

## 2. 設計

### 2.1 設計一般

#### 2.1.1 斜張橋の特徴<sup>1~12)</sup>

1955年に近代斜張橋の先駆となった Strömsund 橋が架設されて以来、斜張橋は今日に至るまで普及・発展を続けてきた。その発展を支えたのは、一方ではロックドコイルロープや平行線ケーブルに代表される高強度ケーブルの出現であり、他方ではコンピュータの発達に伴う静的・動的な構造解析法の進歩である。さらに風洞試験による耐風設計法の確立、合理的で精度の高い架設技術の発展なども挙げられる。

しかし、斜張橋が短期間に近代橋梁として一定の位置を確保するに至ったのは、斜張橋が従来の橋梁形式に見られない次のような優れた構造特性を具備しているためと思われる。

- ① ケーブル配置・塔形状などによる形態が多様で、設計の自由度が大きいこと
- ② 支間長の適用範囲が広く、支間割の制約が比較的少ないこと
- ③ ケーブルプレストレスによる塔・主桁の応力調整が可能で、経済的な設計ができること
- ④ ケーブルを利用した張出し架設が可能となり、合理的な架設が行えること
- ⑤ ケーブル・塔・主桁により構成される景観が機能的で、近代感覚にマッチしていること

斜張橋は上記のような特性、特にその設計における大きな自由度により、ケーブル配置、支間割、塔の形状、主桁断面の形状、主桁の支持形式、使用材料などを変えて多種多様な構造形式が得られ、形式選定において選択の幅が非常に広いのが特徴である。

長大支間橋梁を計画する場合は、吊橋か斜張橋が検討対象となることが多いが、最近では中央支間1000mを超える斜張橋が選定されてきている。一般的な斜張橋ではケーブルが主桁に定着されるため、死荷重時に斜張橋の基礎には水平力が生じない。Stonecutters 橋や Sutong 橋、Incheon 橋のように、軟弱地盤上や水深の深い海上部など大きな水平力を受けるアンカレイジを設置することが困難な架橋地点では、吊橋より斜張橋が適する場合がある。

一方、斜張橋が数多く建設されるに従い、設計および架設上で次のような注意すべき点があることも判明している。

- ① 斜張橋は一般にスレンダーな構造となるので、耐風安定性および耐震性についての検討が必須であること
- ② 長支間の斜張橋の全体耐荷力の解析や変形の大きな架設時の挙動の検討においては、ケーブルのサグによる非線形の影響を考慮する必要があること
- ③ 斜張橋のケーブルは疲労、防食法、振動（制振）などの面で十分な配慮が必要であること
- ④ 架設にあたっては、安全性の照査のみならず、ケーブル張力や塔・主桁の形状に対する厳しい管理が必要であること
- ⑤ 斜張橋の長支間化にともなってケーブルに作用する静的風荷重が主桁に及ぼす影響が大きくなること

斜張橋は設計の自由度が高く、多種多様な形態が採用されているため、このような問題を解決する基本方法が必ずしもすべて確立されているわけではなく、その都度検討がなされているのが現状である。

### 2.1.2 力学的特性

斜張橋は塔から斜め方向に張られたケーブルにより主桁を支持する形式の橋梁である。ケーブルが斜めに張られていることから、塔・主桁には曲げモーメントとともに軸力が生じる。これらの断面力は、荷重の載荷状態によって著しく異なった性状を示すが、それは載荷状態によって荷重支持機構が異なることに基づいているものと考えられる。また、斜張橋ではケーブルにプレストレスを与えることによって、塔および主桁の応力調整を行うことができる。

そこで、標準的な3径間連続斜張橋を例にとり、死荷重が載荷され、かつプレストレスが与えられた完成時の状態と、活荷重載荷時の状態の力学的特性を考えてみる。さらに、長大斜張橋を対象に、橋軸直角方向に静的な風荷重が載荷されたときの挙動について、吊橋との比較から主桁に作用する風荷重の影響を比較考察する。

#### (1) 完成時の性状

##### 1) ケーブルプレストレス<sup>2, 3, 13)</sup>

主桁に作用する死荷重を全径間にわたって一定とすると、プレストレスがない状態では、**図-2.1**に細い破線で示すように、主桁と塔で曲げモーメントが生じ、特に、主桁の塔近傍や中央部で大きくなる傾向がある。しかし、斜張橋ではケーブル張力を変化させることによって、塔および主桁の曲げモーメントを改善することが可能である。このケーブル張力を変化させる操作をプレストレスの導入とっているが、これは、定着点間に張られたケーブル長さを調整することにより、所定の曲げモーメントを塔と主桁に発生させることを意味している。斜張橋では、通常このプレストレスの導入を行うので、完成時の断面力は死荷重によるものとプレストレスによるものとを重ね合わせたものとなる。

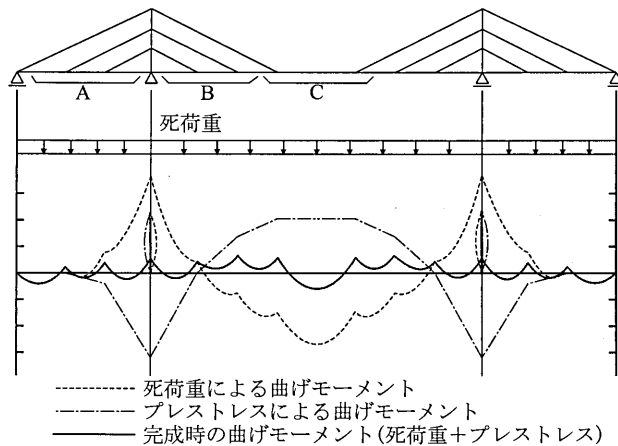


図-2.1 完成時の曲げモーメント

**図-2.1**にはプレストレスによって生じる曲げモーメント（一点鎖線）とプレストレス導入後の曲げモーメント（太い実線）も示されているが、プレストレスによって主桁の曲げモーメントが著しく改善されていることがよくわかる。一般に、ケーブルのプレストレス量は、完成時において塔に曲げが発生せず、かつ主桁の曲げモーメントができるだけ小さくなるような条件で決定される。さらに、閉合時の曲げモーメントをゼロに近づけること、および、死活荷重載荷時の曲げモーメントを均等化することなどを目的としてプレストレスが導入されることもある。

##### 2) 完成時の力学的性状<sup>14~19)</sup>

完成時に断面力を均等化する条件で形状決定された斜張橋では、主桁に作用する死荷重はほとんどがケーブルで支持され、中・下段ケーブル部では側径間側の死荷重と中央径間側の死荷重（**図-2.1A, B部**）とがバランスしてつり合い、また上段ケーブル部では中央部の荷重（**図-2.1C部**）がおもに上段ケーブルを介して端支点到に伝達されるという性状がある。しかし、それには、主桁に作用する単位長さ当りの死荷重が一定として、A,

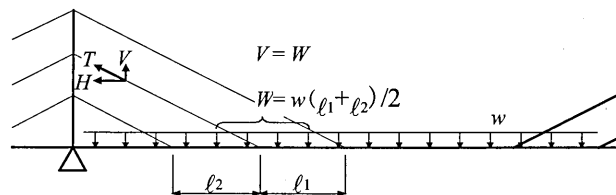


図-2.2 完成時ケーブル張力の決定法

B 区間の中・下段ケーブルが塔に対し対称に配置されていなければならないという構造上の配慮も必要である。

完成時の状態は、プレストレス力あるいはケーブル全張力を決定すれば確定する。通常は、ケーブルプレストレスの影響値を用いて、前述の条件を満たすようにプレストレス量を求め、完成時の状態を決定することが多いが、主桁の死荷重とケーブル張力とのつり合いから、直接完成時のケーブル張力を決定する方法も考えられる。すなわち、**図-2.2**のようにケーブルの定着点間の左右1/2の範囲の死荷重  $W$  とケーブル張力  $T$  の鉛直分力  $V$  を等しくするという方法などである。これはケーブルの荷重分担率  $\alpha$  ( $\alpha=V/W$ ) を 1.0 とする考え方である。ケーブル張力をこのように決定すると、完成時に生じる主桁の曲げモーメントは、**図-2.1**に見られるように、ケーブル定着点を支点とする多径間連続桁の曲げモーメントのようになる。このことは、ケーブル定着点の間隔を短くすれば、主桁の曲げモーメントを極めて小さくすることが可能であることを示しており、マルチケーブル形式が多用される理由の一つになっている。

(2) 活荷重載荷時の性状<sup>2, 5, 13~15)</sup>

1) 中央径間載荷時の挙動

中央径間に活荷重が載荷された場合の塔と主桁の軸力、曲げモーメント分布を**図-2.3**に示す。図には比較のため、ケーブル定着点で弾性支持された多径間連続桁（以下、連続桁モデルと呼ぶ）の曲げモーメントも示している。

この図から分かるように、斜張橋の曲げモーメント分布を連続桁モデルの場合と比較すると、中央径間ではほぼ等しくなるのに対し、側径間では全く異なった性状を示している。これは次のように説明することができる。

中央径間に荷重が載荷された場合、中央径間での荷重分担率  $\alpha$  が 1.0 に近く、載荷された荷重の大部分がケーブルによって支持され、その力が塔と側径間ケーブルを介して、端支点と側径間主桁に伝達される。これを単純化すると、荷重支持機構は**図-2.4**に示すようなものになる。中央径間の

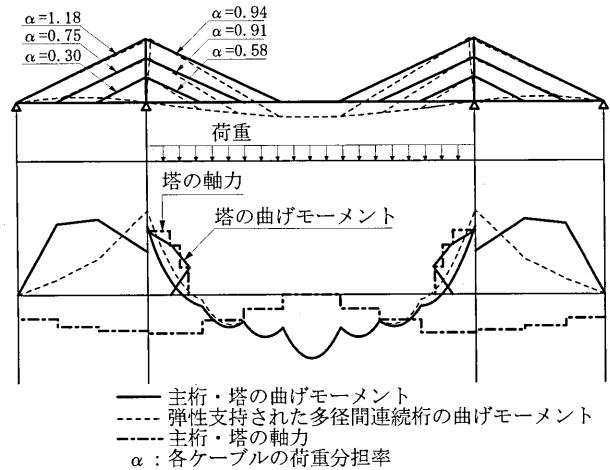


図-2.3 中央径間載荷の断面力・変位

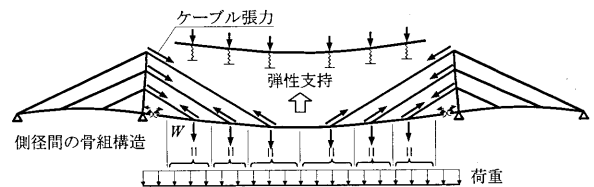


図-2.4 中央径間載荷の支持機構

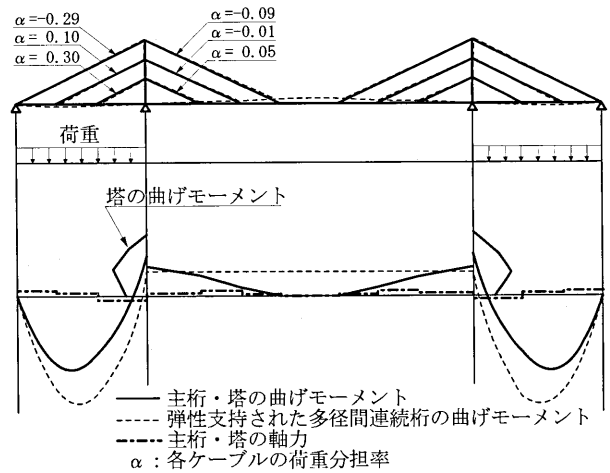


図-2.5 側径間載荷の断面力・変位

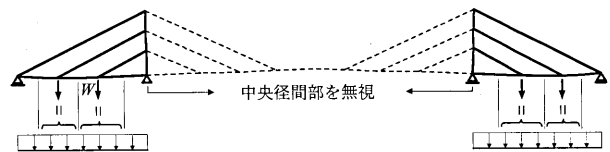


図-2.6 側径間載荷の支持機構

構造系は側径間の構造系と塔を介して変形して釣り合うため、中央径間の主桁は、ケーブル定着点で弾性支持された連続桁とみなすことができる。しかし側径間側の構造系においては、中・下段ケーブルを介して伝達された力が側径間主桁に上揚力として作用するので、側径間の主桁の曲げモーメント分布は、**図-2.3**のように連続桁モデルの場合とは異なる。また側径間ケーブルの荷重分担率は上段ケーブルで特に大きい。これは、側径間の主桁の変形にともなって、荷重が固定支点上に定着される最上段のケーブルに再配分される傾向を持つためである。

## 2) 側径間載荷時の挙動

側径間に荷重が載荷された場合の塔と主桁の軸力、曲げモーメント分布を**図-2.5**に示す。

この図から分かるように、側径間の主桁と塔には大きな曲げモーメントが生じる。これは、ケーブルの荷重分担率が小さく、載荷された荷重はおもに側径間の主桁によって支持されるからである。このことは、斜張橋のケーブルを取り去った同じ支間割の3径間連続桁の曲げモーメントと比較して、曲げモーメントがあまり小さくなっていないということからも分かる。これを単純化すると、荷重支持機構は**図-2.6**に示すようなものになる。斜張橋では、一般に中央径間部の構造系は側径間部の構造系に比べ剛性が小さいので、上記のように考えることはほぼ妥当なものである。なお、後述するように、設計上の配慮として、側径間に中間橋脚を設けると主桁や塔の変位が著しく減少するので、中間橋脚の設置は斜張橋の剛性を高めるのに非常に効果的である。

## 3) 塔と主桁に生じる断面力

### a) 曲げモーメント

これまで述べたことから明らかなように、標準的な斜張橋では、死荷重によって生じる曲げモーメントをプレストレスの導入によって生じる曲げモーメントで相殺するようにできるので、設計曲げモーメントのほとんどが活荷重によって生じるものとみなすことができる。

活荷重により生じる曲げモーメントは、中央径間においては弾性支持された連続桁と同様の挙動を示すので、その値の大きさは主桁とケーブルの剛比によって決まり、支間が増大してもあまり大きくはならないという性状がある。一方、側径間の主桁と塔に関しては、中央径間載荷と側径間載荷とで正負同程度の曲げモーメントが生じるという性状がある。これは斜張橋の荷重支持機構に基づくもので、次のように説明することができる。

中央径間載荷の場合には、荷重のほとんどがケーブルによって分担され、荷重はケーブル張力として塔を含む側径間側の骨組構造に作用する。その場合、上段ケーブル力は**図-2.7(a)**に示すような機構で、おもに側径間最上段ケーブルを介し直接端支点上に伝わる。これに対し、中・下段ケーブル張力は**図-2.7(b)**に示すように、側径間の骨組により支持される。これを側径間載荷の場合の荷重支持機構(**図-2.7(c)**)と比較すると、両者は同一の骨組に、同じ強度の荷重が中央径間側から作用するか、側径間側から作用するかの違いであり、塔と主桁の軸力による変形とケーブルの伸び

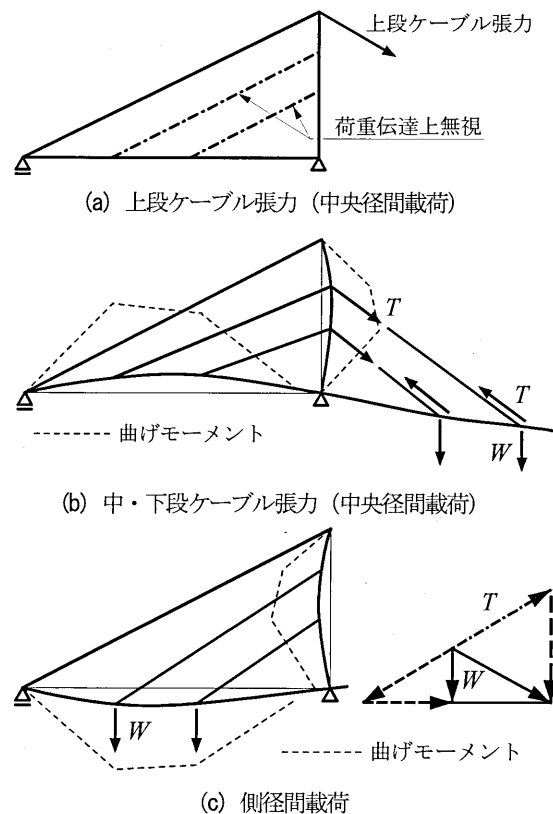


図-2.7 側径間構造系の荷重支持機構

変形を無視すれば、塔と主桁には正負相異なる同程度の曲げモーメントが生じることが分かる。

b) 軸力

斜張橋では主桁が斜め方向のケーブルで支持されるため、塔と主桁には軸力が生じる。死荷重と活荷重とによる合力としての軸力は、塔では圧縮力、主桁でも通常の形式では圧縮力である。また、活荷重による軸力は荷重が中央径間に載荷された場合に大きく、側径間に載荷された場合には小さい。

塔と主桁の軸力はケーブル張力の分力によって生じるのであるから、ケーブルの荷重分担率が大きければ、大きな軸力が生じることになる。ケーブルの荷重分担率が大きいと、主桁の曲げモーメントは逆に小さくなるので、軸力と曲げモーメントとの間には相反的な関係がある。

(3) 静的風荷重載荷時の挙動

橋軸直角方向に静的な風荷重が載荷されたときの挙動を吊橋と比較した場合、吊橋の場合は補剛桁が直角方向に変形すると、補剛桁に載荷された風荷重がハンガーを通じて主ケーブルへと伝わるので風荷重に対する補剛桁の負担が軽くなるのに対し、斜張橋の場合はケーブルに載荷された風荷重が定着部を通じて桁に伝わるため、主桁の風荷重に対する負担が増えることとなる。特に、上段の長いケーブルほど風荷重の影響が大きく、かつ主桁の中央付近に定着されることから、主桁の面外曲げモーメントに与える影響も大きくなる。この傾向は支間が長大化するにつれて大きくなる。例えば、多々羅大橋(890m)では、主桁の塔付近が風荷重で断面決定されている。

参考として、支間長 500m+1000m+500m の連続吊橋と斜張橋を対象に、主桁に載荷される風荷重強度および風荷重による主桁の面外曲げモーメントを図-2.8、図-2.9に示す。ここでは比較のために、吊橋と斜張橋の桁の剛性、投影面積、抗力係数、高度は同一条件としている。図-2.8では、桁のみに直接載荷される風荷重強度と、これに加えて吊橋のハンガーや斜張橋のケーブルから伝達される風荷重強度との合計を示している。吊橋の場合、風荷重による主ケーブルと補剛桁の橋軸直角方向相対変位から、ハンガーを通じて風荷重による力が補剛桁から主ケーブルへと流れ、中央径間中央付近では風荷重強度との合計が大きく低下するのに対し、斜張橋では主桁に定着されるケーブルの長さに応じて風荷重強度との合計が大きく増加する傾向が見取れる。この結果、図-2.9に示すように、風荷重による桁の面外曲げモーメントは、斜張橋の方が吊橋よりも大きく上回る結果となることが理解できる。

2.1.3 設計法

斜張橋の設計についてはこれまで多くの研究や検討がなされており、それらの成果が現在の設計法となっている。それについて簡単に説明する。

斜張橋の設計においては、基本計画から詳細設計までの間に検討される項目が、通常の桁橋などに比べると

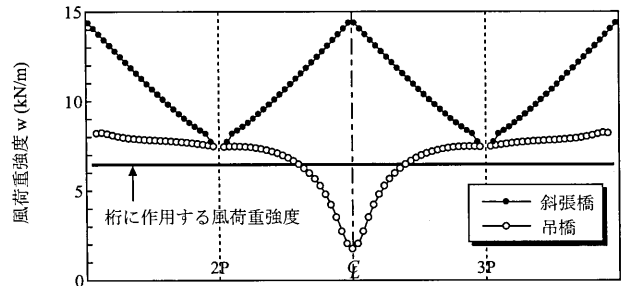


図-2.8 桁が負担する風荷重強度

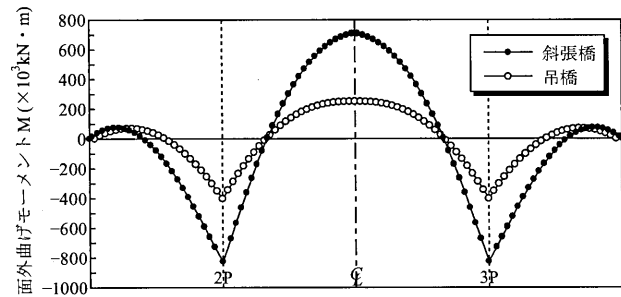


図-2.9 風荷重による桁の面外曲げモーメント

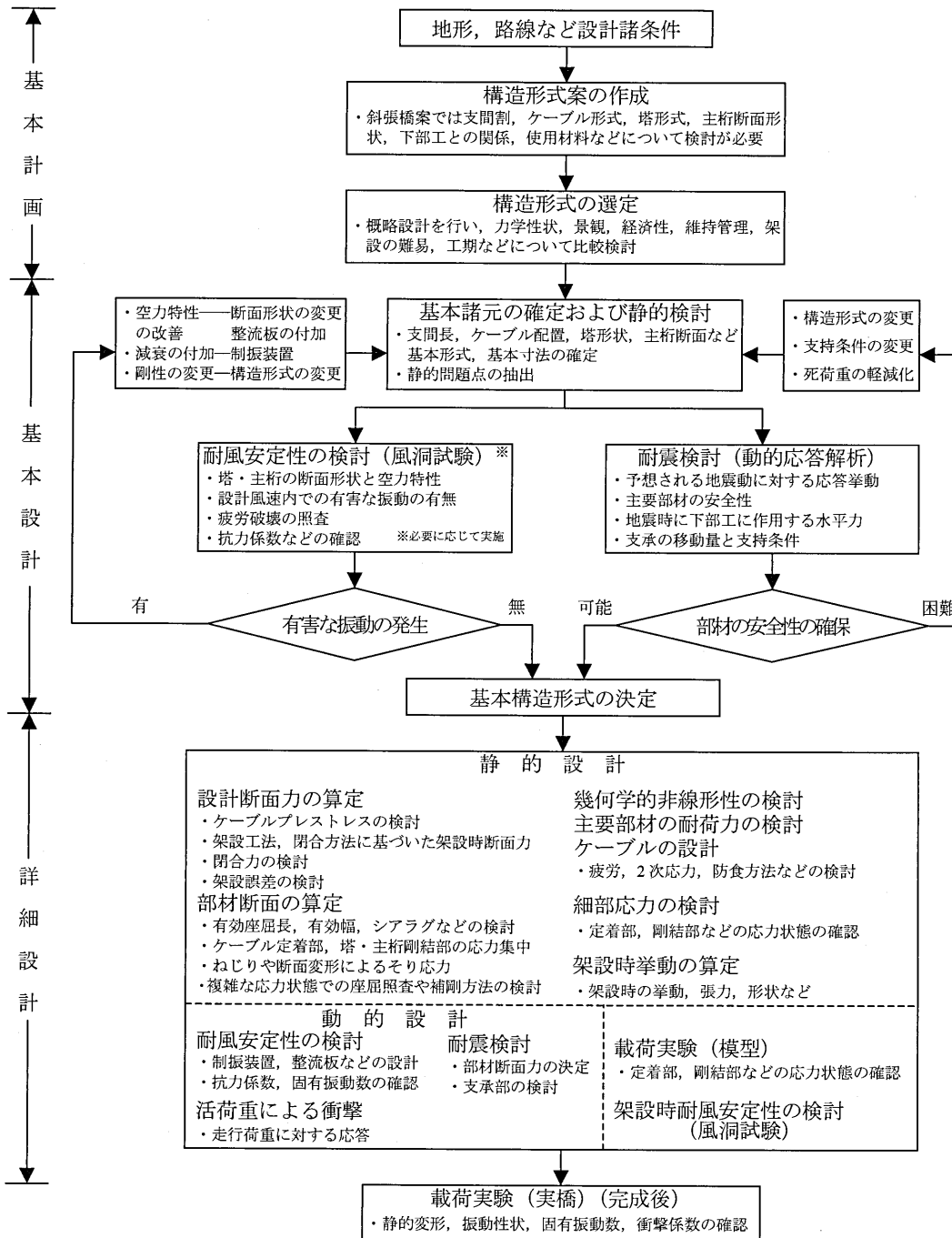


図-2.10 斜張橋の設計手順と検討項目

非常に多い。その理由は、形態が多様で設計の自由度が大きいこと、断面形状を決定する場合にも耐風安定性など動的な性状を考慮しなければならないこと、設計断面力の算出や部材設計の際に、塔・主桁・ケーブルの架設方法、主桁の閉合方法などの架設条件を考慮しなければならないことなど、非常に広範な検討が必要となるためである。図-2.10に斜張橋の設計の標準的な手順および検討項目を示す<sup>1~3, 9~12, 15, 18, 20~26</sup>。

(1) 基本計画<sup>1~3, 20</sup>

基本計画は、架設地点の地形、環境、道路などの設計諸条件を考慮し、架設が可能かつ経済性、景観など

に優れたいくつかの構造形式案を作成することから始められる。その後、各案につき概略設計を行い、工費を算出する。それとともに力学的特性、各部の構造、景観、施工性、維持管理などについて比較検討が行われ、総合的に優れた構造形式が選定される。この段階で斜張橋案を考える場合、十分な検討が必要であるが、実際には、既往の実績を参考とすることが多い。また最近の傾向として長支間化とマルチケーブル形式の多用が挙げられる。次に斜張橋を計画する際に考慮する一般的な事項について述べる。

1) 支間割と構造形式

側径間と主径間とでケーブル断面積が同程度となる標準的な斜張橋では、側径間の支間長を  $L_1$ 、主径間の支間長を  $L_2$  とすると、支間比  $L_2/L_1$  は3径間の場合 2.2 ~ 2.5, 2径間の場合 1.2 ~ 1.6 程度である (図-2.11)。2径間の支間比は、3径間の場合で中央径間の上段ケーブルの定着点付近に端支点を設けたものにほぼ等しいとみることができる。

支間比が上記の範囲外であっても、構造形式を工夫することにより対処は可能である。支間割が制約される場合には、次のような構造形式とすることが多い。

a) 側径間の支間が比較的に長い場合

側径間の主桁の剛性が相対的に小さく、ケーブル支持剛性が低くなるので、活荷重による中央径間の主桁の曲げモーメントが増大する。そのため、次のような方法がとられる。

① 側径間に中間橋脚を設置し、側径間の変形を小さくする方法 (図-2.12(a)①)。この方法は支間割が標準的であっても、主桁の曲げモーメントを低減するには非常に効果がある。実施例としては Duisburg-Neuenkamp 橋, Linz 橋などがある。

② 塔の橋軸方向の剛性を大きくし、ケーブル支持剛性を高める方法 (図-2.12(a)②)。実施例としては Raiffeisen 橋, Ludwigshafen 橋などがある。

b) 側径間の支間が短い場合

側径間と中央径間とで死荷重がバランスせず、側径間は大きな上揚力を受ける。そのため、次のような方法がとられる。

① 中央径間上段の複数ケーブルに対して釣り合う側径間最上段ケーブルを端支点付近に定着する方

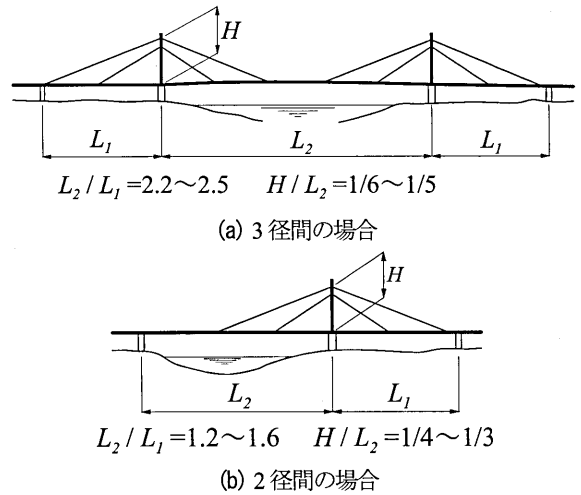


図-2.11 標準的な斜張橋の支間割、塔高

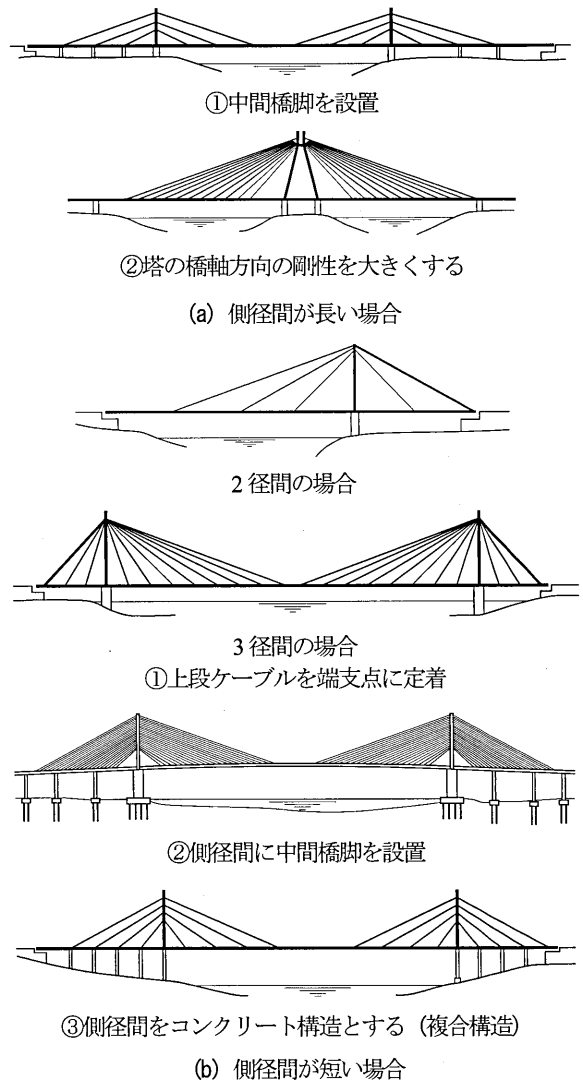


図-2.12 支間割が制約される場合

法 (図-2.12 (b) ①). 実施例としては Donaubücke Deggenau 橋, Willems 橋, Saint-Nazaire 橋などがある.

② 側径間の上揚力を支持するため, 中間橋脚を設置する方法 (図-2.12 (b) ②). 実施例としては Sloboda 橋, Rama IX 橋, Knie 橋などがある.

③ 側径間の負反力を軽減するため, 側径間を自重の大きなコンクリート桁とし, 複合構造とする方法 (図-2.12 (b) ③). この場合, 側径間の自重が過大となるので, 側径間主桁を支持する中間橋脚が設置されることが多い. 実施例としては Tjöm 橋, George-Street 橋, 生口橋, 多々羅大橋などがある.

なお, 負反力が発生した場合には, ペンデル支承あるいはタイダウンケーブルを設置して側径間の負反力を軽減する方法がある. タイダウンケーブルを用いた例としては, Friedrich-Ebert 橋, Incheon 橋, Binh 橋等がある.

上記の他, 支間割の制約される場合の実施例として, 側径間を無くして単径間斜張橋とした勝瀬橋や Amo 橋など, また塔を傾斜させた Batman 橋や Bratislava 橋, 非対称な支間割を高さの異なる塔を設けて解決したかつしかハープ橋などがある. このように斜張橋ではその力学的特性を考慮し, 支間割に応じた構造形式を選択することが重要である.

#### 2) 塔の高さおよび塔の形式

塔の高さを主桁位置から上段ケーブルの定着点までの高さとする, 3 径間の場合には中央支間長の  $1/5 \sim 1/6$  程度, 2 径間の場合には最大支間長の  $1/4 \sim 1/3$  程度とするのが普通である (図-2.11). 2 径間の場合, 支間比はかなり幅があるので, 必ずしも塔高: 支間長のみにとらわれず, 各支間長を考慮して決定する必要がある. 塔の形式は, ケーブル配置, 主桁断面形状と関連して, 経済性, 施工性, 景観などを総合的に考えて決定される.

#### 3) ケーブル配置

ケーブル配置を 1 面とするか 2 面とするかは, 道路の幅員構成, 塔の形式, 主桁の断面形状, 景観, 耐風安定性などを考慮して決定される. 橋の側面から見たケーブル形状としては, 力学的な観点からは放射形式, 景観の面からはファンあるいはハープ形式がよいと言われているが, 定着部の構造の複雑さなどについても考慮する必要がある. またケーブル段数やケーブルの種類を決定する際には, ケーブルそのものの特性とともに, 張力導入方法, 定着構造, ケーブル架設や防食のための足場の必要性, ケーブルの維持管理なども考慮する必要がある. ケーブル断面のコンパクト化や架設条件などの観点からマルチケーブル形式が多用される傾向にある.

#### 4) 主桁の断面形状および支持形式

主桁の断面形状は, ケーブル配置や塔の形式および耐風安定性を考慮して決定されるのが普通であるが, 長支間の場合には特に耐風安定性の良い断面を選定することが重要である. また主桁および塔のケーブル定着部の構造や主桁と塔との結合部の構造が簡単で, 力の伝達が確実に行われるように配慮することも必要である.

主桁の鉛直方向の支持形式としては, 端支点と塔位置で支持されるのが普通であるが, このうち塔位置では必ずしも支持される必要はない. また主桁の橋軸方向の支持形式は多様であるが, 特に支間が長い場合には, 温度変化や地震によって塔に生じる断面力, 地震によって生じる主桁の変位, 下部工への反力などを考慮してその支持形式が決定される.

#### 5) 景観

斜張橋の構造形式は本来機能的で近代的な景観を有しているが, さらに周囲の景観との調和が重視される傾向にある. ケーブル配置はもとより, 景観に対し大きな比重を占める塔と主桁の形状および色彩については, いろいろな角度から種々の手法により検討が行われ, 決定される. また夜間ライトアップの事例も多い.



## (2) 基本設計

基本計画において斜張橋が選定されると、静的・動的な問題点の抽出、およびより正確な工費の積算を目的として基本設計が行われる。基本設計では、まず静的設計により主要な部材の基本寸法が決定される。長大斜張橋の場合や動的に問題があると予測された場合には、続いて固有振動数が算出され、決定された基本諸元を使用して、必要に応じて風洞試験を行い耐風安定性が検討されるとともに、動的応答解析などにより耐震性の検討が行われる。その結果、動的に問題がない場合にはその形式が構造形式として最終的に決定されるが、有害な振動の発生が予測される場合には、断面形状を変更したり、整流板や制振装置などの設置が検討される。また、地震時の部材の安全性の確保が困難な場合には、構造形式や支持条件などが変更される。この段階で行われる静的設計法については次節以降で説明することとして、ここでは動的な検討について簡単に触れる。

### 1) 耐風安定性の検討

長支間の斜張橋のようにスレンダーな構造形式の斜張橋では、耐風安定性に対する検討が重要である。主桁の耐風安定性については以前から風洞試験により照査されてきている。その結果、有害な振動が発生する場合には、断面形状を変更したり、整流板などを設置して振動を抑制している。最近では、塔についても風による振動の発生の可能性を風洞試験により照査し、必要に応じて整流板や制振装置などが設置されることも多くなっている。

またマルチケーブル形式の斜張橋では、各々のケーブルが細く、質量、剛性が小さくなるので、風によって振動するという現象が見られることもある。これについては、ケーブルを相互につなぐタイケーブルが設置されたりするが、維持管理性および景観の面からダンパーなどの制振装置により振動を抑制する方法なども行なわれるようになった。空力的な制振対策としては、ケーブル被覆管に平行突起を設けた例、インデントを設けた例、U字ストライプを設けた事例などがある。

### 2) 耐震性の検討

支間が長大化すると、地震時に作用する水平力が非常に大きくなるので、主桁の支持方法として後述されるような橋軸方向にオールフリーの形式や弾性支持の形式を採用することが多い。これは橋梁の固有周期を長周期とすることにより、地震動の周期と一致するのを避け、地震によって生じる部材の断面力および反力を小さくすることを意図したものである。さらに、レベル2地震に対応するために、ゴム支承を用いた免震対策などを実施する事例が増えてきている。

地震時の挙動を正確に把握するため、斜張橋では時刻歴応答解析や応答スペクトル解析などの動的解析が行われる。この解析には入力地震波や入力加速度の選定および周辺地盤と構造物との相互作用を考慮したモデル化の問題などがあり、実施に際しては十分な検討が必要である。

### (3) 詳細設計

詳細設計とは、基本設計において決定された構造形式、塔・主桁の形状、架設工法などの基本事項を踏まえて、最終の設計断面力を算出し、全部材の構造、板厚を決定することである。その際には応力的な面のみならず、製作、輸送、架設にも十分配慮し、かつ維持管理の容易な構造とすることが必要である。

詳細設計の段階においては、定着部や主桁と塔の剛結部など構造の複雑な部分の応力状態を確認するために模型載荷実験が、架設時の耐風安定性を調べるために風洞試験が行われることもある。また制振対策など動的な検討によって得られた結果を具体的に構造に反映するのもこの段階である。さらに架設後には設計時に仮定した条件の確認や振動特性を調査するため、実橋での載荷実験や振動実験が行われることが多い。

## 2.2 解 析

### 2.2.1 概 説

近代の吊形式橋梁の原型は 1883 年開通の Brooklyn 橋といわれ、ケーブルシステムを補強するためのステイケーブル（斜ケーブル）が配置されていた。その後もステイケーブルを配置した吊橋は提案されてきたが、不静定次数が高く、構造計算の量が膨大となる斜張橋より構造計算が比較的容易となる吊橋で発展をみた<sup>27, 28)</sup>。近代斜張橋の原型は 1956 年の Strömsund 橋と言われ、計算尺や 1950 年代から出回り始めた機械式計算機によって高次の不静定構造の解析が行われていた。1960 年代後半からコンピュータによる解析が発達し、極めて高次の不静定次数を持つマルチケーブルシステムの斜張橋が解析できるようになった。このことが斜張橋の進歩を一気に加速させ、ドイツにおいて 1967 年 Friedrich Ebert 橋、1969 年 Knie 橋などが建設された。わが国でも 1970 年以降コンピュータの普及にあわせて斜張橋建設時代の幕開けとなった。

コンピュータによる解析は、斜張橋を離散的な骨組構造にモデル化し、変形法（マトリックス変位法）により行われる。これは各節点の変位を未知量として、各節点のつり合い条件から得られる連立方程式を解くことにより構造物を解析するものである。つり合い式を考える状態の違いにより、微小変位解析と有限変位解析に区分される<sup>27)</sup>。微小変位解析はつり合い式を変形する前の状態（座標）において考えた線形解析である。有限変位解析はつり合い式を変形後の状態（座標）において考えた非線形解析で繰返し収束計算を必要とするものである。これらは、本節の各項で述べるように各々の解析の目的に応じて使い分けられる。

本節では鋼斜張橋の設計における解析について実務的な観点から解説する。

### 2.2.2 構造のモデル化

斜張橋の全体完成系の解析においては、コンピュータの処理速度と容量の飛躍的増大により立体骨組モデルを採用することが多くなった。その理由は、

- ① 立体的なケーブル配置や平面曲線を持つ主桁など立体性を持つ構造に対応できる。
- ② 偏載荷重によるねじりの影響を考慮できる。
- ③ 立体骨組モデルに統一することで解析結果の組合せおよび編集作業が容易となる。

などである。なお、対称性を有する構造の場合は平面骨組モデルを組合せて設計するメリットもあるので、構造に応じて判断すればよい。

骨組解析モデルの作成においては、主桁や塔のモデル化には構造の軸線部材から実際のケーブル定着点までを剛部材で結んだ Fishbone モデル（図 2.13）が採用されることが多い。これによりケーブルの勾配や長さを正しく表現することができる。ケーブルは自重によりサグが生じるため、張力に応じて見かけのヤング係数が低下する。この影響を考慮する場合、H.J.Emst などによる換算ヤング係数が用いられる（2.3.3 ケーブル参照）。

弾性座屈解析または有効接線弾性係数法（ $E_t$ 法）により座屈解析を行う場合は、上述の全体完成系の解析モデルで行うのが一般的である。また動的解析も立体骨組みモデルで行われる。

架設解体計算では変形量が大きく、ケーブル張力の変動によりサグも変化し剛性が変わるので有限変位解析が適用される。そのため膨大な解析量となるので平面骨組モデルが採用されることが多い。なお 2 面吊形式の場合、半橋モデル（＝1 塔柱＋1 ケーブル面＋半主桁）で平面骨組を構成することがある。

### 2.2.3 静的解析

#### (1) 死荷重完成系の解析

鋼斜張橋ではケーブルプレストレスを適切に決定することにより、完成状態において塔の曲げモーメントを

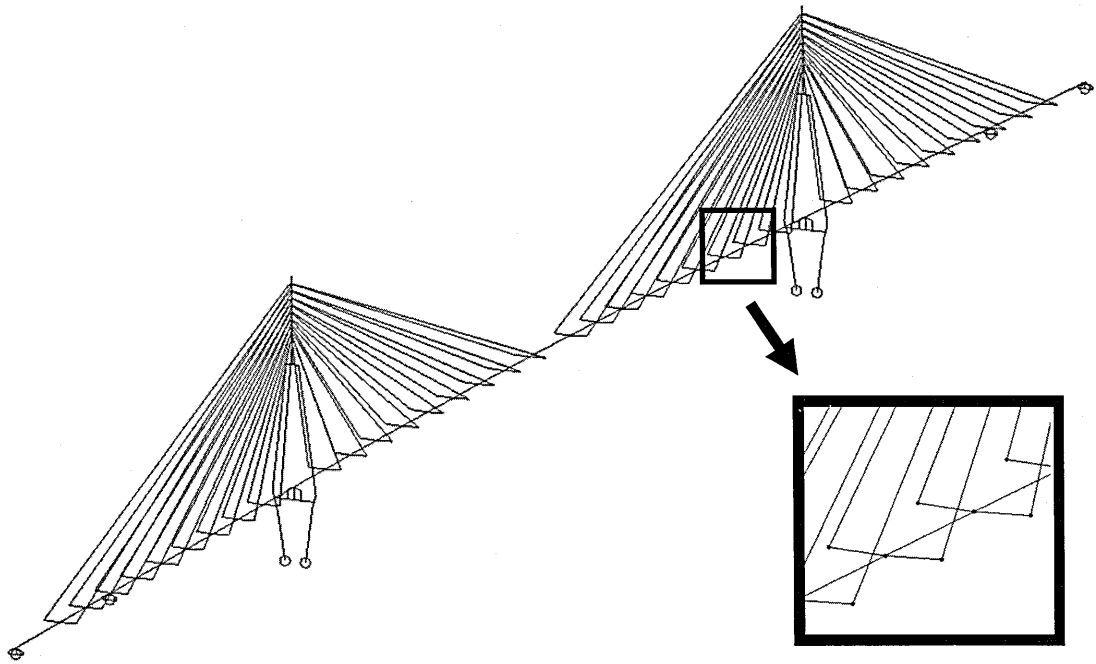


図-2.13 鷹島肥前大橋立体骨組解析モデル

小さくコントロールし、かつ鋼桁の曲げモーメントを平滑化する。このような死荷重完成系を決定するための手順を表-2.1で示す。Step1では塔基部での水平力、桁中央での引張力が発生しないよう塔基部の境界条件を可動として死荷重載荷系を算定する。Step2はケーブルプレストレスを決定するための解析で相対剛度変化法<sup>29)</sup>を適用した場合を表している。Step3は塔と鋼桁の曲げを平滑化するプレストレス載荷系である。Step1とStep3を重ね合わせて死荷重完成系 Step4を得る。これらの解析では重ね合わせが必要なことおよび完成系の座標での釣り合いを求めていることから、微小変位解析を適用する。

