

首都高速9号線鋼製Y型橋脚模型実験

Model Test of Y-Shaped Steel Pier

三品吉彦*
Yoshihiko MISHINA
北島彰夫**
Akio KITAJIMA
松原哲朗***
Tetsuro MATSUBARA

1. まえがき

Y型橋脚は橋面下の空間を有効に利用でき、T型橋脚に比べて美観的に優れていることから、特に都市高架橋に適した構造型式といえる。都市内高速道路のように上り、下り線が分離し、その縦横断が複雑に変化するような場合でも図-1に示すような型式とすれば美観を損なうことなく対処でき、しかも比較的高橋脚なものまで対処可能であるという特長を有している。

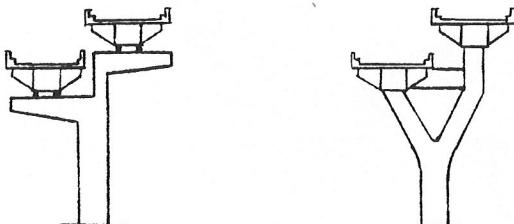


図-1 Y型、T型橋脚の美観比較

首都高速道路公団ではこのような点に着目して、首都高速道路9号線辰巳地区に鋼製Y型橋脚を有する高架橋を建設すべく計画を進めてきた。コンクリート製Y型橋脚については首都高速・葛飾川口線に採用実績があったが、鋼製の従来あまり例のない新型式橋脚であったことから、その製作設計にともない設計、施工面でさまざまな問題点を解決する必要があった。そのため首都高速道路公団と上部工事を受注した3共同企業体6社（川崎重工、宮地鉄工、東京鉄骨橋梁、日本車輌、桜田機械、川田工業）から成る委員会が設置され、討議検討を行なうながら問題点の解決にあたることになった。委員会での検討内容は多岐にわたったが、の中でもY交叉部構造ディテールの決定、Y交叉部設計法の確立をはかるための模型脚載荷実験の試験、解析方法等の検討は最重要テーマの1つであった。

本稿は当社が担当することになった模型脚載荷実験の概要と主な実験結果、Y交叉部設計法等に限定して報告

するものである。鋼製Y型橋脚の設計、施工面全般にわたる報告については文献¹⁾を参照されたい。

2. 交叉部構造の検討

模型脚実験に先だってY交叉部構造ディテールをどのようにするかが問題となり、各種案が委員会に提案されたが、それらを集約すると図-2に示す2案となった。

Type-1：外側フランジを折曲げて美観のために折曲げ部に飾板を設けたもの。

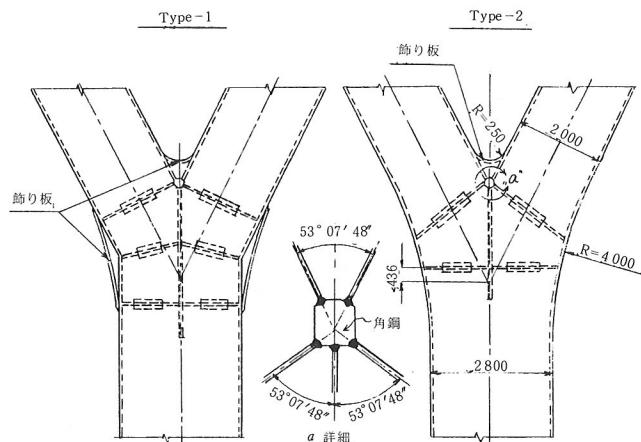


図-2 Y交叉部構造

Type-2：外側フランジを円弧曲りフランジとしたもの。

Type-1, 2とも枝梁内側フランジの交叉部ウェブ部に応力集中を緩和するための円弧部を設けており、内側フランジ交叉部に溶接された角鋼を介して内側フランジ力を2つの斜ダイヤフラムと鉛直ダイヤフラムに分散させてやる構造となっており、その点に関して基本的に大きな差異はない。

Type-1は折曲げ点付近のウェブ部に大きな応力集中が心配されるが交叉部全体からみると力学的には簡明な構造といえる。Type-2は極端な応力集中は避けた構

造であるが、円弧フランジに曲率の影響による板曲げ応力が発生すると考えられ、交叉部全体の応力分布性状も複雑なものになることが予想される。以上、2案について優劣はつけ難かったが、構造的にすっきりしており、外側フランジに飾り板を付ける必要のないType-2の型式を9号線Y橋脚に採用することにした。

3. 模型脚載荷実験

3-1 実験概要

9号線全体の問題としては図-1に示すように箱桁とY橋脚を一体構造としたための取付隅角部の問題、Y橋脚の全体座屈、地震時水平力が作用した場合のY交叉部近傍の橋軸方向の曲げ、捩れに対する問題等が存在したが、これらは別途検討することにし、模型脚実験ではY橋脚面内力に対する交叉部近傍の応力分布性状、終局耐荷力を調べることによって、面内力に対する交叉部主要部材の必要板厚計算法を確立することに限定した。

9号線Y型橋脚は各橋脚によって作用外力が相当異なることが予想されたが、Yの交叉角、箱形状寸法、補剛材の位置と間隔等、主要諸元は統一することにし、フランジ、ウェブ、ダイヤフラムの板厚調整のみで各橋脚の設計を行なうことにして、模型脚は一体で済ませることにした。載荷実験は東京大学・大型構造物試験室の載荷台施設、及び2,000t大型構造物試験機を借用して行ない、試験設備の兼合いから模型脚は実橋脚の交叉部近傍を取出した1/2縮尺部分模型とした。

載荷実験は初めに荷重載荷位置を変えて7caseの弾性域内載荷実験を行ない、それにひき続いて終局耐荷力実験を行なった。弾性域内載荷実験は模型脚を載荷台施設の床上に横に寝かせて、PC鋼棒(32φ)とセンターホールジャッキにより荷重載荷を行なった(写真-1)。

