

## 3. 合成斜張橋

### 目次

3.1	はじめに	3- 1
3.2	合成斜張橋の実績	3- 2
3.2.1	実績調査（実績リスト）	3- 5
3.2.2	概要図（各橋の特徴及び側面図・桁断面・主塔図）	3- 9
3.3	各構造の分析と考察	3-42
3.3.1	一般事項	3-42
3.3.2	床版と床組	3-47
3.3.3	主桁	3-50
3.3.4	ケーブル定着部構造	3-54
3.3.5	架設工法	3-62
3.3.6	耐風安定性	3-64
3.4	合成斜張橋の試設計	3-67
3.4.1	目的	3-67
3.4.2	設計モデル	3-68
3.4.3	試設計の設計手法	3-69
3.4.4	設計結果の比較	3-75
3.4.5	概略工事数量，工費の比較およびまとめ	3-82
3.5	おわりに	3-83
	参考文献	3-84

### 3.1 はじめに

海外では 1990 年代から合成斜張橋の建設数が急増し、さらに 2000 年以降も特にアジア地域での建設が目立ち、また建設中（アメリカやタイ、ベトナムなど）、そして現在計画中（韓国や中国など）のものがいくつかあると聞いている。中国ではスパン 850m の合成斜張橋が計画されており、これは多々羅大橋（スパン 890m の鋼斜張橋）に匹敵する。一方、国内では、今から 15 年前の 1989 年に 2 橋の合成斜張橋の紹介があり、その 12 年後 2001 年には合成斜張橋の動向が報告されている。前者では、紹介後に、①耐風安定性に問題はないか、②耐久性に問題が生じないか、③鋼重量がスパンの割に少なすぎて危険ではないか、④コンクリート床版、特に塔位置のコンクリート床版に損傷が生じた場合、取替えも困難なため致命的とならないか、といった反応があったようである。また、後者では、その当時の動向を踏まえて合成斜張橋を報告し、今後の課題として、①耐風安定性の確保、②ケーブルの定着方法とその近傍で予想される応力集中への対処、③床版のクリープ、乾燥に起因する応力移行への対処が必要であるとした。一方でその課題のいずれもが実プロジェクトとすれば、おのずと検討、解決できる問題であるとしている。この他にも、この 15 年の間に各方面で合成斜張橋の研究が種々行われている。しかし、依然この形式の国内建設例をみない。

現在、我が国の公共事業は縮小傾向にあり、世界最長の斜張橋である多々羅大橋の完成をもって、その後の国内長大橋プロジェクトの具体化が見えない。すなわち、合成斜張橋を採用するチャンスがないのではないのか。また、この形式は上部工の鋼重が大幅に低減されることから鋼橋メーカーには魅力を欠くものになっているのか。しかし、海外では 100m 前後から 600m 程度までは経済的な形式として以前にも増して積極的に建設されている。公共工事における建設コストの縮減が至上命題であり、また国内市場の縮小による海外マーケットへの参入を考えれば、合成斜張橋は欠かせない形式となってくるのではないだろうか。

そこで、本研究では合成斜張橋、とりわけその特徴である合成桁部分に着目して、海外橋梁の実績や研究論文等を調査し、再度問題点を整理することとした。また、同時にスパン 500m の合成斜張橋をモデルとして試設計を実施し、その考察を行ったので、ここに報告する。研究当初は合成斜張橋の設計マニュアルを作成するという方針の元に活動をスタートさせたものの、時間の制約と経験不足により、最終的には実績データベースと設計上の留意等の整理と言う形にまとめることになった。今後の合成斜張橋の設計の一参考資料として活用していただければ幸いである。

## 3.2 合成斜張橋の実績

### 3.2.1 実績調査（実績リスト）

日本では建設例のない合成斜張橋の研究をするにあたり、合成斜張橋はどんなもので、どんな構造や特徴を有し、どんな歴史があるのか等を目的に、初めに合成斜張橋の実績調査を実施した。調査方法としては、主に文献や専門雑誌等を中心に調査を行った。過去にはいくつかの文献等で、合成斜張橋の実績リストをまとめられているが、とりわけ有名な橋梁だけでまとめられている場合が多いことから、出来る限り多くの橋梁を、また最新の情報を掲載できるよう試みた。調査項目は以下の通り。

- (1) 橋番号（後述する章において橋梁を紹介する場合に示す番号である）
- (2) 橋名
- (3) 国名
- (4) 種別（道路橋／鉄道橋／道路と鉄道の併用橋）
- (5) 完成年（一部建設中のものは建設中と記載）
- (6) 総鋼重（主桁、主塔、ケーブル等含む）
- (7) 橋長、支間割（主径間長にアンダーラインあり）
- (8) 主径間長（本リストはこの主径間長の長い順に並んでいる）
- (9) 総幅員
- (10) 有効幅員
- (11) 幅員/主径間長（幅員は総幅員とする）
- (12) 舗装厚
- (13) 主桁の形式（I 桁、箱桁、トラス桁、開断面箱桁、鋼床版  $\pi$  桁）
- (14) 主桁の桁高
- (15) 桁高/スパン比
- (16) 主桁の間隔
- (17) 床版の種別（プレキャスト／場所打ち、または合成鋼床版）
- (18) 床版厚
- (19) 床版支間
- (20) 床版支間方向
- (21) プレストレス有無（PC 鋼材によるプレストレス）
- (22) 床版コンクリートの圧縮強度
- (23) 主塔の本数
- (24) 主塔の形状（H 形／門形／A 形／逆 Y 形／ダイヤモンド／単柱）
- (25) 主塔の材料（コンクリート／鋼）
- (26) 主塔の塔高
- (27) ケーブルの吊り面数
- (28) ケーブルシステム（ファン／セミファン／ハープ／セミハープ）
- (29) ケーブルの種類（カッコ内は最大ケーブル径）
- (30) 合成の種類（死活荷重合成／活荷重合成）
- (31) 主径間の桁架設工法
- (32) 備考（特殊なもののみ記載）
- (33) 概要図の有無（側面・桁断面・主塔図の 3 種類で○は有り、×は無しを示す）

調査結果は縦軸に橋梁名、横軸に諸元データを埋めた一覧表にまとめ、また別途各橋毎の特徴を含めた概要図（項目(33)に対応）を 3.2.2 にまとめた。

今回調査しデータをリストアップできたのは計66橋であるが、この他にもデータは収集できなかった合成斜張橋がいくつかある。また、今後の建設を計画されている合成斜張橋も数橋あるので、ここで紹介する。

すでに建設されているもので、Tahtiniemi Bridge (1993年, フィンランド, 165m), Siekierkowski Bridge (2002年, ポーランド, 250m), Kolback Bridge (2001年, スウェーデン, 130m), Papendorpse Bridge (2003年, オランダ, 300m), Bukhang Grand Bridge (2000年, 韓国, 480m), East Huntington Bridge (1985年, アメリカ, 274m), East Fork White Bridge (2003年, アメリカ, 142m) の7橋ある。このうち、アメリカの2橋は、エッジガーダーにPC桁を使用しているが、横桁に鋼製のI桁を配置し、コンクリート床版と合成構造となっている。

つぎに、現在調査中や計画中の合成斜張橋をあげてみると、Hangzhou Bay Bridge (中国, 850m), 東海大橋 (中国, 2橋あり, 420mと332m), Geo Geum Bridge (韓国, 480m), Chao Phraya Bridge (タイ, 500m) などである。

恐らく上記の橋梁以外にも建設された、あるいは計画されている合成斜張橋があり、今回の調査から漏れていること、また実績データにおける橋梁の殆どが海外橋梁であることから一部収集できないデータがあったことを、ここにお詫びする。

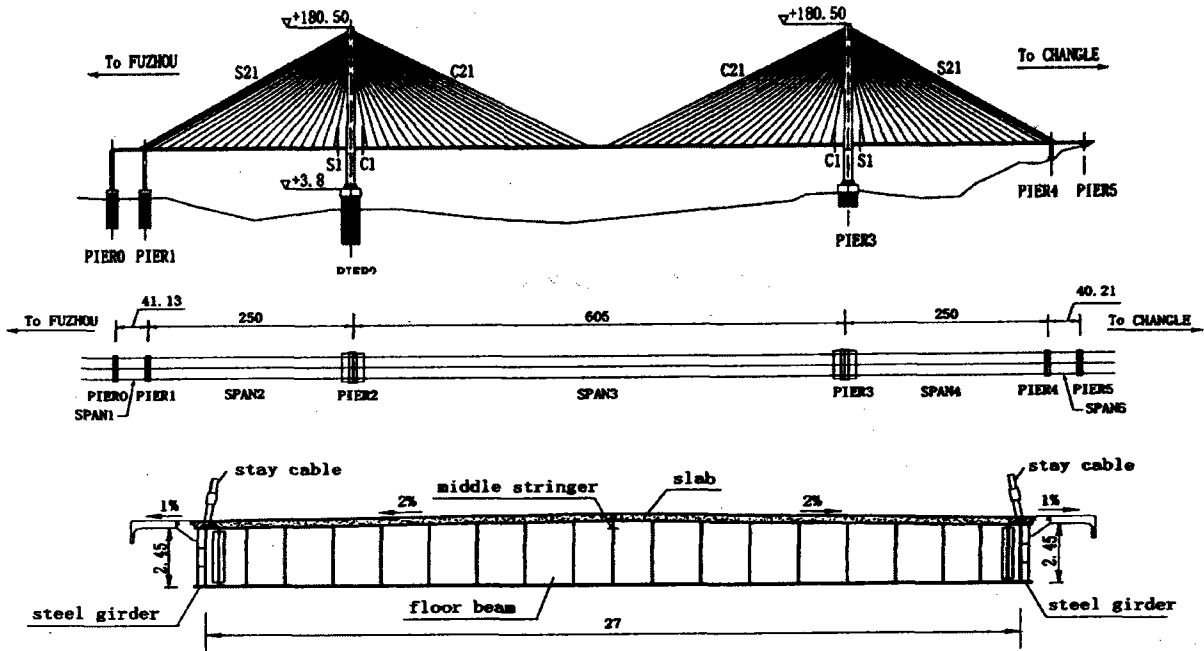




### 3.2.2 概要図 (特徴および側面図・桁断面・主塔図)

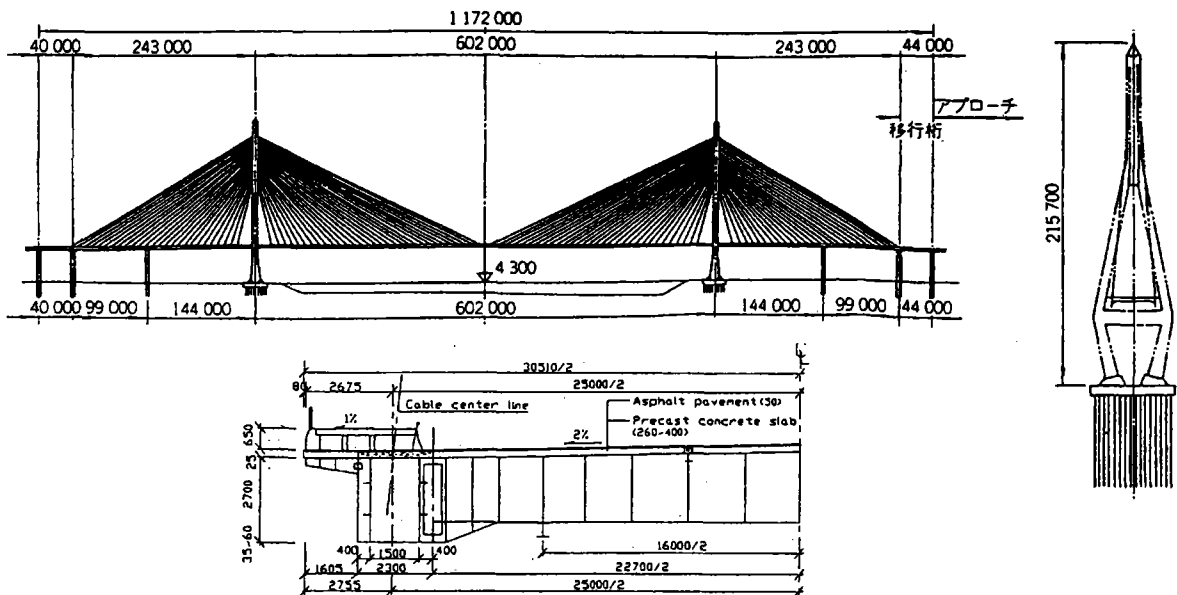
#### 1. 青州閩江大橋 (Qingzhou Minjiang Bridge) 中国 2001年

①道路橋, ②41.13+250+605+250+40.21=1186.34m, ③29m, ④プレキャスト床版(250mm), ⑤2主I桁,  
 ⑥現時点で合成斜張橋としては世界第1位の支間長を誇る。当初箱桁形式を予定していたが、設計変更により2主I桁のエッジガーダーが採用された。主桁高と主径間の比が1/202と低いこと、板厚は最大80mmであること、ケーブル定着はI桁上フランジ上面に溶接していること、風洞実験により端部にDL1型導流板を設置したことなどが特徴である。



#### 2. 楊浦大橋 (Yanpu Bridge) 中国 1993年

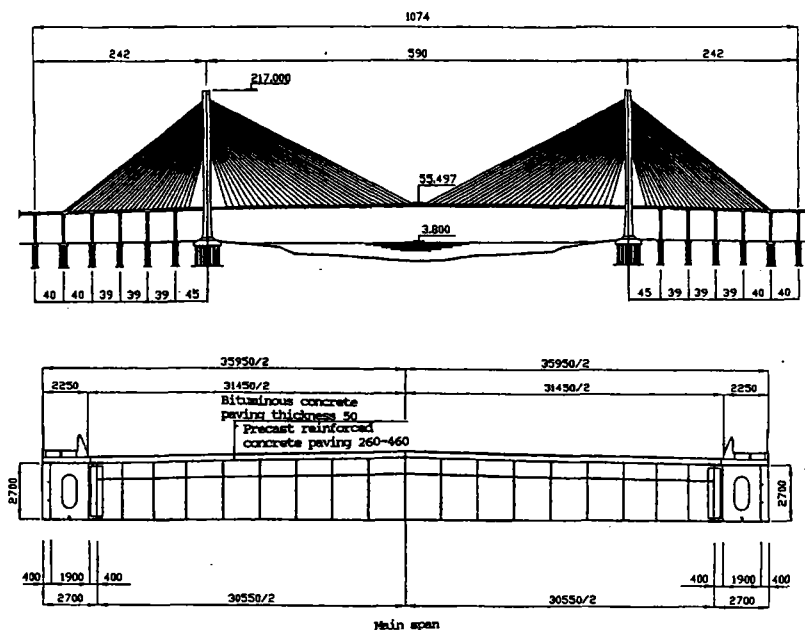
①道路橋, ②40+99+144+602+144+99+44=1172m, ③30.51m, ④プレキャスト床版(260-400mm),  
 ⑤2主箱桁, ⑥南浦大橋に引き続き同様の合成桁形式が採用されたが、スパンが600mを超えI桁では板厚80mmを越え、ボルト列数が12列を超えるために、箱桁を採用した。ケーブル定着構造はI桁と同様の構造が適用できないため、箱桁内に定着する新しい形式を採用した。また、中央径間中央の床版引張力に対してはプレストレスを導入してひび割れ対策を行っている。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

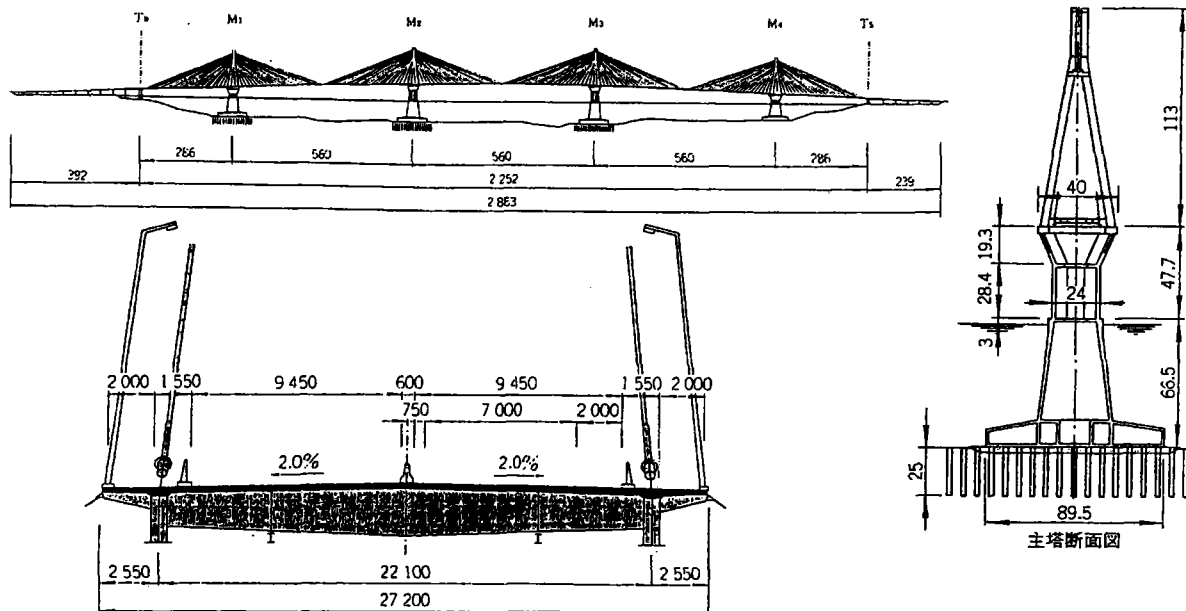
### 3. 徐浦大橋 (Xupu Bridge) 中国 1997年

①道路橋, ② $2 \times 40 + 3 \times 39 + 45 + 590 + 45 + 3 \times 39 + 2 \times 40 = 1074\text{m}$ , ③ $35.95\text{m}$ , ④プレキャスト床版(260-460mm), ⑤2主箱桁, ⑥先行の楊浦大橋に類似しているが本橋の主桁の構成は, 主径間に2主箱桁とRC床版による合成桁, 側径間にプレキャストのコンクリート桁を採用しており, 主塔位置で高強度のコンクリートと橋軸・橋直にストラットによるプレストレスで連結している。また, 側径間には5本の中間橋脚を設置し, その橋脚上に側径間のコンクリート桁を先行架設し, その後中央径間の張り出し架設を行っている。



### 4. Rion-Antirion Bridge (リオン アンティリオン橋) キリシャ 2004年

①道路橋, ② $286 + 3 \times 560 + 286 = 2252\text{m}$ , ③ $27.2\text{m}$ , ④プレキャスト床版(250mm), ⑤2主1桁, ⑥主桁に合成桁を採用した主塔を4本有する5径間連続の斜張橋であり, 世界初の試みである。各主塔部の橋脚上には支承等を設けず, 全長に渡りフローティング構造としていて, 橋梁全体系を長周期化し, 合成構造の採用により軽量化し, 免震効果の向上を図っている。主塔基礎はパイルトファンデーション, 橋脚はRC構造で主塔基部は形状を変化させ, 主塔は上部の1本柱(SRC)を4本の柱で支えている。

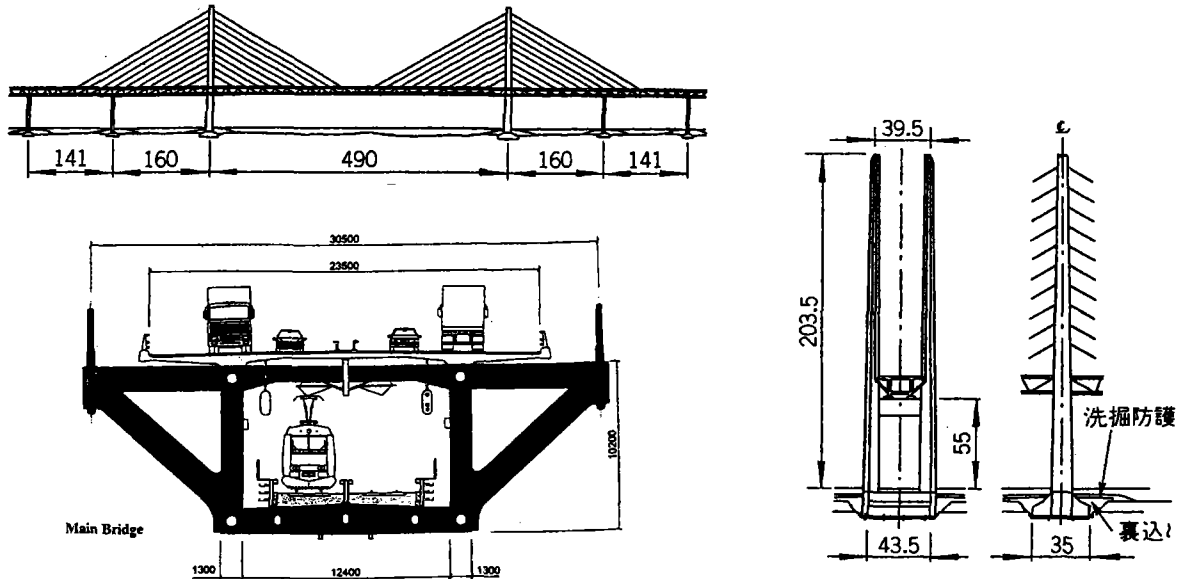


注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴



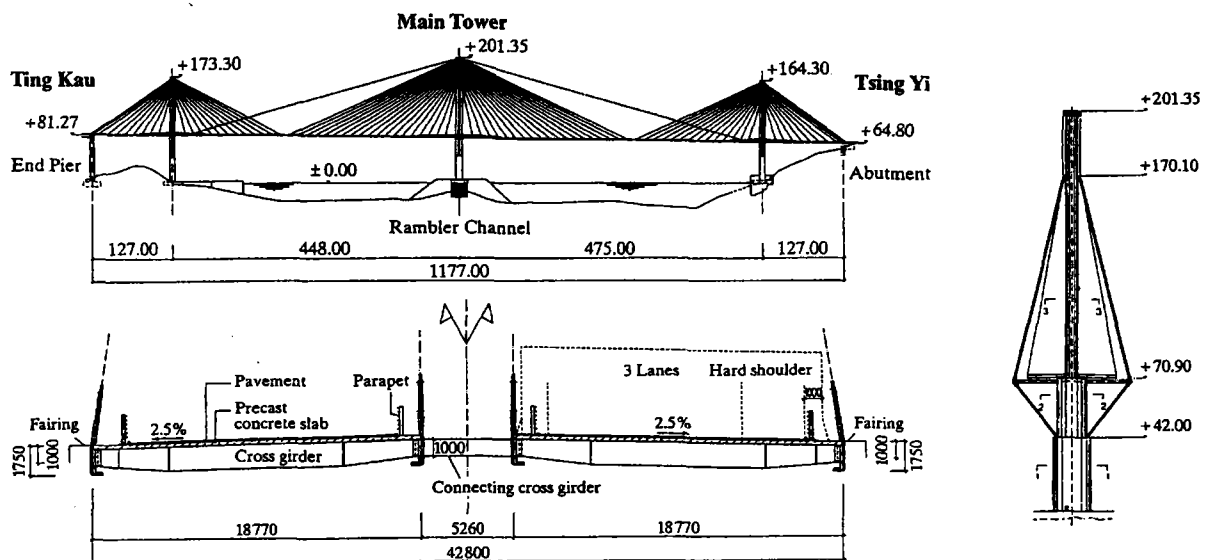
## 5. Oresund Bridge (オーレスト橋) スウェーデン～デンマーク 2000年

①道路・鉄道併用橋, ② $141+160+490+160+141=1092\text{m}$ , ③ $30.5\text{m}$ , ④現場打ち床版, ⑤トラス桁,  
⑥道路と鉄道の併用橋で、ダブルデッキトラス構造である。上層の道路部はRC床版とトラス桁による合成構造、下層の鉄道部は鋼床版を採用している。ケーブルは弦材から張り出したブラケット上部に定着している。トラスの箱内は乾燥システムを設置し、常時湿度60%を保持している。架設は、水中べントを設置し地組された約140mのブロックをFCにより一括架設しながら張り出していった。



## 6. 汀九橋 (Ting Kau Bridge) 中国(香港) 1997年

①道路橋, ② $127+448+475+127=1177\text{m}$ , ③ $42.8\text{m}$ , ④プレキャスト床版(240-300mm), ⑤ $2 \times 2$ 主桁,  
⑥主塔を3本有する4径間連続斜張橋で、中央主塔の塔頂から側塔の基部にケーブルが張られている。道路は中央5.2mの隙間を設け片側18.77mの2つの道路に分かれていて、それぞれ2主桁とコンクリート床版による合成構造となっているが、主塔は1本で共有している。両道路は13.5m間隔に配置された横桁で連結されている。またケーブルは4面吊りでそれぞれの4本の主桁に定着される。また耐風対策として、幅員端部にフェアリングを設置した。

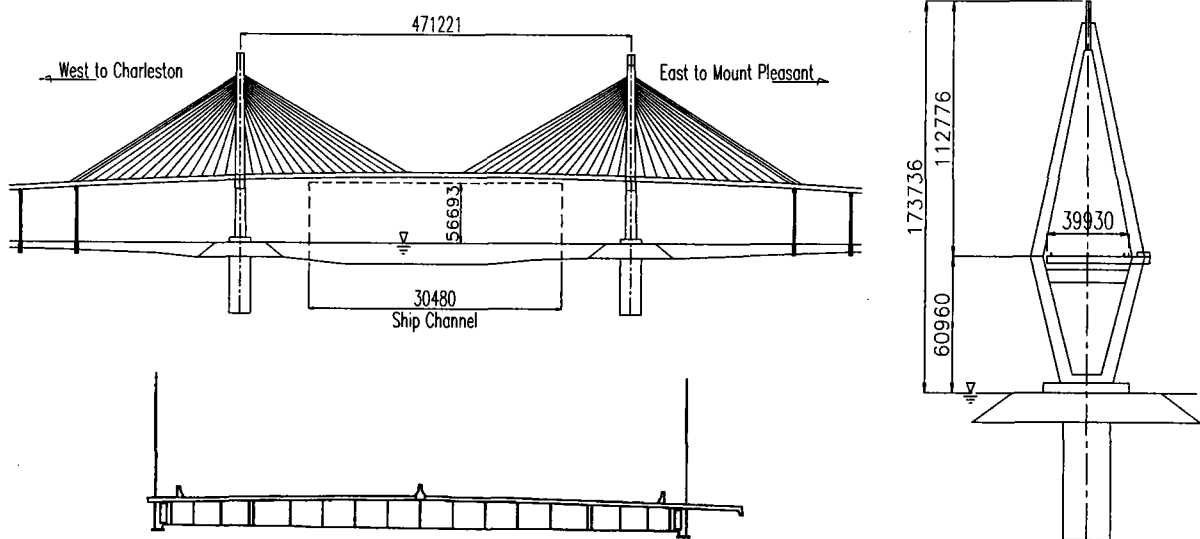


注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

## 7. Arthur Ravenel Jr. Bridge (アーサーラベニールジュニア橋) アメリカ合衆国 建設中(2006年)

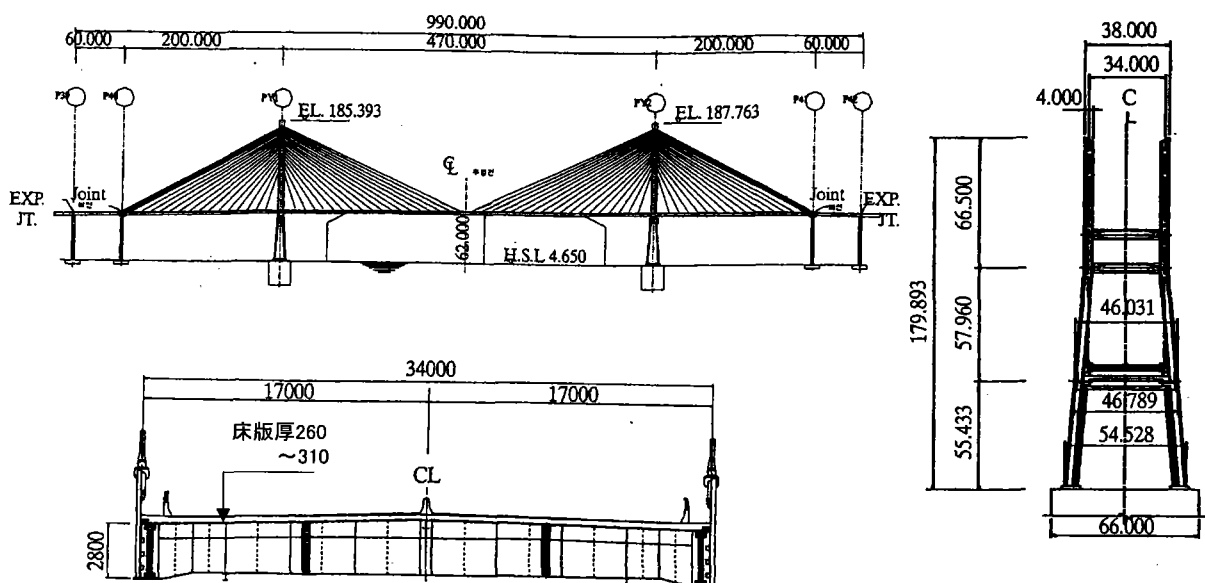
別名: New Cooper River Br.

- ①道路橋, ② $177+471+177=825\text{m}$ , ③ $40\text{m}$ , ④プレキャスト床版, ⑤2主桁,  
 ⑥本橋は旧橋のJohn P. Grase Memorial Bridge(トラス橋)の架け替えで, 現在建設中である。完成すれば北アメリカで最もスパンの長い斜張橋となる。車道は片側4車線の計8車線に片側に歩道を有する。すでに完成しているコンクリートの主塔(ダイヤモンド型)は高さ $174\text{m}$ で, アメリカ国内でももっと高いコンクリート構造物である。主桁は張り出し工法にて架設される。



## 8. Seo-hae Grand Bridge (西海大橋) 韓国 2000年

- ①道路橋, ② $60+200+470+200+60=990\text{m}$ , ③ $34\text{m}$ , ④プレキャスト床版(260,310mm),  
 ⑤2主桁, ⑥オリジナルデザインはコンクリート桁であったが, 隣国中国での合成桁斜張橋の建設に影響され, 最終的に経済性が一番でない合成桁を採用した。床版支間は $4.1\text{m}$ の横桁間隔であるが, 総幅員が $34\text{m}$ と広いので, PC床版パネルの継手位置に縦桁を配している。架設は張り出し工法を採用し, アプローチ橋を含めた全長 $7.3\text{km}$ の建設に約7年を費やした。

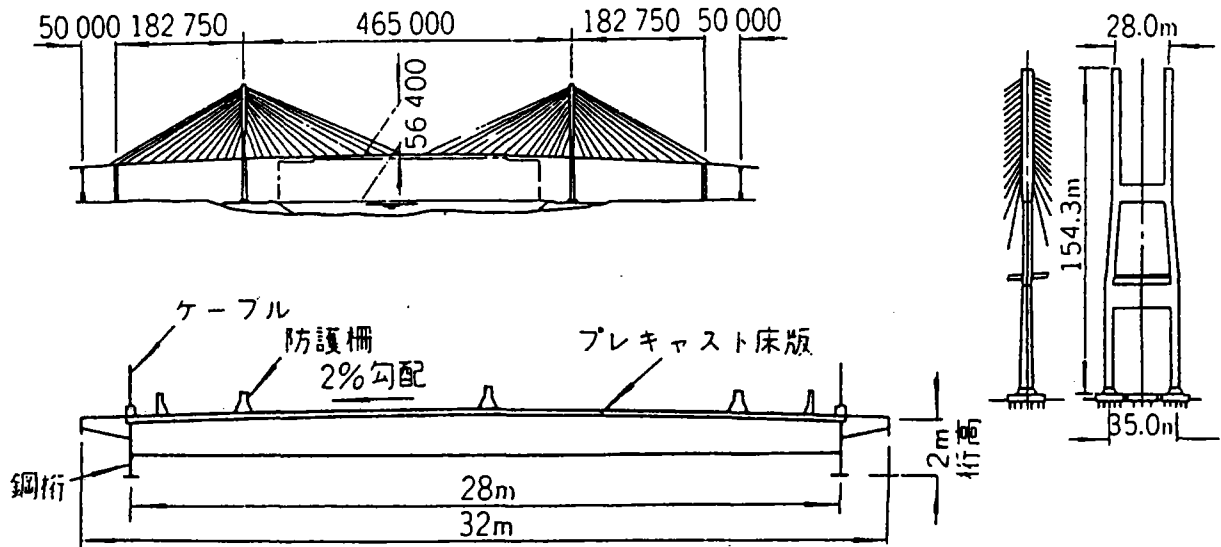


注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

## 9. Alex Fraser Bridge (アレックスフレーザー橋) カナダ 1986年

別名; Aunacis

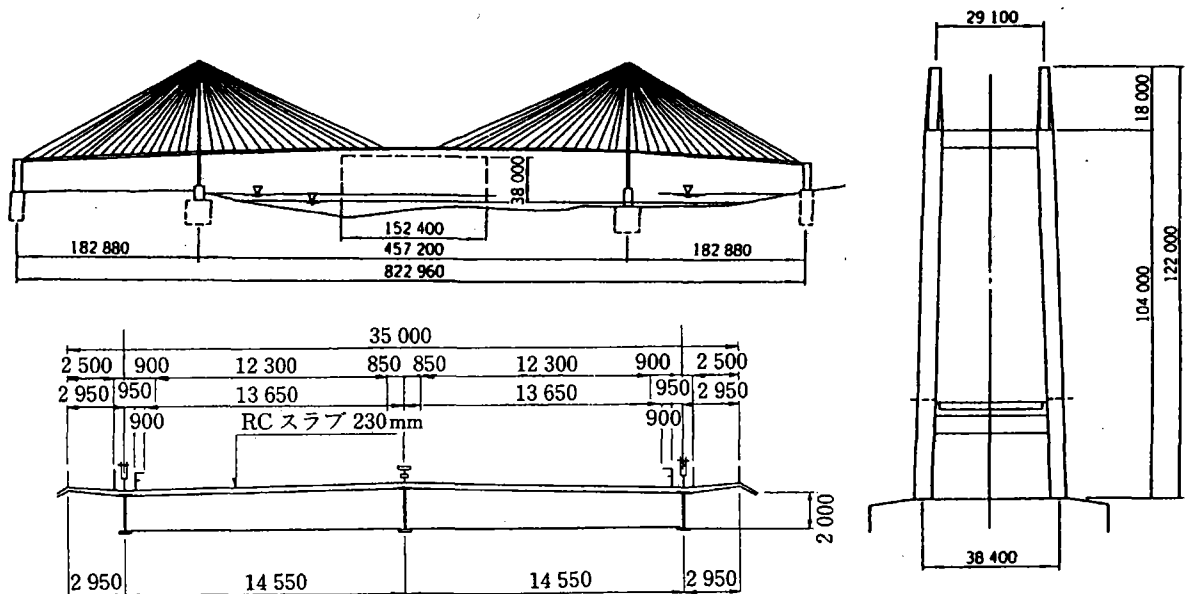
①道路橋, ② $50+182.75+465+182.75+50=930.5\text{m}$ , ③ $32\text{m}$ , ④プレキャスト床版(215mm), ⑤2主I桁,  
 ⑥本橋はエッジゲーター形式の合成斜張橋として最も有名で, 各文献や雑誌等で紹介されている。主桁ケーブル定着部は上フランジにガセットを溶接し, これにパイプと座金でソケットを固定する単純な構造である。主桁(最大板厚80mm)は主塔位置は鉛直反力を支持させないフローティングタイプである。プレキャスト床版の橋軸方向にはプレストレスが導入されていないので, 軸圧縮力の小さな径間中央部や桁端部にクラックが生じた。また, 耐候性鋼材の裸仕様を採用している。



## 10. Second Hooghly Bridge (第2フーグリー橋) インド 1992年

別名; Vidyasagar Setu

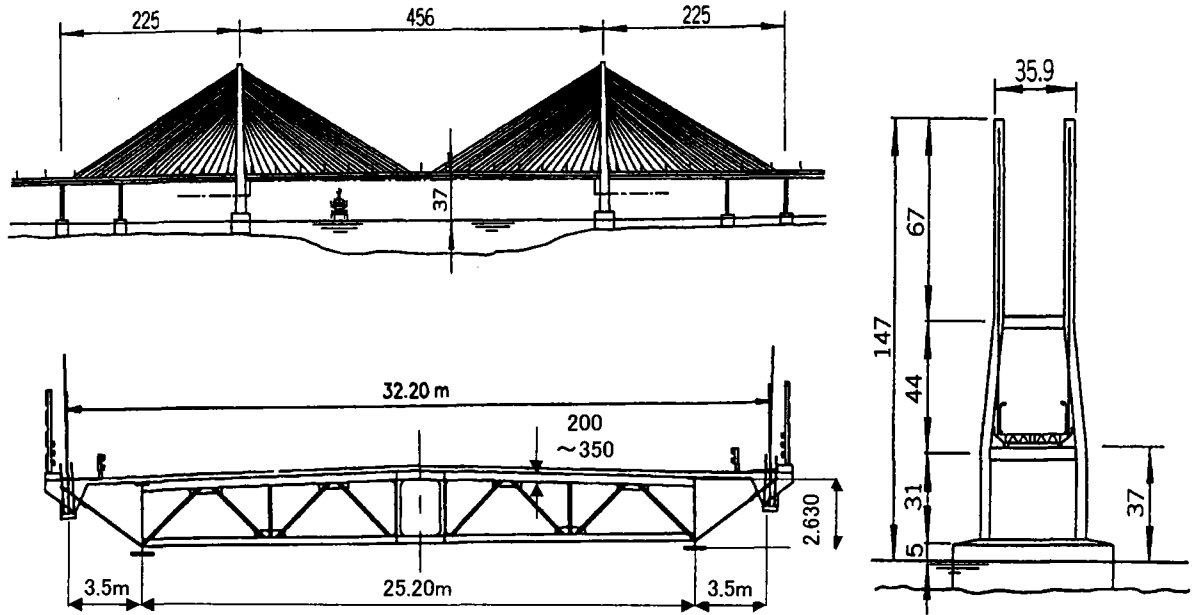
①道路橋, ② $182.88+457.2+182.88=822.96\text{m}$ , ③ $35\text{m}$ , ④場所打ち床版(230mm), ⑤2主I桁,  
 ⑥橋梁形式はアレックスフレーザー橋に類似していて, 当初設計の箱桁を2主I桁のエッジゲーターに変更し, 幅員中央にはI断面の荷重分配縦桁を, 張り出し部に耐風策としてエッジプレートを配している。主桁は高張力鋼の使用のためリベット構造であり, ケーブル定着部はアンカー材を腹板に支圧ホルトで連結している。床版と鋼桁はブロッジアコネクターで合成され, 軸力に対しては両者で, 輪荷重によるモーメントにはRC床版のみ, 主桁系曲げモーメントには鋼桁のみで抵抗させている。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

## 11. Second Severn Bridge (第2セバーン橋) イギリス 1996年

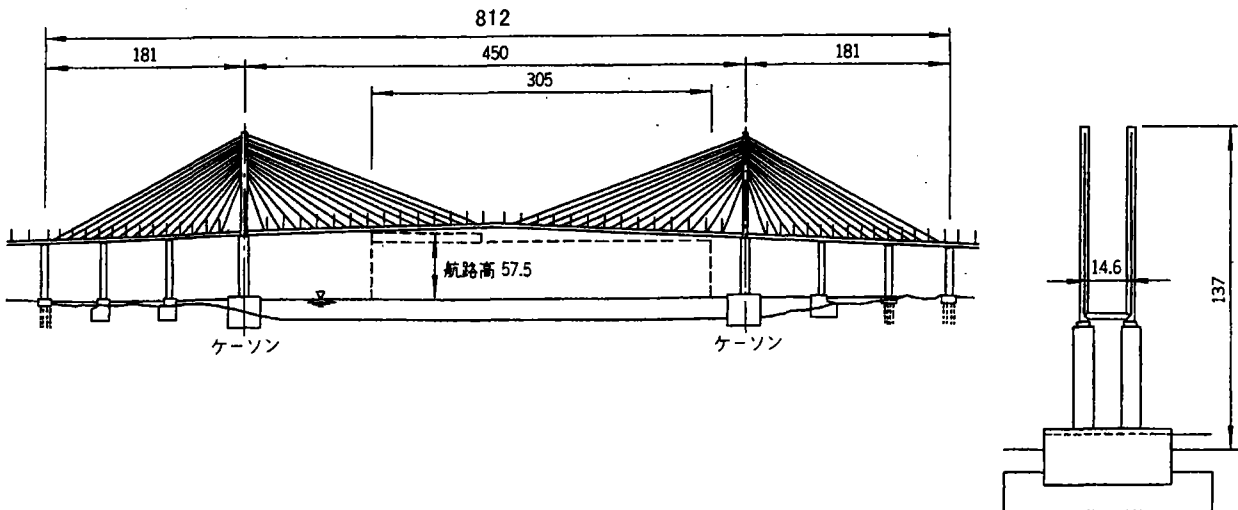
①道路橋, ②21+55+150+456+150+75+21=928m③34.6m, ④プレキャスト床版(200-350mm), ⑤2主I桁,  
⑥既設橋が30年経過し交通量が容量をオーバーしていることから本橋が計画され, BOT方式(償還期間30年)より建設された。アプローチ橋も含め全長5128mで, 総工費5百万USドルの工事である。主桁は2主I桁と横桁(トラス)で構成され, コンクリート床版(プレキャスト)と合成されている。ケーブルは主桁の外側に溶接で取り付けられたアンカーBOXに定着されている。デッキ下面にはモールのメンテナンス用検査車が設置されている。



## 12. Queen Elizabeth II Bridge (クイーンエリザベス2世橋) イギリス 1991年

別名: Dartford

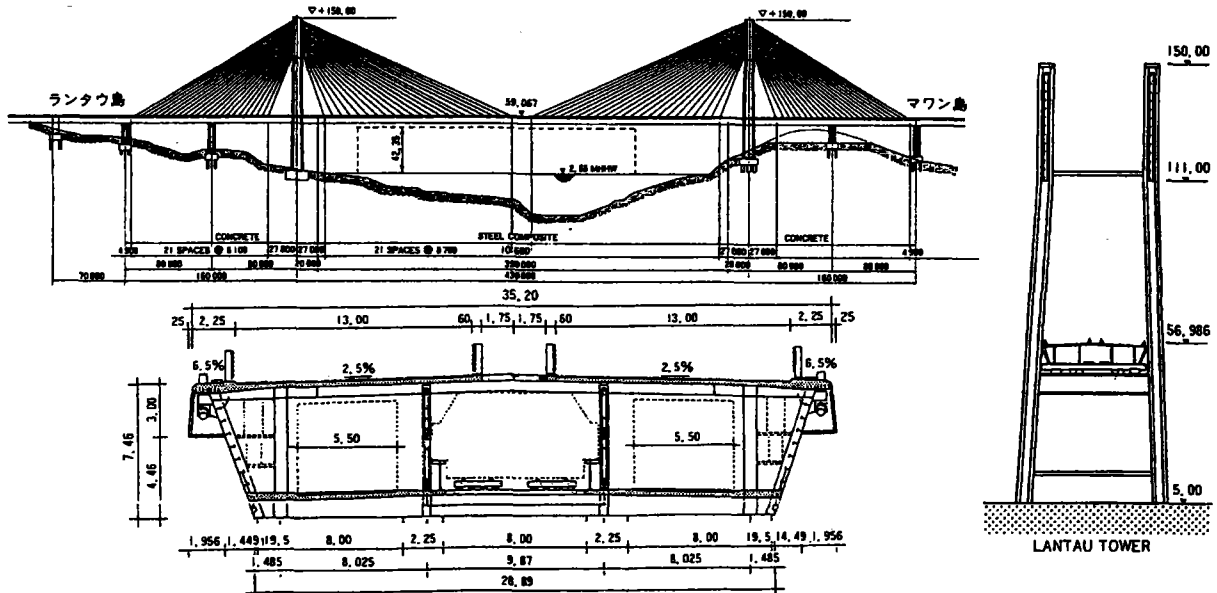
①道路橋, ② $3 \times 50.67 + 53 + 60 + 68 + 450 + 68 + 60 + 53 + 3 \times 50.67 = 1110.62$ , ③14.6m,  
④RC合成鋼床版(120mm), ⑤2主I桁, ⑥英国で初のBOT方式工事で, 合成鋼床版を有する斜張橋の中ではもっとスパンが長い。ケーブル定着部は主桁上にあり, 施工性やメンテナンスを容易にしている。耐風対策としてのデフレクターなどは設置していない。デッキは120mmの場所打ちコンクリート床版とUリブで補剛された鋼床版とを頭付きスタッドで合成した合成鋼床版で, 桁併合時にコンクリート打設している。風洞実験を実施, 耐風対策としてウインドシールドを設置した。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

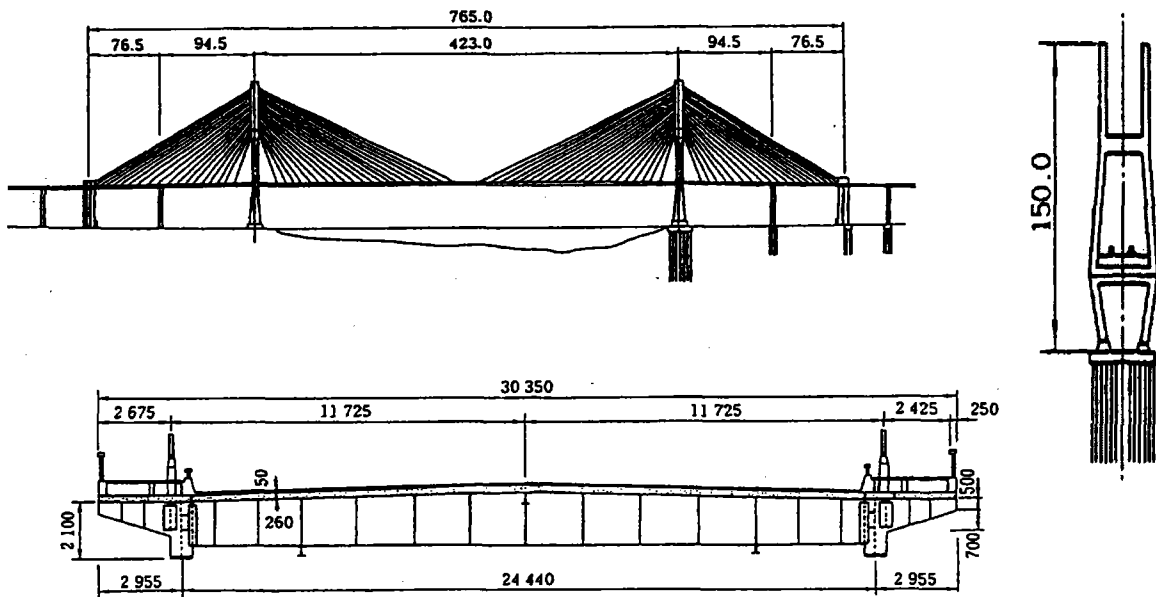
### 13. 汲水門橋 (Kap Shui Mun Bridge) 中国(香港) 1997年

①併用橋, ②70+2x80+430+2x80=820m, ③35.2m, ④プレキャスト床版(250mm), ⑤2I桁(+トラス),  
 ⑥合成桁は中央径間のみで, 側径間はPC箱桁である. 合成断面は上下RC床版と2枚の腹板から構成され, 橋軸方向に4.35m間隔で配されたラーメン骨組み(クロスフレーム)により補剛されている. 上下層ともに床版はRC床版を採用し, それは腹板及びクロスフレームとスタッドジベルで合成している. ケーブルは主桁腹板に取り付けたブラケット形式の梁に定着されている. 架設は地組したセグメント(約500ton)単位で張り出し架設している.



