

プレキャストPCウエル基礎の設計，施工，試験

— 磯谷橋下部工事について —

高 橋 沙*
黒 川 義 雄**

まえがき

表題のプレキャストPCウエル基礎は，北海道開発局が磯谷橋において採用した工法である。

磯谷橋は，国道229号線が尻別川河口付近で横断する箇所に架設された橋梁で，次に示す規模の橋梁である（図-1参照）。

橋 長：210.0 m

幅 員：8.5 m（車道 7.0 m + 歩道 1.5 m）

上部構造：2径間および3径間連続鋼桁橋

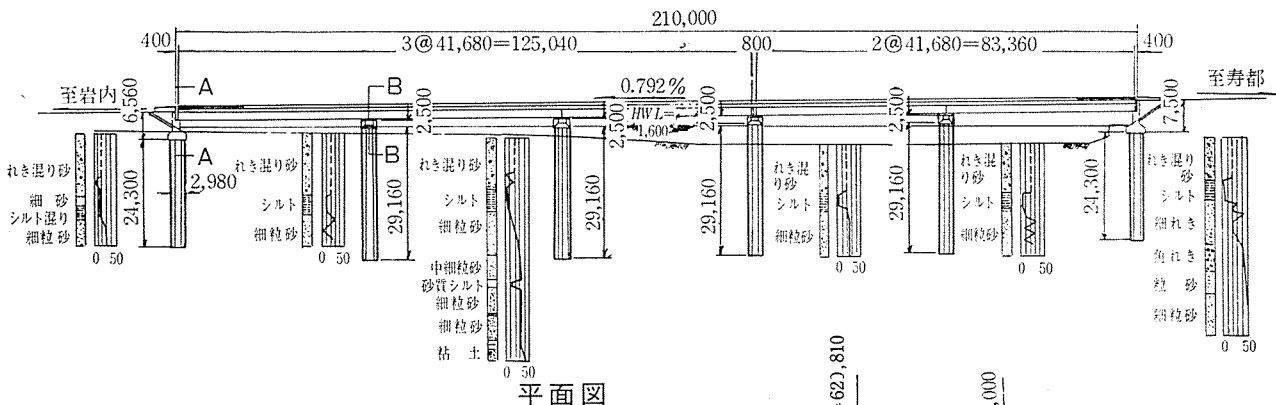
下部構造：プレキャストPCウエル基礎

工事は，昭和44年6月から45年10月（冬期間1月～4月は作業休止）の工期約14ヵ月で上下部構造とも完成させたもので，このうち下部構造は昭和44年度に橋脚4基を，また，昭和45年7月中旬までに残り橋台2基のうち，PCウエル基礎の沈設を完了し，引続き右岸橋台（1A）において試験を行なった。

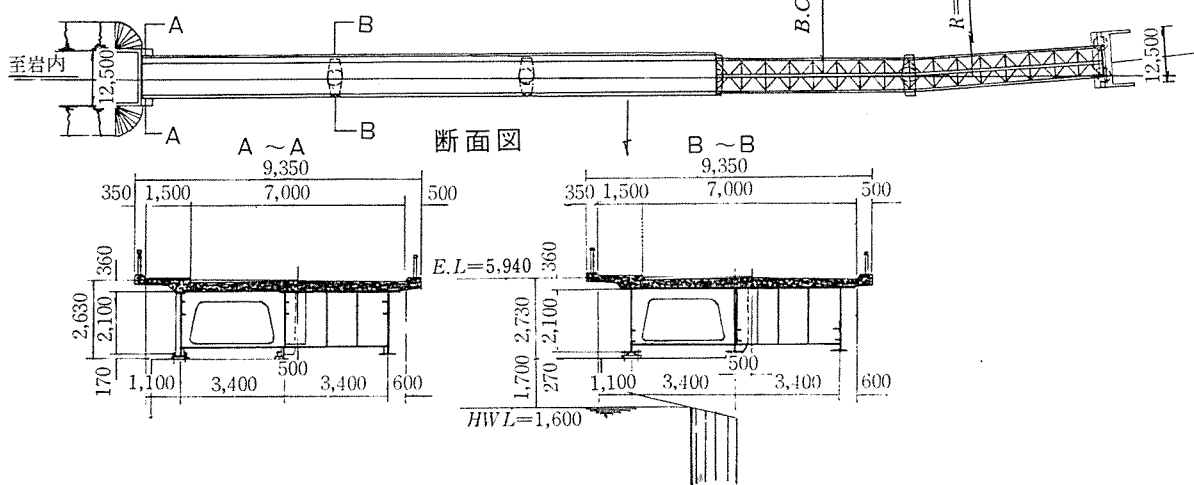
本工法は，あらかじめ工場で遠心力を用いて造られた

図-1 磯谷橋一般図

側面図



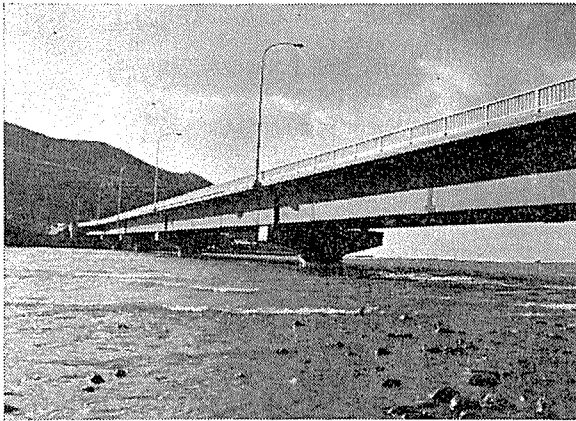
断面図



* 北海道開発局道路建設課

** 北海道開発局小樽開発建設部道路課

写真-1 磯谷橋



製品を現場で積み重ねながらオープンケーソンと同じ方法で沈設施工を行なうもので、構造物のプレハブ化による迅速性、および労働力不足に対処する省力化工法として本橋程度の規模の橋梁に適した工法であり、また、都市内における無振動、無騒音化の要求にマッチした工法として、今後の発展を期待できるものと考えられる。

本文は、プレキャスト PC ウェル基礎の設計、施工、試験結果の概要について報告するものである。

1. PC ウェル工法とその施工方法について

PC ぐいの弱点であるきれつ、水平抵抗力をカバー

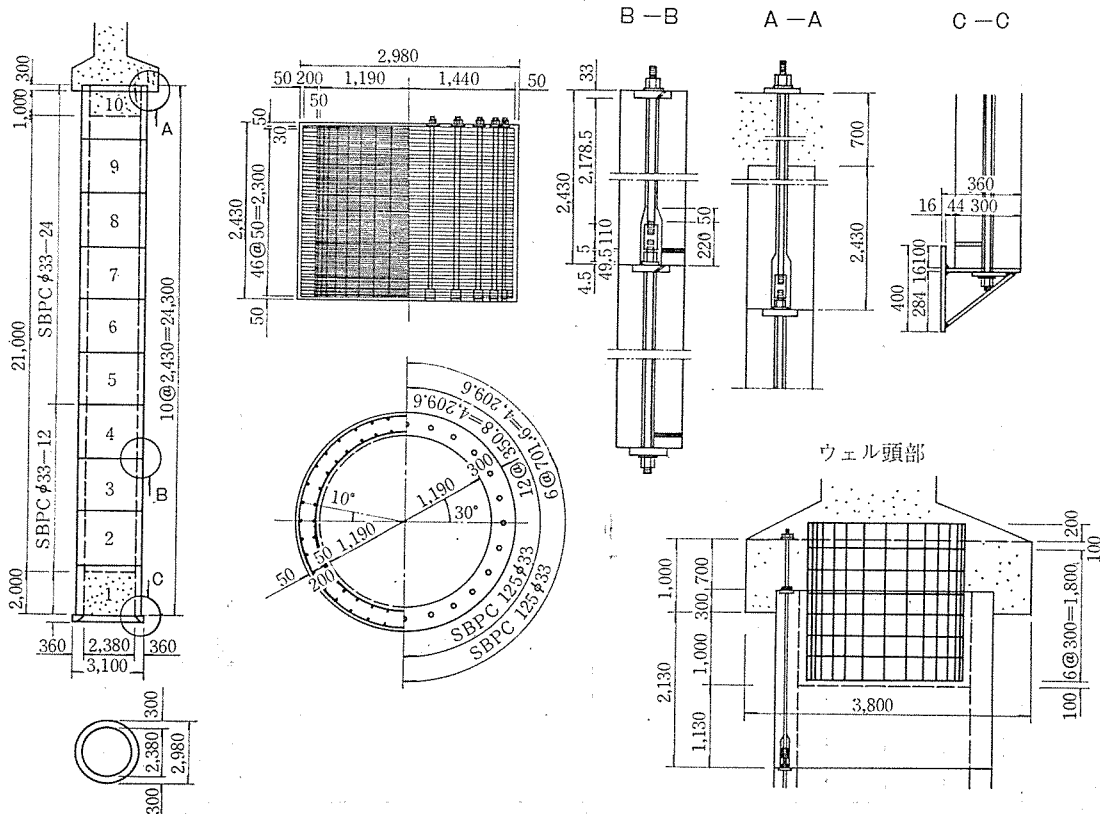
するうえから出現した PC ぐいも、打撃貫入による施工方法では、300~500 mm 程度の径のものが一般的である。

