

# 矢板式基礎の設計計算と考察

保全施設部 保全技術課

前 原 博

## まえがき

矢板式基礎の設計計算法として、これまで基礎全体を一本の棒モデルとして扱ってきた<sup>1)2)3)</sup>。そのため基礎全体の曲げ剛性の評価に当っては合成効率 $\mu$ と、応力度の計算に当ってはモーメント分配率 $\eta$ と、2つの実験定数を使用している。また、一本の棒としての概念から、その基礎幅に比べて深さの比較的短い基礎に対しては適用しがたく別の配慮を必要としている。

固定端モーメントが生じたりする矢板式基礎を一本の棒モデルとして取り扱うには不都合がある。そのため基礎の部材構成に即して、多数部材から成るモデルで取り扱うことが、構造解析では行なわれる。そうした場合モデルが三次元の立体モデルとなり、<sup>4) 5)</sup> 実務的な設計計算法に用いるには複雑すぎるものとなっている。

そこで実用的な設計計算法としては、一本の棒モデルとしての不合理性をなくし、かつ三次元モデルの複雑さをもたないものが要求される。

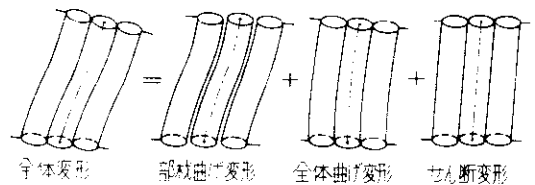
この要求に応える計算法の一つとして、部材曲げ変形とか全体曲げ変形といった変形性状に着目して、立体的な基礎を二次元モデルで扱った実用的な計算法が考案される。<sup>6) 7)</sup> この計算法の内容については、技報第2号で詳しく報告してある。<sup>8)</sup>

本報告はこの計算法を設計実務に応用した計算例を紹介すると共に、本計算法としての観点から得られるいくつかの知見と今後の課題などについて述べる。

## 1 本計算法の概要と特徴

本計算法の要点について述べておこう。この計算法は矢板根入部の変形状態に対して次の2つの概念を新しく定義している。その1つは矢板部材で構成された集合体全体が、平面を保持して一本の棒のように曲がる変形を全体曲げ変形と名付ける。次に個々の部材が部材の曲げにより変形する状態を部材曲げ変形と名付けている。そして矢板部材の集合体に対して、矢板根入部の具体的な変位は上記の変形に部材のせん断変形も加えて部材曲げ変位、全体曲げ変位およびせん断変位の三変位成分で表わせると考えるのである。

この変位に対する考え方の概念を表したものが参考図-1である。参考図-1の各変位成分に対



参考図-1 変形の概念図

応する集合体としての断面力をそれぞれ、部材曲げモーメント、全体曲げモーメントおよびせん断力と呼ぶことにしている。

この変形に対する考え方は、平行な柱材や杭部材からなる多柱式基礎や杭基礎にも、そのまま適用できる考え方であり、各種の基礎工の設計計算

法の統一を志向する場合に、有力な考え方になると思われる。

一般的な土中構造物を対象にして導びかれた、構造体の中心線の変位関数の一般解と釣合条件式は次のように表わされる。

変位関数の一般解；

$$\left. \begin{aligned} w_0 &= A_1 z + A_2 \\ \varphi &= B_1 z + B_2 \\ u_0 &= e^{\alpha z} (C_1 \sin \eta z + C_2 \cos \eta z) \\ &\quad + e^{-\alpha z} (C_3 \sin \eta z + C_4 \cos \eta z) \\ \theta_{mo} &= e^{\alpha z} (D_1 \sin \eta z + D_2 \cos \eta z) \\ &\quad + e^{-\alpha z} (D_3 \sin \eta z + D_4 \cos \eta z) - \varphi \end{aligned} \right\} (i)$$

釣合条件式；

$$\left. \begin{aligned} \alpha (2\Psi - 1) C_1 + \eta (2\Psi + 1) C_2 + D_1 &= 0 \\ -\eta (2\Psi + 1) C_1 + \alpha (2\Psi - 1) C_2 + D_2 &= 0 \\ -\alpha (2\Psi - 1) C_3 + \eta (2\Psi + 1) C_4 + D_3 &= 0 \\ -\eta (2\Psi + 1) C_3 - \alpha (2\Psi - 1) C_4 + D_4 &= 0 \end{aligned} \right\} (ii)$$

ただし、 $\Psi < 1$

ここに、

$z$ ；鉛直方向の座標

$w_0, u_0$ ；構造体中心線の任意点の鉛直および水平方向の変位成分

$\varphi, \theta_{mo}$ ；上記任意点の全体曲げモーメントおよび部材曲げモーメントによる回転角

$A_1, A_2, B_1, B_2, C_1 \sim C_4, D_1 \sim D_4$  は積分定数であり、 $\alpha, \beta, \eta, \Psi$  は次式で定義される係数である。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \beta \sqrt{1 + \Psi}, & \eta &= \beta \sqrt{1 - \Psi} \\ \beta &= \sqrt{\frac{a K_H B}{4 E I_P}}, & \Psi &= \frac{\sqrt{a K_H B} \cdot E I_P}{2 G A_G} \end{aligned} \right\} (iii)$$

ここに、

$K_H$ ；水平地盤反力係数

$B$ ；水平地盤反力の受圧面の基準幅

$a$ ； $B$  以外の受圧面の効果または  $K_H$  の強度の変化を考慮する場合の係数

$E, G$ ；部材の弾性定数およびせん断弾性定数

$I_P$ ；部材個々の断面二次モーメントの総和

$A_G$ ；部材個々の断面積の総和

$A_1 \sim D_4$  の12個の積分定数は式(ii)の釣合式と8個の式からなる境界条件により決定される。

なお、断面積  $A_G$  の中心軸に対する断面二次モーメントを  $I_G$  とするとき、 $I_P$  と  $I_G$  は対をなして、部材曲げモーメントおよび、全体曲げモーメント等に抵抗する断面定数であり、変形成分の概念に対応する重要な定数となっている。 $\varphi$  および  $\theta_{mo}$  を積分すれば全体曲げモーメントおよび部材曲げモーメントによる変位成分の関数式が求まる。

