

強風下での長大吊橋の弾性変形と面外不安定

ELASTIC DEFORMATION AND OUT-OF-PLANE INSTABILITY OF LONG-SPAN SUSPENSION BRIDGES UNDER WIND

竹中秀夫* 藤野陽三** 伊藤 学***

By Hideo TAKENAKA, Yozo FUJINO and Manabu ITO

Elastic deformation and out-of-plane instability of long-span suspension bridges under horizontal wind force are studied by a nonlinear finite element method. Truss-type and box type of the stiffening girder are used as models. It is found that the bridge deck of box-type section with certain aerodynamic characteristics tends to have a large lateral-torsional deformation under strong wind force. Numerical examples indicate that the critical wind velocity for lateral instability, by the prediction formula proposed by Hirai and Okauchi^{1), 2)} is reasonably accurate.

1. はじめに

吊橋補剛桁が風圧により横座屈する可能性について、平井¹⁾らが指摘している。平井は強風下での吊橋のねじれ振動に対する安定性を吟味し、その安定限界条件が横座屈の限界条件と一致することにより横座屈現象の重要性を指摘し、さらに横座屈に対する限界風速算出式を導き出している。この限界風速算出式は逆対称座屈形を前提としたものであるが、多径間吊橋や連続吊橋にも対応できるように、岡内²⁾が Galerkin 法を適用して風圧による吊橋の横座屈現象の限界風速を求める一般的方法を提示し、対称座屈形を生じる場合やケーブルへの風荷重移行の影響を考慮した場合などの限界風速算出式を求めている。さらに平井、岡内、竹間らは、この現象を実験的に検討するために静的横荷重載荷実験³⁾あるいは風洞実験を実施し、それらの実験で横座屈変形を観測している。このような経緯をたどって、現在本州四国連絡橋耐風設計指針においてもこの現象に対する安全性照査が取り込まれており、この照査には岡内らの横座屈に関する限界風速算出式が使われている。なお、風圧下での吊橋の横変形は初期の段階からたわみ、ねじれとの連成を伴うので、厳密な意味での座屈現象は生じない。ここでは風圧の増加とともに急激に変形が進行する現象を横座屈と呼ん

* 工修 関西電力株式会社 (研究当時: 東京大学大学院)

** Ph.D 東京大学助教授 工学部土木工学科 (〒113 文京区本郷 7-3-1)

*** 工博 東京大学教授 同上 (同上)

でいる。

静的不安定現象である横座屈の発生に関しては、従来の中央支間長1200m 程度までの吊橋ではその発生風速域はかなり高いものであり、特に設計上問題となるようなことはなかった。ところが最近中央支間長2000 m クラスの箱形補剛桁の設計案に対し、前述の横座屈に関する限界風速算出式を適用したところ、従来のものに比べかなり低い風速域で横座屈が発生するという報告⁴⁾も得られており、改めて横座屈の問題について詳しく検討することの必要性が指摘されている⁵⁾。したがって風圧による横座屈に関してもより精度の高い検証を行い、あわせてその変形特性を把握することにより、このような超長大スパンを有する吊橋の耐風安定性を確認しておく必要があると考える。本論文では反りねじりを考慮した非線形有限要素解析を適用し、強風時における吊橋の変形特性を求めるとともに、横座屈に関する限界風速算出式の精度の検証をあわせて行う。

2. 解析方法

薄肉断面部材の変形による非線形性すなわち幾何学的非線形性を考慮した剛性方程式を、長谷川ら^{6),7)}が陽な形で求めている。反りねじり問題では断面内のせん断応力によって内力ねじれモーメントが形成され、このためバイモーメントと呼ばれる量が発生する。これに対応してねじれ ϕ の部材軸方向に関する1回微分であるねじれ率 $d\phi/dx$ が変位として加わり、3次元の剛性方程式の各節点の変位は並進変位(u, v, w)と回転変位(ϕ, θ_y, θ_z)と $d\phi/dx$ の7自由度である。

この剛性方程式を求めるにあっては、梁の断面は平面保持、直角保持し、せん断変形は小さく無視でき、さらに材料は均一でかつ線形弾性体であるとし、非線形性問題の数値解法として通常用いられる増分理論により定式化を行っている。この剛性方程式を補剛桁に対して適用する。ケーブルおよびハンガーについては張力が正である場合に関しては、トラス要素の剛性方程式で十分精度よく代用できる。ただし張力の増加による剛性の変化については考慮する。

先に述べた剛性方程式を汎用有限要素解析プログラム(FEAP)に組み込み、風荷重を漸次増加させ、つまり荷重増分法による荷重-変位関係を求める。吊橋系は3次元の骨組構造モデルに変換し(図1)、補剛桁の諸元はせん断中心に設定された梁部材にもたせる。補剛桁とハンガー取付け位置との相対位置関係を表すために補剛桁とハンガーは剛体棒で接続し、またこれにより横断面内での変形が生じないようにしている。ケーブルならびにハンガーにおいて死荷重によって生ずる初期張力が吊橋系の剛性に重要な役割を果たすことから、ケーブル、ハンガーともに初期張力を加える必要がある。そこで本解析では、まず無応力の状態から死荷重を導入し静的釣り合い位置を計算し、これが設計で想定している形状と一致するように調整する。

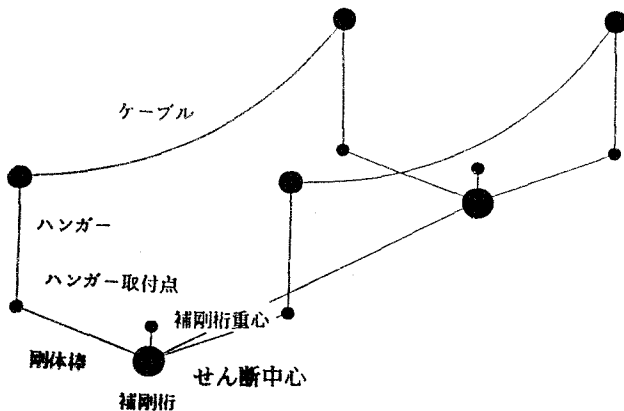


図1 吊橋系のモデル

この過程でケーブル、ハンガーに初期張力が与えられ、この後風荷重をせん断中心に作用させ変形過程を追跡する。なお、桁のねじれ変形に伴う桁重量によるせん断中心まわりの付加モーメントは考慮している。

