

大規模鋼管矢板基礎の計測管理

大阪第三建設部 新淀川工事々務所 寺 西 逸 郎
同 部 同事務所 深 川 慎 一
同 部 同事務所 川 北 司 郎

要 約

現在正蓮寺川河口において大規模な鋼管矢板井筒基礎の施工を行っている。施工にあたっては、計測管理を導入して施工の安全性を確保するとともに、鋼管矢板井筒の挙動解明に努力した。

計測値と解析値との比較検討の結果、そのまま施工を続行すれば当初考えていたよりもかなり大きな応力が鋼管矢板に発生することが予測されたので、鋼管の中詰部分を鉄筋コンクリートに変更する補強対策を講じた。補強後も引続き計測管理し、補強方法の妥当性について確認した。計測管理の実際的な経験から、軟弱地盤における諸定数のとり方やアーチ効果等の解析方法について若干の考察を加えて報告する。

まえがき

鋼管矢板井筒基礎は、河川あるいは港湾地域の基礎として多く採用されている基礎型式である。これまでに公団で施工された大和川橋梁基礎および新淀川橋梁基礎においては、計測管理の成果として、既に多くのデータが収集されている。^{1),2),3)}今回対象とした正蓮寺川橋梁基礎は、大規模かつかなり偏平な形状(41m×18.5m)のため、既存のデータからその挙動を推測することには無理があると考えられる。

さらに、本工事に先がけて実施した調査結果⁴⁾によると現地盤面が橋軸方向に傾斜しており、地質も設計時に考えていたより軟弱なため、鋼管に予想以上の大きな応力が発生する可能性があることが予測されたため、計測管理を行いその情報に基づいて施工を行うこととした。

本文は、計測管理を現場の施工に反映した一例としてその経緯を紹介するものである。

1. 工事概要

1-1 構造概要

対象とした橋脚基礎P₂の構造を図-1に示す。上部工は中央経間235mの3径間連続鋼床版箱桁橋で、この基礎はその固定橋脚の基礎となる。さらに、河川内に設置される基礎のため、かなり偏平で大規模な構造となっている。構造型式は、仮締切兼用の鋼管矢板井筒基礎であり、その頂版コンクリート上に高さ約17mの中空コンクリート橋脚台を築き、その上に鋼製橋脚を設置する構造である。

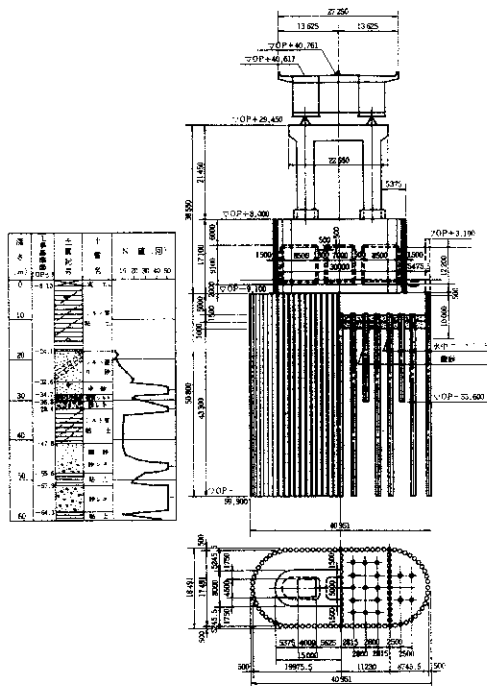


図-1 P₆₂基礎構造図

地層は、第1、第2の天満砂れき層を除いては、N値0～10の軟弱なシルト質粘土層から構成されており、加えて、第1天満砂れき層にはシルト層レンズが介入しているため、第2天満砂れき層を支持層としている。ただし、中打単独杭の一部は、第1天満砂れき層で止めている。頂版と鋼管との結合は、ブラケット溶接方式とし、隔壁および単独杭の杭頭処理方法は、道路橋示方書に規定される方法(B)を採用した。

2-2 施工概要

P₆₂基礎の施工手順を図-2に示す。外周および隔壁の矢板は、すべて3本継ぎとし、パイロハンマーで下杭を閉合せせたのち、ディーゼルハンマーで中杭および上杭を屏風打ちする。図-1に示す地層図からもわかるように支持層とした第2天満砂れき層に薄層粘土層が挟在している。このためこの層から2m深いOP-59.9m地点まで

鋼管杭を延長した。このことから第2天満砂れき層のN値50を越える地層に約4m貫入根入れさせる必要があり、間杭(後行杭)に中掘り工法を併用した。

鋼管矢板打設後に継手管を止水し支保工架設および井筒内掘削を繰返す施工手順である。所定の深さまでの掘削が完了した時点で、水中コンクリートを打ち込み井筒内をドライアップし、鋼管にブラケットを取り付け、頂版コンクリートの打ち込みを行うものである。

頂版コンクリートは厚さ5m、約3,000m³の大規模な構造のため、3回に分割してコンクリートを打ち込み、その後橋脚台を施工する。橋脚台の中空部分には、OP-1.0mまで注水後に密閉し、鋼製橋脚のアンカーフレームを据え付け、天端までコンクリートを打ち込む方式が採用されている。

2. 計測管理

2-1 計測位置および計器配置

計測機器の種類とその設置位置を図-3に示す。鋼管矢板の変位および発生応力は、小判形井筒の場合、井筒の直線部と円弧部とで異なることが新淀川橋梁基礎の計測結果⁹⁾からも明らかであり、今回の計測においてもその差異がどの程度であるかを把握するため、直線部に2箇所と円弧部に2箇所の計4箇所に、ひずみ計と挿入式傾斜計を設置した。

