

橋台前面に於いて護岸を前提とする河川、水路等に 架設する橋梁下部低廉工法の設計、施工報告

正 員 沢 田・康 則*

i. 工法考察経緯

従来橋台タイプとして、重力式、擁壁式（鉄筋コンクリート型）、扶壁式擁壁型、控壁式擁壁型等が一般的であるが場合によっては、PC 又は RC パイル打込式橋台が見られる。重力式、擁壁式等の型式のものは背面主働土圧によって水平分力と自重等による鉛直分力の合力が偏心荷重として働きやすく、このため橋台底板における地耐力分布が前方に多く分布し、時として後方に負の反力を生ずることさえあり、これに対応させるため底板部材が不経済的設計となることもしばしば行なわれているようである。又、反力前方過大分布のため地耐力的に前方一部に不安定となるため杭基礎とするのが普通である。重力式に於ては自重の多大面より杭基礎を余儀なくされている場合もある。ここで橋台前面（河川流心向）に護岸護床を行なうものとするれば、前出のタイプに対して低廉なる型体橋台が考えられる。一つはパイル打込式であり、一つはパイル等構管の建込式である。パイル打込式では比較的少ない本数のパイル基礎で載荷重に対応するので、一本当の長さが長くなりがちであり、パイル自体に曲げモーメントが大きく働く（土圧による曲げモーメントで軸方向力を受けたモーメント）。この曲げモーメントに対応するにはパイル自体の抗曲げ力、及びパイル周囲の受働土圧によるもので、この受働土圧は土質によってさがる異なる値となるので設計上の土の条件に対して、充分な土質試験が必要であるにもかかわらず現在小規模の構造に対して見かけの状態より、土の土質工学的条件、性質を仮定しているのが現状である。又、杭打式では支持力的に充分な地点に於ても前記の受働土圧面に於て危険側となることがあり、水平力に対しての検討が必要である。しかし、このパイル打込式では擁壁タイプに比して背面主働土圧は少なく（土圧を受ける面が橋座パラペット部及びパイル自体であるため土圧は前方に逃げる分が多い）、この面に於ては有利である。ここでこの有利な点と打込式の欠点に対して構管建込式を検討する。

建込式に於ては自重の軽減による下面フーチングの部材節約、水平背面土圧の減少より滑動、転倒性に対して安全である。よって各部材の軽少化が可能であり、地震力に

しても自動の軽少な点から有利である。しかし、同一水平力のもとでは擁壁式に比して不利であり、特に水平曲げ力に弱点的になりがちである。この点より構造的に対応できるような建込部材の配置及び角度を考慮するならば低廉で安全な構造となりうる。

ii. 建込式橋台、建込部材の配置角度の検討

図-1 のように水平力 P に対して鉛直部材に曲げ応力を生じさせぬため後方に斜材を入れ、これによって鉛直部材に圧縮応力、斜材に引張応力を生じせしめる。しかし、水平力 P と鉛直力 V_p の合力はフーチングの前方に作用するので、この状態では転倒に対して危険であり、地耐力にも問題があるので、斜材を前方斜材とするならば、応力的には斜材に圧縮応力を、鉛直部材には引張応力を生じせしめることとなり、 V_p によって鉛直部材に軸方向圧縮応力が生ずることになり、引張応力と圧縮応力はたがいに打消れ、より安全側な応力分布となる。また合力 R の作用点に対しても転倒上、地耐力上安全な状態となる。

次に建込部材の根入の問題に対しては、水路又は河川の護岸護床の構造より決まるもので、積ブロック護岸のように急勾配法の場合には斜材の配置上図-1 に於ける斜材角 θ が充分とれず、有効な応力分配ができぬことも考えられる。張ブロック護岸護床に対しては緩傾斜面となるので、本工法上有効な配置が可能である。積ブロック護岸水路に於ける本工法の根入決定は、床面先掘の危険性より決まるが、張ブロック緩傾斜法水路に於ては先掘危険に対してあらかじめ護床工的に護岸するので、法面崩壊危険性より道路路面より建込部材の間をくぐり法面に出るスベリ円について検討してこれより根入深を決定すべきである。また滑動性の面より、あるいは転倒性に対処して決定すべきである。しかし、前記の通り本工法は水平背面主働土圧及び自重の軽少より地震時水平加速度に対して、壁型タイプ等と比してかなり安全であるので、根入は先掘及び法面安定より決定させても充分安全であてゐる。