水平抵抗力は、くい径の約 2 乗に比例するものであるから、大口径ぐいの使用が有利なことはいまでもないが、施工上の制約および騒音、振動の問題から 1000 mm 前後の径では場所打ちぐいが多く使用されているようである。一方既成コンクリートぐいの無騒音、無振動の施工方法が研究開発され、大口径化の方向に進んできていることは、設計の合理性と、経済性を追求する積極的姿勢の現われといえよう。

PC ぐいは、昭和 43 年に JIS A 5335-1968 で、プレテンション方式遠心力プレストレストコンクリートぐいが外径 300~1200 mm まで、また、JIS A 5336-1968 でポストテンション方式遠心力プレストレストコンクリートぐいが外径 500~1800 mm まで規格化されている。一般に、大口径の PC ぐいは施工上の制約から 1000 mm 前後のものが多く使用されているようである。

上記の JIS 規格の径よりも大きい、2000 mm 以上のものは単体長も遠心力鉄筋コンクリート管と同じく 2430 mm と短く、施工法はロットを多数結合するオープンケーソン方式と同じであり、これらのことから、径が 2000 mm 以上のものを「PC ウェル」と称してい

図-2 橋台 PC ウェル構造図

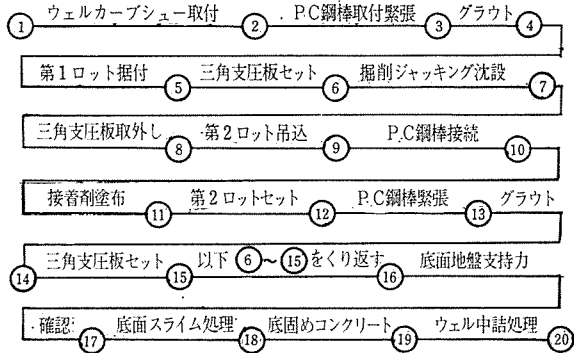


報 告

るようである。PC ウェル工法は、まえばきにもふれたとおりあらかじめ工場で大口径 PC ぐいと同様に遠心力を用いて作られた製品を現場で積重ね、結合と同時にプレストレスを導入し、一般にはオープンケーソン方式で沈設する工法である。また、PC ウェルは、PC 部材として所要の PC 鋼棒をそう入し、所定のプレストレスを導入することができ、ひびわれのない完全な構造とすることができる。なお、曲げモーメントの小さい構造部分にはプレストレス導入の必要はないが、構造物を一体とするための必要から PC 鋼棒による接合を行なう。

PC ウェル工法の作業順序は表-1 のフローシートのとおりである。

表-1 PC ウェル作業順序



以上の工程でウェル作業は完成する。

磯谷橋橋脚における前記 ①~⑳ の作業に対する時間計画を図-3 に示す。

施工はまず PC ウェルすえつけ箇所の床ならしをした正規の位置に作業 ①~④ 完了後に据付ける。通常は

次のロット接続のため、ウェル天端は水面上 30 cm 程度高く設置すればよく、水深が 2.0 m 以上あれば砂利

図-4 橋脚ウェル沈設設備

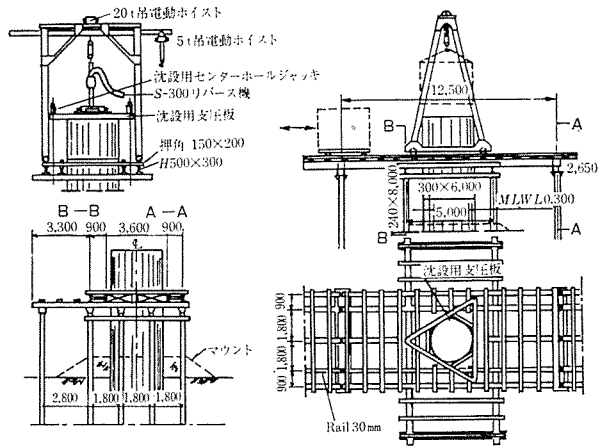


図-5 橋台ウェル沈設設備

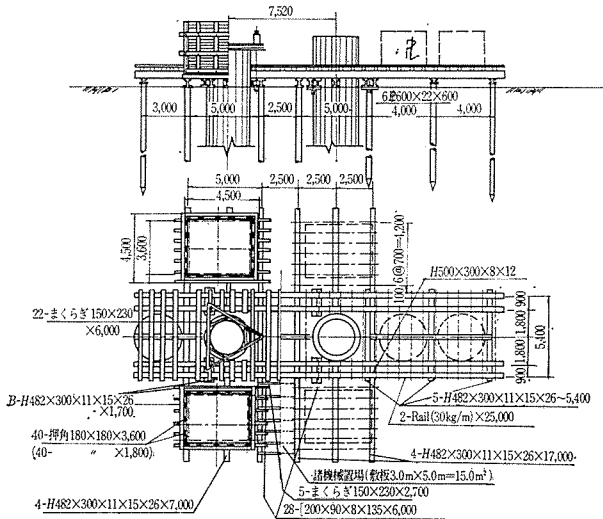
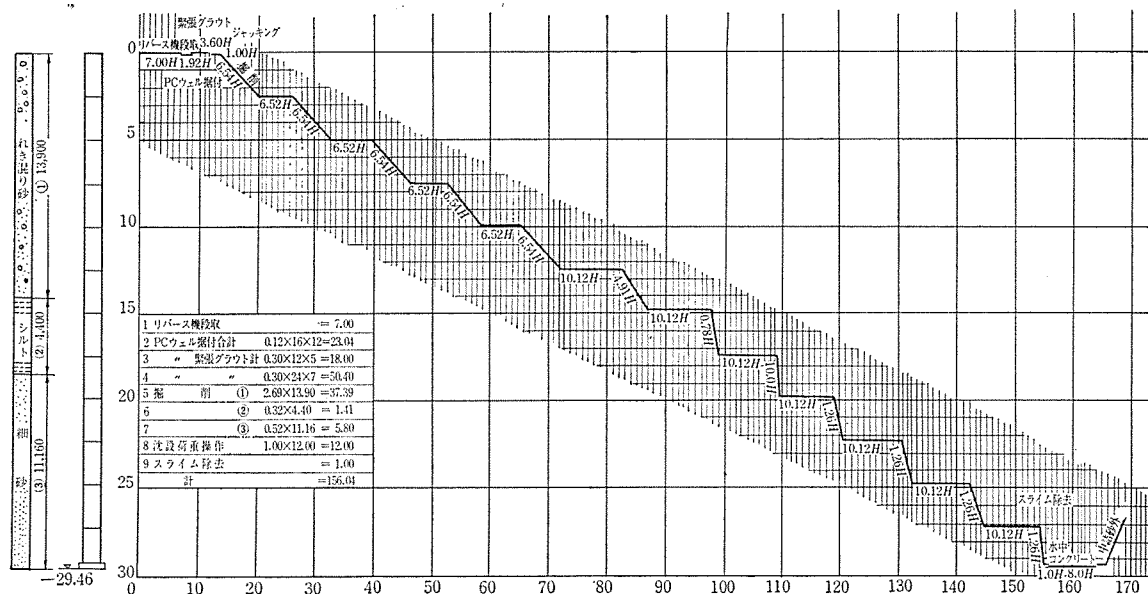


図-3 沈下—時間計画 (橋脚ウェル)



