

ケーブルトラス橋の構造特性と設計

STRUCTURAL CHARACTERISTICS AND DESIGN METHODS OF A CABLE-TRUSSED BRIDGE

望月秀次*、湯川保之**、花田克彦***、中川知和†、安田克典††、塙洋二†††

Hidetsugu MOCHIZUKI, Yasuyuki YUKAWA, Katsuhiko HANADA,

Tomokazu NAKAGAWA, Katsunori YASUDA and Yoji HANAWA

* 日本道路公団 四国支社 建設部構造技術課 (〒760 高松市朝日町4-1-3)

**工修 日本道路公団 四国支社 建設部構造技術課 (〒760 高松市朝日町4-1-3)

***工修 日本道路公団 四国支社 建設部構造技術課 (〒760 高松市朝日町4-1-3)

†工博 (株) 神戸製鋼所 機械研究所 構造強度研究室 (〒651-22 神戸市西区高塚台1-5-5)

†† (株) 神戸製鋼所 都市環境本部 建設エンジニアリングセンター構造技術部 (〒657 神戸市灘区岩屋中町4-2-15)

†††工修 (株) 神戸製鋼所 機械研究所 構造強度研究室 (〒651-22 神戸市西区高塚台1-5-5)

This paper describes the structural characteristics and design methods of a cable-trussed bridge which is planned to be constructed for the Tokushima Expressway in Shikoku-Island, Japan. This cable-trussed bridge (or 'reversed cable-stayed bridge') consists of comparatively slender plate-girders, a 'king' post which acts as a elastic support for the girders in the middle of the span, and external cables anchored at the end of the girders. According to the preliminary design, it was found that the cable-trussed bridge is more economical than the usual type of truss bridge in terms of the construction cost including the superstructure and the substructure, because the weight of the girders could be considerably reduced. Since this type of bridge is a self-anchored type, the girders are subject to compressive axial forces as well as bending moments. Therefore, attention should be paid to the instability phenomena, especially during the erection of the girders (no rigidity of the slab is expected). In this paper, following the descriptions of general structural characteristics and the design methods applied, assessments of the ultimate strength of the bridge based on the elasto-plastic finite displacement analyses are introduced.

Key Words: cable-trussed bridge, ultimate strength, elasto-plastic finite displacement analysis, FEM

1. まえがき

徳島自動車道の竹花第三橋およびかさこ谷川橋は、急峻な谷地形に架橋される予定であり、鋼桁とケーブルでトラス構造を形成した複合橋梁形式（以下ケーブルトラス橋と称する）を採用している。竹花第三橋は支間長72.25m、4主桁断面で、かさこ谷川橋は支間長87.0m、1主桁断面で計画されている。

ケーブルトラス橋の特徴は、支間中央付近に配置した支柱によって鋼桁を弾性支持することにより、鋼桁に作用する面内曲げモーメントを低減させ、鋼重の軽減による経済性の向上を図るという点にある。ちなみに経済性検討のために、かさこ谷川橋に関して、ケーブルトラス橋形式と、鋼単純トラス橋形式とを比較したところ、前者の方が鋼重が小さいために工費（上下部工）は約7%有利になることが判った。

本格的な長支間のケーブルトラス橋は、海外ではネッカー橋¹⁾やターールオーベリアルゲン橋²⁾などで実績があるが、国内では、歩道橋に適用した事例が数例あるのみで、道路橋としては上記橋梁が最初となる予定であ

る。今後、山間部での道路工事が増加することが予想され、橋脚の建設が困難な地形条件に対応できる経済的かつ合理的な複合橋梁として、本形式に対する関心は高まるものと思われる。

さて、本形式はケーブルが桁端部に定着される自定式のため、主桁に軸方向圧縮力が作用するという特徴があり、このため安定性（特に架設時における）に十分配慮して設計を行わねばならない。一方、このような構造の設計において、後述するように道路橋示方書（以下、道示と略す）を直接適用できない部分があり、その力学的特性を把握しておく必要がある。既往の研究³⁾では、模型実験によって終局挙動などが調べられているが、実橋に対する検討は報告されていない。そこで、ここでは、箱桁断面に比べてねじれ剛性が低く、不安定挙動に対する配慮がより重要となる鋼桁を主桁とする竹花第三橋を対象とし、その構造特性および設計方法を述べるとともに、架設時の安定性を有限要素法に基づく耐荷力解析によって検討した結果について述べる。なお、以下では、竹花第三橋を本橋と呼ぶこととする。

なお、ケーブルの曲げ2次応力の軽減を目的として、サドルの曲率半径はケーブル直径の8倍以上（道示Ⅱ⁴）14.7の規定）とした。

(6) 端支点上横桁

ケーブルが定着される端支点上の横桁は、定着部の剛性の増大、および振動・騒音の低減を目的として箱形断面とし、内部にコンクリートを充填した（ずれ止めは設けていない）。ただし、設計上はコンクリートの剛性を無視して、主荷重に対して鋼断面のみで抵抗させることとした。

(7) プレストレス量

ケーブルのプレストレス量については、40tf/本から60tf/本まで変化させて断面設計を行った結果、主桁概算鋼重の変化は図-2に示すようになり、合理化桁を採用している中でも最小の鋼重となる45tf/本を採用することとした。なお同図には、断面力の大きな支間1/4点近傍（正曲げ）および支柱結合部（負曲げ）の曲げモーメントの変化も示した。プレストレス量の増加にともない、支間1/4点の曲げモーメントが減少する一方、支柱結合部のそれは増加するため、結果的に45tf/本が最小鋼重を与えることになる。

