

第 8 章

吊形式橋梁とその展開

8.1 歴史と発展

8.1.1 吊橋の歴史と発展

(1) 近代的 / 現代的な吊橋の条件

吊橋は、橋の主構造にケーブルもしくは索という引張部材を用いる形式であり、その材料には現代的な高強度鋼線から、19世紀に幅広く使われた錬鉄、さらにはかずらなどのような植物繊維までの幅があり得る。したがって、吊橋の歴史はかなり昔にまでさかのぼることになるが、ここでは昔の吊橋は文献1)に委ね、いわゆる近代以降の吊橋の歴史と発展に眼を向けることにしたい。

近代的あるいは現代的な(長大)吊橋を特徴づける技術的要件として、以下に示すの点が常識的であると思われる²⁾³⁾⁴⁾。

- ① 亜鉛めっきをほどこした鋼線を平行に束ねた平行線ケーブルを用いていること、
- ② 設計に際して、橋の変形(鉛直方向・水平方向)を考慮していること、
- ③ 適切な剛性および空力特性を有した補剛桁が路面を支えていること。

①の亜鉛めっきは、

- a) 鋼線の防食性を高める、
- b) 高強度鋼線を冷間伸線加工によって製造する最終過程で、伸びを付与して靱性を高める、

という目的で行われる。鋼線であるということも、長大スパンを渡ろうとする吊橋のケーブルに要求される特性、すなわち、高強度・高弾性、長期的な材料信頼性、大量生産される場合の品質のばらつきなさなどから、多くの論を要すまい。平行線ケーブルであるという点は、撚りのあるロープに比べて、弾性係数および強度が高いという力学的な利点となる。

つぎに②が要件であるのは、長大スパンに吊橋という橋梁形式が向いているという本質的理由が、

- a) 橋の完成時には路面やそれを受ける桁がケーブルに支えられ、桁自身の死荷重に抵抗する必要がないこと、
- b) 活荷重が載荷されたとき、橋がたわむからケーブルも活荷重への抵抗に参加すること(撓度理論)、
- c) 上記b)の効果は、暴風時に風荷重を受けた場合にも同様に発揮されること(弾性分配理論)

にあるからである。言いかえれば、吊橋が吊橋らしい特性を持つためには、有限変位を考慮して解析されていなければならない。③は、②の裏返しの内容である。吊橋は変形しなければならず、変形が大きいほどケーブルへの活荷重・風荷重の移行量が大きくなって経済的な設計になるが、局部的に大きな変形が生じれば、実用

上問題となる。さらに、風による有害な振動発生を防ぐ必要もある。そこで補剛桁を用いて、活荷重をある範囲に分散させ、局所的な大変形が生じることを防がなければならない。また、この補剛桁は風による振動を防げるような、断面形状(空力特性)と剛性を有している必要がある。このように適切な補剛桁が用いられていて、初めて吊橋は人が渡るだけで揺れる「山の釣り橋」から、海峡に自動車や列車を通す「吊橋」になり得るのである。

(2) 近代的 / 現代的な吊橋の出発点

前項で述べた 3 つの要件を最初に具備した吊橋は、ニューヨークの Brooklyn 橋 (写真 8.1, 1883 年完成, スパン 486m. 主任技術者は John & Washington Röbling 父子) である。

正確に言うと、撓度理論の完成前に設計されていた Brooklyn 橋は、前述の②に関してどの程度まで考慮されていたか定かではないが、しかしタワーステイも有する彼独特の構造様式である高度に不静定な構造物の設計を、実験の結果も参照しながら行ったと伝えられているから、変形による効果が考慮されていたのは事実である。また、③の補剛桁に関しては前例がある (例えば、J. Röbling 自身の Niagara 鉄道吊橋: 1855 年, 244m) が、これには亜鉛めっき鋼線が使用されていなかった。そこでこれらを総合的に考慮すると、標記の名誉は Brooklyn 橋のものとなる。

明確に撓度理論によって設計された最初の吊橋は、Brooklyn 橋に隣接する Manhattan 橋 (写真 8.2, 1909 年, 450m) である。同橋は前記 3 点の要件を全て満たした上で、主塔は Brooklyn 橋が古めかしい石積みであるのに対して、スレンダーな鋼製になっており、またタワーステイもないため、すっきりとした吊橋になっている。どちらの橋がマンハッタンの摩天楼と共に都市美の形成に寄与しているかは別な議論として、はるかに現代的な印象を与える橋である。

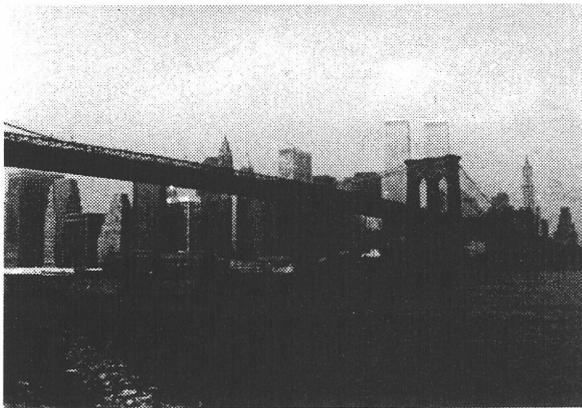


写真 8.1: Brooklyn 橋



写真 8.2: Manhattan 橋

(3) 現代吊橋の発展

Brooklyn 橋以降の発展を完成年とスパンの伸びという観点から整理すると、図 8.1 のとおりとなり、またその間の主要吊橋の技術的特徴は、表 8.1⁵⁾ に示すとおりである。

以下に、表 8.1 にもとづいて簡単に説明していく。

表 8.1: 時代を画した吊橋

概要	Brooklyn	George Washington	Golden Gate	Severn	四門	南備讃瀬戸	明石海峡
完成年 国名 所在地 海峡名など	1883年 アメリカ New York East川	1931年 アメリカ New York Hudson川	1937年 アメリカ San Francisco San Francisco湾	1966年 イギリス Bristol近郊 Severn川	1973年 日本 下関・北九州市 関門海峡	1988年 日本 坂出市 備讃瀬戸	1998年 日本 神戸市・淡路島 明石海峡
規模 中央スパン長 車線数 死荷重	1053m 486m 6	1451m 1067m 8+6(ダブルデッキ) 58.04ft/m.Br	約2200m 1280m 6 31.70ft/m.Br	1597m 988m 4 12.30ft/m.Br	1068m 712m 6 24.18ft/m.Br	1648m 1100m 4+複線鉄道 44.90ft/m.Br	3910(3911)m 1990(1991)m 6 42.60ft/m.Br
主塔	84m 石積み	181m トラス粗塔柱	227m マルチセル塔柱ラメン版材	135m 1セル塔柱・ラメン版材	143m 3セル塔柱・トラス版材	194m 同左	297m 同左
ケーブル	ワイヤー強度 直径 最大張力 架線法	107kgf/mm ² 40cm×4本 AS工法	155kgf/mm ² 92cm×2本 30,880t/本 AS工法	155kgf/mm ² 51cm×2本 9,800t/本 AS工法	160kgf/mm ² 67cm×2本 16,045t/本 PS工法 (PWS91)	160kgf/mm ² 107cm×2本 44,625t/本 PS工法 (PWS127)	180kgf/mm ² 113cm×2本 64,843t/本 PS工法 (PWS127)
補剛桁	形式 高さ×幅 設計風速	ダブルデッキ・トラス 9.1×32.3m, 2面 34.9m/s	トラス(上路) 7.6×27.4m 34.9m/s	流線型箱桁 3.1×22.9m 44.7m/s	トラス(上路) 9.0×29.0m 54m/s	ダブルデッキ・トラス 13.0×30.0m 66.2m/s	トラス(上路) 14.0×35.5m 59.8m/s(新基準)
橋台	施工法 長さ×幅 底面深さ	直接基礎 52.4×31.1m	締切直接基礎 -13.7m	陸上直接基礎 42.7×33.5m	陸上直接基礎 55×42m +22m	設置ケーソン 75×59m	連壁併用逆巻き気中掘削 直径85m -61m
橋脚	施工法 長さ×幅 底面深さ	ニューマチック・ケーソン 39.3×36.9m -24m	コフアードダム 27.1×29.9m -21m	オーブ・ケーソン 12.2×40.0m -19.8m	ニューマチック・ケーソン 20×40m -23m	設置ケーソン 38×59m -50m	設置ケーソン 直径80m -60m
数量	上部鋼材 下部コンクリート	149,000t 174,500m ³ (舗装含む)	75,300t 297,000m ³ (同左)	18,800t 96,000m ³	24,000t 134,000m ³	86,000t 762,000m ³	193,000t 1,440,000m ³
建設工期	14年	4年1ヶ月	4年4ヶ月	5年5ヶ月	4年6ヶ月	9年3ヶ月	9年10ヶ月
特徴	①完成時世界一 ②深い主塔基礎 ③亜鉛めっき鋼線初使用 ④NY景観との調和(重厚な主塔等)	①完成時世界一、初の1000m突破 ②将来拡張への配慮、当初は無補剛 ③主塔のユニークさ	①完成時世界一 ②SF 側主塔基礎の難工事 ③架橋地点にマッチした美観 ④今は鋼床版に変更	①流線型箱桁・斜めハンガーによる新たな耐風概念 ②供用後の損傷多発	①PS工法の完成 ②補剛トラス架設に逐次剛結工法を初採用	①初の本格鉄道併用吊橋(世界一) ②設置ケーソン工法による大深基礎	①完成時世界一 ②大深度大型基礎 ③各種新コンクリート ④高強度ワイヤー使用 ⑤工事中の地盤のためスパン拡大

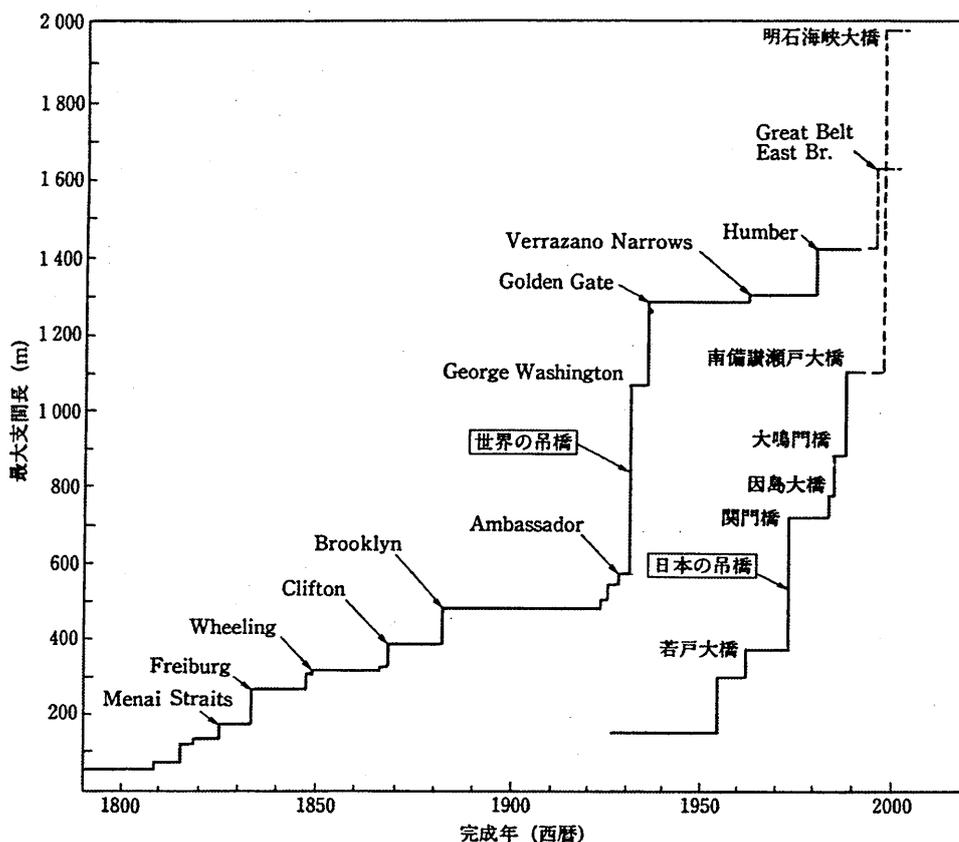


図 8.1: 世界、日本の吊橋長大化

- 1) George Washington 橋 (写真 8.3) は、人類が初めて 1000m というスパンを一跨ぎにしたという点で、画期的な橋である。この橋の 1067m というスパンは、当時最大であった Ambassador 橋のスパン 564m の 2 倍近い規模であり、図 8.1 にも見られるように、吊橋の歴史の中でもとりわけ大きな一歩を印した。それを可能にした技術の進歩もそこには当然あるが、世界一の経済力を持つニューヨークにおいて、マンハッタン島の東側を区切るハドソン河を渡る交通路の確立が、半世紀以上にわたって望まれ続けていたという社会的背景もある。

この橋は死荷重が世界一 (58.04tf/m) でもあるが、何十年後かに必要となるダブルデッキ化の可能性を早くから担保していた、という雄大な構想が理由である。橋は 1931 年の完成時には、上路のみの 8 車線の無補剛吊橋であったが、65 年に補剛トラスと下路の 6 車線が追加された。なお完成時の無補剛の時代にも、死荷重による大きなケーブル張力のため、局部的に過大なたわみが生じることはなかったし、風による振動も、風向・風速によって穏やかな鉛直たわみ渦励振が生じるのみであった。この実績が、アメリカにおいて 1940 年の Tacoma Narrows 橋 (853m) のねじれフラッターによる落橋までの間、申し訳程度の補剛桁しか備えず、その桁形状も空力的には良くない吊橋をいくつか架けさせた遠因である。

- 2) 今やサンフランシスコの名物でもある Golden Gate 橋 (写真 8.4) は、美しい吊橋であり、アメリカ型吊橋技術の概成と理解して良いように思う。しかし、Tacoma 落橋以前の、耐風設計のプラクティスが確立される前の設計であったため、Golden Gate 橋の補剛トラスには完成時、下横構がなくてねじれ剛性が不足しており、1951 年に激しいねじれとたわみの混在した振動を経験して、これを契機に下横構が追加された。また、ハンガーロープ定着部の腐食に起因して全ハンガーの交換、RC 床版の鋼床版への交

換も行われるなど、維持管理の履歴にも満ちている。

- 3) Golden Gate の 27 年後に (1964 年), 18m 長いスパン (1298m) でニューヨーク港の入り口に完成した Verrazano Narrows 橋 (写真 8.5, 完成時世界一) は, 力強く美しい吊橋であり, 吊橋技術の一頂点を見る思いがする。しっかりした RC 床版, ダブルデッキの補剛トラス, 片側 2 本ケーブル, リベット接合, 凱旋門のような重厚な主塔。死荷重も大きな橋であるが, 大きな管理上の話題もなくニューヨークの重交通を処理し続けている実績は, たいしたものである。
- 4) 第 2 次大戦後, ヨーロッパでも長大吊橋が建設されるようになり, 中でもイギリスにおいて新たな耐風設計の概念が開発された。その第 1 号が, Severn 橋 (写真 8.6) である。同橋の設計コンセプトは, 以下のとおりである。吊橋の耐風設計の要点は一般的に,

- a) 風荷重に対して静的な安全性を確保すること,
- b) 設計で考慮すべき風速範囲内で有害な振動を起こさないように保証すること,

の 2 点であるから, まず前者に関して, アメリカ型のトラスに比べて抗力係数の小さな流線型箱桁を用いて風荷重強度を小さくする, という手法が有効である。さらに, 箱桁のねじれ剛性から高い固有振動数を期待できることになり, フラッター安全性を確保しやすくなる。箱桁のブロック間の継手には主として経済的な理由から現場溶接を用いることにし, このことによる構造減衰の低下の可能性に対しては, 斜めハンガーを用いて桁の振動にハンガーも抵抗させるようにして, ハンガーロープのヒシテリスによる付加減衰も期待する。桁の死荷重はずいぶん小さくなるから, ケーブル張力によってたわみ剛性を確保するために, ケーブルのサグ比を小さめ (1/11 程度) にする。このような, いわゆるイギリス型吊橋の設計概念によって, Severn 橋は表 8.1 にあるように, アメリカの吊橋に比べて上部工の大幅な鋼重減を可能にした。しかし完成後ほどなくして, よく知られているように各種の構造損傷が発生し始め, 車線規制のもとに大規模な補強工事が行われた。この理由は多岐にわたるが, 次のように整理できる。

- ① 設計活荷重がその後の供用実態から評価すると小さめであり, 橋の死荷重も小さかった (12.30 tf/m)
 - ② 鉛直方向のガスト応答が大きく現れるという流線型箱桁固有の特性によって, 斜めハンガーの応力振幅が大きくなり, 疲労につながった。また軽量の桁が, 重交通の制動・始動荷重によって橋軸方向の力を受け, これに斜めハンガーが抵抗することで, 疲労は促進された⁶⁾。
 - ③ 斜めハンガーに大きな応力変動が生じるのは, 斜めハンガーが, 橋軸方向の補剛桁変位を一種のトラス効果によって拘束することにも起因する⁷⁾。
 - ④ 桁内部のリブの溶接が不十分であったり, 桁ブロックを直接海に浮かせて運搬するという大胆な架設法であったため塩分が多量に付着する, という初期欠陥を有していた。
 - ⑤ それ以外にも橋全体にわたって, 余裕のない設計になっていた。
- 5) このため, 斜めハンガーの吊橋はその後, Humber 橋 (1981 年, 1410m, 明石海峡大橋完成までの世界一), Bosphorus 橋の例を見るのみである。一方, 流線型箱桁の低い抗力係数・高いねじれ剛性の活用はスパン 1600m 程度までは有効であるため, 多くの橋が建設された (例: デンマークの Great Belt East 橋, 1998 年, 1624m。来島海峡大橋, 1999 年, 1030m など)。しかし, スパンが 2000m 級に達する場合, 意図的にねじり剛性の向上を図らず, 活荷重・風荷重に対して応力計算で断面を決定した流線型箱桁では, フラッター風速は 50 ~ 55m/s にしか達せず, これでは日本のように台風による高風速 (70m/s 前後あるいはそれ以上) を設計対象にしなければならない国では, 耐風安定性が不十分である。これが, 明石海峡大橋でトラス補剛桁が採用された理由である。(もう一つは, 桁架設時の直下海面使用の可否)。1970

年代以降は長大吊橋建設の舞台は日本に移り、欧米技術を基本にしながら日本独特の条件に適合させ、さらに鉄道併用橋の建設、あるいはスパンの一層の拡大に向かうための努力が重ねられていった⁴⁾。

6) 日本の長大吊橋第 1 号は、関門橋である (1973 年)。スパンはそれほど長くなく、712m に過ぎないが、本州四国連絡橋のパイロット事業でもあり、主として上部工の設計施工に関する技術開発がなされた。例えば、世界で初めて補剛トラスによる活荷重分配効果を考慮してハンガーロープを設計することによりその断面縮小を可能にしたこと、PWS91 を用いたプレファブストランド工法で主ケーブルを架設したこと、補剛トラスを逐次剛結工法で架設したことなどであり、これらの技術は改良されながら本四連絡橋でも用いられた⁸⁾。

7) 本州四国連絡橋の技術的課題は三つあった。それは次のとおりである。

- ① スパン 1100m までの道路鉄道併用橋の設計施工技術 (南備讃瀬戸大橋)
- ② スパン 2000m 級の上部工の設計施工技術 (明石海峡大橋：写真 8.7)
- ③ 大水深基礎の設計施工技術 (瀬戸大橋および明石)。

①は、併用吊橋固有の疲労設計と、それを満足するための高張力鋼を使用した補剛トラスの製作、桁端部における伸縮・角折れを吸収して列車の走行安全性を確保、などが具体的な内容であった。②は、明石海峡大橋を実現するための課題であり、内容は、耐風設計法の進歩、大型風洞の建設によるその具体的検証 (と今後の超長大橋への発展)、高強度ワイヤーの開発 (9.4.1 参照)、空間規模がきわめて大きな吊橋 (鉛直方向 300m・水平方向 4km) の主塔・ケーブル・補剛桁の安全で工期が短い架設法などである⁸⁾。そして最後に、③の大水深海中基礎に係わる課題では、地盤が本来持っている強度を損なわずに評価できる調査手法、耐震設計法、強潮流下での海底掘削法、大型ケーソンの製作・曳航・沈設方法、水和熱発生が少ないセメントの開発、信頼できる水中コンクリートの配合・打設法、などが内容であった⁴⁾⁹⁾。本四連絡橋では多くの場合、スパンを伸ばすという上部工の課題と、困難な条件を克服して海中基礎を建設するという下部工の課題とが、同時に課された点に従前の欧米での経験との大きな違いがある。そして、これらは初期の想定どおりの成果をあげ、20 世紀橋梁技術の到達点として世界に誇れる吊橋群を現実のものにしたのである。

