

鋼橋技術研究会

設計部会 W / G ( E グループ )

調査研究報告書

鋼構造物設計における F E M 解析の適用例

平成 7 年 5 月

# 研究調査報告書目次

## 1. 調査概要

1.1 調査目的 .....	3
1.2 FEM の特性と用途.....	4
1.3 調査項目 .....	6
1.4 事例集一覧表 .....	7

## 2. FEM の適用

2.1 基本的手順 .....	9
2.2 解析領域の設定 .....	12
2.3 境界条件の設定 .....	14
2.4 荷重条件の設定 .....	16
2.5 要素分割の手法 .....	18
2.6 付加部材の取扱 .....	19
2.7 その他 .....	22

## 3. 解析結果の評価

3.1 解析結果の整理方法 .....	24
3.2 設計への反映 .....	29

## 4. FEM 解析事例集 .....

40

# 1. 調査概要

## 1.1 調査目的

近年、構造解析技術の進歩、高張力鋼の開発、製作技術の向上に伴い鋼構造物の長大化、軽量化、複雑化が進んできた。本四連絡橋をはじめとする斜張橋・吊橋・アーチ系の橋梁はもちろんのこと、都市高速道路の発達に伴い主桁と橋脚の一体構造や、景観に配慮した従来あまり実績のない構造詳細部も増えている。

このような多種多様な鋼構造物の設計業務において、コンピュータの飛躍的な進歩、汎用構造解析ソフト（NASTRAN,FINAL他）の普及に伴い、応力集中部や応力の流れが複雑な構造の応力状態を把握するためにFEM（有限要素法）解析が積極的に適用されている。各種設計基準においても、FEM解析の適用を原則にしているか、推奨している。

しかし、境界条件が複雑である等のために解析的には解けない問題でも、FEM解析を適用すれば簡単に解が求まるという利点がある一方、境界条件の設定、要素の選択、分割方法などのモデル化および解析結果の評価などによって、異なる結果を得る場合も生じる。

これまで、その運用は担当の設計者の経験、判断に委ねられている場合が多いと思われる、FEM解析の適用上の留意点を各種の解析事例を参考にしながら理解することは、設計者として重要なことであると考えられる。

そこで、本四連絡橋をはじめとする斜張橋・吊橋以外の橋梁の中で、実際のいろいろな解析事例を各種文献から収集し、FEM解析の適用例について調査研究する。

本四連絡橋に関しては

文献「本四連絡橋におけるFEM解析の適用事例：本四技報 Vol.15 No.60 '91.10」で詳しく紹介されているので、調査対象外とした。

## 1.2 FEMの特性と用途

### 1.2.1 FEMの特性

構造物の設計業務においてFEMは、連続体を有限の離散化された要素の集合体に置き換え、無限の自由度を有する連続体の問題を有限個の自由度で近似する離散化解析の一手法である。

#### (1) 要素分割 (FEMモデル化)

FEM解析は解析の対象とする構造物を、有限の離散化された要素の集合体に置き換える離散化解析法であるため、応力の急変が予想される部位は細かな要素分割にする等の配慮が必要である。

#### (2) 解析結果の評価 (連続体とFEMの考え方の相違)

FEM解析は主として計算の便宜のため、要素内の変位が簡単な多項式で表されるものと仮定している。この結果として要素間で応力の計算値は連続しないことから、応力状態の評価は要素重心位置で代表するか、あるいは一つの接点を共有する各要素の応力の平均値を接点位置での応力とする等の配慮が必要である。

#### (3) 力の伝達 (要素内節点のつり合い)

実際の構造物は連続的に応力が伝達されるが、FEMでは要素間の力の受渡しは要素辺上にとられた節点を介してのみ行われるため、分布荷重作用位置等では分布荷重を等価な集中荷重に置き換えるに十分な要素を配慮する必要がある。

#### (4) モデル化の範囲 (領域の取り出し方)

FEM解析は要素数の制約と、モデル作成の仮定から、着目した箇所を中心に構造物の一部分を取り出すことが多い。取り出されないで残った部分の剛性や変形は何らかの形で境界条件に考慮する必要がある。

#### (5) 要素の選択 (構造部材のFEMモデル化)

着目する解析対象の応力状態を適正に反映し得る要素で選択する必要がある、リブ、ダイヤフラム、スチフナ材等は解析目的にしたがい棒要素、はり要素、あるいは面内要素、平面曲げ要素等とする必要がある。

## 1.2.2 FEMの用途

鋼構造物でFEMの適用が必要な代表例としては、次のような場合が挙げられる。

### (1) 応力集中が予想される場合

孔あき部、切欠きスリット部、フィレット部等の応力集中が予想される場所ではFEM解析が必要となる。

### (2) 応力の流れが不明な場合

ラーメン隅肉部、トラス格点部等応力の流れが急変する部位では応力状態を正確に把握するためFEM解析が必要である。

### (3) 応力の分配が不明な場合

大きな集中荷重の作用点では、作用力をスムーズに主要部材に伝達するため補強構造が必要である。また、橋脚に作用する軸力を機を構造に均一に伝達するにも補強構造の剛性を充分配慮した応力状態をFEMにより解析する必要がある。

### (4) 構造モデルの形状からFEM以外の解析法がない場合

吊橋のサドル部、ケーブルバンド、タワーリンク等は、境界の形状が複雑で、連続体の力学の支配方程式を解析的に求める事が不可能である。このような場合は、FEM解析が唯一の応力推定法となる。

### 1.3 調査項目

本四連絡橋をはじめとする斜張橋・吊橋以外の橋梁の中で、実際のいろいろな解析事例を各種文献から収集し、FEM解析の適用上の留意点について調査研究する。収集した資料は、下記の項目に着目し、次ページに示すような調査票にて整理する。また、それだけでは実際の設計作業の参考には不十分であると思われる場合は、具体的な設計への反映、実験等の貴重な資料を添付資料として簡潔にまとめた。

#### 調査票

1. 橋梁名
2. 発注先
3. 対象部位
4. 出典
5. 一般図
6. モデル図（境界条件、節点数、要素数
7. 解析ケース数
8. 解析モデル、要素
9. 解析プログラム
10. 解析目的
11. 対象荷重
12. 応力評価
13. 許容値
14. 解析結果
15. 特記事項

#### 添付資料

# FEM解析事例集

<b>No.</b>							
<b>橋梁名</b>		<b>発注先</b>		<b>対象部位</b>		<b>出典</b>	
<b>一般図</b>				<b>モデル図</b>			
					境界条件 : 節点数 : 要素数 : 解析ケース数 :		
<b>解析目的</b>	応力照査・設計手法・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査			<b>解析モデル</b>	弾性平面・弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体		
<b>解説)</b>				<b>解析モデル要素</b>	トラス・梁・平面・板曲げ・シェル・ソリッド・その他		
				<b>解析プログラム</b>			
				<b>対象荷重</b>			
				<b>応力評価</b>	主応力・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形		
				<b>許容値</b>	$\sigma_a$ , $1.1 \times \sigma_a$ , $1.2 \times \sigma_a$ , $\sigma_y$ , $0.8 \times \sigma_y$ ただし $\sigma_a$ — 許容応力 , $\sigma_y$ — 降伏応力		
<b>解析結果</b>				<b>特記事項</b>			

## 1.4 事例集一覧表

調査対象の解析事例は、下記の22の文献をまとめたものであり、次ページに詳細一覧表を示す。

橋名	客先	構造形式
1 横浜市道高速2号線	首都高速道路公団	鋼製橋脚
2 OJ13工区	首都高速道路公団	鋼製橋脚
3 OJ14工区(その2)	首都高速道路公団	鋼製橋脚
4 横浜市道高速2号線	首都高速道路公団	鋼製橋脚
5 BY工区大黒インテェンジランプ橋	首都高速道路公団	鋼製橋脚
6 1242工区上部工概略設計	首都高速道路公団	鋼製橋脚
7 市道高速2号東片端(その1)	名古屋高速道路公社	鋼製橋脚
8 市道高速分岐2号本町(その2)	名古屋高速道路公社	鋼製橋脚
9 IS42工区鋼製橋脚	首都高速道路公団	鋼製橋脚
10 大阪府道高速湾岸線	阪神高速道路公団	鋼製橋脚
11 助松工区鋼製橋脚	阪神高速道路公団	鋼製橋脚
12 中央環状王子線	首都高速道路公団	鋼製橋脚
13 琴似発寒川橋	日本道路公団	単弦ローゼ
14 名取川橋	日本道路公団	単弦ローゼ
15 木津川新橋	大阪市	バランスアーチ
16 木津川新橋	大阪市	バランスアーチ
17 遠入川橋	日本道路公団	逆ローゼ
18 天狗橋	日本道路公団	V脚支柱
19 梅町橋梁	阪神高速道路公団	V脚支柱
20 横浜市道高速湾岸線高架橋	首都高速道路公団	横梁
21 関西国際空港連絡橋	関西国際空港(株)	鋼床版箱桁
22		プレートガーダー



## 2. FEMの適用

### 2.1 基本的手順

設計者はFEM解析モデル作成にあたって、以下の事項について検討する必要がある。また、大まかなフローを図2—1に示す。

#### (1) 解析計画の策定

設計するうえで、FEM解析が必要か、必要であればどの種類のFEM解析モデルを適用するか等を判断しなければならない。また、解析目的をあきらかにしておく必要がある。

#### (2) 解析領域の設定

対象とする構造の中からどの部分をFEMモデル化し、取り出したらよいか。要素数の制限、境界条件の取扱い方、着目部分から境界までの応力が定常化するために必要な距離等、を考慮して決定する必要がある。

#### (3) 境界条件の設定

解析領域の境界にどのような力学条件をおくか。剛な基礎と接している場合等は比較的簡単であるが、構造の一部を切り取った箇所では、取り出さなかった部分との間にどのような力が交換されるのか考察して境界条件を決定する必要がある。

#### (4) 荷重条件の設定

取り出した構造モデルにどのように外力を作用させるか。FEM解析の場合、温度を除くと活荷重や風荷重のような設計荷重が直接作用することはまれで、隣接構造から伝えられる反力や構造部分を切り取ったとき、その切断面に作用していた応力を荷重として載荷することになる。

#### (5) 要素分割の方法

解析領域をどのように要素分割するのがよいか。平面の場合、三角形要素、四辺形要素、棒要素、はり要素等があり、どの形状の要素をどの程度の大きさで用いるのか等、要素特性を十分理解したうえで判断する必要がある。

## (6) 付加部材のモデル化

取り出されたFEMモデルは、一枚の板だけという場合はまれで、方向の違った板がリブ等の形で結合されている場合がよくある。これらの部材を考慮するか無視するか、考慮するとすればどのような要素モデルを用いるのがよいか解析目的にしたがい判断する必要がある。

## (7) 計算結果の評価

FEM解析結果は近似値である。それが十分に対象構造を表現しているかどうか、また、その結果を骨組解析と同じ考え方で設計に反映させてよいのかどうか等、検討する必要がある。

## (8) 解析結果の整理

出力結果である応力は要素内の平均的な応力である事に注意すべきである。解析目的が応力の流れを明確にする事である場合には、要素重心位置で最大、最小主応力を矢印で表記する等が一般的に行われており、応力強度を求める場合には、相当応力に変換し、隣接要素間の応力の不連続性を平均化するため、一つの接点が共有する各要素の平均相当応力を当該節点での応力と仮定することが行われる。この場合、相当応力の等高線を求める事により、応力集中の程度、拡がり等が明確となる。

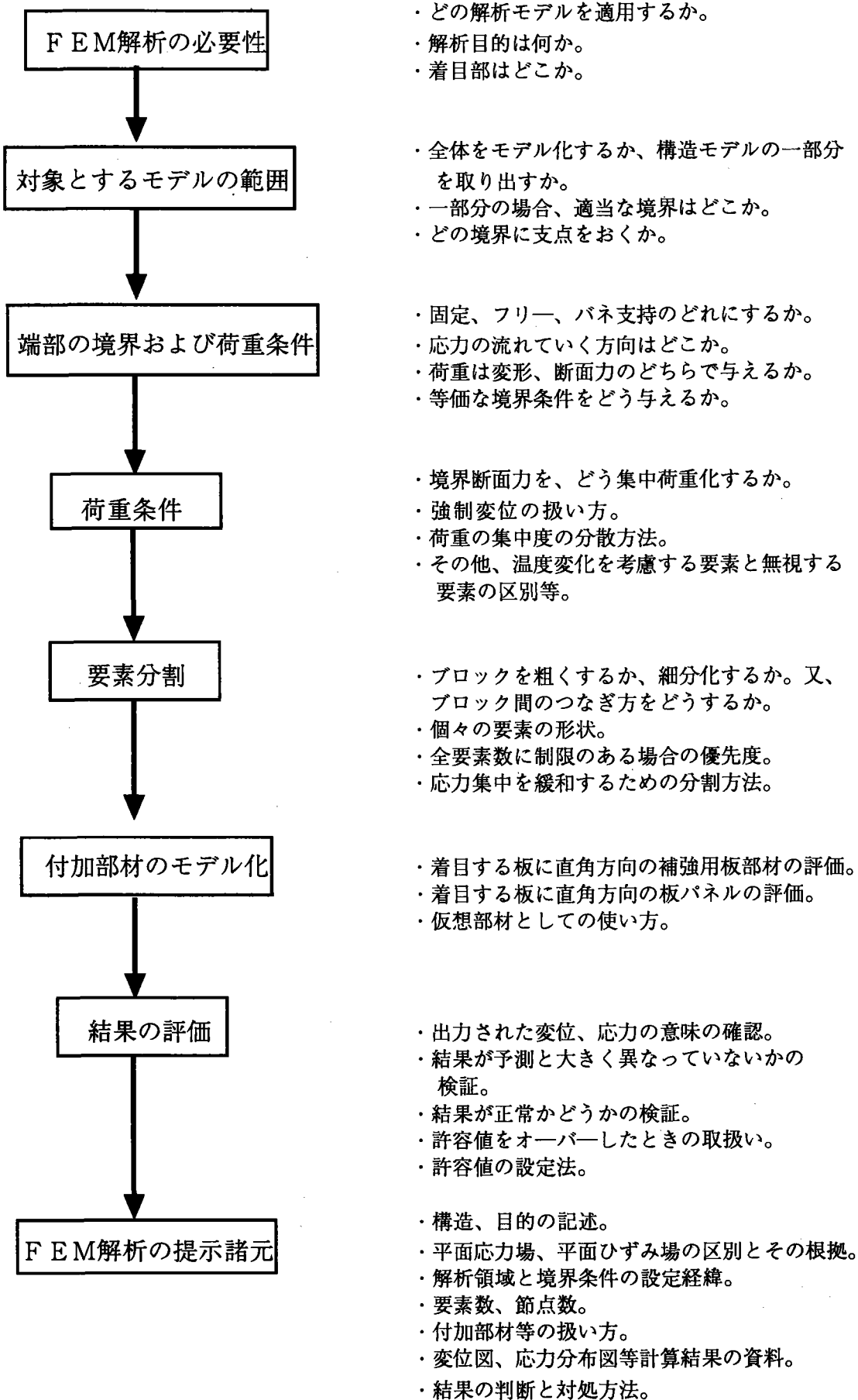


図 2-1 FEM解析の判断のフロー

## 2.2 解析領域の設定

設計上、解析を必要とする着目部分を中心にFEMモデルとして取り上げる領域の設定が必要となる。この領域設定には以下の項目を考慮する必要がある。

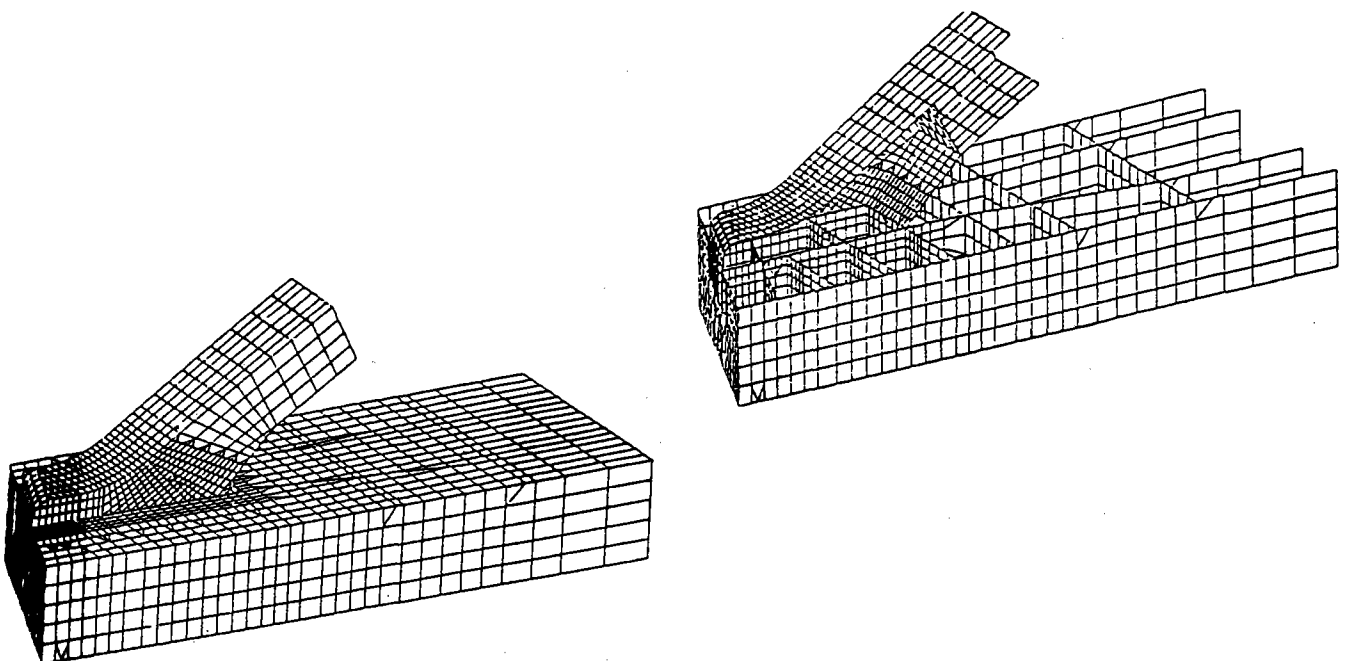
- (1) 設計の目的上、必要な要素数の制約
- (2) 適切な境界条件が設定可能か？
- (3) 着目部分から応力が安定化する領域の想定

(2)、(3)を考慮し、全体構造より必要領域を取り出す選定法には、大きく分けて以下の2種類が考えられる。

- a. 自由端または方向の異なった板によって支持されているところまで取り出す方法
- b. 構造部分の一部を切断した形で取り出す方法。

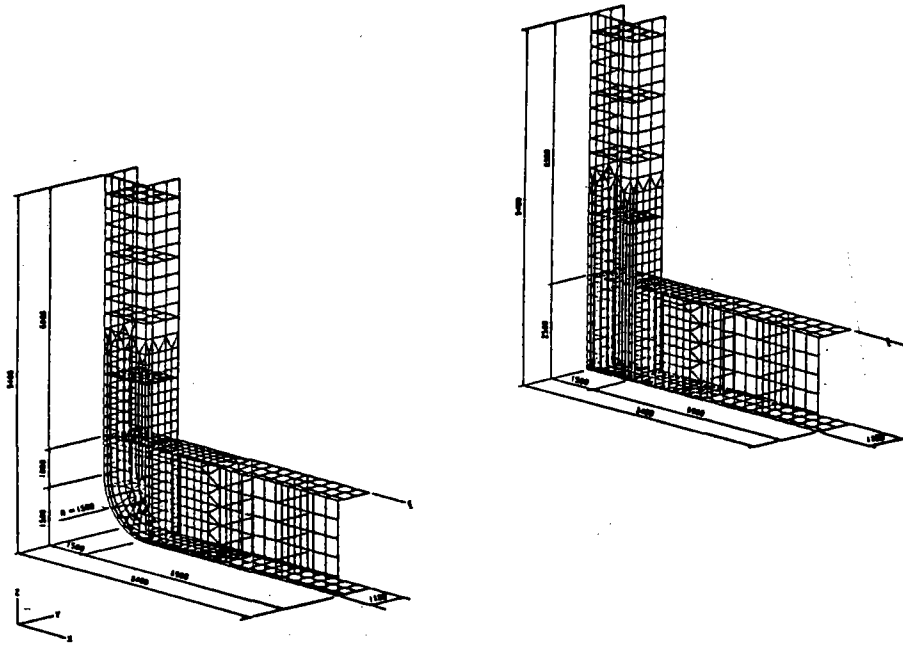
aは3次元的な板の集合体で個々の板を独立に解析する場合にしばしば用いられる方法であり、bはトラス等の格点部、隅角部、(開口部)等の詳細な応力解析を行う解析対象部分を中心に、ある一定領域のみ取り出し、限られた要素数を着目部に集中配分する方法である。

今回の解析事例については、格点部、隅角部の解析が多い。上記bをベースに応力性状が安定する広い領域までモデルに考慮している例が多くみられた(図-1)。



FEM 解析モデル

隅角部の解析事例については、梁部の必要長さを梁の高さの3倍程度まで取っているものもあり、経験的に言われる梁高と同じ程度の長さ比べて、長めにとられている(図-2)。



構造物に対称性がある場合は、解析モデルを1/2、あるいは1/4に簡略化することができる。また、梁あるいは柱形状の切り取り境界線は、その軸線に直角に切り取ることが重要である。これは、長方形要素を作りやすく、梁、柱モデル(全体解析)の断面力分布と等価にしやすい利点がある。

## 2.3 境界条件の設定

解析領域の境界にどのような力学条件をおくかが課題となる。剛な基礎と接している場合や自由空間と接している部分等は比較的簡単であるが、構造の一部を切り取った箇所では、取り出されなかった部分との間にどのような力が交換されるのか考察する必要が生じる。

力学的に与えられる境界条件は次の3種類が考えられる。

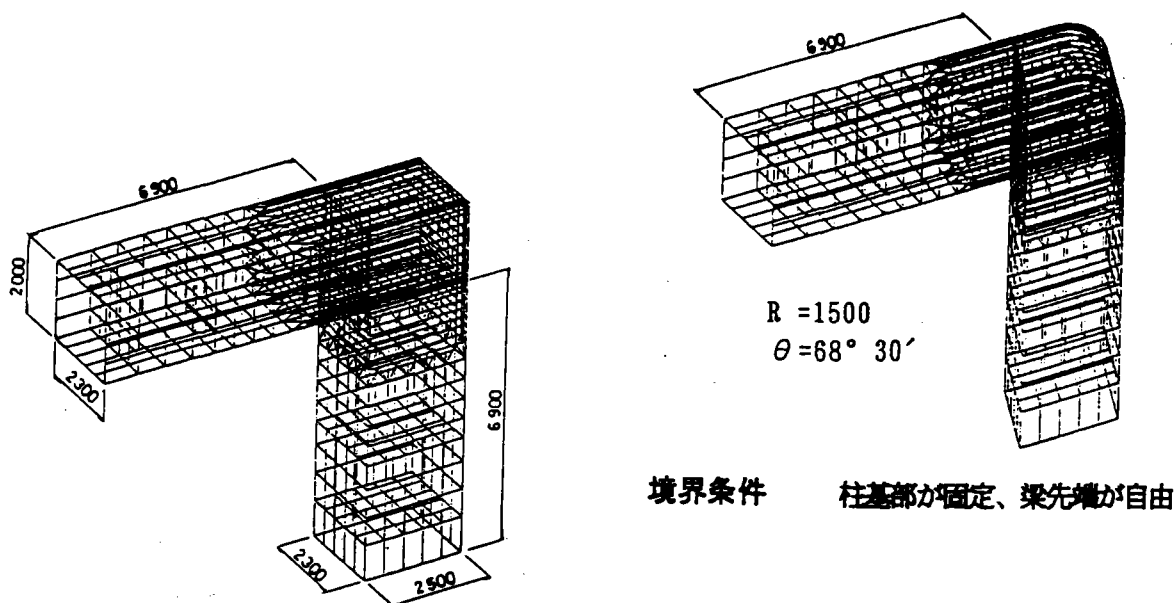
- ① 変位を指定して反力を未知とする。(一般に支点)
- ② 作用する力を指定して変位を未知とする。(一般に荷重点、又は自由端)
- ③ 力と変位の関係を指定して一方を他方の関数とする。(バネ支点)

②の荷重点、または自由端については、比較的容易に決定可能である。荷重点は、現実には作用外力を載荷する点、あるいは部材を解析領域で切断し、断面力と等価となる節点荷重を境界に沿って作用させることを意味する。自由端は、外力も作用しない点であり明白である。

現実の支持点(地盤、支承等)まで解析モデルに含むことが可能な場合はよいが、通常の構造及び解析制約上、含むことができない場合が多い。そうした場合、上記①及び③(固定支点あるいはバネ支点)の設定の適否が課題となる。

一般には着目部と支持点間に作られた解析境界上に支点をおくことになる。

今回の事例の中でも、主桁あるいは横梁と脚の剛結構造の隅角部を着目部としたケースが多く、この場合は脚基部を支点(主に固定支点)としている(図-3)。



同一方向の固定支点を離れた位置に設ける場合は、作用応力と変位の関係を考慮し、なるべく1か所に設ける方が適切な場合が多い。

解析領域から切り捨てた部分の剛性がバネの形で評価できる場合は、極力バネ支点とする方がよい。バネ定数は切り捨てる部分を単独で解析し、FEM解析部分との境界に単位荷重を加えたときの境界変位の逆数として与えられ、このバネ定数を境界部の節点に等分して配置することになる。

FEM解析の目的が、応力の流れをみることにあり、変形が重要でない場合は、着目点から離れた支点は固定支点としてもバネ支点としても応力に大差ないので、固定支点到統一した方がよい。確かに、解析事例についても応力度把握を目的として、固定支点を用いている場合が多い。

## 2.4 荷重条件の設定

FEM解析モデルに作用させる荷重については、温度を除くと活荷重や風、地震荷重のような設計荷重が直接作用することはまれで、隣接構造から伝えられる反力や構造部分を切り取ったとき、その切断面に作用していた応力が荷重として与えられる。そのため、前提として骨組解析が行われていることが一般的であり、その解析結果を用いて、作用荷重（軸力、せん断力、モーメント等）を換算し載荷することになる。

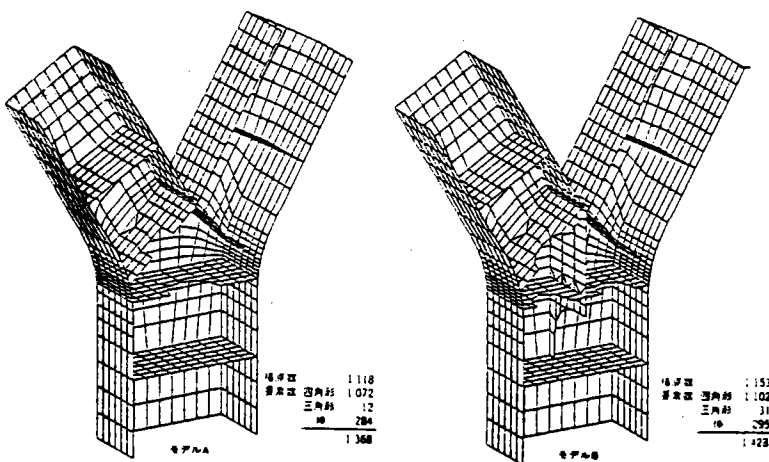
載荷荷重の種類は通常以下の4種類が考えられる。

- ① 節点集中荷重 (P)
- ② 要素分布荷重 (q)
- ③ 節点強制変位 (u)
- ④ 要素温度変化または初期ひずみ ( $\Delta t$  または  $\Delta \sigma$ )

①、③はFEM要素形状にかかわらず、そのままの形で連立方程式の一方の側に取り出されるので、取扱いは容易である。②、④は、いずれも要素積分の結果に $q, \Delta t$ または $\Delta \sigma$ を乗じることになるため、要素形状が関係する。

$q$ は取扱いが煩雑な場合が多いため、等価な集中荷重として接続節点に割り振られる場合が多い。

解析事例については、着目部によってケースバイケースであるが、節点集中荷重（反力を含む）を用いたものが多い。各作用荷重ごとに単一荷重を載荷し、応力性状を見極めた上、荷重倍率を決定したり、組み合わせを行っている例もある（図-4）。



解析モデルは、模型のモデルA、B、実橋脚(モデルAタイプ)および模型の面外モデル(モデルAタイプ)の4つを対象とした。モデル化には、外板およびダイアフラムに四角形平面シェル要素、縦リブには棒要素を用い、境界条件としては、柱部を固定とし、脚梁部頂部に単位荷重を格点荷重に換算して載荷した。弾性実験の各載荷ケースは、この基本単位荷重の組み合わせケースとして求めた。



一般に、荷重点近傍の応力は精度が悪く、かつ集中しやすいものであるから、着目部分と荷重点が近い場合は、要素と荷重を細分する等の配慮が必要となる。

## 2.5 要素分割の手法

要素分割は、要素寸法の決定と使用要素形状の選定の2つの作業が必要となり、(1) 解析領域のブロック分割 → (2) 各ブロック内の要素分割の手順を行う。

### (1) 解析領域のブロック分割

解析領域をいくつかの多角形ブロックに分割し、以下の項目に配慮する必要がある。

- ① ブロック形状は、極力、長方形、台形、扇形とする。
- ② ブロックの境界は、材質、板厚の変化する線、または、その付近を通る補剛材、フランジ等の補強材の線に一致させる。
- ③ 分割の粗密は、着目点との位置関係、応力度、応力性状及び応力の流れを考慮して、適切な分割を決定する。

### (2) 各ブロック内の要素分割法

以下は一般的に言われていることである。

- ① 要素の適切な大きさには基準がないため、実績等をふまえ、解析モデルの長手方向には少なくとも20個の要素を配置するのを目安とする方がよい。
- ② 円形等の曲線部では、少なくとも要素寸法を半径の1/8程度以下とするのを目安とする方がよい。
- ③ 三角形要素は四辺形要素の1/4程度にしなければ精度が落ちるため、隅角部等応力集中部には用いない方がよい。

また、つなぎブロックの使用は以下のような条件となる。

- ① 粗いブロックから細かいブロックへのつなぎは、三角形要素となる。
- ② 応力集中部を避けた箇所とし、最大三角形は縦横比を同じくらいにする。
- ③ 両側の辺の節点数の比を1:2程度におさえる。これ以上の差があるときは、つなぎブロックを2段にする。

解析事例については、上記の実績にならって、要素分割が行われているようである。

## 2.6 付加部材の取扱い

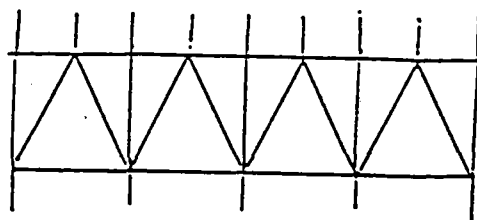
付加部材（縦リブ、補剛材、フランジ、ダイヤフラム等）のモデル化は、着目部への影響度を考慮して、適正に選定されることが必要である。

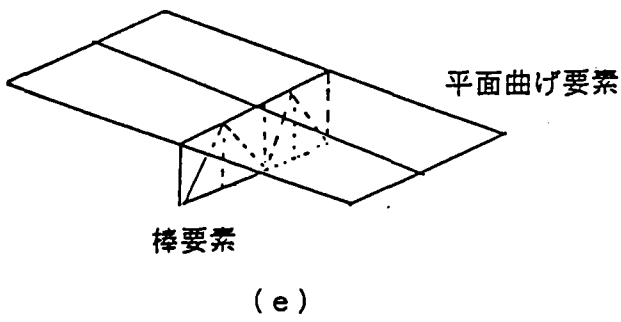
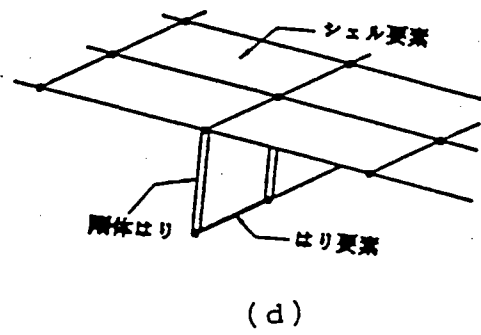
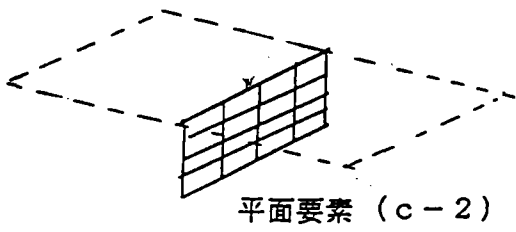
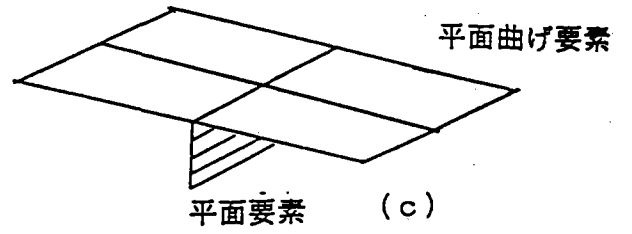
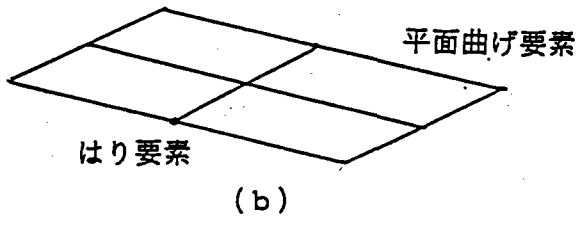
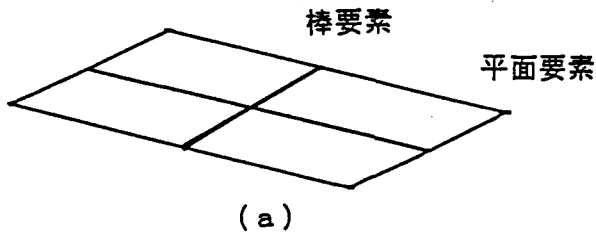
以下のような場合には、付加部材を無視してもよいと考えられる。

- ① 応力の流れに直角方向のリブ
- ② 荷重点、支点、応力集中部のいずれにも連結されないリブ

付加部材のモデル化には、主に以下の6種類が考えられる。

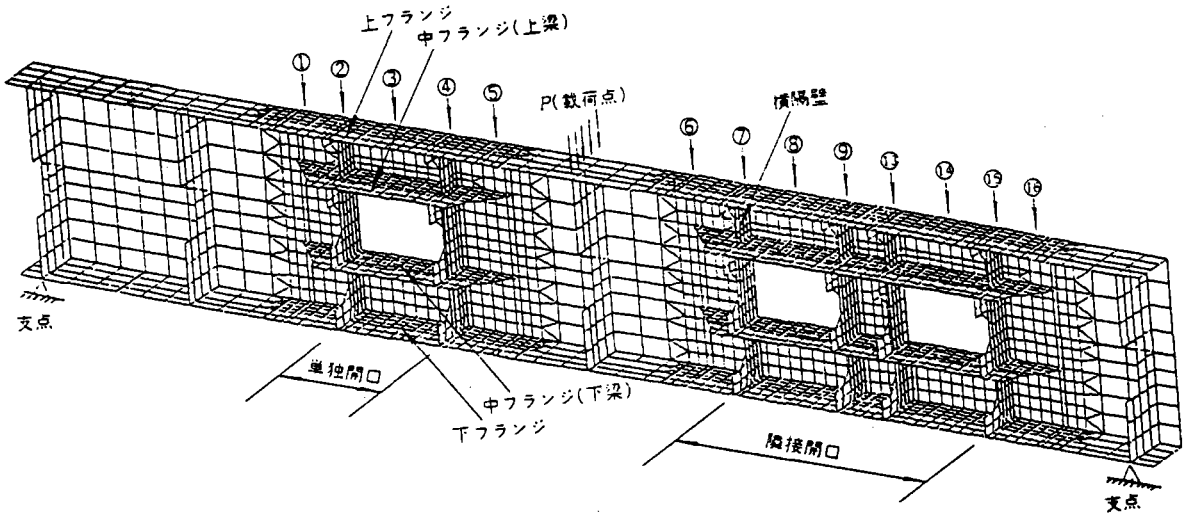
- ① 母材要素に付加部材を換算して取り込む方法。
- ② 棒要素としてモデル化（板は平面要素）
- ③ はり部材（曲げ剛度考慮）としてモデル化  
(板は平面曲げ要素、中立軸のずれ無視)
- ④ 平面要素としてモデル化（板は平面曲げ要素、中立軸のずれ考慮）
- ⑤ はり要素と剛体はりによるモデル化（板は平面曲げ要素、中立軸のずれは考慮）
- ⑥ トラス部材としてモデル化（図-5）





