

安治川橋梁基礎杭載荷試験

(前)大阪第3建設部 設計課 江 見 晋
 (前) 同 部 同 課 橋 本 良 之
 同 部 同 課 林 秀 侃

まえがき

大阪湾岸道路は、神戸市垂水区における本四連絡道路との接続点を起点とし、主として大阪臨海部の新旧埋立地を經過し、大阪府泉佐野市に至る全長約80kmの幹線道路である。その全体計画は建設省で大規模特殊事業調査として進められてきており、緊急度を要する区間から阪神高速道路公団に逐次引継がれ、高速道路大阪湾岸線として事業化されてきた。すでに港大橋を含む約1.9kmの区間が供用中であり、さらに南進し、堺市出島西町に至る約10kmの区間が大阪湾岸線Ⅰ、Ⅱ期として昭

和59年完成を目標に現在鋭意工事中である。また港大橋から北進し大阪市此花区北港に至る約1.8kmの区間は、大阪湾岸線Ⅲ期として着工されている。

安治川橋梁は大阪湾岸線Ⅲ期が安治川河口部を渡河する区間において計画されている中央径間35mの斜張橋である(図-1、2)。架橋地点は旅客船、貨物船、はしけ等の航行が頻繁で、付近には居住区があり工事中の騒音公害が懸念される。さらに、右岸側の主塔は精密機械が稼動する工場内に位置しているため振動についても注意を払う必要がある。また、地盤は上部に軟弱な沖積粘土層が厚く堆積しており、OP-35m および

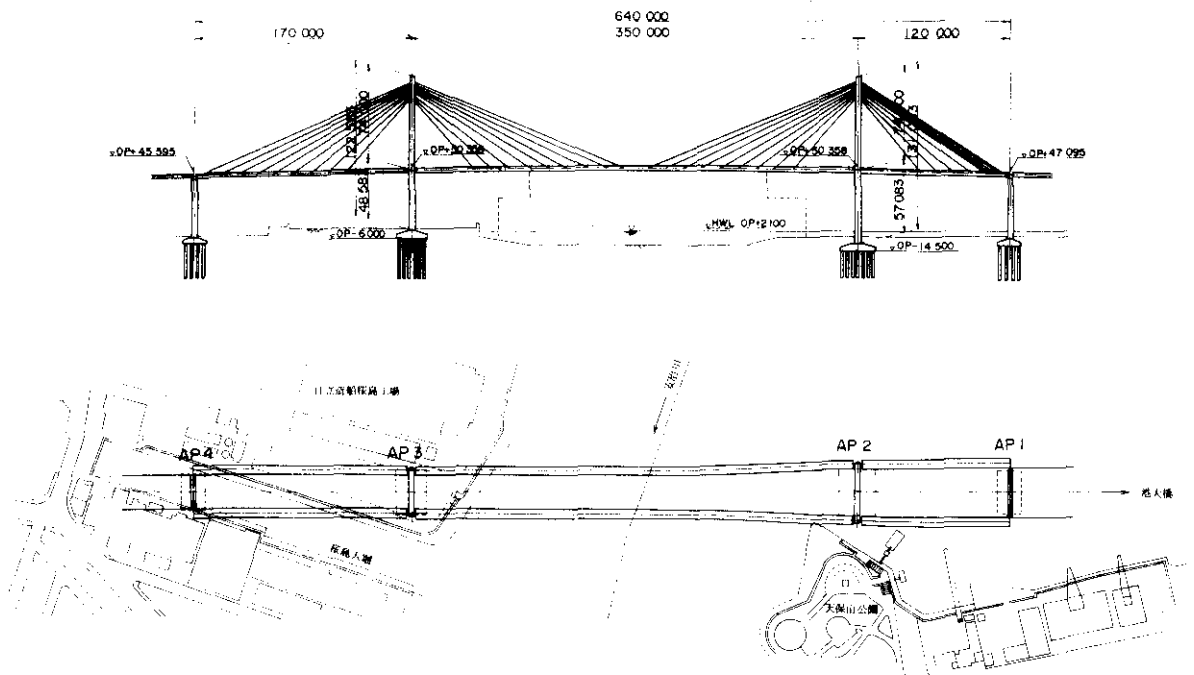


図-1 安治川橋梁一般図

OP-55m付近にある洪積砂れき層が支持層と考えられる。

安治川橋梁の基礎形式はこのような環境条件、地盤条件に対して施工性、経済性等の観点から検討が加えられ、リバースサーキュレーション工法（以下リバース杭という）による径2 mの場所打ち杭基礎が選定された。

本報告は、洪積第1砂れき層に根入れした径2 mのリバース杭の支持力を確認するために実施した鉛直ならびに水平載荷試験について述べるものである。なお、この載荷試験は日立造船株式会社桜島工場内のAP3の基礎位置（図-2）で、昭和54年11月～55年4月にかけて実施したものである。