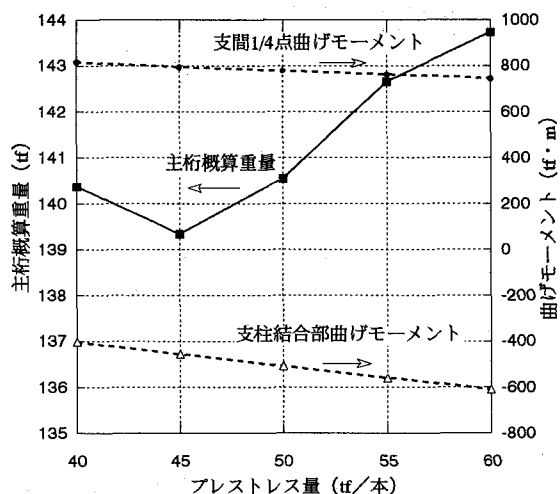
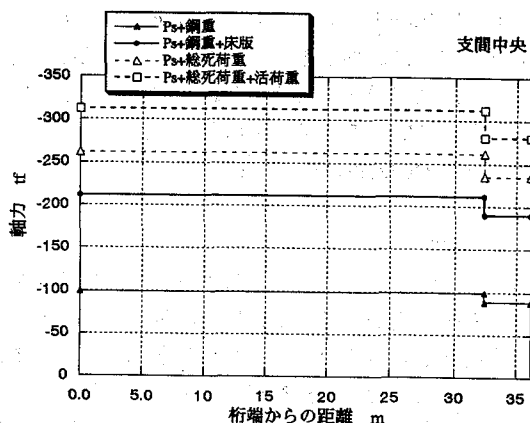


図-2 プレストレス量と鋼重の関係

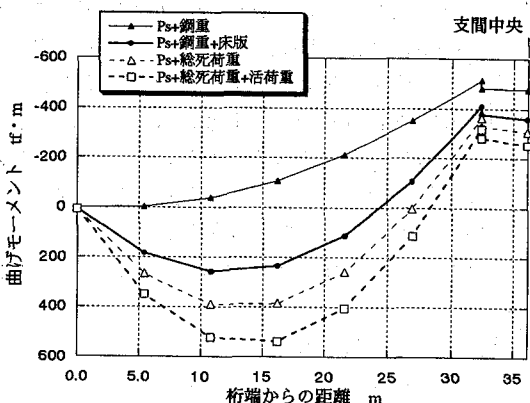
(8) 架設方法

本橋の架設はケーブルエレクション工法によって行うが、その手順は以下の通りである。

- ①直吊状態：鋼桁、支柱およびケーブルが懸架されており、無応力状態である。
- ②プレストレス導入：直吊状態でボルトの本締めを行った後、ケーブルに張力を導入する。これにより桁が上方に反って、ハンガーが緩み桁に応力が発生する。
- ③直吊解放：ハンガーを撤去して直吊状態を解放する。この時点では、全鋼重が作用した状態で釣り合う。
- ④床版打設：型枠設置後床版を打設する。順序は、桁端部が最初で、支間中央の負曲げモーメント部を最後にする。
- ⑤地覆、高欄および舗装の設置：床版固化後、これらの後死荷重が載荷される。



(a)軸力図



(b)曲げモーメント図

図-3 設計荷重載荷時の主桁（G1桁）の断面力図

3. 構造特性

3.1 主桁の断面力

図-3に、線形弾性解析により求めた、各状態における主桁（G1桁）の断面力を示す。解析では、3次元骨組要素によって主桁、横桁、支柱およびケーブルをモデル化し、横構と床版の剛性は考慮しなかった。また、各架設ステップの載荷荷重として、①桁架設時：ケーブル1本当たり45tfのプレストレス（Ps）+鋼重（289tf）、②床版打設時：Ps+鋼重+床版（577tf）、③完成時：Ps+総死荷重（鋼重+床版+壁高欄などの橋面荷重（258tf））、を考慮した。さらに、④活荷重満載時：Ps+総死荷重+等分布活荷重（260tf）についても計算を行った。なお、いずれの場合も荷重は主桁に均等に等分布荷重として載荷した。

図-3から判るように、軸方向圧縮力は桁架設時で約100tf発生し、床版打設時には約210tfとなり、最終的に活荷重満載時には約310tfとなる。

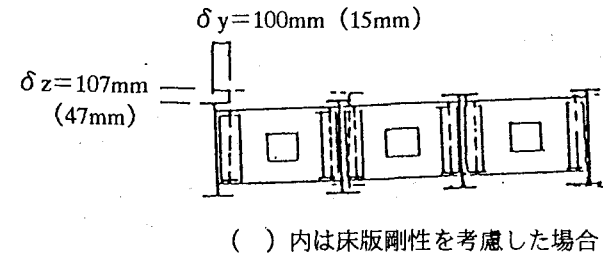
また、曲げモーメントに関しては、桁架設時には主桁全長にわたって負の曲げモーメントが発生し、支柱結合部で約-510tf・mのピーク値が現れる。このピークの曲げモーメントは初期プレストレスによって鋭敏に変動する（プレストレス1tfの変動に対して12.5tf・m変動する）ので、図

ー2のように5tf程度プレストレスを変動させても設計断面（主桁鋼重）に影響が出る。したがって、精度の高いケーブル張力管理が要求される。なお、完成時には床版と橋面荷重によって曲げモーメントは正側に以降し、負の領域は支間中央部の約20mのみとなる。

