

論文

[2166] 吊床版橋の力学特性に及ぼす取付部の構造形式の影響

中沢 隆雄*1・今井富士夫*2・赤木正見*3・前田 文男*4

1. はじめに

わが国の吊床版橋は1969年に大阪万国博9号橋が竣工して以来、施工実績も増加し、最近では吊支間が100mを越える橋も建設されている[1][2]。また、最近の施工例では伸縮装置や支承がなく、維持管理上好ましい構造として床版を橋台と剛結合したのも多く見られるようになってきた。

吊床版橋は支間に対して床版が薄く、曲げ剛性よりも軸剛性が卓越する柔構造となり、このような構造には幾何学的非線形を考慮した解析法が必要となる。ケーブル理論はその種の簡便手法であり、吊床版橋の設計にもよく利用されているが、端部が剛結された吊床版橋へのケーブル理論の適用を検討した報告は、著者らの知る限り1例[3]のみのようである。

そこで、本論文では端部が剛結合された吊床版橋の力学特性を明きらかにする目的で、ピン結合された吊床版橋との比較・検討を行うとともに、解析で得られた結果から剛結構造へのケーブル理論の適用も検討している。なお、解析には有限変位理論[4]を用い、解析因子にはサグに対するスパンの比を選んだ。

2. 解析モデル

解析で採用したPC吊床版橋は、図-1に示すような1昨年竣工した支間115m、基本サグ3.5mの実橋を基本モデルとしたもので、床版と橋台とは剛結されている。床版端部の15mは標準部の幅員2mに対して5mに拡幅され、床版厚も端部から5mは標準部18cmから120cmと漸次増厚されている。

解析では、①基本モデル、②取付部は剛結であるが、床版断面は標準部断面で一樣なもの、ならびに③断面は標準部断面で取付部はピン結とした3つの形

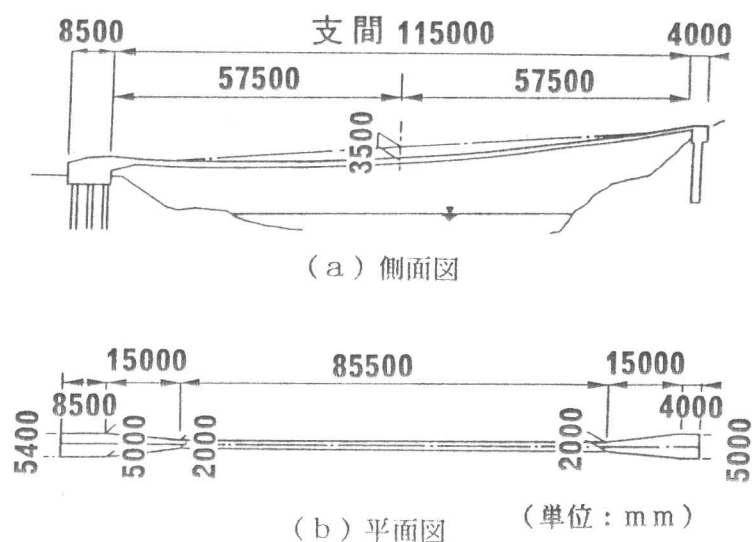


図-1 解析モデル

*1 宮崎大学教授 工学部土木環境工学科, 工博(正会員)

*2 宮崎大学助教授 工学部土木環境工学科, 工博(正会員)

*3 宮崎大学技官 工学部土木環境工学科

*4 (株)ピー・エス 九州支店技術設計課

態の吊床版橋を取り扱った。以下、各モデルを①は変断面剛結、②は等断面剛結、③等断面ピン結と称することにする。

荷重は、図-2に示すように歩道橋の活荷重強度である 300kgf/m^2 が床版全体に一樣に負荷された全載荷重 (a) と左側半分に負荷された半載荷重 (b) の2とおりを考えた。全載荷重に加えて半載荷重を解析荷重とした理由は、構造物が幾何学的非線形性を考慮しなければならない柔構造である場合には、非対称変形が対称変形よりも大きな挙動を示すことがよく知られているからである。本解析を行うに際しての解析パラメータは、前述したように基本サグに対するスパンの比すなわちスパン/サグ比としたが、スパン/サグ比はこれまでの施工事例を参考にして、60までとした。