などを盛り上げた簡易なマウント工を施せばよい。

PCウエルを正規の位置にすえつけた後に適当なガイドと三角支圧板により偏心を抑えながら作業を進めていく。また、ウエル自重が軽いので工事計画として200t程度の圧入が必要であり、三角支圧板および100tセンターホールジャッキ3台を使用し、カウンターウェイトとして結合前のウエル、掘削土砂、その他クレーン車等の施工機械を利用する。

PCウエルの中掘り機械として、リバースサーキュレーションドリル機のほか、土質に応じハンマーグラブ、クラムシェルを併用する。しかし、本工法ではリバースサーキュレーションドリル機を使用することにより真価が発揮できる。

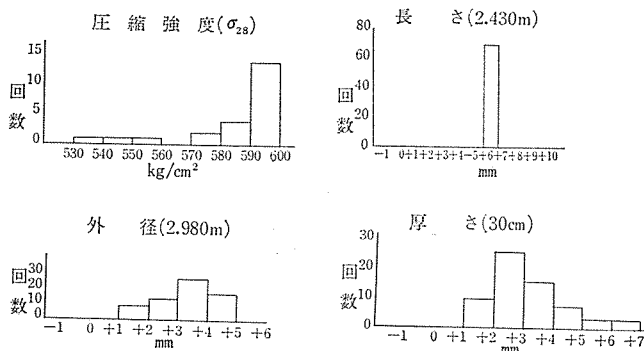
接合面はよく清掃し、一般にエポキシ系の接着剤を1~2mm厚程度塗布して接着させる。構造的にみれば、PC鋼棒にプレストレス導入を行なうことで十分であるが、施工中における接合面からのろう水防止およびPC鋼棒の防錆上必要であり、また、セメントモルタルでは、グラウト圧入により接合面からのセメントモルタルのものが生ずるのでモルタル硬化を待つ必要が生じ、本工法の特徴である急速施工の意義がなくなる。したがって、エポキシ系の接着剤でも粘性度の高いものほどこの面では有利となる。

プレストレスの導入は、PCウエル軸心に対して対称的に行なうのを原則とし、本工事では100tセンターホールジャッキ3台を対称に配置し3ヵ所を同時にプレストレスを導入し順次移動していく。したがって、本工事では12本もしくは24本のPC鋼棒を4行程、8行程で施工する。

寒冷地であり、冬期間の12月~3月は結氷する等の悪条件のため、グラウトは北海道土木技術会の指針にしたがい水セメント比は40%以下とし、コンシステンシーは、旧沈入試験器により17~40秒とし、また、収縮率は2%以下、膨張率5%以下、圧縮強度(10×20cmテストピース)200kg/cm²以上として管理した。また、フリクションカット用ジェット孔など施工上に設けたPCウエルの孔は、すべてグラウト処理を行ない凍結によるPCウエルのひびわれ防止に留意した。

PCウエルの品質については特に基準はないが、コンクリート配合表を表-2に、寸法検査結果のヒストグ

図-6 PCウエル検査成果



ラムを図-6に示す。JIS A 5336-1968に規定しているコンクリート圧縮強度500kg/cm²以上、および許容誤差のくい長さの±0.3%、外径700~1800mmに対する外径許容誤差+7mm-4mm、厚さ-1mmの範囲内に入るものである。したがって、品質管理は、JIS A 5336に準じてよいと思われる。

本工法のように既成品を現場で積重ねていく場合に製品精度が現場での施工精度にもつながるので、品質管理の行き届いた工場製品によることが望ましい。

2. 工法の選定

架橋地点の地質は、尻別川の運積作用あるいは日本海の海浜作用による沖積層が主体をなし、一部レンズ状にシルト、腐食土が点在しているが、今回試験を行なった右岸橋台については、図-7の土質柱状図のごとくで、工学的特性から分類すると、上層深度8.0mはN値15~30程度の砂れき層があり、中間に約3.0mのN値0~10のシルト層がある。下層は砂れき層で、N値が20程度の層が続き以下深度が増すと徐々にN値が増加し深度45~50mで岩盤に到達する。また中間シルト層以下には水頭0.8~1.2m程度の被

図-7 土質柱状図

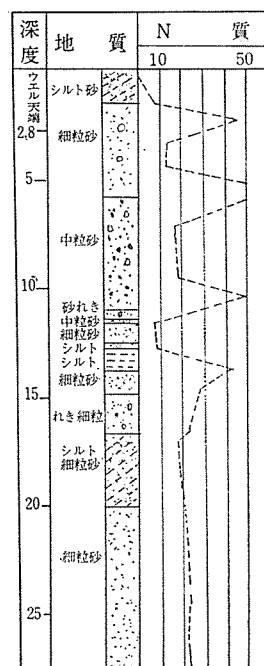


表-2 PCウエルのコンクリートの配合表

	コンクリートの配合						スラブ (cm)	スラブリ の許容差 (mm)	圧縮強度 (kg/cm ²)	
	骨材の 最大寸法 (mm)	単 セメント 量 (kg/m ³)	単位水量 (kg/m ³)	単位骨材量 (kg/m ³)					材令7日	材令28日
				細骨材	粗骨材	合計				
PCウエル 2980×2.43	25	526	200	670	1005	1675	6	±10	250	500

圧水がある。

下部構造の選定にあたって一意的に決定できないが、地質条件が悪いので上部構造を軽い鋼鈹桁とし、下部構造については、場所打ちぐい、既成ぐい、オープンケーソンの案で比較検討を行なった。

1) 場所打ちぐいは、被圧水の影響を受けるのでオールケーシング工法で施工する必要があり、また、品質面に弱点が残る等危惧される面が多く、また河川管理上から水面以下約 9.0 m が根掘底面となることから仮締切に多大の費用を必要とする。

2) 既成ぐいは、上部砂れき層に点在する転石打ち抜きに問題があり、付近で施工した鋼管ぐいの例でも貫入不能または大きな変位を生じており、また、1) と同様に仮締切に多大な費用を必要とする。

3) オープンケーソンは、このような条件下では最も一般的な工法であると考えられるが、河川条件からウエル天端を水面下約 6.0 m とする必要があることから、1), 2) と同様費用がかさむこと、工期を長く必要とすること、被圧水の影響を受けて、クイックサンド現象の発生も予測されることなどが問題となった。

一方、P C ウエル工法は、本工事に採用したような、長尺ウエルの施工例がないこと。上部砂れき層における転石処理に不安があったが、工法としては施工例もあり被圧水の影響は工法上無視できること。工期的にはわずか 20 日程度で沈設可能と見込まれたこと、経済上からは他の工法よりすぐれており、万一施工過程での多少のトラブルがあっても工期、工費に余裕が見込めることなどから、P C ウエル工法を採用した(詳細は“磯谷橋下部型式の選定について”第 14 回北海道開発局技術研究発表会論文集を参照されたい)。

3. P C ウエルの設計概要

ここで、後述の実験を行なった右岸橋台(1A)の設計概要を説明する。

本工法での基礎の安定計算上の分類を行なえば、基礎の根入れ部の横方向地盤反力係数 K_H が一定の場合、 $l \cdot \sqrt{KD/4EI} \leq 2$ を剛体基礎(ウエル基礎)と考えている。いま本橋について試算すると左辺が 3.8 となりこの意味では、くい基礎で設計

すべきものと考えられる。

くいの横抵抗解析は、一般に弾性床上のはりとして取扱われているが、くい頭から若干の区間はこの理論にしたがわない非弾性区間が存在することはいうまでもない。特に、くい頭が自由端の場合には、非弾性区間の存在は無視できない。いま P C ウエルの挙動が、Y.L. Chang の理論にしたがうものとして試算すると変位は 0.9 cm となり、非弾性区間が存在するとした本設計の変位 4.0 cm との間に大きな差異が生ずる。本橋の P C ウエルの設計計算は上記の事項を勘案した、高谷、横江式によるもので、理論上の仮定は概略、次のとおりである。

ウエルもくいと同様に有限の剛度をもった弾性床上のはりとしての挙動を示すものとする。ただし、地表面付近では地盤の反力が変位に対応せず塑性的反力を生ずるものとする。この深度は、受動土圧を極限反力状態と考える。

