

中国縦貫道 宇佐川橋上部工の設計・施工

内 田 道 雄*
 友 保 宏**
 荒 船 啓 作***
 坂 井 逸 朗****

1. ま え が き

前回、宇佐川橋の設計について、その概要を記した。基本的には前回の報告に述べたように骨組構造として解析を行っているが、通常の解析方法では不十分な部分については、FEM 解析等を行い鉄筋補を行った。また、コンクリートアーチ橋の場合、施工時断面力によって設計断面が支配されることが多く、本橋が現場打ち片持架設のアーチ施工法としては世界最大の規模であることから、その施工方法に対しても様々な配慮がなされた。

ここでは、本橋の設計における FEM 解析等の特殊な問題の取扱いについて、および施工方法について述べる。

2. 特殊解析について

2.1 大変形理論による解析について

現行の『道路橋示方書 Ⅲコンクリート橋編』に紹介されているアーチの面内座屈の照査方法では、終局強度理論による部材断面としての終局耐荷力と、全体系としての座屈安定性との関連が必ずしも明確ではない。この点を明確にし、現在のコンクリート部材設計法の体系（限界状態設計法）に合わせるため、本橋の座屈安定性照査は大変形理論によることとした。

一般に、コンクリート部材は荷重が増すにつれて順次剛性が低下し、ひびわれが生じて鉄筋に引張応力度が生じてからは急速に剛性が低下していく。この剛性低下の影響を考慮しながら終局荷重まで載荷した結果、全体系としての安定性は保たれており、かつどの断面も降伏しないことで、本橋の座屈安定性が確かめられた。

載荷重としては 図-1 の 2 通りの終局荷重を想定した。

終局荷重に至るまでの過程を 10 回に分割し、1 回毎に断面力の増分と変形の増分から断面剛性を求め直しながらか計算を行った結果、各荷重段階での座屈固有値

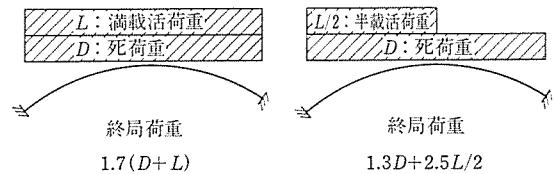


図-1 大変形解析時の載荷重

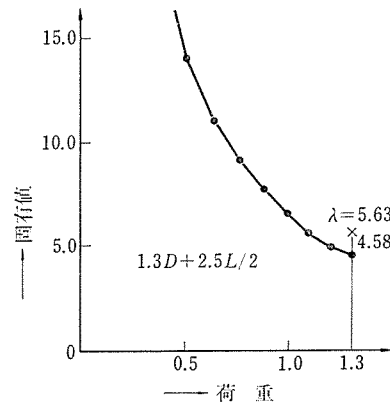
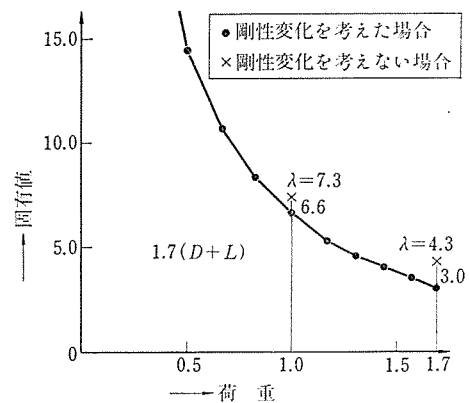


図-2 荷重-固有値 (λ) 曲線

(=オイラー的な意味での座屈荷重/載荷重の比) は図-2 のようになった。

剛性低下を考慮することで座屈安全率 λ はかなり小さくなるが、終局荷重時においても 3.0 以上あり、全体系としての安定性は十分である。

断面の耐力も十分であり、例として 1/4 点の終局荷重載荷時までの断面力と耐荷力との関係を図示すると図-3 のようである。

* 日本道路公団六日市工事事務所工事長
 ** 住友建設(株)宇佐川橋作業所副所長
 *** 住友建設(株)土木部橋梁設計課課長代理
 **** 住友建設(株)土木部橋梁設計課主任

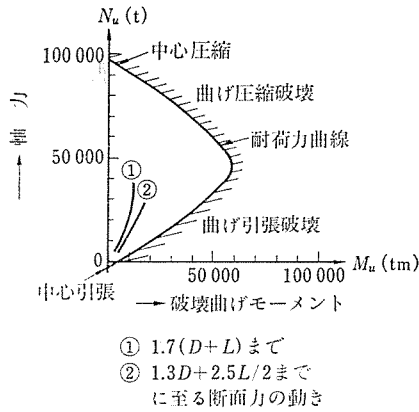


図-3 1/4 点の耐荷力および断面力

2.2 FEM による局部解析について

本橋では、つぎのような項目について FEM を用いた局部解析を行い、通常の梁理論による棒解析との整合をはかっている。

(1) スプリングング

応力分布と横桁厚さとの関係調べている。立体 FEM 解析による結果は、横桁厚を増すと梁理論に近づくことを示している (図-4, 5 参照)。

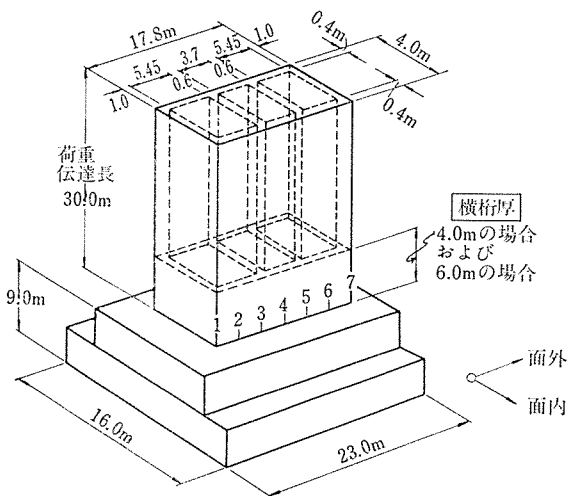


図-4 スプリングング部 FEM 解析モデル

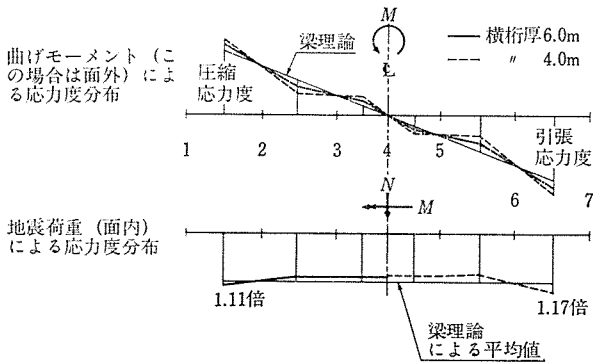


図-5 スプリングング部応力度分布

(2) クラウン

上床版とアーチリングとが一体となって急激な桁高変化が起こることの影響 (アーチ軸線の変化) およびクラウン部のコンクリート打設が最後になることの影響 (拘束をうける収縮, 硬化熱等) を調べ、必要な鉄筋補を行っている。