解析モデルはケーブル面が鉛直平面の場合は平面骨組モデルで十分であるが、立体的な構造配置を持つ場合は立体骨組モデルが採用されることが多い。

(2) 全体静解析

全体静解析は、活荷重、衝撃、風荷重、温度変化の影響、支点移動等の外荷重を全体系骨組モデルに載荷することにより設計断面力を算定するものである。解析モデルとしては荷重の方向により平面・立体を使い分けることもあるが、解析結果の重ね合せの便宜を考

表-2.1 死荷重完成系の決定

死荷重完成系を算定するための解析モデル 死荷重断面力の算定(境界条件調整)	
Step1	
Step2	<p>【相対剛度変化法】Step2-Step1よりPSを算定する</p>
Step3	<p>ケーブルプレストレスPS載荷</p>
Step4	<p>Step1+Step3より死荷重完成系を得る</p>

え立体モデルに統一することが多くなっている。橋梁の規模やフレキシビリティによって微小変位解析または線形化有限変位解析が適用される。線形化有限変位解析とは、有限変位理論における死荷重時の部材の初期内力による幾何剛性のみを考慮した線形解析であり、死荷重完成系における部材軸力を初期内力として幾何剛性マトリックスが誘導される<sup>27)</sup>。線形化有限変位解析を採用する理由は以下のとおりである。

- 1) 完成系の斜張橋の場合死荷重の割合が大きく、死荷重による軸力で線形化した解析でも十分な精度を有しており、有限変位理論による厳密な非線形解析に対して良好な近似を得る。
- 2) 有限変位理論による非線形解析と異なり線形解析であるため各載荷重による解析結果の重ね合せを合理的に行うことができる。

なお平面解析を組合せる場合、橋軸方向と橋軸直角方向の挙動に応じて、適切なモデルと境界条件で解析を行う必要がある。

#### 2.2.4 動的解析

##### (1) 固有値解析

斜張橋の基本構造形式を決定する際には、塔や主桁の耐風安定性や地震時の動的挙動についての検討が必要である。風や地震による振動性状を把握するためには、固有の振動特性を明らかにすることが必要であり、固有振動解析が行われる。解析モデルとしては、節点に集中した質量を与え、部材の剛度は通常の静的解析に用いる剛度を使用した多質点系の骨組構造モデルを用いる。

##### (2) 風作用に対する動的解析

風の動的作用による照査は、固有振動解析の後、簡易的な方法<sup>30)</sup>で照査を行うか、風洞試験、空力弾性解析（フラッター解析、ガスト応答解析）により照査が行なわれる。多々羅大橋などの長大橋梁では、発散振動の発現風速を解析的に求めるためのフラッター解析や、自然風の風速変動に起因する抗力、揚力、空力モーメントの変化を考慮した構造物の応答を解析的に求めるためのガスト応答解析が実施されている<sup>31)</sup>。

##### (3) 地震動に対する動的解析

地震動の動的作用に対する照査を行う場合は、入力する地震動のレベルに応じて、適切な解析モデルおよび解析方法を用いる必要がある。例えば、レベル1地震に対して、全ての部材を弾性域に留める目標耐震性能を設定した場合は、部材は弾性モデルで解析すればよく、レベル2（大規模）地震に対して、一部の部材の塑性化を許容する目標耐震性能を設定した場合は、塑性化を考慮する部材を弾塑性モデルとして解析することとなる。また、部材をモデル化する際は、基礎地盤のモデル化、支承部などの境界条件、免震・制震デバイスのモデル化、材料の非線形モデル等、適切に設定する必要がある。解析方法としては、一般的に応答スペクトル法か時刻歴応答解析が用いられる。

#### 2.2.5 座屈耐荷力解析<sup>32, 33)</sup>

##### (1) 有効座屈長と座屈解析

塔のように軸方向圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材は、安定照査と応力照査によって設計される。道路橋示方書<sup>34)</sup>では、部材もしくは板の局部座屈および全体座屈が生じないことを照査する安定照査式(2.1)および板の局部座屈が生じないことを照査する応力照査式(2.2)が示されている。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \left( 1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}} \right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao} \left( 1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}} \right)} \leq 1 \quad (2.1)$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq \sigma_{cal} \quad (2.2)$$

ここで、

- $\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$  : 強軸及び弱軸まわりの曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{caz}$  : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{bcgy}$  : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{baa}$  : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cal}$  : 局部座屈に対する許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{eay}, \sigma_{eaz}$  : 強軸及び弱軸まわりの許容オイラー座屈応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$1/(1 - \sigma_c/\sigma_{eay})$  および  $1/(1 - \sigma_c/\sigma_{eaz})$  は両端に曲げモーメントと軸力が同時に作用する単純支持梁の付加曲げモーメントの影響による応力補正係数である<sup>35,36)</sup>。有限変位解析（線形化有限変位解析を含む）による場合は、変形に伴う付加曲げモーメントが考慮されているため、応力補正係数は考慮する必要はない。このとき式(2.2)は式(2.3)となる。

$$\sigma_c + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} \leq \sigma_{cal} \quad (2.3)$$

吊橋主塔設計要領・同解説<sup>37)</sup>では、有限変位解析で求められた断面応力に対する応力照査式(2.3)には、同時に橋軸方向の安定照査式としての意味も持たせている。また、塔面内すなわち橋軸直角方向の座屈に対しては、橋軸方向より座屈強度が高いことを前提として、式(2.1)において左辺第1項と第2項のみを考慮して照査している。

鋼斜張橋の塔の座屈設計については、野上・成田の研究<sup>38,39)</sup>において基準の変遷と設計法が総括されており、有効座屈長を用いた安定照査を行う一般的な方法（櫃石島橋、岩黒島橋、尾道大橋など）、これに耐荷力照査を加えた方法（生口橋、横浜ベイブリッジ、大和川橋梁など）、および非線形効果を補正係数として安定照査に反映した方法（東神戸大橋）がある。

安定照査における許容軸方向圧縮応力度  $\sigma_{caz}$  および許容オイラー座屈応力度  $\sigma_{eay}$  の算定には有効座屈長が用いられる。有効座屈長の算定は弾性座屈解析で求める方法が一般的であるが、橋梁構造物に使用される部材の多くは弾性範囲内で座屈することがなく、これに修正を加える手法として有効接線弾性係数法<sup>37)</sup> ( $E_f$ 法)がある。 $E_f$ 法は実際の柱が非弾性領域を生じることにより、座屈荷重が Euler 荷重より低下するだけでなく、有効座屈長にも変化が生じることを考慮し、実用的観点から見かけの弾性係数の低下を考慮した固有値解析により有効座屈長を算出する方法である。見かけの弾性係数の低下は  $E_f$  を式(2.4)のように定義し、 $P_\sigma$  として道路橋示方書の柱の基準耐荷力曲線を持ちいることによって弾性係数を低下させ、有効座屈長を低減しようとするものである。

$$E_f = \frac{P_{cr}}{P_e} E = \frac{\sigma_{cr}}{P_e / A} E \quad (2.4)$$

主桁の座屈設計については次のような問題点がある。1) 死荷重および活荷重を鉛直方向に直接受ける主桁においては曲げモーメントの影響が大きい。2) 偏平で上下非対称な主桁断面は、断面毎に中立軸が変化し、中立軸が階段状に変化するために、軸方向圧縮力の偏心による曲げモーメントの影響がある。3) 曲げモーメントが

卓越することにより分岐座屈モードから屈服挙動へ移行するため安定照査の適用には注意が必要である。多々羅大橋では安全側の設計とするため、塔近傍の主桁について安定照査を実施し、全橋の耐荷力解析によって安全率が確認されている。

野上・長井らの研究<sup>40~43)</sup>においては、安定照査に加え(修正)  $E_f$  法による耐荷力照査(安全率照査)により主桁の座屈設計を行うことが提案されている。

## (2) 全橋耐荷力解析

塔や主桁は、有効座屈長を用いた座屈設計を行うことにより所要の安全率を確保するように設計されている。しかし複雑な構造系を有する斜張橋の正確な有効座屈長を算出するのは困難である。また斜張橋のように長大で可撓性に富む構造物では、設計荷重以上での非線形な挙動により、断面力の増加や再配分が発生し、所要の安全率を確保できない可能性もある。このため弾性有限変位解析や弾塑性有限変位解析による全橋耐荷力解析が行われてきた。国内の主な斜張橋について耐荷力照査を行った例を表-2.2に示す。

表-2.2 耐荷力照査の例

橋名	荷重の組合わせおよび荷重係数	所要荷重係数	解析理論	備考
多々羅大橋	$\alpha(D+PS+Li+T+SD)$	$\alpha_{req}=1.70$	弾性有限変位解析	主桁中立軸の変化を考慮したモデルを採用。側径間のPC桁は分離。
	$\alpha(D+PS+Leq+EQ+T+SD)$	$\alpha_{req}=1.13$		
	$\alpha(D+PS+W+T+SD)$	$\alpha_{req}=1.13$		
生口橋	$1.3(D+PS+T+SD)+\alpha Li$	$\alpha_{req}=2.2$	弾性有限変位解析	
東神戸大橋	$1.1(D+PS)+1.00(SD+E+T)+\alpha W$	$\alpha_{req}=1.54$	弾塑性有限変位解析	$\alpha_{req}=1.70/1.1$
	$1.1(D+PS)+1.00(SD+E+T+Leq)+\alpha EQ$	$\alpha_{req}=1.54$		
大和川橋梁	$1.70(D+PS)+\alpha Li$	$\alpha_{req}=1.70$	弾塑性有限変位解析	$\alpha_{req}=1.70/1.00$
	$1.00(D+PS+T)+\alpha(Li/2+EQ)$	$\alpha_{req}=1.00$		$\alpha_{req}=1.70/1.70$
	$1.26(D+PS+T)+\alpha W$	$\alpha_{req}=1.26$		$\alpha_{req}=1.70/1.35$
	$1.26(D+PS+T)+\alpha(Li/2+W(L))$	$\alpha_{req}=1.26$		$\alpha_{req}=1.70/1.35$
天保山大橋	$1.30(D+PS)+\alpha Li$	$\alpha_{req}=2.17$	弾塑性有限変位解析	AASHTOを参照
	$1.30(D+PS+T)+\alpha Li$	$\alpha_{req}=1.30$		
	$1.25(D+PS+T)+\alpha W$	$\alpha_{req}=1.25$		
	$1.30(D+PS+T)+\alpha(EQ+Leq)$	$\alpha_{req}=1.30$		
かつしかハーブ橋	$1.70(D+PS+E)+\alpha Li$	$\alpha_{req}=1.70$	弾性有限変位解析	$\sigma_{cal}$ : 板の局部座屈を考慮した許容応力度
	$1.36(D+PS+E)+\alpha(Li+W)$	$\alpha_{req}=1.70$		

$\alpha(D+PS+L)$ の荷重ケースは許容応力度設計としての安全率 $\alpha \geq 1.7$ を確認するものである。このときの問題点は、

- ① 長大橋の場合、断面力における死荷重比率が高く、変動しにくい死荷重Dを1.7倍まで増大させることで、不経済な設計になる可能性がある。
- ② ケーブルプレストレス力PSも係数倍しないと曲げモーメントが超過してしまう。PSという内力を係数倍することの工学的意味が不明である(PC斜張橋の終局時の照査では、死活荷重を1.7倍するがPSは1.0倍)。

一方、 $\alpha D+PS+\beta L$ のように荷重係数を設定して照査することも多く、長大橋梁ごとに荷重係数を設定して確認されてきた。問題点として、詳細設計時と全橋耐荷力解析時で荷重状態が異なるため、反力や断面力の符号が反転することなどがある。このため鋼斜張橋においても終局(限界)状態を定義して設計を行う必要があるといえる。

表-2.2において、弾性有限変位解析による場合は、鋼床版など薄肉補剛パネルは局部座屈後に急速に耐力が

失われる。このため、断面の一部が局部座屈強度に達したときの荷重を最大耐荷力と見なして、耐荷力を照査している。

### 2.2.6 FEM 解析

斜張橋は、構造形式の持つ特質として荷重の集中する部分が多い。たとえば、ケーブルが主桁や塔に定着される部分、塔と主桁が剛結される部分、トラス弦材と鋼床版が剛結された構造の格点部などがそれに相当する。このような部分では大きな力の伝達が行なわれ、応力集中が生じやすい。このような部分の設計は、まず力の伝達を考慮して応力分布を仮定し、簡易式や慣用法により部材の寸法、板厚を一次決定する。その後、簡易的に決定した断面に対して、FEM 解析により応力分布や力の伝達の状態を照査・確認する。その結果、必要に応じて部材の補強や板厚・材質の変更が行われる、またその応力状態を確認するため、さらに载荷実験が行われることもある。

FEM 解析は、せん断遅れによる応力やねじり、断面変形によるそり応力、部材を構成する板の板曲げ応力、ソケットや支圧板などの充実体の内部応力、また複雑な応力状態下での補剛板の弾塑性を考慮した耐荷力なども解析するのに用いられる。FEM 解析では、要素分割の違いにより解が異なったりするので、その解析モデルの決定には十分注意が必要である。解析モデルは、解析の目的に応じ全体構造の中から対象とする一部分を取り出して作成されるが、その範囲としては、力が伝達して応力状態が一定となる部分までを取り出すのが普通である。また境界条件や荷重条件についてもその部分の応力、ひずみの状態を考慮して、全体構造の中における挙動が十分に反映できるように決定する必要がある。FEM 解析の要素分割の一例を図-2.14 に示す。

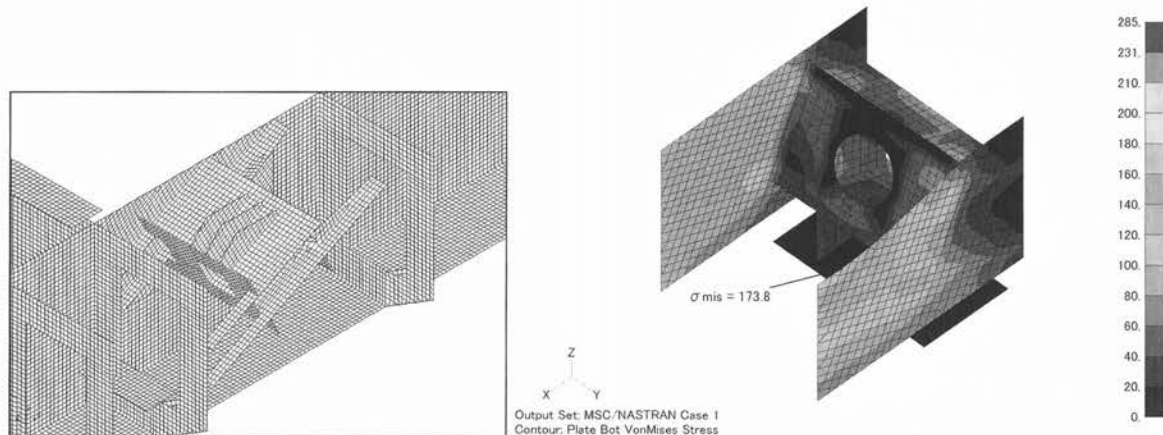


図-2.14 FEM 解析の要素分割例

### 2.2.7 解体計算

斜張橋は高次の不静定構造物であり、完成時におけるケーブル張力を所定のものとするには、架設時におけるケーブルの導入張力を正確に把握しておく必要がある。また、ケーブルや主桁の断面は架設時に生じる応力によって寸法・板厚が決定されることもあり、応力的な安全性にも十分留意する必要がある。このようなことから、斜張橋の架設にあたっては、事前に各架設段階のケーブル張力、主桁、塔などの変位や断面力を求め、安全性・施工性などを十分に照査、検討しておく必要がある。

鋼斜張橋の架設途上における挙動の解析には、一般に解体計算法が用いられる。この手法は、格点の座標および内力が既知である完成時の状態を基準とし、実際に架設されるのとは逆の順序につり合い条件を満たすよう部材を除去し、対象とする各架設段階における各部材の断面力、変位などを解析していく方法である (図

-2.15). 部材を除去するという事は、除去する前にその切断点に生じていた断面力を消去することであるから、その断面力と同じ大きさの荷重を切断点に反対向きに載荷すれば、構造は部材が除去された架設時の状態となる。したがって、この荷重による影響を計算し、除去前の変位・断面力などに加えれば、架設時の状態が求められることになる (図-2.16)。

架設時にはケーブル張力の変動が大きく、ケーブルサグの影響を考慮する必要があること、さらに主桁の変位も大きいことなどから有限変位理論により解析されることが多い。

また、架設時における風や地震の照査を行うために、架設途中の解析モデルを用いて解析を行う。

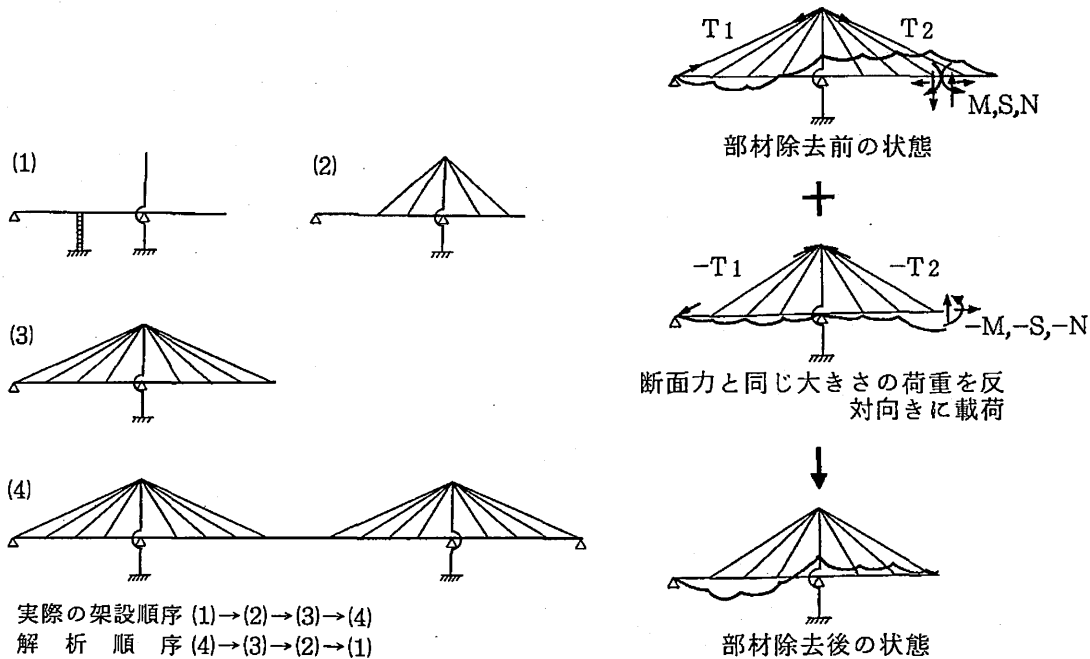


図-2.15 解体計算順序

図-2.16 部材の除去

### 2.2.8 複合斜張橋の解析

鋼斜張橋の設計は、本節で解説したように、‘完成系’を設計することから始める。すなわち死荷重完成系を作成した後、各種載荷解析を行って断面力を算定し、各部の照査と設計仮定値の吟味を行うことにより完成系が設計される。この後、解体計算によって施工段階の各状態を遡って照査するとともに、架設時の管理値を得る。

PC斜張橋の場合も完成系を検討することから始め、基本的な断面諸量や斜材および張力等を決定する。次にコンクリートの材令やクリープ・乾燥収縮の影響を考慮するため施工ステップの‘時間軸’に沿った解析(組立計算)により各段階の照査を行う。このとき用いられる組立計算は、微小変位解析によるのが一般的である。PC桁には内ケーブル(コンクリート躯体内のケーブル)および外ケーブル(躯体外のケーブル)が存在し曲げモーメントを改善しており、これに斜材ケーブルが加わる。特にエクストラドーズド橋では斜材ケーブルの勾配が小さいため‘桁’を設計するイメージに近い。

複合斜張橋の設計では、例えば多々羅大橋ではアンカーガーダーとして側径間にPC桁が配置されている。ここでは、あくまで鋼斜張橋として‘完成系’を設計した上で、クリープ・乾燥収縮の影響を事後的に加味し



て各部を照査し、管理値も補正を加えている。

また、揖斐川橋<sup>40)</sup>では鋼桁を中央径間に配置した複合エクストラード橋であるが、ここではPC斜張橋として設計し、鋼桁はクリープ係数 $\phi=1$ の部材と定義して全体解析を行っている。

複合斜張橋を設計するときの問題点としては、鋼斜張橋が許容応力度法で設計しているのに対して、PC橋には荷重係数的な終局荷重作用時の照査がある(1.3D+PS+2.5Liなど)。このため複合斜張橋全体としての様な安全率を確保することが問題となることがあり、揖斐川橋では鋼桁部でも同様な荷重係数で設計を行っている。今後は設計法および安全率が設計規準において整理されることが望まれる。

## 2.3 部材設計

### 2.3.1 主桁

#### (1) 主桁の断面形状

主桁の形状は、路面形状、ケーブル配置(1面か2面)、塔および下部工との関係、主橋梁とアプローチ橋梁との連続性などに配慮して、構造が合理的かつ経済的で景観に優れたものが採用されている。一般に、1面ケーブル形式ではねじり剛性の大きな1箱桁形式が採用されているが、2面ケーブル形式では、ケーブルが主桁のねじり変形を抑制するのでねじり剛性を大きくする必要がなく、主桁の断面形状を選択する上で自由度が高い。また、耐風安定性を確保できるような主桁の断面形状を採用することが一般的であるが、必要に応じ制振対策を併用することもある。

主桁の基本的な断面形状は、1章で述べられているように、1箱桁、2主桁、多主桁およびトラス形式などに分類される。以下、主桁の断面形状の特徴について簡単に説明する。なお、実施例として挙げた橋梁の主桁の断面形状は、6. 実績データを参照のこと。

#### 1) 1箱桁形式

##### a) 1面ケーブル形式と1箱桁形式の組合せ

1箱桁形式は、1面ケーブル形式または2面ケーブル形式と組み合わせて使用される。

1面ケーブル形式との組み合わせでは、主桁断面の中央部にケーブルを配置するので、定着部が主桁内に隠れ、主桁の外観が単純かつ優美なものになる。また、外面塗装面積が少ないなどの維持管理上も有利となる下フランジ幅を小さくすることにより主桁の鋼重を軽減することができ、さらに、1本柱形式の塔と組み合わせると、塔の鋼重の低減、橋脚幅の縮小が可能なることもあり、経済的にも有利となるため、使用実績の多い主桁形式である。しかし、狭幅員の橋梁では、ケーブルを定着する中央分離帯が必要となり橋面積が増加するので、かならずしも経済的になるとはかぎらない。広幅員の橋梁では、主桁の下フランジ幅を最小限にし、張り出し鋼床版を設けてブラケットで支持する形式が多い。この場合、耐風安定性の面から外側の腹板を傾斜させることが多く、施工例として、Erskine 橋、Oberkassel 橋、大和川橋梁などが挙げられる。なお、Oberkassel 橋は、航行船舶へのレーダー対策の面からも主桁の腹板が傾斜されている<sup>45)</sup>。その他、床版の張り出し量を大きくするために、箱桁の両側に縦桁を配置してこれを横リブと斜めの支材で支持し、さらに縦桁の外側にブラケットを設けたものがある。その例として、Friedrich Ebert 橋、

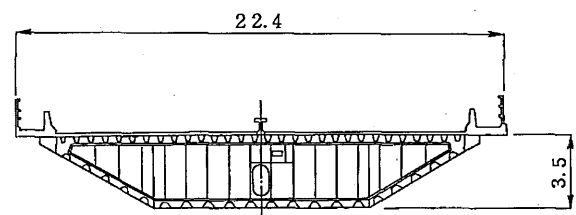


図-2.17 Farø橋の主桁断面

Dusseldorf-Flehe 橋などが挙げられる。

Farf橋では、美観、耐風安定性のほかに塗装経費の低減を考慮して主桁の断面形状が決定された。この橋の場合、**図-2.17**に示すように、張出しの無い1箱桁閉断面を採用することで、主桁の外表面塗装の面積を少なくし、主桁の内部は除湿装置で湿度を抑えることによって無塗装にしている。また、主桁の外表面を平滑な形状とし、塗装の塗り替えを容易にするなどの配慮がなされた。1箱桁形式の1面ケーブル形式では鶴見つばさ橋、美原大橋、Millau 高架橋などの例がある。

#### b) 2面ケーブル形式と1箱桁形式の組合せ

2面ケーブル形式と1箱桁形式の組み合わせは、1964年に建設されたGeorge-Street橋で初めて採用され、その後、石狩河口橋、Hainburg橋、Kohlbrand橋などで使用された。St.Nazaire橋では、風荷重強度の低減および橋軸直角方向の剛性確保の目的で張り出しの無い閉断面の1箱桁が採用された。また石狩河口橋や天保山大橋、多々羅大橋では、耐風安定性確保のために長方形箱断面の側面にフェアリングが設置された。

2面ケーブル形式のA形塔の場合などでは、ケーブル定着部が主桁腹板の側方に設けられ、ケーブルの定着角度が変化するので、定着部および主桁と定着ブラケットとの結合部の補強構造が複雑になることがある。しかし、1面ケーブル形式に比べるとケーブル数が2倍になり、1本当りの設計張力が小さくなるので、ケーブル断面および定着構造が小さくなること、両側2面のケーブルによっても主桁のねじり変形が抑えられること、塔形状の選択範囲が広がることなど多くの利点がある。1箱桁形式の2面ケーブル形式は大型の斜張橋に多く採用されており、名港西大橋、名港中央大橋、名港東大橋、女神大橋、Normandie橋、Sutong橋、Incheon橋、日本・エジプト友好橋などの事例がある。また、合成1箱桁形式のダブルデッキ構造にKap Shui Mun橋がある。

#### 2) 2主桁形式

これは、橋梁横断面の両側に主桁を配置し、床組として横桁や縦桁を配置した形式である。主桁にはI桁または箱桁が用いられるが、共に2面ケーブル形式と組み合わせて使用される場合が多い。I桁を用いたものには、Knie橋、St. Florent橋、Kessock橋、Long's Creek橋、Rande橋、Alex Fraser橋、Nangpu橋、Tin Kau橋、Rion Antirion橋、Binh橋などがあり、箱桁を用いたものにはZarate-Brazo Largo橋、Luling橋、弥栄大橋、十勝中央大橋、生口橋、Yangpu橋などがある。この形式も近年の斜張橋の長大化に対応して、マルチケーブル形式と組み合わせて使用されることが多くなってきた。しかし、I桁を用いたものでは、耐風安定性に問題が生じたこともあり、Hawkshaw橋では主桁の側面にフェアリングを設け、またKessock橋では主桁間にTuned Mass Damper(TMDと言う)を設置して対処している。箱桁の場合には、主桁の外側の腹板を傾斜させて台形とし、耐風安定性の確保を図ることもある。Zarate-Brazo Largo橋、十勝中央大橋、生口橋などではこのような断面形状が使用された。これ以外に、2主桁を完全分離したStonecutters橋(**図-2.18**)の事例がある。

#### 3) 多主桁形式

多主桁形式の実施例は少なく、以下に示す橋梁が挙げられる程度である。ケーブル段数の少ない形式の場合に、鉛直荷重に対して主桁の荷重分配作用を利用し、経済的な設計を行うことを意図したものと思われる。し

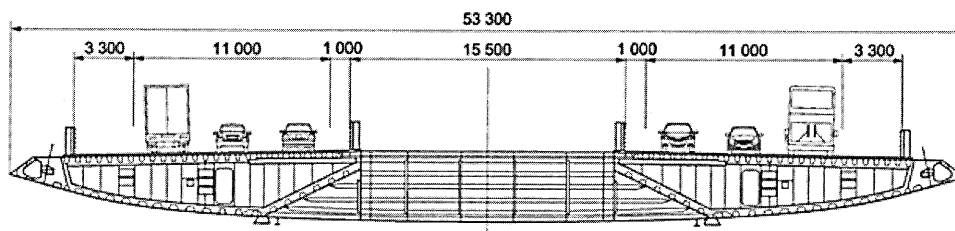


図-2.18 Stonecutters 橋の主桁断面

かし、ケーブル定着部付近でケーブルからそれぞれの主桁に伝達される軸力の分布が把握しにくいところに問題がある。また、マルチケーブル形式では主桁に作用する曲げモーメントが小さく、荷重分配をして主桁の設計断面力を低減する必要は乏しいので、最近ではあまり使用されなくなった。日本では鵜飼い大橋で4主箱桁を採用した事例がある。

#### a) 1箱桁+2I桁形式

Norderelbe 橋および荒川大橋の主桁でこの形式が採用されている。ケーブル配置は1面ケーブル形式である。荒川大橋では、耐風安定性の理由でこの形式が採用され、主桁下面に化粧板をはることによって外観上は1箱桁になっている。Adhamiyah 橋は1箱桁として設計されているが、主桁の断面形状はこの形式に近い。

#### b) 並列I桁形式

Steyregger 橋が4本I桁、Sacramento River 橋が5本I桁である。両者ともケーブル配置は2面で、前者が1段ケーブル形式、後者が2段ケーブル形式でケーブルの段数は少ない。Steyregger 橋の主桁ではプレストレスされたRC床版を鋼格子桁と合成させている。Second Hooghly 橋では、主桁は2本I桁であるが、中央に縦桁を有するので準3本I桁形式であり、ケーブル配置は2面のマルチケーブル形式である。

#### 4) トラス形式

主桁にトラス構造を用いた斜張橋として、六甲大橋、櫃石島橋、岩黒島橋（道路・鉄道併用橋）、横浜ベイブリッジ、東神戸大橋が挙げられるが、すべて鋼床版を用いたダブルデッキ形式の主桁を用いている。Oresund 橋は床版とトラスを合成したダブルデッキ形式である。耐風安定性のために上路トラス形式を採用した Batman 橋、および床版とトラスを合成させた Kamali River 橋が挙げられる。

ダブルデッキ形式の場合、主桁の曲げ剛性が大きいので、通常の桁形式の主桁を用いた斜張橋に比べ、主桁の荷重分担率がかなり大きくなる。設計では上路鋼床版をトラス上弦材に接合して、ケーブルの水平分力を断面積の大きな鋼床版に分担させるのが有利である。

なお、この場合に、美観、下路を走行するドライバーの解放感、主桁の過剰な曲げ剛性の低減などの観点から、フィーレンディール桁形式を勧める提案もみられる<sup>46)</sup>。

#### (2) 主桁の平面形状

斜張橋では、主桁に曲線桁を使用すると、これに作用する軸圧縮力が大きいので、偏心曲げが大きくなるとともに、ケーブル配置および定着構造が複雑になるという問題が生じる。さらに、塔に橋軸直角方向の曲げが作用することになり、構造および経済性の面から有利ではないので、曲線桁は積極的には用いられない。しかし、用地の制約が厳しい場合には、主桁の平面形状を曲線にした斜張橋の計画を要求されるケースがある。曲線桁を用いた斜張橋の代表例には、かつしかハープ橋や矢部川橋（PC斜張橋）、広島西大橋などがあげられる。また、かもめ大橋、大和川橋梁、秩父橋、不動窟橋、毛見1号線橋梁、Willems 橋、多々羅大橋なども主桁の一部に曲線区間を有している。

#### (3) 主桁の構造設計

斜張橋の主桁はケーブルで弾性支持された多径間連続桁で、一般には、これにケーブルの水平分力が軸圧縮力として作用している。主桁の応力分布は断面の平面保持の仮定が成り立たない場合や、単なる棒理論によって算出された値では不適切な場合があるので、その応力計算に際して注意が必要である。主桁の断面を合理的に設計するためには、腹板位置の配慮などにより、せん断遅れなどによる影響を小さくし、2次応力の発生を抑えるような構造設計を行うことが大切である。

#### 1) 解析と応力照査

##### a) 主桁の解析

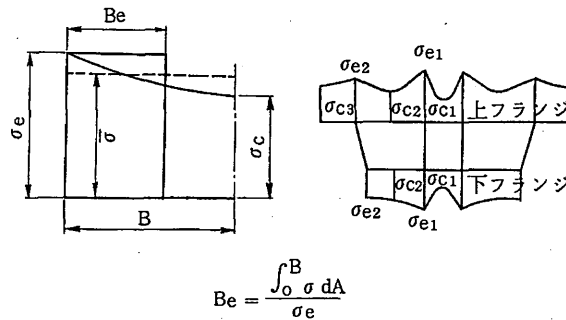
主桁の設計断面力は上部構造全体の構造解析によって求められる。主桁のモデル化に当たっては、その挙動

ができるだけ正確に反映できること、着目する断面力と応力計算との関連を明確にしておくことが重要である。一般には、主桁の形式と着目する断面力に応じて、骨組構造としての解析、あるいは曲げねじり解析などが行われている。最近では、各種の解析プログラムが整備され、解析の目的に応じて種々の手法の適用が可能である。

主桁の設計では、斜張橋としての主構作用による応力と局部的な集中力として作用するケーブル張力による応力とを考えればよいが、構造形式に応じてそり応力なども考慮される。ケーブル定着部や剛結部では局部的な力の伝達が問題になるので、FEM解析などを併用して設計を行うことが多い。

#### b) 主桁の有効幅

ここでは、ケーブル定着部における応力の乱れの影響が及ばない位置の主桁断面の応力計算について説明する。主桁の軸力と曲げによる応力に着目すると、一般には、軸力による応力は主桁の断面全体に均等に作用しているものとして設計される。しかし、曲げによる応力は、主桁がケーブルや支承で支持されることによって、橋軸方向に曲げモーメントの分布が変化するので、**図-2.19**に示すようにせん断遅れの影響が生じ、平面保持の仮定に基づく棒理論による計算値とは異なった分布になる。その程度は主桁内の腹板の配置や曲げモーメントの分布形状によって変化するので、画一的な設計手法はない。便宜的に、道路橋示方書の有効幅の規定を準用したり、個々の橋梁ごとに計算方法を設定することによって対応している<sup>2), 4)</sup>。



$$Be = \frac{\int_0^B \sigma_e dA}{\sigma_e}$$

図-2.19 有効幅の考え方

#### c) ねじり応力および断面変形に伴う応力

支点上など、そり拘束の大きな部分では、曲げねじりモーメントによるそり応力が、また、ダイヤフラム間隔が長い場合あるいはダイヤフラムの剛性が弱い場合などには、主桁の断面変形に伴うそり応力が応力計算に考慮されている。

#### d) 横断方向の応力、床組としての応力

広幅員の偏平な箱桁における横断面方向の曲げ応力、鋼床版の床組作用による応力、また、横桁・縦桁がある場合の床組系の応力など、主桁の構造形式に応じて構造各部の応力照査が行われる。さらに、これに主桁系の応力を重ね合わせた状態での照査が行われる。

#### 2) 安定照査

安定座屈照査については、**2.2.5 座屈耐荷力解析**を参照のこと。

#### 3) その他

主桁の構造設計に際しては、強度に関する問題もさることながら、製作・施工上の問題についても十分に検討を行うことが大切である。たとえば、ケーブル定着部、塔基部、支承設置部などの構造、また、主桁のブロック分割、現場継手の形式選定、架設時の組立精度の確保などや維持管理についても主桁の設計段階において十分に配慮しておくことが必要である。

#### (4) 主桁のケーブル定着部

##### 1) 構造概要

斜張橋における主桁側のケーブル定着部は、ケーブル張力の水平分力を主桁の軸力成分として、また鉛直分力を主桁のせん断力成分として伝達させる構造である。さらに、主桁の横断面方向について考えると、ケーブルの鉛直分力の一部が横桁やダイヤフラムなどの断面力とつり合っている。局部的な集中力として作用するケ

ケーブルの張力を主桁全体に円滑に分散させ、その応力分布を平滑にして断面構成を均等にすることは、主桁の経済的な設計のためにも重要なことである。

定着部の構造は、ケーブル配置(1面か2面かあるいは主桁との位置関係)とストランド数、主桁(腹板の配置・桁高)および床組(ダイヤフラム、横桁)の形状、そしてケーブル端部の構造(ソケット形状)、張力の大きさ、張力導入工法、塔側の定着構造との関連などを考慮して決定され、その種類は多岐に及ぶ。設計、施工および維持管理の面から合理的で外観の良い構造が望ましい。

定着部の代表的な構造例を図-2.20に示す。定着部の形式は、概ね表-2.3のように分類することができる。

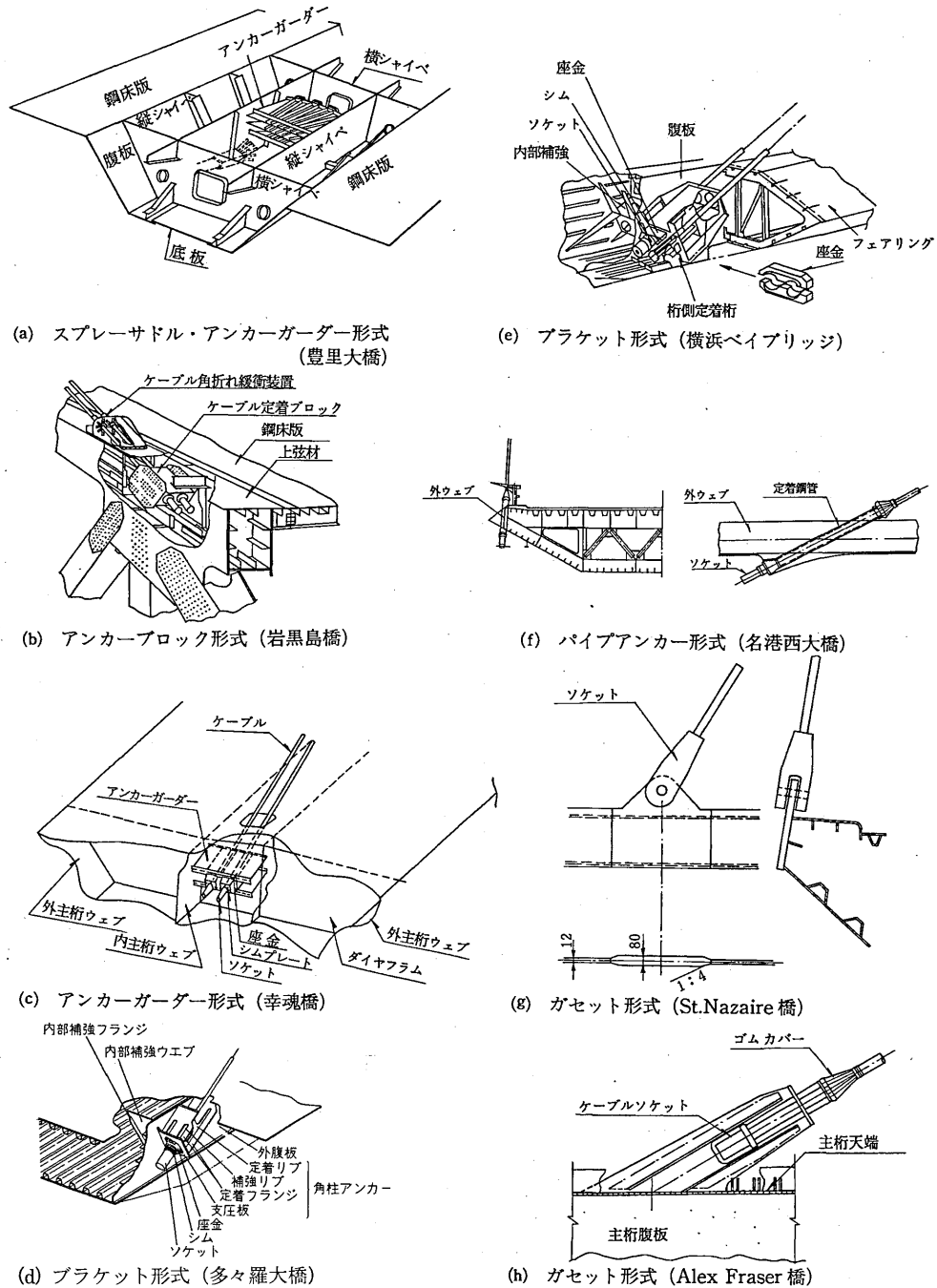


図-2.20 定着部の構造形式の代表的な例

表-2.3 定着部構造形式の分類

ケーブル断面	大断面のケーブル	小断面のケーブル			
定着部形式	スプレーサドル+アンカーガーダー形式	アンカーガーダー形式 (アンカーブロック)	ブラケット形式	パイプアンカー形式	ガセット形式
構造の概要	ケーブルはスプレーサドル部で分散され、各ストランドはソケット・座金によってアンカーガーダーに定着される。	アンカーガーダーを主桁内に溶接または高力ボルトで組込み、これにケーブルを定着するもので、左記に比べて規模は小さい。	2面ケーブル形式で、主桁の側方にブラケットを出し、これにケーブルを定着するもの。	主桁または縦桁の腹板パイプを組込み、これにケーブルを定着するもの。ケーブル定着方向が腹板面に対して角度を有する場合は製作性が良くない。	主桁または縦桁の腹板上方にガセットプレートを出し、これにケーブルを定着するもの。ソケット定着部はピンやパイプが使用されている。
力の伝達	アンカーガーダーから主桁の腹板にせん断力で伝達される。縦シャイベ・横シャイベを設けて、力の分散を図る。	アンカーガーダーから主桁の腹板にせん断力で伝達される。	ブラケットの片持梁つけ根の断面力が主桁に伝達される。主桁には内部補強が必要になる。	力はパイプから直接腹板に伝達される。	力はガセットから直接腹板に伝達される。
適用例	Oberkassel 橋 Severin 橋 豊里大橋 末広大橋 水郷大橋 大和川橋梁	六甲大橋 かもめ大橋 鳥飼仁和寺大橋 荒津大橋 檀石島橋 岩黒島橋 幸魂橋 鶴見つばさ橋 美原大橋	Knie 橋, Kessock 橋, John O'Connell Memorial 橋, Luling 橋, Köhlbrand 橋, 合掌大橋, 秩父橋, 十勝中央大橋, 天保山大橋, 横浜ベイブリッジ, 多々羅大橋, Nangpu 橋, Oresund 橋	名港西大橋 生口橋 名港中大橋 名港東大橋 神津大橋 日本・エジプト友好橋 Incheon 橋 Stonecutters 橋	St. Nazaire 橋 Alex Fraser 橋 Normandie 橋 Rion-Antirion 橋