### 14. 南浦大橋 (Nanpu Bridge) 中国 1991年

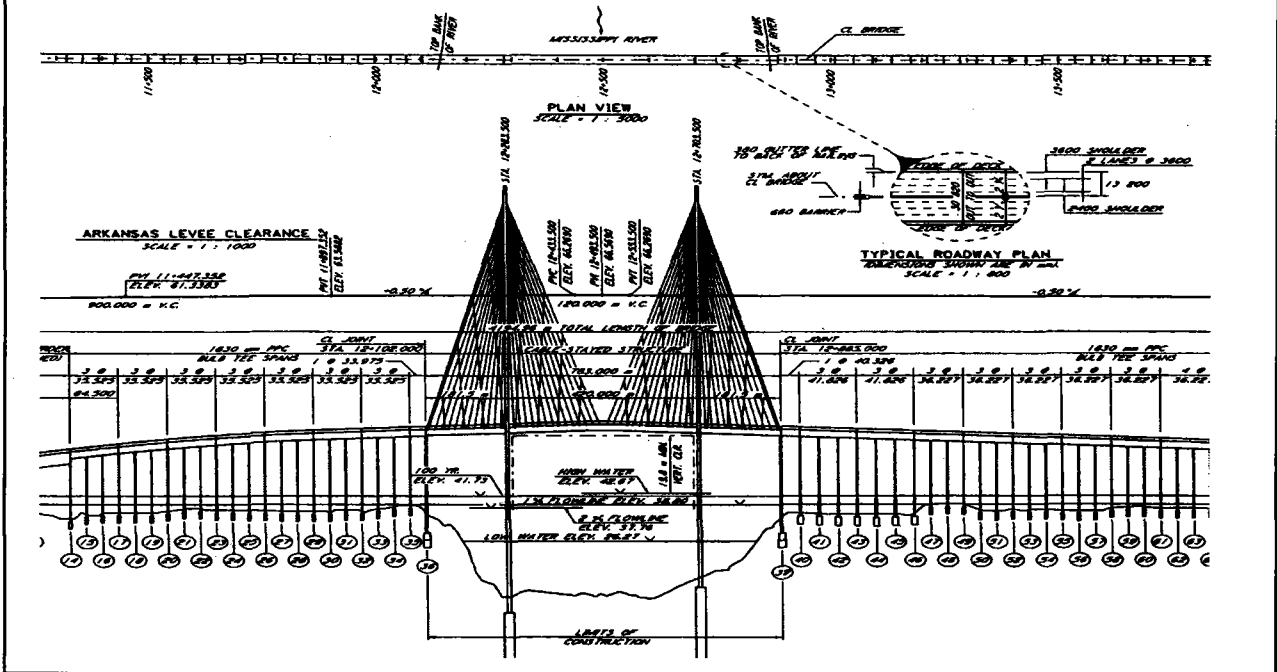
①道路橋, ②76.5+94.5+423+94.5+76.5=765m, ③30.35m, ④プレキャスト床版(260mm), ⑤2主I桁,  
 ⑥PC桁と比較し, 経済性, 品質, 工期短縮, 施工性から合成桁を採用された. 側径間に中間支点を設置し主桁曲げモーメント及び端支点に発生する負反力を低減している. また床版に関しては, 活荷重による引張力の発生を防ぐため中央径間中央部約100mの区間にプレストレスを導入し, プレキャスト床版の連結部にはポストテンション棒で連結し, 膨張コンクリートを使用している.



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

## 15. Greenville Bridge (グリーンビル橋) アメリカ合衆国 建設中(2006年)

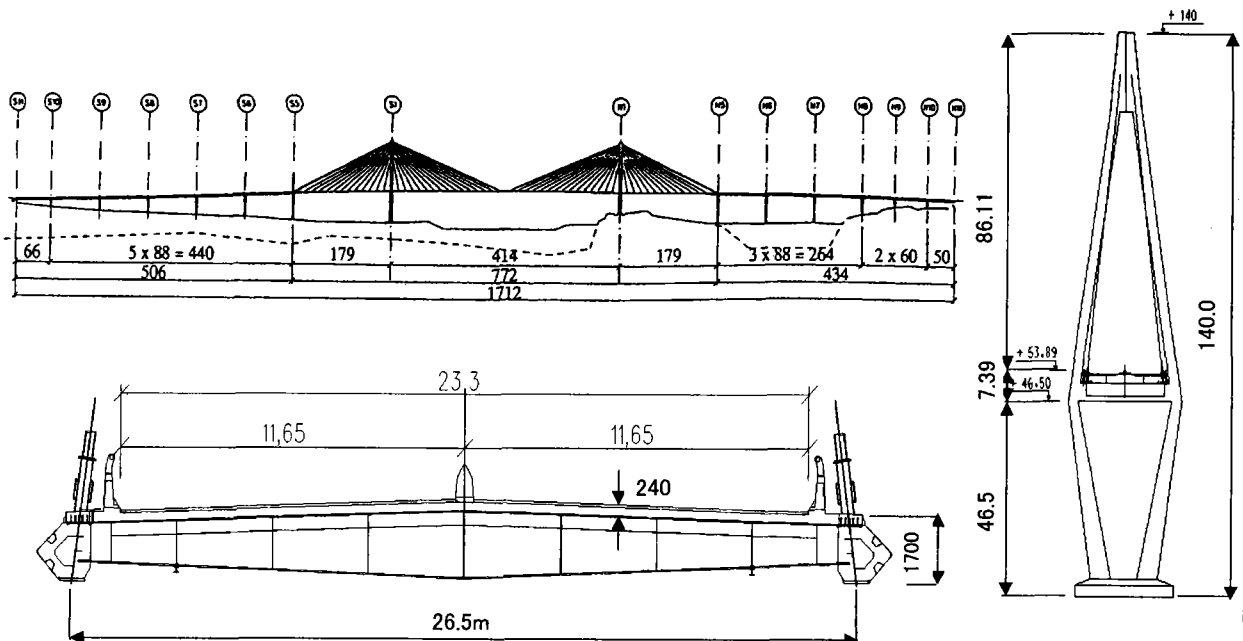
- ①道路橋, ② $181.5+420+181.5=783\text{m}$ , ③ $30.82\text{m}$ , ④—, ⑤—,  
 ⑥本橋は1940年にミシシッピ川に建設されたトラス橋の架け替えとして, その旧橋の下流853mに計画され現在建設中である。工事は中央の斜張橋部に加え, 左右の取り付け道路およびアプローチ橋を含め全長約6.2kmで, 総工費USD206百万である。主塔はH型コンクリート, ケーブルはPCストラットによる2面吊ファン形式, 桁は合成桁を採用した合成斜張橋で, 完成すればミシシッピ川でもっとも長い橋となる。



## 16. Uddevalla Bridge (ウデバラ橋) スウェーデン 2000年

別名; Sunningsund

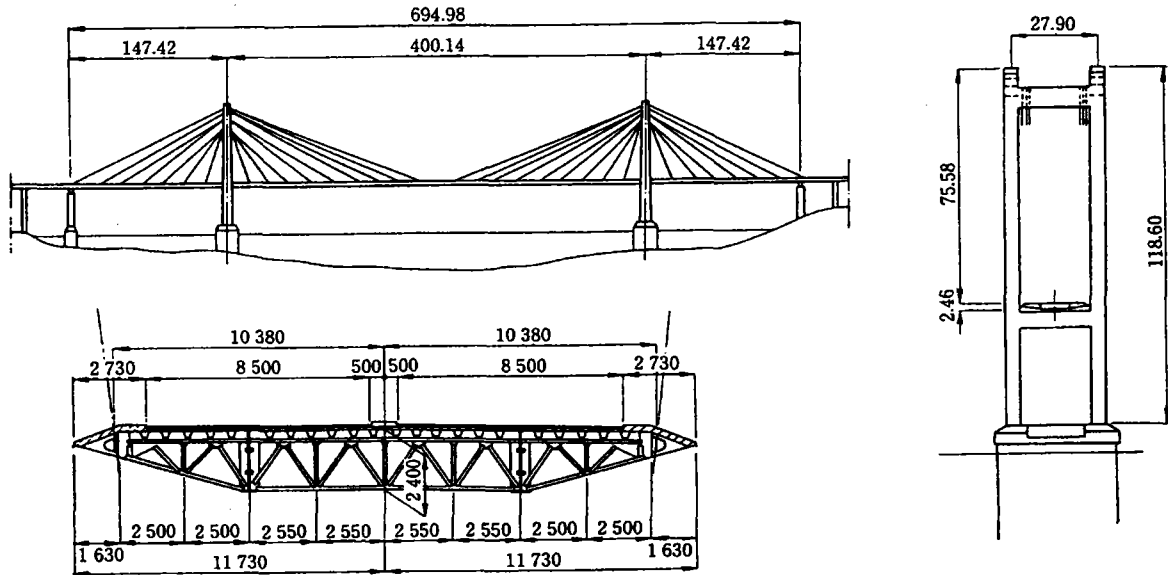
- ①道路橋, ② $66+5 \times 88+179+414+179+3 \times 88+2 \times 60+50=1712\text{m}$ , ③ $26.5\text{m}$ , ④プレキャスト床版(240mm),  
 ⑤2主桁, ⑥主桁はI桁(桁高1.7m)とRC床版から成る合成断面である。床版はプレキャストと場所打ちが比較され経済性からプレキャストが選定され, その床版支間は横桁間隔の4.44mで橋軸方向で, ひび割れ幅を0.2mmまで許容している。ケーブルは主桁腹板に直接定着されている。風洞実験を実施し, 耐風安定のために主桁外側にウィンドノーズ(フェアリング)を設置している。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

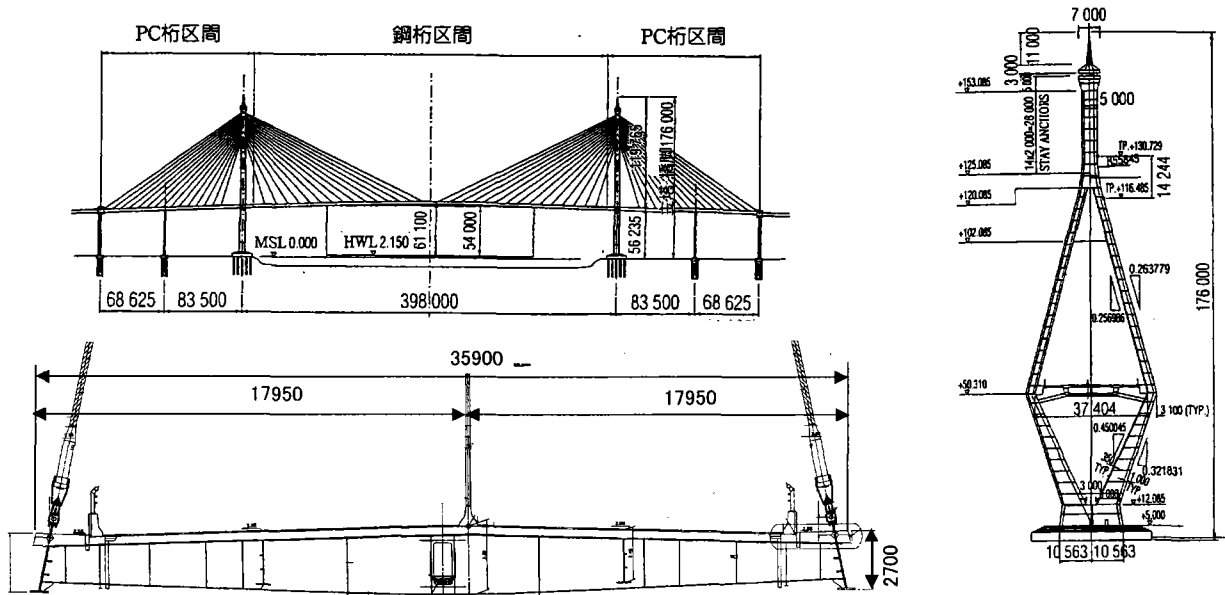
## 17. Vigo-Rande Bridge (ランデ橋) スペイン 1978年

①道路橋, ②147.42+400.14+147.42=694.98m, ③23.46m, ④RC合成鋼床版(ロビンソン床版10+80mm), ⑤鋼床版π形, ⑥建設当時は世界第2位の斜張橋であり, 現在でも合成鋼床版斜張橋の代表例の一つである。主桁形式を2主桁のπ断面とし, ねじり剛性を確保するために下横構を設置, 鋼床版とコンクリート床版とを合成したロビンソン床版の採用, 主塔部の支承条件を橋軸方向にフリーなフローティングタイプとしたことが主な特徴である。



## 18. Ring Road Bridge No.1 (リングロード第1橋) タイ 建設中

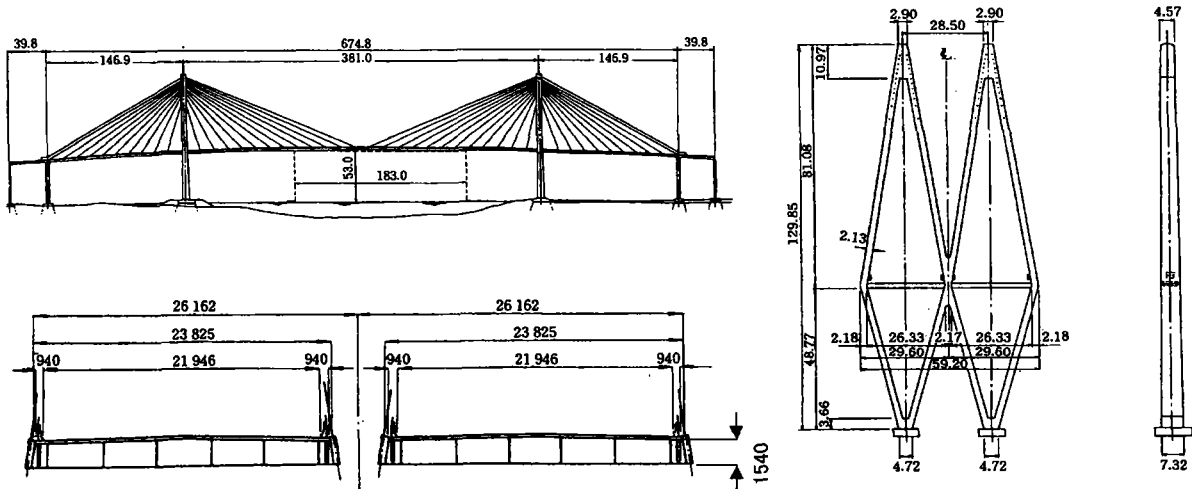
①道路橋, ②68.625+83.5+398+83.5+68.625=702.25m, ③35.9m, ④プレキャスト床版(250,350mm), ⑤4主桁, ⑥バンコク市内の流れるチャオプラヤ川を横断する橋梁で, 工事は南, 北, 中央の3工区に分かれる。南工区の第1橋は, スパンの長い5径間連続鋼・PC複合斜張橋で, 中央径間が合成桁, 側径間がPC桁で構成される。2004年5月現在, 主塔と側径間PC桁の工事が進められていて, その後中央径間の桁を張り出しブロック架設工法にて施工される。主桁は1桁4本と横桁, プレキャスト床版から構成され, ケーブルは外桁上フランジ上面に定着される。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

## 19. Baytown Bridge (ベイタウン橋) アメリカ 1993年

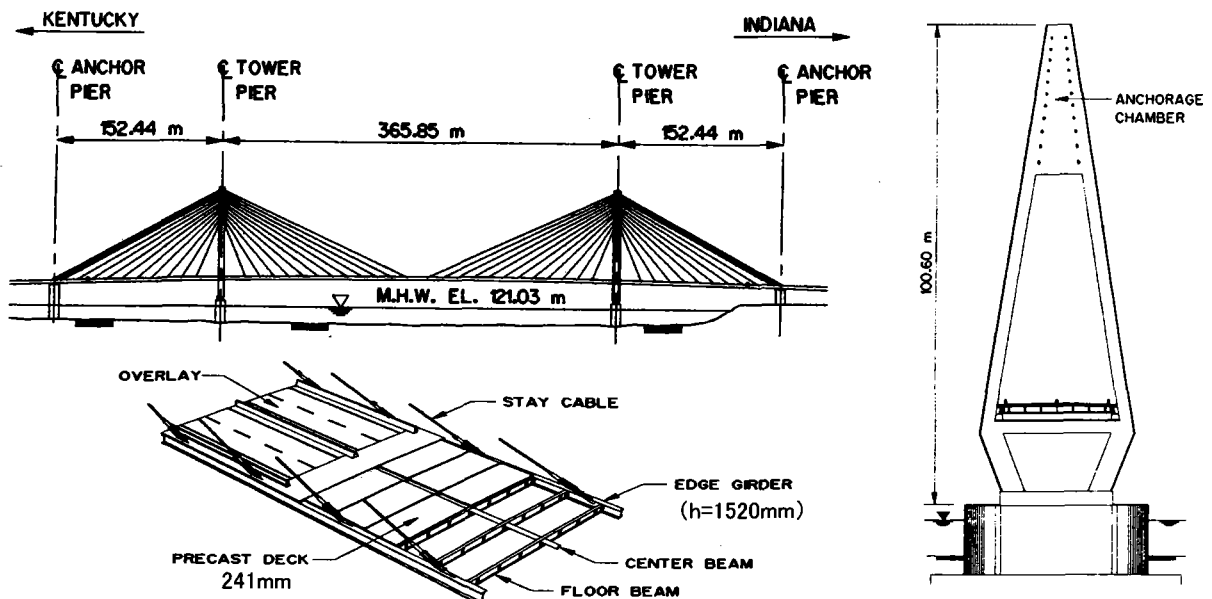
①道路橋, ② $146.9+381+146.9=674.8\text{m}$ , ③ $2 \times 23.825\text{m}$ , ④プレキャスト床版(200mm), ⑤2主桁,  
 ⑥車線数は上下線合計8車線あるため, 全線一体とするか, 分離するかを検討した。その結果, 上下線は分離された床組で支持されているが, ダイヤモンド形のRC主塔が水平材位置で一体化されたユニークな構造となった。主桁構造はエッジビーム形式でプレキャストRC床版との合成構造を採用している。また主桁はケーブル定着の関係上, 腹板を斜めに傾けている。全体模型による風洞実験を実施し, 特に問題とならないため耐風対策は講じていない。



## 20. William H. Natcher Bridge (ウィリアムエイチナッチャー橋) アメリカ 2004年

別名: Owensboro

①道路橋, ② $152.44+365.85+152.44=670.7\text{m}$ , ③20.4m, ④プレキャスト床版(241mm), ⑤2主桁,  
 ⑥斜張橋の両側アプローチ橋を含め約1373mで, 総工費約USD70百万の大規模工事である。主塔はコンクリート製で, ケーブル定着部は鋼製アンカレッジを埋め込んだ構造を採用し施工性・経済性の向上および工程短縮を図った。主桁側ケーブル定着部は, 応力集中と溶接疲労を考慮し, 定着板を主桁上フランジに貫通させ, ボルト連結構造とした。側径間主桁はアンカーピアを越えてアプローチ桁と連続させるため, アプローチ桁を斜張橋側に2パネル分ラップさせて連結している。風洞実験の結果特に問題とならなかった。

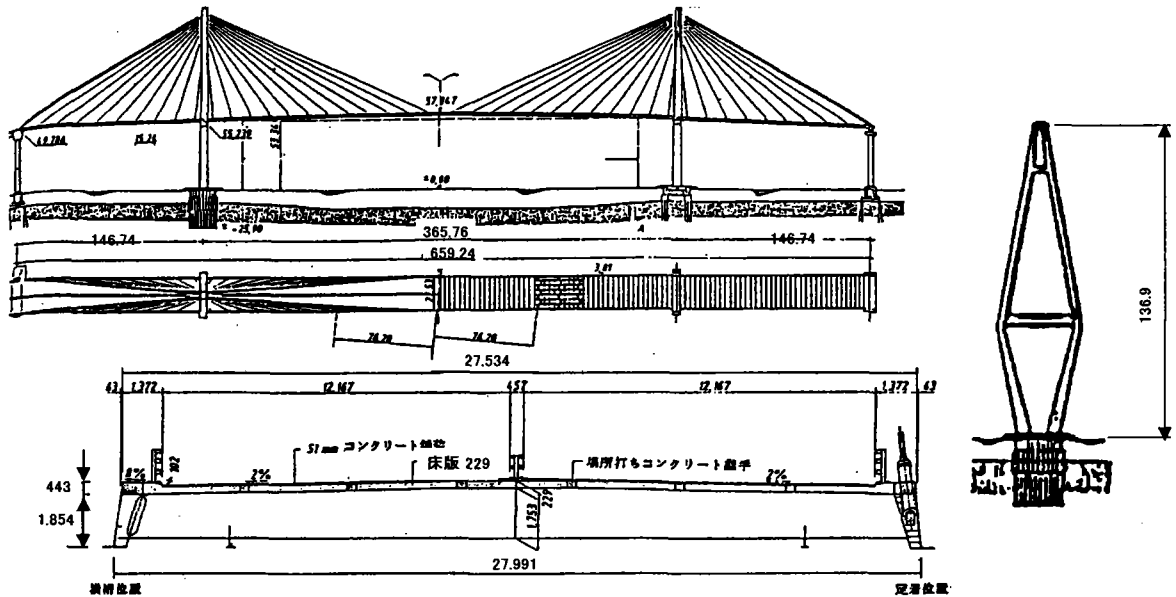


注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴



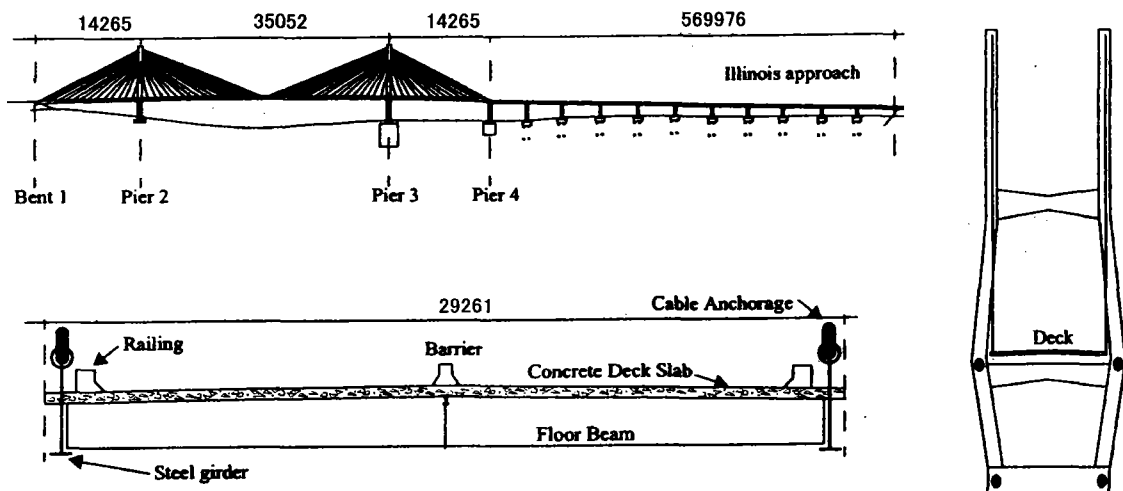
## 21. Sunshine-Skyway Bridge (サンシャインスカイ橋) アメリカ 代案(採用されず)

①道路橋, ② $146.74+365.76+146.74=659.24\text{m}$ , ③ $27.99\text{m}$ , ④プレキャスト床版(229mm), ⑤2主桁,  
 ⑥主桁は2本のエッジガーダーと3.81m間隔の横桁の格子桁からなり, プレキャスト床版と合成させる. 横桁の腹板厚を14.3mmとし補剛材を廃止し, また荷重分配用の縦桁も設置しない構造を提案した. 総鋼重は約3600tonである. しかし, この合成斜張橋案(73.8百万USD)とPC斜張橋案(71.1百万USD)との2案が入札され, 最終的に経済性でPC斜張橋に決定し, すでに建設されている. したがって, 本案は比較検討案(代案)である.



## 22. Bill Emerson Memorial Bridge (ビルエメルソンメモリアル橋) アメリカ 2003年

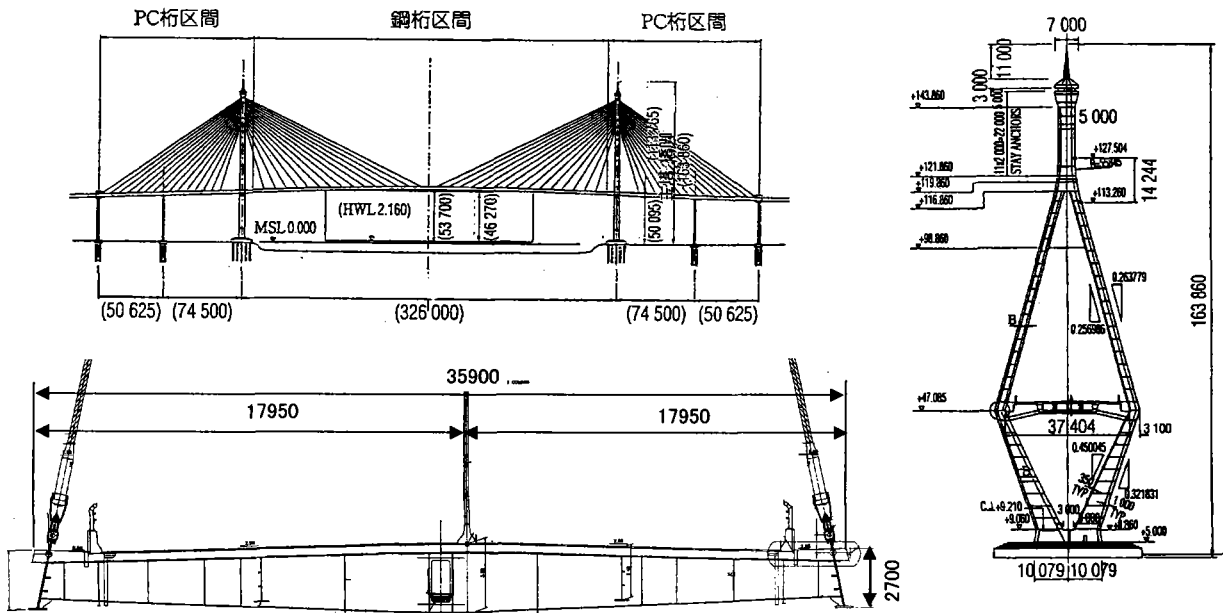
①道路橋, ② $143+351+143+11 \times 52=1208\text{m}$ , ③ $31.5\text{m}$ , ④プレキャスト床版(279mm), ⑤2主桁,  
 ⑥本橋はCape Girardeau付近のミシシッピ川を渡るイリノイとミズーリを結ぶ斜張橋でイリノイ側の11スパンのアプローチ橋を含め約USD100百万の工事である. 斜張橋の主塔はコンクリート製H型で, ケーブルは平行線ケーブル128本(HDPE被覆, ホワイト), 主桁はエッジガーダーとプレキャスト床版による合成構造を採用している. ケーブルは主桁の直上に定着されている.



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

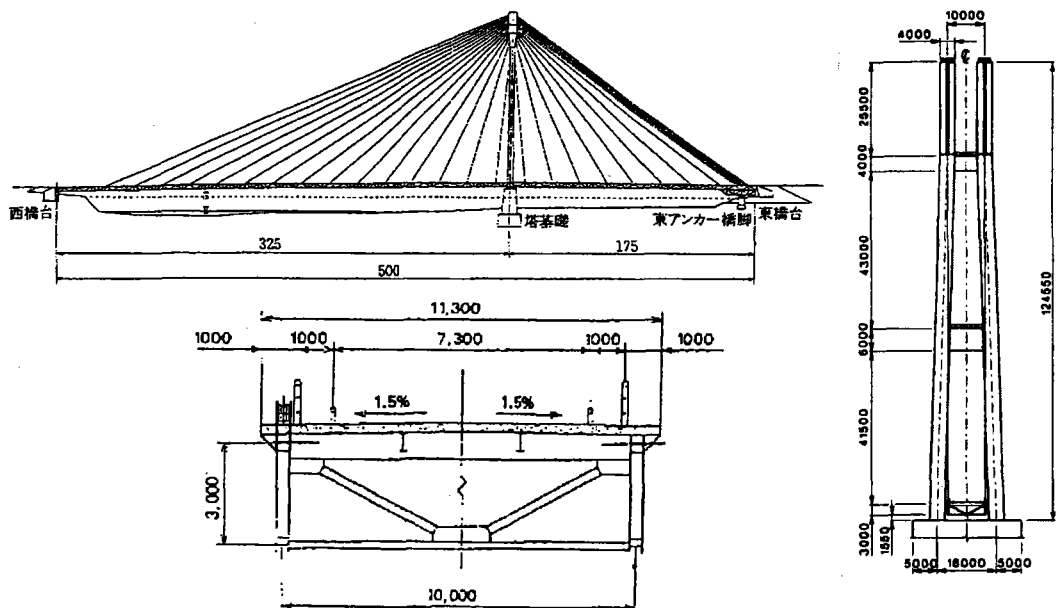
## 23. Ring Road Bridge No.2 (リングロード第2橋) タイ 建設中

①道路橋, ②50.625+74.5+326+74.5+50.625=576.25m, ③35.9m, ④プレキャスト床版(250,350mm), ⑤4主桁, ⑥北工区の第2橋は, 第1橋とほぼ同じ構造であるが, 橋長・スパンが少し短く, 塔高が少し低いPC複合斜張橋である. 第1橋とはコンラクトが分かれているが, 同じJVが契約し施工をしている. 主桁断面はまったく同じである.



## 24. Karnali River Bridge (カルナリ橋) ネパール 1993年

①道路橋, ②325+175=500m, ③11.3m, ④プレキャスト床版(229mm), ⑤トラス桁, ⑥アジアハイウェイの一貫として, ネパール南西部を東西に分断するカルナリ川に建設された2径間の合成斜張橋である. 2径間ではこの形式の中で最大のスパンを誇る. 主構トラスの上弦材はプレキャストRC床版とジベルで合成され, また縦桁及び横桁とも合成されている. 合成断面の応力照査には鋼とコンクリートの弾性係数比に $n=11$ を使用. 床版の設計基準強度 $\sigma_{ck}$ は350kgf/cm<sup>2</sup>で床版厚229mm, 塔近傍以外のプレキャストパネルの継手には鉄筋による重ね継手が採用された.

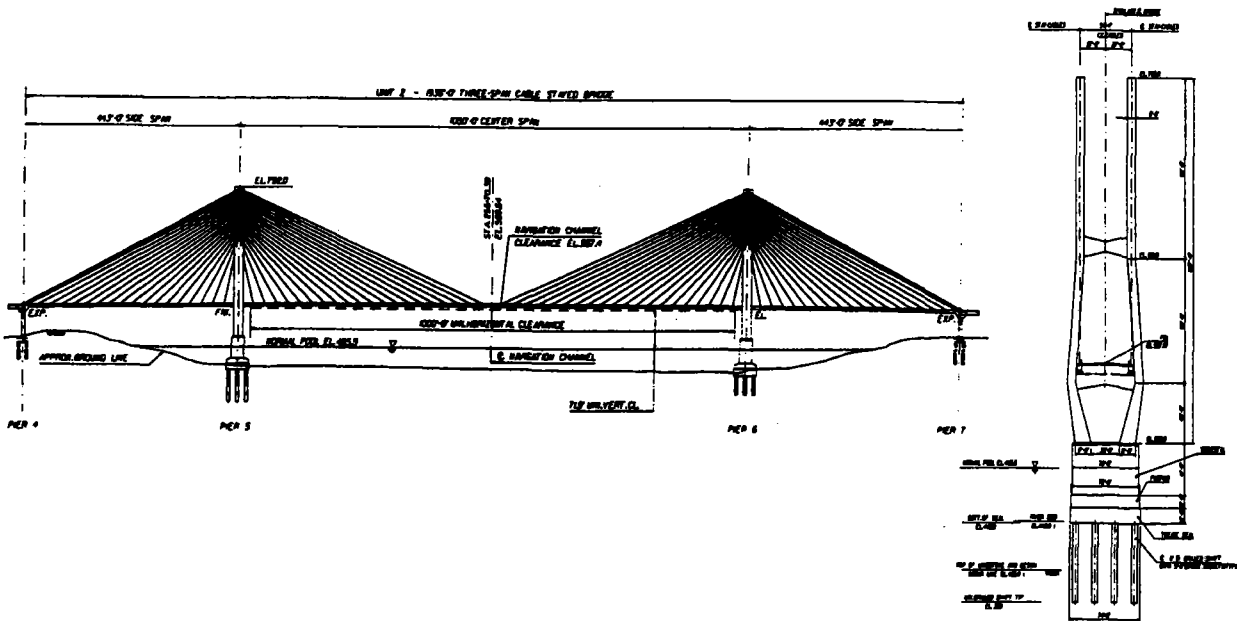


注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

## 25. William H. Harsha Bridge (ウィリアムエイチハーシャ橋) アメリカ 2001年

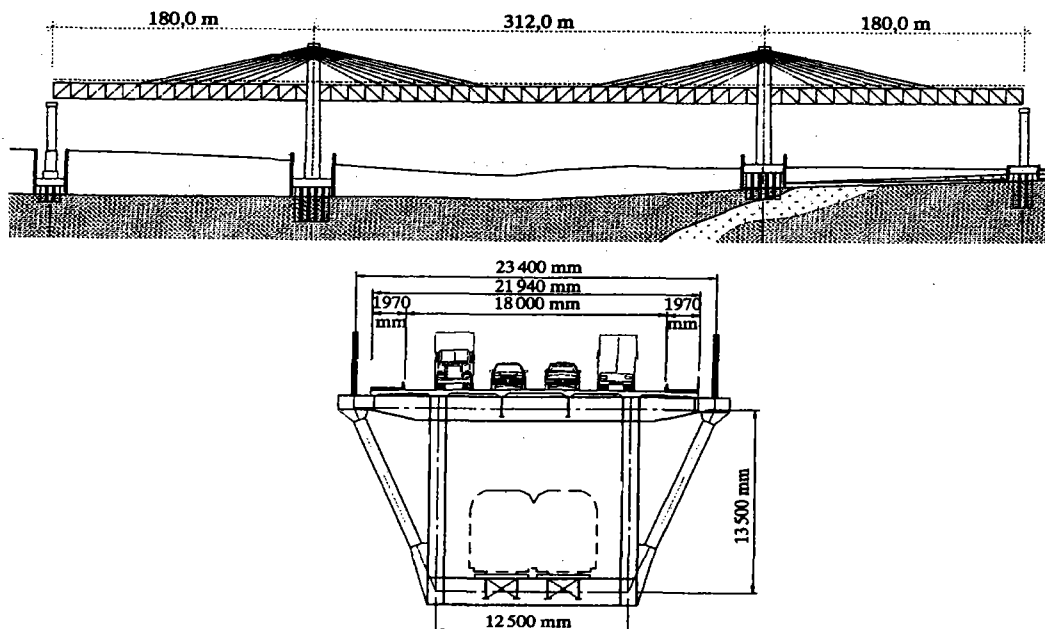
別名; Maysville

- ①道路橋, ②38.1+121.9+320+121.9+38.1=640m, ③17.83m, ④プレキャスト床版, ⑤2主桁,  
 ⑥旧橋の吊橋が重車両荷重に対して安全性を確保できないことから, 新設で建設されることになった. 架橋位置はケンタッキー州メイシルのオハイオ川で, コンクリート斜張橋と比較され, 工費USD36百万の合成斜張橋が選定された. 主桁はエッジガーダー形式で, 4.8m間隔の横桁を配し, プレキャスト床版と合成される. ケーブルはキャロピングを防ぐためにスパイラル付のシース管(ホワイトカー)を使用した. 架設はバランスングカンチレバー工法を採用している.



## 26. 蕪湖長江大橋 (Wuhu Yangtze River Bridge) 中国 2000年

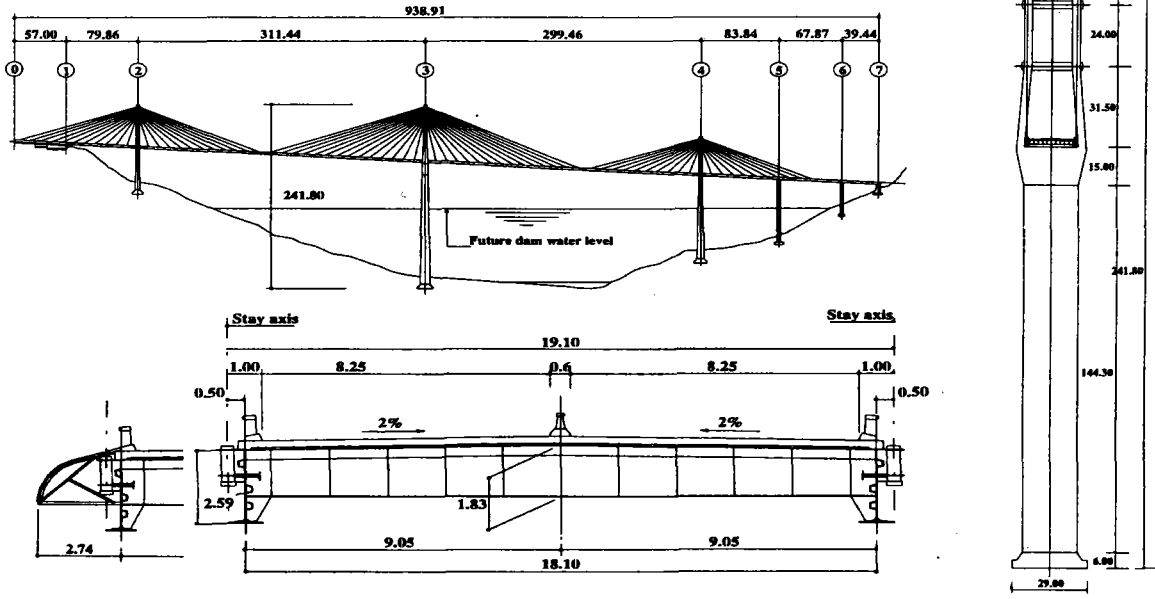
- ①併用橋, ②180+312+180=672m, ③23.4m, ④プレキャスト床版, ⑤ダブルデッキトラス桁,  
 ⑥ダブルデッキトラスの道路-鉄道併用橋で, 道路は4車線, 鉄道は複線の構成である. 床版は道路部には全体剛性を高めるためにコンクリート床版を使用し, トラス上弦材と合成構造としていて, 鉄道部は鋼重軽減のために鋼床版を採用している. 本橋近郊に空港があること, 主径間が航路であること, 鉄道の建築限界の3つから, 塔の高さ・間隔, 桁高と位置が決定された. 工事では模型による静的載荷や疲労試験を行って問題ないことを確認している. 床版はプレキャストで, 中央の引張部にはプレストレスを導入している.



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

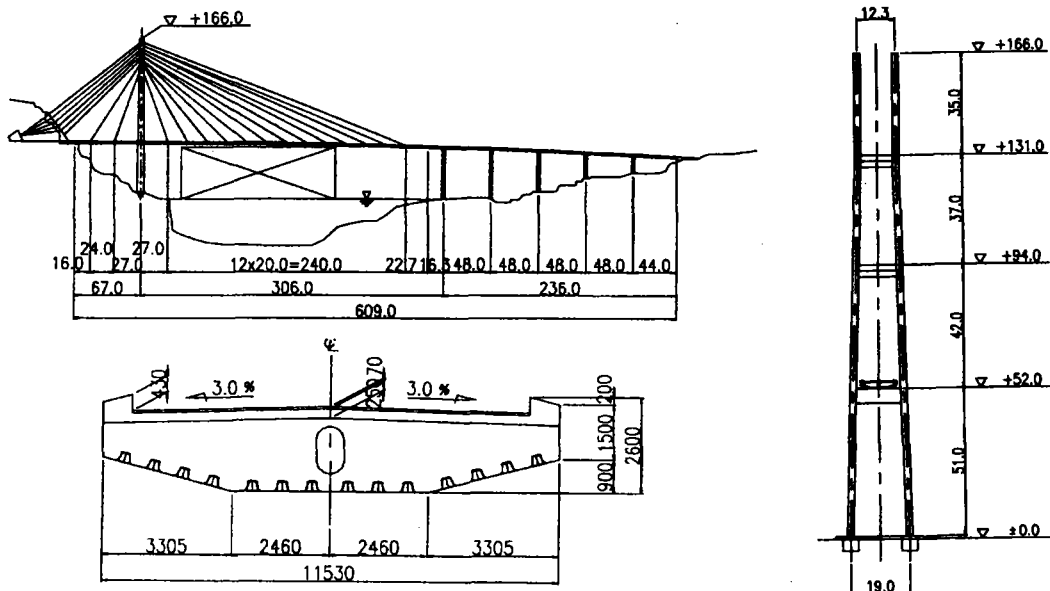
## 27. Mezcala Bridge (メスカラ橋) メキシコ 1993年

①道路橋, ②57+79.86+311.44+299.46+83.84+67.87+39.44=938.91m, ③23.58m, ④場所打ち床版(200mm), ⑤2主桁, ⑥メキシコシティとアカプルコを結ぶ高速道路に4橋の斜張橋があり, そのうちメスカラ川に架かる斜張橋が本橋である. 建設工期が非常に短いことから合成桁を有する斜張橋が選定された. 当初設計は2本の主塔を有する3径間の斜張橋であったが, 地盤条件が悪いことから, 3本の主塔, 2つの主径間を有する斜張橋に変更された. 主桁は2本のエッジガーダーと4m間隔の断面横桁, そして20cmのコンクリート床版による合成構造である. 風洞実験を実施し, 外主塔間の桁にはフェアリングが設置された. 側主塔までは“Mast+Stays”システムを用いた送り出し工法で架設し, その後中央主塔から両側にバランシング張り出し架設をおこなった.



## 28. Grenland Bridge (グレンランド橋) ノルウェー 1996年

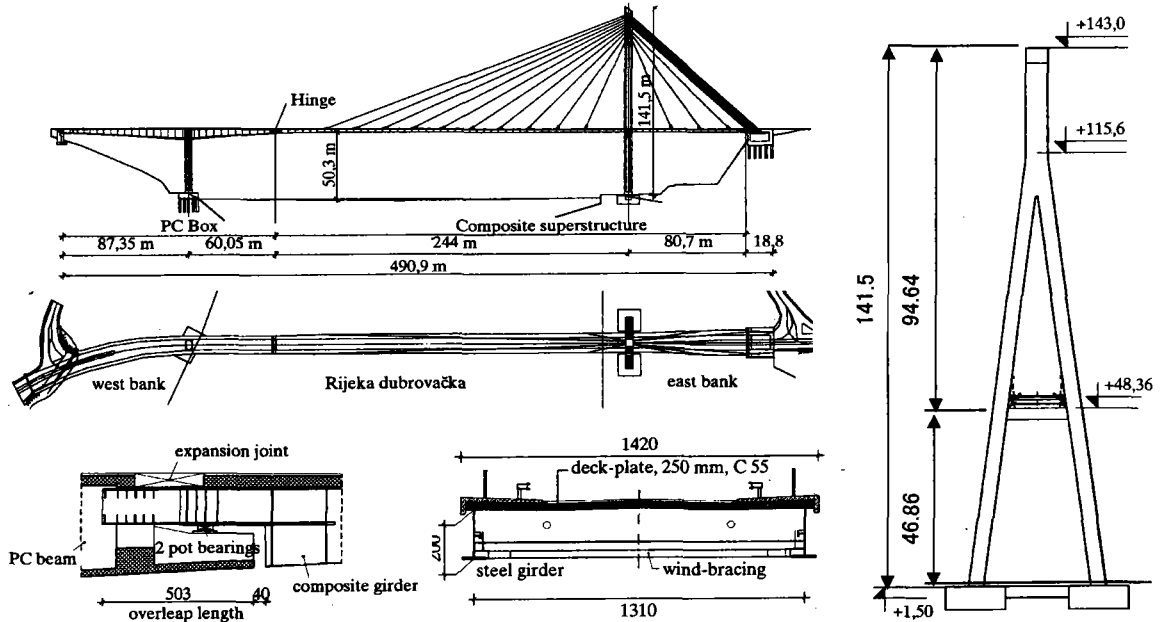
①道路橋, ②67+305+4x48+44=608m, ③11.53m, ④プレキャスト(120mm)+場所打ち(130mm), ⑤開断面箱桁, ⑥1本塔の斜張橋ではカルナリ橋について世界第2位のスパン誇る合成斜張橋である. 本橋はデザインコンパにおいてもっとも経済的であるとはならなかったが, 周辺地域にもっとマッチしているという景観性を重視し選定された. バックステイ側は山の斜面にアンカレイジが設けられ, このアンカレイジはトンネルの入り口, 橋台, そしてケーブルアンカーの役割を果している. 主桁断面は上フランジにコンクリート床版, 2枚のウェブと下フランジは鋼板で箱断面を形成している. 側径間およびアプローチ桁を架設後, 主径間をデリッククレーンを使用し20mのセグメント単位で張り出し工法により架設した.