杭の鉛直方向に沿って4断面にひずみ計を取り付け、傾斜計の値から算出した応力を吟味することとした。また、直線区間同志と円弧区間同志を結ぶ切梁上および直接部と円弧部区間の復起し上に、それぞれひずみ計を設置した。ひずみ計の設置個数は、高い軸力の発生が予測される4段目には4個/断面、他の段には2個/断面とした。

水圧計値は、設計段階で設定した水圧と、潮位の変動により変わる水圧との差を補正するために使用する。また、本計測では、現地盤の傾きが井筒全体に与える影響を調べるため、右岸に2点の定点を設け、これらの定点を基準にして、井筒を構成する矢板杭頭の変位を計測することとした。

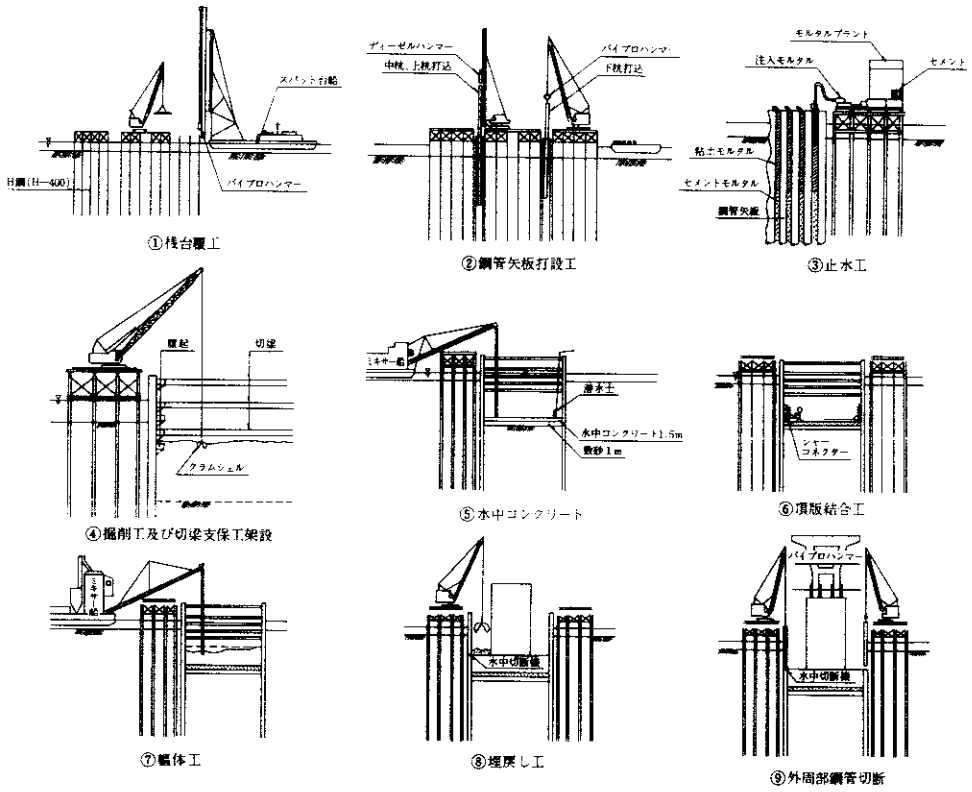
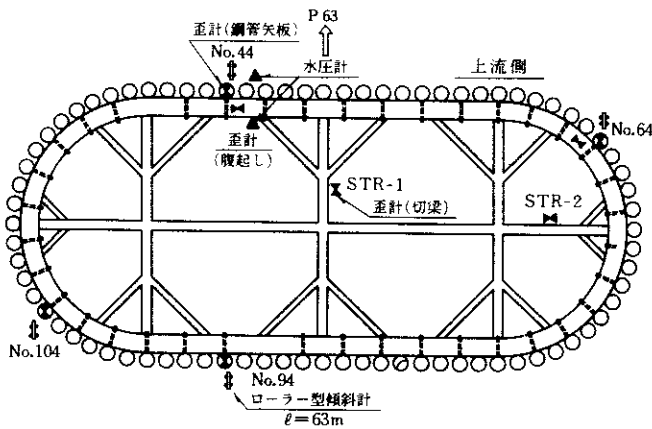


図-2 P₆₂基礎施工手順



計器一覧表

計測対象物	記号	名称	型式	箇所数	数量
鋼管矢板	⌘	ひずみ計	MST-210	4箇所 4断面 (断面2層)	32個
	⌘	挿入式傾斜計	INA-300R	4箇所	252m
切梁	⌘	ひずみ計	MST-210	2箇所 5段	24個
腹起し	⌘	ひずみ計	MST-210	2箇所 5段	24個
水位	▲	水圧計	P-1	1箇所	2個

図-3 計測計器の配置

2-2 計測管理基準

各施工段階での計測結果を次段階以降の施工ステップに遅滞なくフィードバックするため、施工に先立って実施した解析（以下「事前解析」と呼ぶ。）結果を参考にして、表-1に示すように2段階の管理基準値を設定した。レベルI以下の値であれば施工を続行し、レベルIに達した時点で事前解析に用いた諸定数を再検討し新たためて解析を行う。ここでは、計測結果に基づいて現状にフィードバックさせたモデルを設置することを「現状解析」と呼び、そのモデルを用いて次段階以降の施工ステップにおける変位および発生応力を予測することを「予測解析」と呼ぶものとする。この予測解析の結果に基づいて施工継続の可否を判断する。

レベルIIの基準値を越えた場合には、工事を一旦中止し、予測解析結果に基づき対策を講ずる。

計測方法は、現地計測値を一旦携帯用データ収録装置に収集し、図表化して出力させる方式にて、施工段階が移行するごとに計測を繰り返すこととした。

3. 計測結果

3-1 事前解析結果と計測結果との比較

3-1-1 事前解析結果

施工に先立ち、地質調査より得られた土質定数に基づいて表-2に示す地盤定数を用いて事前解析を行った。解析は、図-4に示すステップにより軟弱地盤の挙動追跡計算が可能であると考えら