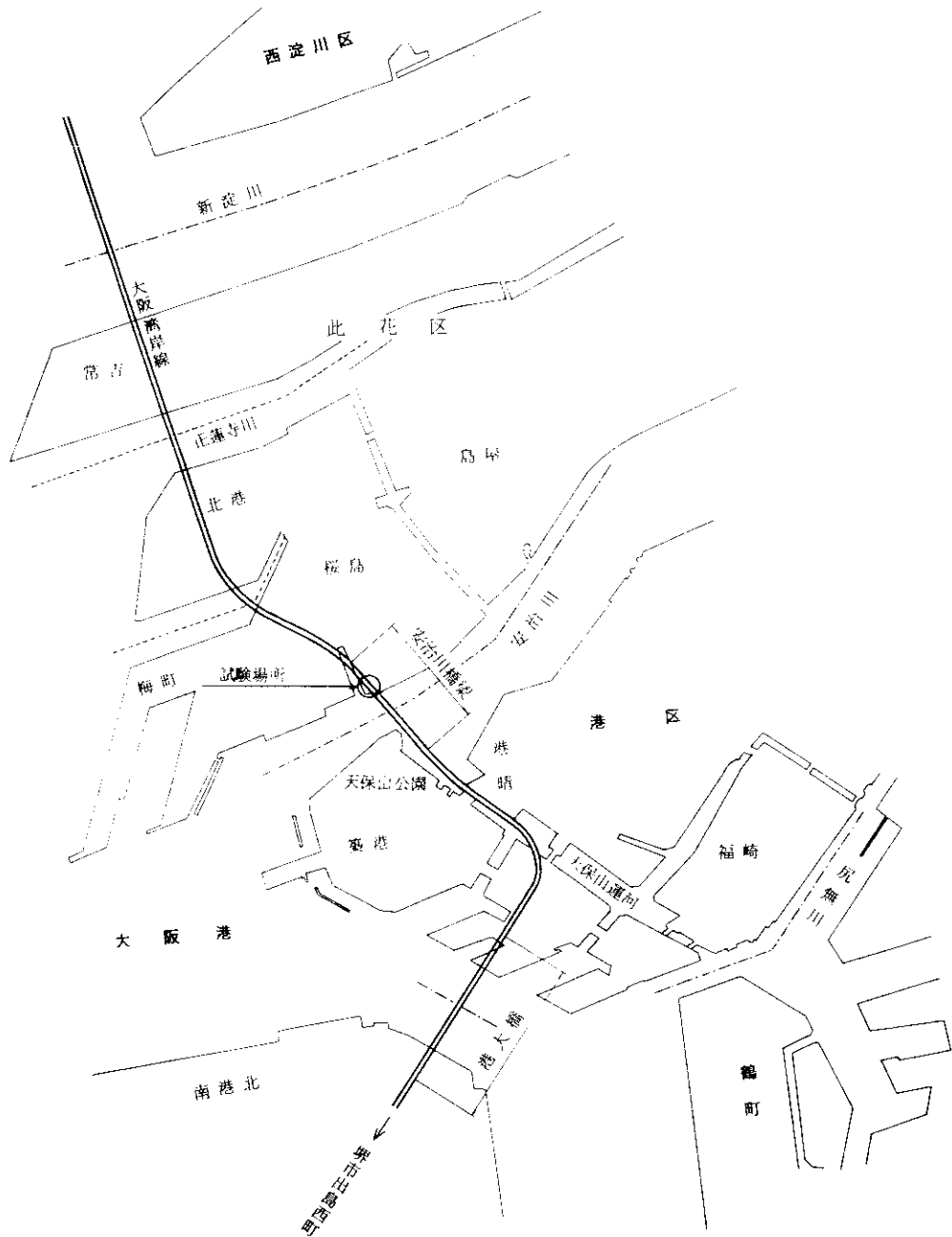


図-2 安治川橋梁位置図

1. 地質概要

大阪平野の地盤は中世代以前に形成された花崗岩類よりなる基盤岩とこれを覆う堆積層に2分される。堆積層は上部より沖積層、段丘層、上部洪積層、大阪層群、二上層群、神戸層群から構成されている。建築や土木構造物の基礎地盤としては、

地表からの深度50mまでの沖積層と洪積層が問題となる。この洪積層は砂れき層と粘土層が互層となっており、段丘層の最上部に位置するいわゆる天満層と呼ばれているもので、阪神地区ではこれを支持層とする場合が多い。

試験場所は沖積層を海底とする海域を明治33年に埋立造成された地区で、地質はゆるい砂層からなる埋立盛土層、軟弱な粘土層からなる沖積層

表-1 土質試験結果一覧表

項目		地層名	沖積層		洪積層		
			粘性土層 (Ac-1~2)	砂質土層 (As-1~2)	粘性土層 (Dc-1~2)	砂質土層 (Ds-1~2)	砂れき層 (Dg-1~2)
粒度試験	れき分 %		0	0~20	0	12.0	18.0~65.0
	砂分 %		1.0~36.5	57.0~84.0	2.0~16.5	75.5	32.0~71.5
	シルト分 %		26.0~53.5	10.0~42.0	20.0~44.0	6.5	25~105
	粘土分 %		17.5~73.0	5.5~19.0	40.0~78.0	6.0	
	最大粒径 mm		0.10~0.42	3.0	0.25	8.0	8.0~25.0
	均等係数 U_c'		—	9.2~100.0	—	12.0	12.3~29.7
	曲率係数 U_c		—	3.7~20.1	—	4.6	0.6~2.9
コンシステンシー試験	液性限界 W_L %		63.7~101.7	—	62.3~100.8	—	—
	塑性限界 W_P %		26.5~35.1	—	23.2~34.7	—	—
	塑性指数 I_P %		36.9~66.3	—	39.1~66.1	—	—
比重・含水量試験	土粒子の比重 G_s		2.66~2.69	2.65~2.68	2.62~2.68	2.65	2.63~2.64
	自然含水比 W %		43.7~73.5	24.2~31.0	48.8~77.7	17.8	8.8~15.9
	単位体積重量 γ t/g α		1.56~1.70	—	1.53~1.78	—	—
	乾燥密度 ρ_d g/ α		0.90~1.14	—	0.86~1.25	—	—
	間げき比 e		1.36~1.96	—	1.14~2.05	—	—
	飽和度 S_r %		98.1~99.8	—	99.3~100.2	—	—
一軸試験	一軸圧縮強さ q_u %		0.37~1.42	—	1.75~2.38	—	—
	変形係数 E_{50} %		13.0~93.9	—	62.5~150.0	—	—
三軸試験	試験条件		—	—	CU	—	—
	粘着力 C %		—	—	1.05~1.45	—	—
	せん断抵抗角 ϕ°		—	—	9.30~10.30	—	—
圧密試験	圧密降伏応力 P_y %		—	—	4.56~6.00	—	—
	圧縮指数 C_c		—	—	0.53~1.47	—	—
	体積圧縮係数 M_v α / γ		—	—	1.30×10^{-2} $\sim 1.88 \times 10^{-2}$	—	—
	圧密係数 C_v m^2 / day		—	—	2.87×10^{-2} $\sim 1.73 \times 10^0$	—	—

