイアフラム、縦桁に配置したスタッド (曲げモーメントによる引張力、軸力) ②鋼桁下フランジの支圧板 (曲げモーメントによる圧縮力、せん断力) | <ol style="list-style-type: none"> ①スタッド (曲げモーメントによる引張力、軸力) ②横梁と橋脚コンクリートの支圧 (曲げモーメントによる圧縮力、軸力) ③横梁下フランジのせん断キー (せん断力) |
| 施工 | <ol style="list-style-type: none"> ①接合部桁受台と固定設備組立 ②接合部桁の架設、内部補強鉄筋組立 ③接合部コンクリート打設 | <ol style="list-style-type: none"> ①下部工の出来形を鋼部材製作に反映 ②接合部の架設は、ベント工法 ③横梁下フランジ孔より差し込み鉄筋挿入し、下部工主鉄筋とガス圧接合 ④接合部コンクリート打設 |
| 特徴 | <ol style="list-style-type: none"> ①接合部鋼桁下フランジをなくすことで鋼桁内へのRC橋脚の主鉄筋立上げやコンクリート打設が容易 ②鋼桁下フランジに設けた支圧板で下フランジ力をRC橋脚に伝えるため下フランジが圧縮であることが前提 ③上フランジ付き縦桁に配置したスタッドでフランジ力をコンクリートに伝える。ブリージングや空隙の生じやすい上フランジ近傍のコンクリートを設計上無視するため施工性向上 | <ol style="list-style-type: none"> ①RC橋脚の主鉄筋を剛結部内コンクリートへ必要定着長以上挿入すれば降伏に至るまで剛結としての性能 ②RC橋脚の主鉄筋が鋼桁下フランジを貫通する構造であり、高精度の施工が必要 ③鋼桁下フランジにより結合部内コンクリートとRC橋脚のコンクリートとが不連続となるため、口開き、圧壊、水平力伝達に配慮した構造 |
| 参考文献 | G30-1-09 | F03-1-14~15 |

表-3.3.2.2 (b) 鋼箱桁とRC橋脚の接合

| | | |
|------|---|--|
| 橋梁名 | 川之江東JCT・Cランプ橋 | |
| 構造形式 | 鋼10径間連続複合ラーメン箱桁橋 | |
| 接合部位 | 中間橋脚(5脚) | |
| 接合構造 | <p>鋼桁に溶接した鋼柱部材をRC橋脚に埋め込み、鋼柱部材のスタッドで結合したSRC構造</p> | |
| 力の伝達 | <ul style="list-style-type: none"> ①鋼柱部材のスタッド(曲げモーメント、軸力、せん断力) ②鋼桁、鋼柱部材と橋脚コンクリートとの支圧(曲げモーメントによる圧縮力、軸力) | |
| 施工 | <ul style="list-style-type: none"> ①鋼柱下端に据付け用アンカーボルトの据付、無収縮モルタルで固定 ②剛結部材を架設、アンカーボルトで固定 | |
| 特徴 | <ul style="list-style-type: none"> ①鋼桁に溶接された鋼柱部材をRC橋脚に埋め込んだ構造であり、隅角部をはずれたところの接合 ②力の伝達部コンクリートが密閉コンクリートでは無いので、乾燥収縮等の影響は少ないが、せん断破壊防止用補強が必要 ③RC橋脚の主鉄筋の鋼桁内貫通や鉄筋のガス圧接作業もなく、施工性、工期上有利 | |
| 参考文献 | A05-1-14, G30-1-08 | |