本解析は明石海峡大橋を念頭においており、この設計案では補剛桁は連続桁でなく、また横座屈に関して問題となるのはスパン長の長い主径間であると考えられるので、本解析では主径間のみを対象とする。さらに主塔の変形が吊橋の変形に与える影響を無視し、ケーブルは塔頂位置で剛結されているものとした。補剛桁は両端可動単純支承である。

風圧による吊橋の変形特性を解析するにあたって風荷重、つまり橋軸直角方向に吹く風による定常空気を設定する。補剛桁には抗力、揚力、空力モーメントの3分力を全スパンに作用させ、またケーブル、ハンガーには抗力を上下流側ともに作用させる。補剛桁の空気力係数 C_d 、 C_l 、 C_m は一般に迎角の関数として表せる。水平方向の風に対しても補剛桁のねじれ変形により相対的に迎角が生じるので、これに応じて空気力係数を変化させる。補剛桁、ケーブルならびにハンガーの空気力係数については、明石海峡大橋設計案に採用されているものを用いるとともに、その他揚力係数ならびに空力モーメント係数の勾配を適宜変化させ、それらの変形に及ぼす影響もあわせて検討する。

なおハンガーに作用させる風荷重は本州四国連絡橋耐風設計指針にもとずき、平均ハンガー長を用いて全スパンに対して一様に作用させるものとし、また補剛桁とケーブル、ハンガーの設計風速の差を取り込むため、ケーブルならびにハンガーの投影面積には補正係数を乗じている。

3. 吊橋の変形特性

3. 1 トラス補剛桁を有する吊橋の変形特性

道路単独橋としての明石海峡大橋設計案の1つにトラス補剛桁案がある。これはダブルケーブルとなっており、片側2本ずつ計4本のケーブルにより補剛桁を支持している。解析では補剛桁は4パネルを1要素として36分割し、36要素37節点とする。ケーブルは片側2本を1本のケーブルに換算し、ハンガーは4パネル分を1本にまとめる。補剛桁の剛性等はスパン上の位置によって変化するが、ここでは平均的な値を用いて一様であるとした。解析に用いた諸元を表1に示す。

まずスパン長の違いによる風荷重に対する変形特性を比較検討するために、中央支間長2000mの設計案を縮小することでスパン長1500、1000、500mの吊橋モデルを作成する。これらはスパン長による変形特性を検討するためのモデルであり、補剛桁の断面諸元および形状は変化させない。その他の幾何学的な諸元、たとえばサグ長などはスパン長に応じて変化させ、ケーブル、ハンガーについては死荷重による初期応力度が一定となるように伸び剛性を変化させた。

作成したモデルに風速0m/secから100m/secまでの風荷重を作用させたときの変形を追跡した。この場合補剛桁の空力係数は設計に用いられている抗力係数 $C_d = 2.180$ を使い、 C_l 、 C_m については、 $C_l = 0.102$ 、 $C_m = -0.001$ の一定値を用いた。補剛桁中央部ならびにケーブル中央部での変形量を結果の例として図2に示す。横軸には風速をとるが、速度圧が風速の2乗に比例するためこれにあわせて目盛をとる。縦軸には変形量をとるが、比較が簡単になるようにスパン長で無次元化してある。

水平たわみと作用荷重の間には線形的な関係が認められる。変位比においてスパン長2000mと1500mの吊橋では、支間4分の1点から中央部にかけて変形量にほとんど差がない。つまり変形モードは鈍い曲線になっており、これはケーブルならびにハンガーが水平たわみを大きく拘束するためと考えられる。モデル作成にあたっては、死荷重に対してだけであるが、ケーブル応力度が一定になるようにしているため、水平荷重に対して補剛桁の剛性よりもケーブル、ハンガー張力によって抵抗している状態では、スパン長による差が

なくなるものと考えられる。逆にスパン長 500m の吊橋では、ケーブルに頼ることなく補剛桁の剛性で十分水平荷重に対して抵抗できるために差が生じたものである。鉛直たわみについては、補剛桁とケーブルの間で水平たわみの差が生じてハンガーが傾斜し、水平荷重に抵抗する分だけ鉛直方向の剛性が減少し、荷重が増えるにつれ変形の度合いを増している。ねじれ角は作用荷重が増大するにつれてある時点で極端に変形が進むことを予想したが、そのような結果は得られず、高風速域でねじれ角の進展が逆に飽和してしまうという結果を得た。

この原因について考えるために、空気力係数を変化させた場合について解析を行った。三分力係数曲線は文献(7)中の類似断面のものを選び出した。これが図3である。解析結果を図4に示す。実線が C_d 、 C_l 、 C_m をともに迎角によって変化させた場合であり、点線が C_l 、 C_m がともに迎角 0° のときの値が保たれるとした場合である。解の収束性が悪く風速140m/secまでしか追跡できなかったが、作用する速度圧で換算すると風速100m/secの約2倍に相当する。

水平たわみならびに鉛直たわみともに、三分力係数すべてを迎角により変化させたものと、 C_l 、 C_m を一定としたものとの間ではさほど差は生じていない。このことからトラス補剛桁の風荷重による変形は、抗力によって支配されていることがわかる。ねじれ角について言えば、先の結果とかわらず高風速に行ってもねじれ角は進行せず、むしろ減少するという結果を得た。三分力係数の変化によっても同じ結果を得たこと