8) なお今後の超長大吊橋として、日本では例えば東京湾口・伊勢湾口・紀淡海峡横断道路プロジェクトなどが計画されている。ここではスパン 2500m 級の吊橋を、本四連絡橋より困難な自然条件下 (風速、地質、波浪、震源地域への接近など) で、従来技術の延長で設計施工する場合に比べて 5～6 割の工費工期で完成させることを目標として、検討が進められている。まだいくつかの課題の解決が必要であるものの、その見通しが得られたという段階に達している¹⁰⁾。



写真 8.3: George Washington 橋



写真 8.4: Golden Gate 橋

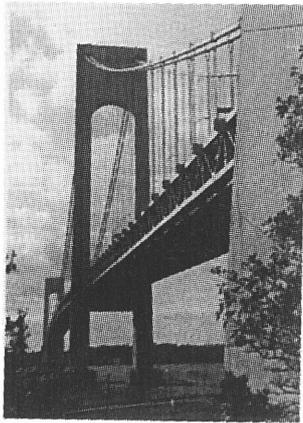


写真 8.5: Verrazano Narrows 橋

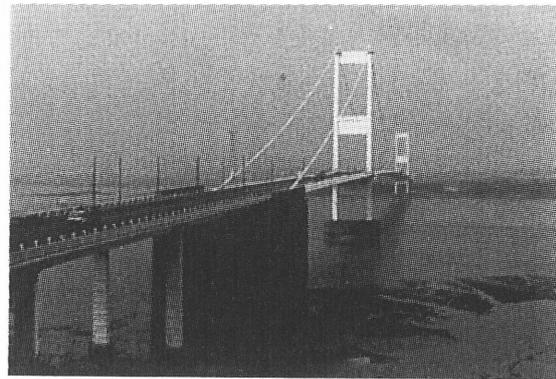


写真 8.6: Severn 橋

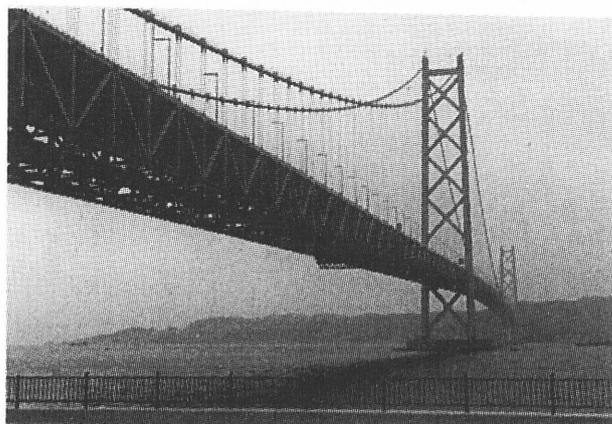


写真 8.7: 明石海峡大橋

8.1.2 斜張橋の歴史と発展

斜張橋は塔から斜めに張ったケーブルで交通路となる桁を補剛して空間を渡ろうとする橋形式である。死荷重が作用した状態で、桁のケーブル定着点が支点となるようにケーブル張力を選べば、死荷重に対するスパンは実際の支持点(支承)ではなくケーブル定着間隔とできる。すなわち、ケーブルが橋脚の役割を果たし、死荷重時の桁曲げモーメントを小さくできる特徴を持つ。また、活荷重作用に対してケーブルの補剛効果が期待できる。反面、桁を斜めケーブルで支持することから、ケーブル張力の水平成分が軸力として導入され、スパンとともに大きくなる。

桁をケーブルで斜め方向に吊って補強する考えは、竹製の歩行部を”蔓”で吊ったものが熱帯地方に見られるようで、これが、斜張橋の原型と言われている。斜張橋の歴史については文献(11)~(16)に詳しく記述されている。ここでは、近代斜張橋の幕開きといわれる Strömsund 橋(写真 8.8)以降について説明する。

1955年にスウェーデンで完成した Strömsund 橋(スパン 182m)以降、斜張橋は主にドイツを中心に建設され、Rhein 河に架かる斜張橋は我が国のエンジニアの手本となった。それらの斜張橋の中で、Knie 橋は 1969年に完成した、 π 形断面の主桁をもつ 2 径間斜張橋である。中央スパンは 319m で、3 径間斜張橋に対応させ

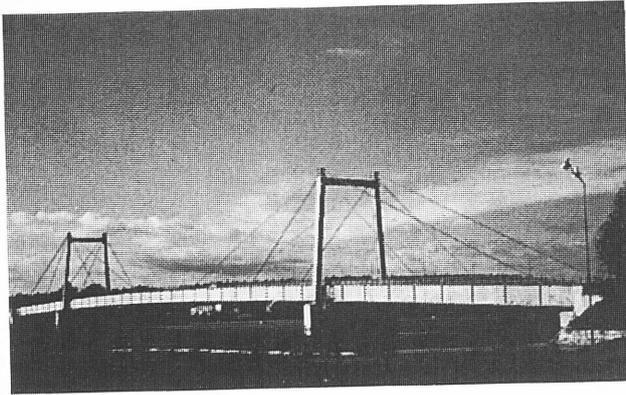


写真 8.8: Strömsund 橋
(提供: Werner von Olnhausen 氏)



写真 8.9: Friedrich Ebert 橋

る(1.8倍する)と600m近いスパンをもつ斜張橋である。また、1967年には、多数のケーブルで桁を支持するマルチケーブル斜張橋、Friedrich Ebert 橋(写真 8.9, スパン 280m)が完成している。斜張橋の基盤技術はこの時期、1960年代にドイツのエンジニアによってつくられたと言えよう。

斜張橋の建設はその後急速な勢いで世界に広まり、今日では数多くの建設例が見られるようになった。このように斜張橋が急速に発展した背景には、

- ① 電子計算機の高性能化と構造解析技術の進歩
- ② 高強度材料の開発、とくにケーブル用の高強度材料の開発
- ③ 鋼床版構造の開発、すなわち軽量な桁構造の開発
- ④ 完成時のケーブルを架設時に利用する張出し架設工法の開発

等の技術開発が挙げられる。このうち、高強度でしかも疲労強度が高く、また防食性に優れたケーブルの開発は斜張橋の発展に大きく寄与したと考える。

我が国の最初の斜張橋は1960年、神奈川県相模湖に架けられた勝瀬橋(写真 8.10, スパン 128m)で、前述の Strömsund 橋の建設から5年後と、世界的にも取組みが早かったことがわかる。その後、神納橋(80m)、摩耶大橋(139m)、尾道大橋(215m)、豊里大橋(216m)、荒川大橋(160m)、末広大橋(250m)が建設された。それぞれ、ケーブルの張り形、ケーブル面数、塔の形態の選択には変化が見られるものの、尾道大橋を除いて、いずれも桁をベントで一旦支持した後にケーブルを取り付けるベント工法(またはステーミング工法)で架設されており、また、桁を吊るケーブル本数も少ない。1975年に完成したかもめ大橋(写真 8.11)は、ベント工法により架設されたが、我が国初のマルチケーブル斜張橋である。この時のケーブルとしては吊橋用の平行線ケーブル(PWS)が用いられた。1982年に完成した大和川橋梁(355m)はスパン 300m を超える最初の斜張橋で、ハープタイプの4段ケーブルで桁を支持し、完成系のケーブルを利用した張出し架設工法が採用されている。その後、1985年には、スパン 405m の名港西大橋(写真 8.12)が完成し、当時世界一のスパンとなった。世界で初めてスパン 400m を超えたフランスの St.Nazier 橋(写真 8.13, 404m)の建設から10年後のことである。この橋はスレンダーな桁を多数のケーブルで支持した初の本格的なマルチケーブル斜張橋である。勿論、架設には張出し架設工法が採用されている。その後、マルチケーブルシステムと張出し架設工法を用いた斜張橋が数多く建設された。1960, 70年代の少数段ケーブルからマルチケーブルタイプへの移行、また張出し架設の採用は、先に説明したコンピュータの高性能化と解析技術の進歩に負う所が大きい。すなわち、高次不静定構造物の構造解析が容易に行えるようになったことが大きな要因として挙げられる。

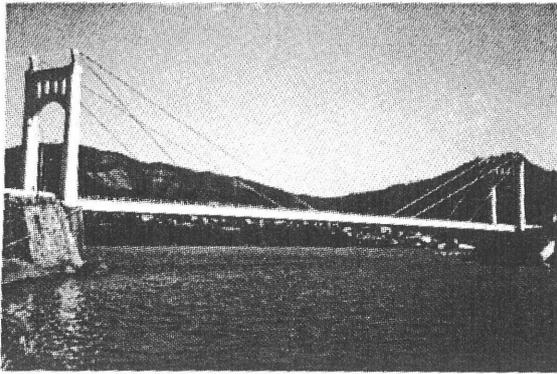


写真 8.10: 勝瀬橋
(鋼構造委員会スライドライブラリー斜張橋より)

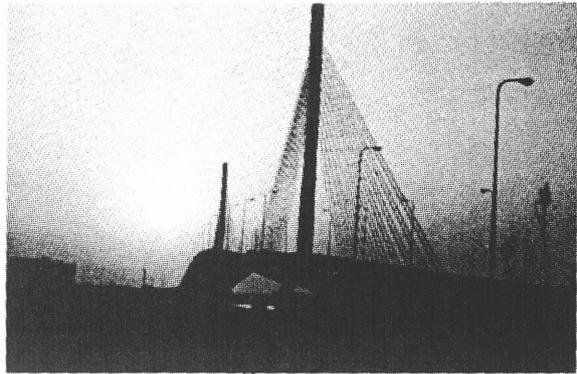


写真 8.11: かもめ大橋

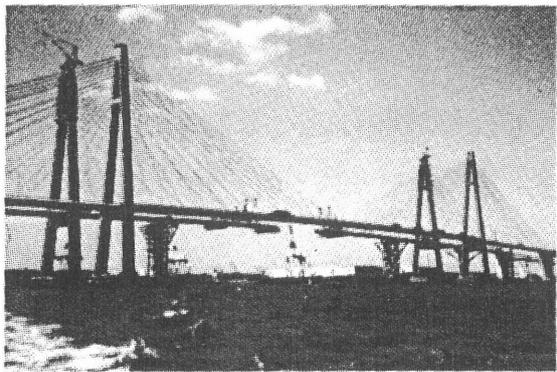


写真 8.12: 名港西大橋 (手前)

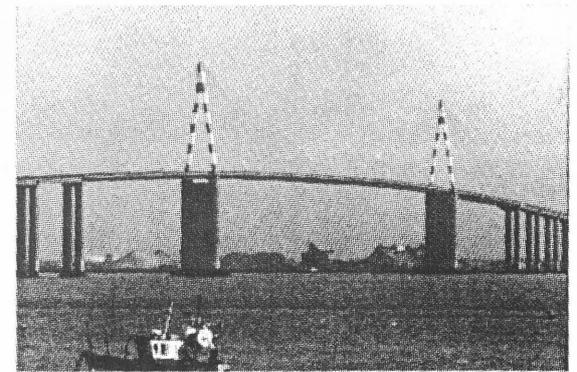


写真 8.13: St. Nazier 橋



写真 8.14: Normandie 橋
(提供: (財) 海洋架橋調査会)

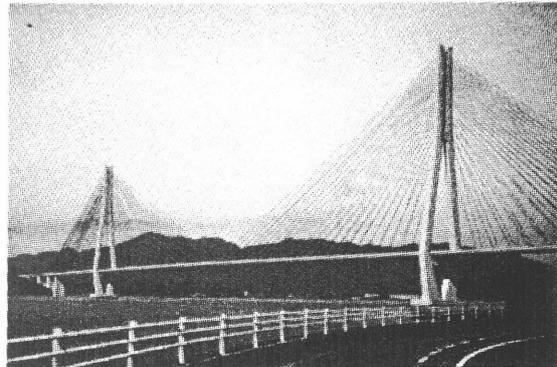


写真 8.15: 多々羅大橋
(提供: 本州四国連絡橋公団)

1985年に完成した名港西大橋以来、斜張橋はスパン400mクラスの橋形式として用いられ始めた。櫃石島、岩黒島橋(各々420m)、生口橋(490m)、横浜ベイブリッジ(460m)、東神戸大橋(480m)、鶴見つばさ橋(510m)、名港西大橋II期(405m)、名港東大橋(410m)、名港中央大橋(590m)である。それまで、このスパン領域ではトラス橋が計画、建設されていたが、斜張橋の経済性や景観面での優位性が認識され、結果的にスパン400～500mクラスでの地位を確立したと言える。しかし、名港西大橋を建設した当時はこれ以上のスパン、すなわち600mを超えるスパンでは吊橋が経済的と考えられていた。これに対して、1994年にはスパン856mのNormandie橋(写真8.14)がフランスで完成し、一気に2倍近い長スパン化が達成された。また、我が国では世界最長となるスパン890mの多々羅大橋(写真8.15)が1999年に完成し、斜張橋が1000m支間に突入するのは間近と考えられる。

図8.2に日本と海外で建設された斜張橋(鋼橋, 複合構造, 合成構造)の建設年数とスパンの関係を示す。1955年に完成した Strömsund 橋以降, 徐々にスパンの長大化が計られ, 20年でスパン400mに達し2倍の長スパン化が計られた。その後, 1990年初頭までの約15年間, スパン500mを超える斜張橋は見られなかった。我が国では, 1994年にスパン510mの鶴見つばさ橋が完成し500mスパンに突入したが, 海外では, 1993年にはスパン602mの楊浦大橋(合成斜張橋)が中国で完成し, 翌年には Normandie 橋が完成している。これまで吊橋が経済的と考えられていたスパン領域に一気に突入したことになる。このように, 最近になって長スパン化の傾向が著しく, どの程度のスパンまで経済的に建設可能であるかが興味深い。この点は9.6で説明しているので参照されたい。また, 海外では鋼橋の建設例がほとんど見られなくなり, かわって合成斜張橋の建設数が多くなっていることが目を引く。

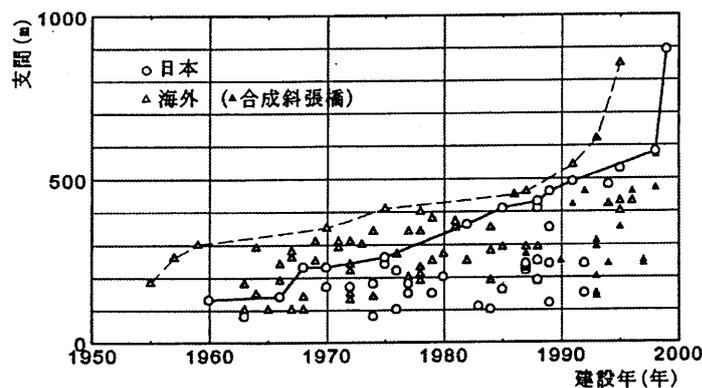


図 8.2: 斜張橋の支間長と建設年

我が国における建設の歴史を見ると, 第1期が1960, 70年代で, 鋼床版桁を塔から斜めに張ったケーブルで吊ることに力が注がれた時代と考える。つまり, Rhein 河に架かる斜張橋と同じものをつくることに精力が投入された。この時期, 海外, とくにドイツの斜張橋建設に関わる多くの文献が紹介された。また, 我が国独自に斜張橋特有の設計法の整備, 非線形解析法の整備, 耐風安定性の検討が精力的に行われた。あわせ, 架設精度の管理手法の開発提案が見られ始めた。

このような基礎的な技術開発に支援され, 第2期は名港西大橋以降スパン400~500mクラスの斜張橋を建設した時代と言える。トラス橋に代わってスパン400~500mクラスでの橋形式として定着し, またマルチケーブルタイプ, 張出し架設工法, 更に疲労強度の高いプレファブ型の平行線ケーブルが定着した時代である。この時期, 長スパン化に伴い, 耐風安定性を確保するための研究が精力的に行われ, 桁や塔の架設時の耐風安定性確保のためにTMD等の機械的制振対策が積極的に用いられるようになった。さらに, 長尺化したケーブル振動に対する制振対策検討が積極的に行われた(9.3.2参照)。また, 多数のケーブル張力の管理を目標とした架設計算法や架設時の張力, 形状の管理法の一層の充実, 整備が行われた(9.4.3参照)。

第3期は多々羅大橋の建設と言えよう。すなわち, 一気にこれまでの2倍近いスパンをもつ斜張橋の建設が行われた。この橋では, 耐風安定性の検討はもとより, 桁の設計, とりわけ安定性確保のための検討に精力が注がれた。桁高さとして, スパン200~500mクラスで採用されたものより低い2.7mが採用された。スパン/桁高さ比でみると約330と大きい。そのため, 主桁の耐力を明らかにするための解析的, 実験的検討が行われた。これまで, 斜張橋では桁の全体座屈は生じるのか, それを阻止できる最小の桁高さ, 曲げ剛性について明確な見解がなかった。この橋は, 桁の安定照査設計法が議論された最初の橋と言える。それまでに設計され

た一部の橋, スパンが 300~400m クラス (スパン / 桁高さ比で 100~150 前後) の橋を対象に弾塑性有限変位解析を用いた耐力の照査が行われ, 高い安全率を有することが報告されていた。しかし, 座屈安定性と関連付けた桁高さの設定に関する議論は見られなかった。多々羅大橋はスパンのみならず, スパン / 桁高さ比でも約 2 倍に一気にジャンプした。桁の設計が重要であること, とりわけ静的, 動的安定性が確保できる桁断面の小型化は斜張橋の経済性を発揮する上での鍵となる。斜張橋は桁橋やトラス橋に対して, 塔とケーブルを余分に必要とする。その費用を補うのが桁断面の小型化である。斜張橋の経済性が発揮できるかは, この点にかかっている。斜張橋がさらに 1000m を超える場合, 吊橋との経済比較が行われる。9.6 で説明するが, 主桁断面の最小化問題は斜張橋の更なる長大化の可能性を明らかにする上で重要な課題となる。

さて, 最近の動向として, 海外での例であるが, 鋼とコンクリートの合成 2 主 I 桁を主桁とする合成斜張橋が建設されている。合成斜張橋は PC 橋の代案として提案され, 1986 年に建設されたカナダの Alex Fraser 橋 (写真 8.16) 以来, 特に, ここ 5 年間での建設例が多くなっている。また, スパンが 300m 以上の長大橋として建設され, 現在 (1999 年) 世界第 3 位のスパンをもつ楊浦大橋 (写真 8.17, 602m) が中国で完成している。このタイプの斜張橋の構造特性や適用スパンに関する考察は 8.3.3 に譲るが, 我が国においても, その経済性や安全性, 耐久性について検討されるべき構造形式と言える。

この他に, 桁橋で十分経済性が発揮できる比較的小スパン領域において, また歩道橋での建設例も多く見られる。これは, 塔やケーブルの張り方に種々の組み合わせ選択が可能で, そのため形態にバラエティを持たせることができる点と直線要素の組み合わせから得られる独特の構造美が技術者を魅了しているためと考える。

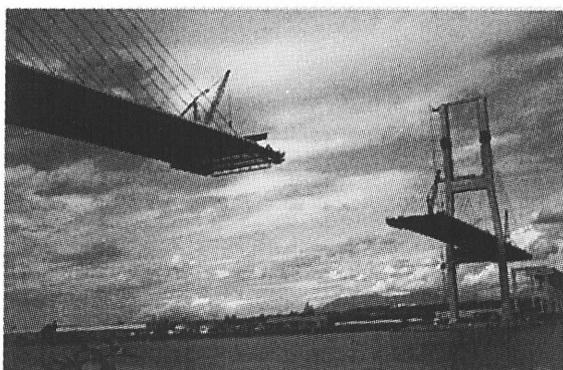


写真 8.16: Alex Fraser 橋

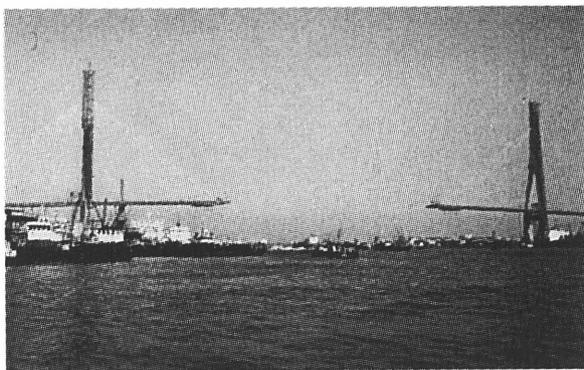


写真 8.17: 楊浦大橋
(鋼構造委員会スライドライブラリー斜張橋より)