これら定着部の構造も、斜張橋の形式と同様に設計の自由度が高く、施工例は多様である。また、その構造は斜張橋の形式の変遷に応じて変化しており、当初は斜張橋の長大化に対し、ケーブル断面およびその定着構造を大きくする傾向にあったが、1980年代に至ってケーブルの本数を多くするマルチケーブル形式の採用が主流になり、定着構造もコンパクトなものになりつつある。

a) ケーブル断面が大きい場合の定着構造

初期の斜張橋では構造解析および施工管理などの制約からケーブルの段数を少なくしていたので、橋梁規模の大型化にともないケーブルの断面も大きくなり、主桁のケーブル定着点間隔も 30~60m のものが建設された。この形式では、ケーブルが複数本のストランドを束ねて構成されるので、その定着構造

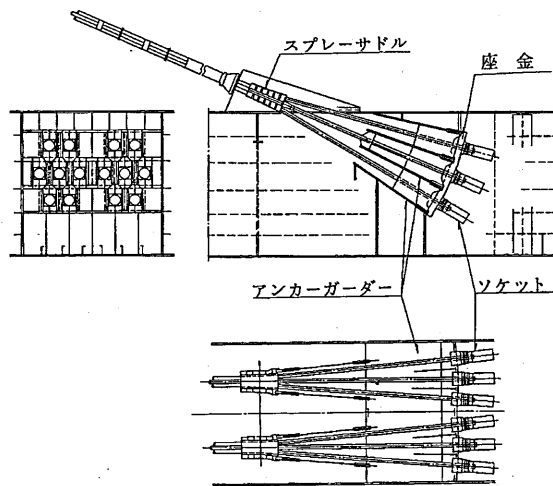


図-2.21 大断面ケーブルの定着構造 (Oberkassel 橋)

には、図-2.21 のようなスプレーサドル・アンカーガーダー形式を採用することが多かった。この形式は、ケーブル定着部の前面にスプレーサドルを設け、ここでストランドを放射状に分散させてから、ソケットをそれぞれの座金を介してアンカーガーダーに定着させるものである。したがって、ストランドの本数が増えると、複雑で大規模な定着構造が必要で作業空間を確保することも難しくなり、さらにケーブルからの大きな集中力を主桁全体に円滑に分散させるため、主桁内部にシャイベと呼ばれる隔壁を設けるなどの処理が必要であった。

施工上はケーブルの構造が本質的に吊橋のそれと変わらないため、スプレーサドル部のケーブルの成形作業とケーブルの長さの管理が煩雑で、それらの作業には種々の困難がともなった。また、ケーブルの防食のためのラッピング作業にもキャットウォークなどの設備が必要であった。そのうえ、ケーブルに導入される張力が大きいので、張力導入作業には大規模な設備が必要で、張力調整も容易ではなく、ケーブルの張力導入方法によって塔および主桁の構造が影響を受けることも少なくなかった。これらの理由から大きな断面のケーブルは最近では採用されなくなっている。

#### b) ケーブル断面が小さい場合の定着構造

最近の斜張橋では、プレファブタイプのケーブルを採用することによって、現場におけるケーブルの防食作業が不要になったことやケーブル定着構造の簡素化などの面から、主桁のケーブル定着点の間隔を6~15m程度におさえたマルチケーブル形式が採用されるようになった。この形式では、ケーブルは1ストランド、または少数のストランドで構成されているので、上記のケーブル断面が大きい場合の問題点はなくなった。

マルチケーブル形式では、ケーブル断面が大きい場合とは反対に、ケーブル定着部の数は多いが、そこに作用する力が小さいので定着構造がコンパクトで、主桁の補強も簡単である(図-2.22)。また、施工上は単一のケーブルをそれぞれ架設すればよく、個々のケーブルは張力が小さいので、塔側または主桁側のソケットをセンターホールジャッキで引き込むだけでよく、張力の導入作業には大規模な設備を要しない。

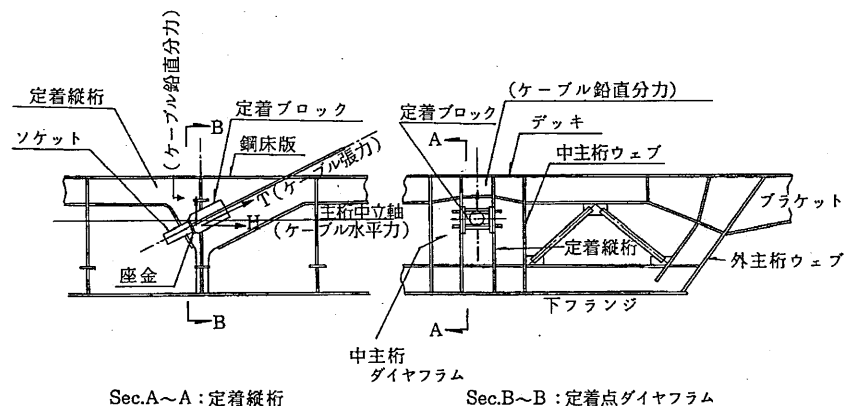


図-2.22 小断面ケーブルの定着構造 (荒津大橋)

万が一のケーブル破断、あるいはケーブル交換における橋体の安全性の確保については、ケーブル断面が小さいマルチケーブル形式の方が橋体への影響が小さいため、ケーブル断面が大きな場合と比較して有利になるものと考えられる。海外の橋梁では、PTI (Post-Tensioning Institute) の斜張橋ケーブルの Recommendation にもとづいてケーブル破断時およびケーブル交換時の安全性照査が実施される事例が増えており、この意味では大きなケーブル断面の斜張橋は選択されにくくなっていると言える。

#### 2) 定着部の構造設計

定着部の設計においては、主桁の局所的な範囲に作用するケーブル力を、主桁全体にできるだけ円滑に伝達する構造にするとともに、疲労やケーブルの2次応力などにも配慮することが必要である。また製作、施工性の確保、維持・管理の面から雨水の浸入防止やメンテナンス用空間の確保についても十分に配慮しなければならない。

定着部の断面は、その構造に応じて、ケーブル力の各部材への力の伝達経路を考慮し、慣用設計法によって決定されるのが普通であるが、その後、FEM解析や実験などによって応力を照査し、その設計法の妥当性を確認することが多い<sup>25)</sup>。

一般に、ケーブル張力は、ケーブル→ソケット→座金→アンカーガーダー→主桁という経路で伝わる。ケーブル張力の水平分力は、主桁の上下フランジ、腹板の断面積に応じて分担され、最終的には均等な応力分布になるが、定着部付近ではまだ主桁全体には伝わらず、不均等な応力分布になっている。また、ケーブル張力の鉛直分力は、横桁やダイヤフラムにより各主桁や腹板に、その剛性に応じて分担されるものとして設計が行われた。この場合、定着部付近の部分モデルによる FEM 解析によってこれらの分担率を算出されたこともある。

定着部付近の主桁の応力は、このように定着部から局部的に導入される応力と、このケーブル張力の影響を除外した断面力による応力との重ね合わせによって求められる。

近年は FEM 解析が普及し、断面設計の段階でも簡単なモデルから詳細なモデルで FEM 解析を実施し、応力の流れの確認、局部応力の照査を行い、その結果は定着部の設計に反映されている。

### 3) ケーブルの 2 次応力の低減

定着部のソケットの方向は、ケーブルに曲げによる 2 次応力を生じさせないように、完成時のケーブルのサグを考えた軸線方向に一致させることが多い。

しかし、ケーブル張力の変動によるサグの変化やケーブル振動によって、ケーブルの端部に曲げが繰り返し作用することがある。特に、マルチケーブル形式では、曲げ剛性の小さい、径の細いケーブルが使用され、架橋地点によってはレインパイブレーションなどのケーブル振動が問題になることがあるので注意が必要である。

このような曲げによる素線の疲労の防止、または、制振材としての目的で、ケーブルカバー部付近にゴムサポートなどの緩衝材を設置するケースが増加している。これは、**図-2.23** および **図-2.24** に示すようにソケット前面のケーブルを弾性支点で支持することによって、ソケット前面部の素線の曲げ変形を緩和し、さらに、ケーブルに減衰を付加させる目的を持っている。

また、長支間を有する橋梁のケーブル定着部にはケーブル振動の抑制を目的として、緩衝材の他にダンパーが設置される場合がある。緩衝材はこのダンパーの機能を低下させないため、微小振幅時にはケーブルと緩衝材を直接接触させないように隙間を設けるなどの配慮が必要である。

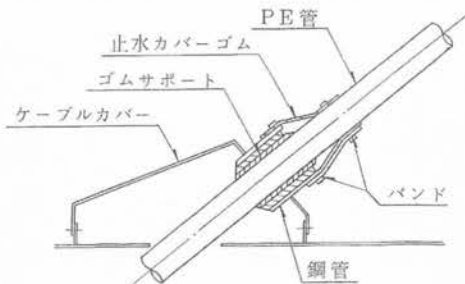


図-2.23 緩衝材

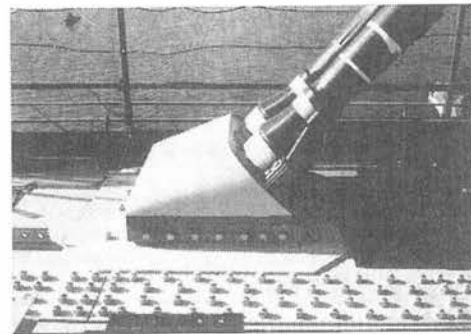


図-2.24 ケーブルカバーと緩衝材設置部

### (5) 床版の形式<sup>48)</sup>

主桁の断面積の中で床版が占める割合は、非常に大きいので、これを主桁の一部として利用することは、主桁の断面効率をあげるために当然考えられる方法である。

ケーブルの断面が大きな場合は、定着部付近の床版には大きな力が作用する。また、主桁に作用する負の曲げモーメントが大きい場合は、床版に大きな引張応力が作用する。したがって、このような斜張橋では、一般に主桁の構成部材としてはコンクリート床版ではなく鋼床版が使用されている。長大支間を有する斜張橋では、死荷重の低減、耐風性に優れた箱桁形式の採用が不可欠となることから鋼床版が適用される。しかし、マルチ



ケーブル形式の中小支間の斜張橋では、これらの問題が少なく、コンクリート床版を使用することが考えられる。

わが国で、主桁にRC床版が使用されているのは、勝瀬橋、大和橋および引原1号橋などである。大和橋は合成桁として設計されている。コンクリート床版、合成床版を使用した合成桁形式については、**4.4 合成桁を使用した複合斜張橋**に詳述する。

なお、Chongyang 橋では、端支点の負反力低減のために、側径間部にカウンターウェイトとしてRC床版を使用することが考えられた。このように床版の形式は、主桁構造と密接な関係があり、工期、施工性、経済性、維持管理などの面から総合的に検討して選定することが必要である。

### 2.3.2 塔

#### (1) 塔の構造形式

斜張橋の塔は、ケーブルを介し主桁を支持する部材として重要であることはもちろん、その形状は斜張橋全体の美観を大きく左右する重要な要素でもあるため、景観の面から塔の形状を検討する場合も多くなっている。塔の形状としては、路面形状、ケーブル配置(1面か2面)、下部工との関係および主桁断面形状などに配慮し、構造が合理的で経済性や景観に優れたものが採用されている。またその形式については、1章において述べられているように、1本柱形式、2本柱形式、A形形式、逆Y形形式、門形形式、H形形式に分類できる。以下では、各形式の特徴を簡単に説明する。

##### 1) 1本柱形式

この形式は、1面ケーブル形式に用いられ、塔柱が主桁に剛結されるか、または塔柱が主桁を貫通し橋脚に直接固定されるかのいずれかとなる。前者の場合には、塔に作用する荷重が主桁のダイヤフラムを通じ、主桁の両側に設けられる2つの支承に伝達されるか、または塔柱の鉛直反力に対して塔柱直下に設けられた支承に伝達される。後者の場合には、塔柱の荷重が直接橋脚に伝達されるので、主桁の両側の支承は主桁からの反力を橋脚に伝達するのみとなる。

1本柱形式の長所としては、1箱桁形式の主桁断面の中央部にケーブルを配置するため、斜張橋の外観が単純で解放感があること、塔の鋼重の低減、橋脚の幅の縮小などの効果が期待できることなどが挙げられる。一方、短所は中央分離帯の幅が大きくなり、橋梁幅員が増加することである。この形式は、西ドイツのNorderelbe橋をはじめ、Julicher-Strabe橋、Leverkusen橋、Maxau橋、Ting Kau橋、Stonecutters橋などに採用され、わが国でも摩耶大橋や末広大橋、かもめ大橋、大和川橋梁、かつしかハープ橋、鳥飼仁和寺大橋、幸魂大橋、新尾道大橋などに採用されている。1本柱の連続斜張橋としては、広島西大橋の例がある。

傾斜した1本柱を用いた例として、鶴飼い大橋、比美乃江大橋、Alamillo橋などがある。

##### 2) 2本柱形式

この形式は、ケーブルが2面配置の場合に用いられ、外観が比較的単純である。また、塔柱基部の構造については1本柱形式の場合と同様の考え方ができる。施工例として、塔柱が主桁に剛結されているTheodor-Heuss橋、新大橋、および塔柱が直接橋脚に固定されているKnie橋、Oresund橋などがある。

##### 3) A形形式

この形式は、1面ケーブルまたは2面ケーブル形式のどちらにも用いられている。A形形式は2本の塔柱を傾けて一体にしているため橋軸直角方向の安定性が増し、特に2面ケーブルの場合には、両側のケーブル面が主桁とともに準閉断面を形成するので、荷重の偏載による主桁のねじり変形、あるいはねじり振動が問題となる時に有利となる。

一方、塔柱の傾斜のために、ケーブル定着部から伝達される鉛直分力によって塔柱に曲げモーメントが作用

すること、橋脚の必要幅が大きくなることなどが欠点となる。また、2 面ケーブル形式の場合、ケーブル面が鉛直面に対して傾斜し、各ケーブルが同一平面にないことが多いため、一般に定着構造が複雑になることなどの欠点もある。

桁下空間の関係で主桁の下方に塔基部がある場合には、橋脚の幅を小さくするために、Kohlbrand 橋、Farç 橋、天保山大橋、生口橋、名港中央大橋、名港東大橋、大島大橋のように塔柱を主桁の下方で内側に折り曲げた形式が採用されることがある。

#### 4) 逆 Y 形形式

この形式は、A 形形式よりも更に捩り変形、捩り振動に対して有利に働く形状である。Normandie 橋、多々羅大橋、Yangpu 橋、Sutong 橋、Incheon 橋、美原大橋などの採用例がある。逆 Y 形式の鋼製塔で桁下を SRC 構造とした例には鶴見つばさ橋がある。

#### 5) 門形形式

この形式は、2 面ケーブル形式のみに用いられ、2 本の塔柱が横梁によって結合されているので、塔全体のねじり剛性が大きくなる。このため、A 形形式ほどではないが、偏載荷重による主桁のねじり変形、あるいはねじり振動に対して有利となる。

ケーブル面ができるだけ鉛直に近くなるように、塔柱を若干傾斜させた例も多く、実施例として Luling 橋をはじめ、神納橋、尾道大橋、大黒大橋などがある。

#### 6) H 形形式

門形形式の上水平材を下げたもので、力学的には門形形式とほぼ同様である。Alex Fraser 橋、Nangpu 橋、横浜ベイブリッジ、東神戸大橋、Kap Shui Mun 橋、日本・エジプト友好橋、女神大橋などの事例がある。

#### 7) その他の形式

斜張橋は、通常、塔には大きな曲げ剛性をもたせず、両側のケーブル力がバランスするように設計する。しかし、これとは逆に橋軸方向に対して大きな曲げ剛性をもたせ、ケーブルを介して主桁を積極的に塔に支持させる構造形式も採用されている。このような例として図-2.25 に西ドイツの Ludwigshafen 橋を

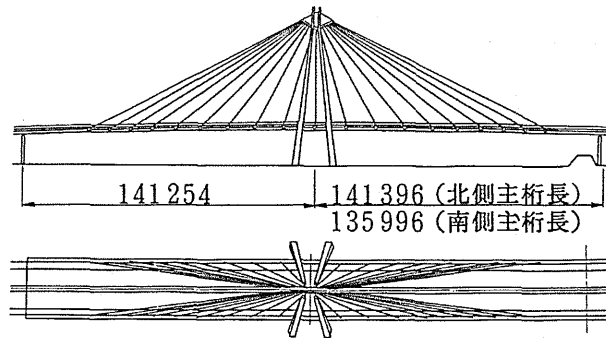


図-2.25 曲げ剛性の大きな塔の例

(Ludwigshafen 橋)

示すが、このほかに Raif-feisen 橋、合掌大橋、Maracaibo 橋、Rion Antirion 橋などの施工例がある。

中央にスリットが入っているので、橋軸方向に逆 V 形状となっている 1 本柱の連続斜張橋として、Millau 高架橋の例がある。

デザインに配慮して曲線を用いた例としては、Nanjing No.3 橋、那珂川橋、豊田アローズブリッジなどがある。

#### (2) 塔の構造設計

斜張橋の塔には、自重のほか主桁に載荷される死荷重と活荷重がケーブルを介して作用する。このケーブル力の鉛直分力によって主に軸力が、水平分力の差分によって主に曲げモーメントが塔に生じる。また、温度、支点移動、風、地震などによっても、塔に軸力および 2 方向の曲げモーメントが生じる。このように、塔には大きな軸力の他に橋軸方向と橋軸直角方向の 2 方向の曲げモーメントが作用しているため、塔の座屈安定性の

確保には特に留意する必要がある。

#### 1) 構造解析

断面力を求めるために、一般に微小変位理論に基づく骨組構造解析が行われる。通常、死荷重・活荷重等の鉛直荷重に対しては、橋軸を含む鉛直面内の主桁・塔・ケーブルから成る平面骨組構造として解析し、風・地震などの横荷重に対しては、塔のみを取り出し、橋軸直角方向の鉛直面内の平面骨組構造として解析することが多い。最近、解析プログラムの整備に伴い、2面ケーブル形式で塔がA形形式のような立体的な構造の力学挙動を把握する必要のある場合には、上部構造全体を立体骨組構造として扱うことも行われている。

なお、ケーブル定着部や塔と主桁の剛結部などは局所的な力の伝達が問題になるので、別途 FEM 解析などにより詳細な応力状態が検討される。

#### 2) 座屈安定照査

座屈安定照査は、2.2.5 座屈耐荷力解析を参照のこと。

#### 3) 塔基部構造

一般に塔基部は、橋脚上にピン支持あるいは固定支持されるか、もしくは主桁と剛結される。塔基部の設計では、塔に作用する軸圧縮力および曲げモーメントを円滑に、かつ確実に橋脚に伝達させることが必要であり、十分な補剛構造によって局所的な応力集中を避ける構造としなければならない。

塔を橋脚上でピン支持とする場合には、支承構造の大きさや、架設時支保工の必要性などに注意が必要である。また、塔を橋脚に固定する場合には、吊橋の塔と同様に、アンカーボルトにプレストレスを導入して橋脚と一体化させる必要がある。塔基部では、塔に作用する軸力を出来るだけ均一に橋脚上に分布させるため、ダイヤフラムを縦横に配置した格子構造を採用した例が多い。また、1本柱形式で、主桁と塔を剛結している場合には図-2.26 の例に示すように、剛結部を格子状に補強して、主桁と塔とを一体化している。

#### 4) 耐震性能の確保

レベル2地震動に対する塔の耐震性能確保が重要な課題になることがしばしばある。塔柱は比較的大きな軸圧縮力が作用し、その軸力が大きいほど柱の耐力だけでなく変形性能が低下する実験結果が報告されている<sup>49)</sup>。このため、塔柱を塑性化させる場合は、軸力変動の影響、塔全体の終局耐力および幅厚比パラメータなどを慎重に検討し、許容する塑性率を決定する必要がある。塔の変形性能を向上させた上で、部材の塑性化を許容して耐震性能を確保した事例は2.5.3 新設斜張橋の耐震構造に詳述する。

#### 5) その他

塔断面を設計する際には、強度のほか、製作、施工、維持管理の面で問題を生じない構造設計が重要である。たとえば、ケーブル定着部や支承との取合い部などの構造、塔のブロック分割、現場継手の形式や美観、架設時の組立精度の確保、またエレベーターおよび検査路の配置などについても設計時に十分な配慮が必要である。

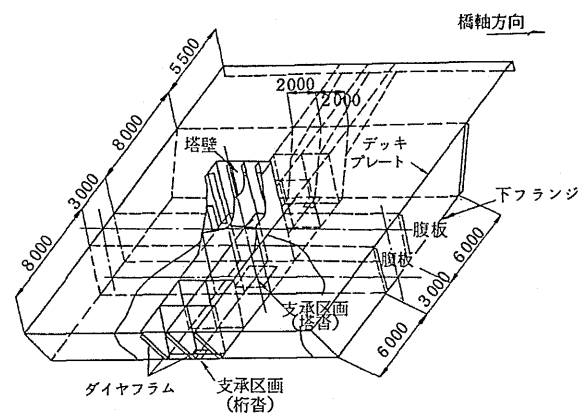


図-2.26 主桁と塔を剛結した塔基部構造  
(大和川橋梁)

## (3) ケーブル定着部

## 1) 構造概要

塔のケーブル定着部は、局所的な集中力として作用するケーブル張力を、塔柱に円滑に伝達させる役割を持つ重要な構造である。

定着部の構造は、ケーブルの配置、ストランド本数とソケット部の形状、塔の構造、ケーブルの引き込み作業、および張力導入・調整方法などにより種々のものが考えられるが、設計・施工の面ばかりでなく、維持管理やケーブルの取り換えの面からも合理的な構造であることが望ましい。

## a) ケーブルの断面が大きい場合の定着構造

初期の斜張橋では、ケーブル段数が少なく、橋梁規模の大型化に伴い大きな断面のケーブルが使用された。これらの橋梁ではケーブルが複数本のストランドを束ねて構成されるので、塔のダイヤフラム(または横梁)の上に設置されたサドル上を連続してケーブルを張り渡す定着形式を採用している。George-Street 橋, Leverkusen 橋, 水郷大橋などでは、塔基部に大きな曲げモーメントを生じさせないために、サドルの下にローラーを設けたり、あるいはヒンジを設けることによって、ケーブルの橋軸方向の移動を可能にしている。図-2.27 に Leverkusen 橋の定着構造を示す。

一方、塔の曲げ剛性のある程度利用することにより、斜張橋全体の剛性を高めることができるので、サドルを塔に固定する形式も多く用いられている。この場合ケーブルとサドルは、ケーブル側圧によるサドルの摩擦力か、あるいはサドルカバーを用いて締め付けることにより固定している。実施例としてはTheodor-Heuss 橋, Severin 橋, Knie 橋などがあり、図-2.28 に Severin 橋の定着構造を示す。

このような形式では、橋梁規模の大型化に伴いサドル自体が巨大化するため、塔内の作業空間の確保が難しくなったり、サドルを支持する構造が大型化することになる。

## b) ケーブルの断面が小さい場合の定着構造

最近の斜張橋では、マルチケーブル形式が多く採用されるようになってきている。この形式では、1ストランド(または少数のストランド)でケーブル構成ができるので、定着部構造がコンパクトになる。また、ケーブルか

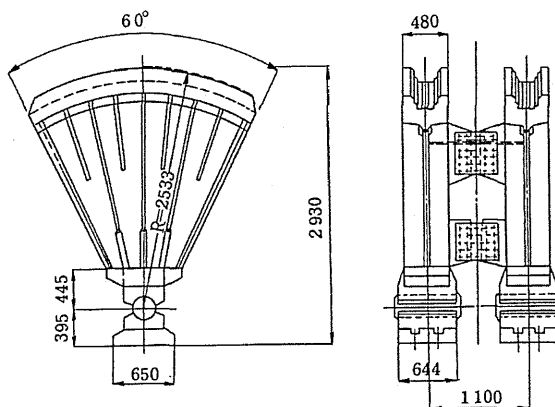


図-2.27 サドル形式(可動)の定着構造  
(Leverkusener 橋)

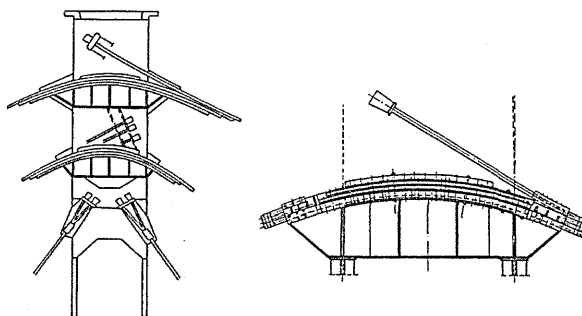


図-2.28 サドル形式(固定)の定着構造  
(Severin 橋)

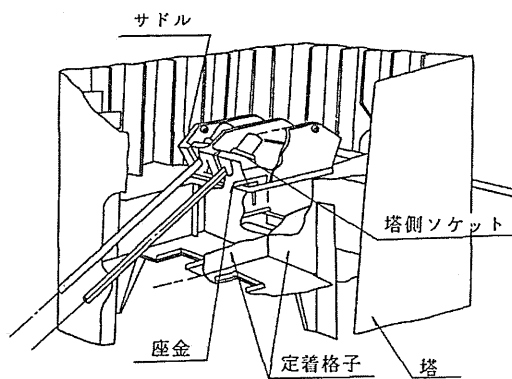


図-2.29 サドル形式(小断面ケーブルの場合)の定着構造(横浜ベイブリッジ)

らの力を塔頂に集中させず、塔柱に分散して伝達させている、この場合の定着構造としては、次の4つの形式がある。

① サドル形式

この形式は、支持梁上に設置されたU形サドルの両壁面にケーブルソケットを定着させるものであり、構造はきわめて単純であるが、サドルの転倒や滑動についての配慮、あるいは鋳造品を用いることによる注意が必要となる。実施例として、六甲大橋、横浜ベイブリッジ (図-2.29)、Zarate-Brazo Largo 橋などがある。

② アンカーガーダー形式

この形式は、塔壁(またはシャイベ)間に取り付けられたアンカーガーダーに座金を用いてケーブルソケットを定着させる形式であり、任意のケーブル角度に対応できるが、アンカーガーダーと塔柱補剛リブとの干渉、塔壁との溶接施工性、さらに取付部の塔壁の板曲げおよび応力集中についての検討が必要となる。実施例として、Speyer 橋、Save 橋、名港西大橋、天保山大橋 (図-2.30)、生口橋、名港中央大橋、名港東大橋、多々羅大橋などがある。

③ 支圧板形式

この形式は、塔壁(またはシャイベ)に取り付けられた支圧板に座金を用いてケーブルソケットを定着させる形式であり、支圧板から塔壁(またはシャイベ)にケーブル張力が直接伝達されるが、支圧板の取付部に大きな応力集中が発生すること、座金が大きくなりやすいことなどに注意が必要である。実施例として、かもめ大橋、鳥飼仁和寺大橋 (図-2.31)、Kurt-Schumacher 橋などがある。

④ ピンソケット形式

この形式は、ケーブルソケットをオープンソケットとして塔柱とピン結合させる形式であり、橋軸面内の傾斜角には自由に対応できるが、鉛直面に対してケーブルが傾斜し各ケーブルが同一平面内でない場合には、ピンに局部曲げや定着ガセットに面外曲げが作用する。またケーブル張力が大きい場合には、ソケットおよびピン径ともに大きくなり、架設時の取り扱いなどに配慮が必要である。実施例として、Strömsund 橋 (図-2.32)、John O'Connell Memorial 橋などがある。

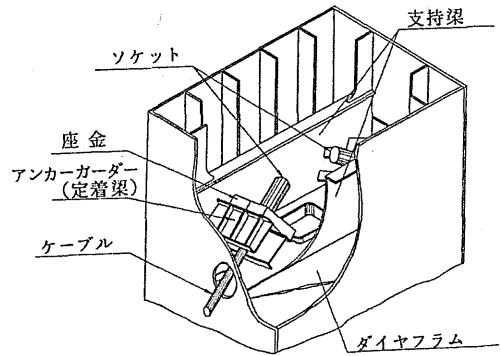


図-2.30 アンカーガーダー形式の定着構造 (天保山大橋)

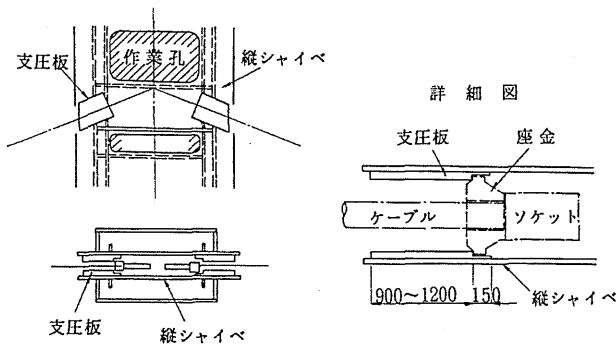


図-2.31 支圧板形式の定着構造 (鳥飼仁和寺大橋)

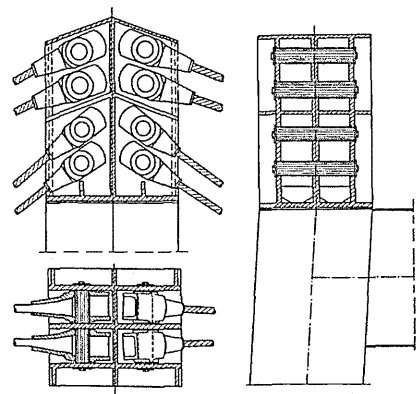


図-2.32 ピンソケット形式の定着構造 (Strömsund 橋)

## 2) 定着部の構造設計

定着構造は、1)で述べたように各種の形式があり、その中から種々の条件に応じて適切なものを決定することになる。そのため、設計方法も画一的なものではなく、それぞれの構造の特徴、力の伝達性状を考慮して、あらかじめ簡易設計法によって断面計算を行い、さらに決定断面に対しては、FEM 解析等によってより厳密な応力照査を実施している場合が多い。定着部付近の塔の応力は、このようにして求められた局部応力と塔断面全体の平均応力との重ね合わせによって求められる。

### (4) 現場継手

塔柱の現場継手は、1960年代中ごろまではリベットが使用されていたが、今日では高力ボルト摩擦接合が多く用いられている。しかし、一般に部材が比較的厚板で構成され、断面力が大きいこと、および製作・架設時のブロック重量の制約からブロック数が多くなり、継手材料の重量が多くなる傾向がある。また、塔の外面に現れる連結板と高力ボルトが美観上好ましくないという意見もある。このようなことから、高力ボルト摩擦接合以外の現場継手の利用も考えられている。たとえば、横浜ベイブリッジでは、塔柱は軸方向圧縮力が支配的となることから、吊橋と同様に圧縮力を塔の外板のメタルタッチ(面接触)によって伝達させる方法を採用し、塔柱の外板および内ウェブでは50%、縦リブでは25%がメタルタッチで伝わると考え、残りを高力ボルトに負担させている。また、美観上から連結板を塔の外面に設けない次のような現場継手形式も用いられている。

- ① 完全溶込み溶接(かつしかハープ橋, 菅原城北大橋)
- ② メタルタッチと部分溶込み溶接の併用 (Rama IX 橋, 鳥飼仁和寺大橋)
- ③ メタルタッチと引張ボルトの併用 (Adhamiyah 橋)
- ④ 外板はメタルタッチ, 縦リブは高力ボルト摩擦接合 (荒津大橋)

西ドイツでは、1960年代からメタルタッチの考え方を採用しており、その場合②と④の混合形式が用いられており、わが国でも最近は上に示すような2, 3の橋梁に採用されている。図-2.33に荒津大橋の塔の継手部構造を示す。この継手形式は、外板をメタルタッチとし、圧縮力を切削加工面の支圧で伝達する。縦リブは高力ボルト摩擦接合とし、これに作用する圧縮力および引張力を伝達させる。また、せん断力に対しては、せん断力伝達フランジの高力ボルト摩擦接合により対処する。このように、現場溶接が無く、架設工程の短縮、安全面での利点があり、また構造が簡潔になっている<sup>50~52)</sup>

今後は、メタルタッチを採用した場合の塔の耐荷力および変形性能に及ぼす影響の確認および継手部の設計方法の整備など、さらに検討を加えることが重要と思われる。なお、レベル2の地震動に対して塑性領域の変形性能を期待する継手には、母材と同等の引張り耐力が確保されない②から④の継手形式は慎重な検討が必要となる。

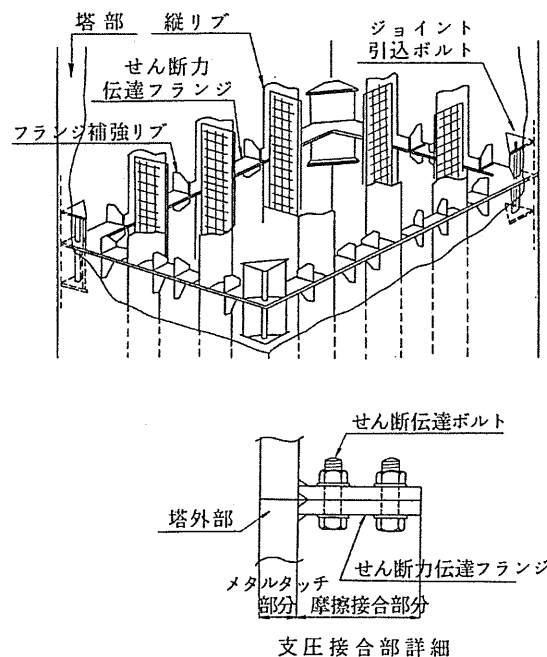


図-2.33 連結板を外面に出不さない塔の継手構造  
(荒津大橋)

### 2.3.3 ケーブル

斜張橋に用いられるケーブルには後述するようにいろいろな種類があるが、いずれのケーブルを用いるにせよ、通常は曲げ応力を無視し引張軸力のみを負担する引張材として設計される。すなわち、設計計算によって得られるケーブルの最大張力に対してケーブルの断面積を決定すればよく、その計算は比較的単純であると言えよう。しかしながらケーブルの設計に当たっては単に力学的な面のみならず、材料面、防食面についても十分な注意が必要である。

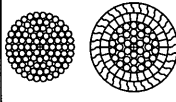
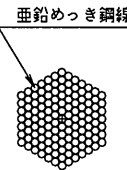


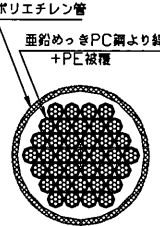
#### (1) ケーブルの種類と選択

一般に斜張橋のケーブルには次のような特性が要求される。

- ① 有効単位断面積当たりの引張強さが大きいこと
- ② 断面密度が大きいこと
- ③ 弾性係数が大きいこと
- ④ 伸び特性が明確であること
- ⑤ クリープが小さいこと
- ⑥ ケーブルの架設作業が容易であること
- ⑦ 防食が容易なこと
- ⑧ 曲がりやすいこと

これらの特性を有し、従来から斜張橋に使用されてきたケーブルの種類と特徴は、表-2.4のとおりである。

表-2.4 各種ケーブルの特徴

	より線タイプ	平行線タイプ		PCケーブル	
	ワイヤロープ	平行線ケーブル	被覆平行線ケーブル	グラウトタイプケーブル	現場施行型ストランドケーブル
素線及び形状	スパイラルロープ ロケットコイルロープ	亜鉛めっき鋼線を平行に束ねたもの	亜鉛めっき鋼線を平行に束ねたもの	PC鋼線あるいはPC鋼より線を平行に束ねたもの	亜鉛めっきPC鋼より線を平行に束ねたもの
関連規格	JIS G 3549	JSS II 06-1994	JSS II 11-1994	JIS G 3536	—
引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	1,470~1,670	1,570~1,770	1,570~1,770	1,570~1,860	1,770~1,860
弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> ) 注1)	157	195~200	195~200	195~200	195~200
防食 注2)	素線亜鉛めっき + (塗装)	素線亜鉛めっき + ラッピング + 塗装 または プラスチックカバー	素線亜鉛めっき (防錆材) + ポリエチレン被覆	グラウト + ポリエチレン管	素線亜鉛めっき + 防錆材 + ポリエチレン被覆 + ポリエチレン管
断面図					

注1) メーカーによって標準値に若干の差有り。 注2) ( ) 内の防食方法は適用しない場合もある。

どのケーブルを使用するかは、ケーブルの配置と使用する段数に関係がある。初期の斜張橋では、何本かのより線タイプのワイヤロープあるいは平行線ケーブルを束ねて用いたが、1970年代からマルチケーブル形式の斜張橋が多くなるにつれ、素線にPC鋼線やPC鋼より線を用いて防錆目的でケーブル保護管内にセメントグラウトを注入したグラウトタイプケーブルが用いられていた。

しかしながら、グラウト注入作業は天候に左右される高所作業となり施工性、安全性、品質管理の課題が多いこと、およびグラウトのひび割れやフレッキングなどの懸念もあり、現在では工場で防食構造まで施した被覆平行線ケーブルや現場施工型ストランドケーブルが主流となっている<sup>53-56)</sup>。

## (2) ケーブルソケット

ケーブルソケットの選定においては、静的な強度、疲労耐久性、クリープ等について十分な検討が必要である。現在、使用されている代表的なソケットには、以下に示すものがある。

### 1) 亜鉛合金鑄込み定着

これは、ワイヤロープの端末定着に古くから用いられている一般的な方法で、実績が多く、かもめ大橋や大和川橋梁等で採用されている。定着メカニズムは、**図-2.34**のように、ソケット内で広げたケーブルを形成するワイヤと鑄込み材との定着および鑄込み材のくさび効果により、ケーブルがソケットと一体になってケーブル張力を伝達するものである。鑄込み材には、外国では純亜鉛が用いられることが多いが、わが国ではクリープを考慮して、亜鉛98%、銅2%の合金が用いられている。ワイヤの局部的な曲げや高温鑄込みによる素線への熱影響によって、ワイヤに疲労強度の低下がおきる懸念がある。

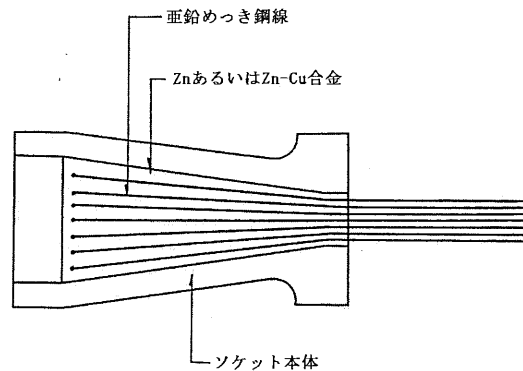


図-2.34 亜鉛合金鑄込み定着

### 2) 平行線新定着

ケーブル本体と同程度の疲労強度を有する定着部構造であり、エポキシ樹脂の接着力と鋼球のくさび効果を利用した定着 (**図-2.35**) や、定着部のケーブルワイヤのスプレー開始点近傍で従来の亜鉛銅合金に代えてエポキシ樹脂を用いた定着 (**図-2.36**) がこの定着法に分類される。櫃石島橋、岩黒島橋、多々羅大橋、横浜ベイブリッジなどの大型斜張橋での実績が多い。

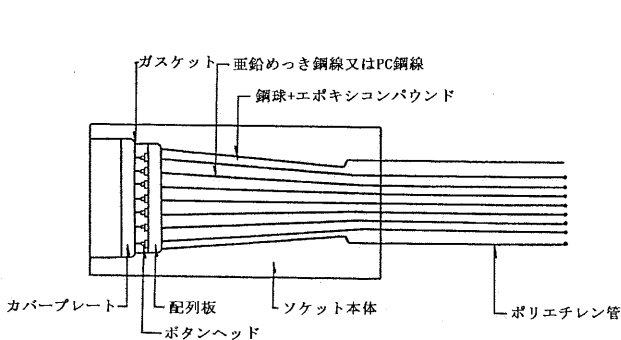


図-2.35 平行線新定着  
(鋼球+樹脂鑄込み定着)

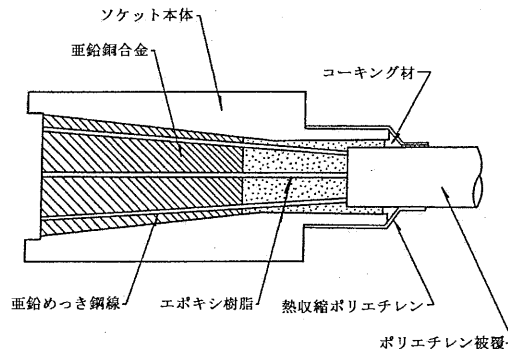


図-2.36 平行線新定着  
(亜鉛銅合金+口元エポキシ樹脂定着)



3) くさび定着

複数の PC 鋼より線をくさびによりアンカーヘッドに定着する方法 (図-2.37)。通常の PC 定着具に用いるくさび定着では、フレッチングによる疲労強度低下が起きやすいが、斜張橋用では実用レベルの疲労強度を得るために改良された定着具が用いられている。海外では Normandier 橋, Rion Antirion 橋, 国内では青森ベイブリッジ橋, 十勝大橋などの PC 斜張橋や新尾道大橋で実績がある。