M_v, C_v 値は P_y に対応する値

(注) 1 大阪湾岸線(Ⅲ期)安治川橋梁地質調査報告書(S.53.10)より抜粋

およびN値50以上の砂れき層と硬質な粘土層との互層からなる洪積層の3層に大別される。洪積第1砂れき層はGL-34m付近にあり、層厚7~10mではほぼ水平に分布している。この層は、上部は細砂~中砂、下部は $\phi 10\sim 20\text{mm}$ の円れきを主体とした砂れきより構成されている。試験杭はこの砂れき層に支持させている。

図-3および表-1に架橋地点の地質縦断面図および土質試験結果を示す。

2. 試験内容

載荷試験の内容は表-2に示すとおりである。

表-2 試験の内容

試験項目	目的	載荷荷重
鉛直載荷試験	短期 鉛直支持力の把握 支持機構の把握 杭軸方向バネ定数の把握	最大 3200 ^t
	長期 (7日間) 支持機構の動向	800 ^t
水平載荷試験	短期 水平支持力の把握 横方向地盤反力係数の把握	最大 240 ^t

3. 試験

3-1 杭配置

載荷試験に用いる杭は、試験杭(T杭)1本と反力杭(R杭)2本であるが、これらの杭は載荷

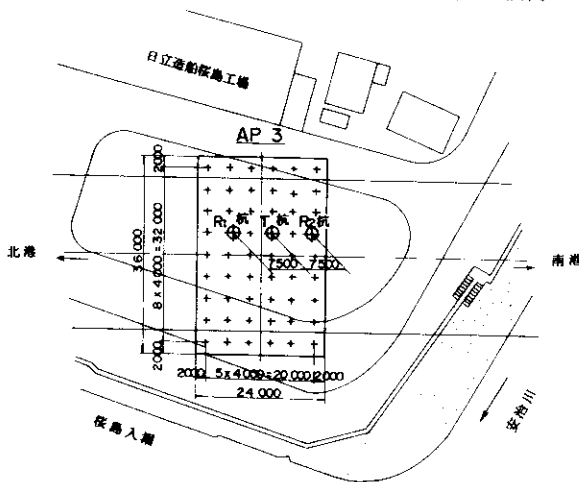


図-4 試験杭配置図

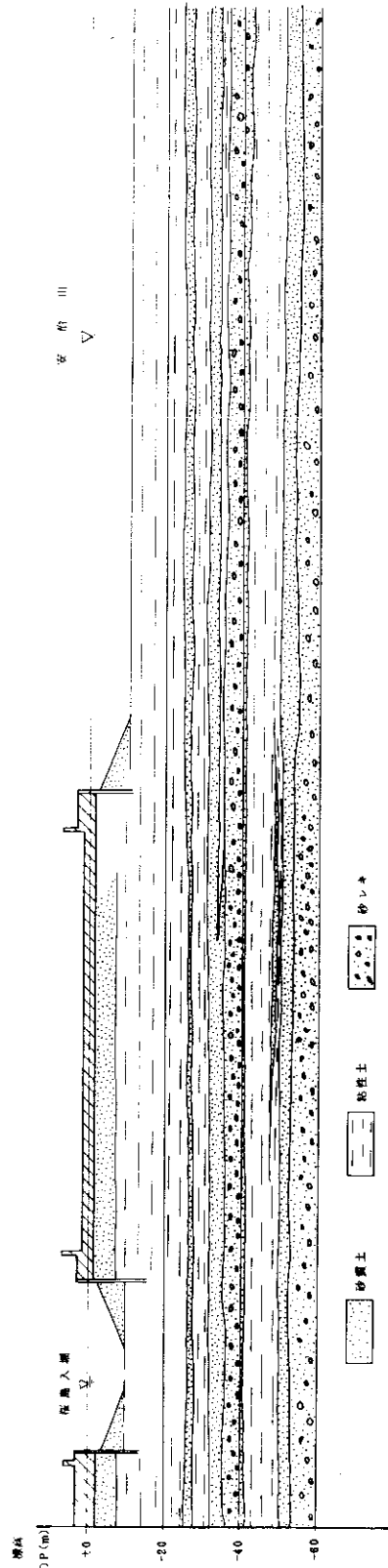


図-3 架橋地点の地質縦断面図

試験の目的の他に、将来施工する杭基礎（AP3）に転用できるように配置した。これら3本の杭配置とAP3の杭配置との関係を図-4に示す。なお、R杭とT杭との間隔は本州四国連絡橋公団より借用した鉛直載荷試験用の載荷梁に合せた。