8.2 吊橋, 斜張橋の計画・設計法

8.2.1 吊橋の計画・設計法

斜張橋が進歩してきた昨今は, 要求されるスパンが数百 m (具体的なイメージとして約 400m ~ 約 1000m を念頭におく) の場合には吊橋・斜張橋の比較を慎重に行うべきであるが, それは 8.2.3 で述べるので, ここでは吊橋と決定された後のことを図 8.3 に従って説明する。なお, 図中で基本計画, 基本設計に分類されている領域について説明することにするが, これ以外の, たとえば解析法の詳細・構造部位ごとの具体的な設計フローは文献 3) 17) などに詳しいので, 参考にされたい。また, 文献 18) には, やや古い設計過程の流れがある程度わかるような記述がある。

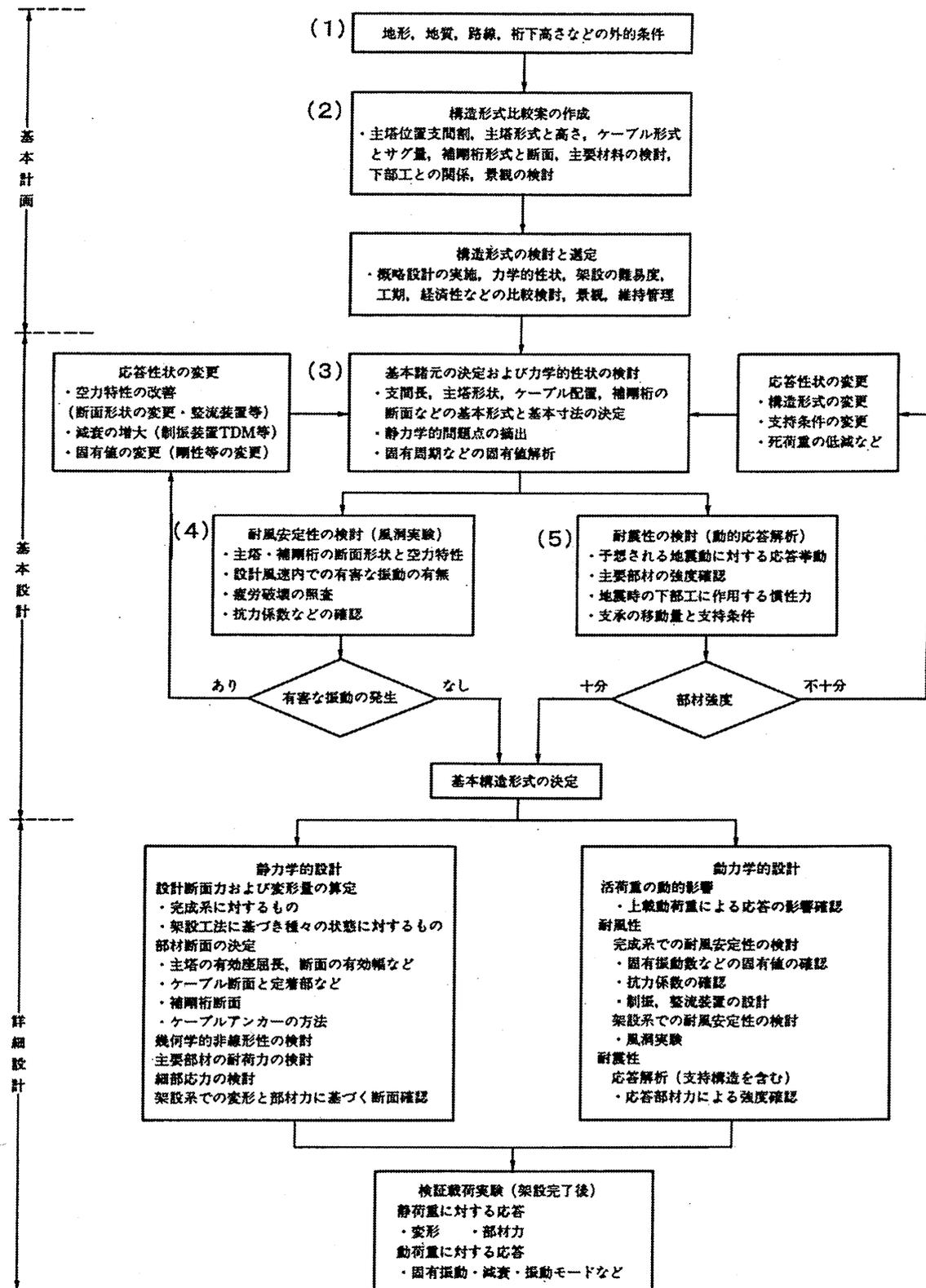


図 8.3: 吊橋の設計手順

(1) 撓度理論および弾性分配理論

まず, 吊橋を長大スパンにふさわしい橋梁形式にしている構造的な理由を整理する.

- ① 高強度の鋼線からなるケーブルを橋の主構造に用いていること. また, そのケーブルも強度・弾性係数の低下のない平行線ケーブルになっていること,
- ② 路面・桁のように死荷重の大きな構造が完成時にはケーブルに支えられるから, 桁は自身の死荷重を負担せずすみこと,
- ③ 活荷重・風荷重のように橋の完成後に載荷される荷重に対しても, 桁の変形を考慮することでケーブルの寄与が期待できること,
- ④ ケーブルの架設は, フリーハング状態(鋼線自身の強度による懸垂状態)で可能であるし, 桁の架設はケーブルに支えられた状態で可能である. つまり, 架設中の構造物を支える支保工が不要であること, など.

上記の③, すなわち吊橋がケーブルと桁が一体になって変形し, 荷重に抵抗する構造であることの利点を以下に少し補足する. 鉛直荷重に対して変形を考慮する理論が「撓度理論」であり, 風による水平荷重に対して変形を考慮する理論が「弾性分配理論」である. 後で述べるように, 変形を考慮することで荷重がケーブルにも分担されて, 桁に発生する断面力が低減できる. また逆に, 桁の変形を無視して吊橋を設計することも可能であるが, この場合はそれぞれ「弾性理論」, 「均等分配理論」と呼ばれている.

死荷重 w および活荷重 p によるケーブル水平張力を H_w, H_p とすると, 補剛桁の任意点での曲げモーメント $M(x)$ は, 弾性理論, 撓度理論それぞれに次式で与えられる.

$$\text{弾性理論: } M(x) = M_0(x) - H_p \cdot y(x) \quad (8.1)$$

$$\text{撓度理論: } M(x) = M_0(x) - H_p \cdot y(x) - (H_w + H_p) \cdot \eta(x) \quad (8.2)$$

$$\text{ここで, } H_w = w\ell^2/8f: \text{死荷重水平張力} \quad (8.3)$$

$M(x)$: 等しいスパン ℓ を有する仮想単純梁に発生する活荷重モーメント,

$y(x)$: その点でのケーブルのサグ, なおスパン中央でのサグを f とする,

$\eta(x)$: その点での補剛桁のたわみ.

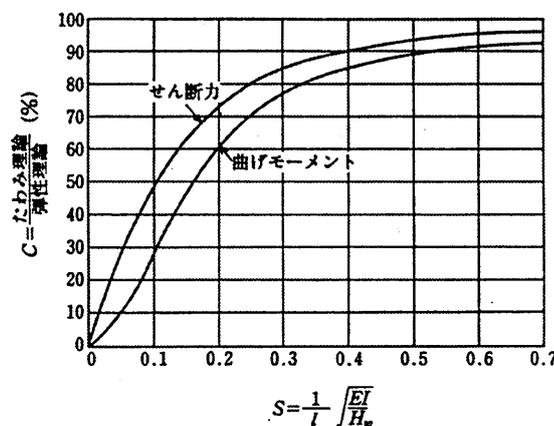


図 8.4: たわみを考慮することの効果 (中央径間用)

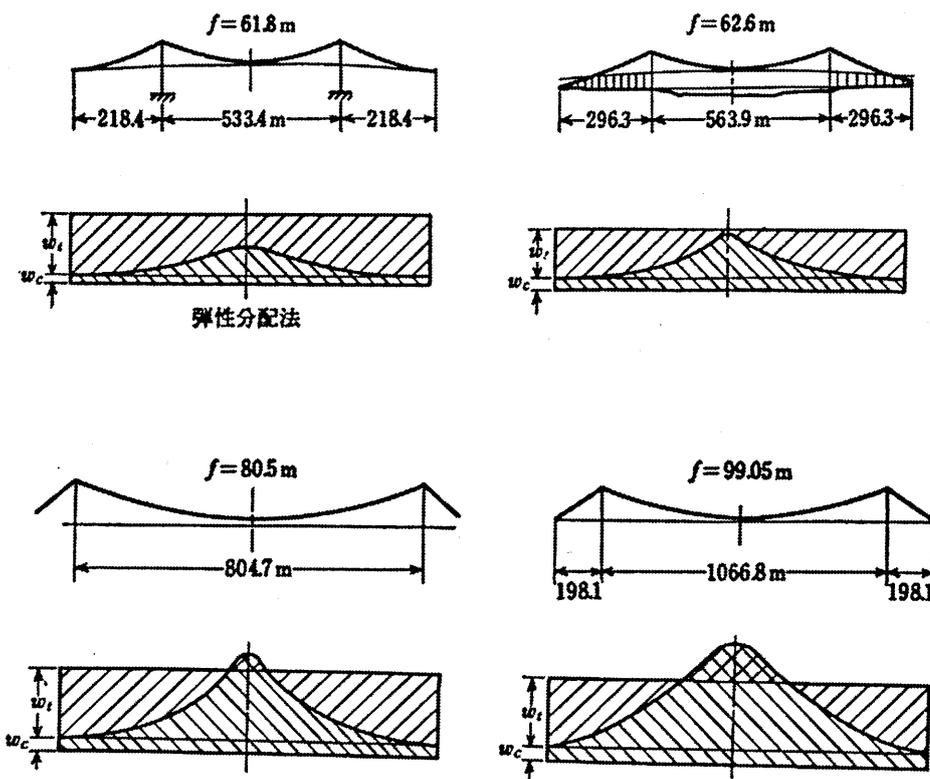


図 8.5: 弾性分配による風荷重の桁 (w_t) とケーブル (w_c) の間での負担割合

吊橋のケーブルには通常、大きな死荷重水平張力が発生しているから、式 (8.2) の右辺第 3 項の効果によって (補剛桁のたわみを考慮することで)、曲げモーメントの大幅な減少が可能となり、合理的な設計が可能となる。この曲げモーメント (およびせん断力) の具体的な減少率を、図 8.4 に示す。図において、Stiffness-index: S が小さいほど (つまり、スパン l が大きく、桁の曲げ剛性 EI が小さく、ケーブル死荷重水平張力が大きいほど)、弾性理論に対する撓度理論の効果が発揮され、橋は一層、吊橋らしくなってくると言えるのである。

桁の横たわみを考慮することで風荷重に対する抵抗にケーブルも寄与できる (弾性分配理論) 理由は、活荷重の場合と同様であるが、その具体的な効果を図 8.5 に示す。

(2) 外的条件の整理

吊橋といえども重視すべき外的条件は他の形式の橋と同じであって、航路 (幅・高さ)、地形、地質などである。

(3) 構造形式比較案の作成 (基本諸元 [橋梁計画] の決定)

- ① 最適スパン割 (下部工位置) は、航路条件を満足した上で地形・地質条件も考慮した数案の中から、選定する。スパンが数百 m の吊橋の場合、水中基礎をなるべく避ける、あるいは水中基礎になるとしてもその設計・施工の条件を緩和するように計画する、つまりなるべく上部工で勝負するようにする、ことが妥当である。

- ② 側径間を吊るか・吊らないか（ストレイト・バックステイとよぶ），側塔を置いてアンカレイジの位置の自由度を増やすか・小型化を図るかなども，橋梁計画上の大きな判断である．この場合の得失は，表 8.2 のように整理可能である．
- ③ 次に構造に係わる重要な判断は，補剛桁形式とその断面の選定である．補剛桁にはトラス桁・（流線型）箱桁・プレートガーダーが考えられ，また箱桁以外の場合には路面が上路・下路という選択がある．いずれを選択しても，桁の断面形状と剛性とが耐風安定性を支配するので，橋の設計上，スパン割の決定に次ぐ大切な判断になる．これらの選択を，400m 程度以上のスパン域を念頭において比較してみると，表 8.3 のとおりとなる．スパンが 1000m を大きく超えるような場合には，耐風安定性の考え方，および架設時の直下海面の使用可否が強く支配するようになる（表 8.4 参照）．
- ④ 主塔の高さは，縦断線形・橋の航路高・スパン・サグ比・桁高で自動的に決まる．塔柱を連結する腹材形式（トラス / ラーメン）は，景観と経済性のバランスから決めればよい．
- ⑤ ケーブルについては，スパン 400m 程度以上であれば平行線ケーブルが有利であり¹⁹⁾，その架設法も今の日本であれば，PS（プレファブストランド）工法とすることが無難である．ただし，本州四国連絡橋 3 ルート向けの製作完了に伴って，プレファブストランド製造工場のうち，長尺・大重量ストランドの輸送が可能な臨海工場は閉鎖されたので，ストランドの長さ・単重，ケーブル全体の数量などによっては，AS（エアリアル・スピニング）工法を採用する方が経済的という場合もでてこよう．

表 8.2: 側径間の処理方法の比較

側径間の処理方法		長 所	短 所
吊るか 否か	吊る	<ul style="list-style-type: none"> ● 吊橋全体の景観が向上 ● 側径間の下部工条件が悪い時には経済的 	<ul style="list-style-type: none"> ● 橋全体のたわみが増加 ● 路線の線形が直線に限定
	吊らない	<ul style="list-style-type: none"> ● 橋全体のたわみが減少 ● 側径間の下部工条件が良い時には経済的 ● 直線以外の路線線形に対応可能 	<ul style="list-style-type: none"> ● 吊橋全体の景観でやや劣るという意見が多い ● 塔頂でのケーブルスリップに対する注意必要
側塔を置く		<ul style="list-style-type: none"> ● アンカレイジへのケーブル着地点の低下可能（アンカレイジ小型化） ● アンカレイジの設置位置の自由度向上 	<ul style="list-style-type: none"> ● バックステイ・スパンのケーブルサグによって橋のたわみがやや増加 ● ケーブル架設時にやや手間がかかる

表 8.3: 吊橋補剛桁のトラス桁・箱桁の比較

	トラス桁	箱 桁
ダブルデッキ可能性 死荷重	容易 通常，大	困難 通常，小
架設工法 維持管理	張出し架設，大ブロック架設いずれも可能 塗装面積大，部材配置が複雑	大ブロック架設のみ 塗装面積小，部材形状が単純
耐風性 抗力係数 対フラッター 渦励振	大（2.0 前後） 2000m 級まで実績あり（明石） まず生じない	小（1.0 前後） 通常の設計では限界スパン 1600m 前後か 断面形によっては発生
超 2000m 級の可能性	経済性に問題あり	9.5.1, 9.5.2 を参照

表 8.4: 吊橋上部工の架設法の計画・設計面への影響

項目	架 設 法		実績	計画・設計への影響
	分類	概要		
主塔	1) 材料 a) RC 主塔 b) 鋼製(以下に詳述)	● 現場打ちの RC として構築	Great Belt 橋等	塔自立時の横荷重に対する安全性確保
	2) 鋼製主塔断面構成 c) パネル	● 面状のパネルを単位として架設 (小容量クレーンで可能, しかし工期は長くなる傾向) ● 立体状に組立てたブロックを架設単位とする	Faith Sultan Mehmet 橋等 アメリカカヤ本四の吊橋	塔柱の水平継手間隔を比較的長くできる パネルのままの状態の耐風養生方法 塔柱の水平継手間隔が比較的短い
	3) 塔柱水平継手構造 e) 添接 f) 内側引張ボルト g) 現場溶接	● メタルタッチ以外の圧縮力と引張力とを添接で伝達 ● 引張力をボルト軸力で伝達 ● メタルタッチ以外の圧縮力と引張力とを溶接で伝達	日本の吊橋など Faith Sultan Mehmet 橋等 実績少ない	外面作業足場が必要 外面作業足場は不要 溶接による変形の吸収方法など
	4) 使用クレーン h) クリーパークレーン i) 自立式タワークレーン j) 起重機船 k) 地上クレーン	● 塔柱に沿って上昇可能なクレーンによる架設 ● クレーンは専用ポストに沿って上昇 ● 起重機船による一括架設(塔高時は下部の部分的使用も可能) ● 地上のクローラークレーンで架設	日本の吊橋など 本四の吊橋など 同上, レインボー・ブリッジ Faith Sultan Mehmet 橋等	クレーン取付けのための補強が多い 補強はポスト支材の取付け部のみ 吊点付近の補強, 横組による大ブロック化時の精度確保 パネルによる断面構成がほぼ前提
ケーブ	1) プレファアブストランド工法 2) エアスピニング工法	● 工場製作したストランドを単位として架設 ● 素線単位で架設	日本の多くの吊橋 欧米の吊橋	アンカレイジの幅がやや広がる ケーブ許容応力度がやや低い
	補剛桁 1) 桁形状 a) トラス b) 箱桁 2) 架設単位 c) 単材 d) 面材 e) 大ブロック 3) 架設の方向 f) 主塔から g) スパンセンターから主塔 h) アンカレイジから主塔	表 8.3を参照 同上 ● トラス形式において部材 1 本ごとに架設 ● トラス形式において面材にプレファアブ化して架設 ● 数十 m の長さでブロック化してリフティング・ストラットで架設 ● 中央・側径間ともに可能(側径間は下り勾配架設) ● 大ブロック架設が前提 ● 側径間についての選択(上り勾配架設が可能)	欧米の吊橋 日本の多くの吊橋 実績多い 実績多い 同上 明石海峡大橋	表 8.3を参照 同上 架設中の無補剛状態の耐風養生方法 逐次剛結工法ならば架設補強が必要 リフティング・ストラット走行によるケーブへの影響 架設初期大変形の塔への影響照査が必要

また、スパンが極めて大きな場合には、明石海峡大橋の建設時に開発した高強度ワイヤー（破断強度 1800 N/mm^2 ）を採用することが有利であるが、スパン数百 m ならば、長年にわたって用いられてきた破断強度 1600 N/mm^2 のワイヤーでも設計施工上の遜色はない。この強度レベルのワイヤーは、比較的安価な海外材料の入手も可能である。

- ⑥ サグ比は、上部工全体が最も経済的になるように決定すれば良いが、経験的には $1/10$ 前後が良いようである。サグ比を大きくすれば、塔は高くなり、ケーブルは細くなってその死荷重が減るため、橋の（たわみ）剛性も低下する。サグ比を小さくすれば、塔は低くなり、ケーブルは太くなって橋の剛性も増加する。ただし、フラッター安全性に大きく寄与する桁のねじれ剛性はサグ比変化の影響を受けないから、全橋の耐風安定性を例えば Selberg 式（桁断面が受ける空気力を平板と同じと仮定し、橋の極慣性モーメントと固有振動数とから曲げねじれフラッター発生風速を予測する経験式）で簡易に評価する場合には、サグ比はほぼ無関係という結果になる。

- ⑦ 最後に使用材料（鋼 / コンクリート）の比較の余地があるのは、床版と主塔ぐらいのものであろう。床版の場合は、橋の死荷重に与える影響が大きく、また橋完成後の最大の維持管理項目となるから、重要な判断である。なお、实例を見てみると、RC床版はアメリカのやや古い吊橋に多く、本四連絡橋も含めて日本の吊橋は鋼床版を採用している。

主塔の場合には、施工も含めた経済性から比較して選択すれば良いと思われる。国内の長大吊橋では、主として耐震性への不安から RC 主塔が使用された実績はなかったが、最近の検討（建設省・本四公団による海峡横断道路プロジェクトに関する検討）では、現行の設計基準（土木学会の示方書、道路橋示方書など）によって、いわゆる直下型の地震に対する耐震設計も無理なく成立することが確認されており、問題点はむしろ、高い圧縮応力を受けている状態での衝撃的なねじりやせん断の作用（特に地震時）に対して、どのような設計基準に拠るべきなのか、という点にある。

なお、本項のうち②、③、④、⑥に関しては、本四連絡橋技術調査の初期に得られたデータに基づく説明が文献 20) にある。

(4) 基本諸元の決定および力学的性状の検討

基本的な断面決定が行われると、固有値解析によって、固有周期と振動モードを算出することが可能となる。固有周期は耐風検討・耐震検討に必要な数値であるため、これで行う動的な検討を始めることができる。

(5) 耐風安定性の検討（風洞試験）

- ① 耐風安定性の検討対象はまず補剛桁、ついで主塔である。なぜなら、補剛桁は架設時・完成時ともに風の影響を受けるのに対し、主塔は橋完成後にはケーブルで塔頂を拘束されるため、耐風性が問題になるのは一般的には主塔架設時（フリースタANDING状態）のみであるからである²¹⁾。
- ② 補剛桁の風洞試験は、通常はばね支持試験（2次元試験、部分模型試験ともいう）から始まる。この試験は、長さ 2m 程度（使用する風洞の風路幅で決まる）・縮尺 $1/100$ 程度以上の剛体模型を、風路外のばね支持装置で支え、実橋の最低次振動に着目した相似則（減衰、ねじれ / たわみの振動数比、質量、極慣性モーメント [回転運動に関する質量に相当]）を満足させて、フラッターの発生風速、渦励振の発現風速と振幅、パフティング（乱流応答）の風速と振幅を計測する²²⁾。風洞気流は、一様流（乱れのきわめて小さな流れ）もしくは格子乱流（吹き出し口に縦横の格子を置き、これで流れを乱す）である。上流側の風路長さがとれば、境界層乱流（鉛直方向に風速分布を有するような乱流）を用いることも可能となる。