建込構造用管の平面的建込位置はできうる限り主桁の沓の位置に合致させようが、橋台の橋座部分の構造が不静定なラーメン構造とならず有利である。このために応力的に

* 北海道開発局小樽開発建設部 開墾建設課 総理府技官

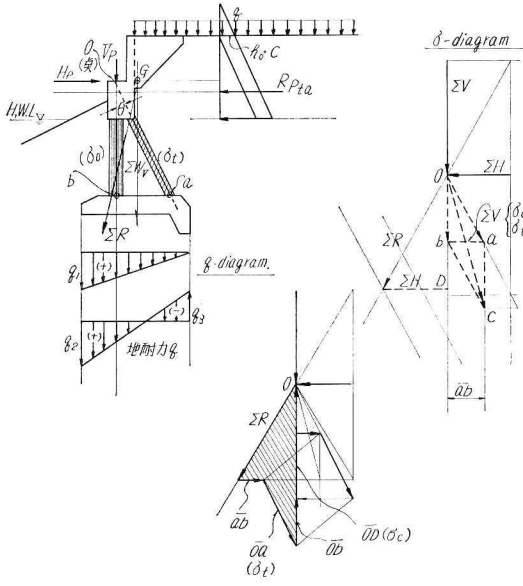


図-1 (a)

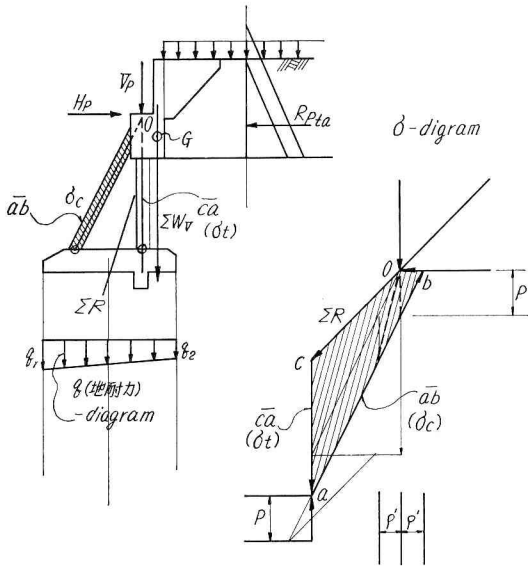


図-1 (b)

建込部材の数が限定され、部材断面が多くなり片よった設計となりやすいので注意すべきである。(主桁の位置に建込部材を配置することは、施工上重要な事であって、パイル打込式の橋台ではこの配置が施工上、非難に困難でありパイル打込式の橋台では上部工がスラブ、本造主桁、又は主桁の本数が密である PC 桁等の場合のように橋座にはば一様に上部の反力が分布する場合は、パイル打込に際してある程度の偏位、特に橋軸に直角な方向の偏位については橋座の応力的にあまり支障がないようであるが、主桁の間隔が比較的隔っているような上部工では、この偏位がよき出来ぬ方向に生ずるものであるだけに処理の方法がなく、こ