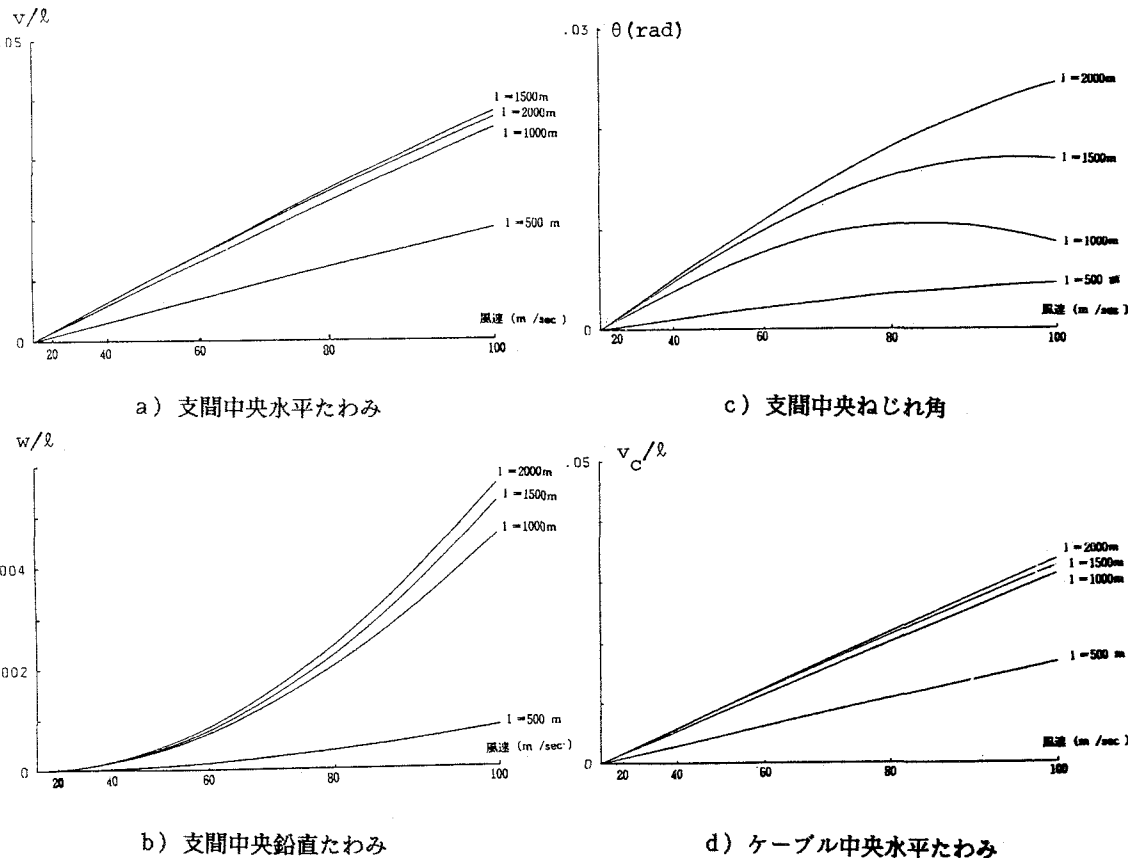


図2 風速とトラス補剛桁中央での変形

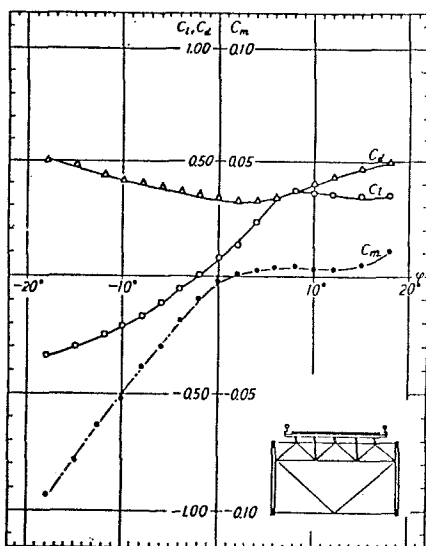


図3 トラス補剛桁の3分力係数曲線 (文献8)
(C_d , C_l , C_m とともに床面積にて無次元化)