付加部材の寸法、役割（応力分担の有無、及び大小）、および母材要素との相関関係によって、上記の使い分けが行われる。

解析事例をみると、縦リブについては応力部材としている場合が多く、棒部材あるいははり部材として考慮されている。解析要素数を増やし、より実構造物に近い形で付加部材を考慮している解析事例は多いようである（図-6）。

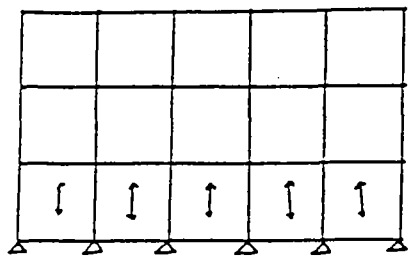


## 2.7 その他

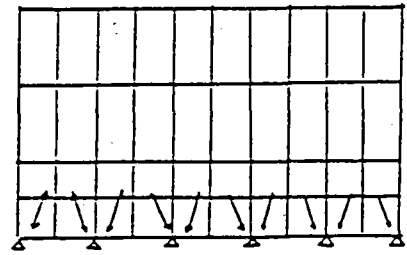
FEM解析を利用した場合に実績等も含んで、一般的に留意しておくべき特色を以下に述べる。

- ① 要素応力は隣接要素間では連続しない。よって、応力に着目する部分については、要素を細分化し、要素間の応力差を小さくすることが必要になる。
- ② 要素分割を細分すれば最大応力は一般的に大きくなる。この傾向は特に三角形要素に顕著であり、応力集中部では要素を細分するほど、応力は大きくなりながら一定値に収束する。
- ③ 要素応力は荷重点、支点に接する要素で大きくなる。よって、連続した要素に支点や荷重点を設ける場合は、とびとびに設けるのを避け、出来るだけ連続した格点に設けるようにする。
- ④ ステフナ部材等を棒部材として使用する場合は、母材要素とのつながりに注意する必要がある。使用を誤ると応力集中を生じることになる。
- ⑤ 応力集中は領域の自由境界で隣接要素辺が平行でない箇所に生じる。

また、解析プログラムについて述べると、解析事例ではNASTRAN使用が大部分を占めていた。

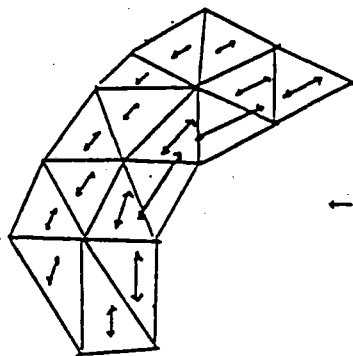


良い例

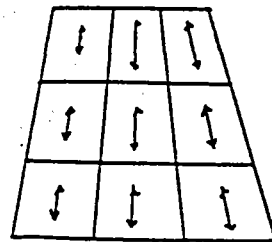


悪い例

図 - 8



← 自由表面 →



応力集中をおこしやすい。



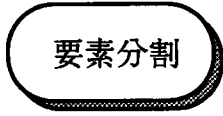
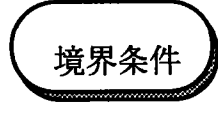
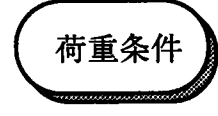
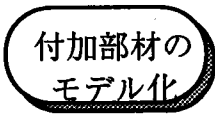

応力集中をおこさない。

図 - 9

### 3. 解析結果の評価

#### 3.1 FEM解析結果の整理方法

FEM解析結果報告の整理方法をフローチャートにて下記に示す。  
なお、各項目については概要をコンパクトにまとめて記述するとよい。

1.  解析計画  
構造物に対するFEM解析の必要性  
解析の目的
2.  解析領域  
解析目的に適した解析モデル  
全体一般図 (解析部位の表示) 図-1  
解析対象スケルトン 図-2
3.  要素分割  
解析目的に適した要素に分割  
要素分割図 (節点番号, 要素番号) 図-3  
要素分割拡大図 図-4
4.  境界条件  
支点条件  
境界条件図 図-5
5.  荷重条件  
全体構造解析よりFEM解析  
モデルへの荷重条件の決定  
荷重条件図 (位置, 強度) 図-6
6.  付加部材の  
モデル化  
付加部材 (リブ, 補剛材, 貫通孔)
7.  解析プログラム  
使用プログラム名



8

計算結果

解析目的にそった計算結果の出力

変位図	図- 7
主応力図	図- 8
応力の等高線図	図- 9
着目部分の応力分布図	図- 10
数値出力	図- 11

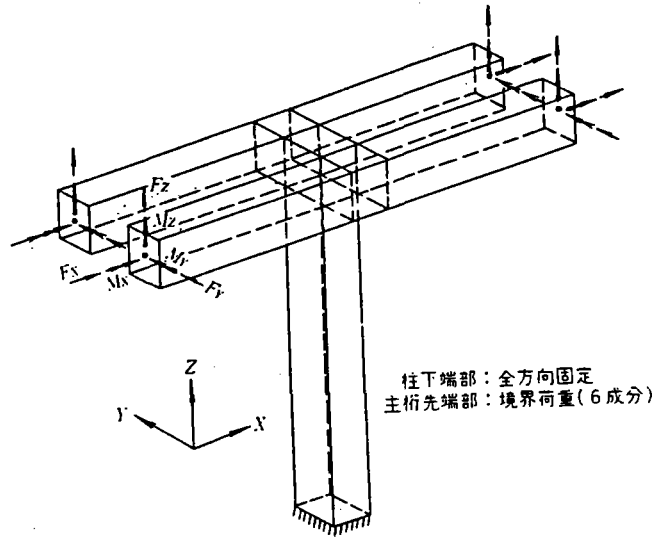
9.

考 察

解析目的に対して解析結果がどうなっ  
ているか評価する

設計への反映。

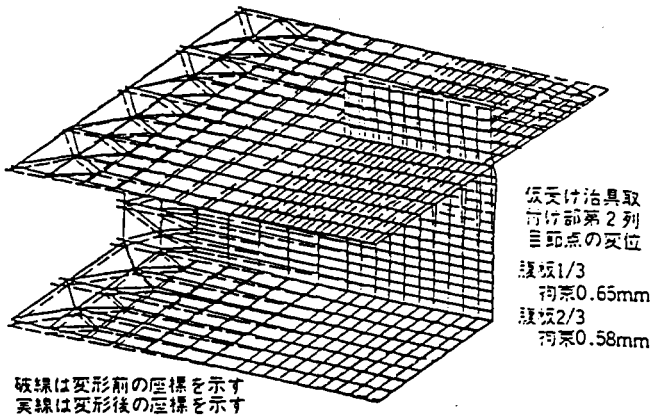




柱下端部：全方向固定  
主桁先端部：境界荷重(6成分)

図 - 5 境界条件図

図 - 6 荷重条件図



破線は変形前の座標を示す  
実線は変形後の座標を示す

仮受け治具取  
付桁部第2列  
目印点の変位  
該板1/3  
荷重0.65mm  
該板2/3  
荷重0.58mm

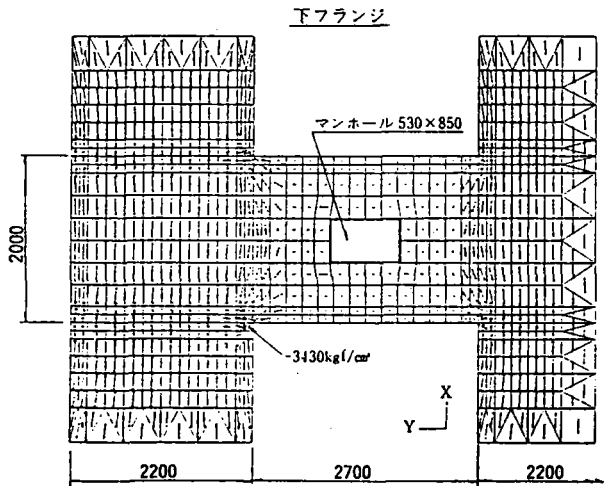


図 - 7 変位図

図 - 8 主応力図

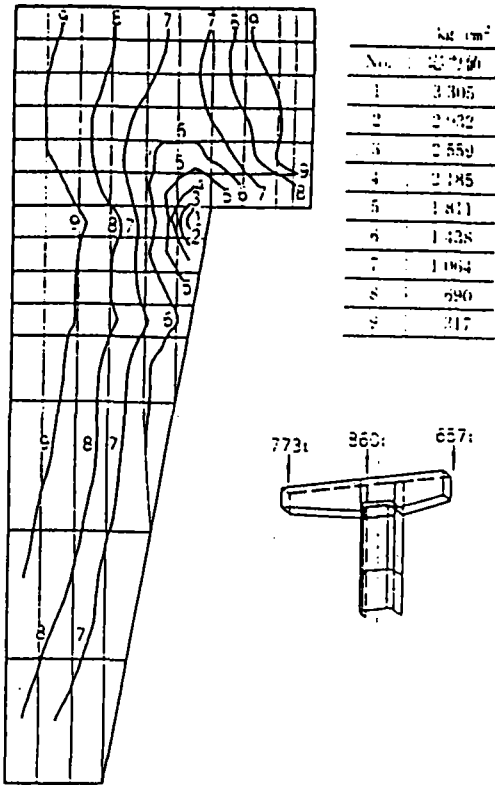


図 - 9 応力の等高線図

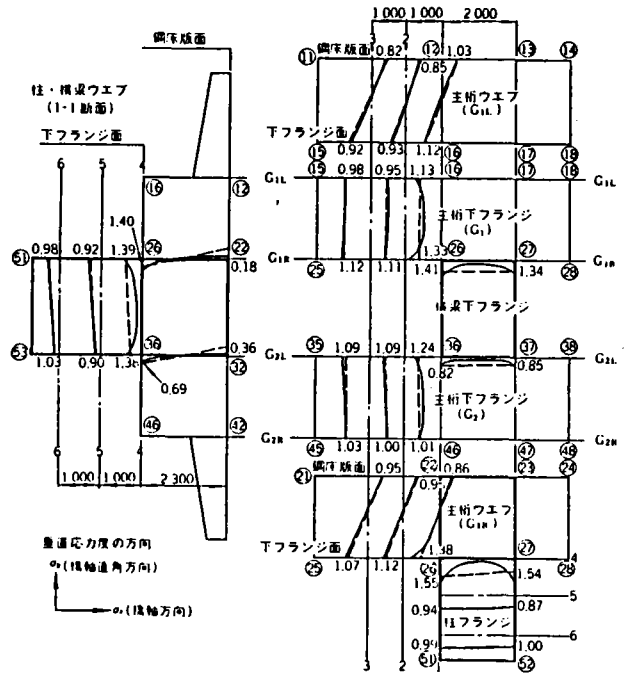


図 - 10 着目部分の応力分布図

HONNACHI SONO-2 ( P-21 )

PAGE 178

CASE - 2

SUBCASE 2

ELEMENT ID.	ELEMENT TYPE	FIBRE DISTANCE	STRESSES IN ELEMENT COORD SYSTEM			PRINCIPAL STRESSES			HENCY VON MISES	MAXIMUM SHEAR
			NORMAL-X	NORMAL-Y	COORD SHEAR-XY	ANGLE	MAJOR	MINOR		
8086	QUAD4	0.00	-809.41	-359.05	-984.89	-91.04	113.91	-1082.37	1143.99	598.14
8087	QUAD4	0.00	-378.12	-480.87	-518.01	-42.83	101.78	-927.78	992.89	518.78
8088	QUAD4	0.00	-228.82	-444.35	-419.73	-37.80	96.76	-769.93	822.89	433.34
8089	QUAD4	0.00	-148.87	-374.42	-371.81	-36.55	128.89	-649.89	731.75	388.39
8090	QUAD4	0.00	-88.27	-308.84	-344.60	-36.51	156.84	-563.74	656.27	360.28
8091	QUAD4	0.00	-57.07	-248.55	-323.94	-36.77	184.98	-490.61	604.70	327.79
8092	QUAD4	0.00	-23.23	-195.55	-304.42	-37.10	206.99	-425.77	558.80	316.38
8093	QUAD4	0.00	3.84	-148.50	-281.41	-37.44	219.06	-363.95	510.08	291.51
8094	QUAD4	0.00	20.32	-98.80	-250.86	-38.32	218.40	-296.87	447.96	257.64
8095	QUAD4	0.00	15.78	-57.28	-227.81	-40.45	209.97	-251.47	400.16	230.72
8096	QUAD4	0.00	16.03	-13.37	-227.71	-43.23	239.49	-236.83	412.51	238.18
8097	QUAD4	0.00	-892.74	-973.66	-877.69	-43.68	-54.58	-1811.82	1785.15	878.52
8098	QUAD4	0.00	-493.70	-888.39	-667.22	-36.76	4.74	-1386.84	1289.21	699.79
8099	QUAD4	0.00	-317.85	-713.75	-479.18	-33.78	2.67	-1024.27	1035.60	518.47
8100	QUAD4	0.00	-189.77	-538.77	-377.86	-32.79	47.89	-762.23	807.13	414.96
8101	QUAD4	0.00	-128.18	-426.87	-328.71	-32.32	85.18	-648.33	694.85	366.76
8102	QUAD4	0.00	-89.82	-342.07	-315.62	-34.10	124.15	-555.74	627.10	338.94
8103	QUAD4	0.00	-49.61	-270.54	-298.70	-34.86	158.48	-478.63	574.50	316.55
8104	QUAD4	0.00	-15.01	-211.46	-282.44	-35.41	185.80	-412.27	530.18	299.03
8105	QUAD4	0.00	15.08	-162.09	-261.84	-35.65	202.73	-349.73	484.06	276.23
8106	QUAD4	0.00	34.72	-117.77	-230.79	-35.86	201.54	-284.99	422.04	243.06
8107	QUAD4	0.00	35.34	-86.38	-200.22	-36.55	183.79	-234.79	363.36	209.27
8108	QUAD4	0.00	-14.21	-60.95	-180.35	-41.21	144.28	-219.44	317.23	181.86
8109	QUAD4	0.00	-874.13	-1778.47	-503.65	-25.68	-721.87	-2021.62	1772.85	644.83
8110	QUAD4	0.00	-385.60	-1285.84	-597.45	-26.50	-87.71	-1583.83	1541.85	748.06

図 - 1 1 数値出力

## 3.2 設計への反映

本文で紹介したFEM解析の事例集を見ると、FEM解析の橋梁設計への反映の目的は大きく3つに分けられる。

- (1) 奥村、石沢の式や道路橋示方書中のフランジ有効幅の考え方等に代表される従来慣用設計法をそのまま当てはめた場合の応力性状等の検証をFEM解析で行う
- (2) 当該構造形式が今までに無い新しい形式であった場合等にみられるが、設計者が独自の設計手法（慣用設計法、簡易式）を提案し、その検証をFEM解析で行う
- (3) 骨組構造解析等に代表されるFEM解析以外の解析手法によっては詳細な応力性状が得られない特殊な構造形式に対してFEM解析を用いる

以上3つの観点から具体的な解析事例も交えながら、FEM解析の橋梁設計への反映について述べる。

### 3.2.1 従来慣用設計法の検証

ラーメン隅角部のような構造は最近の鋼製橋脚などに多くみられる構造であるが、力の方向が急変し、さらに鋼構造は一般に薄肉構造であるため、力の伝達機構が非常に複雑である。そのため設計段階において詳細な応力伝達状況の把握が求められる場合が多く、変形法による骨組解析のみでは、局所的な応力集中等の詳細な応力性状が得られず十分なケースが多い。

そこで、隅角部の設計において用いられる設計理論としては、

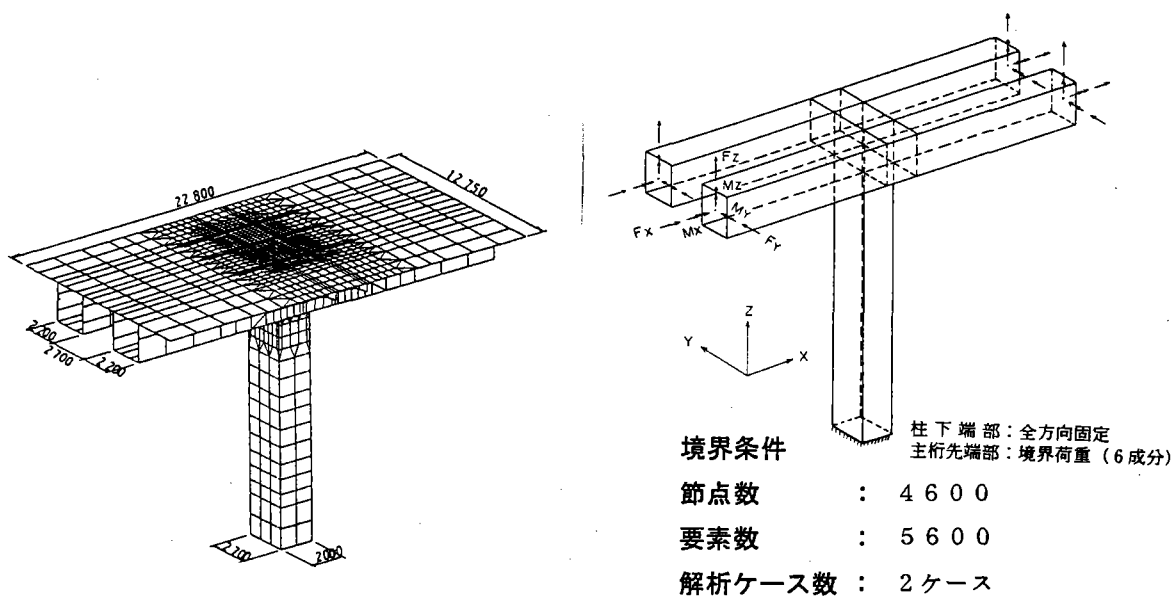
「薄肉構造ラーメン隅角部の応力計算について」奥村敏恵・石沢 成夫

土木学会論文集153号（昭和43.5）

が有名である。この理論は フランジ力の伝達方法、せん断おくれの影響等、隅角部の設計において支配的となる事項の影響を考慮しており、直線形隅角部の設計において用いられる。今回の解析事例の中で、この理論を用いて隅角部の設計を行った例としては、市道高速分岐2号本町（その2）工区（名古屋高速道路公社）2径間連続立体ラーメン鋼床版箱桁橋がある。この橋梁の隅角部の設計は、立体隅角部を分解して平面の隅角部に置き換

える簡易設計法によっており、面外力を受ける立体隅角部を二つの平面隅角部に置き換えたことと、その平面隅角部に対して6断面力を用い前述の奥村、石沢の式を適用し、それぞれを単純に足し合わせている。

FEM解析は、隅角部の応力性状を正当に評価しているかどうか、設計手法の検証の目的で行っており、解析の結果では、簡易計算法は交差部の局所的な部分を除いてFEM解析とほぼ一致（平均10%、最大30%の差）しており、計算式の妥当性が確認されている。



## 解説)

### 3. FEM弾性解析

隅角部の設計は、立体隅角部を分解した平面隅角部に置き換える簡易計算法により行った。しかし、面外力を受ける立体隅角部を二つの平面隅角部に置き換えたこと、その平面隅角部に対して6断面力を用い奥村・石沢の方法を適用したことが、隅角部の応力状態を正当に評価しているかどうかは明確ではない。このため、これらの問題を明確にするとともに本報告で用いた隅角部の簡易計算法の妥当性を確認するため、FEM弾性解析（以下、FEM解析）を実施した。

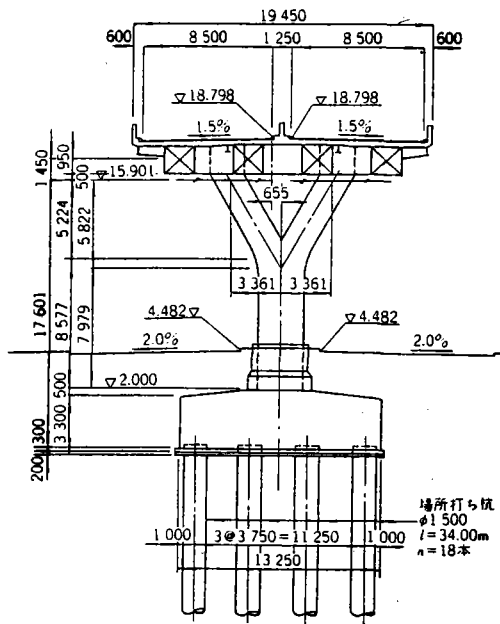
### 5.1 簡易計算法の妥当性について

立体隅角部を分解して平面隅角部に置き換え、奥村・石沢の方法を適用した簡易計算法とFEM解析とを比較した結果、以下のことがわかった。

- 1) 簡易計算法は、交差部の局所的な部分を除いて垂直応力度の分布性状がFEM解析とほぼ一致しており、その差は平均10%、最大30%となっていた。したがって、面内・面外のそれぞれに適用した今回の簡易計算法は、FEM解析と比較の範囲において妥当なものと考えられる。



また、IS 42工区鋼製橋脚（首都高速道路公団）のY型橋脚隅角部の設計においては、Y型隅角部の脚梁の上フランジ交差部に生じる応力集中の影響を検討するために、この隅角部部分の模型に作成して弾性実験、耐荷力実験を行い、FEM解析結果と比較し考察を加えている。さらに、これらの検討結果により隅角部の応力集中等の影響を“応力係数”の形で設計指針（案）としてまとめ、実施設計に反映させている。



### 解説)

Y形鋼製橋脚は、首都高速9号線辰巳地区など、数例の実施例があるのみで、我が国では比較的新しい形式である。本橋脚の脚梁と柱の交差部（以下、隅角部）では各部材の軸線が直交しないため、通常隅角部設計法<sup>1)</sup>が直接適用できない。このため、各実施例では、それぞれ隅角部の設計法に関する検討を行っている<sup>2)~4)</sup>。

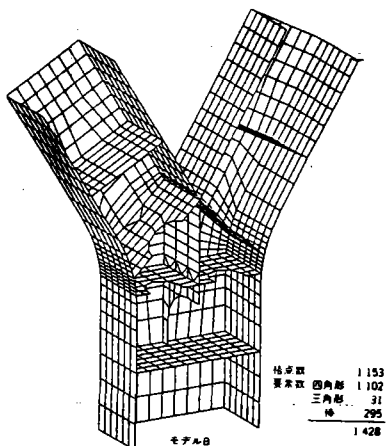
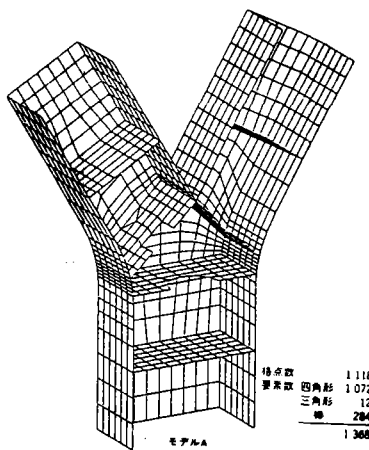
9号線の実施例では、隅角部において鉛直ダイアフラムを設置している（図-2、図-5(b)）。この場合、鉛直ダイアフラム、脚梁内フランジおよび斜めダイアフラムの5枚の鋼板が交差する構造となり、図-2(a)に示すような“角鋼”を採用する必要があった。

この部分は応力集中が著しく、角鋼のような剛性の高いものを設置することは、さらにこれを助長することが懸念され、設計上は検討の余地があると思われる。また、製作上からはこの構造の場合には角鋼が必要となり、その余熱等の溶接施工上の配慮が必要となる。

一方、角鋼を省くためには、鉛直ダイアフラムにおける弾性域内の応力分布および耐荷力に関して、その効果を再検討し、鋼材および溶接材料の検討を含めて、図-2(b)に示すような上フランジと斜めダイアフラムからなる構造の検討をする必要がある。

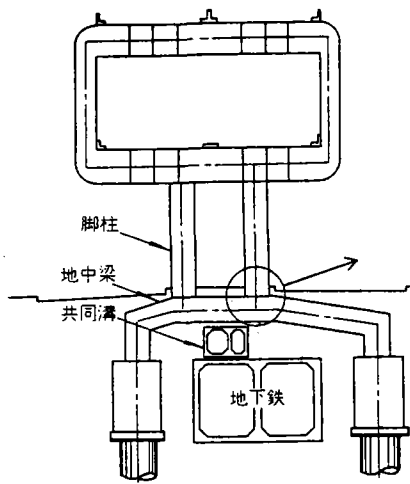
以上より、この隅角部部分の模型（角鋼、鉛直ダイアフラムの有無の供試体計2体）について、弾性実験、耐荷力実験および電算によるFEM（有限要素法）解析を実施し、応力特性の把握および構造詳細の検討を行うこととした<sup>5)6)</sup>。

本文では、これらの実験および数値解析結果の概要について報告する。これらの検討結果は、隅角部の応力集中等の影響を“応力係数”の形で設計指針（案）としてまとめ、実施設計に反映した。





中央環状王子線（首都高速道路公団）においては、鋼製地中梁と鋼製脚との接合部が特殊な隅角部として外力に抵抗することが予想され、従来の設計法を適用できないと判断し、設計にあたっては、この特殊な隅角部の設計方法を新たに提案し、模型による弾性載荷実験およびFEM解析により、その設計の妥当性を検証している。この解析に先立ち隅角部の設計断面力算出のために格子骨組解析をおこなっているが、一部の断面力がFEM解析値に比較して過小評価になっているところがあったため、その原因について考察し、設計断面力とFEM解析値が一致するように、断面力の割り増し係数を決定している。



**解説）** 本隅角部の場合には、地中梁が脚柱に直接接合されていない部分も隅角部として外力に抵抗することが予想され、この設計方法を採用できないと判断した。そこで、本工区における鋼製橋脚の実施設計にあたり、この特殊な隅角部の設計方法を新たに提案し、模型による弾性載荷実験、およびFEM解析により、その設計の妥当性を確認した。

### 1. 設 計

脚柱と地中梁との交差部においては、脚柱の断面力は表-1に示す機構で地中梁に伝達されると考えられる。この断面力の伝達機構、交差部の構造および後述するFEM解析結果を考慮して、次のような設計方法を設定した。

- ① 地中梁軸方向と地中梁軸直角方向とをそれぞれ隅角部として扱う。
- ② Shear lag現象による付加応力は、隅角部断面を単室箱断面にモデル化し、奥村・石沢のShear lag推定図表<sup>1)</sup>により評価する。
- ③ 地中梁の腹板およびダイアフラムのせん断応力度は、地中梁を格子骨組にモデル化した解析により評価する。
- ④ 地中梁軸直角方向隅角部に作用する断面力は、格子骨組モデル解析により評価する。

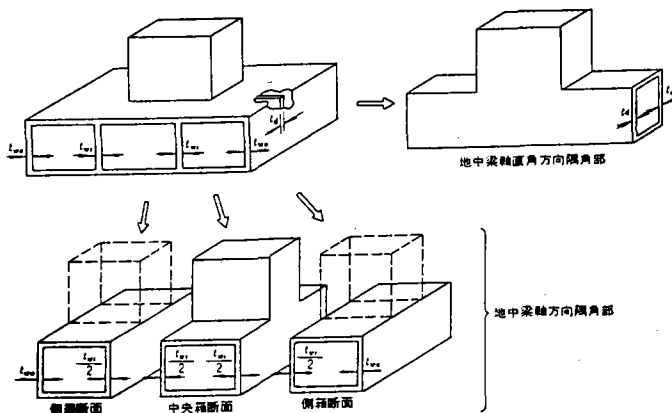


図-3 隅角部のモデル化

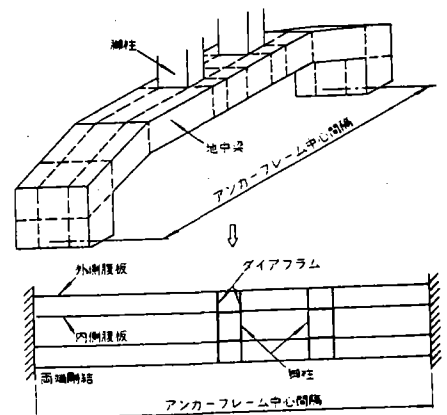
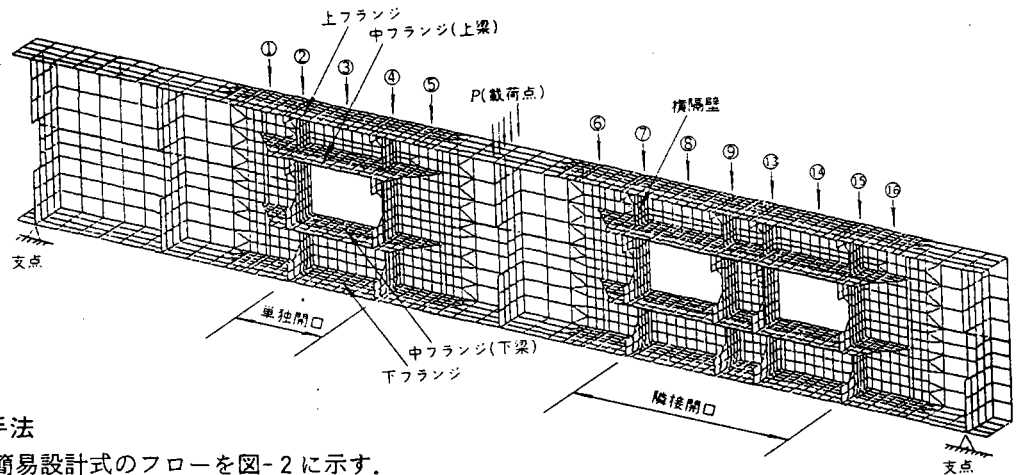


図-4 格子骨組モデル

FEM解析の設計への反映において、このような応力係数の決定はFEM解析のもつ重要な役割のひとつである。

横浜市道高速湾岸線高架橋（首都高速道路公団）の設計においては大型開口を有する横梁の開口部強度の確認をおこなっているが、そこでは大型模型実験および開口形状を種々に変えたケースについてFEM解析を行い、実橋の強度および開口部特有の応力性状を明らかにしている。そして、開口部における応力性状を決める簡易式を提案し、手法の検証をFEM解析で行っている。この解析により得られた応力分布からコーナー部の最大応力を設計基準応力度で除して求めた応力割増し係数 $\alpha$ を算出してみると、その値は開口形状、配置や荷重の種類によっても異なることがわかった。

この $\alpha$ の値は簡易設計式では一律の値としていたことを考えると、このFEM解析結果の持つ重要性がわかる。



### 1. 開口横梁の設計手法

本橋の設計に用いた簡易設計式のフローを図-2に示す。

主桁、横桁を含む全体構造解析により横梁に作用する断面力（軸力、せん断力、曲げモーメント、ねじりトルク）が得られる。

開口部にては、これらの断面力を上下梁がその剛性比に応じて分担する。また上下梁には開口部に作用するせん断力により曲げモーメント（横梁全体の曲げモーメントとは区別するために局部曲げモーメントと呼ぶ）が発生するのが特徴である。表-1に開口部上下梁が分担する断面力の簡易式を示す。

これら部材力を上下梁の断面性能（フランジの有効幅は道路橋示方書§8.3.4による）で除して基準応力とし、この値に開口部の応力集中等を考慮した応力割増し係数を乗じて設計応力とする。

応力割増し係数 $\alpha$ は安全側をみて一律に $\alpha=1.7$ としている。

しかし、下記事項については十分解明されてはいないので、検討を要す。

- ① フランジ（特に中フランジ）の有効幅
- ② 応力割増し係数
- ③ 上下梁のせん断力分担率
- ④ 隣接開口の影響
- ⑤ ねじり強度

表-1 開口部上下梁断面力分担の簡易式

		上梁 (u)	下梁 (l)
軸力 $N_0$		$N_u = N_0 \cdot \frac{A_{us}}{\sum A_s}$	$N_l = N_0 \cdot \frac{A_{ls}}{\sum A_s}$
曲げモーメント $M_0$			
せん断力 $S_0$	せん断力 $S_y$	$S_{yu} = S_0 \cdot \frac{A_{yu}}{\sum A_y}$	$S_{yl} = S_0 \cdot \frac{A_{yl}}{\sum A_y}$
	局部曲げ $M_x^*$	$M_{xu}^* = S_{yu} \cdot X$	$M_{xl}^* = S_{yl} \cdot X$

注) ねじりによる応力は省略した。

#### 記号の説明

○断面力ほか

$N_0$  : 軸力

$M_0$  : 全体曲げモーメント

$S_0$  : せん断力

$S_y$  : せん断力(上下梁)

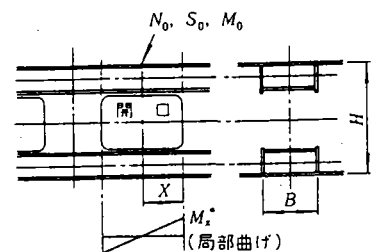
$M_x^*$  : 局部曲げモーメント

$X$  : 局部曲げ支間長

○断面性能

$A_s$  : 全体曲げの有効幅を考慮した有効断面積

$A_u$  : ウェブ断面積



### 3.2.3 特殊な構造形式の解析

最近、橋梁の各部材にも新しい構造形式の採用に対する試みがなされるようになってきたため、設計時の構造解析においても立体骨組解析等の手法では詳細な応力状態の把握が困難なケースも見受けられるようになった。ラーメン隅角部のような部位については3.2.1で述べたように、奥村、石沢の式のような簡易設計式が既に提案されているが、その様な簡易式が提案されていないような新構造形式における応力性状の把握に対しては、FEM解析は大変有効な役割を果たす。

例えば、名取川橋（日本道路公団）の設計においては、断面構成がアーチリブの1室から補剛桁の3室に変化している隅角部の応力状態の確認やアーチリブと補剛桁一体腹板のフィレット部の応力集中状態、アーチリブフランジと補剛桁内のダイヤフラムの応力状態の確認、あるいは斜角による左右両面の腹板応力の違いの確認等の目的でFEM解析を行っている。

解析の結果では、応力の流れは基本的に既往の研究成果等から想定された状況を示したが、主応力度およびせん断応力度が局部的に許容応力度を超過している箇所がみられた。その応力状態が発生している荷重ケースが常時であること等を考慮して、その部位の板厚をアップしているが、このようなケースのように詳細な応力度の把握により設計上の部材板厚アップ等が生じる場合、FEM解析の果たす役割は大きい。

#### 解説)

##### 2-5 アーチスプリング隅角部の設計

補剛桁とアーチリブが結合される隅角部の設計は、全体系の構造解析結果により慣用設計法で行った。本橋の隅角部は、アーチリブと補剛桁との断面構成が1室および3室と大きく変化し、アーチリブの軸上に支承がなく橋軸および直角方向の複雑な応力状態であるため、3次元立体モデルによるFEM解析を行い応力状態を照査した。本解析は、以下の4項目に着目し実施した。

- ① 隅角部の設計で採用した簡易モデルと実構造との差異の確認。
- ② 断面構成が、アーチリブの1室から補剛桁の3室に変化している隅角部の応力状態の確認。
- ③ アーチリブと補剛桁一体ウェブのフィレット部の応力集中状態、アーチリブフランジと補剛桁内のダイヤフラムの応力状態の確認。
- ④ 斜角による左右両面のウェブ応力の違いの確認。