3-2 杭の設計

(1) 杭の根入れ長さ

試験杭は支持層と考えた第1砂れき層に杭径程度根入れさせ、杭長37mとした（図-5）。この場

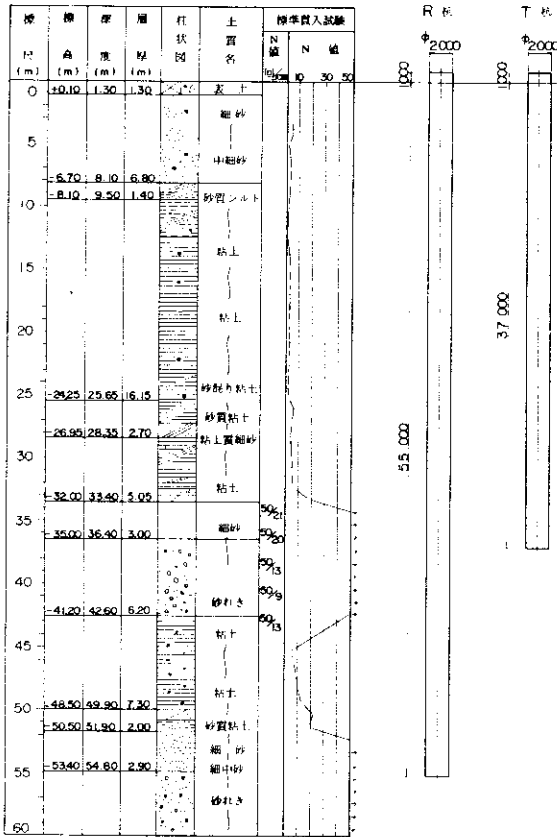


図-5 試験杭の根入れ地盤

合の支持力を支持力公式によって推定すると表-3のようになる。最大鉛直載荷荷重は表-3の道路橋下部構造設計指針で求めた極限支持力にもとづき3,200tとした。

反力杭は鉛直載荷荷重3,200tに対して1本当たり1,600tの引抜力を受ける。この引抜力および本杭への転用を考慮して、反力杭は第2砂れき層に到達させ、根入れ長55mとした（図-5）。なお、杭

表-3 試験杭の推定支持力

支持力公式	極限支持力 Ru(t)	許容支持力 Ra(t)
道路橋示方書Ⅳ下部構造編 (日本道路協会, 昭和55年5月)	2070	568
道路橋下部構造設計指針 (日本道路協会, 昭和51年8月)	3000	880
建造物設計標準 (日本鉄道建設協会)	3940	1300
建築基礎構造設計基準 (日本建築学会, 1974)	2350	600

(注) 試験杭: リバース杭, 杭径φ2.0m, 根入れ長37m

に作用する引張力はすべて鉄筋で抵抗させた。

(2) コンクリートの配合

コンクリートは公団規格に基づき表-4に示すような配合とした。なお、粗骨材の最大寸法は試験杭で杭全長にわたって実施するコーポーリングを容易にするため20mmとした。

表-4 コンクリート配合表

配合	粗骨材の最大寸法 (mm)	粗骨材の容積率 (%)	水セメント比 (水セメント比)	水セメント比 (%)	水セメント比 (%)	単位量 (kg/m³)			
						水 (W)	セメント (C)	粗骨材 (G)	配合剤 (A)
公団規格 (W R 304 E)	40	15	4	—	—	—	—	—	—
配合設計	20	15	4	4.6	42.2	18.7	40.7	76.1	98.9

(注) 1. 設計基準強度 $f_{ck} = 30.0 \text{ kg/cm}^2$
 2. 比量: 粗骨材 - 2.68 (最大粒径: 20mm), 水 - 2.68, セメント - 3.06 (高品質)
 3. 配合剤: ゼオライト 5.1%

(3) 杭の諸元

試験杭および反力杭の諸元を表-5に示す。

表-5 杭の諸元

項目	杭径 (mm)	杭長 (m)	設計荷重 (t)	鉄筋量 (kg)	許容応力度 (kg/cm²)
試験杭	φ200	37	3200	240	2700
反力杭	φ200	55	1600	240	2700

(4) 杭の施工

杭の施工はS320掘削機（最大トルク4.2t・m）によるリバースサーキュレーションドリル工法で行った。杭施工の概要を表-6に示す。

表-6 杭施工の概要

項目	概要
掘削機	S320リバース掘削機
駆動力	7.5kW
掘削方式	ポンプサーキュレーション (8m/分)
スタッドパイプ	全長に使用
スキャンタイプ	根入れ長 1.2m以上
孔内水位	地下水位 + 2.0m ~ 2.5m
止水材料	バンドタイト安定剤を使用
水位保持	自動水位検知・給水システム及び人力管理
コンクリート	コンクリートを注入し、同時にポンプサーキュレーションを停止し、コンクリートが硬化するまで、ポンプサーキュレーションを再開する。
製作	製作は施工現場内において行い、おこなう用いた高圧でコンクリートを注入する。
養生	1.0m 隔りフレームで養生し、給水システムを確保し、コンクリートが硬化するまで、要領給水と点検する。これはスワイブコンクリート法を使用する。
スクリュー	φ200
打設方法	トーン管-ブローダウン方式
コンクリート	ポンプ: 最大 150m³/1本
打設時間	約4時間

4. 載荷装置

4-1 鉛直載荷装置

鉛直載荷装置の概要を図-6に示す。載荷梁は2.0×3.1mの断面を有する2本の箱桁を並列使用した単純梁構造で、載荷梁と反力杭はスタッドジベルを溶接した16枚のアンカープレートで連結されている。

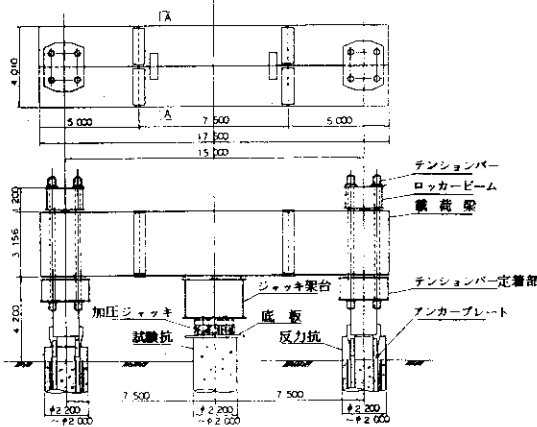


図-6 鉛直載荷装置

加力装置は7台の500ton油圧ジャッキとそれを連動線作する1台の電動油圧ポンプから成っている。荷重の制御および測定は圧力変換器、デジタル荷重指示器およびコンパレータによって構成されている荷重制御装置によって行った。また、長期載荷試験では同荷重制御装置および降圧装置を用いて自動運転システムをとった。