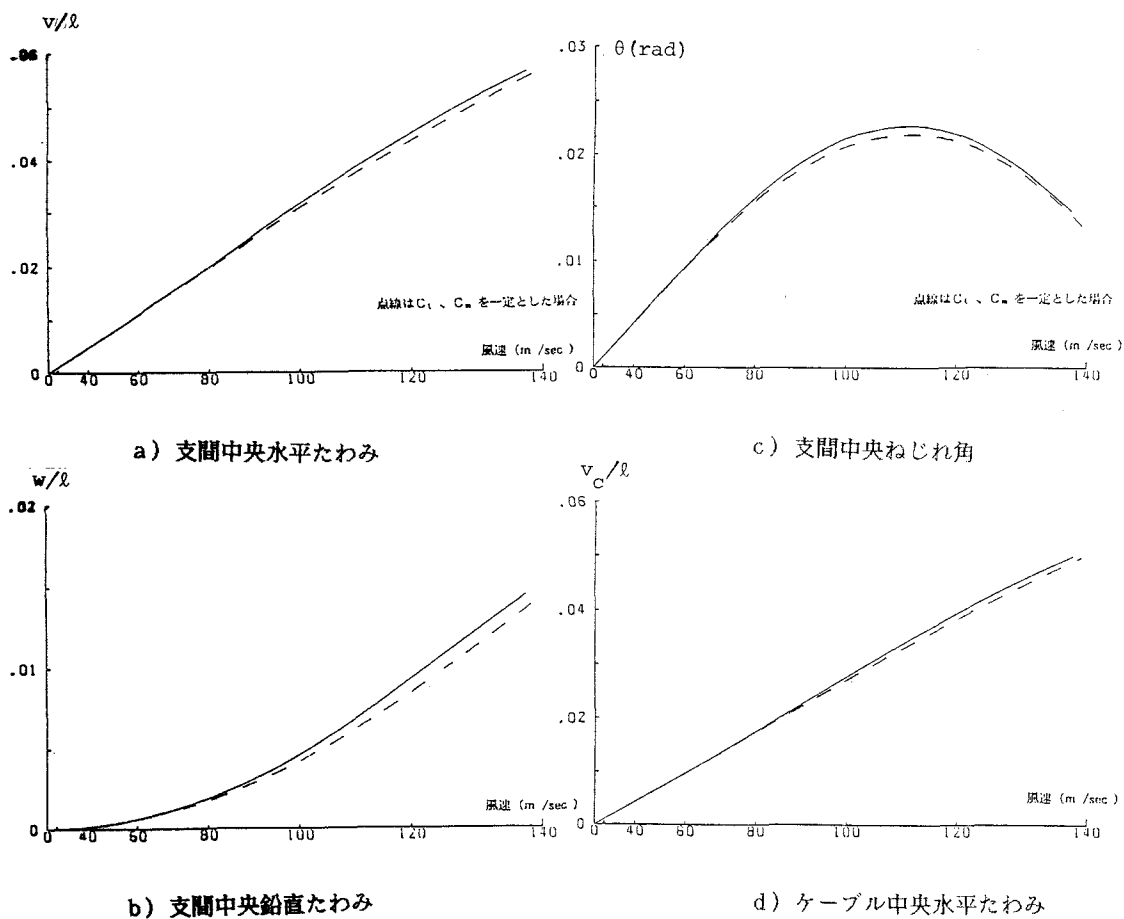


図4 風速とトラス補剛桁吊橋の変形
(実線： C_l , C_m を迎角で変化, 点線： C_l , C_m =一定)

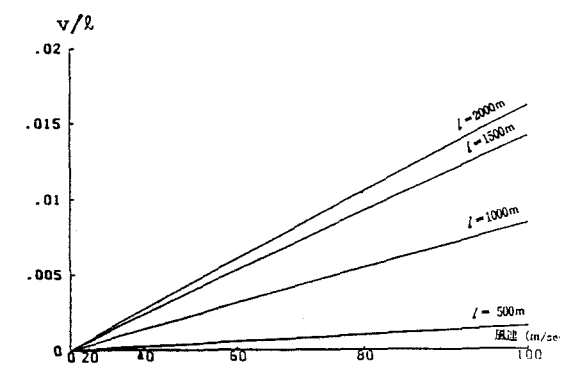
から、これはトラス補剛桁の場合には抗力の作用点がハンガー取り付け部よりかなり下で、また抗力そのものが卓越するので桁が振子のように振れること、さらには水平たわみが大きくケーブルから復元力を受けること、補剛桁のねじれ剛性、曲げねじれ剛性とものに大きくねじれにくい構造であることが理由であろう。

3. 2 箱形補剛桁を有する吊橋の変形特性

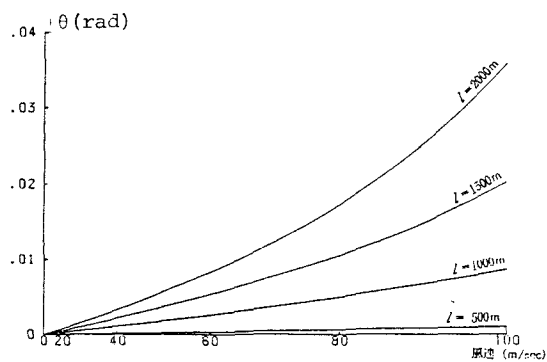
箱形補剛桁はプレートガーダーの補剛桁に比べてねじれ剛性が大きく、また翼形断面形にすることにより作用する抗力を小さくすることができる。しかしこの断面形は一般に揚力係数および空力モーメント係数の勾配が大きい。このために風に傾斜角が存在する場合、あるいはねじれ変形により相対的に迎角が生じると、急激に補剛桁に作用する揚力と空力モーメントは増大する。そもそも抗力をあまり受けない断面形状であるから、揚力、空力モーメントの影響は大きくなる。さらに揚力係数の勾配が大きいために横座屈に関する限界風速算出式から得られる限界風速もトラス補剛桁に比べて低下すると指摘されている⁴⁾。明石海峡大橋の設計代替案のなかに箱形補剛桁の場合があるのでこれをもとに解析を行う。解析に用いた箱形補剛桁を有する吊橋の主要な諸元を表1に示す。なお、トラス補剛桁の場合に比してケーブル投影面積が大きいのは、各面に1本ずつのケーブルを想定しており、ケーブル断面積が大きいためである。要素分割はトラス補剛桁の場合と同じにし、ここでもスパン長1500, 1000, 500 mのモデルを先の方法により作成した。解析結果を図5に示す。解析に用いた補剛桁の空力係数は迎角 0° において $C_d = 0.150$ （ただし床面積にて無次元化）、 $C_l = -0.180$ 、 $C_m = 0.050$ とする。ただし抗力係数 C_d は迎角の変化にあまり影響を受けないことから一定値を保つと仮定する。一方、揚力係数 C_l および空力モーメント係数 C_m はそれぞれ迎角により変化することとし、揚力係数の勾配 $s = 1.5$ 、空力モーメント係数の勾配 $st = 1.0$ とした。したがってねじれ変形が生じ、迎角が大きくなることで揚力係数、空力モーメント係数はそれぞれ大きくなり、特に揚力係数については負の値から正の値へと変化することになる。まず水平たわみは先のトラス補剛桁とは違い水平方向の剛性が高くかつ抗力も小さいために、荷重移行等のケーブルに対する依存性は低くなる。これにより変形量がトラス補剛桁に比べて少なくなるとともに、スパン長による変形量の違いが明確に出ている。しかしながら受ける作用力の差ほどの変化はなく、この場合もケーブルが水平荷重をいくらかは受け持っていることは明らかである。スパン長500mのものについては、図5aと図5dとの比較からわかるようにケーブルの水平たわみが補剛桁の水平たわみを上回っており、ケーブルは補剛桁からの水平反力を分担していないと考えられる。鉛直たわみは、迎角 0° で負の揚力が作用するために下方へまずたわむが、ねじれ変形が大きくなるにしたがって揚力係数の値は負から正に変わる。長いスパン長のモデルではこの領域に達しており、鉛直たわみも下方から上方へと変化している。さらにここで現れている鉛直たわみの非線形性は、トラス補剛桁の場合と違い水平荷重によるハンガーの傾斜によって鉛直方向への剛性が減少するためよりも、揚力係数値の迎角による変化により生じたものと考えられる。揚力係数が負の領域では、ねじれ角が小さいほど大きな負の揚力を受けるために、1000mのものよりも500mのもののほうが鉛直たわみ量は相対的に大きくなる。ねじれ変形（ねじれ角）についてはスパンが短い場合、風速の2乗とほぼ線形関係にあるが、スパンが長いと非線形的となり、高風速ではその増加率が高くなる。スパン2000mのもので風速100m/sec時に約 2.5° のねじれ角を生じており、横座屈発生の可能性を秘めていることが考えられる。