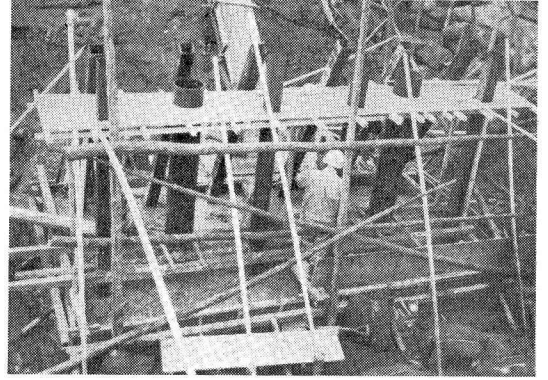


写真-1

のような上部工の場合には不適当な工法といえる。このような点よりパイル打込式に対して構管建込式橋台では施工上問題はないようであり、有利でもある。

本工法は国土土地改良事業、知来別地区直轄明渠排水事業に於ける昭和43年度施工、村道橋架換工事(支間20.0mと23.0m、活荷重合成桁単純桁橋 TL=14 ton)に採用設計施工したものである。次に本工事の設計、施工手順について報告する。

iii. 建込式橋台設計

(1) 地盤崩壊安定計算

法面又は地盤崩壊安定計算は擁壁型タイプ橋台に於ては滑動安定計算によって安全であれば、橋台を含めた法崩壊は考慮せず、ましてパイル打等の基礎のある場合には土留擁壁型としての働きは充分であって考慮する必要はないのであるが構管建込式(又はラーメン門型中空橋台)等のように背面土砂の土留効果の面で劣るタイプでは緩勾配法とか積ブロック壁等を前面にほどこしてこれに対処している。もし緩勾配法によって橋台背面の土砂留をならしめんとする場合には、法面安定の検討が必要である。

法安定条件として条件の組合せは次の項目となり、これに対して安全率を地震時1.2, 平常時1.5程度と許容して法勾配を決める。

- イ) 平常時水面満水常態
- ロ) 平常時水面急降下残留間ゲキ水圧最大時
- ハ) 地震時水面満水常態
- ニ) 地震時水面急降下残留間ゲキ水圧最大時

分割法によってスベリ円の位置を仮定していけば膨大な労力を要するので、図-2に於て橋台底面に接する円でしかも法尻に於て破壊する法先破壊を考えて、これを最危険状態と考えてもさほど危険であることはないと思われる。これは h に対して na (深度係数) が1に近いような場合は、法先破壊を生ずると予想されるからである。

間ゲキ水圧は水位降下前の等ポテンシャル線が浸潤線よ

水平力の内 H_p は上部工よりの地震時水平加速度の一部であって、支承杓可動端の摩擦係数を μ とすれば、上部一スパン重量 W_u に対して、可動端部では H_{pm}

$$H_{pm} = 1/2 (\sum W_n \cdot \mu)$$

よって固定支承部での H_{pf} は

$$(\sum W_n \cdot \mu) - 1/2 (\sum W_n \cdot \mu) = 1/2 (\sum W_n \mu) = H_{pf} = H_{pm}.$$

スベリ円の内前法面部のものは T_n は負の値であって、スベリ阻止的に働くので前面張ブロックの換りに投捨石等による護岸でもスベリ又は本体滑动阻止上有効であろう。

ここで注意として粘着力の C 仮定のしかたであるが、この値によって大きく滑動条件が異なるので、土質試験例等より充分安全側に仮定を必要とする。又は簡易な土質試験（ベーンテスト等）によって推定すべきであるが、危険

な土質では計算結果より切込砂利等で背面地下水の抜き取りを計るのが良策と思われる。

(2) 各部に働く主働土圧

背面パラペットに働く土圧、袖壁ウイングに働く土圧は地震時地表面載荷重が載っている場合のもので、ランキン土圧公式より求める事が出来る。建込構管部に働く土圧は円柱状物（鋼管パイル、PCパイル等）に働く土圧は細管のものでは橋台に対しての水平力としては無視してもさほど影響はないが構管自体に曲げモーメント、剪断力応力として作用するものであるから RC パイル、PC パイル、又は鋼管に作用する土圧として円柱に働く土圧を解析する。円柱状物に働く土圧は平面に働く土圧より少ないと考えられるがその比率を次に誘導する（図-3 参照の事）。

