

## OJ13工区橋脚における地中梁と脚柱との交差部の設計

黒田 岩男<sup>1)</sup> 亀尾順一郎<sup>2)</sup> 細田 直久<sup>3)</sup>

大都市内には既に種々の建造物や生活インフラが数多く存在しているので、そこに新たに構造物を建設する場合には、その設置位置や形状寸法が厳しい制約を受けることが多い。また一方では、豊かな生活環境へのニーズが高まり、橋梁にも、一層の美しさや潤いが求められるようになってきた。

OJ13工区もこのような条件下にて設計され、上部工および橋脚を地中梁にて支持する特殊な構造となった。特に、地中梁と脚柱との交差部は、高さが制約されたため3室箱桁と1室角柱とが交差する隅角部を採用している。本報告では、この特殊な形状の隅角部の設計について報告する。

### ま え が き

OJ13工区は、都道首都高速板橋足立線の一部で、国道17号線（中山道）の上に建設される高架橋である。市街地の中で国道上に高架部が2層にて約1.5kmにわたり続くため、構造物は周囲の景観と環境に調和することが強く望まれた。このため、橋脚と上部工は剛結構造とし、橋脚の梁端部と柱とがL型に交差する隅角部には曲面フランジを用い、桁も化粧板にて覆うことになっている。

特に橋脚は、周囲の環境に威圧感を与えないように、中央分離帯内に設置することが望まれた。しかし、国道部のほぼ中央には、道路面から1.80～3.2mの深さに都営地下鉄および共同溝が存在している（図-2）。そこで、地中に地下鉄および共同溝をまたぐ地中梁を設置し、地中梁が上部工と剛結された橋脚を支持する構造形式が採用された。

地中梁は、道路路面と地下埋設物との位置関係によりその高さが制約されたので、偏平な多室箱桁とした。一方、橋脚は通常の箱断面であるので、橋脚と地中梁との交差部は、脚柱と地中梁の腹板間隔が異なる隅角部を形成している。一般的な1室箱断面からなる隅角部を設計する場合には、奥村・石沢の式が用いられているが、本橋にて採用されたような特殊な形状の隅角部に対する研究例は少ない。このような特殊な隅角部は、今後さらに増えていくと予想されるが、本報告では、3室箱断面の地中梁と1室箱断面の脚柱とが交差し、腹板間隔が異なる隅角部の実施設計法について報告する。

### 1. OJ13工区の工事概要

本工事の概要を以下に、一般形状を図-2に示す。  
 工 事 名：OJ13工区高架橋上部構造及び橋脚構造新設工事  
 路 線 名：都道首都高速板橋足立線  
 工事発注：首都高速道路公団 第二建設部  
 道路規格：第2種第2級  
 設計速度：60km/h  
 橋 格：一等橋  
 形 式：3径間連続立体鋼床版箱桁（二層構造）  
 2連

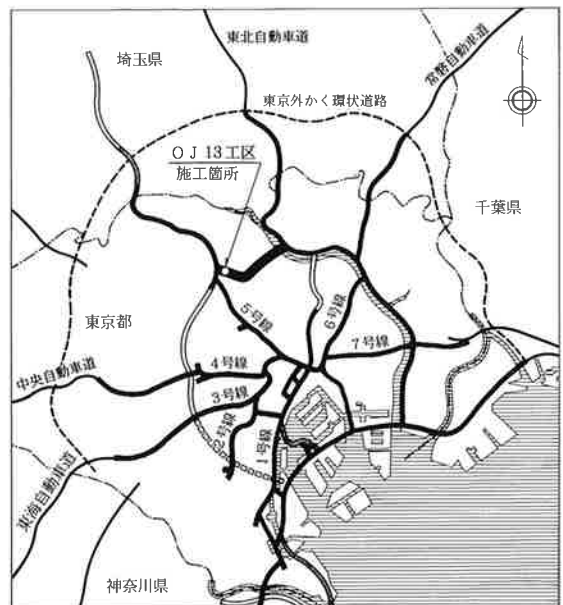
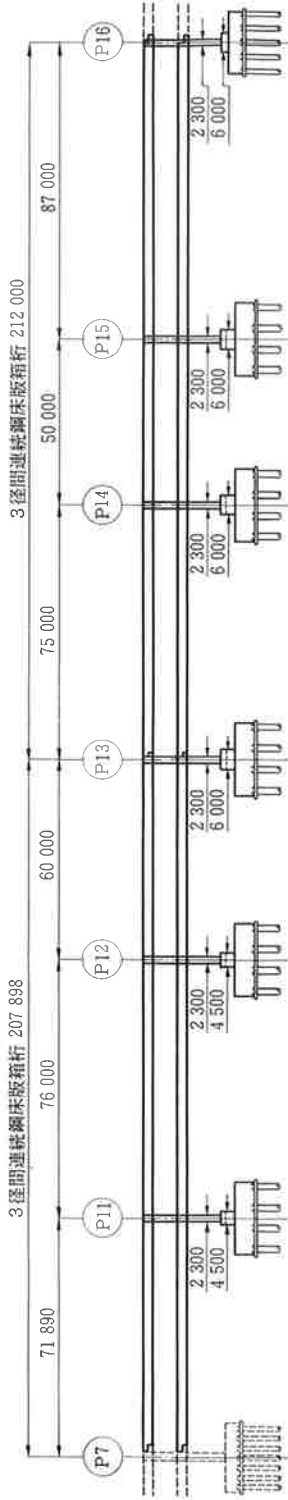