4-2 水平載荷装置

図-7に水平載荷装置を示す。反力杭と試験杭の間に形鋼を組合せた推力材と500tonの油圧ジャッキを挿入し一方方向の載荷を行った。

載荷位置は杭の設計地盤面(GL-7.5m)と一致させるのが望ましいが、そのためには大規模な掘削が必要となるため今回の試験ではGL+0.3mの位置で載荷した。

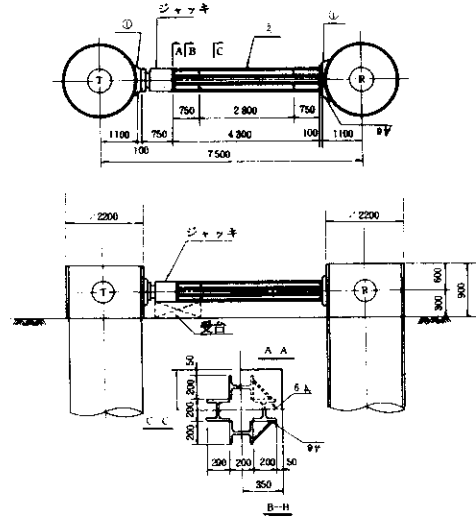


図-7 水平載荷装置

5. 基準梁

基準梁は変形量を計測するときの基準となるもので、試験杭の変位による影響を受けない基準点で支持しなければならない。土質工学会「クイの鉛直載荷試験基準・同解説」(以下試験基準という)では、基準点は試験杭および反力杭からそれぞれ杭径の5倍および2.5倍以上離す必要があると規定している。このため本試験では図-8に示すような基準梁を用いた。写真-1にその配置状況を示す。なお、基準梁は支間が20mに達し、温度変化による変位が予想されたので、試験開始前2昼夜にわたって変位を計測し、最も変動幅の少ない午後10時から翌朝6時を試験時間とした。



《写真-1》

表-7 荷重保持時間および測定時間

荷重名称	荷重保持時間	測定時間
処女荷重	杭の沈下の進行が15分間に0.03mm以下の値を2回連続して記録されるか、または2時間で打切る。	0, 2, 5, 10, 15 …… 15分毎
履歴内の荷重	10分間	0, 5, 10分
サイクル内の0荷重	1時間	0, 15, 30, 45, 60分
最終0荷重	処女荷重と同じ	処女荷重と同じ
長期載荷	800t 7日間	AM4:30 AM5:00 AM5:30 AM6:00 4回

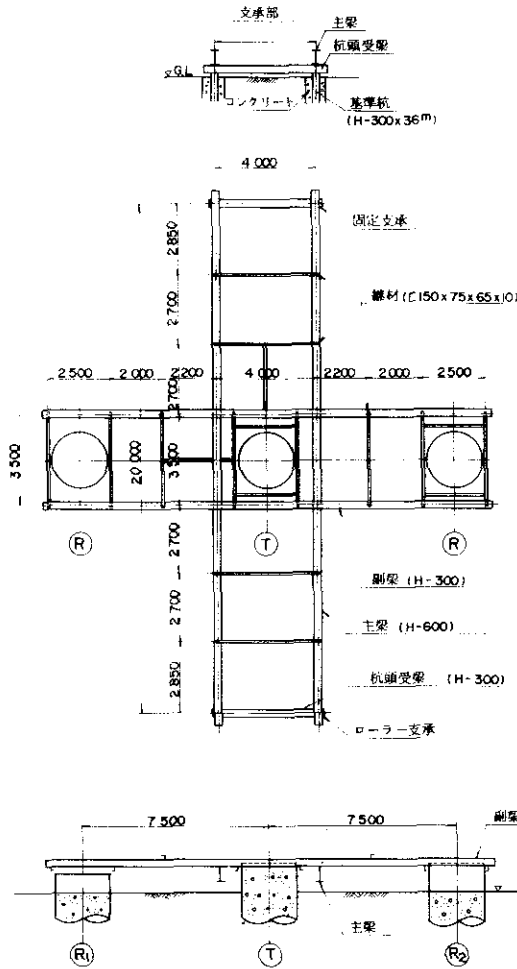


図-8 基準梁

6. 試験結果および考察

6-1 短期鉛直載荷試験

試験方法は「試験基準」に示す載荷方法Bによった。すなわち、載荷は処女荷重を200tきざみとして9サイクル、16段階で最大荷重3,200tに達する多サイクル方式とし、第3サイクルで800tを7日間保持する長期載荷を行った。また、荷重保持時間および測定時間は表-7によった。

杭頭の沈下状況は、処女荷重200tおよび400tでは30分および57分の荷重保持で沈下の安定を見たが、600tに達した段階で進行性の沈下を示すようになり、以後の荷重保持時間は2時間で打切った。

杭頭部における荷重-沈下量-時間曲線および荷重-沈下量曲線を図-9、10に示す。

(1) 降伏荷重、極限荷重の判定

下記に示す5つの方法²⁾を用いて判定した。判定結果を表-8に示す。

- ① 杭頭の荷重-沈下量曲線による判定(図-10)
- ② 慣用判定法(図-11)
- ③ 吉成氏の方法による降伏荷重、極限荷重の判定³⁾(図-12)
- ④ Van Der Veenの方法による極限荷重の推定(図-13)
- ⑤ 沈下量を限定した場合の降伏荷重

(2) 許容支持力

上記の各方法で求めた降伏荷重あるいは極限荷重から常時の許容支持力を求めると表-8のようになる。

(3) 周面摩擦力および先端支持力

杭地中部のひずみおよび変位の測定結果から、周面摩擦力および先端支持力を求めた。

a) 杭体コンクリートの弾性係数

コンクリートの弾性係数(E_c)は、通常標準供試体を用いて求めるが、場所打コンクリート杭と供試体とでは打設条件、養生条件などが異なるので、両者の E_c は同じではないと考えられる。したがって、ここでは載荷荷重と杭頭部で測定した杭のひずみを用いて次式から E_c を求めた。