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

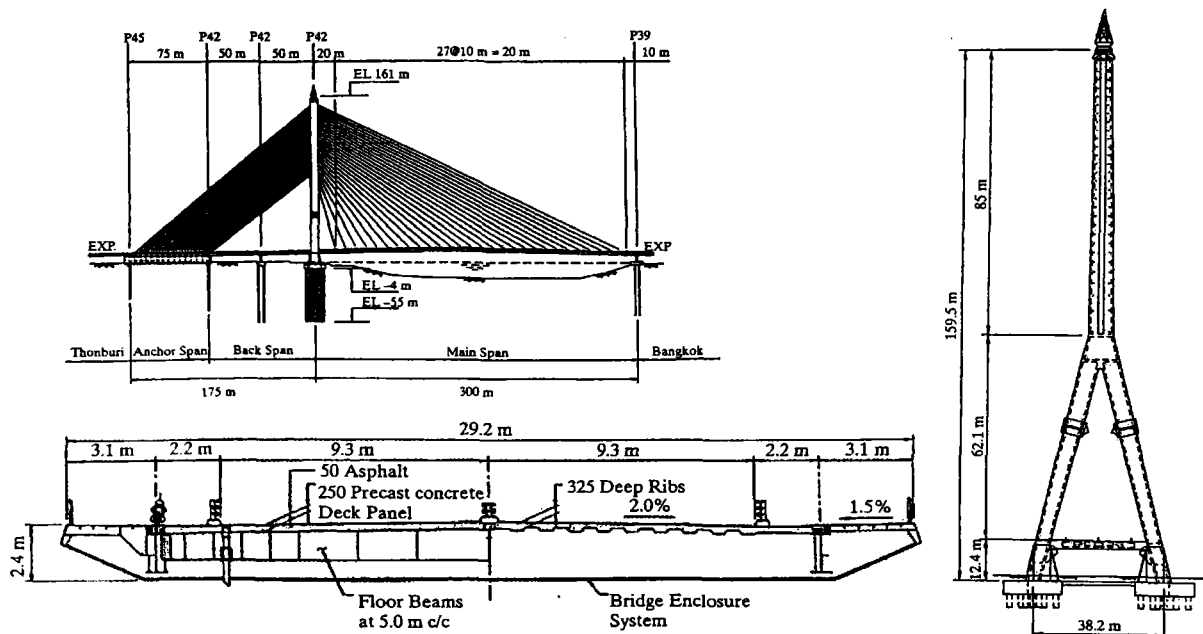
## 29. Dubrovnik Bridge (ドゥブロニク橋) クロアチア 2001年

①道路橋, ② $87.35+304.05+80.7=472.1\text{m}$ , ③ $14.2\text{m}$ , ④プレキャスト床版(250mm), ⑤2主桁,  
 ⑥架橋位置はクロアチアのアドリア海に面した観光地で有名なReheka Dubrovackaで、1990年に建設開始した工事はクロアチアの独立戦争で工事が中断し、その後1999年に再スタートした。形式は1本タワーの斜張橋で、主径間はエッジガーダー形式の合成桁がアプローチの60m張り出されたコンクリート箱桁とヒンジで接続する。これによって主塔の高さ及びケーブル長を低減させている。現地の風速は最大50m/hの発現が考えられたため、風洞実験を実施した。その結果、ねじれ剛性を高めるために主桁の下フランジ面にウィンドブレイシングを設置した。



## 30. Rama VIII Bridge (ラム8世橋) タイ 2003年

①道路橋, ② $75+50+50+300=475\text{m}$ , ③ $29.2\text{m}$ , ④プレキャスト床版(250mm), ⑤2主桁,  
 ⑥バンコクのチャオプラヤ川を跨ぐ1本タワーの合成斜張橋であり、300mのメインスパン、2x50mのサイドスパン、そして75mのアンカースパンから構成される。メインスパン側は2本のエッジガーダーでケーブルはその主桁に定着される2面吊りで、一方アンカースパンはPC桁で中央の箱桁部に定着される1面吊りケーブル構造となっている。メインスパンのエッジガーダーは横桁を配して床版と合成され、主桁の外側には歩道のための3.1mの張り出し鋼床版が設けられている。

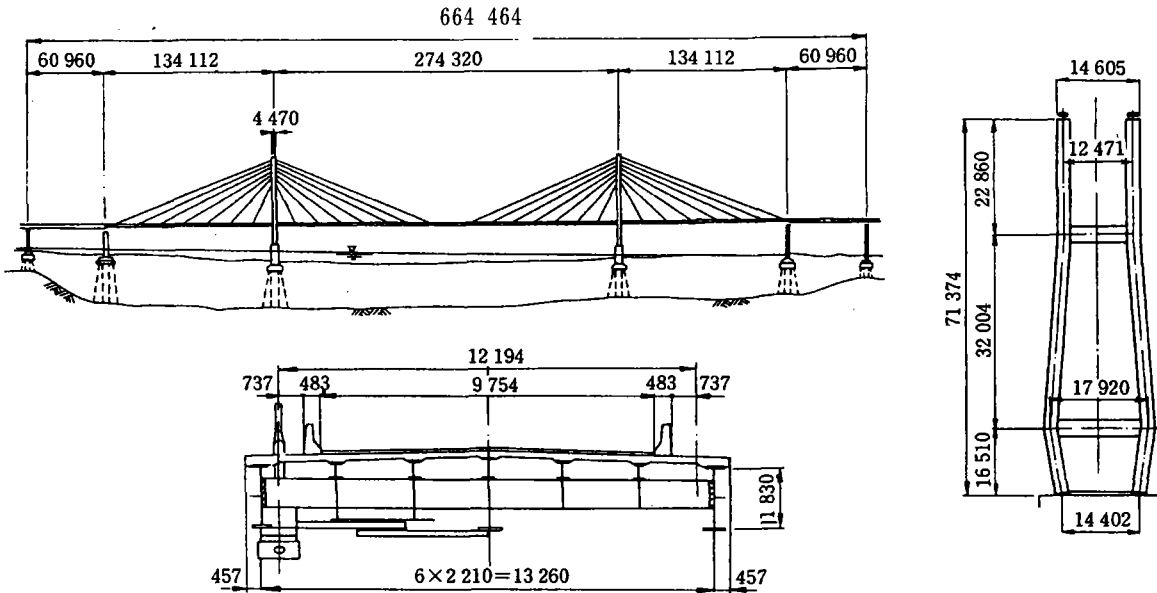


注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

### 31. Bayview Bridge (ベビュー橋) アメリカ 1986年

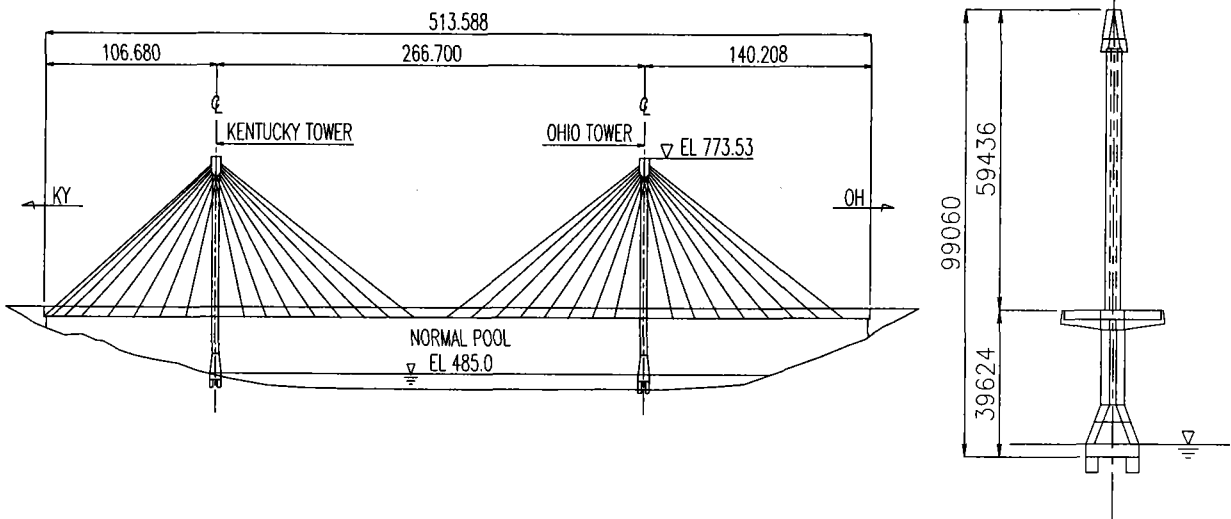
別名: Quincy

①道路橋, ② $60.96+134.112+274.32+134.112+60.96=664.464\text{m}$ , ③13.79m, ④プレキャスト床版(229mm), ⑤2主桁, ⑥ミシッピ-川に架かる斜張橋で, コンクリート桁案と合成桁案で競争入札が行われ, 本形式が選定された。アレクスレーザ-橋に次いで2番目に建設された2主桁の合成斜張橋である。2主桁の間に縦桁を設け床版支間を橋軸直角方向とし, かつ橋軸方向にポストテンションを導入しひび割れ防止を図った。また塔部には鉛直支承を設けたこと, 耐風対策として風洞実験を実施, 主桁にスプリッタープレートとハッフルプレートを設けたことが主な特徴である。



### 32. U.S. Grant Bridge (ユーエスグラント橋) アメリカ 2004年

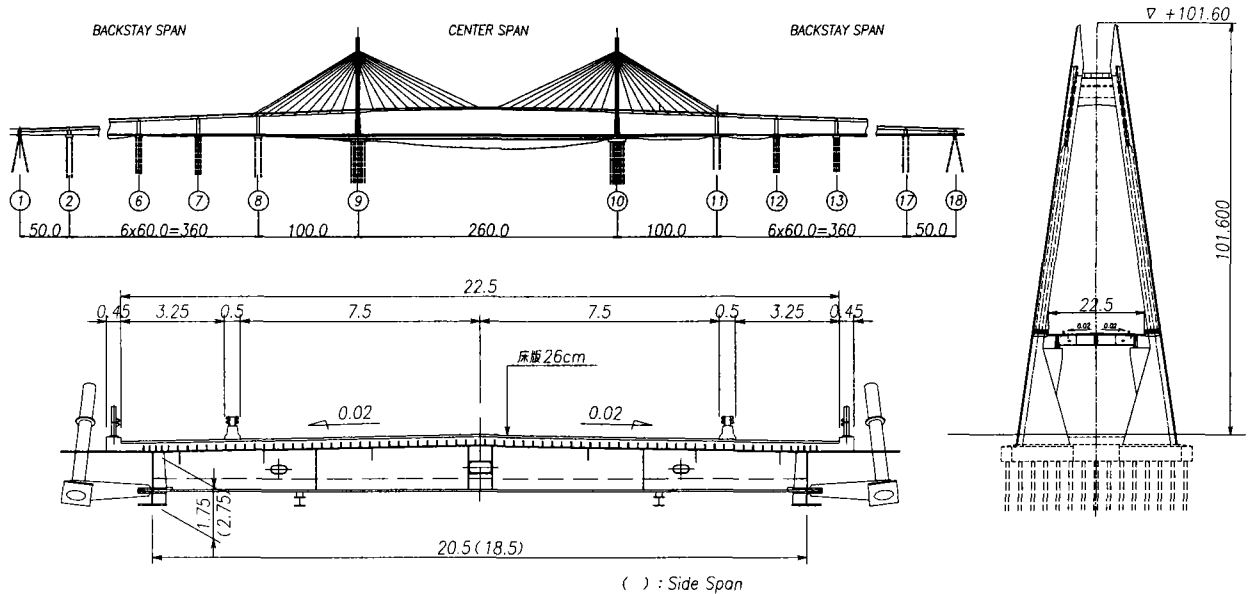
①道路橋, ② $106.7+266.7+106.7=480.1\text{m}$ , ③—, ④プレキャスト床版, ⑤, ⑥本橋はオハイオのホ-ツマスからケンタッキー-南海岸に向かう国道23号に架かる斜張橋で, 旧橋の老朽化と将来の交通量をか-できないことから新設になった。総工事費はUSD28.4百万, オハイオ州では初めての斜張橋となる。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

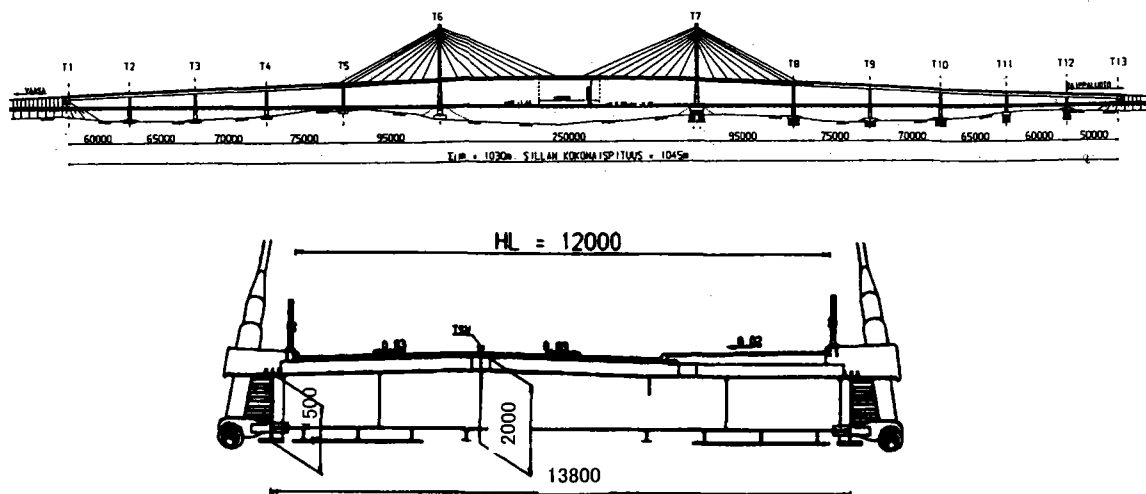
### 33. Binh Bridge (ビン橋) ベトナム 2005年

①道路橋, ②50+6@60+100+260+100+6@60+50=1280m, ③23.4m, ④プレキャスト床版(260mm), ⑤2主桁, ⑥ベトナムの第3の都市ハイフォン市を流れるカム川に架かる。本工事は日本の特別円借款制度の適用第1号案件で、2002年9月に着工した。橋梁は17径間連続のプレキャスト床版合成鉄桁橋で、そのうち3径間が合成斜張橋となっている。アプローチ桁は4主桁であるが、内側の2主桁は中間橋脚位置に支点がなく、縦桁の役割を果しており、斜張橋部は2主I桁とプレキャストRC床版との合成桁である。2主塔、側径間桁が完成後に中央径間を張り出し工法にて架設する。



### 34. Raippaluoto Bridge (ラハルトウ橋) フィンランド 1997年

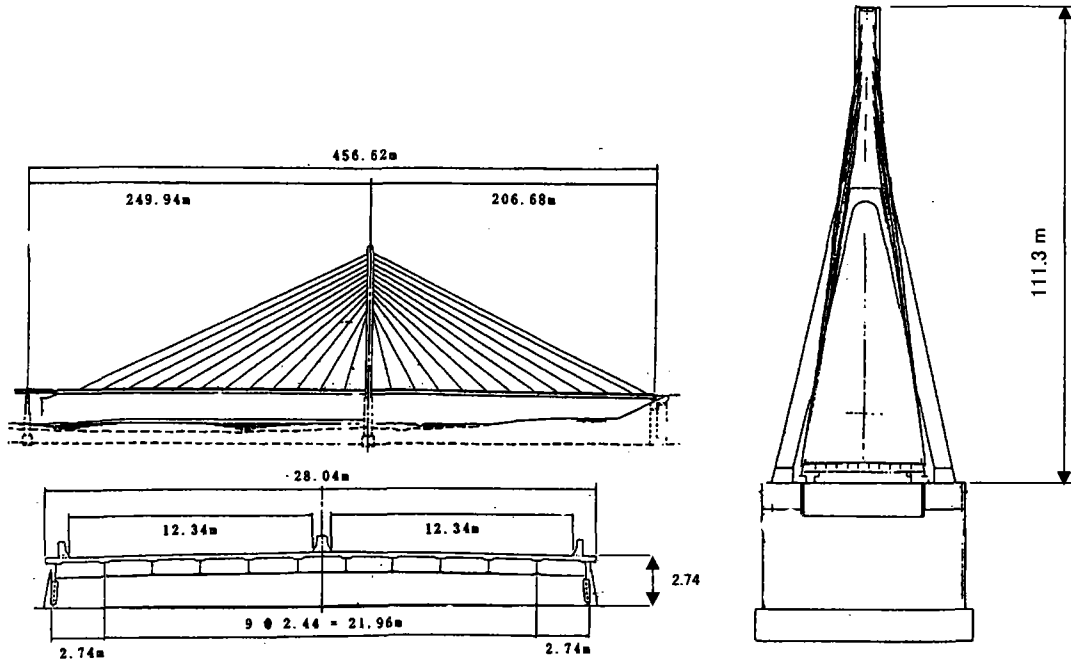
①道路橋, ②60+65+70+75+95+250+95+75+70+65+60+50=1030m, ③13m, ④プレキャスト床版(270mm), ⑤2主桁, ⑥フィンランドの西海岸にあるラハルトウ島に架かる橋で、橋長が1045mとフィンランドで最も長い橋である。本橋の両端にしか伸縮装置がなく、騒音振動防止、メンテナンス費削減を図っている。中央に3径間斜張橋、その両側に2つのアプローチ桁が連続した合成桁である。アプローチと斜張橋部の主桁間隔は異なる。2.55m長さの模型で風洞実験を実施し渦励振が発現することが判明したため、桁下に3m幅のソフィットプレートを設置し対応した。中央径間の主桁は14mブロックごとの張り出し架設を採用している。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

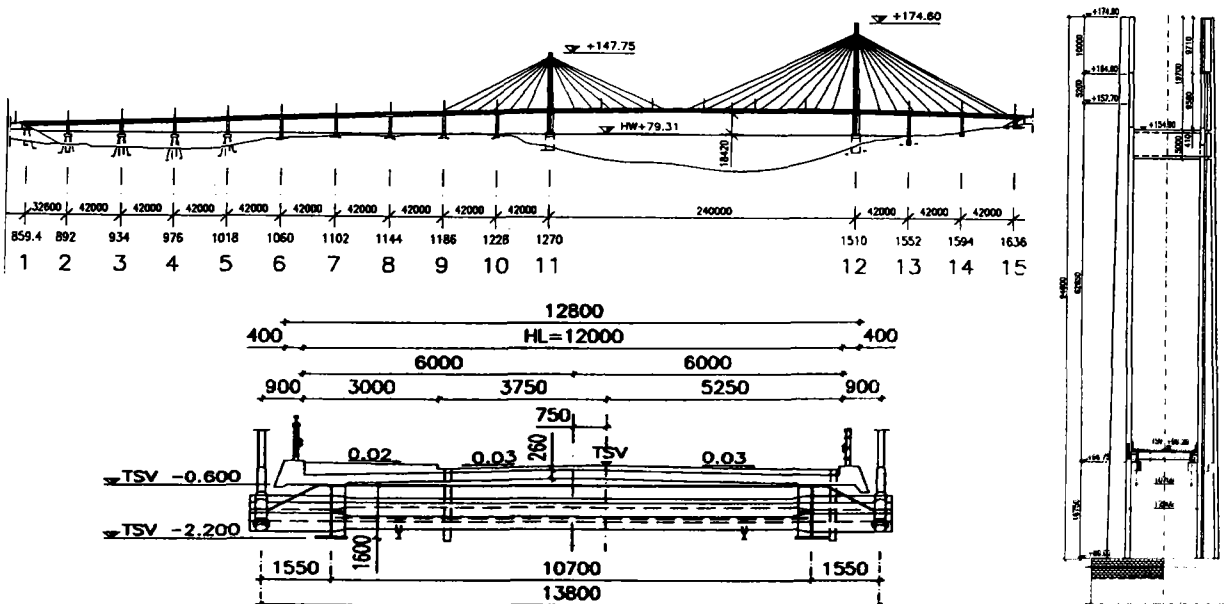
### 35. Weirton-Steubevenville Bridge (ウェルトンストーベル橋) アメリカ 1998年

①道路橋, ② $249.94+209.68=456.62\text{m}$ , ③ $28.04\text{m}$ , ④場所打ち床版(216mm), ⑤2主I桁,  
 ⑥オハイオ川に架かる1本塔の非対称2径間合成斜張橋である。鋼桁+鋼塔, 鋼桁+コンクリート塔, コンクリート桁+コンクリート塔の3案で比較し, 総工費USD20百万の鋼桁+コンクリート塔が選定された。鋼桁は2本のエッジガーダーで, その間に横桁を配し, またその横桁上に主桁間計10本の縦桁を配している。従って床版支間を橋軸直角方向としている。主桁腹板はケーブル配置方向に合わせて斜め配置となっている。



### 36. Kärkistensalmi Bridge (カーキステンサルミ橋) フィンランド 1997年

①道路橋, ② $32.6+9 \times 42+240+3 \times 42=776.7\text{m}$ , ③ $12.8\text{m}$ , ④場所打ち床版(260mm), ⑤2主I桁,  
 ⑥カーキステンサルミ海峡の両岸にまたがる橋梁で, フェリーに代わる交通手段として橋梁建設計画が1974年にスタートした。設計においては, 経済性, サービス向上を考慮しながらも, 景観性が重要視され, デザインコンペで高さの違う(68m, 95m)2本の主塔を持つ斜張橋が選ばれた。ケーブル定着間隔は14.4mで, その位置に通常の横桁とは別のケーブル方向に傾けた定着用横桁を設置し, 主桁の外側に定着している。中央径間の架設は側径間架設完了後に張り出し工法で行われた。

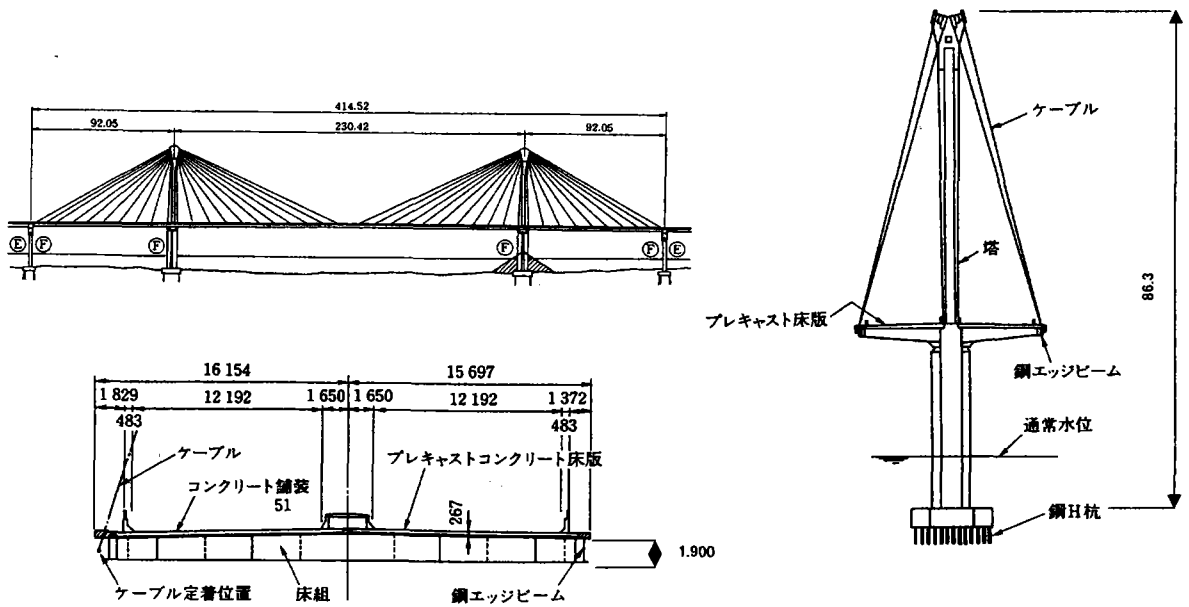


注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴



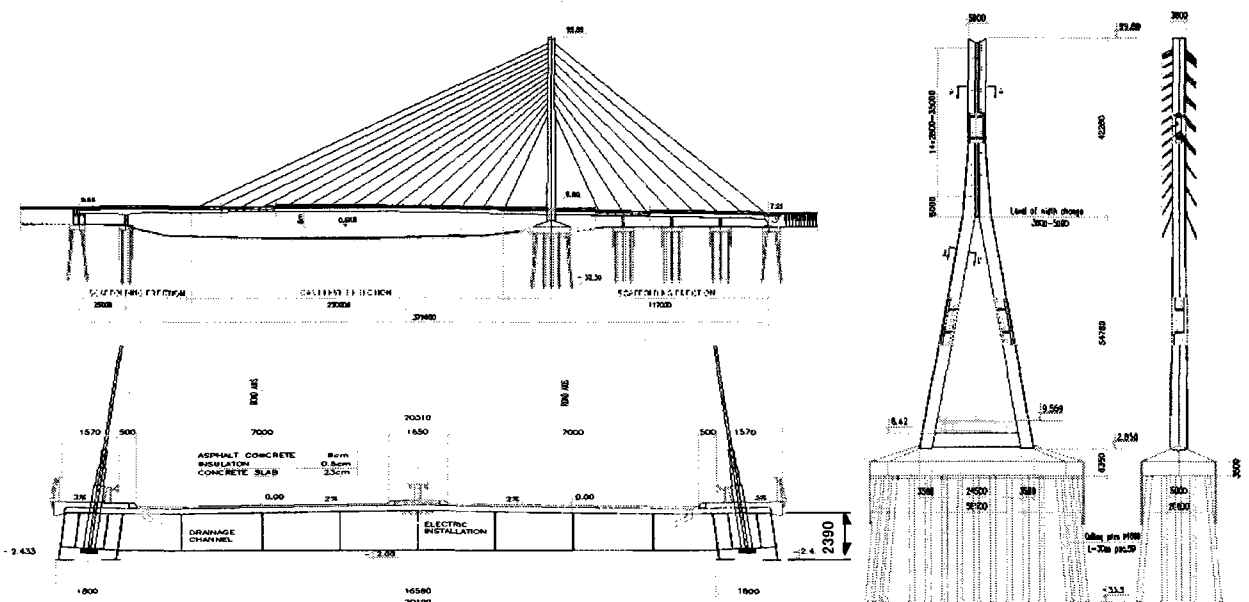
### 37. Clark Bridge (クラーク橋) アメリカ 1993年

①道路橋, ② $92.05+230.42+92.05=414.52\text{m}$ , ③ $32.368\text{m}$ , ④プレキャスト床版(267mm), ⑤2主I桁,  
⑥イリノイとミズーリの間のミシシッピ川に架かる23径間のトラス橋は、幅員が狭く将来の交通量に対応できないことから、その下流約400mの位置に新設されたのが本橋である。中央部斜張橋にはPC桁と合成桁が比較され、経済性から合成桁を、アプローチ桁は鋼桁が選定された。本橋の最大の特徴は塔頂の一点から合成桁の両端を吊る構造で、主塔が1本柱であることである。通常はねじり剛性の高いA形主塔を選定するが、下部工構造が大きくなることから1本柱が選定された。桁は2主I桁とそれを結ぶ横桁から構成され、プレキャストコンクリートの床版と合成される。ケーブルは主桁の外側に定着している。



### 38. Third Millennium John Paul II Bridge (第3ミレニアムジョンポール2世橋) ホーランド 2001年

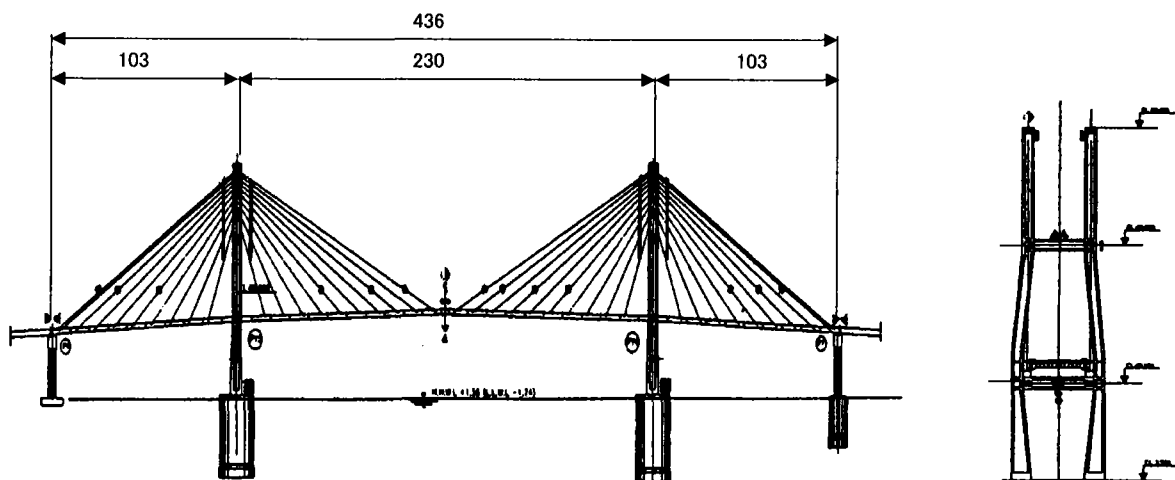
①道路橋, ② $25+230+117=372\text{m}$ , ③ $20.31\text{m}$ , ④プレキャスト床版(230mm), ⑤2主I桁,  
⑥Martwa Wisla川にかかるポーランドでは初の合成斜張橋である。形式は主径間230mの1本塔2径間斜張橋で、バックステイ側は3本の間アンカー橋脚を有する。主桁は2本のエッジゲーターと4m間隔に配置した横桁から構成され、230mmの床版と橋軸、橋直の両方向に合成される。ケーブルは主桁外側にもう1枚のウェブを設けてその間に定着され、ケーブル面が傾いていることから主桁ウェブも傾かせている。定着部はFEMで応力照査をしている。架設は鋼桁と床版を合成したのち200tonのセグメントにして張り出し架設した。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

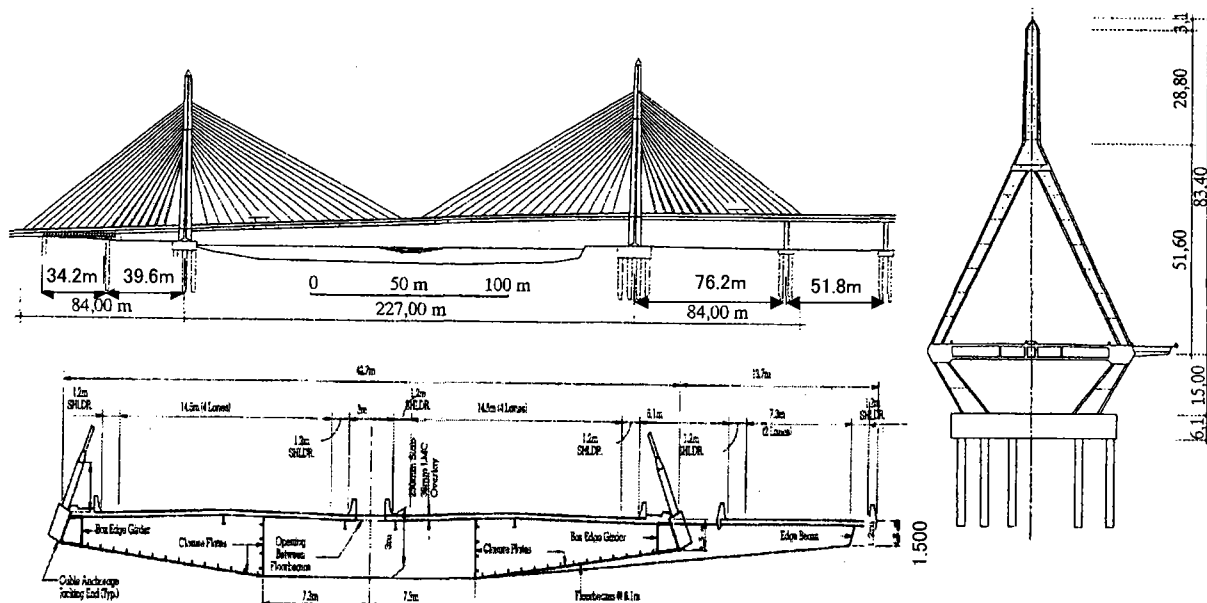
### 39. 三千浦大橋 (Samcheon-po Grand Bridge) 韓国 2003年

- ①道路橋, ② $103+230+103=436\text{m}$ , ③—, ④—, ⑤—,  
 ⑥中央径間230mを有する両側対称の3径間連続合成斜張橋である。主塔はH型のコンクリートタワーが2本、主桁は合成桁で、ケーブルは2面吊りファン形式である。ケーブルにはPCストラットを使用している。架設は主塔から両側に向かって対称に張り出すバラジック工法を採用した。



### 40. Zakim Bunker Hill Bridge (ザキムバンカーヒル橋) アメリカ 2003年

- ①道路橋, ② $34.2+39.6+227+76.2+51.8=428.8\text{m}$ , ③56.1m, ④プレキャスト床版(250mm), ⑤2主箱桁,  
 ⑥ボストンのチャールズ川に架かる10車線の車道を有する幅員56m(最大)の合成斜張橋である。当初の形式検討では、トラス、タイアーチ、吊橋も検討したが、いずれもこの56mの幅員に適応できず、斜張橋となった。主桁は箱桁を採用し、6.1m間隔で桁高3mの断面横桁で構成されている。また、横桁と同間隔に主桁からの張り出しブラケットを設け、10.75m幅員の車道2車線分を支持している。中央径間は合成桁構造で、一方側径間はスパンが短いことからカウンターウェイトとしてPC桁が採用され、ケーブルは中央径間が2面、側径間は1面吊り形式となっている。

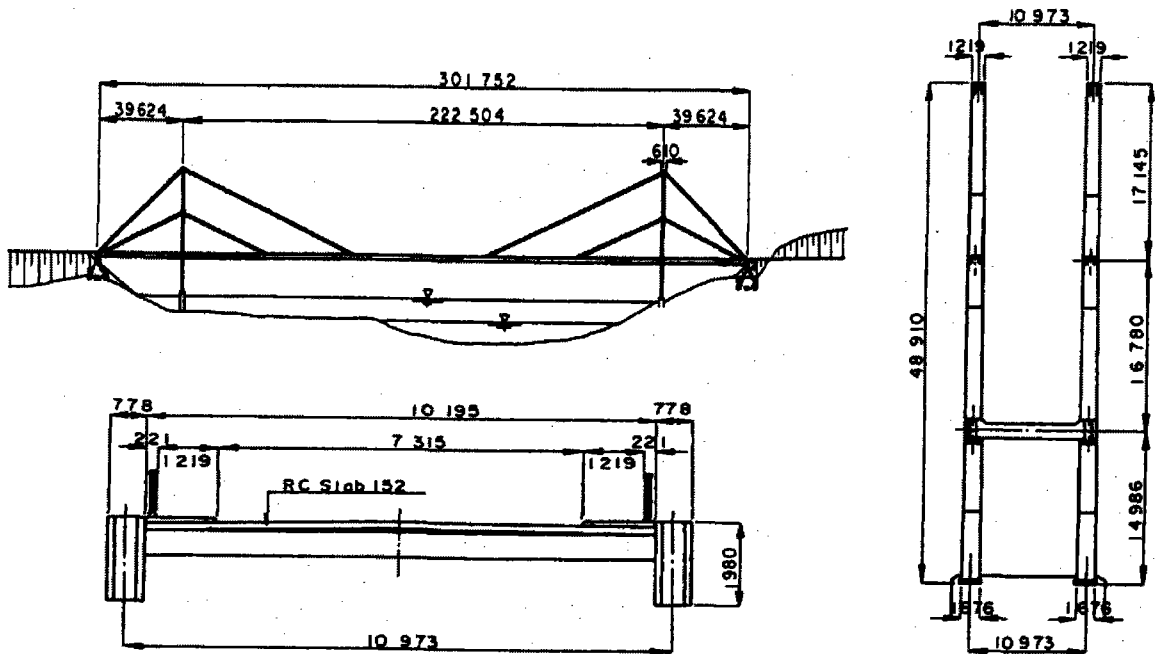


注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

## 41. New Luangwa Bridge (ニュールアンゴワ橋) ザンビア 1969年

①道路橋, ②39.6+222.5+39.6=301.7m, ③10.2m, ④(152mm), ⑤2主箱桁,

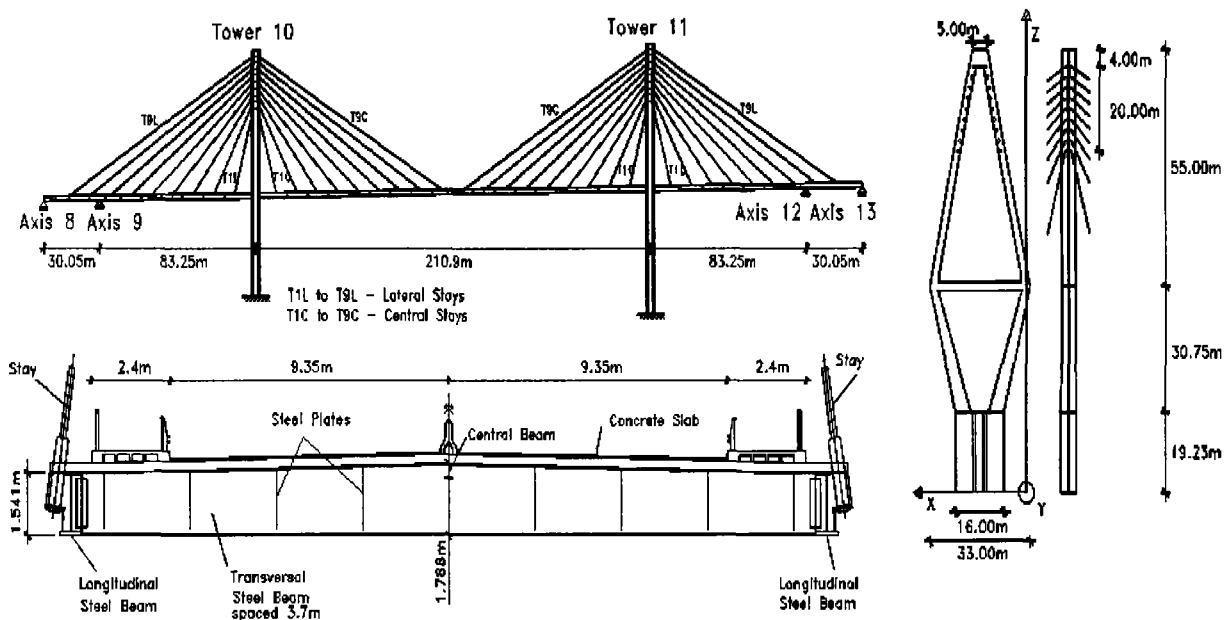
⑥ザンビアとマラウイを結ぶグレートイースト道路に架かる斜張橋で、ルサカに東232kmに位置する。本橋は幅員の両外側に位置する2本箱桁と2.6m間隔の横桁、そして150mmの床版から構成される合成桁である。設計はBS基準を準拠している。橋は1968年に完成したが、1997年に50tonの車両が速度15km/hで走行したときに橋梁が損傷した。そのため、その年に桁と塔を補強し、ケーブルは交換を行っている。



## 42. Pereira-Dosquebradas Bridge (ペレイラドスケブラダス橋) コロンビア 1997年

①道路橋, ②30.05+83.25+210.9+83.25+30.05=437.5m, ③23.5m, ④プレキャスト(100mm)

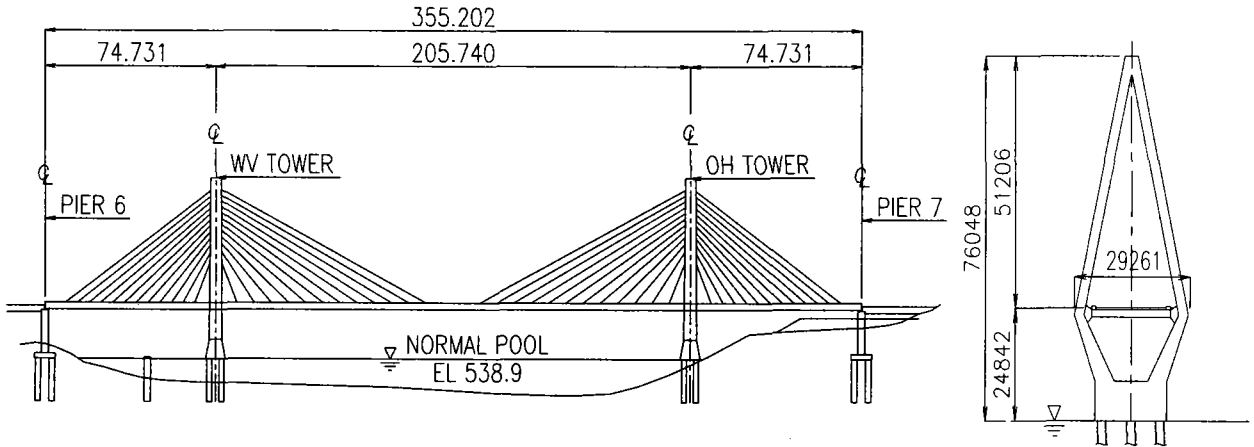
+場所打ち(150mm), ⑤2主桁, ⑥本橋はコロンビアでは最初の長大斜張橋であり、アメリカのコンサルタントの協力を得て1997年に総工費USD58百万で建設された。対称2本塔の合成斜張橋で、側径間に中間橋脚を有する。主桁は幅員端部に位置する2本主桁、3.7m間隔の横桁、そして鉄筋コンクリート床版で構成され、橋軸・橋直共に合成構造としている。この床版は下層100mmをプレキャスト、上層150mmを場所打ちとした。架設は主塔の両側に張り出していくバランス工法で、アンバランスにならないよう150kNのカウンターウェイトを利用して架設している。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

### 43. Pomeroy-Mason bridge (ポモロイマーソン橋) アメリカ 2004年

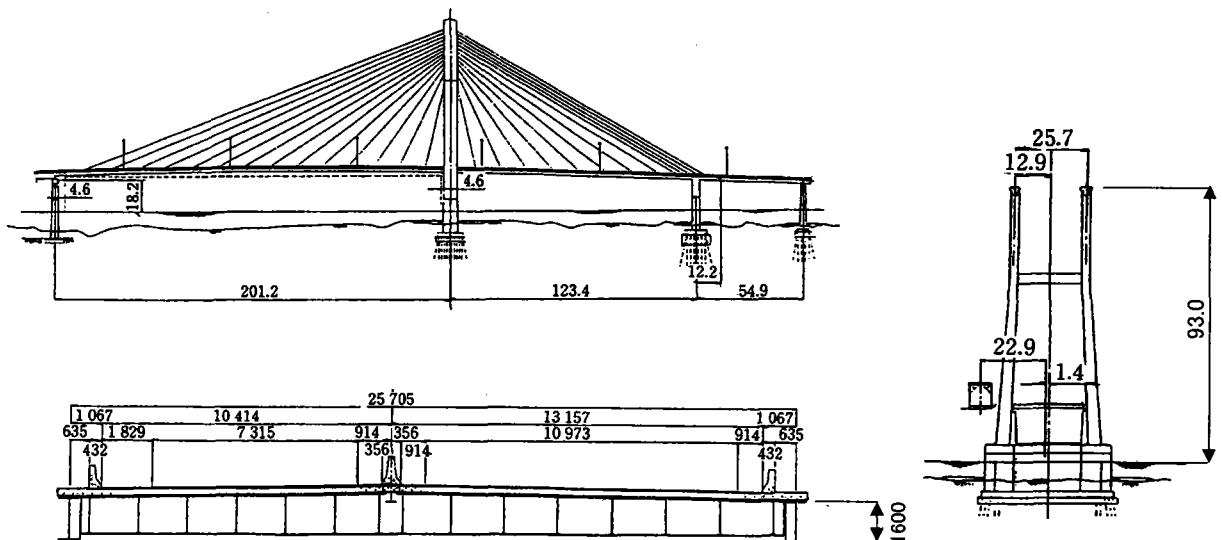
- ①道路橋, ②74.4+205.7+74.4=354.5m, ③—, ④プレキャスト床版, ⑤—,  
 ⑥本橋はオハイオとウェストバージニアの間のMason川に架かる3径間連続の合成斜張橋である。主塔は高さ76mのダイヤモンド型コンクリート構造で、ケーブルは2面吊りのファン形式となっている。