図-1 位置図

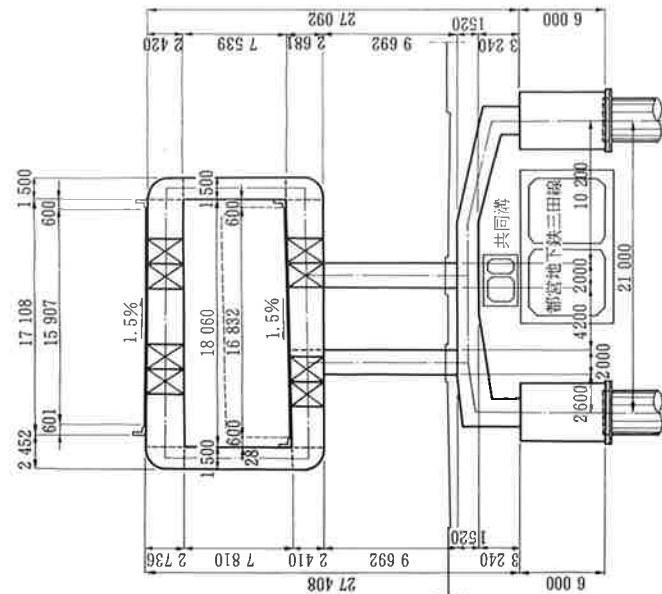
1) 東京橋梁設計部設計一課係長 2) 東京橋梁設計部設計一課係長 3) 東京橋梁設計部設計二課