1) 軸線変化について

- (i) 設計計算に用いた“棒”モデル…クラウン部桁高変化無視。
- (ii) “FEM”モデル…クラウン部を FEM 要素で置き換えている。
- (iii) 比較のために用いた“棒”モデル…クラウン部桁高変化考慮。

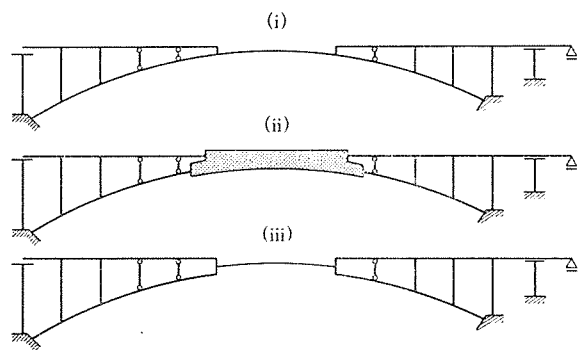


図-6 軸線変化の検討に用いたモデル

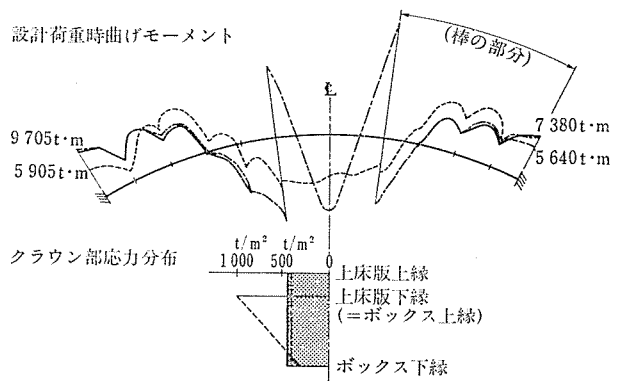


図-7 各モデルによる結果の比較

図-6 に示すような (i), (ii), (iii) のモデルで比較を行った結果、図-7 に示すように (ii) と (iii) とが非常によく一致した。本橋は構造としては (ii) もしくは (iii) になるが、載荷重としては最初にアーチリブのみが施工されるので (i) になる。したがって設計は (i) で行っている。安全のため、ここで得られた (ii) および (iii) の結果に対する鉄筋補強を考えている。

2) クラウン部打設が最後になることの影響について

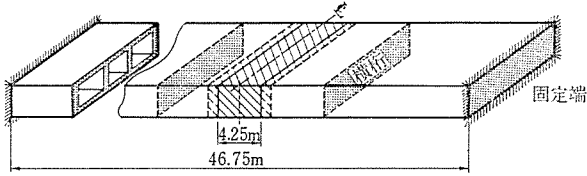


図-8 クラウン部立体 FEM 解析モデル

図-8 のような“立体 FEM”モデルでクラウン部（斜線部）に温度降下（収縮）荷重を与えると、上・下スラブには直角方向において $6.3 \text{ kg/cm}^2/5^\circ\text{C}$ の引張応力度が生ずる。コンクリート打設時材令差による乾燥収縮差および硬化熱を受けたコンクリートが冷却するときの温度差は、 $20\sim 30^\circ\text{C}$ の温度降下荷重に相当すると考えられ、これによって 30 kg/cm^2 程度の引張応力度が生ずる。

したがって、クラウン部上・下スラブの直角方向鉄筋は、設計計算で必要な量以上に補強することとした。

2.3 ピロン定着部ブロック

コンクリートブロックには斜吊材の定着力が集中的に加わり、これを支持するのはブロック中に埋め込まれた鋼プレートであるから、それらの応力を調べて必要な鋼プレート寸法およびコンクリートブロックの鉛直締めプレストレス、鉄筋量を算定した。

図-9 のような立体 FEM モデルに生ずる応力度は、“スパン l の両端固定梁”に生ずる曲げ、せん断、ねじ

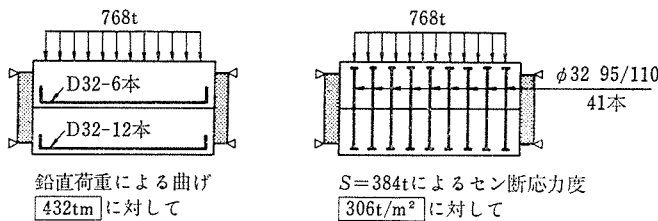


図-10 F_1 側ブロックの応力および補強

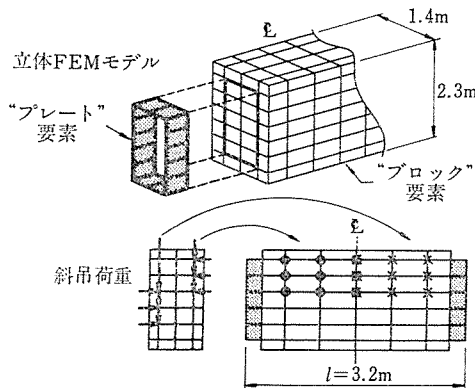
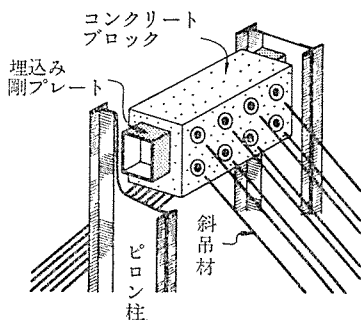