参考文献

- 1) 半田徹：鋼とコンクリートの複合構造—阿古耶橋—, 橋梁, Vol. 27, No. 7, pp3-7, 1991. 7, 橋梁編纂委員会
- 2) 山縣敬二：日本道路公団における橋梁の合成・複合橋梁, 第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp. 7-12, 1995. 9, 土木学会
- 3) 望月秀次：鋼連続複合ラーメン鋼桁橋の剛結部構造と力学的性状, 技術情報, No. 143, pp64, 1998, 日本道路公団試験研究所
- 4) 大久保宣人他：小銚岸川橋の設計と施工, 片山技報, No. 16, pp41-48, 1996, 片山ストラテック㈱
- 5) (財)高速道路技術センター：東九州自動車道2主鋼桁の張出架設工法に関する技術検討, 資料1-2, 平成11年10月
- 6) 鈴木祐二他：複合ラーメン橋剛結部の一構造と模型実験, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp1435-1446, 土木学会
- 7) 澁谷敦他：鋼—RC複合ラーメン橋の設計・施工（横浜緑IC・Dランプ橋）, 宮地技報, No. 13, pp38-46, 1997, ㈱宮地鉄工所
- 8) 曾我明他：川の江東ジャンクションCランプ橋の鋼桁とRC橋脚剛結部の設計, 三井造船技報, No. 166, pp6-14, 1999. 2, 三井造船㈱

3.3.3 その他の混合橋梁

(1) 複合主塔

その他の混合橋梁として、斜張橋の主塔を混合構造とした事例を紹介する。フランスのノルマンディー橋では、主塔上部の斜材定着部に混合構造を採用しており、一方、首都高速道路公団の鶴見つばさ橋では、主塔基部で鋼とコンクリートを接合する混合構造を採用している（表-3.3.3.1）。

1) ノルマンディー橋¹⁾²⁾

ノルマンディー橋の主塔上部は、鋼製の定着ボックスをC字型のコンクリート部材で橋軸直角方向から挟み込む断面構成である。定着ボックスは、橋軸方向に配置された2枚の鉛直プレートと、それに挟まれる斜材定着用の斜めのプレート（shutter slats）からなる構造である。鋼部材とコンクリートは、直径16mmのスタッドジベルで接合され、さらに円周方向に配置された2組のPC鋼材で一体化されている。

鉛直プレートは、中央スパンと側径間の斜材水平分力を伝達する連結板であり、アプローチ部主桁の縦断勾配に合わせて6%の勾配をもって配置されている。このプレートは水平力を受け持つ部分以外はカットされており、部材の軽量化と現場溶接の省力化が図られている。一方、斜材張力の鉛直分力は、鋼製の定着ボックスからスタッドジベルおよびPC鋼材で一体化されたコンクリート部材へ伝達される。

鋼製の定着ボックスは2.70mの高さに統一されており、一段ずつ積み重ねた後、現場溶接された。定着ボックスの架設後、外周コンクリートを打設し、円周方向のプレストレスを導入した。コンクリート強度は60MPaであり、緊張材は直径15mmのストランド7本の構成となっている。

主塔定着部は、ケーブルが中央径間側と側径間側の両側から入り複雑な形状となるため、工場製作できる鋼部材が有効である。また混合構造としたことで主塔が軽量化されており、合理的な主塔構造となっている。

2) 鶴見つばさ橋

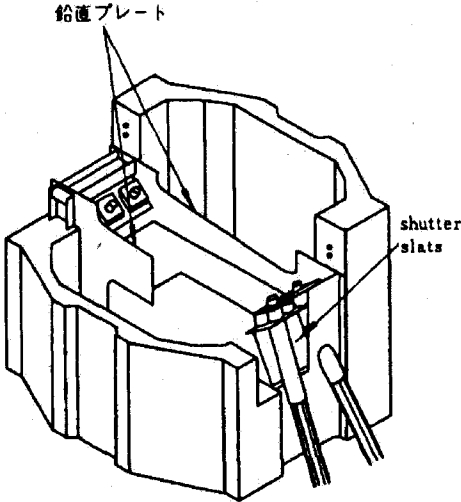
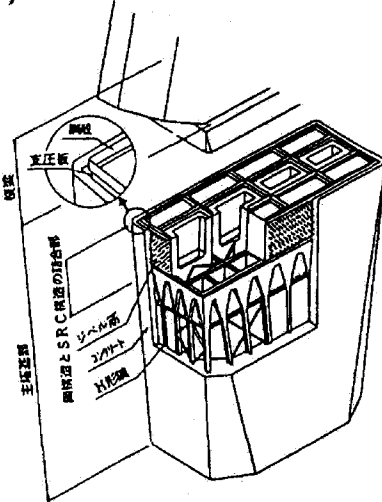
鶴見つばさ橋の主塔は、逆Y字形で、塔基部において橋脚柱頭部の鋼製横梁に支持される構造である。主塔は、上部の軽量化と基部の維持管理を考慮し、横梁から上の部分を鋼構造、それより下の橋脚部分にSRC構造を採用している。鋼製横梁の下には鋼殻部が設けられており、これが荷重の遷移領域となり、上部工からの荷重が横梁からSRC部へと確実に伝達されることになる¹⁾。