4. 横座屈に関する限界風速

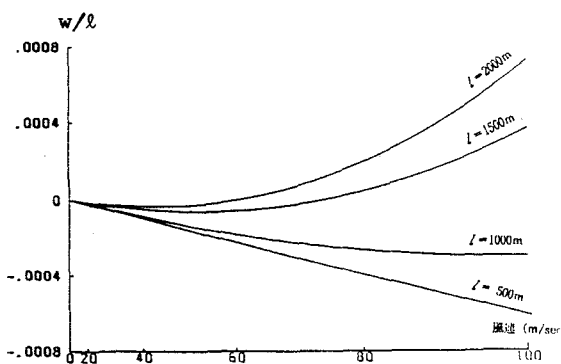
3.において吊橋のスパン長が変化したときの変形特性の違いを明石海峡大橋道路単独橋設計案であるトラス補剛桁を有するもの、またこれとは空力特性の異なる箱形補剛桁を有するものについて解析した。この



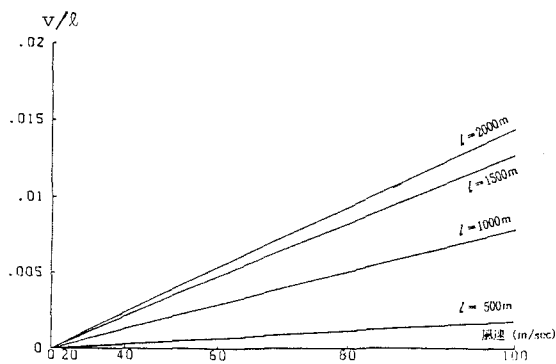
a) 支間中央水平たわみ



c) 支間中央ねじれ角

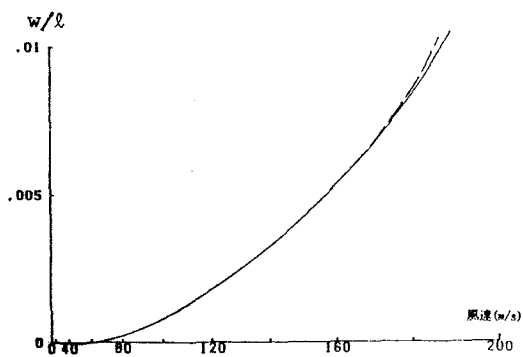


b) 支間中央鉛直たわみ

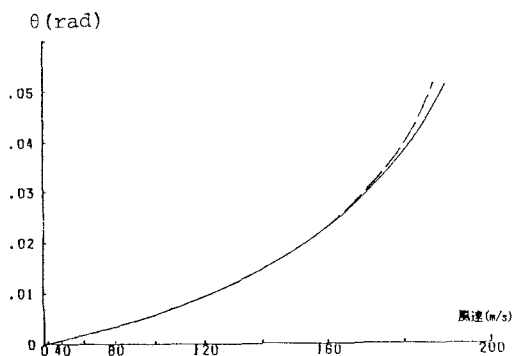


d) ケーブル中央水平たわみ

図5 風速と箱形補剛桁吊橋の変形



a) 鉛直たわみ



b) ねじれ角

図6 非線形計算法による変形の違い (実線: 収束計算, 破線: 単純増分法)

とき風速は0 m/sec から100 m/secまで変化させることで、風荷重を漸次増加させた。この節では横座屈現象の発生の有無とその限界風速を調べるために、さらに高風速の風荷重を作用させる。また揚力係数または空力モーメント係数の勾配を変化させるなど空力特性の違いが、変形特性もしくは弾性安定性に与える影響について調べる。ただし高い荷重レベルにおいては解の収束性がかなり悪くなり、このため増分法による解法を行うが、前節での計算のように Newton-Raphson 法による収束計算は行わない。死荷重については風荷重増分量に比べてかなり大きいため、無風時における静的釣合い位置を求めるときに限って収束計算を行う。スパン長2000 m箱形補剛桁を有する吊橋について収束計算を行った場合と、これを行わない場合の差を図6に示す。非線形性が強くなると誤差が生じるが、問題となる程度のものではない。

4. 1 箱形補剛桁を有する吊橋に関する横座屈限界風速

3. での解析結果から、トラス補剛桁に比べ箱形補剛桁の方が風に対する安定性が悪いのではないかと予想された。本州四国連絡橋公団の資料⁴⁾によると、箱形補剛桁を有する吊橋の横座屈に対応する限界風速が100 m/sec以下にもなりうる場合もあり、これらのケースについては詳しく解析を行う必要があると考えられる。