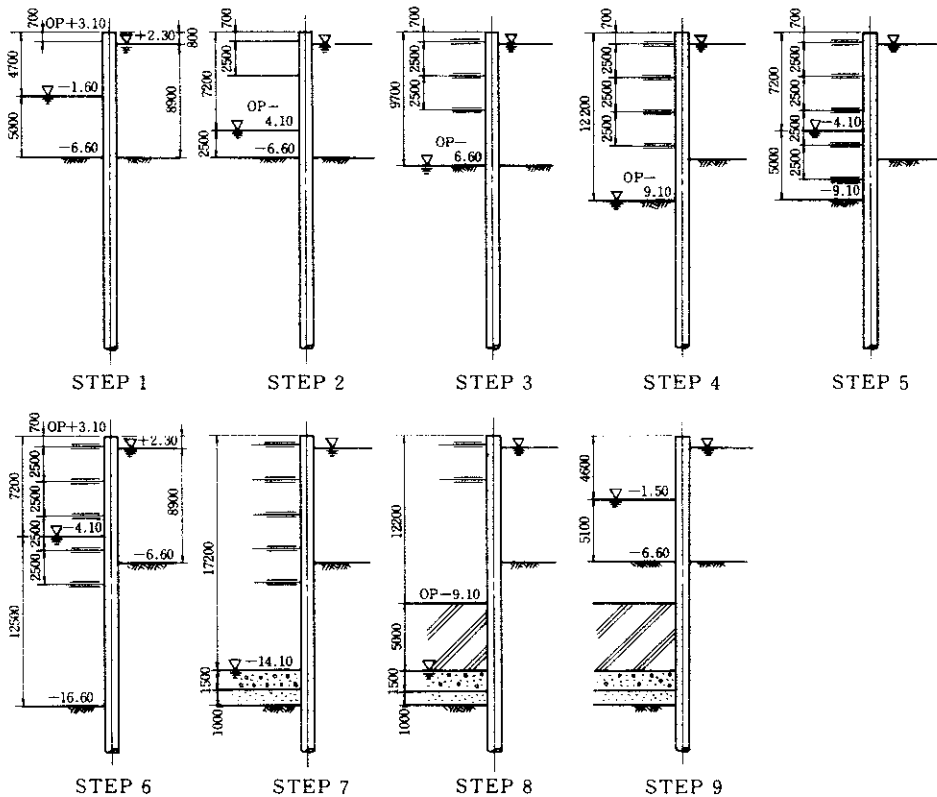


図-4 解析ステップ

れる弾塑性拡張法を用いた。解析にあたっては次の仮説を設定した。

- (1) 土留壁の根入れは有限長として扱う。上端・下端は自由とする。
- (2) 掘削面下の土留壁に働く抵抗側圧は土留壁の

変位に比例し、かつ有効受動側圧を越えない。

- (3) 切梁設置後の切梁支点は弾性支承と見なす。
- (4) 土留壁は、掘削面上および塑性域では弾性梁であり、弾性域では弾性床上の梁と見なす。

表-1 計測施工管理基準値

対象	管理基準値		測定計器	
	レベルⅠ	レベルⅡ		
鋼管 矢板	頂版以上 応力度 (kg/cm ²)	1750	2100	ひずみ計からの応力 変形からの計算応力
	変形 (mm)	—	—	傾斜計からの変形量
矢板	頂版以下 応力度 (kg/cm ²)	800	1000	ひずみ計からの応力 変形からの計算応力
	変形 (mm)	60	80	傾斜計からの変形量 頭部変形からの補正
支保工	リブ 応力度 (kg/cm ²)	1750	2100	ひずみ計からの応力
	切梁 応力度 (kg/cm ²)	1750	2100	ひずみ計からの応力
井筒全体の平面むねれ (mm)	—	—	傾斜計による変形量 頭部での光波測量	