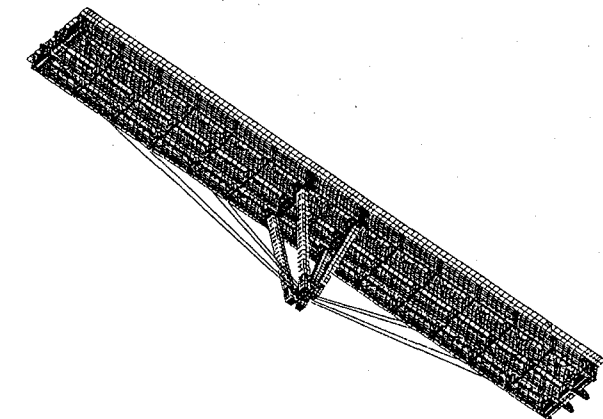
3. 2 変形特性

本橋は、支柱によって弾性支持された2径間連続桁橋としての挙動を示すが、このために活荷重によるたわみが一般の桁橋よりも大きくなる懸念される。そこで、前節と同様の3次元骨組解析モデルによって、B活荷重4)が橋軸直角方向に半載された場合（橋軸方向には満載）のたわみを求めたところ、支間中央断面では図ー4のようになった。鉛直方向たわみは107mmと、道示規定の許容値 $L/500$ （ $=144\text{mm}$ 、 L は支間長で72.25m）よりも小さいものの、横方向（橋軸直角方向）のたわみはやや大きくなる。この横方向たわみが発生する理由は、主桁のねじれにともなって、各ケーブルに張力差が生じ、かつケーブル軸が橋軸とは平行でないために、支柱先端に横方向の力が作用したためである。なお本載荷状態によって、G1桁の支間中央鉛直方向たわみが最大になることを、影響線解析により確認している。

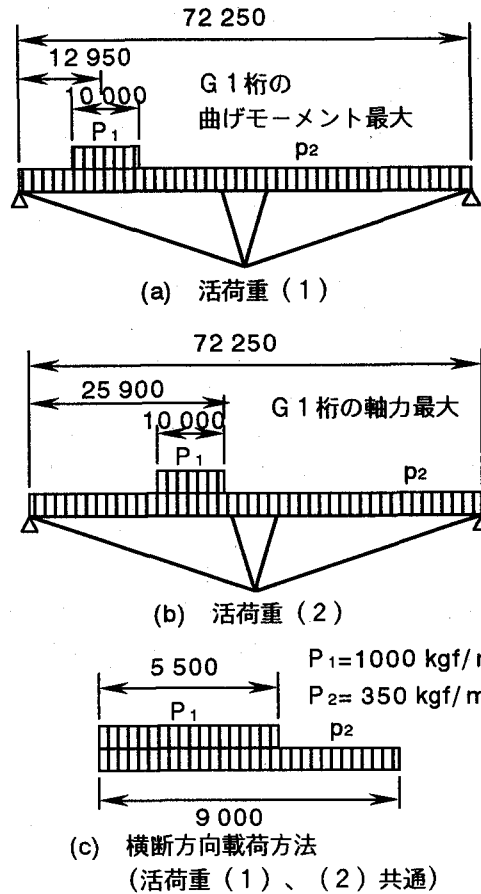
ところで、上記の解析では床版の剛性を考慮していなかったが、図ー5に示す床版の剛性も含めたシェル要素による解析モデルにより同様の照査を行ったところ、たわみは図ー4に示すように、鉛直方向で43%、横方向で15%に減少した。したがって、横方向たわみは実際には些少であると言える。



図ー4 活荷重半載時の主桁のたわみ（支間中央断面）



図ー5 全体系の詳細解析モデル（シェル要素使用）



図ー6 局部応力解析時の活荷重載荷状態

3. 3 局部応力

本橋では、端支点上横桁（ケーブル定着点）、支柱と主桁の結合部、および支柱先端部に局部的な応力集中が発生するので、これら箇所の設計断面の妥当性を検証するために図ー5の解析モデルを用いて線形弾性解析を実施した。なお、ケーブルが定着される桁端部の横桁（箱型断面）内部にはコンクリートが充填されているが、これを考慮するために解析モデルでは横桁内部に3次元ソリッド要素を設け、充填コンクリートは横桁鋼板に対して摩擦係数ゼロで滑動するものとした。また、載荷荷重は、完成時の死荷重（3. 1の③）および図ー6に示す活荷重である。同図において活荷重（1）はG1桁の正の曲げモーメントが最大になる状態、活荷重（2）はG1桁の軸力が最大となる状態である。

以下、解析の結果得られた各箇所の応力状態について述べる。

(1) 端支点上横桁（活荷重（1）載荷時）

端支点上の横桁にはケーブル張力が伝達されるため面外曲げが生じる。図ー7に横桁腹板外面の主応力分布図を示すが、ケーブル定着点近傍に応力が集中し、面外曲げによって最大444kgf/cm²の圧縮主応力が発生する。また、ケ