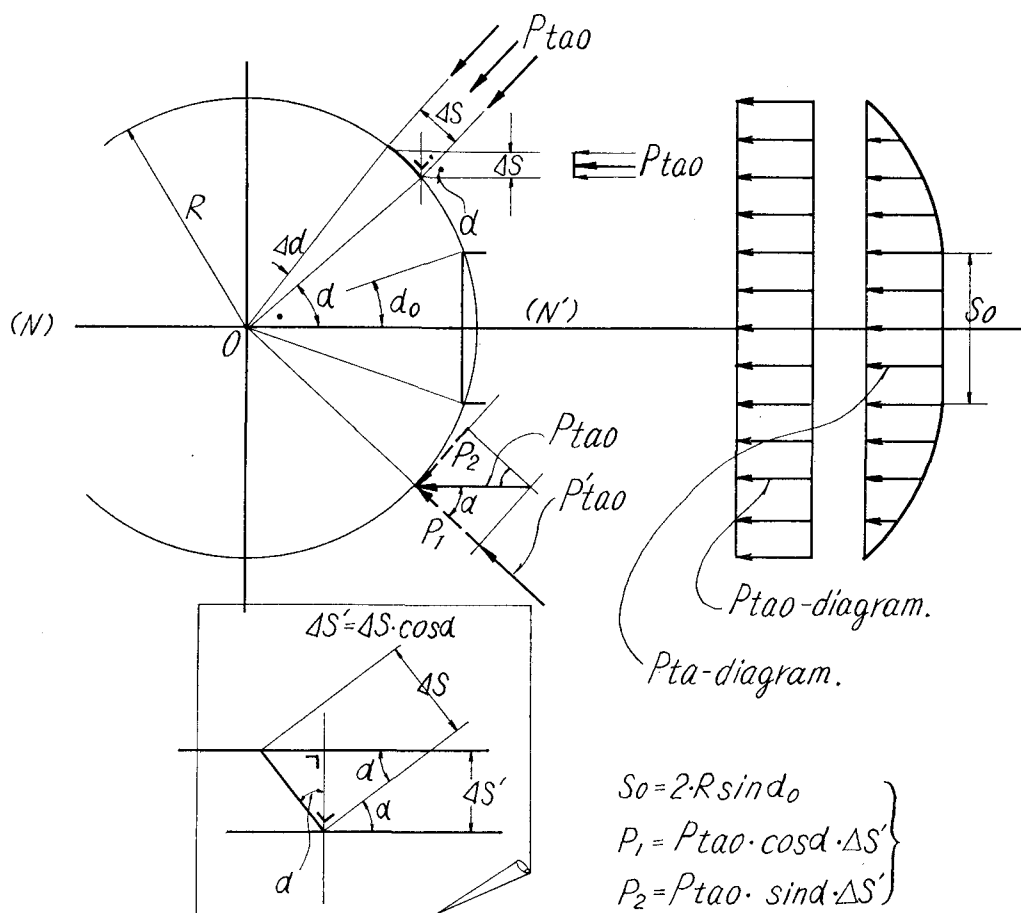
図-3 より

$$\Delta S = R \cdot d\alpha, \quad \Delta S' = \Delta S \cdot \cos \alpha \quad (2.1), (2.2)$$

よって

$$\Delta S' = R \cdot \cos \alpha \cdot d\alpha \quad (2.3)$$

ΔS の面に直角に $P'_{t\alpha 0}$ なる主働土圧が働いており，円柱軸



图—6

NN' に平行に働く P_{ta0} なる土圧が一様に作用し円柱の NN' 軸方向に受ける土圧を P_{ta} とすれば、まず P'_{ta0} と P_{ta0} によって生じた P_1 によって円柱と土砂の間の摩擦係数を $\mu = \tan \theta$ を介して、 P_2 なるスベリ (土圧力を逃がす力) 方向に作用する力に対向阻止する力を生ずると仮定する。よって

$$\left. \begin{aligned} (P_1 + P'_{ta0} \cdot \Delta S) \cdot \tan \theta &\geq P_2 \\ \left\{ \begin{aligned} P_1 &= P_{ta0} \cdot \cos \alpha \cdot \Delta S' \\ P_2 &= P_{ta0} \cdot \sin \alpha \cdot \Delta S' \end{aligned} \right\}, \\ \Delta S' &= \Delta S \cos \alpha = R \cos \alpha \cdot d\alpha \end{aligned} \right\} \quad (2.4)$$