吊橋の弾性安定性に影響を与えると考えられる要因は数々あるが、ここでは空力特性の違いに重点をおき、空力係数をパラメータとして解析を行う。解析に用いた空力係数は迎角0°において $C_d = 0.150$ (ただし床面積にて無次元化)、 $C_l = -0.180$ 、 $C_m = -0.010$ として、揚力係数の勾配、空力モーメント係数の勾配を $s = 1.5, 2.5$ 、 $s_t = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0$ と変化させる。この解析で得られた支間中央部での鉛直たわみとねじれ角を図7に示す。図7から明らかなように、箱形補剛桁を有する吊橋において横座屈現象の発生が確認できる。また揚力係数の勾配 s の違いによる限界風速の差はほとんどないが、空力モーメント係数の勾配 s_t の差によりかなり限界風速に開きが生じる。

ここで図内の式²⁾について考える。対称座屈形を対象としているため、これについてだけ考える。線形化された撓度理論による吊橋の横座屈条件式は

$$(\kappa)_s C_d b^2 \left\{ (\kappa)_s C_d + (s + C_d)_s \right\} p^2 + \lambda^4 (\overline{EI})_s (s_t)_s b^2 p - \lambda^6 (\overline{EI})_s (\overline{GJ})_s = 0 \quad (1)$$

ここに

$$\begin{aligned} (\overline{EI})_s &= EI (1 + 81 \bar{a}^2) + \frac{H_w}{\lambda^2} (1 + 9 \bar{a}^2) \\ &+ \frac{64 f^2}{l^4} \frac{E_c A_c}{L_c} \frac{8}{\lambda^6 l} \left(1 + \frac{\bar{a}}{3}\right)^2 \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} (\overline{GJ})_s &= 2 \lambda^2 EI_{ww} (1 + 81 \bar{b}^2) + (GJ + \frac{H_w b^2}{4}) (1 + 9 \bar{b}^2) \\ &+ \frac{64 f^2 b^2}{l^4} \frac{E_c A_c}{L_c} \frac{2}{\lambda^4 l} \left(1 + \frac{\bar{b}}{3}\right)^2 \end{aligned} \quad (3)$$

$$(\kappa)_s = \frac{1}{4} \left(\frac{\lambda^2 l^2}{3} (1 + 9 \bar{a} \bar{b}) + (1 + \bar{a} \bar{b}) - \frac{3}{4} (\bar{b} + 9 \bar{a}) \right) \quad (4)$$

$$(s + C_D)_s = (s + C_D)(1 + \bar{a} \bar{b}) \quad (5)$$

$$(s_t)_s = s_t(1 + \bar{b}^2) \quad (6)$$

$\bar{a}$, $\bar{b}$ は座屈モードを

$$w = \sin \lambda x + \bar{a} \sin 3 \lambda x \quad (\text{鉛直たわみ}) \quad (7)$$

$$\phi = \sin \lambda x + \bar{b} \sin 3 \lambda x \quad (\text{ねじれ}) \quad (8)$$

としたときの第2項の係数, H_w は死荷重によるケーブル張力, f はサグ長, $E_c A_c$ はケーブルの伸び剛性, L_c はケーブル長, b は桁幅, $\lambda = \pi / \ell$, ℓ はスパン長である。

この条件式において限界風速が大きいときには p の1次の項の影響が小さく, これを無視することで岡内の式は導かれていた。しかし解析の結果, 空力モーメント係数の勾配 S_t を無視できないと考えられることから, 式(1)を解くことにより限界風速を算出する。ケーブルへの荷重移行を考慮したときの補正係数²⁾についての説明は紙面の都合で省略する。

図8が空力モーメント係数の勾配による横座屈限界風速の変化である。有限要素解析による限界風速を図7から求め, これも同時に示す。風速-変位曲線から限界風速を求めるには, この鉛直漸近線を求めればよいが, ここではねじれ角が 0.1 ラジアン (約 5.7°) 生じたときの風速を仮の限界風速とする。図からわかるように空力モーメント係数の勾配が小さいときには岡内の式から求まる限界風速は危険側になるが, これは現実的でない高風速域であることからこの領域での差は特に問題にならないであろう。逆に空力モーメント係数が大きく限界風速が低下する領域では, 岡内の式による限界風速は安全側になりまた有限要素解析の結果ともよく一致している。

以上から空力モーメントあるいは揚力を大きく受ける箱形補剛桁においては横座屈現象の発生が確認され, 桁の空力特性によっては設計上問題となりうることがわかった。

なお, 図7をはじめ解析結果はすべて対称モードによる変形であり, 岡内らによる横座屈限界風速値もそれに対応させて対称1次のものを図7では示している。スパンが長くなるに従い, 岡内らの算定式によれば逆対称モードによる横座屈限界風速値も低下する。ただし, 図7のスパン2000mの計算例では逆対称モードによる限界風速 (ケーブルへの風荷重の移行を考慮) は $s = 2.5$ のとき $s_t = 2.5$ で 197m/s , $s_t = 1.5$ で 252m/s と対称モードに比してかなり高いことが岡内の式により確かめられている。

4. 2 トラス補剛桁を有する吊橋に関する横座屈限界風速

トラス補剛桁を有する吊橋について同様の解析を行う。空力係数は迎角 0° において $C_d = 2.180$, $C_l = 0.102$, $C_m = -0.001$ とし, 揚力係数の勾配, 空力モーメント係数の勾配をそれぞれ $S = 1.0, 1.5$, $S_t = 0.0, 0.02, 0.04, 0.06$ と変化させる。結果を図9に示す。揚力係数, 空力モーメント係数の勾配が変化しても, 変形に差はほとんど現れず, 風速-変形の関係はほぼ同一の曲線上に乗り, 図の上からは区別できない。3.の解析でみられたねじれ角の減少傾向が今度は負の方向へと発散していく様子がわかる。さらに箱形補剛桁を有する吊橋での解析のように, 明らかに横座屈現象と同定される挙動を示す前に, 解が数値計算上不安定傾向を示しこれ以上の挙動が追跡できなかった。横座屈が見られなかった原因として考えられることは, 箱形補剛桁と違い作用する三分力のうち抗力が卓越し, あとの揚力, 空力モーメントについてはその絶対値が小さいことはもとより, それぞれの係数の勾配も小さいために揚力, 空力モーメントともにあまり増加しないこと, また箱形補剛桁と異なり空気力の作用点がハンガーとりつけ部よりかなり下に来ていることなどが考えられる。