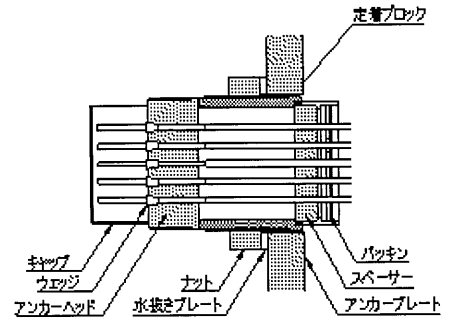


図-2.37 くさび定着

(3) 疲労強度

吊橋のケーブルの場合には、鉄道橋を除き発生応力のほとんどが死荷重によるものであり、活荷重による応力変動が小さいため疲労強度がほとんど問題にならない。これに対し、斜張橋のケーブルでは、活荷重の応力変動による疲労強度の検討が重要な検討項目となる。特にマルチケーブルを採用し、主桁剛性が小さく、橋梁全体として剛性を確保しようとする形式の斜張橋では、ケーブルの疲労強度は設計上非常に重要な事項となる。

素線、スパイラルロープやロックドコイルロープ等のより線タイプ、平行線タイプ等の疲労強度に関する研究は数多く実施され発表されており、これらの研究成果によれば、ケーブル本体そのものの疲労強度よりも、ソケット定着部の疲労強度が特に問題であることが明らかにされている。したがって疲労に関しては、ケーブルの一般部以外における構造細目について考慮する必要がある。

1) ワイヤの疲労強度

ワイヤの疲労強度に関する研究は、数多く行われているが、わが国の JSSC または HBS (本四公団基準) G 3501 に準拠した平行線ケーブル用亜鉛めっき鋼線 (直径 7 mm) の疲労試験結果を示すと、図-2.38 のようである。この結果からもわかるように、ワイヤそのものについては、十分な疲労強度を有している。

斜張橋のケーブルに適用されるめっき PC 鋼より線については、EN 規格 (欧州規格) や NF 規格 (フランス規格) のなかで疲労強度が規定されており、応力振幅  $300\text{N/mm}^2$  (上限荷重は公称破断荷重の 45%) の 200 万回繰返し载荷に耐えられることとされている<sup>57~59</sup>。

2) ケーブルの疲労強度

疲労強度は、ケーブル本体とケーブルソケット部の 2 つの部位で分けられる。

ケーブル本体の疲労強度は、ワイヤ自身の性能とケーブル構造 (より構造) により左右される。また、同種のケーブルであれば、その疲労強度は非金属介在物のような微細な欠陥存在確率に依存すると考えられ、ケーブル長が長く、ワイヤ本数が多くなるほど疲労強度は低下するものと思われる<sup>59, 60</sup>。

ケーブルソケットの疲労強度は、ケーブル自身の疲労強度と同等以上であることが望ましいが、通常はケーブル

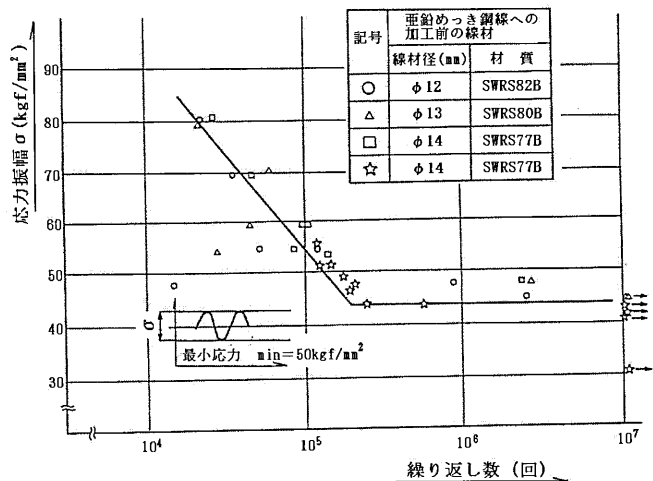


図-2.38 φ7mm亜鉛めっき鋼線疲労試験結果

ソケットの疲労強度のほうが低い。その原因としては、亜鉛合金鋳込み定着でのワイヤへの熱影響やワイヤ定着端部でのフレッチング損傷（金属が金属または非金属に押し付けられた状態で微小な往復摩擦または繰り返しの受ける部分に発生する腐食現象）等が挙げられ、応力振幅で  $100\sim 150\text{N/mm}^2$  程度の疲労強度となる場合もあり、斜張橋のケーブルに要求される疲労強度としては、若干不足する。そのため、ソケット部での疲労強度を改善するために種々の工夫がなされており、前述の平行線新定着法ではケーブルと同等の疲労強度を有している<sup>61~64</sup>。

ケーブルの疲労試験条件は国内の規格や基準で明確に示されておらず、設計条件やケーブルの耐久性より判断した条件で試験が行われてきた。試験実施例としては、国内では斜張橋ケーブルの安全率が 2.5 とされていることより、上限荷重を破断荷重の 40% で繰返し回数 200 万回としたものが多い。海外では PTI (Post-Tensioning Institute)、CIP (Commission Interministérielle de la Précontrainte)、fib (fédération internationale du béton) が斜張橋ケーブルの Recommendation の中で疲労試験方法を提示している。それぞれの基準で条件の差はあるが、基本となる試験条件は上限荷重が破断荷重の 45%、応力振幅  $159\sim 200\text{N/mm}^2$ 、繰返し回数 200 万回で規定している<sup>65~67</sup>。

#### (4) ケーブルの強度と安全率、弾性係数

##### 1) 安全率と疲労設計

ケーブルの安全率については、ワイヤの材料・強度・作用荷重・設計精度・架設精度・腐食・維持管理等を総合的に考慮して設定する必要がある。また、活荷重によるケーブル張力変動が生じる場合は安全性を照査し、必要に応じて疲労耐久性に優れたソケットを用いる必要がある。

わが国の基準としては、道路橋示方書<sup>68</sup>で安全率を 2.5 と規定している。また、本州四国連絡橋公団上部構造設計基準<sup>69</sup>では、対象として平行線ケーブルを想定し、次の 3 項目を満足することとされている。①引張強さに対して 2.5 の安全率を確保する。②降伏点に対して約 2.0 の安全率を確保する。③二次応力を含めたケーブルの最大応力は引張強さに対して約 2.0 の安全率を有する。

疲労設計に関しては、鋼道路橋の疲労設計指針（日本道路協会）で、過去の試験データよりケーブル本体とケーブル定着部のそれぞれについて継手強度等級を定め、累積損傷度を考慮した照査方法を提示している<sup>70</sup>。

海外では、DIN1073 においてケーブルの設計手法について詳細な記述がされている。公称引張強度に対する許容応力度は、その安全率が構造用鋼材の安全率 (S37 と St52 の平均値) に等しくなるように定めている。平行線ケーブルでは有効破断荷重の減少は考えてないが、ロックドコイルロープでは 8% の減少を考慮している。両者の主荷重作用状態での安全率はそれぞれ約 2.2, 2.4 となっている。疲労照査では、作用応力が  $k$  (= 最小応力/最大応力) の関数で示された許容応力度  $\sigma_D$  以下であることを確認することになっている。ちなみに最小応力が 0 の場合は、ロックドコイルロープで許容応力度  $\sigma_D = 200\text{N/mm}^2$ 、平行線ケーブルで許容応力度  $\sigma_D = 250\text{N/mm}^2$  としている。鉄道橋に斜張橋を採用する場合には疲労設計が不可欠であり、DIN18809 では、応力振幅  $\Delta\sigma$  の計算に用いる荷重は、軌道車両に対してはその荷重の 1.0 倍、また道路橋では DIN1072 の活荷重 (交通荷重) に対してその 0.5 倍としている。

前述の PTI、CIP および fib では、ケーブルの設計手法として限界状態設計法を取り入れている。これらは一概に許容応力度設計法の安全率に照らして比較することは難しいが、CIP、fib では基本的な使用限界状態時の断面力を  $0.45 \times$  公称破断荷重 (安全率 2.2) としている。また、CIP および fib におけるケーブル疲労設計ではいずれもケーブルの 200 万回疲労強度を基準とし、疲労限界状態の許容応力振幅を算出するものとしている。PTI では、使用限界状態や疲労限界状態に対して設計条件等が細かく規定され、AASHTO の LRFD に基づいて設計するものとしている<sup>65~67</sup>。

2) ケーブルの弾性係数

斜張橋のケーブル材料そのものの弾性係数は、表-2.4に示したとおりであるが、ケーブルとして張り渡した場合には、自重によりサグが生ずるため、ケーブル張力に応じて見かけ上弾性係数が低下する。ケーブルの弾性係数が斜張橋全体の剛性に及ぼす影響は非常に大きく、設計上無視することはできない。サグのあるケーブルの等価弾性係数は次式で表わされ、ケーブル応力との関係で表すと、図-2.37のようになる。

$$E_{EFF} = \frac{E_o}{1 + \frac{\gamma^2 \cdot \ell^2 \cdot E_o}{12 \sigma^3}} \quad (2.5)$$

ここで、

- $E_{EFF}$  : サグのあるケーブルの弾性係数  
(等価弾性係数)
- $E_o$  : 直線ケーブルの弾性係数
- $\gamma$  : ケーブルの単位長さ当りの重量
- $\ell$  : ケーブルの水平投影長
- $\sigma$  : ケーブルの引張応力

式(2.5)や、図-2.39からも明らかなように、等価弾性係数に大きく影響を及ぼすのは、ケーブルの応力、水平投影長およびケーブルの単位長さ当りの自重であり、特にマルチケーブル形式の斜張橋で、セメントモルタルでグラウトする構造のケーブルの場合には、見かけの単位重量が大きくなるため、弾性係数の面からは不利な傾向となる。いずれにせよ、ケーブルの応力が高い状態で使用の方が有利となる。式(2.5)はErnstの式としてよく知られ、死荷重状態の応力のみで表せることから使用が容易である。

一方、ケーブル長が長くなった場合や、死・活荷重強度比が大きくなった場合には誤差が大きくなるが、活荷重載荷による最大応力を考慮した等価弾性係数を用いることで、誤差を抑えることができる。応力が変化する場合の等価弾性係数は、H.J.Ernstらによって以下に示す式が導かれており、いずれを採用して構造解析を行っても、良好な精度を得ることができる<sup>71~73)</sup>。

$$E_{EFF} = \frac{E_o}{1 + \frac{\gamma^2 \cdot \ell^2}{12 \sigma_m^3} \times \frac{(1 + \mu)^4}{16 \mu^2} \times E_o} \quad (2.6)$$

ここで、

$$\sigma_m = \frac{\sigma_o + \sigma_u}{2} \quad \mu = \sigma_o / \sigma_u \quad \text{ただし、} \sigma_o : \text{最大応力} \quad \sigma_u : \text{最小応力}$$

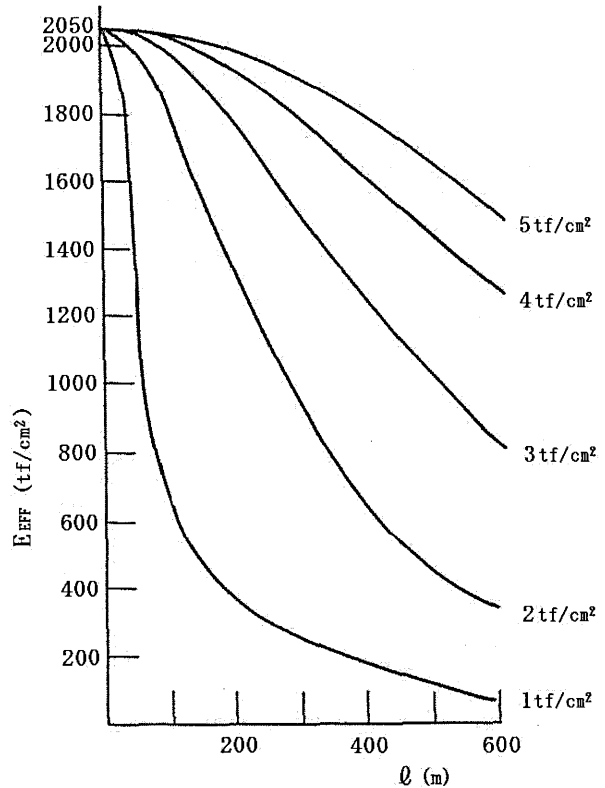


図-2.39 応力と等価弾性係数の関係  
(単位はMKS単位系で表示)

$$E_{EFF} = \frac{E_o}{1 + \frac{(\gamma \cdot \ell)^2 (T_i + T_f) A_s E_o}{24 T_i^2 \cdot T_f^2}} \quad (2.7)$$

ここで、

$A_s$  : ケーブルの断面積       $T_f$  : 最大荷重       $T_i$  : 最小荷重

## (5) ケーブルの防食

### 1) ワイヤの防食法

ケーブルは、斜張橋を構成する部品の中では最も重要な部材の一つであるから、力学的性質の確保はもとより、防食、耐久性の面においても十分に検討することが必要である<sup>74)</sup>。

まず、ケーブルを構成するワイヤの防食法であるが、吊橋では従来から亜鉛めっき鋼線が用いられており、斜張橋の場合も、特殊なケーブルを除いて、亜鉛めっき鋼線をベースとしてケーブルを構成することが多い。特に、ロックドコイルロープのように外側の防食に塗料を用いる場合でも、亜鉛めっき鋼線を用いる必要がある。当初、裸線のロックドコイルロープを用いた Maracaibo 橋 (ベネズエラ) や、外側 2 層のみを亜鉛めっきとし、内側素線が裸線で構成されたロックドコイルロープを使用した Köhlbrand 橋 (西ドイツ) では、いずれもロープが早期に腐食したため、結局、すべて亜鉛めっき鋼線を用いたロックドコイルロープに取りかえられた<sup>75)</sup>。

### 2) ケーブル表面の防食法

斜張橋のケーブル表面の防食法としては、塗装、プラスチックラッピング、テープ被覆、チューブ被覆、押し出し被覆がある。

#### a) 塗装

塗装は、かつては最も普通の防食法であり、斜張橋のケーブルにおいても使用実績が多かったが、現在ではほとんど用いられていない。ロープを束ねた形式のケーブルでは、ロープ間の凹凸を埋めるのにシール材を使用した事例が多い。

#### b) プラスチックラッピング

ガラス繊維で強化した厚さ数mmの耐候性プラスチック (FRP) でケーブルを覆うものであり、最初は、吊橋主ケーブルのワイヤラッピングに代わる方法としてアメリカで開発されたものである。

工法の種類としては、現場で直接ケーブルに積層していくハンドレイアップ工法と、あらかじめ工場ですチックカバーを成形・製作しておき、現場では接合作業のみを行うプレファブセグメント工法とがある。ハンドレイアップ工法の例としては豊里大橋、末広大橋があり、プレファブセグメント工法の例としてはかもめ大橋、大和川橋梁がある。

#### c) テープ被覆

テープ被覆工法は西ドイツで開発されたものであり、Kurt-Schumacher 橋に適用された。その構成は次のとおりである。

- ① 亜鉛クローム酸塩とポリウレタンの混合剤をケーブルへ含浸
- ② ポリエステル格子網の被覆
- ③ 最小 4 mm 厚のポリウレタンテープの被覆
- ④ 外面塗装

また国内では、既設のワイヤロープや平行線ケーブルの延命策として、酸化重合型防食テープ巻きにより腐

食進行を抑制する補修工法が用いられているものがある。ポリエステル不織布に特殊配合乾性油を主成分としたコンパウンドを含浸させたテープで、施工後はテープ表面より酸化重合硬化被膜を形成してべとつきがなく、素地面側はべとつき性を維持して防食性を発揮する。難燃性で耐候性にも比較的優れており、摩耶大橋、かもめ大橋で採用されている。

#### d) 外套管（グラウトタイプ）

高密度ポリエチレンなどの外套管にストランドを挿入し、空隙をセメントミルクなどで充填する方法である。充填材の充填状態の確認は、外套管下部より注入されたセメントミルクの上部孔からのオーバーフローにより行っている。名港西大橋や天保山大橋はこの工法を採用している。また櫃石島橋、岩黒島橋ではグラウト材としてポリブタジエンを充填している。

#### e) 押し出し被覆（被覆平行線ケーブル）

亜鉛めっき鋼線の平行な束に直接ポリエチレンを押し出し被覆するもので、リールへの巻き取りを容易にするために、鋼線束にわずかな撚りが加えられている。現場でのグラウト作業がなく、工期が短縮される。多々羅大橋や Stonecutters 橋等に採用されている。

#### f) 押し出し被覆+外套管（現場施工型ストランドケーブル）

7本よりの亜鉛めっきPC鋼より線に防錆材（グリースまたはワックス）を塗布した後、ポリエチレン被覆した三重防食のストランドを現場で高密度ポリエチレン製外套管に挿入する方法である。海外では Rion Antirion 橋や Bai Chay 橋、国内では鷹島肥前大橋等に採用されている<sup>76)</sup>。

### 2.3.4 支承

支承は上部構造に作用する種々の荷重を支持するとともに、その支持反力を下部工に伝達する重要な部材である。斜張橋では、支承配置が構造特性に大きな影響を与えるので、支承については橋梁全体の構造計画の中で十分に検討されなければならない。また、支承は設置される環境も良好でなく、架設後の取り替えも容易ではないので、耐久性の良い構造を採用する必要がある。塔と主桁の交差部や端支点部などでは、支承の設置空間に制約のある場合が多く、主桁側の構造も考慮し、施工性および維持管理などにも注意が必要である。

#### (1) 支承の配置

主桁は、塔位置や橋脚上で鉛直方向、および橋軸・橋軸直角方向に支持される。ここでは、主桁を支持する基本的な支承の配置について説明する<sup>77)</sup>。

##### 1) 鉛直反力に対する支承配置

###### a) 塔位置における支承配置

塔位置において主桁を支持する代表的な支承配置を図-2.40に示す。

##### ① 1本柱分離構造の場合（図-2.40(a)）

塔が1本柱形式で塔と主桁が分離された構造の場合、塔は直接橋脚に固定されるが、主桁の両側には、主桁のせん断力とねじりモーメントに対して、鉛直反力支承が配置される。この場合は各反力の伝達は明確であるが、塔と主桁の交差部の構造が複雑になる。実施例としては Friedrich-Ebert 橋、Rama IX 橋、府中湖橋などがある。

##### ② 1本柱剛結構造の場合（図-2.40(b)）

塔が主桁に剛結された構造の場合には、主桁の反力以外に塔からの大きな軸力を伝達することになるので、一般に、塔直下と主桁の両外側に支承を配置する。塔直下の支承（塔支承）は塔からの軸力と主桁のせん断力による反力を、両外側の支承（桁支承）は主桁のせん断力とねじりモーメントによる反力を伝達する。しかし、剛性の大きな塔基部で3点支持となるから、反力分担が不明確で、組立て誤差による反力の変動が大きく、ま

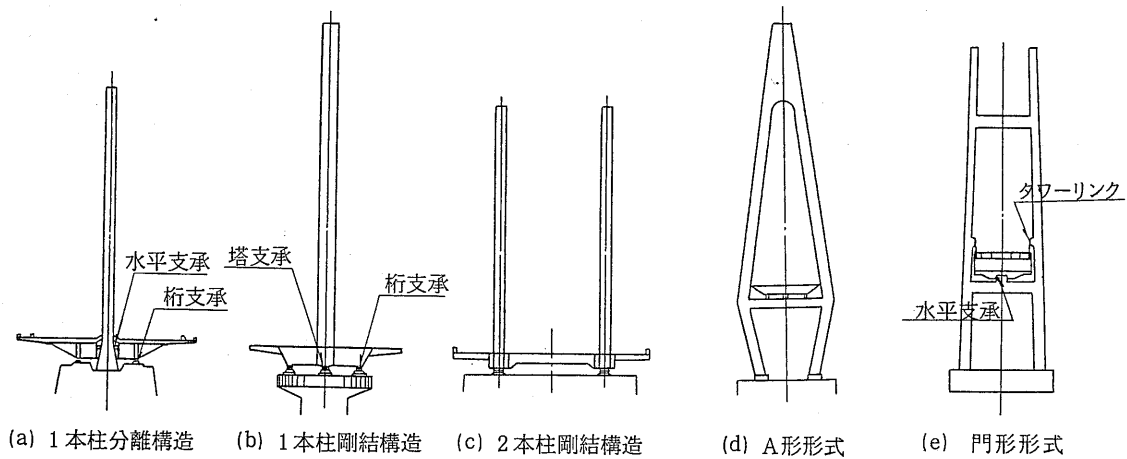


図-2.40 塔位置における主桁の支承配置

た、主桁の正反力が小さい場合には、ねじりモーメントによって負反力が作用するので次のような対策が施されることがある。たとえば、大和川橋梁<sup>78)</sup>やかつしかハープ橋<sup>79)</sup>では、塔基部の組立後に塔支承の高さを低くして、塔支承から桁支承に反力を移行させ、桁支承の負反力の発生を抑えるような方法がとられた。一方、同じ1本柱剛結構造でもかもめ大橋では塔下に支承を設けず、2個の桁支承で支持する構造を採用している。したがって、塔の軸力は基部の横梁を介して桁支承に伝達されるので、3点支持の問題はなくなるが、塔基部横梁の断面が大きくなる。

### ③ 2本柱剛結構造の場合 (図-2.40(C))

塔が2本柱形式の場合には、支承がそれぞれの塔下に配置されることが多い。実施例としては新大橋などがある。

### ④ A形形式、門形形式、逆Y形形式の場合 (図-2.40 (d), (e))

塔がA形、門形および逆Y形形式の場合は、それぞれ主桁のせん断力とねじりモーメントに対し主桁の両側に鉛直反力支承が配置されるのが普通である。実施例としては名港西大橋<sup>80)</sup>、横浜ベイブリッジ<sup>81)</sup>や多々羅大橋などがある。

一般に、塔位置に鉛直反力用支承を設けると、主桁に大きな負の曲げモーメントが生じるので、マルチケーブル形式の斜張橋では、塔付近の主桁もケーブルで吊下げ、支承を設けないことがある。これはフローティングシステムと呼ばれ、Ludwigshafen 橋、Köhlbrand 橋、Zárate-Brazo Largo 橋、Rande 橋、Willems 橋、東神戸大橋、Rion Antirion 橋、Sutong 橋などで採用されている。

#### b) 端支点、中間橋脚位置における支承配置

端支点や側径間の中間橋脚では正反力も生じるが、大きな負反力が生じる傾向がある。このような場合には、主桁の両側に正・負の両反力を伝達できるペンデル支承、ピン支承およびタイダウンケーブルを使用することが多い (図-2.41)。

#### 2) 橋軸直角方向反力に対する支承配置

一般に、鉛直反力用の支承が橋軸直角方向の水平反力をも支持するように設計されることが多い。しかし、鉛直反力用の支承にリンク形式の支承(タ

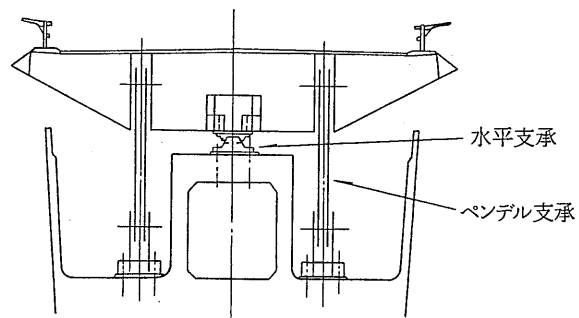


図-2.41 端支点の支承配置例

ワーリンク、ペンデル支承など)が採用される場合には、水平反力を支持できないので、水平支承が設置される(図-2.40(e), 図-2.41)。また、水平支承は、特に水平反力が大きい場合や水平力を支持する支点を明確にする場合などにも設けられることがある。水平反力を支持する支承は図-2.40(a)のような場合には、塔と主桁の間に設けられることが多い。また図-2.40(b)のように支承の数が多い場合には反力分担が明確でないので、水平反力は塔下の支承だけで支持するように設計することもある。

3) 橋軸方向の支持方法

主桁の橋軸方向の支持方法は、従来1つの支点を固定にし、その他の支点は可動とする

のが一般的であった。しかし、橋梁の長大化及び耐震設計法の変化に伴い、水平反力が大きくなり、固定支承および下部工が大規模になる傾向がある。そのため、表-2.5に示すような水平反力を分散・低減する方法が採用されている。兵庫県南部地震以降は規模に関わらず水平力分散構造の採用が一般的になった。

① 1点固定方式

これは1つの固定支承により全水平反力を支持する方法で、通常の規模の斜張橋や橋脚高さが低い場合など、固定支承および下部工が問題なく設計できる場合に採用される方法である。実施例としては表-2.5に示すように、多くの橋がある。水平反力は鉛直反力用の固定支承で支持される場合が多いが、別個に水平支承を設置することもある。

② 多点固定方式

これは固定支点数を増して地震時の水平反力を分散させる方法である。この場合、支点拘束による温度応力を開放する必要があり、桁下空間が大きい場合に塔や橋脚の変形を利用する方法がとられている。たとえば天保山大橋は塔位置で固定、St.Nazaire橋は端橋脚位置で固定となっており、これらの固定支承のある塔や橋脚が変形し易いフレキシブルピアとして設計されている。

③ 弾性支持方式

これは橋軸方向に主桁をばね支持し、そのばね定数を調整することで固有周期を変え、固定支点到作用する水平反力の低減を図る方法である。下記のオールフリー方式に比べ活荷重による鉛直たわみを低減する効果も期待できる。櫃石島橋、岩黒島橋では、両端支点到橋軸方向のスプリングシューを設け、上部工の固有周期を3.6秒と長くすることによって、地震による応答加速度を小さくし、水平反力を低減させている。さらに、移

表-2.5 橋軸方向の支持方法

分類	支持方式	実施例
① 1点固定		大和川橋梁, 末広大橋, 六甲大橋, かもめ大橋, Luling橋など多数
② 多点固定		天保山大橋(塔位置固定) St.Nazaire(端支点固定)
③ 弾性支持	スプリングシュー 	櫃石島橋, 岩黒島橋
	弾性拘束ケーブル 	名港西大橋, 鶴見つばさ橋, 名港中央大橋, 名港東大橋
	ゴム沓 	生口橋, 鷹島肥前大橋, 銚子大橋, 多々羅大橋など多数
④ オールフリー	ダンパーなし 	Friedrich Ebert橋, Rande橋, 横浜ベイブリッジ, Rion Antirrhion橋
	ダンパーあり 	Zarate-Brazo Largo橋, 東神戸大橋, Sutong橋など

動制限装置としてゴムストッパーシューを設けている。名港西大橋や鶴見つばさ橋では、塔と主桁を弾性拘束ケーブルで結ぶ方法を採用している<sup>80)</sup>。また鋼・コンクリート複合桁である生口橋では中間橋脚および端橋脚に、多々羅大橋では塔部にゴム沓を用いて弾性支持としている。

#### ④ オールフリー方式

これは主桁を橋軸方向に拘束せず、塔からケーブルで吊られただけの系（フローティングシステム）とすると、主桁の橋軸方向の固有周期が長くなり地震荷重が軽減されるという斜張橋の構造的な特徴を利用した方法であり<sup>82, 83)</sup>、表-2.5に示すような橋梁などで採用されている。しかし、この方法は水平変位が大きいので、伸縮装置の移動量などにも注意が必要である。横浜ベイブリッジでは短いタワーリンクで吊ることにより復元力を与えて橋軸方向の水平変位を低減している。また水平方向にダンパーを設置することにより地震のような急激な動きに対して水平変位を低減する方法も近年、採用される事例が増加している。東神戸大橋では端部にオイルダンパーを、Sutong 橋では塔部にダンパーを設置して地震時の橋軸水平変位を低減している。

上記の支持方式の中で、特に、③と④は構造全体の動的挙動を制御する方法であるから、全体構造系との関係を基本計画の段階で検討しておかなければならない。

#### 4) 回転変形の処理方法

支承は回転に対しては自由に変形するように設計されるのが普通である。各支承の回転変形が1方向だけでない場合は、それぞれの方向に回転自由な支承形式（ピボット支承など）を採用することが多い。また、橋梁を横断面方向に見た場合、主桁の両外側の支点を橋軸方向に固定すると、主桁の鉛直軸回りの回転を拘束し、大きな水平反力が作用することもあるので、固定橋脚位置でも面外側の支承は可動とすることも

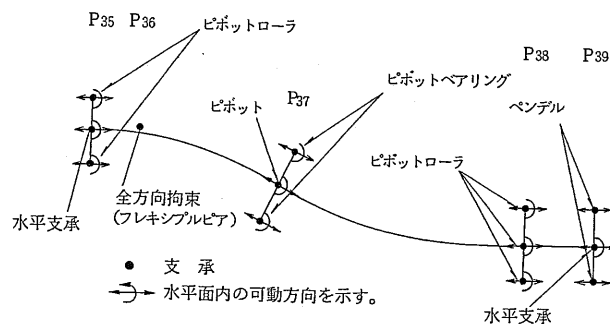


図-2.42 支承配置の例（かつしかハイブ橋）

もある（図-2.42）。さらに、横断面のたわみや温度変化などによる主桁幅員方向の変形にも注意が必要である。横浜ベイブリッジのタワーリンクおよびエンドリンク支承では、横方向の変形を考慮し、球面軸受けを用いたユニバーサルヒンジ構造が用いられている<sup>81)</sup>。

#### (2) 支承の構造

斜張橋の支承は、作用反力の種類により次のように分類することができる。ここではそれぞれの支承の中で、主に特殊な支承について簡単に説明する。

##### 1) 鉛直反力支承

鉛直方向の正反力に対する支承としては一般橋梁と同様なものを用いられる。すなわち、ピン支承、ピボット支承、ベアリングプレート支承、ローラー支承、ゴム支承などである。また負反力が作用する場合や移動量が大きい場合にはリンク形式などの特殊な支承が使用される。

Friedrich-Ebert 橋（図-2.43）、Binh 橋、Inchon 橋の主桁は正反力用の支承で支持されているが、負反力も作用するので、これに対してプレストレスを導入したタイダウンケーブルが使用されている。主桁がトラス形式の櫃石島橋・岩黒鳥橋、横浜ベイブリッジの中間支点には、可動支承として主構を塔から吊り下げるタワーリンクが用いられた。

端支点の鉛直反力支承にも正反力の他に負反力が作用する場合には、正・負の反力を伝達できるリンク形式のペンデル支承（図-2.44）やピン支承が使用される。リンク形式の支承の場合、水平移動に伴う主桁の上下動を抑え、ピンの2次応力を低減させるためにも、アーム長を適度に長くするのが良い。



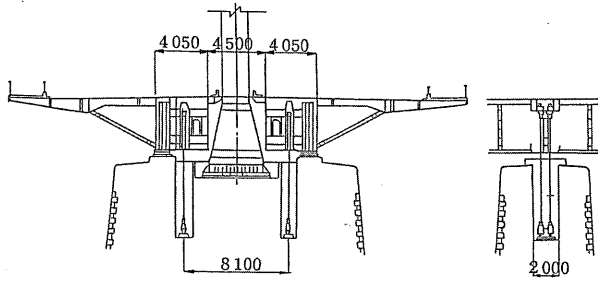


図-2.43 タイダウンケーブルの例

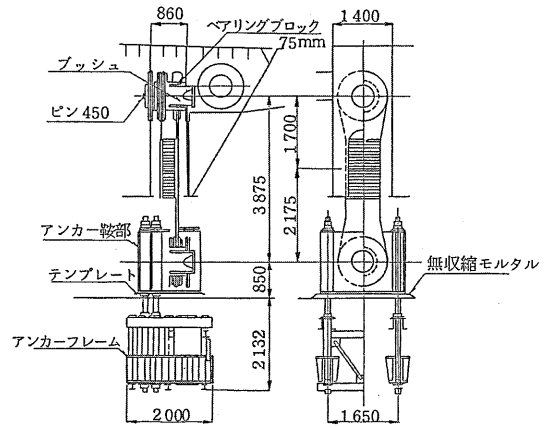


図-2.44 ペンデル支承の例

2) 橋軸直角方向の水平支承

鉛直反力支承で橋軸直角方向の水平反力を支持することが多いが、鉛直反力支承がリンク形式の支承の場合には、水平支承（ウインドシュー）が用いられる。図-2.45 は、大和川橋梁の端支点に用いられた水平支承で、橋軸方向の移動と鉛直軸回りの回転が可能な支承である。また櫃石島橋・岩黒鳥橋では、中間支点・端支点とも水平支承としてベアリングプレート支承を水平方向に設置している。

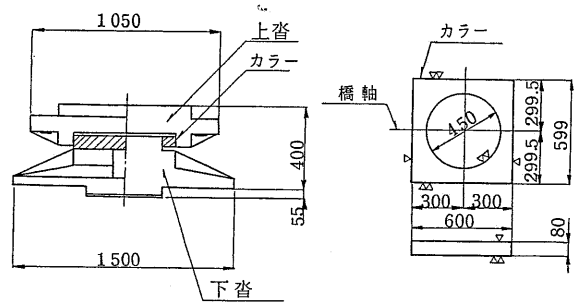


図-2.45 水平支承の例

中間橋脚を有する斜張橋で端支点と中間橋脚

上の中間支点の両者で橋軸直角方向水平変位を固定するとテコの原理で大きな水平力を生じることがあるので注意が必要である。この配慮から、多々羅大橋では中間橋脚上を可動支承とし、鷹島肥前大橋ではゴム支承による弾性支承としている<sup>84)</sup>。

Rion Antirion 橋では、端橋脚に設けた鉛直支承と橋軸直角方向のストッパーを兼ねるトラス形式ペンデル支承が橋軸直角方向の大地震時に部分的に壊れてダンパーが作動する機構が取り入れられ、塔部の橋軸直角方向のダンパーと相まって、地震時の応答を制御している<sup>85)</sup>。

3) 橋軸方向の水平支承

通常、鉛直反力用の固定支承で橋軸方向の水平支承を兼用することが多い。弾性支持する水平支承としては、図-2.46 (b) に示すような櫃石島橋・岩黒鳥橋に採用された支承などがある。これは橋軸方向の変位を下部工に固定した三角リンクを介して鉛直方向変位に変え、三角リンク下端を皿バネとオイルを納めたスプリングシューで弾性支持したものである。生口橋や多々羅大橋などには鉛直支承と橋軸方向の弾性支承を兼ねるゴム支承が採用された。

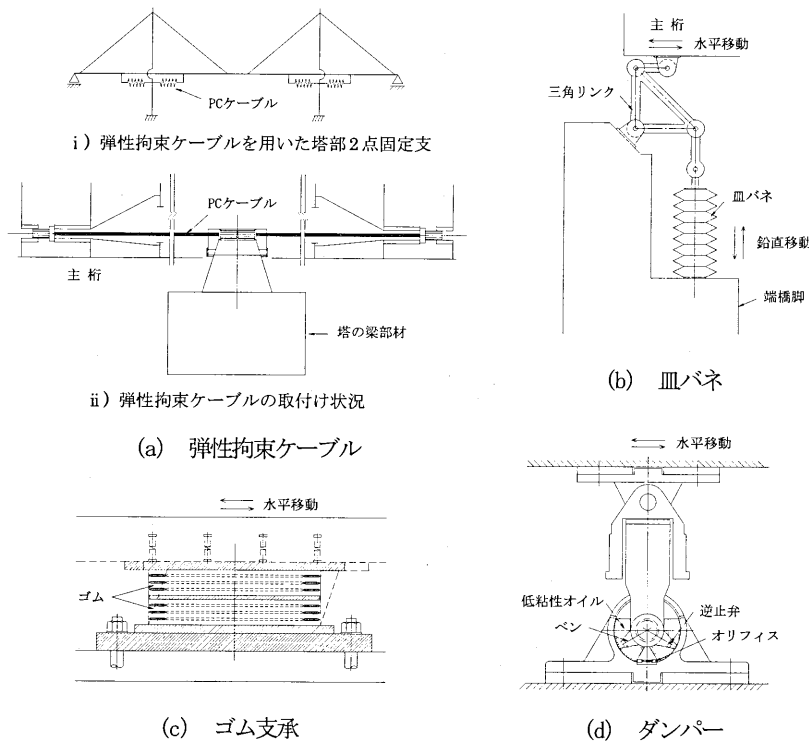


図-2.46 水平力支持装置の例

2.3.5 伸縮装置

伸縮移動量が通常の橋梁の範囲であれば、斜張橋でも桁橋などに使用されている伸縮装置が用いられる。しかし、長大斜張橋の場合には、大きな伸縮量に対応した伸縮装置が必要で、吊橋と同様のものが使用される。構造形式としては、くし形式、ローリングリーフ形式およびリンク形式などがある。これらの形式は、それぞれ大和川橋梁、多々羅大橋、櫃石島橋・岩黒鳥橋などで使用されている。図-2.47 にこれらの伸縮装置の例を示す。

設計伸縮量は常時およびレベル1地震により設定するが、レベル2地震に対しては損傷することを許容して設計することが多い。これは、伸縮装置が損傷しても応急復旧により速やかに車両が通行可能な状態にできるため、道路橋示方書の耐震性能2を満足すると考えるからである。また、伸縮装置の損傷をコントロールする方法として、衝突時に伸縮装置基部が移動するロックオフ構造も提案されている。

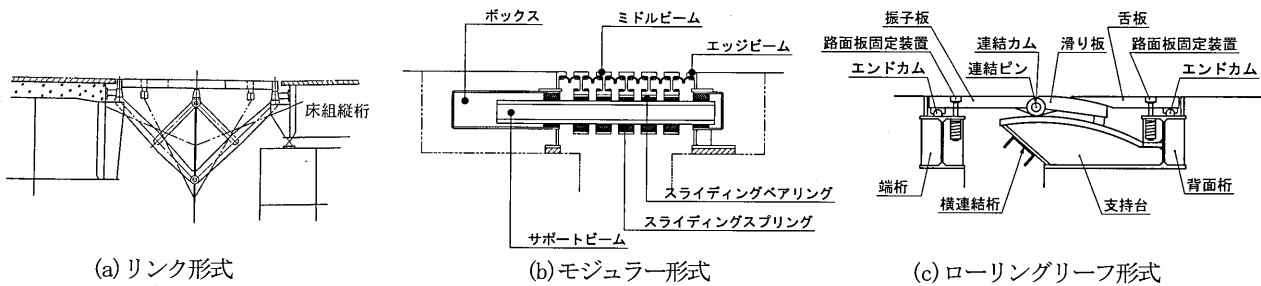


図-2.47 大きな伸縮量に対応した伸縮装置の例

伸縮装置の選定に当っては、伸縮移動量や車輪の走行性などの機能的な面のみならず、排水の処理や取り替え方法、騒音などの維持管理の面についても十分考慮しておくことが重要である。

## 2.4 耐風設計

斜張橋は吊橋と同じように可撓性に富んだ構造物であり、静的問題だけでなく動的問題、特に耐風性についても十分検討しておく必要がある。吊橋では、1940年のTacoma Narrows橋の落橋事故以来、風による振動が問題としてよく取り上げられているが、斜張橋においても、主桁、塔、ケーブルそれぞれの風による影響を考慮しなければならぬことが多い。このような斜張橋の耐風性の検討は、1960年以降スパンの長大化が進むとともに本格的に行われるようになり、風洞試験も数多く実施され、今日までかなりの研究成果が報告されている。

### 2.4.1 橋梁に及ぼす風の作用

一般に、構造物に風が作用した場合に発生する挙動を分類すると図-2.48となる。

このような風の作用の中で、特に斜張橋のような長大かつ柔軟な構造物に発生しやすい風の動的作用を考えると、概念的に図-2.49のようになると言われている<sup>86, 87)</sup>。通常、渦励振は比較的低風速域で発生し、風速および振幅とも限定的なものである。また、バフエッティング(ガスト応答)は風の乱れ、あるいは風上の物体による気流の乱れにより生じる空気力の変動により強制的に誘起される不規則な振動である。振動の大きさは風速が高くなるとともに増大し、水平たわみ、鉛直たわみおよびねじれの振動が生じる。