3-1-2 鋼管矢板の変位

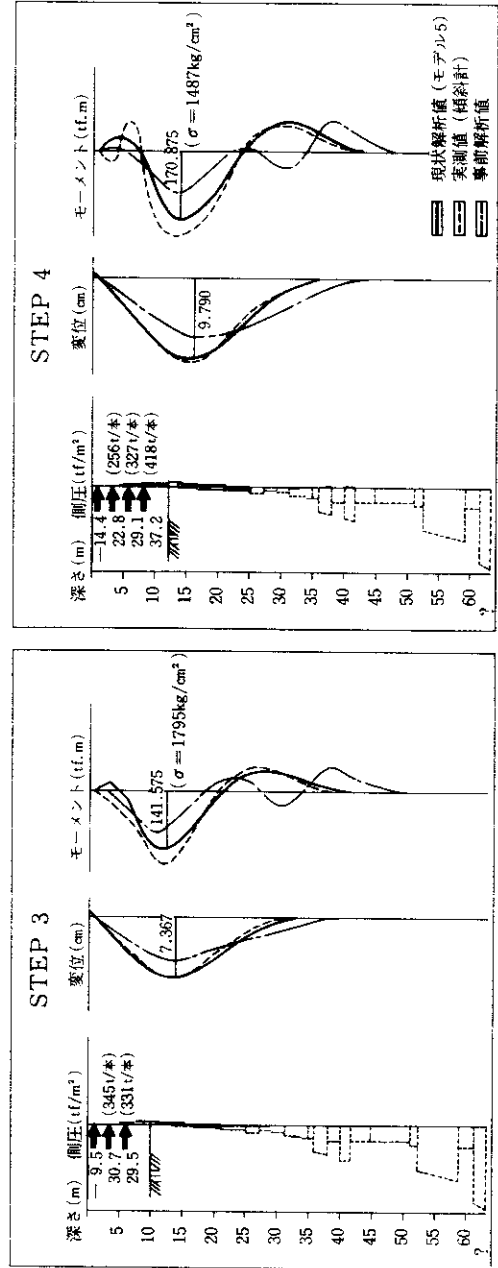
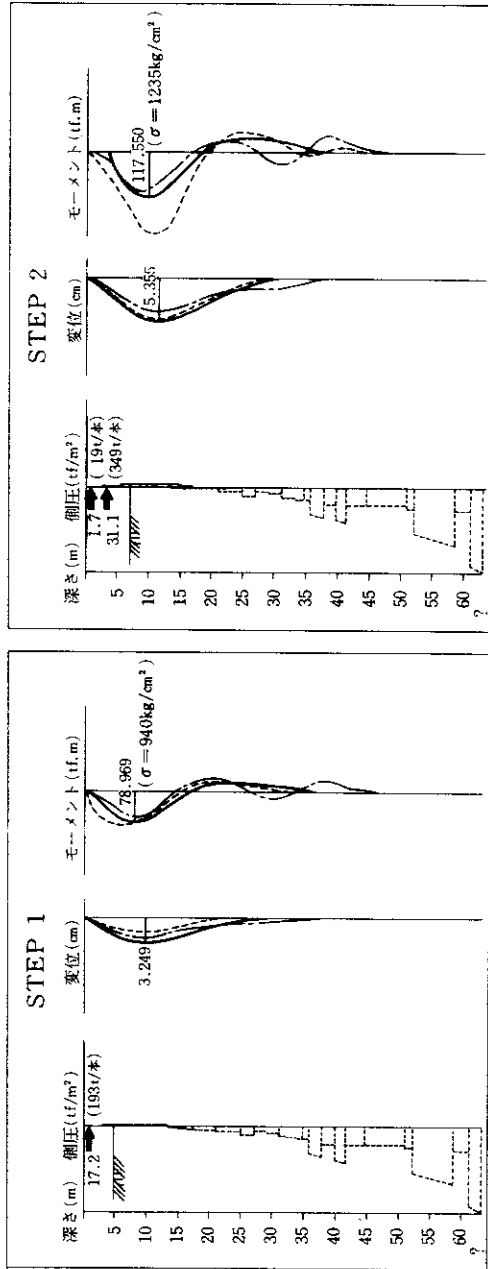
および曲げモーメントおよび

第4段目支保工架設後までの実測値と事前解析結果との比較を図-5に示す。この結果をまとめると次のとおりである。

ステップ1の最大曲げモーメントの値は、ほぼ同程度であるが、分布形状が異なっている。解析の結果によると、第1天溝層付近において20tf-m程度の曲げモーメントが発生しているのに対し、実測結果ではほとんど発生していない。変位についても解析の結果では、深さ35m付近までなめらかな分布であるのに対し、実測では20m付近までしか変位が認められない。ステップ2以降におい

表-2 地盤定数一覧表

事前検討	モデル1		モデル2		モデル3		モデル4		モデル5			
	地盤バネCASE1	上部粘性土 地盤バネ定数低下	上部粘性土 粘着力=0.5t/m ²	上部粘性土 粘着力=1.0t/m ²	上部粘性土 粘着力=1.0t/m ²	上部粘着力=1.0t/m ² 下層砂層部水圧差0	ケース4に加え 外水位=40cm下げる					
層厚 (m)	強度定数	地盤バネ定数	強度定数	地盤バネ定数	強度定数	地盤バネ定数	強度定数	地盤バネ定数	強度定数	地盤バネ定数	地盤バネ定数	
0.90	C=0	K=40	C=0	K=40	C=0	K=40	C=0	K=40	C=0	K=40	C=0	K=40
0.50	φ=10	K=80	φ=10	K=80	φ=10	K=80	φ=10	K=80	φ=10	K=80	φ=10	K=80
2.50 OP-10.5	C=1.75	K=60	C=1.75	K=60	C=1.25	K=60	C=0.75	K=60	C=0.75	K=60	C=0.75	K=60
4.00 OP-14.5	C=1.75-3.5	K=80	C=1.75-3.5	K=80	C=1.25-3.0	K=80	C=0.75-2.5	K=80	C=0.75-2.5	K=80	C=0.75-2.5	K=80
3.50 OP-18.0	C=3.5	K=110	C=3.5	K=80	C=3.6	K=110	C=2.5	K=80	C=2.5	K=80	C=2.5	K=80
4.00 OP-23.0	C=4.5	K=130	C=4.5	K=80	C=4.0	K=130	C=3.5	K=130	C=3.5	K=80	C=3.5	K=100
2.00 OP-24.0	C=6.75	K=140	C=6.75	K=80	C=6.25	K=140	C=5.75	K=140	C=5.75	K=80	C=5.75	K=110
4.00 OP-28.0	φ=15	K=140	φ=15	K=80	水圧=1t	K=140	水圧=2t	K=140	水圧差0	K=140	水圧差0	K=140
4.60 OP-32.6	φ=25	K=390	φ=25	K=390	水圧=1t	K=390	水圧=2t	K=390	水圧差0	K=390	水圧差0	K=390
2.10 OP-34.7	φ=40	K=3360	φ=40	K=3360	水圧=1t	K=3360	水圧=2t	K=3360	水圧差0	K=3360	水圧差0	K=3360
2.10 OP-36.8	C=12	K=740	C=12	K=740	C=12	K=740	C=12	K=740	C=12	K=740	C=12	K=740
1.60 OP-38.4	φ=40	K=3360	φ=40	K=3360	φ=40	K=3360	φ=40	K=3360	水圧差0	K=3360	水圧差0	K=3360
9.40 OP-47.6	C=12	K=1170	C=12	K=1170	C=12	K=1170	C=12	K=1170	C=12	K=1170	C=12	K=1170
1.30 OP-49.1	C=14	K=1640	C=14	K=1640	C=14	K=1640	C=14	K=1640	水圧差0	K=1640	水圧差0	K=1640
6.50 OP-55.6	φ=40	K=5940	φ=40	K=5940	φ=40	K=5940	φ=40	K=5940	水圧差0	K=5940	水圧差0	K=5940
2.40 OP-58.0	C=16.0	K=2740	C=16.0	K=2740	C=16.0	K=2740	C=16.0	K=2740	C=16.0	K=2740	C=16.0	K=2740
6.30 OP-64.3	φ=45	K=12580	φ=45	K=12580	φ=45	K=12580	φ=45	K=12580	水圧差0	K=12580	水圧差0	K=12580