しかし、一般的にはこれらに剛体変位成分も含まれるので、以下の変位成分の計算では根入下端の水平変位を0とおいた場合の変位成分を計算することとした。

## 2 橋脚の形状と基礎の設計諸元

計算例に選んだ橋脚を図-1に示す。この橋脚は湾岸線の下り線で隣接して臨海線および湾岸線のの上り線があり、三基の橋脚が同時期に施工される予定のなかの一つである。橋脚柱の前面と基礎天端は航路限界に制約されており、また基礎の背面側は護岸とその根固め部があり、基礎を背面側

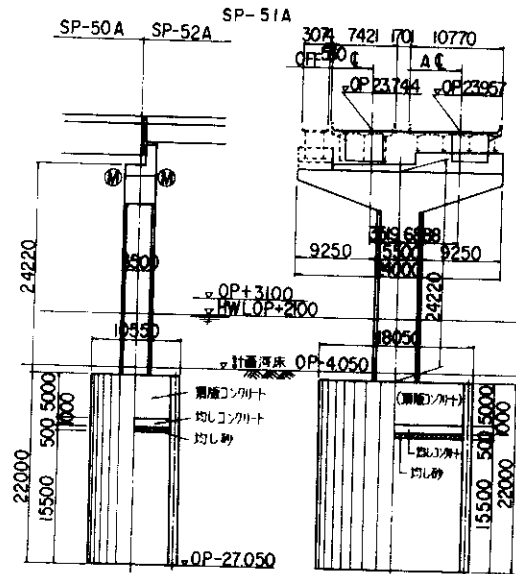


図-1 橋脚一般図

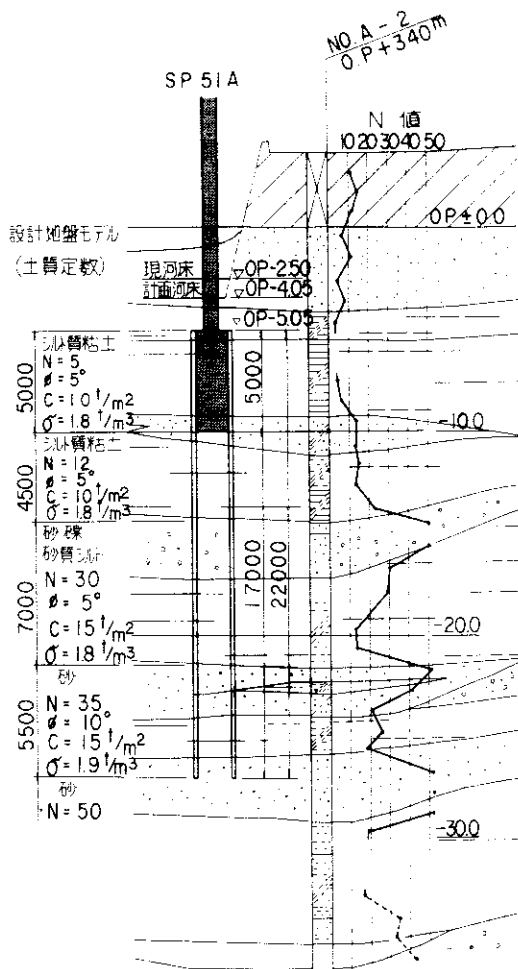


図-2 地質図

に拡大することはしがたい。さらに本橋脚は航路および護岸のため約70度の斜角をなしている。

図-2に地質図と設計地盤モデルを示す。この地質図は施工地点から約100m離れた地点の調査図である。現地の事情で施工地点の地質調査ができないので比較的近い地点の地質柱状図から、設計用の地盤モデルを仮定した。基礎の頂版部を一層、矢板の根入部を三層に分けて設計用の地層と土質定数等を仮定した。

表-1に基礎工の構造諸元を示す。表-2と図-3に矢板根入部の井筒体部の断面諸元を示す。

表-1 基礎工の諸元 (SP-51A)

項目	単位	諸元
基礎寸法	m	18.05×10.55×22.00
頂版厚	m	5.0
鋼管矢板本数	本	36
〃 本管外径	mm	1000
〃 本管板厚	mm	12. 16. 19.
継手管 外径	mm	165.2
〃 板厚	mm	9
頂版コンクリート	m <sup>3</sup>	64.23
頂版部鉄筋量	t	42.071
矢板本管鋼重量	t	283.392
継手管鋼重量	t	40.677
頂版結合部鋼板重量	t	26.879
〃 鉄筋重量	t	10.260

表-2 井筒部断面諸元

	記号	単位	長軸方向	短軸方向
矢板本数	n	本	36	
矢板寸法	d × t	mm	1000 × 12	
断面積	A <sub>i</sub>	cm <sup>2</sup>	371.0	
断面2次モーメント	I <sub>i</sub>	cm <sup>4</sup>	449000	
井筒部断面諸元	A <sub>G</sub> = n · A <sub>i</sub>	cm <sup>2</sup>	13356	
	I <sub>G</sub> = n · I <sub>i</sub>	cm <sup>4</sup>	0.1616 × 10 <sup>8</sup>	
	I <sub>G</sub> = Σ A <sub>i</sub> · x <sub>i</sub> <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	459.6 × 10 <sup>8</sup>	20.30 × 10 <sup>8</sup>
井筒部断面諸元	A <sub>1</sub>	cm <sup>2</sup>	7854.0	
	A <sub>G</sub> = n · A <sub>1</sub>	cm <sup>2</sup>	282700	
井筒部支持部断面諸元	I <sub>1</sub>	cm <sup>4</sup>	0.04909 × 10 <sup>8</sup>	
	I <sub>G</sub> = n · I <sub>1</sub>	cm <sup>4</sup>	1.767 × 10 <sup>8</sup>	
	I <sub>G</sub> = Σ A <sub>1</sub> · x <sub>1</sub> <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	95.39 × 10 <sup>8</sup>	42.98 × 10 <sup>8</sup>
先端閉塞断面	A <sub>v</sub>	cm <sup>2</sup>	4500 × 10 <sup>4</sup>	