表-8 降伏荷重、極限荷重および許容支持力の総合判定結果

各種判定方法 内容	荷重沈下曲線の 目視による方法 図-10	慣用判定法 図-11			4座標法曲線 検討法(作成) 図-12	Van der Veen による方法 図-13	沈下量を限定する 方法(建築学会) -	総合判定
		logP~logS	S~logt	$\Delta S/\Delta \log t \sim P$				
考 察	明確な折れ点 は見出せない。	3ヶ所に折れ点があるが①②は全体的な降伏点ではなく摩滅特性や、先端地盤のゆるみ、スライム等を反映したものである。③に降伏点らしきものが見られる。	明確な判定は困難である。	2250t~2850tに折点が見られ、降伏点の存在が認められる。	全般的には不明瞭であるが2400t近辺が降伏点と思われる。	4000t前後にこの方法で云う極限荷重らしいものが見られる。	過去の試験結果を統計したものであり、そのまま使用するのには誤差を伴い、あくまで参考値である。	
降伏荷重 (Py)	判定不能	2400t~2500t	-	2250t~2850t	2400t	-	S/d=4%(2m×0.04=8cm) 2240t S _R /d=2%(2m×0.02=4cm) 1760t	2300t
極限荷重(Pu)	判定不能	判定不能			判定不能	≒3800t	-	3800t
常時許容支持力R _a ($\frac{1}{2}Py$ 、 $\frac{1}{3}Pu$) の小さい方	$\frac{1}{3} \times 2300t$ ≒1070t	$\frac{1}{3} \times 2250t \approx 1070t$			$\frac{1}{2} \times 2400t$ =1200t	$\frac{1}{3} \times 3800t$ ≒1270t	$\frac{1}{2} \times 1760t$ ≒880t	1100t ($\frac{1}{2}Py$)
常時許容支持力 での枕頭沈下量	18mm	18mm			23mm	26mm	12mm	20mm