図一5 実測値と解析結果

でもその傾向は同じであり、最大曲げモーメントの値が事前解析値を大きく上まわっている。また、ステップ3では変位および応力度とも管理基準値のレベルIを超えた。事前解析の結果によると、この段階での発生応力は $1100\text{kg}/\text{cm}^2$ ($105\text{tf}\cdot\text{m}$)程度であり、実測値とはかなりの差がある。また、実測より得られた曲げモーメントの分布状況から判断すると、第1天満層から上層の地盤は事前解析モデルで用いたものより軟弱であったものと考えられる。この性状はこの段階以降の作業ステップにおける発生応力が事前解析結果で得られた値を大きく上まわる可能性を示唆しており、解析モデルに用いる地盤定数の見直しが必要である。

3-1-3 切梁応力

事前解析の結果では、切梁軸力は第4段目支保工が最も大きくなると予測されていたが、4段目支保工架設後も第3段目の切梁軸力は低下せず、3段目のSTR-1が約 $1600\text{kg}/\text{cm}^2$ 、STR-2が約 $750\text{kg}/\text{cm}^2$ となり、一方、4段目支保工においては、STR-1が約 $600\text{kg}/\text{cm}^2$ 、STR-2が $250\sim 300\text{kg}/\text{cm}^2$ であった。しかし、これらの切梁軸力は、すべて管理基準値のレベルI以下であり、切梁については、施行を続行しても支障はないものと判断される。全般的な傾向として、STR-1の値がSTR-2の値の2~3倍となっており、外壁直線部を支えている切梁が、円弧部を支えている切梁よりも大きな軸力を受けていることが判明した。

3-2 現状解析と予測解析

ステップ4の施工段階までの計測結果に整合する解析モデルを弾塑性拡張法を用いて設定することとした。地盤モデルについては、上部粘性土の地盤バネ定数や粘着力を低減したモデル、および粘土層で狭まれた砂層の水圧差を無視したモデル(被圧水状態の場合には水圧差が生じにくい)等、表-2に示すように5種類のモデルを設定した。

各々のモデルについて、実測変位に整合させて各ステップにおける曲げモーメントを算定吟味し

たところ、次のような性状が確認された。

- (1) モデル1~3においては、事前解析結果と同様に第1天満砂れき層付近の曲げモーメント分布性状が実測結果と整合しない。
- (2) モデル4および5においては、両者の場合ともに実測結果に整合した曲げモーメントの分布性状となる。ステップ3および4における実測結果と解析結果との整合性から、次段階以降の挙動を推定するにはモデル5を適用することとした。モデル5に関するステップ4までの解析結果を図-5中に実線で示している。

このモデル5により予測解析を行った結果、基礎完成後に鋼管に残留する曲げモーメントは、図-6に示す分布状態になると推定される。事前解析の結果では、第1天満層(OP-34m付近)で最大曲げモーメント約 $120\text{tf}\cdot\text{m}$ が、また頂版下面(OP-14.1m)で約 $100\text{tf}\cdot\text{m}$ の曲げモーメントが発生するものと考えられる。しかし、予測解析の結果では、頂版下面で $170\text{tf}\cdot\text{m}$ ($\sigma=1776\text{kg}/\text{cm}^2$)の曲げモーメントと10cmを越える変位が鋼管に発生することが予測された。

この値は、表-1の管理基準値レベルIIをはるかに越えている。さらに、上部工架設後の常時および地震時の発生応力とこの残留応力とを重ね合わせると、常時における頂版下面付近の鋼管応力が、許容応力を約 $600\text{kg}/\text{cm}^2$ 上まわる結果となり、当初計画の施工ステップの見直しが必要となった。

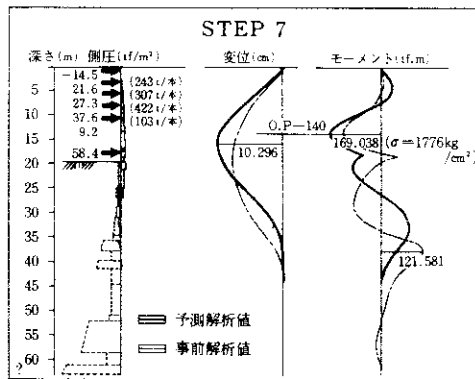


図-6 残留応力の推定

4. 施工法の検討

4-1 対応策の選定

このような最大曲げモーメントの発生に対して対応策としては次のような方策が考えられる。

- (1) 切梁および腹起しの増設により残留応力の分散を図る。
- (2) 井筒内部の敷付け位置より深い部分の地盤強度を向上させ、先行地中梁の効果をもたす。
- (3) 井筒内水位を高いレベルに保持した状態で掘削および底盤コンクリートの打ち込みを行い、その後井筒内水位を低下させる。
- (4) 鋼管矢板を補強し、矢板耐力を増大させる。

まず、(1)の対策である切梁および腹起しの増設方法として、ステップ4の時点ではほとんど外力を負担していない1段目支保工を、5段目支保工の下方に移設する方法を検討した。この方法は、新たに支保工を製作する必要もなく経済的であるが、OP-12m付近まで掘削後に架設することになる。この場合、気中架設は危険な作業を伴うため、水中架設によることとなり、施工が困難となる。