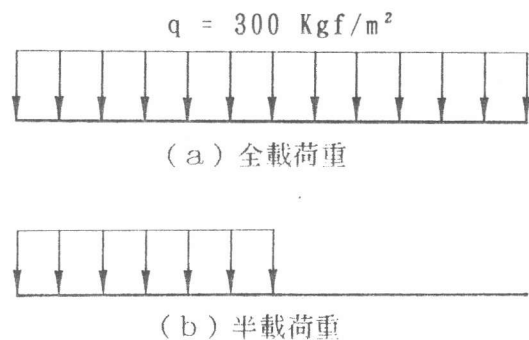


図-2 載荷荷重

3. 活荷重によるたわみ

図-3はスパン/サグ比が20, 40, 60と変化したときの半載荷重時の変断面剛結モデルのたわみモードを示したものである。図から明らかなように、スパン/サグ比が小さい場合にはほぼ逆対称な変形となっているが、スパン/サグ比が大きくなるにつれて非載荷側のたわみは小さく、載荷側のたわみのみが大きく変位していくようである。

また、図中の縦方向の実線は増厚開始部を、破線は拡幅開始部を示すものであるが、たわみの変動は増厚開始部より始まっていることが判る。

図-4はスパン/サグ比が40のときの3つのモデルの半載荷重時のたわみモードを示したものである。

等断面剛結は端部の回転が拘束されているにも関わらず、たわみモードは等断面ピン結のものとはほぼ一致している。これは等断面モデルの曲げ剛性が低いため、端部の回転拘束が弱くなっていることに起因している。一方、変断面剛結では端部の断面が大きいので、回転拘束の影響が生じて、他の2者よりも変形は小さくなっている。

しかしながら、最大たわみの発生点や符号反転位置などは3者ともほぼ一致している。

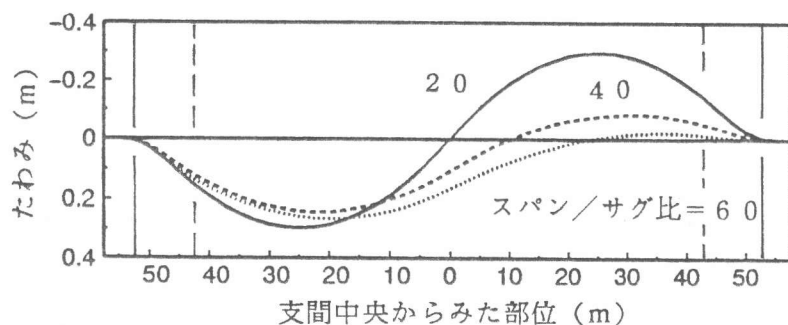


図-3 半載荷重時の変断面剛結のたわみモード

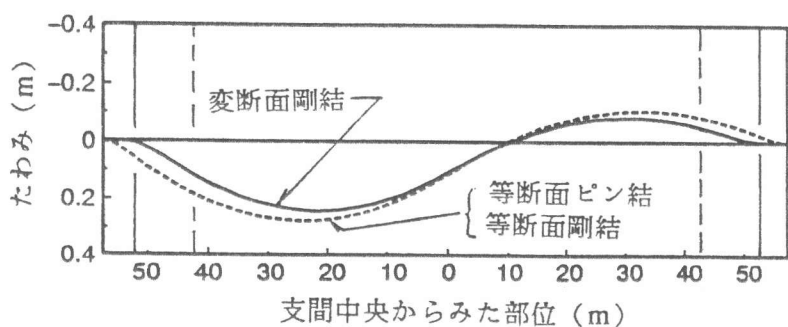


図-4 各モデルのたわみ比較 (半載荷重時)

図-5は全載荷重時の各モデルに関するたわみモードで、スパン／サグ比は図-4と同様に、40のときのものである。3つの結合法の変形性状は半載荷重時の場合と全く同様であり、変断面剛結の変位開始点も端部から5 m近傍である。