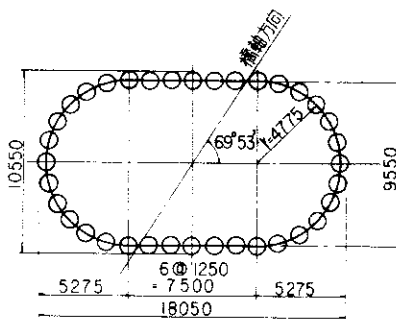


図-3 井筒部断面

基礎の形状は立地条件の制約から斜角をもった小判形になっている。表-2の井筒支持部の断面諸元のうち文字の上に「」を付けているものは矢板本管の先端部の閉塞断面に対する量を表している。

継手管の諸量は無視しており、離散的に構成された矢板本管に対する断面諸元を表している。

また先端閉塞面積 $A_v$ とは矢板列がなすリング状（幅は矢板本管幅）の断面積である。 $\bar{A}_G$ の値の約1.6倍である。

$A_v$ の値は境界条件としては用いていないが、支持層の地盤反力度とか、下部粘土層の圧密沈下に対する照査に用いている。

### 3 施工時仮締切の計算

仮締切兼用工法では施工時の仮締切としての応力と変形が完成時に残留するため仮締切の設計は重要な事柄となっている。

仮締切時の矢板本体に作用する荷重は土圧と水圧を考慮することにした。設計土圧としては道路協会の仮設構造物工指針<sup>9)</sup>によった。水圧については水替・切梁設置の施工段階ごとに荷重を区分し、掘削および水替の段階ごとに累加計算を行う必要がある。

施工時仮締切の設計計算は文献<sup>10)</sup>を参考にして行った。締切矢板の施工時の構造モデルは、ガイドリング、切梁および腹起し材、水中（均し）コンクリート部に線形バネ支点を仮定し、土中の根入部に地盤の分布バネを仮定した連続梁モデルとした。水中コンクリートの弾性定数は文献<sup>10)</sup>から $E_c = 1.0 \times 10^6 \text{ t/m}^2$ とした。地盤のバネ定数の推定に当っては、既設護岸に近接しているので偏圧などの不明な点があるため、変形や矢板の断面力に安全側となるように低目の値を仮定した。

図-4に施工時の荷重と計算モデルを示す。

水圧の仮定で問題となるのがその分布形状である。矢板根入部のある深さで締切の内外での水圧

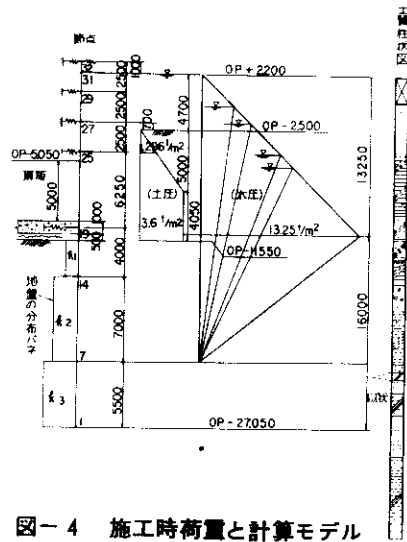


図-4 施工時荷重と計算モデル

が均衡すると考え、その深さで設計水圧を0とする三角形の水圧分布を考える。締切の内外の水圧が均衡する深さとしてここでは継手管の施工下端の深さと仮定した。この新設計法では継手管の施工上の役割を仮締切時の止水と揚圧力の防止対策に意味があるものと考えている。また、ドライアップ時の揚圧力に対する照査にも根入部の水圧均衡深さが問題となる。止水と揚圧力の防止を意図するため継手管の施工深さは粘土層内で、揚圧力に抵抗できる必要の深さとする必要がある。

施工時の施工順序は矢板の打設後、水中掘削、水中コンクリートの打設、水替、切梁の設置を行い、ドライワークとして頂版結合部材の設置および頂版の施工とする例が多いので、この順序で設計することにした。この時の掘削からドライアップまでの施工段階ごとの支保工設置点での反力を示したものが表-3である。ガイドリング位置の最大反力は水替の途中の段階で生じている。

表-3 支保工設置点反力 単位 (t) (本管間隔幅当り)

施工段階	節点番号	掘削完了 (水中)	第1回水替後	第2回水替後	第3回水替後	ドライアップ完了
ガイドリング	31	7.62	18.12	※ 20.47	20.31	19.70
第1段 腹起し	29	0	0	5.79	7.82	※ 7.97
第2段	27	0	0	0	4.11	4.91
第3段	25	0	0	0	0	1.69
水中コンクリート	19	0	27.69	54.98	80.90	133.66

図-5は施工時の矢板の曲げモーメントと変位の分布図である。これはドライアップ完了時のもので、最大モーメントと最大の変位はこの時に生じた。文献<sup>10)</sup>によると水中コンクリートのバネ強度の変動により、水中コンクリート部に生じている負のモーメントのピーク値は約25%変動するので、頂版下面部の設計残留モーメントとしては1.25倍の値を用いることにした。

施工をリアルタイムで管理する時など掘削と水

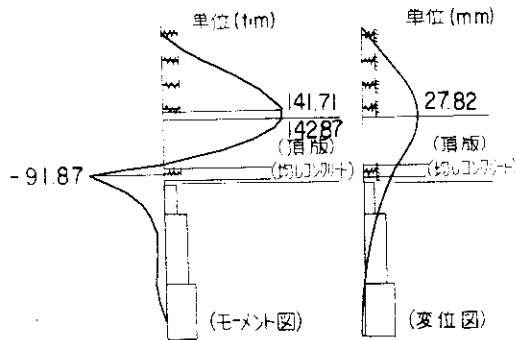


図-5 施工時曲げモーメントおよび変位図  
(均しコンクリート水中施工)