以上からトラス補剛桁に関しては, 横座屈限界風速がかなりの高風速であると考えられる。

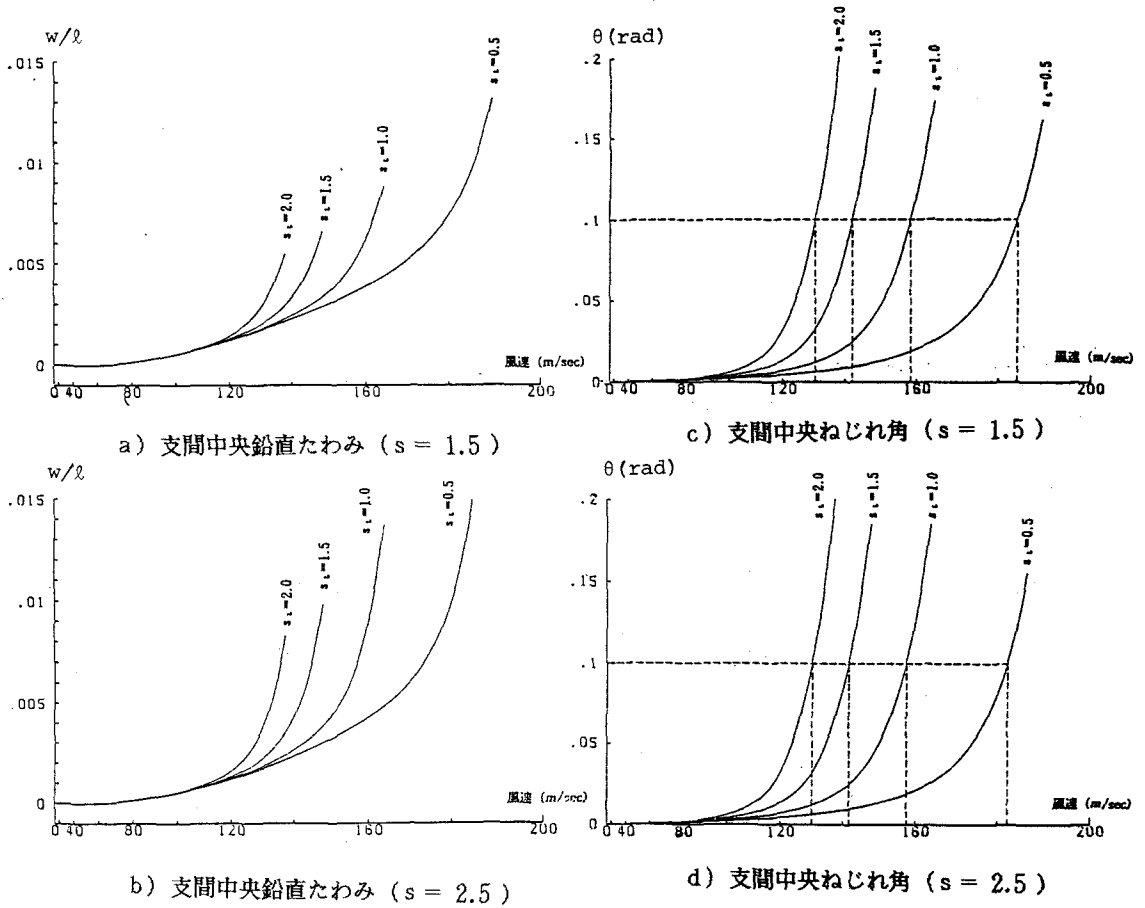


図7 風速と箱形補剛桁吊橋の変形

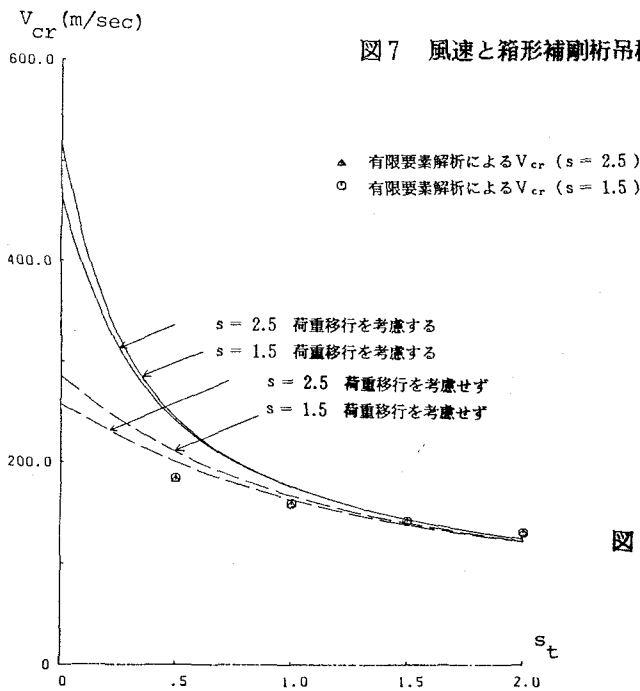


図8 空力モーメント係数の勾配 S_t による
横座屈限界風速 V_{cr} の変化

4. 3 逆対称モードの誘導

図内の式を用いて限界風速を算出すると、対称形座屈の限界風速よりも逆対称形座屈の限界風速の方が下回ることがある。これは吊橋がケーブルと補剛桁の複合した構造物であり、ケーブルの特性が吊橋に反映されるからである。ケーブルは逆対称変形を生じるときには張力は増加せず、張力の増加する対称変形よりも生じ易くなる。この特性が吊橋系全体にも現れることによるものである。しかし本解析では逆対称モードの限界風速が対称モードのそれより低いと考えられるケースにおいて種々の形の初期変形を導入して非線形応答を追跡したが、いずれも対称モードに移行し、逆対称座屈モードによる横座屈がみられなかったことを断っておく。