土の横方向反力係数、受動土圧係数、および土の単位体積重量などは、深度および土質により変化する。またウエルの剛度も深さによって変化する。

次に、設計に必要な土の諸定数、外力、P C ウエルの断面諸定数、およびこれらをもとに計算した結果を表 3、4、図 8 に示す。

導入プレストレスの計算は、これらの計算結果をもとに行なうが、ウエル周面に働らくスキンプリクションが軸力を打ち消すように働らくので、これをどのように考

表 3 右岸橋台インプットデータ

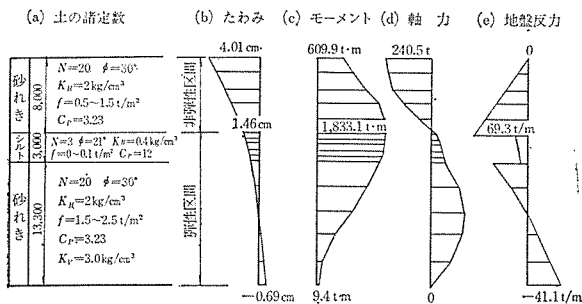
E	I	D	L	CK	G	CP	W	
1	0.400E 07	0.229E 01	2.980	8.000	2000.000	0.900	3.230	1.200
2	0.400E 07	0.229E 01	2.980	3.000	400.000	0.900	1.200	1.200
3	0.400E 07	0.229E 01	2.980	13.299	2000.000	0.900	3.230	1.200

E ... YOUNG KEISU (T/M**2)
I ... DANREN-ZUJI-MOMENT (M**4)
D ... TEIKOU HABA (M)
L ... SOU-NO-TATUSA (M)
CK ... TUTI-NO-YOKUROUKOU HANRYOKU KEISU (T/M**2/M)
G ... TUTI NO TAN I JYURYO (T/M**3)
CP ... JYUDOU DOATU KEISU
W ... SUIMEI TOUBUNPU-KAJYU (T/M)
TEIHAN NO SUNPOU OYOBI SIJISOU NO HANRYOKU KEISU
DW ... 0.000 (M)
H ... 0.000 (M)
R ... 1.490 (M)
CKV (SIJISOU NO ENCHYOKU HANRYOKU KEISU) ... 3000.000 (T/M**2/M)
KASAI-KAJYU
L ... 0.000 (M)
U.W. ... 0.900 (T/M**3)
SAYOU-GAIRYOKU
M ... 607.900 (T/M)
H ... 240.500 (T)
V ... 275.000 (T)

表-4 右岸橋台アウトプットデータ

RESULTS							
HIDANSEI KUKAN							
1	0.000	-7.999	T=6.264	C1=0.64412E-02	C2=0.26074E-02	C3=0.123226E-01	C4=0.740191E-01
X (M)	Y (M)	A (RAD.)	BM (T.M)	O (T)	R (T/M)		
0.0000	0.0001	0.00370	609.900	2407.999	0.0000		
1.9999	0.0342	0.00356	990.321	231.331	13.860		
3.9999	0.0284	0.00375	1338.252	199.986	27.721		
4.7999	0.0236	0.00310	1618.669	146.463	41.581		
6.3999	0.0188	0.00280	1795.189	70.764	55.762		
7.9999	0.0146	0.00248	1833.069	-27.111	69.302		
DANSEI KUKAN							
1	7.999	-8.000	T=6.264	C1=0.12481E-01	C2=-0.96849E-02	C3=0.19747E-02	C4=-0.18482E-02
X (M)	Y (M)	A (RAD.)	BM (T.M)	O (T)	R (T/M)		
7.9999	0.0146	0.00248	1833.069	-27.111	87.356		
7.9999	0.0146	0.00248	1833.069	-27.111	87.356		
7.9999	0.0146	0.00248	1833.069	-27.111	87.356		
7.9999	0.0146	0.00248	1833.069	-27.111	87.356		
7.9999	0.0146	0.00248	1833.069	-27.111	87.356		
8.0000	0.0146	0.00248	1833.069	-27.111	87.356		
2	8.000	-11.000	T=9.367	C1=0.14205E-01	C2=-0.17859E-01	C3=-0.55555E-03	C4=-0.23589E-03
X (M)	Y (M)	A (RAD.)	BM (T.M)	O (T)	R (T/M)		
8.0000	0.0146	0.00248	1833.069	-27.111	17.471		
8.0000	0.0132	0.00236	1813.978	-36.349	15.734		
9.2000	0.0118	0.00225	1789.653	-44.570	14.083		
9.8000	0.0104	0.00213	1760.687	-51.825	12.515		
10.4000	0.0092	0.00202	1727.645	-58.165	11.029		
11.0000	0.0080	0.00190	1691.062	-63.637	9.624		
3	11.000	-24.299	T=6.264	C1=0.75617E-02	C2=-0.84452E-02	C3=0.31112E-03	C4=-0.12156E-02
X (M)	Y (M)	A (RAD.)	BM (T.M)	O (T)	R (T/M)		
11.0000	0.0080	0.00190	1691.062	-63.637	48.122		
13.6600	0.0036	0.00145	1389.242	-151.529	21.559		
16.3200	0.0002	0.00111	939.620	-177.576	1.322		
18.9800	-0.0024	0.00091	486.588	-156.085	-14.599		
21.6400	-0.0047	0.00082	144.016	-95.529	-28.242		
TEIMEN NO HANRYOKU							
X1	0.000	R1	35912				
X2	2980	R2	43120				

図-8 土の諸定数と計算結果



えるかが問題であるが、決定的な方法がなく、経験および文献を参考にした値と、スキンプリクシオンを考慮しないものとの中間的な値を用いた。導入プレストレスの計算結果を表-5に示す。

PC ウェルは、コンクリートの許容応力度を大きくすることによってコンクリートの断面寸法を小さくすることができ、当然これによってウェル単体の自重を軽くすることができるので、プレハブ工法で第1に考慮する施工性をよくすることができる。高強度のコンクリートでは、乾燥収縮、クリープも小さく、これによるプレストレスの減少も小さくなり、したがって、PC 鋼棒の本数を少なくす

ることができるため、経済性、および構造上から高強度のコンクリートを使用することが有利であることはいうまでもない。しかし、ウェルの性質上、プレストレスの不要な箇所もあるが、構造を一体とするために PC 鋼棒でのプレストレスによる接合を行なっている。一方、プレキャストウェルの互換性を考えるとき、同一品質とすべきであり、幾分不経済となっているのしかたないと考えられる。今後プレキャスト ウェルの接合方法で、よりよい工法が開発されれば、PC 鋼棒によるプレストレスの変化と同様に、RC 構造もしくは、PRC 構造、

表-5 導入プレストレスの計算表

高さ (m)	モーメント (t·m)	側面まきつ (t/m ²)		軸力 (t)				荷重による曲げ応力度 (t/m ²)				導入プレストレス σ_p (t/m ²)			導入プレストレス P_e (t)	必要鋼棒数 N	使用鋼棒数 (本)	有効プレストレス力 (t)
		最大	最少	最大	最少	最大	最少	最大	最少	最大	最少	合成						
		σ'_{cw}	σ_{cw}	σ'_{cw}	σ_{cw}	σ'_{cw}	σ_{cw}	σ'_{cw}	σ_{cw}	σ'_{cw}	σ_{cw}	σ'_{cw}	σ_{cw}					
10	920	0	0	275	275	706	-488	706	-488	$0 \leq \sigma_p \leq 1,544$	$0 \leq \sigma_p \leq 1,544$	$0 \leq \sigma_p \leq 1,544$	$0 \leq P_e \leq 3,906$	0	24	1,420.8		
9	1,450	-0.5	1.5	281	258	1,081	-830	1,041	-839	$239 \leq \sigma_p \leq 1,169$	$239 \leq \sigma_p \leq 1,206$	$239 \leq \sigma_p \leq 1,169$	$605 \leq \sigma_p \leq 2,938$	11	24	"		
8	1,770	0.5	1.5	287	241	1,263	-1,035	1,245	-1,054	$436 \leq \sigma_p \leq 987$	$434 \leq \sigma_p \leq 1,035$	$434 \leq \sigma_p \leq 987$	$1,149 \leq \sigma_p \leq 2,497$	20	24	"		
7	1,830	0	1.0	305	236	1,309	-1,068	1,282	-1,085	$468 \leq \sigma_p \leq 941$	$456 \leq \sigma_p \leq 958$	$468 \leq \sigma_p \leq 941$	$1,252 \leq \sigma_p \leq 2,381$	22	24	"		
6	1,700	0	1.0	322	231	1,231	-976	1,195	-1,012	$376 \leq \sigma_p \leq 1,019$	$412 \leq \sigma_p \leq 1,055$	$412 \leq \sigma_p \leq 1,019$	$1,042 \leq \sigma_p \leq 2,578$	18	24	"		
5	1,450	1.5	2.5	305	191	1,062	-821	1,017	-866	$221 \leq \sigma_p \leq 1,188$	$266 \leq \sigma_p \leq 1,233$	$266 \leq \sigma_p \leq 1,188$	$673 \leq \sigma_p \leq 3,006$	12	24	"		
4	1,030	1.5	2.5	289	152	783	-554	729	-609	$0 \leq \sigma_p \leq 1,457$	$95 \leq \sigma_p \leq 1,521$	$95 \leq \sigma_p \leq 1,457$	$0 \leq \sigma_p \leq 3,712$	0	12	710.4		
3	630	1.5	2.5	272	112	—	—	—	—	—	—	—	—	0	12	"		
2	290	1.5	2.5	255	72	—	—	—	—	—	—	—	—	0	12	"		
1	90	1.5	2.5	238	33	—	—	—	—	—	—	—	—	0	12	"		
表-4 による		1ブロックあたりまきつ力 $f=0.5 \sim 11.4$ $f=1.5 \sim 34.3$ $f=2.5 \sim 57.1$		1ブロック重量 $=17.5$		$\sigma'_{cw} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{w}$ $A=2.53$ m ² $w=1.54$ m ²		コンクリート強度 $\sigma_{ck}=500$ kg/cm ² $\sigma'_{cw} + \sigma_{cp} \leq 2,250$ t/m ² $\sigma_{cw} + \sigma_{cp} \geq -600$ t/m ²				$P_e = \sigma_{cp} \times A$		SBC-15 #33mm使用 $P_s=53.1$ t/本 $N=P_s/P_e$				