鋼殻の上下面は、鋼製横梁およびSRC部の鉄骨とそれぞれ高力ボルトで接合され、鋼殻側面の鋼板には差込み鉄筋が貫通して配置されている。鋼殻の外周はコンクリートで被覆され、内空部にはコンクリートが充填されている。

接合部の荷重伝達機構は、鋼殻に働く上部からの鉛直圧縮力は支圧板を介して下方のコンクリートへ、また、鋼殻に作用する引張力は鋼殻と連結したSRC部の鉄骨に直接伝えることとしている。実際の接合部は複雑な構造となるため、鋼殻とコンクリートの一体化を図り、かつ鋼殻に作用する軸力の伝達を確実なものとするため、差込み鉄筋によるせん断伝達機構が配されている。なお差込み鉄筋によるずれ止め効果は、模型載荷実験により確認されている。

接合部の施工は、海上作業を少なくするため、鉄骨部と鋼殻部を工場地組し、大型のフローティングクレーンにより海上架設する方法が採用された。

表-3.3.3.1 複合主塔

| 橋梁名 | ノルマンディー橋 | 鶴見つばさ橋 |
|------|---|--|
| 構造形式 | 複合斜張橋 | 鋼斜張橋 |
| 接合部位 | 斜材定着部 | 主塔基部 |
| 接合構造 | <p>・鋼製の箱部材である定着部を両側からコンクリートで挟み込み、円周方向に PC 鋼材で緊結する構造。</p> <p>・定着ボックスは 2 枚の鋼製のプレートと、それに挟まれる斜材定着の斜めプレートから構成される。</p>  | <p>・塔が鋼構造、橋脚が SRC 構造。</p> <p>・接合部に鋼殻部を設け、これを荷重の遷移領域としている。</p> <p>・上部の鋼製横梁と鋼殻は高力ボルトで、さらに鋼殻と下部の鉄骨も高力ボルトで結合されている。</p> <p>・鋼殻部外周は鉄筋コンクリートで被覆され、鋼殻内部にはコンクリートが充填されている。</p>  |
| 力の伝達 | <ol style="list-style-type: none"> ① 鋼製ずれ止めプレート ② スタッドジベル | <ol style="list-style-type: none"> ① 高力ボルト ② 鋼殻部の支圧板 ③ 鋼板の孔に貫通させたずれ止め鉄筋 |
| 施工 | <ol style="list-style-type: none"> ① 鋼制定着ボックスを積み上げ、現場溶接 ② 主塔コンクリート打設 ③ U字型の PC 鋼材緊張 | <ol style="list-style-type: none"> ① 鉄骨部と鋼殻部は工場で地組み ② フローティングクレーンにて架設 ③ 橋脚コンクリート打設 |
| 特徴 | <ol style="list-style-type: none"> ① 斜材から伝達される水平力を受け持つ鉛直プレートは、必要部分以外をカットしており、部材の軽量化と現場溶接の簡略化が図られている。 ② 定着部の複雑な部分を工場製作の鋼部材としているため建設が容易。 ③ 円周方向の PC 鋼材は、鋼製の定着ボックスを通過して配置されている。 | <ol style="list-style-type: none"> ① 鋼殻に作用する圧縮力は、支圧板を介してコンクリートに伝達させる。 ② 鋼殻に作用する引張力は、鋼殻を介して鉄骨に直接伝達させる。 ③ 鋼殻とコンクリートが一体化し、力の伝達がスムーズに行われるようにずれ止め鉄筋を配置している。 |
| 参考文献 | A02-1-14, C03-0-23 G30-1-01, 02 | D05-2-07, E07-2-03 G30-1-10 |