図-9 ピロン定着部立体 FEM 解析モデル

りによる応力度とよく一致する。

このことを確かめたいうえで、コンクリートブロックおよび埋込み鋼プレートの設計は「梁理論」によって行った。

コンクリートブロックは上・下 2 個に分かれており、鉛直締め鋼棒によるプレストレスで一体化されているので、このことも考慮して設計している（図-10参照）。

2.4 エンドポスト

エンドポストに多数の斜吊材定着力が作用することの影響を調べ、横締めプレストレスおよび鉄筋補強の算定を行った。

最下段斜吊材定着位置を対象として 17.0m 高さの部分を 図-11 のような立体モデルで解析した。左右の斜吊張力差（水平成分の差）によって、直角方向に曲げ

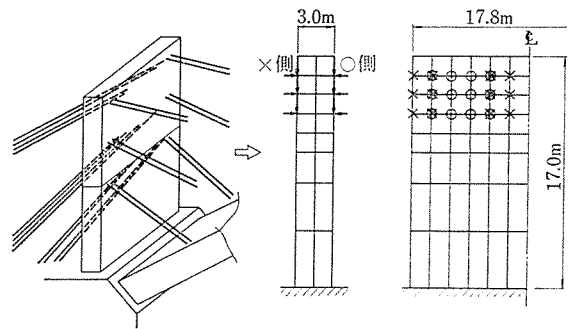
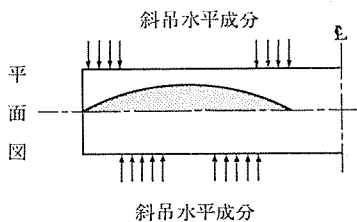


図-11 エンドポストの立体 FEM モデル化

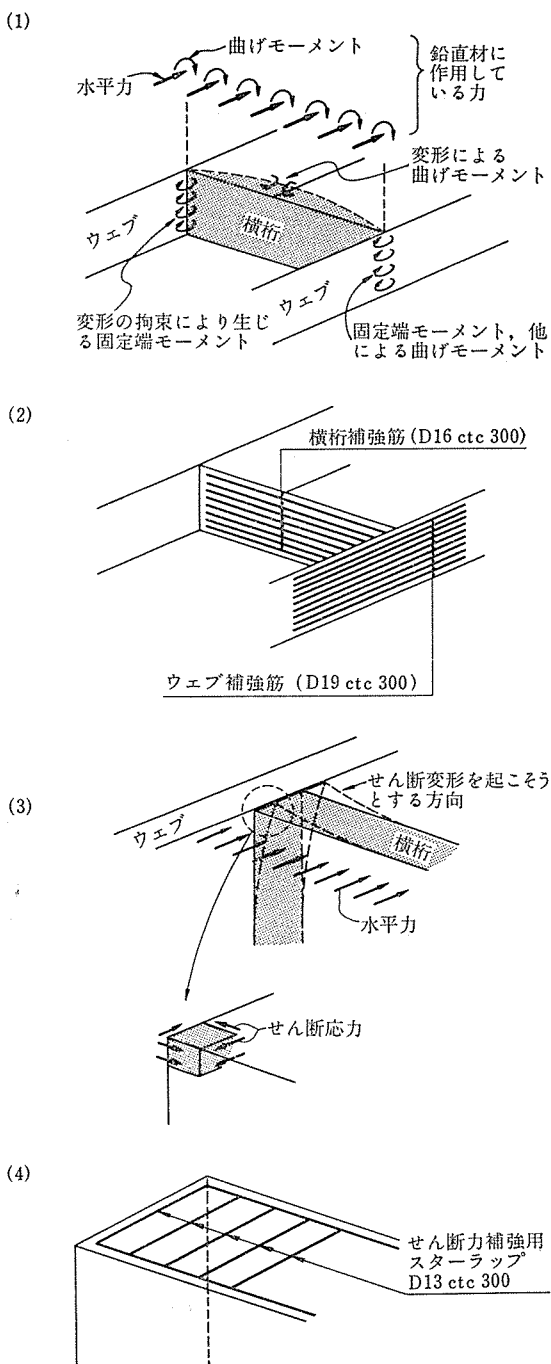
（図-12 参照）が出るのが予想されたが、実際に、FEM による応力度と梁理論による曲げ応力度は、高さ 17.0m のうち、7.5~8.0m を有効と考えると、よく一致する。

以上の結果を用いて、各斜吊位置で、梁理論によって直角方向曲げ応力度を計算し（水平成分差による）、横締めプレストレスは、引張鉄筋の量に応じて定めている。



図—12 斜吊水平成分によるエンドポストの直角方向曲げ

2.5 アーチリブと鉛直材の付根付近の補強について

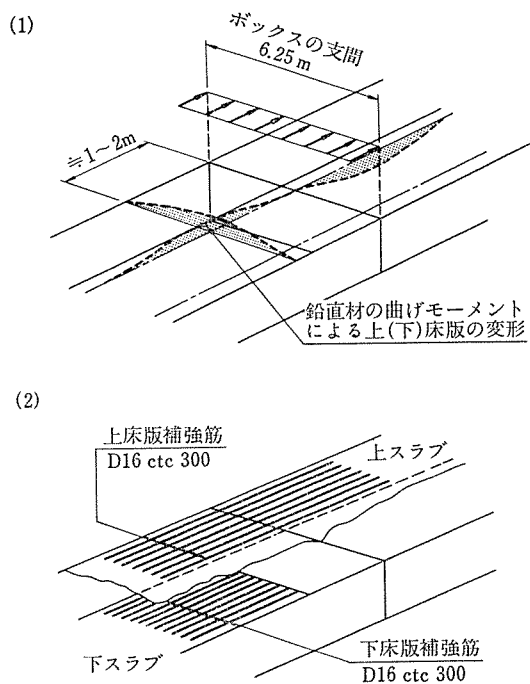


図—13 横桁に発生する応力および鉄筋補強

本橋のアーチリブと鉛直材との結合部は立体的に複雑な構造をしており、さらに鉛直材の曲げ剛性がアーチリブの各部材に対して大きいため、結合部近傍には全体構造系での骨組解析のみでは得られない局部応力が発生すると考えられる。

鉛直材に作用する曲げモーメント、水平力により横桁に 図—13 (1) のような変形が生じ、その曲率の変化に伴って横桁中央部付近に曲げモーメントが発生する。さらに、横桁とウェブの結合面にその変形を拘束するように働く固定端モーメントが生じる。両側のウェブには横桁の固定端モーメントと鉛直材から伝達される水平力の影響により大きな曲げモーメントが発生する。

つぎに、鉛直材より横桁上端に伝達される水平力を支えるために結合面付近に 図—13 (3) のような方向のせん断応力が発生する。



図—14 上床版に発生する応力および鉄筋補強

前述のとおり、鉛直材（横桁も含む）の曲げ剛性が上・下床版のそれより大きく、さらにアーチリブを形成している箱室の支間が 6 m 以上あるために、支間中央部近傍の上・下床版の拘束が弱く、鉛直材より伝わる断面力に対して、 図—14 (1) のような変形を起こし、曲げモーメントが発生する。