ばね支持試験は④で述べる 3 次元試験に比べて簡便であるが、実際の橋体の 3 次元的な挙動による効果 (例えば、橋のねじれ変形が橋軸方向に変化することによる迎え角の変化、架設途中の部分的な桁の存在など) や、ケーブルと桁との振動の連成効果などを無視しているという限界がある。

- ③ 三分力試験 (抗力・揚力・モーメントの各係数を測定、剛体模型を用いる) も、重要である。特に抗力は吊橋補剛桁・主塔の静的設計を支配することが多く、設計で用いた抗力係数の仮定値を検証しておく必要がある。さらに⑤で述べるフラッター解析において、精度を上げるために有風時の橋体の静的変形を考慮する場合にも、三分力係数が必要となる。

- ④ ばね支持試験では無視された 3 次元的効果が実橋の対風応答に強い影響を与えると予想される場合、また周辺の地形のため橋への風の作用が均等でないと考えられる場合などには、弾性模型を用いた全橋模型試験 (3 次元試験ともいう) が必要となる。この試験では、橋全体をなるべく忠実に再現した模型を用いるため模型製作にも費用がかかり、幅の大きな風洞も必要となる。しかし、より実際に則した耐風安定性の評価が可能となり、また、2 次元試験で不十分な結果が出ていてもこれを救える可能性もある。

全橋模型試験が可能な国内風洞としては、本四公団が明石海峡大橋の耐風安定性を評価することを当初の目的として筑波に建設した 41m 幅の風洞 (境界層乱流)、東京大学に本四の調査のために 1964 年に設置された 16m 幅の風洞 (格子乱流) などがある。

- ⑤ 全橋模型試験は費用もかかるし、耐風性向上のために桁断面を微修正するなどという場合の対応がむずかしいため、最終設計の照査という性格を否定できない。そこで、3 次元的効果を設計の初期から考慮する方法として最近、フラッター解析が発達してきた。これは、非定常空気力 (振動している桁が気流から受ける空気力) を小型剛体模型で計測しておき、これを橋全体の運動方程式に代入して、フラッター発振風速 (正確には、構造減衰と空力減衰の和がゼロになる風速を求める) を計算する手法である。吊橋のみでなく、全ての形式の橋に適用可能である。

この手法の妥当性・精度向上のための方策などが、明石海峡大橋 (補剛桁はトラス) の 1/100 模型による大型風洞試験の結果で照査され、フラッター解析の有効性が広く認識された²³⁾。その後、来島海峡大橋の大型風洞試験で偏平 1 箱桁形式のフラッター解析法が照査され、また 1998 年度以降には、海峡横断道路プロジェクトで提案されている 2 箱桁形式 (左右の桁間に車道部分と同程度の幅の風抜きを有する桁) についてのフラッター解析法の照査が行われることになっている (9.5.1(2) 参照)。なお、耐風設計全般に関しては文献 24), 25) に詳しい。

(6) 耐震性の検討 (動的応答解析)

- ① 吊橋上部工で地震の影響を強く受ける部位は、主塔基部付近、支点付近の補剛桁の一部 (斜材、横構、ウインドシューなど) であり、それ以外の部分は、長周期化されて免震効果を有している^{26), 27)}。
- ② また、地震時の動的応答のみではなく、下部工の移動による上部工への影響も慎重な検討を要する。これには、支持地盤が軟らかな場合、長期間にわたる地盤のクリープも寄与する。また最近では、いわゆる直下型地震も設計対象に加えられ、一般的に地震入力が大きくなってきているが、地盤ばねの非線形性を考慮すると、基礎直下の地盤の局限された領域が降伏に達しているのみで (例えば、地盤のひずみで 1/100 ~ 1/200 の程度)、基礎全体の安定が損なわれていると考えなくてよい、というような解析結果を得ることが多い。この場合の照査基準は、地盤の一部降伏による基礎の変位 (水平、回転) が上部工にとって有害か否か、ということになると考えられる。

(7) 基本構造形式決定以降の作業

以降の詳細設計においては，逐次，精度を向上していけば良いのであるが，設計項目によっては，それ以前の解析とは異なる理論・あるいは解析モデルを用いる必要がある．例えば，吊橋全体系の解析（ケーブル，補剛桁の主構造を対象にした設計）では，「膜理論」（ハンガーの伸びを無視し，かつ連続的に膜のように分布すると仮定する）でも十分な精度での計算が可能であるが，桁端部に発生する伸縮量など幾何学的非線形性の影響を強く受ける項目の計算には，細かくモデル化した骨組モデルでの有限変位解析が必要となる．この段階で，架設時の応力・変形を計算して，施工計画の安全性を照査する必要もあるが，それには解体計算といって，完成系を出発点とし，部材を順次取り外していくような計算をする．ここで，ケーブルの2次応力に付言しておく．ケーブルは一般には軸力部材として扱われるが，塔頂サドルやスプレーサドル，あるいはケーブルバンド部で曲げられるため，曲げ応力が2次応力として発生し，ケーブルの耐力に影響する．この応力は，直径5mm前後の素線の集合体であるケーブルの剛性をどのように評価するかに依存するが，関連文献には28) 29) 30) などがある．

(8) 架設の考慮

吊橋上部工は，塔・ケーブル・補剛桁というように構造特性が大きく異なる部分から構成されているため，それぞれの架設法には発展の歴史の影響もあって，独特な技術も多い．それを整理してみると一例として，表8.4となる．吊橋の計画・設計においてこれら架設方法の考慮を要することは，多言を要すまい．

8.2.2 斜張橋の計画・設計法

塔から張り出されたケーブルで桁を支持するという考え方は新しいものではない．このような考え方は古くからあったが，当時の建設技術水準，あるいは，力学的な知識，解析能力等の制約から失敗も多く，十分に発展するまでには至らなかった．近代的な意味での斜張橋の建設は今から40年程前に始まったと言えることができる．その後の展開については目を見張るものがあり，数多くの斜張橋が国の内外を問わず建設されていることは周知の通りである．このような状況の中で，斜張橋の計画と設計に関する文献はかなり存在するので³¹⁾，ここでは，要点のみを述べることにする．

(1) 構造系

斜張橋は，3つの主要な構造要素，即ち，ケーブル・桁・塔，から成り立っている．よく知られているように，これらの各構造要素について，配置，構造形式，形状等に関しいくつかの選択肢がある．また，支間割あるいは桁の支持条件についても，一般に，いくつかの案が可能である³²⁾(図8.6)．

設計者は，これらの中から，与えられた条件の下で最良の組み合わせを見つけ出す必要がある．この際，力学的な合理性，経済性，景観等について十分な比較検討を行うべきである．

(2) 全体構造解析

一般的に斜張橋は高次の不静定構造物である．従って，斜張橋の全体構造解析には計算機の使用が不可欠である．以前に少数ケーブルの斜張橋が多く採用されたのは，計算機の能力が十分でなかったこととも関係している．現在では，構造解析用のプログラムは高度に発展しており，動静的か静的か，2次元か3次元かに関わらず，ほとんど制約はない域に達しつつある．初期不整，残留応力，材料非線形，幾何学的非線形を考慮した全

	基本寸法	構造系				
		ケーブル	塔	桁	支持条件	
設計	支間 ・支間数 ・支間長と支間比(l_1/l_2)	ケーブル系 ・ケーブル配置	放射	1本柱 1面ケーブル	断面構造と剛性 ・断面構造 ・飯桁 ・箱桁 ・トラス桁 ・床構造 ・耐風用装置	塔の支持条件 桁と剛結
	塔 ・塔高と支間長の比(h/l_2) ・桁下まで連続しているか	ファン ハープ スター	A形塔 1面ケーブル	2本柱 2面ケーブル	橋脚と剛結 橋脚とピン結合	
計画	桁 ・桁高と支間長の比(H/l_2)	・桁における定着位置	A形塔 2面ケーブル	橋脚とピン結合	ケーブルの結合条件 ・塔位置	
	ケーブルの段数	1段 2段 3段 ⋮ 多段	橋軸方向の形状 鉛直 傾斜 A形	剛結 可動	・アースアンカー	
要素	剛性 ・ケーブルの剛性および桁の剛性との比	剛性 ・塔の剛性および桁の剛性との比	桁の支持条件 ・橋軸方向 可動、固定、バネまたは減衰装置付き ・塔位置	・側径間の中間橋脚		

図 8.6: 斜張橋の設計要素³²⁾

体座屈解析も可能である。一方、局所的な応力状態を知ることができる大規模な FEM 解析も特別なものではなく、ようになってきている。

斜張橋の設計に特有なこととして、死荷重状態における、いわゆる、ケーブルプレストレスがある。一般化して言えば、これは、設計者は不静定力を任意に選ぶことができる、という概念に基づくものである。

このケーブルプレストレスによって、活荷重を含めた設計荷重時に望ましい応力状態が得られるように応力調整が行われるのである。ただし、任意に選ぶうる不静定力の数は種々の制約条件によって制限されるので、一般には、死荷重状態において全てのケーブルの張力を自由に選ぶことができるわけではない。

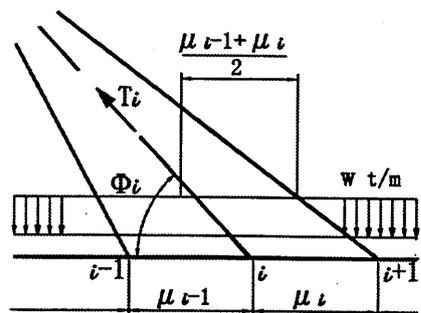
以上のような、ケーブルプレストレスを考慮すると、死荷重に対しては不静定構造として通常の全体構造解析を行うことは必ずしも必要ではなく、ケーブル張力を外力として静定構造で解析することも可能である。なお、活荷重に対しては通常の影響線解析が必要であることは言うまでもないであろう。

(3) ケーブル

吊橋におけると同様に, 斜張橋においてもケーブルは主要な耐荷構造要素である. あるケーブルの設計張力は近似的に, 桁に作用する死荷重と活荷重強度に, そのケーブルの分担する桁範囲の長さを乗ずることによって求めることができる (図 8.7).

最上部に配置され端橋脚と結ばれる, いわゆる定着ケーブルの挙動は, 他のケーブルと異なるところがある. 特に, 活荷重が中央径間のみあるいは側径間のみに載荷された場合がそうである. 活荷重が中央径間のみに載荷された場合, この荷重はまず中央径間側のケーブルで受け持たれるが, 塔を介して側径間側のケーブルに伝えられる. 定着ケーブルは端橋脚に直接結合されているため剛度が高く, 従って, より多くの力が定着ケーブルに流れることになる. 一方, 活荷重が側径間のみに作用した場合, この荷重は側径間側のケーブルと桁で分担されるが, ケーブルにより塔は側径間側に曲げられる. その結果, 定着ケーブルには圧縮側の力が生じ, 張力が減少する.

以上のようなことから, 定着ケーブルには活荷重により最大の応力振幅が発生することが分かる. 従って, 疲労に対して最も不利な状態にあると言える. また, 定着ケーブルでは, 死荷重状態において応力が相対的に低いことから, サグによる見掛けのヤング係数の低下が最も大きく現れる. ただし, 支間が 1000m を超えるような長大斜張橋においても, この影響は静力学的な観点からは大きな問題とはならない³³⁾.



$$T_i = \frac{\mu_{i-1} + \mu_i}{2} w \cdot \operatorname{cosec} \Phi_i$$

図 8.7: 桁に作用する荷重とケーブル張力との関係

(4) 桁

斜張橋の桁は, 死荷重と活荷重により主として曲げモーメント, せん断力, 軸力を受ける. 桁はケーブルにより支持されているため, 生じる曲げモーメントとせん断力はそれ程大きくない. 特に, 前述のように, 死荷重状態ではケーブル張力を調整することにより, 曲げモーメントとせん断力を小さくすることが可能であり, 場合によっては, ケーブル支持点を支点とするような連続ばりと同じような断面力状態にすることもできる. このようなことから, 桁には大きな曲げ抵抗は要求されない. ただし, 側径間の桁は定着桁の役割を果たしており, 斜張橋全体の剛性に大きく関わってくるため, 側径間の桁の曲げ剛性を余り小さくすることは好ましくない. 長大斜張橋で側径間に中間橋脚を設置することがよく行われるが, これも側径間の剛性を高めることがその一つの理由となっている.

前述のように, 桁はケーブル張力の水平成分が作用することから, 大きな圧縮軸力を受ける. 一般に, 塔位置で軸力は最大となるが, その最大値は, 曲げモーメントやせん断力とは異なり, 他の条件が同じであれば,

支間にはほぼ比例して増大する。従って、斜張橋の適用限界に関しては、これが一つの制約条件になり得る。また、圧縮軸力であるので、座屈の問題も無視できないが、支間 1000m 程度であれば、十分安全に設計可能と考えられる³³⁾。

桁には橋軸直角方向の水平力、例えば、静的風荷重、によって曲げが生じる。吊橋と異なり、斜張橋では水平力に対してはケーブルは全く荷重分担をしないので、桁のみで抵抗する必要がある。静的風荷重に関しては、支間が小さいうちは設計上特に問題は生じない。桁自身に作用する単位長さ当たりの風荷重強度が支間に関係なく一定であるとしても、ケーブルに作用する風荷重の総和は、マルチケーブル形式の場合、支間の 2 乗にはほぼ比例することから、支間が大きくなるに伴い、全体としては桁に作用する単位長さ当たりの風荷重強度は大きくなる。一方、等分布荷重の作用下では、曲げモーメントの最大値は支間の 2 乗に比例するので、結局、静的風荷重により生じる桁の曲げモーメントは支間の増大と共に急激に増す。特に、塔近傍の桁に生じる曲げモーメントが大きく、支間 1000m を超えるような長大斜張橋では、重要な照査項目になる。また、斜張橋の長大化に際して克服すべき一つの課題ともなっている³³⁾。

桁には、更に、活荷重によりねじりモーメントも作用するので、ねじり剛性も要求される。しかしながら、A 形の塔で、ケーブルが 2 面に配置されている場合は、かなりの部分がケーブルにより分担されるので、設計上問題となることは通常ほとんどない。1 面ケーブルの場合は、ケーブルによる抵抗が全く期待できないので、桁のみで抵抗しなければならない。従って、ねじり剛性の高い桁構造が要求される。長大斜張橋では、2 面ケーブルの場合も問題無しとはしないが、特に 1 面ケーブルの場合には、耐風安定性の上からもねじり剛性の高い桁構造が必須である。

(5) 塔

構造要素として塔に要求される機能は、ケーブル張力の鉛直成分を圧縮軸力として担うことである。ケーブルを通して塔に作用する軸力の合計は、おおむね桁に作用する荷重の合計に等しい。この他に、塔はケーブル間の力の伝達にも寄与しており、その結果、橋軸方向の曲げも生じる。ただし、下端が固定された片持ちばりとしての役割は、一般には期待されていない。

塔柱の軸線がケーブル面内でない場合、鉛直力によって橋軸直角方向の曲げも生じる。また、橋軸直角方向の荷重によってもこの方向の曲げが生じる。従って、一般に塔柱は軸力と 2 方向の曲げを受ける部材になる。

以上のことから、鋼製塔柱の設計では、局部座屈も考慮した全体座屈に対する安全性の照査が重要であることが分かる。照査方法としてはいくつかのものが考えられるが、今のところ確立されたものはなく、今後更に検討を要する問題である。

8.2.3 吊橋と斜張橋との対比

(1) 構造形態

吊橋、斜張橋では、ともにケーブルが耐荷部材として重要な役割を果たしている。周知の通り、吊橋のケーブルは放物線状に配置されるが、斜張橋ではケーブルが斜めかつ直線状に配置される。

吊橋の主要な構成部材は塔、ケーブル、補剛桁で、ケーブルが橋の両端でアンカレイジに定着される。これを他定式と呼ぶ。ケーブルは通常 2 本平行に配置され、またサグも経済性の観点からスパンの 1/10 前後に選ばれている。このように吊橋の基本形態決定に関わるパラメータの数は多くない。ケーブルに関するユニークな形式は大阪市の此花大橋(スパン 300m)にみられる。この橋ではモノケーブルを採用し、またケーブルは桁の両端部に定着される自定式を採用している。自定式では桁を先行して架設(ペント工法)する必要がある。

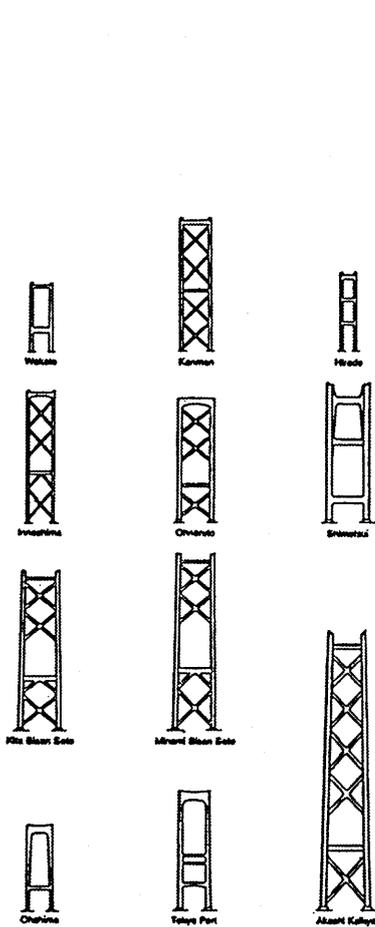


図 8.8: 吊橋の塔形状³⁴⁾

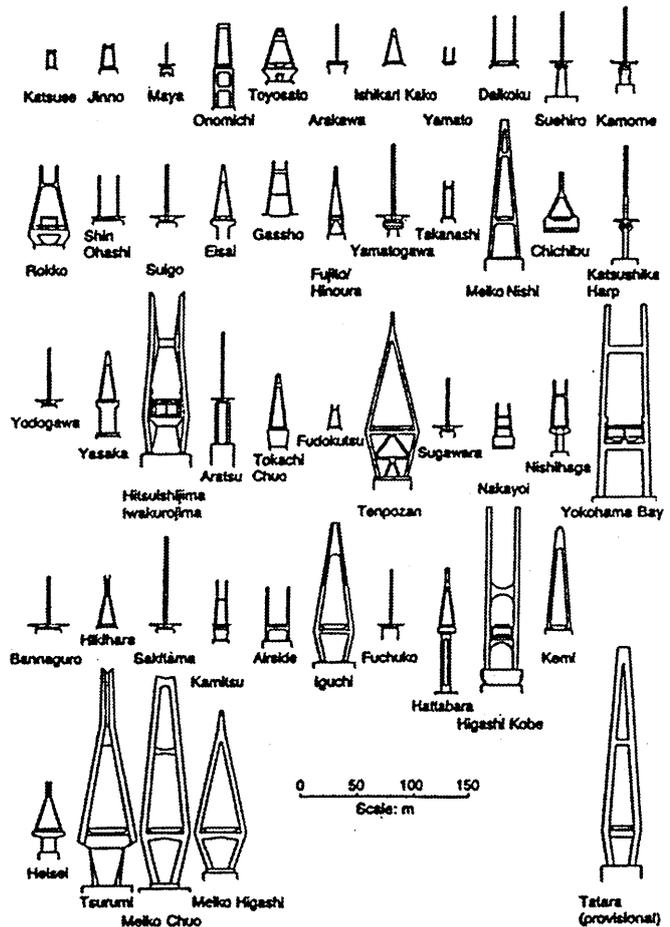


図 8.10: 鋼斜張橋の塔形状³⁵⁾

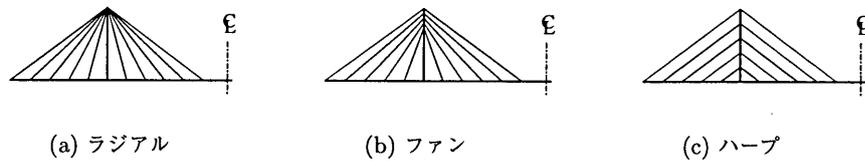


図 8.9: 斜張橋のケーブル張り形式

2本の平行ケーブルという制約の中で、吊橋の場合は塔の景観設計が重要になる。しかし、塔柱間の連結は梁または X 形の斜材に限られており、また塔柱に丸みをいれた例があるが、斜張橋に比べてバリエーションは少ない(図 8.8参照)。