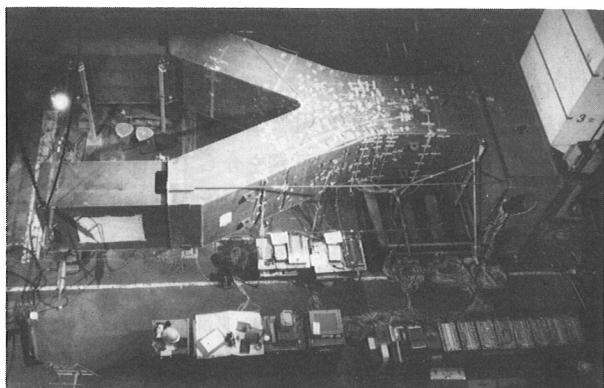


写真-1 弾性域内載荷実験

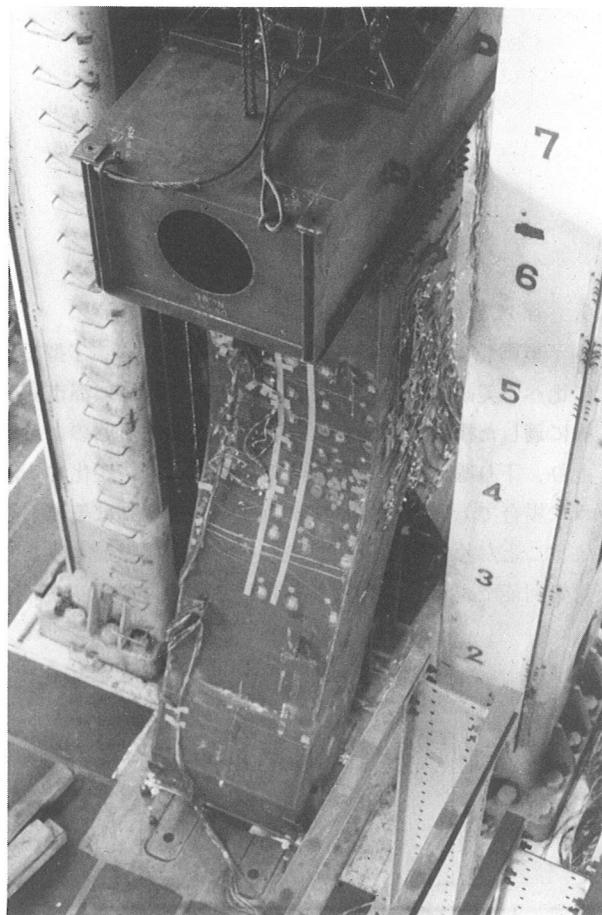


写真-2 終局耐荷力実験

終局耐荷力実験は大型構造物試験機にY橋脚を倒立させて圧縮力を載荷することによって行なった(写真-2)。

3-2 模型橋脚の設計

実験に供した模型の主要部を図-3に示す。模型の基本寸法は実橋脚の1/2としており、交叉部近傍を取出したものとした。枝梁、幹柱の長さについては、枝梁については載荷点の応力の乱れが交叉部応力の乱れと干渉しないように、また幹柱については交叉部応力の乱れが幹柱下端断面に到達しないように、安全性をもたせてその長さを決定した。

交叉部には材料入手の便を考えて、すべて9mmのSS41材を用いた。ただし、補剛材については実橋脚から想定される間隔をもとにして、その配置を決定し、実橋脚想定補剛材断面をもとにして9mm板厚換算により補剛材高さを決定した。以上から本模型脚は18mm前後の板厚の実橋脚を想定したものとなっている。しかし実橋脚の板

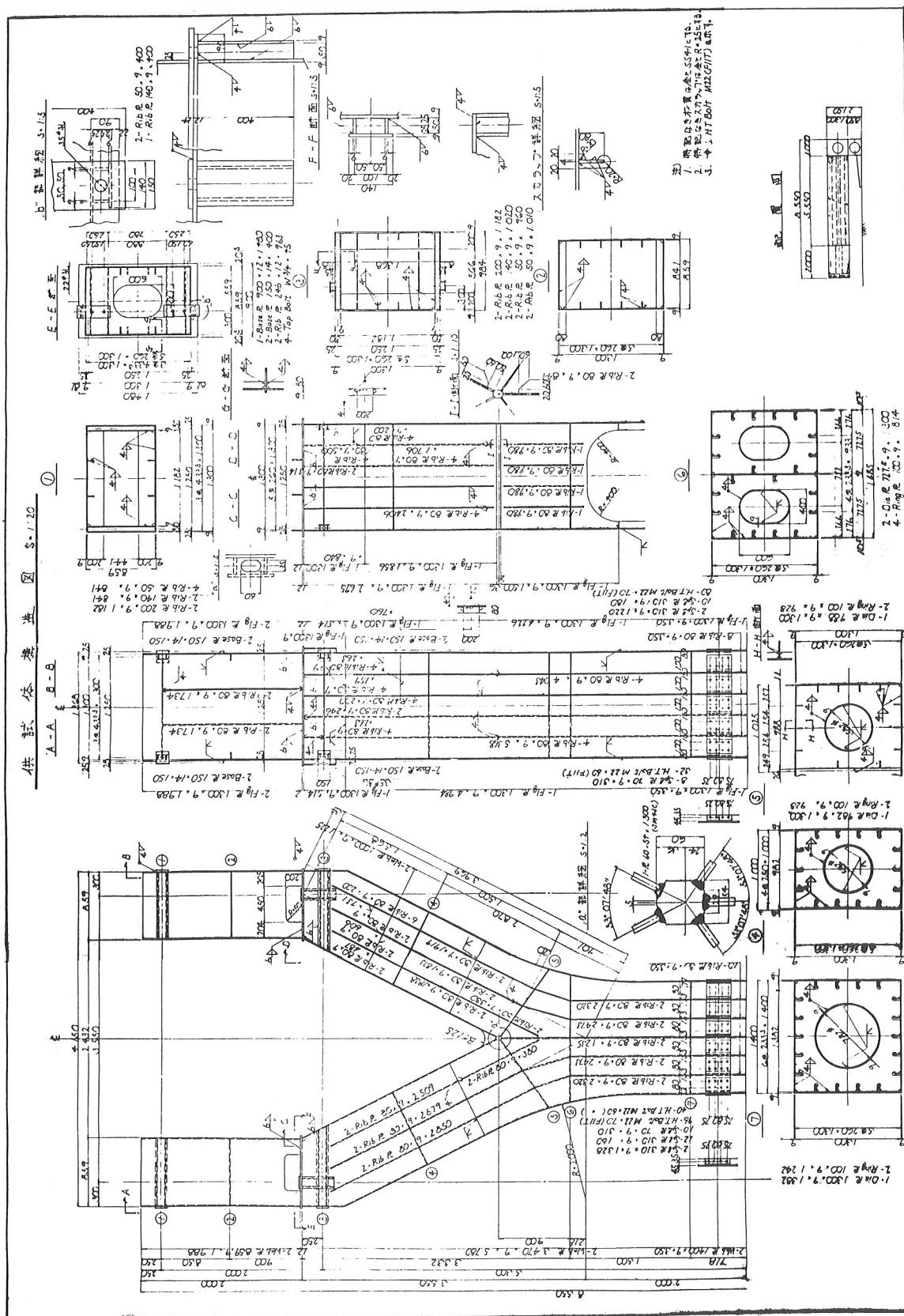


図-3 模型脚図

厚として30mm前後のものが予想されたため、本模型は板厚については相似則が満足されていないことになる。この点に関しては交叉部応力は膜理論応力に従い、板厚には無関係であると割切って考えることにした。しかし実際上、特に円弧外フランジ部で曲率の影響による板曲げ2次応力が存在するため、膜応力状態と考えるのは厳密ではないが、板厚の増大とともにこの2次応力の応力全体に占める割合が低下することが曲り梁の簡単な次元解析により確かめられるので、本模型を用いればこの2次応力について安全側に評価できると考えた。

3-3 載荷方法

弾性域内載荷実験では図-4 下段に示す枝梁付根に単位曲げモーメント、軸力、セン断力が作用する場合の交叉部近傍の応力分布が得られれば、その分布性状の把握、検討に便利である。しかし載荷方法に工夫をこらしても、このような応力を直接測定することは困難であり間接測定法によらなければならない。

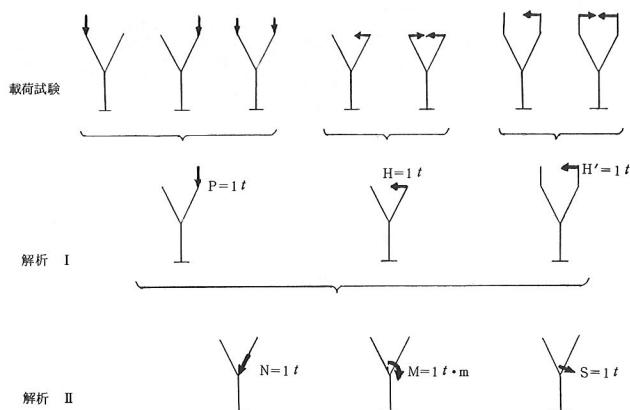


図-4 載荷方法と解析手順

そこで図-4 上段に示す7 caseの弾性域内載荷実験を行ない、Y橋脚中心線に対称に設置したひずみ測定点について多数の荷重・ひずみ測定値を得た。そしてひずみ測定点の対称性を利用して中段に示す単位外力が作用する場合のひずみを最小2乗法によって求めた。以上から下段のひずみ状態は次式によって求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_1 &= N_1 \cdot \alpha_N + M_1 \cdot \alpha_M + S_1 \cdot \alpha_S \\ \epsilon_2 &= N_2 \cdot \alpha_N + M_2 \cdot \alpha_M + S_2 \cdot \alpha_S \\ \epsilon_3 &= N_3 \cdot \alpha_N + M_3 \cdot \alpha_M + S_3 \cdot \alpha_S \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここで ϵ_i ($i=1 \sim 3$) は図-4 中段の3つの載荷状態について最小2乗法によって求められたひずみ測定値で