(2)の対策は、井筒内部の地盤を薬液注入等により強化し、矢板の変形を地盤で抑制させるため、かなり有効な方法であるが、コスト高となるばかりか、工期も長くなり不利となる。

(3)の対策は、井筒内水位を上げることにより鋼管応力を解放した状態で施工することとなり、残留応力の低減が可能となり経済的に優れた方法であるといえる。しかし、支保工架設により鋼管変

位を回復させて底盤コンクリートを打ち込むため、ドライアップした段階（ステップ7）で底盤コンクリートの切梁作用が卓越し、発生曲げモーメントが大きくなる傾向にあり、どの程度まで水位を上げるのが適切であるか慎重な検討が要求される。

ここでは一例として、底盤コンクリート打設時の内水位をOP+0.9 m（施工可能な最高水位）とした場合の残留応力を試算したものであるが、この結果を図-7に示す。

図-6と図-7の結果でもわかるように、底盤コンクリートの受梁作用が大きくなることにより、変位の形状が双峰形となり最大6 cm程度に抑制される。また、応力も約240kg/cm²程度低減できることになる。しかしながら、上部工架設後の発生応力を重ね合わせると、頂版天端付近で許容値を約350kg/cm²上まわることとなり、改善策としては不十分であると判断される。

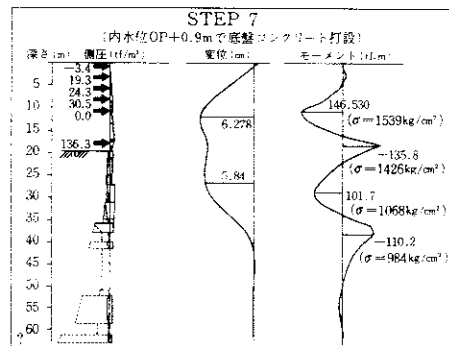


図-7 残留応力の推定（井筒内水位上昇案）

杭の種類	フレコン杭	2重鋼管	R C 鋼管	H型鋼を入れる場合	中詰鋼管
杭の断面図					

図-8 鋼管矢板の合成構造例

(4)の対策は、鋼管矢板の耐力を高める方法であり、鋼管矢板に当初の計画値を越えるような最大曲げモーメントが作用した場合でも鋼管応力は許容値内に収まるように鋼管矢板を補強しようとするものである。

補強方法としては、鋼管矢板の内面にリブプレートを取り付けて剛性を高める方法とコンクリート部材等により合成構造にする方法が考えられる。リブプレートを後付けする手法には、鋼管内部での現場溶接作業が必要となり、直径1.0mの鋼管では施工がきわめて困難である。また、合成構造の鋼管矢板の構造としては、図-8に示すようなものが考えられるが、いずれの方法においても、その耐荷力の算定法が確立されていない。

以上の4種の手法について有効性、施工性、経済性、工程等の面から検討した結果(3)の井筒内水位上昇法を併用して、(4)の鋼管矢板補強法のうち経済性、施工性を考慮して、鉄筋コンクリート充てん鋼管を採用することとした。

4-2 補強断面の決定

鋼管矢板を鉄筋コンクリート充てん鋼管にすると、かなりの耐力増があることは明らかであると考えられるが⁶⁾、曲げに対する耐力の算定法が確立されていない。その理由として、鋼管とコンクリートの付着状態およびせん断力の伝達機構に不明な点が多いこと。加えて、耐力を議論するには、合成構造全体としての終局限界状態を問題にする必要があること等が、考えられる。そこで、ここでは、建築学会で制定された“鋼管コンクリート構造設計基準”に基づき累加強度式を用いて検討した。補強断面決定にあたっては次式を満足するものとした。

$$Ma + Mb > M_1 + M_2$$

ここで

Ma : 鋼管の曲げ耐力

Mb : 中詰構造の曲げ耐力

M₁ : 上部工架設後の常時あるいは地震時の発生曲げモーメント

M₂ : 残留曲げモーメント

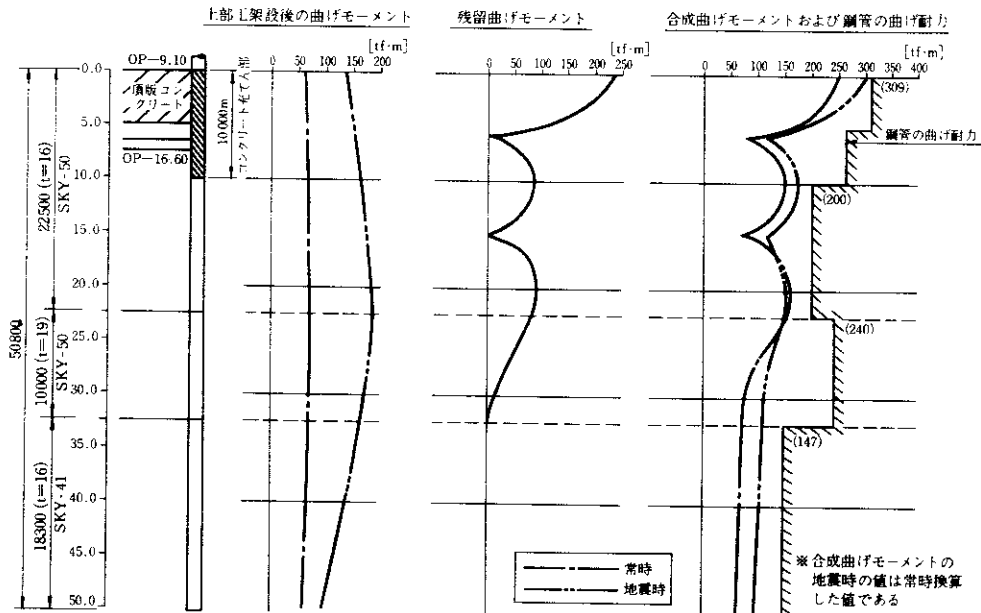


図-9 合成曲げモーメントと鋼管の曲げ耐力の比較

解析は、図-4のステップ6において、井筒内水位をOP+0.9mとし補強範囲を頂版天端から10m、15m、20mと変化させて実施した。

解析に際しては、補強区間の剛度を鋼管剛度と鉄筋コンクリート剛度の和とした。鋼管の剛度を部分的に高めると部分的に曲げモーメントにより発生する応力度が集中する傾向にあるが、これは補強範囲を長くすることにより最大曲げモーメント値を低減することができる。ここでは、それぞれの補強範囲について鋼管の曲げ耐力を比較検討した結果、工費をも考慮して補強範囲を頂版天端から10mの区間とした。この解析結果を図-9に示す。