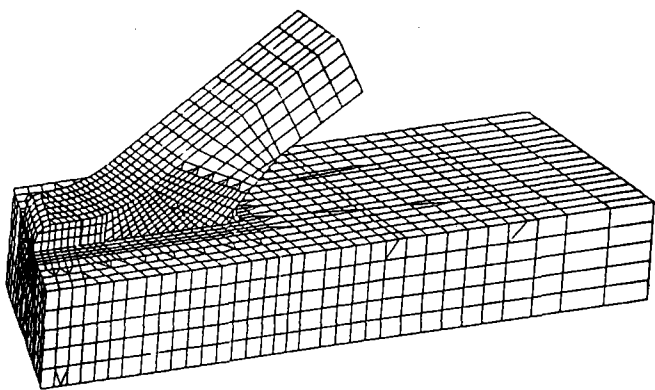


図-12(a) FEM 解析モデル

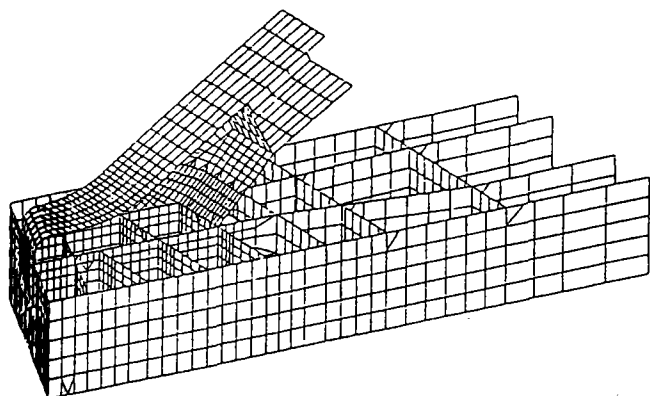
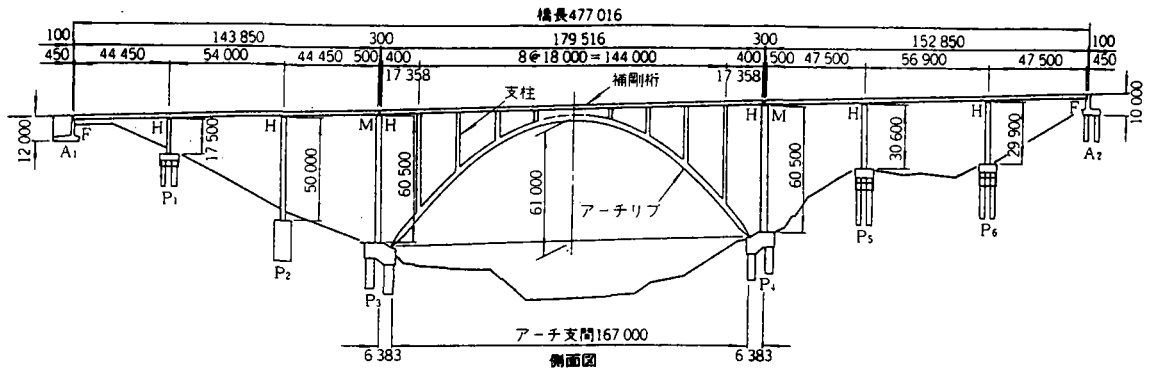


図-12(b) 補剛桁上フランジとアーチリブウェブを外した場合

また、遠入川橋（日本道路公団）の設計においては巨大なアーチクラウン部の挙動を解析している。この例のような大きなアーチクラウン部の解析を変形法による骨組解析で行うことは通常困難であるが、解析上は骨組解析で行い、その解析結果をFEM解析で検証している。その検証の結果を見ると、アーチクラウン部の応力の流れはほとんど一般部と変わりが無く、局所的な応力集中も見られず骨組解析により得られた断面力で部材設計を行って良いことが確認されている。



### 解説)

#### 3-2-2 アーチクラウン部の解析モデル

本橋のアーチクラウン部は、支間方向に36mの長さでクラウン部が非常に大きなものとなっており、面内構造に対しては剛域のような性状を呈する部分である。

今回の設計にあたっては、こうした大きなアーチクラウン部の挙動を変形法による骨組解析で的確に評価することは困難であるが、構造解析上は図-5に示す骨組構造に置換し、この骨組構造の妥当性を有限要素法で検証した。

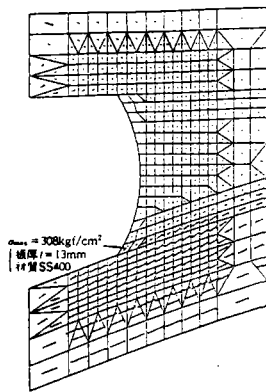


図-12 "a"部付近の主応力図 (D+L)

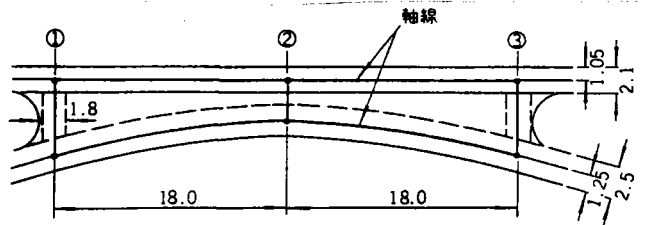


図-13 "b"部付近の主応力図 (D+EQL)

### 3.2.4 まとめ

以上に述べたように、橋梁設計におけるFEM解析のもつ役割は非常に大きい。骨組解析により算出した断面力を用いて決定した断面をFEM解析により検証した結果、局所的な応力集中が確認され、検討の結果一部板厚をアップしたようなケースをみると、FEM解析を設計に反映させることの重要性がよく理解できる。

また、上に述べたような具体的な詳細設計段階において、FEM解析を適用するだけでなく、橋梁部材のなかで一般的に用いられる構造について、応力性状的にみて最適な断面構成方法を検討する目的でFEM解析を行っているようなケースもある。

たとえば、「プレートガーダー腹板切り欠き部の設計に関する考察」（北海道大学・センチュリーリサーチセンター）をみると、プレートガーダーで下部工との取り合い部で桁端部の腹板を切り欠くような構造についても、この部分の応力集中を最小にするための構造を、FEM解析により検証している。切り欠き部の様々な形状をFEM解析により検証することにより、腹板切り欠き部の問題点と、それに対する有効な対策案が絞られてくる。

今後とも従来一般的に用いられてきた構造について、より合理的な断面構成を模索する目的で積極的に活用していくことや、弾塑性解析による耐荷力評価、疲労現象の解析などにも積極的に活用していくことが考えられる。そのため、FEM解析を行う機会が増えるに従い、適用上の問題点を設計者がしっかり把握している必要があると思われる。

この報告書が実際の設計においてFEM解析を行う時の一助になれば幸いである。

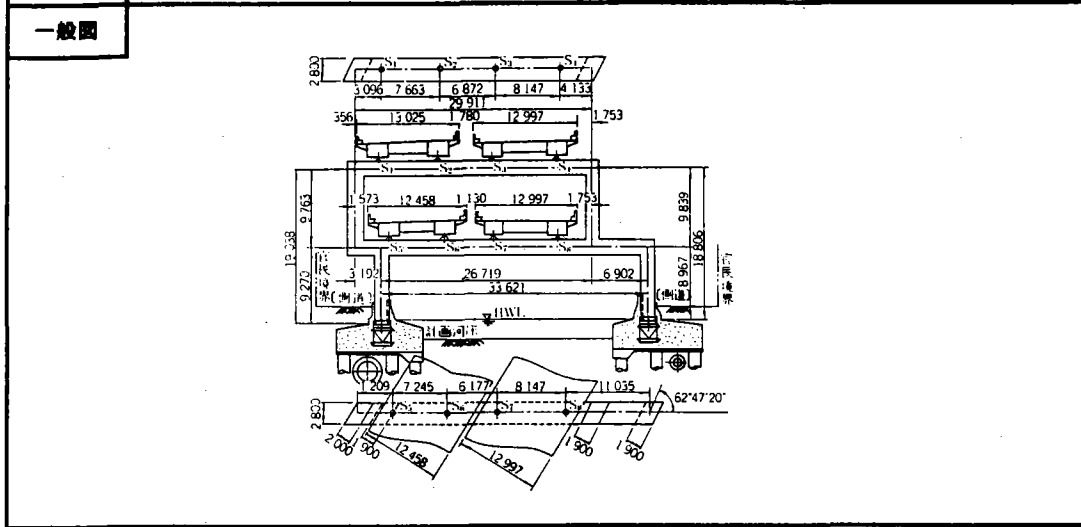
## FEM 解析事例集（調査票）

## FEM 解析事例集一覧表

橋名	客先	構造形式	対象部位	目的	載荷実験	備考
1 横浜市道高速2号線	首都高速道路公団	鋼製橋脚	ラーメン隅角部 / 菱形柱	応力係数決定	有	
2 OJ13工区	首都高速道路公団	鋼製橋脚	ラーメン隅角部 / 曲面フランジ	応力係数決定	無	
3 OJ14工区(その2)	首都高速道路公団	鋼製橋脚	ラーメン隅角部 / 曲面フランジ + 菱形柱	応力係数決定	無	
4 横浜市道高速2号線	首都高速道路公団	鋼製橋脚	ラーメン隅角部 / 支点部	応力照査	無	
5 BY工区大黒イチャェンランプ橋	首都高速道路公団	鋼製橋脚	ラーメン隅角部 / 主桁と脚の剛結部	応力照査	無	
6 I242工区上部工概略設計	首都高速道路公団	鋼製橋脚	ラーメン隅角部 / 主桁と脚の剛結部	応力照査	無	
7 市道高速2号 東片端(その1)工区	名古屋高速道路公社	鋼製橋脚	ラーメン隅角部 / 主桁横梁と脚の剛結部	応力照査	無	
8 市道高速分岐2号 本町(その2)	名古屋高速道路公社	鋼製橋脚	ラーメン隅角部 / 主桁と脚・横梁の剛結部	応力照査	無	開口部の影響含む
9 IS42工区鋼製橋脚	首都高速道路公団	鋼製橋脚	ラーメン隅角部 / Y形橋脚	応力照査・応力係数決定他	有	耐荷力・構造詳細
10 大阪府道高速湾岸線	阪神高速道路公団	鋼製橋脚	ラーメン隅角部 / R付き橋脚	応力照査	有	
11 助松工区鋼製橋脚	阪神高速道路公団	鋼製橋脚	ラーメン隅角部 / R付き橋脚(化粧板)	応力照査	無	
12 中央環状王子線	首都高速道路公団	鋼製橋脚	ラーメン隅角部 / 地中梁と脚の剛結部	設計手法	有	
13 琴似発寒川橋	日本道路公団	単弦ローゼ	アーチ隅角部 / アーチリブと主桁の剛結部	応力照査	無	
14 名取川橋	日本道路公団	単弦ローゼ	アーチ隅角部 / アーチリブと補剛桁の剛結部	応力照査	無	
15 木津川新橋	大阪市	バラストアーチ	アーチ隅角部 / アーチリブと補剛桁の剛結部	応力照査	無	
16 木津川新橋	大阪市	バラストアーチ	アーチ隅角部 / アーチリブ中間支点部	応力照査	無	
17 遠入川橋	日本道路公団	逆ローゼ	アーチ隅角部 / アーチクラウン部	応力照査	無	3主構
18 天狗橋	日本道路公団	V脚支柱	V脚隅角部 / V脚支柱と主桁との剛結部	応力照査・構造形状他	無	
19 梅町橋梁	阪神高速道路公団	V脚支柱	V脚隅角部 / V脚支柱と主桁との剛結部	応力照査	無	
20 横浜市道高速湾岸線高架橋	首都高速道路公団	横梁	大型開口部	応力照査・応力係数決定他	有	
21 関西国際空港連絡橋	関西国際空港(株)	鋼床版箱桁	現場継手部	溶接による応力照査	無	架設時検討
22		プレートガーダー	プレートガーダー腹板切欠き部	応力照査・構造形状他	無	

# FEM解析事例集

No. / - /	橋梁名 横浜市道高速2号線	発注先 首都高速道路公団	対象部位 菱形柱を有するラーメン隅角部	出典 橋梁と基礎 83-10.11
-----------	---------------	--------------	---------------------	-------------------



**モデル図**

解析モデルのパラメータは、斜角( $\theta=90^\circ, 75^\circ, 60^\circ, 45^\circ$ の4ケース)と柱幅( $B=1.5, 2.0\text{m}$ の2ケース)の計8タイプ。解析モデルの断面形状および板厚構成は実橋隅角部と同一。

境界条件：柱基部が固定で梁先端部が自由。  
 節点数：716~826  
 要素数：1244~1405  
 解析ケース数：6

図-7 解析モデル ( $\theta=60^\circ$ )

**解析目的** 応力照査・設計手法・**応力係数決定**・構造形状検討・座屈照査

**解説**

実施設計においては、実橋断面の隅角部を対象に斜角  $\theta$  と柱幅  $B$  をパラメータとする逆L形モデルについて、有限要素法 (FEM) 弾性解析を行い、斜角に起因する応力の偏りを把握するとともに、隅角部の設計に必要な応力集中係数を算定した。

また一方では、実橋隅角部の1/3縮尺モデルによる大型模型載荷試験を実施し、弾性域内での隅角部の応力分布性状を把握し、設計法の妥当性について検証した。さらに実験では耐荷力試験も行っており、降伏点以上での塑性域の進展状況と橋脚全体の変形状状についても併せて確認した。

<b>解析モデル</b>	弾性平面・ <b>弾性立体</b> ・弾塑性平面・弾塑性立体
<b>解析モデル要素</b>	トラス・ <b>梁</b> ・平面・板曲げ・ <b>シェル</b> ・ソリッド・その他
<b>解析プログラム</b>	FINAL/STATICS
<b>対象荷重</b>	載荷荷重は面内方向に $N_x, Q_x, M_y$ , 面外方向に $Q_y, M_x, M_z$ の計6個の単一荷重を載荷。
<b>応力評価</b>	<b>(主応力)</b> ・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形
<b>許容値</b>	$\sigma_a, 1.1 \times \sigma_a, 1.2 \times \sigma_a, \sigma_y, 0.8 \times \sigma_y$ ただし $\sigma_a$ — 許容応力, $\sigma_y$ — 降伏応力

**解析結果**

垂直応力度に対する応力集中係数は、面内荷重の場合に1.20、面外荷重の場合には1.40とし、せん断応力度に対する応力集中係数は

FEM 弾性パラメータ解析の  $90^\circ$  の結果を基本応力度にして、面内荷重、面外荷重ともに1.10とした。

各荷重ケースおよび各斜角ケースごとの応力集中率を表-1, 2のように求めた。更に、実橋設計では単一荷重ではなく組合せ荷重で断面設計が行われることから、単一荷重の組合せと大きさの比率を変化させた場合について考察した結果、本工事に該当する  $\theta=60^\circ$  の場合の応力集中係数として次の値を採用した。

表-1 せん断応力度の応力集中率 ( $\theta=60^\circ$  の場合)

	L.S.Beetle式	隅角部パネルのFEM解			梁または柱のFEM解			
		$\theta=90^\circ$	$\theta=60^\circ$	$\theta=60^\circ/90^\circ$	$\theta=90^\circ$	$\theta=60^\circ$	$\theta=60^\circ/90^\circ$	
面内荷重	$N_x$	517	759	796	1.05	1.102	1.117	1.01
	$Q_x$	711	868	916	1.06	588	642	1.09
	$M_y$	379	459	499	1.09	298	331	1.11
面外荷重	$M_x$	—	152	194	1.28	506	569	1.12
	$M_z$	—	235	298	1.21	347	440	1.26

表-2 垂直応力度の応力集中率 ( $\theta=90^\circ$  の場合)

		面内荷重ケース		面外荷重ケース		
		軸力 $N_x$	曲げモーメント $M_y$	曲げモーメント $M_x$	ねじりモーメント $M_z$	
梁	フランジ	上	1.22	1.31	0.91	1.74
	腹	下	1.13	1.04	1.09	1.30
柱	隅角部	内	0.88	1.08	1.11	1.36
	隅角部	外	1.22	1.09	0.94	1.46
作	フランジ	内	0.98	1.08	1.32	1.61
	隅角部	外	0.99	1.03	1.21	1.57
作	隅角部	内	0.97	1.07	1.19	1.77
	隅角部	外	0.98	0.95	1.38	1.54



橋梁名	横浜市道高速2号線	発注先	首都高速道路公団	対象部位	菱形柱を有するラーメン隅角部	出典	橋梁と基礎 83-10.11
-----	-----------	-----	----------	------	----------------	----	----------------

4. 菱形ラーメン橋脚の隅角部設計法

本工事に採用した菱形ラーメン隅角部の設計法およびその考え方は次のとおりである (図-15)。

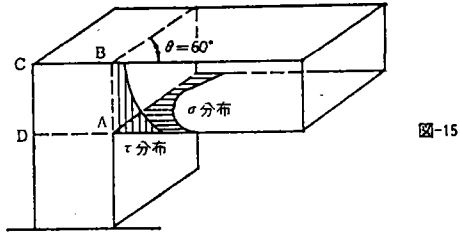


図-15

1) 隅角部パネル内の腹板のせん断応力度に対する照査

$$\beta_0 \cdot \tau_{Beedle} \leq 0.45 \sigma_{ts}$$

ここに、 $\beta_0$ : 斜角 ( $\theta=60^\circ$ ) に起因するせん断応力度の応力集中係数 ( $\beta_0=1.10$ )

$\tau_{Beedle}$ : L. S. Beedle 式により求まるせん断応力度

$\sigma_{ts}$ : 道示鋼橋編に規定する許容引張り応力度

○ 隅角部パネル内の腹板せん断応力度は L. S. Beedle 式により求まるせん断応力度に応力集中率を考慮して算出する。

2) 隅角部フランジの垂直応力度に対する照査

$$\alpha \cdot \sigma_0 \leq \sigma_{ts}$$

ここに、 $\sigma_0 = (\sigma_N + \sigma_{b1} + \sigma_s) + \sigma_{b0}$

$\sigma_N$ : 軸方向力による垂直応力度

$\sigma_{b1}$ ,  $\sigma_{b0}$ : 面内、面外曲げモーメントによる垂直応力度

$\sigma_s$ : せん断遅れによる垂直応力度

$\alpha$ : 斜角 ( $\theta=60^\circ$ ) に起因する垂直応力度の応力集中係数

$\alpha_1=1.20$  (面内荷重による垂直応力度に対して)

$\alpha_2=1.40$  (面外荷重による垂直応力度に対して)

○ 柱断面の応力計算は、主軸の傾斜を考慮した菱形断面により行う。

○ 柱フランジに関する Shear Lag 応力の計算に際してのみ、図-16 のように菱形断面を矩形断面に置き換えて奥村・石沢式を適用する。

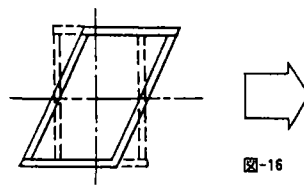


図-16

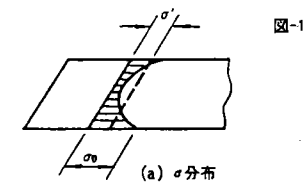


図-17

$\sigma_0, \tau_0$ : 弾性理論による隅角部最大応力

$\tau_1$ : 梁理論によるせん断応力度

3) 合成応力度に対する検算 (図-17)

$$\left(\frac{\alpha \cdot \sigma'}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\beta \cdot \tau'}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

ここに、 $\sigma' = \sigma_N + \sigma_{b1} + \sigma_{b0}$

$\tau'$ : 梁理論による平均せん断応力度

$\alpha, \beta$ : 斜角 ( $\theta=60^\circ$ ) に起因する応力集中係数

$\alpha_1=1.20$  (面内荷重による垂直応力度に対して)

$\alpha_2=1.40$  (面外荷重による垂直応力度に対して)

$\beta=1.10$  (面内、面外荷重によるせん断応力度に対して)

$\sigma_a, \tau_a$ : 道示鋼橋編に規定する許容応力度

○ 合成応力度の検算時には、次の趣旨より  $\sigma', \tau'$  には平均応力度を用いる。

① 局所的な応力集中発生個所において、最大応力度が降伏点に達した後は、応力再配分が行われて、応力分布は一様になる傾向がある。

② 実橋隅角部を対象にした耐力試験において、隅角部の一部が早期に降伏しても、塑性域は順次進展するが構造物の崩壊には直接結び付かないことが確認されている。

4) コーナー部のフィレット

隅角部内側コーナーにはフィレット径を設ける (図-18)。

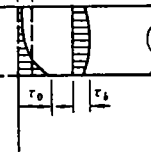
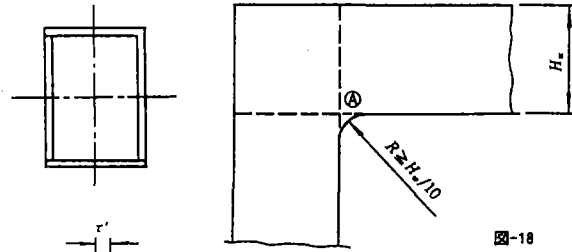


図-18

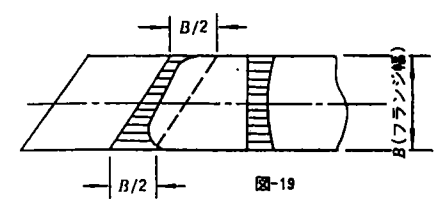


図-19

① 隅角部腹板の Pt. ④ では、せん断応力度の応力集中が高いレベルで生じているが、この応力集中は Pt. ④ から少し離れるだけで急激に減少し、せん断流理論の値に近付いている。このような極端な応力集中を避ける趣旨よりフィレットを設ける。

5) 菱形ラーメン隅角部の範囲について

隅角部の範囲は図-19のように鋭角側、鈍角側それぞれのコーナーからフランジ幅の1/2の範囲とする。

○ FEM 弾性解析ならびに大型模型載荷試験から得られた結果による。

6) 隅角部の板厚構成について

隅角部ではフランジ厚  $t_f$  を腹板厚  $t_w$  より厚くする。

$$t_f \geq t_w$$

○ 首都高速道路公団の規準<sup>1)</sup>による。

5. 模型載荷試験による検証

今回採用した菱形柱を有するラーメン橋脚の隅角部設計法について、その妥当性を確認することおよび橋脚全体の変形状と耐力性状を明らかにすることを目的として、実橋 P<sub>88</sub> 橋脚の隅角部を対象に縮尺率 1/3 の模型載荷試験を実施した。

試験内容と実験装置および計測結果等は次号で詳細に報告するが、載荷試験結果から次のことを確認することができた。

① 菱形ラーメン隅角部の応力分布性状と設計法の妥当性

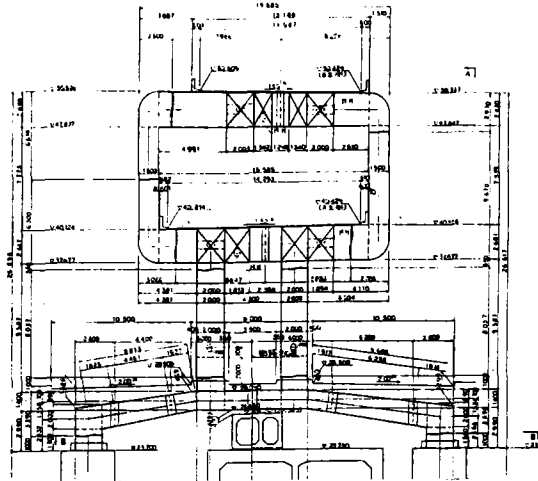
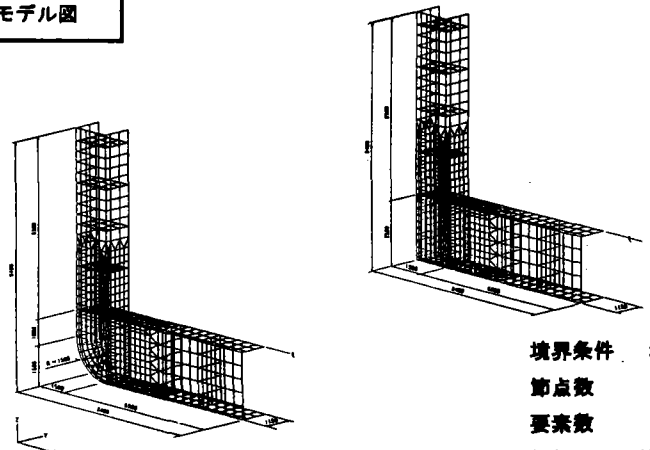
② 面内、面外荷重載荷時における荷重一変位特性

③ 塑性域の広がり状態と降伏荷重

以上に関して、実験値は設計値と非常に良い一致を示し、隅角部を含めた菱形ラーメン橋脚の構造安全性について検証することができた。  
(以下次号)

# FEM解析事例集

No. 2-1

<p>橋梁名</p> <p>○J13工区</p>	<p>発注先</p> <p>首都高速道路公団</p>	<p>対象部位</p> <p>曲面フランジの ラーメン隅角部</p>	<p>出典</p>	<p>日橋・駒井・日塔 JV</p>	
<p>一般図</p> 		<p>モデル図</p>  <p>境界条件 : 柱基部が固定、梁先端が自由          節点数 : 1033、1093          要素数 : 1056、1101          解析ケース数 : 4</p>			
<p>解析目的</p> <p>応力照査・設計手法・<b>応力係数決定</b>・構造形状検討・座屈照査</p>	<p>解析モデル</p> <p>弾性平面・<b>弾性立体</b>・弾塑性平面・弾塑性立体</p>				
<p>解説</p> <p>本工区(○J13)に於ける曲面フランジを有する隅角部の設計に対して、以下の検討を行い設計に反映させた。</p> <p>(1) 曲面フランジ構造と直交フランジ構造の比較          実橋の構造、荷重に基づき曲面フランジおよび、直交フランジの二つのモデルを設定し、立体FEM解析を行い両タイプの応力分布特性および、応力度を比較検討する。          又、FEM解と従来の慣用設計法との比較も行う。</p> <p>(2) FEM解析に於ける曲面フランジの直交フランジに対する係数の算出。          両タイプのFEM解析結果より、直交フランジに対する曲面フランジの応力度(<math>\sigma</math>、<math>\tau</math>)の比率を求める。</p> <p><math>\alpha = \text{FEM. } \sigma_{\text{曲}} / \text{FEM. } \sigma_{\text{直}} \dots \dots</math> 垂直応力度の係数  <math>\beta = \text{FEM. } \tau_{\text{曲}} / \text{FEM. } \tau_{\text{直}} \dots \dots</math> せん断応力度の係数</p>	<p>解析モデル要素</p> <p>トラス・梁・平面・板曲げ・<b>シェル</b>・ソリッド・その他</p>	<p>解析プログラム</p> <p>FEMV (富士通)</p>	<p>対象荷重</p> <p>面内方向にN、M、Sの3個の単一荷重および、実橋モデルの計4個</p>	<p>応力評価</p> <p><b>主応力</b>・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形</p>	
	<p>許容値</p> <p><math>\sigma_a</math>, <math>1.1 \times \sigma_a</math>, <math>1.2 \times \sigma_a</math>, <math>\sigma_y</math>, <math>0.8 \times \sigma_y</math>          ただし <math>\sigma_a</math> — 許容応力, <math>\sigma_y</math> — 降伏応力</p>				
	<p>解析結果</p> <p>FEM解析〔直交フランジ〕結果を基本応力度にして、各荷重ケースごとの応力集中率を表-1、2に示す。          本工事では、垂直応力度に対する応力集中係数は、1.10、せん断応力度に対する応力集中係数は、1.20とした。</p>	<p>特記事項</p>			

No. 2-2

橋梁名	OJ13工区	発注先	首都高速道路公団	対象部位	曲面フランジの ラーメン隅角部	出典	日橋・駒井・日塔 JV
-----	--------	-----	----------	------	--------------------	----	----------------

表-1 垂直応力度の応力集中率

荷重ケース	位置	曲 $\sigma$	直 $\sigma$	曲/直	備考
1 M載荷時	梁 上①	-73	-66	1.11	
	梁 下②	46	45	1.02	
	柱 内③	-101	-99	1.02	
	柱 外④	86	81	1.06	
2 N載荷時	梁 上①	-45	-52	0.87	
	梁 下②	-44	-46	0.96	
	柱 内③	89	89	1.00	
	柱 外④	-79	-76	1.04	
3 S載荷時	梁 上①	31	27	1.15	
	梁 下②	-28	-23	1.22	
	柱 内③	-53	-55	0.96	
	柱 外④	-52	-48	1.08	
4 実橋モデル	梁 上①	-1201	-1120	1.07	
	梁 下②	597	632	0.94	
	柱 内③	-2048	-2012	1.02	
	柱 外④	1137	1066	1.07	

表-2 せん断応力度の応力集中率

隅角内

荷重ケース	位置	曲 $\tau$	直 $\tau$	曲/直	備考
1 M載荷時	梁①	37	34	1.08	
	柱②	59	48	1.23	
2 N載荷時	梁①	35	34	1.03	
	柱②	85	69	1.23	
3 S載荷時	梁①	33	31	1.06	
	柱②	35	29	1.21	
4 実橋モデル	梁①	428	405	1.06	
	柱②	741	602	1.23	

隅角外

荷重ケース	位置	曲 $\tau$	直 $\tau$	曲/直	備考
1 M載荷時	梁③	38	34	1.12	
	柱④	28	23	1.22	
2 N載荷時	梁③	17	13	1.31	
	柱④	76	81	0.94	
3 S載荷時	梁③	51	53	0.98	
	柱④	1	3	0.33	
4 実橋モデル	梁③	982	937	1.05	
	柱④	621	566	1.10	

隅角部フランジの垂直応力度に対する照査

$$\sigma = \alpha (\sigma_N + \sigma_y + \sigma_s) + \sigma_z < \sigma_a$$

$\sigma_N$  ; 軸方向力による垂直応力度

$\sigma_y$  ; 面内曲げモーメントによる垂直応力度

$\sigma_z$  ; 面外曲げモーメントによる垂直応力度

$\sigma_s$  ; せん断遅れによる垂直応力度

$\sigma_a$  ; 許容垂直応力度

$\alpha$  ; 1.10

隅角部パネルの腹板のせん断応力度に対する照査

(隅角内)

$$\tau_1 = \beta \cdot \tau_{Fs} + \tau_y + \tau_{Mx} < 0.45\sigma_a$$

(隅角外)

$$\tau_2 = \beta \cdot \tau_z + \tau_y + \tau_{Mx} < \tau_a$$

$\tau_{Fs}$  ; L.S.Beedle式により求まるせん断応力度

$\tau_z$  ; 面内せん断力によるせん断応力度

$\tau_y$  ; 面外せん断力によるせん断応力度

$\tau_{Mx}$  ; ねじりモーメントによるせん断応力度

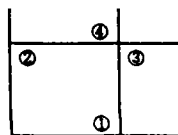
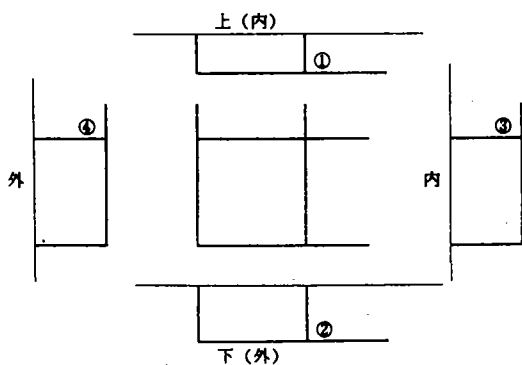
$\tau_a$  ; 許容せん断応力度

$\beta$  ; 1.20

合成応力度に対する照査

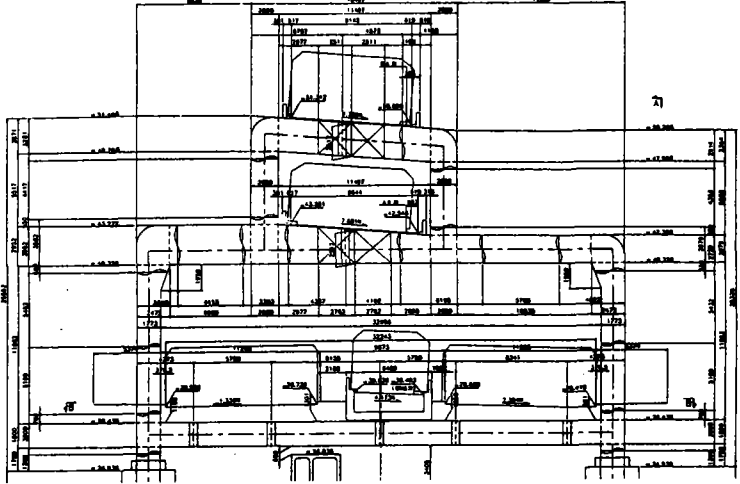
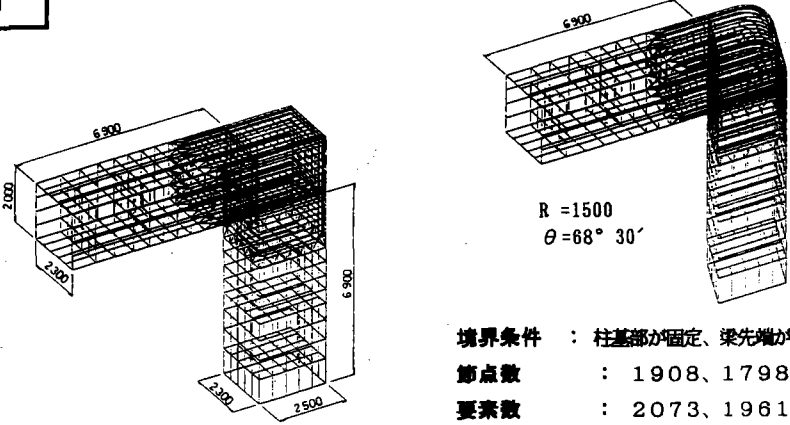
$$\alpha_1 = (\sigma/\sigma_a)^2 + (\tau_1/0.45\sigma_a)^2 < 1.2$$

$$\alpha_2 = (\sigma/\sigma_a)^2 + (\tau_2/\tau_a)^2 < 1.2$$



# FEM解析事例集

No. 3-1

<p>橋梁名</p>	<p>OJ14工区 (その2)</p>	<p>発注先</p>	<p>首都高速道路公団</p>	<p>対象部位</p>	<p>曲面フランジ+菱形柱の ラーメン隅角部</p>	<p>出典</p>	<p>IHI・日橋・富士車輛 JV</p>
<p>一般図</p>				<p>モデル図</p>	 <p>R=1500 θ=68° 30'</p> <p>境界条件 : 柱基部が固定、梁先端が自由 節点数 : 1908、1798 要素数 : 2073、1961 解析ケース数 : 7</p>		
<p>解析目的</p>	<p>応力照査・設計手法 (応力係数決定)・構造形状検討・座屈照査</p>			<p>解析モデル</p>	<p>弾性平面・弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体</p>		
<p>解説)</p>	<p>本工区P22橋脚は、設置位置の地下埋設物、民地境界、平面街路建築限界をクリアするため、下層柱に菱形断面を採用している。さらに隅角部には、本路線の景観調和のため曲面フランジが採用されている。</p> <p>この隅角部の設計法は、公団の設計基準に示された奥村・石沢による提案式 (慣用設計法) に、曲面フランジ+菱形柱の影響を加味するものとする。そこで、この影響を調べるため以下の検討を行った。</p> <p>(1) (曲面フランジ+菱形柱) モデルと (直交フランジ+矩形柱) モデルの比較 実構の構造、荷重に基づき2種のモデルを設定し、立体FEM解析を行い応力分布特性および応力度を比較する。</p> <p>(2) FEM解析における (曲面+菱形) モデルの (直交+矩形) モデルに対する係数の算出 2種モデルのFEM解析結果より、(直交+矩形) モデルに対する (曲面+菱形) モデルの応力度 (σ、τ) の比を求める。</p>			<p>解析モデル要素</p>	<p>トラス・梁・平面・板曲げ・<u>シェル</u>・ソリッド・その他</p>		
<p>解析プログラム</p>				<p>解析プログラム</p>	<p>NASTRAN</p>		
<p>対象荷重</p>				<p>対象荷重</p>	<p>面内方向にNx、My、Qz、面外方向にMx、Mz、Qyの6個の単一荷重および実構モデルの計7個</p>		
<p>応力評価</p>				<p>応力評価</p>	<p>(主応力)・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形</p>		
<p>許容値</p>				<p>許容値</p>	<p>σa, 1.1xσa, 1.2xσa, σy, 0.8xσy ただし σa — 許容応力, σy — 降伏応力</p>		
<p>解析結果</p>	<p>FEM解析 (直交+矩形) 結果を基本応力度にして、各荷重ケースごとの応力集中率を表-1、2に示す。</p> <p>本工事では、垂直応力度に対する応力集中係数は、面内荷重の場合に1.20、面外荷重の場合には1.40とし、せん断応力度に対する応力集中係数は、隅角内の場合に1.40、隅角外には1.20とした。</p>			<p>特記事項</p>	<p>本FEM解析では、垂直応力度に対する応力集中係数は、面内荷重、面外荷重とも1.20となったが、横浜市道高速2号線 (橋梁と基礎83-10) では、面外荷重の場合に1.40を採用しているため、本工事でも安全を考え1.40を採用した。</p>		