あり、 N_i, M_i, S_i は中段の各載荷状態で右枝梁付根に作用する軸力、曲げモーメント、セン断力で、これらはいずれも既知量である。 $\alpha_N, \alpha_M, \alpha_S$ は下段の単位断面力状態におけるひずみ値で、(1)式を解くことによって求められる。交叉部ひずみ測点について以上の処理を行ない、下段のひずみを求め、主応力解析を行ない交叉部応力を求めた。

上段の各載荷状態における最大荷重は応力集中が最も激しい内側フランジ交叉部のウェブ円弧部が降伏しないように予備載荷試験を行なって決定した。決定した最大荷重 P_{max} に対して $0.1 \times P_{max}$ きざみの載荷を行ない P_{max} に到達後 $0.5 \times P_{max}$ の載荷を行ない荷重を戻した。この荷重サイクルを最低2回行ない、合計23個以上の荷重・ひずみの関係を測定した。

終局耐荷力実験は模型脚の不用部分をガス切断によって取除き、Y橋脚を倒立させて図-4 上段、左から3番目の荷重状態で実施した。荷重の増大とともに枝梁先端が水平方向に移動できるように、ローラー支承を先端に挿入して載荷を行なった。載荷荷重は弾性域内実験で定めた最大荷重にはば見合う $80 t$ までの載荷を2回繰返した後、 $20 t$ きざみで荷重を増大させ、破壊まで至らしめた。

3-4 ひずみ測定点

ひずみ測定点は次のような考え方のもとに設置位置を決定した。

- (1) Y橋脚中心線に対称に設置し、3-3に述べた最小2乗法によるデーター整理が容易に行なえるようにした。
- (2) F. E. M. 解析結果から応力が比較的大きい位置を選んだ。
- (3) 交叉部近傍に集中的に設け、梁理論応力に従うことになる交叉部から比較的離れた箇所にも測点を設けた。
- (4) 外側、内側フランジは一軸応力状態が支配的と考えて一軸ゲージ測点を多くし、測定点の節約をはかった。他の部材については3軸ゲージ測点とした。
- (5) 板曲げ応力が生じると考えられる内、外フランジの測定点については板の表・裏で独立してひずみが測定できるようにし、その他の部材のひずみ測定点については板の表・裏にひずみゲージを配置するが、結線調整によって表裏の平均ひずみ（板厚中心ひずみ）が測定できるようにした。

(6) 終局耐荷力実験では終局状態に至る板の曲げ降伏ひずみの進展状況を調べられるように、主要測点で表裏の平均ひずみ測定をやめ、表・裏独立にひずみが測定できるようにした。

なお、ひずみを測定した箇所の合計は3軸ゲージを3つと勘定すると440点という膨大なものとなった。

ひずみ測定の他に主要点での変位測定もダイヤルゲージにより行ない、参考データーとした。

3-5 ひずみ測定値の処理方法

ひずみ測定は自動ひずみ測定器により行ない、読み取ったひずみ値は紙テープに出力した。この紙テープを電子計算機(UNIVAC 1106)に入力し、本試験のために開発したひずみデーター解析プログラムにより、図-4 下段の断面力状態における主応力まで一括して求めた。

ひずみ測定値の解析には誤差論に立脚して最小2乗法、真値の区間推定法、誤差の伝播則等の理論を用いた。これらの理論に対する詳細は文献^{2), 3)}等にゆずるが、ここでは本ひずみ測定値の解析における基本的な考え方について述べておくことにする。

図-4 上段の多数の荷重・ひずみ測定値に最小2乗法を適用して中段のひずみを求めれば、求まったひずみは最確値であり、この最確値 X_0 と各々の測定値の間の誤差の度数分布を作ると測定回数が十分あれば図-5に示すような正規分布する誤差曲線が得られることは良く知

横方向への広がりは測定精度の良否の判断基準となるもので、その尺度として標準偏差 σ_0 （全面積が0.6745となる誤差の上、下限値で確率密度函数の変曲点となっている）が一般的に用いられている。

それではこの最確値 X_0 をもって真の値であると考えて良いであろうか。例えば実際に不可能なことであるが、もし今回の載荷試験とまったく同様の載荷試験を無限回繰返したものとして、各々の試験によって求まる最確値はまったく一致するであろうか。その答は違うといわざるをえないし、各々の最確値間の誤差の度数分布曲線を作れば、やはり図-5のように正規分布し、最確値間の誤差に関する確率密度函数も存在することが容易に想像されよう。この最確値に関する確率密度函数の横方向への広がり具合を示す標準偏差 σ は最確値 X_0 まわりに、今回実施した測定の荷重・ひずみ測定回数 n と、測定値と最確値 X_0 の誤差の度合を表わす標準偏差 σ_0 の関係から誤差理論により推定することができる。すなわち求められた最確値に関する確率密度函数から、確率をもって真値の存在範囲を示すことができる。例えば図-5の標準偏差について真値を X として

$$P_r \{ |X_0 - X| \leq \sigma \} = 0.6745$$

と書け、真値 X が $X_0 - \sigma$, $X_0 + \sigma$ の範囲にある確率は67.45%あるということができる。

今回の解析では信頼係数を0.9とし、90%信頼区間を設定し、

$$P_r \{ |X_0 - X| \leq \delta \} = 0.9, (\delta = 1.645 \sigma)$$

として、その95%上限値（この値を用いていれば95%の信頼度で真値 X が上限値を越えることはない）をもって測定値の評価を行なうことにした。ここで δ と σ の関係は確率密度函数の曲線性状より一義的に求まるものである。

また主応力の解析を行なったり、あるいは図-4の中段のひずみから下段のひずみを解析（3-3の(1)式）したりする際に、図-5のような確率密度函数を有するものの同志の演算が必要となり、それから求められたものも確率密度函数を有す。これらの演算は誤差伝播則を用いて処理を行なった。