注 1) S沈下量、S_R残留沈下量、d杭径
2) 降伏荷重が判定不能場合は最大荷重の1/3を許容支持力とした。

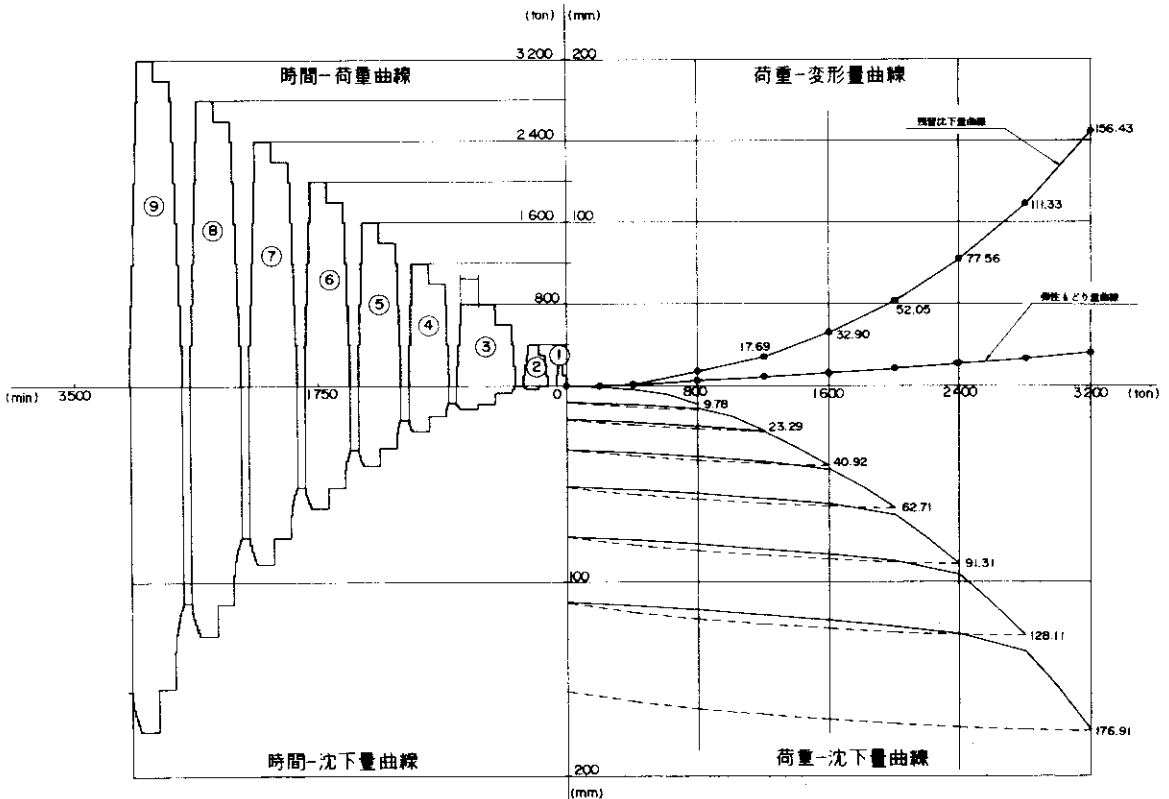


図-9 鉛直載荷試験成果図

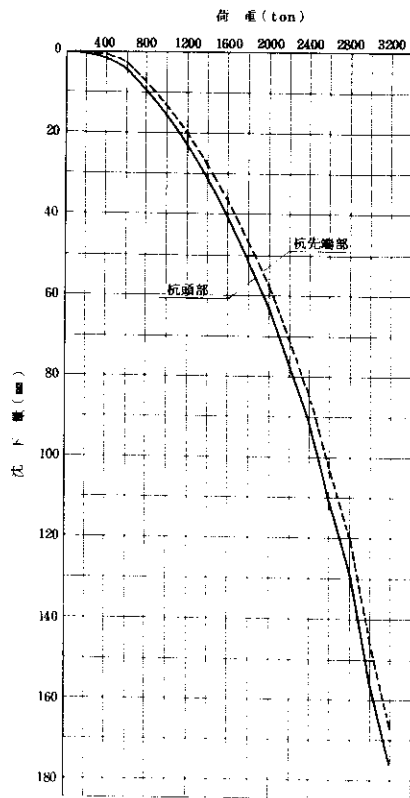


図-10 荷重沈下量曲線

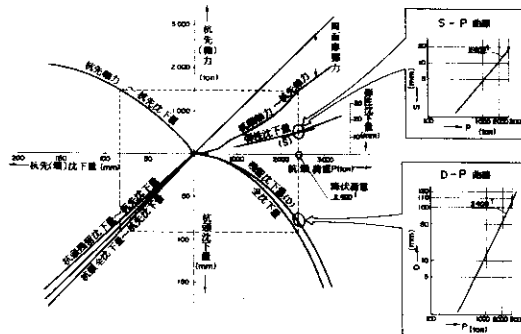


図-12 4座標域曲線検討法

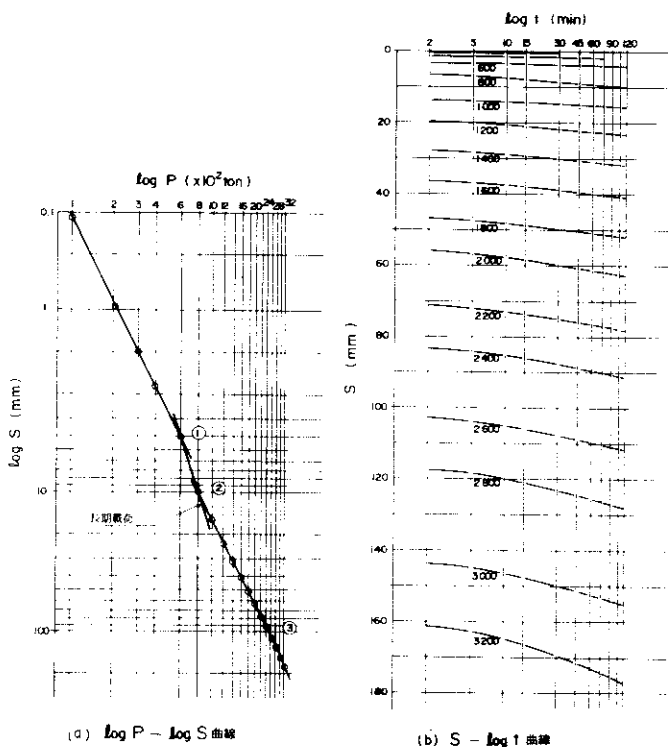


図-11 降伏荷重の慣用判定法

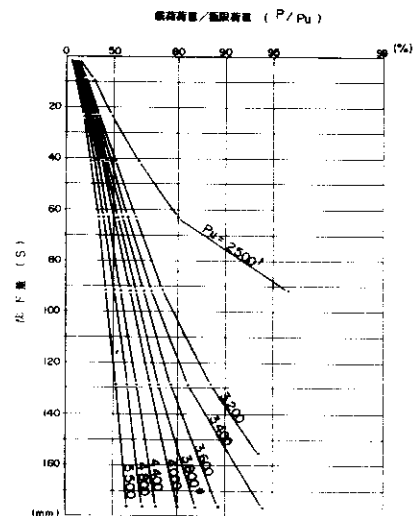
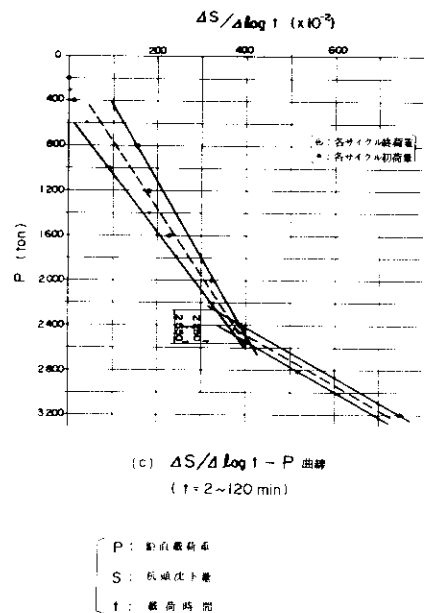


図-13 Van Der Veen の方法による極限荷重



(c) $\Delta S / \Delta \log t - P$ 曲線
($t = 2 \sim 120$ min)

P: 終局荷重
S: 板頭沈下量
t: 載荷時間

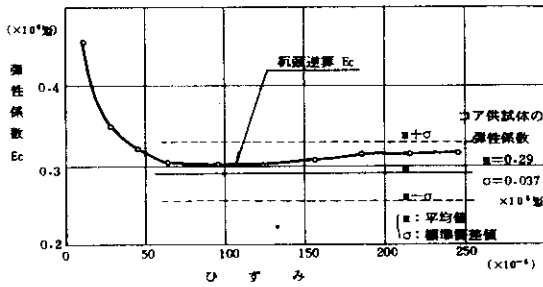


図-14 $E_c - \epsilon$ 曲線

$$E_c = \frac{P - \epsilon \cdot E_s \cdot A_s}{\epsilon \cdot A_c} \dots\dots (1)$$