以上のような応力が発生することを FEM 解析により確かめたうえで、 図—13 (2), (4) および 図—14 (2) に示すような鉄筋補強を行っている。

2.6 地震に対する検討

地震に対する検討は、『道路橋示方書 V耐震設計編』

報 告

にしたがって行い、設計震度は「応答を考慮した修正震度法」より求めたが、構造系がアーチであるため固有周期の算出は動的解析により行っている。さらに、建設省土研応答スペクトルを用いて断面力を求め、修正震度法による静的解析の結果とを比較した。

設計水平震度は次式により求める。

$$k_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_0$$

ここに、

k_h : 設計水平震度

ν_1 : 地域別補正係数

ν_2 : 地盤別補正係数

ν_3 : 重要度別補正係数

k_0 : 標準設計水平震度=0.2 とする。

本橋の場合、 $\nu_1=0.7$ 、 $\nu_2=0.9$ 、 $\nu_3=1.0$ となり、 $k_h=0.13$ という値を得る。

応答を考慮した修正震度法における設計震度は、

$$k_{hm} = \beta \cdot k_h$$

ここに、

k_{hm} : 応答を考慮した修正震度法における設計水平震度

β : 橋の固有固期による設計水平震度の補正值で与えられる。振動解析を行って得られた卓越周期は面内地震の場合で 1.1773 秒、面外地震の場合で 0.8447 秒であったから、各々に対する β はそれぞれ、1.20 および 1.25 となり、 k_{hm} の値としては、面内、面外いずれに対しても 0.16 を得た。

以上により、入力加速度 130 gal ($k_h=0.13$ に相当) として土研スペクトルを用いて求めた断面力と、 $k_h=0.16$ として静的に求めた断面力(設計計算値)とを比較すると、図-15 のようになる。

動的解析による断面力の方が設計値を上回ることもあるが、応力検討の結果は問題とならない程度に、両者

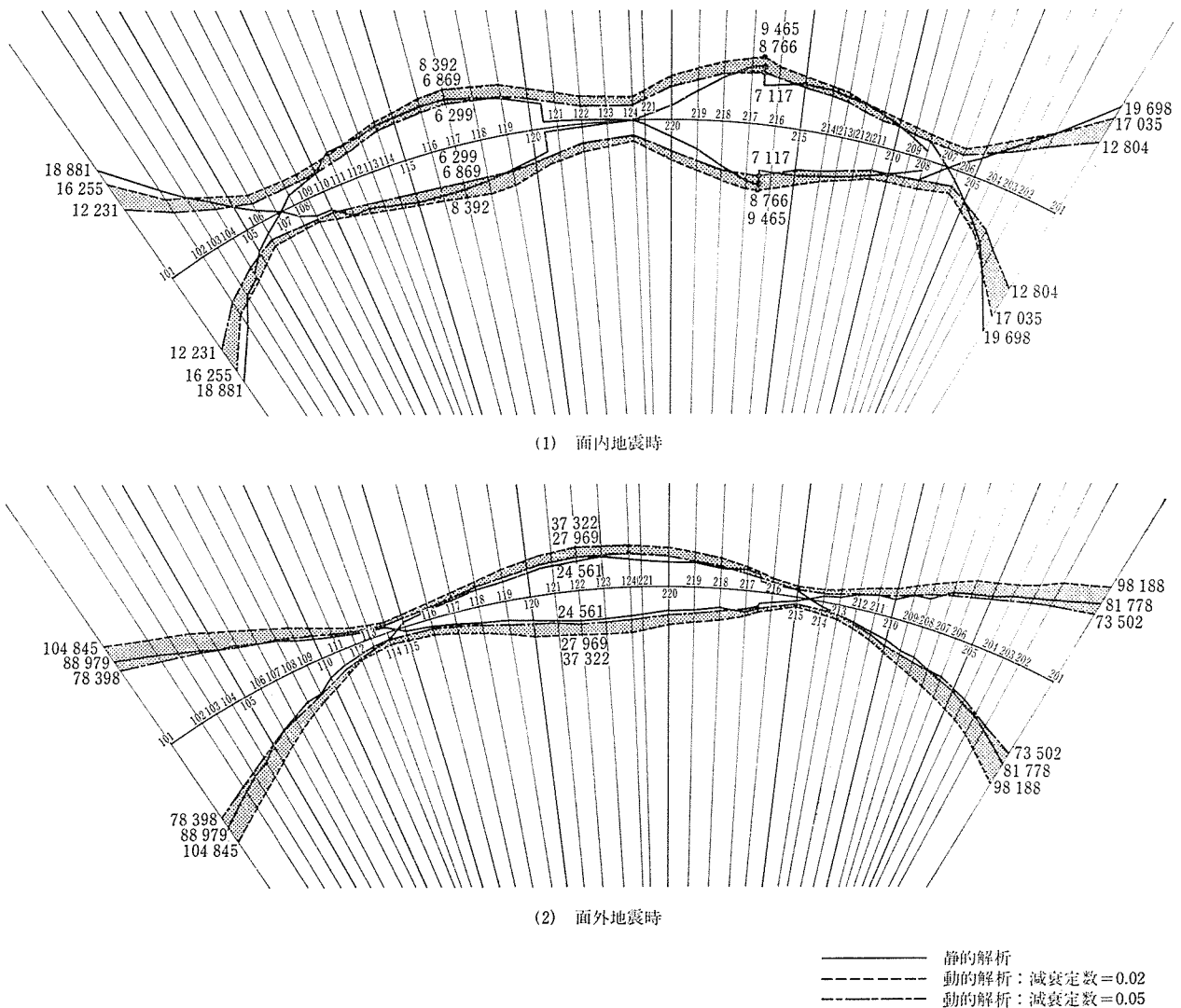


図-15 動的解析と静的解析との比較(曲げモーメント、単位:t・m)