3-6 弹性域内載荷実験結果と考察

3-6-1 F. E. M 解析値との対比

測定結果の妥当性を検証するために、アメリカ航空宇宙局で開発された汎用構造解析プログラムNASTRA

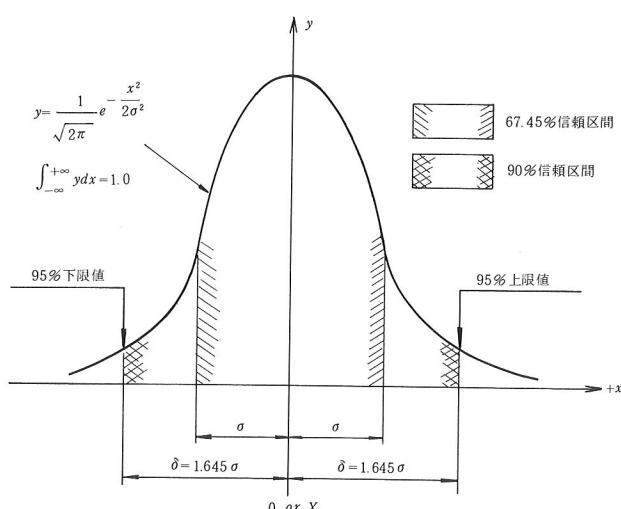


図-5 確率密度函数と信頼区間

られたところである。縦軸の度数を無次元化し、全曲線面積を1.0とした曲線は確率密度函数と呼ばれ、曲線の

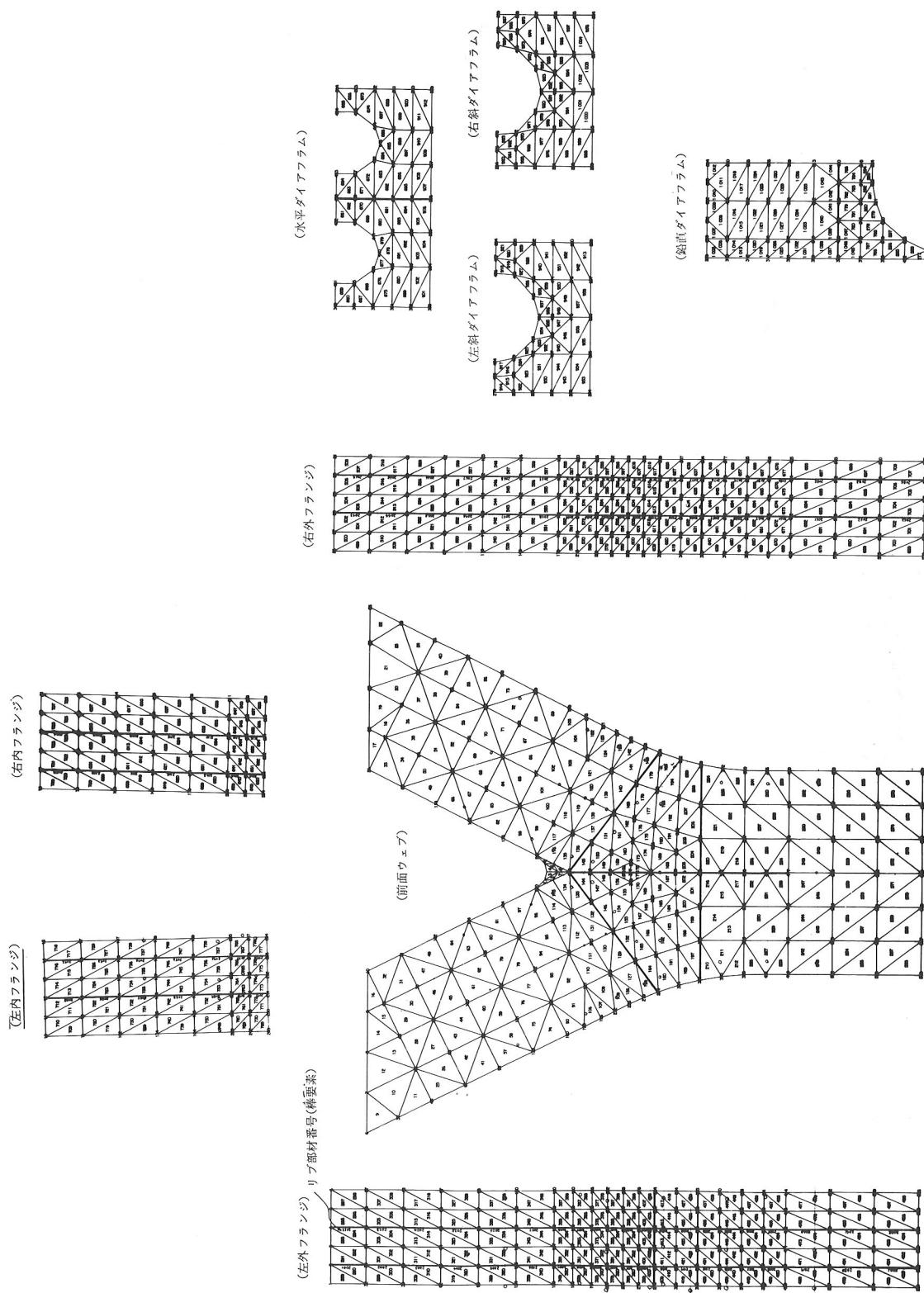


図-6 F・E・M解析モデル

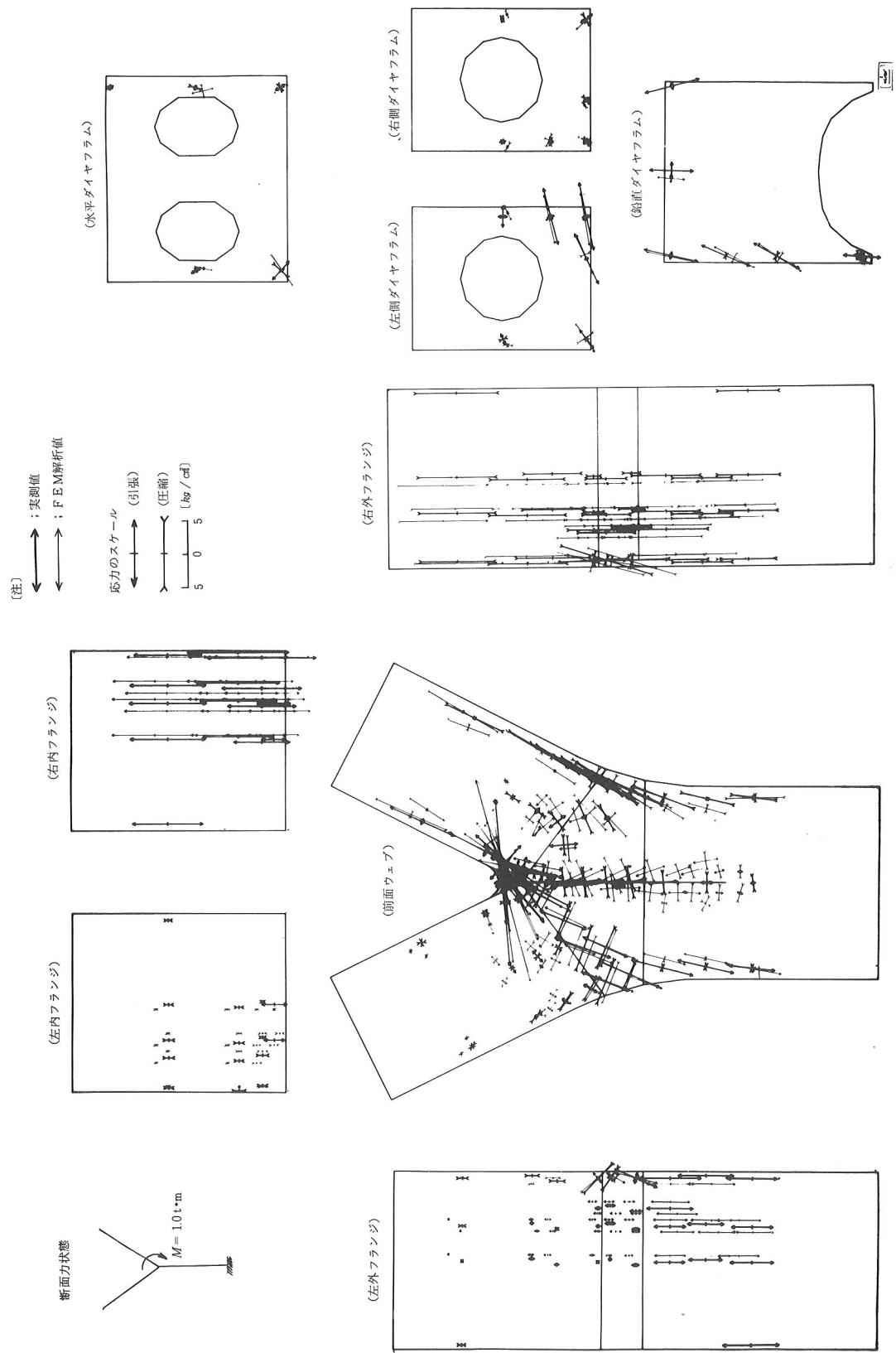


図-7 実測応力・F・E・M解析応力の対比図

NによりF.E.M解析を実施した。解析モデルは図-6に示す節点数580、3角形板要素数1050、フランジ縦リブをモデル化した棒要素数112から成る立体薄板モデルで、奥行方向の手前半分をスライスしたモデルとしている。スライスした面における節点に3次元的な拘束を与えて節点数の節約をはかり解析している。

図-7に右枝梁付根に単位曲げモーメントが作用した場合の実測応力(図-5中央の最確値)とF.E.M解析応力を対比して示す。図は自動作図機を用いて正確に描画されたものであり、解析応力はひずみ測定点周辺に限定して描画している。また実測フランジ応力は一軸応力状態として測定したので、解析応力についても一軸応力に変換して比較している。主応力はウェブ、ダイヤフラムについては板中心応力、外、内側フランジについては板表面応力を描画している。