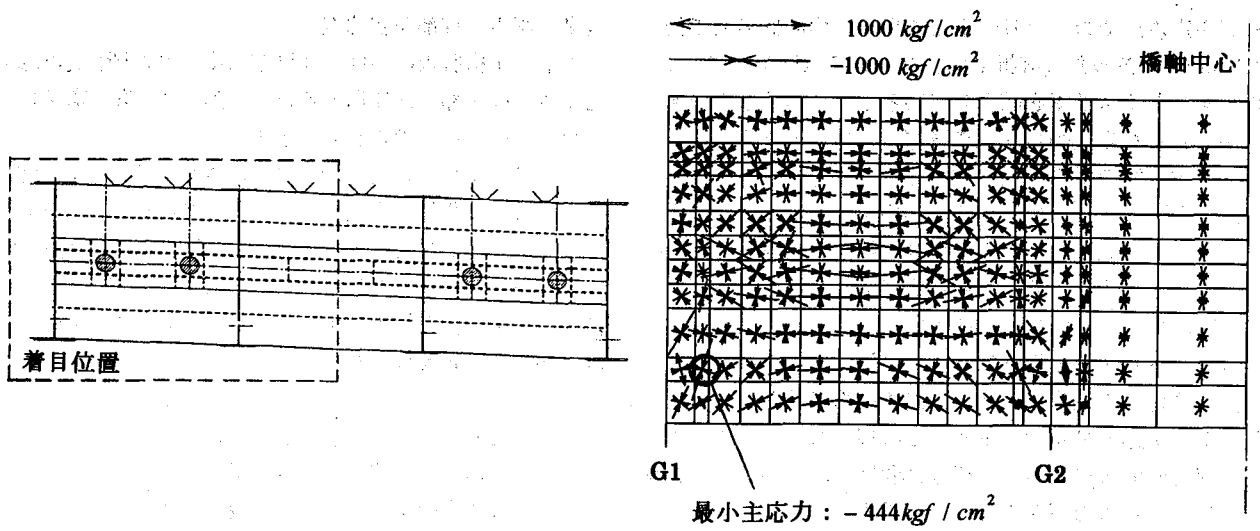


図-7 端支点上横桁腹板の主応力分布

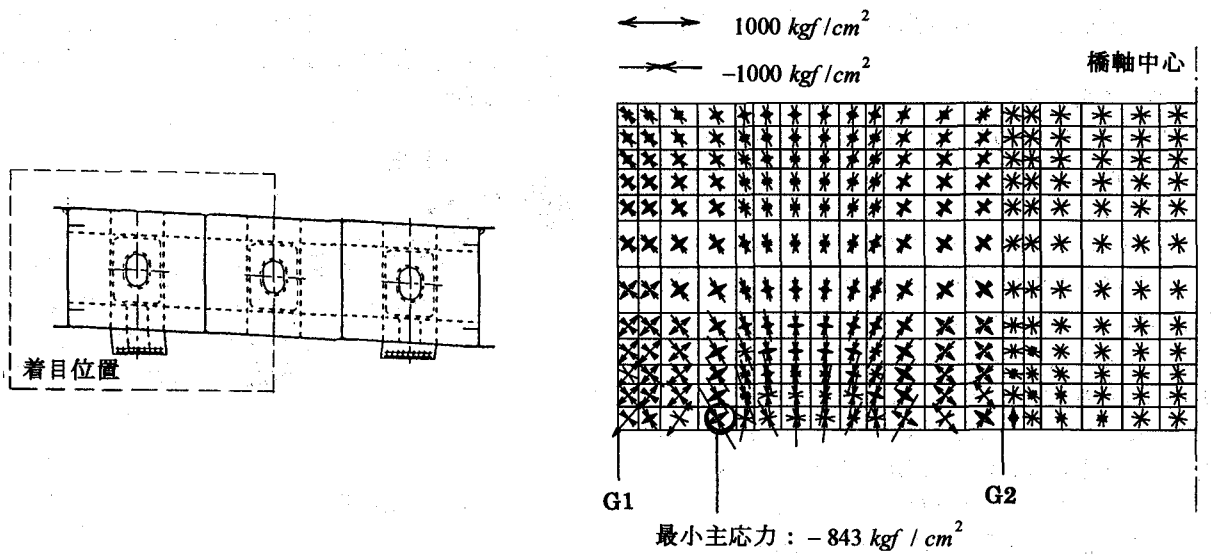


図-8 支柱-主桁結合部の横桁腹板の主応力分布

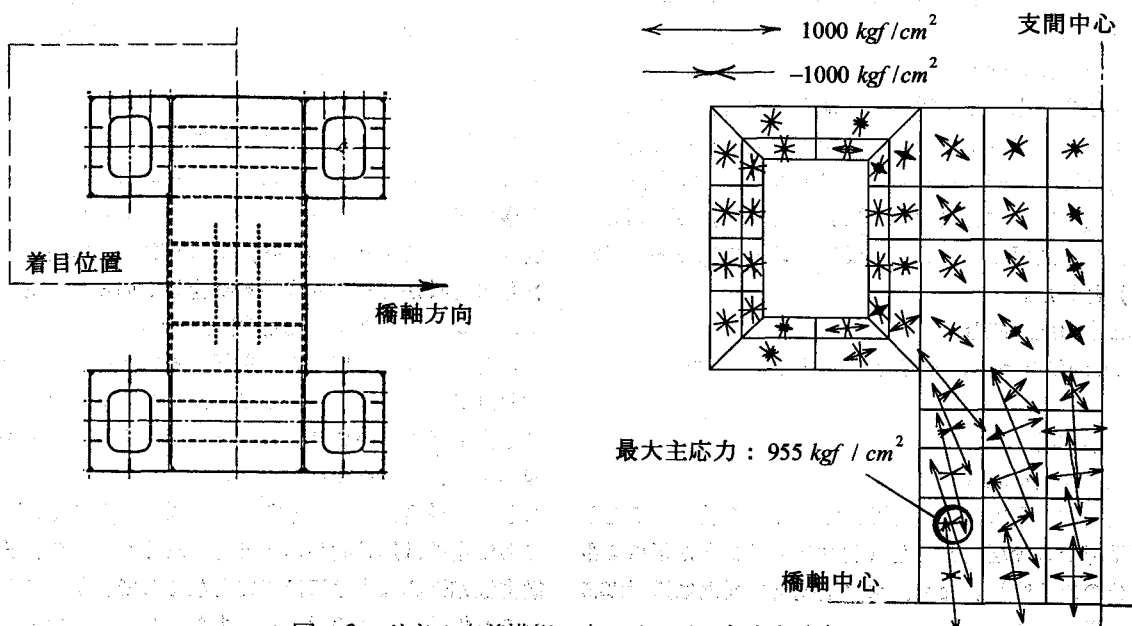


図-9 サドル定着横桁の上フランジの主応力分布

ケーブル定着点でコンクリートに作用する面圧は最大で約30kgf/cm²であった（解析ではひとつの節点にケーブルに相当するトラス要素を結合しているが、この値はこの節点を中心とした半径約170mmの領域の平均値である）。