側面図

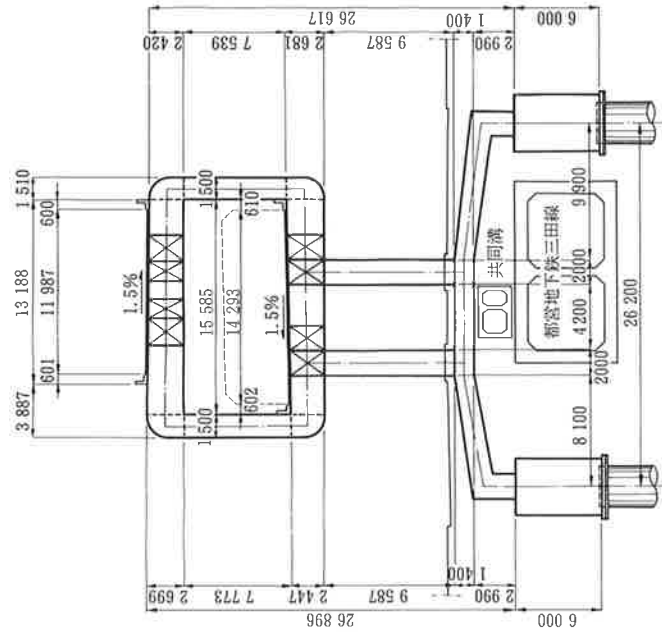


橋脚標準断面図

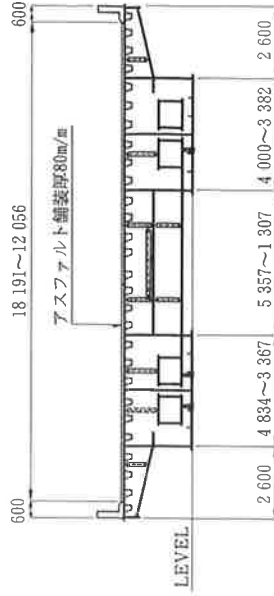
P12 橋脚



P13 橋脚



P7~P13 標準断面図



P13~P16 標準断面図

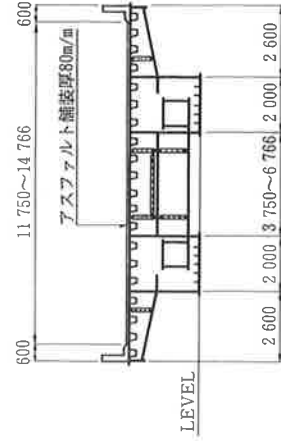


図-2 一般図

橋 長 : 420m  
 支 間 長 : 72.0m + 76.0m + 60.0m  
 75.0m + 50.0m + 87.0m  
 幅 員 : 上層 2 × 9,200~12,950~6,909 +  
 9,200m  
 下層 2 × 9,200~13,536m  
 主要鋼材 : SM570, SM490Y, SS400  
 主構造鋼重 : 橋脚 (6基) 3,929.9ton  
 橋脚本体 1,608.3 “  
 地中梁 1,876.3 “  
 アンカーフレーム 445.3 “  
 上部工 5,271.5 “  
 板 P7 - P13 3,054.2 “  
 P 13 - P16 2,217.3 “  
 全体合計 9,201.4ton

## 2. 実施設計法の方針

### 2.1 地中梁と脚柱の交差部の設計方針

ラーメンの隅角部においては、①隅角部腹板に生じるせん断応力度と②隅角部フランジの Shear lag 現象による垂直応力度の増加分 (付加垂直応力度) の2点に留意して設計を行うことが重要である。この応力度を、多くの設計基準では、奥村・石沢の理論に基づいて算出している。しかし、この設計法は、一般的な柱および梁ともに箱断面でかつ両者の腹板間隔が等しい隅角部を対象としている。今回問題とする地中梁と脚柱との交差部は、図-3に示すように、3室箱断面の地中梁と1室箱断面の鋼製橋脚基部とが交差しており、奥村式をそのまま適用することはできない。

そこで以下の考え方のもとに奥村式を準用することとした。

- ① 脚柱から伝えられる断面力は、図-5に示すように下記の2つの経路に分かれ地中梁の断面力に変換されていく。すなわち、地中梁軸方向と地中梁軸直角方向の2つの隅角部を介して、力が地中梁全断面に伝達される。

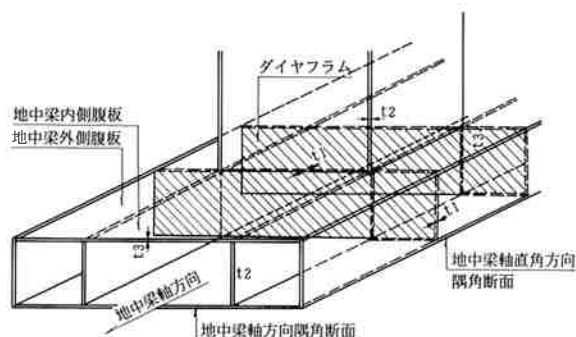


図-3 脚柱と地中梁との交差部の構造

- ・ (脚柱) → (地中梁内側箱断面) → (地中梁全断面)
- ・ (脚柱) → (ダイヤフラム) → (地中梁外側箱断面) → (地中梁全断面)

② 断面力が上記の2経路に分かれる比率は、脚柱の各断面力により異なる。各断面力の各経路への分担比率は2.2に述べる値とするが、後述する供試体を用いた載荷実験およびFEM解析結果を参考にして確認する。

③ 2方向の交差構造をともに隅角部と考え、Shear lag現象により地中梁軸方向だけでなく、地中梁軸直角方向にもせん断遅れによる付加垂直応力度を考慮する。

④ 奥村式では、隅角内部の腹板のせん断応力度をフランジ力を用いて算出している。しかし、この方法を2方向の隅角に採用すると、計算が煩雑となり漏れが生じやすい。また上記の2つの経路への分担比率も把握しにくいので、地中梁を腹板とダイヤフラムからなる格子骨組構造に置き換えて、せん断応力度を求める。

### 2.2 脚柱に作用する断面力の2方向への分担比率

脚柱に作用する6つの各断面力は、図-3に示すように2つの経路にて地中梁に伝達されると考えられる。そこで、便宜上、地中梁を図-4に示すように中央箱桁と側箱桁の3つの箱断面に分割し分担比率を決定した。

- ① 柱の軸力 (地中梁の面内せん断力) の分担率 ( $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ) は、せん断流理論により求める3室箱断面の各腹板が分担するせん断力の比率とする。なお、内側腹板は中央箱断面と側箱断面に共有されるため、それぞれに2等分する。