図-7から実測応力、解析応力は非常に良い対応を示しており、測定応力の妥当性が検証できたと同時に、大規模実験によらずともF.E.M解析によってY交叉部の応力性状をある程度正確に把握することができることを示している。

右枝梁付根に単位軸力、単位セン断力が作用する場合

の実測応力、解析応力についても図-7と同様の傾向が認められ、巨視的には両者は良く一致しているが、微視的にみると若干異なる傾向も認められる。例えば無載荷側内フランジの角鋼近傍の実測応力は解析応力と応力方向が反対で大きさも異なるが、これはF.E.M解析では角鋼の剛性、3次元的な広がりを無視しているためと考えられる。

3-6-2 交叉隅角部の範囲について

交叉部は応力攪乱の生ずる場所であり、この攪乱が交叉部のどの範囲にとどまるかを知ることは交叉部に用いた板厚をどの程度延長して使用するかを決める上で重要である。

図-8に右枝梁付根に単位断面力が作用する場合のフランジ、ウェブのコーナー部の実測応力と梁理論応力を対比して示す。実測応力については最確値及び95%上限値を合せ示している。ただし軸力が作用した場合について両者はほとんど差異がないので、95%上限値については描画を省略している。この図によれば枝梁については断面①、幹柱については断面⑯付近で応力攪乱がおさまっている。以上から9号線Y橋脚の交叉隅角部範囲は図

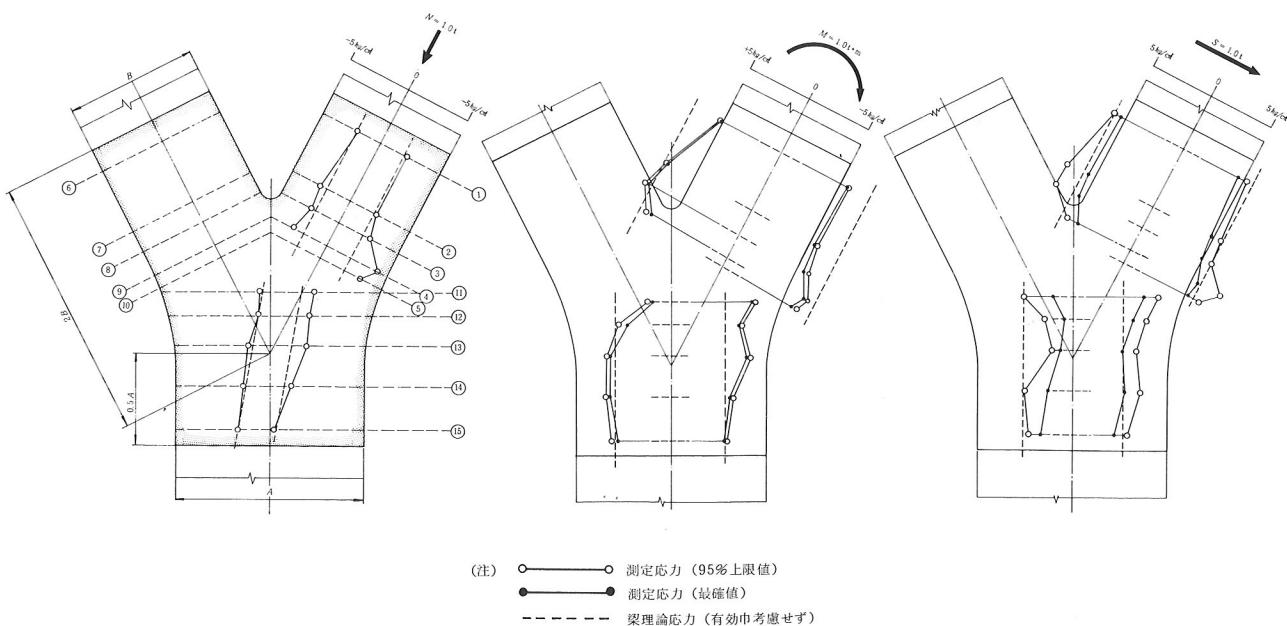


図-8 測定応力と梁理論応力の対比

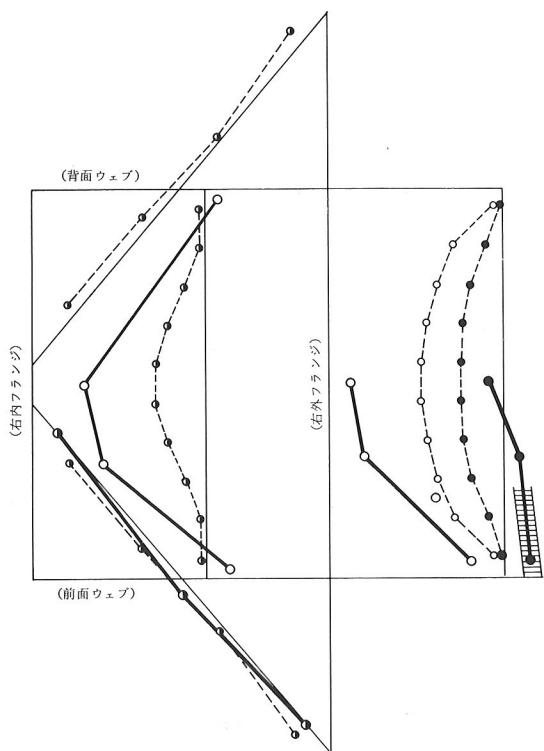
示すように枝梁についてはY中心交叉点から $2 \times B$ 、幹柱については $0.5 \times A$ の範囲とした。ここでA、Bは