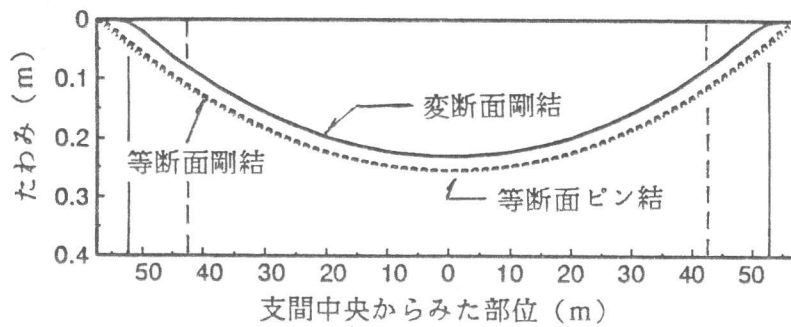


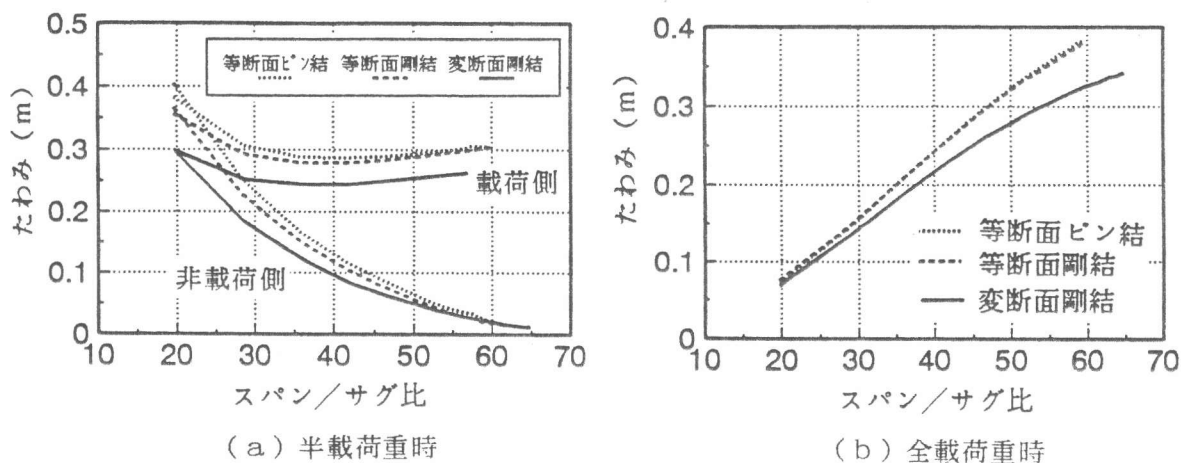
図-5 各モデルのたわみ比較（全載荷重時）

図-6は図-3と図-4に示すたわみモードの最大値をスパン／サグ比について整理したものである。（a）は半載荷重時のもので載荷側と非載荷側の両者について、（b）は全載荷重時のものである。なお、非載荷側のたわみは負値ではあるが、絶対値で図示している。

まず半載荷重についてみることにする。いずれの結合法についても、非載荷側の最大たわみはスパン／サグ比の増加に伴って減少する傾向にあり、スパン／サグ比が60以上では3者ともに負側のたわみは生じないようになっている。一方、載荷側の最大たわみはスパン／サグ比に対して放物線形状となり、スパン／サグ比が40近傍で最小となるようである。すなわち、半載荷重に対する変形形状から考察すれば、スパン／サグ比は30～50が適正なものになる。これまで設計された吊床版橋のスパン／サグ比は概ね30～40である。このことについては参考文献に示す吊床版橋の設計事例を参照されたい。

次いで全載荷重時についてみると、図-6（b）に示すように半載荷重時とは異なり、スパン／サグ比が大きくなるに伴い、最大たわみも増加している。

2つの荷重形式による最大たわみは、スパン／サグ比が40以下の場合には半載荷重時が全載荷重時よりも大きくなっている。これは曲げ剛性が小さいことに起因するものである。