(2) 複合橋脚

橋脚部に混合構造を採用した、第3綾瀬高架橋と秋田新幹線高架橋の事例を紹介する(表-3.3.3.2)。

1) 第3綾瀬高架橋

常磐線の第3綾瀬高架橋は、鉄筋コンクリートを柱とし、鋼桁を梁とする混合ラーメン高架橋である。本橋は営業中の線路上に架設する高架橋であり、施工工期の短縮と作業の安全性確保を目的とし、延長434mの区間の15ブロックにおいてこの混合構造が採用された¹⁾。

既設線路の両側に線路と平行に3径間のRCラーメンを設け、このRCラーメンの柱位置に鋼梁を線路直角方向に配置し、両者をPC鋼棒で緊結して立体ラーメン構造を形成させている。鋼梁は耐震横梁としての機能を持ち、RCラーメンの梁部に渡した中間鋼横桁と共に列車荷重を支持している。ラーメンの柱中心間隔は、線路方向に8.0m、横断方向に11.5mである。

線路直角方向のラーメン構造の設計は、鋼横梁とRC柱の結合部を剛結と評価して行っている。その際、横梁の剛性は、発生曲げモーメントが大きくなる場合には、床版コンクリートも横梁の構成断面として考慮している。高架橋の供用開始後には、既設線を撤去し、柱下部を線路直角方向に地中梁で結び、安全性を高めている。

隅角部において鋼梁はフランジ幅を広げ、腹板厚さも大きくしている。鋼梁に接するコンクリート上面は、鋼板による補強は行わず、網目状の補強筋を配置している。また鋼棒定着部のコンクリート突起部には、斜めの補強鉄筋と水平補強鉄筋が配置されている。PC鋼棒の緊張力は、コンクリートのクリープや乾燥収縮によるゆるみを考慮し、接合部の接触面が離れない量に設定している。

$$P = \frac{M}{(N \times L)} \quad (3.3.3.1)$$

ここに、P：1本当たりの鋼棒緊張力

M：隅角部の設計曲げモーメント

N：引張力を受ける側のPC鋼棒本数

L：隅角部の内側と外側の鋼棒間隔

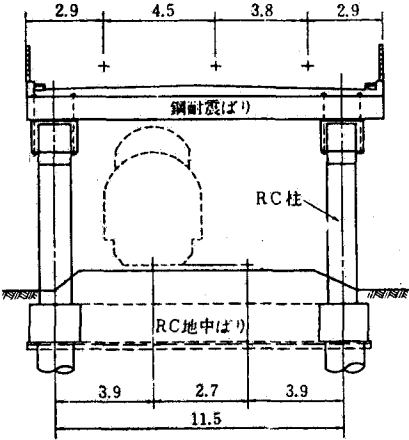
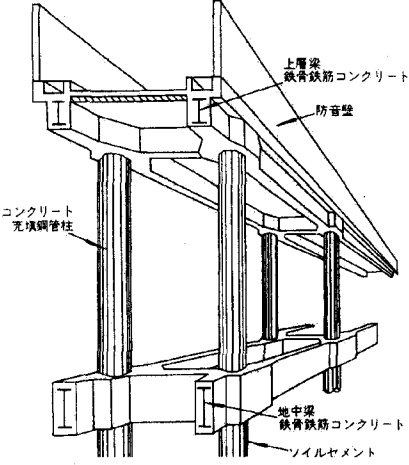
2) 秋田新幹線高架橋

盛岡駅の北に位置する秋田新幹線高架橋は、狭隘箇所での急速施工を可能とするため、コンクリート充填鋼管柱をラーメン柱部に採用している。本橋は、基礎がロックオーガー併用ソイルセメント合成鋼管杭、柱脚がCFT構造、そして梁部をSRC構造とするラーメン高架橋である。