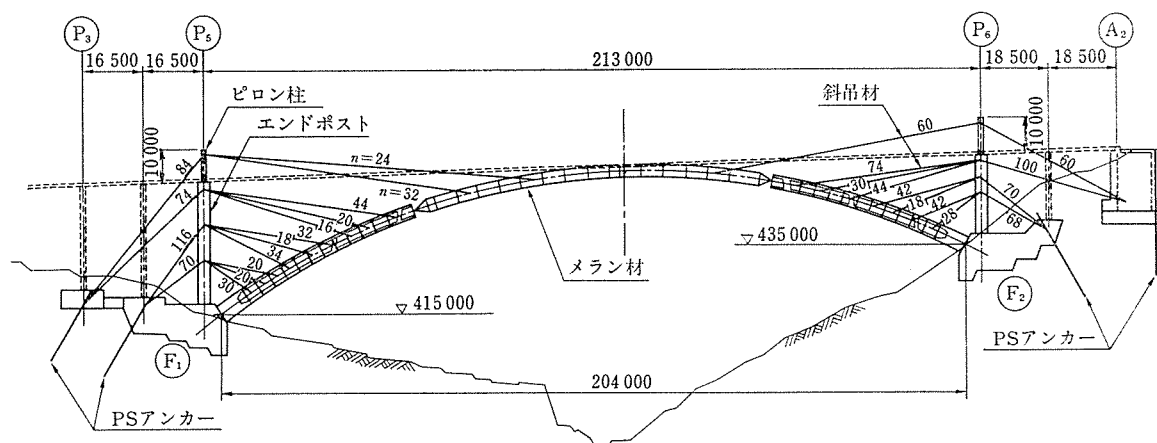
の結果はよく一致している。

3. 施工方法について

3.1 施工概要

本橋の施工法の特徴として、アーチリングの施工にピロン・メラン併用技法を採用していることがあげられ

る。アーチリングは、スプリングングから両岸約 50 m ずつ、ワーゲン（作業台車）により、斜吊材を配置しながら片持施工される。片持部の施工終了後、エンドポスト上に設置したピロン柱から斜吊材を配しながら、メランと呼ばれる鋼材をアーチリングの中央部約 100 m 区間に架設し、アーチを形成する。その後ワーゲン（一部改



n: 斜吊材の上に掲げる数字はゲビンデスターブφ32 PC材の本数を示す。

図-16 施工時姿図

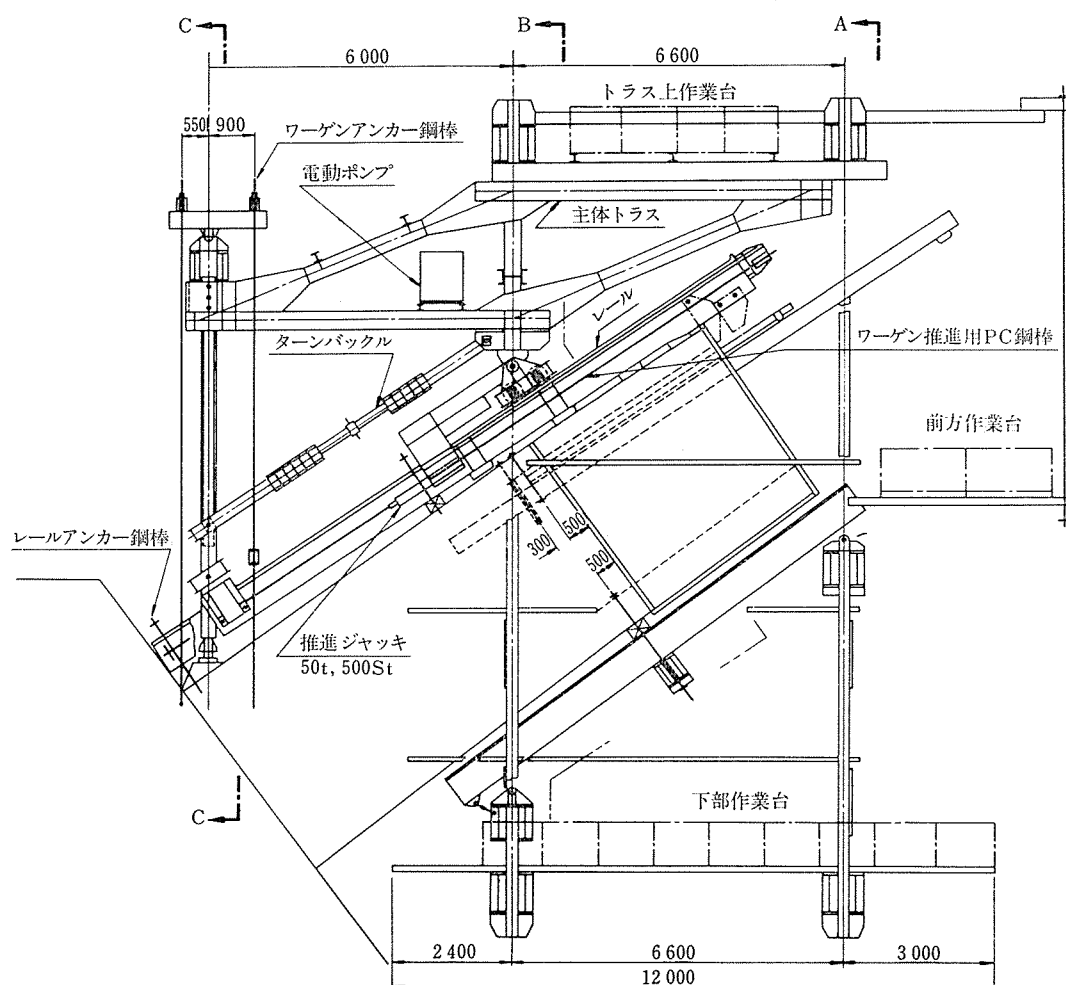


図-17 ワーゲン側面図

造)により、順次メラン材を鉄筋コンクリートでまき、アーチリングを完成させる。

アーチリング完成後、鉛直材、上床版、橋面工の施工を行い本工事を完了する。なお、アーチリング架設時断面上側に引張応力が発生するため、桁内に PC 鋼棒 (アウトケーブル) を配置する。また、架設中斜吊のバックアンカーとなる各基礎の浮上・滑動を防止するため、PS アンカーを配置する。

3.2 ワーゲン施工

ワーゲンは大型 4 主桁ワーゲン (能力約 900 t・m) を用いる。コンクリート打設割は、ワーゲン能力より、片持施工部を 4 m ブロック (右岸側 13 ブロック、左岸側 12 ブロック)、またメラン部では 6 m ブロック (17 ブロック) とした。なお左右岸ともスプリング部 (ブロック長 8 m) は支保工施工とし、桁内に配置した PC 鋼棒 (アウトケーブル) にプレストレスを導入した後、ワーゲン組立てを行う。