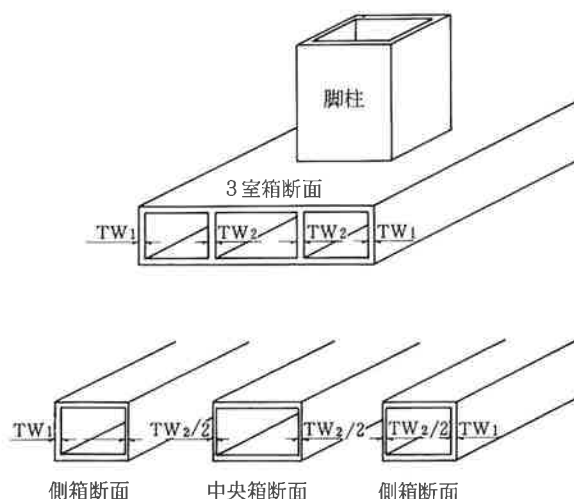


図-4 地中梁の3箱桁への置き換え

- ② 柱の面内曲げモーメント（地中梁の面内曲げモーメント）の分担率（ $\beta_1$ 、 $\beta_2$ ）は、各1室箱断面の断面2次モーメントの比率とする。
- ③ 柱の面内せん断力（地中梁の軸力）の分担率（ $\eta_1$ 、 $\eta_2$ ）は、各1室室箱断面の断面積比とする。
- ④ 柱の面外曲げモーメント（地中梁のねじりモーメント）の分担率（ $\gamma_1$ 、 $\gamma_2$ ）は、図-6に示すモデルを用いた格子解析により求める。

上記の分担率による脚柱と地中梁の断面力の釣合状態を図-5に示す。

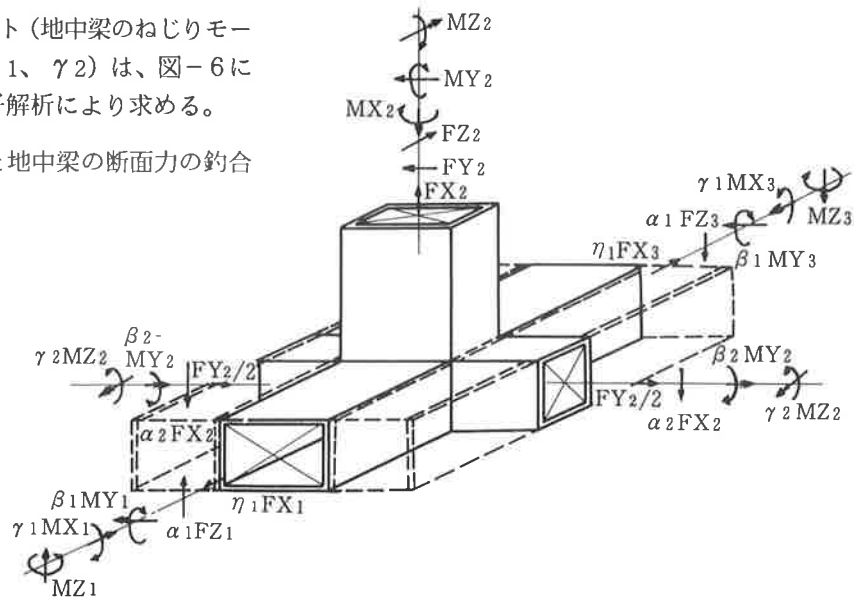


図-5 地中梁における2方向隅角への断面力の釣合

### 2.3 せん断遅れによる垂直応力度

#### (1) 地中梁軸方向の垂直付加応力度

2.2で述べたように、地中梁軸方向には、図-5に示すような中央箱桁部と側箱桁部で力が釣りあう隅角部が作られる。この隅角部に対して奥村式を適用し、地中梁軸方向のせん断遅れによる付加垂直応力度が求められると考えた。

#### (2) 地中梁軸直角方向の付加垂直応力度

地中梁軸直角方向の構造は図-3に示すような、脚柱と、地中梁フランジとダイヤフラムにて構成される箱断面が交差する隅角部とみなし奥村式を適用し算出する。

### 2.4 隅角内のせん断応力度

奥村式では、作用する曲げモーメントをフランジ力に置き換え、隅角内のせん断応力度を算出している。今回の地中梁の設計では、図-6に示すように地中梁を腹板とダイヤフラムで構成される格子骨組構造に置き換え、このモデルに対して、脚柱から作用する断面力を等分布荷重として载荷させ、隅角内のせん断応力度を求めた。これは、内外腹板の剛度差による影響をより正確に反映させ、さらに脚柱からの各断面力を漏れなく隅角内のせん断応力度に反映させるためである。