PC 構造と変化させることにより、より経済的で合理的な設計ができるものとする。

4. PC ウェルの施工結果

2.で示した施工順序にしたがい作業を進めたが、その結果を図-9, 10 写真-3~5 に示す。

PC ウェルの施工誤差については設計時にはオープンケーソン程度の変位は予想したのであるが、表-6 に示すとおり比較的良好な精度で沈設できた。これは、PC ウェルが工場製品で寸法誤差も微少でロット積重

ねにおけるずれがないことと、三角支圧板によるジャッキング調整による効果のあらわれと理解している。本工法のように、ウェル自重が軽く地盤が転石混入のところでは深度 6~7 m 程度に至るまでは、非常に移動しやすく、三角支圧板を用いた強制圧入が移動抑制に効果的に利用できる。

図-9 は設計当初に考慮したスキンプリクションと施工時の荷重状態を示したものである。図-9 および試験結果からわかるように、設計当初より少ない値を示している。これは、現場製作のウェルと異なり作業工程が短

図-9 右岸橋台ウェル沈下曲線

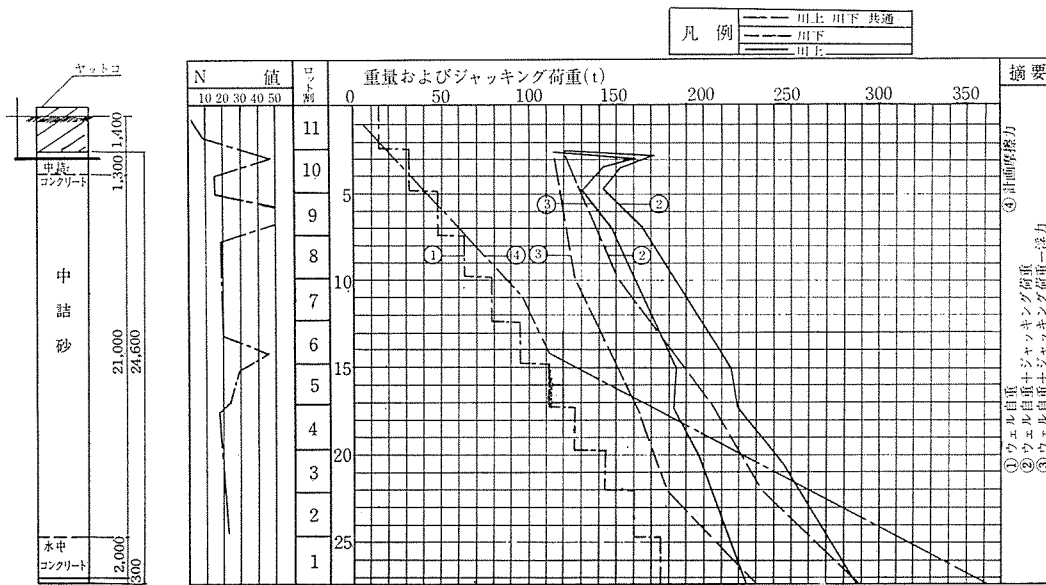


図-10 ウェル沈設一経過日曲線

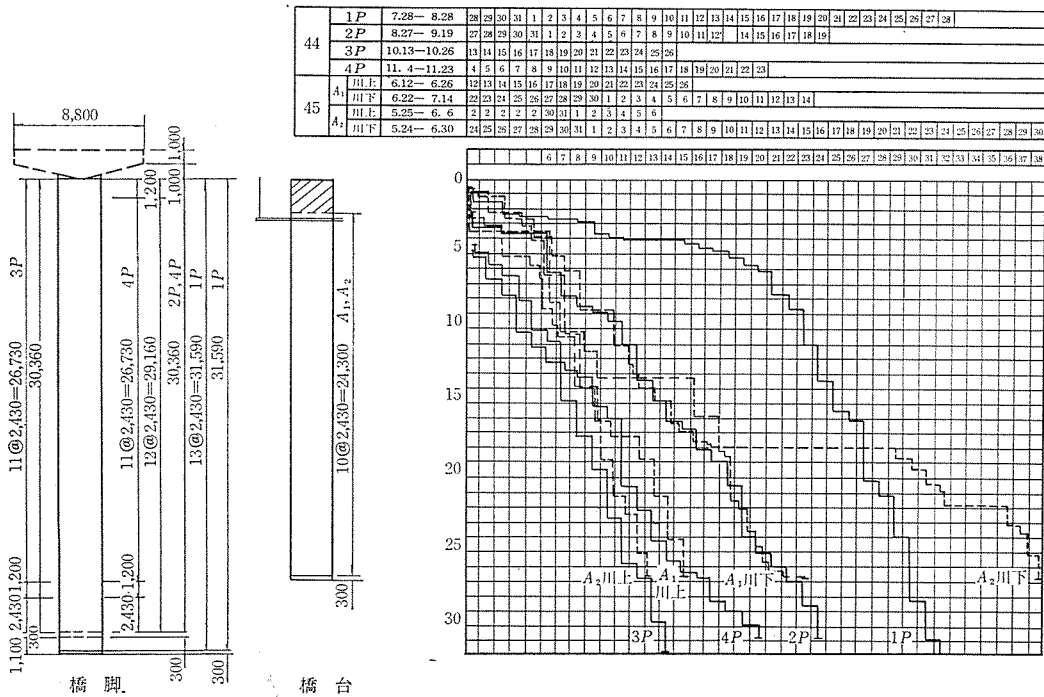


写真-2 PC ウェルプレストレス導入状況

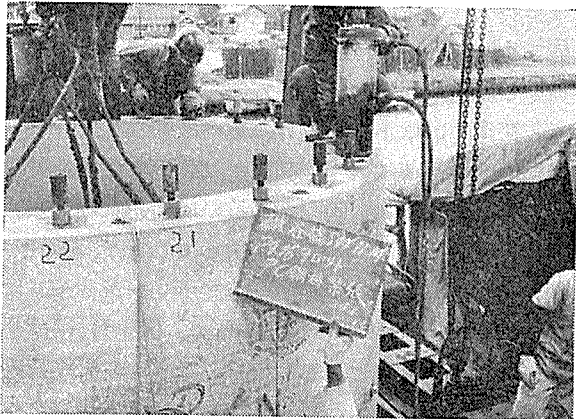


写真-5 ハンマーグラブによる掘削状況

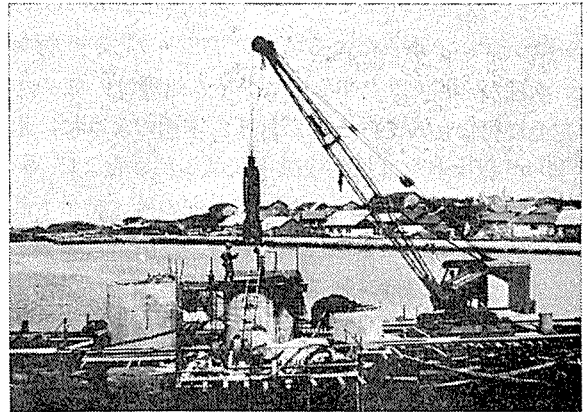


写真-3 三角支圧板セット

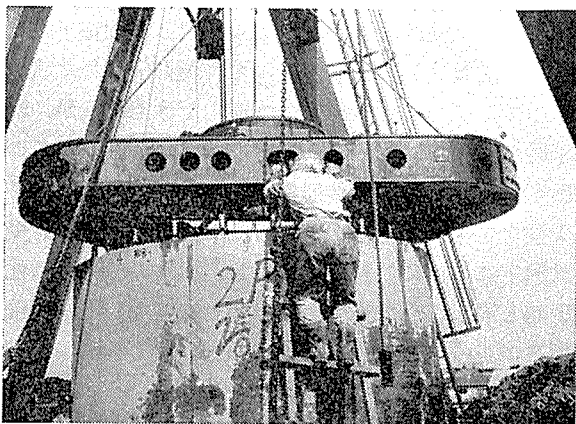
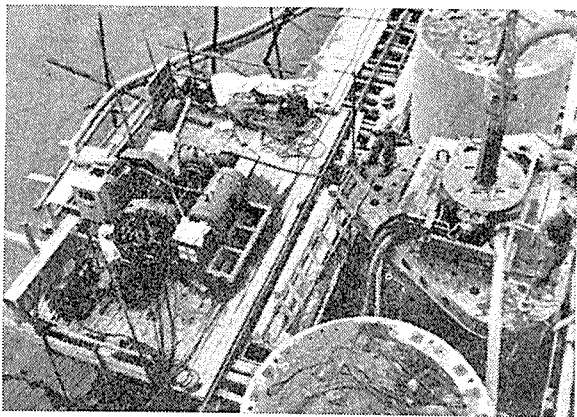


表-6 PC ウェルの施工誤差

		施行 誤差	傾 斜 角	摘 要
A ₁	川上	 川下に 140 mm 終点に 10	1-2 $\tan \theta$ 0.0134	 川上 川下 起点 終点
	川下	 川下に 70 mm 終点に 20	1-2 $\tan \theta$ 0.0084	
1P		 0	0.0000	
2P		 川上に 230 mm 起点に 60	1-2 $\tan \theta$ 0.0034	
3P		 川下に 60 mm 起点に 30	1-2 $\tan \theta$ 0.0050	
4P		 川上に 140	1-2 $\tan \theta$ 0.0067	
A ₂	川上	 川上に 173 mm 起点に 60	1-2 $\tan \theta$ 0.0134	
	川下	 川下に 70 mm 終点に 40	1-2 $\tan \theta$ 0.0117	

写真-4 リバースによる掘削状況



時間で連続施工であること、また、施工精度がよいことがスキンプリクションの少なかった要因ではなかったかと思われる。いうまでもなく、現場打設のウエルは、ロット継ぎ足しに相当な日時を要し、また、変位を生じても継ぎ足し上部ではそれを修正施工する例が多く、これがスキンプリクションを大きくし、沈下を困難にしている原因とも考えられるからである。

ウエル沈下経過日曲線を図-10に示している。1Pは作業員の不慣れ、予期しない大転石の出現、ウエル周

辺の土砂の巻込みなどのためであり、また、左岸橋台(2A)下流は、ウエル先端カーブシューの外径をウエル外径と一致させて、フリクションカットを設けた場合との沈下荷重の比較を試みたのであるが、左岸橋台の土質は、深度が 18 m 以下に、 N 値が 40 以上の土丹に似た地層があり、フリクションカットをつけない場合のこのような地層での沈設が非常に困難であることを示している。また、後述の鉛直載荷試験結果からもわかるように、フリクションカットをつけた場合はフリクションカットなしのウエルよりも相当に側面フリクションが少なく、したがって、側面地盤を乱しているものと考えられる。なお、図-9からは沈下荷重の明確な差は分らないが、被圧水の影響によるクイックサンド現象等を避けるため掘越量を 50 cm 以下に規制したので、カーブシュー先端が常時地盤に接した状態で施工されていたためであり、一般的には、カーブシューのフリクションカットは、施工上からは付けた方が良く、また、側面フリクションを考慮する設計では、付けない方がよいことはいうまでもない。