それぞれ幹柱巾、枝梁巾である。

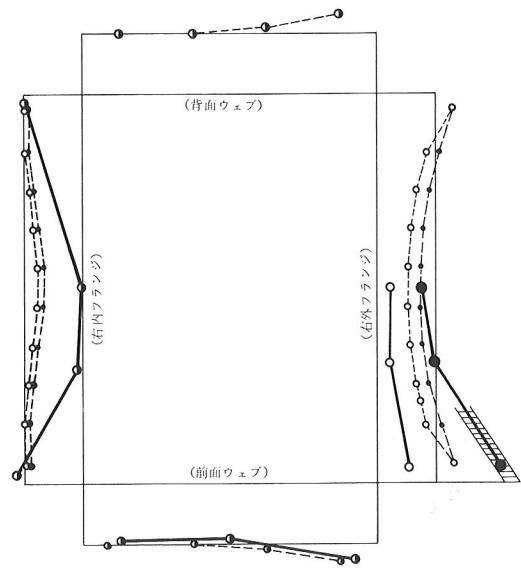
3-6-3 交叉部応力分布性状

図-8に示す断面番号位置において得られた断面内実

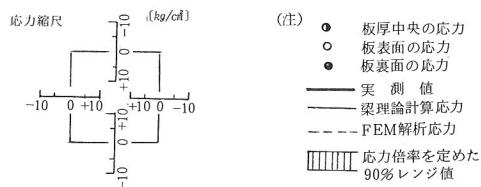
測応力と解析応力の対比例を図-9に示し、さらに図-7, 8から本交叉部の応力分布性状について考察する。



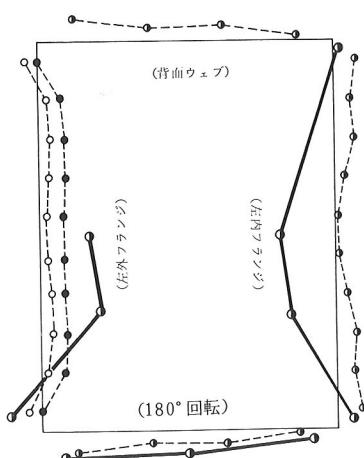
(1) 単位曲げによる断面④応力



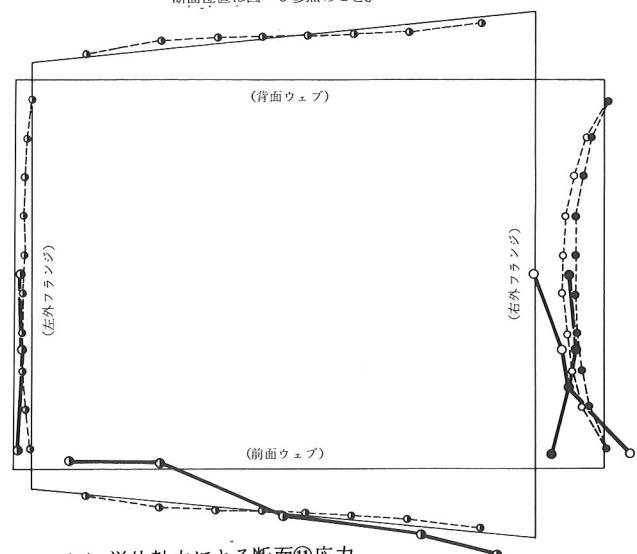
(2) 単位軸力による断面④応力



断面位置は図-8 参照のこと。



(3) 単位曲げによる断面⑨応力



(4) 単位軸力による断面⑪応力

図-9 断面内直応力分布図

- (1) 枝梁については断面④付近で応力攪乱が著しく、特に軸力が作用する場合が著しい(図-8)。
- (2) 幹柱については断面⑪付近で攪乱が著しく、荷重載荷側のフランジで特に著しい(図-8)。
- (3) 内側フランジ交叉部のウエブ円弧部で応力集中が著しい(図-7)。これは実橋脚では取付けることになるU字型の飾りフランジを模型では省略したことと若干影響していると考えられるが、このウエブ円弧部は応力抵抗材とはみなしていないこと、後述するように終局状態でも亀裂、破断等の損傷が認められなかったことより構造的弱点とはなりえないと判断される。
- (4) 断面内フランジ直応力分布に着目すると実測応力、F.E.M 解析応力ともフランジ中央部での応力低下が認められる(図-9)。この応力低下は交叉部の応力攪乱により生ずるセン断ひずみが原因となって引起されるもので、いわゆるシェアーラグ現象によるものと考えられ、軸力作用時よりも曲げ作用時に顕著にあらわれている。枝梁内側フランジの応力低下についてはシェアーラグ現象による影響の他に、内側フランジ力を伝達させる左斜ダイヤフラムのマンホールの存在による中間部の剛性低下による影響も考えられる。外側フランジが曲率を有することによる板曲げ応力の影響は曲げ作用時に顕著にあらわれ、F.E.M 解析値より実測応力値の方がさらに顕著にあらわれている。この原因は明らかではないが板の表裏の実測応力を平均すると、大略 F.E.M 解析応力と一致する。またウエブの断面内応力分布に着目すると F.E.M 解析応力と大略合致している。
- (5) 無載荷側となる左枝梁付根断面にも応力が発生している(図-9(3))。これは左斜ダイヤフラムに入ったフランジ力が付根断面に対してセン断を引起するような作用をし、一種のシェアーラグ現象が生じているためと考えられる。実測応力と F.E.M 解析応力の間に相当の開きがあるが、これは 3-6-1 に述べたように F.E.M 解析では角鋼の剛性、3 次元的な広がりを無視したことも原因となっていると考えられる。

3-6-4 ダイヤフラム応力

- 図-7よりダイヤフラムの応力性状について考察する。
- (1) 水平ダイヤフラムについては応力がほとんど生じないことより形状保持材と考えて良い。
 - (2) 載荷側の右斜ダイヤフラムについてはやはり応力が

ほとんど生じないことから、右枝梁荷重に対する応力伝達材と考える必要はない。

- (3) 載荷側と反対方向にある左斜ダイヤフラムには角鋼を介して応力の伝達が行なわれ、明らかに応力伝達材となっている。その応力の方向はフランジ力の流れる方向と大略一致している。また角鋼の取付く付近の応力分布に着目するとマンホールによる剛性低下によって中央部の応力低下が認められ、ウエブに接する付近のダイヤフラム応力に着目すると、ウエブへのセン断伝達が行なわれるために、角鋼から離れるにしたがって応力が低下する傾向がみられる。
- (4) 鉛直ダイヤフラムについては応力伝達材と考えられ左斜ダイヤフラムとほぼ同等のフランジ力を分担している。しかし左斜ダイヤフラムと異なり、角鋼に取付く付近の応力分布は比較的一様であり、ウエブに沿っての応力分布も一様でウエブにセン断を伝達するというよりはウエブと鉛直ダイヤフラムが一体変形していることが認められる。

3-7 終局耐荷力実験結果

終局耐荷力実験では荷重を増大させながら逐次、ひずみを測定した。測定耐荷力は 693 t であり、荷重除去後の外観調査で図-8 の断面④、⑨付近の圧縮応力を受けもつ外フランジ、ウエブ部での座屈によって終局状態に達したことが判明した。ひずみ測定値から求めた外フランジ、ウエブの塑性領域の進展状況を図-10 に示し、以下終局耐荷力実験の主な結果について述べる。

- (1) 内側フランジ交叉部のウエブ円弧部では 100 t 程度の小さい荷重で降伏が初まるが、その後の荷重の増大にともなって応力の再配分が行なわれ、終局状態でも亀裂等の破損は認められなかった。このことはウエブ円弧部は応力集中の最も激しいところであるが、十分な変形能を有しており、構造的弱点とはなっていないと判断された。
- (2) 斜、鉛直、水平ダイヤフラムについては 600 t 付近の荷重になって降伏が初まったことにより、当然のことではあるがフランジ、ウエブより安全側の部材であることが分った。
- (3) 単純塑性理論 (Plastic Hinge 理論) を任意形の骨組構造に対して適用でき、骨組部材の降伏相関関係 (軸力による全塑性モーメントの低下) を考慮できる有限変形理論をベースとするプログラム (プログラム