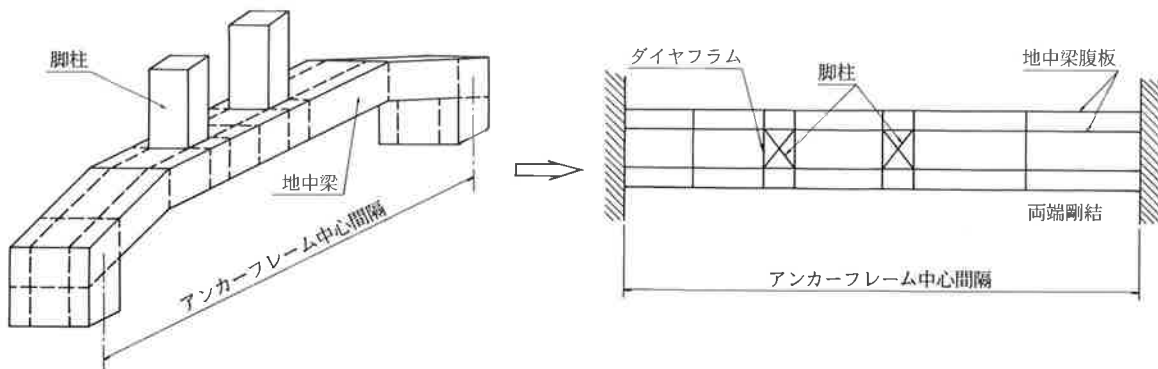


図-6 地中梁の平面格子モデルへの置き換え

### 3. 模型実験

#### 3.1 模型実験の目的

以上に仮定した応力度の流れに対して奥村・石沢の方法を採用し断面の設計を行うことになるが、脚柱に作用する断面力が仮定どおりに地中梁へ伝達されるか否かを確認する必要がある。そこで、載荷試験体を用いた弾性載荷実験と、載荷試験体に対する立体FEM解析を行うこととした。

実際の地中梁幅が6.0mと4.5mの2種類あるため、試験体は1/3縮尺の、2.0m幅と1.5m幅とした。

#### 3.2 実施設計法と実験結果の比較

実施設計法の評価は、模型実験と同一荷重での試験体の応力度を実施設計法により求め、模型実験の結果と比較することにより行った。応力度の比較に当たって、荷重は実載荷の値は用いず、載荷実験、FEM解析、設計値ともに同一の単位荷重を用いた値に換算した。

FEM解析によれば要素を適当に分割することによって、任意点の応力度を求めることができる。そこで、FEM解析結果の応力分布グラフ上に、模型載荷実験の結果と実施設計法による応力分布をプロットし、3者の応力度の発生状態を比較した。

これらの比較結果の一例を、図-7~図-9に示す。

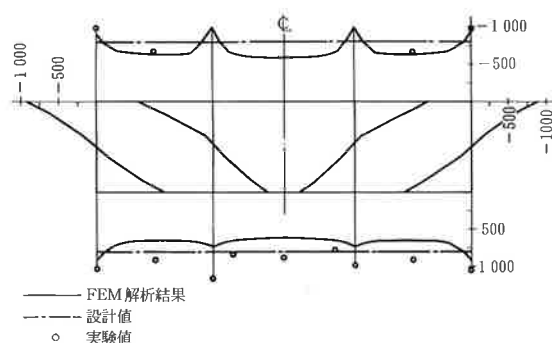


図-7 隅角部近傍の地中梁断面に生じる垂直応力度

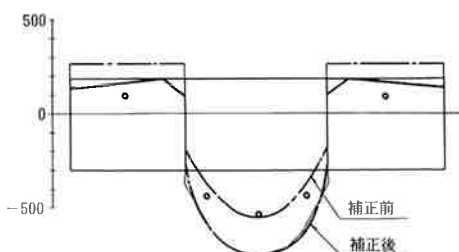


図-8 ダイアフラムのせん断応力度

比較の結果、設計法では試験体の応力度分布をおおむね良く捉えていることがわかった。しかし、以下の2点について、設計法では応力度分布を把握できていないこともわかった。

- ① 図-8に示したように、柱に面外方向の曲げモーメントを載荷し、地中梁にねじりモーメントを与えた状態で、隅角内ダイアフラムに生じるせん断応力度は、FEM解析値・実験値がともに設計値を上回っている。これら3つの値の中でFEM解析値が最大の応力度を与え、実験値はFEM解析値と設計値との中間に位置している。
- ② 柱に軸力のみを載荷し、隅角部の地中梁に左右対称形の曲げモーメントを生じた状態で、図-9に示したような柱の基部に垂直応力度分布の偏りが見られた。設計法によると、この状態では左右のフランジ力がつり合うため、せん断遅れによる付加垂直応力度は柱基部には発生しないはずである。

#### 3.3 実施設計法に対する検討

先に述べた2点の差異は、解析上あるいは測定上の誤差ではなく、なんらかの構造的な要因により生じた現象と考えられる。これらを実施設計時にどう処理するか検討を行った。

実施設計法では隅角内ダイアフラムのせん断力応力度を、格子モデルの解析結果より求めている。試験体は以下の条件で格子モデルに置換されている。

- ① 地中梁腹板と、ダイアフラムで骨組を構成。
- ② 骨組剛度の算出にはフランジ有効幅を考慮。ダイアフラムは地中梁幅の1/3までを有効とした。
- ③ 各部材のねじり剛度は無視。
- ④ 荷重は各載荷時の柱に生じる応力度分布を、柱位置に相当する部材に分布荷重として載荷。