ウエルの初期沈下を抑えるためには、ウエル底面のス

報 告

ライム処理を完全に行なう必要があり、底固めコンクリート打設のためのトレミーパイプを利用し、75 PS のエアコンプレッサーによるエアリフト方式で行なった。水深が 10 m 以上あればスライム処理は、この方法で完全に行なえるものと思われる。本橋のように、水深が 25 m 以上あれば掘削沈設中に乱した砂および 5 cm 程度の浮石は排出され、また、潜水夫の確認結果も乱された土砂はなかったと報告している。一般に、中掘り方式によるくい基礎は、初期沈下に対する配慮が必要であり、上記のエアソフト方式による処理も一つの方法である。本工事に使用した主要機械および作業人員を表-7, 8 に示した。

表-7 主要機械一覧表

機 械 名	規 格 寸 法	員 数
リバースサーキュレーションドリル	S200 併用 S300 型	1
エアコンプレッサー	ジーゼル 75 HP	2
ゴライアスクレーン	20 t 吊台車とも	1
電動ホイスト	20 t 吊	1
〃	5 t 吊	1
〃	2 t 吊	1
四翼ビット	RCD 機用 φ2.800	1
同上用拡底ビット	〃 φ2.900	1
ハンマグラブ	2 t	1
クラムシエル	0.3m ³	1
ウインチ	15PS 複	1
ドリルパイプ	L=2.430 φ200	15
トレミーチューブ	φ150	30m
センターホールジャッキ	100 t	3
沈設支柱板	三角型 (鋼製)	2
グラウトミキサー	1.5kW 縦型 2槽	1
グラウトポンプ	2.2kW 横型	1
土運車	0.1m ³	1
クローラクレーン	0.3m ³	3
クレーン車	2.5 t 吊	1
水中ポンプ	6 インチ	
〃	4 〃	

表-8 作業人員

区 分	職 種	人 員
リバー 使用の 場合 機	リバー運転工	2.0
	機械運転工	1.0 ~ 2.0
	リバーおよび PC 工	4.0
	土 工	2.0
ハラム場 ンブシ合 マ・エ ークル グラの	機 械 運 転 工	2.0
	P C 工	4.0
	土 工	3.0
	雑 人 夫	1.0

5. PC ウエルの試験

試験は、地質条件の一番よくない右岸橋台の 2 本の PC ウエルについて実施した。この 2 本の PC ウエル先端部に取り付けたカーブシューは、上流側では沈設時の摩擦抵抗を少なくするため、ウエル本体の外径よりも

120 mm 大きい。下流側ではウエル本体と同じ外径となっている (以後前者を 1 型ウエル、後者を 2 型ウエルと称する)。

実施した試験は、ウエル軸方向の摩擦力調査のための鉛直載荷試験、水平力調査のための静的水平載荷試験および動的水平載荷試験 (強制振動試験と自由振動試験) を行なったが、紙数の制限もあるので、鉛直載荷試験と静的水平載荷試験について報告する。

ウエルの応力測定は、ワイヤーストレインゲージによって PC 鋼棒のひずみ量を測定した。図-11 は、ウエル沈設装置の一部分を示すもので、これを鉛直載荷設備として利用した。また、図-12 は、ストレインゲージの取り付け方向および深さを示したものである。

(1) 鉛直載荷試験

鉛直載荷試験は、ウエルの沈設途中と沈設完了時に行なった。沈設途中の試験では、刃口が掘削された状態にあるので、反力はウエル周面摩擦力だけであるが、沈設完了時の試験では、刃口が所定の地盤に達しているため周面摩擦力のほか、先端部の支持力も考えられる。