### 44. Mississippi River Bridge (ミシシッピリバー橋) アメリカ 1993年

別名: Burlington

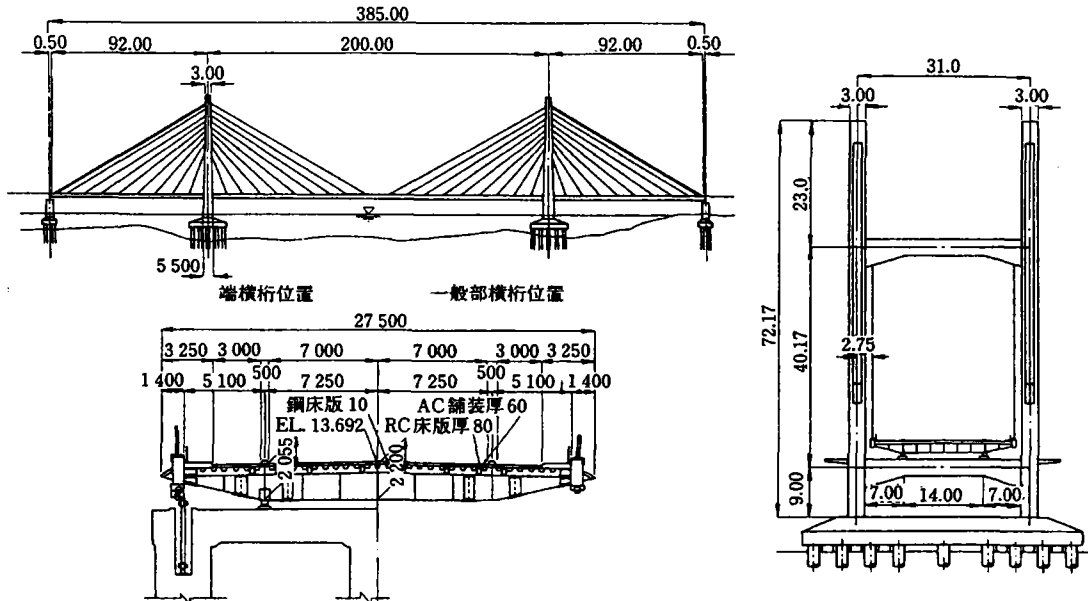
- ①道路橋, ②201.2+123.4+54.9=379.5m, ③25.71m, ④プレキャスト床版(254mm), ⑤2主桁,  
 ⑥アイオワ州とイリノイ州を結ぶミシシッピ川に架かるエッジビーム形式合成桁の非対称2径間斜張橋である。主塔を門型形式とし、ケーブル2面を鉛直とし、主桁へのケーブル定着は主桁直上としているのはアレクスフレーサー橋と同じである。しかし、ケーブル張力を主桁に直接作用させるのではなく、主桁の腹板にせん断力として伝達している。上フランジに対する面外力は避けられていて、応力的には改善されているが、定着構造は大きく目立っている。架設は側径間の主桁をベント工法で先行架設した後、ケーブルを利用して主径間を張り出し架設している。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

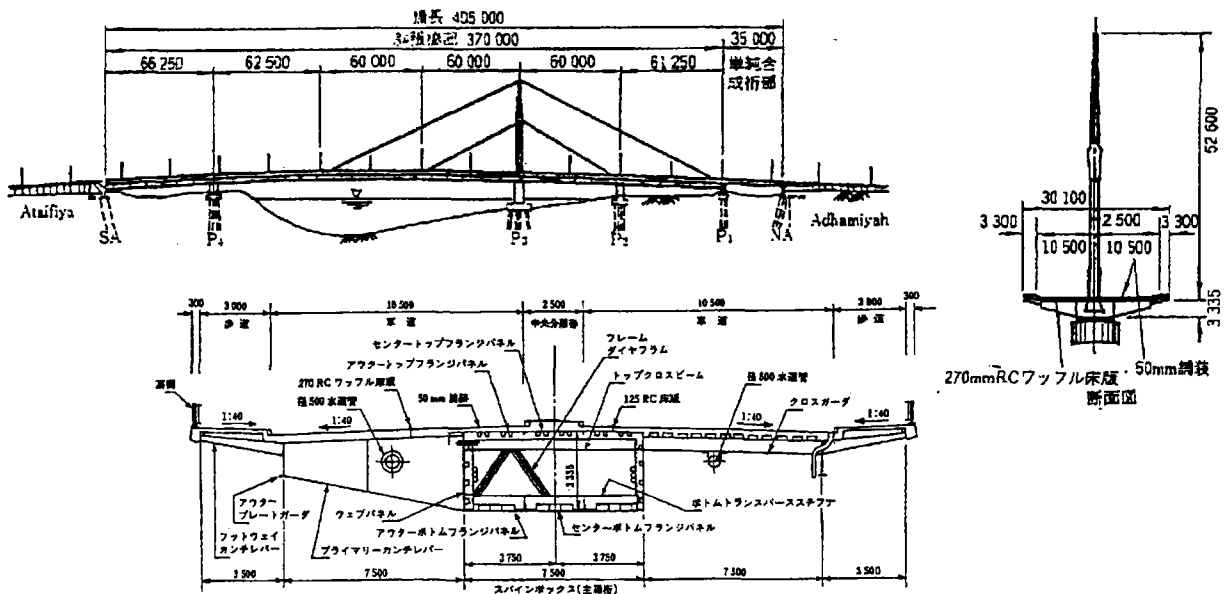
## 45. 重陽大橋 (Chung-Yang Bridge) 台湾 1990年

①道路橋, ② $92.0+200+92.0=384.0\text{m}$ , ③ $27.5\text{m}$ , ④RC合成 $\pi$ 形鋼床版(10+80mm), ⑤鋼床版 $\pi$ 形,  
 ⑥台湾の台北市と三重市を結ぶ道路の延長上にあつて、台湾では最大の斜張橋である。桁形式の選定に当つては経済性を考慮して床版を合成鋼床版(RC80mm, テッキ10mm), 桁をI桁とした。桁全体のねじり剛性を高めるために下横構を設け、ケーブルが定着されるフェアリングはケーブルからの導入張力に対し有効とし、ケーブル定着箇所には充腹形式の横桁を、その中間には対傾構を配している。台湾は日本と同様に地震国であることから3次元の地震時応答解析や弾塑性解析を、また台風の常襲国であることから2次元および3次元の風洞実験を行い、安全性を確認している。



## 46. Adhamiyah Bridge (アダミヤ橋) イラク 1984年

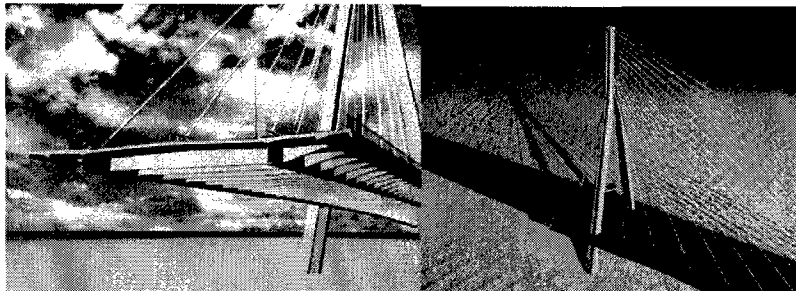
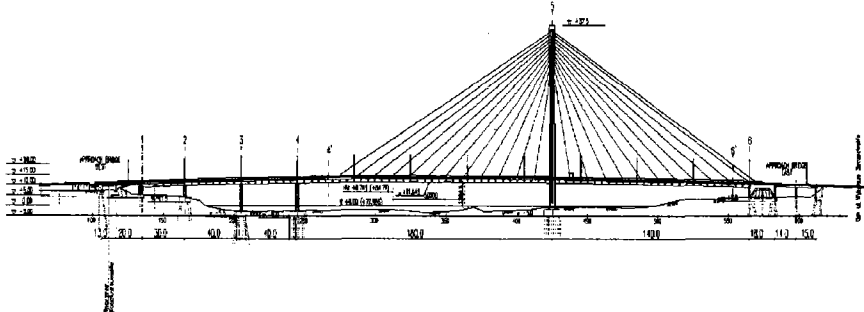
①道路橋, ② $66.25+182.5+60+61.25=370\text{m}$ , ③ $30.1\text{m}$ , ④RCワフル床版(125mm), ⑤1箱桁,  
 ⑥メソポタミア文明の発祥の地、イラクの首都バグダットを流れるチグリス川に架かる、中東で最初の斜張橋である。形式は4径間の合成斜張橋で、1本柱・1箱桁・1面吊りケーブル構造である。ケーブルは中央分離帯を貫通し箱桁内に定着される。また床版にはRCワフル床版を採用し、主桁の両側にブラケットを張り出し、かつ外縦桁を配して床版を支持している。主桁とブラケットの接合方法は、せん断は架け違い部の支承板により、曲げ圧縮は支承板を通して支圧力により、曲げ引張はプレストレスを導入したHTロッドにより伝達する構造である。主塔は鋼製で、補剛材にH鋼を使用し、ブロック継手はHTロッド(引張継手構造)を採用している。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

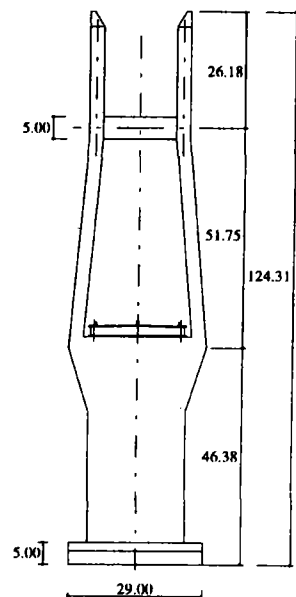
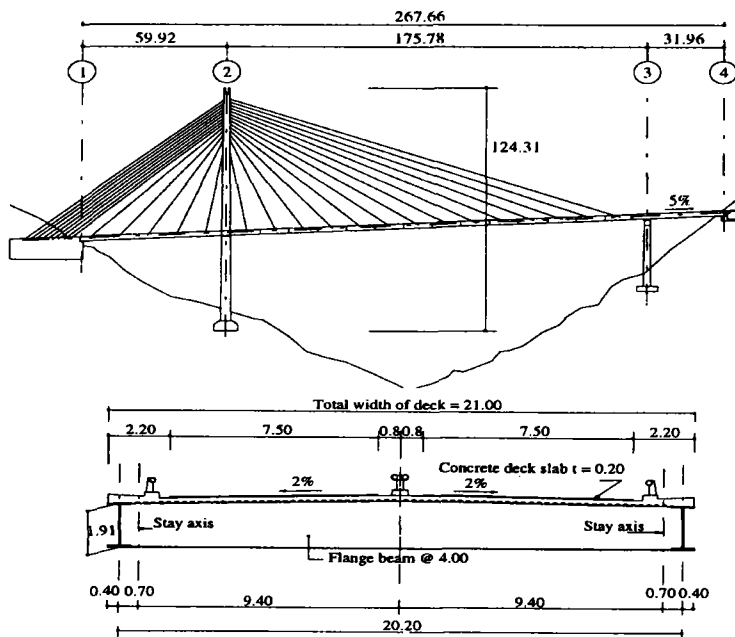
## 47. Swietokrzyski Bridge ホーランド 2000年

①道路橋, ②30+40+40+180+140+18=448m, ③29.8m, ④場所打ち床版, ⑤2主桁,  
 ⑥ポーランドのワルシャワに建設される最初の斜張橋としてデザインコンペが組織され、1本タワー非対称の斜張橋が選ばれた。幅員は4車線道路と両側に歩道で構成され、ワルシャワの中心をはしる重要な道路である。2本の主桁は歩車道境界位置に配置され、上フランジ上面にケーブルが定着される。ケーブル定着部は主桁上フランジ上面に補強PLとガイドパイプが溶接固定された構造で、張力は直接主桁ウェブに伝達され、横桁には影響を与えていない。歩道は5m間隔の横桁位置に主桁からブラケットを張り出して床版を支持している。主径間とのアンバランスから側径間側の桁はアバットと固定されている。



## 48. El Zapote Bridge (エルザポテ橋) メキシコ 1993年

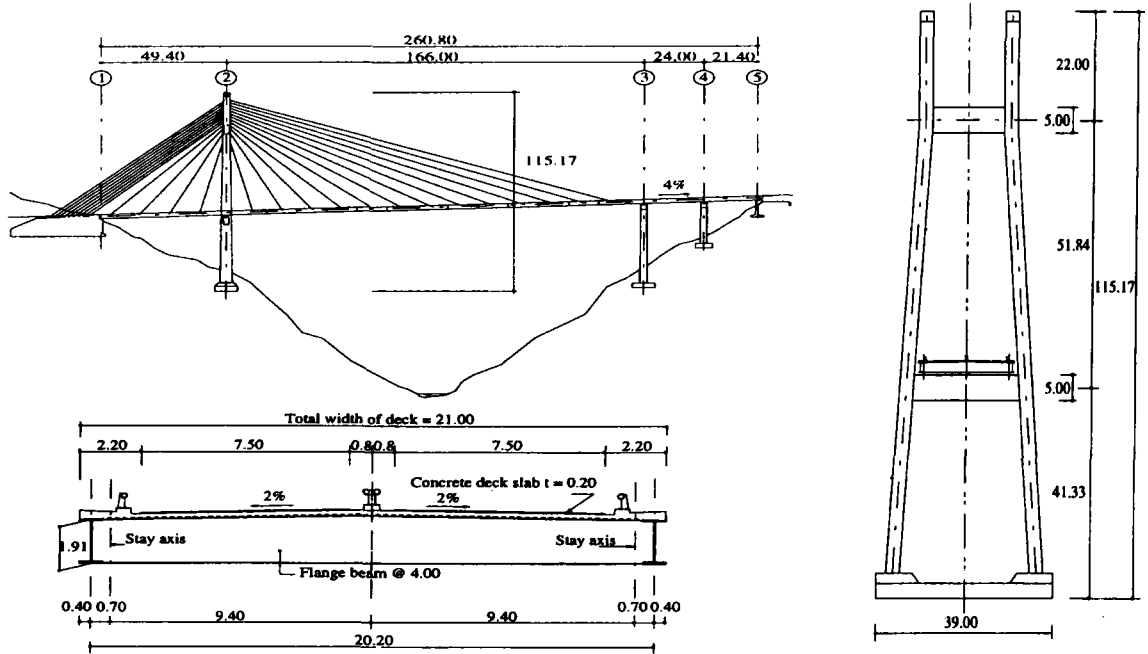
①道路橋, ②59.92+175.78+31.96=267.66m, ③21m, ④場所打ち床版(200mm), ⑤2主桁,  
 ⑥メキシコシティとアカプルコを結ぶ高速道路に4橋の斜張橋があり、そのうち1つである。建設工期が非常に短いことから合成桁を有する斜張橋が選定された。El Canon橋とほぼ同じ形状で、本橋の方が約10mスパンが長い。形式は1本タワーの非対称2径間斜張橋で、バックステイ側ケーブルの一部はメインスパンのカウンターウェイトとしてA1橋台に定着される。ケーブルの主桁側定着位置は、主桁ウェブより700mm内側に定着され、横桁はそのケーブル張力によりねじれを受ける。主桁は主塔位置で橋軸方向には可動、鉛直方向は固定の支持条件である。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

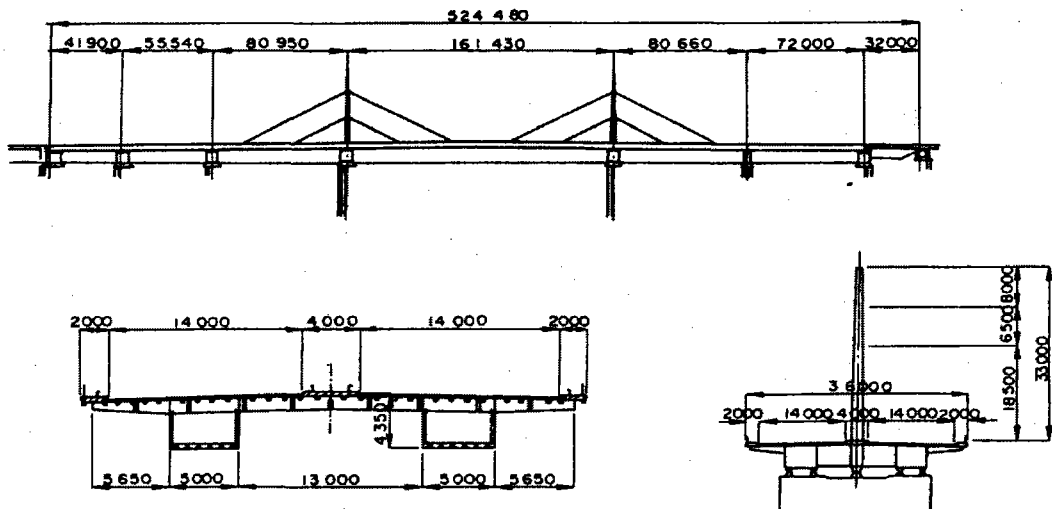
## 49. El Canon Bridge (エルカノン橋) メキシコ 1993年

①道路橋, ②49.4+166+24+21.4=260.8m, ③21m, ④場所打ち床版(200mm), ⑤2主桁,  
 ⑥メキシコシティとアパルコを結ぶ高速道路に4橋の斜張橋があり, そのうち1つである。建設工期が非常に短いことから合成桁を有する斜張橋が選定された。主桁形式やケーブル形式, 側面からの形状はEl Zapote橋とほとんど同じであるが, スパンが約10m短く, また主塔の形状が若干違う。架設は, 側径間およびアプローチ部はベントおよび中間橋脚を利用して送り出し工法で行い, その後主径間部の桁を12m毎に張り出し架設した。



## 50. Paris-Massena (パリマッセナ橋) フランス 1970年

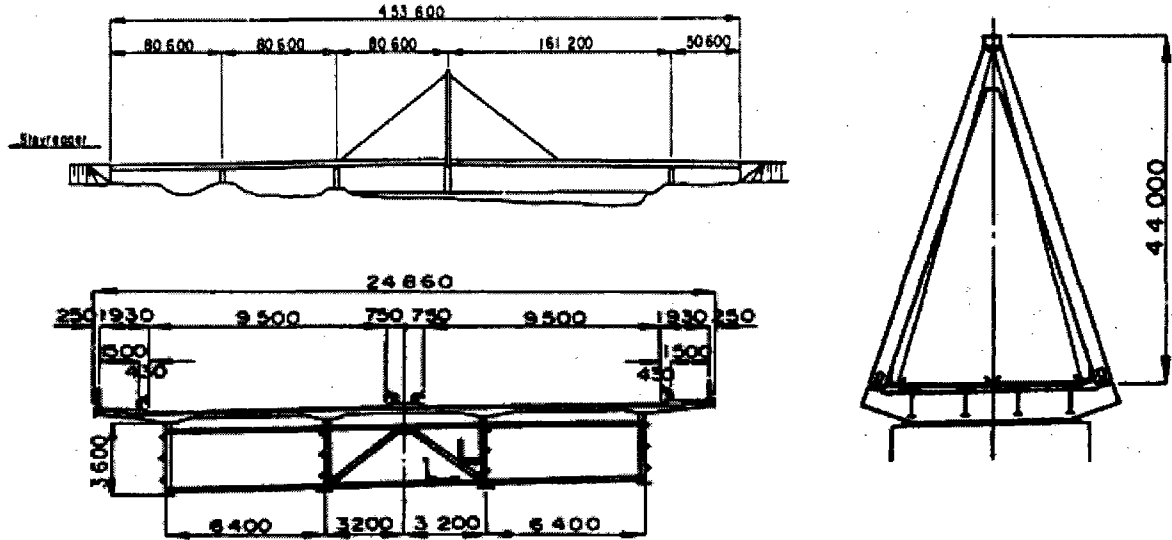
①道路橋, ②41.9+55.54+80.95+161.43+80.66+72+32+524.48m, ③36m, ④RC合成床版(100mm),  
 ⑤2主箱桁, ⑥全長524mの橋梁で, 中央の3径間が合成斜張橋となっている。主桁は2本の箱桁で, その間に充腹構造の横桁が連結され, RC合成床版(鋼床版とコンクリートをジベルにより合成)で構成されている。主塔は鋼製独立1本柱で, ケーブルは2段1面吊りで, 2箱桁の中央にケーブルが定着される。主塔はガンリークレーンによるブロック架設, 主桁はダブルジブクレーン(330ton)による張り出し架設を採用した。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

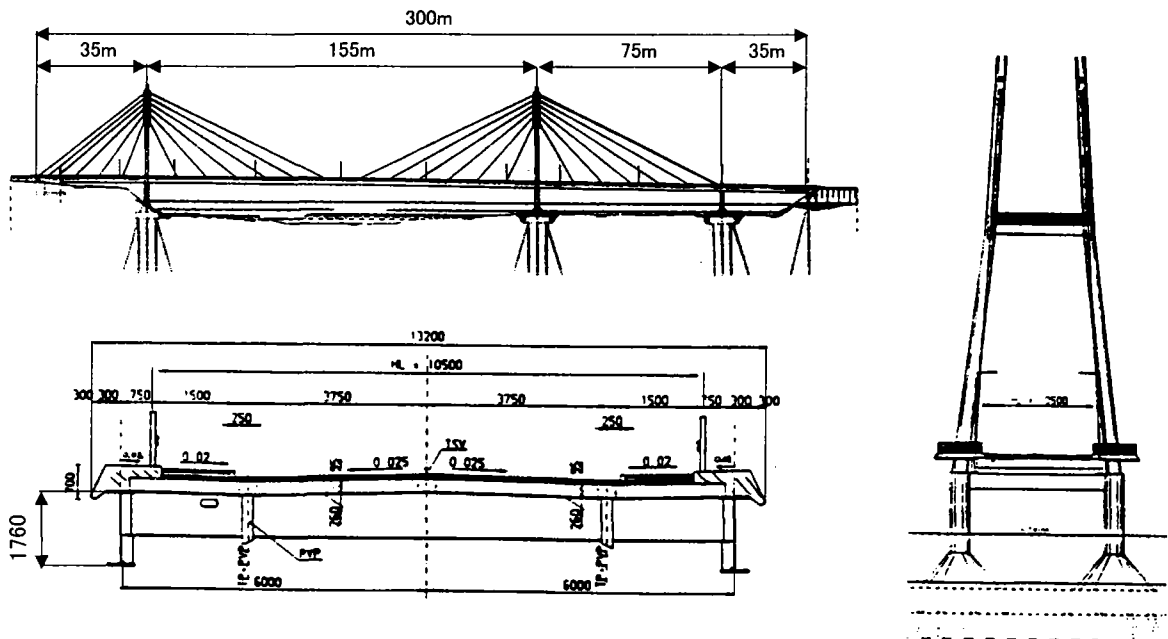
## 51. Steyregger Donau Bridge (ステイレガードナウ橋) オーストリア 1979年

①道路橋, ② $3 \times 80.6 + 161.2 + 50.6 = 453.6\text{m}$ , ③24.9m, ④場所打ち床版(200mm), ⑤4主I桁,  
 ⑥オーストリアのLinzのドナウ川に架かる全長454mの橋梁で、河川部の2径間をケーブルにより支持された斜張橋構造となっている。主桁は4本主桁と荷重分配横桁からなる格子桁で、プレストレスされたRC床版と合成されている。主塔はA型で、ケーブルは主桁の両外側に定着する2面吊りである。主塔基部は橋脚に直接支持せず、横梁を張り出してロッカー支承で支持している。主桁の架設は端径間はステージング工法、主径間部は仮ケーブルを使用した張り出し工法にて行われた。



## 52. Utsjoki Saame Bridge (ウツジヨキサアメ橋) フィンランド 1993年

①道路橋, ② $35 + 155 + 75 + 35 = 300\text{m}$ , ③13.2m, ④プレキャスト床版(260mm), ⑤2主I桁,  
 ⑥フィンランドとノルウェーの国境を流れるTeno川に架かる橋長300mの斜張橋である。斜張橋の主桁について合成桁とコンクリート桁の比較を行い、経済性(コンクリートに比べ20%安い)で合成桁が選定された。橋梁全体の総工費は34百万マルクである。主塔はH型で桁より上側はコンクリート充填された鋼管構造、桁より下部はコンクリート構造である。主桁は2本のエッジガーダーと横桁、床版から構成され、ケーブルは主桁フランジを貫通した定着プレートとガイドパイプにより構成された部分に定着している。

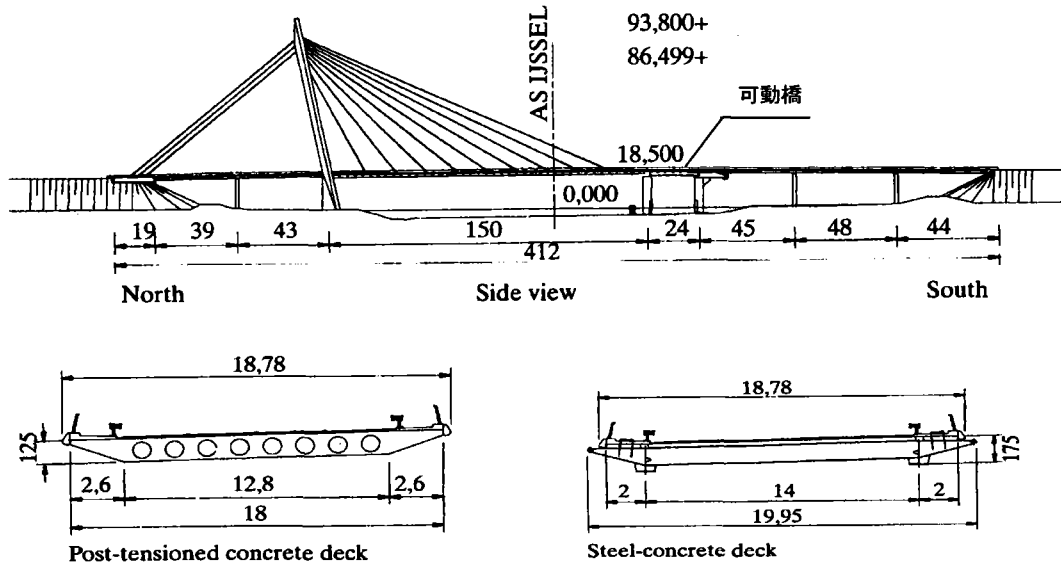


注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴



### 53. Eiland Bridge (アイランド橋) オランダ 2003年

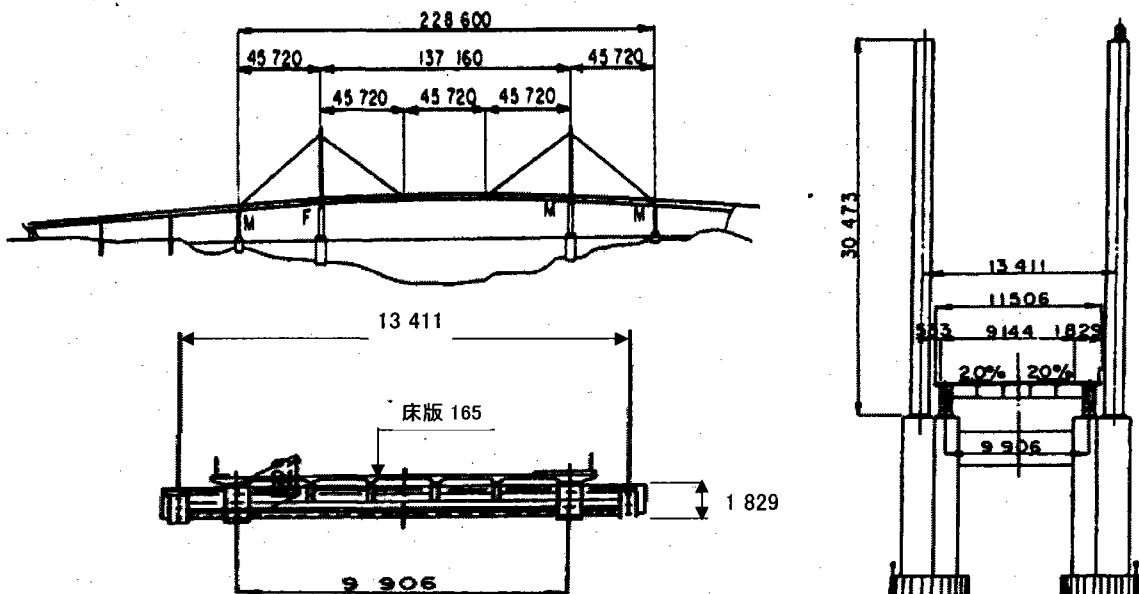
①道路橋, ② $19+39+43+150+(24+45+48+44)=412$ m, ③18.78m, ④プレキャスト床版, ⑤2主1桁,  
 ⑥オランダ東にあるカンペン市を流れるIjssel川に架かる全長412mの橋梁で2003年1月に完成した。本橋は1  
 本タワーの斜張橋と可動橋, そしてアプローチ桁の3つで構成されている。主塔は主径間の桁のみケーブルで支  
 持して, バックステイ側のケーブルは橋台に固定されている。主塔はバックステイ側に傾いていて, 架設時は仮の  
 斜材でサポートしている。主桁と合成されるコンクリート床版はクリープと乾燥収縮による応力移行を少なくするた  
 めに, プレキャスト床版を選定し90日間の養生期間をとっている。



### 54. John O'Connell Memorial (ジョンオックニールメモリアル橋) アメリカ 1972年

別名: Sitka Harbor

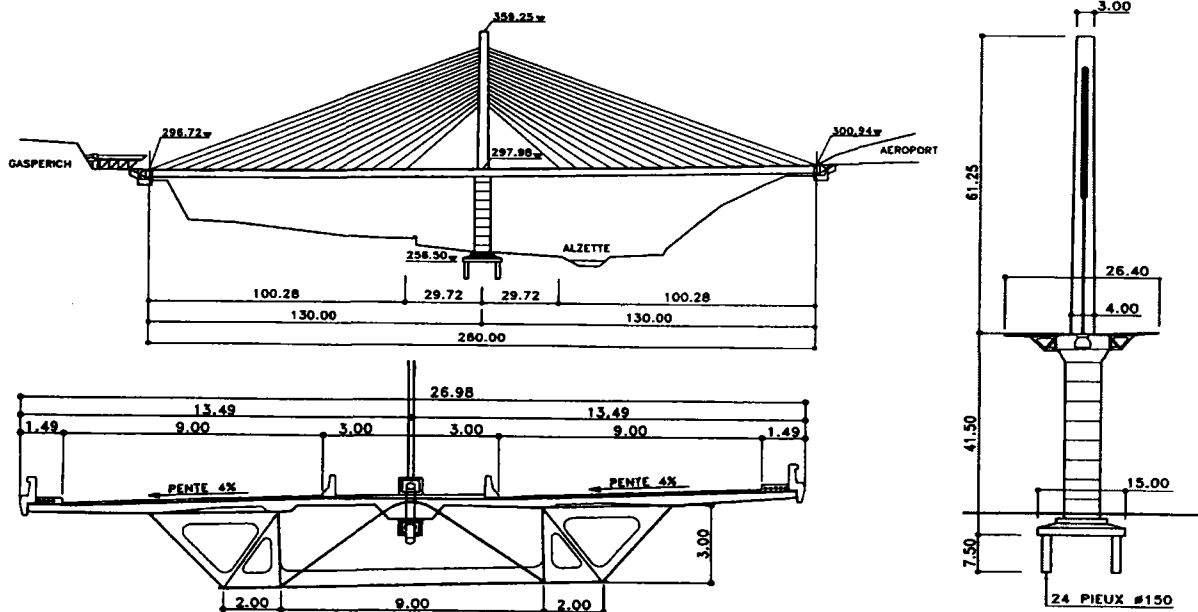
①道路橋, ② $45.72+137.16+45.72=228.6$ m, ③11.5m, ④場所打ち床版(165mm), ⑤2主箱桁,  
 ⑥アラスカのSitka港に架かる橋で, 3径間連続の合成斜張橋であり, アメリカでは初めての斜張橋である。  
 主桁は2本箱桁と横桁, 縦桁が配置され, 主桁は床版と合成されている。桁側の定着には特徴があり,  
 主桁と縦桁を貫通した鋼管の定着横梁を使用して, 主桁より外側で定着している。中央径間の架設は,  
 150tのクローラ台船にて吊り上げ, 仮ケーブルを使用しながら, 張り出し架設を行っている。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

## 55. Alzette Bridge (アルゼット橋) ルクセンブルグ 1989年

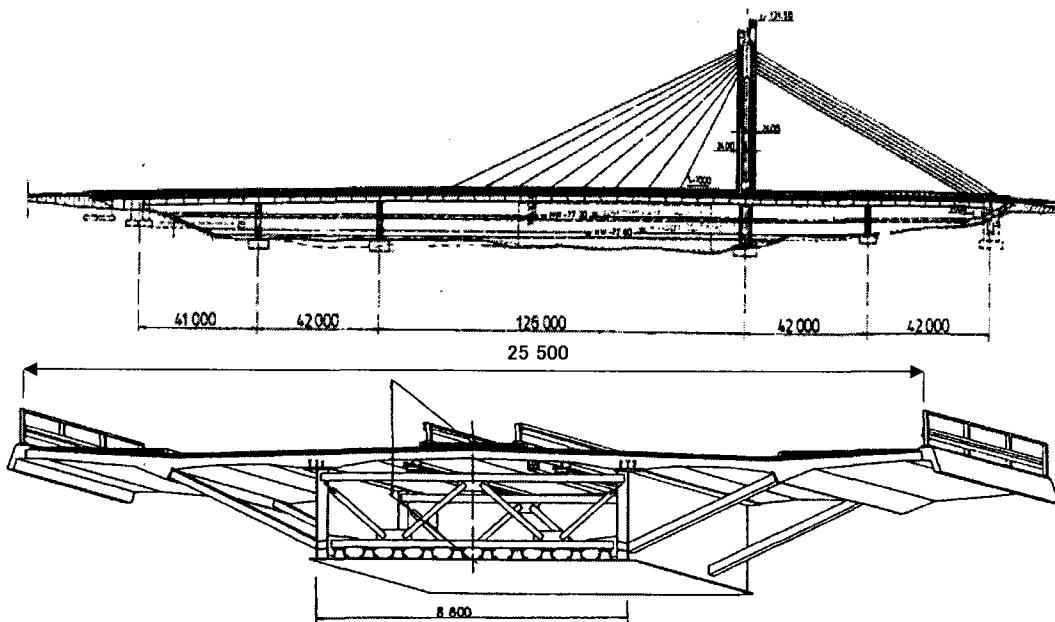
①道路橋, ② $130+130=260\text{m}$ , ③ $27\text{m}$ , ④場所打ち床版(250-460mm), ⑤2主箱桁(開断面),  
 ⑥ルクセンブルグを流れるAlzette川に架かる2全長60mの1本主塔対称の2径間連続斜張橋である。主桁は2本の台形形状の開断面箱桁で床版との合成構造を採用している。主塔は1本柱, ケーブルは1面吊りのため, 桁側定着は幅員中央の床版厚を増厚して定着している。そのケーブル定着位置には断面方向にブレースングレームが配置されている。架設は, 河川内に4基のベントを設置して, まずは鋼桁のみ送り出し工法で架設し, 床版を打設, ケーブル定着後にベントを撤去し, 最後張力の最終調整を行っている。



## 56. Lumberjack's Candle Bridge (ランバージャックスキャンドル橋) フィンランド 1989年

別名: Kemijoki

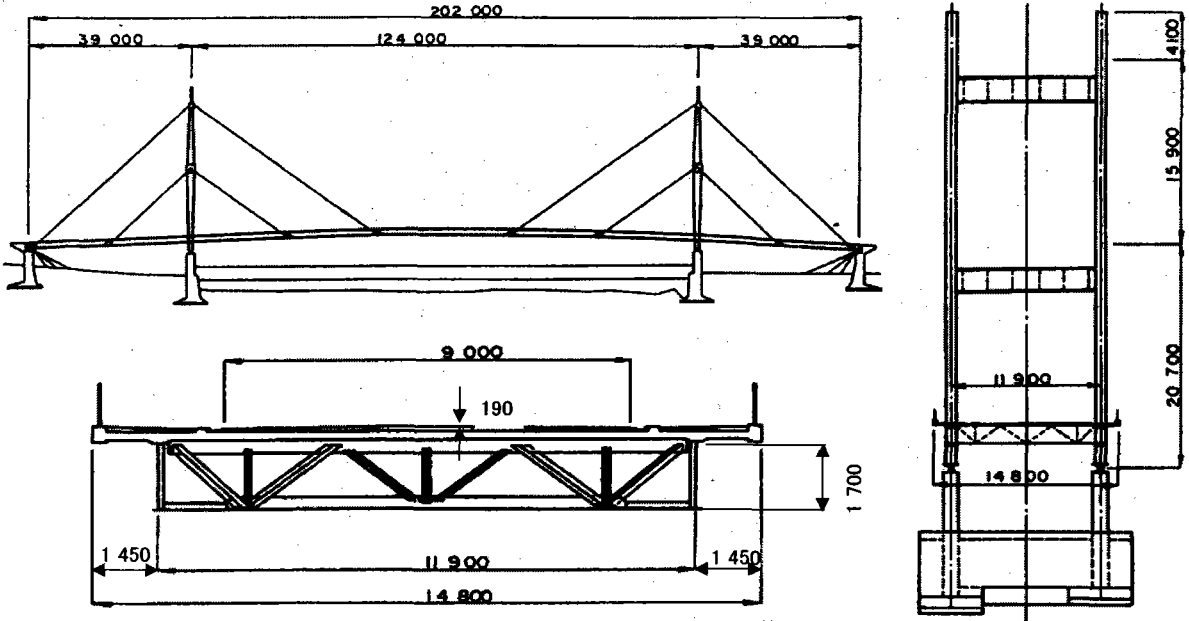
①道路橋, ② $41+42+126+2\times 42=293\text{m}$ , ③ $25.5\text{m}$ , ④場所打ち床版, ⑤開断面箱桁,  
 ⑥フィンランドのRovaniemiに架かる斜張橋で, 町のシンボルとなるように景観性を重視し斜張橋の形状が決定された。主桁は合成桁とコンクリート桁とが比較され, 短い期間で架設できる合成桁が選定された。主桁は幅8.8mの開断面箱桁で, 下フランジはUリブで補剛されている。主桁の両外側には斜材で張り出し床版を支持している。ケーブルは箱桁のダイヤフラム上面に取り付けられた金物に定着される。主径間の桁架設は, ベントを2基設置して送り出し工法により架設し, その後床版を打設した。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

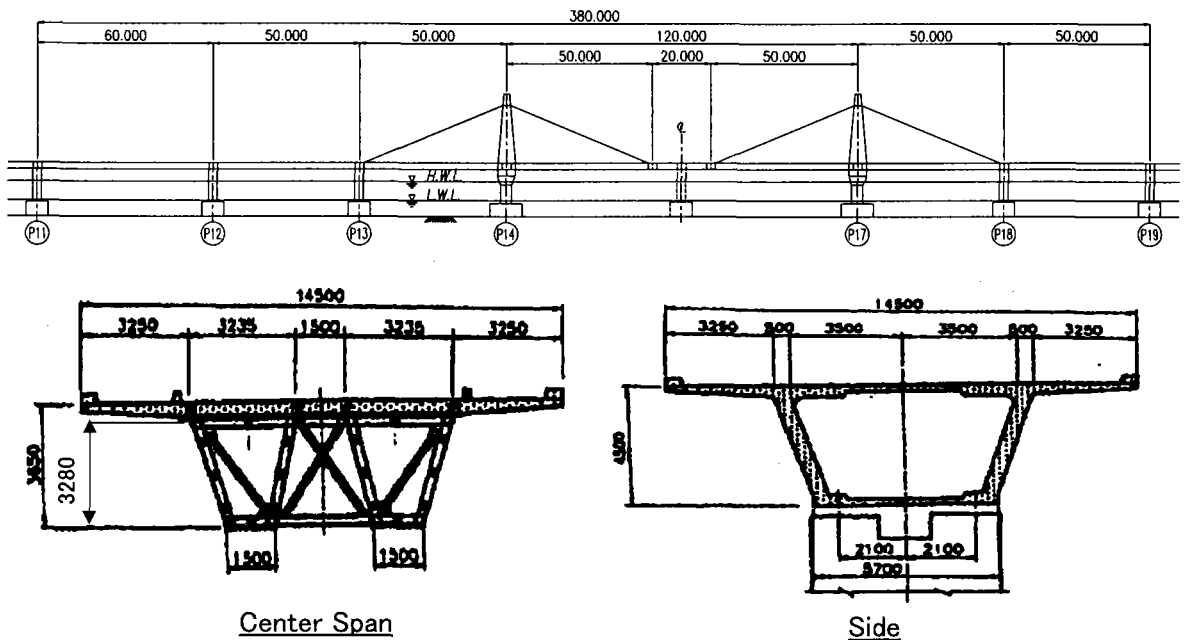
### 57. Heer Agimont Bridge (ヒールアジモント橋) ヘルギー 1972年

①道路橋, ②39+124+39=202m, ③14.8m, ④場所打ち床版(190mm), ⑤2主I桁,  
 ⑥ヘルギーのMeuse河にかかる橋長202mの3径間連続合成斜張橋である。主桁は2本のI桁と横桁からなる格子桁で、主桁と横桁ともにコンクリート床版と合成されている。主塔は鋼製で形鋼とタイプレートによる組み立て開断面構造である。ケーブルはメッキのロックコイルロープを使用している。中央径間の架設はFCによる張り出し架設を、また側径間はステージング工法を採用している。



### 58. New Haeng-Ju Bridge 韓国 1994年

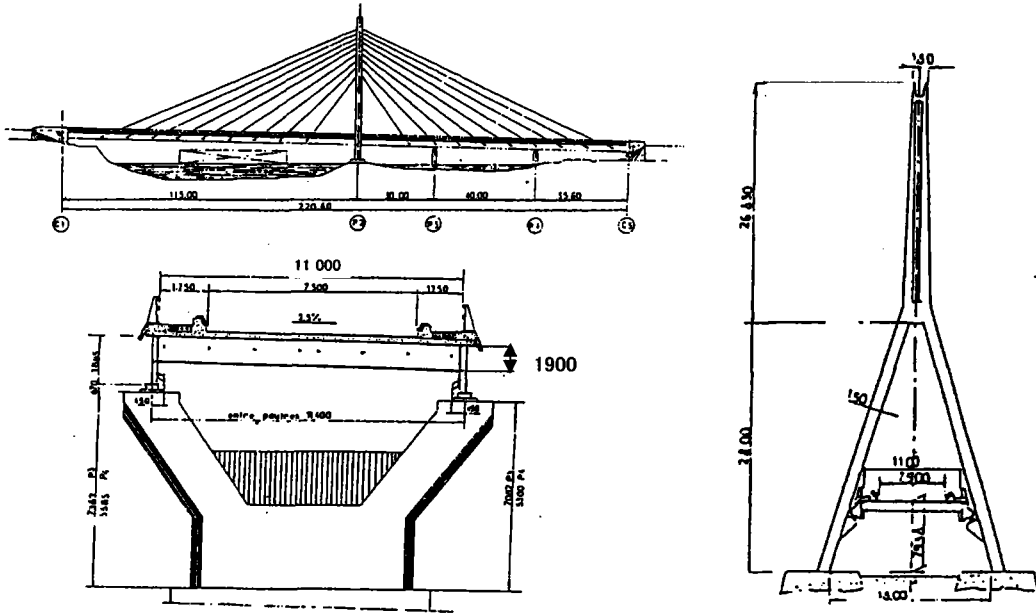
①道路橋, ②60+2x50+120+2x50=380m, ③14.5m, ④場所打ち床版(400mm), ⑤2主箱桁,  
 ⑥本橋は当初コンクリートの斜張橋として供用していたが、大災害により損傷を受けた。そこで再設計が行われ、下部工への負担を減らすために死荷重の軽い合成桁に変更された。そのため、側径間のPC桁の断面形状にあうように主径間は逆台形断面とした開断面箱桁としている。主径間の桁架設はジャッキを使用した送り出し工法を採用した。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

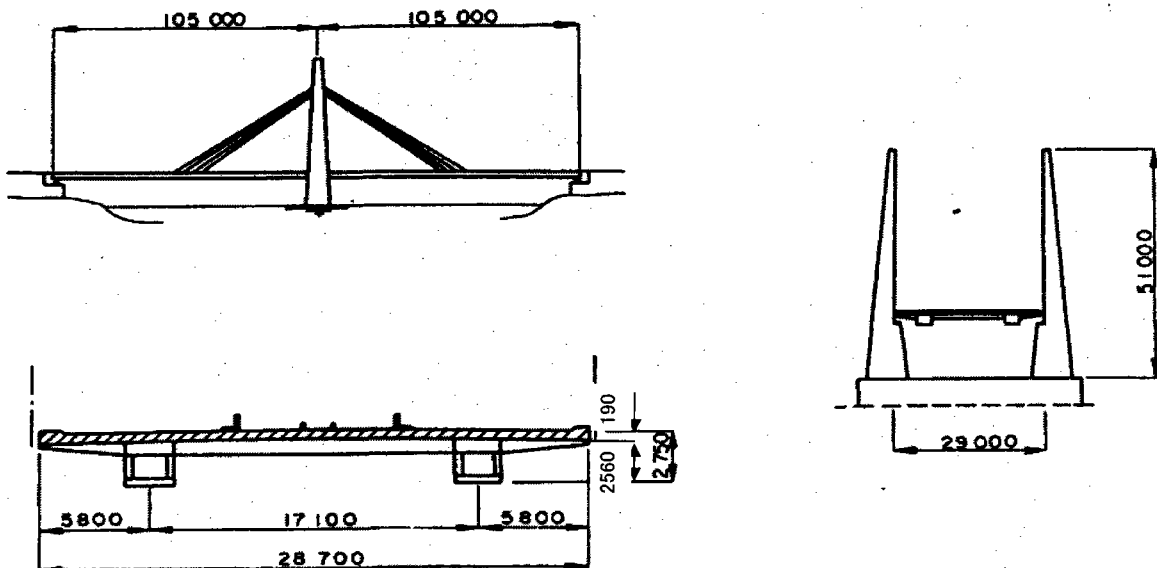
## 59. Seyssel Bridge (セysel橋) フランス 1990年