5. おわりに

本研究をまとめると次のとおりである。

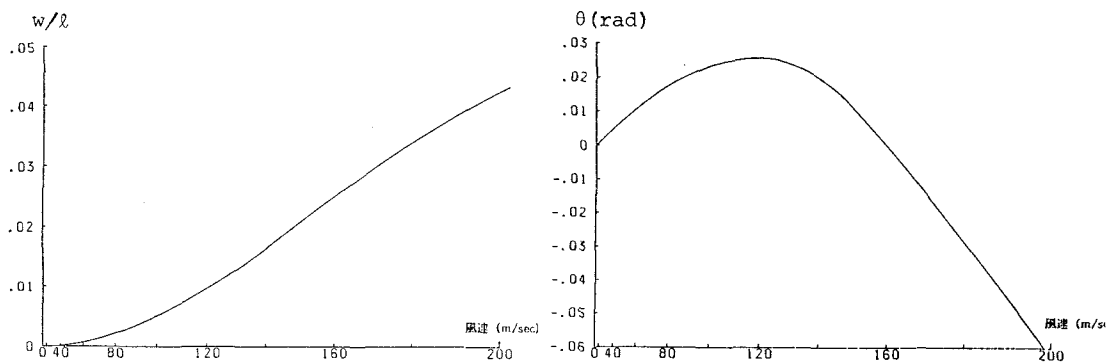
- 1) 揚力と空力モーメントを大きく受ける箱形補剛桁を有する吊橋については、補剛桁の曲げねじれ変形が急速に増大する、いわゆる横座屈現象の発生危険性があることが有限要素法による解析により明らかにされた。
- 2) 図内の式から求まる横座屈限界風速は、特に設計照査上問題となるような風速域にあるときは、有限要素解析による結果に近い値を与える。。ただし、有限要素解析ではスパン中央でのねじれ角 0.1 ラジアンを限界値として限界風速を求めている。
- 3) 箱形補剛桁の空力特性には横座屈に対する安全性確保の上から十分な配慮を要する。
- 4) トラス補剛桁においては風圧による横たわみ変形は大きいものの、空力モーメントが箱形断面に比べ一般に小さいので横座屈に対する安定性は極めて高い、すなわち横座屈発生の可能性は極めて低い。

謝辞

解析にあたり、長谷川彰夫助教授（東京大学）にいろいろ助言をいただいた。また、本研究は本州四国連絡橋公団ならびに科学研究費の補助を受けた。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 平井敦編者：鋼橋Ⅲ，昭和31年12月，技報堂
- 2) 岡内功，根本紘一：吊橋の風圧による横座屈について，第22回土木学会年次講演会概要集，昭和43年
- 3) 竹間弘：水平横荷重をうける吊橋の弾性挙動（東京大学博士論文），1967年11月
- 4) 本四公団第1建設局：横座屈限界荷重について，本四耐風委員会資料，昭和58年6月
- 5) 土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会作業班：本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書－耐風設計基準見直しのための作業班検討報告（明石海峡大橋の耐風設計に関する検討），土木学会，昭和60年3月
- 6) Hasegawa, A., Liyanage, K.K., Ikeda, T. and Nishino, F.: A CONCISE AND EXPLICIT FORMULATION OF OUT-OF-PLANE INSTABILITY OF THIN-WALLED MEMBERS, 土木学会論文集, 第356号, 1985年4月
- 7) 池田豊人, 長谷川彰夫, 西野文雄, K.K.Liyanage: はりおよびはり一柱の横座屈の剛性方程式の陽な表現, 第39回土木学会年次講演会概要集, 昭和59年
- 8) 東京大学工学部土木工学科橋梁研究室, 日本道路公団若戸工事事務所: 若戸吊橋の耐風安定性に関する実験的研究, 1960年1月



a) 支間中央鉛直たわみ w

b) 支間中央ねじれ角 θ

図9 風速とトラスの補剛の変形

表1 解析に用いた吊橋の構造諸元

a 補剛桁の諸元

諸元	トラス補剛桁	箱形補剛桁
スパン長 l (m)	1990	1990
伸び剛性 EA (t)	1.016×10^7	1.016×10^7
ねじれ剛性 GJ ($t \cdot m^2$)	1.748×10^8	1.300×10^8
水平方向曲げ剛性 EI_{yy} ($t \cdot m^2$)	6.289×10^8	4.020×10^9
鉛直方向曲げ剛性 EI_{zz} ($t \cdot m^2$)	4.512×10^9	1.300×10^8
曲げねじれ剛性 $EI_{\omega\omega}$ ($t \cdot m^4$)	2.023×10^{11}	1.126×10^{10}
せん断中心位置	図心より下方へ3.05m	ハンガー取付位置
重量 (t/m)	28.26	27.19
投影面積 (m^2/m)	6.823	33.00 (床面積)

b ハンガーの諸元 (片側4パネル分)

諸元	トラス補剛桁	箱形補剛桁
伸び剛性 EA (t)	2.917×10^5	2.807×10^5
重量	ゼロとする	
投影面積 (m^2/m)	1.040	1.020
抗力係数 C_d	0.7	0.7

c ケーブルの諸元 (片側)

諸元	トラス補剛桁	箱形補剛桁
伸び剛性 EA (t)	1.823×10^7	1.731×10^7
重量 (t/m)	8.14	7.64
投影面積 (m^2/m)	1.118	1.764
抗力係数 C_d	1.0	0.7
サグ比 f/l	1/8.5	1/8.5

(1986年10月17日受付)