1 型ウエルの載荷試験では、地下被圧水の影響を受けて試験中に刃口に砂質土が推積し、試験の後半には沈設完了時と同じような状態となってしまった。図-13 は、1 型ウエルの載荷試験結果を示すものであるが、上記の理由から、荷重-沈下量の関係が不規則となっており、良好な結果とはいえない。この試験結果だけから、沈設途中時のウエルのスキンプリクシオンを推定するのは困難であるが、第 1 サイクル前半の沈下傾向や、沈設時に自由沈下を起こしていることなどを考慮すると、スキンプリクシオンの降状点は 30 t 付近であると推定される。

図-11 鉛直載荷試験装置図

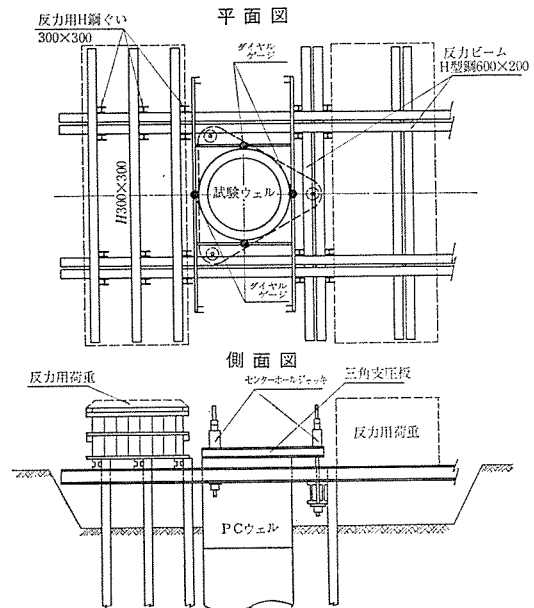


図-12 PC ウェルワイヤーストレンゲージ
取付け位置図

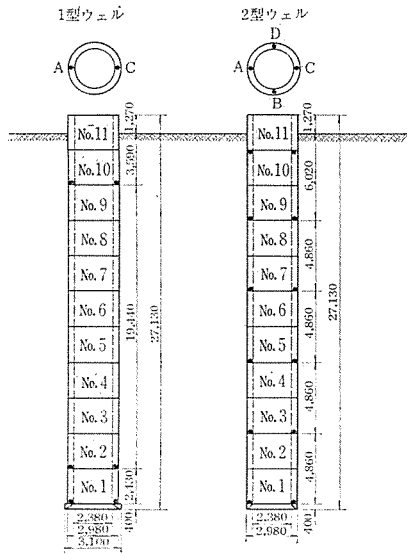


図-13 鉛直載荷試験結果

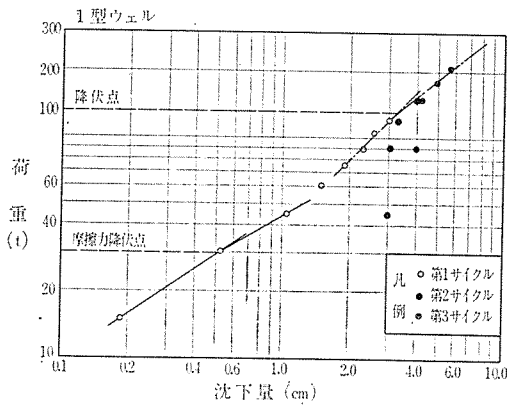


図-14 鉛直載荷試験結果

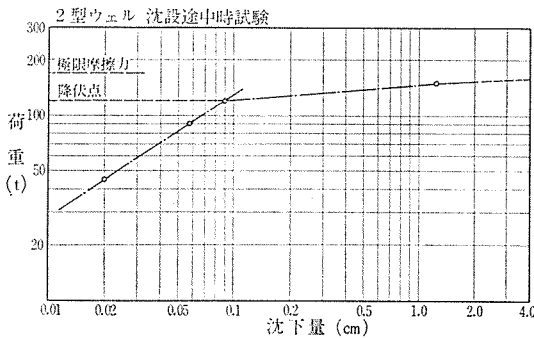
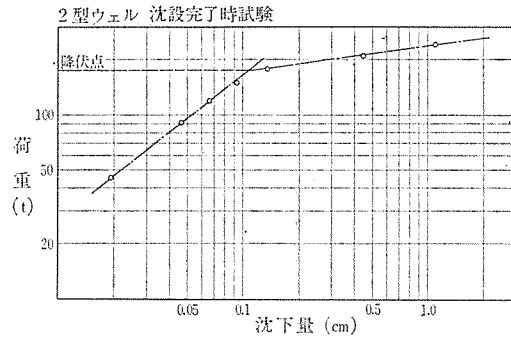


図-14 は、2型ウエルの荷重—沈下量の測定結果を示したものである。図からわかるように荷重が 120 t 以上では沈下量が急激に増大し約 170 t では完全に極限状態となっている。したがって、フリクションの降伏点は 120 t となり、極限摩擦力は 170 t となる。

沈設完了時の載荷試験では、沈設途中と同じような荷重段階とし、最大 240 t の荷重を加えてい

図-15 鉛直載荷試験



る。図-15 は荷重—沈下量の測定結果を示したものであるが、沈下量の増加傾向からみて、支持力の降伏点は約 175 t であることが推定される。

(2) 静的水平荷重試験

静的水平載荷試験は、図-16 に示すように 1型ウェルと2型ウエルの間にジャッキを設置し、このジャッキにより水平荷重を加えている。試験時には、荷重—水平変位、荷重—傾斜角の測定をしており、その結果を図-17, 18 に示した。

図-16 PC ウェル静的水平荷重試験装置図

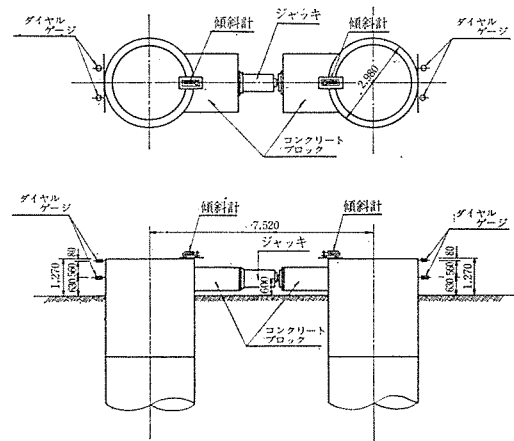
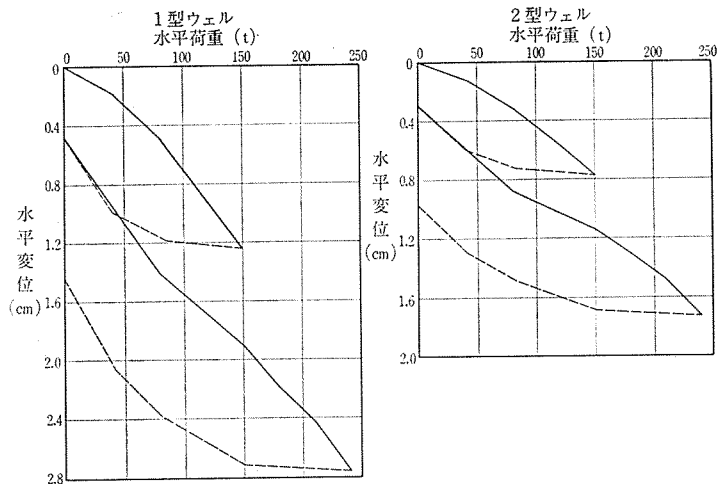
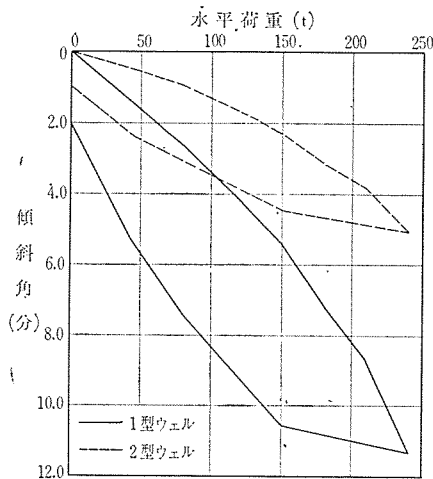