①道路橋, ② $115+30+40+35.6=220.6\text{m}$ , ③ $12.0\text{m}$ , ④ $(200\text{mm})$ , ⑤2主桁,  
 ⑥フランスのRhone河に架かる2径間の合成斜張橋で, 景観の配慮からケーブル配置, 本数は左右対称である。ただし, 短い方のスパンには2本の間橋脚を有し, この径間はこの中間橋脚を利用し送り出し工法によって架設された。主径間は仮ケーブルによる張り出し架設と一部ベントを用いた送り出し架設を行った。主桁は2本のエッジガーダーと横桁で構成され,  $200\text{mm}$ 厚のコンクリート床版と合成されている。



## 60. Isles Bridge (イレス橋) カナダ 1967年

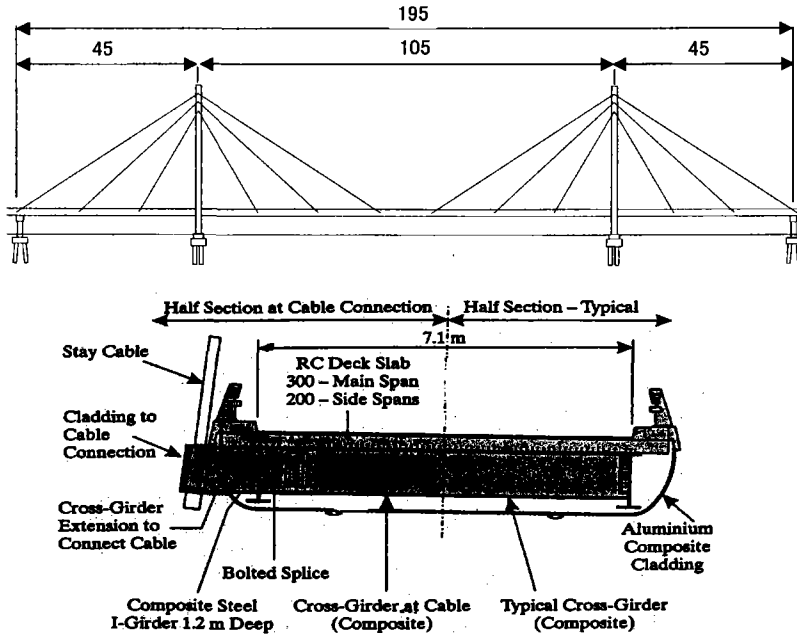
①道路橋, ② $105+105=210\text{m}$ , ③ $28.7\text{m}$ , ④合成床版 $(190\text{mm})$ , ⑤2主箱桁,  
 ⑥カナダのモントリオールに架かる斜張橋で, 設計基準はAASHTOに準拠している。主桁に鋼箱桁と合成床版による合成桁を採用したこと, 主塔は独立2本柱であること, 2径間は連続していない, ケーブルにスパイラルロープを使用したことが主な特徴である。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

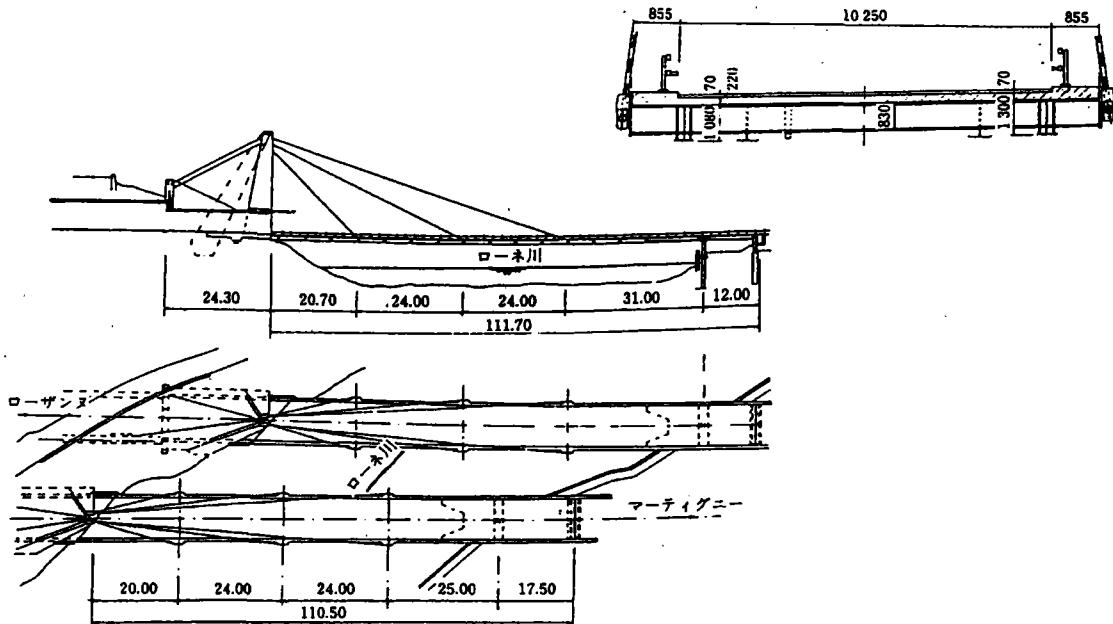
## 61. Sydney Airport Bridge (シドニーエアポート橋) オーストラリア 1999年

①道路橋, ②45+105+45=195m, ③8.9m, ④プレキャスト床版(200, 300mm), ⑤2主桁,  
 ⑥オーストラリアの新空港ターミナルに接続する橋梁で, 本橋は橋長195mの合成斜張橋である。鋼重2000ton, コンクリート体積4000m<sup>3</sup>で, 総工費USD44百万である。主桁は2本のI桁と横桁で構成し, プレキャスト床版(中央径間300mm, 側径間200mm)と合成構造となっている。また, 主桁下面周りにはアルミニウムの化粧版が取り付けられている。ケーブルは15m間隔に主桁外側に張り出した梁に定着されている。



## 62. Saint Maurice Bridge (サンモーリス橋) スイス 1987年

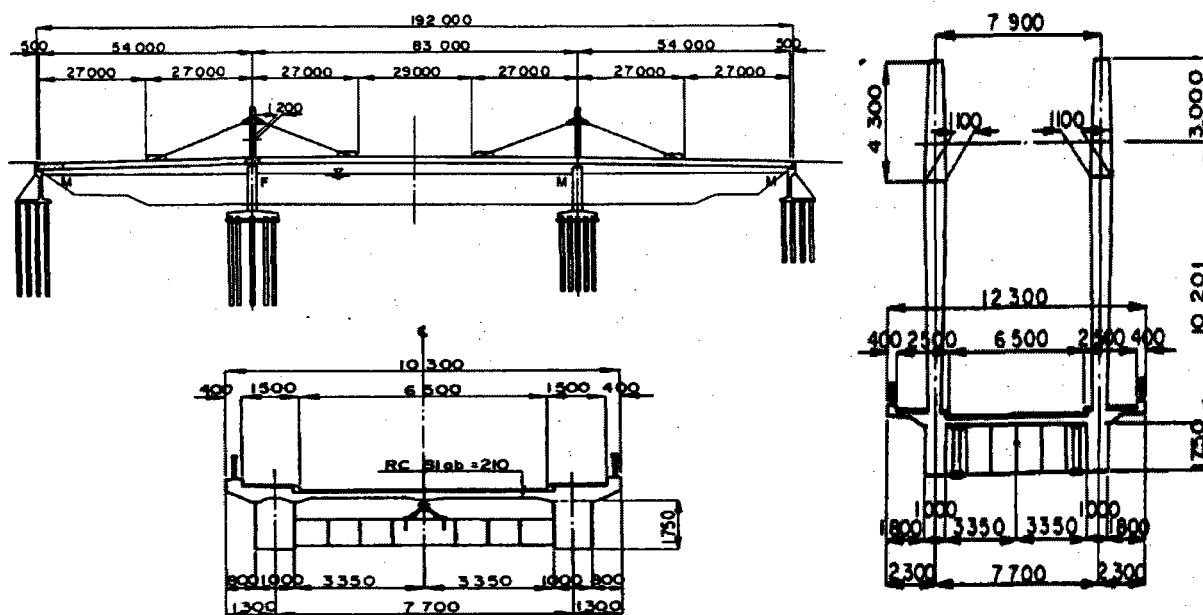
①道路橋, ②A:100m, B:93.0m, ③11.71m, ④場所打ち床版(220mm), ⑤2主桁,  
 ⑥スイスのローネ川に架かる, 1本主塔で片側にのみ桁を斜吊りした形式の斜張橋である。またスパンは違いますがほぼ同じ形式の橋梁が2橋並列している。主桁は鋼桁とコンクリート床版による合成構造で, RC床版は斜張ケーブルの水平分力により, また斜張ケーブル外側では緊張材によりそれぞれ橋軸方向にプレストレスされている。ケーブル定着部は高欄の外側に設けた鋼製枠に設置している。架設はベントを使用した送り出し工法を採用している。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

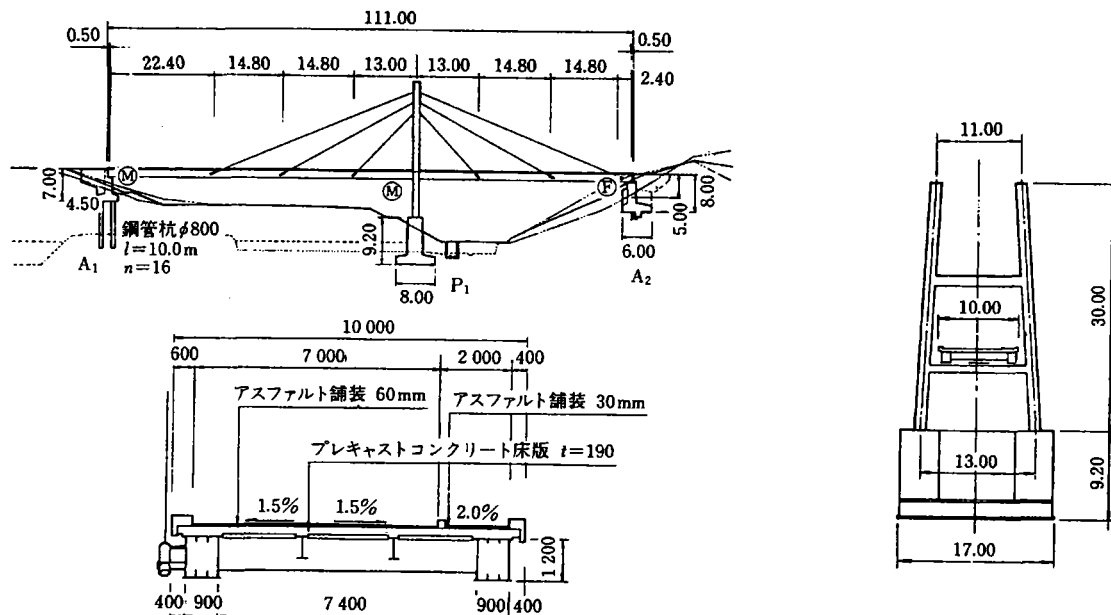
### 63. 大和橋 (Yamato Bridge) 日本 1974年

①道路橋, ②54.5+83+54.5=192m, ③10.3m, ④場所打ち床版(210mm), ⑤2主箱桁,  
 ⑥大阪市と堺市をまたがる斜張橋で, 主塔にコンクリート, 主桁は鋼桁とコンクリート床版の合成桁を採用した複合斜張橋である。床版にPC鋼材によるプレストレスは行わず, 桁をジャッキアップダウンして行っている。ケーブルはPWS(防食はメッキ鋼線+プラスチックラッピング)を使用し, 塔頂部はロッキングサドル, 桁側はスプレーして定着している。架設は流水部は引き出し架設で, 他はトラッククレーンによるステージング工法を採用した。



### 64. 仲良い橋 (Nakayoi Bridge) 日本 1989年

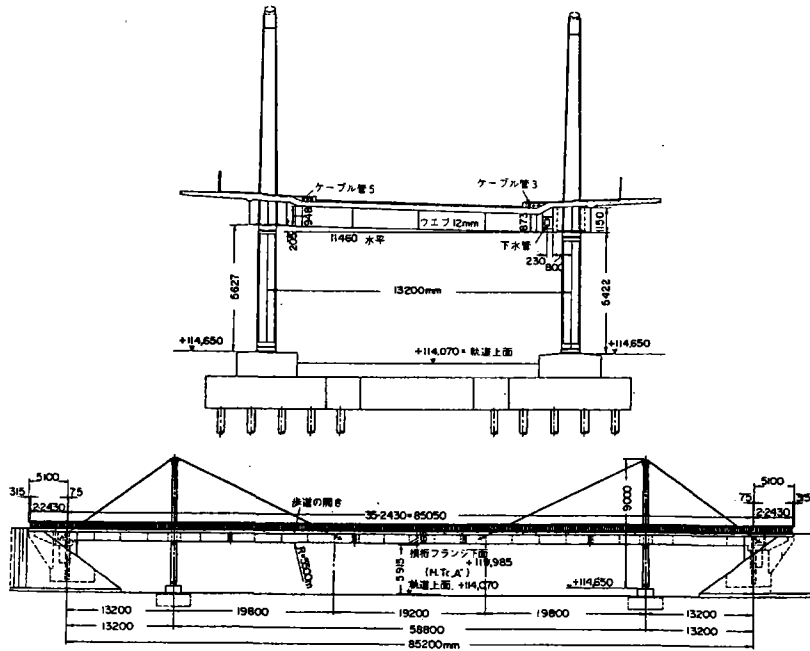
①道路橋, ②65.5+45.5=110.0m, ③10.0m, ④プレキャスト床版(190mm), ⑤2主箱桁,  
 ⑥本橋は, 静岡県の民間工場で, 町道をまたがる橋として建設された。主としてモニュメント性・景観デザインから斜張橋が選定され, 経済性向上・工期短縮の課題からプレキャスト床版を用いた合成斜張橋が採用された。主桁は架設時安定性と桁下の美観から箱桁を採用。活荷重合成としたのは工期短縮によるもの。設計は道路橋示方書の規定に準拠しており, 特に床版に関しては各種の実験を実施し, 耐久性等の確認を行っている。架設は, 道路上を150tonクローラークレーンによる一括架設, 他へトラッククレーンバント工法によって架設した。



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

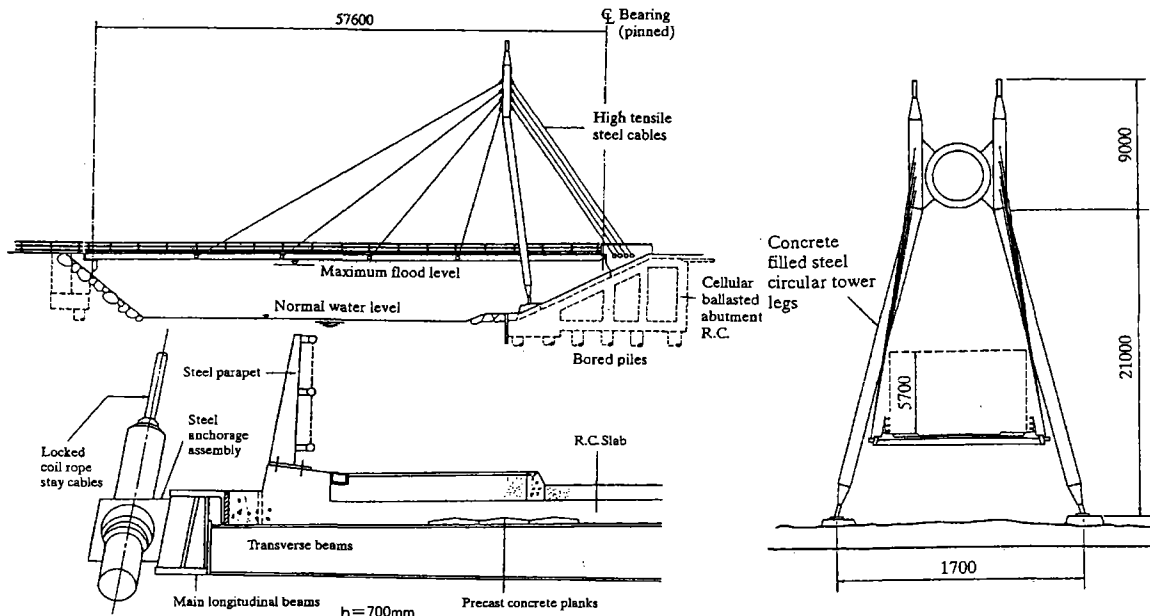
## 65. Büshenauer Bridge ドイツ 1956年

- ①道路橋, ②13.2+58.8+13.2=85.2m, ③20.8m, ④場所打ち床版(250mm), ⑤2主箱桁,  
 ⑥ドイツのBruchsal市を通る国道と鉄道との立体交差部に架かる斜張橋で, 旧橋のトラス橋が老朽化, 交通量の増大により, 架け替えられた. 世界で最初に建設された合成斜張橋である. 床版支間は3.3mの横桁間隔で, 床版厚25cm一定である. 架設は旧橋のトラス桁を架設桁および足場として利用し桁架設を行った.



## 66. Jackfield Bridge (ジャックフィールド橋) イギリス 1994年

- ①道路橋, ②57.6m, ③—, ④プレキャスト床版, ⑤2主1桁,  
 ⑥かの有名なIron Bridgeの1km下流に建設されたこの橋は, 河川内に橋脚を設置しないこと, 道路レベルをあげないように桁高を小さくすることを目的に, 斜張橋が選定された. 主桁はプレキャストRC床版と2つ桁による合成桁で, この桁は1本の主塔からロックコイルロープによりサポートされている. 桁側は主桁の外側の設置されたアンカー材に定着されている.



注) ①種別, ②支間割, ③全幅員, ④床版形式(床版厚), ⑤主桁形式, ⑥主な特徴

### 3.3 各構造の分析と考察

#### 3.3.1 一般事項

##### 3.3.1.1 合成斜張橋の特徴

すでにいくつかの文献でも報告されているが、改めてここで合成桁斜張橋の特徴を整理する。まず、斜張橋は大きく分けて鋼斜張橋とPC斜張橋、複合斜張橋の3つがある。また複合斜張橋は、鋼とコンクリートの組み合わせから次の3タイプに分類できる。

##### Aタイプ：【鋼桁】＋【コンクリート主塔】

主塔の橋脚（基礎）と一体化しやすいコンクリート構造を主塔に採用することで、剛性の確保を容易にでき、また主桁に鋼桁を採用することで、自重を軽くすることができる。コンクリート主塔にはPCとRCがある。

##### Bタイプ：【混合桁】＋【鋼またはコンクリート主塔】

側径間長が中央径間長に比べて極端に短い場合において、中央径間に鋼桁、側径間にコンクリート桁としてその両者の桁を連続させた混合桁を採用することで、死荷重をバランスさせることができる。剛性確保の点からコンクリート主塔の採用が多い。

##### Cタイプ：【合成桁】＋【鋼またはコンクリート主塔】

主桁に合成桁を採用することで、PC斜張橋に比べると死荷重を軽減でき、鋼斜張橋に比べると鋼重を削減できる。Bタイプのように、中央径間に合成桁、側径間にコンクリート桁とする場合もある。また、主桁はコンクリート桁であるが、横桁に鋼桁を用い、それと床版コンクリートとが合成されるケースもある。

ここでは、このうちのCタイプを合成斜張橋と呼んでいる。ただし、主塔やケーブルに合成構造を採用すれば合成斜張橋と呼べるため、厳密には合成桁斜張橋と言った方が良いかも知れない。

合成斜張橋は主桁に合成桁を採用していることが最も特徴的なところであり、その床版にはコンクリート系床版あるいは合成鋼床版が用いられる。また、主桁は幅員の両端部にI桁を配置したエッジガーダー形式が代表的である。このエッジガーダー合成斜張橋は、鋼床版桁あるいはPC桁を用いる斜張橋に比べて、次のような特徴を有している。

- ①コンクリート床版を大幅に活用しているため、鋼床版桁に比べ主桁鋼重は減少する。  
例えばベイタウン橋では140kg/m<sup>2</sup>で、同規模の鋼床版桁の場合、500～700kgf/m<sup>2</sup>程度である。
- ②構造は非常にシンプルで、部材数が少ないため、架設に有利である。  
床版にプレキャスト床版を用いる場合は、さらに施工性の向上、工期短縮が図れる。
- ③鋼床版桁に比べ死活荷重比が小さくなり、ケーブルの疲労に対して有利になる。
- ④コンクリート床版を使用する場合、鋼床版桁に比べ塗装面積が少なくなる。
- ⑤ケーブル、塔、下部基礎工の数量が鋼床版桁に比べ増加する。一方、PC桁に比べると減少する。
- ⑥コンクリート床版に主桁作用があるため、完成後の補修は難しい。  
また、コンクリート床版のクリープ、乾燥収縮の影響に留意する必要がある。
- ⑦主桁が外側に位置するので、極慣性モーメントが大きくなり、ねじり振動数の低下の原因となる。そのため、一般的に耐風性状が良くなく、耐風改善策を必要とする場合がある。

##### 3.3.1.2 調査結果の考察（合成桁部分以外）

3.2.1に示した実績データ一覧表のとおり、今回の調査橋梁数は計66橋である。この調査結果から合成桁部分以外について分析、考察できたことを以下に述べる。



### (1)最近の動向

冒頭でも述べた通り、1990年代から合成斜張橋の建設数(48橋/66橋=73%)は増加しており、2000年以降もその建設数および計画数は増加の一途をたどっている。今回調査した中で2000年以降に建設された橋梁数(建設中も含む)は23橋(23橋/66橋=35%)である。これらを地域、スパン長、主桁形式、床版(プレキャスト、場所打ち)別に分類すると以下の通りとなる。

地域 : アジア8橋, アメリカ8橋, ヨーロッパ7橋

スパン : 500m以上2橋, 400m以上5橋, 300m以上8橋, 200m以上6橋, 他2橋

主桁 : I桁18橋, トラス2橋, 箱桁1橋, 不明2橋

床版 : プレキャスト19橋, 場所打ち2橋, 不明2橋

地域別で見ると、アジア、アメリカ、ヨーロッパではほぼ同数の合成斜張橋が建設されているが、2000年以前から比べると、アジアでの建設がさかんとなってきたように思う。スパンでは200m前後から600m前後まで幅広く建設されていることがわかる。また、主桁と床版ではプレキャスト床版とI桁との組み合わせが突出している。1993年に完成した楊浦大橋(#2)ではスパンが長いために箱桁が採用されたが、2001年に完成したスパン605mの青州閩江大橋(#1)で2主I桁の採用を可能にしている。

### (2)支間長・橋長・幅員

主径間長は年々長支間化されてはいるものの、全体で見ると100m弱から600m程度までのものが満遍なく建設されているといえる。支間長100m以下の橋梁も17橋を数え、これは他形式に比べて経済性で優れているというだけでなく、橋脚や架設用ベントが建てられないことや桁高をおさえないなどの制約を受ける、工期短縮や施工性、さらに地域のシンボルにしたいなどの理由もあるようである。橋長に関しては1000m以上が10橋、5径間を超える橋が31橋もあり、それらは主に橋の中央部に合成斜張橋を、その両側にアプローチ桁を配置し、それらが連続化されている。多径間連続で橋長が長いのは、地理的条件もあるが、伸縮装置の数を減らし、騒音低減、走行性の向上、メンテナンス費の低減、また地震国では耐震性の向上を図っている。

表-3.3.1 橋長・支間数別内訳

橋長別	橋数	割合(%)
2000m以上	1	1.5
1500m以上	1	1.5
1000m以上	8	12.1
500m以上	21	31.8
500m未満	35	53.0
合計	66	100.0

支間数	橋数	割合(%)
10径間以上	7	10.6
5径間以上	24	36.4
5径間未満	35	53.0
合計	66	100.0

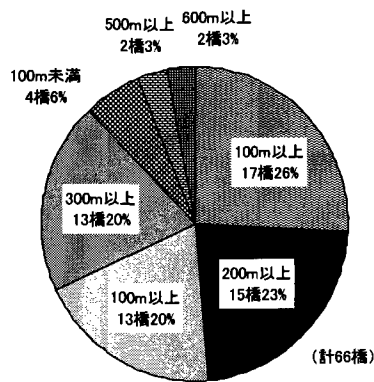


図-3.3.1 支間長別内訳

幅員は車道6車線で30m前後のものが大半を占めている。ちなみに最大幅員は53.85m(車道10車線)のZakim Bunker Hill(#40)で、これは下部基礎の制約からA型主塔の間は8車線分とし、片側に2車線分の張り出し部を設けている。

斜張橋部分だけを見ると、3本以上の主塔を有する多径間連続の斜張橋が5径間のRion-Antirion(#4)、4径間の汀九橋(#6)とMezucala(#27)の3橋建設されている。また、側径間に中間橋脚を設けている橋が18橋ある。南浦大橋では、側径間に中間橋脚の有る無しを解析的に比較し、有る場合、主塔基部の曲げモーメントが半減でき、側径間の主桁端部近傍の負曲げモーメントも低減できたと報告している。

### (3)形式（桁，主塔，ケーブル）

合成斜張橋の場合，斜張橋部全長に渡って合成桁を採用している場合が多いが，側径間にPC桁を採用して中央径間の合成桁と連続させている橋が8橋ある。いわゆる混合桁と呼ばれる形式で，中央と側径間の支間比の影響で，側径間のアップリフトを防ぐために重量バランスを考えPC桁を採用している。またPC桁を採用せずに，アンカーにより主桁と橋脚を固定するケース，桁端部のみにカウンターウェイトを搭載するケースもある。

主塔に関しては本数別にみると，主塔1本が18橋，2本が45本，3本が2橋で4本が1橋であり，半分以上が2本主塔3径間の斜張橋であることがわかる。つぎに材料別でみると，橋梁全体の剛性確保と経済性の理由からその大半がコンクリートを使用していて，調査した中で鋼製主塔は19橋/66橋であった。特に1990年以降に鋼製主塔を採用した橋梁はわずか3橋で，それ以前の比較的小規模な斜張橋に鋼製が使われていたようである。中規模から大規模の斜張橋になればなるほど主塔は高く大きくなるため，経済性に優れるコンクリートが採用されている。主塔高の最大はMezcala(#27)の241.8mである。形状別にすると，H型が27橋，逆Y型8橋，A型6橋，ダイヤモンド型8橋，その他の1本柱や2本柱，門型が計15橋である。幅員や経済性，施工性などからH型の採用が多い。ねじれ剛性確保の点では逆Y型，A型，ダイヤモンド型が優れているが，断面でのケーブル方向が斜めとなり，エッジガーダー形式の合成桁ではそのケーブル定着に工夫を要する。

ケーブルに関して，まず吊り面数でみると，2主桁の採用が多いことから当然2面吊りが大半を占めている。特殊なケースとしては，Zakim Bunker Hill(#40)では，主径間は2主桁の2面吊りで，側径間はPC桁で中央に箱桁を配置し1面吊りをしている。また，汀九橋(#6)は，単柱主塔でその両側にそれぞれ2主I桁の道路が分離されて配置されているため，それぞれの主桁に各1本ずつ，すなわち計4面にケーブルが張り渡されている。ケーブル配置方法ではファン形式が42橋と大半を占め，ハープ形式が6橋，その中間的な形式（セミファン，セミハープ）が14橋であった。ケーブル種類としては平行線ケーブルが23橋，PCストランド（鋼より線）20橋，ロックドコイルロープ8橋，スパイラルロープ2橋である。最後に防錆・防食方法としては，すべての橋梁について調査することは出来なかったが，その一般的な方法としてメッキ鋼線を使用し，ポリエチレン管で被覆し内側にグラウト充填する（グラウトしない橋もある）方法があり，さらにその周りに外層管を取り付けるもケースもある。

#### 3.3.1.3 合成斜張橋の選定理由と経済性

海外橋梁の場合，設計コンペを実施して形式を決定するケースが多く，斜張橋の主桁比較では必ず合成斜張橋が比較対象に挙がっている。以下にいくつかの橋梁における合成斜張橋の選定理由をまとめたが，その多くは経済性と工期の面における優位性から，プレキャスト床版を有する合成桁が選定されているようである。

表-3.3.2 中国・韓国の斜張橋 選定理由

橋名	選定理由
徐浦大橋(#3) 中国	吊橋と斜張橋を比較し斜張橋を選定。合成桁，コンクリート桁，混合桁，鋼桁の4案が比較検討され，自重が軽く工場製品による高い精度，構造がシンプル，工期が短い，工費が安いという理由から合成桁が採用された。また，すでに上海に建設された南浦・楊浦大橋の経験も選定理由の一つである。
西海大橋(#8) 韓国	オリジナルデザインはPC桁であったが，鋼桁とのコスト比較を行い，その結果鋼桁が19%高くなる結果となった。しかし，歴史はまだ浅いがプレキャスト床版を用いた合成桁が急速に発展を遂げていて，隣国の中国では850mスパンの合成桁斜張橋が計画されている。そこで最終的に合成桁形式が選定された。
南浦大橋(#14) 中国	コンクリート斜張橋と比較され，ケーブル，塔，基礎杭などの材料が少ないこと，工期が短いことから合成桁斜張橋が選定された。

表-3.3.3 北米の斜張橋 経済性比較

橋名, スパン	比較内容 (アンダーラインは決定形式)
Alex Fraser(#9) 233+465+233m	比較の結果, 合成斜張橋は工費は45.7百万カナダドル, 工期30ヶ月, コンクリート斜張橋は56.0百万カナダドル, 36ヶ月でいずれも合成桁斜張橋が有利であると見做され, 合成斜張橋を選定した。
Baytown(#19) 187+381+187m	コンクリート斜張橋と競争入札され, 工費91.25百万USDの合成斜張橋が落札, そして1993年に完成した。
Bayview(#31) 195+274+195m	コンクリート斜張橋と比較し, 17.2百万USDで合成斜張橋に決定した。
Weirton-Stuebenville(#35) 250+210m	鋼桁+鋼主塔(32百万USD), 鋼桁+コンクリート主塔(20百万USD), コンクリート桁+コンクリート主塔(24百万USD)の3案にて競争入札され, 鋼桁+コンクリート主塔(合成斜張橋)に決定した。
Sunshine-Sky(#21) 147+366+147m	1982年に工費比較で, コンクリート斜張橋106.6百万USD, 合成斜張橋109.3百万USDで, 最終的にコンクリート斜張橋に決定し1987年に完成した。
※ Talmadge Memorial 143+335+143m	1987年入札が行われ, コンクリート斜張橋が25.7百万USD, 合成斜張橋は26.9百万USDで, コンクリート斜張橋に決定した。
William H. Harsha(#25) 160+320+160m	1996年入札が行われ, コンクリート橋38.3百万USD, 合成斜張橋36.4百万USDで合成斜張橋になった。
※ Bill Emerson Memorial 143+351+143m	1996年入札され, コンクリート斜張橋は51.5百万USD, 合成斜張橋50.85百万USDで合成斜張橋に決定した。
William H. Natcher(#20) 152+366+152m	1997年競争入札でコンクリート斜張橋58.98百万USD, 合成斜張橋55.45USDとなり, 合成斜張橋が落札した。
※ Sidney Lanier 191+381+191m	1996年, コンクリート斜張橋65.5百万USDに対し, 代案の合成斜張橋は70.1百万USDでコンクリート斜張橋が建設された。
※ Chesapeake and Delaware 137+229+137m	1991年にコンクリート斜張橋57.9百万USD, 合成斜張橋64.7百万USDで入札され, コンクリート斜張橋が落札し, 1995年に完成した。

注) ※印の橋梁は今回の実績調査の対象ではない橋梁である。

まず, 中国や韓国においては経済性や工期も選定理由であるが, 技術の発展という目的も選定理由のひとつになっているようである。西海大橋(#8)における経済比較はPC斜張橋に対して合成斜張橋の方が高いという結果であったそうである。日本の数少ない合成斜張橋のうち, 仲良い橋は主としてモニユメント性や景観デザイン面から斜張橋が選定され, 経済性の向上と工期短縮の課題からプレキャスト床版を用いた合成桁斜張橋が採用されている。

次に北米の斜張橋においては, 必ずといって良いほどコンクリート桁と合成桁の比較が行われている。今回調べた支間長200mから400mまでの計10橋(Alex Fraser除く)では, 合成斜張橋とコンクリート斜張橋の比率が7:3で合成斜張橋が経済性に優れているという結果を示している。各橋梁での設計条件の違いやもっと多くの橋梁で比較する必要があるが, 300m前後のスパンにおいて合成斜張橋はかなり競争力の高い形式と言えるであろう。

さて, それでは日本国内で建設した場合, 果たして経済性で優れるのであろうか。ここでは, 国内で実施されたいくつかの研究報告について紹介する。

まず, 建設省土木研究所(現 独立行政法人 土木研究所)が1987年~90年に実施した2主桁斜張橋の経済性検討について触れる。概要は名港東大橋の予備設計時に原案に近い偏平1箱桁断面と2主I桁断面の工費比較を行っている。その時の設計条件と比較結果は以下の通り。

#### 【設計条件】

形式: 3径間連続斜張橋(鋼斜張橋, 合成斜張橋)

支間: 183m+410m+183m, 有効幅員: 2x12.25m

荷重: TL-20, TT-43(本州四国連絡橋上部工構造設計基準)

材料: 鋼材 SM490Y, SM570 床版コンクリート 55N/mm<sup>2</sup>, ケーブル PWSΦ7mm

表-3.3.4 鋼斜張橋と合成斜張橋の工費比較

項目	単価	鋼斜張橋 偏平1箱桁		合成斜張橋 2主I桁断面		
		数量	工費(億円)	数量	工費(億円)	
主体工	桁	100 万円/t	12609t	126.0	4072t	40.7
	ケーブル	150 万円/t	965t	14.5	1312t	19.7
	主塔	110 万円/t	4230t	46.5	5160t	56.8
	杓	130 万円/t		1.8	280t	3.6
	床版	14.6 万円/m <sup>3</sup>	---	---	5730m <sup>3</sup>	8.4
	小計		---	188.8	---	129.2
主体工	舗装	0.4 万円/m	19019m	0.8	19019m	0.8
	鋼製高欄	5 万円/m	2329m	1.2	2329m	1.2
	伸縮装置	50 万円/t	140t	0.7	140t	0.7
	排水工	10 万円/h	81h	0.1	81h	0.1
		0.35 万円/m	859m	0.0	859m	0.0
	小計		---	2.8	---	2.8
合計(億円)			191.6 (1.452)		132.0 (1.00)比率	
有効幅員に対する単価(千円/m <sup>2</sup> )			959		661	

海外橋梁ではコンクリート主塔を採用することが多いが、この検討では鋼製の主塔を基本としている。検討当初は、鋼斜張橋を前提にしたケーブル配置とプレストレス力の設定、主桁を主塔位置で鉛直支持、床版には場所打ちも考えコンクリート強度 40N/mm<sup>2</sup>を想定していたため、工費が 210.4 億円と鋼斜張橋よりわずかに高い結果となっていた。しかし、それらを再度合成斜張橋に適する構造（特に床版のコンクリート強度を 55N/mm<sup>2</sup>にし、床版厚を低減できたことが大きい）に見直した結果、上表のように鋼斜張橋に対して 2/3 程度の工費に低減できたと報告されている。

また、別の文献ではスパン 100m 規模（支間割 60+100+60m、幅員 10m）の短塔型合成 2 主 I 桁斜張橋の検討を実施している。この短塔型斜張橋では、主塔高を通常の半分程度にし、ケーブル張力の水平成分を大きくして、床版に効果的なプレストレスを導入しようというねらいがある。この形式に対して連続合成 2 主 I 桁橋と連続非合成箱桁橋の 2 形式が比較されている。この 2 形式にとってスパン 100m の適用は若干長い感がある。詳細は省略するが、上部工のみの工費比較の結果は、連続非合成箱桁橋の工費を 1.00 とすると、短塔型合成 2 主 I 桁斜張橋は 0.53、連続合成 2 主 I 桁橋は 0.88 であった。結論としては、短塔型合成斜張橋は桁橋と斜張橋の間の支間をカバーする構造形式として今後有力であろうと報告されている。

この他、上述の研究と似ているもので、連続桁橋を低い塔からケーブルで支持する構造（桁橋と斜張橋の中間的な構造）で、支間 100m～200m でもっと経済的な形式を目指そうという研究がある。ここでは、まず主桁には鋼床版箱桁で検討を行い、上述の支間において工費 40～45 万円/m<sup>2</sup> という結果が得られている。支間 130m を超えると鋼床版箱桁橋やアーチ系橋梁に比べて安く、200m 以下の斜張橋に比べて安価となる。さらにこの鋼床版箱桁をプレキャスト床版と 2 本の箱桁と組み合わせた形式に変えて経済性比較をしている。さきの鋼床版箱桁に比べさらに約 2 万円/m<sup>2</sup> 安くなるという。この研究は非合成かつ箱桁の採用で、エッジガーダー形式の合成斜張橋ということではないが、非合成桁で十分な競争力があれば、それを合成桁にするとさらに経済性にメリットがでる。まずは非合成桁として進めることも、国内で合成斜張橋を実現する 1 つの手かも知れない。

このように日本国内での比較検討においても、経済性で有利である可能性は十分高いが、いずれも 2000 年より前の報告で、昨今の経済性を追及した桁橋やエクストラードロード橋との比較などまだまだ検討の余地がある。またこの 2 つの文献では概略設計レベルであるため、今後、実プロジェクトにおける詳細設計レベルでの比較検討が必要であろう。

### 3.3.2 床版と床組

#### 3.3.2.1 場所打ちとプレキャスト

1990年までは場所打ちがプレキャストより多少多いが、1991年以降はプレキャストが増えている。場所打ちとプレキャストの使い分けを完成年代ごとに区分した調査結果を図-3.3.2に示す。(図中の2001~2005年には、建設中のものを含む。)

コンクリートの乾燥収縮、クリープについては後述するが、合成斜張橋では乾燥収縮、クリープによる応力移行が大きく、特にスパンが大きくなるほど注意を要する。1991年以降にプレキャストが多くなっているが、これは長大橋の建設数が多くなっていることとも関係しているものと考えられる。

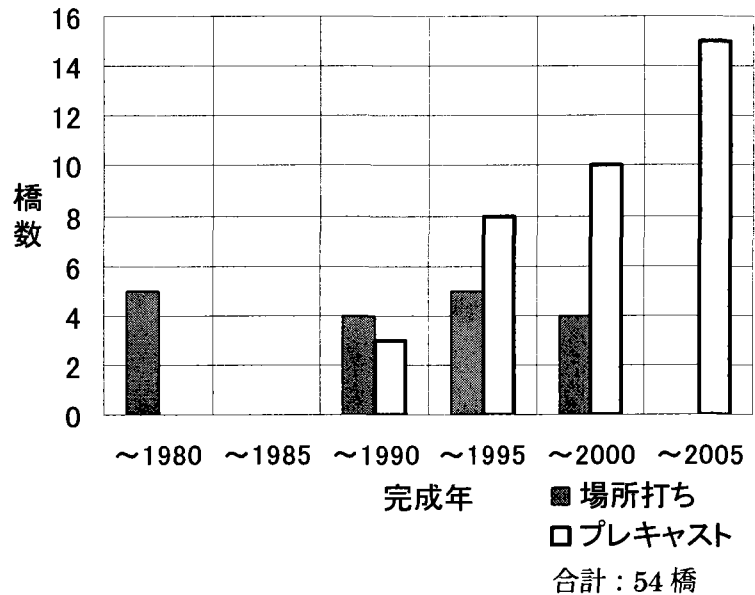


図-3.3.2 場所打ちとプレキャストの比較

#### 3.3.2.2 RC床版, PC床版, 合成床版

完成年代ごとの床版形式の比較を図-3.3.3に示す。調査対象橋梁は前項と同じであるが、全ての項目を調査できなかったため、橋数が一致しておらずデータ数も少ないが、RC床版とPC床版の実績が多い。

なお、床版にプレストレスを導入する方法として、床版内部にPC鋼材を配置する方法と斜張橋の主ケーブルを利用する方法があるが、本調査においては両者をPC床版として計上している。

また、2001~2005年に関してはプレストレスの有無が不明な橋梁が多いため、最近の動向は考察できない。

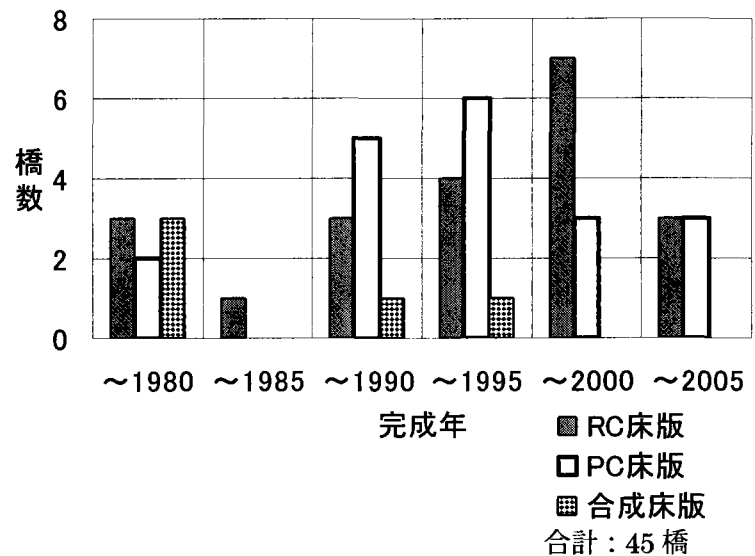


図-3.3.3 床版形式の比較

#### 3.3.2.3 コンクリート強度

合成斜張橋は主桁の圧縮軸力がスパンにほぼ比例して増加するため、スパンが長くなるにつれて高強度のコンクリートが必要になる。

主塔高, 主塔側のケーブル定着位置(高さ), 安全率などによりコンクリートの必要圧縮強度が変わるため, 一律にスパンとコンクリートの必要圧縮強度は比例しないが, 限界スパンを考えるうえでの要因となる。スパン 400~500m で 55~60N/mm<sup>2</sup> (安全率 3.5 を仮定) 程度の強度が必要との試算が報告されている。

50N/mm<sup>2</sup>以上の高強度コンクリート使用の実績調査結果を表-3.3.5に示す。60N/mm<sup>2</sup>を超えるコンクリートの使用例として Second Severn (#11)の 70 N/mm<sup>2</sup>がある。また, 表中に記載されている橋梁は全てプレキャスト床版を使用している。

表-3.3.5 高強度コンクリートの使用例

橋名	最大支間長 (m)	コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )
Second Severn(#11)	456	70
楊浦大橋(#2)	602	60
汀九橋(#6)	475	60
南浦大橋(#14)	423	60
Alex Fraser(#9)	465	55
Karnali River(#24)	325	55
汲水門橋(#13)	430	50

### 3.3.2.4 床版および横桁の検討

床版の支持方法としては2種類ある。1つは, 鋼主桁とそれを結ぶ鋼横桁両者の上フランジ面が同じとなるよう格子構造を形成し, 両者で床版を支持する方法で, 床版の主鉄筋方向は橋軸方向となる。もう1つは, 横桁の上に縦桁を複数設けて, 主桁と縦桁で床版を支持する方法で, 床版の主鉄筋方向は橋軸直角方向となる。実績調査では8割程度が前者の事例で, 横桁間隔を床版支間としている。

横桁間隔を床版支間とした場合の床版の合理的な設計法に関して検討報告された概要を以下に示す。

#### (1)床版厚の決定要因

床版の設計を決定する重要な要因としては以下の3つの要因を考慮している。

- 1)横桁間隔 (床版支間長) による影響
- 2)床版厚の現状の規定 (最小厚)
- 3)床版の最大圧縮応力 (許容応力度)

#### (2)床版の圧縮強度

横桁間隔 4m, 圧縮強度 40N/mm<sup>2</sup>の場所打ちコンクリートの適用を想定した結果, 主桁作用による応力から床版厚が 40cm となり, これにともない橋桁の自重が増加し, 経済性が向上しないことが明らかとなっている。これによって, 床版には圧縮強度 55N/mm<sup>2</sup>程度の高強度のプレキャストコンクリートを使用することの必然性が確認されている。

#### (3)荷重分担の考え方について

床版の設計では, 主桁作用による応力度および床版作用による応力度は安全側を考えながら単純に合計する方法がある。しかし実際には, 主桁付近では床版は橋軸方向 (床版支間方向) にもかなり剛に支持され, 床版作用による曲げモーメントは発生せず, 主桁作用による応力度についても, 軸力成分と曲げ成分では主桁と床版の荷重分担が異なると考えられる点に配慮し, 設計に与える影響が検討されている。

床版作用による応力の算定には, 道示の算定式ではなく, 格子解析が用いられている。格子解析の結果は, 道示のモデルのように横桁を剛な支点とみなした連続桁のような挙動は示さずに, ケーブル位置を支点とした連続桁に近い挙動を示している。このため, 負の曲げモーメントは, 道示よりもかなり小さく, 正の曲げモーメントは逆にやや大きくなる。

このように床版作用としての応力に主桁作用の重ね合わせを同時に考慮すると, 必要なコンクリート強度は下がり, 圧縮強度 50N/mm<sup>2</sup>でも床版厚を変更せずに設計が可能となる。

#### (4)横桁間隔の最適化

横桁支間中央の曲げモーメントにより横桁断面を決定し, これに対して工費を計算した結果, 横桁間隔 4m が最も経済的な設計となっている。

### 3.3.2.5 引張応力への対応

Alex Fraser(#9)では, スパン中央部の最上段ケーブル定着点間と橋端部の圧縮軸力の小さい領域での床版にクラックが発生している。

Alex Fraser(#9)の事例をふまえ、南浦大橋(#14)、楊浦大橋(#2)では、中央径間中央部と側径間端部に橋軸および橋軸直角方向に PC 鋼棒を配置しプレストレスを導入している。その他の橋梁でも、圧縮軸力の小さい領域での床版については、プレストレスの導入を行う例があり、その必要性について検討が必要である。