（a）半載荷重時

（b）全載荷重時

図-6 スパン／サグ比に対する最大たわみの変化

3. 活荷重による水平反力

PC吊床版橋の設計で重要な因子の1つとして水平反力が挙げられる。ここでは、スパン／サグ比に対する水平反力の変化について考察する。図-7は3つのモデルに関する水平反力の変化を示したものであり、（a）は半載荷重、（b）が全載荷重に対するものである。

いずれの荷重ならびに取付部の結合法においても、スパン／サグ比が20以下ではスパン／サグ比の増加に伴って水平反力はほぼ線形に増大し、3つの結合法による差異もほとんど見受けられない。スパン／サグ比が20を越えると、水平反力のスパン／サグ比の変化に対する増加量は低減をはじめ、60以上ではほぼ一定値に漸近するようになっている。スパン／サグ比が20以上での3つの結合法の水平反力は、等断面ピン結<等断面剛結<変断面剛結の順となっている。しかしながら、本解析領域で最大のスパン／サグ比が60の場合でも、結合法間の水平反力の差異は数%程度である。

また、全載荷重の総荷重は半載荷重の2倍であるが、全載荷重時の水平反力は半載荷重時の2倍弱となっている。

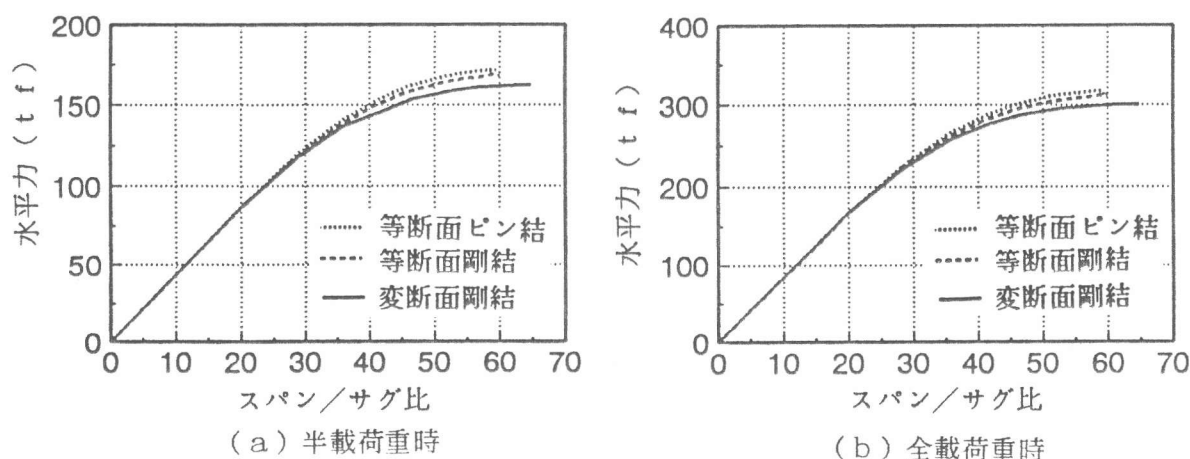


図-7 スパン／サグ比に対する水平反力の変化

4. 活荷重による曲げモーメント

図-8は、半載荷重時の変断面剛結の曲げモーメント分布をスパン／サグ比の変化について示したものである。図中の縦方向の実線は増厚開始部を、破線は拡幅開始部を表している。

図-8に示す半載荷重時の曲げモーメント分布をみると、床版の中間部では床版の曲げ剛性が小さいので曲げモーメントはほとんど発生せず、床版剛性が大きくなる両端部でのみ急激に増大している。載荷側の端部曲げモーメントは変形状に合致するような負値が生じており、スパン／サグ比が増加するに伴って曲げモーメントは大きくなる傾向にある。

しかしながら、非載荷側の端部モーメントではスパン／サグ比が40までは変形状と一致する正值を生じているが、スパン／サグ比が60では変形状とは逆の負値の曲げモーメントが生じるようになってきている。