多室箱断面の梁を格子モデルに置き換える一般的な手法は無く、これらの仮定に何らかの問題があり、解析結果に誤差を含むとも考えられた。

しかし実構造の詳細設計に当たり、この荷重状態でのせん断力は他の荷重と組み合わせて考えた場合、断面決定への影響は小さい。よって設計法の変更は行わないものとした。

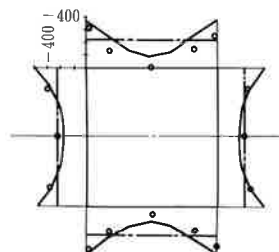


図-9 柱基部の垂直応力度

ただし安全を見越して、ダイヤフラムのせん断応力度に対しては、補正係数による割り増しを行うものとした。FEM解析値/設計値の比率より決定した補正係数は次のとおりである。

- 幅4,500mmの地中梁（試験体幅1,500mm）1.74
- 幅6,000mmの地中梁（試験体幅2,000mm）1.34

また、柱基部の垂直応力度分布の偏りは、以下の原因が考えられる。柱部材と梁部材を分離して、重ね梁の状態にあると見た場合、梁に比べ柱は剛度が大きい。このため、たわみ差により柱の反力分布は等分布にならず、柱幅の端部で大きく中央部で小さな値となる。

この現象の原因から考えると、応力度分布の偏りは、断面寸法の変化する箇所では一般的に生じる現象と考えられるが、通常的设计では考慮していない。また柱基部の局部的に生じる現象であり、隅角部に等曲げモーメントのみが載荷される場合を除いては、Shear lag現象による応力度に包絡されている。よって隅角部の設計にあたって、この応力度分布の偏りは構造物そのものの安全性に影響を及ぼすものではないと判断し、無視するものとした。

#### 4. 実施設計

以上述べた実験結果をもとに、本橋では地中梁隅角部の応力度照査を以下のように行った。

##### 4.1 柱断面の応力照査法

###### (1) 垂直応力度

柱断面には図-10に示すような垂直応力度が作用する。せん断遅れは、面内方向と面外方向の両方に対して考慮した。

$$\Sigma \sigma = \sigma_{P1} + \sigma_{P2} + \sigma_{O1} + \sigma_{O2} + \sigma_{PN} < \sigma_a$$

- ここに  $\sigma_{P1}$  : 面外曲げモーメントによる垂直応力度で、有効幅を考慮しない値
- $\sigma_{P2}$  : 面内曲げモーメントによる垂直応力度で、有効幅を考慮しない値
- $\sigma_{O1}$  : 地中梁軸方向隅角部のせん断遅れによる付加垂直応力度
- $\sigma_{O2}$  : 地中梁軸直角方向隅角部のせん断遅れによる付加垂直応力度
- $\sigma_{PN}$  : 軸力による垂直応力度

###### (2) せん断応力度

隅角域外は、せん断流理論によるせん断応力度が許容せん断応力度  $\tau_a$  以内であることを照査した。隅角

域内は、格子解析により求めたせん断応力度に対して、許容応力度を  $0.45 \sigma_a$  として応力度の照査を行った。すなわち、

$$\text{隅角域外 } \Sigma \tau = \tau_t + \tau_{mx} + \tau_{my} < \tau_a$$

- ここに  $\tau_t$  : 単純ねじりによるせん断応力度
- $\tau_{mx}$  : 面内せん断力によるせん断応力度
- $\tau_{my}$  : 面外せん断力によるせん断応力度

$$\text{隅角域内 } \Sigma \tau = \tau_n + \tau_{by} + k * \tau_{bz} + \tau_{ln} + \tau_{lby} + \tau_{lbz} + \tau_{dead} < 0.45 \sigma_a$$

- ここに  $\tau_n$  : 着目脚柱に軸力が作用したときに生じるせん断応力度
- $\tau_{by}$  : 着目脚柱に面内曲げモーメントが作用したときに生じるせん断応力度
- $\tau_{bz}$  : 着目脚柱に面外曲げモーメントが作用したときに生じるせん断応力度
- $\tau_{ln}$  : 他の脚柱に軸力が作用したときに生じるせん断応力度
- $\tau_{lby}$  : 他の脚柱に面内曲げモーメントが作用したときに生じるせん断応力度