FEM解析事例集 (添付資料)

No. 3-2

橋梁名	OJ 14 工区 (その 2)	発注先	首都高速道路公団	対象部位	曲面フランジ+菱形柱の ラーメン隅角部	出典	IHI・日橋・富士車輛 JV
-----	-----------------	-----	----------	------	------------------------	----	-------------------

表-1 垂直応力度の応力集中率

			面内荷重ケース			面外荷重ケース			実橋モデル	
			軸力 Nx	曲げモーメント My	せん断力 Sz	ねじりモーメント Mx	曲げモーメント Mz	せん断力 Sy		
梁	フランジ	上フランジ	鈍角側	1.14	1.02	1.05	—	0.94	0.88	1.02
		鈍角側	0.94	1.05	1.03	—	0.95	0.91	1.00	
	下フランジ	鈍角側	1.01	0.91	0.94	—	0.94	0.92	0.94	
		鋭角側	0.84	1.10	1.08	—	0.99	0.97	1.03	
	ウエブ	鈍角側	上側	1.14	1.03	1.05	—	0.94	0.89	1.02
			下側	1.00	0.91	0.93	—	0.93	0.91	0.93
鋭角側		上側	0.96	1.08	1.05	—	0.97	0.93	1.02	
		下側	0.86	1.12	1.10	—	1.01	0.98	1.05	
柱	フランジ	外側	鈍角側	1.19	0.91	0.91	0.31	—	—	0.84
			鋭角側	0.96	1.17	1.17	1.75	—	—	1.14
	内側	鈍角側	0.97	0.99	0.99	1.23	—	—	0.95	
		鋭角側	1.03	1.12	1.08	0.72	—	—	1.03	
	ウエブ	鈍角側	外側	1.18	0.91	0.91	0.38	—	—	0.85
			内側	1.02	0.96	0.96	1.21	—	—	0.93
		鋭角側	外側	1.04	1.22	1.22	1.71	—	—	1.19
			内側	0.96	1.16	1.11	0.73	—	—	1.05

隅角部フランジの垂直応力度に対する照査

$$\sigma = \alpha 1 (\sigma N + \sigma y + \sigma s) + \alpha 2 \cdot \sigma z < \sigma a$$

$\sigma N$  ; 軸方向力による垂直応力度  
 $\sigma y$  ; 面内曲げモーメントによる垂直応力度  
 $\sigma z$  ; 面外曲げモーメントによる垂直応力度  
 $\sigma s$  ; せん断遅れによる垂直応力度  
 $\sigma a$  ; 許容垂直応力度  
 $\alpha 1$  ; 1.20  
 $\alpha 2$  ; 1.40

隅角部パネルの腹板のせん断応力度に対する照査

(隅角内)

$$\tau 1 = \beta 1 \cdot \tau F s + \tau y + \tau M x < 0.45 \sigma a$$

(隅角外)

$$\tau 2 = \beta 2 \cdot \tau z + \tau y + \tau M x < \tau a$$

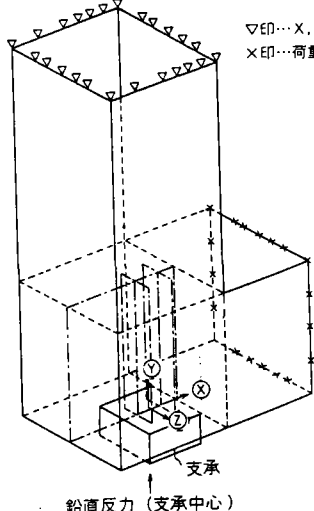
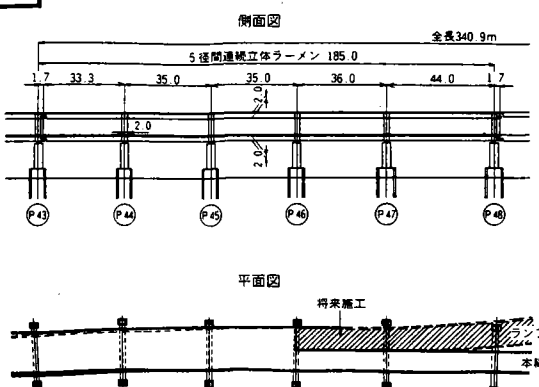
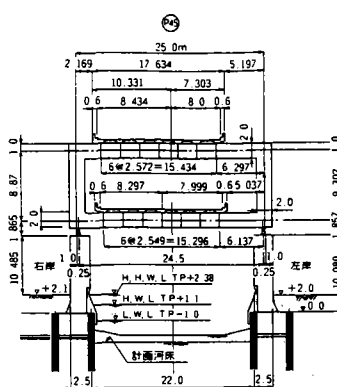
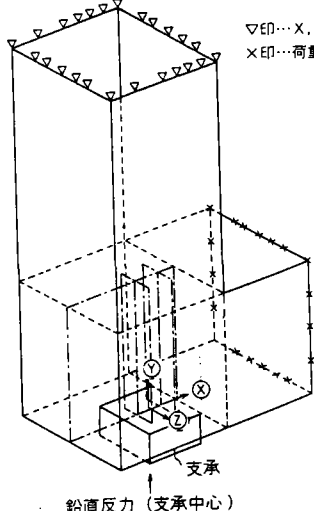
$\tau F s$  ; L.S.Beedle式により求まるせん断応力度  
 $\tau z$  ; 面内せん断力によるせん断応力度  
 $\tau y$  ; 面外せん断力によるせん断応力度  
 $\tau M x$  ; ねじりモーメントによるせん断応力度  
 $\tau a$  ; 許容せん断応力度  
 $\beta 1$  ; 1.40  
 $\beta 2$  ; 1.20

表-2 せん断応力度の応力集中率

			面内荷重ケース			面外荷重ケース			実橋モデル
			軸力 Nx	曲げモーメント My	せん断力 Sz	ねじりモーメント Mx	曲げモーメント Mz	せん断力 Sy	
鈍角側	梁	上側	—	—	—	0.71	—	—	—
		下側	—	—	0.91	1.04	—	—	0.90
	柱	外側	1.02	—	—	—	1.01	1.12	—
		内側	1.01	—	—	—	0.93	1.13	0.96
隅角内	梁側	1.23	1.15	1.22	0.47	—	—	1.13	
	柱側	1.11	1.00	1.02	—	0.81	0.71	0.94	
鋭角側	梁	上側	—	—	—	1.21	—	—	0.95
		下側	—	—	1.19	0.90	—	—	1.11
	柱	外側	1.20	—	—	—	0.82	0.99	—
		内側	0.92	—	—	—	1.07	1.09	1.04
	隅角内	梁側	1.15	1.22	1.24	1.45	—	—	1.22
		柱側	1.11	1.44	1.43	—	1.10	1.22	1.37

注) 応力度が局部的にのみ発生している箇所は、“—”表示とし  
比率は算出してない。

# FEM解析事例集

No. 4-1	橋梁名	発注先	対象部位	出典	東骨技報 88-No.25	
横浜市道高速2号線	首都高速道路公団	ラーメン隅角部	一般図	モデル図	 <p>▽印...X, Y, Z方向を拘束 ×印...荷重作用点</p> <p>境界条件 : 節点数 : 要素数 : 解析ケース数 :</p> <p>鉛直反力(支承中心)</p>	
 <p>図-1 一般形状図</p>	 <p>図-2 標準横断面</p>	 <p>図-9 解析モデル図</p>				
解析目的	(応力照査)・設計手法・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査				解析モデル	弾性平面・弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体
解説	隅角部の設計は立体解析結果とせん断おくれの影響を考慮して行った。しかし、本橋は隅角部に橋脚の支点がある特殊な構造であるため、設計応力を確認する目的で、立体モデルによる有限要素法(FEM)により応力解析を行った。				解析モデル要素	トラス・梁・平面・ <u>板曲げ</u> ・シェル・ソリッド・その他
					解析プログラム	
					対象荷重	死活荷重, 支点沈下(50mm), 地震, 温度, 風
					応力評価	主応力・相当応力(Von Mises)・垂直応力・方向応力・変形
					許容値	$\sigma_a$ , $1.1 \times \sigma_a$ , $1.2 \times \sigma_a$ , $\sigma_y$ , $0.8 \times \sigma_y$ ただし $\sigma_a$ — 許容応力, $\sigma_y$ — 降伏応力
解析結果	FEM解析は反力が大きく、支点の偏心量が大きな、P47橋脚の右岸隅角部を図-8のようにモデル化して行った。図-9に解析モデル図、図-10に主要部材の主応力図を示す。 せん断おくれを考えた設計応力度との比較を行うと、梁はフランジの最大応力度が450kg/cm程度、FEM解析の方が大きくなるがウェブのせん断応力度は同程度である。また、柱はフランジの最大応力度が100kg/cm程度、ウェブのせん断応力度が400kg/cm程度FEM解析が大きくなる。これはせん断おくれの計算手法の他、メッシュ幅の設定等の要因が考えられる。				特記事項	

2. 設計概要

本橋の立体構造物としての挙動を正確に把握するために、立体骨組解析による構造計算を行ない、その結果を反映した設計を行った。

設計の特徴及び設計手法の概要について、以下に述べる。

2-1 設計の特徴

本橋の設計上の特徴としては、次のような事項が挙げられる。

- 1) ランプ部分は将来施工となるため、完成時と暫定時の2つの系について検討を行い、両ケースを満足するように設計を行う必要がある。
- 2) 基礎は地盤の軟弱層が厚いために深いので、その水平変位が上部工に与える影響を考慮する必要がある。
- 3) 主桁には立体ラーメンとしての軸力が発生する。したがって、通常の連続桁と異なり、曲げモーメントと軸力を受ける部材となる。
- 4) 大規模な立体構造物であるので、予備設計による部材剛度の設定が難しい。
- 5) 剛結部には橋軸および橋軸直角の2方向の応力が生じる。
- 6) 橋脚の隅角部に支点のある構造は、設計例が少ないと思われるので、設計応力の妥当性を確認する必要がある。

2-2 立体ラーメンの構造解析

構造解析は通常の線形立体解析プログラムを使用して、主桁と橋脚を一体とした解析を行った。図-3に骨組図を示す。

インプット諸元

節点数 : 733

基本荷重: 死荷重, 活荷重, 支点沈下 (50mm), 地震荷重, 温度変化 (±35℃), 風荷重

断面力は基本荷重の組合せによる、28荷重ケースの内から最大値を抽出した。また、ランプの有無による、完成時系と暫定時系の2ケースについて計算を行い、両ケースの最大断面力の比較を行って、大きい断面力を設計断面力としている。図-4に断面力図の一部を示す。

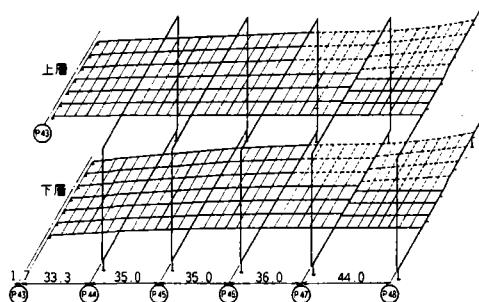


図-3 立体解析骨組図

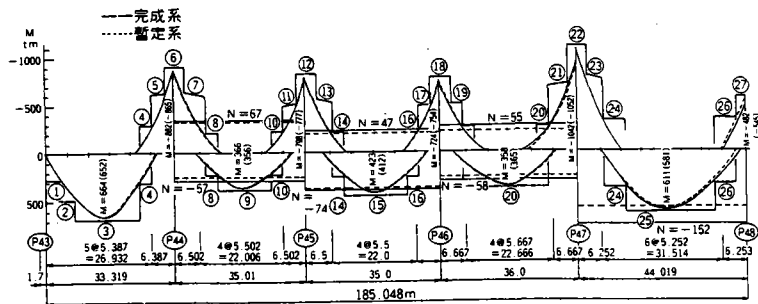


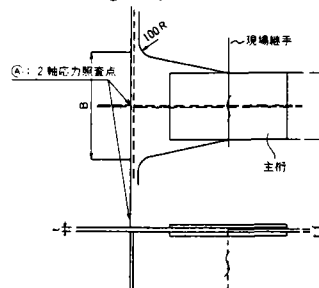
図-4 断面力図 (上層G7桁の例)

2-4 剛結部断面の決定

剛結部は、主桁としての応力度と橋脚としての応力度を同時に受ける。2軸応力状態になる。

2軸応力を考えた剛結部の断面決定フローチャート

2軸応力は④点に於いて照査する



照査式

$$\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_y}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_z}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

- $\sigma_x$ : 主桁の垂直応力度 (kg/cm<sup>2</sup>)
- $\sigma_y$ : 橋梁の // ( // )
- $\sigma_z$ : 許容引張応力度 ( // )
- $\tau$ : せん断応力度 ( // )
- $\tau_a$ : 許容せん断応力度 ( // )

照査に用いる主桁曲げ応力度:  $\sigma_x$

$$\sigma_x = \sigma_1 \times \frac{Bf \cdot t \cdot f}{B \cdot t}$$

但し  $\sigma_1$  は④点に於ける Bf x t f 断面による曲げ応力度

図-7 2軸応力の照査式

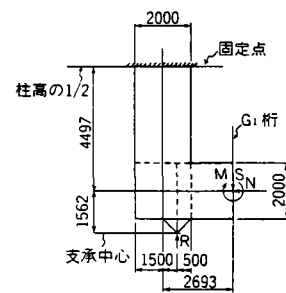


図-8 隅角部のモデル化

トを図-6に、照査式を図-7に示す。

剛結部断面が、2軸応力で支配されるか、または計算上、主桁フランジが橋梁フランジより厚い場合は、橋梁フランジに溶接線が増え、断面構成の面から好ましくないため、主桁フランジ厚を薄くするように断面の構成に配慮した。しかし、下フランジは美観上、幅をそろえる規定 (鋼構造物設計基準) があるため、断面構成の自由度が少なく、橋梁断面の突合せ溶接が多くなるのを免れなかった。

橋梁部の断面決定ルーチン

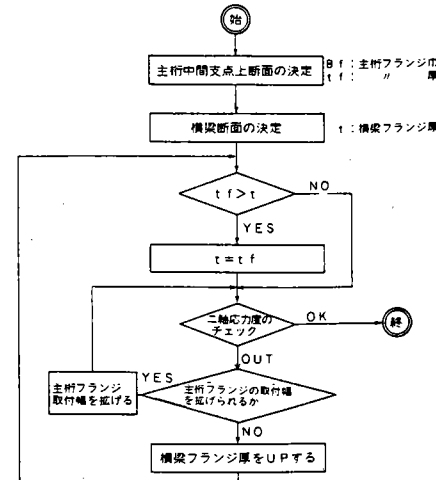
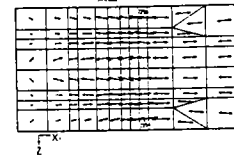


図-6 剛結部断面決定フロー

上フランジ



ウェブ

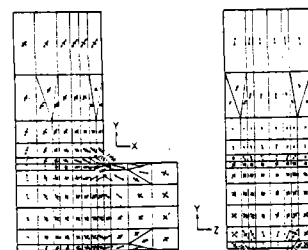


図-10 主応力図

表-1 隅角部応力比較表

部	立体解析	FEM解析	
梁	フランジ	$\sigma = 1774 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma = 2255 \text{ kg/cm}^2$
	ウェブ	$\tau = 1073 \text{ //}$	$\tau = 1085 \text{ //}$
柱	フランジ	$\sigma = 1902 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma = 2017 \text{ kg/cm}^2$
	ウェブ	$\tau = 712 \text{ //}$	$\tau = 1094 \text{ //}$

# FEM解析事例集

No. 5-1

橋梁名	BY工区大黒インターチェンジランプ橋	発注先	首都高速道路公団	対象部位	主桁と脚の剛結部	出典	片山技報 9	
一般図				モデル図	<p>境界条件 :          節点数 : 3281          要素数 : 3531          解析ケース数 : 2</p> <p>図-9 FEMモデルの鳥瞰図</p>			
解析目的	応力照査・ <u>設計手法</u> ・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査			解析モデル	弾性平面・ <u>弾性立体</u> ・弾塑性平面・弾塑性立体			
解析結果	別紙			特記事項				
解説	<p>3.1 構造解析</p> <p>本橋は、下記の特徴を有するため立体解析を行った。</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1) 上部工と下部工が一体構造である。(Pc2a~Pc2e)</li> <li>2) 本線橋脚のP6とはヒンジ結合、P7とは橋軸方向可動、橋軸直角方向固定である。</li> <li>3) 隣接の本線橋およびランプ橋(Dランプ)からの影響を受ける。</li> </ol> <p>3.1.1 解析モデル</p> <p>解析モデルおよび支承条件を図-3に示す。このときの仮定条件を以下に示す。</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1) 主桁の部材軸線は、内側ウェブの中心に設定した。</li> <li>2) 本線橋脚P6、P7の骨組を考慮した。</li> <li>3) 橋脚の下端は固定とした。</li> </ol>			解析モデル要素	トラス・梁・平面・板曲げ・ <u>シェル</u> ・ソリッド・その他			
	<p>4.1 検討目的</p> <p>前項(3.4 隅角部の設計)に示した断面決定方針による設計手法の妥当性を確認する。</p> <p>4.2 検討内容</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1) 隅角部を平面曲げ板で構成する立体FEMモデルとして弾性解析による応力分布状態を把握する。</li> <li>2) 橋軸方向の曲げモーメント、せん断力、軸力に対する挙動に着目する。</li> </ol>			解析プログラム	NASTRAN			
				対象荷重	常時(主荷重)、地震時(主荷重+地震荷重)			
				応力評価	<u>主応力</u> ・相当応力(Von Mises)・ <u>垂直応力</u> ・方向応力・変形			
				許容値	$\sigma_a$ , $1.1 \times \sigma_a$ , $1.2 \times \sigma_a$ , $\sigma_y$ , $0.8 \times \sigma_y$ ただし $\sigma_a$ — 許容応力, $\sigma_y$ — 降伏応力			



3.4 隅角部の設計

3.4.1 設計方針

- 1) 主桁の橋軸方向部材と、橋脚の鉛直方向部材からなる隅角構造を考える (図-4 参照)。

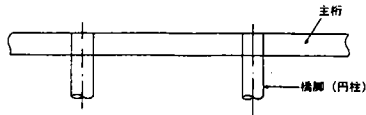


図-4 隅角構造

- 2) 主桁部材は、内側ウェブで構成される箱断面を考える (図-5 参照)。

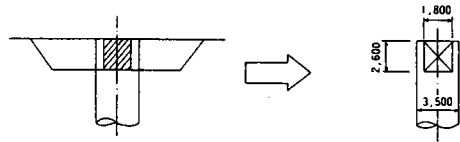


図-5 主桁部材の取り方

- 3) 主桁箱断面のウェブは、円柱内部に割込みとし、「鋼構造物設計基準」(首都公団)により計算する。
- 4) 隅角部断面をフランジ有効幅等により、主桁断面に換算する。
- 5) 外側ウェブで単純支持され、橋脚からの軸力が作用する梁として応力照査する。なお、形状は2枚のダイヤフラムをウェブとした箱断面を考える (図-6 参照)。

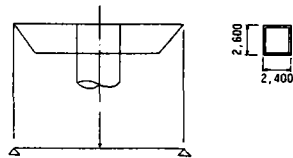


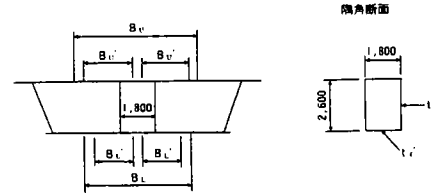
図-6

- 6) 上記による断面決定に対し、立体FEM解析により設計手法の妥当性を確認する。

3.4.2 断面決定

- 1) 隅角部の断面決定は、立体解析結果より11ケースの断面力を抜粋し、各ケースについて行った。

- 2) 隅角部断面の主桁断面換算方法について
  - (1) フランジ断面  
内側ウェブに着目した有効幅で換算する。有効幅は上下フランジの平均値とする (図-7 参照)。



$$\text{有効幅 } B' = \frac{(2 \times B_u + 2 \times B_l) \times 1/2}{t_f = 1,800 \times t_f / (B_u + B_l)}$$

図-7 隅角部の主桁断面換算方法

- (2) ウェブ断面  
全ウェブ枚数で換算し、内側ウェブに着目したフランジのウェブ間隔の1/2と、有効幅の比率で割増しする。

$$t_w = \frac{2 \times t_w \times (B_u + B_l) \times 1/2}{(B_u + B_l)}$$

- (3) フランジ厚  $t_f \geq$  ウェブ厚  $t_w$  とする。
- (4) ダイヤフラム厚は、ウェブ厚  $t_w$  と同じとする。

4.7 結果のまとめと課題

1) 構造上の特徴

立体FEM応力解析結果から、本隅角部の構造上の特徴を挙げると以下のようである。

- (1) 多室箱桁を円柱が貫通する隅角構造であるが、上部桁の挙動は、連続桁の中間支点上に類似した性状を示す、曲げによる応力が支配的となっている。

すなわち、桁の曲げおよびせん断が最大となる荷重時における上下フランジの応力状態は、ほとんど一軸応力状態であり、主応力の向きは材軸に一致している。一方、柱曲げが最大となる荷重時では、上下フランジの隅角部において、2軸応力状態がみられるもの、曲げによる応力の方が支配的となっている。

下フランジにおいては、円柱との結合部で、板曲げの影響が大きく、板上下面の応力度に着目すると、板厚の薄いモデルは、局部的に許容応力度を超過する箇所もある。ただし、本モデルでは縦リブを無視したモデルであり、縦リブを設ければ問題ない応力度になると考えられる。

- (2) 斜めウェブ (G1) は、2枚のダイヤフラム (D3, D4) によって、拘束支持されている。このウェブのダイヤフラムで囲まれた内側部分の応力度は、桁曲げ最大荷重時では、一軸応力、柱曲げ最大荷重時では2軸応力状態である。しかし、いずれの荷重時でもダイヤフラム外側の曲げ応力度が支配的である。

- (3) 鉛直ウェブ (G2) は、円柱内に割込みウェブを有しているため、円柱壁で拘束支持された状態にあり、斜めウェブ (G1) と類似の状態にある。したがって、応力分布の状態も斜めウェブと同様である。

鉛直ウェブには、マンホールがあるが、コーナー部における応力集中はみられない。

- (4) 円柱の応力度について、桁結合部近傍の応力分布に着目すると、桁曲げによる一軸応力状態、柱曲げ最大時のせん断応力の影響による2軸応力状態は、ウェブに類似している。しかし、桁結合部から離れたと、ただちに柱曲げの一軸応力状態に近づく。

円柱の発生応力度は小さく、充分安全側の応力度である。これは、円柱板厚  $t = 44\text{mm}$  (公団規定値  $t \geq R/40$ , R: 円柱半径) によること大であると考えられる。

- (5) ダイヤフラム (D3, D4) は、斜めウェブ (G1) を支持し、円柱に剛結している。このダイヤフラムは、2枚存在するため、桁曲げ、せん断最大荷重状態では、2枚とも同方向の力を、柱曲げ最大荷重状態では2個の隅力となり、斜めウェブの力を円柱へ伝達させる重要な役割をはたしている。

したがって、ダイヤフラムの剛度およびその間隔は、重要な構造要因となるが、本モデルのダイヤフラムの変形量、発生応力度とも小さい。これは、ダイヤフラムD3とD4が適切な断面と間隔を有しているためと考えられる。

- (6) 円柱の近くに中間ダイヤフラムを設置することで、外側ウェブから内側ウェブへ、力の分担割合は移行する。これは、内側ウェブが円柱に剛結であり、外側ウェブよりも剛度が高くなり、分担力に偏りが生じたものである。中間ダイヤフラムの設置による内桁せん断力の増加は、中間ダイヤフラム有無のモデルBとモデルCの比較でわかる。両モデルの最大せん断応力度の差は  $62\text{kg/cm}^2$  である。モデルAの場合にも中間ダイヤフラムの設置によるせん断応力度の増加が同等であるとすれば、 $736\text{kg/cm}^2 < \alpha = 945\text{kg/cm}^2$  となり、モデルAに中間ダイヤフラムを設けても安全側の応力度であると推定される。

- 2) 板厚決定手法  
隅角部の部材板厚決定手法として、奥村らの方法を適用した場合にも、詳細な応力照査方法として、FEM応力解析による検討は、その妥当性を確認することができる。

しかし、桁曲げモーメントで断面が決まる隅角に対しては、簡易的に応力照査する方法として、断面の有効率を考慮した桁一般断面の応力計算でもよいが、せん断おくれによる応力最大値と、せん断応力分布には、留意する必要がある。

また、板曲げの影響をうける下フランジ結合部では、板の曲げ応力にも配慮が必要である。

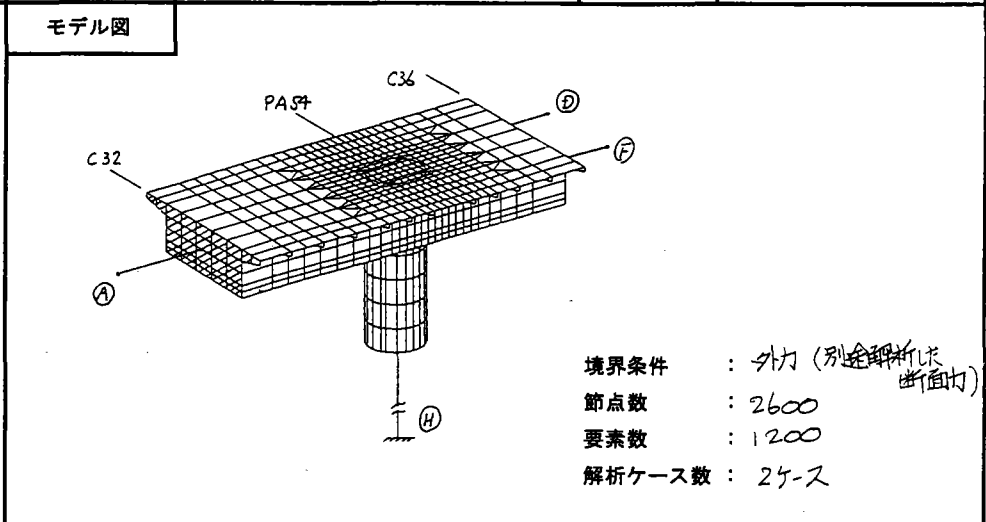
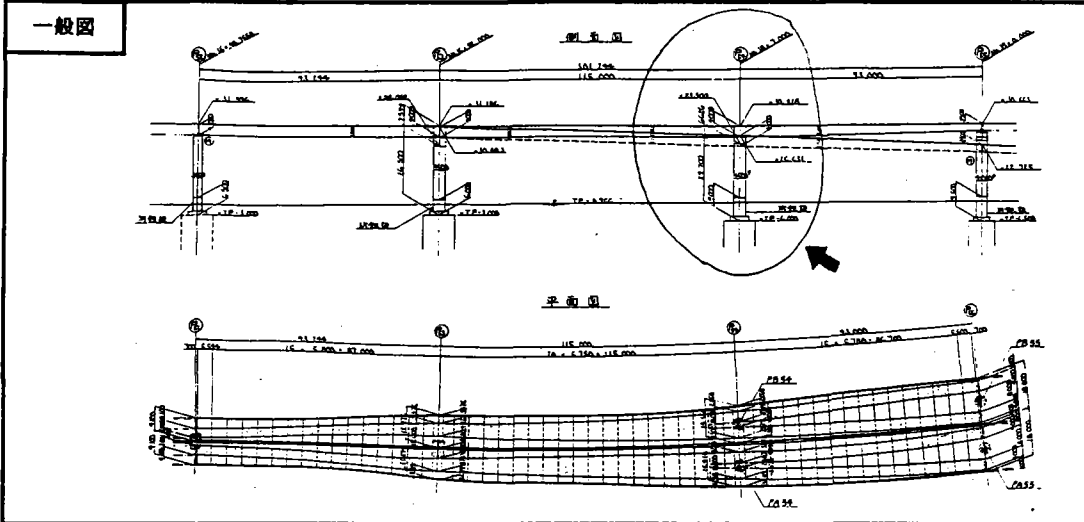
本隅角部の板厚決定手法は、以下の条件のもとで有効であるといえる。

- (1) 桁曲げモーメントで断面が決まる隅角部である。
- (2) 充分剛なダイヤフラムを適当な間隔に2枚設置する。
- (3) ウェブとダイヤフラムで、井桁状の格子をつくる。
- (4) 縦リブなしの断面および有効率を考慮した断面で板厚を決定する。

FEM解析事例集

No. 6-1

橋梁名	1242工区上部工概略設計	発注先	首都高速道路公団	対象部位	P54橋脚との一体部のFEM解析	出典	NKK・トビーJV
-----	---------------	-----	----------	------	------------------	----	-----------



解析目的 (応力照査)・(設計手法)・(応力係数決定)・(構造形状検討)・座屈照査

解析モデル 弾性平面・(弾性立体)・弾塑性平面・弾塑性立体

解説)  
 本橋のP54橋脚は主桁と一体であり、かつ主桁が1箱桁から2箱桁に変化する位置に設けられている。このため、2箱桁部の片側の腹板が橋脚に割り込む形になり複雑な構造となっている。主桁の横桁と橋脚でラーメン構造を構成する一方、主桁と橋脚でラーメン構造を構成する。この部分の断面決定は橋軸方向と橋軸直角方向の2方向のT型ラーメン隅角部に分解し、それぞれに簡易設計法を適用するが、このFEM解析結果をもとに簡易計算方法の妥当性も照査する。

解析モデル要素 トラス・梁・平面・(板曲げ)・シェル・ソリッド・その他

解析プログラム NASTRAN

対象荷重 死荷重・活荷重・橋軸方向地震

応力評価 (主応力)・相当応力 (Von Mises) ・(垂直応力)・(方向応力)・(変形)

許容値  $(\sigma_a)$ ,  $1.1 \times \sigma_a$ ,  $1.2 \times \sigma_a$ ,  $\sigma_y$ ,  $0.8 \times \sigma_y$   
 ただし  $\sigma_a$  — 許容応力,  $\sigma_y$  — 降伏応力

解析結果

特記事項

E-50

FEM解析事例集

No. 7-1	橋梁名 市道高速2号東片端(その1)工区	発注先 名古屋高速道路公社	対象部位 鋼製橋脚 立体隅角部	出典 片山技報 11	
一般図				モデル図	
解析目的	<p>応力照査・設計手法・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査</p>			解析モデル	<p>弾性平面・<u>弾性立体</u>・弾塑性平面・弾塑性立体</p>
<p>解説)</p> <p>本工事の橋脚は、上図に示すように下段隅角部及び剛結部において、複雑に交差している。この橋脚のように箱幅の異なる隅角部を有する場合の隅角部の設計法については、明確に公式化されたものはない。</p> <p>また、下段隅角部と剛結部が接近しており、主桁の上フランジ及び横梁の上フランジは鋼床版を兼ねる構造であるので、そのフランジの有効巾の決定については問題となる。</p> <p>そこで、別に決定した設計方針に従って設計計算を行うに際し、その妥当性確認(検証)するために、以下に示す解析モデルを設定してFEM解析を行い、応力分布状況、応力伝達及び応力度の大きさ等の比較を行うものである。</p>	解析モデル要素	<p>トラス・梁・<u>平面</u>・板曲げ・シェル・ソリッド・その他</p>			
解析プログラム	<p>NASTRAN</p>				
対象荷重	<p>主桁および柱にそれぞれ最大曲げモーメントの主ずる常時2ケースおよび風時と地震時合計4ケース</p>				
応力評価	<p><u>主応力</u>・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形</p>				
許容値	<p><math>\sigma_a</math>, <math>1.1 \times \sigma_a</math>, <math>1.2 \times \sigma_a</math>, <math>\sigma_y</math>, <math>0.8 \times \sigma_y</math> ただし <math>\sigma_a</math> — 許容応力, <math>\sigma_y</math> — 降伏応力</p>				
解析結果	<p>1) 有効幅について                  下段隅角部のフランジ及びウェブ(全幅有効)                  剛結部の柱及び横梁(全幅有効)                  剛結部の主桁(道示に準ずる)及び鋼床版(応力伝達角度<math>\phi = 30^\circ</math>)                  いずれも上記の計算上の有効幅は妥当であると考えられる。</p> <p>2) せん断遅れによる応力について                  隅角部、剛結部共に設計方法は妥当であると考えられる。</p>			特記事項	<p>・断面決定は通常の直交隅角部の設計手法を準用した。                  ・実際の設計計算では、主桁は架設時と完成時とで抵抗断面が異なるため、それぞれの系の断面力を用いて応力を算出し、重ね合わせる。</p>

橋梁名	市道高速2号東片端 (その1) 工区	発注先	名古屋高速道路公社	対象部位	下段隅角部・剛結部	出典	片山技報 11
-----	--------------------	-----	-----------	------	-----------	----	---------

5. 屈曲部<sup>9)</sup>

Y型隅角部の上方には2ヶ所の屈曲部があり、この曲がり梁は、内側フランジで700mm、外側フランジで2,700mmの曲げ半径を有している。曲がり梁の力学特性は、フランジの面外たわみによる有効幅の減少、板曲げ応力の発生、およびウェブに作用する半径方向垂直応力の発生に特徴がある。これまで曲がり梁の応力分布に関しては、1断面桁に対するBleich<sup>10)</sup>、Chu<sup>11)</sup>の研究、箱断面桁に対する三上<sup>12)</sup>の研究、およびこれらを網羅して構造設計に対する問題点を提示した尾下<sup>13)</sup>の研究などが見受けられる。ここでは、これらの研究に基づいて簡易計算法を提案し、FEMによる解析結果と比較し、屈曲部の照査を行った。

解析モデルは標準柱左梁および左シフト柱右梁を対象とした36°屈曲モデル、右シフト柱左梁を対象とした45°屈曲モデルの2種類とした。図-15に45°屈曲モデルを示す。

基本載荷ケースとして、面内、面外断面力のうち、ねじりモーメントを除いた5つの単位断面力を考慮した。面内曲げモーメントによる内側フランジ屈曲部の垂直応力分布を図-16に示す。単位断面力による応力を求めた後、作用断面力の倍率を乗じて組合せケースの応力を算出した。

簡易計算法とは以下の仮定に基づく計算手法である。

- 1) 軸力に対しては、全断面有効と見え、垂直応力度を算出する。
- 2) 面内曲げモーメントに対しては、等価支間長に対してフランジの有効幅を算出し、曲がり梁としての垂直応力<sup>10)</sup>を算出する。
- 3) 面外曲げモーメントに対しては、等価支間長に対してウェブの有効幅を算出し、直線梁としての垂直応力度を算出する。
- 4) 湾曲フランジのウェブ、横補強リブおよび縦リブで囲まれた部分に着目し、この部分を1)~3)の垂直応力の合計フランジ力の偏差力を面外力として受ける3辺固定1辺自由の平板パネルにモデル化し、板曲げ応力を算出する。
- 5) これら応力度の合計を屈曲部フランジの応力度とする。