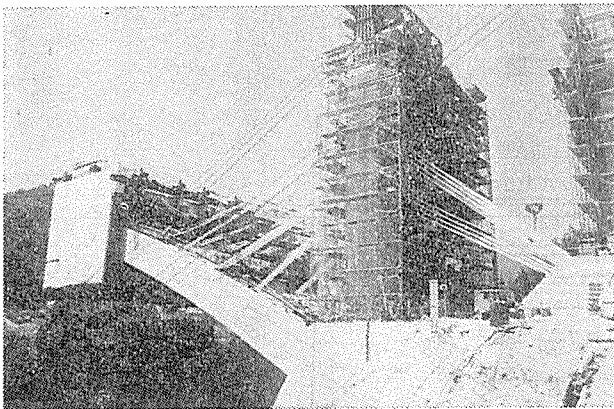


写真-1 ワーゲンによる片持施工

なお、ワーゲンのレールはワーゲンの構造上 13 m 程度必要となる。斜吊材の定着については、レール後端が通過した個所から応力導入を行うこととした。

またメラン部は、アーチの非対称性から、左右等ブロック数とならないが、応力的な理由から左右交互にコンクリート打設していくこととした。

3.3 エンドポストおよび斜め吊り材

エンドポスト (P₁ および P₂, 図-16 参照) は上床版の荷重を支えるだけでなく、施工時にはピロン柱および斜吊材定着に供用させるもので、非常に重要な役割を持つ構造物である。完成系においては、エンドポストに大きな断面力が生じることもなく特に問題はないが、施工時には斜吊材定着により大きな曲げ応力が発生し、施工時断面力で断面が決定している。また斜吊材の定着および鉄筋のかぶりの関係から、鉄筋配置を 図-18 のようにした。

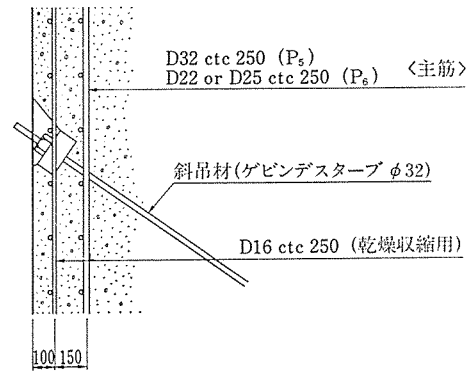


図-18 エンドポスト鉄筋配置

斜吊材には PC 鋼棒 (ゲビンデスターブ φ32 mm) を使用する。許容引張力については、次の 3 項目の荷重に対して、 $P_a = \frac{1}{3} \times 1.25 \times P_u = 0.42 P_u$ とした。

- ① コンクリート自重
- ② ワーゲン荷重
- ③ 作業荷重

3.4 ピロン柱

ピロン柱は、メラン材架設のための仮支柱であり、エンドポスト上に設置する。斜吊定着部にはコンクリートブロックを使用し、アンカーは埋込み方式とする。構造は片持梁とし、斜吊材のピロン柱への固定効果が小さいことから、細長比 (l/r) による許容応力度の低減を行った。またピロン柱の高さについては、斜吊鋼棒長等を含めた経済比較の結果から 10 m とした。

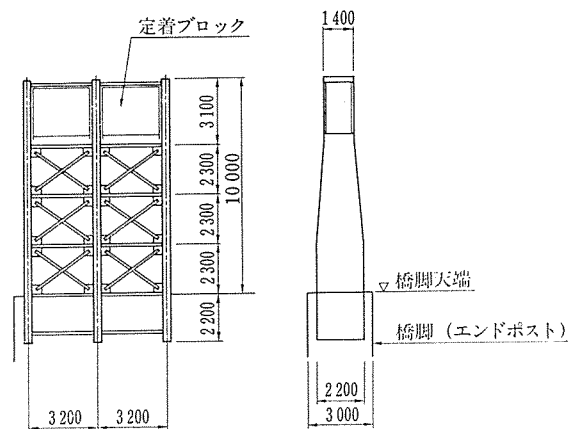


図-19 ピロン柱

3.5 メラン材

アーチリングの片持施工部完了後、メランと呼ばれる鋼材でアーチ構造を形成する。その後、メランを鉄筋コンクリートでまいてアーチリングを完成させる。この施工法は、全径間を片持施工する方法に比べて、斜吊材およびバックアンカーの工費を低減させる目的から考えら

れたものである。

設計上特に留意した点は次の事項である。

- ① コンクリートの充填がスムーズに行える構造であること。
- ② 高所における片持架設に適する構造であること。
- ③ 高応力に対して十分耐えられること。

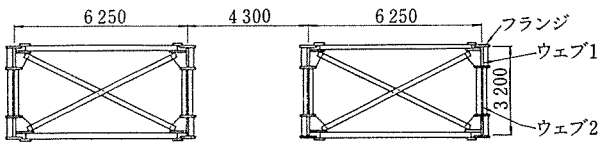


図-20 メラン材断面図

以上の事項を検討の結果、材質は SM 58、構造は 2 主桁フルプレートガーダー形式とし、また架設時の高低誤差を修正できるように、両端をヒンジ構造とした。

支間は 97.428 m、またコンクリート中に埋め込まれるため、施工性からフランジ幅を 60 cm、桁高を 3.3 m とした。ハイテンションボルトについては、仮設材であることから、F11T インチボルトを使用することとした。また許容応力度については、仮設材であり供用期間

が 10 か月間と短いため、25% の割増しを行った。メラン材は、アーチリングの自重を主荷重とする場合、従荷重による応力が永久橋に比べて極端に少なく、架設中は常に高応力状態を保持していくことになる。このため管理については、現場計測も含めて特に厳重に行うこととした。またフランジ厚が 50 mm と厚く、材質も SM 58 であり、使用例も少ないことから、工場製作時についても特に厳重な管理を行うこととした。