中央径間長、側径間長の決定は現地の航路条件及び地形や地盤条件に大きな影響を受ける。側径間長が中央径間長に対して相対的に短くなれば、鉛直面内の剛性が大きくなる。これは、側径間ケーブルが短いため伸び剛性が大きくなり、塔頂の水平変位(橋軸方向)を小さくできるためである。また構造形式として単径間タイプ(側径間をハンガーで支持しないタイプ)が選べる。しかし、短くなるにつれて、塔左右のケーブル張力の差異が大きくなるため、塔頂でのケーブルの滑りに対する対策が必要となる。

斜張橋の主要な構成要素は塔、ケーブル、桁で、全てのケーブルを桁内に定着するためアンカレッジを必要と

しない。これを自定式と呼んでいる。また、斜張橋の形態はバラエティに富んでいる。側面からみたケーブル張り形式として、図 8.9 に示すラジアル、ファン、ハーブが代表的で、またケーブル面数も 1, 2 面が採用される。塔の形態も図 8.10 に示すように、1 本柱、門形、A 形、H 形、逆 Y 形が採用されている。さらにこれらを組み合わせれば、多様な橋の形態が創出できる。この他に吊橋が単径間、3 径間に限定されるのに対して、斜張橋では 2 径間も採用できる。両形式ともに多径間が考えられるが、中央部の塔の橋軸方向の剛性を大きくするか、また塔頂間を橋軸方向に連結する必要がある、適用例は少ない。形態の自由度という観点からは、斜張橋は吊橋に比べて有利と言えよう。

斜張橋の経済的な塔高さはスパンの $1/5$ 程度で、吊橋に比べて塔高さ（桁上）は約 2 倍となる。中央径間、側径間長の選定は現地条件に左右されるが、側径間が短い場合は吊橋と同様に鉛直面内の剛性が大きくなる。しかし、短くなるにつれて負反力も大きくなる。そのため側径間に重量の大きいコンクリート桁を用いたり、カウンターウェイトを配置して対処する場合がある。

(2) 鉛直荷重下の静的挙動

死荷重が作用した状態では、いずれもケーブルやハンガーが支点となるように設計するため、この状態では桁には大きな曲げモーメントが生じない (8.2.1, 8.2.2 参照)。ケーブル間隔やハンガー間隔は 20m 前後のため、20m スパンの連続桁と同程度の曲げモーメントしか生じない。一方、吊橋ではケーブルに引張張力、斜張橋では桁に圧縮軸力が導入される。なお、斜張橋の計画において、死荷重状態で塔、桁を軸力部材とし、曲げモーメントを小さくするためには、中央径間長や側径間長の比に応じてケーブルの張り方等に配慮が必要となる。この対策法は文献 16) に詳述されているため参照されたい。

活荷重が桁に作用した状態では、いずれの形式でもケーブルが荷重を分担し、ケーブルの伸び剛性が桁の曲げ剛性に比べて大きくなるほど、荷重はケーブルで分担されることとなる。吊橋の場合、突き詰めれば桁を不要とできる。これが無補剛吊橋である。しかし、実際には耐風安定性の確保、および交通荷重による局所的な変形を防止する観点から、中小スパンの歩道橋を除いて補剛桁は欠かせない。一方、斜張橋はケーブル張力の水平成分により桁に圧縮軸力が導入されるため、これを受け持つ必要がある。つまり、圧縮軸力による座屈を防止できる程度の桁が最低限必要となる。残念ながら、現状で、座屈を防ぐための必要最低限の曲げ剛性は明らかにされていない。この他に、交通荷重による過大な局部変形を防ぐこと、また長大橋になれば耐風安定性、とくに静的風荷重作用下での横ねじれ座屈安定性を確保するの観点から桁の断面、寸法が決まってくる。

吊橋と斜張橋を比較した場合、吊橋の方がたわみ易い構造である。これは、斜張橋では橋システムがトラス状に構成されているためである。これに対して、吊橋では、荷重に対する力のつり合いを得るためには変形(変位)を要し、とくに偏載荷重時にはケーブルと桁が橋軸方向に自由に変形し鉛直たわみも大きくなる。吊橋は逆にこのたわみを考慮することで補剛桁の断面力を小さくできる (8.2.1 参照)。したがって、設計にあたっては、変形した後のつり合い位置を求める有限変位解析が欠かせない。実際問題としては、完成系に作用する外荷重に対しては線形化有限変位解析を用いても十分な精度で挙動を把握できる。有限変位解析は架設時の形状管理を行う場合の設計値を得るために利用されている。斜張橋では桁に圧縮軸力が導入されていることから、断面力は変位の影響を考えない線形解析に比べて大きくなる。しかし、これまで架けられた橋を対象とすれば、つまり極端に桁曲げ剛性が小さくない限り線形解析で挙動を評価でき、幾何学的非線形の影響は小さい。スパンが 1000m 程度になっても、完成系に作用する荷重による非線形の影響は線形化有限変位解析で評価できる。吊橋や斜張橋の有限変位解析また線形化有限変位解析の詳細については 9.1.2 を参照されたい。

(3) 風荷重下の静的挙動

風荷重が作用した場合, 両者は異なった挙動を示す. 吊橋の場合は桁に作用する風荷重の多くをケーブルが分担する. 一方, 斜張橋では, 一部他定式 (9.6 参照) を除いて桁自身の曲げ剛性で荷重を受け持つ必要がある. このことは, スパンが長大化した場合に大きな差異となって現れる. 吊橋でのケーブルの荷重分担については 8.2.1 を参照されたい.

風荷重作用下の静的安定問題としては, 横ねじれ座屈とダイバージェンスが挙げられる. 吊橋, 斜張橋ともに検討の課題となるが, これら現象を同定するための解析手法は 9.1.3 で説明される.

(4) 振動性状

斜張橋のねじれ振動数は, 吊橋に比べてケーブルの極慣性モーメントの影響が小さいことからかなり高い. そのため, 後でも触れるが, 耐風安定性は斜張橋の方が優れていると言える. 図 8.11 にスパン 1000m 前後までの斜張橋の 1 次曲げおよびねじれ固有周期の予測結果を示す¹⁶⁾. 文献 36) でも, 斜張橋 (側径間に中間橋脚を有する) を対象に, 同様の予測図が与えられている. 曲げ振動数は図 8.11(a) 中の実線 (トラス桁または側径間に中間橋脚をもつ箱桁) と良い一致を示し, ねじれ振動数も図 8.11(b) 中の実線とほぼ一致している. したがって, 図 8.11 の斜張橋の振動数の予測は妥当と考えられる. また, 図より, 斜張橋のねじれ振動数が吊橋に比べてかなり高いことがわかる.

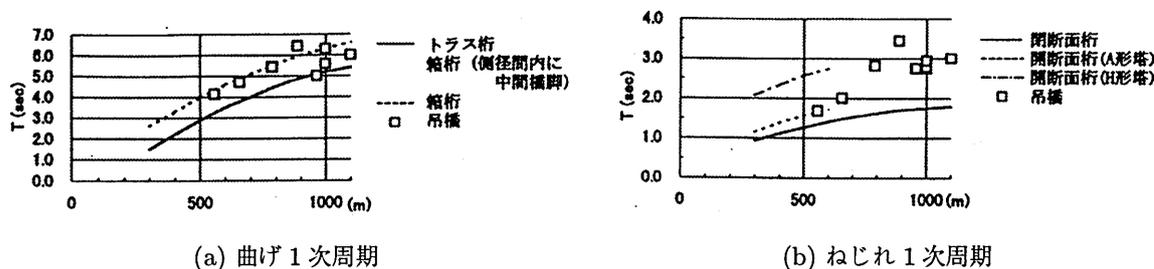


図 8.11: 斜張橋の曲げねじれ固有周期

さて, 斜張橋のケーブルは斜めに配置される線状の構造のため風による振動が生じやすい. また, スパンの長大化とともにケーブルが長くなって, ますます振動しやすくなっていく. そのため, ケーブルと桁間にオイルダンパーや粘性ダンパーを結合して振動制御を行う例が多く見られる. これらの対策により, スパン 500, 600m クラスまでの斜張橋ではケーブル振動の制御は可能となっている. しかし, スパンの長大化, すなわちケーブルの長尺化に伴い, ダンパーは振動変位の小さいケーブルの端部近くに取り付けることになるため, この種の制振対策には限界が生じる. また, ケーブルを覆う PE 管を平行突起形状に加工³⁷⁾したり表面にデンプル加工³⁸⁾を施す場合がある. これらはレインバイブレーション (雨の日に円形のケーブル断面に水みちができ, そのために空力振動が生じる現象) 対策として使用されている. 斜張橋の長スパン化を計ろうとすると, ケーブルの振動制御はますます重要となる. 一方, 吊橋は太径のケーブルを用いるため, この種の振動例は見られない. 吊橋では, 長大化に伴い, ハンガーロープの表面形状によっては同様の問題が生じることになる.

さて, ケーブル振動に関連する問題として, ケーブルの振動数と桁, 塔系の振動数が一致する線形内部共振の問題がある. 桁, 塔系の振動が生じた場合, あるいは逆にケーブルに振動が生じた場合, お互いの振動数が一致していればケーブル, または桁, 塔系の振動が誘起される. とくに, ケーブルが振動しやすく, 桁の曲げ

剛性、減衰が小さい場合は桁に大きな振動が誘起されて、交通止めを余儀なくされた例もある³⁹⁾。この他に、ケーブルと桁、塔系の振動数に1:2の関係がある場合で、減衰が極めて小さい場合にも共振現象が生じる。これを非線形内部共振という。斜張橋における桁、ケーブルの共振の可能性は文献15)、16)に詳述されている。一方、吊橋では以上の共振問題は今の所報告されていない。

(5) 耐震性

吊橋、斜張橋はともに長大橋に適用されるが、構造系の固有周期が長いと、耐震問題が設計を支配する重要な要因とはならないケースが多い。これまでの報告でも、いずれも、塔基部や支承断面のみが地震によって決定されているようである。

さて、斜張橋の橋軸方向の地震応答については配慮が必要となる。スパンが200~300m程度であれば、橋軸方向に一点固定するケースが多い。しかし、スパンの長大化に伴い、一点固定では慣性力が大きくなって設計が困難となる。この対策として、橋軸方向に多点固定が考えられる。しかし、橋軸方向に多点拘束すると、温度による応力が大きくなる。そこで、橋軸方向に弾性固定する方法が採用される。この場合、a) 橋の周期を調整して慣性力が大きくならないこと、b) 橋の地震時応答変位が過大にならないこと、c) 過大な温度応力が桁に生じないことを念頭に拘束度を決定することになる^{37),40)~42)}。

明石海峡大橋は、主として海洋型の大規模地震を想定し、耐震設計が行われていた。1995年、塔、ケーブル系の状態(補剛桁架設前)で兵庫県南部地震、直下型地震に遭遇した。このとき、断層が2つの塔間を斜交したため各基礎位置が移動したが、構造的損傷を受けることはなかった。一方、阪神公団の東神戸大橋(スパン485m)は橋を横方向に拘束するラテラル支承の破損によりペンデル支承(負反力用)のピンが抜けだし、桁端部が浮き上がった。幸い、中間橋脚が側径間内に設置されていたため、側径間全体の浮き上がりを防止できて重大な被害を免れることができた。今後、中小規模を含めて長大橋といえども、直下型の巨大地震に対してどのように対処、設計するかは重要な検討課題となる。

この他に、スパンが長いと、基礎に入力される地震波の位相差の影響が議論されたこともある。しかし、長大スパンでは構造系がフレキシブルなため、大きな問題にならないと言われている。

(6) 耐風安定性

同一スパンでの吊橋、斜張橋の耐風安定性を比較した場合、後者のタイプが優れていると言われている。すなわち、高いフラッター風速が得られる。これは、斜張橋の方が、ねじれ振動数が高く、またケーブルの極慣性モーメントの影響が小さいためである。

文献43)ではスパン1400mの斜張橋を対象とした多モードフラッター解析が行われている。その結果、完成系では120m/s程度、架設系の桁張出し長が最も長い場合でも100m/s近いフラッター風速が得られている。文献44)では、スパン1500mの吊橋、斜張橋の経済性比較が行われている。その中で、試設計された両者のフラッター風速が計算されている。この場合、前者が85m/s、後者が109m/s(いずれも完成系を対象としSelberg式にて算出)と斜張橋のフラッター風速が高い結果が得られている。文献38)でも同様に、スパン1000m~2000mの範囲で試設計された斜張橋のフラッター風速がSelberg式を用いて計算されている。そこでは、スパン1000m前後の斜張橋のフラッター風速は120m/s以上、1500mスパンでも110m/sの風速が得られている。これに対して、1000mスパンの吊橋のフラッター風速は80m/s程度となっている。現在、デンマークのGreat Belt East橋(スパン1624m)が建設中であるが、フラッター風速は70m/s程度と報告されている⁴⁵⁾。

以上の結果から類推して、斜張橋のフラッター安定性は吊橋に比べて優れていると言える。

8.3 最近の新しい展開

8.3.1 ケーブルシステム橋梁

一般的な吊橋や斜張橋はケーブルで桁を鉛直あるいは斜めに吊る構造形式であるが、吊橋のハンガーや斜張橋のケーブルは各々が独立しており、ケーブル相互の連結や立体的な拮りはない。これに対してケーブルを立体的に連結し、プレストレスを導入したケーブルシステムとして外力に抵抗するよう設計されたものを、ここではケーブルシステム橋梁と呼ぶこととする。近年吊形式橋梁のさらなる長大化に対する試みのなかで立体ケーブルシステムが論じられており、そのような超長大橋はここでいうケーブルシステム橋梁に該当するが、それについては次章で紹介されている。したがって、ここではおもに中小規模の橋梁でみられるケーブルシステムについて紹介する。

吊橋において鉛直ハンガーの代りに斜めハンガーとし、下弦材にケーブルを用いることで、平面的に三角形のケーブルトラスを構成することができる。このケーブルトラスの下弦材にプレストレスを導入すれば、鉛直荷重のみならず水平荷重に対する剛性や安定性も向上する。このようなケーブルトラスの考え方は古くからあり、実橋への適用例もいくつかある⁴⁶⁾。

一方、山間部の歩道橋などにみられる小規模吊橋では、鉛直荷重に対してメインケーブルを備えるのと同時に、水平荷重に対して耐風索と呼ばれるプレストレスを導入したケーブルを桁の両側に配置しており、この形式もケーブルシステム橋梁といえる。

これらのケーブルシステム橋梁は、メインケーブルと下弦(耐風)ケーブルの本数や配置、ハンガーの配置や有無、主塔の形状や有無などで種々の形態が可能であり、構造的な配慮だけでなく景観の観点からも形態を選定することができる。ただし、この形式では通常の吊橋と異なり複数のケーブルアンカレイジが必要になり、

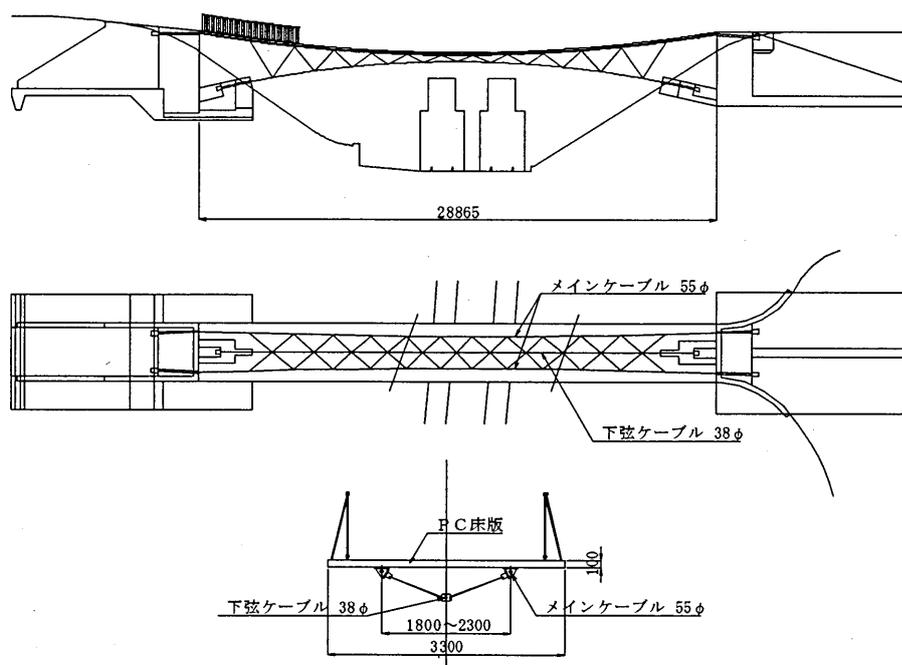


図 8.12: ローゼンシュタインの歩道橋

上部構造の軽量化とひきかえに下部構造が大がかりになる。また、高価なケーブル部材が主体の構造であり、同一規模の他形式と比較して経済性に劣ること、剛性が小さくたわみや振動の問題が発生しやすいという欠点を有している。

近年建設されたケーブルシステム橋梁^{47)~52)}の特徴をあげると以下のようになる。

- 1) 景観を重視した形態が採用されている。
- 2) 解析技術上の問題が少なくなったことや架設精度管理がシステム化されてきたため、複雑な幾何形状をしたケーブル形態でも可能となっている。
- 3) 本格的な道路橋への適用は、国内外を問わずほとんど報告がなく、歩道橋やパイプライン等の産業用橋梁への適用が多い。

ケーブルシステム橋梁の例として、ドイツの Schlaich が設計したシュツットガルトのいくつかの歩道橋がある^{47) 48)}。

図 8.12 にローゼンシュタインの歩道橋を示す。この橋は橋台間に架けた 2 本のメインケーブルと 1 本の下弦ケーブル、それをつなぐ斜めハンガーのケーブルトラスである。厚さ 10cm のプレキャストコンクリート床版はメインケーブルの上に直接載っており、路面はケーブルに沿った縦断勾配となっている。

写真 8.18 にレーヴェントアーの歩道橋を示す。この橋は路面に沿って両側に並んだ多数の塔を支点としてケーブルをネット状に張り渡し、その上にコンクリート床版を載せたもので、建築構造物で見られるケーブルネットを橋梁に適用したものである。ケーブルネットには緩みが起こらないように、ところどころで鋼棒によって下方へアンカーがとられている。Schlaich はその他にも、北駅やハイルブロンナー通りの三差吊橋、ホテルの建物から吊られたネッカー通りの吊橋、コッヘンホーフの吊橋などさまざまな形態のケーブルシステムを有する歩道橋を設計している。

図 8.13 は奈良県の黒滝吊橋⁵²⁾である。主塔がない吊床版形式の歩道橋で、2 本のメインケーブルの両側に耐風ケーブルを張り、斜めハンガーで連結している。

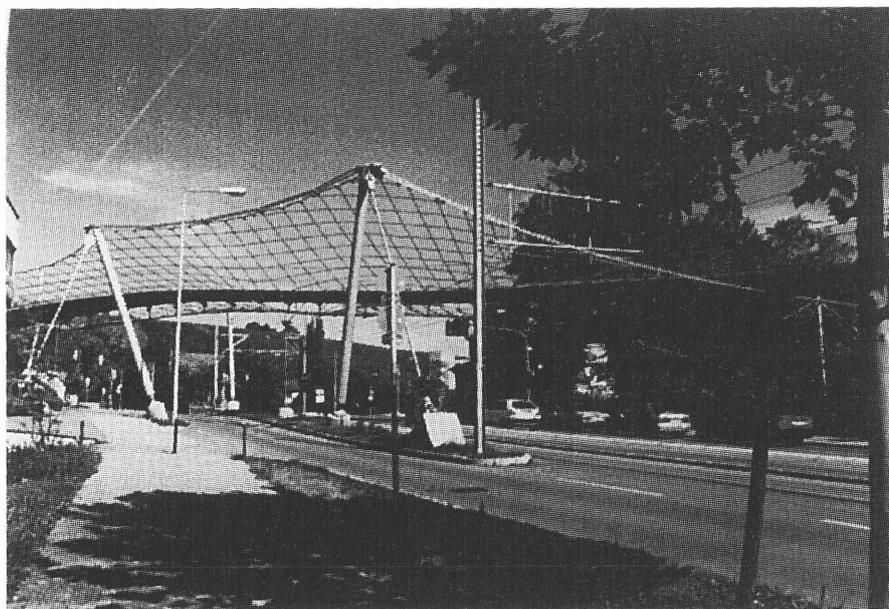


写真 8.18: レーヴェントアーの歩道橋

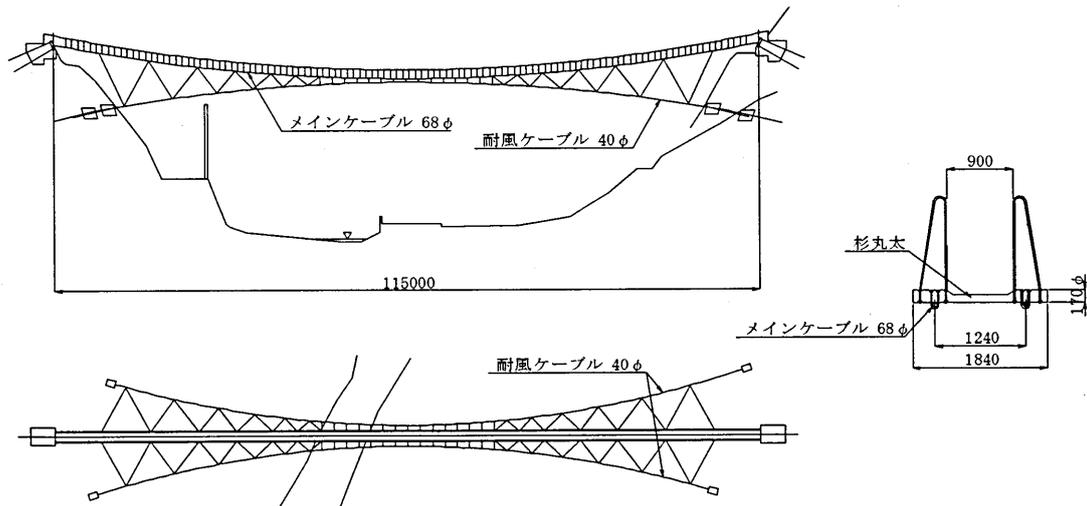


図 8.13: 黒滝吊橋

8.3.2 曲線吊形式橋梁

平面的な曲線を有する吊形式橋梁としては、大別して吊橋と斜張橋に分けられる。また、用途によっても道路橋と歩道橋に分かれるが、吊橋の場合、構造特性および耐風安定性の問題などから、道路橋としての実績はない。特殊な例として歩道橋では表 8.5 に示すように、ドイツにおける実績がある程度である。