（2）支柱結合横桁（活荷重（1）载荷時）

図-8に、支柱-主桁結合部の横桁（箱型断面）の腹板の主応力分布図を示す。腹板には支柱から伝達される上向きの力が作用するため、支柱結合部近傍で圧縮応力が発生し、その最大値は843kgf/cm²となる。

（3）サドル定着横桁（活荷重（2）载荷時）

図-9に、支柱先端のサドル定着横桁（箱型断面）上フランジの主応力分布図を示す。この横桁は、ケーブル張力の鉛直方向成分によって上反りに曲げられるので、上フランジには引張応力が発生し、その最大値は955kgf/cm²となる。

以上、各箇所の応力を求めたが、いずれも道示規定の許容応力よりも小さく、本設計断面は妥当であると言える。

4. 主桁の設計方法

本橋の主桁断面は以下の手順によって決定した。

4. 1 断面の照査方法

（1）断面力の算出

主桁断面決定用断面力の算出は、完成系において、床版および横構の剛性を考慮しない3次元骨組モデルを用い、影響線解析により算出した。

（2）断面の照査方法

1）軸方向力と曲げモーメントを受ける部材としての設計

主桁にはケーブル張力の水平成分が導入され、常時軸方向圧縮力が生じるため、道示Ⅱ4）3.3に準じて軸方向力と曲げモーメントを受ける部材としての照査を行った。

2）局部座屈に対する許容応力度（ σ_{cal} ）

応力度の照査で用いる局部座屈に対する許容応力度（ σ_{cal} ）は、フランジの自由突出幅に対して道示Ⅱ3.2.2の規定により求める。

3）有効座屈長の設定

局部座屈を考慮しない軸方向圧縮力（ σ_{cag} ）の算出時に用いる有効座屈長については、面内方向に対して $L_y=L/2$ とし、また面外方向に対して、RC床版による剛性付与を考慮して $L_z=0$ とした。また、許容曲げ圧縮応力度の算出時には、負の曲げモーメントを受ける領域で $L_z=5.4m$ （横桁間隔）とした。

4）合成応力度の照査

道示Ⅱ8.2.4に従って合成応力度の照査を行った。

4. 2 補剛設計

（1）水平補剛材配置

水平補剛材の配置については、軸圧縮力を受けることから、標準部で3段配置とした（曲げモーメントが正負交番する部分のみ4段）。なお、水平補剛材の断面は道示Ⅱ8.6に準じて設計した。

（2）腹板の局部座屈照査

本橋の主桁腹板は、面内曲げ応力度、せん断力応力度の他に軸方向圧縮力が作用するため、道示Ⅱ「第8章プレートガーター」をそのまま適用出来ない。

そこで、文献5）（p258）に記載された組合せ応力を受ける腹板の理想相当座屈応力度を用いて幅厚比パラメータRを定義し、これを道示Ⅱ（p158）に記載された補剛板の局部座屈に対する基準耐荷力曲線式に拡張して用いることにより、垂直補剛材で挟まれた腹板パネル（間隔1.6m）の局部座屈照査を行った。

5. 有限要素法による架設時安定性の検討

5. 1 全体系の弾塑性有限変位解析

4. では軸方向圧縮力と曲げを受ける主桁の設計方法について述べたが、終局状態に対して本橋が実際にどの程度の安全率を有するかについて明らかでない問題があった。そこで、ここでは安全率が最も低下すると考えられる架設時に着目し、有限要素法によって本橋の全体系の弾塑性有限変位解析を行った。

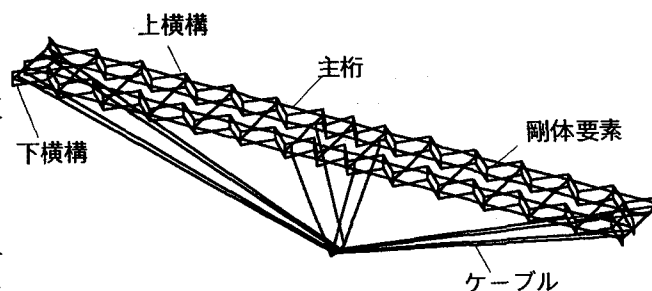


図-10 全体系の耐荷力解析に用いる骨組モデル

（1）解析モデル

図-10に、梁要素を用いた全体系の解析モデルを示す。この状態は2.（8）における③の状態に対応しており、床版は存在していない。

同図において、上下横構の端部節点と主桁の重心点に位置する節点とは鉛直方向に離れているため、これらは剛性の極めて高い梁要素で結合し、いわゆるオフセット状態を考慮できるようにした。このようなモデル化については、別途シェル要素を用いた弾性横ねじれ座屈解析を行い、これとの比較からその妥当性を確認している。なお、ケーブルのプレストレス量は45tf/本とした。

本解析では、横構の影響を調べるために、ケース1：基本設計通りのモデルで上下横構が存在する場合、ケース2：上横構が無い場合、およびケース3：上下とも横構が無い場合、の3種類を解析した。ケース1では、2本の主桁と上下横構によって準閉断面が構成されるため、架設時にも安定性は比較的高いと考えられるが、床版打設後は上横構は剛性確保上はほぼ不要となるので、ケース2もひとつの選択肢として検討した。また、ケース3は非現実的で