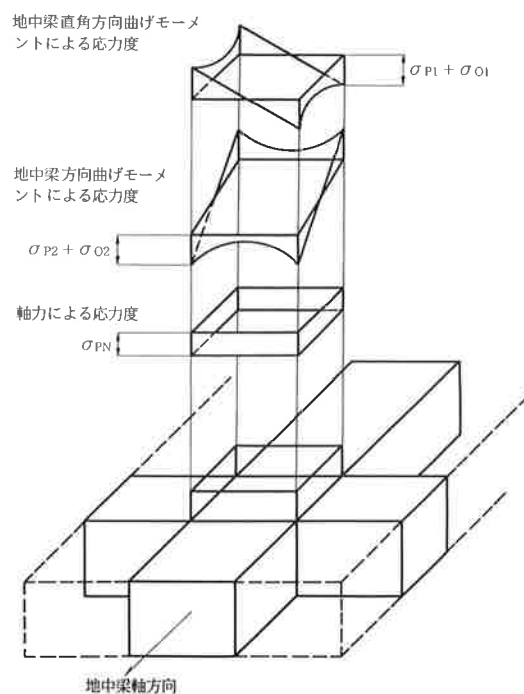


図-10 脚柱に発生する垂直応力度

$\tau_{lbz}$  : 他の脚柱に面外曲げモーメントが作用したときに生じるせん断応力度

$\tau_{dead}$  : 格子モデルに死荷重を作用させたときのせん断応力度

$k$  : 3.3で述べた補正係数  
 地中梁の幅が  
 4.5m のとき 1.74  
 6.0m のとき 1.34

上式では、他の脚柱に断面力が作用したときと死荷重載荷時のせん断応力度も加えているが、この断面力や死荷重は、同一載荷状態の値を用いる。

(3) 合成応力度の照査

次式により合成応力度の照査も行った。

$$(\Sigma \sigma / \sigma_a)^2 + (\Sigma \tau / \tau_a)^2 < 1.2 \quad (1.0)$$

( ) 内の値は地震時

4.2 地中梁断面の応力照査法

(1) 垂直応力度

地中梁の垂直応力度は、図-11に示すように、軸力、面内曲げモーメント、面外曲げモーメントによる垂直応力度のほかに、地中梁軸方向隅角部におけるせん断遅れによる付加垂直応力度も考慮した。

$$\Sigma \sigma = \sigma_n + \sigma_{by} + \sigma_{bz} + \sigma_s < \sigma_a$$

- ここに  $\sigma_n$  : 軸力による垂直応力度
- $\sigma_{by}$  : 面内曲げモーメントによる垂直応力度
- $\sigma_{bz}$  : 面外曲げモーメントによる垂直応力度
- $\sigma_s$  : 地中梁軸方向隅角部のせん断遅れによる付加垂直応力度

(2) せん断応力度

隅角域外については、せん断流理論によるせん断応力度が許容せん断応力度  $\tau_a$  以内であることを照査

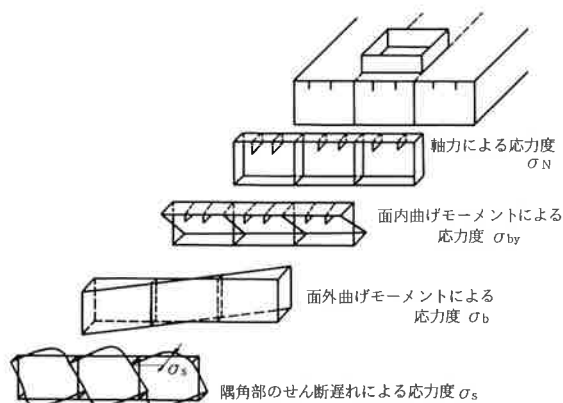


図-11 地中梁の垂直応力度

した。隅角域内では、脚柱の設計で求めるせん断応力度と同一値となり、脚柱と同じように、格子解析により求めたせん断応力度に対して許容応力度を  $0.45 \sigma_a$  として応力度の照査を行った。すなわち、

隅角域外  $\Sigma \tau = \tau_t + \tau_{mx} + \tau_{my} < \tau_a$

ここに  $\tau_t$  : 単純ねじりによるせん断応力度

$\tau_{mx}$  : 面内せん断力によるせん断応力度

$\tau_{my}$  : 面外せん断力によるせん断応力度

隅角域内  $\Sigma \tau = \tau_n + \tau_{by} + k * \tau_{bz} + \tau_{ln} + \tau_{lby} + \tau_{lbz} + \tau_{dead} < 0.45 \sigma_a$

(3) 合成応力度の照査

脚柱と同様に次式により合成応力度の照査も行った。

$$(\Sigma \sigma / \sigma_a)^2 + (\Sigma \tau / \tau_a)^2 < 1.2 \quad (1.0)$$

( ) 内の値は地震時

4.3 ダイアフラムの設計

脚柱のフランジと連続するダイアフラムは、脚柱からの断面力を外側の腹板へと伝達させる重要な部材であり、この部材にそれなりの剛度と強度が保証されることにより、地中梁全体が均等に荷重に対して抵抗することができる。先の格子解析では、ダイアフラムと地中梁のフランジとで構成されるI桁に置き換えられたので、このI桁として応力度の照査を行った。また、垂直応力度には、地中梁軸直角方向隅角を想定したときのせん断遅れによる付加垂直応力度も加算した。