これに対し斜張橋の場合では、曲線の影響による曲げやねじりモーメントが主桁や主塔に生じるが、ケーブル配置や桁形状に配慮すれば、曲率の限界はあるものの道路橋として採用することも可能である。国内においてはかつしかハープ橋をはじめとして現在までに 3 橋程度の実績がある。また、歩道橋については大規模な構造物はないが、景観設計上の観点から採用されることもある。しかし、いずれにしても曲線吊形式橋梁の施工実績は、他の形式に比べ非常に少ない。

構造上の特徴として、吊橋・斜張橋への平面曲線による影響で共通なものは、

- 1) 曲線であるため、主桁に大きなねじりモーメントが発生する、
- 2) 主塔には面外方向（橋軸直角方向）に曲げモーメントが発生する、
- 3) 支点の橋軸直角方向には水平力が作用する、

などである。また、斜張橋独自のものとしてケーブル張力の水平成分により、主桁の水平方向に曲げモーメントが発生する。このため、計画にあたっては、

- ① 主桁構造としてねじり剛性の大きな箱桁などの構造とする。なお、たわみに関してはねじりの影響も考慮する必要がある、
- ② 斜張橋主塔の構造形式は橋梁全体のねじり剛性確保のため、門型もしくは A 型等が望ましいが、単柱形式との大きな差は橋軸直角方向の剛性のみのため、後述するケーブル配置によっては単柱も採用可能である、
- ③ ねじりモーメントを軽減するために、例えば曲線の外側だけの片面吊りとして、吊り位置を偏心させるなどの構造も考えられる、
- ④ 斜張橋主塔の面外モーメントを緩和するには、各段のケーブルをできるだけ同一平面上に配置する、

- ⑤ ケーブル定着部は直線形式のものに比べ、大きな面外方向力やねじりを受けるため、剛性を高める必要がある、
- ⑥ 同一支点上の支承において、鉛直反力では著しい差があるほか、場合によっては大きな負反力が生じるため支承の選定は水平力への対処を含め注意を要する、

などの方策について考慮する必要がある。

このように本形式は吊橋はもとより斜張橋においても、曲率が小さいものを除いて種々の解決すべき項目があるために長支間化は困難な場合が多く、景観設計を重点に置いた歩道橋等に適用されるケースが多いと考えられる。

表 8.5: 曲線吊形式橋梁実績

橋名		橋長 (m)	主径間長 (m)	幅員 (m)	主桁	主塔	完成年度	
吊橋	道路橋	なし						
	歩道橋	ケールハイム歩道橋	170	—	4.2	コンクリート	鋼製	1987
斜張橋	道路橋	かつしかハープ橋	455	220	22 ~ 25	鋼製	鋼製	1987
		中央大橋	210.7	137.9	25	鋼製	鋼製	1993
		桑鶴大橋	160	99.4	11.5	鋼製	鋼製	1997
	歩道橋	Bridge of R	75.5	37.3	2.5	コンクリート	コンクリート	1993
		筑豊ハープ橋	146.5	72.7	6.0	鋼製	鋼製	1991
	天神橋剣先スロープ	58.5	—	3.0	鋼製	鋼製	1987	

8.3.3 合成斜張橋

合成斜張橋は図 8.14 に示すように、断面の端部に配置した I 桁 (またはスパンが長くなると箱桁) を横桁で連結した鋼桁システムとコンクリート床版を合成させた合成 2 主桁橋をケーブルで支持した斜張橋^{53)~56)}で、1986 年に完成したカナダの Alex-Fraser 橋 (スパン 465m)⁵⁷⁾ 以来、海外では PC 斜張橋の代案として数多く建設されている。

これまでに建設された合成斜張橋のうちで、スパンが 200m を超える主な橋梁を表 8.6 に示す。表からわかるように、合成斜張橋はここ 10 年の間に北米、ヨーロッパ諸国、中国で急速に施工例が増加している。いくつかの例外はあるものの、これらの合成斜張橋に共通する一般的な特徴は以下ようになる。

- 桁高さの低い I 桁を橋の幅員方向の両端部に配置した単純な構造で経済的な形式と考えられるが、開断面のため耐風安定性に劣り、耐風対策が必要になることが多い。
- ファンタイプマルチケーブルを採用し、主桁のケーブル定着点はスパン中央から塔付近までほぼ等間隔で密に配置されている。
- 主塔は剛性の大きいコンクリート製とし、ケーブル面の傾斜による主桁との偏心定着を避けるため H 形状としている。
- 床版を横桁で支持する場合が多い。その場合、床版のスパン (主筋方向) は橋軸方向になる。
- 高強度のコンクリート床版を用いて主桁 (橋軸方向) のみでなく横桁 (橋軸直角方向) とも合成させることが多い。
- 主桁の圧縮軸力が小さいスパン中央、負の曲げモーメントの大きい橋端付近では橋軸方向のプレストレスを床版に導入している。

- g) プレキャスト床版を用いることによってコンクリートのクリープ、乾燥収縮の影響を小さくするとともに、現場施工の工期短縮をはかっている。

一方、我が国では依然として建設例が見られない。その理由として、a)で説明したように、開断面のため耐風安定性に劣る点と耐久性に対する不信感が挙げられている。後者は技術者の感覚的な懸念であって、明確な根拠はない。

さて、合成2主I桁橋は、1960年代、ドイツのアウトバーンで、スパン100m前後の連続合成桁として多く建設されている。合成斜張橋は、この形式を斜めケーブルで支持し、スパン300~400mクラスに適用したものである。また、桁高さは2m前後と低い。長スパンにも関わらず、桁橋の適用スパンで採用されている桁断面に比べてさらに小型の断面が選べるのは、ケーブル張力を調整することで、死荷重時の桁曲げモーメントをケーブル定着点を剛支点とした連続桁の曲げモーメントと同程度に小さくできるためである。また、活荷重作用に対しても、ケーブルが弾性ばねとして桁を補剛できる。

本タイプの適用限界スパンについて考えてみる。図8.15に示すように、合成桁断面をモデル化する。

軸力に抵抗するコンクリートと鋼の断面積をそれぞれ A_C 、 A_S とすれば、死荷重 W_D は、

$$W_D = 1.3\gamma_C A_C + \beta\gamma_S A_S \quad (8.4)$$

とおける。ここで、係数1.3は舗装や高欄を考慮する係数、 β は床組や横補剛材など軸力に抵抗しない鋼重量を考慮するための係数、 γ_C, γ_S はそれぞれコンクリート、鋼の単位体積重量(それぞれ、24.5、77.0KN/m³)である。

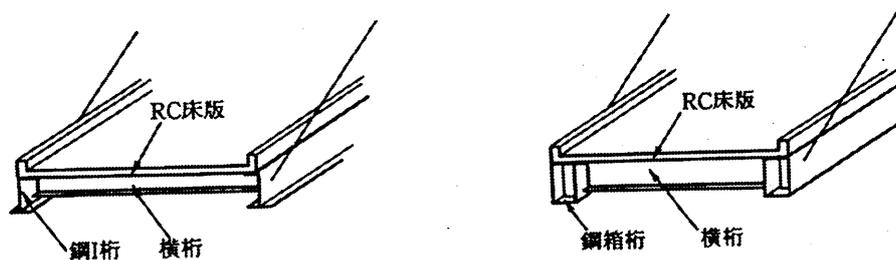


図 8.14: 合成桁を主桁とする斜張橋

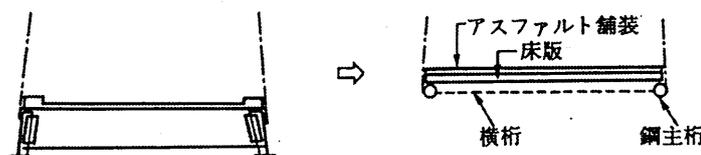


図 8.15: 合成主桁断面のモデル化

表 8.6: 代表的な合成斜張橋

橋名	所在地	完成年	橋長 (m)	主径間長 (m)	総幅員 (m)	主桁		床版				主塔		備考			
						断面	主桁間隔 (m)	桁高 (m)	種別	厚さ (cm)	支間長 (m)	支間方向	強度 (MPa)		材料	形状	高さ (m)
Alex Fraser (Annacis)	カナダ	1986	930.5	465	32	I	28	2	プレキャスト	21.5	4.5	橋軸	55	コンクリート	H	154.3	
Quincy Bayview	アメリカ	1987	542.5	274.3	14.17	I	13.26	1.83	プレキャスト	22.9	2.21	橋軸直角	41	コンクリート	H	71.4	
Weirton-Stuebenville Nanpu (南浦大橋)	アメリカ	1990	456.6	249.9	28.04	I	27.43		場所打ち	21.6	2.44	橋軸直角		コンクリート	A	111.3	非対称
Vidyasagar Setu (Second Hooghly)	中国	1991	765	423	30.35	I	24.44	2.1	プレキャスト	26	4.5	橋軸	60	コンクリート	H	150	
	インド	1992	823.0	457.2	35	I	29.1	2	場所打ち	23	4.1	橋軸	35	鋼	H	122	
Burlington	アメリカ	1993	379.5	201.2	26.5	I	25.7	1.52	プレキャスト	25.4	4.57	橋軸	41	コンクリート	H	98.7	非対称
Karnali River	ネパール	1993	500	325	11.3	トラス	10	3	プレキャスト	22.9	3.33	橋軸直角	35	鋼	H	124.6	非対称
Mezcala Yaogpu (楊浦大橋)	メキシコ	1993	938.9	311.4/ 299.5	18.5	I	18.1	2.59	場所打ち	20	4	橋軸		コンクリート	H	241.8	4径間
Clark	中国	1993	1172	602	30.35	箱	25	2.7	プレキャスト	26~40	4.5	橋軸	60	コンクリート	逆Y	208	
Fred Hartman (Baytown)	アメリカ	1994	414.5	230.4	31.85	I	30.5	1.9	プレキャスト	26.7		橋軸		コンクリート	1本柱	86.3	
Second Severn	アメリカ	1995	674.8	381	2×23.83	I	2×23.83	1.54	プレキャスト	20	5.2	橋軸	41	コンクリート	ダブル ダイヤモンド	129.8	主塔一体の並列橋
Kap Shui Mun (汲水門橋)	イギリス	1996	946.6	456	34.6	I	25.2	2.63	プレキャスト	20~35	3.65	橋軸	70	コンクリート	H	137	ダブルデッキ道路鉄道併用橋
Xupu	香港	1996	930.5	465	32	I	28		プレキャスト	21.5	4.5	橋軸	55	コンクリート	H	154.3	側径間PC桁
	中国	1997	1074	590	35.95	箱	33.25	2.7	プレキャスト	26~46		橋軸		コンクリート	A	217	側径間PC桁
Kärkstensalmi	フィンランド	1997	450	240	12.8	I	10.7	1.6	場所打ち	26	4.8	橋軸		コンクリート	H	94.6	
Raippahuoto	フィンランド	1997	440	250	12	I	13	1.5	プレキャスト		4.67	橋軸		コンクリート	ダイヤモンド	82.5	
Ting Kau	香港	1998	1177	448/ 475	2×18.77	I	2×18.77	1.75	プレキャスト	24~30	4.5	橋軸	60	コンクリート	1本柱	201.4	4径間、主塔共有の並列橋

さて、主桁の最大軸力は、スパン L_C として、

$$N_{max} = \frac{(1.3\gamma_C A_C + \beta\gamma_S A_S)L_C^2}{8h'}(1 + \omega) \quad (8.5)$$

と与えられる。ここで、 ω は活荷重の死荷重に対する比率、 h' は塔の桁上から塔内のケーブル定着区間の中点までの高さで、桁上高さの 3/4 程度を仮定する。

鋼とコンクリートのヤング係数比を n として、コンクリートの圧縮応力度を計算すると、

$$\sigma_{max} = \frac{1.3\gamma_C A_C + \beta\gamma_S A_S}{A_C/n + A_S} \frac{L_C^2}{8h'}(1 + \omega)/n = \frac{31.9 + 77\beta n_{SC}}{1 + nn_{SC}} \frac{n_{h'}(1 + \omega)}{8} L_C \quad (8.6)$$

と与えられる。ここで、 $n_{h'} = (L_C/h')$ で、スパンに関係なく一定、すなわち相似形を仮定する。また、 $n_{SC} = A_S/A_C$ である。

合成斜張橋の例として、Sunshine-skyway 橋の代案⁵³⁾や Alex-Fraser 橋⁵⁷⁾を調査すると、 $n_{SC} = 0.03$ 、 $\beta = 2$ 前後となっていた。更に、塔の桁上高さをスパンの 1/5 と仮定すれば、 $n_{h'} = 6.67$ となり、また、 $\omega = 0.2$ 、 $n = 5, 10$ を仮定すると、次式を得る。

$$\sigma_{max}(KN/m^2) = 31.8L_C(m) \quad (n = 5) \quad (8.7)$$

$$\sigma_{max}(KN/m^2) = 28.1L_C(m) \quad (n = 10) \quad (8.8)$$

ここで、桁曲げモーメントによるコンクリート応力を $1MN/m^2$ と仮定し、式 (8.7)、(8.8) の右辺に加算した値 (σ_G) を図 8.16 に示す。

床組としての主筋方向 (橋軸方向) の版曲げ応力 (σ_f) を、横桁間隔を 2.5~4m まで 0.5m ピッチと変化させ、道路橋示方書⁵⁸⁾に準じて計算すると、間隔に関係なく約 $6.85MN/m^2$ の応力が得られた。その際、間隔に応じて床版厚を変更し、コンクリートは全断面有効と仮定している。図 8.16 には、版曲げ応力を加算した合計応力もあわせ示す。なお、本床組システムでの床版の曲げモーメントは道路橋示方書の設計式から計算する値と差異が生じることが指摘されている⁵⁹⁾。しかし、主筋方向の曲げ応力については若干危険側になる程度のため、道路橋示方書により計算した。

道路橋示方書を参照して許容値を図に示すように横線で設定すると、コンクリート強度 (σ_{CR}) $55MN/m^2$ では、スパン 400~500m 程度の斜張橋の建設の可能性が窺える。本タイプで長スパン化を図る場合、高強度のコンクリートが必要となり、このことが耐風安定性の確保とともに長スパン化の障壁となることが予想できる。

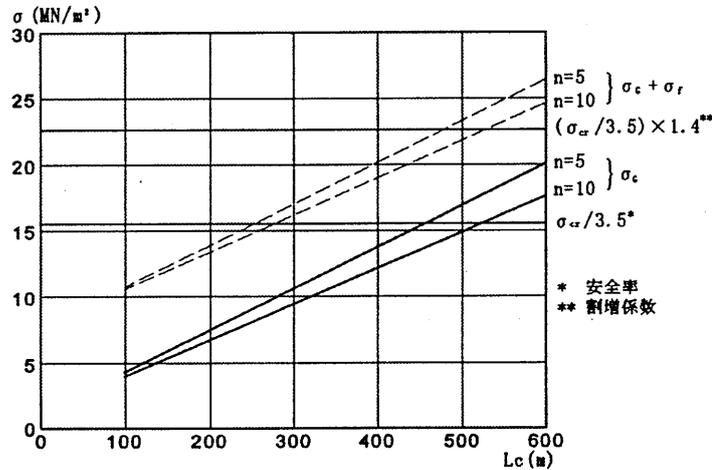


図 8.16: 床版の最大応力とスパンの関係

最後に、このタイプの橋の設計にあたっての注意点を列挙する⁶⁰⁾と以下のようになる。

- a) 一般に連続形式が採用されるが、塔位置において、桁の鉛直方向は弾性支承とするか、または鉛直支承を設けない構造として、活荷重による大きな負の曲げモーメントの発生を避ける。
- b) コンクリート床版のクリープ、乾燥収縮によるたわみや部材断面力の変化は比較的小さいものの、応力移行(床版の圧縮応力が低減され、鋼桁の圧縮応力が増加する)がかなり大きいことに注意する必要がある。当初床版に導入されていた圧縮応力が時間の経過とともに徐々に減少し、耐久性にも影響を与えることになる。そのため、床版として、クリープ係数、乾燥収縮度の小さいプレファブタイプの床版を使用するのが好ましい。
- c) 長スパンでは、高強度のコンクリートを使用する必要がある。先に説明した検討結果からは、スパン 400 ～ 500m 程度では 50 ～ 60MN/m² の圧縮強度が必要となる。
- d) 床版の主筋、配力筋方向の曲げモーメント評価に当たり、道路橋示方書の評価式が直接利用できず、独自に検討する必要がある。
- e) 最大の問題は耐風安定性の確保にある。文献 61) に耐風安定性の検討結果が示されており、参照されたい。

以上、本タイプは、床版強度や耐風安定性からの制約を受け、スパン 600m 程度が適用限界スパンと考えられる。なお、スパンが 600m と長くなると、I 桁の断面サイズがかなり大きくなるため小型の箱桁が用いられている⁶²⁾。また、海外でのこれまでの実績を参照すると、耐風安定性が確保できることを前提に、スパン 300 ～ 600m の範囲で競争力が発揮できる形式と考えられる。

8.3.4 ケーブルトラスト橋

(1) はじめに

ここで、ケーブルトラスト橋と呼んでいるのは、桁を下方からケーブルで支えた橋のことである。力学的な観点から言えば、アウトケーブルの PC 桁や鋼プレストレス桁⁶³⁾もこの範疇に分類することが可能であろうし、また、補剛桁付きの吊床版橋もその一つの例と見ることができ。後者の代表的なものとして、速日峰橋が挙げられる。しかしながら、本節で対象としているケーブルトラスト橋は、鋼桁であること、ケーブルの偏心量は一般的に大きく桁のかなり下方に配置されること、ケーブルは桁に定着されること、などの特徴を有しており、上記の橋梁形式とは区別される。

ケーブルトラスト橋の実施例は、小規模なものあるいは補修目的のものを除くと余り多くない。海外ではドイツのネッカータール橋⁶⁴⁾、オーバーアルゲン橋⁶⁵⁾が有名である。我が国では現在 2 橋が建設中である⁶⁶⁾。

(2) 構造概要とその特徴

ケーブルトラスト橋の骨組構造は、図 8.17d に示すようなものである。ここでは、簡単のため支柱は 1 本にしてあるが、2 本以上の支柱を配置することも可能である。

ケーブルトラスト橋の特徴を、ここではタイドアーチ橋と対比しながら考察する。図 8.17a に示すのが、タイドアーチ橋であり、図 8.17b は吊り材の数を減じたものである。図 8.17c はタイドアーチを逆にしたものである。古くから良く知られているように、アーチを逆にしたものが吊橋であるということからすれば、これは上路式の自定式吊橋と見ることができよう。さて、以上のような観点からすると、ここで対象としているケーブルトラスト橋はタイドアーチを逆にして、支柱の数を減らした構造であるということができる。