最大残留曲げモーメントは、頂版天端付近で発生しており、その値は238tf・mである。また、上部工架設後の発生曲げモーメントと重ね合わせると常時で305tf・m、地震時の常時換算で250tf・m程度の合成曲げモーメントとなっている。

一方、鋼管のみの曲げ耐力は199tf・mとなるため、式(1)を満たすためには、鉄筋コンクリート円柱の曲げ耐力としては110tf・m程度確保することが必要となる。断面照査の結果に基づいて図-10に示す断面構成に決定した。

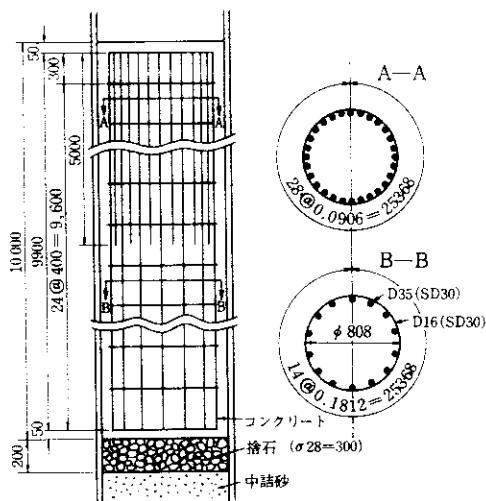


図-10 補強断面図

5. 補強後の計測結果

5-1 鋼管矢板の変位および曲げモーメント

鋼管矢板の補強前後について比較した変位と曲げモーメントの実測値と予測解析値を図-11に示す。この結果では、変位については、補強前後でほとんど変化のないことがわかる。過去の例では、内水位を下げた場合には最大変位の発生位置は、下向へ移動する傾向にあることが報告されているが、この場合には約2m上方へ移動している。これは補強によって杭上部の曲げモーメントが増加したためと考えられる。また、補強後の最大変位は、中詰め区間の剛性増を無視した予測解析値の最大変位に比べ20mm程度小さい。次に曲げモーメントの変化に着目してみると補強後の最大曲げモーメントは約160tf・mで、その発生位置は変位と同様に補強後、2m程度上方へ移動している。また、予測解析値と補強後の実測結果の曲げモーメント分布は、ほぼ同形状をなしているが、実測値は全体的に減少している。次に頂版天端以深について補強後の曲げモーメントと図-9の残留曲げモーメントを比較すると、補強区間より下方についてはほぼ同様な分布形状をなしているのに対し、頂版コンクリート部分では大きくずれている。これは、計測値が鋼管のみの曲げモーメントを表しているのに対し、図-9に示す残留曲げモーメントの分布は、合成断面が受け持つ曲げモーメントの分布を示しているためである。計算値どおりの曲げモーメントが鋼管に働いているとすると、頂版天端位置での発生曲げモーメント235tf・mの

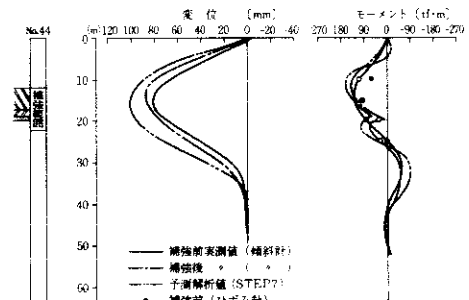


図-11 補強前後の計測結果

うち、鋼管が160tf・m、中詰めのRC円柱が75tf・mの割合で受け持っていることになる。

5-2 切梁軸力

補強実施後の鋼管矢板の切梁軸力の経時変化は、1段目・4段目・5段目支保工において、当初の予測より大幅に減少しすべて100kg/cm²以下の値となった。一方、2段目のSTR-1切梁軸力は、400~600kg/cm²、STR-2切梁軸力は250kg/cm²前後の値を示した。また、3段目については、STR-1が1100~1200kg/cm²、STR-2が550kg/cm²の値でほぼ横ばい状態となった。これはステップ7で最も高い軸力を発生するという計算上の予測と大きく異なり、鋼管の剛性が高められた結果と推測される。

5-3 井筒頭部の全体変位

岸壁の2定点から光波測量で計測した井筒頭部の変位を施工ステップごとに図-12に示す。

初期値は1段目支保工の架設前に設定した。直線部については、ステップ1で一度P-63側に変位した後、掘削段階が進行するとともに、P-61側に移動していることがわかる。円弧部については、上下流側とも一度内側に変位した後、徐々に上流側へ移動している様子がうかがえる。

このステップ1以降の挙動は、傾斜地盤による偏土圧の影響と考えられないこともないが、初期値設定時点からステップ1までの井筒の変位の方を考え合わせると、井筒の全体変位には、偏土圧以外の要因も帰因しているものと考えられる。