替とを同時に行い、均しコンクリートをドライで施工する場合も考えられる。このような施工順序の時の矢板の曲げモーメントと変位の分布図を図-6に示す。図-5に較べモーメントおよび変位の最大値は大きくなっており、また下方に移行して生じている。図-5と6の最も大きな差は矢板の曲げモーメントの分布形であり、水中(均し)コンクリート部分では作用方向が逆転している。

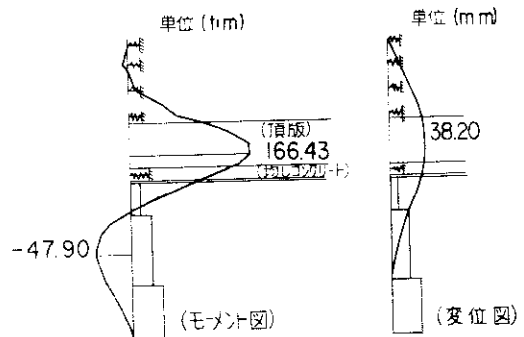


図-6 施工時曲げモーメントおよび変位図  
(均しコンクリートドライ施工)

## 4 完成後の設計

### 4-1 基礎の設計条件の設定

完成時の矢板式基礎の設計においてまず問題になるのが地盤反力係数の設定である。設計対象の基礎の施工地点での土質調査がなされなくて、付近の地質調査資料によらざるを得なかったため、地盤反力係数の推定には幅をもって行うことにした。

水平地盤反力係数  $K_H$  については道示 N・下部構造編によったが、隣接して施工する基礎の影響とか、井筒体内部の土の抵抗とかの不確定要因もあるので、道示による値の側面抵抗による20%の増分を無視した値を基準値とし、地震時には基準値以外に1/2倍あるいは2倍に変化させて挙動を調べることとした。

鉛直地盤反力係数  $K_V$  の推定に当たっては、場所と支持層は少し異なるが、大阪南港で行われた鋼管杭の荷重試験<sup>11)</sup>での杭下端のバネ定数が、 $K =$

300~500 t/cm (φ1.0 m) であること。また道示 N 編による杭のバネ定数の推定値が  $K_{V0} = 400 \sim 500 \text{ t/cm}$  となることを勘案し、 $K_V$  の最大値を  $K_{V0} = 400 \text{ t/cm}$  とし、 $K_{Vmax} = 50 \text{ kg/cm}^2$  と仮定した。 $K_V$  の推定計算式で、従来用いられてきた井筒体部のリング状の閉塞面積  $A_v$  から計算する方法<sup>1)</sup>では小さすぎるきらいがあるので、その2倍の値(約10 kg/cm<sup>2</sup>)を常時での基準値とし、地震時にはその2倍の値を基準値とした。そして地震時の計算に当り基準値の1/2.5倍(8 kg/cm<sup>2</sup>)を  $K_V$  の最低値、2.5倍(50 kg/cm<sup>2</sup>)を最大値として変化させて計算することとした。矢板底面のせん断地盤反力係数  $K_s$  については  $K_s = 0.8 K_V$  と仮定した。

こうして仮定した地盤反力係数の一覧表を表-4に、また地盤反力係数の仮定分布図を図-7に示す。

表-4 設計地盤反力係数

		長軸方向			短軸方向			
		基準値	1/α倍値	α倍値	基準値	1/α倍値	α倍値	
K <sub>H</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	常時・風時	K <sub>H1</sub>	1.1			0.9		
		K <sub>H2</sub>	2.3			1.8		
		K <sub>H3</sub>	2.9			2.4		
	地震時	K <sub>H1</sub>	2.2	1.1	4.4	1.8	0.9	3.6
		K <sub>H2</sub>	4.6	2.3	9.2	3.6	1.8	7.2
		K <sub>H3</sub>	5.8	2.9	11.6	4.8	2.4	9.6
K <sub>V</sub>	常時・風時	10.0			10.0			
(kg/cm <sup>2</sup> )	地震時	20.0	8.0	50.0	20.0	8.0	50.0	
K <sub>S</sub>	常時・風時	3.0			3.0			
(kg/cm <sup>2</sup> )	地震時	6.0	2.4	15.0	6.0	2.4	15.0	

$$\alpha = \begin{cases} 2 & (K_H) \\ 2.5 & (K_V) \end{cases}$$

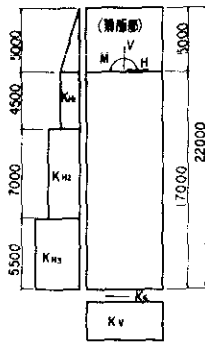


図-7 地盤反力係数の分布図

矢板本管の1本当りの許容反力値については、常時195t/本、地震時290t/本とした。これは鋼管矢板の打設工法自体が未定であることから、道示Ⅳ編のコンクリート杭に対する各工法のなかで低目の値を準用して決めた。引抜力に対しては常

表-5 橋脚下端作用力

代表荷重ケース	作用力	単位	長軸方向	短軸方向	
常時	D+L	V	t	3241	199
		H	t	0	0
		M	tm	2859	176
風時 (直角方向)	D+W	V	t	2252	744
		H	t	392	144
		M	tm	12754	4214
地震時 (橋軸方向)	D+E <sub>q</sub>	V	t	1083	1913
		H	t	165	472
		M	tm	4674	8254
地震時 (直角方向)	D+E <sub>q</sub>	V	t	2238	758
		H	t	697	252
		M	tm	16841	5701