4.4 実施設計の結果

以上に述べた方法により決定された地中梁の断面を表-1に、またそのなかで代表的な、P13脚の作用応力度を表-2に示す。表-2からわかるように、断

表-1 地中梁と脚柱との交差隅角部の決定断面

		地 中 梁				脚 柱				材 質
		フランジ		ウェブ		フランジ		ウェブ		
		幅	板厚	高さ	板厚	幅	板厚	高さ	板厚	
P11	左脚	4500	50	2000	50	2300	50	2000	50	SM570
	右脚	4500	32	2000	32	2300	37	2000	32	SM570
P13	左脚	6000	37	1400	37	2300	38	2000	37	SM490Y
	右脚	6000	40	1400	38	2300	40	2000	38	SM570
P14	左脚	6000	42	1400	42	2300	42	2000	42	SM570
	右脚	6000	38	1400	38	2300	38	2000	38	SM570
P15	左脚	6000	38	1400	38	2300	38	2000	38	SM570
	右脚	6000	48	2000	48	2300	48	2000	48	SM570
P16		6000	38	2400	38	2300	38	2500	50	SM490Y

面はほとんどの場合隅角域内のせん断応力度により決定されている。高さが制約される偏平な断面に腹板間隔が異なった状態にて断面が交差する場合には、隅角域内のせん断応力度に留意し設計を行わなければならないと考えられる。

なお、隅角部の範囲は、脚柱と地中梁との交差点から地中梁の内側腹板間隔の1/2以上離れた位置までとし、その区間の腹板とフランジとは完全溶込み溶接とした。また、フランジは腹板厚以上を、ダイヤフラムは脚柱のフランジ厚以上を確保させた。

表-2 地中梁と脚柱との交差隅角部の応力度

		P13 橋脚	
		左 脚	右 脚
左地中梁	$\Sigma \sigma$ ( )内は付加応力	1426 < 2100 (393)	1632 < 2600 (144)
	$\Sigma \tau$ (隅角域外)	799 < 1200	267 < 1500
	$\Sigma \tau$ (隅角域内)	923 < 945	918 < 1170
	合成応力度の照査	0.75 < 1.20	0.64 < 1.20
右地中梁	$\Sigma \sigma$ ( )内は付加応力	1231 < 2100 (168)	2463 < 2600 (616)
	$\Sigma \tau$ (隅角域外)	376 < 1200	816 < 1500
	$\Sigma \tau$ (隅角域内)	856 < 945	940 < 1170
	合成応力度の照査	0.57 < 1.20	1.15 < 1.20
脚 柱	$\Sigma \sigma$ ( )内は付加応力	1383 < 2100 (55 + 161)	1830 < 2600 (196 + 60)
	$\Sigma \tau$ (隅角域外)	203 < 1500	263 < 1500
	$\Sigma \tau$ (隅角域内)	933 < 945	1168 < 1170
	合成応力度の照査	1.04 < 1.20	1.05 < 1.20

あ と が き

本報告では、O J 13工区の地中梁にて用いられた3室箱桁と1室角柱との交差部の設計法ならびに実験との比較結果について述べた。今後もこのような特殊な交差部が用いられる機会が増えると思われるが、本報告が参考になれば幸いである。

なお、今回の実験、FEM解析およびまとめ作業にあたっては、大阪市立大学の中井教授並びに当時の首都高速道路公団第2建設部の和泉課長補佐に親切な御指導、御助言を頂いた。ここに深く謝意を表します。また、O J 13工区は日橋・駒井・日塔建設工事共同体で受注した工事であり、共同して作業を進め、御協力頂いたJ Vの方がたに厚く御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 奥村・石沢：薄板構造ラーメン隅角部の応力計算 について、土木学会論文集, 第153号, 1968.5
- 2) 中井・田井戸・林：偏平多室箱桁のシアラグ解析と有効幅の一算定法, 土木学会論文報告集340号, 1983年12月
- 3) 三橋・萩原・青山・佐野・石丸：菱形柱を有するラーメン隅角部の力学的特性(上), 橋梁と基礎83-10, 建設図書, 1983年10月
- 4) 首都高速道路公団：鋼構造物設計基準, 首都高速道路厚生会, pp.67-70, 1981.9
- 5) 高橋・安藤・山崎：S字曲線斜張橋上部工の設計(上), 橋梁と基礎85-4, 建設図書, 1985年4月