両端の曲げモーメントを比較すると、たわみモード

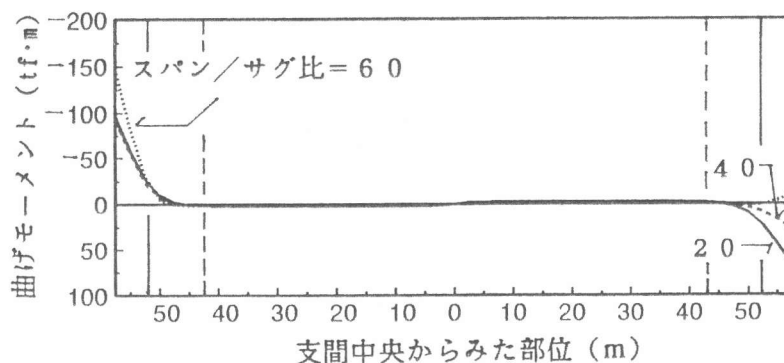


図-8 変断面剛結の曲げモーメント分布（半載荷重）

がほぼ逆対称となるスパン／サグ比=20を含めて、いずれのスパン／サグ比においても載荷側が非載荷側に比べて大きくなっている。また、曲げモーメントが発生し始める点はスパン／サグ比の値に関わりなく、ほとんど同一箇所であり、端部よりおよそ10mの所となっている。この箇所は増厚開始部より5mほどスパン中央側で、拡幅部よりも5mほど端部側に位置することになる。

全載荷重時の曲げモーメント分布

図-9に示すように、中間部の曲げモーメントは半載荷重時と同様にほとんど発生しておらず、端部曲げモーメントは半載荷重時の載荷側のそれと同様に、スパン／サグ比が増加するにしたがい、大きくなる傾向にある。また、曲げモーメントの発生し始める点は端部から7.5mの箇所で、半載荷重時よりもやや端部側に位置している。

これまでの結果から明らかなように、曲げモーメントに対する負荷は半載荷重に比べて全載荷重のほうが大きい。

そこで、全載荷重時の結合法の違いによる曲げモーメントの比較を全載荷重による結果を用いて行うことにする。

図-10は端部が剛結の2つの結合法について示したものである。なお、ここでのスパン／サグ比は40であり、端部がピン結合の場合には曲げモーメントは発生しないので、除いている。

図から明らかなように、変断面剛結の端部曲げモーメントは等断面剛結のそれと比較して約5倍となっている。これに対して、図-5に示すたわみモードならび図-7の水平反力をみると、変断面剛結のたわみは等断面剛結のたわみに比べて15%程度の低減、水平反力に至っては10%以下の低減でしかない。

端部を等断面ピン結とする吊床版橋では曲げモーメントはほとんど生じないが、水平反力やたわみは等断面剛結の場合とほぼ一致している。

水平反力、たわみならびに曲げモーメントからの力学性状を総合的に判断すると、伸縮装置や支承がなく、維持管理上好ましい構造として最近よく設計・施工されている端部剛結の吊床版橋は端部ピン結の吊床版橋に比べて、力学的見地からはその優位性は特には見い出せないように思われる。