はあるが比較のために解析を行った。

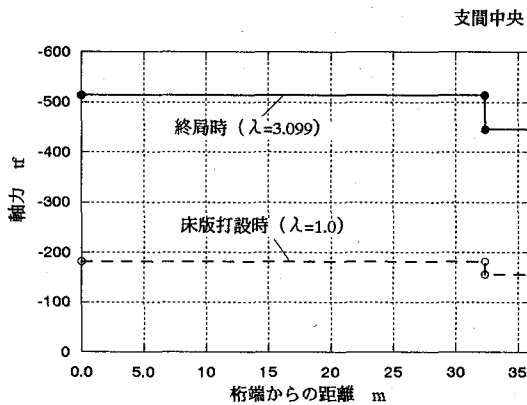
初期不整として、面外（橋軸直角方向）にsin波形の初期たわみを与え、その最大値は支間中央で $L/1000$ となるようにし（設計風荷重に対する面外変位がこの程度の大きさになる）、残留応力は考慮しなかった。また、鋼材（SM490Y）の降伏応力は 36kgf/mm^2 、ケーブル（SWRS 82B）のそれは 118kgf/mm^2 （張力で 686tf ）とし完全弾塑性体を仮定した。

荷重は各主桁の上フランジ位置に等分布に載荷し、荷重強度を徐々に増加させて解が発散する（ここではこれを終局状態とする）まで計算を続行した。なお以下では、正規化荷重（荷重係数）として $\lambda = (\text{載荷荷重} / \text{架設時死荷重})$ を用いることとする。ここで、架設時死荷重は 941tf であり、その内訳は、床版： 577tf 、鋼重（桁構造、支柱、検査路、ケーブル）： 289tf 、型枠： 75tf である。

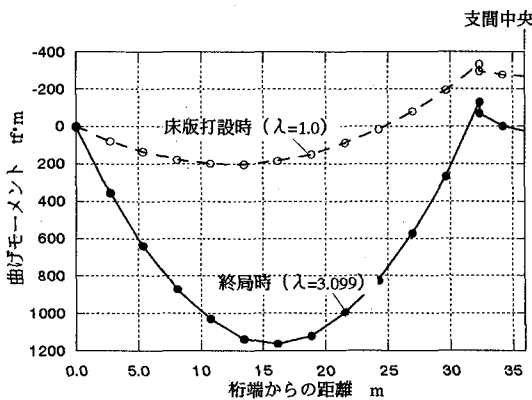
なお、解析プログラムとしては、後藤⁶⁾による有限変位解析理論に基づいたものを用いた。

(2) 解析結果

図-11に、ケース1における床版打設時および終局時の、G2桁の断面力分布を示す。支間のほぼ1/4点で曲げモーメントが最大になることが判る。



(a)軸力図



(b)曲げモーメント図

図-11 終局時の主桁（G2桁）の断面力図

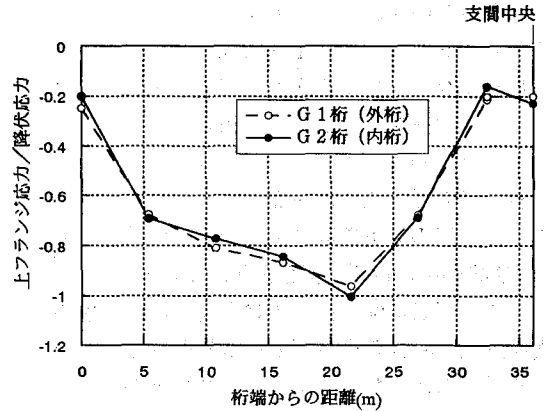


図-12 主桁上フランジの橋軸方向応力分布

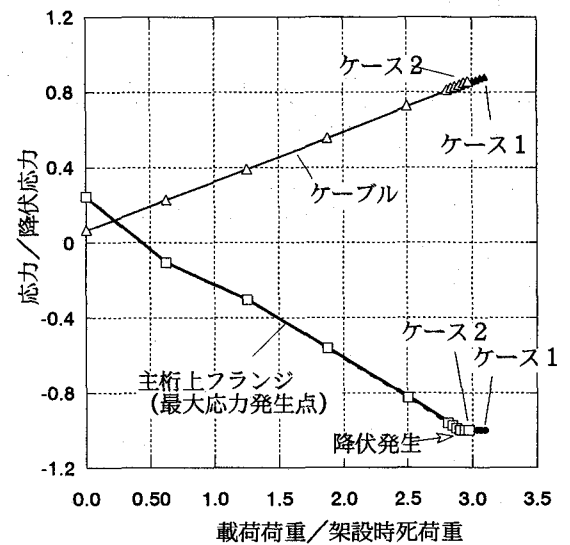


図-13 主桁およびケーブルの応力と荷重の関係

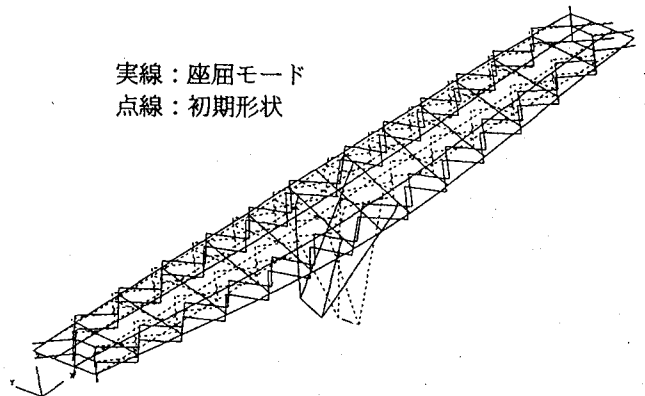


図-14 弾性座屈解析により得られた座屈モード

また図-12には、外桁（G1桁）および内桁（G2桁）の上フランジの橋軸方向応力分布を示す。同図より、圧縮応力の最大値はG2桁の端部から約22mの位置で発生

しており、この点から降伏が始まることが判る（同図は、この点の応力が降伏応力に一致する時の荷重 $\lambda=2.942$ に対するものである）。図-13には、主桁（前記最大応力発生点）およびケーブルの応力と載荷荷重との関係を示した。図より、ケース1、2とも主桁が降伏した後に終局状態になることが判る。また、両ケースとも、ケーブルは終局時においても弾性状態にある。