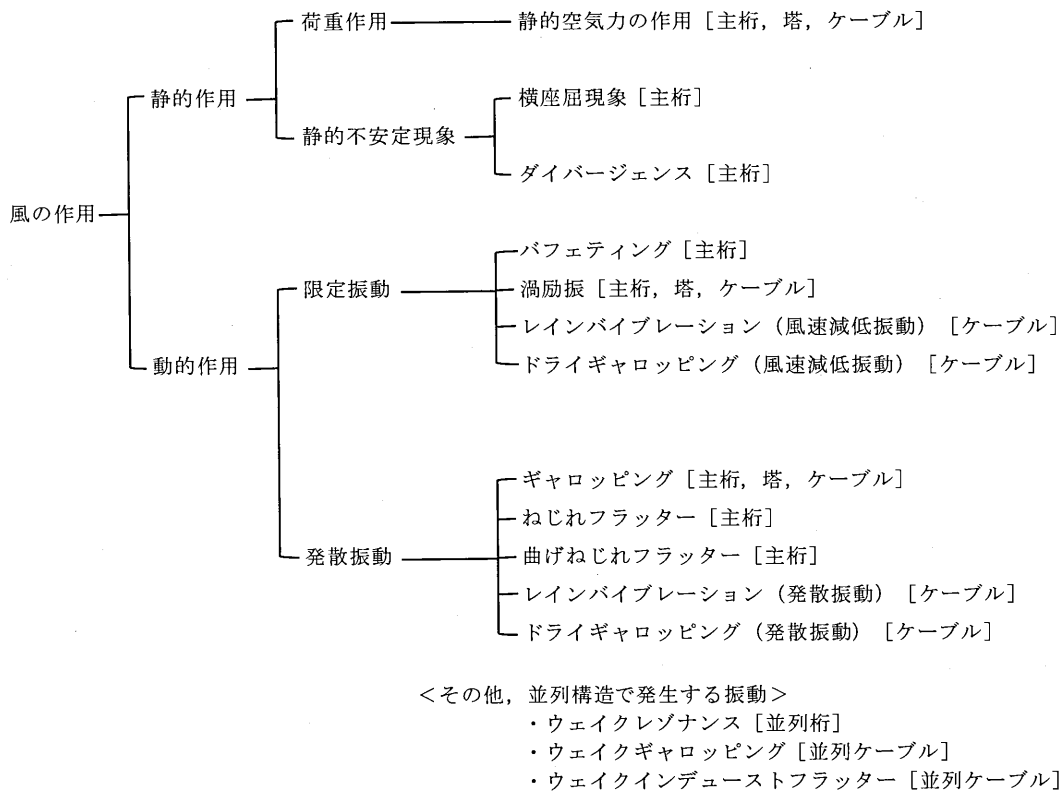


図-2.48 風による構造物に発生する現象<sup>86, 87)</sup>

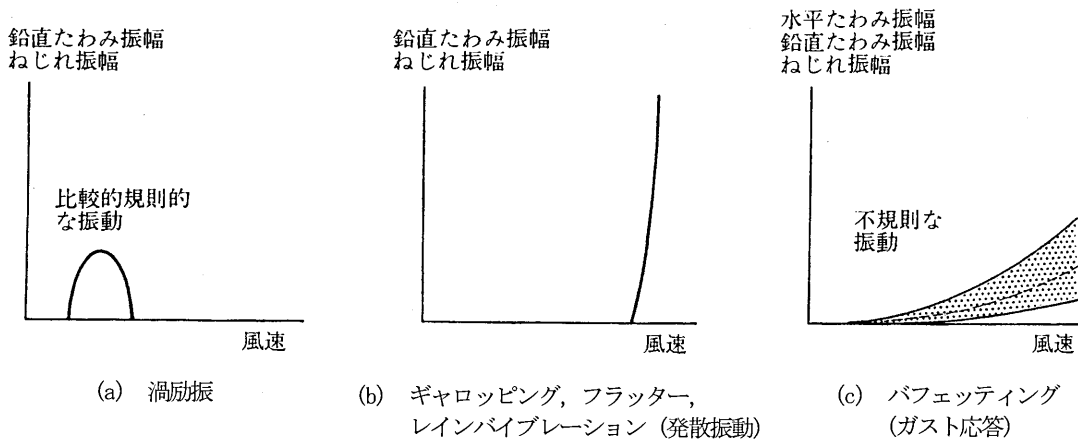


図-2.49 風による振動概念図<sup>87)</sup>

従来、渦励振は物体後流のカルマン渦により励起される強制振動と考えられてきたが、現在では、物体の上下面あるいは前後縁部からの剥離した流れによる自励振動と考えられている。渦励振は、比較的低風速の限られた風速域においてある振幅以上には発達しない振動である。そのため、渦励振は構造物に致命的な損傷を与えることは少ないが、使用性・疲労損傷などの問題を誘起する。

発散振動は、ある風速以上になると風速の増加とともに振幅が急激に大きくなる振動である。振動性状がたわみだけの場合、ねじれだけの場合、あるいはたわみとねじれが連成する場合の3種類があり、ギャロッピング、ねじれフラッター、曲げねじれフラッターとそれぞれ呼ばれている。

ギャロッピングは、流れの中の物体が流れに直角方向の振動をすることによって見かけの迎角が生じ、流れの非対称性から発生した空気力が自励力となって生じる発散振動である。偏平な主桁断面の場合には起こりにくいですが、一定以上の桁高を有する矩形断面の主桁や矩形断面の塔などに起こりやすい。また、ケーブルでは、六角形断面や着氷した円形断面のような場合に発生することがある。

ねじれフラッターは、物体の前縁から剥離した境界層が物体に再付着する際の振動との位相差により起るねじれの発散振動であり、曲げねじれフラッターは、曲げ振動とねじれ振動の位相差が関係する発散振動である。これらは、斜張橋では主桁のねじり剛性が大きいことから発現風速が高く、これまでは問題となることは少なかった。しかし、長大化やねじれ剛性の小さいエッジガーダー形式の出現などに伴って発現風速が低くなり、フラッターに対する耐風性の確保が大きな課題となっている。

ケーブル特有の振動としては、傾斜したケーブルにおいて生じる、風と雨の相互作用による振動現象であるレインバイブレーションや主としてケーブルの軸方向流の影響によって生じると考えられるドライギャロッピングがある。レインバイブレーションは風速限定振動と発散振動があるが、発散振動については、実橋ケーブルでの明確な観測事例はない。また、ドライギャロッピングについては、風洞試験で確認されているものの、実橋のケーブルでの明確な観測事例はなく、研究途上である<sup>87)</sup>。

また、2つの橋の近接した建設事例が見られるが、その場合には単独橋としての耐風安定性の確保とともに、風上側の橋によって乱された風の影響で風下側の橋が強制的に振動する現象（ウェイクレゾナンス）に注意が必要となる<sup>88)</sup>。また、並行ケーブルで生じる振動として、ウェイクギャロッピングやウェイクインデューストフラッターがある<sup>87)</sup>。

このような風の作用により斜張橋の振動が問題になった例として、次のような報告がある。

(1) 主桁の振動

主桁の振動が生じた例として、カナダの Longs Creek 橋の報告がある<sup>89)</sup>。この橋は、主桁高さが約2.44m、主桁間隔が約10mの鋼床版桁橋であり、自重は約3.5kN/m<sup>2</sup>であるが、供用開始後まもなく11~13m/sec程度の風速で最大振幅20cmの振動を起こした。振動性状は曲げ1次対称モードの振動で、振動数は0.6Hzであった。これに対しては、風洞試験の結果に基づき、主桁の外側下向きに三角形のフェアリングを設け、さらに主桁間に底板を設けることによって、空力特性を改善し、振動発生を抑制している(図-2.50)。

イギリスの Kessock 橋においては、14m/sec程度の風により、0.52Hzの曲げ1次対称モードの振動が発生し、最大20cm程度の振幅で振動したとの報告がある。この橋では径間の中央部に8個の Tuned Mass Damper (以下、TMD と呼ぶ)を設けることにより、最大振幅を1.8cmまでに抑え、人体に感知できない程度に制振を図ったとのことである<sup>90)</sup>。

わが国では、石狩河口橋の例がある<sup>91)</sup>。この橋は、北海道石狩川の河口部に建設された、中央径間長160m、幅員11.4mの3径間連続斜張橋であり、主桁は桁高2.0mの鋼床版箱桁である。振動は、架設時約10m/sec以上の風速で主桁のたわみ振動が発生し、主桁閉合後の舗装前の状態では振動数約0.83Hz、最大振幅10cm、最大加速度290gal程度の振動を記録した。この橋では、建設前より風洞試験が行なわれ、図-2.51に示すように主桁にフェアリングが施されていたが、架設時に振動が起きたことにより、取り付けられたフェアリングを橋軸方向に1ブロックごとに取りはずし、振動の発生を抑制した。

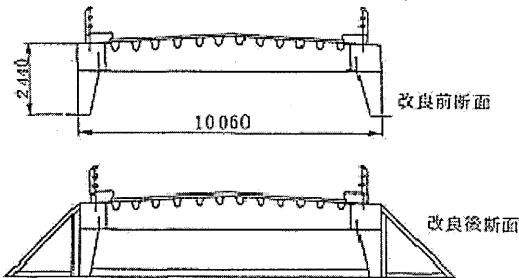


図-2.50 Longs Creek 橋

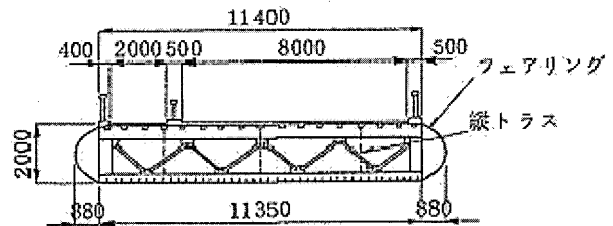


図-2.51 石狩河口橋

(2) 塔の振動

塔柱には通常矩形断面が用いられることが多いので、主として渦励振とギャロッピングの可能性が問題になる。1972年にドイツ Lodemann 橋においてギャロッピングにより逆Y形の塔柱の上部(自由長部)が破断する事例<sup>92)</sup>が発生した。一般には、塔は架設時にケーブルが架設されるまでの状態で、比較的低い風速域での振動、特に渦励振の発生が問題になることが多い。また、完成時においても、1本柱形式の場合、ケーブルによる補剛効果が弱い橋軸直角方向の振動が発生する可能性も指摘されている。最近では、このような振動への対策として、断面形状の変更、プレートなどの整流板取り付けによる空力的な対策や、TMD (Tuned Mass Damper) などの制振方法が採用されることが多くなっている<sup>93~95)</sup>。

(3) ケーブルの振動

ケーブルに発生する主な振動現象には、渦励振、ギャロッピング、レインバイブレーションの他、並列ケー

ブルで発生するウェイクギャロッピング等が挙げられる。この中でギャロッピングは、六角形断面を有する場合に発生することが指摘<sup>96)</sup>されており特異な振動現象である。これまでに、櫃石島橋、岩黒島橋や呼子大橋他でウェイクギャロッピングが観測されており、名港西大橋、荒津大橋、天保山大橋他ではレインバイブレーションが観測されている<sup>97, 98)</sup>。レインバイブレーションは、降雨を伴う振動現象であることからこの名前が付けられているが、降雨を伴わない場合にもドライギャロッピングと呼ばれる振動現象が生じることが指摘されている<sup>99)</sup>。

ケーブルに大きな振幅の振動が生じた場合には、利用者に不安感を与えること、ケーブル定着部周りの損傷等が懸念されることから、これらの振動現象に対して各種の制振対策を実施している。そのため、これまでのところ、これらの振動現象によるケーブル本体の疲労損傷などの橋の安全性に重大な影響を及ぼすような事例は報告されていない。一方、西ドイツの Kohlbrand 橋はマルチケーブル形式の 2 面吊りの斜張橋であるが、風による振動と腐食のためにケーブルを供用後数年間で取り替えることになったことが報告されている<sup>100)</sup>。

いずれの振動現象においても、振動の発現条件や振幅推定など未解明な部分が多く、研究が進められている段階にある。

#### 2.4.2 耐風設計の考え方

耐風設計の標準的な手順を図-2.52 に示す。通常は一般的な風荷重として水平力を载荷して静的設計を行い、そこで得られた設計案に対して、風洞試験に基づく動的照査が行われる。

耐風設計の基本は、まず良好な耐風特性を示す部材断面形状を選定することである。設計案の動的応答推定は、通常、風洞試験により行われているが、構造物の応答特性は風の特長、断面形状、固有振動数、質量分布、構造減衰などによって左右されるので、風向、風速変動、乱れの強さなどの現地の風の特長や、上記の物理諸量を実橋に相似させることが必要となる。なお、島が点在するような海峡部や切り立った斜面に挟まれた谷状の地形部では、橋に作用する風は周辺地形の影響を強く受けるため、一様な風特性を考慮するのみでは十分でないと考えられる場合がある。この場合には、周辺地形の影響を考慮するために、地形模型風洞試験の手法が用いられている<sup>101, 102)</sup>。

耐風設計において、動的検討を行うにあたり、留意すべき項目をあげると以下ようになる。

##### (1) 設計の基本とする風速

道路橋示方書<sup>103)</sup>においては、高度 10m において、50 年間でその風速を超えない確率が 0.6 以上（再現期間 100 年の風に相当）となるように 40m/s を標準値として風荷重を設定している。これは、道路橋示方書の適用範囲である支間長が短い中小橋では設計に及ぼす風荷重の影響が小さいことから、標準的な風速を用いてもよいとの考えによるものである。一方、道路橋示方書の動的な耐風設計を補完する道路橋耐風設計便覧では、架橋地点の地理的位置に応じた基本風速 ( $U_{10}$ ) を設定し、これに架橋地点の地表の粗度区分に応じた高度補正を行い式(2.8)により設計基準風速 ( $U_d$ ) を求めることとしている。なお、基本風速 ( $U_{10}$ ) は、地上または海面

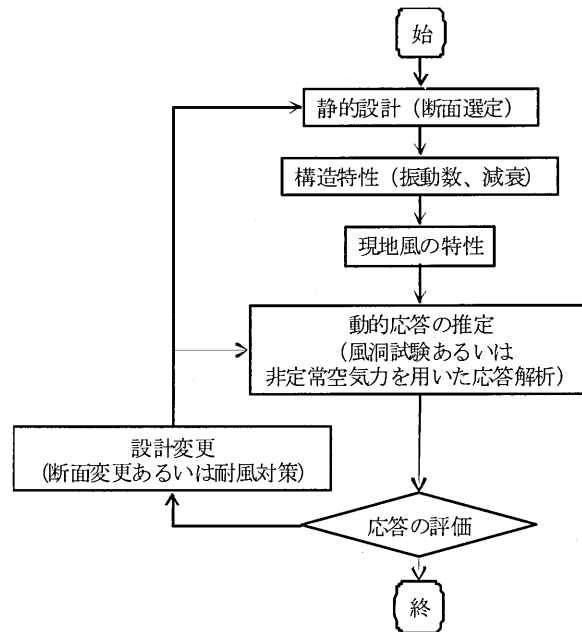


図-2.52 耐風設計の手順

上10mにおける10分間平均風速として定義し、50年間でその風速を超えない確率が0.6以上となる地域ごとの風速値である。

$$U_d = U_{10} \times E_1 \tag{2.8}$$

ここで、 $U_d$  : 設計基準風速 (m/s)

$U_{10}$  : 基本風速 (m/s)

$E_1$  : 高度および地表粗度に関する補正係数

架設時の設計風速 ( $U_E$ ) は、架設期間が短いことを考慮して設定している。既往の事例として、架設時の設計風荷重を完成時の1/2とし、風速値としては完成時の風速の $1/\sqrt{2}$ とする場合がある<sup>104)</sup>。また、風の影響を適切に考慮する上で、架設期間の長さに応じて風速を設定する事例もある。仮に、架設期間を1年、その間の非超過確率を0.6 (0.9) とすると再現期間は2.5年 (10年) となり、完成時の風速との比率 ( $U_E/U$ ) は、0.63 (0.78) となる。本州四国連絡橋耐風設計基準<sup>105)</sup>では、架設期間を橋毎に設定し、非超過確率を0.8として、架設時の設計の基本とする風速 ( $U_E$ ) を設定している。いずれにしても、架橋地点の風の特性をよく把握し、それを十分に反映させることが重要である。

(2) 構造減衰

耐風特性は構造物の減衰性によって大きく変わるので、構造物がどの程度の構造減衰を保有しているかが、耐風安定性を判断する上で大きなポイントとなる。しかし、構造減衰の値は、解析的に求めることが難しいばかりでなく、実測値の変動も大きいうえに、振幅に依存する非線形性などもあることから、関連する各基準も一定値を目安として与えているものが多い。本州四国連絡橋公団耐風設計基準<sup>105)</sup>では、対数減衰率として表-2.6に示す値を標準とすることが示されている。図-2.53、および図-2.54には、実橋において実施された振動実験より得られた構造減衰値を示す。

表-2.6 構造減衰 (対数減衰率) の標準値

構造系	対数減衰率	備考	
桁卓越モード	トラス桁	0.03	
	充腹桁	0.02	
塔卓越モード	完成時	0.02 (0.015)	( )は、1本柱を有する場合
	独立時	0.01	
斜張橋ケーブル	0.003		

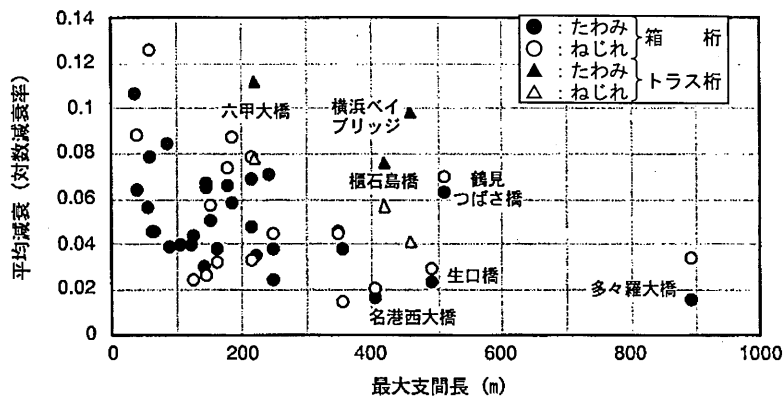


図-2.53 桁卓越モードの構造減衰 (実験結果)<sup>105)</sup>

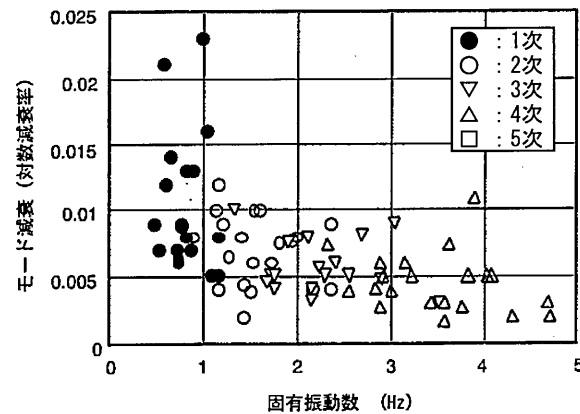


図-2.54 ケーブルの構造減衰 (実験結果)<sup>105)</sup>

ここで、ケーブルに関する諸数値は、被覆平行線ケーブルを対象としたもので、近年採用が増えつつある現場施工型ストランドケーブルについても、現時点では被覆平行線ケーブルの値を準用している。しかし、最近、現場施工型ストランドケーブルの実橋振動実験による実測データが得られつつあり、これらの結果を取りまとめ今後数値の見直しがなされるものと思われる。

### (3) 振動の照査

ギャロッピングやフラッターのような発散的な振動に対しては、振動が発現する風速が設計基準風速より設定する照査風速に比べ十分に高いことを確認することが基本である。一方、渦励振のような限定振動に対しては、振動が発現する風速が照査風速よりも高いことを確認するか、あるいは発現する振幅が安全性、使用性の面から十分に小さいことを確認する。渦励振を完全に制振することが難しい場合もあるため、ある程度までその振幅を許容するのが現実的な手法であり、歩行者への不快感、車両走行性あるいは構造物の疲労などの点を考慮して、許容値を設定する考え方がとられている。既往の橋における事例として、主桁に対しては概ね加速度 100gal 程度を目安としており、塔では構造安全性の他、架設時における作業性、架設機材の安全性などを考慮して許容値を設定している例が多い<sup>87)</sup>。

### (4) 架設時の耐風性

斜張橋の架設は長期に及ぶため、架設時に関する耐風性の検討も必要である。架設時における、主桁が閉合されていない状態、あるいは塔にケーブルが架設されていない状態では、完成系よりも剛性が低いため、主桁や塔の固有振動数が完成系より低くなり、耐風安定性が低下する。また、場合によっては架設機材の影響により、完成系とは耐風特性が異なってくることもある。さらに、耐風対策方法も、制振装置の設置箇所などに関わる条件が完成時とは異なるため、架設時特有のものが採用される場合もある。

女神大橋では複雑地形の影響によりガスト応答が増加することが予測されたため、バルランシング架設系に側径間直ベントを追加するなど、架設方法を見直した事例がある<sup>106)</sup>。

## 2.4.3 耐風対策<sup>107)</sup>

耐風性の良い断面を選定することが設計上の基本であるが、設計条件、外的要因などからこれを実現できない場合も多い。設計された構造の耐風安定性が保証されないと予想される場合には、何らかの制振対策が必要となる。この制振対策には、加振力そのものを低減させようとする空気力学的制振対策と、構造剛性の増大や減衰特性の改善を行なう構造的・機械的制振対策がある。空気力学的制振対策は、断面形状の変更、ある付加



物を設置して断面周りの流れを制御することで、外力としての空気力を低減するものである。一方、構造的・機械的制振対策は、1)質量を大きくすることで相対的に空気力を低減させる方法、2)剛性を大きくすることで振動が発現する風速を高くする方法、3)構造減衰を大きくする方法、などがある。これらの方法について、信頼性、耐久性、維持管理性および経済性なども考慮して総合的に選定することが必要である。

(1) 主桁の耐風対策<sup>108)</sup>

主桁断面として、以前は長方形断面やΠ(パイ)形断面で縦横比(桁高/幅員)の比較的大きなものが用いられたが、近年では耐風性状のよい逆台形箱桁断面、扁平六角形断面あるいは流線型扁平箱桁断面が用いられるようになった。しかし、通常の主桁断面の場合、渦励振が問題になることも多く、整流板、水平プレート、剥離干渉板などの設置の他、主桁下面に取り付けられる検査車レールの設置位置等によって主桁の空気力学的特性を改善する対策が採用されている事例がある。

一般に1980年代頃までは、フラップ、フェアリング、デフレクタなど耐風対策のために新たに部材を取り付ける計画が多く見られたが、フェアリングやフラップは維持管理が困難なことから1990年代以降は、主に、検査車レール、高欄形状変更など既に取り付けている部材を利用し、耐風対策を行う事例が多くなっている。図-2.55、2.56に主桁耐風対策例を示す。

また、Kessock 橋、奥多摩大橋に見られるように、主桁にTMDを設置することにより、減衰を高めて制振する方法なども考えられている。架設時においては、主桁と適当な固定点をケーブルで結合して耐風性を高める制振工法などや秩父橋では架設時にTMDを用いた事例がある。

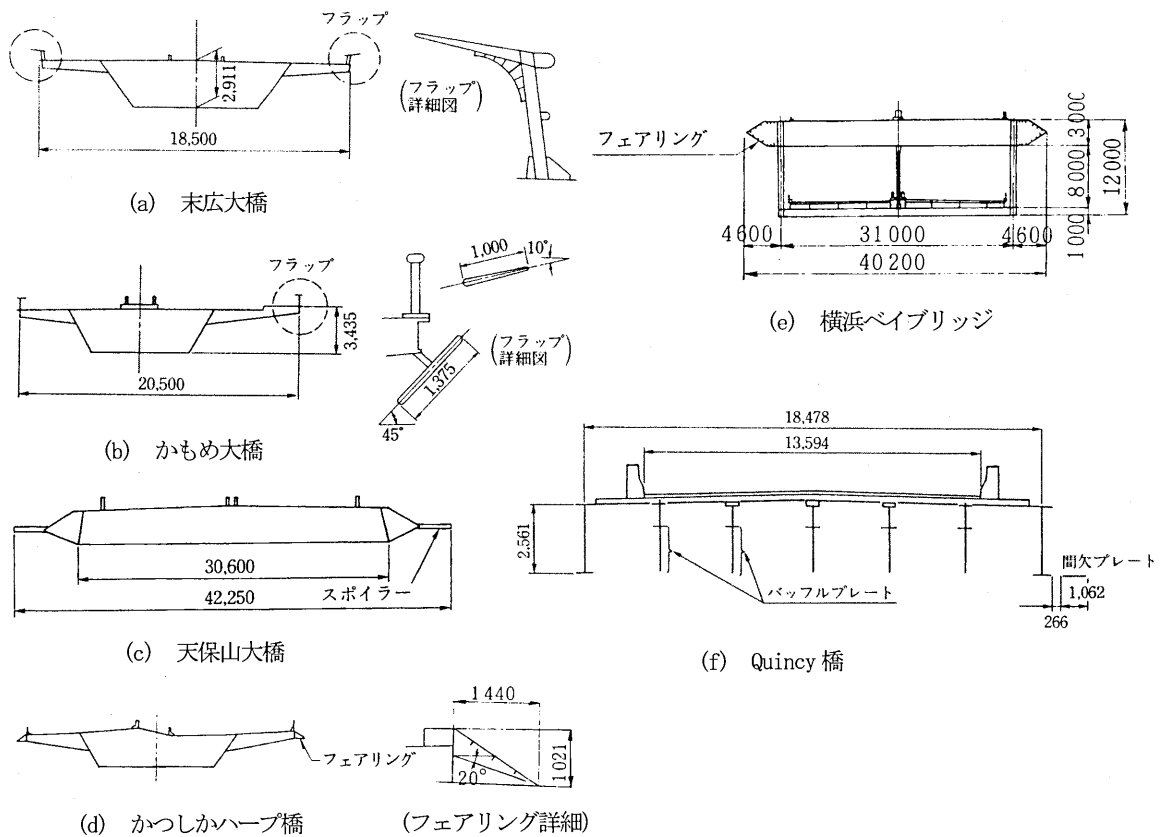


図-2.55 主桁の耐風対策 (その1)

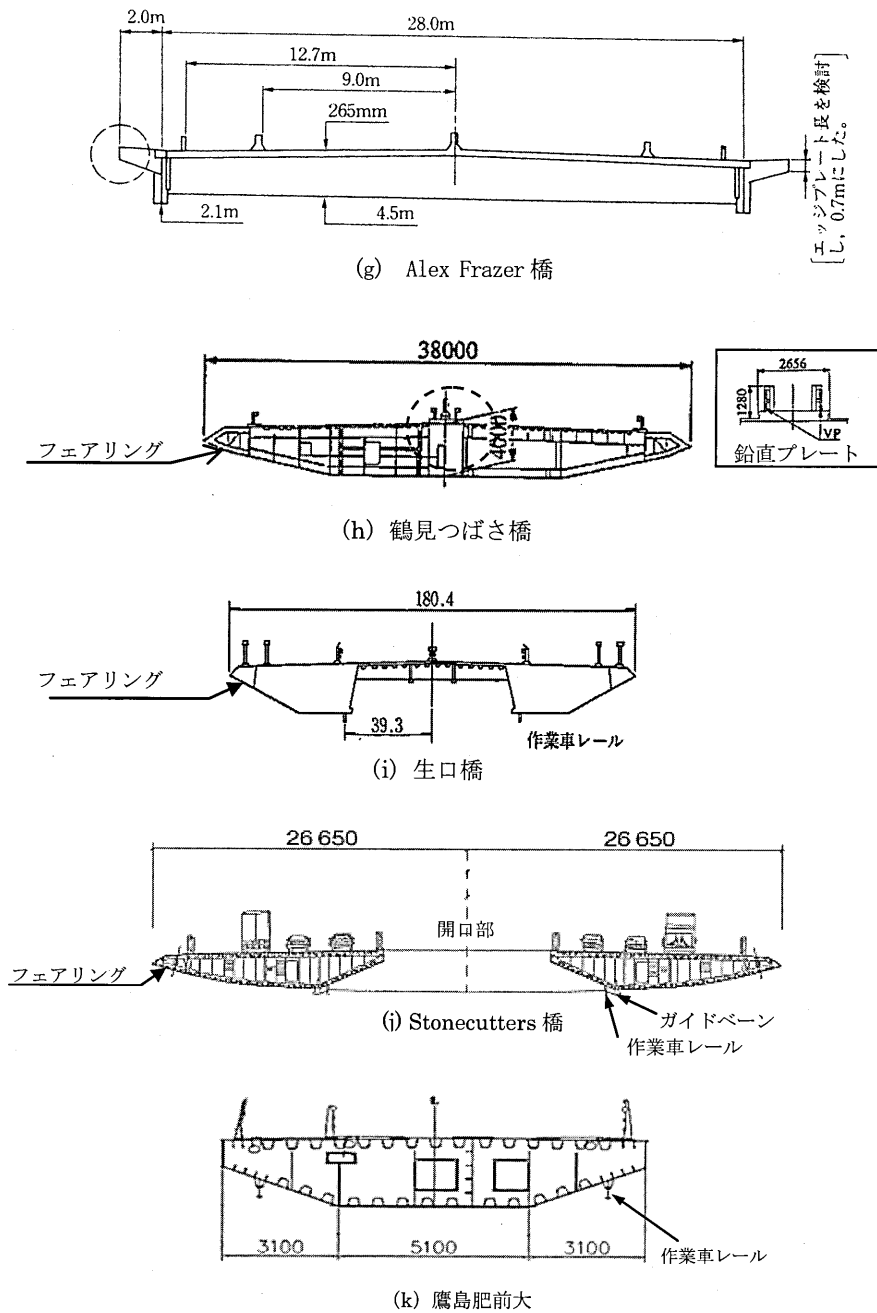


図-2.56 主桁の耐風対策 (その2)

(2) 塔の耐風対策<sup>109)</sup>

上述したように、斜張橋の塔では渦励振やギャロッピングの発生が懸念される。

従来、斜張橋の塔は、橋軸方向にはケーブルで拘束され、橋軸直角方向は塔が門形あるいはA形である場合には剛性が大きく、橋の完成時に風による振動が問題となることは比較的少なかった。これに対し、架設時において塔が独立する状態は、剛性が小さく渦励振などの振動が生じやすい。さらに、近年大規模な斜張橋が建設されるようになったことや、塔形状として1本柱形式の採用事例が増えたことで、完成時に対しても各種の制振対策の必要性が高くなった。また、長大橋では塔形状が耐風安定性に影響を及ぼすことが多く、塔形状選

定時から耐風性に着目した検討が必要となる。

制振対策には、断面形状変更により空気力学的特性を改善する方法と制振装置等により減衰を増加させる方法が一般的に用いられている (図-2.57, 58 参照)。

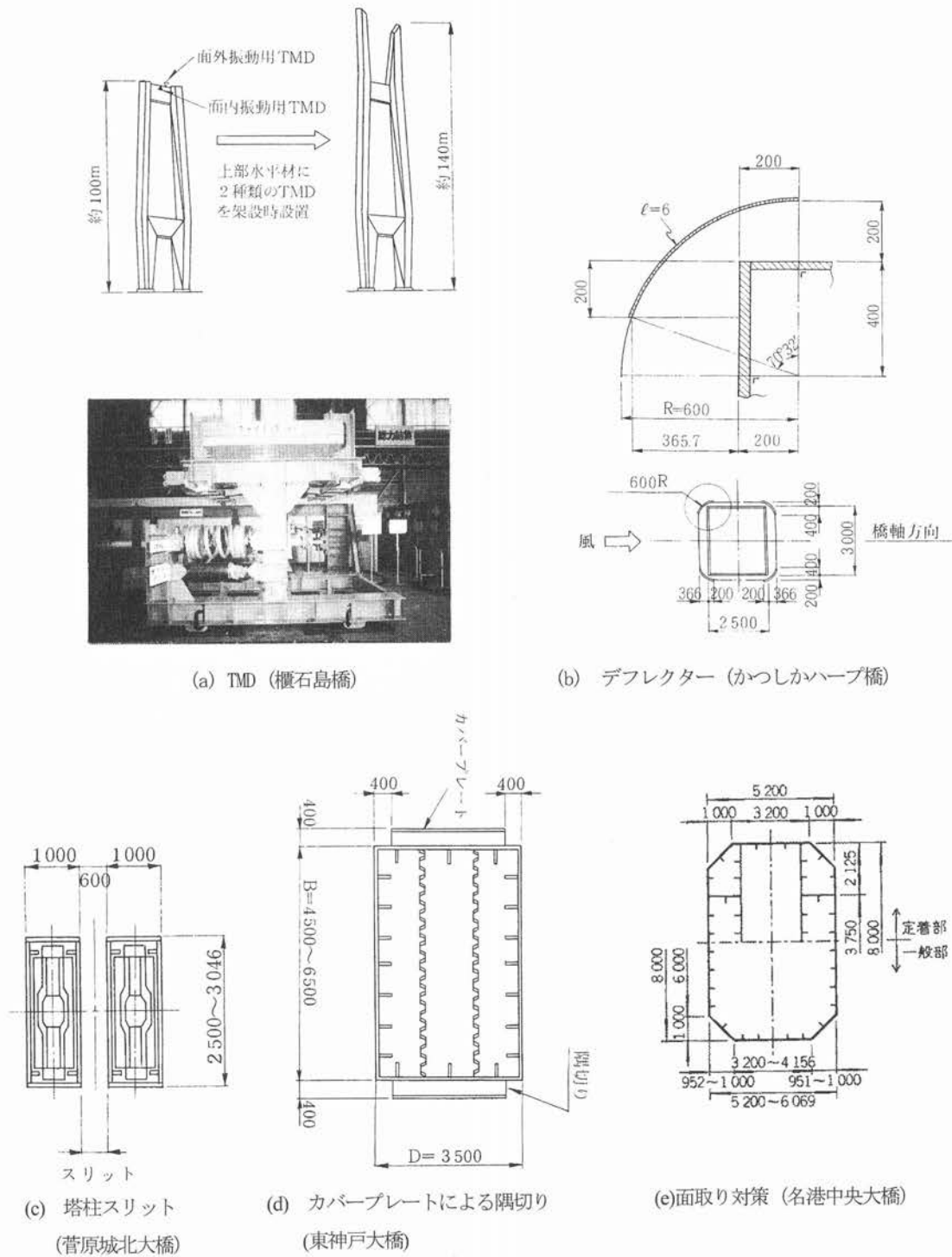


図-2.57 塔の耐風対策 (その1)

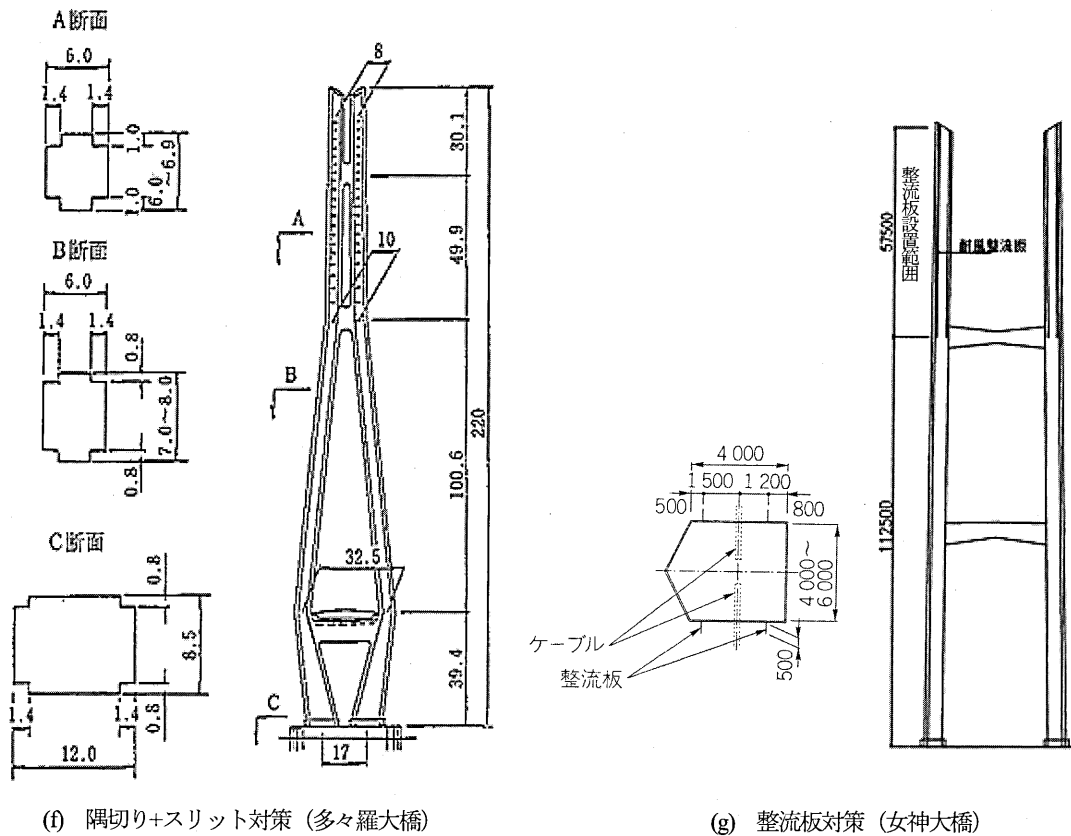


図-2.58 塔の耐風対策 (その2)

完成時の対策事例としては、空気力学的対策を基本とするが、減衰付加が有効である場合には減衰付加対策を実施している例もある。空気力学的対策には、塔柱自体の断面形状を変更する対策、整流板を設置する対策、さらにデフレクタなどの導流板による対策事例がある。断面形状変更としては、断面の4隅を矩形に切り取った隅切り対策（東神戸大橋、多々羅大橋、新尾道大橋他）や4隅を斜めに切り取った面取り対策（名港中央大橋、浜田マリン大橋他）等がある。さらに、塔壁に整流板を設置する対策が女神大橋、清砂大橋他で採用されている。また、かつしかハープ橋では1本塔柱の制振対策として矩形断面の4隅にデフレクタと呼ばれる導流板を設置する対策や菅原城北大橋では塔柱にスリットを設けることで振動を抑制している。

減衰付加による対策としてTMDを設置している事例として、1本塔柱形式の荒津大橋、花畔大橋、Stonecutters橋<sup>109)</sup>などがあり、さぬき府中湖橋では衝撃による減衰付加装置(IMD: Impact Mass Damper)を採用している。また、女神大橋では空力的対策により発散振動に対応したが、上部水平梁より上部の塔柱の限定振動(渦励振)についてはTMDによる対策を実施している。Stonecutters橋の塔は、高さ約295mの円形変断面の1本柱形式で、下部(高さ約175mまで)はRC構造、ケーブルが定着される上部はステンレス板のみでは渦励振の発生が懸念されたため、ステンレス板と鉄筋コンクリートの複合構造を採用している<sup>110)</sup>。

架設時は、架設ステップ毎に振動性状が異なる点や架設用の機材の影響を受けること、さらに、作業性等から許容される振幅のレベルが厳しい場合があり、制振対策を検討する上で注意が必要となる。

架設時の対策としては、減衰付加による対策を採用する事例が多く、名港西大橋、櫃石島橋、岩黒島橋、荒津大橋、花畔大橋、横浜ベイブリッジ他でTMDによる減衰付加対策を採用している。一方、架設ステップ毎に効果的な制振を得るために、振動性状の変化に対応できるアクティブ型の減衰付加装置として、AMD(Active

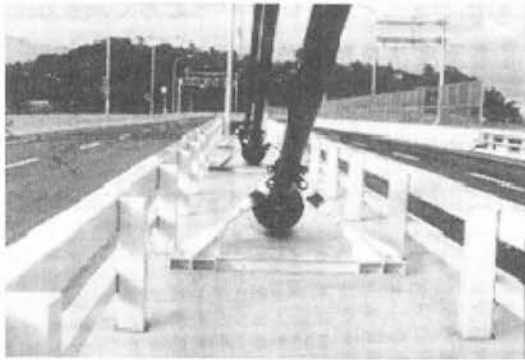
Mass Damper) やHMD (Hybrid Mass Damper) の制振装置を鶴見つばさ橋, 幸魂橋, 名港中央大橋他で採用している。

また, 架設時に設置される架設用足場等によって振動が抑制され, 特段の制振対策を行わなかった事例も報告<sup>112)</sup>されており, 詳細な検討が必要となる。

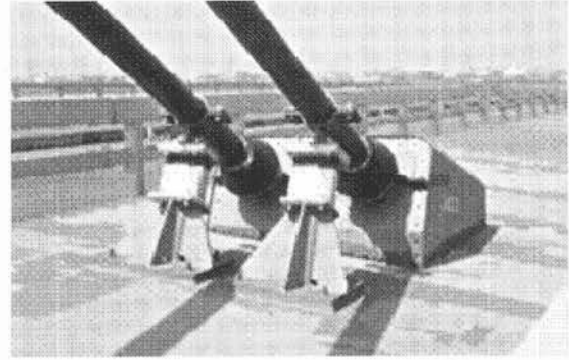
### (3) ケーブルの耐風対策<sup>108)</sup>

ケーブルの振動対策も主桁, 塔柱と同様, 構造的対策 (図-2.59) と空力的対策 (図-2.60) に分類できるが, 実績としては構造的対策が多い。構造的対策の主なものは下記のとおりである。

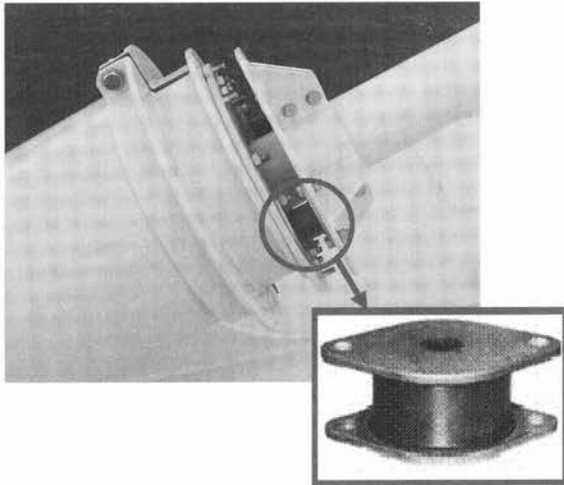
- ① ケーブルと主桁間にダンパー (オイルダンパー, 粘性せん断型ダンパー, 高減衰ゴムダンパー等) を設置して, ケーブルに減衰を付加することで制振する (図-2.59(a)~(c))。
- ② ワイヤーによってケーブル間を連結し, 振動数の増加と減衰付加によって制振する (図-2.59(d))。
- ③ スペーサーによって並列するケーブル間を固定し, 振動数の増加を期待する。さらに, スペーサーに減衰機能を付加することで, 減衰付加によって制振する (図-2.59(d))。



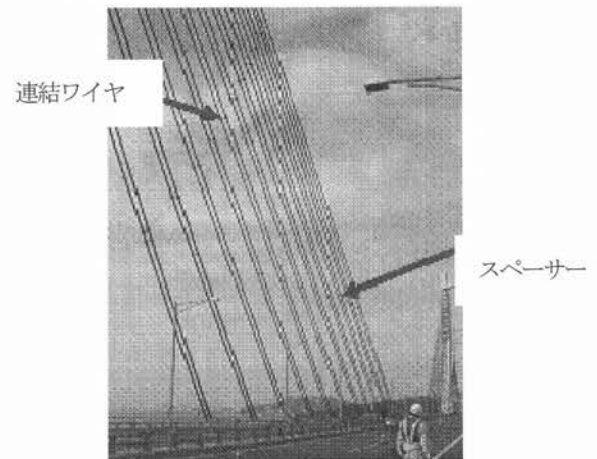
(a)オイルダンパー (荒津大橋)



(b)粘性せん断型ダンパー (幸魂大橋)



(c)高減衰ゴムダンパー (女神大橋)



(d)ケーブル相互連結方式 (櫃石島橋)