また、主桁に負の曲げモーメントを作用させないために、主塔位置では鉛直方向に支持せずフローティングタイプとすることも必要である。

Weirton-Staubenville(#35)ではケーブル位置でクラックが発生している。管理者のエンジニアの話でも原因は不明とのことであるが、定着部ではコンクリートに大きな集中力が導入され、コンクリート内の応力状態（圧縮、引張、せん断応力分布）も非常に複雑となるため、応力状態の適切な把握と鉄筋補強など入念な検討が必要である。

### 3.3.2.6 プレキャストの場合の継手構造

プレキャスト製品を使用する場合、床版パネルブロックを相互に連続化する方法が問題となる。床版内に PC 鋼材を配置して橋軸方向にプレストレスを導入する方法などもあるが、配筋が複雑になること、および、クリープへの影響が大きくなることから、海外における 2 主桁形式の合成斜張橋では各ブロック間に現場打ちコンクリートによる間詰部を設け、図-3.3.4 に示すループ状重ね継手を用いる方法が採用されている。ループ状重ね継手は継手部の鉄筋の加工が多少煩雑となるが、プレストレス作業がなく現場施工の省力化を可能にするものである。

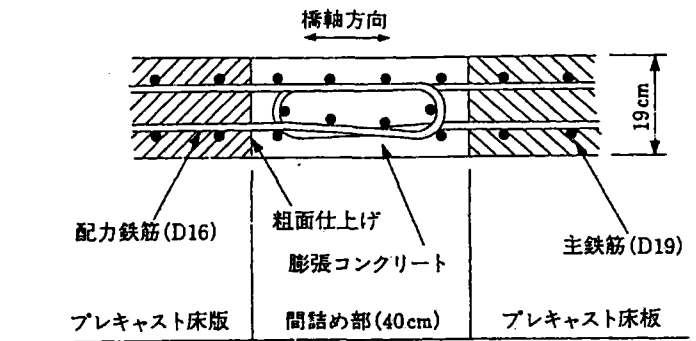


図-3.3.4 ループ状重ね継手

ループ状重ね継手の応力伝達性能に関する設計法は確立されていないが、道示における通常の重ね継手、半円形フック付重ね継手と同じ条件を適用した DIN1045 の規定を準用した重ね継手の所要継手長さを確保すれば、十分な応力伝達性能を有することが確認されており、将来における所要継手長さと同詰部の所要幅の低減による経済性向上の可能性が予測される。

### 3.3.2.7 乾燥収縮、クリープの影響

合成斜張橋では、コンクリートの乾燥収縮やクリープに起因する応力移行がかなり大きく、設計、施工に際しての重要課題である。応力移行量に関して、以下の解析例の報告がある。

解析モデルはスパン 400m のマルチケーブルタイプの斜張橋で、幅員が 19.2m で桁高は 2.0m、横桁間隔 3.33m、床版厚 250mm である。乾燥収縮量、クリープ係数は場所打ちタイプでそれぞれ  $200 \times 10^{-6}$ 、2.0、プレキャストタイプで 0、1.4 を仮定している。

場所打ちタイプの応力移行量（主塔位置）が、床版で  $6.1\text{N}/\text{mm}^2$ 、鋼桁で  $115\text{N}/\text{mm}^2$ 、同じくプレキャストタイプでは床版で  $3.1\text{N}/\text{mm}^2$ 、鋼桁で  $77\text{N}/\text{mm}^2$  となっており、場所打ちタイプを採用すると、応力移行量が大きいため、鋼種の選定や耐荷力にも大きな影響を与える可能性がある。

このため、床版としてはプレキャストタイプが推奨され、実際の養生期間として、6ヶ月から1年が設けられている。

南浦大橋は、鋼桁上を除いてプレキャスト床版（養生期間6ヶ月）であるが、鋼桁上の場所打ちコンクリートには、クリープ、乾燥収縮の影響を避けるために、無収縮コンクリートが採用されている。

プレキャスト床版を対象としたクリープの影響については、3.4 合成斜張橋の試設計で解析を行っている。

### 3.3.3 主桁

#### 3.3.3.1 主桁形式

一般的な主桁断面形状を図-3.3.5に示す。I桁、箱桁、開断面箱桁を比較すると、明らかに鋼重が小さくて曲げ剛性が確保できるI桁が静力学的からは有利となる。

I桁の特徴として、①曲げモーメント（応力）を小さくして、かつ中立軸がコンクリートに近いとコンクリートに導入される曲げ引張り応力が小さく抑えられる、②したがって、コンクリートを圧縮部材として利用でき、床版へのプレストレス導入作業は側径間端支点近傍および中央径間中央近傍の軸圧縮力が小さく、活荷重曲げモーメントの大きい領域に限定することができる、③架設時、鋼桁を利用することにより、PC斜張橋にみられるプレストレス導入作業も不要にできる、といった点があげられる。

箱桁はI桁に対して応力を低くする事が可能である。よって、長スパン化に伴いI桁より有利な状況に変化する。

開断面箱桁は、断面の中立軸が他案よりコンクリート断面から離れ、コンクリートにより大きな曲げ引張り応力が発生する観点から不利になる。しかしながら、耐風安定性上は他案より優れていると考えられるため検討の余地がある。

以上より、2本のI断面桁を配置することにより主桁の曲げ剛性が確保できるとすればかなり小さい曲げ剛性で設計が可能になることになる。したがって、輸荷重を支持する経済的な床版を補剛または合成する軽量な主構構造を選定し、かつ床組をどのように設計するかが重要となる。

その他、解決すべき問題としては、耐風安定性、座屈・耐荷力、耐久性等があげられる。

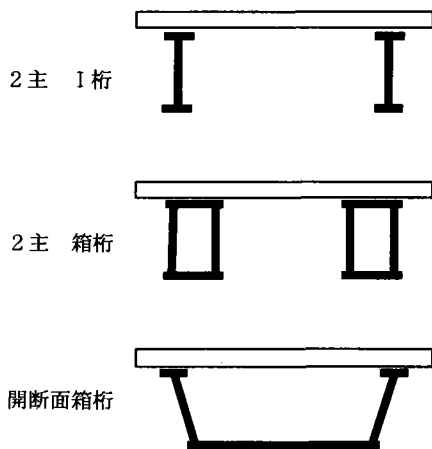
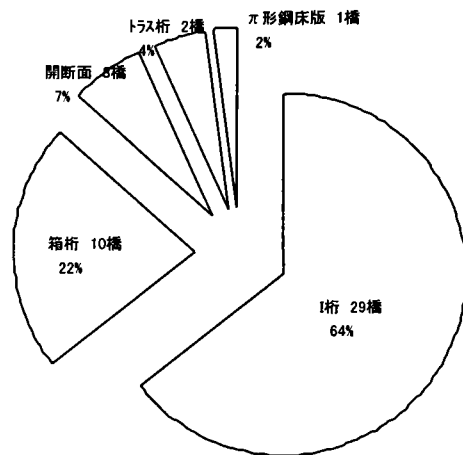


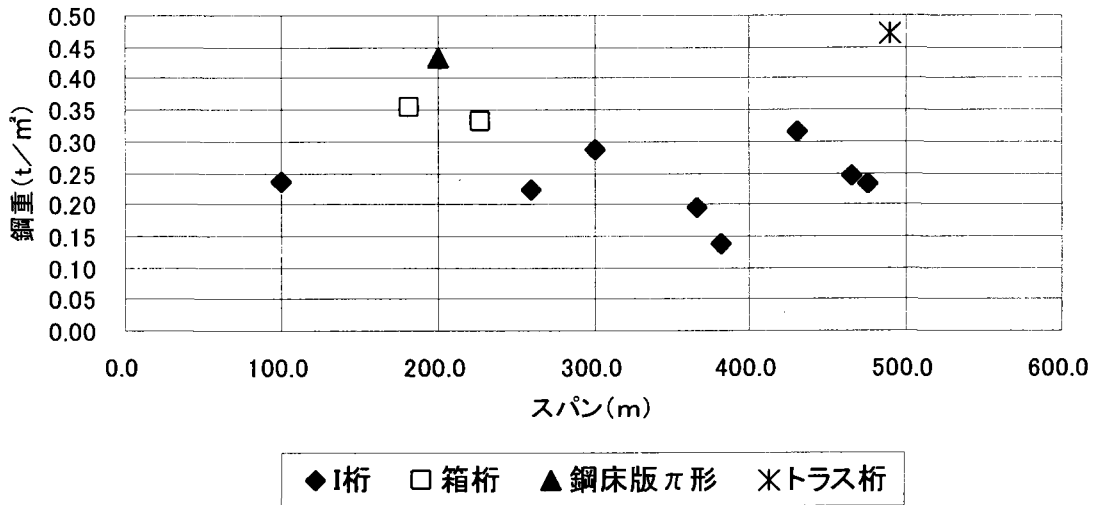
図-3.3.5 主な断面形状



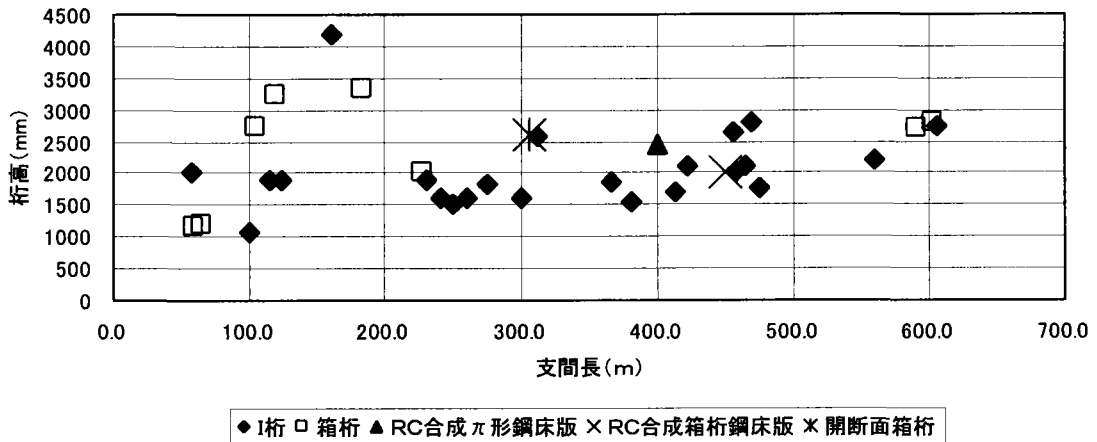
データ数 45 橋

図-3.3.6 主桁形式





データ数 12 橋  
 図-3.3.7 鋼重とスパンの関係



データ数 36 橋  
 図-3.3.8 桁高と支間長 (トラス除く)

箱桁の応力はI桁に比べ小さく、同一スパンの比較において1ランク低い強度の鋼材料を使用できる。合成箱桁では、スパンに応じて高強度の材料を使用すれば、極力薄い板厚で設計可能となる。

短スパンの場合、箱桁とI桁での鋼桁重量の差異は大きくなり、耐風安定性の確保が設計上のパラメーターとならない限り、合成箱桁を使用するメリットは少ないと言える。実績データにおいてはそれらの傾向が明確に考察できる傾向にはなっていない。これは各橋梁の諸条件の影響から一律には判断できないものと推測する。しかし、海外における実績での500m以上のスパンを有する場合は上記制約によりI桁形式と箱桁形式の比較により形式選定した事例もある。

スパンが600m程度以上の事例では、箱桁、I桁の鋼重量差は小さくなっている。この程度のスパンでは、一般的に耐風安定性の確保が重要な課題となる。そのため、耐風安定性確保のための付属物（フェアリング等）を含んだ重量比較を行う必要がある。少ない付属物重量でフラッター風速が確保される場合はI桁が有利と言える。したがって、高い風速が得られない場合には箱桁が有力な形式となる。

### 3.3.3.2 床版の有効幅

2主桁合成斜張橋の主桁は通常、プレキャストまたは場所打ちのコンクリート床版と2本の鋼製I桁を合成させた構造となっており、主桁全体の断面形状はπ形となる。主桁は桁高に比べて腹板間隔が広く断面が非常に扁平となることから、せん断遅れが生じやすく、床版部の応力は通常のはり理論で得られる分布に比べ当然、異なったものになる。既往の設計においては有効幅の概念にせん断遅れの影響を考慮する方法が用いられているが、斜張橋では主桁がケーブルで弾性支持され、曲げモーメントの分布がプレートガターに比べかなり複雑となるため等価支間長の定義が困難となり、既往の有効幅の算出式を直接適応できないといった問題が生じる。

一般的に斜張橋の設計に用いられている有効幅の算出は道路橋示方書の規定を準用して曲げ変形に関する有効幅が算出される場合が多い。すなわち、まず梁理論を用いて影響線解析を行い、主桁上に設けた着目点において曲げモーメントが最大となる活荷重載荷位置を求める。次に、これらの載荷位置に活荷重を固定載荷し、曲げモーメント分布を求める。最後に、曲げモーメントが正の領域の部分の長さを等価支間長として採用し、有効幅を算出する。

一方、斜張橋の主桁には曲げモーメントと軸力が同一時に作用する。しかもケーブル張力が定着点で集中荷重として主桁に作用するため、主桁断面には曲げ変形に起因する応力集中（せん断遅れ）と、ケーブル張力の水平成分による応力集中が生じる。曲げ変形に起因するせん断遅れ現象（シアラグ）については、別途検討が必要と考えられる。

また、ケーブル張力の水平分力による応力集中は、ケーブルの主桁への定着方法（ケーブル定着部の構造詳細や横桁の構造）や位置によっても大きく異なることが予想され、一概に特定できない。実際の斜張橋の設計においても曲げ変形に起因する応力集中とケーブル張力による応力集中は個別に扱われ、ケーブル張力による応力集中はケーブル定着部構造を含めた主桁を細かく分割したFEM解析により算定される場合が多い。

### 3.3.3.3 合成形式（活荷重もしくは死活荷重）

合成形式を区分すると活荷重合成と死活荷重合成に分けられる。以下に実績データからの比較を示す。

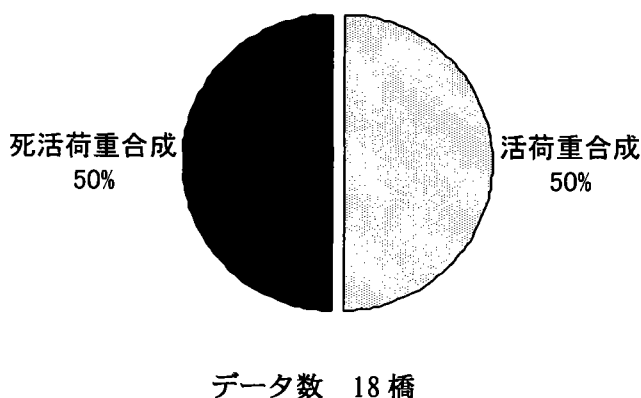


図-3.3.9 活荷重合成と死活荷重合成の比率

活荷重合成の比率は全体の50%で、死活荷重合成と同数採用されている。当然のことながら、合成斜張橋の特性から死活荷重合成の方が利点のある形式であるが、実績データよりスパンと合成形式との関係を考察する要因は見当たらない。合成形式の区分は架設方法による所が大きく、調査資料の不足からその要因分析は出来ず、今後の課題となる。

### 3.3.3.4 その他の主桁形式

#### (1) 鋼管構造

合成斜張橋は2主I桁の採用が多数を占めている。この形式は、最も鋼重量を抑えたシンプルな形式であるが、主桁の曲げ剛性の確保、輪荷重を支持する経済的な床版の補剛を必要とし、耐風安定性に対しては課題を残す場合がある。その適用を補う形式として2主箱桁の採用の事例もある。その2形式に対して鋼管構造を用いた場合の特徴を以下に示す。圧縮力、曲げモーメントが同時に作用する斜張橋の桁に対して、局部座屈しにくい断面形状である。耐風安定性に対しても矩形であるプレートガーダーに対して鋼管はそのままの形状で抗力係数が小さく、かつねじれ剛性も大きい。また鋼管内にコンクリートを充填し合成構造とすることで、圧縮力に対する抵抗力を増す効果がある。以上より斜張橋への採用例がないものの次世代形式として検討の余地がある形式である。

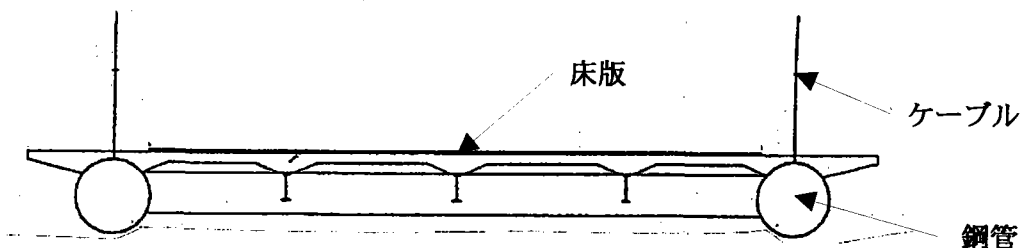


図-3.3.10 鋼管構造の例

#### (2) 腹板に波形鋼板を用いた構造

波形鋼板は従来 PC 構造の箱桁において、軽量の鋼板を腹板に採用し、コンクリートの上下床版を残すことにより、曲げ剛性をさほど落とさずに箱全体の重量を低減できるのが特徴である。

この形式を斜張橋に採用した場合、上下床版には斜張橋作用としてプレストレスを導入され、その効率も向上する。しかし、中間支点上の負曲げモーメント、支間中央の斜張橋作用としてのプレストレス未導入範囲に対しては上下床版に別途導入する必要があるプレストレスなどの検討課題が予測できる。

なお、この形式は第2東名神にて矢作川橋として建設中である。下にその断面図を示す。

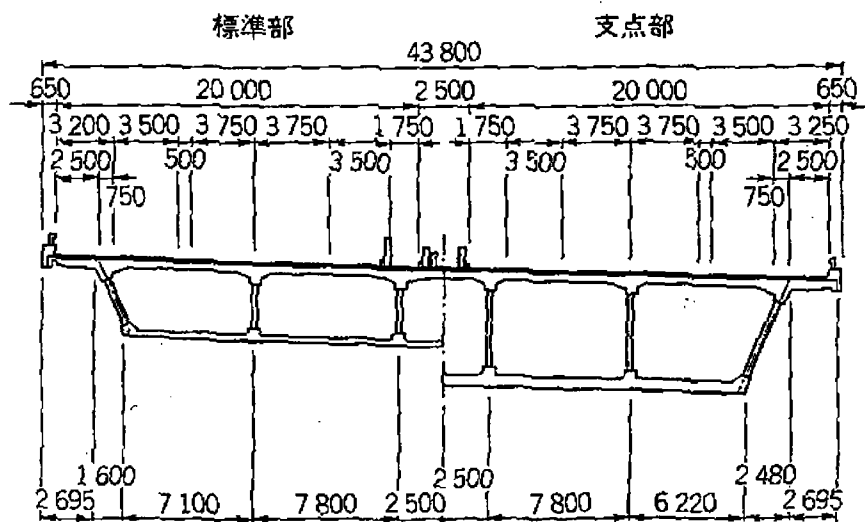


図-3.3.11 矢作川橋 断面図

### 3.3.4 ケーブル定着部構造

#### 3.3.4.1 定着構造の種類とその特徴

合成斜張橋の建設実績は主桁としては経済性を念頭に、ほとんどの場合、I 桁が採用されている。I 桁とケーブルの定着では、その取り付け構造をどのように設計するかが大きな課題となる。スパンが600mを越える大規模な橋梁（例えば楊浦大橋、徐浦大橋など）では2箱桁が採用されているため、定着には箱構造が利用でき、これまでの鋼斜張橋と同じような構造とすることができる。しかし、その後完成したスパン605mの青州閩江大橋（中国）には2I 桁が主桁として採用され、そのI 桁にケーブルを定着している。

このI 桁に着目した場合、ケーブル定着部の構造は取付位置から分類できる。橋軸方向は、ケーブル張力を鋼桁に伝達する関係上、横桁位置に定着している。一方断面方向で見るとその取付位置によって次の4種類に分類される。

##### □第1案：主桁外側に張出し梁を設置しケーブルを定着する構造

この定着方法は主桁両側に張り出して定着するので、橋梁全体のねじり剛性が大きくなる。しかし、主桁からの偏芯量が大きいため、横桁の曲げモーメントが大きくなり鋼重が増加するので、マルチケーブルの場合不利となる。また、定着時に足場が必要となる。

##### □第2案：主桁腹板の外側面に定着する構造

主桁腹板面にアンカー材を溶接またはボルト等で接合する。先の第1案に比べて偏芯量が小さいものの、横桁への偏芯曲げが生じる。また、主塔がA型形式のような場合にケーブルが橋軸直角面において斜め配置になると、その角度にあわせて主桁腹板を斜めに傾けた形状とした実績もある。本案もI 桁外側での定着のため、足場が必要となる。

##### □第3案：主桁上面に定着する構造

主桁の上フランジ上面にアンカー材を定着するため、定着作業及びメンテナンスは容易である。また、ケーブルが主桁の直上に位置するので、横桁の断面力に影響を与えない。主桁と定着用ガセットの接合方法としては大きく分けて2種類ある。1つは定着用ガセットを上フランジ上面に、また上フランジと腹板とを突き合わせ溶接する方法である。この場合、上フランジは板厚方向に応力が発生するため、アレックスフレーザー橋では上フランジに耐ラメラテア材を使用している。もう1つは、ガセットを上フランジに貫通させて腹板に一体化させている。接合方法としては疲労を配慮してボルト継手としている場合がある。

##### □第4案：主桁内側に定着する構造

ケーブルが主桁より内側にあり床版を貫通して、横桁の下に定着される。この案における定着作業は通常移動足場を用いて行われる。また第2案に比べるとケーブル間隔が狭くなるため、ねじり剛性は小さくなる傾向にある。

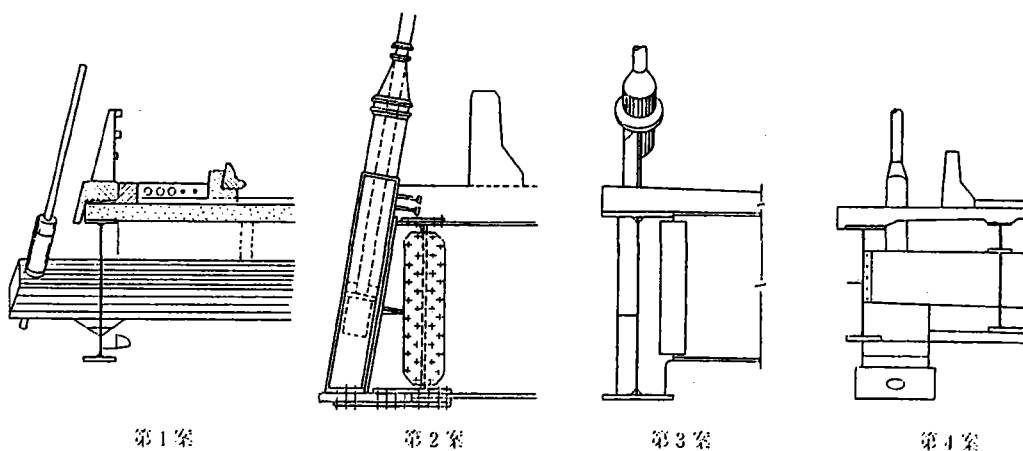


図-3.3.12 ケーブル定着部のタイプ

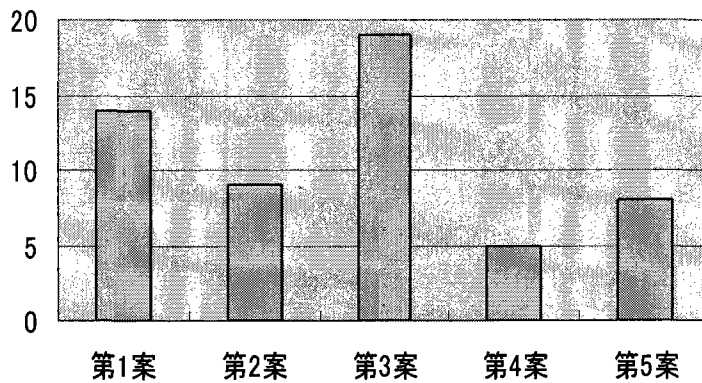


図-3.3.13 定着タイプ別橋梁数

特殊な定着構造としては、Mississippi River (#44) のように定着位置は主桁の上部であるが、アンカー材が主桁を挟み込み、腹板に連結されているタイプもある。

上図に定着構造のタイプ別橋梁数を集計してみた。結果としては、定着作業が比較的簡単でアンカー材の取り付け構造もシンプルな主桁上面に定着する第3案がもっと多い。ついで主桁外側に張り出し梁を設置して定着する第1案である。この案にはトラス桁の張り出し定着の数も含まれている。最も少ないのが構造も複雑で、定着作業が大変な第4案である。第5案は、第1～4案に当てはまらない構造で、主桁に箱桁を採用していて、その主桁箱内に定着しているもの、また床版コンクリートの中もしくは下面に定着する構造をカウントしている。

### 3.3.4.2 定着部の設計

先に述べたように定着位置によって大きく4種類のタイプに分類されるが、どのタイプも基本的にはケーブル張力はアンカー材から横桁等を介して主桁に伝達される。そしてその主桁はコンクリート床版と合成されているため、床版にもケーブル張力による軸力が分担されることになる。従って、ケーブルの定着位置によって床版までの応力伝達分布が異なるため、十分注意が必要である。また、ケーブルが橋軸および橋直方向に傾いている場合は、3次元の断面力が発生するため、それに抵抗できる構造にしておかなければならない。

合成斜張橋の実績はまだまだ少なく、特に決まった設計手法はないようで、その都度臨機応変に対応しているのが現状である。これまでの例としては、厳密な応力状態、応力集中の把握を目的にFEM解析を実施して構造や板厚を決定している橋がいくつかある。

また、設計上アンカー材と鋼桁との接合方法も事前に検討しておく必要がある。大きく溶接とボルトの2種類に分類されるが、各々の特徴を考慮した上で選定する必要がある。溶接の場合、ボルト構造に比べコンパクトな断面にすることができるが、疲労の問題がある。一方、ボルト構造の場合は、疲労強度は向上するものの、ボルトの配置上部材が大型化し重量が増加する傾向にある。

### 3.3.4.3 定着部構造の主な実績

表-3.3.6 各橋梁のケーブル定着タイプとその特徴

番号	橋名	主桁形式	定着位置	定着タイプ	特徴	図
#1	青州閩江大橋	2I桁	主桁上面	第3案		
#2	楊浦大橋	2箱桁	箱桁内	第5案	主桁ウェブにアンカー材をボルト連結。FEM解析を実施。	○
#3	徐浦大橋	2箱桁	箱桁内	第5案		
#4	Rion-Antirion Bridge	2I桁	主桁上面	第3案		
#5	Oresund Bridge	トラス桁	張り出し部	第1案		
#6	Ting Kau Bridge	2x2I桁	主桁上面	第3案		
#8	西海大橋	2I桁	主桁上面	第3案		
#9	Alex Fraser Bridge	2I桁	主桁上面	第3案	アンカー材をウェブ直上のフランジ上面に溶接。	○
#10	Second Hooghly bridge	2I桁	主桁上面	第3案	主桁フランジを貫通させ、ウェブを挟み込むボルト連結タイプ。	○
#11	Second Severn Bridge	2I桁	張り出し部	第1案		○
#13	Kap Shui Mun Bridge	2I桁(+トラス桁)	主桁外側	第2案	ブラケット形式のアンカー材を主桁ウェブに溶接。	○
#14	南浦大橋	2I桁	主桁外側	第2案	主桁ウェブにアンカー材を溶接している。床版貫通あり。	○
#16	Uddevalla Bridge	2I桁	主桁上面	第3案		
#17	Vigo-Rande bridge	鋼床版π形	張り出し部	第1案	鋼製アンカー材を耳桁に貫通させて定着	
#18	Ring Road Bridge No.1	4I桁	主桁上面	第3案		
#19	Baytown Bridge	2x2I桁	主桁外側	第2案	疲労を考慮し、アンカー材はボルト連結。	○
#20	William H. Natcher Bridge	2I桁	主桁上面	第3案		○
#21	Sunshine-Skyway Bridge	2I桁	主桁外側	第2案		
#22	Bill Emerson Memorial Bridge	2I桁	主桁上面	第3案		
#23	Ring Road Bridge No.2	4I桁	主桁上面	第3案		
#24	Karnali River bridge	トラス桁	主桁上面	第3案	吊りピースタイプ	
#26	蕪湖長江大橋	トラス桁	張り出し部	第1案		
#27	Mezcala Bridge	2I桁	主桁上面	第3案		
#29	Dubrovnik Bridge	2I桁	主桁内側	第4案		
#30	Rama VIII Bridge	2I桁	主桁上面	第3案		
#31	Bayview Bridge (Quincy)	2I桁	主桁内側	第4案	主桁内側を貫通させ、下フランジの下方で定着。	○
#33	Binh Bridge	2I桁	張り出し部	第1案	主桁ウェブにブラケット形式の鋼製アンカーを溶接。	
#34	Raippaluoto Bridge	2I桁	張り出し部	第1案		
#35	Weirton-Steubenville bridge	2I桁	主桁上面	第3案		
#36	Karkistensalmi Bridge	2I桁	張り出し部	第1案		○
#37	Clark Bridge	2I桁	主桁外側	第2案		
#38	Third Millennium John Paul II Bridge	2I桁	張り出し部	第1案		
#40	Zakim Bunker Hill Bridge	2箱桁	主桁外側	第2案		○
#41	New Luangwa Bridge	2箱桁	主桁内側	第4案		
#42	Pereira Dos quebradas Bridge	2I桁	主桁外側	第2案		
#44	Mississippi River Bridge	2I桁	主桁上面	第3案	鋼製アンカー材は主桁ウェブを挟み込みボルト連結。	○
#45	重陽大橋	鋼床版π形	張り出し部	第1案	端部のフェアリング桁にアンカー材を取り付け。	
#46	Adhamiyah Bridge	1箱桁	箱桁内	第5案		
#47	Swietokrzyski Bridge	2I桁	主桁上面	第3案		○
#48	El Zapote Bridge	2I桁	主桁内側	第4案		
#49	El Canon Bridge	2I桁	主桁内側	第4案		
#50	Paris-Massena Bridge	2箱桁	床版下面	第5案		
#51	SteyreggerDonau Bridge	4I桁	主桁外側	第2案		
#52	Utsjoki Saame Bridge	2I桁	主桁上面	第3案		
#53	Eiland Bridge(Kampen)	2I桁	張り出し部	第1案		
#54	John O'Connel Memorial Bridge	2箱桁	張り出し部	第1案		
#55	Alzette Bridge	2箱桁(開断面)	床版下面	第5案		
#56	Lumberjack's Candle Bridge	開断面箱桁	箱桁内	第5案		
#57	Heer Agimont Bridge	2I桁	主桁上面	第3案		
#61	Sydney Airport Bridge	2I桁	張り出し部	第1案		
#62	Saint Maurice Bridge	2I桁	張り出し部	第1案	主桁から張り出されたブラケット先端にコンクリート定着。	○
#63	大和橋	2箱桁	箱桁内	第5案		
#64	仲良い橋	2箱桁	張り出し部	第1案	張り出しブラケットを設置しそこに定着している。	
#65	Bushenauer Bridge	2箱桁	箱桁内	第5案		
#66	Jackfield Bridge	2I桁	主桁外側	第2案		○

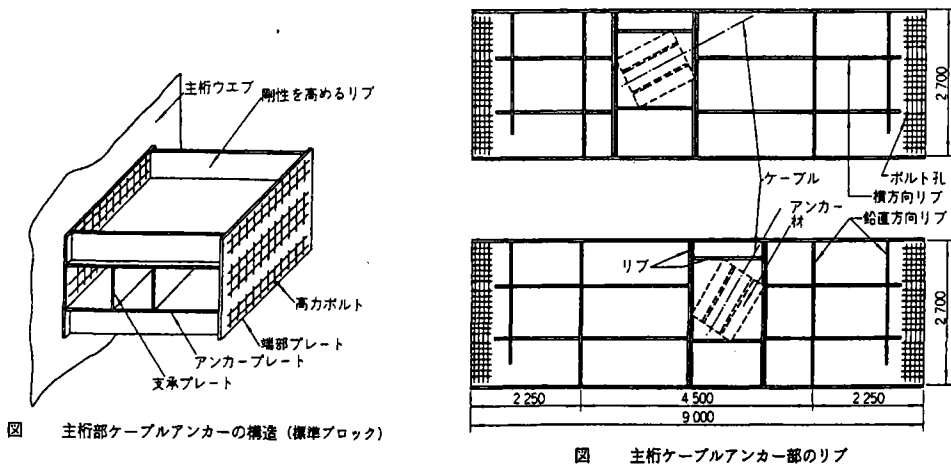
注記) 第1案から第4案に当てはまらないタイプを第5案とした。

第5案のタイプとしては、床版下面および床版内に定着するタイプ、箱桁内に定着するタイプの2種類である。

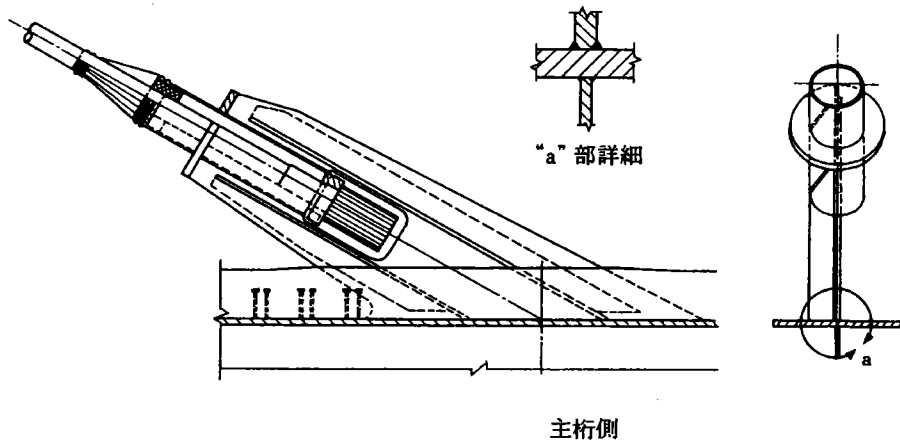
### 3.3.4.4 実橋における定着部構造概略図

図-3.3.14(1) ケーブル定着部構造 概略図

#### #2 楊浦大橋



#### #9 Alex Fraser Bridge



#### #10 Second Hooghly Bridge

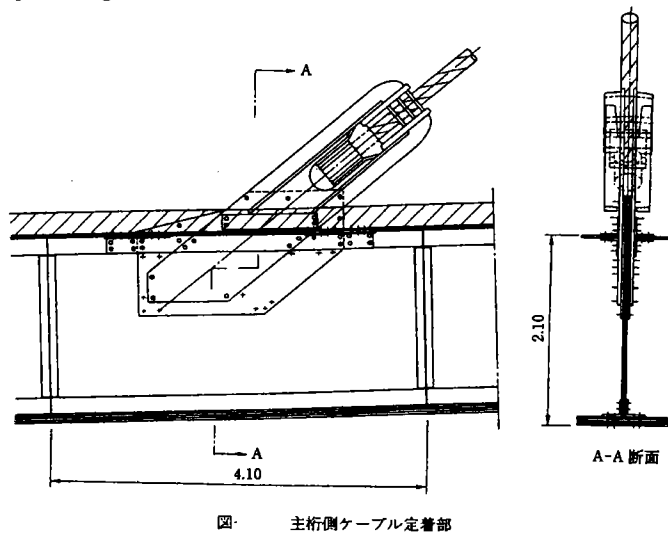
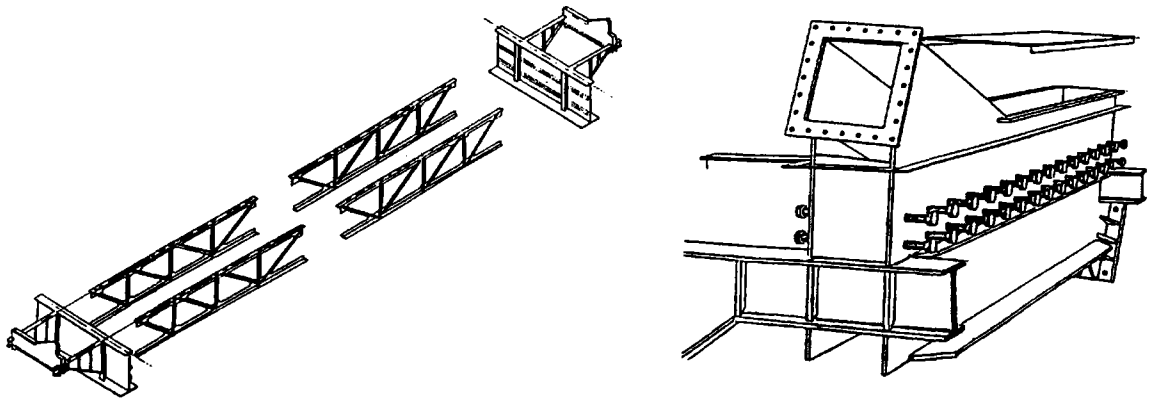


図-3.3.14(2) ケーブル定着部構造 概略図

#11 Second Severn Bridge



#13 汲水門橋

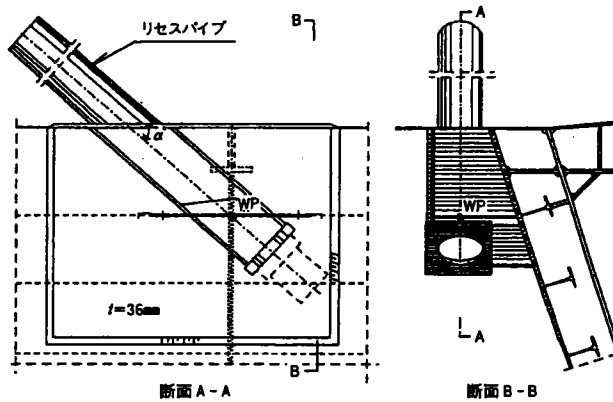


図 ケーブル定着部 (中央径間)  
Cable anchor box (Main span)

#14 南浦大橋

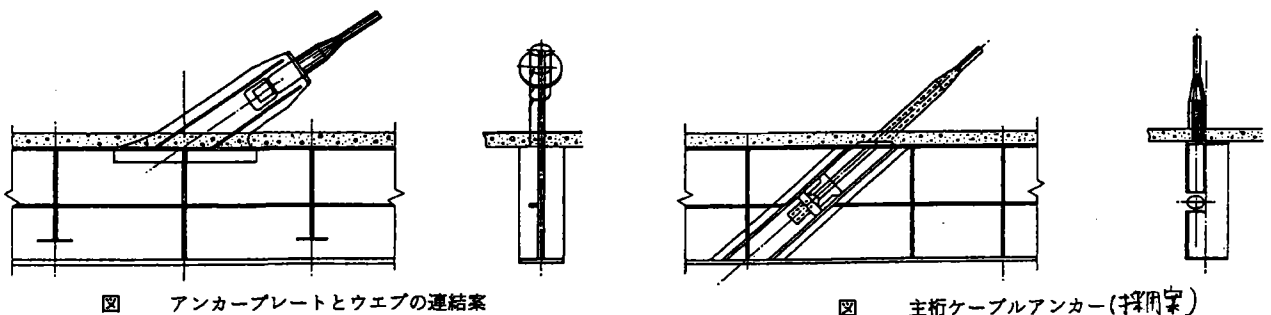


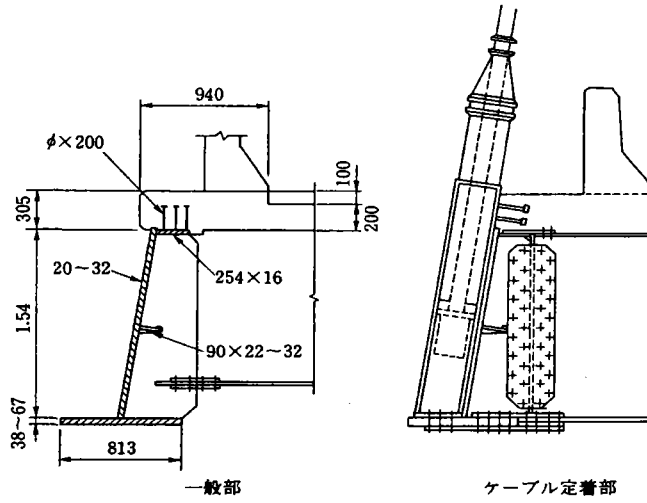
図 アンカープレートとウェブの連結案

図 主桁ケーブルアンカー(採用案)

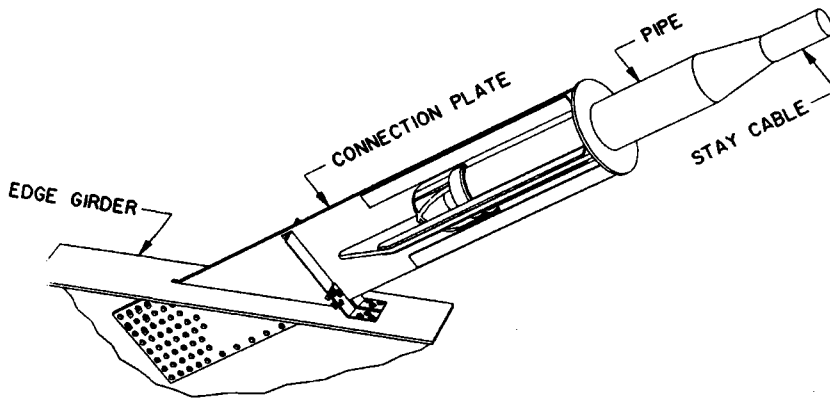


図-3.3.14(3) ケーブル定着部構造 概略図

#19 Baytown Bridge



#20 William H. Natcher Bridge



#31 Bayview Bridge

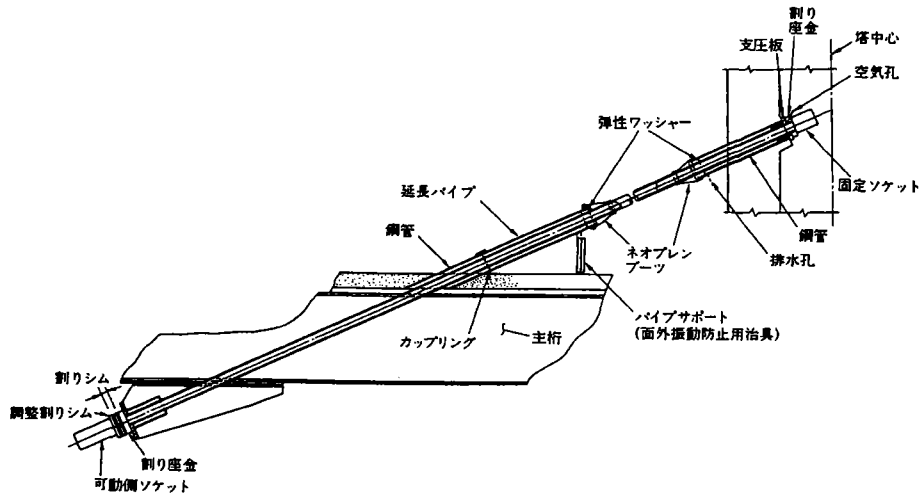
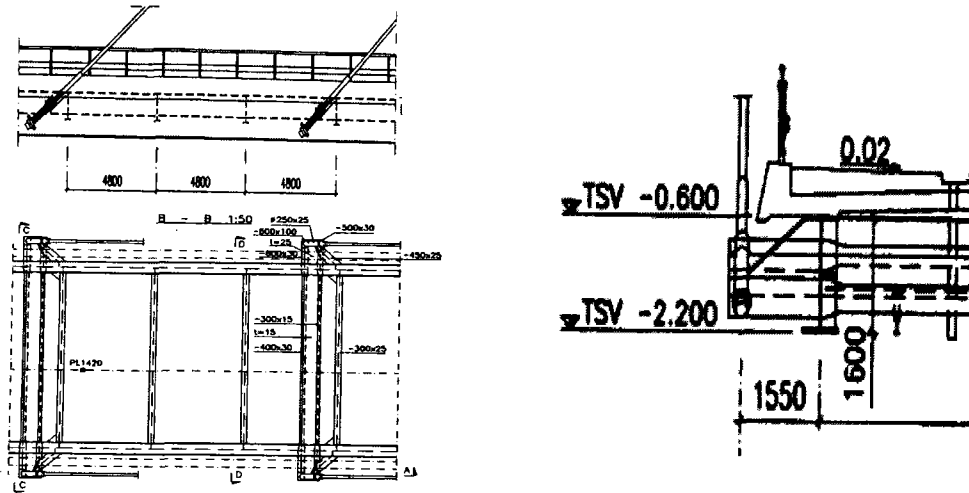