さて、弾性限の荷重係数（主桁の降伏が始まる荷重） λ_{el} および終局時の荷重 λ_{cr} をまとめると表-1のようになる。また、同表には全体系の弾性座屈解析（解析モデル、載荷方法とも弾塑性有限変位解析と同様で、プレストレスは考慮しなかった）により得られた弾性座屈係数 λ_{eb} （架設時死荷重で正規化）を、参考までに示した。弾性座屈モードは、ケース1の場合図-14に示すような主桁全体の横倒れ座屈モードとなる（ケース2、3も同様の座屈モードであった）。

表-1 荷重係数および座屈係数

ケース No.	横構の有無		弾塑性有限変位解析による荷重係数		弾性座屈解析による座屈係数 λ_{eb}
	上横構	下横構	弾性限 λ_{el}	終局時 λ_{cr}	
1	あり	あり	2.942	3.099	14.258
2	なし	あり	2.911	2.973	5.692
3	なし	なし	2.809	1.336	1.775

λ_{**} =載荷荷重/架設時死荷重 (941tf)

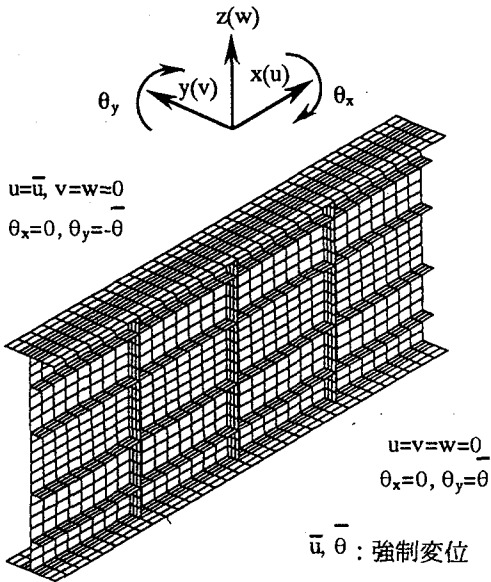
表-1より弾性座屈解析に関して言えば、ケース2および3のように横構を省略すると、主桁2本と上下横構で構成されていた準閉断面構造が開断面構造となるので、ケース1に比べて λ_{eb} は大幅に低下する。一方、弾塑性有限変位解析によれば、ケース1とケース2で λ_{cr} に大きな相違は見られない。これは両ケースとも主桁の塑性化による不安定現象が弾性座屈よりもかなり先行して生ずるためであり、終局時の変形モードは弾性座屈解析とは相違して面内の鉛直たわみ変形が支配的であった。なお、ケース3では、弾性限に荷重が達するまでに横倒れ座屈が生じるので、 λ_{cr} も約1.3と大幅に低下する。

なお、床版打設時の偏載の影響を調べるために、ケース2において、支間中央部の18.3m間において床版を橋軸直角方向に半載して主桁にねじり変形を与え、上記と同様の弾塑性有限変位解析を行ったところ、 $\lambda_{cr}=2.945$ となった。この値は床版の偏載が無いとした場合の $\lambda_{cr}=2.973$ と比べてほとんど相違せず、偏載の影響は小さいといえる。

5. 2 腹板の耐荷力解析

(1) 解析モデル

5.1では全体系の弾塑性有限変位解析を行ったが、この解析では梁要素を用いているので、腹板およびフランジの局部座屈が考慮されていない。そこで、図-15に示すように、横桁間のパネルを取り出してシェル要素による解析モデルを作成し、面内曲げと軸方向圧縮力を両端に作用させて弾塑性有限変位解析を行い、局部座屈の発生点を調べた。本モデルはG2桁の最大応力発生部のもので寸法は上下フランジ510x23、腹板2200x12(mm)である。また、図は水平補剛材が4段ある場合を示しているが、段数の影響を調べるために0段～3段の場合も解析した（圧縮フランジ側を残した）。



端部（中間横桁結合部）の断面は剛体変形を仮定

図-15 腹板パネルの局部座屈解析のための解析モデル

なお、図-15には解析における境界条件も示した。すなわち、両端（横桁取付部）で、面外へのねじれを拘束するとともに、面内の回転変形と橋軸方向の圧縮変形を強制変位として与えた。

また、面外への初期不整 w として次式のものを与えた。

$$w = w_{max} \cos\left(\frac{\pi X}{a}\right) \sin\left(\frac{2\pi Y}{h}\right) \tag{1}$$

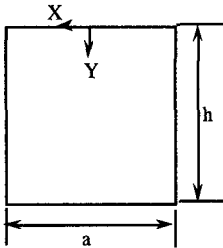


図-16 腹板の初期不整を定義するための座標系

ここに、 X, Y は図-16に示す座標、 $a(=1350\text{mm})$ は垂直補剛材間隔、 $h(=2200\text{mm})$ は腹板高さである。また最大初期不平整量は $w_{\max}=h/150$ とした（道示Ⅱ15.3.4の板の平面度に関する部材精度を参考にした）。また、残留応力は考慮しなかった。材料の降伏応力は 36kgf/mm^2 で完全弾塑性体とし、解析は汎用プログラムにより行った。

(2) 解析結果

図-17に、両端に曲げモーメントのみを負荷し軸力はゼロとした場合の終局時の変形図を示す。腹板の上部および上フランジが面外に変形して局部座屈を生じている様子が判る。他の場合もこれと類似の変形状態を示した。