(2.4) 式を上式に代入すれば

$$(P_{ta0} \cos \alpha \cdot R \cdot \cos \alpha \cdot d\alpha + P'_{ta0} \cdot R \cdot d\alpha) \cdot \tan \theta \geq P_{ta0} \cdot \sin \alpha \cdot R \cdot \cos \alpha \cdot d\alpha \quad (2.5)$$

(2.5) 式を満足させる α を α_0 として、 S_0 の区間内では円柱によるスベリ土圧損分はなく $P_{ta} = P_{ta0}$ が成りたつわけである。 α_0 より大きな角度になるにしたがって軸 NN' 方向に作用する土圧力はスベリ損分が多くなり、少なくなっていく。よって α_0 区間を (2.5) 式より求め $S_0 = 2 \cdot R \sin \alpha_0$ 、 S_0 区間は 1.00 P_{ta0} なる土圧 P_{ta} 分布となる。

(2.5) 式を整理すれば、 $R \cdot P_{ta0} \cdot d\alpha$ で両辺を除くと

$$(\cos^2 \alpha + P'_{ta0}/P_{ta0}) \cdot \tan \theta \geq \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (2.6)$$

上式を試算によって α_0 を求める。以下 α_0 より $\pi/2$ までの土圧力は、 α_0 より $\pi/2$ までの積分によって求めると、 $(P_1 + P'_{ta0} \cdot \Delta S) \cdot \tan \theta$ なる力が P_2 の作用方向に反作用するならば、この力を P'_2 とすれば軸方向力は $P'_2/\sin \alpha$

$$\begin{aligned} (P_1 + P'_{ta0} \cdot \Delta S) \cdot \tan \theta \cdot \times 1/\sin \alpha \\ = (P_{ta0} \cos \alpha \cdot R \cdot \cos \alpha \cdot d\alpha \\ + P'_{ta0} \cdot R \cdot d\alpha) \tan \theta / \sin \alpha \end{aligned} \quad (2.7)$$

(2.7) 式を α_0 より $\pi/2$ まで α について積分し 2 倍すれば S_0 区間以外の土圧が求まる。

$$P' = 2R \int_{\alpha_0}^{\pi/2} \{ (P_{ta0} \cdot \cos^2 \alpha \cdot \operatorname{cosec} \alpha + P'_{ta0} \cdot \operatorname{cosec} \alpha) \tan \theta \, d\alpha \} \quad (2.8)$$

(2.8) 式中

$$\int \cos^2 \alpha \cdot \operatorname{cosec} \alpha \, d\alpha = \int \cos \alpha \cdot \cot \alpha \, d\alpha \quad (2.9)$$

上式を部分積分法によって解く。分解すれば

$$\left\{ \begin{aligned} \cos \alpha &= u', \quad u = \sin \alpha \\ \cot \alpha &= v, \quad v' = -\operatorname{cosec}^2 \alpha \end{aligned} \right\}$$

$$\int u'v = uv - \int uv'$$

によって、(2.9) 式を解けば

$$\begin{aligned} \int \cos^2 \alpha \cdot \operatorname{cosec} \alpha \cdot d\alpha &= \sin \alpha \cdot \cot \alpha \\ &\quad - (-) \int \sin \alpha \operatorname{cosec}^2 \alpha \, d\alpha \\ &= \sin \alpha \cos \alpha / \sin \alpha + \int \sin \alpha / \sin^2 \alpha \, d\alpha \\ &= \cos \alpha + \int \operatorname{cosec} \alpha \cdot d\alpha \\ &= \cos \alpha + \log \tan \alpha / 2 \end{aligned}$$