時には認めず、地震時に対しては洪積層の摩擦抵抗を考慮してよいこととした。

水平地盤反力度の許容値については受動土圧を安全率(常時1.5、地震時1.1)で除した値とした。

代表的な荷重ケースとして表-5に橋脚下端での作用力を示す。表中鉛直力Vについては斜角に対する便宜的な措置としてモーメント成分の量により比例配分している。

設計震度は上部工に対し0.28(修正震度法適用)、橋脚に対しては0.22とした。基礎工に対しては頂版部に橋脚部の震度の1/2を考慮した。

#### 4-2 本計算法による計算結果と考察

代表的な荷重ケースに対する頂版下面部の作用力と、新計算法による計算結果を表-6に示す。

表-6 計算結果

計算ケース	単位	常時 (D+L)	風時 (D+W)	地震時 (D+E <sub>q</sub> )				
				橋軸方向	直角方向 7-②	同左 7-④	同左 7-⑤	
頂版下面部諸量	V	t	4682	4238	4238	4238		
	H	t	0	417	729	970		
	M	tm	2864	15517	12522	22055		
鋼管矢板の反力	P <sub>v,max</sub>	t/本	148	222	219	272	287	243
	P <sub>v,min</sub>	t/本	112	129	171	-36.9	-52.0	-7.2
	P <sub>H</sub>	t/本	0.8	3.5	4.9	10.8	16.7	8.2
	P <sub>M</sub>	tm/本	7.7	27.4	21.8	18.2	-34.3	79.9
変位	u <sub>o</sub>	cm	0.05	0.71	0.46	0.71	1.06	0.48
	φ	10 <sup>-6</sup> Rad	0.31	2.0	1.5	1.7	1.0	2.8
水平地盤反力度	q	t/m <sup>2</sup>	0.6	7.6	8.7	15.3	11.5	21.1
許容値	R <sub>a</sub>	t/本	195, -0	240, -70	290, -105			
	q <sub>a</sub>	t/m <sup>2</sup>	18	18	24			

計算は基礎の長軸方向と短軸方向に分けて行い、**表-6**の結果はそれらの計算値を合成した値である。なお、計算では矢板間にある継手管の摩擦抵抗は無視している。表中の計算ケース7-④、⑤以外は**表-4**の地盤反力係数を基準値系とした場合の値である。計算ケース7-④は水平および鉛直の地盤反力係数として $K_H/2$ と $2.5 K_V$ を組合せた場合で、ケース7-⑤は反対に $2.0 K_H$ と $K_H/2.5$ とを組合せた場合である。それらは想定した基準値のバネをもつモデル地盤に対し、ケース7-④は地盤の側面抵抗が弱く、鉛直地盤が強かった場合を想定した場合であり、ケース7-⑤はその逆の場合で、おのおの両極端な地盤状態を想定し比較したものである。

計算結果のなかで特徴的なことは、矢板の断面力が、地盤の想定状態により大きく変動している

ことである。そのなかで最も大きく変動しているものは矢板の部材モーメント $P_M$ でありケース7-④と7-⑤では $-34.8$ が $79.9 \text{ tm/本}$ に変化している。

変位および水平地盤反力度なども地盤の反力係数の変化に対応して変化している。これらの結果が示すように基礎の挙動は地盤のバネ強度に大きく依存しており、断面力や変位はそれに伴い鋭敏に変化する。

一方設計的な面からみるとある規模の基礎を設定した場合その規模が荷重に対し適当な大きさであれば、地盤反力係数の大幅な変化に対して、計算結果の諸量は矢板の部材モーメントを除いて、ある限られた変動幅内におさまっていることがわかる。