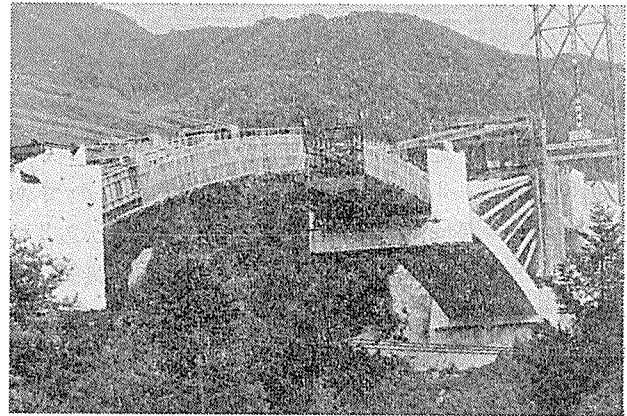


写真-2 メラン材架設状況

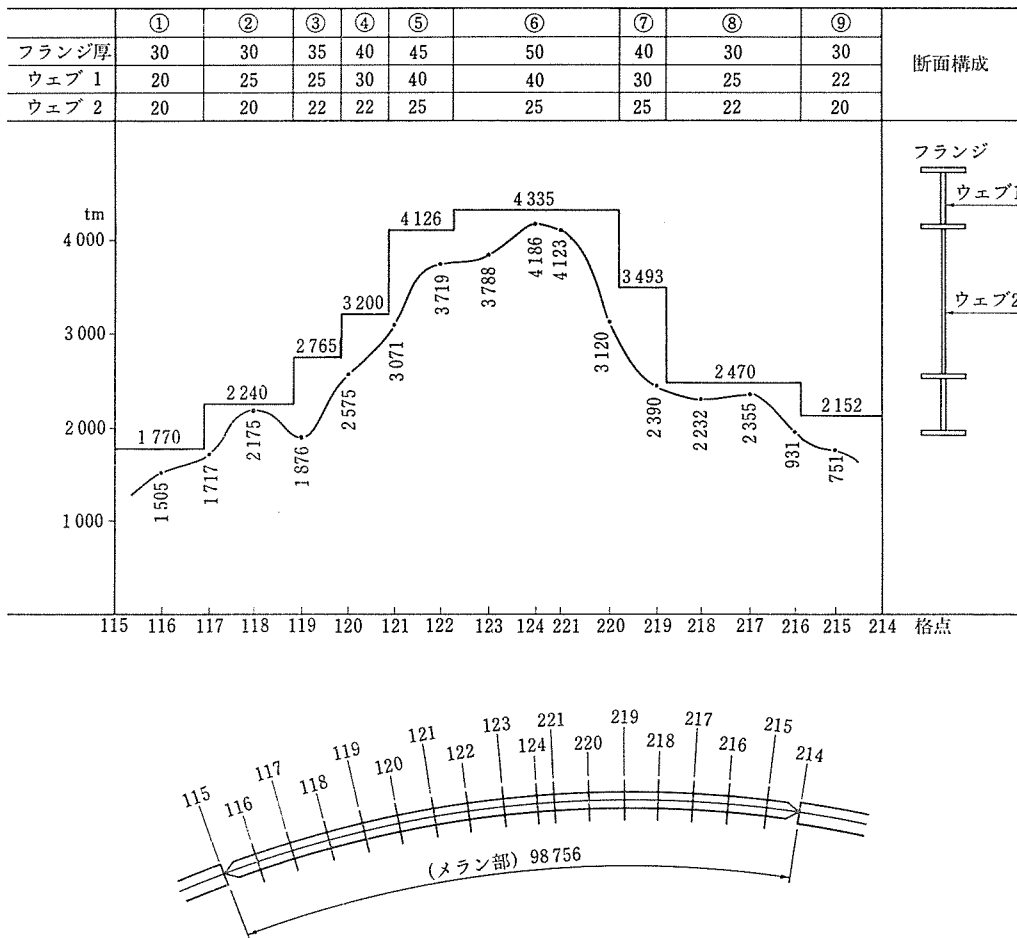
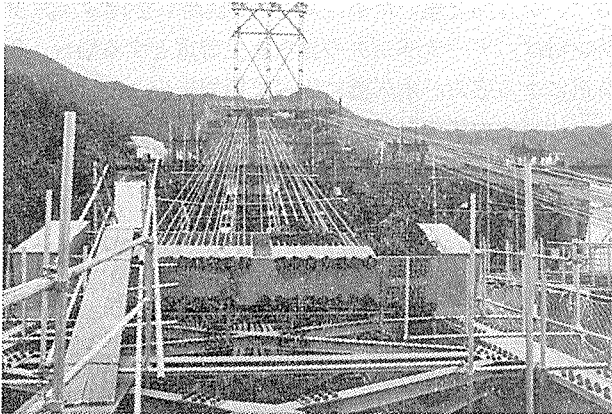


図-21 メラン材部材厚



写真—3 メラン材斜吊定着部

架設方法は、地組されたブロックをケーブルクレーン(14.5t 吊り, 3条)により運搬・架設するものである。ブロック長は、ケーブルクレーンの能力等から3mとした。また中央連結は落とし込み方式で行い、最終ブロックにて左右岸の遊間を現地測定し、これに基づいて部材寸法および孔明位置を決定することとした。

3.6 アウトケーブルの配置および斜吊材の応力調整

アーチリングの片持施工時、アーチリングには多大な曲げ応力が発生するが、引張応力度に対してはその許容値を -25 kg/cm^2 とした。これはアーチリングにひび割れが発生した場合、次の点が問題となるためである。

① アーチリングの断面力、たわみおよび斜吊材の張力を、弾性理論により管理し得るか。

② メラン材は特に高応力状態となっているが、アーチリングにひび割れが発生すると、その部分の剛性が低下しメラン材に付加応力の発生があること。

したがって施工時の引張応力については、アウトケーブル(ゲビンデスターブ $\phi 32 \text{ mm}$)の配置および斜吊張力による応力調整を併用してこれに対処した(図—22, 23 参照)。

次に施工時断面力の傾向を略記すると、片持部施工時にはアーチリング全部材に負の曲げモーメントが発生するが、メラン閉合後はアーチ作用のため、コンクリート打設に伴い $1/4$ 点付近で負の曲げモーメント、スプリング付近で正の曲げモーメントの発生がみられる。よって応力度に着目すると下記の事項が最大の問題となる。

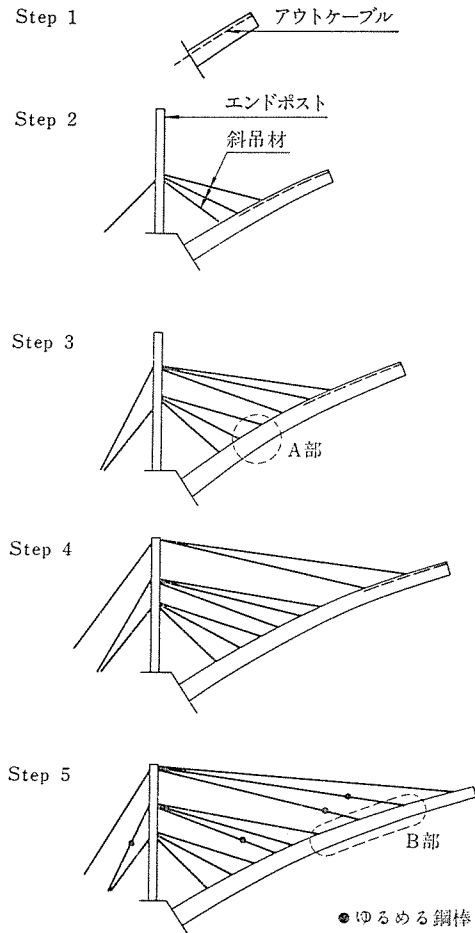
① スプリング部の下側引張応力度

② $1/4$ 点付近の上側引張および下側圧縮応力度

これに対し、斜吊材により応力調整を行い、メラン部コンクリート打設前に、各点に逆向きの曲げモーメントを与えることとした(図—22 Step 5 および 図—24 参照)。