図-2.59 ケーブルの構造的対策事例

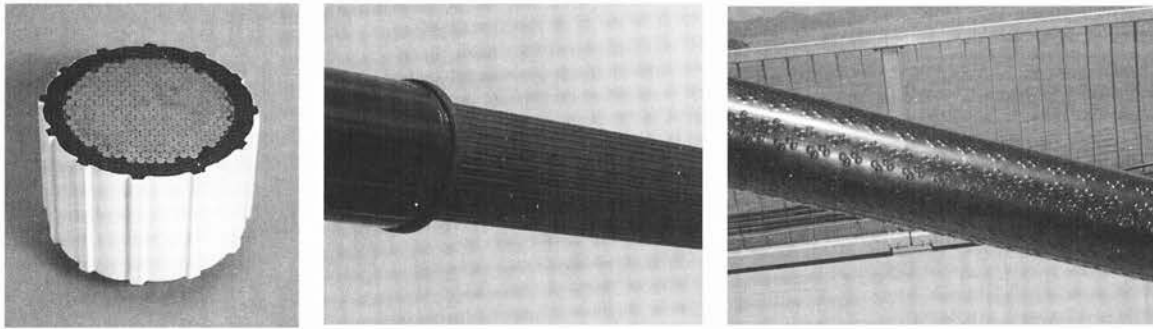
(a) 平行突起ケーブル  
(東神戸大橋)(b) Uストライプケーブル  
(弓削大橋)(c) インデントケーブル  
(多々羅大橋)

図-2.60 空力的対策ケーブル

なお、ケーブルソケット部にケーブルの曲げ変形によって生じる2次応力を緩和するために取り付ける角折れ緩衝装置によって減衰が付加され、渦励振が抑制された事例が報告<sup>112)</sup>されている。ただ、付加される減衰量が小さいこと、他の減衰付加装置と併用すると減衰付加の効果を低減させてしまうなどの点に留意する必要がある。

空力的対策は、ケーブル表面を被覆するポリエチレン管 (PE 管) の表面を加工して、レインパイプレーションの発生要因と考えられるケーブル軸方向の水みちの形成を阻害するものであり、国内では平行突起ケーブル (図-2.60(a))、Uストライプケーブル (図-2.60(b))、インデントケーブル (図-2.60(c)) 等の施工事例がある。これらのタイプのケーブルは、表面加工の形状により抗力係数  $C_d$  が異なり、風荷重に対して優劣が生じる可能性があることを考慮する必要がある。また、海外では螺旋状に突起を設けた事例が Normandie 橋、Rion Antirion 橋他で報告されている。なお、現場施工型ストランドケーブルの場合でも、PE 管の表面に加工を施すことが可能であり、Uストライプ<sup>113)</sup>の施工事例がある。これらの空力的対策は、例えば突起の高さや間隔等の各種対策のパラメータによって制振効果に違いがある<sup>114)</sup>ことに注意し、採用の可否について検討する必要がある。

ケーブル制振に必要な減衰としては、単独ケーブルの渦励振については比較的小さな減衰で制振が可能で、付加減衰量で  $\delta = 0.01$  程度が目安とされている。また、レインパイプレーションについては、過去の検討では付加減衰量で  $\delta = 0.02 \sim 0.03$  程度以上を目安としている事例が多く、概ね制振の効果が確認されている。一方、並列ケーブルのウェイクギャロッピングは、減衰付加による制振が難しく、構造減衰  $\delta = 0.1$  程度では制振できないことが確認されており、ケーブルの設置間隔を変更するなどの根本的な対策が必要である。

#### (4) 架設時の耐風対策およびケーブルの制振対策

斜張橋は、その規模と架設工法によっては、完成状態に比べて架設時の耐風安定性、耐震性が悪くなる場合がある。そのため架設工法が決定したら、架設時の耐風対策、耐震対策を十分検討し対策案を立案しなければならない。

特に塔については吊橋の塔と同じように架設時の独立状態で耐風対策が必要となる場合が多く、仮設備としてスライディングブロック、またはTMDを用いて耐風安定性を高めたり、空力的な対策を用い、それをそのまま完成系に用いた例もある。

架設時においては、架設ステップ毎のケーブルサグ変化が大きい為、完成系のケーブル制振装置は取り付けられない。架設時においてもケーブルは、比較的低風速の状態では、渦励振などの振動を発生するので、主桁側に仮設の制振用ケーブルを取り付ける方法が効果的である (図-2.61)。



図-2.61 仮設制振用ケーブルの例

### (5) 耐風設計の動向

従来、耐風設計は一様流中での検討を標準として行われてきた。しかし、長大化に伴ってより耐風設計の重要度が増し、より精緻な耐風設計の実施が求められるようになってきている。そのため、自然風を再現した上で、周辺地形の影響まで考慮した三次元的な乱流を再現した風洞試験を行い、耐風性の評価に活用されるようになってきている。また、風による作用のうち、特に影響が大きいフラッターとガスト応答については、数値解析が行われてきている。本州四国連絡橋の建設に際して実施した全橋模型風洞試験結果との整合を踏まえながら、フラッター解析およびガスト応答解析の解析手法の検討が進められ、ほぼ確立された状況にある。

また、対風応答の評価に際して、数値流体解析（CFD；Computational Fluid Dynamics）が行われるようになってきている。しかし、対風応答を定量的に予測するには、まだ十分な精度での評価が難しい段階にある。CFD解析による大まかな空力特性を初期の検討段階に活用して、その後の風洞試験の参考とする等、CFDの特徴を生かしながら風洞試験と併用を図ることによって、さらに発展が期待できるものと考えられる。

これまでに多くの風洞試験が実施され、耐風性の評価が行われてきている。また、制振対策も多くが実用化され、その効果も実橋において確認されてきている。これらの成果については、文献(87)、文献(108)他に取りまとめられているので参考にされたい。

## 2.5 耐震設計

### 2.5.1 概要（兵庫県南部地震以降の耐震設計）

1995年1月に兵庫県南部地震が発生し、斜張橋を含む長大橋にも大きな損傷が生じた。この地震以降、関係各機関において設計想定地震の考え方、構造物の応答、耐荷力および変形性能の評価方法、さらには構造全体系の安全性の評価や復旧性の観点等から耐震設計基準類の見直しがおこなわれてきた。これらの基準類は兵庫県南部地震やその後に発生した直下型地震の被災の分析や各種実験等による動的解析をはじめとする技術の進展を反映したものへと改訂が進められている。また同時に性能規定の考え方も導入され、地震時の性能照査の開発とともにより合理的なものへ発展してきている。

#### (1) 耐震設計の基本

##### 1) 耐震設計で考慮する地震動（設計地震動）

耐震設計に用いる地震動は、再現期間が設計耐用期間中に発生する確率が高いレベル1地震動と、設計耐用

期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつレベル 2 地震動を考慮することとなった。

道路橋示方書 V 耐震設計編<sup>115)</sup>では、レベル 2 地震動を、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプ I の地震動および内陸直下型地震を想定したタイプ II の 2 種類に分類している。タイプ I の地震動は大きな振幅が長時間繰り返して作用するのに対して、タイプ II 地震動は持続時間は短いが極めて大きな強度が有する。レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動はそれぞれ、次式に規定する加速度応答スペクトルに基づいて設定されている。

$$S = C_2 C_D S_0 \quad (\text{gal}) \quad (2.9)$$

ここで、 $S$  : 加速度応答スペクトル,  $C_2$  : 地域別補正係数

$C_D$  : 減衰定数別補正係数,  $S_0$  : 標準加速度応答スペクトル

$$C_D = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5 \quad (2.10)$$

図-2.62~2.64 に道路橋のレベル 1, レベル 2 地震動の標準加速度応答スペクトルを示す。

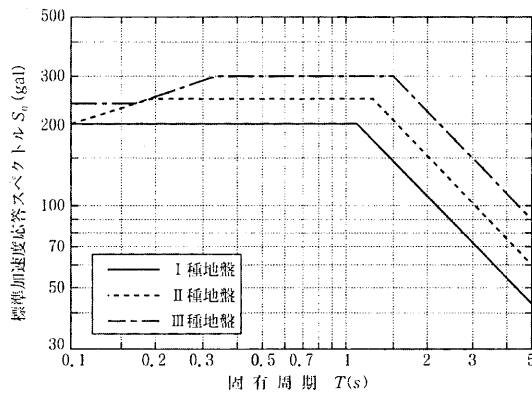


図-2.62 レベル 1 設計地震動の  
加速度応答スペクトル  
応答スペクトル (タイプ I)

また、建設地点における地震情報、活断層情報、地下構造に関する情報等を考慮して地域特性を反映させた設計地震動を設定することも許容している。震源断層の詳細な情報や過去の強震動記録を得ることができる場合は、断層モデルと弾性波動論に基づく理論的な手法や過去の中小地震記録から経験的グリーン関数を用いた波形合成により、断層を特定したシナリオ地震動が作成され、一部の既設長大橋梁の照査用地震動<sup>116,117)</sup>として用いられ始めている。

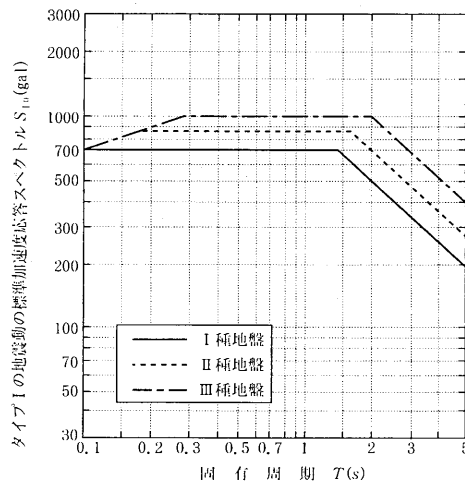


図-2.63 レベル 2 設計地震動の加速度  
応答スペクトル (タイプ I)

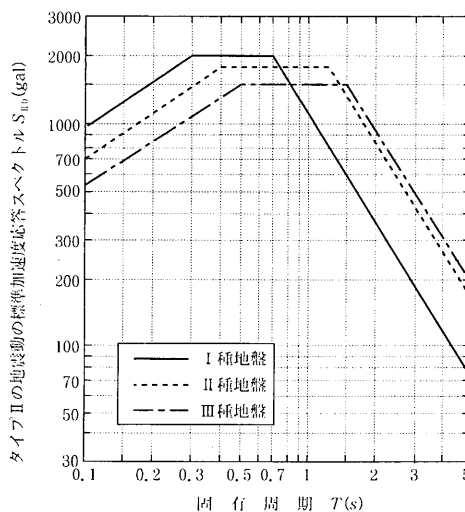


図-2.64 レベル 2 設計地震動の加速度  
応答スペクトル (タイプ II)



## 2) 構造物が保有すべき耐震性能と耐震設計の目標

構造物の保有すべき耐震性能は、安全性や修復性の他、基本的機能である供用性の観点等から定められる。道路橋示方書では次の3種類の耐震性能が定義されており、表-2.7に示すように設計地震動や橋の重要度と対応づけられている。

耐震性能1. 地震によって橋としての健全性を損なわない性能

耐震性能2. 地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能

耐震性能3. 地震による損傷が橋として致命的とならない性能

表-2.7 設計地震動と目標とする橋の耐震性能

設計地震動		標準的な橋 (A種)	特に重要度が高い橋 (B種)
レベル1地震動		耐震性能1	耐震性能1
レベル2地震動	タイプI	耐震性能3	耐震性能2
	タイプII		

## 3) 耐震性能の照査

耐震性能の照査では、設計地震動によって生じる各部材の状態が構造全体の限界状態によって設定した当該部材の限界状態（限界値）を超えないことを照査することを基本としている。

道路橋示方書では橋梁各部材の限界状態は、塑性化の観点から、以下のように耐震性能と対応づけて整理されている。

- ・耐震性能1に対する橋の限界状態は、地震によって橋全体系としての力学特性が弾性域を超えない範囲内で適切に定められ、部材に発生する応力度も許容応力度以下とする。
- ・耐震性能2に対する橋の限界状態は、塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形が生じ、当該部材の修復が容易に行い得る範囲内で適切に定める。塑性化を考慮する部材は、確実にエネルギー吸収を図ることができ、速やかに修復を行うことが可能な部材が選定される。
- ・耐震性能3に対する橋の限界状態は、塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形が生じ、当該部材の保有する塑性変形性能を超えない範囲内で定めている。

また、土木学会鋼・合成構造標準示方書<sup>119)</sup>では一般的な橋梁構造物について、2つのレベルの地震動に対する構造部材毎の要求性能項目、限界状態および評価性能を表-2.8のように整理している。

長大橋の場合では構造形式や規模によって応答特性が複雑になるが、斜張橋において地震荷重が支配的になる部材（部位）は表-2.9のようになり、レベル2地震に対して損傷することが予測される。これらの部材（部位）の損傷が橋梁全体の安全性、供用性、修復性に与える影響を把握し、要求される耐震性能の水準に応じて部材損傷の発生や程度を制御することが耐震設計の要点となる。横浜ベイブリッジの耐震補強検討では、各構造要素に生じる損傷の連鎖現象を損傷連関図（図-2.80）として整理している。

表-2.8 設計対象構造別に要求される性能項目、限界状態および評価性能

設計地震動	性能項目	限界状態		評価性能	橋梁における設計対象構造
レベル 1 地震動	構造安全性	終局 限界	降伏限界	降伏耐力	上部構造, 橋脚, 橋台, 基礎, 支承, 落橋防止構造
			座屈限界	座屈耐力	上部構造, 橋脚, 支承
			剛体的安定 限界	安定性能	基礎
			変位限界	変位性能	基礎
レベル 2 地震動	構造安全性	終局 限界	降伏限界	降伏耐力	非エネルギー吸収部材・部品 <sup>1)</sup>
			座屈限界	座屈耐力	
			変形限界	変形性能	エネルギー吸収部材・部品 <sup>2)</sup>
			疲労限界	低サイクル疲労	
			変位限界	変位性能	桁かかり長, 基礎
	地震後の 修復性	使用 限界	損傷限界	機能保持性 復旧性	橋脚, 上部構造

注 1) 非エネルギー吸収部材：上部構造, 橋脚フーチング・アンカー部, 橋台, 基礎（壁式 RC 橋脚の基礎を除く）, 鋼製支承, 落橋防止システムなど塑性変形によるエネルギー吸収が原則として許容されない, または期待できない部材・部品。

注 2) エネルギー吸収部材：橋脚, 免震支承, 制震ダンパーなど塑性変形によるエネルギー吸収を期待する部材・部品。軽微な損傷を許す上部構造も含める。

#### 4) 耐震性能の照査方法（応答解析手法）

構造物の応答値および限界値の算定に用いる耐震解析方法は, 静的解析と動的解析の他, 材料および幾何学的非線形性の考慮の有無や固有振動解析を加え, 土木学会鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編<sup>118)</sup>では表-2.10のように整理されている。

以下に地震動レベル別に一般に用いられている応答解析法の概要を示す。

##### ① レベル 1 地震動の耐震性照査法

レベル 1 地震動に対しては, 耐震性能 1 を満足することを目標としており, 概ね弾性的挙動が要求されていることから, 耐震性照査は弾性微小変位解析を用いる。ただし, 斜張橋の塔のように軸力の影響が大きく変位の影響による幾何学的非線形効果を考慮する必要がある場合には, 弾性有限変位解析により地震時の応答値を求めるのが一般的である。また, 構造系が地震時に同一の挙動を示すとされる設計振動単位に分離できる場合は, それぞれの設計振動単位をモデル化し, 固有周期に応じた設計水平震度を設計スペクトルに基

表-2.9 斜張橋の地震時の損傷予想部位

橋の部位	着目部材	レベル 2 地震による 損傷の可能性
基礎工	フーチング	△
	杭基礎	○
	ケーソン	△
端橋脚	アンカー部	○
	脚柱部	○
	脚梁部	○
	支承（ペンデル沓）	○
	支承（ラテラル沓）	○
塔構造	塔構造	○
	アンカー部	○
	斜材・水平材	○
	支承（ラテラル沓）	○
	ケーブル定着部	△
桁	補剛桁, ケーブル定着部	△
吊り材	ケーブル	○
	タワーリンク	○

△：損傷の可能性が小さいと考えられる部位

表-2.10 耐震解析法<sup>118)</sup>

解析の種類	解析タイプ	主たる解析目的		摘要
		応答値 $S$	限界値 $R$	
固有振動解析 (Eigenvalue)	<L1>	—	—	弾性微小変位解析：線形弾性の固有振動解析。
	<L2>	—	—	弾性有限変位解析：幾何剛性の影響を考慮。
	<N1>	—	—	弾塑性微小変位解析：塑性化を考慮。
	<N2>	—	—	弾塑性有限変位解析：幾何剛性の影響と塑性化を考慮。
静的解析 (Static)	<L1>	$S_0$	—	弾性微小変位静的解析：震度法。
	<L2>	$S_0$	—	弾性有限変位静的解析：スレンダーな構造物に対する震度法。
	<N1>	—	$R_1, R_2$	弾塑性微小変位静的解析： 保有耐力，変形能の計算のための Pushover 解析。
	<N2>	—	$R_1, R_2$	弾塑性有限変位静的解析（複合非線形静的解析）： スレンダーな構造物の保有耐力，変形能の計算のための Pushover 解析。
	<N3>	—	$R_1, R_2, R_3$	局部座屈を考慮した弾塑性有限変位静的解析： 局部座屈を考慮した Pushover 解析。
静的繰返し解析 (準静的解析) (Q.Static)	<N2>	—	$R_1, R_2$	繰返し弾塑性有限変位解析： 局部座屈を無視した繰返し解析。 復元力特性，保有耐力，変形能の計算。
	<N3>	—	$R_1, R_2, R_3$	局部座屈を考慮した繰返し弾塑性有限変位解析： 局部座屈を考慮した繰返し解析。 復元力特性，保有耐力，変形能の計算。
応答スペクトル 解析 (Spectrum)	<L1>	$S_0, S_1, S_2$	—	モード解析による加速度応答スペクトル解析：エネルギー一定則，非弾性応答スペクトルあるいは等価線形法などにより非弾性応答の近似値が求まる。
時刻歴応答解析 (Dynamic)	<L2>	$S_0, S_1, S_2$	—	弾性有限変位動的解析
	<N1>	$S_2, S_3, S_4$	—	弾塑性微小変位動的解析
	<N2>	$S_2, S_3, S_4$	—	弾塑性有限変位動的解析（複合非線形動的解析）： スレンダーな構造物に適用。
	<N3>	$S_2, S_3, S_4, S_5$	—	局部座屈を考慮した弾塑性有限変位動的解析： 局部座屈を考慮した複合非線形動的解析。

注) L, N の後の数字は幾何学的非線形性の程度および局部座屈考慮の有無を示す。

づいて作用させる静的な解析方法の適用が可能であるが，斜張橋等の大規模橋梁等では地震時の応答特性が複雑となるため，動的解析—応答スペクトル解析や時刻歴応答解析が用いられてきた。

なお，これらの解析に先だって，その構造物の振動特性を把握するために固有値解析がおこなわれる。固有値解析では，構造物の振動モードとその固有値が求められ，解析方法の妥当性や解析結果の検証に用いられる他，後で述べる構造物の減衰モデル設定時にもこれらの情報が利用される。

② レベル2地震動に対する耐震性照査法

レベル2地震動に対しては，耐震性能2もしくは耐震性能3が求められており，部材に損傷・塑性化が生じることを前提としている。このため，構造物の応答値の算定に当たっては部材の弾塑性挙動を精度良く判定する必要があるため，解析方法は非線形時刻歴解析を用いることとなる。さらに変位量も大きくなるので，材料非線形性に加えて，P- $\Delta$ 効果のような幾何学的非線形性を考慮した複合非線形解析が必要となるケースもある。特に斜張橋の塔では，卓越する振動モードが比較的明確であるために複合非線形を考慮した Pushover 解析により

求められる耐力や変形特性、各部位の塑性化の程度等に基づき、耐震設計上許容できる損傷度を定め、非線形動的解析により得られる応答値がその許容値内に入っているかを照査するという手順がとられる。以下に非線形動的解析モデルについての要点を整理する。

#### a) 解析モデル

繰り返し計算が多くなるため、必要な解析結果が得られる範囲で、出来るだけ簡易なモデルとすることが望ましく、解析モデルとしては、梁要素を用いるM-φモデルやファイバーモデルが一般的に用いられている。

- ・M-φモデルは、部材断面に対し平面保持を仮定し軸力一定の条件で応力-ひずみ関係を積分して、曲げモーメントMと曲率φの関係をあらかじめもとめ、バイリニアあるいはトリリニア等の関係式を曲げモーメント-曲率関係の構成則に適用する方法であり、計算時間の短縮をはかることができるが、軸力変動の影響や2軸曲げを受ける部材への適用が難しく、主に1方向地震動を受ける単柱の解析に用いられている。
- ・ファイバーモデルは、平面保持を前提に断面を細分化して、各々の分割要素に1軸の応力-ひずみ関係と分担面積を与えることで非線形性を設定するものであり、幾何学的な非線形性を持つ部材からRC部材等の合成部材まで広範囲に適用できる。計算量は増加するが、従来のM-φモデル等では取り扱いが難しかった軸力と曲げの連成や2軸曲げの影響をそのまま計算結果に反映できることから、より汎用的に用いられてきている。
- ・これらの梁要素モデル以外に、鋼部材の局部座屈を再現する必要がある等の高度な解析として3次元シェル要素を用いた解析がおこなわれるケースもある。

#### b) 材料非線形性

兵庫県南部地震を機に、地震の影響が支配的になるRC橋脚や鋼製橋脚および各種免震・制震デバイス等についての材料非線形性を精度良く評価できる弾塑性モデル（応力-歪み関係構成則）と終局限界状態を規定する終局歪み（限界歪み）が、大型供試体等を用いた載荷試験結果等に基づいて道路橋示方書<sup>116)</sup>や土木学会示方書<sup>119)</sup>等で設定されている。

##### ・RC橋脚

道路橋示方書<sup>115)</sup>では、繰り返し載荷試験による帯鉄筋の横拘束効果を考慮したコンクリートの構成則としての軸方向力-軸方向ひずみ関係が示されている（図-2.65）。許容値は、繰り返しが多いタイプI地震動に対しては最大圧縮応力点を、繰り返し回数の少ないタイプII地震動に対しては0.8倍までの強度が低下した点を終局歪み $\varepsilon_{cu}$ として式(2.11)のように定義している。また、復元力モデルはTAKEDAモデルが用いられる。

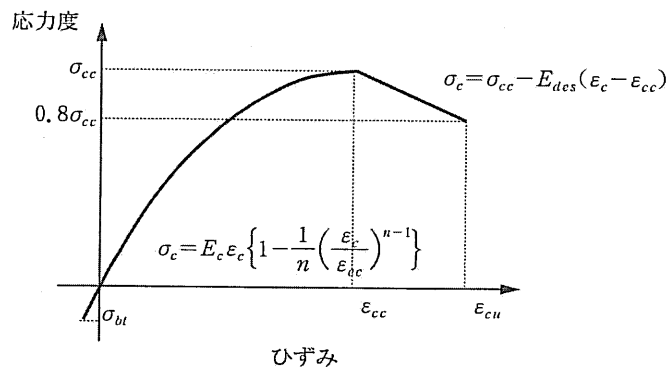


図-2.65 コンクリートの応力-ひずみ関係

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} \varepsilon_{cc} & (\text{タイプ I の地震動}) \\ \varepsilon_{cc} + \frac{0.2\sigma_{cc}}{E_{des}} & (\text{タイプ II の地震動}) \end{cases} \quad (2.11)$$

ここで,

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8\alpha\rho_s\sigma_{sy}$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\rho_s\sigma_{sy}}{\sigma_{ck}}$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s\sigma_{sy}}$$

・鋼製橋脚（コンクリートを充填しない場合）

道路橋示方書では、鋼材の軸方向力-軸方向歪み関係を二次勾配 ( $E/100$ ) のバイリニア型としている。許容値は繰り返し載荷試験に基づき、局部座屈による変形性能への影響が小さく、安定した非線形履歴特性が得られる最大荷重点の最大圧縮歪みを終局歪みとして断面形状（幅厚比パラメーター $R_F$ ）に応じて式(2.12)（鋼補剛箱桁の許容ひずみ）で定義されている。

鋼・合成構造標準示方書<sup>118)</sup>では、両端支持の板要素および部材セグメントの有効破壊長領域の平均ひずみについての圧縮ひずみとせん断ひずみの限界値が、繰り返し載荷試験の95%荷重低下点の結果に対応するPushover解析から設定されている(式(2.13))、鋼補剛箱桁の終局ひずみ。また、双方とも復元力モデルについてはバイリニアやトリリニア型の移動硬化則が用いられている(図-2.66)。

$$\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y} = 20 - 25R_F \quad : \text{矩形断面の場合} \quad (2.12)$$

$$\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y} = 20 - 140R_t \quad : \text{円形断面の場合}$$

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.7}{\left(R_f\lambda_s^{-0.18} - 0.18\right)^{1.3} \left(1 + N/N_y\right)^{2.2}} + \frac{3.2}{\left(1 + N/N_y\right)} \leq 20.0 \quad (2.13)$$

ここで,

$\varepsilon_u$ : 終局ひずみ

$\varepsilon_y$ : 降伏ひずみ

$R_F$ および $R_t$ : 鋼断面の幅厚比パラメーター

$R_t$ : 鋼断面の径厚比パラメーター

$\lambda_s$ : 鋼断面の細長比パラメーター

$N_y$ : 鋼断面の降伏軸力

$N$ : 鋼断面の軸力

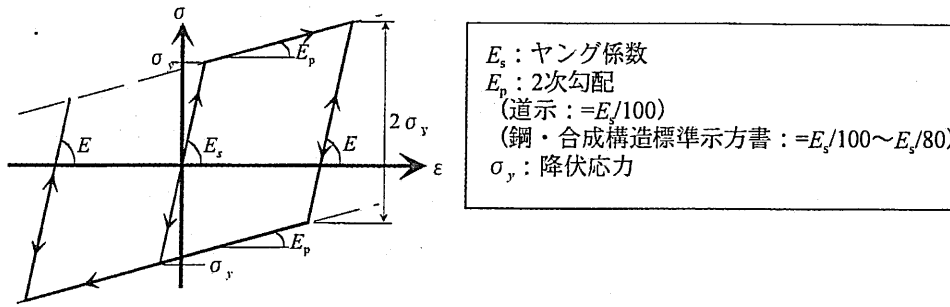


図-2.66 鋼部材のバイリニア型移動硬化則

c) 構造減衰

非線形材料による履歴減衰を除けば、材料の粘性減衰、接合部などにおける摩擦減衰、地盤への逸散減衰等の構造減衰を厳密に評価することは困難であるため、同種の橋梁形式での低次の振動モードの減衰定数に関する実測値の情報がある場合以外は、粘性減衰としてモデル化している。すなわち、材料や部材ごとの減衰定数を与え、橋全体の固有振動モードに応じた各部材のひずみエネルギーや運動エネルギーに比例させて固有振動モードごとのモード減衰定数として求める。道路橋示方書<sup>115)</sup>では材料や部材ごとの減衰定数の参考値が示されており(表 2.11)、非線形履歴モデルを用いる場合には、橋脚鋼部材では 0.01 程度、コンクリート部材は 0.02 程度、免震支承では 0 (履歴減衰のみ) と小さく設定している。

表-2.11 各構造要素の減衰定数の参考値<sup>115)</sup>

構造部材	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02 (線形部材)	0.03 (線形部材)
橋脚	0.01 (非線形部材)	0.02 (非線形部材)
	0.03 (線形部材)	0.05 (線形部材)
基礎	線形バネ 10~30%	
ゴム支承	等価減衰定数 0.03 あるいは使用するゴム支承の実験値	
免震支承	0 (非線形バネ) あるいは等価減衰定数 (線形バネ)	

モード減衰定数から解析に用いる減衰マトリクスを設定する方法には、質量マトリクスに比例する質量比例型、剛性マトリクスに比例する剛性比例型、両者の合成であるレイリー型などがあり、一般にレイリー型の減衰マトリクスが多く用いられている。非線形部材では剛性が変化していくため、解析上のテクニックとして、時々刻々の瞬間剛性を用いて減衰マトリクスを作成する手法<sup>119)</sup>が提案されている。また、すべり免震支承のように減衰機構が異なる場合や斜張橋のように構造が大規模でかつ同じ鋼部材でも主構、塔およびケーブル等で部材ごとに振動特性が異なる場合には、要素ごとに減衰マトリクスをモデル化する方法<sup>120)</sup>も提案されている。

d) 基礎-地盤系のモデル化

レベル 2 地震での基礎入力地震動の算定にあたっては、表層地盤の非線形特性を適切にモデル化する必要がある。このうち成層地盤の場合の非線形性については、地盤の構成則を等価線形モデル (SHAKE<sup>121)</sup>) または双曲線モデル (Hardin-Drnevich モデル) や指数曲線モデル (Ramberg-Osgood モデル) 等の履歴モデルに設定し、工学的基盤面から入力し地表面での周波数あるいは時刻歴応答解析値として取り出す手法が一般的である。地盤材料の非線形性 (構成則) は動的変形試験に基づくせん断弾性係数ならびに等価粘性減衰定数のせん断ひ

ずみ依存性 ( $G/G_0$ ,  $h-\gamma$  曲線) として定義されるが, レベル2地震で想定される大ひずみ領域 (1%以上) では上述のモデルの適用性や精度に課題があり, モデルや地盤パラメーターの設定の違いが応答に与える影響を把握しておく必要がある。また, 基礎と地盤間の動的相互作用については, 大規模なケーソン基礎や群杭基礎での地震動を拘束する効果 (Kinematic interaction) や基礎が支える上部工慣性力の影響による相互作用 (Inertial interaction) がある。レベル2地震に対して基礎構造は降伏しないように設計されるので地盤側のみの非線形化を考慮すれば良いが, こうした非線形領域での相互作用効果を耐震設計で考慮するには未解明の部分が多く, 実務的には2次元の非線形 FEM モデル, あるいは SR (スウェイ・ロッキング) モデルのような簡略化モデルにおいて構造減衰数や非線形バネを設定することによって対応している。

### 2.5.2 既設斜張橋の耐震構造

#### (1) レベル1地震動に対する既設斜張橋の耐震構造

橋軸方向の支持方法に着目すると, 斜張橋では, 橋梁の規模, 立地条件, および構造条件により種々の支持方法が採用されている。長大斜張橋では, 地震力の分散・軽減, 温度変化による影響の低減, 支持装置, 固定脚の構造等について検討されている (2.3.4 (1) 3) 橋軸方向の支持方法を参照されたい。).

#### (2) 兵庫県南部地震による斜張橋の損傷事例<sup>122, 123)</sup>

既設の斜張橋の多くがレベル1相当の地震動に対して設計されていたこともあり, 1995年の兵庫県南部地震において, 東神戸大橋, 六甲大橋, 天保山大橋および摩耶大橋の斜張橋が史上初めて被災を受けた。東神戸大橋では側径間 (中間橋脚, 端橋脚上) の橋軸直角方向の変位を拘束するラテラル支承の破損 (図-2.67) により, ペンデル支承の取り付けプレートが橋軸直角方向に変形しピンが脱落した (図-2.68) ために負反力が開放され, 主桁端部が約40cm浮き上がり (図-2.69), 地震後の供用性が悪かった。摩耶大橋, 六甲大橋, 天保山大橋の主な損傷状況も含め, 表-2.12に示す。これらの被災状況から見て, 支承の損傷が甚大であり, 橋軸方向の支持方法の選定だけでなく, 橋軸直角方向の支持や負反力対策も重要であることがわかった。またケーブルの被覆損傷からケーブルにも大きな振動が生じていたことがわかった。

表-2.12 兵庫県南部地震での主な斜張橋の損傷状況

橋梁名	主な損傷
東神戸大橋	ラテラル沓の破損 ペンデル沓のピン抜け (端部附浮上り) ベーンダンパーの損傷 端橋脚の局部座屈 ケーブル定着部のシムプレート脱落
六甲大橋	橋体全体の移動 支承 (ピン, ピンローラー, ラテラル沓) の損傷 橋門構脚部の座屈 ケーブル間制振ワイヤーの破断
摩耶大橋	橋梁全体 (塔) の傾斜 支承 (ピン, ピンローラー, ラテラル沓) の損傷 伸縮装置, 桁端部の損傷
天保山大橋	ケーブル定着部被覆面の傷 ケーブルダンパーの破損 ラテラル沓支圧板の抜け出し 耐震連結装置の損傷



図-2.67 ラテラル支承の損傷  
(東神戸大橋 端橋脚)



図-2.68 ペンデル支承の損傷  
(東神戸大橋 端橋脚)



図-2.69 橋面の段差  
(東神戸大橋)

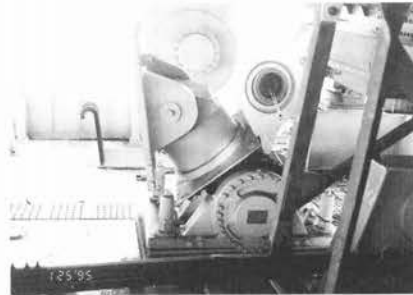


図-2.70 ベーンダンパーの損傷  
(東神戸大橋 端橋脚)

### (3) レベル2 地震動に対する既設斜張橋の耐震補強対策

レベル2 地震動に対する一般道路橋梁の耐震補強については、主に 1980 年以前の基準で設計された橋梁を対象に、橋脚補強、落橋防止構造、支承・桁掛かり長等の改良が進められ、2008 年までに概ね完了した。斜張橋を含む長大橋についても順次補強施工されている。

レベル2 地震動に対して、現在各機関で進められている斜張橋を含む長大橋の耐震補強対策の特徴は、①橋梁周辺の活断層が引き起こす内陸直下型地震やプレート境界型地震を想定し、地震学の知見に基づく断層モデルにより耐震補強のための設計地震動が設定されてきたことや、②性能照査の観点から各構造要素に生じる損傷の連鎖現象を把握することにより、橋梁全体の限界状態を推定し、対策方針を設定していること、そして③個々の橋梁の特性に応じた免制震デバイスを積極的に採用することにより、塑性化部材の数や塑性化の程度を減らし、コスト縮減に努めていることが挙げられる。ここでは阪神高速道路の東神戸大橋、首都高速道路の横浜ベイブリッジおよび鶴見つばさ橋の耐震補強事例を紹介する。

#### 事例 1) 東神戸大橋の耐震補強<sup>124, 125)</sup>

##### a) 橋梁概要

東神戸大橋は、ダブルデッキのワーレントラス形式の主桁、中央径間長 485m の 5 径間鋼斜張橋であり、1993 年に竣工している。塔は円形の水平梁を持つ H 型形式、ケーブル配置はハープ形式で、橋軸方向の支持方法は、主桁がすべての支点で可動のオールフリー形式となっており、桁に作用する橋軸地震時の慣性力は下段ケーブルを介して塔に伝達される。橋軸方向は約 4.5 秒の長周期の免震構造となっている。また、橋軸直角方向にはすべての塔・橋脚位置でラテラル支承により固定となっている。なお、同橋梁は前述したように兵庫県南部地震での被災橋梁であり、復旧にあたっては一部部材（ラテラル沓セットボルト等）の補強を除いて原形復旧して



いる。

b) 目標とする耐震性能と設計用地震動

道路橋示方書（V耐震設計編）に基づき、レベル2地震動に対して耐震性能2を満足させることを耐震補強の目標としている。

レベル2地震動を想定した設計用地震動は、図-2.71に示す大阪平野周辺の活断層が引き起こす内陸直下型地震（タイプII）とプレート境界に生じる海洋性の大規模な地震（タイプI）として南海・東南海地震によるシナリオ地震を設定した中から架橋地点での長周期構造物への影響が大きい地震動として3種類（南海・東南海地震、大阪湾断層）のシナリオ地震動を選定した。このシナリオ地震動に兵庫県南部地震時の東神戸大橋周辺地盤における観測波（東神戸、神戸ポートアイランド）を加えた地震波（橋軸方向4波、橋軸直角方向5波）をもとに図-2.72に示す包絡基本設計スペクトルを作成し、それを満たす調整波を設定した。

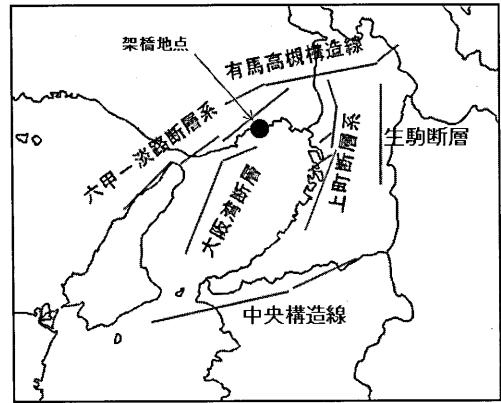
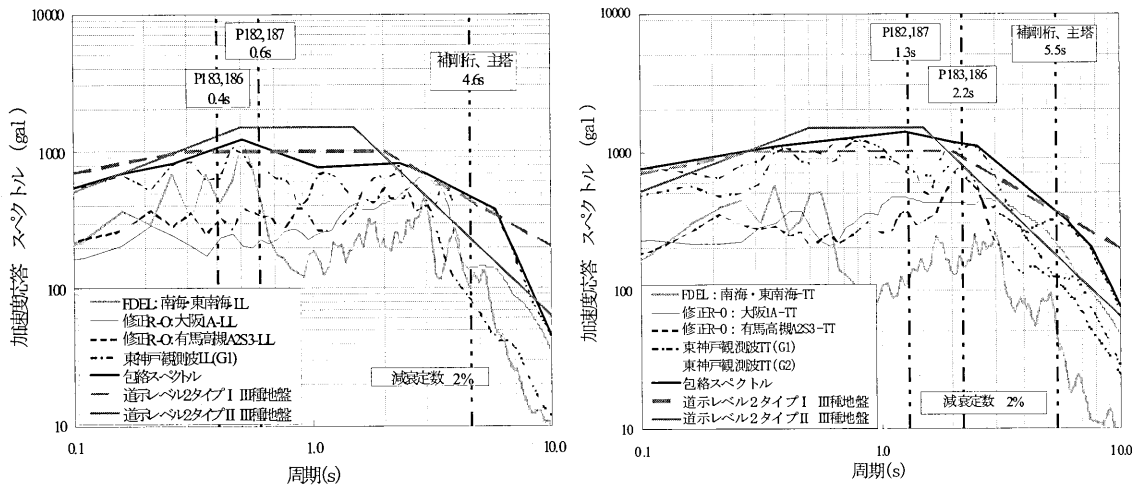


図-2.71 大阪平野周辺の活断層

c) 現橋構造の耐震性能（図-2.73）

3次元ファイバーモデル（SeanFEM）を用いた複合非線形時刻歴解析による現橋の耐震照査をおこなったところ、橋軸方向地震に対して、主桁の応答変位が約2.0m（許容値0.9m）になり、ペンデル支承、ラテラル支承、バンダンパーの可能移動量を超過した。本橋は橋軸方向にオールフリー形式であり、本来、主桁の慣性力はケーブルを介して塔に伝達されるが、変位量が大きくなったためにペンデル支承を介して中間橋脚と端橋脚にも伝達されており、塔基部に加えて中間橋脚の柱基部も降伏を越える結果となった。また、橋軸方向の負担が大きい最下段部のケーブルの応答値も許容値（降伏耐力）を越えた。

一方、橋軸直角方向に対しては、端部および中間橋脚の柱およびはり部材の一部で応答曲率が降伏曲率を超え、塑性化した箇所があった。また、端部および中間橋脚のはり部腹板のすべての箇所以降伏せん断ひずみを越え、塑性化する結果となった。なお、兵庫県南部地震で破損した端橋脚（海-P187）を含む全てのラテラル支承で水平反力が降伏水平耐力を下回る結果となったが、これは震災復旧時の補強によるものと考えられる。



(a) 橋軸方向

(b) 橋軸直角方向

図-2.72 東神戸大橋設計地震動（包絡スペクトル）

d) 耐震補強の概要

被災状況や解析結果から、レベル2地震動により想定される重大な損傷として以下の2つのパターンを推定している。

- ① 橋軸方向への過大な水平変位により側径間桁端のペンデル支承が破損し、桁端部が浮き上がる損傷，あるいは隣接橋梁への衝突，押出し。
- ② 鉛直力を支持する塔柱部材の座屈，破損による損傷。

ここで、パターン①は落橋等につながる致命的な損傷であり、必ず回避させなければならない損傷と判断している。橋軸方向の大変位を制御する対策として、側径間橋脚に水平力を分散する方法も考慮されたが、オールフリー形式の斜張橋として設計されているため、各橋脚は十分な水平耐力を保有していない。

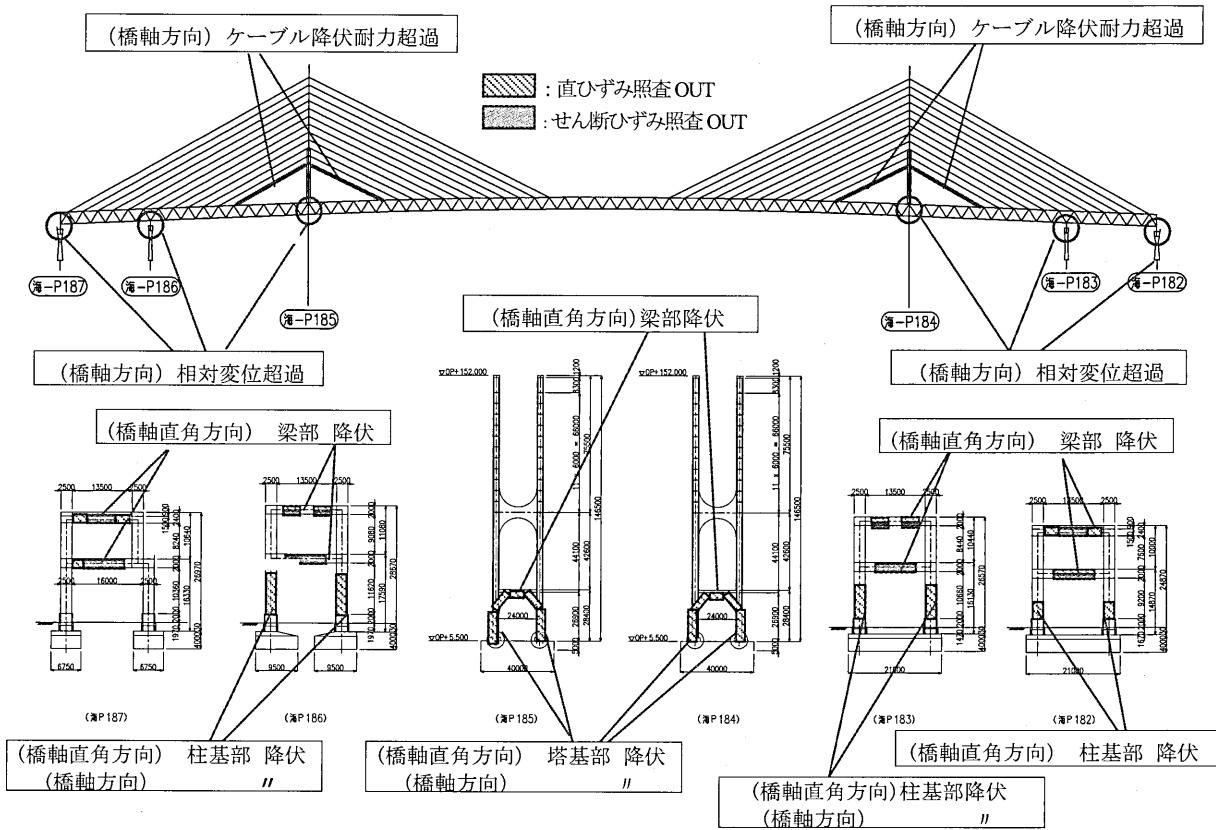


図-2.73 地震応答値が許容値を超過する箇所 (補強前, 東神戸大橋)