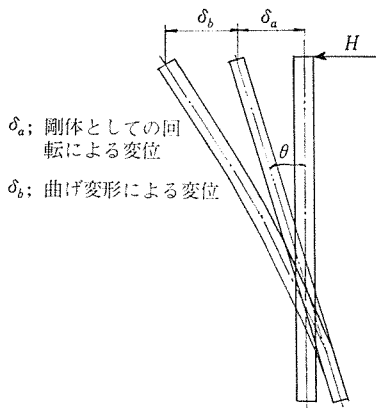
図-17 静的水平荷重試験結果



図一18 静的水平荷重試験傾斜角測定結果



図一19 くいの変形とひずみ



いま、PC ウェルを短ぐいとして考察すると、一般にくいの変形は次の2種類の性質によって与えられる。図一19を参照して、 δ_a ：剛体としての回転による変位、 δ_b ：曲げ変形による変位、これを内部エネルギーとして見た場合には次のことがいえる。

δ_b ；変形は、くいのひずみエネルギーとしてくい内部にたくわえられるものであり、その回復はくい材の応力-ひずみ曲線にそって回復する。すなわち、鋼およびコンクリート材であれば比例限度内にある限り、ほとんど完全に回復すると考えてもよい。

δ_a ；変形を拘束するものは、土そのものであり、くいの内部にはひずみエネルギーはたくわえられずに土のひずみエネルギーとしてたくわえられることになる。したがって、これらの回復には土の応力-ひずみ曲線が対応する。

次に土の応力-ひずみ曲線の関係には塑性ひずみの問題があり、塑性ひずみの量を設定する要素としては、主に土質、応力の大きさ、載荷速度がある。さらに、土の変形の大きな特色として、クリープ現象がある。

いま、図一17, 18において荷重 240 t における変位は、1型ウェルは 28 mm, 2型ウェルは 17 mm で設計計算値 40.1 mm より小さい。また、残留変位は、1型ウェルは 14 mm, 2型ウェルは 10 mm ある。いま、表一4に示すウェル先端の回転角、 A (ラジアン) = 0.00082 でウェルの深度 21.64 m を乗ずると 18 mm となり、土の塑性変位は、ウェル底面までおよんでいないことがうかがえるが、本試験の範囲からは、塑性、弾性の領域をつかむことはできない。しかし弾性、塑性の領域を考慮した本設計の妥当性がうかがえる。また、これらのことから、PC ウェルも短ぐいとしての挙動を示しているようである。

次に、水平荷重 150 t における水平変位は、1型ウェルでは 12 mm, 2型ウェルでは 8 mm で、残留変位は 5 mm, 3 mm となっている。本来は、設計荷重時に対応させて土の諸定数を考察しなければならないが、水平荷重 150 t における土の横方向反力係数 K_H と、変位の関係を計算しまとめたのが図一20である。この結果、CASE 2 の変位は 10 mm で、設計計算に用いた K_H はほぼ妥当な値を示している。また、参考までにこれらの計算結果を図一21に示す。

次に、荷重 240 t における傾斜角は、1型ウェルで 11 分 (0.0032), 2型ウェルで 5 分 (0.00145) で設計値の 0.0037 より小さい値を示している。また、残留傾斜角も 2 分 (0.00058) と 1 分 (0.00029) で、ウェル先端の回転角 0.00082 よりも小さく、土の弾性的回復があることが、ここでもうかがえる。

以上のことからわかかのように、変位、傾斜角ともに、1型ウェルの値の方が大きくなっている。これは、カーブシューの大きい1型ウェルの方が地盤を乱した度合が大きかったためと考えられ、当然のことでもある。

また、試験結果の値は、設計計算値よりも、一般に安全側にある。ただし、塑性変位の量をどのように考えた

図一20 変位量-K 値の関係

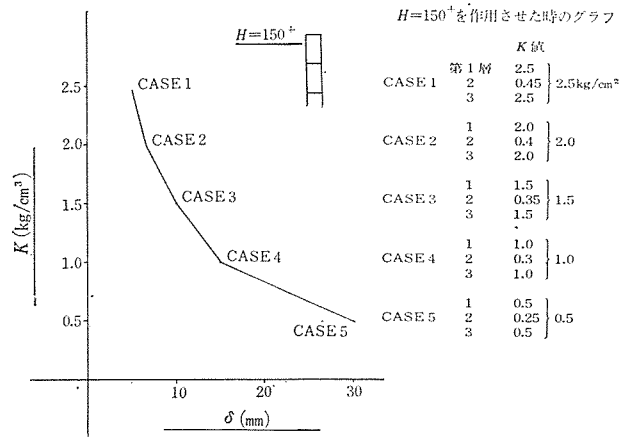


図-21 土の諸定数と計算結果
($H=150\text{ t}$ の場合)

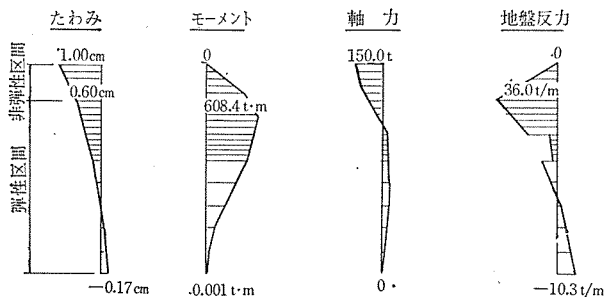


図-22 静的水平荷重試験ひずみ測定結果

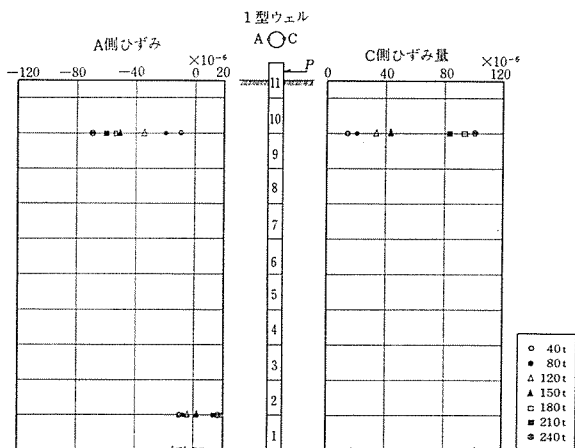
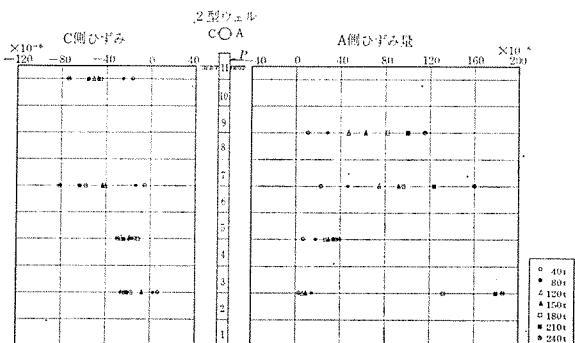


図-23 静的水平荷重試験ひずみ測定結果



らよいかは、今後の研究課題として検討しなければならない。また、各荷重に対するひずみ測定の結果は 図-22, 23 のような結果を得た。

1型ウエルでは、ワイヤーストレインゲージの数が少ないため深さ方向の応力分布ははっきりしないが、2型ウエルでは、No.7 ウエル付近で最大応力が生ずることがうかがわれる。一般に、ひずみ量は設計計算値よりも少ない値を示しているが、曲げモーメントの傾向は、設計値の妥当性を示している。

あとがき

PC ウエル工法は、従来のオープンケーソン方式に比べて、工事の迅速性と構造物の確実性、品質の信頼性をあげることができ、また、プレハブ化による大幅な省力化を計ることができる。また、本工法は、外力に応じた曲げ剛性を自由に確保できること、くい打ち工法と異なり複雑な地盤でも確実に支持地盤に到達させることができる。さらに、くい打ち工法に比べて無振動、無騒音で施工ができる特徴もある。磯谷橋は、すでに完成し、供用を開始している。工法の特徴から、施工の良否が設計を支配する要素が多く多少の懸念もあったが、試験結果から設計の妥当性が一応確認された。紙数の制約から十分意をつくせなかったが、最後に試験を担当した北海道開発局土木試験所基礎工研究室、設計および試験結果の一部解析について、北海道開発コンサルタント(株)高谷技師、ウエルの製造および試験に協力いただいた日本ヒューム(株)の今泉氏等、多くの関係諸氏に厚く謝意を表し報告とするものである。

参 考 文 献

- 1) 高谷・横江：ウエル基礎の一解法，土木技術 24-1 (1969)
- 2) 竹下：組ぐい計算法，土木技術 19-8, 9, 10 (1964)
- 3) 中山：大口径 PC パイル，PC ウエル工法，コンストラクション，6, 8 (1968)

1971.2.20・受付