簡易計算法による値とFEM解析結果との比較を表-4に示す。面内曲げに対しては、両者は比較的良く一致しており、かつ簡易計算法は安全側の値を示している。一方、面外曲げおよび軸力に対しては、膜応力度に関し簡易計算法は危険側の値となっている。しかしながら、本橋では面内曲げモーメントが支配断面力となるため、組合せ断面力に対しては安全側の設計となる。なお、左シフト柱の右梁では面外曲げモーメントが比較的大きくなるため、この場合のみ簡易計算法で算出した応力度に1.1倍の安全係数を乗ずることとした。

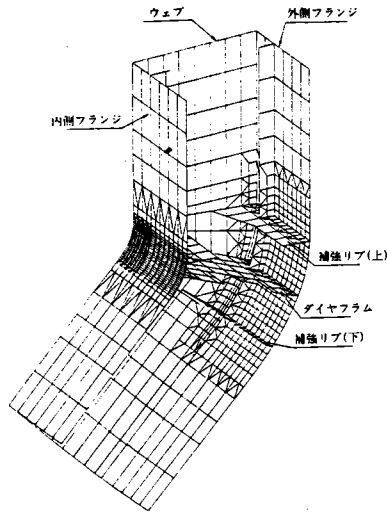


図-15 45°屈曲FEMモデル

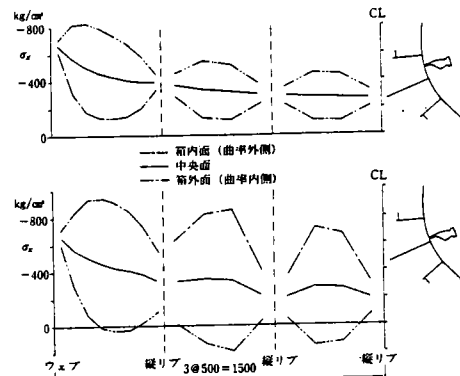


図-16 内側フランジ屈曲部の垂直応力分布 (面内曲げモーメント  $M_2 = 1,000 \text{ tmm}$ )

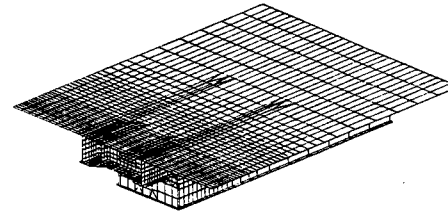


図-18 主桁切欠き部のFEM解析モデル

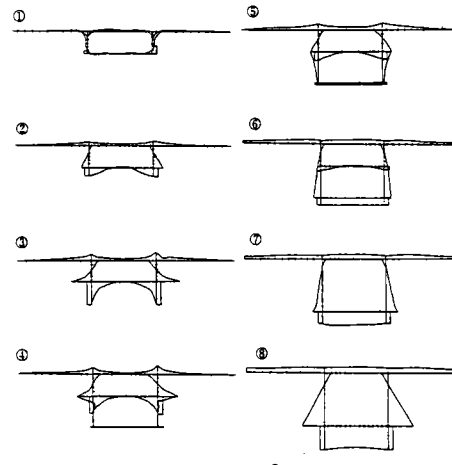


図-19 垂直応力度の分布

表-4 屈曲部フランジの応力度の比較 (kg/cm²)

項目	簡易法	膜応力度	板曲げ応力度	合計
軸力 $N = -1000 \text{ t}$	簡易法	-226	±227	-453
	FEM	-723	±129	-852
面内曲げモーメント $M_2 = 1000 \text{ tmm}$	簡易法	-690	±561	-1251
	FEM	-694	±477	-1171
面外曲げモーメント $M_1 = 1000 \text{ tmm}$	簡易法	-331	±279	-610
	FEM	-686	±259	-945
組合せ断面力	簡易法	-1045	±888	-1933
	FEM	-1209	±525	-1734

6. 主桁切欠き部<sup>14)</sup>

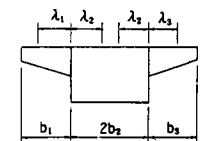
名古屋高速道路公社の設計基準では、主桁切欠き部の桁高は原則として、腹板高さの1/2以下とするように規定されている。しかしながら本橋の場合、端橋脚上の下段桁の掛け違い部では図-17に示すように、主桁切欠き高さが腹板高さの60%程度である。このような場合でも、設計基準の照査式を用いて設計可能かどうかの検討を行うため、図-18に示すモデルを用いてFEM解析を行った。解析モデルは、橋軸方向約6mの着目部分に対して、その3倍の長さ範囲をモデル化し、切欠き部の支承位置に反力を外力として作用させ、反対側の端部で完全固定とした片持ち梁モデルである。

解析結果の一例として、各断面における橋軸方向垂直応力度の分布を図-19に、フランジの有効幅の比較を表-5に示す。なお、表-5において、道示による有効幅 $a_2$ は、FEM解析の片持ち梁モデルに対する等価支間長を用いて、道路橋示方書・同解説II鋼橋編の(8.3.2)式により算出した値を示す。検討結果より以下の事項が明らかとなった。

- 1) 切欠き部ウェブおよび下フランジにおいて、相当応力レベルで1.66の応力集中度が確認された。従って、設計基準の応力集中度係数1/0.6を用いて良い。
- 2) 割込みフランジの有効幅は、道路橋示方書による値とほとんど一致した。上フランジ(鋼床版)の有効幅は、道路橋示方書による値とかなり異なっていたが、応力レベルでは特に問題となる値ではない。
- 3) 割込みフランジの定着長は、切欠き高さの1.5倍を確保しておけば応力の流れも自然であり、問題ない。

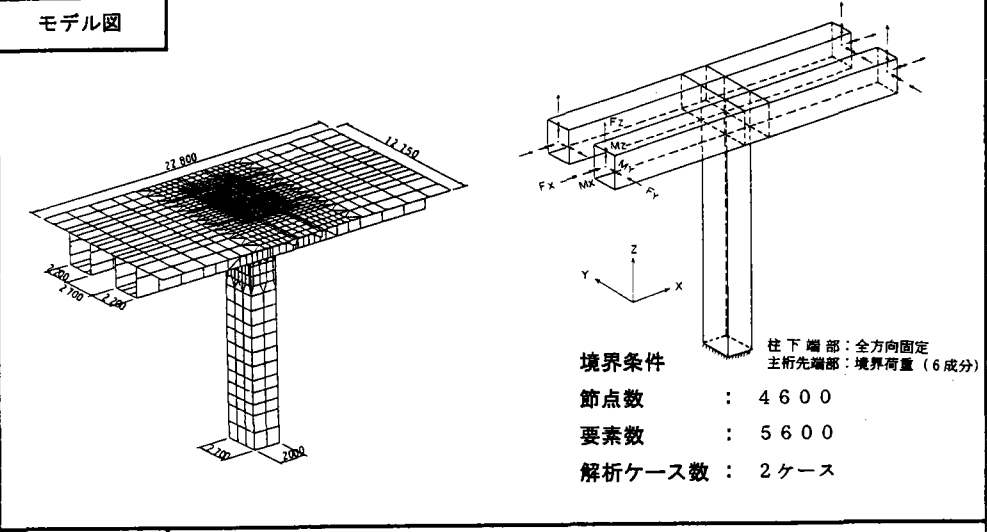
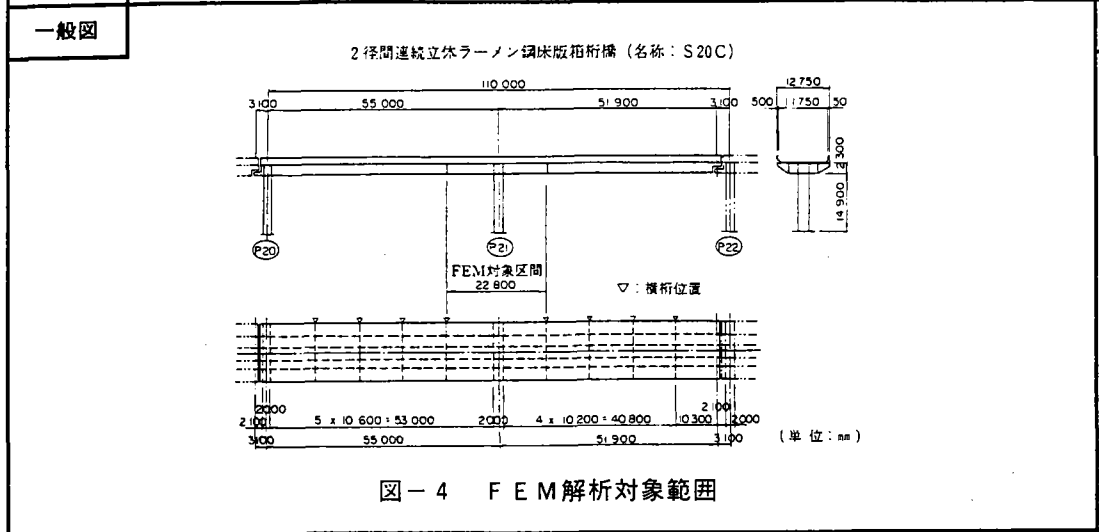
表-5 フランジの有効幅の比較

デッキプレート	FEM結果による有効幅 $a_f$	道示による有効幅 $a_2$	
		$\lambda_1$	$\lambda_2$
割込みフランジ	$\lambda_1$	0.285 $b_1$	0.684 $b_1$
	$\lambda_2$	0.394 $b_2$	0.879 $b_2$
	$\lambda_3$	0.235 $b_3$	0.684 $b_3$



No. 8-1

橋梁名	市道高速分岐2号 本町 (その2)	発注先	名古屋高速道路公社	対象部位	鋼製橋脚 立体隅角部	出典	技報たきがみ 12
-----	-------------------	-----	-----------	------	------------	----	-----------



解析目的	応力照査・設計手法・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査	解析モデル	弾性平面・弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体
解説)	<p>3. FEM弾性解析</p> <p>隅角部の設計は、立体隅角部を分解した平面隅角部に置き換える簡易計算法により行った。しかし、面外力を受ける立体隅角部を二つの平面隅角部に置き換えたこと、その平面隅角部に対して6断面力を用い奥村・石沢の方法を適用したことが、隅角部の応力状態を正当に評価しているかどうかは明確ではない。このため、これらの問題を明確にするとともに本報告で用いた隅角部の簡易計算法の妥当性を確認するため、FEM弾性解析(以下、FEM解析)を実施した。</p> <p>また、このFEM解析では、隅角部の部材に開口部を設けた場合と設けない場合の2ケースについてFEM解析を行い、開口部が部材に与える影響も検討した。</p>	解析モデル要素	トラス・梁・平面・板曲げ・シェル・ソリッド・その他
		解析プログラム	NASTRAN
		対象荷重	FEM解析における境界荷重として、隅角部着目箇所の設計に用いた立体構造解析結果と同様な断面力を再現する値とした
		応力評価	主応力・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形
許容値	$\sigma_a$ , $1.1 \times \sigma_a$ , $1.2 \times \sigma_a$ , $\sigma_y$ , $0.8 \times \sigma_y$ ただし $\sigma_a$ — 許容応力, $\sigma_y$ — 降伏応力	特記事項	2.2 簡易計算法 過去の実績を参考に、立体隅角部の設計法としては、奥村・石沢の方法を面内・面外ともに適用して、シアラグによる垂直応力を単純に足し合わせる方法(以下、簡易計算法)を用いた。

解析結果	<p>5.1 簡易計算法の妥当性について</p> <p>立体隅角部を分解して平面隅角部に置き換え、奥村・石沢の方法を適用した簡易計算法とFEM解析とを比較した結果、以下のことがわかった。</p> <p>1) 簡易計算法は、交差部の局所的な部分を除いて垂直応力度の分布性状がFEM解析とほぼ一致しており、その差は平均10%、最大30%となっていた。したがって、面内・面外のそれぞれに適用した今回の簡易計算法は、FEM解析と</p> <p>比較の範囲において妥当なものと考えられる。</p> <p>2) FEM解析で判明したコーナー部の応力集中に対しては、Von Misesの相当応力度によって照査するものとし、実設計ではその応力が降伏点応力を超過しないような板厚を用いたほか、溶接ビードの仕上げ、R加工仕上げなどの「かど部処理」によって応力集中を緩和できるように配慮した。</p>
------	---

橋梁名	市道高速分岐2号 本町 (その2)	発注先	名古屋高速道路公社	対象部位	鋼製橋脚 立体隅角部	出典	技報たきがみ 12
-----	-------------------	-----	-----------	------	------------	----	-----------

4. FEM解析による照査

4.1 FEM解析と簡易計算法との比較

簡易計算法の妥当性を検討するため、FEM解析結果と比較した。比較検討は、主桁-横梁系の断面力に着目して、図-9に示すような垂直応力度分布および応力比(=FEM結果/簡易計算式)とした。なお、図-9に示した簡易計算式による垂直応力度分布は、各断面の縁垂直応力度を直線で結んだものであり、FEM解析による比較検討は、開口部を考慮しないモデル-1の場合とした。

4.2 開口部の影響検討

開口部が部材に与える影響を検証し、補強効果や開口位置の妥当性を検討するため、開口部を考慮しないモデル-1と考慮したモデル-2についてFEM解析の比較を行った。比較は、簡易計算法の場合と同様に主桁-横梁系の断面力に着目して、図-10、11に示すような主桁ウェブ面の垂直応力度分布とせん断応力度分布、および表-1に示すような応力集中部(交差部)の最大応力度とした。

5.2 開口部の影響検討について

開口部の有無によるFEM解析を実施した結果、以下のことがわかった。

- 1) 開口部を補強したにもかかわらず、開口によって部材の交差部において、垂直応力度で最大4%程度、せん断応力度で18%程度の上昇が見られた。せん断応力度が垂直応力度に比べて高い上昇率を示したことは、隅角部のせん断剛性が低下したためと考えられる。そのため、せん断剛性が支配的な隅角部の開口部は、今回採用したリブプレートによる補強方法より、ダブルングプレートによる補強方法を採用した方が効果があると考えられる。逆に曲げ剛性が支配的な構造には、リブプレートによる補強方法が効果的となるであろう。
- 2) 開口部の配置については、図-11のせん断応力度分布からもわかるように、G1Rでは、マンホールが大きく、パネル境界上に近いため応力度の乱れが発生していたが、G2L側では、開口部が小さく、パネル境界上から離

れていたため応力の乱れも小さく、交差部の応力集中も緩和されていた。そのため、開口部はできるかぎり小さく、部材中立軸付近の応力が低い部分に配置した方がよいと思われる。応力の乱れが発生しないマンホールの配置としては、今回の解析例によれば、境界上より0.2h(h=主桁ウェブ高さ)以上開口部を離しておけば問題がないと推察される。

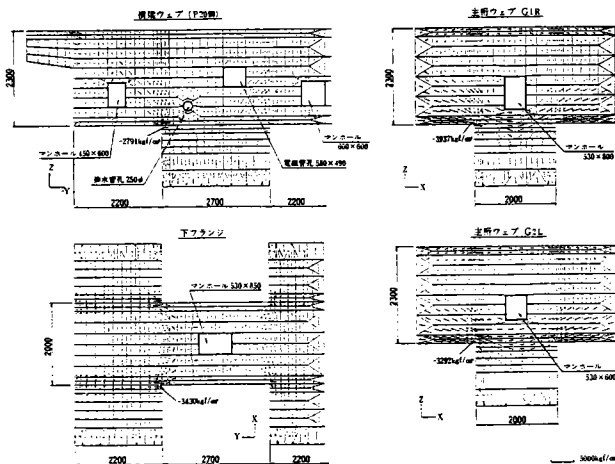


図-8 隅角部の開口部と主応力図

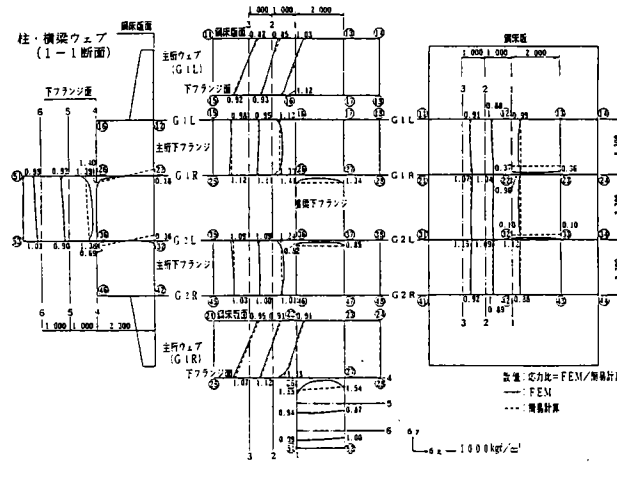


図-9 各断面の垂直応力度分布

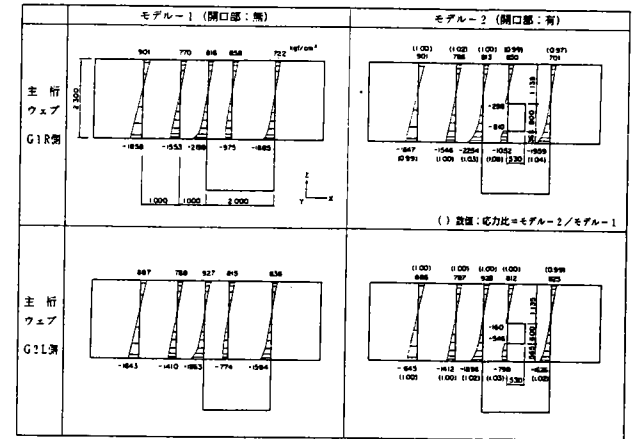


図-10 垂直応力度 ( $\sigma_y$ ) の比較

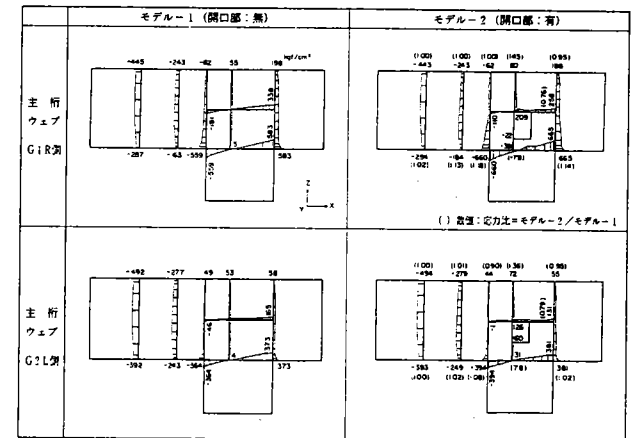


図-11 せん断応力度 ( $\tau_{xy}$ ) の比較

No. 9-1

橋梁名	I S 42工区鋼製橋脚	発注先	首都高速道路公団	対象部位	Y形橋脚隅角部	出典	橋梁と基礎91-12
-----	--------------	-----	----------	------	---------	----	------------

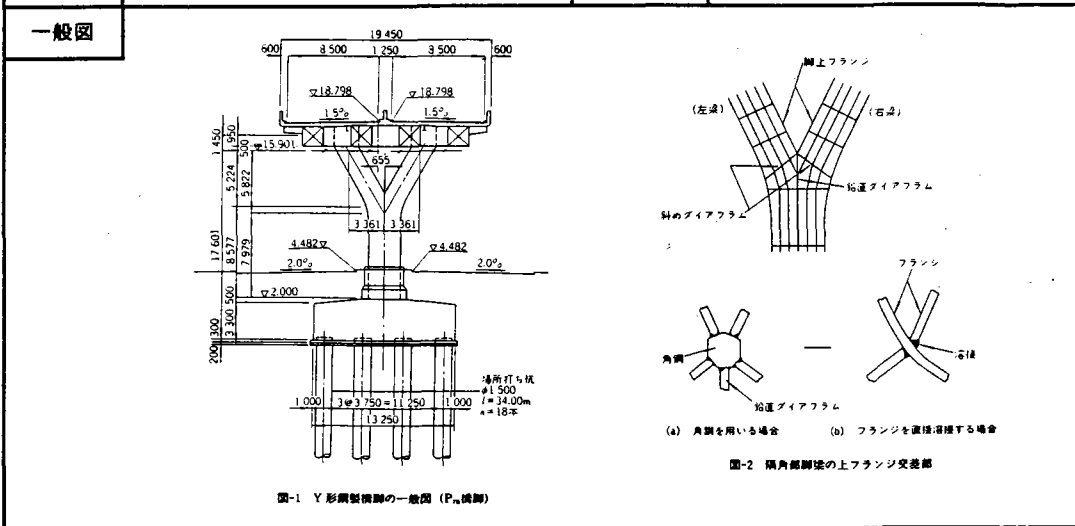


図-1 Y形鋼製橋脚の一般図 (P<sub>0</sub>橋脚)

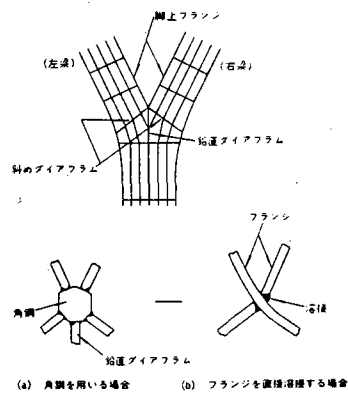
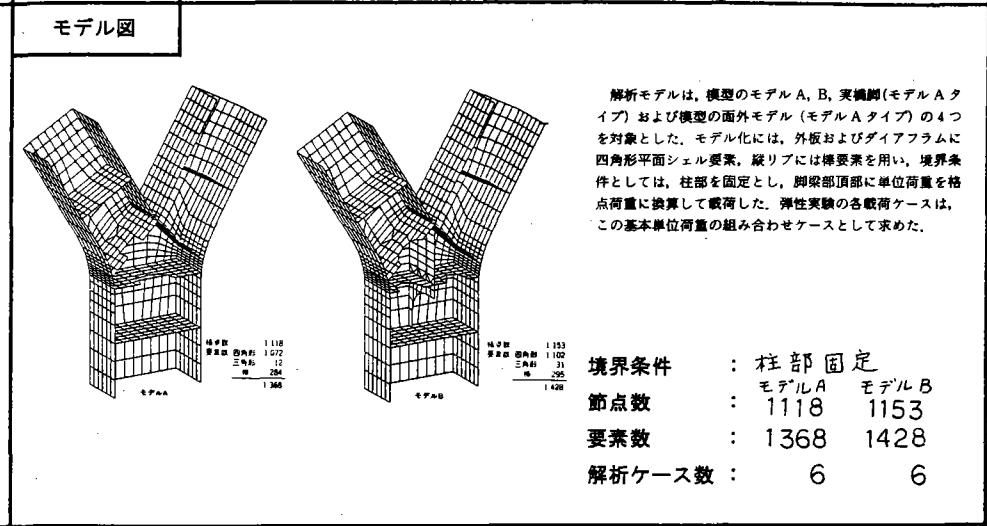


図-2 隅角部剛接の上フランジ交差部



解析モデルは、模型のモデルA、B、実橋脚(モデルAタイプ)および模型の面外モデル(モデルAタイプ)の4つを対象とした。モデル化には、外板およびダイアフラムに四角形平面シェル要素、縦リブには棒要素を用い、境界条件としては、柱部を固定とし、脚梁頂部に単位荷重を格点荷重に換算して載荷した。弾性実験の各載荷ケースは、この基本単位荷重の組み合わせケースとして求めた。

解析目的	(応力照査)・(設計手法)・(応力係数決定)・(構造形状検討)・座屈照査	解析モデル	弾性平面・弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体
------	--------------------------------------	-------	-----------------------

**解説)** Y形鋼製橋脚は、首都高速9号線辰巳地区など、数例の実施例があるのみで、我が国では比較的新しい形式である。本橋脚の脚梁と柱の交差部(以下、隅角部)では各部材の軸線が直交しないため、通常の隅角部設計法<sup>1)</sup>が直接適用できない。このため、各実施例では、それぞれ隅角部の設計法に関する検討を行っている<sup>2)~4)</sup>。

9号線の実施例では、隅角部において鉛直ダイアフラムを設置している(図-2、図-5(b))。この場合、鉛直ダイアフラム、脚梁内フランジおよび斜めダイアフラムの5枚の鋼板が交差する構造となり、図-2(a)に示すような“角鋼”を採用する必要があった。

この部分は応力集中が著しく、角鋼のような剛性の高いものを設置することは、さらにこれを助長することが懸念され、設計上は検討の余地があると思われる。また、製作上からはこの構造の場合には角鋼が必要となり、その余熱

等の溶接施工上の配慮が必要となる。

一方、角鋼を省くためには、鉛直ダイアフラムにおける弾性域内の応力分布および耐力に関して、その効果を再検討し、鋼材および溶接材料の検討を含めて、図-2(b)に示すような上フランジと斜めダイアフラムからなる構造の検討をする必要がある。

以上より、この隅角部部分の模型(角鋼、鉛直ダイアフラムの有無の供試体計2体)について、弾性実験、耐力実験および電算によるFEM(有限要素法)解析を実施し、応力特性の把握および構造詳細の検討を行うこととした<sup>5)6)</sup>。

本文では、これらの実験および数値解析結果の概要について報告する。これらの検討結果は、隅角部の応力集中等の影響を“応力係数”の形で設計指針(案)としてまとめ、実施設計に反映した。

解析モデル要素	トラス・梁・平面・板曲げ・シェル・ソリッド・その他
解析プログラム	NASTRAN
対象荷重	単位荷重(6成分)
応力評価	(主応力)・相当応力(Von Mises)・垂直応力・方向応力・変形
許容値	$\sigma_a$ , $1.1 \times \sigma_a$ , $1.2 \times \sigma_a$ , $\sigma_y$ , $0.8 \times \sigma_y$ ただし $\sigma_a$ — 許容応力, $\sigma_y$ — 降伏応力 → 合成応力(ただし地震時は1.0)

解析結果	<p>実測値を統計処理し、単位断面力に関する応力分布を求めた結果は、以下のとおりである。</p> <p>① 図-6、7に、モデルA、Bのウェブおよび鉛直ダイアフラム主応力図をFEM解析結果と並べて示す。なお、FEM解析の最小メッシュは35mm(板厚13mmの約2.7倍)である。図-6によると、実験値とFEM解析値はほぼ一致している。また、モデルA、Bを比べると、両者の応力の流れに大差はない。図-7より、鉛直ダイアフラムの中央部の応力度は小さいことがわかる。</p> <p>② 立体骨組解析およびFEM解析によると、実荷重による支配的な応力度は、梁外フランジ曲面部(実橋脚ではR=3500mm)のコーナー部(ウェブに近い要素)で斜めダイアフラムとの結合部近傍で生じた(図-8)。また実験結果から求めた単位断面力による応力分布も、同図に示すように、ほぼ同様な位置であった。</p>	特記事項	
------	--	------	--

橋梁名	I S 42工区鋼製橋脚	発注先	首都高速道路公団	対象部位	Y形橋脚隅角部	出典	橋梁と基礎91-12
-----	--------------	-----	----------	------	---------	----	------------

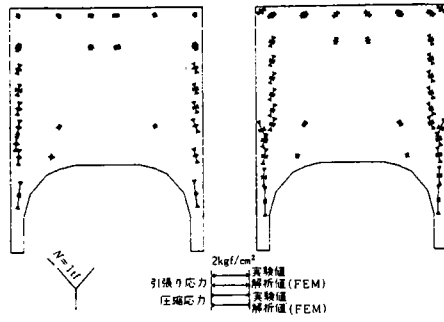
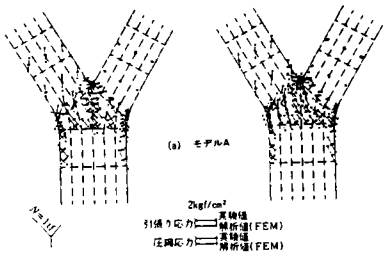


図-4 鉛直ダイヤフラムの主応力図 (モデルA)

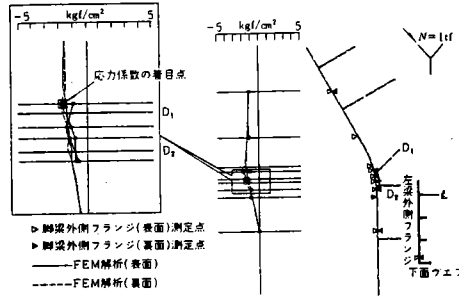


図-6 ウェブの主応力図

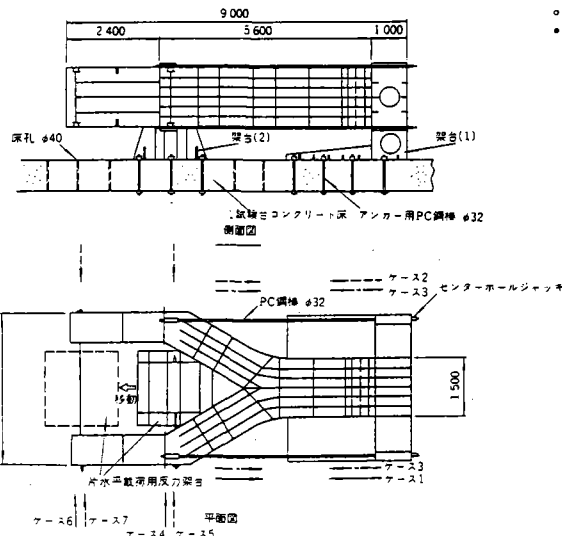


図-7 弾性実験



写真-1 耐力力実験

1. 模型実験の方法

1-1 実験項目

実験項目として、弾性実験および耐力力実験を実施した。前者は、隅角部の応力分布を求め、断面決定や応力照査など設計に関するデータを求めるために行った。後者は、極限状態付近における応力および変形の挙動を把握し、隅角部構造の妥当性を検討することを目的とした。

1-2 供試体の設計

脚梁内フランジ交差部に角鋼の有無による、2種類の供試体を各1基製作した。以下、角鋼および鉛直ダイヤフラムのない供試体をモデルA、それらを有している供試体を

表-1 実橋脚と模型の比較

	実橋脚	橋脚
フランジ	3000×32	1500×48
縦リブ	230×22	90×13
パネル数	6	6
材質	S M50Y	S S41
幅厚比パラメーターR(R)	0.340	0.342
幅厚比パラメーターR(F)	0.358	0.356

モデルBと呼ぶ。供試体の縮尺、相似比は、設計・製作・輸送を考慮して一般寸法を1/2とし、板厚については幅厚比パラメーターRを調整した。実橋脚と比較して供試体フランジ部の諸元を表-1に示す。

1-3 載荷方法および載荷ケース

実験は、日本大学理工学部理工学研究所の大型構造物試験棟において実施した。

1) 弾性実験

供試体は、図-3に示すように、テストフロアに架台を介して水平に設置した。載荷にはセンターホールジャッキとPC鋼棒を用いた。脚梁に単位断面力(単位曲げモーメント、単位軸方向力、単位せん断力)を直接載荷することは困難なため、7つのケースを実施し、その結果をもとに後述する連立方程式により単位断面力あたりのひずみを求めることにした。ケース1~3は軸方向力、ケース4、5はせん断力、ケース6、7は曲げモーメントにそれぞれ着目している。ケース4、6では、水平反力架台を用いたが、他のケースは自己つり合いのケースである。各ケースは、最大荷重の0.1倍さきびを2回繰返し載荷し測定を行った。

2) 耐力力実験

弾性実験の載荷ケース3を対象に、3000tf大型構造物試験機を用いた(写真-1)。載荷は倒立した供試体の柱部に載荷し、橋脚部には、水平変位、回転が可能な支承を設置した。載荷では初め2サイクルの弾性載荷を行い、荷重のかけ具合、支承のなじみを確認した。次に20tfピッチで増加させ、最大荷重付近では変位制御で載荷した。

6. 隅角部設計指針(案)

以上の検討をもとに、本橋脚における隅角部設計指針(案)を提案した。本節に、その応力照査の概要を示す。

6.1 隅角部の構造および範囲

脚梁の交差角60°の対称なY型橋脚において、隅角部の構造が、鉛直ダイヤフラムを設置していない、はり外フランジの曲率半径が3500mm程度のものを対象とする。

設計された隅角部断面は、はり部材では、軸線の交点からはり幅の2.0倍、柱部材については、交点から柱幅の0.5倍離れた範囲とする。

6.2 設計断面力

断面力は、上、下部構造一体の立体骨組解析により算出するものとする。

隅角部の断面力は、はり部材と柱部材の軸線の交点における、右梁および左梁の面内および面外断面力に着目する。

6.3 隅角部の応力照査

隅角部の応力度は、前項の断面力について、全断面有効としたはり理論により応力度を算出し、これに応力係数を乗じて算出するものとする。

隅角部の断面構成で、応力度の最大値が、外フランジ曲率部においてウェブとコーナーに生ずることを考慮し、フランジとウェブの板厚は同一とする。

隅角部の応力照査は、次式による。

$$\sigma = \sum_{i=1}^n K_{oi} \cdot \sigma_{oi} \leq \sigma_a$$

$$r = \sum_{i=1}^n K_{ri} \cdot \sigma_{ri} \leq r_a$$

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{r}{r_a}\right)^2 \leq 1.2 \text{ (ただし地質時は1.0)}$$

ここに、

$\sigma$ 、 $r$ : 隅角部の垂直応力度(引張り応力度を正とする)

せん断応力度

$K_{oi}$ 、 $K_{ri}$ : 表5に示す応力係数 ( $i=1 \sim 12$ )

$\sigma_{oi}$ : はり理論による基準応力度 ( $i=1 \sim 12$ )

$\sigma_a$ 、 $r_a$ : 道路橋示方書II<sup>®</sup>、2.2.1による許容引張応力度、許容せん断応力度

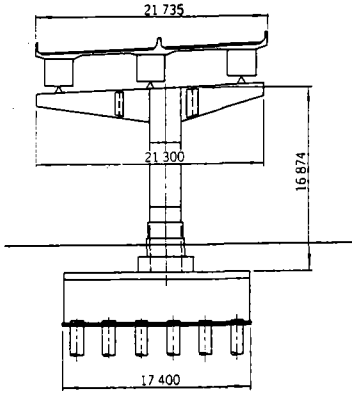
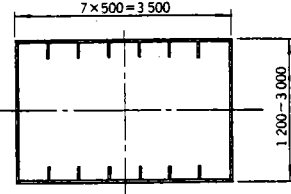
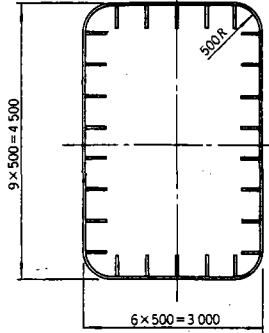
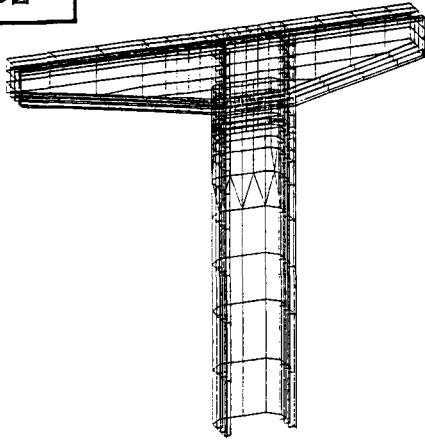
応力係数表(表5)において、複数の係数があるものについては不利なる組合せを選択する。ただし、面外断面力に対する垂直応力度に関する応力係数 $K_{oi}$ は複号同順とする。

表5 左梁に對する応力係数  
Stress Coefficients of Left Leg

	左梁の断面力に対して					右梁の断面力に対して							
	面内断面力	面外断面力	面内断面力	面外断面力	せん断力	面内断面力	面外断面力	面内断面力	面外断面力	せん断力			
	1.Mx	2.Nx	3.Sx	+Mz	5.Tx	6.Sy	7.My	8.Ny	9.Sz	10.Mz	11.Tx	12.Sy	
$K_{oi}$	1.00	-1.85	-0.60	+1.15	-0.05	=0.75	0.15	0.05	0.30		=0.15	=0.35	=0.15
	1.45	-1.40	-0.15				0.25	0.30	0.30				
$K_{ri}$	-0.25	0.00	0.00				-0.20	-0.25	-0.55				
				0.20	-0.80	-0.70					-0.15	-0.30	0.25
	0.00	0.05	0.55				-0.05	-0.05	-0.05				