その対策として比較的耐力に余裕のある塔部にダンパーを設置して橋軸変位を許容値以下に制御する対策が採られ、図-2.74 に示すような縦置きサンドイッチ型ゴムダンパーとケーブルを組み合わせた変位制限装置が採用され、塔の桁部直下に設置された。

パターン②については、耐震性能2を満足させるために座屈パラメーター改善によるじん性補強 (リブ補強) を前提に、塑性化を許容するが発生ひずみが許容値以下になるように設計照査し、安全性、供用性、修復性を確保している。本橋の場合、橋軸方向についてはダンパー設置により許容値内に応答を低減しており、橋軸直角方向の対策として柱基部のリブ補強 (図-2.75) が施工され、また応力余裕の小さい中間橋脚のラテラル支承の取付部の補強が計画されている。

さらに、これらの対策以外に想定外の地震力に対するフェイルセーフ装置として、アップリフト防止ケーブル（図-2.76）や塔部衝突緩衝装置（図-2.77）および隣接橋梁の落橋防止装置が設置された。

表 2.13 に東神戸大橋の耐震補強の主要項目を示す。

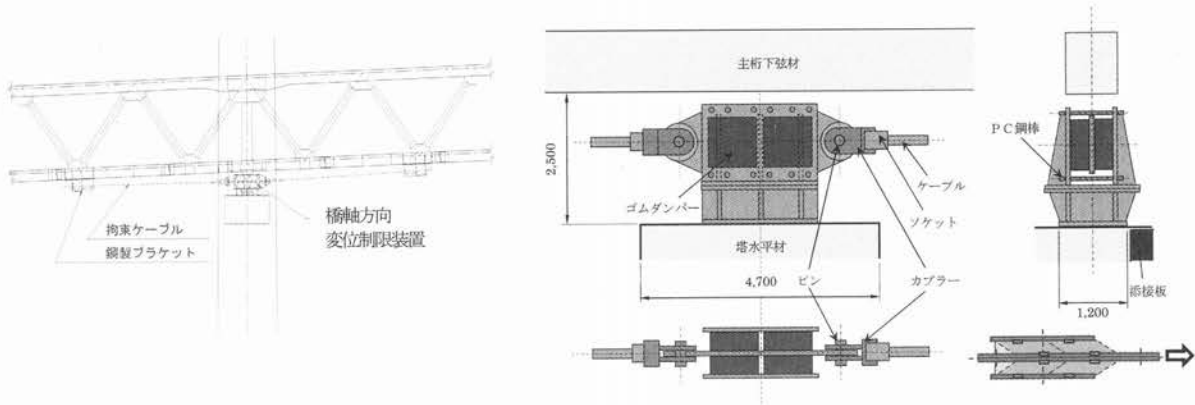


図-2.74 橋軸方向変位制限装置

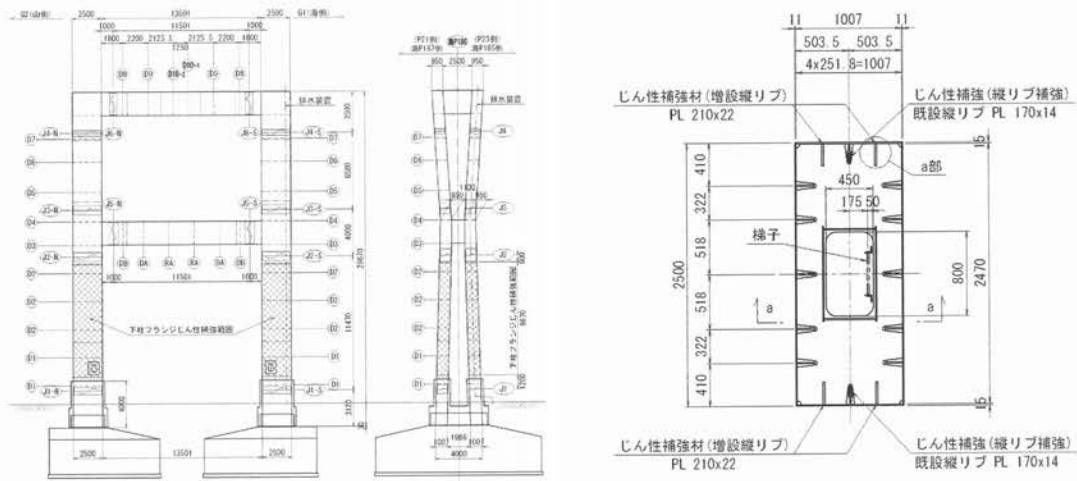


図-2.75 端橋脚 柱基部リブ増設補強（橋軸直角方向じん性補強）



図-2.76 アップリフト防止ケーブル（端橋脚）

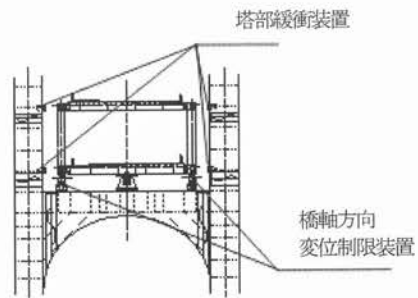


図-2.77 塔部衝突緩衝装置（橋軸直角方向）

表-2.13 東神戸大橋の主な耐震補強項目

補強区分	補強箇所	補強構造	補強目的
		(補強部材)	
主桁の変位制御	塔	変位制御ケーブル	主桁と橋脚の橋軸方向の相対変位量が既設支承等の可能異動量以下となるように変位を制御する。
支承補強	中間橋脚	ラテラル支承 取付部の補強	ラテラル支承取付部の耐力補強を行い、橋軸直角方向の地震時水平反力に十分抵抗できる降伏水平耐力を確保する(計画中)。
じん性補強	塔, 橋脚(柱, 梁)	縦リブの補強	既設縦補剛材で補強し、曲げ圧縮に対する座屈強度の低下を防止する。
		縦リブの設置	板パネルを縦補剛材で補強し、曲げ圧縮に対する座屈強度の低下を防止する。
		水平補剛材の設置	腹版に水平補剛材を設置し、せん断座屈強度の低下を防止する。
フェイルセーフ	端部橋脚	アップリフト防止ケーブルの設置	フェイルセーフ対策として、ペンデル支承が損傷した時の主桁の浮き上がりを防止するためにアップリフト防止用ケーブルを端部橋脚に設置する。
	塔	緩衝装置	フェイルセーフ対策として、塔部ラテラル支承が損傷した場合に主桁と塔柱が衝突する可能性があるために、塔柱に緩衝装置を設置し衝突力を緩和させる。

## 事例2) 横浜ベイブリッジ及び鶴見つばさ橋の耐震補強

### a) 橋梁概要

横浜ベイブリッジ(1989年, 460m)は3径間連続鋼トラス斜張橋, 鶴見つばさ橋(1994年, 510m)は1面吊りの3径間連続鋼斜張橋である。両橋とも、長大橋梁として当時の最新の知見に基づいて耐震設計を実施しているが、1995年に発生した兵庫県南部地震とその後の耐震設計法の要求性能に対して不足する部位があることが判明したため、耐震補強工事を実施した。ここでは、その概要について紹介する。

### b) 目標とする耐震性能と補強方法選定の基本方針<sup>117, 126)</sup>

両橋の目標とする耐震性能は、レベル2地震動によって生じる損傷が限定的なものにとどまり、落橋や倒壊がおきないこととする道路橋示方書の耐震性能2とした。損傷箇所やその状況によっては恒久補修に時間を要することも予想されるが、応急復旧により緊急車輛等は地震後短期間で適切な監視下のもと通行可能であり、一般交通も走行速度制限および車線規制等を行うことにより、恒久的な補修をしながらの走行が可能な程度を想定している。

耐震補強方針として、耐力不足の構造部位には耐力増強を行い、回避できない損傷に対しては落橋防止構造システムの機能を向上させることによって、目標とする耐震性能を確保することとした。

首都圏周辺で発生する地震のうち、首都高速道路の長大吊構造形式橋梁に大きな影響を与える地震のタイプは、大きくは次の2つに分けられる<sup>127)</sup>。

- ① 相模湾から房総半島南東沖にかけてのプレート境界付近で発生する地震
- ② 陸域の浅い活断層などで発生する地震

首都圏におけるこのような地震環境を考慮して、耐震補強検討に用いる設計用地震動には、道路橋示方書V耐震設計編<sup>115)</sup>に規定されているレベル2地震動と同様、プレート境界に発生するM8クラスの地震と、内陸直下で発生するM7クラスの地震を想定した。プレート境界に発生するM8クラスの地震は、両橋の架橋地点にその震源が接近していた1923年関東地震を基本としたシナリオ型地震とした。首都圏における内陸直下で発生する地震は、具体的な地震シナリオを想定するほどの情報がないので、既往最大規模の考えに基づいて、1995年兵庫県南部地震の際に観測された地震動とした。

最終的に横浜ベイブリッジ及び鶴見つばさ橋の照査用地震動として採用した加速度応答スペクトルを図-2.78 および 図-2.79 に示す。

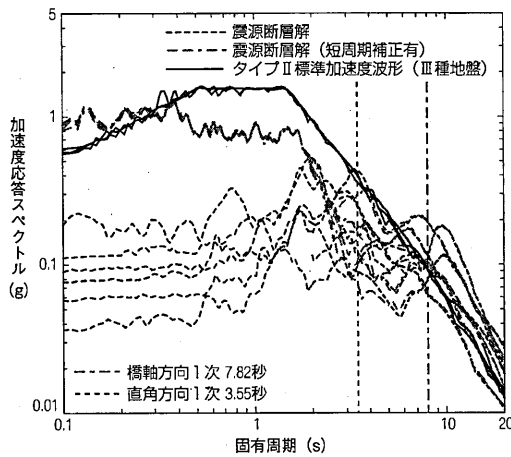


図-2.78 横浜ベイブリッジ入力地震動  
(加速度応答スペクトル)

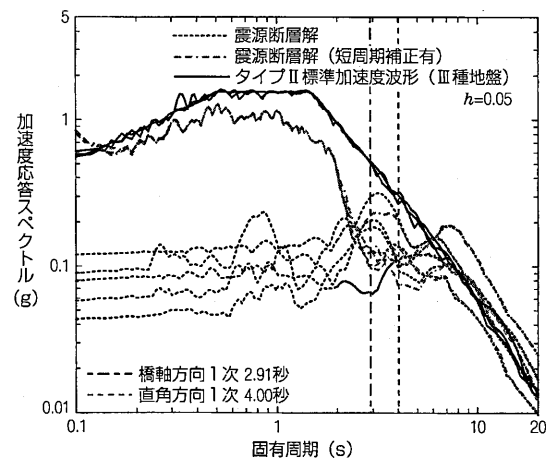


図-2.79 鶴見つばさ橋入力地震動  
(加速度応答スペクトル)

レベル2地震動によって、両橋に予想される損傷は、震源断層より得られた数波の加速度波形による応答値とタイプII地震動3波による応答値を比較し、各構造要素に生じる最も大きな損傷とした。

吊橋形式の長大橋梁に生じる損傷は、個々の損傷が独立して現れるのではなく、ある損傷が起点となって別の損傷を引き起こすというような連鎖現象として現れる。ここでは、橋梁全体系としての耐震性を確保する上で重要な構造要素の損傷や機能の喪失を考慮した解析モデルを作成し、レベル2地震動による地震応答の変化や地震後の死荷重に対する応答を解析的に求めた。

これらの結果に基づいて、主要な構造要素に生じる損傷の関係を整理し、上述したような損傷の連鎖現象を考慮した損傷連関図を作成し、当該橋梁で許容できる損傷と許容できない損傷を分類した。図-2.80 に横浜ベイブリッジでの損傷連関図を示す。

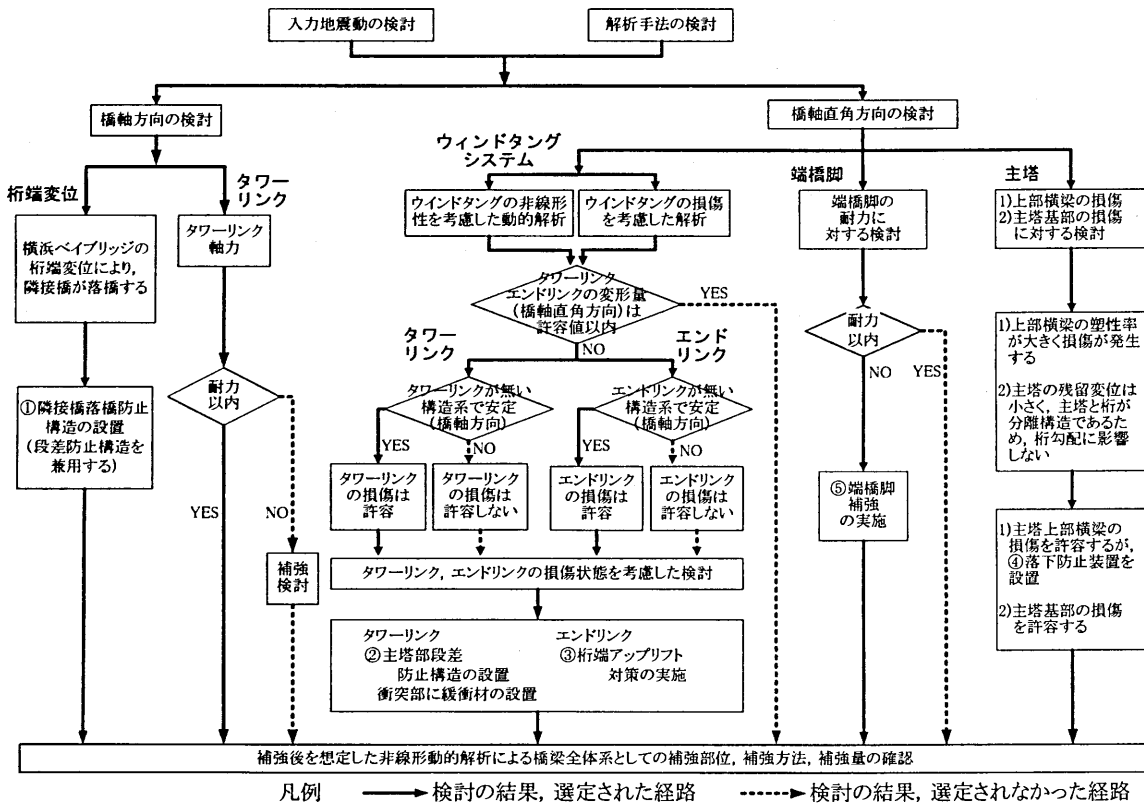


図-2.80 横浜ベイブリッジの損傷連関図

横浜ベイブリッジの耐震性評価において、許容できない損傷と判定されたものは、以下の5つである (図-2.81)。

- ・ 橋軸直角方向の地震力による端橋脚柱の耐力超過
- ・ 橋軸直角方向の地震力によるエンドリンクの脱落に伴う桁端の浮上がり
- ・ 橋軸直角方向の地震力による塔部タワーリンクの脱落に伴う隣接橋の押し出し
- ・ 橋軸方向の地震力による桁端変位に伴う隣接橋の押し出し
- ・ 橋軸直角方向の地震力による主桁トラス下弦材の溶接部の角割れ等

このうち、主桁トラスについては橋梁全体系の非線形動的解析の結果より橋軸直角方向地震時に一部に塑性化が生じるものの、作用する断面力のほとんどを負担する上路箱桁は降伏をわずかに超える程度のため、当初は損傷を許容していた。しかし、ダブルデッキの下層に、国道357号が暫定2車線で供与開始されたことを受け、下路の一般交通の供用性を考慮すると、塔部付近と中央径間中央付近の下弦材の溶接部における万一の角割れ等の損傷に対しても、補強が必要と判断したものである<sup>128)</sup>。

一方、鶴見つばさ橋の耐震性評価において、許容できない損傷と判定されたものは、以下のとおりであり (図-2.82)、これらに対して耐震対策を実施することとした<sup>129)</sup>。

- ・ 塔SRC部におけるせん断耐力不足によるせん断損傷の先行
- ・ 支承(ペンデル支承を含む)の橋軸方向可動量を超える過大な移動
- ・ 弾性拘束ケーブル定着部の耐力不足
- ・ 桁端における過大な橋軸方向変位による隣接桁への衝突

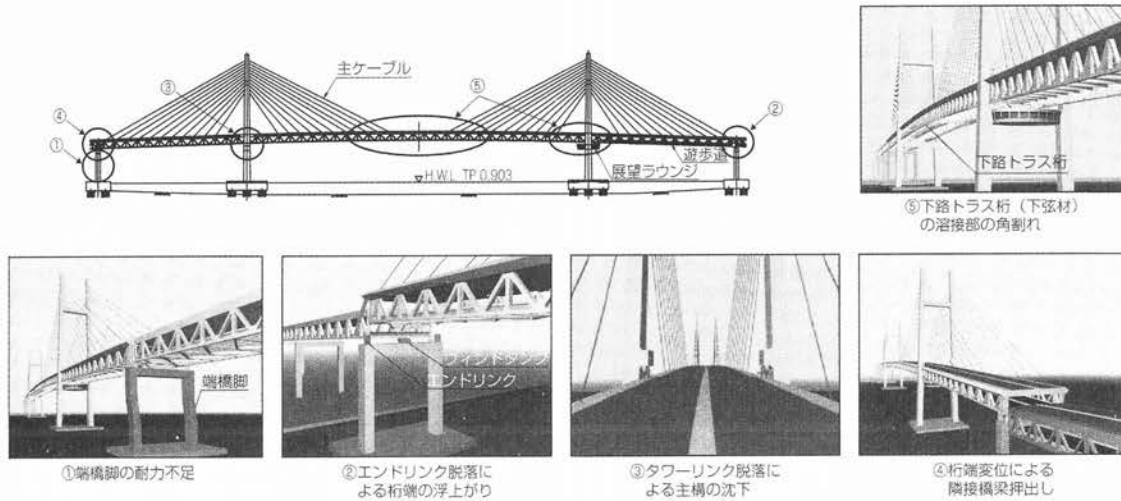


図-2.81 横浜ベイブリッジにおける許容できない損傷<sup>128)</sup>

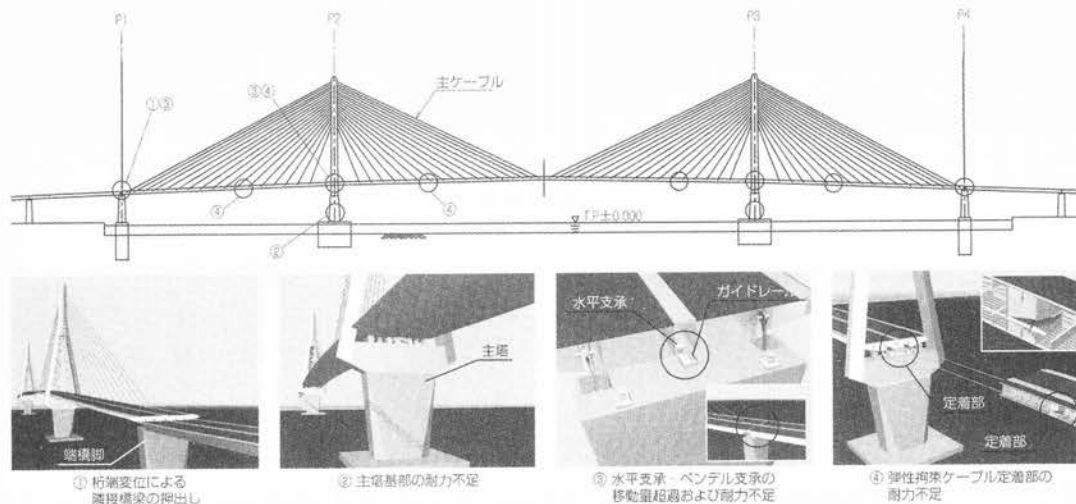


図-2.82 鶴見つばさ橋の許容できない損傷<sup>129)</sup>

c) 横浜ベイブリッジの耐震補強構造<sup>128)</sup>

① 端橋脚の補強

端橋脚の脚柱内部に耐力向上を目的とした縦リブ増設補強とコーナプレート、および橋脚柱基部における充填コンクリートによる補強を行い、安全性を確保した。ただし、橋脚柱基部のアンカー部が損傷すると補修が困難であることから、損傷部位がアンカー部へ移行することを避けるために、橋脚柱部の補強量をアンカー部の耐力を超過しない範囲に制限することとし、有限要素解析で補強量を検証した。

端橋脚の補強の範囲および、縦リブとコーナプレート増設補強の構造詳細を図-2.83に示す。縦リブ増設は橋脚柱部において曲げモーメントの小さい箇所（中段部）を除く範囲とし、コーナプレート増設は、既設フランジウェブの角部の角割れを防止する効果が期待できることから橋脚柱部の全範囲とした。橋脚フランジ面の縦リブ増設は、既設の縦リブの間に現場溶接にて取り付けた。コーナプレートは、橋脚フランジウェブの角部を閉じるように配置し、橋脚フランジ・ウェブとは現場溶接、既設ダイヤフラムとは溶接せずメタルタッチ構造(非溶接)とした。

縦リブとコーナプレートとの1部材当たり重量は200kg以下に抑え、橋脚マンホールから挿入し、所定の位置までウインチにより吊り上げて取り付けた。

② 桁端の浮上りに対する補強

端橋脚のウィンドタンクに損傷が発生すると、橋軸直角方向の拘束が低下し、エンドリンクに変形可能な回転角を大きく超える面外変形が生じることになる。エンドリンクは常時に生じる負反力を支持しているため、その機能が失われると死荷重によって桁端が約2m上昇することが予想された。そこで、地震動による挙動に追従可能で、地震後の路面段差を制御することのできるアップリフト防止ケーブルを主桁端部（既設の垂直材直下の下弦材）と端橋脚の脚柱基部を結ぶように設置して、安全性を確保した(図-2.84)。

アップリフト防止ケーブルは、直径がφ165のセミパラレルワイヤーケーブル(SPWC)であり、地震動による作用張力をケーブルの耐力(降伏点に相当する0.7%伸び耐力)以下とし、エンドリンクが機能を失った後、アップリフト防止ケーブルが機能して、桁端部の路面の上昇量が50mm以内になるように設計した。

③ 塔部段差防止構造

塔部においても端橋脚と同様に、ウィンドタンクで橋軸直角方向の水平力に抵抗している。このウィンドタンクも橋軸直角方向のレベル2地震動により大きなひずみが生じる。万が一、最下段ケーブルが破断等の損傷に至った場合においても他のケーブルや補剛桁に損傷が連鎖的に移行しないように、塔横梁上に補剛桁に対する段差防止構造を設置し、主桁の鉛直方向下向きの変位量を制限することによって、安全性を確保した(図-2.85)。

④ 端橋脚(隣接橋側)落橋防止システム

隣接橋の耐震補強前の桁かかり長は道路橋示方書に示される桁かかり長を確保している。しかし、橋軸方向のレベル2地震動における桁端変位量は、横浜ベイブリッジの桁端(フレーム)と隣接橋端横フレーム間の遊間1.50mを超える2.41mとなる。このような大きな橋軸方向変位が桁端に生じると、横浜ベイブリッジが隣接橋を押し出すように衝突し、隣接橋が桁端部から落橋する可能性がある。よって、このような桁端に生じる変位量を考慮した隣接橋の落橋防止構

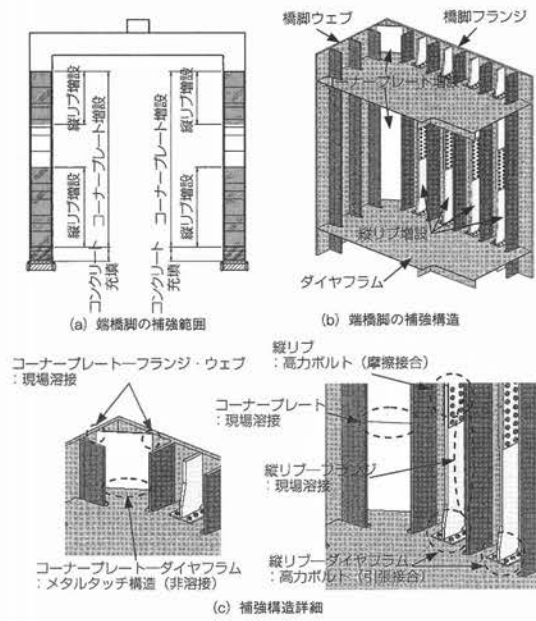


図-2.83 端橋脚補強図

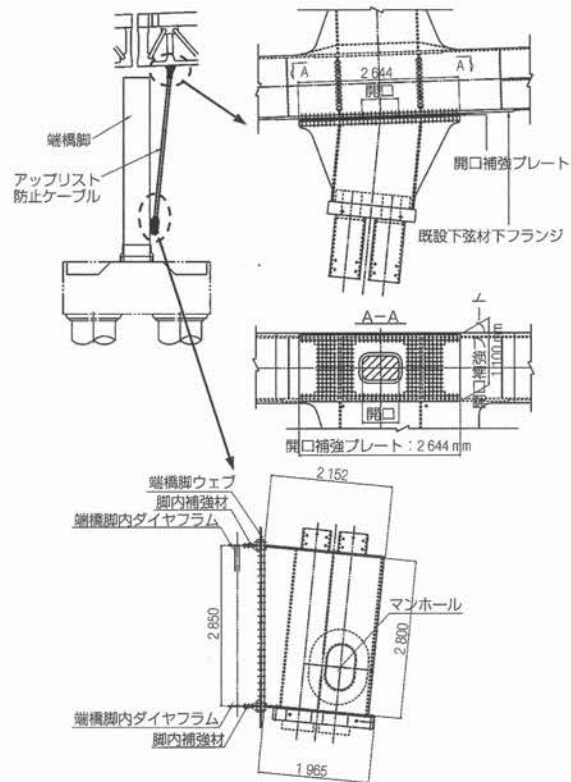


図-2.84 アップリフト防止ケーブル



造を設置して、安全性を確保した。

⑤ 下路トラス桁の下弦材

下弦材の角補強の詳細図を図-2.86 に示す。角補強は工場にて2枚の鋼板を完全溶込み溶接にてL形に製作した構造である。下弦材および角補強の溶接ビードが支障とならないようにするため、既設母材と角補強の間にフィラープレートを入れている。下弦材は既設高力ボルト継手部付近を除く部分が密閉構造となっているため、角補強の下弦材への接合には、片面側から施工可能な高力ワンサイドボルトを用いることとした。なお、このボルトの締付け可能厚は、M24 サイズの場合 95mm である。非密閉区間においては、一般に使用されるトルシア形高力ボルトを使用した。

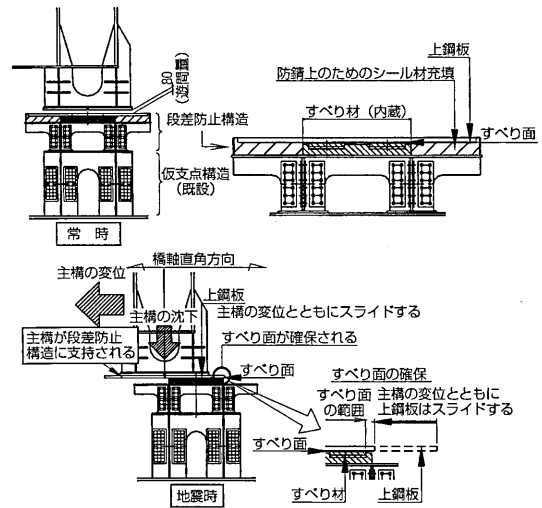


図-2.85 主桁段差防止構造

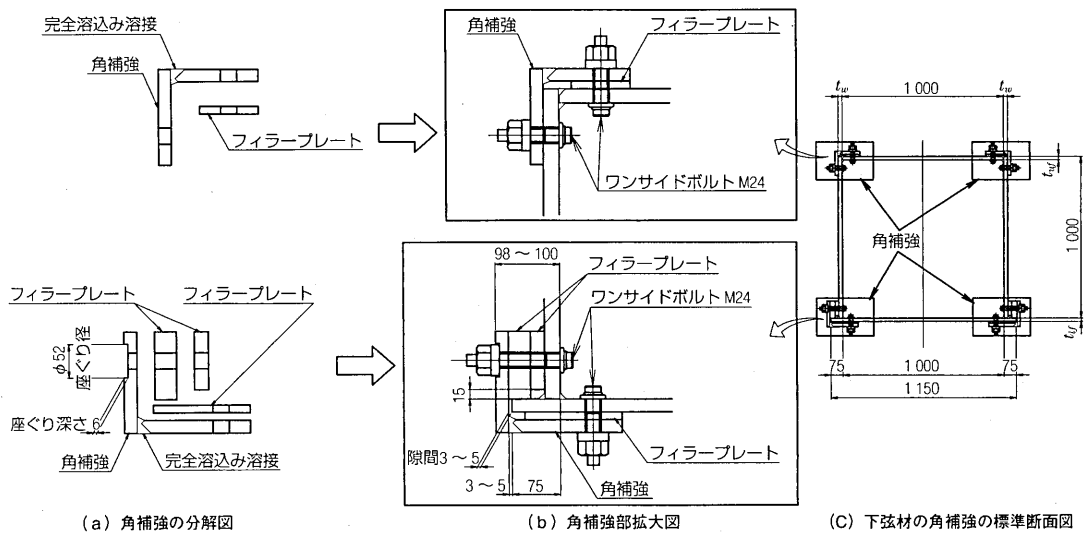


図-2.86 角補強詳細図

d) 鶴見つばさ橋の耐震補強構造<sup>130)</sup>

① 塔基部補強

塔基部のSRC 構造部について、RC 構造物を対象とした専用解析コード (WCOMD) を用いた2次元有限要素法解析を行った結果、曲げ耐力がせん断耐力より大きく、せん断破壊が先行することが予測されたため<sup>129)</sup>、SRC 構造部をせん断補強し、安全性を確保することとした。せん断補強工法としては、形状が複雑であること、海上での施工性等を勘案して、炭素繊維シート接着工法(目付量: 600 g/m<sup>2</sup>の2層貼り)を採用した<sup>131)</sup>。

炭素繊維シート接着に用いられる含浸樹脂についてはエポキシ樹脂を用いるのが一般的であるが、施工が冬季の海上部であったことから低温下での施工性に優れた材料を選定する必要があり、低温下の硬化性、施工性の面で優位であるアクリル樹脂を採用した。また、本橋での施工に先立ち中空断面での補強効果確認を1/10 縮尺で模擬した試験体による耐震補強効果確認実験を実施し、補強効果を確認した<sup>132)</sup>。

なお、橋脚表面上にある溝形状のスリットに合わせて連続的にシートを貼り付けることは施工上困難であることから、補強効果確認試験において、スリットに相当する隙間を設けてシートを貼り付けても十分な耐震補強効果が得られることをあわせて確認している。このためスリット部にはシートを貼り付けないこととした (図-2.87)。

② 端橋脚の水平支承

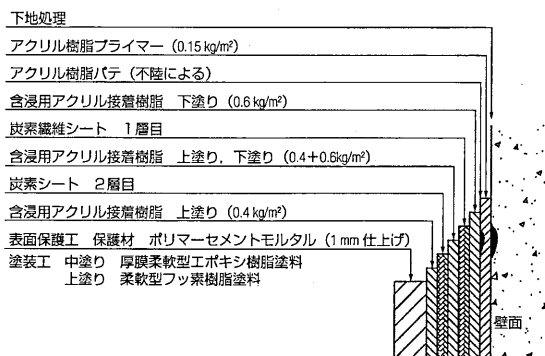
端橋脚の水平支承は、レベル2地震動による橋軸方向最大応答変位±1253mm となっており、橋軸方向移動可能量±720mm を超過するため、上下支承が外れる可能性がある。これに対し、橋軸方向変位の移動量を確保するため、図-2.88 に示すガイドレールを増設する対策により支承の脱落を防止することとした。

一方、橋軸直角方向の水平荷重に対し、水平支承の上脊が終局耐力を超過することが半明したため、上脊耐力を向上させる補強が必要となった。補強方法としては、鉛直方向はペンデル支承で支持されているため、上脊交換が可能であったことから、上脊を交換し材質を SCW490 から SCW550 に材質を上げることにより所要の強度を確保した。また水平支承の定着部についても、支承本体以上の耐力となるようベースプレート等の溶接部は増盛溶接、定着部は鋼板補強、セットボルトは交換により耐力向上の補強を行った。

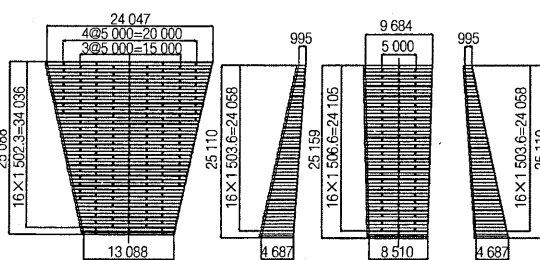
③ 塔水平支承

塔部の水平支承の移動可能量は±560mm とレベル2地震動による最大応答変位より小さいため、端橋脚と同様に、橋軸方向変位の移動可能量を確保するためのガイドを増設して支承の脱落を防止した (図-2.89)。

また、橋軸直角方向水平力に対しては降伏耐力は超過するものの終局耐力に対して余裕があったので補強は行わなかったが、定着部については、端橋脚と同様に、増盛溶接、当て板補強、既設アンカーボルト交換を行って耐力向上を図った。



(1)炭素繊維シートの補強断面



(2)炭素繊維シートの割付け

図-2.87 塔基部炭素繊維シート補強

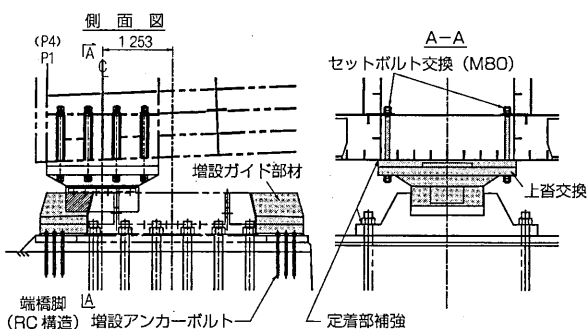


図-2.88 鶴見つばさ橋塔水平支承補強図

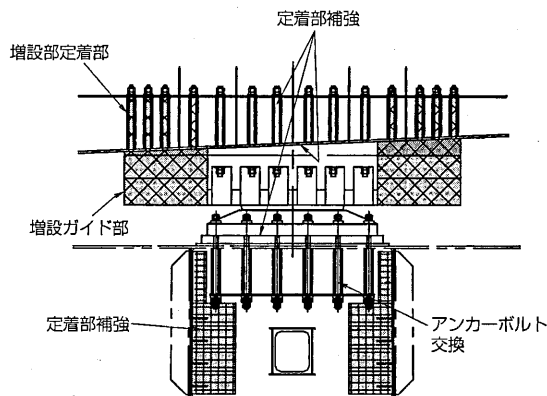


図-2.89 鶴見つばさ橋端橋脚水平支承補強図

④ ペンデル支承

端橋脚に設置しているペンデル支承は鉛直力に抵抗する部材であり、橋軸方向に可動である。レベル2地震動に対しペンデル支承自体は十分な耐力を有していた。しかしながら、主桁下フランジの開口部における遊間が±450mm であるのに対し、レベル2地震動による橋軸方向移動量は最大で 553mm となるため、ペンデル支承とフランジが衝突し、ペンデル支承が損傷する可能性が生じた。(図-2.90)。これに対しては、主桁下フランジの開口を 170mm 拡大し、ペンデル支承の橋軸方向移動量を確保する対策を行った。

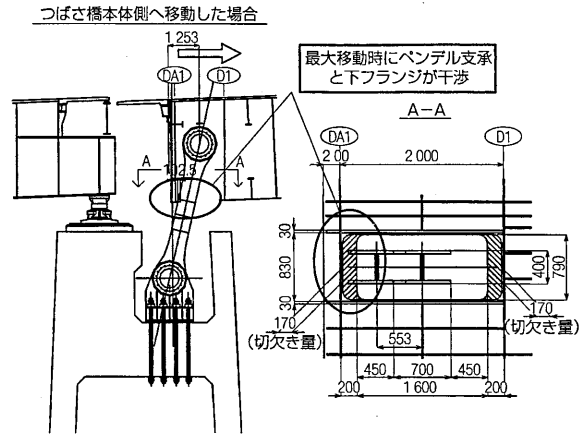


図-2.90 鶴見つばさ橋ペンデル支承改良図

⑤ 弾性拘束ケーブル定着部の補強

レベル2地震動により作用する張力に対し弾性拘束ケーブル本体は、降伏耐力を超える張力が発生するが、破断に対して十分余裕があった。しかし主桁側定着部および塔側定着部の耐力が、弾性拘束ケーブルに作用する張力より小さかったため定着部が損傷し、橋軸方向の支持機能が失われることが予想された。そこで、主桁および塔の定着部について弾性拘束ケーブルに作用する張力に対し降伏以下となるように耐力向上の補強を行い、安全性を確保した。

主桁側の定着部では、ケーブルを定着している円筒部が座屈し同時に定着ウェブ（縦シャイベ構造）がせん断破壊する損傷形態が予想された。そこで、定着円筒部の補強と定着ウェブのブラケット補強を行い、ケーブルより作用する荷重を補強部材に分散させるため座金交換を行った(図-2.91)。

塔側定着部は、弾性拘束ケーブルの定着部であるサドル部と定着突起（弾性拘束ケーブル架台）を組み合わせた構造であり、サドル部の水平荷重を定着突起を介して塔横梁に伝達する構造である。ケーブル張力によりサドル部前面板上部が損傷することが予想されたため、サドル部を覆うような鋼製の補強フレームを設置し、PC鋼棒にてプレストレス力を導入しサドル部の補強を行った(図-2.92)。

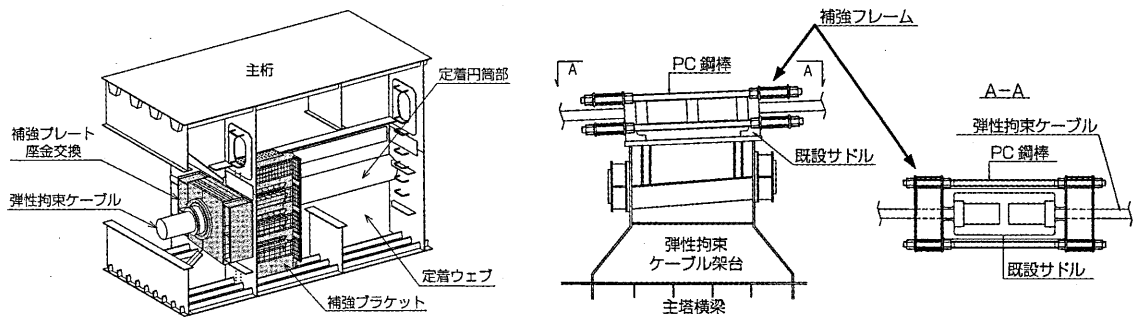


図-2.91 弾性拘束ケーブル主桁側定着部補強 図-2.92 弾性拘束ケーブル塔側定着部補強

⑥ 塔部ストッパー

弾性拘束ケーブル架台にある突起部は、弾性拘束ケーブルに設計以上の張力が生じないように、橋軸方向に対し遊間量 450mm のストッパーと一体構造となっている。しかし、レベル2地震動による橋軸方向変位が遊間量を超えて衝突するため、ストッパーには耐力を超える衝撃力が作用する。ストッパーは弾性拘束ケーブル定着

部と一体構造であるため、損傷の許されない箇所である。そのため、図-2.93 に示すようにストッパー部を一部撤去し、レベル2地震動による橋軸方向の最大移動量に対して遊間を確保する補強を実施し安全性を確保した。

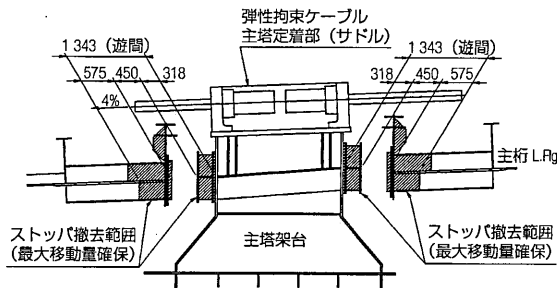


図-2.93 塔側定着部ストッパー改良図

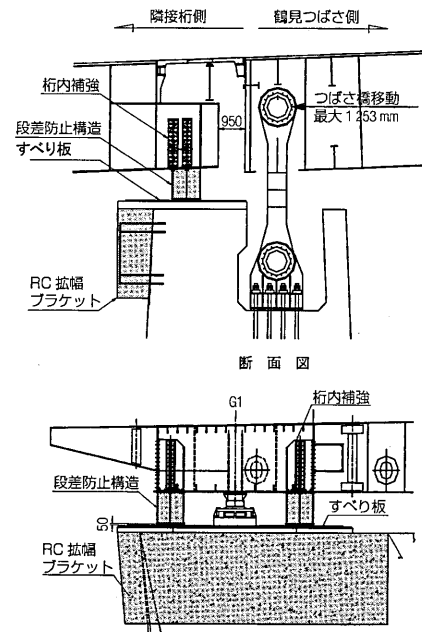


図-2.94 端部脚部隣接桁落橋防止構造

#### ⑦ 端橋脚(隣接橋側)の落橋防止システム

レベル2地震動による鶴見つばさ橋の橋軸方向の桁端変位は1253mmとなり、隣接橋との遊間量950mmを超えることから隣接橋を押し出すように衝突し、隣接橋が支承(ピボット支承:高さ1100mm)より逸脱し路面に大きな段差を生じる可能性がある。そこで、隣接橋の落橋防止システムとして段差防止構造を設ける補強を行い、安全性を確保した(図-2.94)。