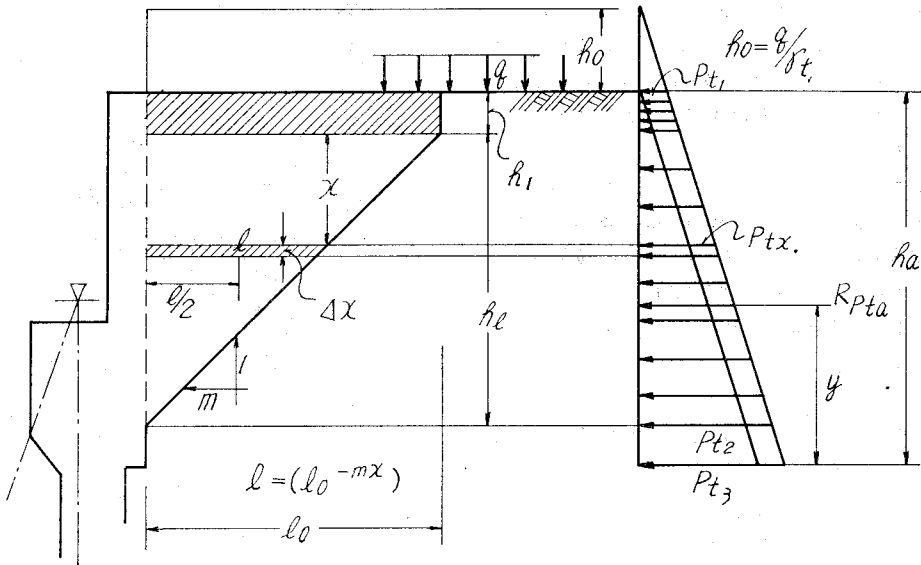
故に (2.8) 式は

$$P' = 2R \left[P_{ta0} (\cos \alpha + \log \tan \alpha / 2) + P'_{ta0} \cdot \log \tan \alpha / 2 \right]_{\alpha_0}^{\pi/2} \cdot \tan \theta$$

よって上式より P_{ta0} の項は無視して P'_{ta0} の項すなわち

$$P' = \left[2R P'_{ta0} \log \tan \alpha / 2 \cdot \tan \theta \right]_{\alpha_0}^{\pi/2}$$

を求めて充分である。(∵ $[\cos \alpha + \log \tan \alpha / 2]_{\alpha_0}^{\pi/2}$ 式に於



図—4

て $\tan \alpha/2 \geq 0.100$ であれば、理に合ぬ。この時、 $\alpha \approx 10^\circ$ 程度であるので、土圧を作用させる働は無視する。

ここで $\tan \theta = \mu$ は、構管がコンクリート製であれば、 $\varphi/2 \sim \varphi/3 = \theta$ としてさしつかえなく、構管が鋼製であれば θ はもっと小さく見積っても安全であると思われる。

橋台の袖壁（ウイング）の部分検討に対する側面土圧は従来壁の長さの平均を求めて曲げモーメント、剪断力検討を行なっていたが、規模が大きく、また土圧を受ける面積が上方と下方が大きく異なり、それによる部材寸法にある程度の差が生ずるような場合は検討を要すると思われる。

図-4に於て、ウイング天場より (h_1+x) 下の点での壁長を $l=l_0-mx$ として、この点での主働土圧 P_{tx} は次式による。地震時に於ては $(1-K_v) \sec \theta$ 倍なる土の重量を用いる。

$$P_{tx} = (h_1+x+h_0) \cdot (1-K_v) \cdot \sec \theta; K'_a \cdot \gamma_t$$

P_{tx} の作用する幅を dx とすれば

$$P_{tx0} = (h_1+x+h_0) \cdot (1-K_v) \cdot \sec \theta \cdot K'_a \cdot \gamma_t \cdot dx$$