図 8.17に示した4つの構造について、いくつかの比較考察を行っておく。まず始めに、bとaを比較する。aに対比して、bについては次のようなことが言える。

- 桁の支持点（吊り材）間隔が大きい。従って、桁の断面が大きくなる。
- 圧縮材（アーチリブ）の面内座屈長が大きい。従って、圧縮材の断面が大きくなる。
- 格点および吊り材の数は減る。
- 直線部材が主となるので、製作は容易である。

次に、aに対比して、cについては次のようなことが言える。

- アーチリブが圧縮材から引張材に変わる。従って、ケーブル構造とすることが可能となりケーブルプレストレスにより断面力の調整も行える。ただし、剛性は低下する。
- 桁および吊り材（支柱）が引張材から圧縮材に変わるため、座屈に対する照査が必要となる。
- aでは床桁や縦桁等の床組が必要であり、必然的に主構間隔が大きくなるのに対し、cでは通常のプレートガーダーが使用できる（図 8.18）。
- 上路橋となるので、走行者にとってはすっきりした印象を与える。
- 外から眺めた場合、通常感覚と逆になり、違和感がある。

最後に、cに対比して、dについては次のようなことが言える。

- 桁の支持点（支柱）間隔が大きい。従って、桁の断面が大きくなる。
- 格点および支柱の数は減る。
- ケーブル構造とした場合、ケーブルの施工はやり易いし、張力の調整をするにもし易い。

以上の比較から、ケーブルトラス構造には利点もあるが欠点もあることが分かる。適用支間ということから言えば、桁橋よりは長いが、アーチ橋よりは短く、トラス橋と競合する領域にあると考えられる。なお、前述のように支柱の数を増せば、ケーブルトラス橋は上路式の吊橋とみなすこともできようが、この場合でも、

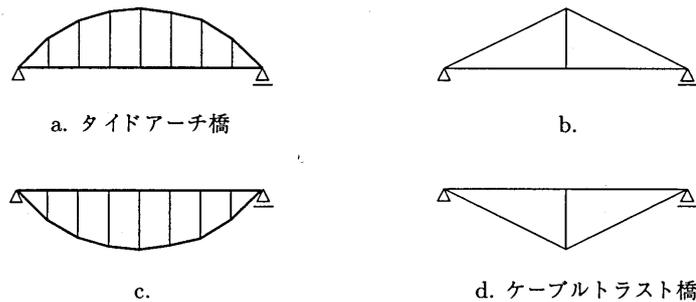


図 8.17: タイドアーチ橋とケーブルトラス橋

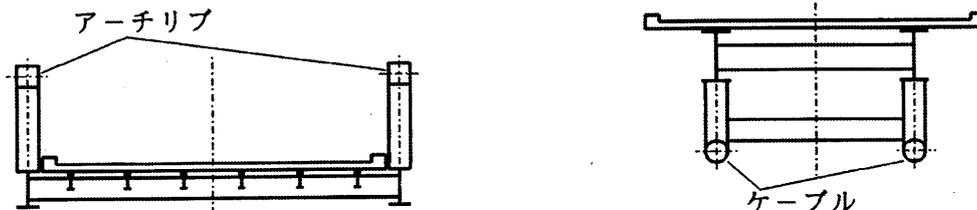


図 8.18: 断面構造

自定式にしる他定式にしるケーブルのアンカーが問題となること、桁下空間が狭められること、桁(自定式の場合)や支柱の座屈設計が厳しいこと、吊橋に特有の横荷重に対するケーブルによる分担が全く期待できないこと、等から長支間橋への適用は困難と考えられる。

経済性の観点からは、高張力のケーブルを使用することにより鋼重は減るが単価は高くなること、ケーブル取り付け点の細部構造が簡単ではないこと、また、架設の複雑さが増すこと等から総合的にみて有利となるかどうかということであろう。

(3) 力学的特性

ここでは、簡単のために単純桁に1本の支柱を取り付けたケーブルトラス構造を取り上げ、力学的な特性について検討する。この場合、支柱位置でばね支持された単純桁ということになる。ばねの剛性は支柱の高さ(ケーブルサグ)とケーブルの軸剛性に依存する。ばねの剛性が小さく0に近ければ、この構造系は単純桁1連と同じであり、逆にばねの剛性が無限に大きければ、2径間の連続桁と同じとなる。その中間では、単純桁2連と等価となるようなばね剛性の値が存在する。

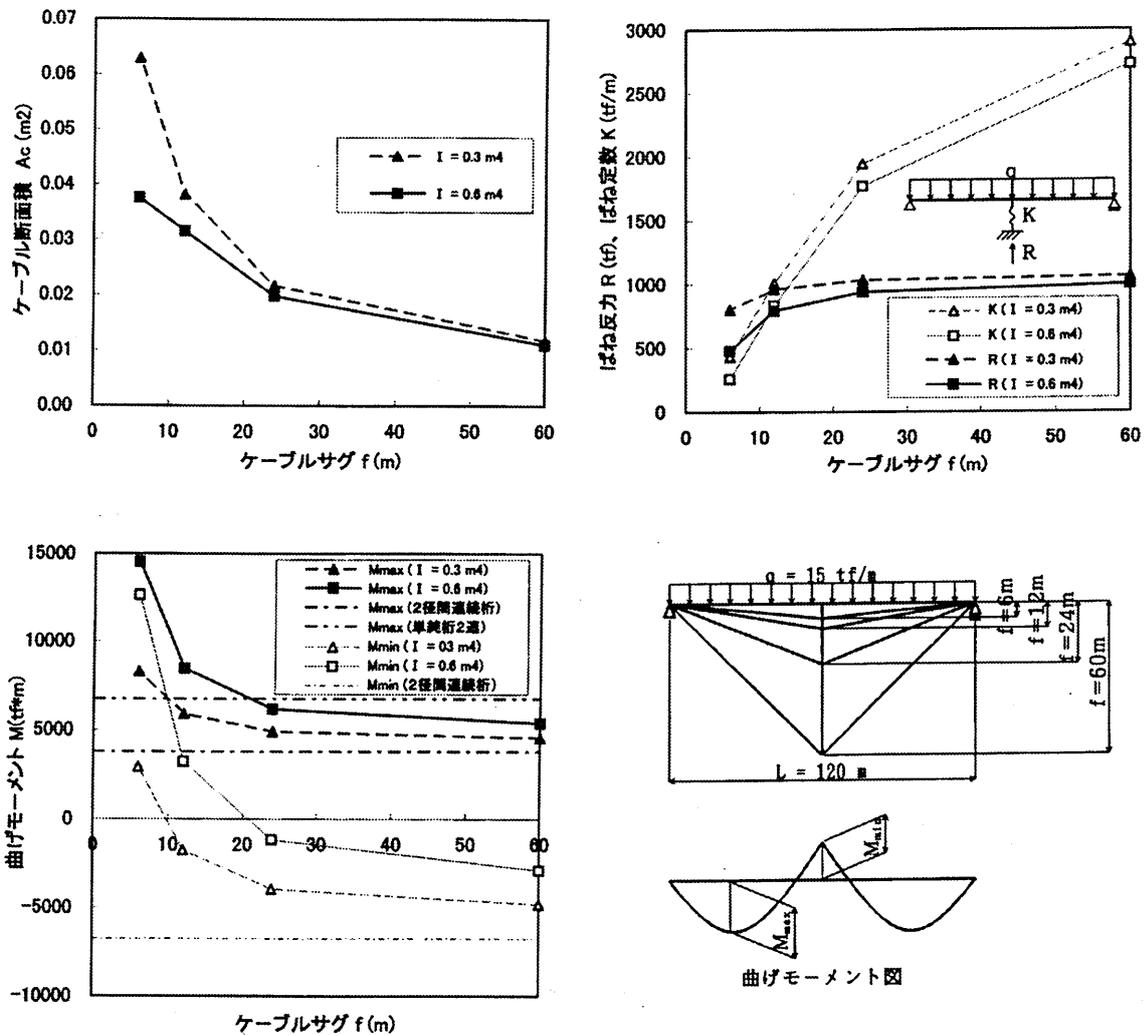


図 8.19: ケーブルサグとケーブル断面積, ばね反力, ばね定数, 曲げモーメントの関係

以上のことをよりよく理解するために、簡単な例題で計算を行った。支間 120m の単純桁の中央を下から支持した構造である (図 8.19d)。支柱の高さ f (ケーブルサグ) は 4 通りに変化させた。荷重としては 15 tf/m の等分布荷重を考えた。桁の断面 2 次モーメント I は 0.3m^4 と 0.6m^4 の 2 通りとした。ケーブル張力等の応力調整は全く考えずに、単に荷重が以上のような構造系に作用する場合を想定している。ケーブルの断面積は作用応力が許容応力 (64000tf/m^2) に等しくなるという条件から決定した。

計算結果を図 8.19 に示す。いずれの図においても、横軸にはケーブルサグ f (m) をとっている。これらの図から、 f が大きくなるにつれて、ケーブルの所要断面積は減少するが、ばねとしての剛性は高くなること分かる。それに伴い、桁に生じる曲げモーメントも 2 径間連続桁の分布状態に近づく。以上は単なる一つの計算例に過ぎず、実際の設計ではこれとはかなり条件が異なるので、結果をそのまま実橋に適用できるというわけではない。しかしながら、ケーブルトラス橋の力学的性状を理解する上で役に立つものと考えている。

8.3.5 エクストラロード橋

1988 年、Mathivat によって提唱されたエクストラロード橋⁶⁷⁾は、斜張橋と桁橋の間を補う新しい構造形式である (図 8.20)。エクストラロード橋の概念がでてくるまでは、斜張橋と桁橋の間の構造は設計されることがなかった。Mathivat によれば、エクストラロード橋の最適桁高は、 $L/30 \sim L/35$ 、主塔高は $L/15$ (L は支間長) となっている。この値は主桁高は斜張橋よりも高く、主塔高は、斜張橋で今まで最適とされてきたものに比べ半分の値である。現在のところエクストラロード橋の施工は日本が一番多く、最初の適用は、1994 年に完成した小田原ブルーウェイブリッジである⁶⁸⁾。表 8.7 に道路橋の実績を示す。エクストラロード橋の大きな特徴は、斜張橋に比べ活荷重に対してより主桁が抵抗するため、斜材の応力変動が小さいということである。このことをうけて、Mathivat は斜材の安全率を一般の外ケーブルと同じ 1.67 とすることを提言している。これに対して、斜張橋の斜材の安全率は 2.5 であるので、エクストラロード橋は、斜材に用いた PC 鋼材の能力を有効に使うことができる構造といえるのである。

エクストラロード橋の構造的な意義を考えた場合、構造上は桁橋 (特に外ケーブルの桁橋) と斜張橋を連続させる構造であるということができる。そして、支間に対する主桁高や主塔高の比の最適値は固定されたものではなく、個々の橋梁の設計条件により様々なバリエーションをもつと考えられる。さらに言えば、斜張橋、エクストラロード橋、そして外ケーブル橋が斜材で補剛された構造としてひとつの範疇に入るといえる⁶⁹⁾。

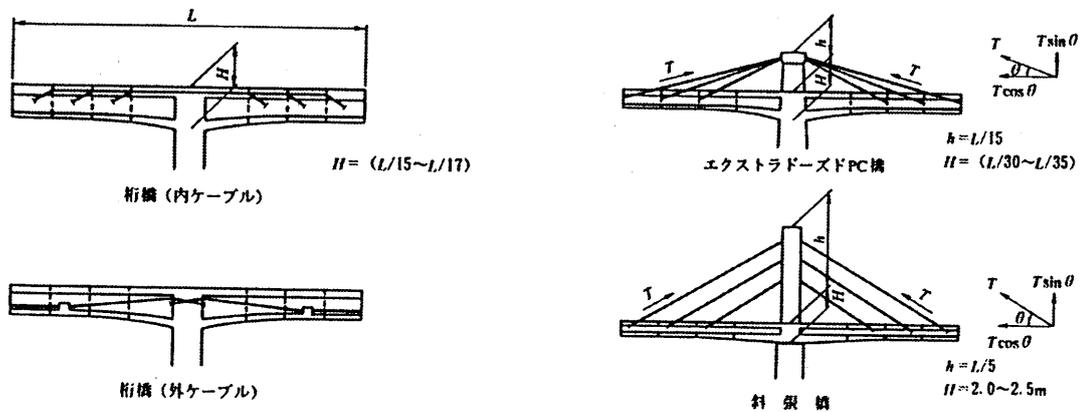


図 8.20: エクストラロード橋の概念

表 8.7: エクストラロード橋の実績 (道路橋)

橋名	発注者	所在地	構造形式	橋長 (m)	最大支間 (m)	幅員 (m)	主塔 (m)	桁高 (m)	完成年
1 小田原ブルーウェイブリッジ	日本道路公団	神奈川県	3 径間連続ラメン箱桁橋	270.0	122.0	9.5 ~ 16.42	10.7	3.5 ~ 2.2	1994
2 衛原橋	日本道路公団	兵庫県	3 径間連続ラメン箱桁橋	323.0	180.0	9.25	16.0	5.5 ~ 3.0	1998
3 蟹沢大橋	秋田県	秋田県	3 径間連続箱桁橋	380.075	180.0	9.5+ 6.0(歩)	21.0	5.6 ~ 3.3	1997
4 奥山橋	阪神高速道路公団	兵庫県	3 径間連続箱桁橋	285.0	140.0	8.89 ~ 15.355	12.0	3.5 ~ 2.5	施工中
5 土狩橋	北海道開発局	北海道	5 径間連続箱桁橋	610.0	140.0	22.0 ~ 28.081	10.0	6.0 ~ 3.0	施工中
6 木曾川橋 揖斐川橋	日本道路公団	三重県	5 径間連続複合箱桁橋 6 径間連続複合箱桁橋	1145.0 1397.0	275.0 271.5	28.0	30.0	7.0 ~ 4.0	計画中
7 都田川橋	日本道路公団	静岡県	2 径間連続ラメン箱桁橋	268.0	133.0	16.5	20.0	6.5 ~ 4.0	下部工 施工中
8 Sunniberg Brg.	Cantonal Highway Admin.	スイス	5 径間連続ラメン橋	526.0	140.0	9.18	14.8	0.32 ~ 0.40	施工中
9 Mactan Brg.	フィリピン道路局	フィリピン	3 径間連続ラメン箱桁橋	410.0	185.0	21.0	18.052	4.892 ~ 3.092	施工中

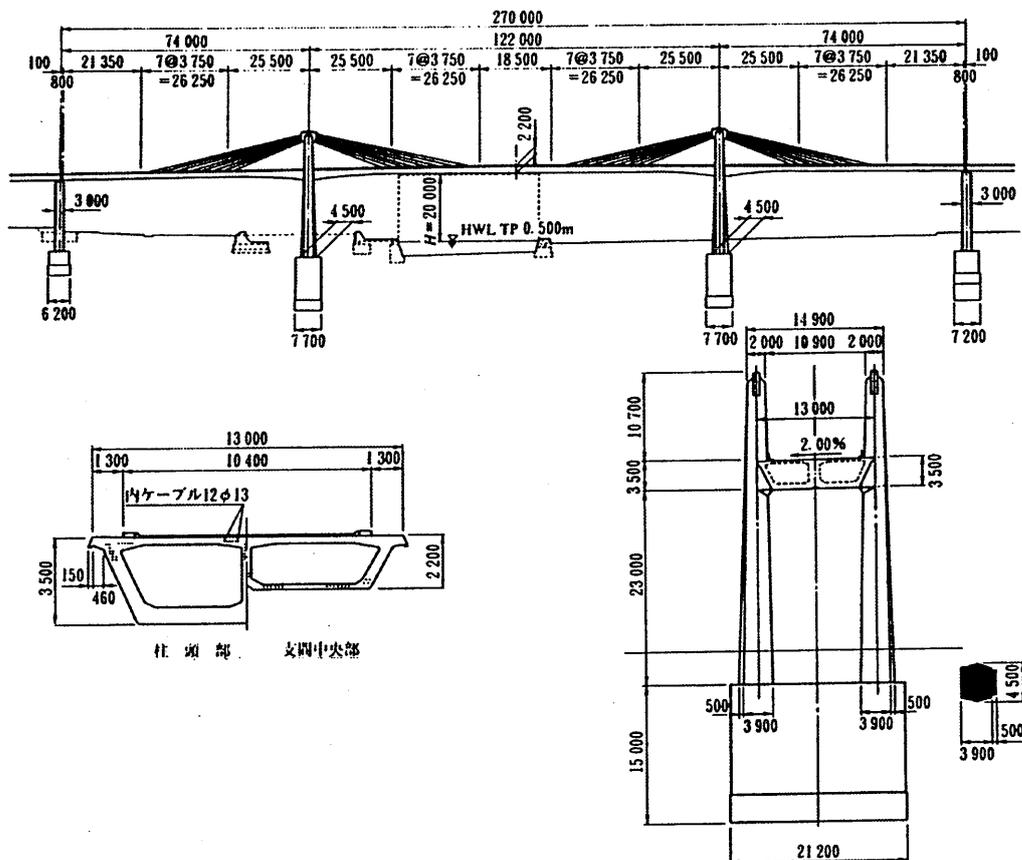


図 8.21: 小田原ブルーウェイブリッジ一般図

これらの違いは、後荷重(活荷重)に対する剛性を斜材と主桁のどちらにもたせるかということであって、ちょうどローゼタイプとランガータイプがアーチ橋という枠の中に入ると同じである。しかし、ここで問題になるのが、道路橋示方書では斜張橋の斜材と外ケーブルに、同じPC鋼材でありながら異なった許容値(2.5と1.67という安全率)が規定されているという点である。したがって、構造上は連続していてもどこかで斜材か外ケーブルかを区別する必要がある。

以上のように、エクストラロード橋という概念によって、設計者が自由に後荷重に対する斜材の分担率を選べるようになった。外ケーブルを使用した通常の桁橋はその分担率がほぼ0に近いし、逆に斜張橋は、場合によってはほとんど斜材が負担することとなる。つまり、積極的に斜材の分担率を決定することで、構造としてのバリエーションが拡大し、桁橋と斜張橋が競合する支間領域で経済的な構造を見いだすことが可能になったと考えられるのである。

世界初のエクストラロード橋である小田原ブルーウェイブリッジは、中央支間122mの3径間連続ラーメン橋である(図8.21)。小田原港の航路限界から桁下面が制限をうけていて、計画設計段階で桁橋と斜張橋、そしてエクストラロード橋の3案で比較検討を行った。その結果、斜張橋は支間的に短く、桁橋はエクストラロード橋に比べて桁高が高いため道路面が高くなり、下部工の工費が増大するなどの理由からこの形式が採用された。そのとき最も留意したことは、何を根拠として斜材の安全率1.67を決定するかということであった。道路橋示方書に示されている活荷重に対して、斜材の応力振幅は $4\text{kgf}/\text{mm}^2$ となる。コンクリート斜張橋の場合は、一般に $10\text{kgf}/\text{mm}^2$ 程度であるから確かに応力振幅は小さいといえる。そして、供用中の高速道路の通行量データをもとに斜材の疲労設計を行ったところ、最も厳しい場合でも $1.5\text{kgf}/\text{mm}^2$ 程度となった。一方、PC鋼材(ストランド)の疲労限は $10\text{kgf}/\text{mm}^2$ くらいであるから、小田原ブルーウェイブリッジの斜材に1.67の安全率を採用することは十分安全であると考えられた。ただし、不確定要素の多い風に対する斜材の振動はさらなる応力振幅を発生させるため、制振対策として高減衰ゴムダンパーを取り付けている。

コンクリート橋に関していえば、80年後半から90年前半にかけて数多くの斜張橋が建設されてきた。その中で、経済的に疑問を抱くような支間に対しても採用されている事例があるのは否定できないが、桁橋や斜張橋は、本来最適となるような支間領域が存在するのは間違いない。そして、150mから200mくらいの領域は両者が混在してきたのである。エクストラロード橋は、この領域を構造的にも経済的にも連続させる新しい構造形式である。また、小田原ブルーウェイブリッジの事例でもわかるように、周囲に埋没することなく、程良く自己主張する橋とすることもできる。ただし、逆に主塔が低いということは、斜張橋のようにそのバリエーションがなくなるため、橋脚とのつながりが造形上大きなポイントとなり、設計者の力量が大いに試される構造であるということも忘れてはならない。

8.3.6 吊床版橋

(1) 吊床版橋とは

吊床版橋は、橋台間にはほぼ水平に張り渡して緊張したPC鋼材を、薄いコンクリートで包み込んで床版とし、その上を人や車輛が通れるようにした形式の橋梁で、1958年にディビダーク社(当時西ドイツ)のU. Finsterwalder博士⁷⁰⁾によって提案されたものである。わが国においては、1969年大阪万国博会場内に吊支間21mの9号歩道橋が初めて建設され、1984年に宮崎県に支間 $36.5\text{m}\times 2$ の双龍橋の2橋が支保工施工で建設された。1987年に、基本サグ量に対する新しいコンセプトで設計されたひぐらし橋(支間63m)が、プレキャスト床版を張り渡したPC鋼材に懸垂させながら架設する方法で、支保工を用いずに建設された。それ以来、比較的長い支間の吊床版橋が多く架けられるようになり、これまでに広島県に建設された支間144mの夢つり橋