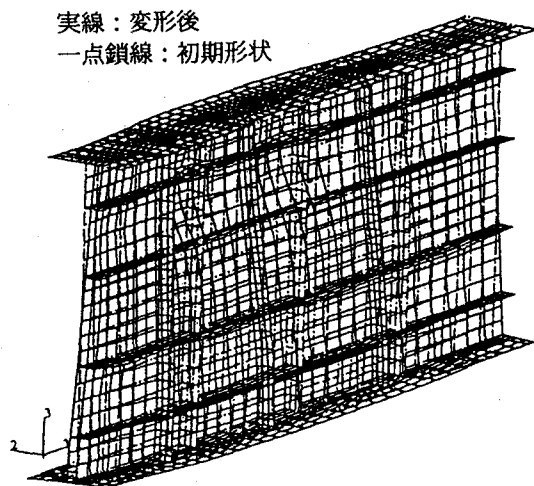
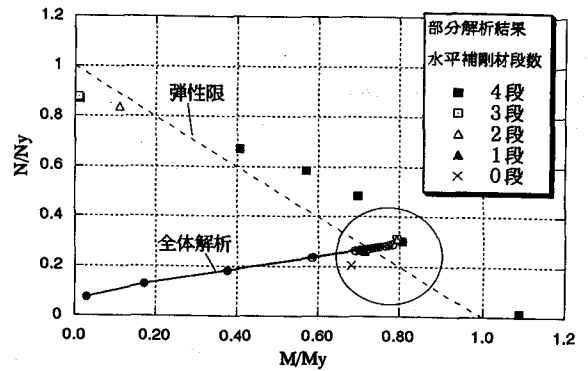


図-17 腹板パネルの終局時の変形状況

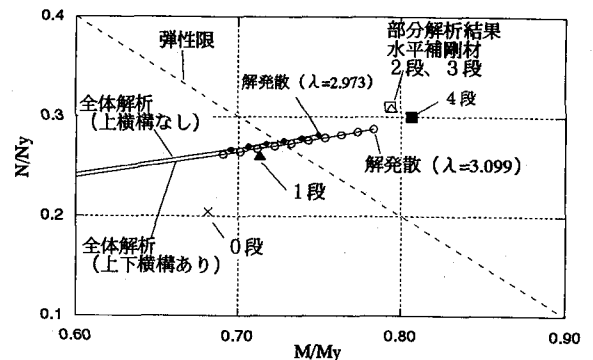
図-18に、終局時の曲げモーメントと軸力の関係を、水平補剛材の段数を0段～4段まで変化させた場合についてプロットした。図の横軸は曲げモーメントの絶対値を降伏モーメント（ $1271\text{tf}\cdot\text{m}$ ）で除した値、縦軸は軸力の絶対値を降伏軸力（ 1795tf ）で除した値である。なお、ここでいう終局状態とは、解析モデル両端の回転および圧縮の強制変位を徐々に増加させて行った時、反力として算出される両端の曲げモーメントあるいは軸力の絶対値がピークを迎えた時点とした。

さらに図-18には、5.1の全体系の弾塑性有限変位解析により得られた、着目部材の曲げモーメントと軸力の相関曲線を実線で示した。

以上から判るように、水平補剛材の段数が2段、3段、4段では、腹板の局部座屈点よりも内側に全体系の終局点が存在するので、全体系の終局よりも局部座屈が先行することは無い。しかし、水平補剛材が無い（0段）場合および1段の場合には、全体系の終局よりも先に局部座屈が発生し、連成効果によって終局耐力が表-1に示す λ_{cr} よりも小さくなるものと思われる。したがって、本橋の場合には水平補剛材は2段以上必要と言える。



(a)全体図



(b)拡大図

図-18 腹板パネルの曲げモーメント-軸力相関図

6. おわりに

本文では、4主鈑桁断面を有するケーブルトラス橋（竹花第三橋）の構造特性と主桁の設計方法について述べるとともに、有限要素法による架設時の耐荷力解析結果を報告した。

耐荷力解析によれば、本橋の場合、終局荷重は架設時の全死荷重の約3倍となること、および水平補剛材の段数は2段以上あれば腹板の局部座屈が全体系の終局よりも先行することは無いことが判った。

本形式の力学的挙動に関する研究はこれまでほとんど実施されておらず、今後より合理的な構造と設計法を検討して行くうえで本報告が参考となれば幸いである。

謝辞

本研究は、「徳島自動車道鋼単純ケーブルトラス橋の技術検討」の活動の一つとして行っているものである。藤野陽三教授（委員長、東京大学工学系研究科土木工学専攻）、長井正嗣教授（長岡技術科学大学環境・建設系）他委員会メンバーには、これまでの有益なご意見に対して感謝の意を表するとともに、引き続き御指導をお願いする次第である。

参考文献

- 1) K. Wößner, W. Andrä, R. Kahmann, H. Schunmann and D. Hommel: Die Neckartalbrücke Weitingen, Der Stahlbau, pp.65-77, 3/1983.
- 2) 財団法人海洋架橋調査会：橋と景観ヨーロッパ編Ⅱ、pp.30-37, 1991.12.
- 3) 松田哲夫、湯川保之、石原謙治、玉田学：模型実験によるケーブルトラス橋の力学的挙動に関する検討、鋼構造年次論文報告集、pp.301-308、Vol.4、1996.11.
- 4) 社団法人日本道路協会編：道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋編）、丸善、平成8年12月.
- 5) 小松定夫編：鋼構造の補剛設計、pp.258、森北出版、1982.
- 6) 後藤茂夫：立体構造物における接線幾何剛性マトリックスの定式化、土木学会論文報告集、pp. 1-11、No. 335、1983. 7.
- 7) Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc.: ABAQUS/Standard User's Manual (Version 5.5).

(1997年9月26日受付)