これに対してウイングの付根部（図-4の縦破線）に於ての曲げモーメントは袖壁が一方はり出し梁として、ラーメン的な応力は背面壁パラベットには生じないものとすれば、最大曲げモーメントとして、 $l/2$ 点で合力が作用するとすれば、曲げモーメント M_{ph}

$$M_{ph} = \int_0^{h_0} (h_1+x+h_0) (1-K_v) \sec \theta K'_a \cdot \gamma_t \cdot (l_0-mx)^2 \cdot 1/2 \, dx$$

上式は分解すれば3次式となり容易に積分解析できる。なお、剪断力 S_{ph} は

$$S_{ph} = \int_0^{h_0} (h_1+x+h_0) (1-K_v) \sec \theta K'_a \gamma_t (l_0-mx) \, dx$$

であっていずれも x の3次式であり x について積分すれば全体としての M 及び S が求まるが、小規模なものは配力筋を働かせるので一様な主筋構成でよいが、壁高が大きい場合は、ウイングを何個かに水平分割して各々求めて部材を検討決定する。

次に橋台本体の安定上検討するべきところの背面パラベットに作用する R_{pta} の作用点距離 y の値であるが、これは P_{t1} (上面載荷重によって生じた土圧) と P_{t3} (載荷重が無い場合の最下部の土圧に P_{t1} を加えた値) によって作る台形土圧分布の重心の位置距離であって、すなわち

$$y = 1/3 \frac{P_{t3} + 2P_{t1}}{P_{t1} + P_{t3}}$$

であるがここで P_{t1} , P_{t3} を h_0 , h_a で表わせば、 $P_{t1} = h_0 K_a$, $P_{t3} = (h_0 + h_a) K_a$ であるから

$$y = 1/3 \frac{h_0 + h_a + 2h_0}{h_0 + h_a + h_0} = \frac{3h_0 + h_a}{2h_0 + h_a}$$

地震時も土圧作用点は y の位置距離にあり、作用線は地

盤線に平行するよう作用すると仮定した土圧公式による。

(3) 各細部の応力検討

建込部材に用いる構管は、RC パイルでもさほど危険とは思われぬが、ある程度の曲げモーメント（自体が受ける土圧による）を受けると思われるので、PC パイルでは安全と言える。しかし、PC パイルはPSを導入した鋼棒を両端で自由解放せしめて橋座、及びフーチングに固定するので、この両端取り壊しによるPC パイルとして働らかぬと思われる長さを完全に部材とせず、橋座、フーチングコンクリート中に固定することが必要であるので、部材の経済性よりあまりこのましくない。またPC、RC パイルは自重が重く施工上及び地震時の加速度上問題が有る。この点より曲げモーメントに対しても安全であり、しかも軽重であるところの鋼管が選ばれるべきであって、しかもSS-41材質の一般構造用鋼管を用いれば低廉である。国営知来別地区明渠排水工事には、この点より鋼管を用いた（写真-2参照）。しかし、鋼管使用の場合は上の橋座及び下方のフーチングコンクリートに対して押抜剪断に対して安全となるよう応力配力筋の工夫が必要である。また組立上よりこの配力筋は各構造管を連結するような構造とした方が応力分配上及び施工上有利である。また圧縮部材には中詰にコンクリートを全部つめ、引張部材には中間に砂詰を、両端部は中詰コンクリートによって、付着力上安全となるまでコンクリートで連結し、挿筋によって応力の配布を計った。またコンクリート中での転倒に対してもコンクリートの許容圧縮応力上安全となるまで根巻するのは当然である。