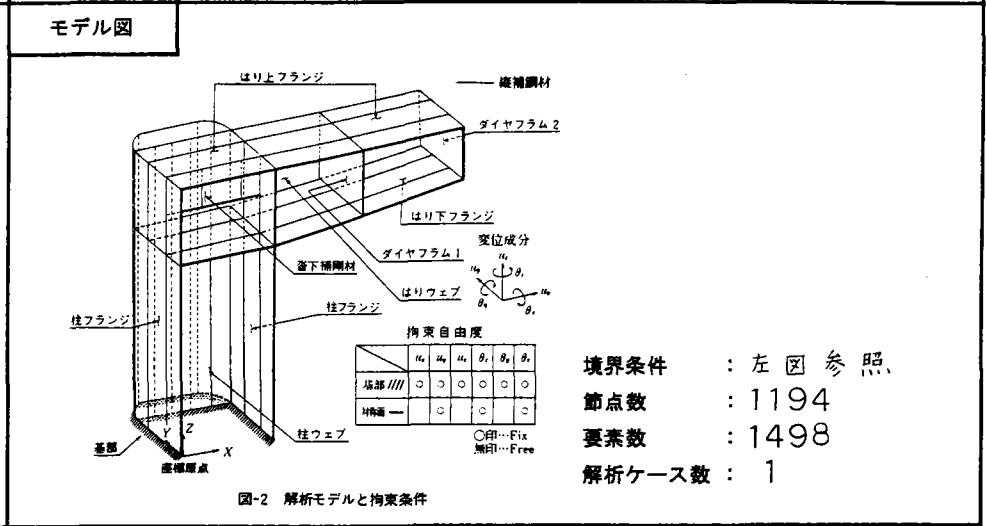
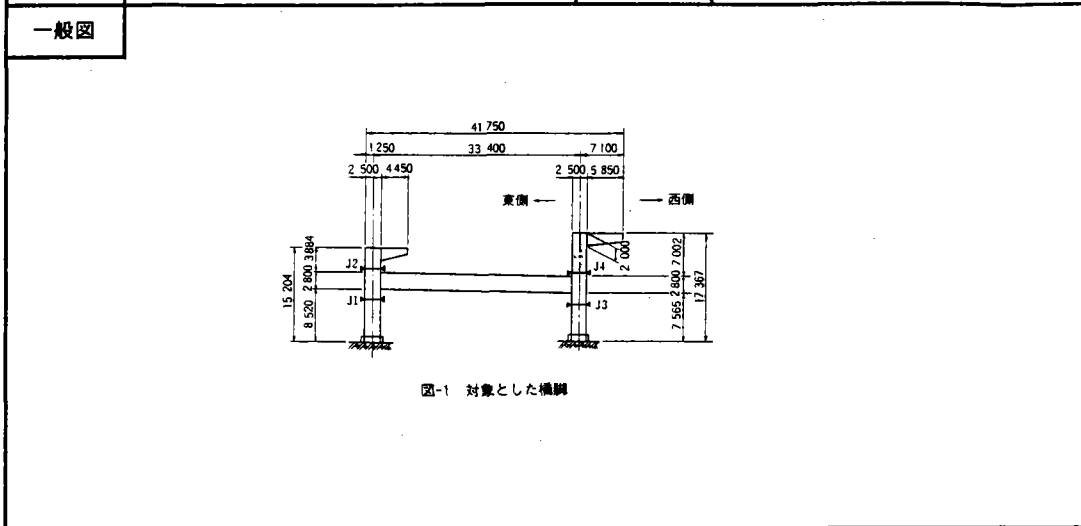
No.10-1

橋梁名	大阪府道高速湾岸線	発注先	阪神高速道路公団	対象部位	橋脚曲面コーナ一部	出典	橋梁と基礎97-2	
一般図	  			モデル図	 <p data-bbox="1769 531 1937 669">境界条件 : 節点数 : 要素数 : 解析ケース数 :</p> <p data-bbox="1444 669 1680 693">図-10 FEM解析用モデル (要素分割)</p>			
解析目的	(応力照査)・設計手法・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査			解析モデル	弾性平面・弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体			
解説)	<p data-bbox="235 823 683 947">大阪府道高速湾岸線は、文字どおり大阪湾の水際に沿って伸びる総延長80kmの広域幹線道路であり、本州四国連絡道路に接続する神戸市垂水区と、関西国際空港に接続する大阪府泉佐野市とを結ぶ大阪湾の総合開発および阪神都市圏の交通緩和を果たす臨海部の骨格的幹線道路として計画されたものである。</p> <p data-bbox="235 954 683 1162">ここに紹介する鋼製橋脚は、本路線の中でも両伸部に設けられるもので、堺市築港を通る大阪臨海線の中央分離帯上に計画されている。現地は、市民の憩いの場である浜寺公園の近くにあり、人々の目に触れる機会も多いため、従来の機能性・経済性のほかに、周囲の景観と調和する構造物であることが望まれている。そのため、隣接するコンクリート脚と同様に柱コーナー部に半径500mmの曲面を設け、柔らかさを強調し、従来の角形の鋼製橋脚の持つ固いイメージの一新をはかった。</p> <p data-bbox="716 823 1164 970">隅角部は、図-4に示したように、梁腹板と柱腹板とが面違いになっており、円柱に類似した構造になるが、経済性も考え鋼込み式とした。さらに、柱腹板への応力の流れをよくするため、梁腹板の一部を柱へ差し込む構造を採用した。このため、従来の鋼製橋脚とは異なった構造になり、隅角部の応力分布については、別途FEM解析で検討した。</p>			解析モデル要素	トラス・梁・平面・板曲げ・シェル・ソリッド・その他			
				解析プログラム	NASTRAN			
				対象荷重	橋脚の自重・上部工死荷重及び活荷重			
				応力評価	(主応力)・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形			
				許容値	$\sigma_a$ , $1.1 \times \sigma_a$ , $1.2 \times \sigma_a$ , $\sigma_y$ , $0.8 \times \sigma_y$ ただし $\sigma_a$ — 許容応力, $\sigma_y$ — 降伏応力			
解析結果	<p data-bbox="235 1232 683 1362">梁下フランジと柱フランジとが交差する所に応力集中部が現れ、圧縮応力3205kg/cm<sup>2</sup>およびせん断応力2315kg/cm<sup>2</sup>が発生し、また梁腹板の差込み根元に圧縮応力3321kg/cm<sup>2</sup>の値を生じるが、図-11に示すように局部的なものであり、使用鋼材SM58の降伏応力4600kg/cm<sup>2</sup>より小さい。</p> <p data-bbox="235 1370 683 1439">また、活荷重による応力変動は、垂直応力で981kg/cm<sup>2</sup>、せん断応力で615kg/cm<sup>2</sup>であり、道示<sup>2)</sup>の表6.2.2を用いて照査することとし、梁腹板の差込み長さは腹板高の1/2まで延長することにした。</p> <p data-bbox="716 1224 1164 1278">梁から柱への応力の分布は、図-12に例示するようになり、滑らかに流れていると考えられる。</p> <p data-bbox="716 1285 1164 1378">なお、今回の設計計算書の値とNASTRAN解析結果との比較を図-13に示す。両者はよく一致しており、梁部では薄板のせん断変形によるせん断遅れ現象がみられ、柱部では応力の伝達が理論値どおりに行われていることがわかる。</p>			特記事項				



FEM解析事例集

No. // - /	橋梁名 助松工区鋼製橋脚	発注先 阪神高速道路公団	対象部位 化粧板	出典 三井造船鉄構工事技報 90-8
------------	--------------	--------------	----------	--------------------



境界条件 : 左図参照  
 節点数 : 1194  
 要素数 : 1498  
 解析ケース数 : 1

**解析目的** (応力照査)・設計手法・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査

**解説)**  
 阪神高速道路公団により建設中の大阪府道高速湾岸線の一部の鋼製橋脚では、主に景観上の要請から、柱部材の箱形断面のコーナ部を円弧状とする(以下「R付き橋脚」という)試みがなされている。

R付き橋脚では、現在、隅角部のはり部材のウェブの応力の伝達を重視して、はりのウェブを柱部材に割り込ませる構造としている。そのため、化粧板の使用が避けられない。化粧板は、設計上は強度部材として取り扱わないため、特別な計算を行わず寸法と構造を決めている。しかし、実際は、主部材に溶接にて接合されるため、主部材から応力が伝達される。

本文では、当社にて施工したR付き橋脚を一例として取り上げ、常時荷重である上部工の死活荷重が作用したときの化粧板の応力性状を明らかにするために行ったFEM解析について報告する。

**解析モデル** 弾性平面・弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体

**解析モデル要素** トラス・梁・平面・板曲げ・シェル・ソリッド・その他

**解析プログラム** NASTRAN

**対象荷重** 上部工の死活荷重

**応力評価** (主応力)・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形

**許容値**  $\sigma_a$ ,  $1.1 \times \sigma_a$ ,  $1.2 \times \sigma_a$ ,  $\sigma_y$ ,  $0.8 \times \sigma_y$   
 ただし  $\sigma_a$  — 許容応力,  $\sigma_y$  — 降伏応力

**解析結果**

化粧板の応力性状を知るため、橋脚の一部を取り出し、3次元のFEM解析を行った。その結果、次のような成果を得た。

- (1) 構造モデル全体の応力分布を可視的に表し、その応力性状を把握し、どの部分に高応力が生じているかを知ることができた。
- (2) 化粧板の概略の荷重分担の程度を把握することができた。
- (3) 化粧板と主部材の接合部の応力状態を調べ、高応力の生じている箇所を明らかにすることができた。すなわち、隅角部付近のはり上フランジの応力は、図-9に示すように柱ウェブとの交差

**特記事項**

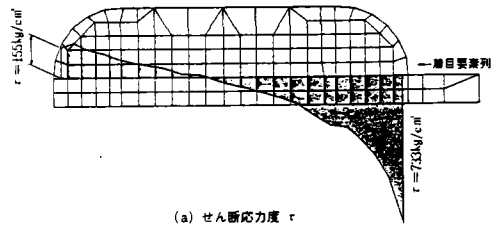
して形状が変化する位置で特に大きくなる。また、化粧板と柱ウェブの接合部では、図-14に示すように、はり上下フランジとの連結部及び固定端で特に大きくなる。

本文で対象とした荷重ケースは一ケースのみである。面内荷重により局部的に高応力が生じる箇所は、この解析結果において把握されている。しかし、化粧板に生じる応力の絶対値は、面外荷重である地震によるものが大きくなると考えられ、別途検討を要する。

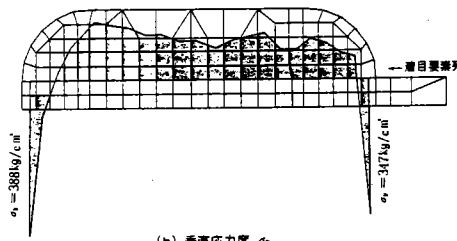
FEM解析事例集 (添付資料)

No. // -2

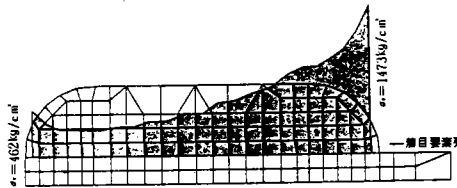
橋梁名	助松工区鋼製橋脚	発注先	阪神高速道路公団	対象部位	化粧板	出典	三井造船鉄構工事技報 90-8
-----	----------	-----	----------	------	-----	----	--------------------



(a) せん断応力度  $\tau$

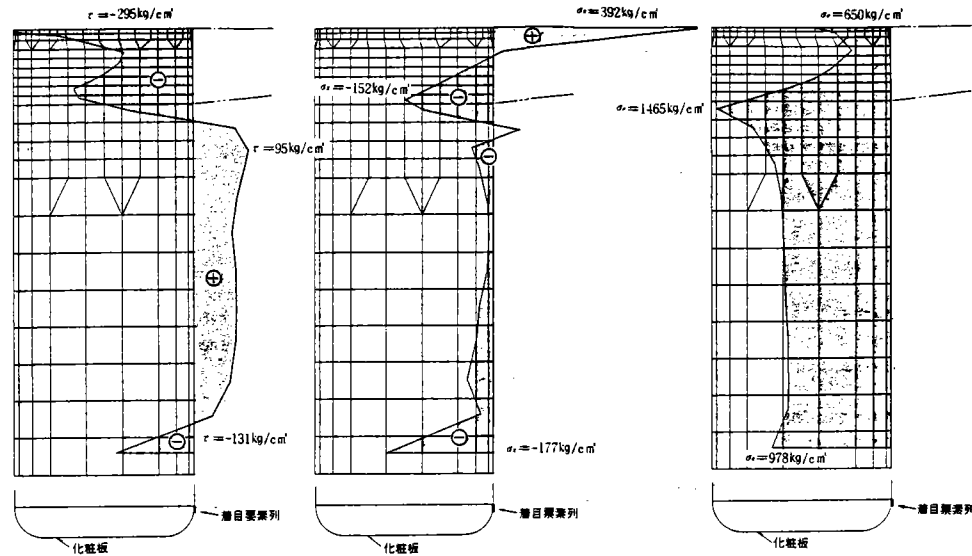


(b) 垂直応力度  $\sigma_y$



(c) ミーゼスの等価応力  $\sigma$

図-9 はり上フランジと柱ウェブ接合部の応力分布図



(a) せん断応力度  $\tau$

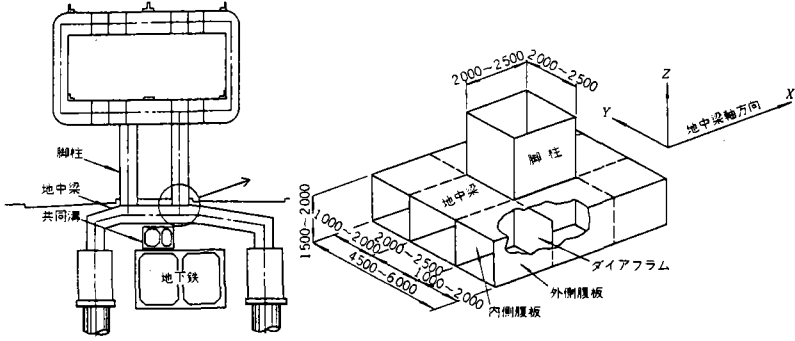
(b) 垂直応力度  $\sigma_y$

(c) ミーゼスの等価応力  $\sigma$

図-14 化粧板と柱ウェブの接合部の応力分布図

# FEM解析事例集

No. 12-1

橋梁名	中央環状王子線	発注先	首都高速道路公団	対象部位	鋼製地中梁と鋼製脚との接合部	出典	橋梁と基礎 93-6	
一般図	 <p style="text-align: center;">図-2 橋脚の構造</p>			モデル図	<p style="text-align: right;">境界条件 :                  節点数 :                  要素数 :                  解析ケース数 :</p>			
解析目的				応力照査・設計手法・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査			解析モデル	弾性平面・弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体
<p><b>解説</b> 本隅角部の場合には、地中梁が脚柱に直接接合されていない部分も隅角部として外力に抵抗することが予想され、この設計方法を採用できないと判断した。そこで、本工区における鋼製橋脚の実施設計にあたり、この特殊な隅角部の設計方法を新たに提案し、模型による弾性載荷実験、およびFEM解析により、その設計の妥当性を確認した。</p>	<p><b>1. 設計</b>                  脚柱と地中梁との交差部においては、脚柱の断面力は表-1に示す機構で地中梁に伝達されると考えられる。この断面力の伝達機構、交差部の構造および後述するFEM解析結果を考慮して、次のような設計方法を設定した。</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>① 地中梁軸方向と地中梁軸直角方向とをそれぞれ隅角部として扱う。</li> <li>② Shear lag現象による付加応力は、隅角部断面を単室箱断面にモデル化し、奥村・石沢のShear lag推定図表<sup>1)</sup>により評価する。</li> <li>③ 地中梁の腹板およびダイヤフラムのせん断応力度は、地中梁を格子骨組にモデル化した解析により評価する。</li> <li>④ 地中梁軸直角方向隅角部に作用する断面力は、格子骨組モデル解析により評価する。</li> </ol>			解析モデル要素	トラス・梁・平面・板曲げ・シェル・ソリッド・その他			
				解析プログラム				
				対象荷重				
				応力評価	主応力・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形			
解析結果	<p>前述の設計方法を試験体に適用して算出した設計値と実験値およびFEM解析値を用いて隅角部設計の検証を行った。B試験体における比較結果の一部を図-7および図-8に示す。実験値とFEM解析値とはよく一致しており、載荷実験の結果およびFEM解析による応力分布は本隅角部の応力状態を正しく表していると考えられる。設計値は、実験値およびFEM解析値をおおむねとらえており、橋脚と地中梁の隅角部設計にこの設計方法を使用できるものと判断した。</p>			特記事項	<p>図-1に示す首都高速中央環状王子線の板橋付近の高架橋では、図-2のように景観を考慮して橋脚を街路の中央分離帯部に設置することにしたが、街路の中央付近の地下に都営地下鉄および共同溝が既に建設されており、基礎の設置に対して大きな制約条件となった。そこで、地下鉄および共同溝の両側に杭基礎・フーチングを設置し、両フーチングで支持される地中梁で脚柱を支える構造形式を採用した。また、架設工期の短縮のため地中梁を鋼製構造とした。地中梁は、路面高および共同溝天端から定まる梁高制限が厳しいため偏平3室箱断面とし、よって、地中梁と脚柱との交差部は、柱幅と梁幅が異なる隅角構造となる。</p>			

橋梁名	中央環状王子線	発注先	首都高速道路公団	対象部位	鋼製地中梁と鋼製脚との接合部	出典	橋梁と基礎 93-6
-----	---------	-----	----------	------	----------------	----	------------

1. 設計

1-1 Shear lag 現象による応力評価のためのモデル化  
 Shear lag 現象による応力を評価するために、隅角部断面を図-3のようにモデル化する。

地中梁軸方向の応力評価では、3室箱断面の地中梁を内側腹板の板厚中心で中央箱断面と側箱断面とに分解し、それぞれT字形隅角部を構成すると考える。分解した各隅角部におけるShear lag 現象に影響を与える分担力は、橋脚の全体解析により算出した断面力から、表-2に示す中央箱断面および側箱断面の断面諸量の比率を用いて設定する。

地中梁軸直角方向の隅角部として、地中梁のフランジと2枚のダイアフラムで構成される箱断面と脚柱とが交差するT字形隅角部を考える。地中梁軸直角方向の隅角部に作用する断面力は、次に述べる格子骨組モデル解析によるダイアフラム部材の断面力により算出する。

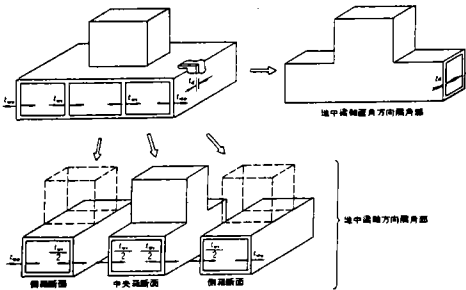


図-3 隅角部のモデル化

表-2 地中梁軸方向隅角部の分担力

分担力	分担比率	
	側箱断面	中央箱断面
軸力	$\frac{Q_2 + Q_1/2}{Q}$	$\frac{Q_1}{Q}$
面内曲げモーメント	$\frac{I_2}{I}$	$\frac{I_1}{I}$
面内せん断力	$\frac{A_2}{A}$	$\frac{A_1}{A}$

ただし、 $Q_1, Q_2$ : 外側腹板および内側腹板が分担するせん断力(せん断流理論により算出)  
 $I_1, I_2$ : 側箱断面および中央箱断面の断面2次モーメント  
 $A_1, A_2$ : 側箱断面および中央箱断面の断面積  
 $Q = 2 \cdot Q_1 + Q_2$   
 $I = 2 \cdot I_1 + I_2$   
 $A = 2 \cdot A_1 + A_2$

1-2 格子骨組モデルによる断面力評価

格子骨組モデルは、図-4に示すように地中梁の4枚の腹板とダイアフラムにより構成する。腹板部材の剛度算出のためのフランジ有効幅は、橋脚の全体解析における地中梁の曲げモーメント形状から等価支間長を求めて算出し、ダイアフラム部材の剛度は、フランジ有効幅を地中梁全幅の1/3までとして求める。格子骨組モデルに載荷する荷重は、脚柱が接合される部分に、橋脚の全体解析により求めた脚柱の軸力、面内および面外曲げモーメントから応力度を基に線荷重に変換して載荷する。

地中梁軸直角方向隅角部が分担する断面力は、図-5に示すように、格子骨組モデルにおけるダイアフラム部材の解析断面力 ( $M_{d1}, S_{d1}$ ) を合成して算出する。

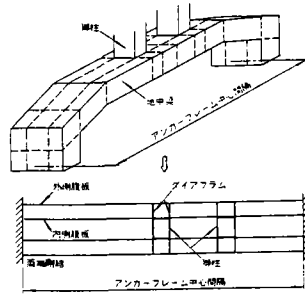


図-4 格子骨組モデル

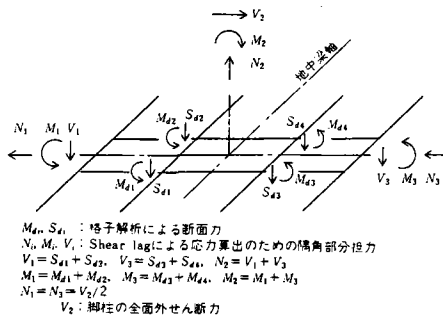


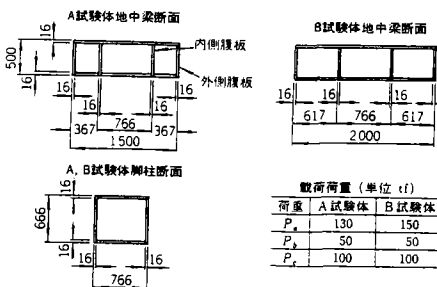
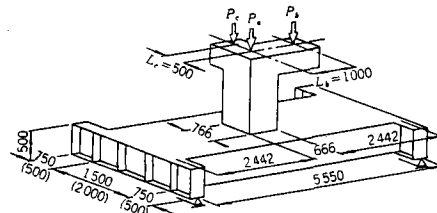
図-5 地中梁軸直角方向隅角部の分担断面力

$M_{d1}, S_{d1}$ : 格子解析による断面力  
 $N_1, M_1, V_1$ : Shear lagによる応力算出のための隅角部分担力  
 $V_1 = S_{d1} + S_{d2}, V_2 = S_{d3} + S_{d4}, N_2 = V_1 + V_2$   
 $M_1 = M_{d1} + M_{d2}, M_3 = M_{d3} + M_{d4}, M_2 = M_1 + M_3$   
 $N_1 = N_2 = V_2/2$   
 $V_2$ : 脚柱の全面外せん断力

2. 模型載荷実験およびFEM解析

設計の妥当性を確認するために、弾性域内の模型載荷実験<sup>3)</sup>を実施し、また、模型試験体に対するFEM解析により各部に生じる応力分布を求めた。載荷実験で使用した試験体は、実験場の広さや載荷装置の能力を考慮して実構造の1/3模型とし、図-9に示すように実構造の地中梁幅4.5mを想定したA試験体および6.0mを想定したB試験体の2種類とした。A, B試験体に、隅角部設計において支配的となる断面力、すなわち、脚柱の軸力 ( $P_1$ )、面内曲げ ( $P_2$ )、面外曲げ ( $P_3$ ) に着目した3種類の荷重を載荷し、 $P_1, P_2, P_3$ の各荷重による測定値から、表-3に示す基本載荷荷重状態に換算したものを実験した。

試験体の応力分布を求めたために行った立体FEM解析は、試験体の全体モデルとし、四角形および三角形の板要素を使用した。要素重心は載荷実験におけるひずみ測定位置と一致するように考慮し、隅角部近傍では十分細かい要素分割を行った。荷重は脚柱上端の節点力として前述の基本載荷荷重を載荷した。



注) 鋼材はすべてSS400材とする。  
 ( ) 内寸法はB試験体を示す。

図-9 試験体

3. 設計の検証と考察

前述の設計方法を試験体に適用して算出した設計値と実験値およびFEM解析値を用いて隅角部設計の検証を行った。B試験体における比較結果の一部を図-7および図-8に示す。実験値とFEM解析値とはよく一致しており、載荷実験の結果およびFEM解析による応力分布は本隅角部の応力状態を正しく表していると考えられる。設計値は、実験値およびFEM解析値をおおむねとらえており、橋脚と地中梁の隅角部設計にこの設計方法を使用できるものと判断した。

図-7におけるa載荷時の断面③にはShear lag 現象に類似した応力分布がみられるが、設計値では評価されていない。一般的にT字形隅角部の設計<sup>4)</sup>では、梁のフランジ力が柱の左右でつり合う場合、柱フランジにはShear lag 現象は生じないものとしている。この応力の偏りは、梁の剛性と柱の剛性とに起因するT字形隅角部特有の現象と考えられ、このような荷重状態が脚柱断面の決定要因にはならないと判断し、設計ではこの現象を無視した。

図-8の断面②におけるe載荷時の内側腹板間のダイアフラムせん断応力は、格子骨組モデル解析において過小に評価されており、地中梁のねじりモーメントにより生じるこの部分のせん断応力についてのみ、格子解析で求めたせん断応力を係数で割り増して設計値とすることとした。この割増し係数は、設計値がFEM解析値と一致するように設定し、実構造の地中梁幅4.5mの場合は1.75を、6.0mの場合は1.34を採用した。このせん断応力の過小評価の原因について、格子骨組モデルにおける外側腹板部材と内側腹板部材との剛度比、ダイアフラム部材の曲げ剛度、腹板部材のねじり剛度それぞれが与える影響について検討した結果、

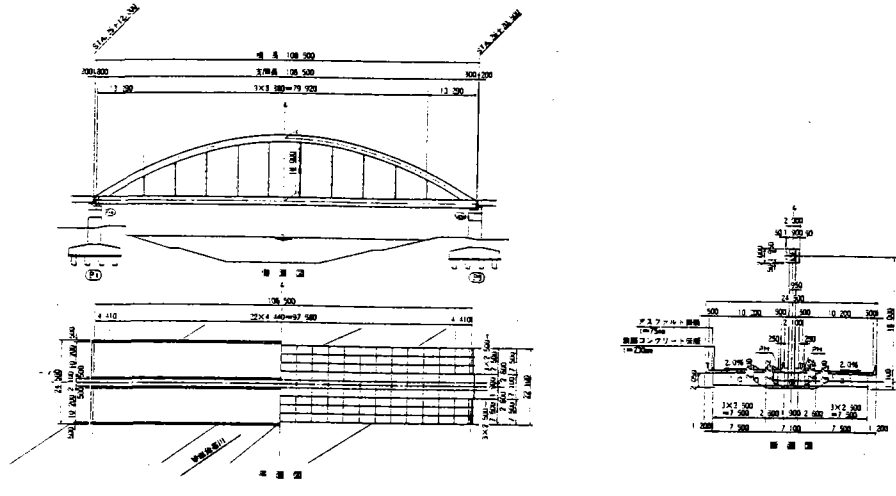
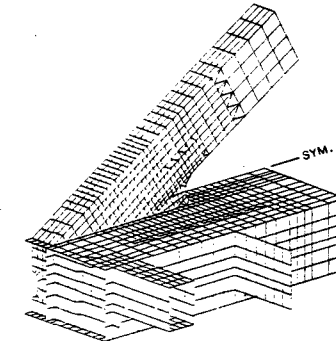
主要因として腹板部材のねじり剛度の与え方にあることがわかった。この問題は、多室箱断面構造を格子構造にモデル化する場合の共通の課題であると思われる。

表-3 基本載荷荷重

荷重状態	荷重	
	A試験体	B試験体
a 載荷 脚柱の軸力	100tf	100tf
d 載荷 脚柱の面内曲げモーメント	100tf・m	100tf・m
e 載荷 脚柱の面外曲げモーメント	100tf・m	100tf・m

FEM解析事例集

No. 13-1

橋梁名	琴似発寒川橋	発注先	日本道路公団	対象部位	アーチリブと主桁の桁端隅角部	出典	三井造船鉄構工事技報 91-8
一般図				モデル図	 <p>境界条件 :          節点数 :          要素数 :          解析ケース数 :</p>		
解析目的	(応力照査) 設計手法・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査			解析モデル	弾性平面・(弾性立体)・弾塑性平面・弾塑性立体		
解説) 5-1-1 桁端隅角部の設計 <sup>10)</sup> 本橋の桁端隅角部は、軸線が約32°で交差し、通常の直交隅角部とは異なった形状である。設計方針は、以下のとおりとした。 ① アーチリブと主桁の中央部セルからなる交差角を有する平面隅角部として設計した(文献 <sup>11)</sup> 参照)。 ② 設計に用いる断面力は、荷重の載荷状態が同一な約合断面力とした。 ③ 最終的に、3次元有限要素法解析(以下、FEM解析と称す)により安全性の照査を実施した。	解析モデル要素	トラス・梁・平面・板曲げ・(シェル)・ソリッド・その他					
	解析プログラム	NASTRAN					
	対象荷重	死荷重 + 活荷重					
	応力評価	(主応力)・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形					
許容値	$\sigma_a$ , $1.1 \times \sigma_a$ , $1.2 \times \sigma_a$ , $\sigma_y$ , $0.8 \times \sigma_y$ ただし $\sigma_a$ — 許容応力, $\sigma_y$ — 降伏応力						
解析結果	⑤ 内側ウェブの主応力図を図-18に示す。 ⑥ FEM解析の結果、各部材の応力の流れはスムーズであり、主応力は全て許容応力度以下となる。前述した桁端隅角部の簡易設計法には問題はなく十分な安全性を有していることが確認できた。 ⑦ アーチリブ部材の応力分布を図-19に示す(断面A-A、B-Bは図-16を参照)。緩慢ではあるがトッププレートに発生したShear-Lag現象を確認することができる。			特記事項			

橋梁名	琴似発寒川橋	発注先	日本道路公団	対象部位	アーチリブと主桁の桁端隅角部	出典	三井造船鉄構工事技報 91-8
-----	--------	-----	--------	------	----------------	----	-----------------

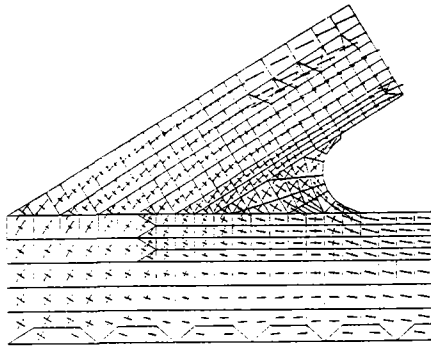


図-18 内側ウェブの主応力図

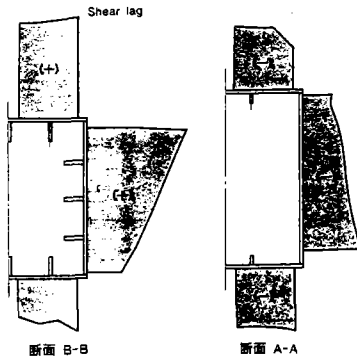


図-19 桁端隅角部の応力分布図

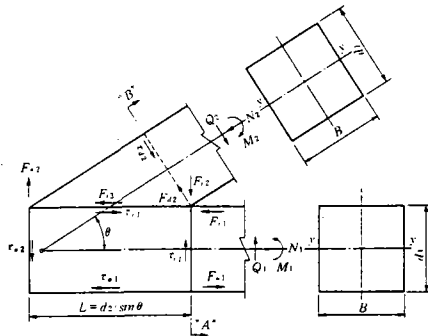


図-16 桁端隅角部に作用する断面力とフランジ力

2. 構造解析

2-1 主構部材構成

本橋は、アーチリブ、吊材及び補剛桁(以下、中桁と称す)から成る一面の補剛アーチ系の主構と、RC床版を支持するための外桁、縦桁及び荷重分配のための横桁で構成されている

各部材は以下の方針により配置した。

① アーチリブ

アーチ軸線は、等分布荷重満載時の圧力線に一致する二次放物線とした。ライズ高は $H=18.0\text{m}$ 、ライズ比は $H/L=1/5.9$ である。

② 吊材

アーチリブの面外座屈に着目し、ローゼ橋の実績よりも若干密な $8.88\text{m}$ の間隔で配置した。

③ 中桁(補剛桁)

主構系としての引張軸力、曲げモーメント及び偏載荷重により生じるねじりモーメントに抵抗するために3室箱断面を採用した。

④ 横桁

中桁と外桁の剛性に差があるため、横桁は片持ちばり的な挙動を示し大きな断面力が発生する。したがって、上記吊材との関係も考慮し $4.44\text{m}$ の間隔で配置した。

⑤ 外桁・中桁

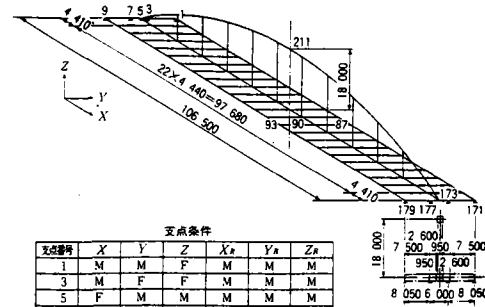
RC床版を経済的な版厚とするため、 $2.5\text{m}$ の間隔で配置した。

2-2 全体系解析方法

主構部材の解析には、鉛直方向荷重(面内荷重)と水平方向荷重(面外荷重)による断面力の重ね合わせが可能な立体解析を採用した。解析モデルを図-3に示す。

解析骨組みは、アーチリブ、吊材、中桁、外桁及び横桁のみとした。縦桁は、主構解析モデルの縮小化を計る意味と、別途、主構作用による影響を考慮するため全体解析の骨組みから除外した。解析時の基本方針は以下のとおりである。

- ① アーチリブの軸線は二次放物線であるが、解析時の骨組みは、実績と解析モデルとで曲がりによる二次応力の差が少なくなるように中間格点を設け、その間を直線で結んで構成した。
- ② 吊材、アーチリブ及び中桁の結合条件は、吊材の断面形状から面内方向はピン、面外方向は剛結とし、その他の部材は、全て剛結とした。
- ③ 活荷重は影響線荷重とし、その他の荷重は固定荷重載荷とした。なお風荷重は、部材に対して区分固定載荷を行い、疑似影響線載荷とした。
- ④ 解析には、任意形立体構造物の解析プログラム「SPACER/STATICS」(日本電子計算機所有)を使用した。



変点条件

変点番号	X	Y	Z	X*	Y*	Z*
1	M	M	F	M	M	M
3	M	F	F	M	M	M
5	F	M	M	M	M	M
7	M	F	F	M	M	M
9	M	M	F	M	M	M
171	M	M	F	M	M	M
173	M	F	F	M	M	M
177	M	F	F	M	M	M
179	M	M	F	M	M	M