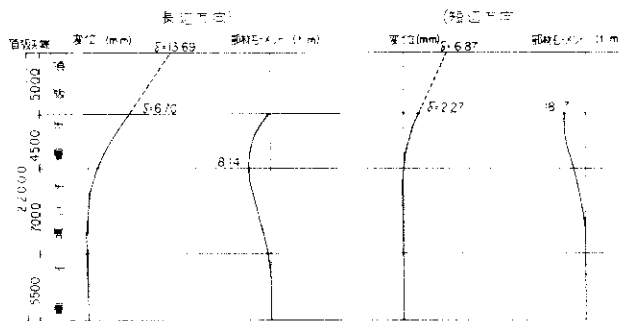


図-8 変位および部材モーメント図 地震時( $K_H \times 1.0, K_V \times 1.0$ )CASE 7-①

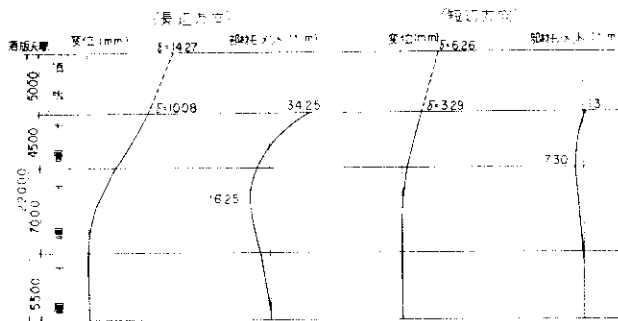


図-9 変位および部材モーメント図 地震時( $K_H \times 1/2, K_V \times 2.5$ )CASE 7-④

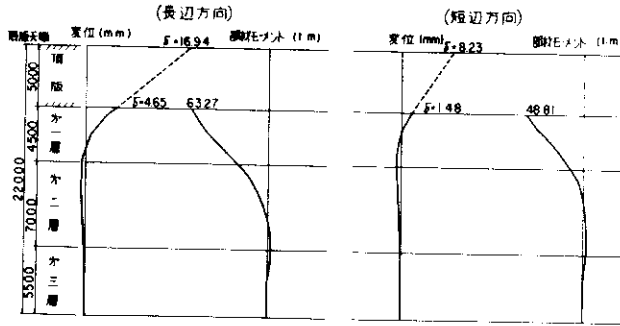


図-10 変位および部材モーメント図 地震時 ( $K_H \times 2.0, K_V \times 1/2.5$ ) CASE 7-⑤

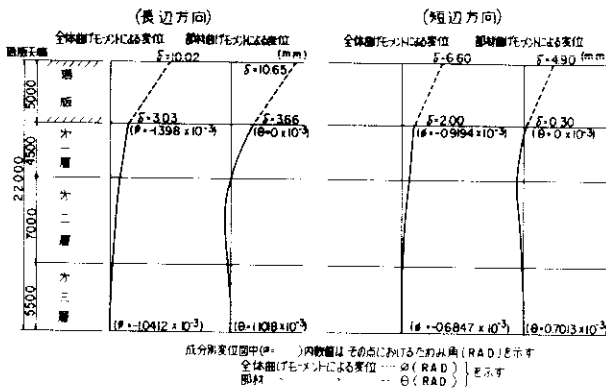


図-11 成分別変位図 地震時 ( $K_H \times 1.0, K_V \times 1.0$ ) CASE 7-①

次に矢板の変位と部材モーメントの分布について比較したものが、図-8、9、10である。各図は橋軸直角方向地震時のケースであり、基礎の長辺および短辺方向に分けて示している。頂版下面での長辺および短辺方向に分解した設計荷重は前者のM、H、Vが20,860tm、912t、3,166tで、後者では7,157tm、331t、1,072tである。

変位の分布形状について比較すると図-8、9、10の左端の各図で、水平地盤反力係数が小さい程根入れの深部に変形がおよんでいる。また、部材モーメントの分布形状について比較すると各図でかなり異った分布形状を示しており、図-9では大きな負の固定端モーメントが発生している。短辺方向の変位および部材モーメントの分布形は長辺方向のものと多少異なるが、地盤の変化に対する傾向は似ている。

頂版天端の水平変位量は頂版下面での全体回転角 $\phi$ と頂版厚さの積に頂版下面の変位量を加えたものであり、各図に破線で記入してある。

矢板の変位分布を全体曲げモーメントによる変位と部材モーメントによるものとに分析して図示したものが図-11、12、13である。これらの図でせん断変位量は小さいので省略してある。基礎の寸法は長辺方向の幅Dが約18mであるのに対し、矢板の根入長17mであり、長辺方向のL/Dは1以下である。短辺方向のL/Dは1.7である。変位分布の各曲線を比較すると、基礎全体の変位の分布形状は主に、部材モーメントによる変位の分布形に支配されていることがわかり、この傾向は地盤の強度差や基礎の形状比L/Dの差に対してもあまり変わっていないことがわかる。そして、いずれの変位図も部材モーメントによる変位量は大きく、



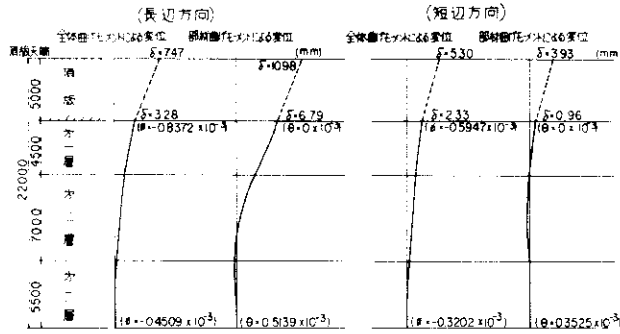


図-12 成分別変位図 地震時 ( $K_H \times 1/2, K_V \times 2.5$ ) CASE 7-④

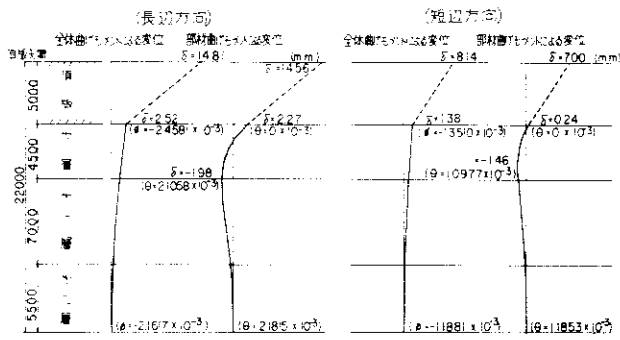


図-13 成分別変位図 地震時 ( $K_H \times 2.0, K_V \times 1/2.5$ ) CASE 7-⑤

L/Dが小さい程この傾向は大きくなっている。  
 一方頂版天端の変位量についてみると、頂版部の回転変位による変位量が頂版下面の矢板の変形による変位に較べて相対的にかなり大きい値になっている。これは頂版の下の部分の矢板のたわみ角の急な変化により起るものであるが、その回転角の大部分は基礎下端での回転角に生じており、それらの値を図-11、12、13に $\theta$ として図中に示している。根入下端の $\theta$ の値は矢板本管の軸力差による、支持地盤の傾斜を示すものである。この傾斜による剛体回転変位と全体曲げモーメントによる変位を根入の深い部分においては部材曲げモーメントによる変位が打ち消している。頂版部の変位の傾斜線を各変位成分の上方に接続し破線で図-11、12、13に記入してあるが、いずれも部材曲げモーメントによる変位曲線に対する接続の方が全体曲げモーメントによる変位曲線に対してよ

り折れ角が目だたなくなっている。

#### 4-3 各部材の設計と考察

##### (1) 矢板本管の設計

矢板本管の設計に用いる設計断面力は施工時と完成時のものの和である。完成時の断面力は地盤反力係数の設定によりかなり変化するので、各ケースのモーメントの最大値と施工時の残留モーメントを加えたものを設計モーメントとした。軸力についてはモーメントが最大となる時の軸力を選んだ。

こうして設定した矢板本管の設計応力の分布図を図-14に示す。設計モーメントの合成において、施工時残留モーメントの向きに対してケース7-②、⑤は反対の向きであるが、部材モーメントの変化は非常に鋭敏であることを考慮し、ここでは絶対値の和をとることとした。