前法崩壊安定計算上検討したが、本体もろもろのスベリ

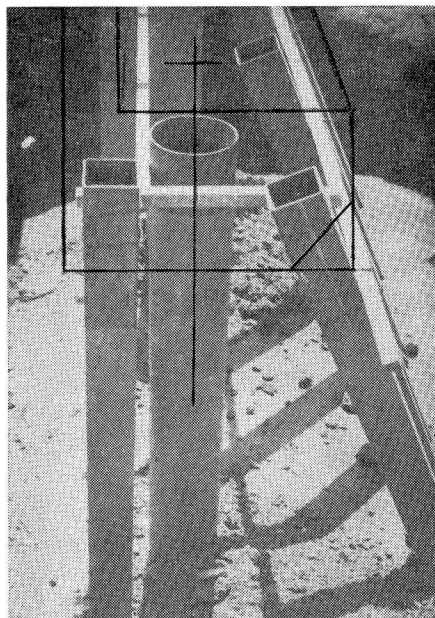


写真-2



写真-3 フーチング鉄筋作前捨コン面

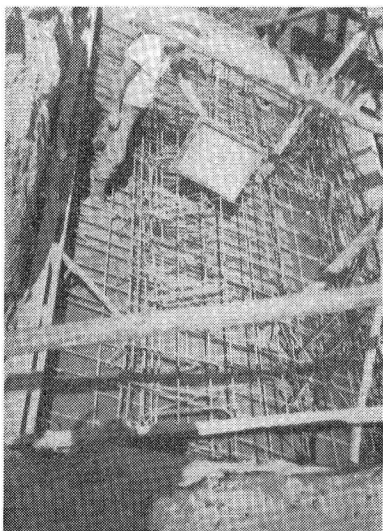


写真-4 フーチング鉄筋作工完了状況

上安全ならしめる為、鉛直建込部材の下方にクサビを設けてこれに対処するとともに、圧縮押抜剪断力に対処させる。

また橋座に於ても同様であるが、背面パラベットの上方に相然な衝撃荷重が加わるので、これによるパラベット、橋座付根の安全よりパラベット下方にも一般構造用鋼管の

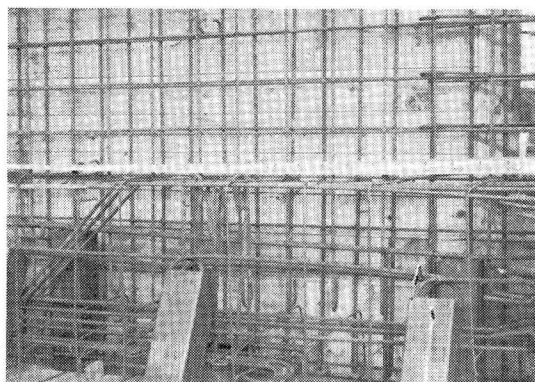


写真-5 橋座、パラベットの配筋状態

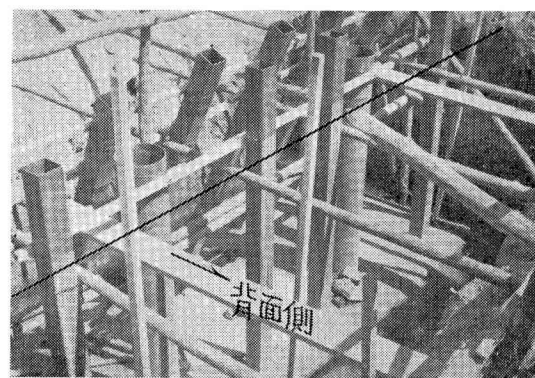


写真-6 フーチングコンクリート打設後状態

STK 41 角形パイプによる支柱とした。橋座は一応ラーム的な応力分布はしないと思われたが自重等に安全側に設計上、ラーム応力分布の配筋を行なった。

次に本工法施工中の写真を載せる(写真-3~6)。

本工事に施工上に於て、鋼管建込に思ったより時間を要するものであり、またフーチング捨コン面上より配筋上及び圧縮部材建込上、設計値だけ釣り上げて施工する必要があるがこれもなかなか困難な作業であって、今後本タイプ施工に関しては、鋼管材料を形鋼によって溶接連結して組立てば応力伝達上、施工上より良い結果が生れるように思われる。また基礎地盤に於て許容地耐力上危険な地層であれば杭基礎を止む得ないが、この場合基礎杭は出来るだけ建込部材の応力(特に圧縮部材)を有効に連絡するような杭配置とするのがこのましい。