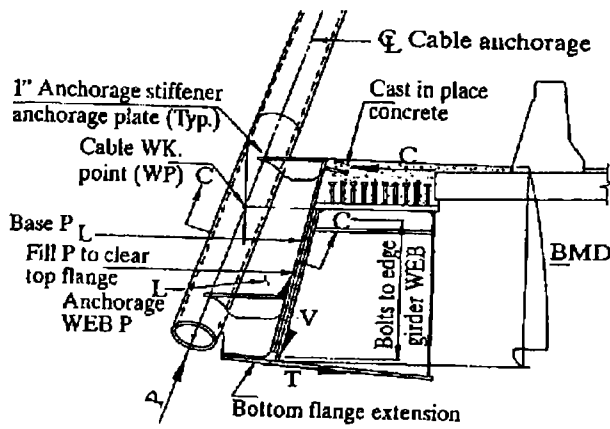
図 ケーブル定着構造

図-3.3.14(4) ケーブル定着部構造 概略図

#36 Karkistensalmi Bridge



#40 Zakim Bunker Hill Bridge



#44 Mississippi River Bridge

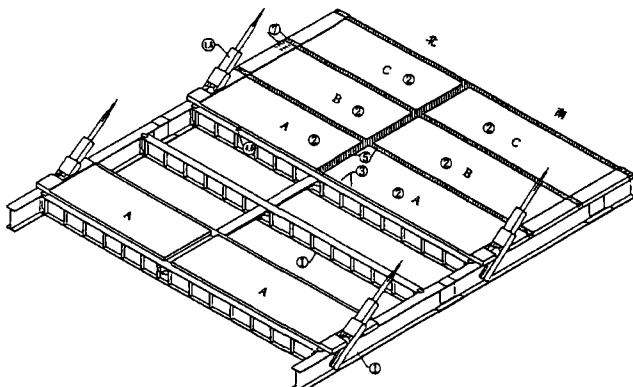


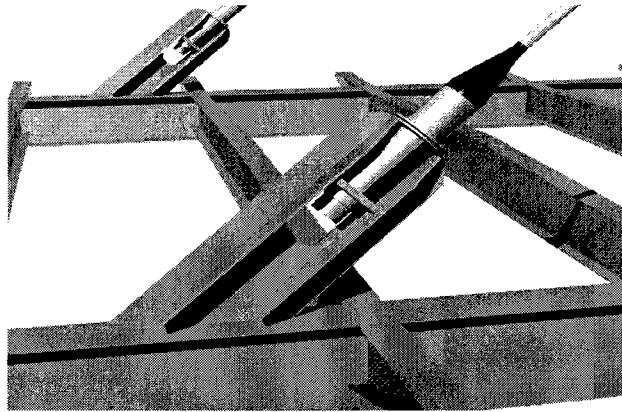
図 プレキャスト床版の施工手順



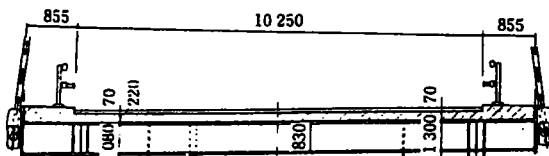
写真 主桁側ケーブル定着部

図-3.3.14(5) ケーブル定着部構造 概略図

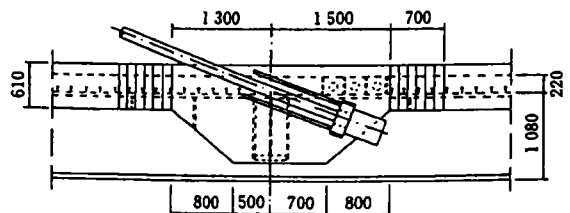
#47 Swietokrzyski Bridge



#62 Saint Maurice Bridge

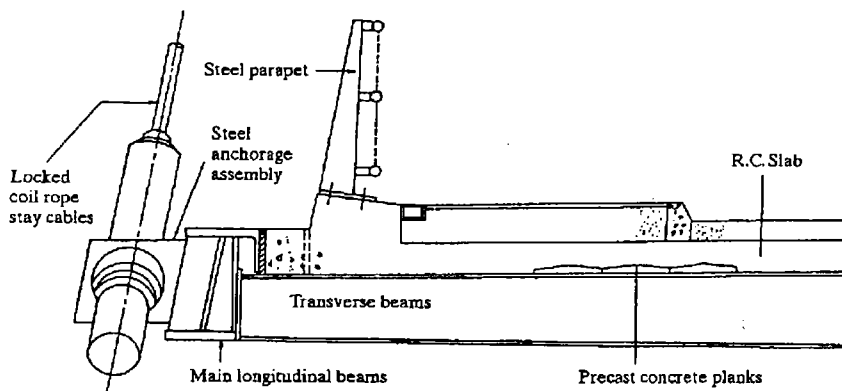


ケーブル定着位置における桁断面



桁側ケーブル定着部

#66 Jackfield Bridge



### 3.3.5 架設工法

#### 3.3.5.1 架設工法

合成斜張橋は一般的には、主塔、主塔部の主桁、標準部の主桁の順で架設される。

標準部の主桁については、主径間は張り出し架設が採用され、側径間はベント設置が可能な場合にはベント架設、不可能な場合には主径間と同時に進行主塔からの張り出し架設（バランシング架設）や送り出し架設などが採用される。

図-3.3.15 に主径間標準部の一般的な架設サイクルを示す。

ケーブル定着間隔と同じ 10~14m 程度の主桁ブロックを架設し、ケーブルの取付・緊張を行う。次にプレキャスト床版を敷設し、床版継ぎ手部の間詰めコンクリートを打設する。その後、ケーブル張力を調整し次のブロックの架設サイクルに進む。以上のサイクルを閉合まで繰り返すが、1サイクルの標準的な所用日数は、7~14 日程度である。

このように鋼桁 1 ブロック架設ごとにプレキャスト床版を逐次合成させる方法が一般的であるが、床版施工時期が特殊な事例もある。

鋼トラス桁とプレキャスト床版から構成される合成桁を主桁とするカブスイムン橋では、鋼トラス桁組立後に上下床版コンクリートを打設し、セグメントを地組立した後に、セグメントが張り出し架設された。

また、規模の小さな合成斜張橋では、鋼桁全量架設完了後にプレキャスト床版を敷設し、床版継ぎ手部の間詰めコンクリートを打設する活荷重合成桁の事例もある。

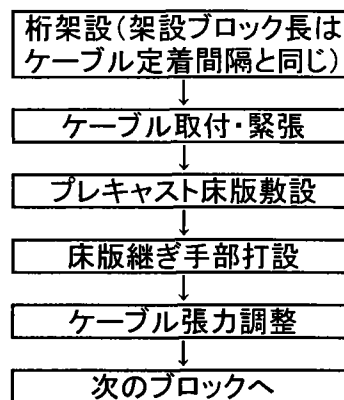


図-3.3.15 主径間標準部の架設サイクル

#### 3.3.5.2 架設時の検討事項

##### (1)コンクリート床版のクラック対策

コンクリート床版に生じるクラックの要因として、架設系の断面力に起因するものと完成系の構造特性に起因するものがあるが、いずれの場合にも架設時の配慮によりクラックを抑制できるものがある。

架設系の断面力に起因するものとしては、張出し架設部材にケーブルを取り付ける前の系の負曲げモーメントによりコンクリート床版に引張応力が作用し、クラックが生じる例が挙げられる。

完成系の断面力に起因するものとしては、横桁直上の間詰めコンクリート部の乾燥収縮や活荷重の影響によりクラックが生じる例が挙げられる。

これらの事例については、仮設のケーブル、鋼柱、ジャッキを使用し、適切な強制変位（プレストレス）を与えることによりクラックの抑制が可能である。

##### (2)架設時の安定性

合成斜張橋では主塔部に鉛直支承を設けないフローティングタイプが採用される事例が多い。このシステムを採用する場合には、架設時に主塔部の主桁を仮固定することが必要であるが、仮固定することにより曲げモーメントと不平衡軸力が生じるため、仮固定部材はこれに抵抗できる構造でなければならない。

南浦大橋(#14)では架設時に仮固定することにより、主塔部の主桁に 40000kN・m の曲げモーメントと 6000kN の不平衡軸力が生じる。曲げモーメントに対しては、主塔から仮ケーブルで支持することにより抵抗する方法が採用された。不平衡軸力に対しては、主桁に高力ボルトで結合したせん断抵抗用箱梁を通じて主塔に伝達する構造が採用された。

また、主桁閉合後の温度変化により鋼桁の座屈と床版のクラックが発生するおそれと主塔の破損の可能性

があったため、閉合後 2~3 時間で仮固定部材を撤去する必要があった。

Alex Fraser(#9)では橋軸方向の仮固定に加え、図-3.3.16 に示すタイダウンケーブルが設けられた。主桁から主塔基部への斜めケーブルは架設時の主塔の曲げモーメントを小さくし、VT1 は風によるロッキングを防止し、VT2 は架設後期の橋軸方向および橋軸直角方向の安定を図るものである。

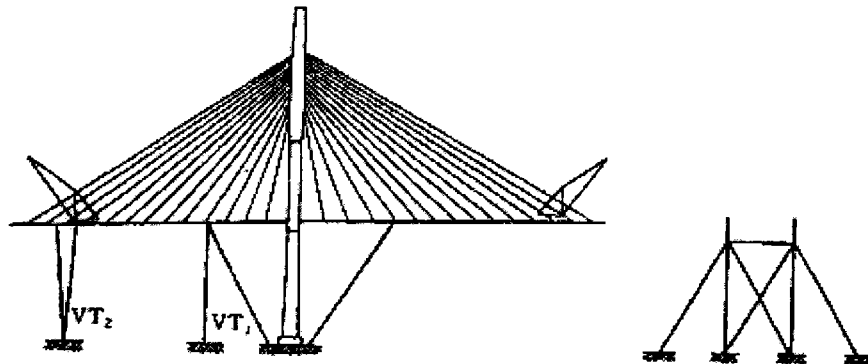


図-3.3.16 タイダウンケーブル

Baytown(#19)は主塔部に鉛直支承（高さ 250mm のゴム支承）を設けているが、張出し架設時の耐風対策として、Alex Fraser(#9)と同様のタイダウンケーブルが採用された。

### 3.3.6 耐風安定性

すでに報告されている文献においては、エッジビーム形式の合成斜張橋は耐風安定性に劣ることが指摘されており、そのため日本国内においてはこの懸念される課題を対象にした研究はいくつか報告されている。一方、これまですでに数多くの合成斜張橋が完成しているが、現地の気象条件にもよるが、未だ大きな問題を起こしたという例はないようである。本来なら試設計モデルでの耐風安定性について検討を行いたいところであるが、時間と費用的な制約から、調査した橋梁の耐風性への対応、既往の文献からの報告を以下にまとめる。

実橋での耐風検討においては、スパンの短いものを除いてほとんどの橋で風洞実験により耐風安定性の照査を行い、またその結果に応じて耐風対策を講じている。今回の調査結果では、スパン 200m を下回る橋で耐風対策しているものは無かった。耐風対策の主な例を以下に挙げる。

表-3.3.7 (1) 耐風対策の例

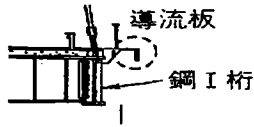

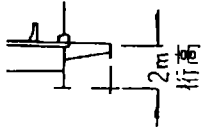

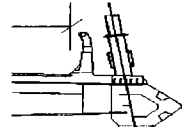
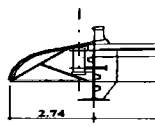
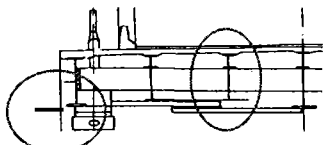
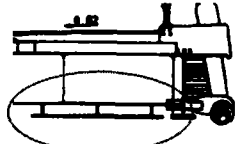
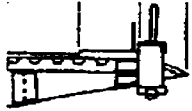
橋名	耐風対策	概略図
青州閩江大橋 #1 (605m, 2主I桁)	当初の箱桁をI桁に変更し、風洞実験を実施した結果、耐風対策として幅員端部にDL1道流版(1mx1m)を設置した。	
楊浦大橋 #2 (602m, 2主箱桁)	ケーブル振動対策としてストラット'両端にダンパ'を設置。主桁には耐風安定対策としてフェアリングを設置。	図なし
汀九橋 #6 (475m, 2x2主I桁)	主桁は耐風安定を図るために上下線を中央で分離している。また、両外側の主桁外側にフェアリングを設置している。	
Alex Fraser #9 (465m, 2主I桁)	全橋模型実験により主桁配置を決定。主桁外側にエッジプレート付張り出し部(2m)を設置。	
Second Hooghly #10 (457m, 2主I桁)	張り出し部に耐風安定用のエッジプレートを設置している。	
Queen Elizabeth II #12 (450m, 2主I桁)	風洞実験を実施し、耐風対策として主径間部にウインドシールド'ガ' (H=1.2~1.3m)を設置している。	図なし
Uddevalla #16 (414m, 2主I桁)	風洞実験の結果から、主桁外側にウインドノーズ (フェアリング) を設置している。	
Mezcala #27 (311m, 2主I桁)	3本主塔の範囲にある主桁については、主桁外側にフェアリングを設置している。	

表-3.3.7 (2) 耐風対策の例

橋名	耐風対策	概略図
Bayview #31 (274m, 2主I桁)	風洞実験の結果、主桁下フランジ付近にスリットプレート(幅762mm)を、桁下にハットプレート(縦桁下部の鉛直配置)を設置している。	
Raippaluoto #34 (250m, 2主I桁)	2.55m長さの模型で風洞実験を実施結果、振動が発現することがわかった。そのため桁下にリフトプレートを設置した。	
重陽大橋 #45 (200m, 鋼床版π桁)	2次元および3次元全体モデルでの風洞実験を行い、本橋の風に対する安全性を確認している。その結果、主桁両端部はフェアリングを設置した。	

いくつかの既往の文献によると、エッジビーム形式の主桁の場合、主桁が幅員の端部に近いほど耐風性が悪くなる傾向がみられるようである。次に示す表は先にも引用した建設省土木研究所の研究報告における各橋の耐風性に関わる構造特性を示したものである。これによると、2主桁斜張橋は、たわみ振動数もかなり低いが、ねじれ振動数がA形主塔を用いても際立って低い斜張橋であることがわかる。このことが、ねじれフラッターの発現風速を低下させる原因である。

表-3.3.8 各橋梁の諸元、振動数

		2主桁斜張橋	名港東大橋	名港西大橋	生口橋	Alex Fraser
中央支間	(m)	410	410	405	490	465
桁幅	(m)	27.35	35.5	16	29.5	32
桁高	(m)	3.08	3.5	2.765	2.487	2
単位長さあたり質量	(m)	3.2	2.7	1.1	1.7	2.8
単位長さあたり極慣性モーメント	(m)	244.2	273.6	24.8	118.1	244.9
振動数	たわみ (Hz)	0.253	0.329	0.31	0.335	0.258
	ねじれ (Hz)	0.568	1.011	1.49	0.634	0.425
振動数比		2.25	3.07	4.81	1.89	1.65

この研究では引き続き実験等を実施した結果、たわみ、ねじれ渦励振、ねじれフラッター及び鉛直のガスト応答に対する配慮が重要であることが確認され、特にねじれフラッターの実橋における発現風速が50m/s程度と低く、設計条件によらず耐風対策は不可欠であるとされている。このねじれフラッターに対して種々の制振対策が考えられるが、既往の研究からは主桁の外側に張り出し部を設けて、その先端にエッジプレートを取り付け、さらに幅員中央に鉛直スタビライザーを取り付ける方法が良いとある。実橋ではBayview (#31) や Alex Fraser (#9) での対策がそれを示している。

先のような制振対策をした場合の工費増加は概ね1割程度と報告されており、かなりの負担増加となるものの、経済性に関する優位を完全に覆すものではないと思われる。また、新たな制振対策をするのではなく、主桁位置を決定する際、耐風安定性を考慮し主桁からの張り出し量を十分取れるように配慮すれば、工費への負担も軽減できるものと思われる。

最後に今回調査した耐風性関連の文献一覧を次ページにまとめたので参考としていただきたい。

表-3.3.9 合成斜張橋における振動・耐風性に関する文献リスト

	標題	著者	誌名	振動・耐風性に関する記述
1	合成斜張橋の動向と技術的課題	長井、奥井、岩崎	橋梁と基礎 2001-11	パイプ断面の2主桁は抗力係数の低減が可能で、900m近いスパンで100m/sを超えるフラッター風速が得られるかは検討の余地あり。スパン600mの斜張橋の風洞実験によると、箱桁、I桁、パイプ桁の順に高いフラッター風速が得られている。また風速は迎角の影響を受ける。プロジェクトの実施に当たっては風洞実験により、高いフラッター風速を有する断面を見出す必要がある。張り出し床版長、先端形状の改良など。
2	二主桁合成床版を有する斜張橋に関する総合的検討	横山、日下部、若狭、大場	土木学会構造工学論文集 Vol.38A (1992-3)	海外における調査によると耐風性は良好とは言えない。2主桁斜張橋の構造特性は、①質量と極慣性モーメントは桁幅の割に大きい、②たわみ振動数は他形式に比べ80%程度、ねじれ振動数はやや高い、③振動数比は名港にくらべ低く、生口やAlex-Fraserより高い。2主桁斜張橋はねじれ振動数が際立って低く、これはフラッターの発現風速を低下させる要因である。本検討によると、フラッター対策の必要性は高く、エッジプレートと鉛直スタビライザーの設置が有効。渦励振に対しては、自然風の乱れの効果では発現しない。鉛直方向のガスト応答振幅はかなり大きくなる。
3	少数主桁を用いた複合斜張橋の構造特性ならびに経済性	鈴木、土田、田中、佐藤	鋼構造年次論文報告集第8巻 (2000-11)	複合斜張橋における耐風性について検討。非合成桁として固有値解析を行い、フラッター発現風速を推定し、曲げ及びねじりともに照査風速を満足しなかった。主桁と床版の合成作用を評価した場合、ねじり剛性は十分に向上することを確認できたことから、耐風安定性は、詳細な解析と風洞実験等により検証することが望ましい。
4	長大斜張橋エッジガーダー断面の耐風安定性に関する研究	松本、八木、石崎、白土、陳	第15回風工学シンポジウム (1998)	長大斜張橋の桁断面として、鋼床版鋼2箱桁とRC床版2鋼管桁断面の空力特性を検討。スパン600m級を想定し、風洞実験等で検証。鋼2箱桁断面は、ねじれとたわみの振動数比を大きく設定することで、連成フラッターの限界風速を上げることが出来る。2鋼管桁断面も、ねじれ対称1次モードの振動数が高くなる場合、ねじれフラッター限界風速を高くすることが可能。ただし、構造減衰の評価が重要。両断面ともに渦励振が確認され、傾斜角によりその特性は大きく変化する。特に鋼管断面は大きな渦励振応答が発生する可能性あり。
5	斜張橋用2主桁断面の耐風特性	貞島、久保、古賀、岡本、山口、加藤	構造工学論文集Vol.46A(2000-3)	合成斜張橋の構造部材のみの位置を変化させて応答実験および静的3分力実験を行い、2主桁断面の基本的な耐風特性について検討。C/D(C:張り出し長、D:構造高)が大きくなるほどたわみ振動は渦励振最大振幅が減少し、ねじれ振動はフラッター発現風速が飛躍的に上昇する。壁高欄を桁端に設置すると耐風性は低下するが、剥離干渉法を適用すると耐風性向上が可能。主桁を内側に設置するほど、耐風設計の際に用いられる風荷重が低減される。
6	鋼管を用いた合成複合斜張橋の耐風性に関する検討	新原、林田、日紫喜、富永	日本風工学会誌第79号平成11年4月	コンクリート充填鋼管を用いた斜張橋(中央径間中央のみ、他はPCエッジガーダー)の風洞実験を実施。一様流中における静的空気力測定とばね支持実験を行った。結果はねじれフラッターが発生し、床版張り出しを長くすれば耐風性は向上する。ただし、張り出し長を長くした場合、正迎角に対して不安定化する傾向にあり、エッジプレートなどの対策が必要となる。
7	コンクリート充填鋼管を用いた2主桁断面複合斜張橋のフラッター解析	新原、林田、日紫喜、富永	構造工学論文集Vol.46A(2000-3)	上記論文と関連の論文。張り出しなし断面はねじれフラッター、張り出しあり断面は連成フラッタータイプである。張り出しあり断面の場合構造減衰によってフラッター発現風速が変わる。
8	コンクリート充填鋼管を用いた2主桁断面複合斜張橋の風応答特性と空力的制振対策	新原、林田、日紫喜、富永	構造工学論文集Vol.46A(2000-3)	上記論文と関連の論文。縮尺の小さな模型による風洞実験から実橋応答を推定する場合は注意を要する。鋼管2主桁断面、PCエッジガーダーともに、低風速でねじれフラッターが発生、特に負迎角において不安定化する。張り出しを用いるとフラッター風速を上昇できる。PCエッジガーダーの場合は張り出し長をかなり長くする必要があり、フェアリングの方が効果的である。
9	2主桁合成構造斜張橋のクリープ解析とねじり振動解析	星埜 正明	土木学会論文集No.543/I-36,239-246,1996.7	2種類の解析法によるねじれ振動解析を行い比較。解析法1は立体骨組構造振動解析を応用したもので、解析法2は基本的なものは1と同じであるが、桁の取り扱いが違ふ新たに開発したものである。両者の結果はほぼ一致し、妥当性がある。解析法1は汎用のプログラムで解析が可能であるが、自由度の数は多く、無駄が多い。一方解析法2は特殊プログラムであるが無駄が無く効率的。
10	Investigation on Aerodynamic and Strucutral Countermeasures for Cable-Stayed Bridge with 2-edge I-shaped Girder	Murakami, Takeda, Takao, Yui	The Fifth Asia-Pacific Conference on Wind Engineering, Kyoto, 2001 APCWE V	2主桁桁のエッジガーダーをもつ斜張橋(スパン400m)の耐風性と構造対策の検討。風洞実験を実施。高い縦桁を設置するとフラッターに対する安定性は増す。I桁より下に突き出した矩形断面のもの(添架物を想定)を設置すると渦励振に対して有効。この突き出させる最適な高さは縦桁の高さにより変化する。主塔の塔頂に水平材を設置するのはフラッターに対する安定性に最も有効。



### 3.4 合成斜張橋の試設計

#### 3.4.1 目的

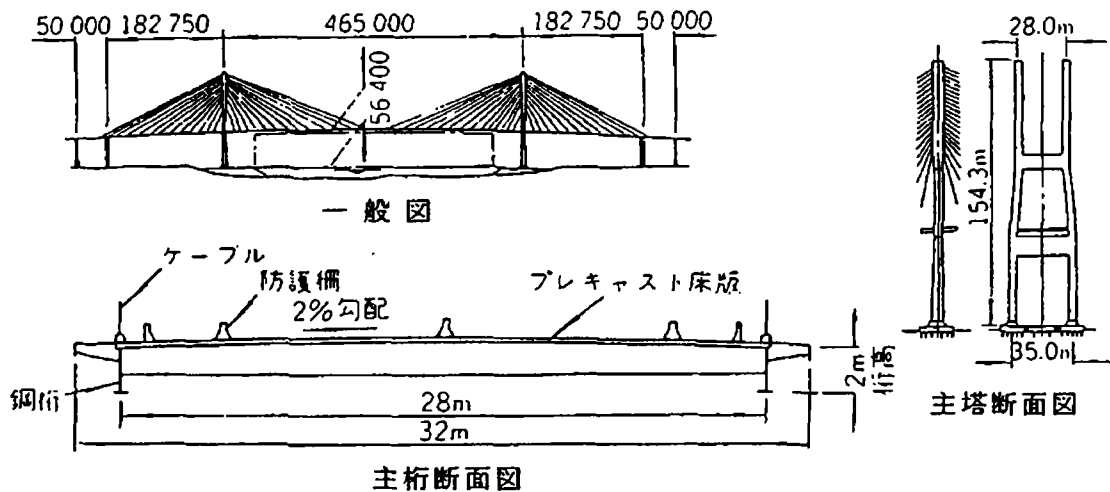
合成斜張橋（2本の鋼I桁とコンクリート床版を合成させた合成2主I桁を主桁とする斜張橋）は、カナダのAlex Fraser（#9）（1986年、スパン465m）以来、海外において競争力のある鋼橋案として建設例が多くなっている。Alex Fraser（#9）架橋以前、海外の斜張橋はPC橋がほとんどであったが、その後、本タイプの建設が活発化し、PC斜張橋にも引けをとらない形式となってきている。しかも、スパンが600mに達する長大橋が建設されている。しかしながら、海外では競争力のある形式として建設例が増加しているものの、我が国では例を見ない形式である。この理由として、

- ・耐久性に劣るのではという感覚的な不安。
- ・耐風安定性に劣り、その対策のための添加物（フェアリング等）によって鋼重量が増大する可能性がある。

といった点が挙げられている。しかしながら、以上は推測の域を出ておらず、定量的な検討は十分に行われていないと考える。

本試設計では、このタイプの形式を中央径間スパン500mに適用し、クリープを考慮した概略設計を行い適用性について考察する。このとき、Alex Fraser（#9）の主塔高、ケーブル配置（本数）を参考としたケースをベースに、主塔高、ケーブル本数をファクターとして変化させた他ケースのモデルを試設計することにより合成斜張橋としての最適形状を考察する。

なお、本試設計でスパン500mを適用したのは世界の斜張橋実績の中でもベスト10クラスであり、今後も実橋の架橋対象として適当なスパンと判断したためである。



Alex Fraser（#9）の諸元

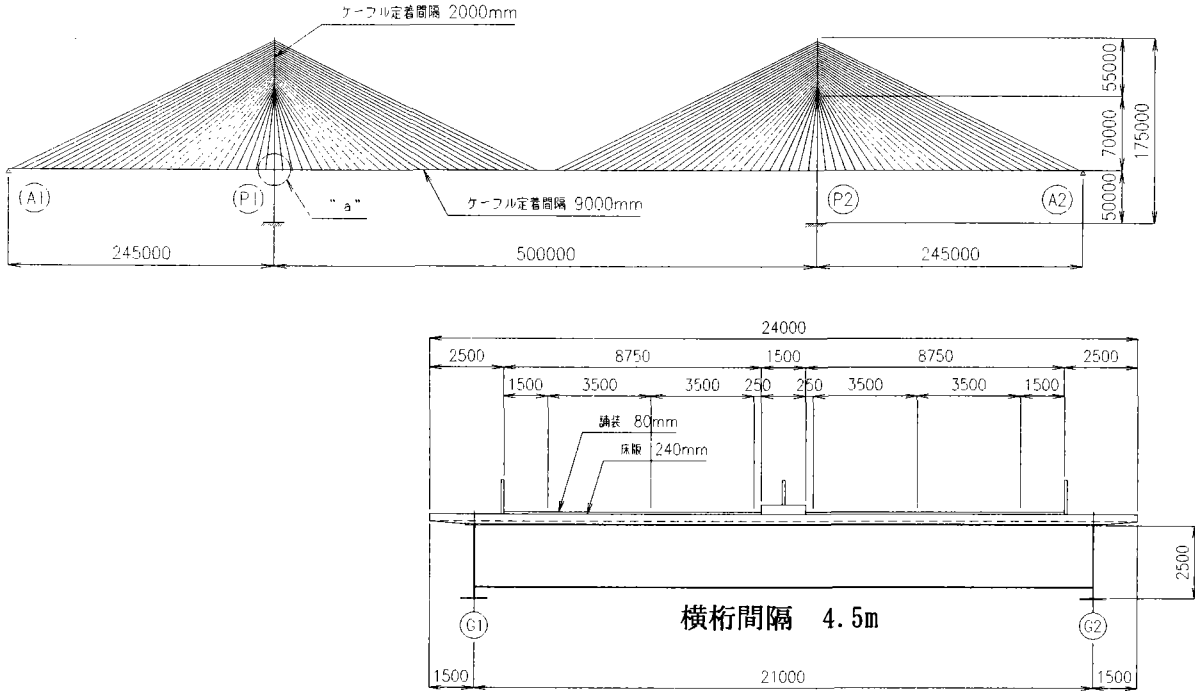
橋梁形式	2主桁合成斜張橋
支間長	182.750 + 465.000 + 182.750 m
幅員	全幅員 32m
床版	床版 265mm（オーバーレイ 50mm含む）
ケーブル間隔	9m
工費	4570万カナダドル

図-3.4.1 Alex Fraser（#9）一般図

### 3.4.2 設計モデル

スパンを固定（中央径間スパン500m）し主塔高，ケーブルピッチ（本数）を変化させることで，最適な形状を考察することとする．Alex Fraser（#9）をベースにスパン500mとしたモデルをCase1とし，その対象としてCase2～4を設定した．

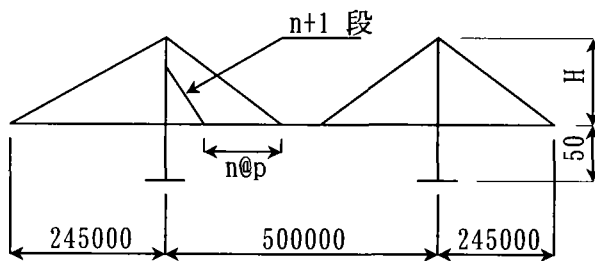
- ・ Case2は Case1より主塔高を低く設定
- ・ Case3は Case1より主塔高を高く設定
- ・ Case4は Case1よりケーブル本数を2/3に設定



#### 設計条件

橋梁形式	2主桁合成斜張橋
支間長	245 + 500 + 245 m
幅員	全幅員 24m、有効幅員 19m
荷重	B活荷重
舗装	アスファルト舗装 80mm
床版	プレキャストRC床版 240mm ( $\sigma_{ck} = 50 \sim 60 \text{ N/mm}^2$ )

図-3.4.2 試設計 Case1 一般図



	H (m)	n	p (m)
Case1	125	27	9.0
Case2	105	27	9.0
Case3	145	27	9.0
Case4	125	19	13.5

図-3.4.3 試設計 モデルの変更ファクター

全橋統一として，4車線を仮定して腹板間隔を21mとし，主桁高は輸送条件を配慮して2500mmとした．主塔の形状は2主桁合成斜張橋で最も標準的なRC構造のH型とし，ケーブル配置を2面吊りマルチファンタイプとした．

### 3.4.3 試設計の設計手法

我が国では本格的な施工例がないため、国内の基準で設計した場合に海外事例との比較が完全には出来ないが、今後の国内での建設資料を目的として「道路橋示方書」（以後、道示）にて試設計を行うこととし、各条件を以下に示す。

#### (1) 解析手法

- ・今回は、概略計算であるため、解析モデルは平面モデルとした。
- ・鋼重・剛度の収束計算は、1回とした。
- ・支点条件を以下に示す（主塔位置における主桁の支点条件は後に述べる）。

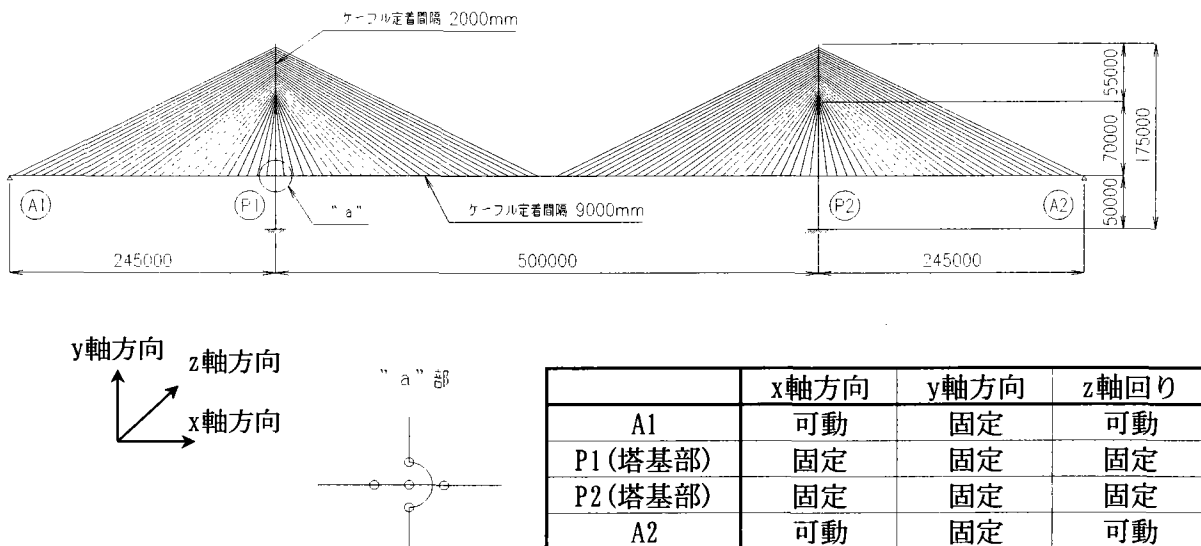


図-3.4.4 解析モデル

#### (2) 床版形式の選定

合成斜張橋では、コンクリートの乾燥収縮やクリープに起因する応力移行がかなり大きく、設計、施工に際しての重要課題となる。3.3でも述べたが、場所打ちタイプの床版を採用すると、コンクリートの乾燥収縮による応力移行量が大きくなる。試設計では特に床版架設の条件が制約されている訳ではないので、応力移行の少ないプレキャストタイプの床版にて設計を行う。このとき、養生期間を6ヶ月以上として乾燥収縮の影響を計算に含めないこととする。

#### (3) 床版厚の算出

海外の施工実績では床版厚に大きくばらつきがある。これは各架橋位置での設計基準の違い、床組の配置、すなわち床版支間長に起因するものと推測できる。

本試設計では道示（PC床版の最小全厚の式）に準拠し、床版の最小厚を算出し、主桁合成断面として構成させる。

なお、床版の支間はCase1のケーブル間隔の1/2である4.5mとし、車両進行方向に平行とする。

$$H_c = (50L + 130) \times 0.65 = (50 \times 4.5 + 130) \times 0.65 = 230.8 \text{ mm} \rightarrow 240 \text{ mm}$$

ここで、 $H_c$  : 床版厚

$L$  : 横桁間隔

0.65 : 道示Ⅱ 8.3.5 プレストレスを導入する場合の低減係数

(4) クリープ力の算出

クリープは道示に従い算出する。算出方法は斜張橋である高次不静定構造物が対象であるが、連続桁橋に採用される手法と同様に算出する。

クリープ係数は、道路橋示方書Ⅰ 2.2.5 解説(6) (P32)を参考にし、算出する。

$$\psi(t, t_0) = \psi_{d0} \times \beta_d(t-t_0) + \psi_{f0} \{ \beta_f(t) - \beta_f(t_0) \}$$

$$t = \infty, t_0 = 180 \text{ 日}$$

(プレキャスト床版は、架設の6ヶ月前に打設しておくものとする。)

$$\psi_{d0} = 0.4$$

$$\beta_d(t-t_0) = 1$$

$$\psi_{f0} = 2.0 \quad (\text{相対湿度 } 70\%)$$

$$h_{th} = \lambda \times A_c / u = 3 \times 12000 \times 240 / (2 \times 12000) = 360$$

$$\beta_f(t) = 1.43$$

$$\beta_f(t_0) = 0.80$$

よって、クリープ係数は次のようになる。

$$\psi(\infty, 180) = 0.4 \times 1 + 2.0 \times (1.43 - 0.80) = 1.66 \\ \equiv \psi_1$$

道路橋示方書Ⅱ 11.2.6 解説より、作用する断面力は次の通りとなる。

$$P\psi = EcI \times Ac \times \varepsilon_{\psi_0} = EcI \times Ac \times N_c / (Ec \times Ac) \times \psi_1 = 2\psi_1 / (2 + \psi_1) \times N_c$$

$$M\psi = P\psi \times dc_1$$

ここで、

$\psi(t, t_0)$  : 材令 $t_0$ 日に持続荷重が載荷されたコンクリートの、材令 $t$ 日におけるクリープ係数

$t_0$  及び  $t$  : 持続荷重が載荷されるとき及びクリープ係数の値を算出するときのコンクリートの材令(日)。コンクリートの温度及びセメントの種類により次式で補正した値を用いる。

$$t_0 \text{ 又は } t = \alpha \times \frac{\sum(T+10) \times \Delta t'}{30}$$

$$\alpha = \begin{cases} 2.0 & \dots \text{早強ポルトランドセメント} \\ 1.0 & \dots \text{普通ポルトランドセメント} \end{cases}$$

$T$  : コンクリートの温度(°C)

$\Delta t'$  : コンクリート温度が $T$ °Cである期間の日数(日)

$\psi_{d0}$  : 持続荷重を取り除くと時間の経過とともに回復するひずみ(遅れ弾性ひずみ)に対するクリープ係数で、一般に0.4としてよい。

$\beta_d(t-t_0)$  : 持続荷重載荷後の経過日数( $t-t_0$ )に関する関数である。ただし、持続荷重載荷後の経過日数( $t-t_0$ )が3か月をこえる場合は1としてよい。

$\psi_{f0}$  : 持続荷重を取り除いても回復しないクリープひずみ(フローひずみ)に対するクリープ係数である。

$\beta_r(t)$  : コンクリートの材令  $t$  (日) 及び次式に示す部材の仮想厚さ  $h_{th}$  に関する関数である.

$$h_{th} = \lambda \times A_c / u$$

$h_{th}$  : 部材の仮想厚さ (mm)

$\lambda$  : 環境条件に関する係数

$A_c$  : 部材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$u$  : 外気に接する部材の周長 (mm)

$P\psi$  : 断面に作用する軸力

$M\psi$  : 断面に作用する曲げモーメント

$$EcI = Ec / (1 + \psi / 2)$$

$$Nc = Md / (n \times Iv) \times dc \times Ac$$

$n$  : 6

$Md$  : 合成後死荷重曲げモーメント

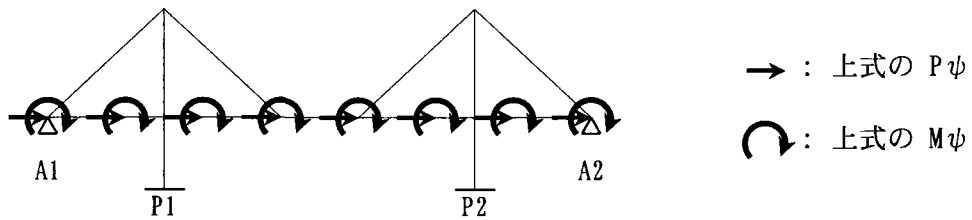


図-3.4.5 クリープ断面力算出の模式図

本試設計では概略設計であることを鑑み、架設ステップによる時間依存効果を考慮していないが、詳細設計ではその影響を検討をする必要がある。

(5) 有効断面

2主桁合成斜張橋の主桁全体の断面形状はπ形となる。主桁は桁高に比べて腹板間隔が広く断面が非常に扁平となることから、せん断遅れが生じやすく、床版部の応力は通常のはり理論で得られる分布に比べ当然、異なったものになる。既往の設計においては有効幅の概念にせん断遅れの影響を考慮する方法が用いられているが、斜張橋では主桁がケーブルで弾性支持され、曲げモーメントの分布が通常の橋梁構造物に比べかなり複雑となるため等価支間長の定義が困難となり、既往の有効幅の算出式を直接適用できないといった問題が生じる。

実橋の設計計算では道示の規定を準用して算出される場合（鋼床版桁）、主桁を細かく分割したFEM解析により算定される場合など、各種の設計手法が採用されている。

本試設計では有効幅を鋼斜張橋の手法と同様に解析時と部材設計時に分けて以下のように設定する。

・解析時

「軸力、曲げともに全断面有効として断面力を算出する。」

・部材設計時

「曲げモーメント形状から等価支間長を設定し、道示を適用して有効幅を求め、応力度を算出する。」

ここで、軸力に対しては全断面有効として設計し、曲げに対してはせん断遅れの影響を考慮して設計する。ただし、せん断遅れの影響に対する画一的な設計手法がないため、便宜的に道示の有効幅の規定を準用する。その他として「シアラグ解析により応力度を算出し有効幅を設定する手法」があるが、概略設計として「曲げモーメント形状から等価支間長を設定する」手法のみ適用する。

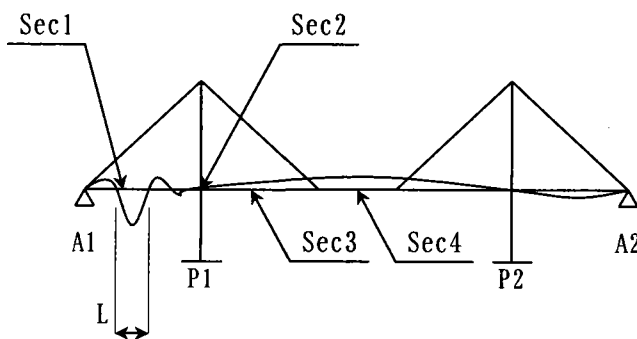
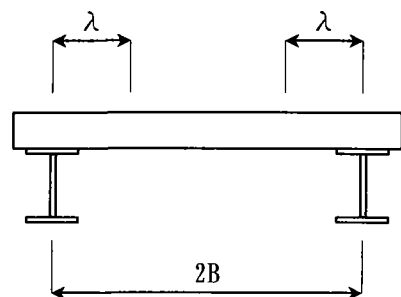


図-3.4.6 影響線概要図

表-3.4.1 有効幅

	L (m)	B (m)	B/L	$\lambda$ (m)
Sec1	77	10.5	0.14	7.40
Sec2	68	10.5	0.16	7.00
Sec3	72	10.5	0.15	7.20
Sec4	79	10.5	0.13	7.50



(6) 固定点間距離と有効座屈長

固定点間距離は横桁間隔（4.5m）とする。

有効座屈長はケーブル間隔とする。（Case1～3は9m、Case4は13.5m）

(7) ケーブルプレストレス算出方法

主ケーブルのプレストレスは「相対剛度変化法」にて算出する。下記にその内容を簡単に示す。

斜張橋を簡略化して、中央を吊られた単純桁のモデルを考える。主桁の曲げモーメント $M(x)$ は、支間長 $L$ 、荷重 $q$ 、ケーブル張力 $T$ から決まり、ケーブル張力 $T$ は、荷重が一定の場合、主桁とケーブルの剛度の相対的な比率から決まる。そこで、ケーブル断面積 $A_c$ を変えてケーブル剛度を高めると、主桁の曲げモーメント $M$ が変化して、 $A_c \rightarrow \infty$ のときが主桁にとって有利になる。主桁の剛度を変える場合には $I_G \rightarrow 0$ のときが有利になる。そして、これらのときのケーブル張力から、荷重 $q$ のときの張力を差し引けば、有利な状態にするためのケーブルプレストレス量が分かる。

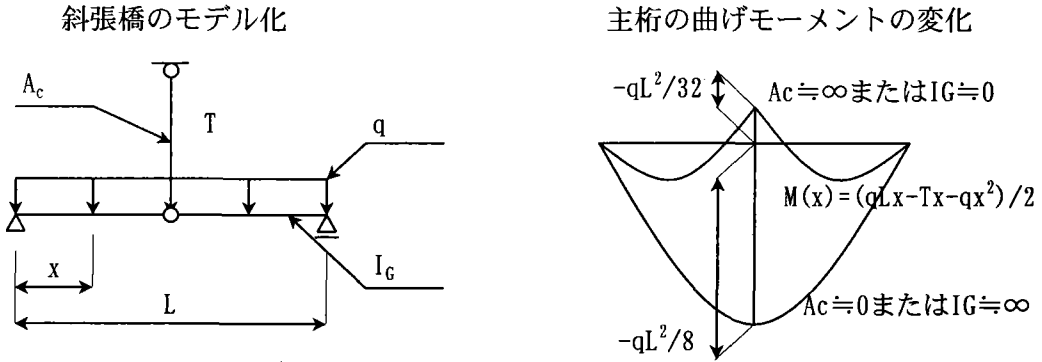


図-3.4.7 相対剛度変化法

(8) 主塔部の主桁支持方法

主塔部の主桁支持状態について鉛直支持した場合と支持しない場合にて比較検討した文献より、支持した場合は支持しない場合より2.6倍の負曲げモーメントが作用するとある。2主I桁斜張橋の場合、2主桁の下フランジの断面積が小さいので、軸圧縮力が大きい主塔部にさらに大きな曲げモーメントが作用するのは不利であることから、鉛直支持をしないフローティングタイプとした。

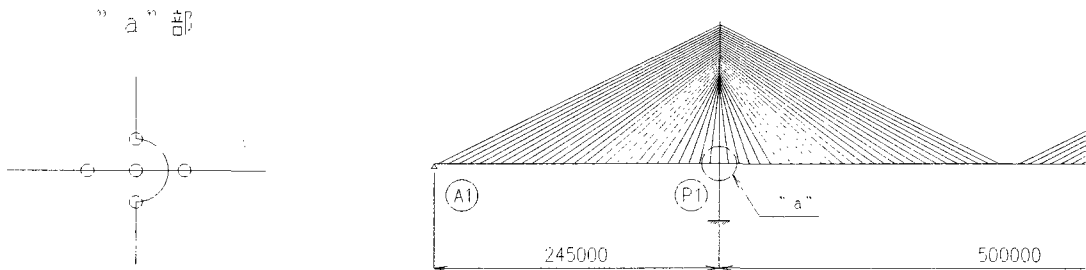


図-3.4.8 主塔部の主桁支持方法

(9) 架設条件

合成斜張橋の一般的な架設方法は主塔位置から鋼桁を架設してケーブルの緊張を行う。その後、鋼桁上にプレキャスト床版を敷設して、プレキャスト床版の目地を現場打ちコンクリートにて接合する。

このサイクルを重ね、張り出し架設を行う。すなわち、死・活荷重合成構造となる。よって本試設計においても死・活荷重合成桁として計算し、架設による断面力を考慮しない完成系にて設計を行う。

また、プレキャスト床版を幅員24mに対応させるためには、重量、寸法共に陸上輸送は不可能となる。よって、現場に近接する場所に製作ヤードが必要となる。

(10) 床組の設計

床組（横桁）の設計は支間21m、桁高2200mmにて設計する。設計に際しては主桁と同様に道示を適用しB活荷重を用いる。

横桁を床版との合成断面として設計した場合と、非合成で設計した断面を下図に示す。当然合成断面が合理的な結果となった。横桁を合成断面とした場合、床版に対しては主桁での合成作用と合わせ2軸方向で照査する必要がある。その照査方法については検討の余地が残る。