矢板本管の応力度の計算では腐食代として2mmを仮定し、有効厚さに対して応力度を計算した。設計モーメントの変化に対して断面の厚さを変化させたが、使用断面の決定に当っては応力度に対して施工上の高どまりに対する余裕高さとして1mを確保するように断面の変化位置を決定した。

板厚と応力度の変化を図-14に併記している。なお、設計対象の基礎は既設護岸の根固め部を掘削するため、施工時の矢板の変形をできるだけ小さくする必要があり、この目的からも頂版付近の使用板厚を19mmとした。また仮結切の上方に対しては施工時のモーメントの変化に対応して使用板厚を変化させた。矢板本管の現場施工継手の位置の決定に当っては、頂版結合部材の取付位置、応力度の急変部、腹起しの設置位置を避けること。そして、単管としてできるだけ定尺物を多くすること、打設機械に設置できる長さ以内にする必要がある。さらにこのようにして決めた現場継手の位置は隣り合う矢板ごとに位置をずらしておくことが必要である。

なお、鋼管の水中切断や継手管のスリット加工法などについては各鋼管メーカーの特許工法となっているので採用に当っては注意が必要である。

## (2) 頂版結合材の設計

頂版結合部材としては従来モーメントプレートやシャーププレートといった用語が用いられているが、応力の急変部でこのような用語を用いる事は妥当でない。ここではモーメントプレートにかえて上部定着板、下部定着板とし、シャーププレートに対し腹部定着板と呼ぶことにする。それぞれには定着鉄筋が溶接されコンクリートの頂版と一体化さすようにはかられる。

もう一つ重要な頂版結合部材として受台(または架台)があり受台は受圧板と支持リブから構成されている。受台が頂版の中に施工される場合は、その支持リブは下部定着板と兼用されることが多い。

上部定着板の結合鉄筋に対しては明確な設計荷重はなくこれまで鋼管矢板の全強モーメントに対し、頂版の有効高さをもって抵抗できる鉄筋量以上として設計がなされている。

腹部定着板については矢板の反力を板の付着せん断力で頂版に伝達するものとして設計される。この時2枚以上用いる場合、通常その間隔が狭いのでコンクリートのせん断断面は腹部定着板の先端を結ぶ面と仮定して照査することが望ましい。腹

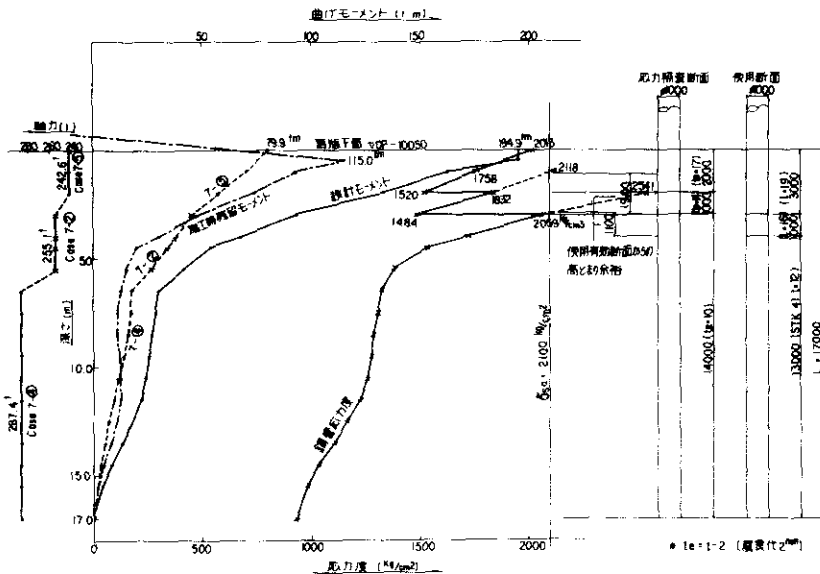


図-14 鋼管矢板応力度図

部定着板につける定着鉄筋は水平力に対する肌離れを起さないように設計されるが通常はそれより相当多い鉄筋が配筋される。

下部定着板の結合鉄筋は応力集中の最も激しい所に設置されるものである。これに対する設計モーメントとしては矢板本管の全強モーメントに受台中心と矢板中心のずれによる偏心モーメントがある。モーメントから水平力を求める有効高さとしては鋼管幅の2.5倍程度が望ましく、今回は頂版厚さの $\frac{1}{2}$ とした。これは有限要素法の解析結果<sup>(12)(13)</sup>から鋼管に生じているモーメントは頂版側面部では急激に減少し、鋼管幅の2.5倍程度で0に近い値になることから、このような仮定を採用した。

下部定着鉄筋の設計についてさらに配慮しておくべきこととして、この鉄筋が設置され頂版コンクリートが打設された時点では、この鉄筋は無応力状態と考えられる。その時締切内の頂版下面の水圧は0に等しい。完成後時間を経ると頂版下面の水圧は締切の外の水圧に回復すると考えられる。回復水圧が大きい場合は矢板を頂版から離そうとするのでこの現象に対する配慮が必要となる。

受台の設計は鉛直反力によってなされる。支持リブに下部定着筋が溶接される場合は支持リブとしての作用と下部定着鉄筋の定着作用の両作用を考慮してリブの設計がなされる。腹部定着板は矢板の押込みと引抜きの両者に抵抗できるが、受台は押込力のみ抵抗できるものである。頂版結合部の耐荷力は、まだ十分解明されていないので腹部定着板と受台は併用して設置し、それぞれ単独に矢板反力に抵抗できる強度としている。