6. 考察

鋼管矢板基礎の施工にあたって実施した事前解析と計測管理にてえられた結果から、この種の構造物の施工における計測管理適用上の留意事項を列記する。

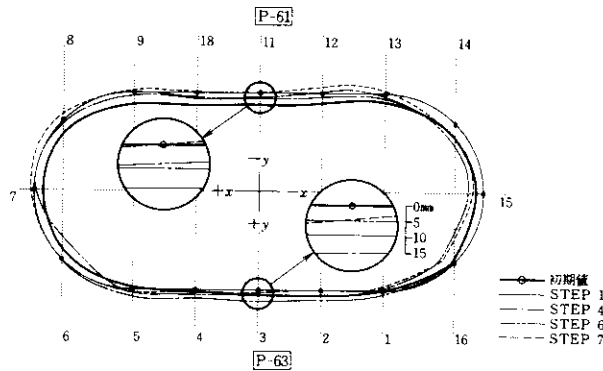


図-12 井筒頭部の変位

表-3 最大変位および最大モーメント

		STEP 1	STEP 2	STEP 3	STEP 4	STEP 5	STEP 6	STEP 7
変位 (mm)	直線部	25	50	76	100	103	82	89
	円弧部	25	-10	71	91	93	56	66
曲げ モーメント (tf・m)	直線部	70	200	180	215	212	130	140
	円弧部	70	0	150	193	195	85	115

※ 値は平均値とし、(+)は井筒内側への変位を示す。

6-1 土質定数およびバネ定数

地質調査の結果にもとづいて設定した諸定数を用いた解析結果と実測値にはかなりの差異が認められた。これは、解析時に上部軟弱層（沖積粘土層）の強度を過大評価したためと考えられる。

限られたボーリング結果から、地層の性状を的確に把握することはきわめて困難であると同時に、施工によって地盤強度を低下させる可能性もあり、この報告のような大規模基礎の施工にあたっては計測管理を併用した施工により、現地の地層の有している性状（物理定数）を適確に把握して解析に利用することが必要となるものと考えられる。

6-2 間げき水圧

事前解析結果と施工段階の計測管理にて得られた実測結果を比較すると、第1天満層は被圧されていることが確認された。予測解析にこの成果を考慮することができ、より適確な地層性状の把握が可能となったものと考えられる。

6-3 土圧

偏土圧による鋼管矢板全体に対する有害な変形は、井筒頭部の変位計測および傾斜計による鋼管変位計測結果においては認められない。その原因は、上部軟弱粘土層においては、受働側の土質定数が低下して、外水圧による拘束状態が継続されるためと考えられる。

6-4 支保工

解析では4段目支保工に最大軸力が発生するのに対し、実施工では全掘削ステップを通じて3段目支保工に最大軸力が発生した。これは種々の要因が重ね合わさった結果であろうと考えられるが、最も大きな原因は、支保工架設時の矢板変形量が解析時と大きく異なったことによるものと考えられる。また、間詰コンクリートを間にはさんだ矢板と支保工間の力の伝達に不明な点が多いことも予測を困難にしている原因の一つであるといえる。

6-5 鉄筋コンクリート鋼管

補強工法として、鉄筋コンクリート鋼管を採用

したが、鋼管に発生する曲げモーメントの低減効果には高いものがあったと考えられる。また、鋼管の変形が抑制され、結果的に補強後の支保工応力を低減させる効果があった。補強に必要な鉄筋組立等の作業を当初より計画されていた施工ステップと並行して工程のずれなく実施した。

6-6 アーチ効果

最大変位および最大曲げモーメントの直線部と円弧部の値を表-3に示す。ステップ5までは顕著なアーチ効果は認められなかった。しかし、ステップ6およびステップ7の施工段階においては、最大変位および最大曲げモーメントともに直線部が円弧部の1.2~1.5倍の値を示している。これは、アーチ効果が顕著に認められた過去の事例と比較すると中詰コンクリートの打ち込み時期が異なっており、今回の計測においても中詰コンクリート打ち込み後に若干のアーチ効果が認められた点を考慮すると、中詰コンクリートの有無がアーチ効果の発生に大きく影響するものと考えられる。また、井筒の規模が大きく、直線部が比較的長い小判形状であることもアーチ効果を少なくしている一つの要因であると考えられる。

あとがき

今回対象としたような大規模な基礎構造物においては、施工中の構造物の挙動を設計時点で把握することはきわめて困難であるが、計測管理により、各施工段階の地盤性状や鋼管矢板の特性を詳しく把握することができ、施工の安全性が確保された。

また、現場の計算によって得られた実測結果にもとづいて施工法の見直しを行い、鋼管矢板を補強して上部工架設後の基礎の安全性を確保することができた。今回の計測管理では設計時点で考えていたよりも危険側の値が確認されたため補強工を実施して対処したものであるが、逆の場合には支保工の断面低減や掘削条件等の調整を行うことにより、経済的な施工を行うことが可能となるものと考えられる。

今後は計測管理体制を積極的に取り入れて、その成果を効率よく施工に反映させて、より経済的な施工を目指す方向に進むことを期待するものである。

最後に、この計測管理の実施にたずさわった関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 大志万他；鋼管井筒の動態観測について、第12回技術研究発表論文集 P236～P240
- 2) 新淀川第二工区下部P-78鋼管矢板式基礎計測結果報告書、昭和60年10月
- 3) 新淀川第一工区下部P-69鋼管矢板基礎計測施工管理報告書、昭和60年7月
- 4) 正蓮寺川工区下部工事に伴う土質調査報告書、昭和60年12月
- 5) 新淀川橋梁鋼管矢板基礎計測結果の解析検討報告書、昭和61年3月
- 6) フレキシブル鉄筋コンクリート協会、フレキシブル鉄筋コンクリート杭技術資料、昭和57年1月
- 7) 成田、佐伯、金井；コンクリート充填鋼管の耐荷力、昭和58年5月
- 8) 田中、高田、川北；鋼管矢板基礎計測とアーチパネを考慮した設計法の提案、阪神高速道路公団技報第6号