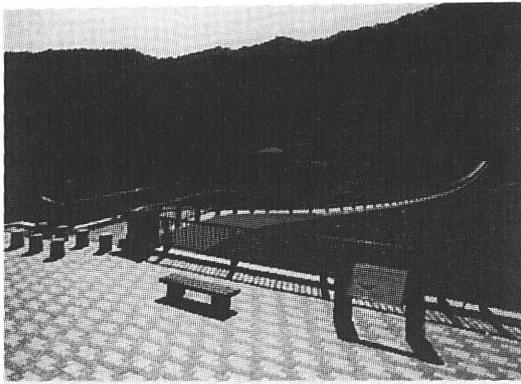


写真 8.19: 夢つり橋

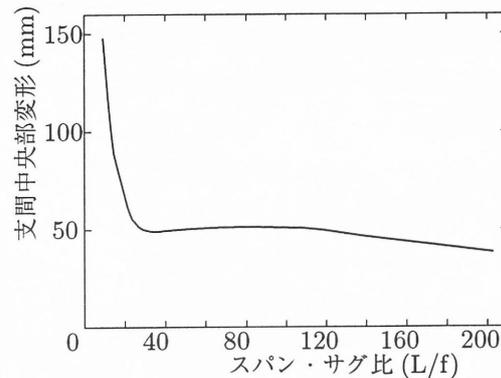


図 8.22: 集中荷重による支間中央の変形

(写真 8.19) など 40 橋以上の施工実績がある。

この形式の橋の構造的な特徴は、コンクリート床版が、床版としての荷重伝達や PC 鋼材の防錆のためばかりでなく、高い伸び剛性を有する引張部材として、さらに、曲げやねじりに対する補剛桁として全体剛性の改善に寄与する構造部材として効果的に作用することにある。即ち、吊橋のケーブル、ハンガー、補剛桁、床組などを、コンクリート床版という 1 つの部材に置き換えたものと言える。

(2) 基本サグ量と構造特性

吊床版橋を設計する上で、基本サグ量(死荷重状態でのサグ量)は構造特性を左右する最も重要な要素である。吊床版に発生する張力は基本サグ量の関数であり、基本サグ量を小さくすれば床版に発生する張力が増加して経済性を損なう原因となるため、できるだけ大きなサグとする必要がある。しかし、基本サグ量を大きく取りすぎると、吊床版の全体剛性や振動特性などに大きな影響を与えるため、基本サグ量の決定はこれらの特性と経済性を充分考慮して行わなければならない。以下に、ひぐらし橋⁷¹⁾(支間 63m, 全幅員 2.0m, 床版厚 16cm) を例として、集中荷重による変形、床版プレストレスの有効導入率および動的振動特性について基本サグ量との関係を述べる。

集中荷重による変形

基本サグ量(スパン・サグ比)を変化させた場合の集中荷重による支間中央部の変形を図 8.22⁷²⁾に示す。スパン・サグ比が 30 程度以下になると全体剛性を失って変形が急激に増加するが、それ以上であれば、スパン・サグ比を変えても変形量はほとんど変化しない。即ち、吊床版の水平力をいたずらに増加させても集中荷重による変形量は小さく抑えることはできず、スパン・サグ比が 30 ~ 100 の範囲では、むしろ微増の傾向にある。この特性は、分布荷重についても同様の傾向を示す。

床版プレストレスの有効導入率

吊床版は、床版コンクリートが硬化して PC 鋼材との間に付着が生じると、その後に載荷される静荷重や活荷重などによって発生する引張力に対して、コンクリートも含めた床版断面全体で抵抗することになる。このことが吊床版の伸び剛性を飛躍的に増加させ、吊床版の持つ質量と共に全体剛性を高める大きな要因となっているが、引張り部材として張力変化を受けるためコンクリート断面に引張応力⁷⁰⁾が生じる。このような引張応力に対して、鉄筋で補強することも可能であるが、コンクリートに発生する引張応力に対してあらかじめ床版にプレストレスを導入しておけば、PC 構造や PRC 構造としてひびわれの制御も容易であり、耐久性の向上やひびわれによる伸び剛性低下の防止に効果的である。

吊床版は、両端が固定されているが、サグが自由に变化できるために、一般の PC 構造物と同様に橋体が完

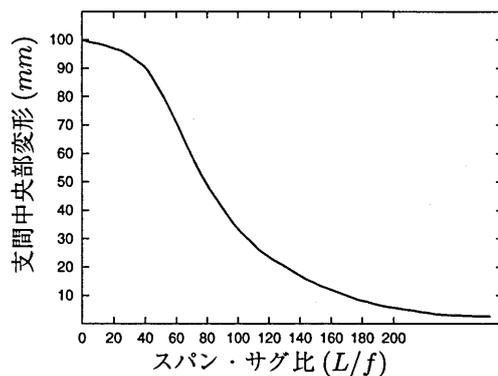


図 8.23: 床版プレストレスの有効導入率

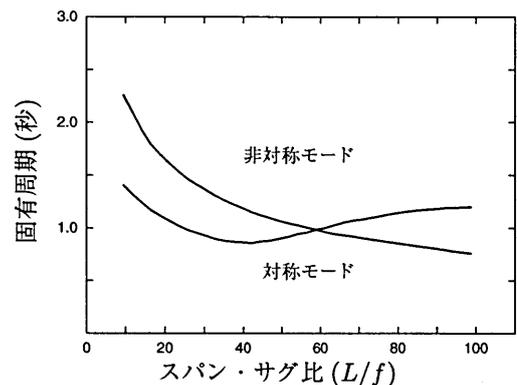


図 8.24: 固有周期とスパン・サグ比

成した後に両端部からプレストレスが導入できる。導入する緊張力に対して床版に有効に作用するプレストレスの量(床版プレストレスの有効導入率)は、基本サグ量の影響を受け、図 8.23に示すようにサグ量が大きくなるほど有効導入率は高くなり、スパン・サグ比が 50 程度で有効導入率は約 80% 程度となる。

プレストレス導入による吊床版の構造解析は、吊構造の解析式における温度変化のひずみを導入緊張力による床版のひずみに置き換えることによって算出することができる。

なお、床版にプレストレスを導入した場合は、床版のクリープ、乾燥収縮によるサグ量および水平力の変化を考慮しなければならない。

動的特性

一般に吊構造の振動特性は、サグ量が小さく強く張られた状態では最低次のモードは弦の振動に近い対称モードとなるが、水平反力を緩めてサグ量がある程度大きくなると逆対称モードが卓越して振幅や固有周期が小さくなる領域が現れる。

吊床版の動的な特性は、吊床版の持つ高い伸び剛性によって、スパン・サグ比の比較的小さい領域まで逆対称モードが卓越していることである⁷³⁾。即ち、(図 8.24)において、スパン・サグ比が 30～60 程度の範囲内であれば、逆対称モードが卓越し、かつ、固有周期が小さく剛性の高い構造が可能となる。また、逆対称モードが卓越した振動モードの場合、対称モードの場合より応答振幅を小さく抑えられるため、通行者に対する振

5) 動使用性を大幅に改善できる⁷⁴⁾。

最適スパン・サグ比

吊床版橋の最適スパン・サグ比は、吊床版の質量や伸び剛性、設計条件、要求性能等によって異なるが、前述のひぐらし橋と同様な構造で床版に人や車輛を直接載荷する形式の場合、スパン・サグ比が 30～50 程度の範囲で構造特性の優れかつ経済性の高い吊床版橋が可能となる。ただし、スパン・サグ比を小さく取りすぎると、構造特性は満足していても吊床版両端部での床版の勾配が急になって使用性能を悪くすることがある。

(3) まとめ

吊床版橋は、吊橋とコンクリート橋の両者の特性を生かした構造であり、吊構造であるため座屈問題が無く、材料の特性を生かした極めて軽量のコンクリート構造を可能とする。この形式の橋は、現在中規模径間の歩道橋への適用にとどまっているが、耐風安定性や輪荷重による振動問題を解決すれば、長大支間の道路橋の分野でも優位性を発揮できる構造の 1 つと考える。また、吊床版構造の応用展開として吊床版上に脚柱を立て、その上に床版を載せる形式の潮騒橋(写真 8.20)や 3 方向からつり合を取りながら床版を張り渡した亀甲橋(写真 8.21)など新しいバリエーションへの試みもなされ始めている。

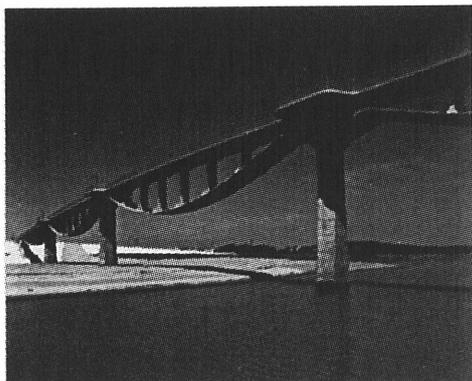


写真 8.20: 潮騒橋

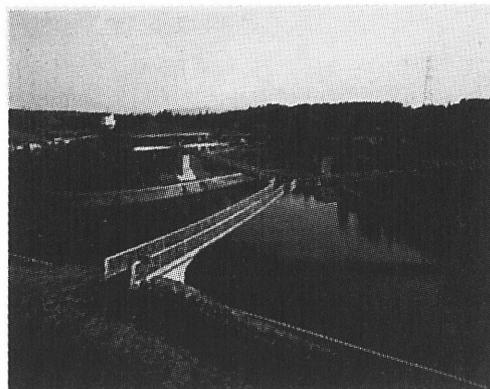


写真 8.21: 亀甲橋

参考文献

- 1) 川田忠樹：吊橋の文化史，技報堂出版，1981.
- 2) N.J.Gimsing, 伊藤學監訳：吊形式橋梁，建設図書，1990.
- 3) 土木学会鋼構造シリーズ 8 吊橋，土木学会，1996.
- 4) 古屋信明：世界最大橋に挑む，NTT 出版，1995.
- 5) 古屋信明：橋をとおして見たアメリカとイギリス，建設図書，1998.
- 6) Miyata.T and Yamada.H.: Aerodynamic Effects on Suspension Bridges with Inclined Hangers, 12th IABSE Congress, pp721-pp728, 1984.
- 7) 中村俊一：Severn 橋についての英国側からの見解および技術的検討，橋梁と基礎，Vol.22, No.5, pp17-20, 1988.
- 8) 古屋信明：本四吊橋の歴史，橋梁と基礎，Vol.32, No.8, pp43-pp48, 1998.
- 9) 森谷俊美：本四長大橋下部工の歴史，橋梁と基礎，Vol.32, No.8, pp53-pp57, 1998.
- 10) 横山功一：海峡横断道路プロジェクトを支える橋梁技術の動向，土木学会論文集，No.546/VI-32, pp1-12, 1996.
- 11) W.Podolny and J.B.Scalzi：Construction and Design of Cable-stayed Bridges, John Wiley & Sons Inc., 1976
- 12) R.Walther et-al.,：Cable Stayed Bridges, Thomas Telford, 1985
- 13) K.Roik, G.Albrecht und U.Weyer：Schrägseilbrücken, Ernst & Sohn, 1986
- 14) M.S.Troisky：Cable-stayed Bridges, BPS, Professional Books (2nd Edition), 1988
- 15) 藤野陽三・長井正嗣：吊形式橋梁の現状と将来，鋼構造論文集，JSSC，第1巻3号，pp.17-35, 1994
- 16) 長井正嗣・井澤衛・中村宏：斜張橋の基本計画設計法，森北出版(株)，1997
- 17) 小西一郎編：鋼橋(設計編II)，丸善，1976.
- 18) 平井敦編著：鋼橋 III, 技報堂，1967.
- 19) 乙藤憲一：吊橋のケーブルと補剛桁の計画と架設に関する二，三の考察，土木学会誌，pp.20-26, 1979.
- 20) 田中淳之：吊橋上部工の設計，橋梁と基礎，pp.61-68, 1984.
- 21) 大橋治一ほか：主塔の耐風設計法，橋梁と基礎，pp.76-79, 1998.
- 22) 古屋信明ほか：耐風設計，橋梁と基礎，pp.75-79, 1984.
- 23) 鳥海隆一ほか：大規模実験・解析法，橋梁と基礎，pp.65-73, 1998.
- 24) 日本鋼構造協会編：構造物の耐風工学，東京電気大学出版局，1998.
- 25) 山田均：耐風工学アプローチ，建設図書，1995.
- 26) 藤田和朗：上部工の耐震設計，橋梁と基礎，pp.86-89, 1998.
- 27) 栗原敏広：兵庫県南部地震の明石海峡大橋への影響，橋梁と基礎，pp.94-97, 1998.
- 28) 西村昭ほか：吊橋架設途中における平行線ケーブルの変形と二次応力解析，土木学会論文報告集，No.260, pp.1-15, 1977.
- 29) 中村憲市ほか：ワイヤラッピングされた吊橋平行線ケーブルの二次応力解析，土木学会論文報告集，No.288, pp.67-81, 1979.
- 30) 前田幸雄ほか：主ケーブルの2次応力を考慮した吊橋の有限変位解析，土木学会論文報告集，No.315, pp.37-47, 1981.

- 31) 例えば, 土木学会編: 鋼斜張橋 — 技術とその変遷, 1990.
Xanthakos, P. : Theory and Design of Bridges, pp.837-890, John Wiley & Sons, 1994,
星埜正明: 斜張橋の構造系と設計一般, 橋梁と基礎, pp19-34, 1985 など.
- 32) Ito, M. et-al. : Long Span Bridges, Constructional Steel Design(ed. Dowling, P. et al.), Elsevier Applied Science, pp.722-727, 1992
- 33) Hoshino, M. : Feasibility of cable-stayed bridges of a main span over 1000m, Proc. of the 4th International Conference on Civil Engineering, pp.532-541, 1996.
- 34) A.Burden : Modern Japanese suspension bridge design, Proc. of ICE, Part 1, Vol.90, pp.157-177, 1991.
- 35) A.Burden : Japanese cable-stayed bridge design, Proc. of ICE, Part 1, Vol.90, pp.1021-1051, 1991.
- 36) 遠藤武夫・高城信彦: 側径間に中間橋脚を有する長大斜張橋の構造特性, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.41A, pp.983-990, 1995.
- 37) Y.Yamada et-al. : Earth-quake-resistant and wind-resistant design of the Higashi-Kobe Bridge, CABLE-STAYED BRIDGES (ed. by M.Ito et al.), Elsevier, pp.397-416, 1991.
- 38) 遠藤武夫: 長支間斜張橋の構造計画に関する 2,3 の考察, 土木学会論文集, No.567/VI-35, pp.171-188, 1996.
- 39) J.H.Reusink and M.L.J.Kuijpers : Vibration of cable stays of Erasmus Bridge on Nov.4, 1996, Investigation report dated Nov.14 of Rotterdam Public Works, 1996.
- 40) 成井信ほか: 櫃石島・岩黒島道路鉄道併用斜張橋の設計 (3), 橋梁と基礎, Vol.15, No.3, pp.27-31, 1981.
- 41) 加藤信夫・飯岡豊・川人達男: 名港西大橋 (上部工) の設計, 橋梁と基礎, Vol.17, No.12, pp.19-26, 1983.
- 42) K.Maeda, A.Otsuka and H.Takano : The design and construction of the Yokohama Bay Bridge, CABLE-STAYED BRIDGES (ed. by M.Ito et al.), Elsevier, pp.377-395, 1991.
- 43) 長井正嗣ほか: 長大斜張橋の静的, 動的耐風安定性を確保できる最小桁幅に関する検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.1191-1198, 1998.
- 44) 野村國勝ほか: 長大吊形式橋梁の構造特性と経済性, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.41A, pp.1003-1014, 1995.
- 45) N.J.Gimsing : The Akashi Kaikyo Bridge and the Greatbelt East Bridge - The two greatest suspension bridges of the 20th century, Proc. of Int. Seminar on Long Span Bridge Aerodynamic Perspective'98, ISBAP'98, Kobe, 1998.
- 46) Troitsky, M. S. : Prestressed Steel Bridges - Theory and Design, Van Nostrand Reinhold, pp.299-344, 1990.
- 47) 橋梁と基礎 海外文献研究グループ: シュライヒの歩道橋, 橋梁と基礎, Vol.28, No.3, pp.50-51, 1994.3, No.4, p.48, 1994.
- 48) Holgate, A. : The Art of Structural Engineering - The Work of Jörg Schlaich and his Team, Edition Axel Menges, pp.197-243, 1997.
- 49) Staller, A., Seidl, A. und Suess, K. : Fußgängerbrücke über die Schenkendorfstraße in München, Bauingenieur, Bd.63, S.479-483, 1988.
- 50) Grob, A., Krähenbühl, J. and Wagner, A.: Survey, Design and Construction of Trail Suspension Bridges for Remote Areas, SKAT, Switzerland, 1983.
- 51) 三木千壽・草西信義・松本忠昭: 平家落人伝説の里に架ける吊橋, 橋梁と基礎, Vol.22, No.12, pp.29-32, 1988.
- 52) 辻村源衛門ほか: 黒滝吊橋 — 「黒滝・森物語村」に架かる吊床版橋 —, 橋梁と基礎, Vol.28, No.3, pp.2-6, 1994.3.
- 53) R.Saul et-al. : Die Sunshine Skyway Brücke in Florida, USA - Entwurf einer Schrägseilbrücke mit Verbundbau, BAUTECHNIK, Heft 7 und 9, pp.230-238, pp.305-309, 1984.
- 54) 佐野信一郎ほか: 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, Vol.23, No.2, pp.35-40, 1989.
- 55) P.Taylor : Composite cable-stayed bridges, Proc. of Int. Conf. on Cable-stayed and Suspension Bridges, IABSE & FIP, Deaville, France, pp.185-198, 1994.
- 56) H.Svensson : The development of composite cable-stayed bridges, Proc. of Bridges into the 21st Century, Hongkong Institution of Engineers, Hongkong, pp.45-54, 1995
- 57) CBA-BUCKLAND AND TAYLOR : ANNACIS BRIDGE No.2753, CONTRACT No.1 GENERAL, 1983.
- 58) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編, III コンクリート橋編, 1996.
- 59) 富本信ほか: T 荷重載荷による 2 主 I 桁合成斜張橋の床版応力に関する検討, 土木学会第 51 回全国大会講演会講演概要集, pp.598-599, 1996.

- 60) 長井正嗣ほか：合成箱桁を主桁とする斜張橋のクリープ，乾燥収縮に着目した力学特性に関する検討，鋼構造協会年次論文報告集，鋼構造協会，第3巻，pp.309-316，1995.
- 61) 横山功一ほか：2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.
- 62) 林元培（著）謝旭，中崎俊三（訳）：中国の長大合成斜張橋の設計と施工 — 南浦大橋と楊浦大橋 —，橋梁と基礎，Vol.30，No.6，pp.25-34，1996.
- 63) 文献調査委員会：プレストレスト (PS) 鋼構造，土木学会誌，1985.
- 64) Woessner, K. et-al : Die Neckartal-bruecke Weitingern, Der Stahlbau, pp.65-77, 1983.
- 65) Cazet, P. : Le viaduc metallique sur l'Oberargen, Bulletin Ponts Metalliques No.15, 1992.
- 66) 望月秀次ほか：ケーブルトラス橋の構造特性と設計，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，pp.1181-1190，1998.
- 67) J.Mathivat : Recent development in prestressed concrete bridge, FIP Note, pp.15-21, 1988.
- 68) 城野嘉明ほか：エクストラード PC 橋の計画と設計，橋梁と基礎，12，pp.11-17，1992.
- 69) 岡米男・春日昭夫・山崎淳：エクストラード橋の構造特性に関する一考察，プレストレストコンクリート，Vol.39，No.2，pp.53-58，1997.
- 70) 村上良丸ほか：歩行者用吊床版橋の模型実験，橋梁と基礎，1982-12，1983-1.
- 71) 則武邦具，熊谷紳一郎：吊床版橋，道路とコンクリート，No.80，1988.
- 72) K. Noritake, S. Kumagai and H. Nishiki: Study on structural characteristic and vibration of a stress ribbon bridge, the 3rd East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, Shanghai, pp.23-26, April, 1991.
- 73) 則武邦具・熊谷紳一郎：吊床版橋の設計と施工(上)，プレストレストコンクリート，Vol.32，No.3，1990.
- 74) 錦英樹・則武邦具・熊谷紳一郎：PC吊床版橋の振動使用性の照査，土木学会第44回年次学術講演会，1989.