段差防止構造は、主桁ウェブ直下に設ける鋼構造とし、その移動範囲が橋軸および橋軸直角方向とも既設橋脚の縁端を超えるため既設橋脚天端の拡幅を行った。拡幅構造は橋脚の断面形状が複雑に変化する構造であったためRC構造を採用した。また地震時に鋼製の段差防止構造が橋脚天端上に落下した後、RC構造である橋脚天端上を移動することから、橋脚天端に亜鉛めっき塗装を施した鋼製のすべり板を設置し移動時の摩擦係数の低減を図った。

### 2.5.3 新設斜張橋の耐震構造

兵庫県南部地震後のレベル2地震動に対し耐震設計された斜張橋には、たつぷ大橋<sup>133)</sup>、大川橋、豊田アローブリッジ<sup>134)</sup>、新勝瀬橋<sup>135)</sup>、向山橋、新銚子大橋<sup>136)</sup>、鷹島肥前大橋<sup>137)</sup>、生名橋、栄川運河橋<sup>138, 139)</sup>、新湊大橋<sup>140)</sup>などがある。これらの斜張橋では、レベル2地震動に対する耐震性能の確保のため、材料非線形を考慮した動的解析が行われ、表-2.14に示とおり、構造的耐震性能向上策である水平力分散構造、強度増加、塔の変形性能増加、主桁の多径間連続化あるいは免震支承、制振デバイスによる免震・制振構造が採用されている。特に、塔の塑性化に対する変形性能の増加と免震支承の採用が多く見られる。これらの事例の特徴的なことを以下に列記する。

- ・ 2径間の斜張橋である大川橋と新勝瀬橋は塔部一点固定の耐震固定法が採用されているが、その他の斜張橋は水平力分散構造が採用されている。

- ・ たっぷ大橋は、3径間連続斜張橋の前後の2径間連続桁橋と連続化して耐震性能を向上するとともに、変位の抑制のため免震支承が採用されている。
- ・ 豊田アローズブリッジ、向山橋、新銚子大橋および生名橋では免震支承による水平2方向の免震・制振構造が採用されている。
- ・ 栄川運河橋は、塔橋脚と主桁を剛結し、中間橋脚上には水平力分散ゴム支承と粘性ストッパーを併用した免震・制振構造としている。また、新湊大橋は、塔部に免震支承の他に弾性拘束ケーブルとオイルダンパーを併用した制振・免震構造を採用している。なお、栄川運河橋と新湊大橋はともに橋軸直角方向は各支点を固定条件にしているため、橋軸方向のみ免震・制振構造が採用されている。
- ・ 塔の耐震性能については、表-2.15に示すとおり、鋼製及びコンクリート製ともに、塑性化を許容する事例と許容しない事例に別れる。特に、H型塔では水平材の塑性化により塔柱の応答が制御できるため、水平材の塑性化を許容する事例がある。

表-2.14 新設斜張橋のレベル2地震動に対する耐震設計

耐震性向上策		適用橋梁
構造的耐震性向上策	水平力分散構造	たっぷ大橋、豊田アローズブリッジ、向山橋、鷹島肥前大橋、生名橋、栄川運河橋、新湊大橋
	塔の強度増加	大川橋、新勝瀬橋、栄川運河橋、新湊大橋
	塔の変形性能増加	たっぷ大橋、豊田アローズブリッジ、向山橋、鷹島肥前大橋、生名橋
	主桁の多径間連続化	たっぷ大橋
制振・免震構造	免震支承	豊田アローズブリッジ、向山橋、新銚子大橋、生名橋
	制振デバイス	栄川運河橋（橋軸方向）
	免震支承+制振デバイス	新湊大橋（橋軸方向）

表-2.15 塔のレベル2地震動に対する耐震性能

	塔の種類	レベル2地震動に対する耐震性能
たっぷ大橋 <sup>133)</sup>	鋼H型塔	塔柱一般部及びケーブル定着部には塑性化を許容せず。水平材には塑性化を、塔基部には副次的塑性化を許容する。
大川橋	鋼1本塔	塑性化を許容しない。
豊田アローズブリッジ <sup>134)</sup>	PC逆Y型塔	塑性化を許容する。
向山橋	RCH型塔	水平材の塑性化を許容する。塔柱には塑性化を許容しない。
新銚子大橋 <sup>136)</sup>	RCH型塔	塑性化を許容しない。
鷹島肥前大橋 <sup>137)</sup>	RC逆Y型塔	塔基部の塑性化を許容する（塑性率2以下）。塔基部以外の塑性化を許容せず。
生名橋 <sup>138, 139)</sup>	RCH型塔	水平材の塑性化を許容する。塔柱には塑性化を許容しない。
栄川運河橋	鋼A型塔	塑性化を許容しない。
新湊大橋 <sup>140)</sup>	鋼A型塔	塑性化を許容しない。

- ・ 主桁とケーブルについては塑性化を許容する事例は見られない。
- ・ 生名橋では、ケーブルの張力抜けが生じる可能性があり、動的解析においてケーブルを非抗圧部材として非線形性が考慮され、張力抜けが生じるケーブルの定着部には抜け出し防止対策が採用されている。
- ・ 水深が深い橋脚を有する鷹島肥前大橋と生名橋では、表-2.16 に示すとおり損傷の確認と修復が容易でない橋脚基部の塑性化を許容しない設計が採用されている。

上記の事例より、斜張橋の耐震性の確保のために、構造的耐震性向上策だけでなく、免震・制振構造の採用が多くの斜張橋で採用されており、今後の斜張橋では免震・制振構造の採用が一般的になると考えられる。その際、維持管理の容易さ、修復性に対する配慮がより重要になると考えられる。

表-2.16 修復性の観点から耐震性能に配慮した事例

	修復性に対する配慮
鷹島肥前大橋	塑性化する端橋脚と中間橋脚は水深が深く、損傷の確認と修復が困難なため、橋脚基部には塑性化を許容せず、橋脚の気中部で塑性化を許容する橋脚構造としている。
生名橋	海中部となる塔橋脚基部は水深が深く、損傷の確認と修復が困難なため、塔橋脚は降伏曲率以下にとどめている。

## 2.6 景観設計

### 2.6.1 景観設計の基本的考え方

橋は、求められる機能を果たし、合理的な構造で、且つ経済的であることが必要である。このように設計された橋梁は、それ自体で構造美を有するとも言える。

また、橋は、道路、鉄道などの一部を形成し、野山を越え、川を渡り、町をよぎって伸びる線のなかに存在する構造物である。その存在が美しくあるための基本は、「連続性」の確保である。「連続性」には三つの状態があり、経路としての「連結性」、桁高が揃っているか否かなどの「狭義の意味における連続性」、そして橋脚が規則正しくならんでいくような「再起性」である。

さらに、橋の美しさは架橋地点の景観とどう調和させるかも重要で、調和に関しては「強調法」、「融和法」、「消去法」の3つの考え方がある。

いずれにしても経済性と景観設計が独立して論じられるべきではなく、全体の設計の中で統一的に考えることが重要である。

これらの基本的考え方は、「美しい橋のデザインマニュアル[第2集]」<sup>14)</sup>に記述されているが、斜張橋の景観設計においても全く共通である。

### 2.6.2 景観設計の進め方

フランスにおける橋の景観設計は、「予備設計の段階」で計画案のスケッチを作成、橋梁専門の景観デザイナーと技術者が議論を行い、共同作業によって進められている。



図-2.95 広島西大橋

わが国においては、建築家、工業デザイナーなどを加えた景観委員会を組織して検討する場合や、個別に工業デザイナーなどと相談する場合などがある。

現実の橋梁設計は、比較設計の段階で景観の側面に触れつつも、実施設計の段階で経済性が強調されると、せつかくの景観への配慮がなおざりにされる場合がありうる。

すなわち、統一された景観設計を実施するためには、「橋の性格付け」→「架橋地点の景観調和」→「関連のデザイン」→「橋本体のデザイン」の順となるように、全体に対する考察から徐々に要素の有り様を明らかにしていく「概念の連続性」を堅持することが大切となる。これは、細部構造の設計まで一貫した景観設計方針を持続させることの重要性を意味する。

### 2.6.3 景観設計に配慮すべき要素<sup>142)</sup>

斜張橋の景観設計に配慮すべき要素について以下に概説する。

#### (1) 径間割のバランス

中央径間と側径間の比は、3径間斜張橋の場合 2.2～2.5、2径間斜張橋の場合 1.2～1.6 が標準的で、一般的に調和のとれた径間割が確保される。しかし、地形、水深の条件から側径間を短くせざるを得ない場合があり、側径間にカウンターウエイトとしてコンクリート桁などを配することがある。この場合には、コンクリート桁の施工性を考慮しつつ側径間内の径間割についても斜張橋全体のバランスへの配慮が必要である。

さらに、前後に高架橋がある場合は、斜張橋との連続性とバランスに配慮して高架橋の径間割を設定することも重要である。

#### (2) 主桁の形状

長大斜張橋でもマルチケーブルの適用によって、桁高が低いスレンダーな主桁を採用することが可能となる。主桁形状、桁高さについても斜張橋と高架橋との視覚的連続性に配慮することが重要である。

#### (3) 塔と塔下部の形状および高架橋橋脚の形状

塔の形状は、多様な形式が実現されており、それらは以下のように分類（図-1.23 参照）される。

- ① I形・・・1本柱形式、2本柱形式
- ② A形・・・A形式
- ③ 逆Y形・・・逆Y形式
- ④ 門形・・・Π形式、H形式

斜張橋の塔は、吊橋に比べ橋の規模の割には、塔の高さが相対的に高く、塔と塔下部の形状そのものが景観設計に与える影響度合いが大きくなり、塔と塔下部の形状について景観を意識した事例が数多く見られる。



図-2.96 札幌内清柳大橋

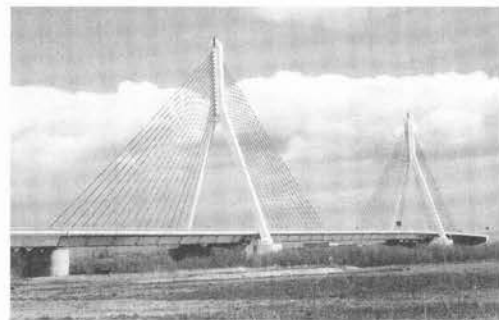


図-2.97 美原大橋

1 本柱形式の場合、橋脚部を含めて軽快でシンプルなイメージを形成している。A 形あるいは逆 Y 形形式等は斜めの線を強調することで、上部への伸び・広がり表現しようとしており、多種多様な形状が見られる。門形式は、柱と水平材との組合せによる縦横の線に加えて曲線を挿入する等によってスムーズな力の流れを表現している。

塔柱の断面形状としては、角部を面取りした多角形断面や、隅切り断面あるいは曲面の採用等によって、陰影の効果を期待して、よりシンプルなイメージを演出している事例が多い。さらに、塔へのケーブル定着部の形状を工夫することにより、アクセントを加えている。

高架橋橋脚形状についても、斜張橋塔下部の形状と統一的、連続的に考えることが重要である。

#### (4) ケーブルの配置

ケーブルの配置のパターンとしては、大きく 3 つの項目がある。

- ① 本数：少数かマルチケーブル
- ② 張り方：放射形式、ファン形式、ハープ形式
- ③ 面数：1 面か 2 面

橋が長大化するのに伴って、ケーブルの配置は吊り効率等の構造的な要因からマルチファン形式が主流となっている。

ケーブルは非常に細い線であるため、やや離れた視点から見た場合には、個々のケーブルで構成された面として認識される場合が多い。近景の場合に、2 面形式ではケーブル相互が交錯して見えることで、煩雑な感じを与えることがある。2 面ケーブルと逆 Y 形塔を組み合わせた場合には、塔とケーブルによって橋上の空間が閉塞されるような印象を与え、利用者に圧迫感を与える可能性もある。1 面形式の場合は、ケーブル相互が交錯して見えることはなく、橋上は開放的な空間を形成できる。

#### (5) 色彩と細部構造

橋梁の色彩は、周辺環境のカラーイメージや橋が有するイメージを表現できるように色彩を選定する必要がある。

ケーブル表面は黒色のポリエチレン管で被覆される場合が多いが、一部の橋で白色等の着色したケーブルを用いている事例がある。黒色ケーブルであっても、太陽光の反射等によってケーブルの黒色が濃いグレー系の色に見えることもあり、黒色のケーブルは経時的に変化する独特の表情を持っている。



図-2.98 東神戸大橋



図-2.99 女神大橋



図-2.100 尾道大橋と新尾道大橋



また、周辺地域におけるシンボリックな存在として、周辺環境や演出効果などについて検討を行い、夜間ライトアップを行っている事例もある。

景観設計を統一のとれた方針で遂行するためには、橋全体への気配りが必要となる。すなわち、橋に取り付く付属設備（排水設備、落下物防止柵、道路照明、吊金具など）の細部構造の設計にも丁寧に配慮しなければならない。

#### (6) 並列橋への配慮

事例が多いわけではないが、既設橋に並列して新設される場合、あるいは将来、並列して橋梁が建設されることが予定されている場合には、2橋の調和を十分に考慮することが重要である。

### 2.6.4 景観設計の検討手法

景観設計の検討には、スケッチ、パース、模型、コンピューターなど、いろいろな方法を用いて、形状、色彩、周辺環境との調和などの比較、評価が実施されている。

### 2.6.5 具体的事例

本四連絡橋の多々羅大橋、新尾道大橋、首都高速道路湾岸線の鶴見つばさ橋などにおいては、景観委員会あるいはそれに相当する検討の場が設置されて、景観設計が実施された。詳細は文献を参考するとして、ここでは検討の流れを概説する。

#### (1) 多々羅大橋<sup>143~145)</sup>

##### 1) 景観設計の基本テーマあるいは理念の設定

架橋地点あるいはその周辺の自然環境、社会環境あるいは景観的条件などを調査、吟味して、新たに建設される橋梁が具備すべき役割、配慮されなければならない事柄を整理して、景観設計のための基本テーマあるいは理念を設定している。多々羅大橋での基本テーマは以下のとおりである。

- ・ 光と影；(瀬戸内海風景の特徴である光と影が織りなす変化をモチーフとし架橋地域のイメージを表現する)
- ・ 未来性；(伸び・広がり・力強さを表現し、未来への限りない可能性を暗示するとともに、21世紀への架け橋を感じさせる)
- ・ 飛躍；(個々の島々が、橋を通じ将来の発展に向けて飛び立とうとする、限りない意気込みを感じさせる)
- ・ 存在感；(西瀬戸地域の発展をアピールすると同時に、橋の持つ雄大なスケールを感じさせる)

##### 2) 景観設計

###### ① 塔

構造的、耐風性などの検討を経て、逆Y型を基本形状案とした。2塔柱にスリットを入れることにより塔頂部の幅が大きくなるがスリットの陰影により、逆にスマートなイメージを与える。

塔頂部を斜めにすることで塔の伸びやかな感じを強調、また、水平部に複合円緩和曲線を挿入し、水平材をスムーズに塔柱へすり付けることにより、塔柱の上部へ伸びるスマートさを阻害しないこととした。

塔脚部形状は、基礎寸法を抑えるために下絞り形式とした。トラス組み案、充腹案、脚部拡幅案の比較の結果、景観上優れる脚部拡幅案を採用した。



図-2.101 多々羅大橋<sup>145)</sup>

塔柱下部の折れ点を主桁フェアリング先端位置と一致させることで主桁の水平方向への連続性を保持した。これは力学的にはやや不利な面があるが許容できる程度と判断した。

## ② ケーブル配置

側径間のケーブル配置は、鋼桁区間では粗に、側径間端部にある PC 桁区間では密にしている。原案に対して塔寄り端部ケーブルを若干塔側に寄せるとともに、密から粗に移行する部分に遷移区間を設けてなめらかに移行させた。

## ③ 取付高架橋 (図-2.102)

多々羅大橋は側径間に中間橋脚を有する斜張橋で、大三島側では多々羅高架橋に繋がっており、本橋の中間橋脚と高架橋の橋脚が同一視野に入り、視覚的に一体と見なされる。

主桁については、本橋と高架橋ではフェアリングの有無の違いはあるが主桁の高さを揃え、全体として主桁の連続性を保った。

橋脚形状について、橋脚の幅を全橋脚で統一する。橋脚下絞り角度を塔脚部の角度に近づける、橋脚中央部の空間をできるだけ大きくあける、さらに橋脚と横梁との隅角部の R 形状および橋脚の柱断面形状も塔に合わせて連続性に配慮した。



図-2.102 取り付け高架橋

## (2) 鶴見つばさ橋<sup>146~148)</sup>

### 1) 景観設計の基本テーマあるいは理念の設定

鶴見つばさ橋での景観設計の基本理念は以下のとおりである。

- ・ 特徴の乏しい環境の中での新たな景観の創造。
- ・ 航行船舶を迎えるゲート性、シンボル性。
- ・ 港湾施設で働く人々の視覚的なやすらぎ。
- ・ ドライバーから見たシンボル性、ゲート性。
- ・ 隣接する横浜ベイブリッジと一体になった景観の創造。

### 2) 景観設計

景観検討結果の完成予想写真を図-2.103 に示す。

鶴見つばさ橋は、当面、高速湾岸線部 1 橋のみ施工、将来、平行して一般国道部 1 橋が建設される計画であるため、並列橋を前提とした景観設計の検討を行った。

ケーブル (1 面, 2 面, ファン, ハープ), 塔の形状 (A 形, H 形, 内傾 H 形, 逆 Y 形) をパラメーターとして、スケッチ、パース、模型、フォトモンタージュ、コンピューターグラフィックなど多様な手法を用いて検討を行った。



図-2.103 鶴見つばさ橋完成予想写真 (並列橋)<sup>148)</sup>

塔の形状別に代表的な A 形および H 形について 1/1000 の簡易模型を作成

し、モデルスコープを用いていろいろな視点から検討を行った。ケーブルが2面吊りの場合、ケーブルが著しく交錯して見え、斜張橋の美観を特徴付けるはずのケーブルが逆の効果をもたらしたため1面吊りマルチファンタイプを採用し、塔形状も必然的に逆Y形となった。また、塔脚部を2本脚とした場合、2対の脚が混然として見えること等が明らかとなった。塔脚部については海象条件も考慮して耐久性に富むコンクリート壁式構造とし、面取りすることによって下部の重量感を軽減するとともに壁面全体に水平の化粧目地を入れることによって柔らかな印象とした。

また、コンピューターグラフィックを用いたシミュレーションによって走行性の確認を行った(図-2.104)。

色彩については数色のフォトモンタージュを作成し、アンケート調査結果なども参考として空と海とのブルーに映えるホワイトを基調とした橋梁塗色を選定した。

### (3) Stonecutters 橋

Stonecutters 橋は、国際設計コンペが行われ、独立に審議を行う技術評価委員会と美観評価委員会が設けられ、その審議結果を踏まえて基本的な構造形式が選定された。美観評価委員会のメンバーは建築家を主としており、審査は、周囲景観の中での橋の姿と橋自体の造形を50%ずつの重みを課している。また、技術評価と美観評価の重みの比率は第一段審査では7:3とされ、設計案の絞り込みが行われた。その後の第二段審査では美観評価委員会で高い評価を得た案が最優秀賞に選定された(図-2.105)<sup>149)</sup>。

#### 1) 塔<sup>150)</sup>

塔は円形断面の1本柱形式で、塔の上部1/3は鋼製、下部は鉄筋コンクリート造である。1本柱形式の円形断面であり、特に鋼製部では渦励振の発生が懸念されたため、鋼とコンクリートの合成構造としている。鋼製部材には、塗替えが不要で鋼材表面の耐久性の確保を目的にステンレス鋼を採用し、表面は粗面仕上げを行うことで反射を調整している。

#### 2) 主桁<sup>151)</sup>

主桁は、2つの流線型箱桁を剛な横桁でつないだ鋼製2箱桁形式である。元設計案では、箱桁下面を曲面とされていたが、製作性や耐風性の評価他の理由から平面部材からなる多面形断面に変更された。



図-2.104 フォトモンタージュによる道路面からの景観検討<sup>148)</sup>

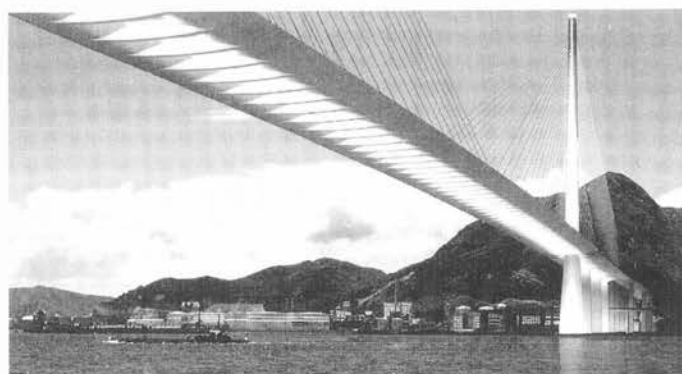


図-2.105 Stonecutters 橋完成予想写真

## 2.1 参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会：斜張橋資料集成，1976.2
- 2) 小西一郎編：鋼橋 設計編II，丸善，1976.1
- 3) 日本鋼構造協会編：吊構造，コロナ社，1975.10
- 4) M. S. Troitsky: Cable-stayed Bridges -Theory and Design, Grosby Lockwood Staples, London, 1977.
- 5) K. Roik, G Albrecht, U. Weyer: Schrägseilbrücken, Ernst & Sohn, 1986.
- 6) W. Podolny, Jr., J. B. Scalzi: Construction and Design of Cable-Stayed Bridges, John Wiley & Sons, 1986.
- 7) N. J. Gimsing: Cable Supported Bridges - Concept and Design, John Wiley & Sons, 1983.
- 8) R. Walther, B. Houriet, W. Isler, P. Moia: Cable Stayed Bridges, Thomas Telford, London, 1988.
- 9) 伊藤 学：斜張橋の計画・設計に関する私論，橋梁，pp.6-12, 1979.1
- 10) F. Leonhardt：長スパンの斜張橋，橋梁と基礎，1977.3
- 11) F. Leonhardt, W. Zellner: Cable-Stayed Bridges, IABSE Surveys S-13/80, 1980.2 (訳)成井：斜張橋—近年の発達について—，土木施工，1980.10)
- 12) 笹戸松二，江見 晋，北沢正彦：長大斜張橋の構造特性と耐風安定性，橋梁と基礎，1975.7, 8, 10
- 13) 前田幸雄，林 正：3 径間連続桁を基本系とする斜張橋の形式による静力学的構造特性に関する研究，土木学会論文報告集，1970.3
- 14) 星埜正明：斜張橋の力学的特性と設計の基本的考え方，橋梁と基礎，1983.4, 5
- 15) 星埜正明：斜張橋の構造系と設計一般，橋梁と基礎，1985.8
- 16) 山田善一，古川浩平，江草 拓，井上幸一：斜張橋ケーブルの最適プレストレス量決定に関する研究，土木学会論文集，1985.4
- 17) 星埜正明：斜張橋のケーブルプレストレスの一計算方法，土木学会論文集，1986.10
- 18) 大塚昭夫，山崎和夫：斜張橋のケーブル，橋梁と基礎，1985.8
- 19) 長井正嗣，赤尾 宏，佐野信一郎，井澤 衛：3 径間連続マルチケーブル斜張橋の基本形状決定に関する一考察，土木学会論文集，1985.10
- 20) 建設コンサルタンツ協会近畿支部：斜張橋の実績調査報告書，1982.8
- 21) 中井 博，田井戸米好，福岡 悟，野口二郎：偏平多室箱桁を有する斜張橋主桁の応力解析，橋梁と基礎，1985.11
- 22) 小松定夫，北田俊行：斜張橋のシアラグ解析とその設計計算の適用に関する研究，土木学会論文報告集，1976.10
- 23) 中井 博，田井戸米好，林 秀侃：偏平多室箱桁のシアラグ解析と有効幅の算定法，土木学会論文報告集，1983.12
- 24) 川人達夫，長井正嗣：斜張橋の照査事項，橋梁と基礎，1985.8
- 25) 近藤和夫，小松定夫，小林紘士，井上洋里，松川昭夫：豊里大橋（斜張橋）のケーブル定着点の設計について，土木学会論文報告集，1971.8
- 26) 小松定夫，川谷充郎：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文報告集，1978.7

## 2.2 参考文献

- 27) 土木学会：吊橋 [技術とその変遷]，1996.12
- 28) Gimsing (伊藤監訳，藤野，長井，杉山，中村訳)：吊形式橋梁—計画と設計—，建設図書，1990.4
- 29) 尾下，北村，白石，小深田：斜張橋のケーブルプレストレスの実用計算法の提案，横河ブリッジ技報 No.21，1992.1
- 30) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧，2007.12
- 31) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋耐風設計基準 (2001)・同解説，2001.8
- 32) 北田：骨組構造物の種々の座屈設計法の問題点について，第2回 SGST 拡大研究会論文集，1993.12

- 33) 関西道路研究会道路橋調査研究委員会：長大鋼橋の耐荷力解析とコンピュータによる視覚化に関する研究，1994.3
- 34) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編4.3，2002.3
- 35) Timochenko：Theory of Elastic Stability P.32
- 36) 土木学会：座屈設計ガイドライン，8.2.2，2005
- 37) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説，5.応力および安定の照査，1989.4
- 38) 野上邦栄，成田信之：斜張橋主塔の構造特性と座屈設計に関する実績調査研究，構造工学論文集，Vo.38A，pp.167-180，1992.
- 39) 野上邦栄，成田信之，吊形式橋梁の塔の座屈設計に関する一考察，土木学会論文集，446/I-19，pp.225-234，1992.
- 40) 野上邦栄，長井正嗣，木下博道，山本一之，藤野陽三：複数耐荷力曲線を用いた斜張橋主桁の終局強度特性と座屈照査法，構造工学論文集，Vol.43A，pp.253-261，1997.
- 41) 野上邦栄，岩崎秀隆，成田信之，長井正嗣：超長大斜張橋主桁の安全性照査法に関する一考察，構造工学論文集，Vol.45A，pp.83-92，1999.
- 42) 野上邦栄，山口 卓，岩崎秀隆，長井正嗣：超長大斜張橋の終局強度評価へのEf法の適用性に関する一考察，構造工学論文集，Vol.45A，土木学会，pp.83-92，1999.
- 43) 野上邦栄，岩崎秀隆，柴田晃一，長井正嗣：長大斜張橋主桁の耐荷力評価手法としてのEf法の精度と終局強度照査法，土木学会論文集，668/I-54，pp.217-230，2001.
- 44) 古賀，永田，明橋，三浦：第二名神高速道路揖斐川橋の設計，横河ブリッジグループ技報No.30，2001.1

### 2.3.1, 2.3.2 参考文献

- 45) 土木学会鋼構造委員会鋼構造進歩調査小委員会：斜張橋の進歩，土木学会誌，'77.7
- 46) Y.Nakayama：Cable-Stayed Bridge with New Vierendeel-Type Girder，IABSE Proceedings P-71/84，'84.1
- 47) 阪神高速道路公団：大和川橋梁工事誌，1984.3.
- 48) 土木学会関西支部：複合斜張橋の設計法，'87.11
- 49) Okada, Ono, Nishimura, Takasaki, Takahashi：Proceedings of the 5<sup>th</sup> Japan-Korea Joint Seminar on Bridge Maintenance，pp.141-148，2004.12
- 50) 浜田，梶：メタルタッチ継手を用いた斜張橋・塔現場継手の設計と製作，横河橋梁技報，'87.1
- 51) 牧野，柏原，佐々木：淀川橋梁(斜張橋)の実施設計と製作，橋梁と基礎，'86.6
- 52) 牧野，西川，安藤：淀川橋梁(斜張橋)の面接触継手の設計・施工，橋梁と基礎，'87.4

### 2.3.3 参考文献

- 53) 大塚，山崎：斜張橋のケーブル，橋梁と基礎，1985.8
- 54) 土木学会：本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書別冊2・吊橋に関する検討，1978.3
- 55) 保田，日里，大広：岩黒島橋上部工の詳細設計，本四技報，1985.10
- 56) 保田，武山，野沢：岩黒島橋ケーブルの設計と製作，本四技報，1986.7
- 57) 光島，西，新家：ケーブルワイヤの疲労強度，R&D神戸製鋼技法，1975.1
- 58) 新家，広中，大石：PWSの疲労強度，R&D神戸製鋼技法，1978.10
- 59) 牧野，小松 他：太経ケーブルの疲労強度に関する研究，土木学会論文集，1986.10
- 60) (社)日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，1993.4
- 61) 俵矢，杉田 他：疲労特性の優れたソケットについて，製鉄研究，1981.11
- 62) 中村，細川：斜張橋平行線ケーブルの疲労設計法に関する研究，土木学会論文集，1989.10

- 63) 俵矢, 北條 他: 斜張橋ケーブル NEW-PWS の力学的諸特性, 製鉄研究, 1987.1
- 64) 俵矢, 北條 他: 斜張橋ケーブル NEW-PWS の開発とその実用化, 製鉄研究, 1989.1
- 65) PTI(Post-Tensioning Institute) : RECOMENDATIONS FOR STAY CABLE DESIGN, TESTING AND INSTALLATION FIFTH EDITION 2007
- 66) CIP(Commission Interministérielle de la Précontrainte) : Cable Stays Recommendations of French interministerial commission on Prestressing 2005
- 67) fib (fédération internationale du béton) : Acceptance of stay cable systems using prestressing steels 2002
- 68) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 平成 14 年 3 月
- 69) 本州四国連絡橋公団: 上部構造設計基準・同解説, 1989.4
- 70) (社)日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針 平成 14 年 3 月
- 71) Ernst H.J. : Der E-Model von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhanges, Der Bauingenieur 40 (1965) Heft 2, Berlin 1965
- 72) Man Chung Tang: Design of Cable-Stayed Girder Bridges, Journal of Structural Division, August 1972 ASCE
- 73) Podolny W., Fleming J.: Cable-Stayed Bridges-Single Plane Static Analysis, Highway Focus Vol.5, Number 5, US Depart. of Transport./Fed. Highway administration 1973.
- 74) Watson, Stafford : Cables in trouble, Civil Engineering-ASCE, 1988.4
- 75) P. Boué, H. D. Höft : Austausch der Tragseile der Köhlbrandbrücke im Hamburg, Bauingenieur 65, 1990
- 76) 中村, 坂本, 深谷, 元山, 梅原, 藤木: (仮称) 鷹島肥前大橋の設計, 橋梁と基礎, 2008.10

#### 2.3.4, 2.3.5 参考文献

- 77) 土木学会鋼構造委員会: 斜張橋資料作成, '76.2
- 78) 阪神高速道路公団: 大和川橋梁工事誌, '84.3
- 79) 高橋, 山崎, 安藤: S 字形曲線斜張橋上部工の設計, 橋梁と基礎, '85.4,5
- 80) 加藤, 飯岡, 川人: 名港西大橋(上部工)の設計, 橋梁と基礎, '83.12
- 81) 小村, 和田, 恵谷, 高野, 富田, 小泉: 横浜港横断橋上部工の設計, 橋梁と基礎, '88.12, '89.1
- 82) 河合, 塚原, 北沢, 吉田: 基本構造系をオールフリーとする長大斜張橋の設計基本検討, 橋梁と基礎, '85.6,7
- 83) 石崎, 吉田: 東神戸水路橋の構造概要, 橋梁, '86.3
- 84) 中村, 坂本, 深谷, 元山, 梅原, 藤木: (仮称) 鷹島肥前大橋の設計, 橋梁と基礎, '08.10
- 85) 川島: リオン-アンティリオン橋の耐震設計, 橋梁と基礎, '01.3

#### 2.4 参考文献

- 86) 伊藤学, 岡内功, 宮田利夫: 耐風構造, 丸善, 1977
- 87) (社)日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧(平成 19 年改訂版), 2007. 12
- 88) 長井正, 佐久間智, 田中洋, 下土居秀樹, 畑中章秀: 並列斜張橋・名港西大橋の全橋模型風洞試験, 第 51 回土木学会年次学術講演会, I-A235, 1996.9
- 89) R. L Wardlaw : Some approaches for improving the aerodynamic stability of bridge road decks, Proc. Int. Nat. Conf. of Wind Effects on Buildings and Structures, Tokyo, 1971
- 90) L Clementsetal. Design and construction of Kessock Bridge, Proc. int. of Civil Engineers, 1986・2
- 91) 横山功一: 斜張橋の耐風設計, 橋梁と基礎, 1985. 8
- 92) Mahrenholts, O, H. Bardowicks : Aeroelastic Problems at Masts and Chimney, Presentation at the 3<sup>rd</sup> Colloquium on Industrial Aerodynamics, Aachen, 1978

- 93) 佐野, 森本, 遠藤, 伊藤, 小川, 酒井: S 字形曲線斜張橋の空気力学的特性と防振対策に関する研究, 川崎重工技報, 1986. 8
- 94) 今金真一, 本田明弘, 藤田武彦: 女神大橋完成系主塔の耐風性について, 土木学会年次学術講演会, 1996
- 95) 寺元博明, 佐野信一郎, 長井正嗣, 奥井義明: 花畔大橋(斜張橋)主塔の TMD による制振対策, 構造工学論文集 Vol. 36A, 1990. 3
- 96) 横山, 山川, 坂田, 斉藤, 鈴木: 斜張橋の大型化に対するケーブルの振動とその防止対策, 三菱重工技報, 1977. 5
- 97) 樋上琇一: 斜張橋ケーブルの Rain Vibration, 日本風工学会誌, 1986. 3
- 98) (財)国土開発技術研究センター: 斜張橋ケーブルの耐風性に関する検討報告書, 1989.2
- 99) Matsumoto, M., Yagi, T., Hatsuda, H., Shima, T. and Tanaka, M. : Sensitivity of drystate galloping of cable stayed bridges, Cable dynamics, 2007
- 100) 辻: 構造力学的耐風制振対策, 風工学会誌, 1984. 6
- 101) 平井滋登, 北川信, 勝地弘, 佐藤弘史, 斉藤通: 多々羅大橋大型風洞試験における地形模型再現方法の検討, 土木学会年次学術講演会, 1994
- 102) 本田明弘, 宮崎, 石岡太, 坂庭泰夫: 複雑地形における風環境と耐風設計に関する研究-女神大橋の静的耐風設計-, 風工学シンポジウム, 1994
- 103) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, 2002. 3
- 104) 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋耐風設計基準(1976)・同解説, 1976. 3
- 105) 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋耐風設計基準(2001)・同解説, 2001. 8
- 106) 本田明弘, 宮村重喜, 今金真一, 坂庭泰夫: 地形乱流中における女神大橋のガスト応答に関する研究, 第 53 回土木学会年次学術講演会, I-B50, 1998.10
- 107) M. Ito: Measures against Wind-Induced Vibrations of Bridges, Proc. Structures Congress, ASCE, Orlando, 1987
- 108) (社)土木学会: 構造工学シリーズ 12 橋梁の耐風設計-基準と最近の進歩-, 2003. 3
- 109) M. C. H. Hui, C. K. P. Wong: Stonecutters Bridge-durability, maintenance and safty considerations, IABMAS, Portugal, july 2006
- 110) 中島良光, 山本茂治, 山根薫, 笹倉伸晃: 中央径間長世界最大級の斜張橋への挑戦-ストーンカッターズ橋の施工(香港)-, コンクリート工学, Vol. 45, No. 3, 2007. 3
- 111) 平原伸幸, 森山彰: 多々羅大橋主塔架設系の風洞試験, 本四技報, Vol. 21, No. 81, 1997. 1
- 112) 藤原亨, 植田利夫, 加道博章, 小林義和: 斜張橋ケーブルの角折れ緩衝材による制振効果, 土木学会第 47 回年次学術講演会, 1992. 9
- 113) 中村泰博, 坂本弘明, 深谷茂広, 元山寿, 梅原健生, 藤木剛: (仮称)鷹島肥前大橋の設計, 橋梁と基礎, 2008. 10
- 114) (財)土木研究センター: 長大斜張橋のケーブル制振検討報告書, 1993.3

## 2.5 参考文献

- 115) 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 V.耐震設計編, 2002.3
- 116) 金治・鈴木・香川・渡邊: 長大トラス橋の対震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御構造, 土木学会論文集, No. 787/I-71, pp.1-19, 2005.4.
- 117) 小森・吉川・藤野・矢部他: 首都高速道路における長大橋耐震補強の基本方針と入力地震動, 土木学会論文集, No. 794/I-72, pp.1-19, 2005.7.
- 118) 土木学会, 鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編 2008.
- 119) 日本建築学会: 多次元入力地震動と構造物の応答, 1998, pp.186-187, pp.300

- 120) 西森, 足立: 部材減衰を直接的に考慮したレーリ一減衰使用による動的解析法, 第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp109-114, 2000.12
- 121) Schnabel P.B., Lysmer J. and Seed H.B.: 'SHAKE' A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, EERC 72-12, College of Eng. University of California Berkeley, California, 1972.
- 122) 土木学会・地盤工学会他: 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害, 橋梁, pp313-342, 2000.12
- 123) 石崎 浩, 北沢正彦, 西森孝三, 野口二郎: 東神戸大橋の兵庫県南部地震による損傷についての解析検討, 橋梁と基礎, Vol. 32, No. 2, pp. 39~46, 1998.
- 124) 角・長澤・曾我・木田・田崎・小塚: オールフリー型式鋼斜張橋の耐震補強設計に関する検討, 第12回地震時保有耐力法に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp53-60, 2009
- 125) 角・長澤・木田: オールフリー形式長大斜張橋の耐震補強設計, 橋梁と基礎, Vol. 44, No. 5, 2010
- 126) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明: 首都高速道路における長大橋耐震補強検討, 土木学会論文集, No.801/I-73, pp1-20, 2005.
- 127) 総理府地質調査研究推進本部地震調査委員会編: 日本の地震活動一被害地震から見た地域別の特徴一<追補版>, (財)地震予知総合研究振興会, pp.109-127, 1999
- 128) 青木敬幸, 山本泰幹, 神木剛, 小島朋己, 湯本大祐, 段下義典: 横浜ベイブリッジの耐震補強の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.42, pp.5-12, 2008.
- 129) 青木敬幸, 中野博文, 水井啓和, 山崎達朗, 山野辺慎一, 水谷秀樹: 鶴見つばさ橋の耐震補強の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.42, No.7, pp.13-20, 2008.7
- 130) 並川賢治, 崎濱秀仁, 溝口孝夫, 土屋智志, 臺原直, 矢部正明: 中空 SRC 橋脚の破壊形態と耐力評価の一方法, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.1051-1058, 2004.4
- 131) 溝口孝夫, 中野博文, 上野健治, 山野辺慎一: 鶴見つばさ橋主塔橋脚耐震補強工事, コンクリート工学, Vol.44, No.12, pp.48-54, 2006.12
- 132) 溝口孝夫, 中野博文, 山野辺慎一, 曾我部直樹: 炭素繊維シートによる鶴見つばさ橋主塔橋脚 SRC 構造部の耐震補強効果確認実験: 構造工学論文集, Vol.53A, pp.406-417, 2007.3
- 133) 林川, 白井, 小幡: 多径間連続斜張橋の動的相互作用の影響を考慮した非線形地震応答解析, 平成18年度土木学会北海道支部論文報告集, Vol.63, 2006
- 134) 上東, 忽那, 垂水, 山本, 奥山: 矢作川橋の上部構造の設計, 橋梁と基礎, Vol.39, No.2, 2005.2
- 135) 田丸, 香山: 新勝瀬橋の設計・施工, Vol.40, No.7, 2006.7
- 136) 富澤, 木内, 鈴木, 三浦, 阿部: 銚子大橋(斜張橋部)の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.43, No.9, 2009.9
- 137) 中村, 坂本, 深谷, 元山, 梅原, 藤木: (仮称) 鷹島肥前大橋の設計, 橋梁と基礎, Vol.42, No.10, 2008.10
- 138) 山田, 長井, 宮本, 梅崎, 板橋: 平面曲線を有する複合斜張橋の設計(その1: 曲線斜張橋の静的構造特性), 土木学会第56回年次学術講演会概要集, 2001.10
- 139) 山田, 長井, 友光, 吉澤, 板橋: 平面曲線を有する複合斜張橋の設計(その2: 大規模地震時における下部工の耐震設計), 土木学会第56回年次学術講演会概要集, 2001.10
- 140) 吉永, 山之内, 後藤, 板橋, 平山, 吉澤: 新湊大橋(仮称)の計画と設計一レベル2地震動に対する制御システムを有する長大斜張橋, 橋梁と基礎, Vol.41, No.4, 2007.4

## 2.6 参考文献

- 141) (社)土木学会: 美しい橋のデザインマニュアル[第2集], 1993



- 142) (財)海洋架橋調査会：橋と景観ヨーロッパ編Ⅱ，1991
- 143) 森山彰：西瀬戸自動車道の景観設計-来島海峡大橋，多々羅大橋，新尾道大橋，橋梁と基礎，1999.5
- 144) Shouichi SAEKI, Yuji FUJII, Shuichi SUZUKI, Harukazu OHASHI : AESTHETIC DESIGN FOR THE TATARA BRIDGE, IABSE SYMPOSIUM KOBE, 1997
- 145) 本州四国連絡橋公団：多々羅大橋の景観設計
- 146) 山寺徳明，森河久，伊東昇：鶴見航路橋の設計概要(上)，橋梁と基礎，1993.1
- 147) 森河久，小笠原政文，黒川誠司：デザイン事例・海をまたぐ橋 鶴見つばさ橋，橋梁と基礎，1995.8
- 148) 首都高速道路公団：鶴見つばさ橋，1995
- 149) 伊藤學：香港 Stonecutters 橋の国際設計コンペ，橋梁と基礎，2001.9
- 150) M. C. H. Hui, C. K. P. Wong: Stonecutters Bridge-durability, maintenance and safety considerations, IABMAS, Portugal, July 2006
- 151) 藤野陽三：香港ストーンカッターズ橋の設計協議に参加して，橋梁と基礎，2002.5