また、変断面剛結の吊床版橋へのケーブル理論の適用に関して、ケーブル理論による解析でも

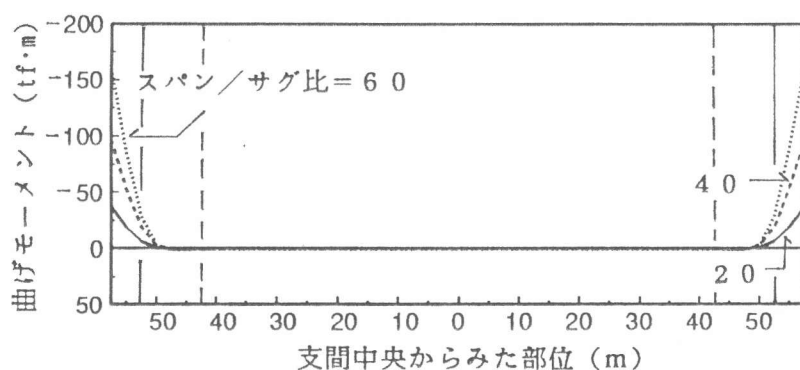


図-9 変断面剛結の曲げモーメント分布（全載荷重）

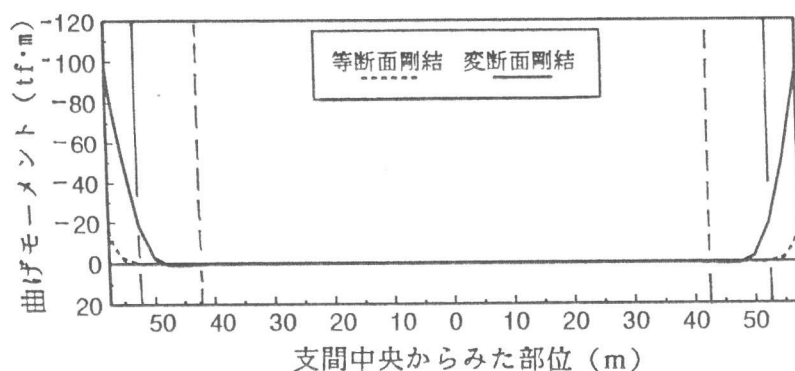


図-10 変断面剛結と等断面剛結の曲げモーメント分布

十分な精度が得られるとの報告〔3〕もあるが、たわみあるいは曲げモーメントから見る荷重系によっても、有効支間長とすべき領域は変化している。さらに、図-7から明らかなように、スパン／サグ比が増大すれば変断面剛結と等断面ピン結との水平力の差異は拡大する傾向にある。よって、変断面剛結の吊床版橋へケーブル理論を適用するにあたっては、まず有効支間長の定義を明確にするとともに適用できるスパン／サグ比の領域についても検討が必要になると思われる。

5. まとめ

最近の吊床版橋に床版と橋台との取付部が剛に結合されたものが使用されてきている。

本論文は、従来のピン結合された吊床版橋と剛結されたものの力学特性を明確にする目的で、有限変位理論を用いてスパン／サグ比を解析因子とするパラメトリック解析を行った結果について報告したものである。さらに、このような剛結構造に対するケーブル理論の適用性についても検討を行っている。ここで得られた結果を要約すると、以下のようになる。

- (1) 半載荷重のたわみ性状から、スパン／サグ比は30～50が適当と思われる。
- (2) スパン／サグ比が大きくなると、水平反力の増分は小さくなるが、結合法の違いによる差は拡大する。
- (3) 結合法の違いによっては端部曲げモーメントの大きさは数倍となる。
- (4) 端部の結合法をピン結から剛結としても、水平反力やたわみに差異はそれほど生じないことや端部に大きな曲げモーメントが発生することなど、力学的な優位性はそれほど認められないように思われる。
- (5) 変断面剛結の吊床版橋へのケーブル理論の適用には、有効支間長やスパン／サグ比の検討が必要と思われる。

なお、本橋の解析モデルとなった吊床版橋には図-1に示すように両橋台間に高低差がついている。ここで紹介した結果は高低差のない場合について解析を行ったものであるが、この高低差を10mまで変化させて解析を行ったところ、静的な解析結果には高低差の影響はほとんど見受けられなかった。

参考文献

- 1) 新井英雄、錦英樹：吊床版橋、コンクリート工学、Vol.30, No.3, pp.42～52, 1992.3
- 2) 中沢隆雄、今井富士夫、前田文男、高橋 司：吊床版橋の静的および動的力学特性、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15, No.2, pp.847～852, 1993
- 3) 則武邦具、坂東富士夫、増井好明、熊谷紳一郎：吊床版橋の設計・施工、土木施工、第29巻第3号、pp.19～25, 1988.3
- 4) 前田幸雄・林 正・中村守：増分法による平面骨組構造物の大変形解析の加速計算法、土木学会論文報告集、第223号、pp.1-9、1974.3
- 5) 梶川康男、津村直宜、角本周：PC吊床版歩道橋の振動とその使用性、構造工学論文集、Vol.36A, pp.685～695, 1990.3