CFT構造は、型枠や鉄筋作業が省略できるため工期短縮が可能であり、さらに鋼管がコンクリートを拘束する効果により、高い耐力と変形性能を発揮し、RC・SRC造に比べ降伏後の耐力低下が小さいという特長を有する。設計では、①地震時の柱変形に伴う付加モーメントを評価加算する、②地震時は柱降伏先行型とする、③1柱1杭構造とする、という設定を行っている³⁾。設計の結果、②では梁の降伏耐力を上げるため、SRC構造としている。また③では、ソイルセメント合成鋼管杭の中にCFT柱を直接挿入する鋼管差込工法を採用し、実験によりその耐力が確認されている。

施工は、ソイルセメント合成鋼管杭の施工後、CFT柱を挿入し、梁鉄骨を組立た後、CFT柱の中詰めコンクリートを打設して梁および床版の施工に移る順序で行われた。工期は、在来のRCラーメン構造に比べ、CFT工法が40%程度短縮できることが報告されている。

表-3.3.3.2 複合橋脚

| 橋梁名 | 第3綾瀬高架橋 | 秋田新幹線高架橋 |
|------|---|--|
| 構造形式 | 複合ラーメン橋 | 複合ラーメン橋 |
| 接合部位 | 柱～梁部 | 柱～杭部 |
| 接合構造 | <p>・PC鋼棒により、RC柱頭部と鋼横梁を緊結する構造</p> <p>・接合部は、荷重により接触面が離れない程度の緊張力に設定</p>  | <p>・ソイルセメント合成鋼管杭の中にコンクリート充填鋼管柱を直接挿入</p>  |
| 力の伝達 | <ol style="list-style-type: none"> ① PC鋼棒の緊張力 ② 接触面の支圧 | <ol style="list-style-type: none"> ① 1柱1杭構造 ② 接合部の鋼管差込み 差込み重ね長 1.0m |
| 施工 | <ol style="list-style-type: none"> ① RCラーメン施工 ② 鋼梁配置 ③ PC鋼棒緊張 ④ 緊張材の防錆 | <ol style="list-style-type: none"> ① ソイルセメント合成鋼管杭の施工 ② CFT柱を挿入・仮固定 ③ 梁鉄骨の組立て ④ CFT柱の中詰めコンクリート打設 ⑤ 梁および床版の施工 |
| 特徴 | <ol style="list-style-type: none"> ① 隅角部は剛結と評価 ② 鋼梁は床版を支持しており、耐震横梁でもある ③ 営業線上の架設 | <ol style="list-style-type: none"> ① 柱部の耐荷力は、コンファインド効果を考慮した累加強度方式により算定 ② 地震時は柱降伏先行型 ③ 急速施工が可能 |
| 参考文献 | C06-0-05, G30-1-05 | A02-1-17, G30-1-06 |

(3) 圧延桁を用いた混合橋梁

鋼桁どうしの連続化は、既設橋梁のノージョイント化工法や免震化工法などに多く採用されている。新設構造としては国内での採用例はほとんど無いが、近年、ドイツにおいて中小規模の新設橋梁を対象としての採用がみられる。桁は安価な圧延桁を用いており、その連続化方式に混合構造が採用されている¹⁾。

鋼桁の連続化には、①桁本体を添接鋼材によりボルト接合する方式、②鋼桁をスタッドとコンクリートにより混合構造として接合する方式、③桁を直接ボルト接合しさらに鉄筋を追加したRC床版により接合する方式がある(表-3.3.3.3)。ここでは2番目の接合方式について紹介する。

この方式は、主桁にH形鋼を用い、橋軸方向に一定の間隔をあけて桁を橋脚上に設置した後、間詰めコンクリートおよび床版コンクリートを打設して、両側の主桁を橋脚上で結合するものである。H形鋼は端部に設けた鋼板および上部フランジにスタッドジベルを設置しており、下縁には圧縮板を設けている。さらに床版コンクリートには引張鋼材として鉄筋を追加している。

中間支点上において、断面上側の引張力に対しては床版内の橋軸方向鉄筋で受け持たせ、断面下側の圧縮力は支圧板により伝達させている。またせん断力は端板に設置したスタッドジベルを介して伝達させている。