3.7 斜吊バックアンカーと PS アンカーについて

斜吊バックアンカーとして P_s, F_1, F_2, A_2 各基礎を



<Step 1> 片持部施工時、スプリング部上側に引張応力を生じるため、桁内に PC 鋼棒を配置、緊張し、これに対処する。

<Step 2> 片持施工の張出し長が長くなるに伴い、スプリング部では負の曲げモーメントによる下側圧縮応力が增大するため Step 1 で配置したアウトケーブルでは不十分となる。そのため、斜吊材を緊張し、スプリング部下側に引張応力を起こさせる。また、斜吊材定着部より先の片持施工に必要なアウトケーブルを配置する。

<Step 3> Step 2 と同様にして、A部での負の曲げモーメントを減少させるため、さらに上段に斜吊材を配置緊張する。このときの導入緊張力は、スプリング部に下側引張を生じない程度までとする。

<Step 4> 同様にして、さらに上段に斜吊材を配置する。

<Step 5> 最上段の斜吊材を緊張し、また一部の斜吊材をゆるめることにより、B部に正の曲げモーメント、スプリング部に負の曲げモーメントを発生させる。これはメラン閉合後、コンクリート打設等によるメラン部荷重により、逆向きの曲げモーメントが生じるためである。なお、メランに応力の変化を与えないよう、Step 5 の作業はメラン架設前に終了させる。

図—22 斜吊による片持部架設

使用するが、各アンカーとも重力式フーチングに PS アンカー(ロックアンカー)を補い、上揚力および水平力に抵抗させたものである。

PS アンカーの引張鋼材には SEEE ストランド F 160 を使用し、設計緊張力を $P=94.2 \text{ t/本}$ とした。PS アン

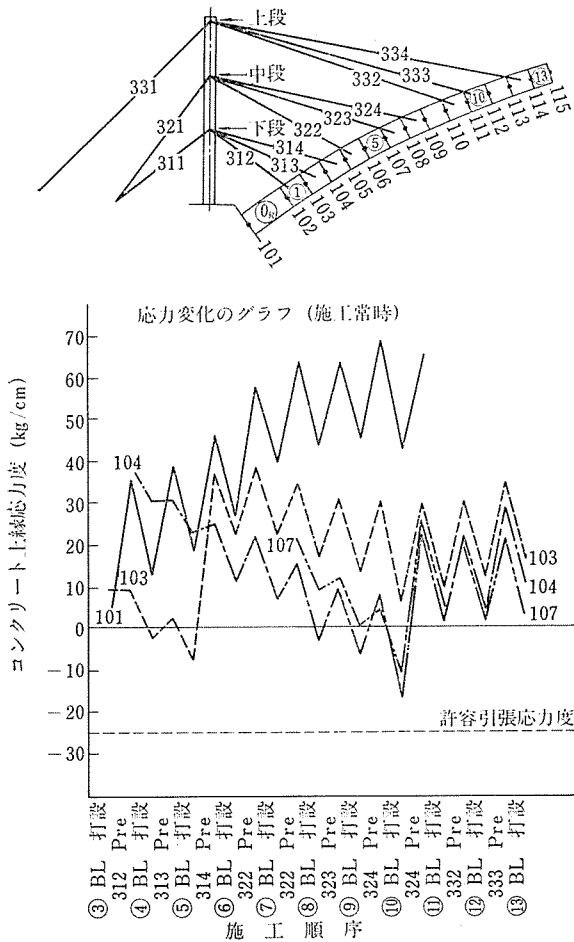


図-23 片持施工時応力変化

カーの諸元は次のとおりである。

アンカー径：10 cm

鋼線とモルタルとの許容付着応力度： $\tau_a = 13 \text{ kg/cm}^2$

モルタルと岩との極限付着強度： $\tau_u = 15 \text{ kg/cm}^2$

アンカー定着長：6.0 m

アンカー自由長：定着長部の中心から 45° 分布の押抜きせん断部重量より算出した。

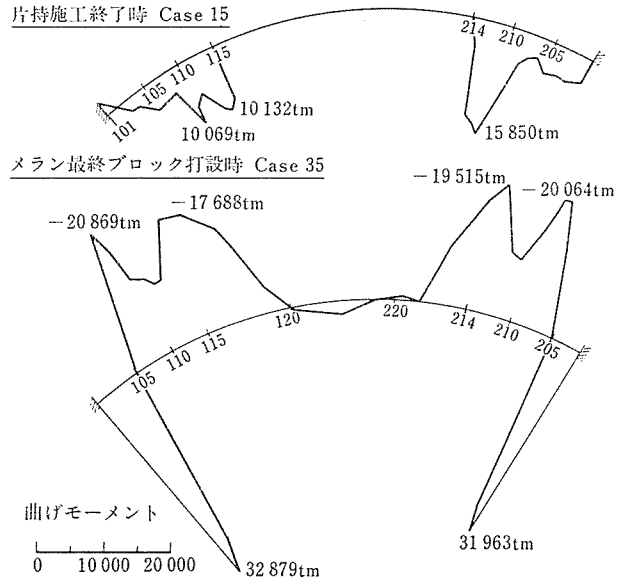


図-24 アーチリング曲げモーメント図

なお、モルタルと岩との極限付着強度については、現地にて引抜試験を実施し、その結果から得られたものである。またモルタルと岩との許容付着応力度については、仮設アンカーではあるが供用期間が長いこと、およびその重要性を考慮して完全率を 3 とし、 $\tau_a = 5 \text{ kg/cm}^2$ とした。

4. あとがき

宇佐川橋は、現在アーチリングの施工を完了し、本年 11 月の完成に向けて鉛直材、上床版の施工も順調に進んでいます。

最後ではありますが、宇佐川橋の設計・施工に当たり、その都度適確な助言をいただいた関係者各位に、紙面を借りて厚く感謝の意を表する次第です。

【昭和 57 年 4 月 14 日受付】

◀刊行物案内▶

穴あき PC 板設計施工指針・同解説

体 裁：B 5 判 128 頁 ビニール製の表紙で現場持ち歩きに便利

定 価：1 800 円 (会員特価：1 600 円) 送 料：450 円

内 容：1. 総則 2. 材料および許容応力度 3. 部材の設計 4. 構造設計
5. 接合部の設計 6. 施工 (含取付・補修等)

お申込みは代金を添えて、(社)プレストレストコンクリート技術協会へ