F: FIX. M: MOV.  
図-3 解析モデル



# FEM解析事例集

No. 14-1

<p>橋梁名</p>	<p>名取川橋</p>	<p>発注先</p>	<p>日本道路公団</p>	<p>対象部位</p>	<p>アーチリブと補剛桁の交差部</p>	<p>出典</p>	<p>橋梁と基礎 92-5</p>
<p>一般図</p>	<p>図-2 名取川橋の一般図</p>			<p>モデル図</p>	<p>図-12(a) FEM 解析モデル</p> <p>図-12(b) 補剛桁上フランジとアーチリブウェブを外した場合</p> <p>境界条件 :          節点数 :          要素数 :          解析ケース数 :</p>		
<p>解析目的</p>	<p>応力照査・設計手法・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査</p>			<p>解析モデル</p>	<p>弾性平面・弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体</p>		
<p>解説)</p> <p>2-5 アーチスプリング隅角部の設計</p> <p>補剛桁とアーチリブが結合される隅角部の設計は、全体系の構造解析結果により慣用設計法で行った。本橋の隅角部は、アーチリブと補剛桁との断面構成が1室および3室と大きく変化し、アーチリブの軸上に支承がなく橋軸および直角方向の複雑な応力状態であるため、3次元立体モデルによるFEM解析を行い応力状態を照査した。本解析は、以下の4項目に着目し実施した。</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>隅角部の設計で採用した簡易モデルと実構造との差異の確認。</li> <li>断面構成が、アーチリブの1室から補剛桁の3室に変化している隅角部の応力状態の確認。</li> <li>アーチリブと補剛桁一体ウェブのフィレット部の応力集中状態、アーチリブフランジと補剛桁内のダイヤ</li> </ol>	<p>フラムの応力状態の確認。</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>斜角による左右両面のウェブ応力の違いの確認。</li> </ol> <p>1) 解析方法</p> <p>図-12に示す解析モデルは、以下の考え方によって作成された。</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>断面力の大きいP<sub>2</sub>橋脚側の隅角部とする。</li> <li>斜角の影響を検証するため桁端部すべてをモデル化した。</li> <li>主要部材はすべて面要素とし、縦リブ等は棒要素としてモデル化した。</li> </ol> <p>解析にあたっての荷重の載荷ケースは、全体系構造解析におけるアーチリブ軸力最大時と補剛桁曲げモーメント最大時について行った。</p>			<p>解析モデル要素</p>	<p>トラス・梁・平面・板曲げ・シェル・ソリッド・その他</p>		
<p>対象荷重</p>				<p>応力評価</p>	<p>主応力・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形</p>		
<p>許容値</p>				<p>特記事項</p>	<p><math>\sigma_a, 1.1 \times \sigma_a, 1.2 \times \sigma_a, \sigma_y, 0.8 \times \sigma_y</math>          ただし <math>\sigma_a</math> — 許容応力, <math>\sigma_y</math> — 降伏応力</p>		
<p>解析結果</p>	<p>2) 解析結果</p> <p>応力の流れは、既往の研究成果等から想定された状況を示している。また、主応力度およびせん断応力度は、図-13および図-14に示すようにアーチリブウェブ上縁および上フランジの曲線反転部近傍に局部的に許容応力度を超過している箇所がみられた。アーチリブウェブでは、最大主応力度が3534kgf/cm<sup>2</sup>(許容主応力度2600kgf/cm<sup>2</sup>)、最大せん断応力度1696kgf/cm<sup>2</sup>(許容せん断応力度1500kgf/cm<sup>2</sup>)となっている。</p> <p>原因は、桁端部の板構成上設けたアーチリブ上フランジ面の曲線反転部の形状によるものと考えられる。応力の超過している範囲が局部的であり安全性から問題となることはないが、荷重ケースが常時状態であること、アーチリブの応力を補剛桁に伝達する部材であることを考慮し、ウェブを増厚することにより、応力度を軽減することとした。</p>						

橋梁名	名取川橋	発注先	日本道路公団	対象部位	アーチリブと補剛桁の交差部	出典	橋梁と基礎 92-5
-----	------	-----	--------	------	---------------	----	------------

2-1 構造概要

本橋の鋼単弦ローゼ桁は、147.5mの支間長を有し、流水方向と橋脚の関係から斜角が68度となっている。本橋の構造概要は図-3に示すとおりである。

アーチリブは、直線で配置し中央分離帯に納めるが、平面線形で  $R=3000m$  の曲線区間であるため、中央分離帯を支間中央部分で約1.4m 拡幅することとした。

単弦ローゼ桁は、アーチ面が1面であるため特に横座屈の安全性を確保すること、中央分離帯の拡幅量をできるだけ抑えることなどに着目し、アーチ形状およびアーチライズ、その断面構成の検討を行い、アーチリブ軸線を2次放物線、アーチライズを24m(スパンライズ比は約1/6である)とした。また、アーチリブの断面は、横座屈に対する安全性を向上させるため幅をアークスプリング部で2.4mとし、アーチクラウン部に向かって3.4mに変化させ、桁高を2mの逆台形とした。

補剛桁および床組はアーチリブと同様に直線で配置し、平面線形に対しては床版の張出し量で対処した。

補剛桁は、ローゼ桁としての主構作用と同時に、活荷重の偏載をはじめとする荷重のアンバランスに対するねじり剛性を有する必要性と側径間の桁高と揃える景観上の配慮などから桁高3m、幅8mの3室箱桁とした。なお、支承は補剛桁の両端に設け、橋軸直角方向の転倒に対する安定性を確保している。

なお、床版は、当該地域が寒冷地であるため、冬季の路面管理を考慮し鉄筋コンクリート床版としている。

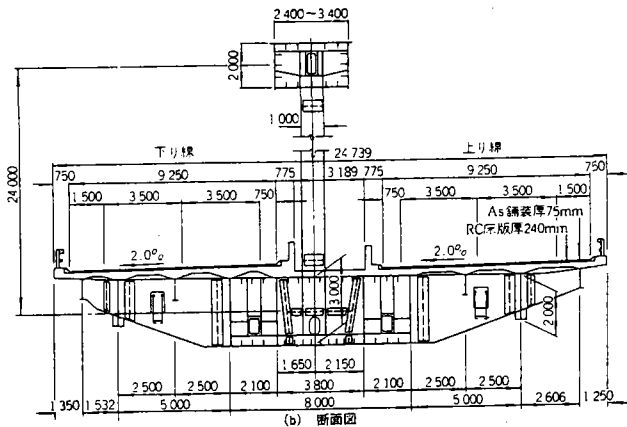


図-3 アーチ橋部の構造

2-3 主構の構造解析

単弦ローゼ桁橋の施工実績をみると補剛桁には鋼床版箱桁を用いている場合が多いが、本橋は、鉄筋コンクリート床版を採用しているため、非合成床版としてもある程度の床版の剛性による影響があると考えられる。

本橋は、以下の事項を考慮して立体解析モデルにより構造解析を行った。

① 平面線形上  $R=3000m$  の区間にあり、直線配置されている補剛桁および床組に対して左右の床版張出し長が変化しており、荷重の非対称性を考慮する必要がある。

② アーチリブと補剛桁の軸心が250mm 偏心している影響を解析する必要がある。

③ 68°の斜角の影響を考慮した解析をする必要がある。荷重の載荷ケースは、面内および面外ともこの立体解析モデルを用いて解析を行った。解析モデルは、図-5に示すとおりである。モデル化にあたっては、補剛桁は、軸心に沿った棒要素で置き換え、偏載荷による解析に対処するために補剛桁の外側ウエブを仮想部材として配置した。また、アーチリブと補剛桁の軸心の偏心量を解析上、桁端部でアーチリブの軸心にすり付けた。

側主桁および縦桁は一つの棒要素に代表させ、縦桁も全体系の軸力を分担すると仮定し各縦桁の断面定数を合算し、側主桁のみ曲げ剛性を持たせてモデル化した。

また、側主桁および縦桁に力をできるだけ効率的に伝達できるように端横桁を箱構造とし剛性を上げ、同時に桁端部に横構を配置している。

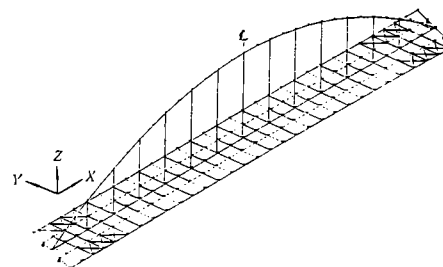


図-5 立体解析モデル

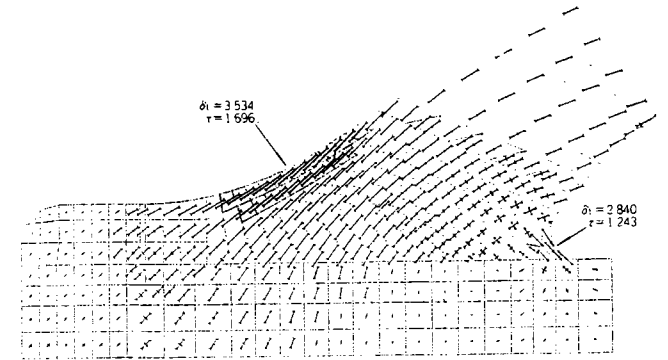


図-13 アーチリブウエブの主応力 (SM58 使用)

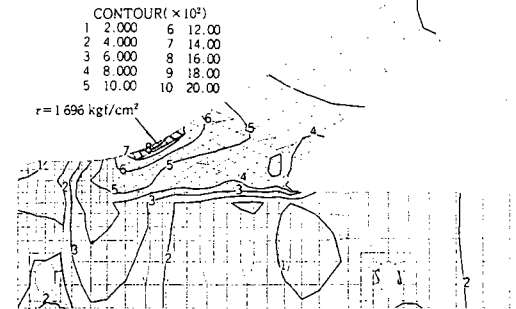


図-14 アーチリブウエブのせん断応力

2) 解析結果

応力の流れは、既往の研究成果等から想定された状況を示している。また、主応力度およびせん断応力度は、図-13および図-14に示すようにアーチリブウエブ上縁および上フランジの曲線反転部近傍に局部的に許容応力度を超過している箇所がみられた。アーチリブウエブでは、最大主応力度が3534kgf/cm<sup>2</sup>(許容主応力度2600kgf/cm<sup>2</sup>)、最大せん断応力度1696kgf/cm<sup>2</sup>(許容せん断応力度1500kgf/cm<sup>2</sup>)となっている。

原因は、桁端部の板構成上設けたアーチリブ上フランジ面の曲線反転部の形状によるものと考えられる。応力の超過している範囲が局部的であり安全性から問題となることはないが、荷重ケースが常時状態であること、アーチリブの応力を補剛桁に伝達する部材であることを考慮し、ウエブを増厚することにより、応力度を軽減することとした。

No.15-1

橋梁名	木津川新橋	発注先	大阪市建設局	対象部位	アーチリブと補剛桁の交差部	出典	橋梁と基礎 94-1
一般図				モデル図	<p>境界条件 :          節点数 :          要素数 :          解析ケース数 :</p>		
解析目的	応力照査・設計手法・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査			解析モデル	弾性平面・弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体		
<p><b>解説)</b></p> <p>1) アーチリブと補剛桁の交差部</p> <p>補剛桁の軸力は、交差部近傍においては補剛桁の箱断面のみが負担し、交差部から離れるに従って、鋼床版が軸力に対して次第に有効に働くものと予想される。</p> <p>そこで、軸力に対する鋼床版の有効幅が、30度の角度で直線的に増加するものと仮定して1次設計を行い、決定された断面をFEMにより照査した。</p>	<p>立体骨組解析と同様に、FEMにおいても、2つの系の重ね合わせとした。荷重載荷状態は、1次設計の断面決定で支配的であった次の3ケースとした。</p> <p>① 軸方向力最大。          ② 面内曲げモーメント最大。          ③ 面外曲げモーメント最大。</p>			解析モデル要素	トラス・梁・平面・板曲げ・シェル・ソリッド・その他		
	解析プログラム						
	対象荷重						
応力評価				応力評価	主応力・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形		
許容値				許容値	$\sigma_a, 1.1 \times \sigma_a, 1.2 \times \sigma_a, \sigma_y, 0.8 \times \sigma_y$ ただし $\sigma_a$ — 許容応力, $\sigma_y$ — 降伏応力		
解析結果	<p>要素分割を図-11に示す。FEMの解析結果より、鋼床版、腹板、フランジとも若干、応力の乱れは生じているものの、顕著な応力集中現象は見当たらず、円滑な応力の流れと部材の安全性が確認できた。</p>			特記事項	<p>○鋼床版が上フランジとして合成される補剛桁については、2本の補剛桁と1本の仮想桁及び横桁からなる格子構造モデルで解析。</p> <p>○補剛桁断面決定では鋼床版も抵抗断面とした。</p>		

# FEM解析事例集

No. 15-2

橋梁名	木津川新橋	発注先	大阪市建設局	対象部位	アーチリブの中間支点部	出典	橋梁と基礎 94-1
一般図	<p>(a) 側面図 (b) 平面図 (c) 正面図 (d) 補剛桁断面図</p>			モデル図	<p>境界条件 : 節点数 : 要素数 : 解析ケース数 :</p>		
解析目的	<p>応力照査・設計手法・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査</p>			解析モデル	<p>弾性平面・弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体</p>		
解説)	<p>2) アーチリブの中間支点部 アーチリブの中間支点部では、支柱・下横支材がアーチリブと剛結される。この部分は、支柱・下横支材からの曲げモーメント、軸方向力およびせん断力をアーチリブや支承に伝達する重要な機能を有しているが、その伝達機構は非常に複雑である。 そこで、アーチリブ、支柱、下横支材ごとに一般断面としての設計と、支点上の柱としての設計を行って、断面を1次決定した。また、アーチリブの腹板は、2方向圧縮板</p> <p>としての座屈照査を行った。 こうして決定された断面を、FEMにより照査した。要素分割を図-12に示す。荷重載荷状態は、1次設計の断面決定で支配的であった次の3ケースとした。 ① アーチリブの軸方向力最大。 ② アーチリブの面外曲げモーメント最大。 ③ 支柱の軸方向力最大。</p>			解析モデル要素	<p>トラス・梁・平面・板曲げ・シェル・ソリッド・その他</p>		
解析プログラム				対象荷重			
応力評価				許容値	<p>主応力・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形 ただし <math>\sigma_a</math> — 許容応力 , <math>\sigma_y</math> — 降伏応力</p>		
特記事項				解析結果	<p>アーチリブの面外曲げモーメントが最大となる風荷重載荷状態における、アーチリブ腹板の主応力図を図-13に示す。解析結果より、支承上のアーチリブの腹板、および下フランジで、主応力度が許容応力度をそれぞれ3%、および5%超過していたが、これは局部的な応力集中であり、Von Misesの相当応力は0.6<math>\sigma_y</math>程度であるため、特に問題はないと判断した。</p> <p>また、下横支材は、SM490Yで断面決定されていたが、FEMの応力度をみると、アーチリブとの仕口部で許容応力度を超える値が発生していた。これは、仕口部が接しているアーチリブ (SM570) とひずみを共有するためである。したがって下横支材の仕口部の材質をSM570に変更した。</p>		
特記事項				特記事項	<p>○鋼床版が上フランジとして合成される補剛桁については、2本の補剛桁と1本の仮想桁及び横桁からなる格子構造モデルで解析。 ○補剛桁断面決定では鋼床版も抵抗断面とした。</p>		

添付資料参照

橋梁名	木津川新橋	発注先	大阪市建設局	対象部位	アーチリブの中間支点部	出典	橋梁と基礎 94-1
-----	-------	-----	--------	------	-------------	----	------------

解析に先立って、平面モデルにて、微小変位理論解析と有限変位理論解析の比較を行い、有限変位の影響がほとんどないことを確認した。

鋼床版が上フランジとして合成される補剛桁については、図-7(2)に示すように、2本の補剛桁と1本の仮想桁、および横桁からなる格子構造にモデル化した。

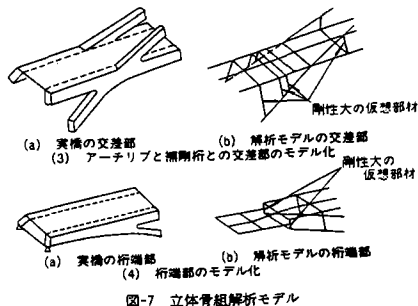
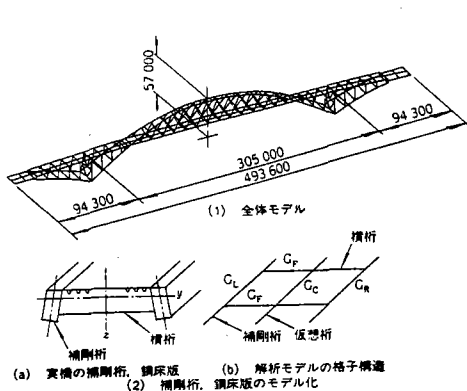


図-7 立体骨組解析モデル

この格子モデルでは、部材  $G_L$ ,  $G_R$  の断面積、ねじり剛度、および面外曲げ剛度については、補剛桁の箱断面のみの値を、また、面内曲げ剛度については、補剛桁の箱断面に1/2幅の鋼床版を合成させた断面に対する値とした。

さらに、部材  $G_C$  に対しては、鋼床版のみの断面積と、面外曲げ剛度のみを考慮し、ねじり剛度、および面内曲げ剛度は考慮しないものとした。そして、風、地震などの面外荷重に対して、部材  $G_L$  と  $G_R$  が一体に抵抗するように、これらの部材を剛な横桁  $G_F$  によって結合するものとした。

また、架設ステップを考慮し、2つの系の重ね合わせによって、設計断面力を算出した(図-8)。

なお、ケーブルは非抗圧部材であるため、ケーブルに圧縮力が生じることのないよう、端部ケーブルにプレストレスを導入している。

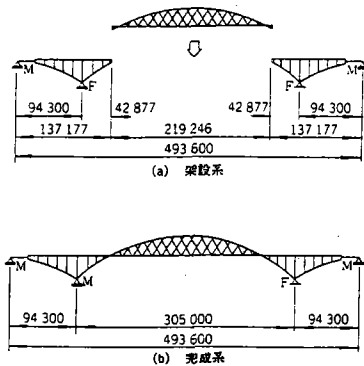
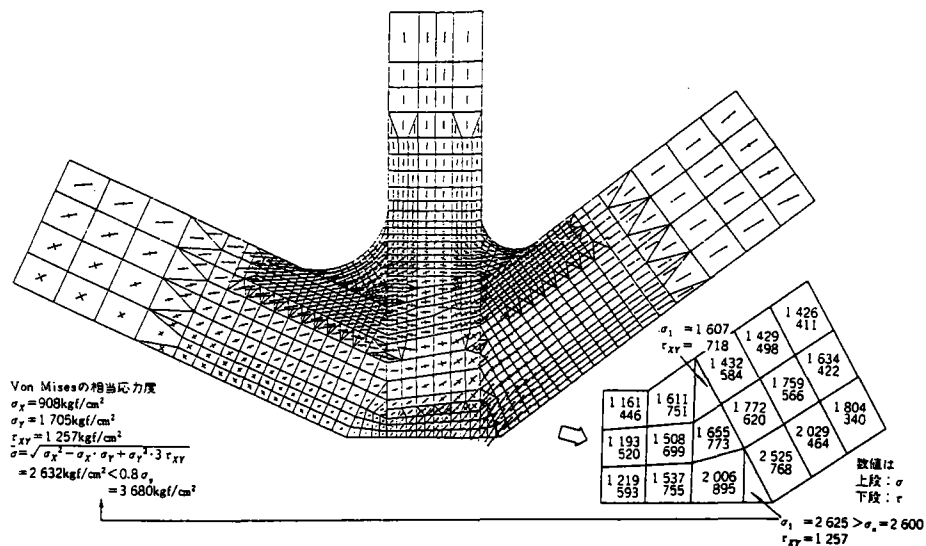


図-8 解析系

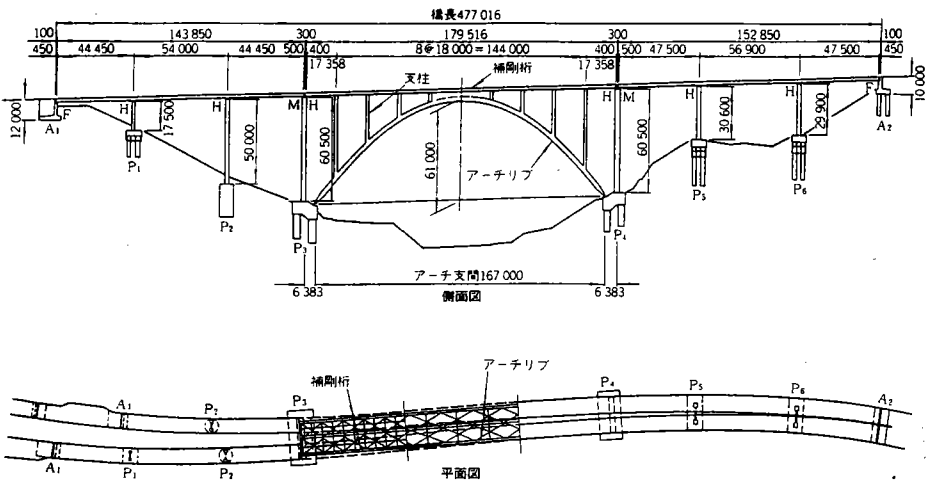
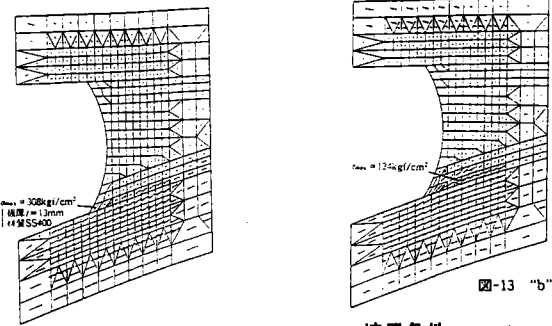
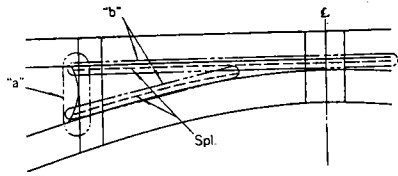


アーチリブの腹板の主応力図 (風荷重載荷状態)

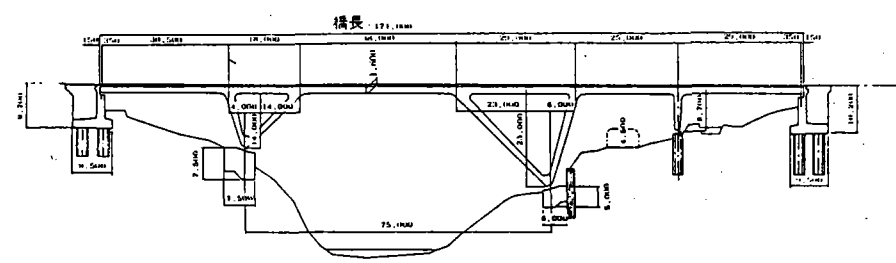
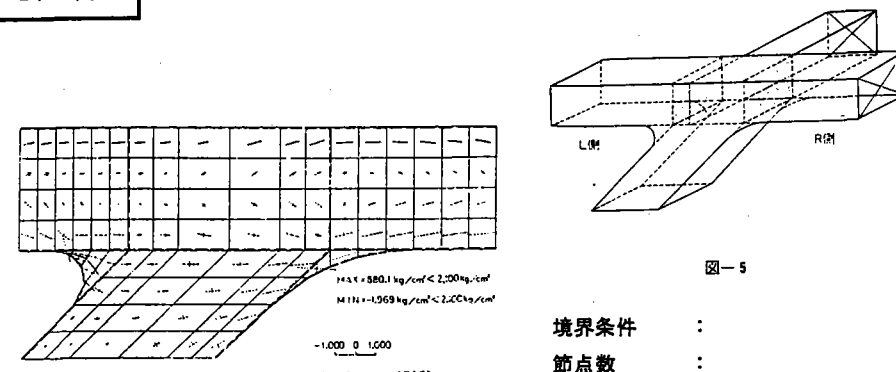
アーチリブの面外曲げモーメントが最大となる風荷重載荷状態における、アーチリブ腹板の主応力図を図-13に示す。解析結果より、支承上のアーチリブの腹板、および下フランジで、主応力が許容応力度をそれぞれ3%、および5%超過していたが、これは局所的な応力集中であり、Von Misesの相当応力は $0.6\sigma_s$ 程度であるため、特に問題はないと判断した。

また、下横支材は、SM490Yで断面決定されていたが、FEMの応力度をみると、アーチリブとの仕口部で許容応力度を超える値が発生していた。これは、仕口部が接しているアーチリブ(SM570)とひずみを共有するためである。したがって下横支材の仕口部の材質をSM570に変更した。

# FEM解析事例集

No. 7-			対象部位	アーチクラウン部	出典	橋梁と基礎 92-7
橋梁名	遠入川橋		発注先	日本道路公団		
一般図			モデル図	 <p>境界条件 :          節点数 :          要素数 :          解析ケース数 :</p>		
解析目的	応力照査・設計手法・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査		解析モデル	弾性平面・弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体		
<p>解説)</p> <p>3-2-2 アーチクラウン部の解析モデル</p> <p>本橋のアーチクラウン部は、支間方向に36mの長さでクラウン部が非常に大きなものとなっており、面内構造に対しては剛域のような性状を呈する部分である。</p> <p>今回の設計にあたっては、こうした大きなアーチクラウン部の挙動を変形法による骨組解析で的確に評価することは困難であるが、構造解析上は図-5に示す骨組構造に置換し、この骨組構造の妥当性を有限要素法で検証した。</p>	 <p>図-5 アーチクラウン部のモデル化</p>		解析モデル要素	トラス・梁・平面・板曲げ・シェル・ソリッド・その他		
			解析プログラム			
			対象荷重			
			応力評価	主応力・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形		
			許容値	$\sigma_a$ , $1.1 \times \sigma_a$ , $1.2 \times \sigma_a$ , $\sigma_y$ , $0.8 \times \sigma_y$ ただし $\sigma_a$ — 許容応力, $\sigma_y$ — 降伏応力		
解析結果	<p>道路線形の関係上、3主構アーチ構造を採用したが、この構造では中央主構に大きな断面力が発生しやすいことから主構間隔の検討を行った結果、最適主構間隔として9.5mが得られた。立体モデルによる詳細な解析結果でも、発生断面力は一部の主構に偏ることなく、ほぼ均等値となった。</p>		特記事項	<p>本橋の特徴は、アーチスパン167mに対しそのライズが61m (ライズ比1/2.7) と高いことと、平面線形の関係から3主構アーチとなっていることである。</p>		

# FEM解析事例集

No. 18-1	橋梁名 天狗橋	発注先 日本道路公団	対象部位 主桁とV脚柱との結合部	出典 橋梁 82-7	
一般図	 <p>橋長 171.14m</p>			モデル図	 <p>境界条件 : 節点数 : 要素数 : 解析ケース数 :</p>
解析目的	応力照査・設計手法・応力係数決定・ <b>構造形状検討</b> ・座屈照査			解析モデル	(弾性平面)・弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体
解説)  隅角部の形状及びFEMによる集中応力の解析  ラーメン隅角部については、慣用設計の他、平面FEM及び立体FEMにより応力解析し構造検討を行った。	解析モデル要素	トラス・梁・(平面)・板曲げ・シェル・ソリッド・その他			
	解析プログラム				
	対象荷重				
	応力評価	(主応力)・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形			
許容値	$\sigma_a, 1.1 \times \sigma_a, 1.2 \times \sigma_a, \sigma_y, 0.8 \times \sigma_y$ ただし $\sigma_a$ — 許容応力, $\sigma_y$ — 降伏応力				
解析結果	① アップーフランジ応力分布(図-5のL, R断面)は、平面FEM解析による応力に Shear log の影響を重ね合わせたものとよく近似する(表-1)  ② フィレットローフランジの応力計算は立体FEMによる解析に限られたが、図-6に示したようにフランジ端部ほど高が応力状態となっており、フランジ中央の応力は極めて低い。このことはフィレットローフランジが曲面板であるがゆえにフランジ中央では面外剛性が低くほとんど応力伝達がなく、ウェブで補剛されたフランジ端部において隅角部の応力伝達が行われていることを示す。			特記事項	

FEM解析事例集 (添付資料)

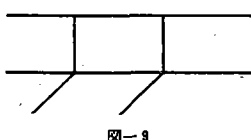
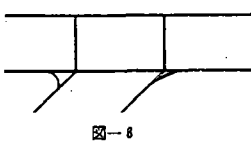
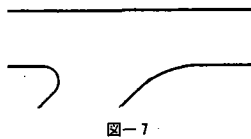
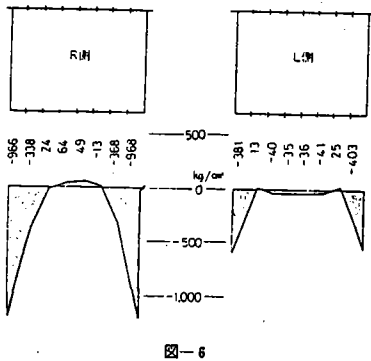
No. 10-2

橋梁名	天狗橋	発注先	日本道路公団
対象部位	主桁とV脚柱との結合部	出典	橋梁 82-7

③ 隅角部の形状として、図-7と図-8の形状の両者についてFEM解析を行った結果、図-5についてはフランジは円滑な応力伝達が計れるが、主桁ウェブに応力集中が生ずること。図-6はフランジ節点に過度の応力集中が生ずるがウェブの応力集中が少ないことが明らかになったので、本橋では両者の長所を生かした図-9に示す形状とした。この形状の平面FEM解析によるウェブ内主応力を図-10図に示す。

表-1

	立体FEM	平面FEM		
		計算応力	シェアラゲ	合計
L側	536	492	70	562
R側	940	715	405	1,120





No. 9 -	橋梁名 梅町橋梁	発注先 阪神高速道路公団	対象部位 主桁とV脚支柱との結合部	出典 橋梁と基礎90-10
---------	----------	--------------	-------------------	---------------

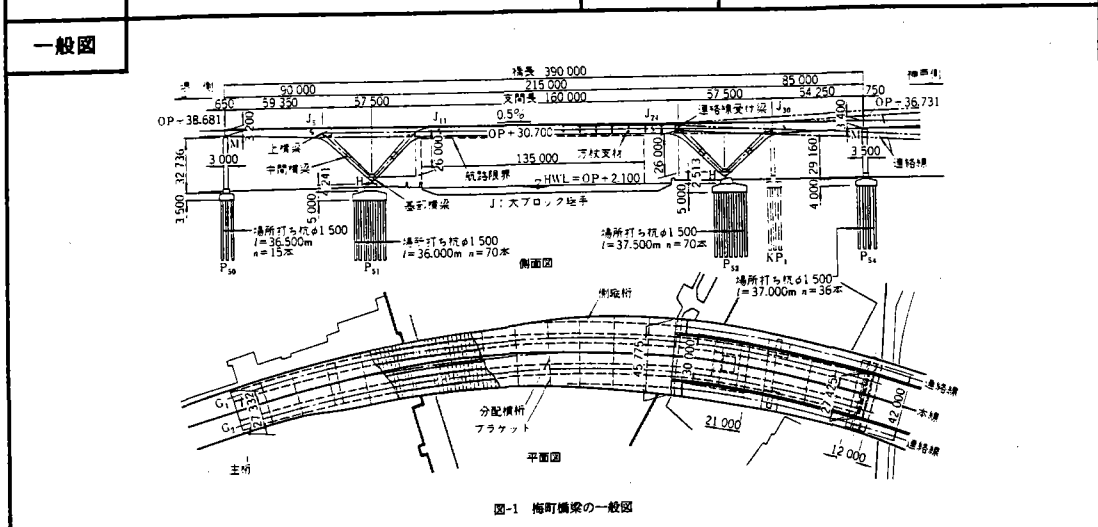


図-1 梅町橋梁の一般図

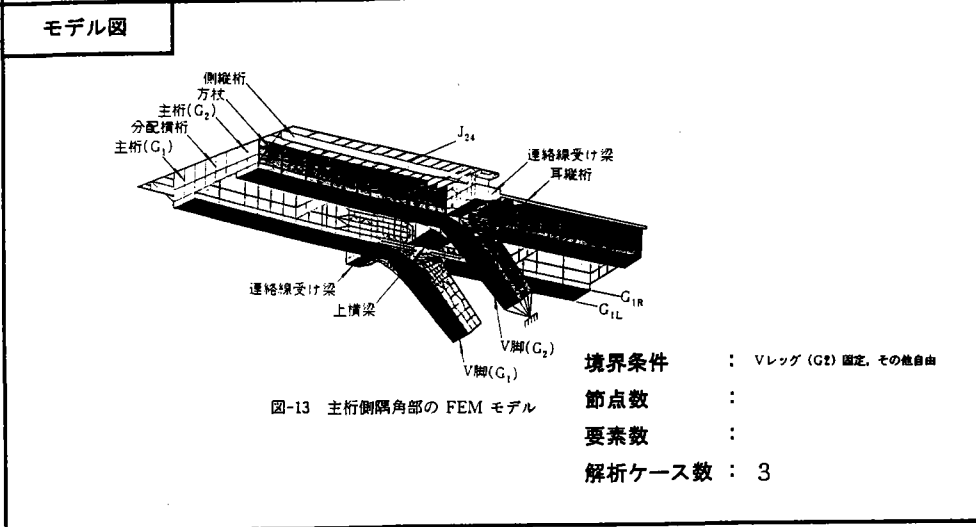


図-13 主桁側隅角部のFEMモデル

解析目的	応力照査・設計手法・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査
------	------------------------------

解析モデル	弾性平面・弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体
-------	-----------------------

**解説)**

隅角部の断面決定後、その妥当性および構造の安全性を確認するためにFEM解析を行った。解析にあたって特に着目した項目は以下のとおりである。

- ① V脚支柱の腹板、特にフィレット部の応力分布および主桁下フランジと支柱フランジ、ダイヤフラムの交差部の応力の流れ方。
- ② 広幅員の鋼床版から隅角部を介して支柱に伝達される応力および連絡線受け梁付近の鋼床版幅急変部の応力の分布。
- ③ 上横梁下フランジの応力が控えダイヤフラムを介して隅角部へスムーズに伝達されているか、また、連絡線受け梁に作用する面外力の大きさなど。

P<sub>32</sub>中央区間 G<sub>1</sub>側に着目した解析モデルを、図-13に示す。主桁の断面形状が左右非対称であるから全幅員を対象にし、また、鋼床版の応力から境界部の影響を除くために橋軸方向の長さが約75mの大規模なモデルとなった。J<sub>24</sub>は大ブロック架設時の現場継手位置である。中央区間大ブロック閉合時の反力が J<sub>24</sub>の主桁腹板に作用する前死系モデルと、J<sub>24</sub>の閉合後の荷重が作用する後死系モデルを作成し、両者の解析結果を重ね合わせた。

解析モデル要素	トラス・梁・平面・板曲げ・シェル・ソリッド・その他
---------	---------------------------

解析プログラム	NASTRAN
---------	---------

対象荷重	死+活+支点変位及び地震(橋軸直角)
------	--------------------

応力評価	主応力・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形
------	------------------------------------

許容値	( $\sigma_a$ ), $1.1 \times \sigma_a$ , $1.2 \times \sigma_a$ , $\sigma_y$ , $0.8 \times \sigma_y$ ただし $\sigma_a$ — 許容応力, $\sigma_y$ — 降伏応力
-----	--

**解析結果**

- ① 図-14に示すように腹板のフィレット部が有効に働き、この部分の応力レベルが高い。また、フィレット自由端の補剛のために設置したリブが有効に働いている。
- ② 主桁とV脚支柱の応力伝達は、図-14および図-15からわかるように鋼床版の応力が腹板を通して支柱にスムーズに流れており、曲げモーメントは梁として確実に伝達されている。鋼床版および主桁下フランジの応

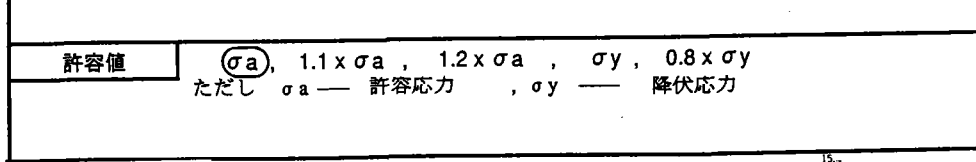


図-14 腹板の主応力図、主桁下フランジの垂直応力分布

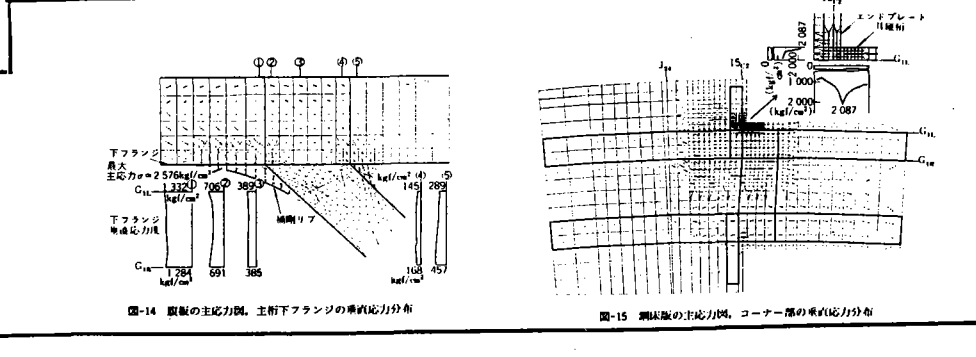


図-15 鋼床版の主応力図、コーナー部の垂直応力分布

# FEM解析事例集

No. 20-1

橋梁名	横浜市道高速湾岸線高架橋	発注先	首都高速道路公団	対象部位	大型開口を有する横梁	出典	橋梁と基礎 92-6
-----	--------------	-----	----------	------	------------	----	------------