この橋梁形式は、通常の溶接構造の桁に比べて全体の鋼重は大きくなるが、安価な圧延桁を用いているため、加工コストはかなり低く抑えられている。また高力ボルト接合や現場溶接に比較して、高い施工精度が要求されない点も有利である。

表-3.3.3.3 圧延桁を用いた桁連結方式

| 連結形式 | 添接方式 | 混合構造方式 | 端板方式 |
|------|---|---|--|
| 接合部位 | 中間支点および任意箇所 | 中間支点 | 中間支点および任意箇所 |
| 連結方法 | 添接鋼材を用いたボルト接合 | 圧縮板, スタッドおよび間詰めコンクリートを用いた接合 | 端板とボルトによる接合 |
| | <p>(a) Bolted cover plates connection (b) End plates connection with shear studs (c) End plates connection by bolts</p> | | |
| 力の伝達 | <ul style="list-style-type: none"> ① 主桁フランジに配置したスタッド ② 添接鋼材とボルト | <ul style="list-style-type: none"> ① スタッド ② 桁下縁の圧縮板 ③ 間詰めコンクリート ④ 鉄筋を追加した床版コンクリート | <ul style="list-style-type: none"> ① 主桁フランジに配置したスタッド ② 端板とボルト ③ 鉄筋を追加した床版コンクリート |
| 特徴 | <ul style="list-style-type: none"> ① ボルト接合のため溶接を全く用いない ② ボルト連結のため高い精度が要求される | <ul style="list-style-type: none"> ① 混合構造 ② 支点上での連結 ③ ボルト連結を必要としないため、高い施工精度は要しない | <ul style="list-style-type: none"> ① 現場作業が比較的少ない ② ボルト連結のため高い精度が要求される |
| 経済性 | 通常溶接構造の桁に比べて全体の鋼材量は多くなるが、安い圧延鋼材（H形鋼）を用いるためトータルコストは低い。 | | |
| 参考文献 | E03-01-12 | | |

(4) 複合ラーメン橋

スペインのデビル橋は、3径間2ヒンジフレームアーチ橋である(表-3.3.3.4)。本橋は、逆三角形のPC橋脚に、対傾構を有する開断面1室鋼箱桁を剛結させた橋梁である。PC橋脚が持つ彫刻美と2つの橋脚に連続的に結合された主桁の軽快さ、ならびに耐候性鋼材とコンクリートの色調のコントラストが生かされており、景観上および技術上ともに注目に値する橋梁である⁴⁾。

鋼箱桁上には、幅10m、厚さ25cmのコンクリートスラブを設けており、主桁は、3.50m~1.25mに桁高変化させている。また橋脚は、縦横にPC鋼材を配置している。

桁の架設は、橋脚付近の2ブロックを張出し工法で架設し、残りは一括架設している¹⁾。セグメントや閉合エレメントの設置は、すべてクレーンにて行った。

表-3.3.3.4 複合ラーメン橋 (デビル橋)

| | |
|------|---|
| 構造形式 | 3径間2ヒンジフレームアーチ橋 |
| 接合部位 | PC橋脚～鋼箱桁 |
| 構造 | |
| 施工 | ・橋脚付近の2ブロックを張出し工法で架設し、残りは一括架設 |
| 特長 | <ul style="list-style-type: none"> ・対傾構を有する開断面1室鋼箱桁とPC橋脚を剛結 ・PC橋脚が持つ彫刻美と2つの橋脚に連続的に結合された主桁の軽快さ、ならびに耐候性鋼材とコンクリートの色調のコントラストが生かされており、景観上および技術上ともに注目に値する橋梁 |
| 参考文献 | G30-1-03, 04 |

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(2)応用編:設計編, 1999. 4
- 2) 橋梁と基礎海外文献研究グループ:ノルマンディー橋の設計・施工(上), 橋梁と基礎, pp. 54-56, 1994. 9
- 3) 大槻他:日本初のCFT構造を用いた鉄道高架橋の設計・施工, コンクリート工学, pp. 16-20, 1998. 6
- 4) J.M. カルツォン他:スペインにおけるユニークな鋼コンクリート混合形式橋梁, 橋梁と基礎, pp. 29-35, 1998. 9