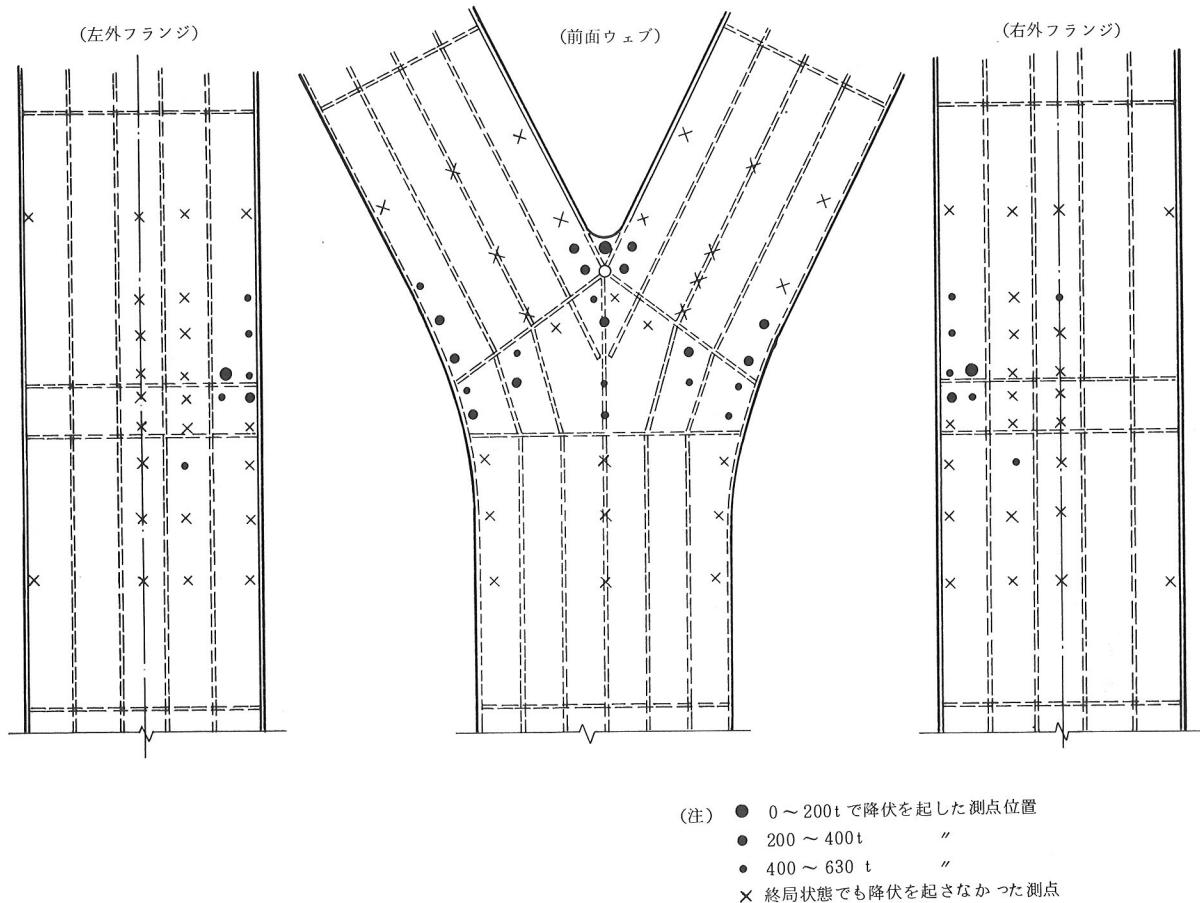


図-10 塑性領域の拡大状況図

名NOFRAN, 当社開発)による終局耐荷力解析値は728 tで、実測値693 tと大差がなかった。のことから本模型脚は枝梁付根断面が完全塑性状態に入るのと相前後して局部座屈が生じたものと考えられる。以上から局部座屈を防止するための補剛材の位置、間隔、剛度等が合理的、かつ妥当なものであることが分かり、実橋脚もこれに準拠した設計を行なえば局部座屈を防止できることが分った。

4. 交叉部設計法

4-1 設計法に対する考え方

本模型脚載荷試験結果をもとにして交叉部設計法の確立をはかることにしたがその際、設計法の形態をどのようなものにするかが、問題となつた。この種の設計法として直交隅角部設計法が参考となるが、次の理由から同思想の設計法とするのは困難であると判断した。

- ①円弧外フランジには板曲げ応力が存在する。
 - ②無載荷側の枝梁付根にも若干の応力が生ずる。
 - ③斜、鉛直ダイヤフラムは主部材と考えられ、特に斜ダイヤフラムのマンホールの存在が交叉部応力分布性状に影響を与えていていると考えられる。
 - ④Y交叉部は直交隅角部の観点に立てばT型隅角部の変形されたものと考えられる。その際、T型の直交隅角部の設計に簡便的に用いられている2つの直交T型隅角部を単に交互に重ね合せるだけでY交叉部の場合良いのか、②のような応力の影響まで考えるとすると、にわかに判断し難いところがある。
 - ⑤フランジ力の作用点、セン断を受けもつウェブ範囲等が直交隅角部のように明確でない。
- そこでフランジ、ウェブの板厚決定に際し、模型相似率の関係から両者の板厚を大きく変えないことにし、面内断面力に対して次のように実応力を照査する方法とした。

$$\begin{aligned} (\text{実橋脚応力}) &= (\text{試験結果にもとづく応力倍率}) \\ &\times (\text{実橋脚基準応力}) \times (\text{実橋脚断面力}) \end{aligned}$$

4-2 応力倍率と応力照査点

応力倍率は模型脚応力測定結果にもとづいて

$$(\text{応力倍率}) = (95\% \text{信頼応力上限値}) / (\text{梁理論応力})$$

と定義し、図-9に示すような断面内応力分布図より定めた。

応力照査断面は図-11に示すように各枝梁について各々1断面、幹柱について2断面とした。枝梁応力照査点(*a*~*d*)の応力倍率は図-8に示す断面④~⑤、断面⑨~⑩の断面内応力の応力攪乱の最大なところで定めた。幹柱について応力照査断面を2つ設けたのは次の理由による。上側断面(*e*, *f*)は図-8に示す断面⑪~⑫の応力攪乱の大きな断面と対応させ、下側断面(*g*, *h*)は実橋脚断面力を交叉部付根に作用する断面力と考えているため交叉部から離れることによる断面力増加による応力増大に対処するためで、図-8の⑯断面の交叉隅角部の境界付近の応力照査を行なうものである。