一般図 横浜市道高速湾岸線高架橋の横梁の開口部強度の確認

図-1 開口横梁

写真-1 実験状況

モデル図

境界条件 :  
 節点数 :  
 要素数 :  
 解析ケース数 :

解析目的	応力照査・設計手法・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査	解析モデル	弾性平面・弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体
------	------------------------------	-------	-----------------------

解説) 大型構造モデルによる実験及びFEM解析を行い、開口部の強度確認とその強度特性を明らかにし、設計手法の検証を行った。

3. FEM 応力解析 (実験対応)

実験モデルは荷重および構造が対称であるので、片側半分のみを取り出し、フランジ、ウェブは板要素を用いてモデル化し、FEM 応力解析を行った。

構造モデルを図-10に示す。

解析結果は前述のように実験結果とよく一致している。

詳細は添付資料を参照

解析モデル要素	トラス・梁・平面・板曲げ・シェル・ソリッド・その他
解析プログラム	
対象荷重	
応力評価	主応力・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形
許容値	$\sigma_a$ , $1.1 \times \sigma_a$ , $1.2 \times \sigma_a$ , $\sigma_y$ , $0.8 \times \sigma_y$ ただし $\sigma_a$ — 許容応力 , $\sigma_y$ — 降伏応力

解析結果	横浜市道高速湾岸線の高架橋上部構造に用いた大開口を有する横梁の強度について大型模型実験および開口形状を種々に変えた FEM 解析を行い、実橋の強度および開口部特有の応力特性が明らかとなった。	特記事項	
------	---	------	--

- ① 大型開口を有する横梁の耐力は設計荷重の約3.3倍あり、簡易設計式に基づいて設計された開口横梁は十分な耐力を有することが確認された。
- ② 全体曲げに対するフランジの有効幅は道示の値に近いが、局部曲げに対する有効幅は道示の値より10%ほど小さい。

- ③ 開口部応力割増し係数は一定ではなく、開口形状、配置や荷重の種類によっても異なる。
- ④ 上下梁のせん断力分担率は上下梁のウェブ断面積比でよく近似できる。
- ⑤ 隣接開口の場合、開口間隔が開口高さ以上あれば局部曲げモーメントの零点位置はほぼ開口中央となり、取扱い上、単独開口に近くなる。
- ⑥ ねじりによるせん断応力は上下フランジおよびウェブで分担され、中フランジにはほとんど流れ込まない。

E-74

橋梁名	横浜市道高速湾岸線高架橋	発注先	首都高速道路公団	対象部位	大型開口を有する横梁	出典	橋梁と基礎 92-6
-----	--------------	-----	----------	------	------------	----	------------

1. 開口横梁の設計手法

本橋の設計に用いた簡易設計式のフローを図-2に示す。主桁、横桁を含む全体構造解析により横梁に作用する断面力(軸力、せん断力、曲げモーメント、ねじりトルク)が得られる。

開口部には、これらの断面力を上下梁がその剛性比に応じて分担する。また上下梁には開口部に作用するせん断力により曲げモーメント(横梁全体の曲げモーメントとは区別するために局部曲げモーメントと呼ぶ)が発生するのが特徴である。表-1に開口部上下梁が分担する断面力の簡易式を示す。

これら部材力を上下梁の断面性能(フランジの有効幅は道路橋示方書§8.3.4による)で除して基準応力とし、この値に開口部の応力集中等を考慮した応力割増し係数を乗じて設計応力とする。

応力割増し係数 $\alpha$ は安全側をみて一律に $\alpha=1.7$ としている。

しかし、下記事項については十分解明されていないので、検討を要す。

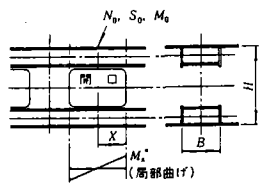
- ① フランジ(特に中フランジ)の有効幅
- ② 応力割増し係数
- ③ 上下梁のせん断力分担率
- ④ 隣接開口の影響
- ⑤ ねじり強度

表-1 開口部上下梁断面力分担の簡易式

		上梁 (u)	下梁 (l)
軸力 $N_0$		$N_u = N_0 \frac{A_{ux}}{\sum A_x}$	$N_l = N_0 \frac{A_{lx}}{\sum A_x}$
曲げモーメント $M_0$		$M_0$	
せん断力 $S_0$	せん断力 $S_x$	$S_{ux} = S_0 \frac{A_{ux}}{\sum A_x}$	$S_{lx} = S_0 \frac{A_{lx}}{\sum A_x}$
	局部曲げ $M_x^*$	$M_{ux}^* = S_{ux} \cdot X$	$M_{lx}^* = S_{lx} \cdot X$

注) ねじりによる応力は省略した。

記号の説明  
 ○断面力ほか  
 $N_0$ : 軸力  
 $M_0$ : 全体曲げモーメント  
 $S_0$ : せん断力  
 $S_x$ : せん断力(上下梁)  
 $M_x^*$ : 局部曲げモーメント  
 $X$ : 局部曲げ支間長



○断面性能  
 $A_x$ : 全体曲げの有効幅を考慮した有効断面積  
 $A_w$ : ウェブ断面積

2. 大型構造モデル実験

実験橋開口部の約1/2を模した鋼製大型模型(12.3m長×1.1m幅×1.9m高)を用い、実橋に類似した荷重を3点曲げ試験にて与え、弾性試験および耐荷力試験を行った。

実験には日大理工学部的大型構造物試験機を用いた。

2-1 実験モデル

模型には、単独開口と隣接する2つの開口との計3個の開口を設けてあり、一体模型で異なる2種類の開口に対する試験が同時に行えるようにした。

実験対象部の板厚はウェブ、中フランジ、下フランジは9mm、上フランジは20mmとしている。なお開口から離れた位置で、梁理論による応力分布状態を作る必要があるため、載荷部および支点部は、開口部からできるだけ離れた位置に設けると同時に、その範囲で局部変形等を生じないように、20mm以上の厚板で補強した。材質は各部材ともSS41材である。

実験模型およびその載荷要領を図-3に示す。また、実験状況を写真-1に示す。

上下フランジ、中フランジ、ウェブ、開口コーナー等の応力(約300位置)、荷重および変位(6点)の計測を行った。開口部断面での応力計測位置を図-4に示す。

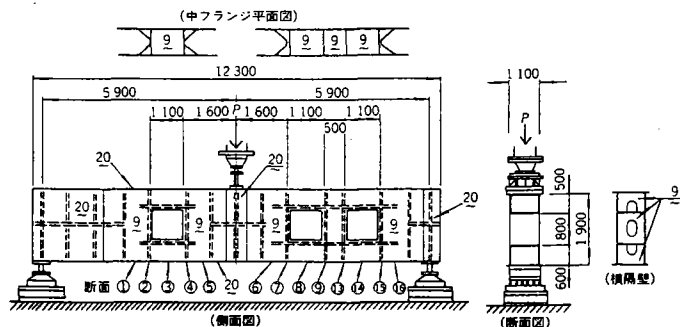


図-3 実験模型とその載荷要領

4. 開口部の強度特性

実験モデルをオリジナルモデルとし、開口形状や開口間隔を種々変化させたFEM応力解析を行い、フランジ有効幅、開口部応力割増し係数、上下梁の荷重分担率、隣接開口の影響等、開口部の強度特性について調べ、設計式の妥当性およびその適用限界についての検討を行った。

4-1 フランジの有効幅

FEM解析より得られた応力分布から設計基準応力をベースとし、図-11のようにしてフランジ有効幅を求めた。簡易設計式の値と比較した結果のうち単独開口の例を表-2に示す。この表より次のことがわかる。①引張り荷重、全体曲げに対する上下フランジの有効幅は、道路橋示方書に準拠した簡易設計値とFEM解析値とは非常によく一致する。②中フランジの有効幅は開口端では開口中央の70~80

表-2 フランジ有効幅(単独開口)

部	引張り荷重	全体曲げ		局部曲げ	
		簡易設計式	FEM	簡易設計式	FEM
端	上下フランジ	97	98	97	97
部	中フランジ 上/下	64	47/50	64	36/41
	中央部	上下フランジ	98	98	97
	中フランジ 上/下	64	60/63	64	54/54

注) 有効幅は橋梁の半幅に対する%で表示

%である。③局部曲げに対しては、簡易設計値はFEM解析値より10%ほど大きい。

4-2 コーナー部応力割増し係数

FEM解析結果から得られた応力分布のコーナー部最大応力を設計基準応力で除して求めた応力割増し係数 $\alpha$ の例を図-12および表-3に示す。

図-12はオリジナルモデルに対する計算結果であり、表-3はパラメトリックスタディー結果に、ある程度の変化を許容して定めた提案値である。

簡易設計式では一律に $\alpha=1.7$ としたが、同図表に示すように応力割増し係数は開口の形状、配置や荷重の種類によっても異なることがわかる。

なお、開口部の大きさが横梁の深さの50%を超えたり、上下梁の深さ比が1:2を超えたり、上下梁の細長比(長さ/深さ)が4.0を超えたり、開口間隔が開口高さの1/3以下となるなど、開口形状がオリジナルモデルから極端に異なる構造は本検討の対象外とした。

表-3 応力割増し係数(提案値)

	単独開口	隣接開口(内側)	隣接開口(外側)
軸 応 力	1.5	1.0	1.7
全体曲げ応力	1.5	1.0	1.7
局部曲げ応力	1.5	1.7	1.7
せん断応力	1.5	1.9	1.5
ねじりせん断応力	1.5	1.7	1.7

注) 旧設計式では一律に $\alpha=1.7$ としていた。

4-3 上下梁のせん断力分担率

上下梁のせん断力分担率は梁の細長比(長さ/深さ)が4.0以下であれば、曲げ剛性による影響は少なく、図-13に示すように上下梁のウェブ断面積の比でよく近似できる。

4-4 局部曲げモーメントの零点位置

単独開口の場合は開口中央にて局部曲げモーメントは0となる。

隣接開口の場合は一般的には、局部曲げモーメントの零点位置は開口中央より内端に寄った位置にあり、図-14に示すように、開口部上下梁と開口間隔との剛性比によって変わってくる。開口間隔が開口の高さ以上であれば、ほぼ開口中央位置となり、単独開口の場合に近くなる。

4-5 ねじり強度

本橋の場合はねじりによる応力は小さく、設計上特に問題となることはないので詳細は省略するが、FEM解析より次のような特徴的結果が得られた。

ねじりによる応力は、主として上下フランジおよびウェブで分担され、中フランジにはほとんど流れ込まない。これは、中フランジは開口部のみ設けられており、構造的に不連続であり、その端部隔壁も剛体ではないためである。

FEM解析事例集

No.21-1

<p>橋梁名</p>	<p>関西国際空港連絡橋</p>	<p>発注先</p>	<p>関西国際空港(株)</p>	<p>対象部位</p>	<p>鋼床版箱桁の現場継手部</p>	<p>出典</p>	<p>橋梁と基礎 92-3</p>
<p>一般図</p>				<p>モデル図</p>			
<p>解析目的</p>	<p>応力照査・設計手法・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査</p>			<p>解析モデル</p>	<p>弾性平面・弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体</p>		
<p>解説)</p> <p>4. 立体 FEM 解析による検討</p> <p>前節では、取縮力および拘束力を単純なばねモデルに置き換えて検討した。</p> <p>本橋では非常に幅広い鋼床版に対して、腹板の直上におのみ仮受け治具を用いているので、鋼床版の応力度は一様でなく分布状態を示すものと考えられることから、立体 FEM 解析 (SAP-V) を用いて検討した。</p>	<p>4-1 検討モデル</p> <p>① 検討モデルは図-7に示すような架設連結部を固定とする片持ち梁とする。モデルの長さは応力分布の乱れが「サンパンの原理」より物体の幅程度であるので、余裕を見込んで13mとした。</p> <p>② 主桁断面は概ね対称であるので、対称条件を用いて半分の断面モデルとした。</p> <p>③ 鋼床版のUリブや下フランジの縦リブはフランジ厚に換算した。ただし、現場溶接時の溶接線近傍は鋼床版のみの厚さとした。また補剛材・ダイヤフラム・横リブは無視するが、立体モデルとして不安定にならないように拘束材および拘束条件を入れた。</p> <p>④ 作用荷重として全体解析の断面力と一致するように片持ち梁の自由端に曲げモーメント・せん断力を与え、現場溶接時における溶接熱収縮ひずみは温度低下として鋼床版要素に与えた。</p>			<p>解析モデル要素</p>	<p>トラス・梁・平面・板曲げ・シェル・ソリッド・その他</p>		
<p>対象荷重</p>	<p>（空白）</p>			<p>解析プログラム</p>	<p>（空白）</p>		
<p>応力評価</p>	<p>（空白）</p>			<p>許容値</p>	<p>主応力・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形</p> <p><math>\sigma_a, 1.1 \times \sigma_a, 1.2 \times \sigma_a, \sigma_y, 0.8 \times \sigma_y</math> ただし <math>\sigma_a</math> — 許容応力, <math>\sigma_y</math> — 降伏応力</p>		
<p>解析結果</p> <p>5-2-5 鋼床版の合計応力度</p> <p>鋼床版の応力は、図-12(a)の鋼板1/3拘束の例を示すように、完成系の応力度のほかに現場溶接による残留応力と仮受け治具の拘束力の解放とを考慮すれば、仮受け治具近傍で引張り残留応力が卓越し、そのピークは降伏点近くに達する。</p> <p>しかし、残留応力の集中する幅は狭く、許容応力度を超過する範囲は鋼板をはさんで約350mmであり、これまでの現場溶接の実績から十分安全であると判断した。また鋼床版の応力度は鋼板の幅を2/3拘束としても、1/3拘束と大差ない値を示している。</p>	<p>5-2-6 腹板の合計応力度</p> <p>図-12(b)に腹板1/3拘束の場合の、FEM解析と設計計算書の橋軸方向応力分布を示す。</p> <p>腹板の拘束を下から1/3とすると、腹板の完成系の応力度(残留応力を無視)は設計計算値と比べて下端で約250kgf/cm<sup>2</sup>大きめとなっているが、下から1/3付近では約400kgf/cm<sup>2</sup>小さめとなった。また腹板の上側半分では溶接拘束力の解放によって、かえって計算値よりも低いレベルの応力に留まっている。</p>			<p>特記事項</p> <p>モーメント連結法を用いた大ブロック一括架設工法で鋼床版を現場溶接とする例は少なく、架設段階における応力の変化と安全性について発表した文献資料は少ない。</p> <p>本工法を採用するうえで以下の事項について着目し検討した。</p>	<p>① 各架設ステップごとおよび完成系において主桁に作用する応力度の履歴を算定し、施工段階における安全性、および施工法と設計計算との整合性を照査する。</p> <p>② 仮受け治具に作用する応力度を算定し、架設段階の安全性を照査する。</p> <p>③ 鋼床版の現場溶接によって生じる腹板の残留応力を考慮して、FCで吊り上げた状態における腹板のHTBの締付け範囲を検討し、HTBのボルト力のすべり安全性について照査する。</p>		

橋梁名	関西国際空港連絡橋	発注先	関西国際空港㈱	対象部位	鋼床版箱桁の現場継手部	出典	橋梁と基礎 92-3
-----	-----------	-----	---------	------	-------------	----	------------

4-2 検討ケース

各ステップの検討ケースを図-8に示すとともに以下による。

ステップ1：モーメント連結時の解析は仮受け治具と下フランジおよび腹板の先締め範囲(1/3および2/3)のみを拘束し、3径間目の掘付け完了時のJ<sub>2</sub>の断面力を載荷する。

ステップ2：現場溶接時の解析はステップ1のモデルに鋼床版の溶接部を追加支点として拘束して、鋼床版第1列目の要素幅(λ=200mm)に鋼床版の溶接自由収縮相当分(片持ち梁でS<sub>0</sub>=1.0mm)のひずみが作用するものとする。このひずみに相当する温度低下ΔTは鋼材の線膨張係数をαとすれば、

$$\Delta T = S_0 / (\alpha \cdot \lambda) = 1.0 / (1.2 \times 10^{-5} \times 200) = 417 \text{deg}$$

となり、溶接熱収縮ひずみを温度低下(-417deg)として鋼床版に作用させる。

ステップ3：仮受け治具の撤去時の解析は継手連結部の全断面を拘束し、ステップ1およびステップ2で求めた治具の支点反力を負の荷重として治具に作用させることによって、治具に作用していた架設時反力および溶接拘束力を解放する。

ステップ4：後荷重の解析は仮受け治具を撤去した完成系に後荷重を載荷する。

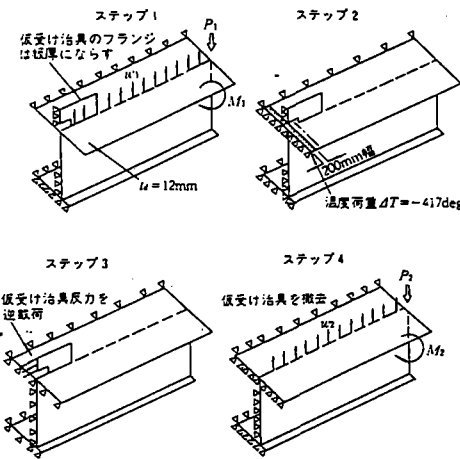


図-8 FEM解析における計算ステップ

5-2 解析結果の特徴

5-2-1 ステップ1 (鋼桁架設モーメント連結時)

① 架設時の負のモーメントの作用に対して仮受け治具のみで連結されているので、モーメント連結時の鋼床版は、片側で0.5mm、両側で1.0mmルートギャップが広がる。

② 仮受け治具、主桁の応力度は、腹板の拘束範囲1/3、2/3にかかわらず、すべての点で許容応力度を満足している。

③ 仮受け治具の応力分布は、治具の設計では主桁と一体断面の梁として計算したので、治具の上フランジ側が大きい台形分布と考えていたが、解析の結果は図-9(b)に示すように同程度の応力ながら下側が大きい逆の台形分布となった。これは主桁の鋼床版が連結されていないので、治具の下フランジ側が引っ張られるためと考えられる。また仮受け治具の負担する軸力は設計時に梁モデルとして計算したものと一致した。

④ 主桁の鋼床版の応力は、仮受け治具の取付け部の1点から伝達されるので、図-9(a)に示すようにこの部分で約1100kgf/cm<sup>2</sup>に達し、他の部分では100~200kgf/cm<sup>2</sup>程度の応力分布が生じている。

⑤ 腹板の応力は、添接部の先締め範囲1/3、2/3区間で三角形の直線分布であり、設計時の梁計算の分布と同様となっている。

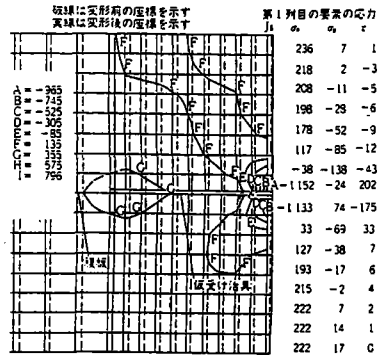


図-9(a) 鋼床版の縦軸方向応力(ステップ1、腹板範囲1/3)

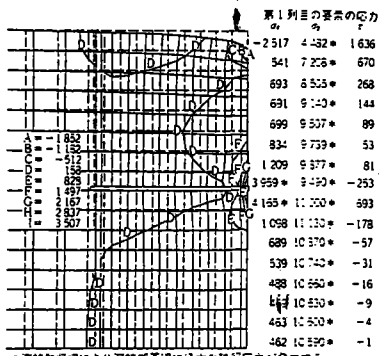


図-9(b) 鋼床版の縦軸方向応力(ステップ2、腹板範囲1/3)

5-2-2 ステップ2 (現場溶接時)

① 現場溶接時における鋼床版現場溶接継手部から第2列目の節点(200mm)の熱収縮変位は図-13のように得られた。溶接部は拘束がなければ1.0mm縮むのに、仮受け治具に拘束されて仮受け治具の付近では収縮量が小さくなり、その差が残留応力に変換される。図-10(a)に示すように1/3拘束の場合の収縮量は0.65mm、2/3拘束の場合には0.58mmとなり、3章の溶接熱収縮概念モデルの計算に近い値を得た。

② 仮受け治具が大きな拘束力を持つので、腹板上で降伏点を超える大きな引張り残留応力が生じ、一般部のフランジには500~1000kgf/cm<sup>2</sup>程度の引張り残留応力が生じる〔図-10(b)〕。

③ 腹板の応力度は図-11に示すように、拘束点の直上部分がピークとなる山形形状の圧縮残留応力分布が得られた。

5-2-3 ステップ3 (仮受け治具の解放)

① 仮受け治具の負担していた拘束力のうち架設断面力を解放すると、図-12(a)に示すように仮受け治具の近傍の鋼床版の橋軸方向応力σ<sub>x</sub>は、約1200kgf/cm<sup>2</sup>程度解放され、ステップ1の応力集中はほぼ相殺する。

② 現場溶接による拘束力を解放すると、仮受け治具の近傍の鋼床版の応力σ<sub>x</sub>は約2100kgf/cm<sup>2</sup>程度残留応力が解放される。

③ 仮受け治具を解放するときの腹板の応力は、上端部付近で集中しているが、その他の部分では小さな曲げ応力分布となっている。また、架設断面力の拘束分と現場溶接の拘束分とが相殺するので、応力の変化は小さい。

5-2-4 ステップ4 (後荷重)

ステップ4の応力は、腹板、鋼床版とも完成系の断面計算とほぼ同様な数値となった。

5-2-5 鋼床版の合計応力度

鋼床版の応力は、図-12(a)の腹板1/3拘束の例を示すように、完成系の応力度のほかに現場溶接による残留応力と仮受け治具の拘束力の解放とを考慮すれば、仮受け治具近傍で引張り残留応力が卓越し、そのピークは降伏点近くに達する。

しかし、残留応力の集中する幅は狭く、許容応力度を超える範囲は腹板をはさんで約350mmであり、これまでの現場溶接の実績から十分安全であると判断した。また鋼床版の応力度は腹板の添接を2/3拘束としても、1/3拘束と大差ない値を示している。

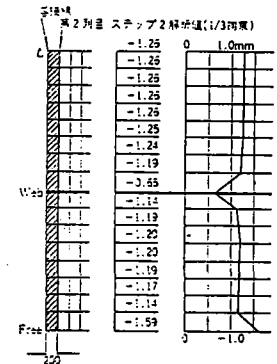


図-13 現場溶接時の鋼床版の第2列目節点の変位

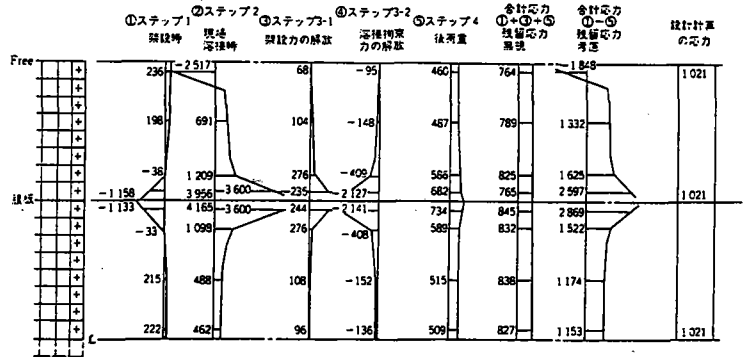


図-12(a) 鋼床版の第1列目の縦軸方向応力σ<sub>x</sub>

No. 22-1	<p>橋梁名 プレートガーダー腹板切欠き部の設計に関する考察</p>	<p>発注先 北海道大学 センチュリーリサーチセンター(株)</p>	<p>対象部位 プレートガーダー腹板切欠き部</p>	<p>出典 橋梁と基礎 87-5</p>
一般図	<p>図-1 腹板切欠き部</p> <p>図-2 腹板切欠き部の初期設計と疲労損傷</p>		<p>モデル図</p> <p>図-3 腹板切欠き部のメッシュモデル</p> <p>図-4 腹板切欠き部の解析モデル</p> <p>境界条件 :                  節点数 :                  要素数 :                  解析ケース数 :</p>	
解析目的	<p>応力照査・設計手法・応力係数決定・構造形状検討・座屈照査</p>		<p>解析モデル (弾性平面) 弾性立体・弾塑性平面・弾塑性立体</p>	<p>解析モデル要素 トラス・梁・(平面) 板曲げ・シェル・ソリッド・その他</p>
<p>解説)</p> <p>4. 腹板切欠き部の有限要素解析</p> <p>次に、腹板切欠き部の構造的な問題はこの部分の応力集中がどの程度かということに集約されるため、種々の設計案に対して有限要素解析を行い、応力状態の分析をしていくことにする<sup>1)</sup>。解析の対象とした構造モデルの基本的な寸法は図-6に示すとおりであるが、切欠き部の構造は幾つか変化させて比較検討してみる。解析は三角形平面応力要素を用いた立体構造として行い、プログラムはNAS TRANを用いた。</p>	<p>図-5 腹板切欠き部の改良設計</p>		<p>解析プログラム NASTRAN</p>	<p>対象荷重</p>
<p>解析結果</p> <p>腹板切欠き部の問題点とそれに対する種々の対策</p> <p>や有限要素解析の結果をながめてくると、有効な対応策はかなり絞られてくる。隅角部の断面変化はできるだけ緩やかな方が良く、下フランジはまっすぐに伸ばした方が良くという基本的な条件を満足した構造といえば、図-5に示した改良設計案が望ましいということになる。特に図-5(c)に示した設計例は、若干の製作上の問題を含んでいるものの、これは溶接施工順序を工夫することによって克服できるものと思われ、最も応力集中の少ない構造ということができる。</p>	<p>腹板切欠き部の初期設計で最も一般的にとられた構造は、図-2に示すようにコーナー部を円形に緩和したものである。この部分は、支点に近いために曲げモーメントよりもせん断力が支配的になるとの考えから、特に下フランジの連続性にはこだわらなかったようである。また、せん断力に対しても腹板の平均せん断応力度が比較的小さいことから、腹板をこの部分で増厚する等の措置を多くの場合とっていない。ここで、基本的に初期設計では断面急変部の応力集中に対する配慮に慎重さが足りなかったものと思われる。そのことは、切欠きコーナー部の半径のとり方がまちまちであることにも現れており、結局疲労損傷はこの半径の非常に小さい切欠き部に発生している。</p>		<p>特記事項</p> <p>疲労損傷の原因は図-2に示すように、下フランジに引張り力が働くことによってコーナー部で下フランジを腹板から引きはがそうとする力が働き、その結果、下フランジと腹板とを接続している溶接部の近傍に大きな応力集中が生じたものである。このときの疲労クラックの発生には2種類あり、1つは隅角溶接の中央未溶着部(ルート部)に発生し、もう1つは溶接端部に発生している。このことは、この部分の溶接を全面溶込みとすることによって前者のクラック発生は防止できるが、後者のクラック発生は防止できないことを意味している。</p>	<p>応力評価 主応力・相当応力 (Von Mises) ・垂直応力・方向応力・変形</p> <p>許容値 <math>\sigma_a</math>, <math>1.1 \times \sigma_a</math>, <math>1.2 \times \sigma_a</math>, <math>\sigma_y</math>, <math>0.8 \times \sigma_y</math>                  ただし <math>\sigma_a</math> — 許容応力, <math>\sigma_y</math> — 降伏応力</p>

橋梁名	プレートガーダー腹板切欠き部の設計に関する考察	発注先	北海道大学 センチュリーリサーチセンター(株)	対象部位	プレートガーダー腹板切欠き部	出典	橋梁と基礎 87-5
-----	-------------------------	-----	----------------------------	------	----------------	----	------------

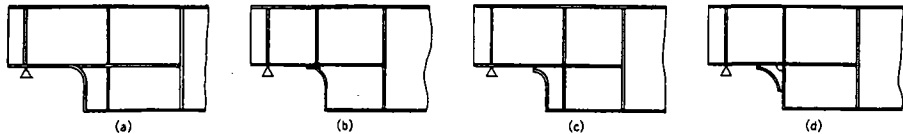


図5 腹板切欠き部の改良設計

4-1 円弧型構造の解析結果

疲労損傷を起こした設計は、腹板の切欠き部を円形で緩和し、それに沿ってフランジを取り付けた構造となっている。図-7にこの設計に対する有限要素解析の結果を腹板の主応力分布で示す。図中太い線で示した部分には、フランジまたは補剛材の付いていることを表す。コーナー部の半径は  $R = 150\text{mm}$  とした。

最大応力が生じているのは円曲線部の両端であるが、疲労損傷はこの部分に起こったのではなく、むしろ応力としてはそれほど大きくない曲線部の1/3付近(図-7の○印)に発生している。ここでは、引張り応力が腹板とフランジの溶接部で両者を引き離そうとする方向(法線方向)に働いており、これがさらに有限要素解析では現れない溶接の形状不連続による応力集中と重なって、疲労クラックにまで発展していったものと思われる。本解析では半径が比較的大きかったためこの引張り応力もそれほど大きくないが、疲労損傷を起こした実績では  $R = 80\text{mm}$  程度とされており、もっと大きな応力集中が起こっていたものと予想される。円弧型の設計については、半径の大きさや切欠き高さ、腹板の厚さ等をパラメーターとして疲労損傷に対する危険度を疲労係数によって判断する試みもなされている<sup>1)</sup>。

また、コーナー部の円曲線の代わりに楕円形を用いた場合の解析も行ってみた<sup>1)</sup>。楕円形は曲率が徐々に変化していくので、最も引張り応力の大きい上から1/3付近の曲率を円よりも大きくすることができ、したがって応力集中の低下が期待できる。解析結果をみると、円弧型に生じた曲線部上端の応力集中は直線部から曲線部へのスムーズな形状の移行によってほとんどなくなっている。また、問題の腹板とフランジを引き離す法線方向の応力は、かなり小さくなっているものの相変わらず存在している。結局、円の代わりに緩和

曲線を用いる方法によっては、これによる製作上の困難さも考慮すると、根本的な解決にはつながらないものと思われる。

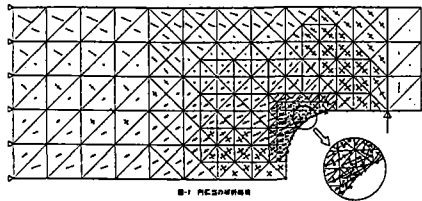


図7 FEA結果

4-2 直角型構造の解析結果

腹板を直角に切り欠いた直角型の構造では、当然ながら隅角部に大きな応力集中が生じていることが図-8(a)の解析結果からわかる。この隅角部ではさらに溶接ビードの形状不連続によって応力集中が増幅されるが、この溶接による影響はこの種の有限要素解析では明らかにできない。疲労設計の基本的な方針として断面の急変部を作らないということから考えると、図-8の構造は極端な断面急変部を有しておりあまり好ましいとは言えない。隅角部の溶接施工は非常に難しくもあり、万一溶接欠陥を含んでいると影響も大きいため、この部分の溶接施工には細心の注意を要する。

図-8(b)にはこの場合の下フランジの解析結果を示す。下フランジに生じている応力は腹板に比べて小さいものの、ちょうど隅角部の所に応力が集中していることがわかる。下フランジはまっすぐに腹板に伸びているためこの応力集中もたいしたことはないが、隅角部で集中して腹板に伝達されることになるので、断面の急変をもつ腹板に問題が起ることになる。これを避けるためには、先に示した図-4のタイプB、あるいは図-5の改良設計のように腹板の断面変化を緩和した構造のようにする必要がある。

直角型のような構造には隅角部にリブを取り付けて補強したくなるものであるが、その場合のリブの効果を見るために有限要素解析を行い、結果を図-9に示す。リブにはコーナーの円曲線に沿ってフランジを取り付け、その曲線の半径は  $R = 150\text{mm}$  とした。コーナーリブのフランジは両端で snipping されているためこの部分の剛性はそれほど大きくなく、したがって図-7で見られたような曲線に移行する部分での大きな応力集中はここでは起こっていない。最も応力の大きいのはコーナーリブの上から約1/3の引張り応力であるが、この応力はフランジに沿った方向に働いているため疲労強度の面からの心配はない。一方、図-9(a)には下フランジの解析結果が示されているが、これを見るとわかるとおり、ほとんど下フランジには応力集中が生じていない。

このように、直角型の隅角部にリブによる補強をするその効果は著しいが、問題はこのような補強を取り付けることの施工性あるいは外観性にある。この施工性あるいは外観性を考慮しながらコーナーリブによる効果を生かすような構造を考えるとすれば、図-5に示したような設計例が好ましいということになる。

図-9(b)は、隅角部の応力集中を緩和するために、切欠き部の腹板の圧縮方向に斜め補剛材を取り付けた場合の解析結果をも示している。この斜め補剛材の近辺の圧縮応力は、明らかに図-7, 8の場合に比較して小さくなっている。一見、斜め補剛材は単にその周辺の応力を低下するにすぎないと見られるかも知れないが、実際の構造物では有限要素法による平面応力解析では現れてこない面外方向の変形(座屈)による影響がこの斜め補剛材によって防止されると考えられる。したがって、この斜め補剛材はこの部分の腹板全体の剛性を増加させる効果を持ち、せん断変形を小さくすることによって、結果的に隅角部の応力集中を減らす役割を果たすことになる。

図-10は、やはり隅角部の応力集中を緩和するために、下の突出部に犠牲穴を設けた場合の解析結果である。隅角部の応力集中は下の突出部の剛性が大きいために生じるものであり、この部分の剛性を減少させれば応力集中も小さくなるという考えに基づいている。図-10の解析結果によると、図-8に比較して隅角部に生じている右上がりの引張り応力の流れが全体的に隅角部より左上に移ってきていることがわかる。解析結果によると、このことが結果的に隅角部の応力集中を約20%小さくしている。しかし、一方では犠牲穴の近傍に新たな応力集中部を作ることになってしまっているが、この部分は隅角部に比べて重要性がそれほど大きくなく、仮に疲労クラックが発生したとしても直接重大事故につながる可能性は小さい。また、犠牲穴の設計を工夫することにより、この部分の応力集中を小さくすることは可能であると思われる。

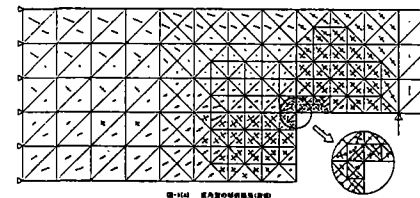


図10 犠牲穴を設けた場合の解析結果

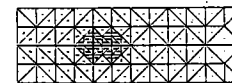


図11 隅角部にリブを取り付けた場合の解析結果

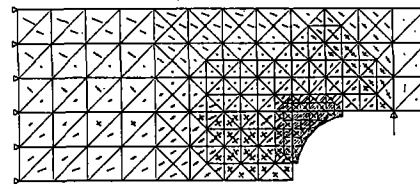


図12 コーナーリブを取り付けた場合の解析結果

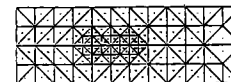


図13 コーナーリブを取り付けた場合の解析結果

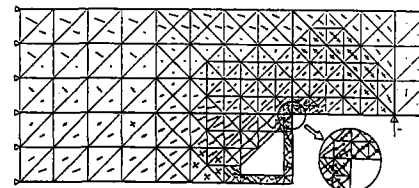


図14 腹板を削り取った場合の解析結果