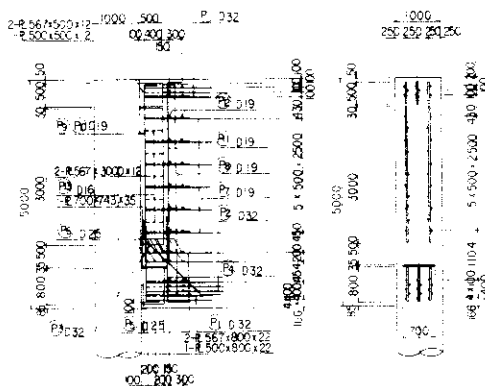


図-15 頂版結合部詳細図

図-15に頂版結合部の詳細図を示す。この図で示すように下部定着鉄筋は多く配置しており、また受台周辺に応力集中が生じるので、頂版周辺部を補強した配筋を施している。

頂版本体の設計では周辺部の補強をのぞきフーチングの設計と同様の設計を行っている。

## 5 まとめ

以上の計算結果と考察から得られた主な事柄をまとめると次のようになる。

- (1) 矢板式基礎の設計計算法として、矢板根入部の変形を、部材曲げ変形、全体曲げ変形およびせん断変形の3変位成分からなるものとして誘導されたこの計算法は、三次元的な複雑さをもたずに部材の曲げ特性を把握することができ部材応力度の分布性状を判断するのに役立つ計算法となっている。
- (2) 従来の計算法では、1本の曲げ部材としてモデルを考えているため、合成効率やモーメント分配率といった実験定数が使われている。この計算法は複数本の曲げ部材としてモデル化しているため、構造体に係る実験定数はいらなくなっている。
- (3) 従来基礎幅(D)に較べ根入長(L)が比較的小さい構造ではせん断変形が卓越し、曲げ理論が適用できないと考えられていた。しかし本計算例が示すようにL/Dが1程度のもので、構成部材の特性と外的条件により、部材曲げ変形や基礎体の回転変形が主たる要因で変形する。その時はせん断変形は非常に小さい。これは本計算法により変形成分の分析がなされることから判明した新しい知見である。この知見をふまえることにより構造体の特性をより合理的にとらえることができるようになる。
- (4) 従来の計算法がもっている実験定数や1本の曲げ部材としての制約がないため、この計算法は応用上の自由度が広い。L/Dの範囲とか基礎の断面形状には特別な制約はらない。また、斜角に対しても、合理性には少し欠けるが便宜的な手段により、本例のように容易に応用でき、

また、脚付型にも応用しやすい。

- (5) 矢板式基礎の変形特性を合理的に把握することがこの計算法による分析からできるようになった。このことは矢板式基礎のみならず、杭基礎や多柱式基礎についてもその構造系の類似性から統一した取り扱いが可能になることを意味している。この意味においてこの計算法は広い発展性をもっている。
- (6) 頂版結合部の設計においては、従来より、この部分の設計を重視する立場が必要で、応力集中現象や完成後の井筒体内の水圧の回復現象など、これまであまり配慮されなかった現象に対しても考慮すべく注意を払った設計を行う必要がある。
- (7) 従来考えられている継手管の力学的、あるいは耐荷力的な効果については、ここに示した計算例では期待せず無視して扱っている。継手管の役割としては施工時の止水と掘削時の揚圧力の防止のためにあり、そのために必要な深さまで施工すれば十分であると考えられる。
- (8) この計算法は矢板部材の軸力が、部材軸方向に対して変化しないことが前提になっている。軟弱な沖積層が厚く分布している場所ではこの仮定にあうが、表面力が部材軸方向に強く働く場合には仮定に合わないので適用するには誤差が生じる。また、実用的な地盤反力係数の推定法もまだ確立されたとは考えがたい現状である。実物実験の結果と対比し構造形態に応じた地盤反力係数を設定することが今後の研究課題となっている。
- (9) 本計算例のように本格的な仮締切兼用工法の設計の場合、施工時の設計計算においてもかなりの労力と時間が必要である。本体部の断面決定を待たねば施工時の断面は決まらないのであり計算はくり返される。その意味でも本体部の計算は簡素化が望まれ、この計算法は役立っている。一方仮締切の計算では施工順序の変更によっては応力度の分布形状が一変する。これらを十分吟味した施工時の計算と本体工の設計にあたってはそれらに対する配慮が望まれる。

## 参考文献

- 1) 矢板式基礎研究委員会  
矢板式基礎の設計と施工指針、昭和47年1月
- 2) 山本、大植、宗沢、篠田；  
鋼管矢板井筒の現場試験結果と設計について  
土木学会論文報告集、第334号、P 123～134  
1983-6
- 3) 日本道路協会  
鋼管矢板基礎設計指針(案)、昭和58年1月
- 4) 嶋、植木、行友、森川；鋼管矢板井筒基礎の  
立体骨組構造としての設計法  
橋梁と基礎、vol 16、No 2、P 30～37  
1982
- 5) 倉方、岡原、浅沼；鋼管矢板式基礎の設計法  
に関する一試案(上)・(下)  
橋梁と基礎 vol 16、No 4、P 21～26  
No 5 P 38～42 1982
- 6) 前原、江見；矢板式基礎の設計計算法に関する  
考察、第35回土学年次講演概要集第Ⅲ部  
P 410～411、昭和55年9月
- 7) 前原；矢板式基礎の設計計算法に関する考察  
(続)、第36回土学年次講演概要集第Ⅲ部  
P 566～567 昭和56年10月
- 8) 阪神公団監修；矢板式基礎の一計算法  
技報第2号、P 58～69 1982
- 9) 日本道路協会；道路土工、擁壁・カルバート  
・仮設構造物工指針 昭和52年1月
- 10) 嶋、植木、行友、森川；仮締切り兼用鋼管矢  
板井筒基礎の仮締切り壁設計法  
橋梁と基礎 vol 15、No 12、P 18～24  
1981
- 11) 阪神公団、日本鋼管；鋼管ゲイの支持力機構  
に関する調査業務報告書 昭和51年7月
- 12) 阪神公団、鋼管杭協会、矢板式基礎頂版結合  
部の模型実験報告書 昭和52年3月
- 13) 笹戸、江見、前原、矢板式基礎頂版部の模型  
実験、橋梁と基礎、vol 12、No 1、P 34～38  
1978