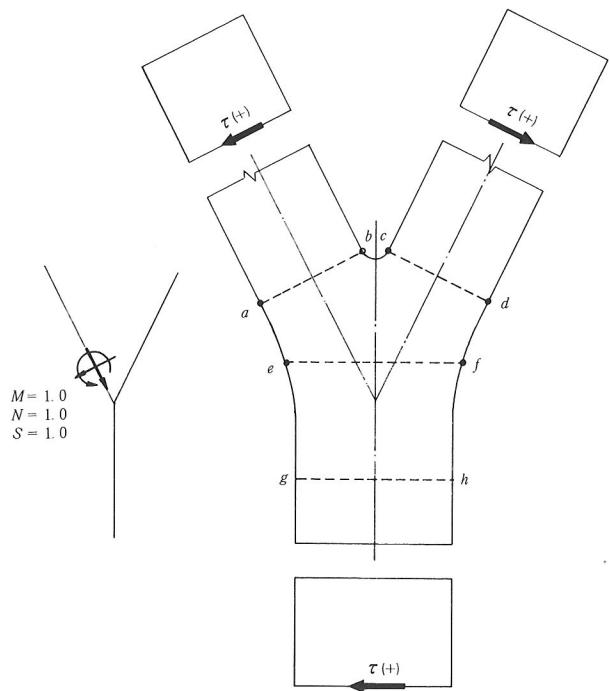


図-11 応力照査位置と断面力、応力符号

左側枝梁付根に単位断面力が作用する場合の直応力、セン断応力に対する応力倍率を表-1に示す。直応力に

対する応力倍率の符号は図-11のような方向の断面力に対して引張応力となる場合プラス、圧縮応力となる場合マイナスとしている。セン断応力に対する応力倍率の符号は同様に、図-11の図示の方向に流れるセン断応力をプラスとしている。表-2によれば、無載荷側枝梁付根に生ずる応力の影響も考慮できる。

表-1 応力倍率

	軸 力		曲げモーメント		セン断力	
	応力倍率	基準応力	応力倍率	基準応力	応力倍率	基準応力
直 応 力	a -2.35	S _{BN}	-1.20	S _{BM}	-0.90※	S _{BS}
	b -1.30	"	1.40	"	0.65※	"
	c -0.45※	"	-0.30※	"	—	"
	d -0.30※	"	-0.20※	"	—	"
	e -1.85	S _{CN}	-1.55	S _{CM}	0.80	S _{CS}
	f -0.65	"	0.95	"	-1.25	"
	g -0.35	"	-1.15	"	-1.35	"
	h -1.75	"	1.45	"	0.50	"
セ ン 断 応 力	a -0.65※	S _{BN}	-0.45※	S _{BM}	1.00	S _{BS}
	b -0.25※	"	-0.40※	"	1.45	"
	c 0.70	"	-0.60	"	—	"
	d 0.70	"	-0.65	"	—	"
	e -1.30	S _{CN}	-0.60	S _{CM}	1.50	S _{CS}
	f -1.00	"	1.00	"	0.50	"
	g -0.90	"	-0.35	"	1.05	"
	h -0.95	"	0.15	"	0.95	"

4-3 基準応力

枝梁付根に単位軸力、曲げモーメント、セン断力を作用させた場合の梁理論応力を実橋脚断面の枝梁、幹柱について計算したものを基準応力とする。すなわち、

$$S_{BN} = 1,000 / A_B, \quad S_{CN} = 1,000 / A_C$$

$$S_{BM} = 100,000 / W_B, \quad S_{CM} = 100,000 / W_C$$

$$S_{BS} = 1,000 / A_{WB}, \quad S_{CS} = 1,000 / A_{WC}$$

ここで S は基準応力、そのサフィックス B , C はそれぞれ枝梁、幹柱のものを示し、サフィックス N , M , S はそれぞれ軸力、曲げ、セン断に対するものであることを示す。 A_B , A_C は枝梁、幹柱の総断面積、 W_B , W_C は断面係数、 A_{WB} , A_{WC} はウエブ総断面積を示し、断面諸量はcm単位で基準応力はkg/cm²で示している。基準応力は符号を考える必要はなく絶対値で良い。また断面係数を求める際、応力倍率に有効巾の影響が加味されているため全断面有効として計算して良い。各応力倍率について考慮すべき基準応力を表-1に示す。すなわち(応力倍率) × (基準応力)は実橋脚の枝梁付根に単位断面力

が作用する場合の実橋脚応力を示している。したがって実橋脚の枝梁付根断面力を掛けることにより、実応力が求まる。

4-4 実橋脚応力

2つの枝梁付根に作用する6つの断面力を用いて実橋脚応力を計算する。すなわち左側枝梁付根に作用する3つの断面力に対して、その作用方向を考えて表-1により実橋脚応力を求め、右側枝梁付根に作用する3つの断面力に対しては応力照査点の交換（例えば $a \rightarrow b$, $b \rightarrow a$ ）を行なって同様に実橋脚応力を求める。これらの応力をすべて重ね合せれば6つの断面力作用時の応力が求まるが重ね合せの際、主たる応力に対して従たる応力の符号が異なる場合は従たる応力の重ね合せをしないことにした。ここで従たる応力とは例えば軸力に対する枝梁セン断応力等で、表-1の※印で示す応力項のことである。

幹柱の応力照査に対しても枝梁付根の6つの断面力を用いることにしたのは、左右枝梁付根の断面力状態が同じで幹柱に軸力のみしか作用しない場合でも、曲げ、セン断による応力擾乱による応力が発生するはずであり、幹柱のみの断面力では、この影響を加味できないためである。

主部材となる斜、鉛直ダイヤフラムについても同様思想による実応力照査式を導びいたが、実橋脚設計には用いなかった。これは終局耐荷力試験においてダイヤフラムは十分な耐荷力性能を示したことから、フランジ、ウェブの板厚から類推し、さらに模型相似率を考慮して18mm前後の板厚のものを用いれば十分であると判断したからである。

5. あとがき

4で述べた設計法を用いて9号線Y脚の設計が行なわれた。事後調査によるとフランジ、ウェブの板厚が30mm以上となる橋脚がほとんどであり、厳密には本設計法が18mm前後の橋脚を想定した応力照査法となっているため、実際に生ずる応力と計算応力は当然のことながら異なることが予想される。しかし、応力倍率を95%信頼応力上限値をもとに定めていること、応力の重ね合せを安全側に考えていることから、かなり安全側の設計となつていると考へられる。

このように確立された設計法は本模型脚とほぼ相似な橋脚にしか適用できず、さらに板厚相似についても不明確な点を残している。したがってYの交叉角、箱形状寸法等の異なる一般的なY橋脚に適用できる交叉部設計法の確立が望まれる。その際、どちらかといえば9号線Y橋脚への緊急対応策として確立された応力倍率をもととする本設計法のような考え方を改ため、巨視的、工学的判断にもとづく簡略な設計法とする必要があると考える。

幸いにして試験結果の妥当性を評価する意味で行なったF.E.M解析値は測定値と巨視的に良い対応を示し、大がかりな試験を行なわなくてもY橋脚の応力性状を十分把握できることが確認された。このF.E.M解析を正確な応力を与える判断基準とし、例えば一つの枝梁と幹柱からなる系を円弧梁に置換し円弧梁理論にもとづく解析値との対応を吟味検討することによって、一般的、簡略的な設計法を確立することも可能と考えられる。

今回の試験はY橋脚の面内力に対する設計法の確立に限定したため、Y橋脚面外力、特に枝梁先端の面外変形が異なりY交叉部に振りが作用する場合の問題、あるいは全体座屈の問題は対象としなかった。これらの問題に対する究明と一般的な面内力に対する設計法の確立によってY橋脚が一般的に使用されるようになることが期待される。

最後に本試験全般にわたって御指導いただいた首都高速道路公団、ならびにJ.V各社の皆様に謝意を表わします。

参考文献

- 1) 松本・富沢・恵谷：Y型橋脚をもつ高架橋の設計と施工、橋梁と基礎、Vol. 13, No. 5, 1979.
- 2) 船山・田部：誤差と最小2乗法概論、理工図書
- 3) 本間・春日屋：次元解析、最小2乗法と実験式、理工図書