また、横桁の設計には、主桁系の断面力を重ね合わせる必要があるが、本試設計は主桁を平面解析により設計しているため、検討を省略する。

なお、本試設計の最後に行った概算鋼重の算出では横桁を合成断面として扱うこととする。

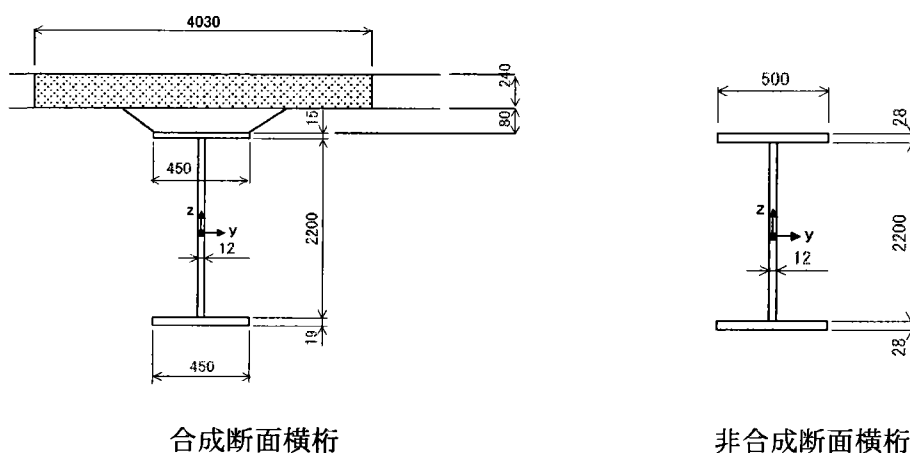


図-3.4.9 横桁の断面

(11) 床版の設計

床組作用としての床版の設計は橋軸方向を支間方向とし、支間長4.5mの連続版として行う。床版についてもB活荷重を用いて設計を行う。その応力度を下表に示す。

また、床版の設計には、主桁系の断面力を重ね合わせる必要がある。その詳細な計算は本試設計では省略するが、3.4.4 (2) にて考察を行う。

表-3.4.2 床組作用による床版の応力度

	コンクリート応力度	鉄筋応力度
主鉄筋方向	$\sigma_c = 9.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 14.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 118 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 140 \text{ N/mm}^2$
配力筋方向	$\sigma_c = 5.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 14.3 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 114 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 140 \text{ N/mm}^2$

ここで

$$\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3.5 = 50 / 3.5 = 14.3 \text{ N/mm}^2$$

主鉄筋 : D29@125

配力筋 : D19@150



### 3.4.4 設計結果の比較

#### (1) 断面力

##### a) 主桁曲げモーメント, 軸力

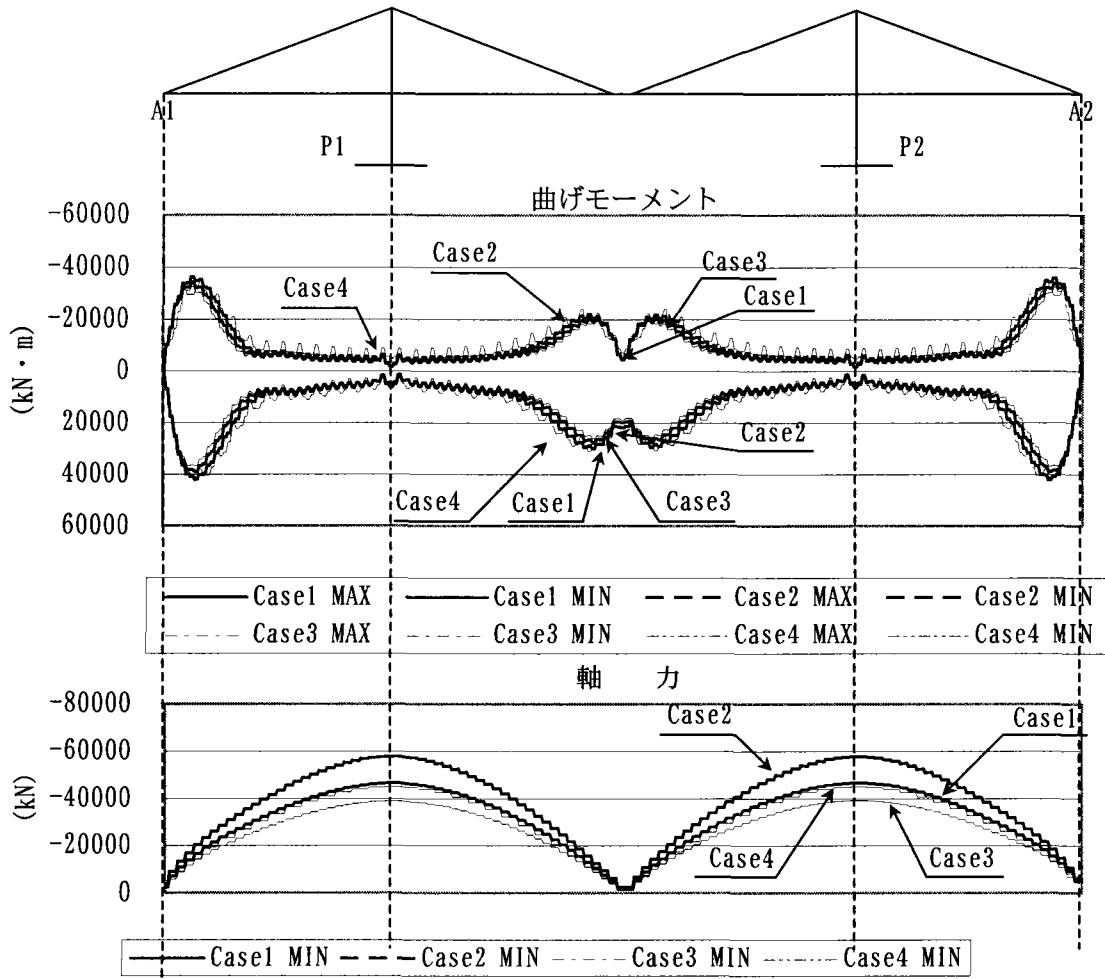


図-3.4.10 解析結果 D+L 曲げモーメント, 軸力

#### ・主桁曲げモーメント

曲げモーメントは4ケース共にほぼ同じ分布となっている。これはケーブルプレストレスを「相対剛度変化法」から得られる1つの解にて全ケース設定したことが要因と考えられる。斜張橋の特性としてプレストレスを任意に設定（調整）することで、各ケース特性を活かした断面力とすることも可能かと思われるが、同一条件で各ケースを比較する目的として本試設計では共通のプレストレス決定方法を採用した。

正曲げモーメントではケーブル本数が少ないCase4が他ケースより大きな値となっている。これはケーブル本数が少ないためにケーブルプレストレスにより調整代が若干劣るためと考えられる。

ケーブル本数の異なるCase1, Case4を比較すると、曲げモーメントの傾向には差がなく、ケーブルに発生する軸力の大小の違いである。どちらのケースもケーブル断面を変更することで構成可能である。

主塔部の曲げモーメントは全てのケースで同程度の値となった。これは鉛直支持をしないフローティングタイプとしたことで、構造系に影響なく小さな曲げモーメントになったと考えられる。

#### ・主桁軸力

主桁軸力は主塔高の高いCase3が最も小さく、主塔高の低いCase2が最も大きくなった。主塔高の同じCase1, 4は同程度となり、明らかに主桁軸力の要素は主塔高に起因することが分かる。

b) クリープ力

表-3.4.3 死荷重とクリープの断面力

		Sec1		Sec2		Sec3		Sec4	
		N	M	N	M	N	M	N	M
		(kN)	(kN・m)	(kN)	(kN・m)	(kN)	(kN・m)	(kN)	(kN・m)
Case1	死+PS	-10117	-19	-39070	1748	-12257	546	0	1194
	クリープ	5	-2	6	-350	7	-244	5	-249
Case2	死+PS	-12130	-138	-48488	1728	-14709	567	0	1303
	クリープ	6	9	9	-357	10	-256	7	-255
Case3	死+PS	-8690	54	-32819	1762	-10522	529	0	1121
	クリープ	4	-16	4	-346	4	-233	3	-249
Case4	死+PS	-8607	290	-37723	825	-12799	251	0	478
	クリープ	28	-340	5	-486	9	-602	6	-566

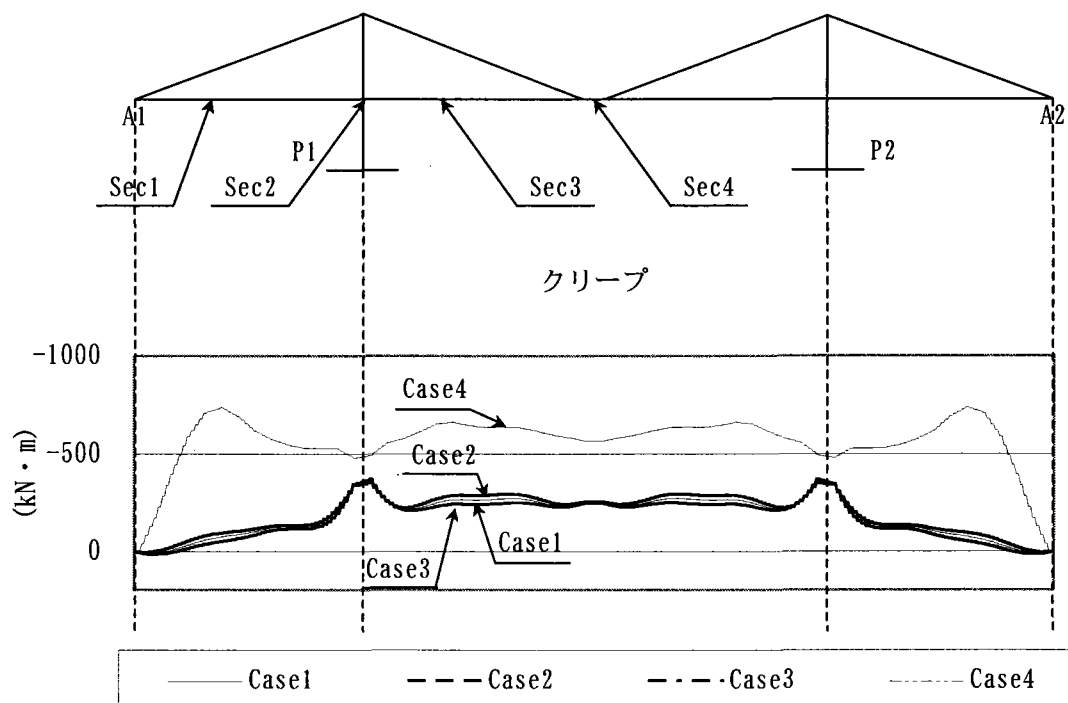


図-3.4.11 解析結果 クリープ 曲げモーメント

曲げモーメントにおけるクリープの影響は各セクションによって異なるが、死荷重と比較して同等な影響を与えている。

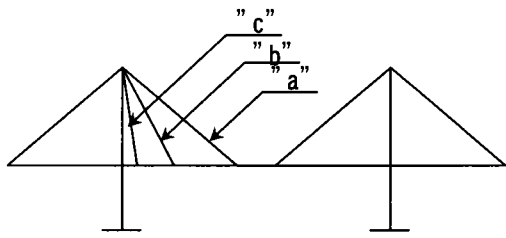
クリープ力は構造系に起因するものが大きいと言える。斜張橋といっても、2径間・3径間の区分、中央径間、側径間の支間配分でクリープ力の性状も変わると想像できる。今回もケーブル間隔を広く設定したCase4が最も大きなクリープ力が発生していることから構造系にクリープが影響することが想定できる。Case4では、ケーブル間隔が広いこと、死+PS時の曲げ性状が他のCaseに比べ、起伏が激しくなっている。そのことが大きなクリープ力を発生させた原因と考えられる。

以上より、合成斜張橋を設計する上で、構造系が与えるクリープ力は事前検討の必須項目と判断出来る。

一方、軸力については死荷重と比較してクリープの影響を無視出来る程度しか発生していない。設計に対しては事前検討は特に不要である。

c) ケーブル軸力

表-3.4.4 ケーブル軸力



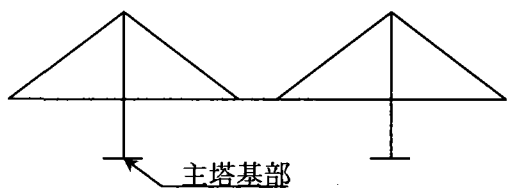
	"a" (最上段ケーブル)	"b" (中段ケーブル)	"c" (最下段ケーブル)
Case1	5792	2451	2248
Case2	6463	2879	2305
Case3	5313	2193	2223
Case4	7726	4683	2855

(kN)

ケーブルの軸力は明らかに本数を削減したCase4が大きくなった。小さくなったのは主塔高の高いCase3である。これは、ケーブル角度が大きく、主桁の曲げモーメントの改善に必要なケーブル張力を小さく出来るためである。逆に主塔高の低いCase2はケーブル角度が小さく、主桁の曲げモーメントの改善に大きなケーブル軸力が必要となるためである。

d) 主塔基部の断面力

表-3.4.5 主塔基部の断面力



	曲げ (kN・m)	軸力 (kN)
Case1	175860	-156313
Case2	223698	-146909
Case3	144354	-165766
Case4	208799	-152591

主塔基部の断面力についても構造系に起因する傾向にあると考えられる。曲げモーメントのみに着目すると、ケーブル軸力と同じ傾向にあると言える。例えば、ケーブル張力が最も大きいCase4は主桁の曲げモーメントの改善に必要な張力が水平成分となり主塔基部の曲げに影響する。

(2) 主桁・床版の応力度及び断面

側径間 (Sec1), 主塔位置 (Sec2), 中央径間1/4位置 (Sec3), 中央径間中央 (Sec4) にて各ケースの鋼断面, 床版の応力度照査を行った。

a) コンクリート床版断面

床版コンクリート断面は全橋で厚さ240mm, コンクリート設計基準強度50N/mm<sup>2</sup>にて応力度照査を行った。その結果, 圧縮応力度はCase2のSec2 (主塔位置) で17N/mm<sup>2</sup> (※1) となり, コンクリート設計基準強度50N/mm<sup>2</sup>では許容値を超える結果となった。Case2は主塔高を低く設定したため, ケーブル軸力の水平成分が大きくなり, 最も主桁軸力が大きくなるSec2 (主塔位置) にてその影響が生じたものである。さらに, 主桁作用と床組作用の結果, 全ケースSec2 (主塔位置) で許容値を超過している。本試設計ではこれ以上の詳細検討を省略するが, 応力度超過は一部の部位で発生しているため, 床版厚を厚くするなどの対策にて改善検討の余地がある。なお, ここで, 許容値は道示に従い以下と想定した。

・主桁作用による許容応力度

合成桁としてのコンクリート床版の許容応力度  $\sigma_{ck}/3.5$  かつ  $10\text{N/mm}^2$

ここで,  $10\text{N/mm}^2$ 以内を適用すると高強度コンクリート採用の有効性がなく「 $\sigma_{ck}/3.5$ 」のみを適用する。

$10\text{N/mm}^2$ 以内の規定は道示に明確に根拠が示されていない。桁橋を対象として実績を加味し安全性を確保するように規定したものである。当然 斜張橋を詳細設計する場合は規定を緩和する要素があるものと判断する。

・主桁作用と床組作用の応力の重ね合わせ照査

3.4.3 (1) で述べたように橋軸方向 (主鉄筋方向) の床組作用として生じるコンクリート応力度は9.2N/mm<sup>2</sup>である。ここで主桁作用と床組作用の重ね合わせ時の割増を考慮し, コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$ とした場合, 主桁作用を $10.8\text{N/mm}^2$ 以下にする必要がある。

$$(9.2+10.8) \leq 50/3.5 \times 1.4$$

しかし, Sec2 (主塔位置) で全ケースで許容値を超過している結果となった。

また, 各ケースのSec1 (※2), 一部のケースのSec4 (※3) で床版に引張応力が発生した。全てのケース, セクションで, 発生している引張応力度が小さいので, 床版内に橋軸方向PCケーブルを配置してプレストレスを与える, もしくは, 床版の許容引張応力度を適用することで対処は可能である。

Sec4 (※3) はケーブルの水平成分による圧縮力が発生しない部位であり, 他の斜張橋においても対策を講じているとの報告がある。

Sec1 (※2) は斜張橋としての構造系のバランスによるものと考えられる。中央径間, 側径間の支間バランスの見直しを行うことで, ある程度改善が出来ると思われるが, 完全に解決するに至るとは限らない。カウンターウェイトを設置することも1つの方法である。

b) 鋼断面

鋼断面は比較を容易にするため, 一律フランジ幅600mmのSM570材にて板厚変更を行うことで断面決定を行った。Case2のSec1 (※4) でフランジ厚が100mmを超える結果となったが, フランジ幅を広げることで対応は十分可能である。

主桁の継手は下フランジ厚65mm程度でTCB M22の場合, 列数が12列を超える。そのため, 現場溶接が必要となる。

応力模式図

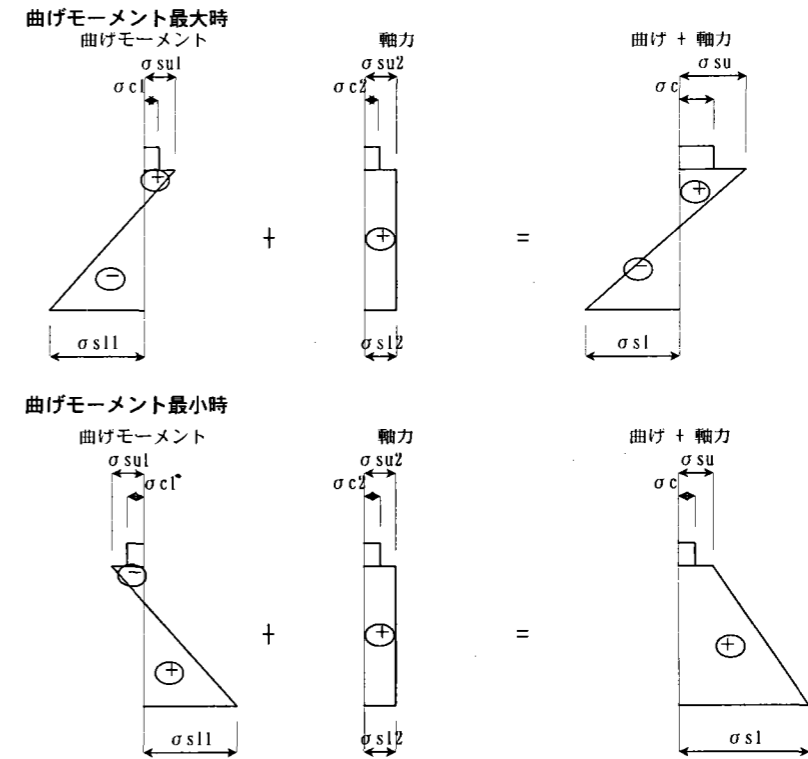


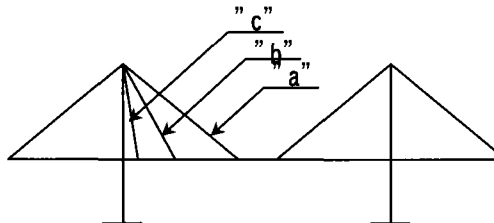
図-3.4.12 応力模式図

表-3.4.6 断面照査

Sec	項目	Case1		Case2		Case3		Case4			
		曲げ最大	曲げ最小	曲げ最大	曲げ最小	曲げ最大	曲げ最小	曲げ最大	曲げ最小		
Sec1	軸力	kN	-3400	-16700	-3800	-20200	-3100	-14200	-2500	-14500	
	曲げモーメント	kN・m	38900	-32200	41900	-34600	36700	-30300	41000	-31600	
	材質		SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	
	UFLG幅	mm	500	500	500	500	500	500	500	500	
	UFLG厚	mm	26	26	26	26	26	26	26	26	
	WEB高	mm	2474	2474	2474	2474	2474	2474	2474	2474	
	WEB厚	mm	16	16	16	16	16	16	16	16	
	LFLG幅	mm	600	600	600	600	600	600	600	600	
	LFLG厚	mm	85	85	105	105	80	80	100	100	
	応力	$\sigma_{su1}$	N/mm <sup>2</sup>	-33	27	-37	31	-31	25	-36	28
		$\sigma_{sl1}$	N/mm <sup>2</sup>	231	-191	210	-174	228	-188	214	-165
		$\sigma_{cl}$	N/mm <sup>2</sup>	-10	9	-11	9	-10	8	-11	8
		$\sigma_{su2}$	N/mm <sup>2</sup>	-6	-29	-6	-34	-5	-24	-4	-24
		$\sigma_{sl2}$	N/mm <sup>2</sup>	-6	-29	-6	-34	-5	-24	-4	-24
$\sigma_{c2}$		N/mm <sup>2</sup>	-1	-5	-1	-6	-1	-4	-1	-4	
$\sigma_{su}$		N/mm <sup>2</sup>	-39	-1	-43	-3	-36	1	-40	3	
$\sigma_{sua}$		N/mm <sup>2</sup>	<-255	<-255	<-255	<-255	<-255	<-255	<-255	<-255	
$\sigma_{sl}$		N/mm <sup>2</sup>	225	-220	204	-208	223	-213	210	-189	
$\sigma_{sla}$		N/mm <sup>2</sup>	<255	<-239	<255	<-239	<255	<-239	<255	<-239	
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	-11	4	-12	3	-11	4	-11	4		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	<-14	<3	<-14	<3	<-14	<3	<-14	<3		
Sec2	軸力	kN	-33200	-46500	-41000	-57900	-28000	-39000	-32000	-45100	
	曲げモーメント	kN・m	6100	-1800	5700	-1900	6500	-1800	5000	-4700	
	材質		SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	
	UFLG幅	mm	500	500	500	500	500	500	500	500	
	UFLG厚	mm	26	26	26	26	26	26	26	26	
	WEB高	mm	2474	2474	2474	2474	2474	2474	2474	2474	
	WEB厚	mm	16	16	16	16	16	16	16	16	
	LFLG幅	mm	600	600	600	600	600	600	600	600	
	LFLG厚	mm	32	32	34	34	32	32	32	32	
	応力	$\sigma_{su1}$	N/mm <sup>2</sup>	-4	1	-4	1	-5	1	-3	3
		$\sigma_{sl1}$	N/mm <sup>2</sup>	70	-21	63	-21	75	-21	58	-54
		$\sigma_{cl}$	N/mm <sup>2</sup>	-2	1	-2	1	-2	1	-2	2
		$\sigma_{su2}$	N/mm <sup>2</sup>	-60	-84	-74	-105	-51	-71	-58	-82
		$\sigma_{sl2}$	N/mm <sup>2</sup>	-60	-84	-74	-105	-51	-71	-58	-82
$\sigma_{c2}$		N/mm <sup>2</sup>	-10	-14	-12	-17	-8	-12	-10	-14	
$\sigma_{su}$		N/mm <sup>2</sup>	-64	-83	-78	-103	-55	-69	-61	-78	
$\sigma_{sua}$		N/mm <sup>2</sup>	<-255	<-255	<-255	<-255	<-255	<-255	<-255	<-255	
$\sigma_{sl}$		N/mm <sup>2</sup>	10	-105	-11	-126	24	-91	0	-136	
$\sigma_{sla}$		N/mm <sup>2</sup>	<255	<-238	<-239	<-239	<255	<-238	<-238	<-238	
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	-12	-13	-14	-17	-11	-11	-11	-12		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	<-14	<-14	<-14	<-14	<-14	<-14	<-14	<-14		
Sec3	軸力	kN	-9100	-15600	-10700	-18700	-7900	-13400	-9700	-16100	
	曲げモーメント	kN・m	24700	-17500	27600	-19400	22700	-16200	28300	-19500	
	材質		SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	
	UFLG幅	mm	500	500	500	500	500	500	500	500	
	UFLG厚	mm	26	26	26	26	26	26	26	26	
	WEB高	mm	2474	2474	2474	2474	2474	2474	2474	2474	
	WEB厚	mm	16	16	16	16	16	16	16	16	
	LFLG幅	mm	600	600	600	600	600	600	600	600	
	LFLG厚	mm	38	38	50	50	32	32	60	60	
	応力	$\sigma_{su1}$	N/mm <sup>2</sup>	-17	12	-21	15	-15	11	-23	16
		$\sigma_{sl1}$	N/mm <sup>2</sup>	257	-182	241	-169	262	-187	218	-150
		$\sigma_{cl}$	N/mm <sup>2</sup>	-8	6	-9	6	-8	6	-8	6
		$\sigma_{su2}$	N/mm <sup>2</sup>	-16	-28	-19	-33	-14	-24	-17	-28
		$\sigma_{sl2}$	N/mm <sup>2</sup>	-16	-28	-19	-33	-14	-24	-17	-28
$\sigma_{c2}$		N/mm <sup>2</sup>	-3	-5	-3	-6	-2	-4	-3	-5	
$\sigma_{su}$		N/mm <sup>2</sup>	-34	-16	-40	-18	-29	-14	-40	-12	
$\sigma_{sua}$		N/mm <sup>2</sup>	<-255	<-255	<-255	<-255	<-255	<-255	<-255	<-255	
$\sigma_{sl}$		N/mm <sup>2</sup>	241	-210	222	-203	247	-211	201	-178	
$\sigma_{sla}$		N/mm <sup>2</sup>	<255	<-239	<255	<-239	<255	<-238	<255	<-239	
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	-11	1	-12	0	-10	2	-11	1		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	<-14	<3	<-14	<3	<-14	<3	<-14	<3		
Sec4	軸力	kN	1900	-1800	2800	-2600	1400	-1300	2100	-1900	
	曲げモーメント	kN・m	19600	-6400	21500	-6800	18200	-6200	21400	-8900	
	材質		SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	SM570	
	UFLG幅	mm	500	500	500	500	500	500	500	500	
	UFLG厚	mm	26	26	26	26	26	26	26	26	
	WEB高	mm	2474	2474	2474	2474	2474	2474	2474	2474	
	WEB厚	mm	16	16	16	16	16	16	16	16	
	LFLG幅	mm	600	600	600	600	600	600	600	600	
	LFLG厚	mm	32	32	32	32	32	32	32	32	
	応力	$\sigma_{su1}$	N/mm <sup>2</sup>	-12	4	-13	4	-11	4	-13	5
		$\sigma_{sl1}$	N/mm <sup>2</sup>	226	-74	247	-78	209	-71	246	-102
		$\sigma_{cl}$	N/mm <sup>2</sup>	-7	2	-7	2	-6	2	-7	3
		$\sigma_{su2}$	N/mm <sup>2</sup>	3	-3	5	-5	3	-2	4	-3
		$\sigma_{sl2}$	N/mm <sup>2</sup>	3	-3	5	-5	3	-2	4	-3
$\sigma_{c2}$		N/mm <sup>2</sup>	1	-1	1	-1	0	0	1	-1	
$\sigma_{su}$		N/mm <sup>2</sup>	-9	1	-8	-1	-9	1	-9	2	
$\sigma_{sua}$		N/mm <sup>2</sup>	<-255	<255	<-255	<-255	<-255	<255	<-255	<255	
$\sigma_{sl}$		N/mm <sup>2</sup>	229	-77	252	-83	212	-74	250	-106	
$\sigma_{sla}$		N/mm <sup>2</sup>	<255	<-238	<255	<-238	<255	<-238	<255	<-238	
$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	-6	2	-6	1	-6	2	-6	2		
$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	<-14	<3	<-14	<3	<-14	<3	<-14	<3		

(3) ケーブル断面

表-3.4.7 ケーブル断面

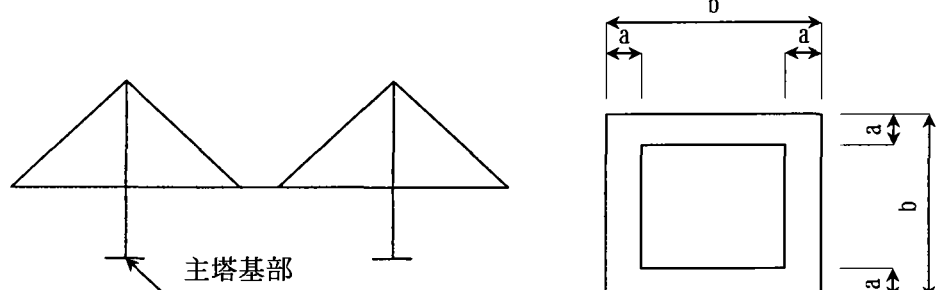


		軸力 (kN)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	破断荷重 (kN)	Pa/P	安全率
Case1	"a" (最上段ケーブル)	5792	9270	14600	2.521	>2.5
	"b" (最中段ケーブル)	2451	4190	6590	2.688	>2.5
	"c" (最下段ケーブル)	2248	4190	6590	2.932	>2.5
Case2	"a" (最上段ケーブル)	6463	10900	17100	2.646	>2.5
	"b" (最中段ケーブル)	2879	5350	8400	2.917	>2.5
	"c" (最下段ケーブル)	2305	4190	6590	2.859	>2.5
Case3	"a" (最上段ケーブル)	5313	8580	13500	2.541	>2.5
	"b" (最中段ケーブル)	2193	4190	6590	3.005	>2.5
	"c" (最下段ケーブル)	2223	4190	6590	2.964	>2.5
Case4	"a" (最上段ケーブル)	7726	13000	20400	2.641	>2.5
	"b" (最中段ケーブル)	4683	8120	12700	2.712	>2.5
	"c" (最下段ケーブル)	2855	5350	8400	2.942	>2.5

ケーブルの断面は当然ケーブル軸力に比例している。Case4で最大のケーブル断面となっているが、施工事例のあるプレハブ形のケーブルで対応可能である。

(4) 主塔基部断面

表3.4-8 主塔基部断面



	断面力		断面形状		応力	
	曲げ (kN・m)	軸力 (kN)	a (m)	b (m)	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Case1	175860	-156313	0.850	7.000	12.1	<13.3
Case2	223698	-146909	0.900	7.000	12.3	<13.3
Case3	144354	-165766	0.800	7.000	12.3	<13.3
Case4	208799	-152591	0.900	7.000	12.2	<13.3

コンクリートの設計基準強度を 40N/mm<sup>2</sup>とし、許容曲げ圧縮応力度は1/3の安全率とし、断面を決定した。主塔に関しては、全圧縮部材であることと、概算工費を算出することを目的としていることから、鉄筋を無視してコンクリートのみ考慮とした。

### 3.4.5 概略工事数量，工費の比較およびまとめ

表-3.4.9 概略工事数量、工費の比較

	単価	CASE1		CASE2		CASE3		CASE4		
		数量	工費(億円)	数量	工費(億円)	数量	工費(億円)	数量	工費(億円)	
主 構 造	主桁	100万円/t	3,530	35.30	3,630	36.30	3,500	35.00	3,640	36.40
	ケーブル	150万円/t	1,948	29.22	2,159	32.39	2,000	29.99	1,530	22.95
	主塔	12.0万円/m <sup>3</sup>	10,455	12.55	9,223	11.07	11,507	13.81	10,980	13.18
	床版	14.6万円/m <sup>3</sup>	5,702	8.33	5,702	8.33	5,702	8.33	5,702	8.33
	小計		—	85.39	—	88.08	—	87.13	—	80.85
付 属 ・ 橋 面 工	支承	130万円/t	250	3.25	250	3.25	250	3.25	250	3.25
	伸縮装置	50万円/t	200	1.00	200	1.00	200	1.00	200	1.00
	舗装	0.4万円/m <sup>2</sup>	17,325	0.69	17,325	0.69	17,325	0.69	17,325	0.69
	鋼製高欄	5万円/m	2,970	1.49	2970	1.49	2970	1.49	2970	1.49
	小計		—	6.43	—	6.43	—	6.43	—	6.43
合計			—	91.82	—	94.51	—	93.55	—	87.28
有効幅員に対する単位(千円/m <sup>2</sup> )			993.7		1022.8		1012.5			944.6

- ・ 支承，伸縮装置は一律想定の元に概算で計上した。
- ・ 主桁重量は，断面計算にて得られた主桁・横桁断面に部材長をかけ，さらに割増係数（継手・補剛材・ケーブル定着部等を考慮）1.2 をかけて算出した．1 m<sup>2</sup>あたりの主桁重量は次のようになる。

Case1 : 0.149 t/m<sup>2</sup>  
 Case2 : 0.153 t/m<sup>2</sup>  
 Case3 : 0.147 t/m<sup>2</sup>  
 Case4 : 0.153 t/m<sup>2</sup>

ここまで，断面力，応力度とコンクリート床版，鋼桁，ケーブル，および主塔断面に着目し検討・考察し，各項目に示してきた。

最後に概略の工費比較であるが，ケーブル間隔を変えたCASE-4を除く3ケースで比較すると，Alex Fraser (#9) とほぼ同等のモデルとしたCase1が最も最適で安価な形式であることが判った。またCase1に比べ，Case4のケーブル本数を削減（2/3程度）としたケースがさらに安価となった。ただしこのCase4はケーブル間隔を広げ，ケーブル本数を削減しているため，それによる設計的配慮は必要である。また，Case1と同等のCase2は床版，鋼桁において他ケースより若干問題点を残しているが，完全に検討対象外とする必要はない。フランジが厚板となる，床版応力度の問題を克服すれば，構成可能である。

以上，各ケースの断面力，応力度，経済比較により合成斜張橋の挙動，経済性を検討した。結果として，構造系（スパン・主塔高）は参考としたAlex Fraser (#9) を基本としたモデルが妥当であると言える。さらに，ケーブル配置の検討（本数の削減）などで，さらなる建設コスト低減の可能性があることが予想できた。

### 3.5 おわりに

合成斜張橋 WG では、WG 立ち上げ当初から日本で建設されない合成斜張橋について勉強をかさねてきた。当初の目的では設計マニュアルということであったが、実際に作業を進めていくと難しいことがわかり、今回は主に海外で建設された合成斜張橋を調査し、収集したデータをまとめ、考察を加えた。

冒頭で合成斜張橋の課題は①床版応力の問題（クリープ・乾燥収縮、引張応力への対応）、②ケーブル定着部の構造と応力集中への対応、③耐風性の3つがあると述べた。本稿の実績調査や試設計を通じて上記の3つはいずれも大きな課題であることは把握できたが、詳細の検討はできていない。したがって、今後もこれらについて詳細の検討が必要であろう。ただ、いずれも実プロジェクトであれば、FEM解析や風洞実験等で解決できる課題であると思われる。

今回の調査研究で感じたことは、海外では支間 100m 前後から 600m まで建設されているが、すべて同じレベルで考えると難しいので、適用支間を 200m 以下と 200m 以上の2つに分けて研究したらどうか。まずは支間の短い 200m 以下の合成斜張橋の建設を目標にする。この支間においては、上述の3つ課題に加え、さらなる経済性の追求を目的に、安価なケーブルや合理的な定着構造の開発、従来の斜張橋のような形状管理が不要で工期短縮の図れる架設工法などの研究を行う。この適用支間の場合なら、規模は小さく、耐風性もそれほど大きな問題とならないことから、比較的实现しやすいと考える。そして次なるステップとして、この 200m 以下での経験を基に、支間 200m を超えるの合成斜張橋建設を目指す。

本研究において、合成斜張橋のすべてを分析できたわけではないが、これから合成斜張橋を設計してみようという技術者にとって有益な資料になればと思う。

## 【参考文献】

- 1) 佐野,伊澤,長井,奥井:合成構造斜張橋の適用支間に関する一検討および構造詳細の紹介,橋梁と基礎,1989-2
- 2) 長井,岩崎,奥井:合成斜張橋の動向と技術的課題,橋梁と基礎,2001-11
- 3) 川田忠樹:複合構造橋梁,1994,9
- 4) 合理化・省力化研究部会報告書,鋼橋技術研究会,1996,3
- 5) ケーブル・スペース構造の基礎と応用,土木学会,1999,7
- 6) 鋼・コンクリート複合構造の理論と設計(2) 応用編・設計編,土木学会,1999,4
- 7) 鋼斜張橋—技術とその変遷—,土木学会,1990,9
- 8) 斜張橋資料集成,土木学会,1976,2
- 9) 鋼橋の経済性に関する研究報告書,平成12年3月,財団法人 高速道路調査会
- 10) 奥村 他:2主合成斜張橋のシアラグを考慮した有限要素解析と有効幅の検討
- 11) 北田 他:斜張橋のシアラグ解析とその設計計算への摘要に関する研究,土木学会論文報告集
- 12) 横山,日下部,若狭,大場:二主桁合成床版を有する斜張橋に関する総合的検討,構造工学論文集,土木学会,Vol. 38A, pp. 1153~1160, 1992-3
- 13) 林,謝,中崎:中国の長大合成斜張橋の設計と施工,橋梁と基礎,1996,6
- 14) 前田,橋,柳澤,志村,梶川:合成斜張橋・プレキャスト床版の設計法とループ状重ね継手の耐久性に関する研究,構造工学論文集,土木学会,Vol. 36A, pp. 1305~1312, 1990
- 15) 鈴木,土田,田中,佐藤:少数主桁を用いた複合斜張橋の構造特性ならびに経済性,鋼構造年次論文報告集第8巻,2000-11
- 16) 松本,八木,石崎,白土,陳:長大斜張橋エッジガーダ断面の耐風安定性に関する研究,第15回風工学シンポジウム,1998
- 17) 貞島,久保,古賀,岡本,山口,加藤:斜張橋用2主桁断面の耐風特性,構造工学論文集,Vol. 46A, 2000-3
- 18) 新原,林田,日紫喜,富永:鋼管を用いた合成複合斜張橋の耐風性に関する検討,日本風工学会誌第79号,平成11年4月
- 19) 新原,林田,日紫喜,富永:コンクリート充填鋼管を用いた2主桁断面複合斜張橋のフラッター解析,構造工学論文集,Vol. 46A, 2000-3
- 20) 新原,林田,日紫喜,富永:コンクリート充填鋼管を用いた2主桁断面複合斜張橋の風応答特性と空力的制振対策,構造工学論文集,Vol. 46A, 2000-3
- 21) 星笠:2主桁合成構造斜張橋のクリープ解析とねじり振動解析,土木学会論文報告集 No. 543/1-pp36, pp239~246, 1996-7
- 22) Murakami, Takeda, Takao, Yui: Investigation on Aerodynamic and Structural Countermeasures for Cable-Stayed Bridge with 2-edge 1-shaped Girder, The Fifth Asia-Pacific Conference on Wind Engineering, Kyoto, 2001, APCME V
- 23) 村上,武田,高尾,由井:2主桁断面を有する低コスト型斜張橋の耐風性検討, NKK 技報, No. 175, 2001-12
- 24) 奥井,長井,秋山:合成斜張橋におけるクリープ・収縮による応力移行と終局強度に与える影響,土木学会,構造工学論文集,Vol. 49A, 2003-3
- 25) 長井,奥井,山口,谷,富本:合成箱桁を主桁とする斜張橋の力学特性と適用スパンに関する検討,土木学会,構造工学論文集,Vol. 44A, 1998-3
- 26) 奥井,長井,赤尾:2主桁合成斜張橋のシアラグを考慮した有限要素解析と有効幅の検討,土木学会,構造工学論文集,Vol. 41A, 1995-3
- 27) 前田,志村,橋,越後:プレキャスト床版合成斜張橋の設計と施工,土木学会論文集 No. 522/VI-pp28, pp57~67, 1995-9
- 28) 奥井,長井,佐野,赤尾:合成2主桁断面を有する斜張橋に関する一検討,土木学会第43回年次学術講演会,昭和63年10月
- 29) 志村,前田,橋,笹川:プレキャスト床版を用いた合成桁斜張橋の設計について,土木学会第44回年次学術講演会,平成元年10月
- 30) 柳澤,橋,前田,志村:プレキャスト床版を用いた合成桁斜張橋の施工について(その1) 張力調整によるプレキャスト導入,土木学会第45回年次学術講演会,平成2年9月
- 31) 橋,磯,前田,金野:プレキャスト床版を用いた合成桁斜張橋の施工について(その2) 載荷試験,色彩計画,照明計画,土木学会第45回年次学術講演会,平成2年9月
- 32) 関谷,横山,日下部,大場:二主桁斜張橋の設計および耐風性に関する一考案,土木学会第46回年次学術講演会,平成3年9月
- 33) 赤尾,寺西,奥井,李,長井:シャーラグ解析による2主桁合成斜張橋の有効幅の検討,土木学会第49回年次学術講演会,平成6年9月
- 34) 小林,内田,岡内:各種斜張橋の構造特性の比較考案,土木学会第50回年次学術講演会,平成7年9月
- 35) 下田,深沢,奥井,長井:合成桁斜張橋のクリープ乾燥収縮解析,土木学会第50回年次学術講演会,平成7年9月
- 36) 松野,星笠,中山:2主桁合成構造斜張橋のねじり振動解析,土木学会第50回年次学術講演会,平成7年9月
- 37) 富本,谷,長井,奥井:T荷重載荷による2主桁合成斜張橋の床版応力に関する検討,土木学会第51回年次学術講演会,平成8年9月
- 38) 谷,富本,長井,奥井:合成箱桁を主桁とする斜張橋のクリープ性状,土木学会第51回年次学術講演会,平成8年9月
- 39) 谷,富本,長井,奥井,山口:鋼,コンクリート合成箱桁を主桁とする斜張橋の適用スパンに関する検討,土木学会第52回年次学術講演会,平成9年9月
- 40) 石川,井澤,長井,奥井:ケーブルで補剛した大スパン用合成2主桁橋の構造特性,土木学会第54回年次学術講演会,平成11年9月
- 41) 渡辺,秋山,奥井,杉野,長井:架設ステップを考慮した合成斜張橋のクリープ・乾燥収縮・耐荷力解析,土木学会第56回年次学術講演会,平成13年10月
- 42) 鈴木,大塚,江川,曾我部:床版に着目した2主桁複合斜張橋の解析,土木学会第57回年次学術講演会,平成14年9月



- 43) 渡辺, 奥井, 長井, 秋山: RC塔を持つ合成斜張橋のクリープ解析と経時挙動の要因分析, 土木学会第57回年次学術講演会, 平成14年9月
- 44) 海外文献研究グループ: 海外の長大橋基礎形式例, 橋梁と基礎, 1999-8
- 45) 彭, 高橋, 呉, 中村: 中国における最近の長大橋の建設と発展, 橋梁と基礎, 2003-2
- 46) Jacques Combault, 須藤, 小沼: リオン・アンティリオン橋の建設, 橋梁と基礎, 2000-12
- 47) 中島: 第二セバーン橋の計画と整備方法, 海峡橋断, Vol.7. 1996-11
- 48) 渡, 市橋: タイ・リングロード斜張橋, 橋梁と基礎, 2004-8
- 49) 堀内, 笹川, 志村, 大場, 館, 橋: プレキャスト床版を用いた合成斜張橋の設計と施工, 川田技報 Vol.9. JAN. 1990
- 50) 前田, 中村, 下土居, 尼子, 三好, 春田, 岡田, 黒木: 合成斜張橋の建設 カルナリ川橋梁, 川崎重工技報. 122号. 1994-7
- 51) 春田, 岡田, 菅, 児玉, 黒木: カルナリ川橋(長大合成斜張橋)のプレキャスト床版施工技術,
- 52) 榎木, 水野, 大崎, 矢幡, 小椋, 山口: カプスイムン橋の設計・製作, 日立造船技報, 第57巻第1号, 平成8年4月
- 53) 榎木, 水野, 大崎, 矢幡, 椎木, 湯藤, 村木: カプスイムン橋の現場施工, 日立造船技報, 第58巻第4号, 平成10年1月
- 54) 山口, 岸, 北原, 山本: アダミヤ橋の設計・製作と架設, 住友重機械技報 Vol.32. No.95, August. 1984
- 55) 中村俊一 他: 鋼管を主桁とする長大合成斜張橋の構造特性
- 56) 中井博 他: 新しい合成構造と橋, NCB研究会編
- 57) 前田, 橋, 柳澤, 志村, 梶川: 合成斜張橋・プレキャスト床版の設計法とルーパ状重ね継手の耐久性に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.36A, pp.1305~1312(1990)
- 58) J.Nissen: Conceptual and Tender Designs for the Oresund Bridge, Structural Engineering International, IABSE 1/99
- 59) L.Hauge, A.Peterson: Detailed Design of the Oresund Bridge, Structural Engineering International, IABSE 1/99
- 60) R.Bergermann, M.Schlaich: Ting Kau Bridge, Hong Kong, Structural Engineering International, IABSE 3/96
- 61) W.-J.Kim, K.-S.Cho: Conceptual Design of the Seo-hae Bridge, Structural Engineering International, IABSE 1/2001
- 62) H.Nilsson, C.Hansvold: Uddevalla Bridge, Sweden, Structural Engineering International, IABSE 2/99
- 63) C.Nanakorn, L.Chitnuyanondh, E.Limsuwan: Rama VIII Bridge, Bangkok, Thailand, Structural Engineering International, IABSE 3/2002
- 64) Y.-P.Lin, Z.-H.Zhang, B.Ma: Xupu Cable-Stayed Bridge, Shanghai, China, Structural Engineering International, IABSE 2/96
- 65) C.Menn, V.Chandra, K.Donington: Conceptual Design of the Leonard P. Zakim Bunker Hill Bridge, Boston, MA, USA, Structural Engineering International, IABSE 1/2004
- 66) S.Kumarasena, R.MaCabe, T.Zoli, D.Pate: Zakim, Bunker Hill, Boston, Massachusetts, Structural Engineering International, IABSE 2/2003
- 67) G.M.Clark: The Jackfield Bridge, Ironbridge, UK, Structural Engineering International, IABSE 1/96
- 68) GREENLAND BRIDGE "Tower and peak", Bridge design & engineering August 1996
- 69) RAIPPALUOTO BRIDGE "Reuniting Finland", Bridge design & engineering August 1996
- 70) KOREA "Rebuilding the New Haeng-Ju", Bridge design & engineering January 1996
- 71) "Second Severn", Bridge design & engineering October 1995
- 72) "Diamond are for weather", Bridge design & engineering January 1996
- 73) Proceeding - Volume1,2 Cable-stayed and suspension bridge, International Conference A.I.P.C - F.I.P, October 1994
- 74) Proceedings Cable-stayed bridge - Past, Present and Future, IABSE Conference, June 1999
- 75) Long-Span and High-Rise Structure, IABSE Symposium Kobe, 1998