ここに、 P ： 載荷荷重

ϵ ： 杭頭部の鉄筋計①（図-15）で測定したひずみ

E_s ： 鉄筋の弾性係数

A_s ： 鉄筋の断面積

A_c ： コンクリートの断面積

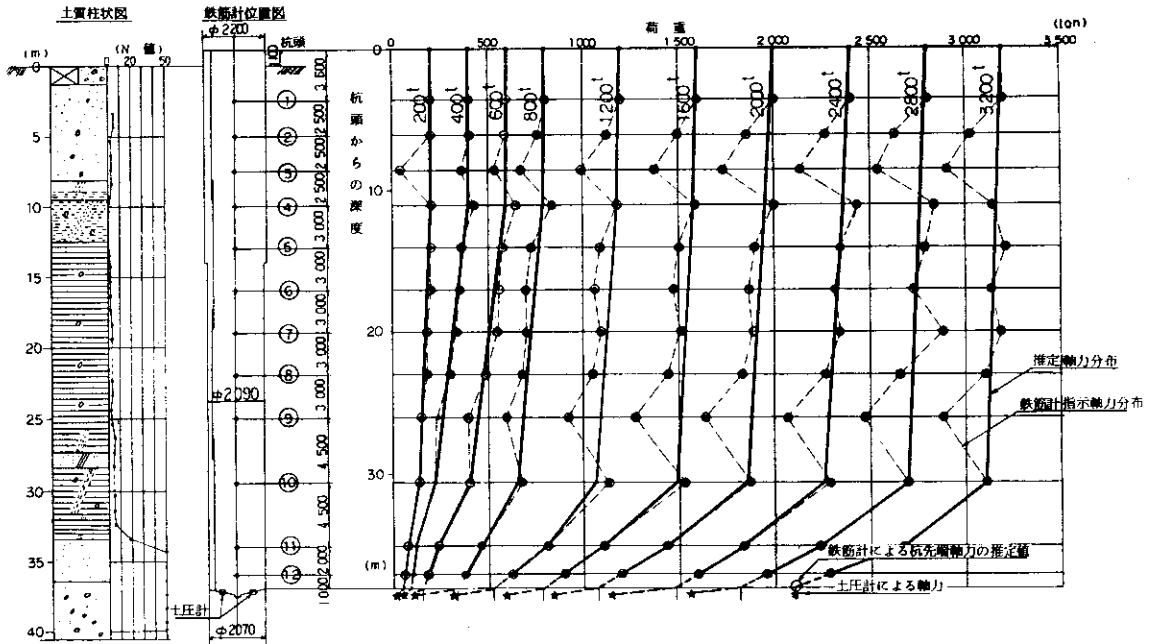


図-15 軸力分布図

式1)で求めた E_c と杭全長に亘ってコアボーリングを行い、杭体そのものから採取した供試体の E_c を図-14に示す。杭頭逆算 E_c は、 $\epsilon = 50 \times 10^{-6}$ ($P=100 \sim 400t$)までは大きく変化しているが、それ以上ではほぼ一定の値となっており、図中に示したコア供試体から求めた弾性係数ともよい一致を示している。

b) 杭の軸力分布

杭頭以深の各断面における軸力を式2)によって算出し、軸力分布図を描いた（図-15）。

$$P_i = \epsilon_i \cdot E_c \cdot A_{ci} + \epsilon_i \cdot E_s \cdot A_{si} \dots\dots (2)$$

ここに、 P_i ： i 断面における軸力

ϵ_i ： 鉄筋計で測定した杭の i 断面のひずみ

E_c ： コンクリートの弾性係数。各荷重段階毎に式1)で算出し、それを杭全長にわたり適用した。

コンクリートの弾性係数は図-14に示す如くひずみによって変化するが、今回の場合、 E_c は $\epsilon=50 \times 10^{-6}$ 以上ではほぼ一定の値となっており、較正しても計算を繁雑にするのみであり意味がないと判断し、杭全長にわたり一定の値とした。

E_s ： 鉄筋の弾性係数($2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)

A_{ci} ： i 断面における杭のコンクリート断面積

A_{si} ： i 断面における杭の鉄筋断面積

図中◎印が鉄筋計ひずみ値から計算した軸力値である。それらを結んでできる軸力分布図は図中破線で示すようにジグザグ状を呈しており軸力分布の実態とは考えられない。この原因は鉄筋かご外周または主筋部へのコンクリートのまわり込み状況を含む杭形状、コンクリートの品質、鉄筋計とコンクリートの付着状況および鉄筋かごの継手位置との関係などが考えられるが、軸力算定についてこれらの影響を定量的に考慮することは困難である。そこで分布の実態としては地層の変化点に着目して図中実線のように定めた。

c) 周面摩擦力

地層の変化に従って杭の根入れ地盤を4区間に分割し、軸力分布図より各区間の平均摩擦力 f 、鉄筋計および中間変位計による測定値から各区間の杭体変位 d を求め、 $f-d$ の関係を各荷重毎に図示すると図-16のようになる。このグラフで d の増加に対して f の増加が得られなくなる点はその地層の最大摩擦力となる。表-9に図-16から求めた各地層の最大摩擦力を示

す。実測した最大摩擦力と道路橋示方書IV下部構造編(以下道示という)によって推定した値を比較すると①、②の軟弱な沖積層ではかなり大きな違いがあるが、③、④の洪積層ではほぼ一致している。

d) 先端支持力

・ 軸力分布図(図-15)から、載荷荷重 P のときの周面摩擦力 P_f と杭先端軸力(先端支持力) P_p を求め、 P に対する P_f と P_p との関係を図示すると支持力の分担図が得られる(図-17)。

表-9 最大周面摩擦力

地層区分	構成	最大周面摩擦力
① (G L ~ -10.0m)	砂質土 (N値 2~5)	0.5 (t/m ²) (1.5)
② (-10.0m~ -29.5m)	粘性土 (C = 2~7)	0.5 (4.0)
③ (-29.5m~ -34.0m)	砂質粘土 (N値 5~20)	1.5 (11)
④ (-34.0m~ -36.0m)	砂 (N値 50以上)	2.0 (20)

注：()内の最大周面摩擦力は道路橋示方書IV下部構造編による値

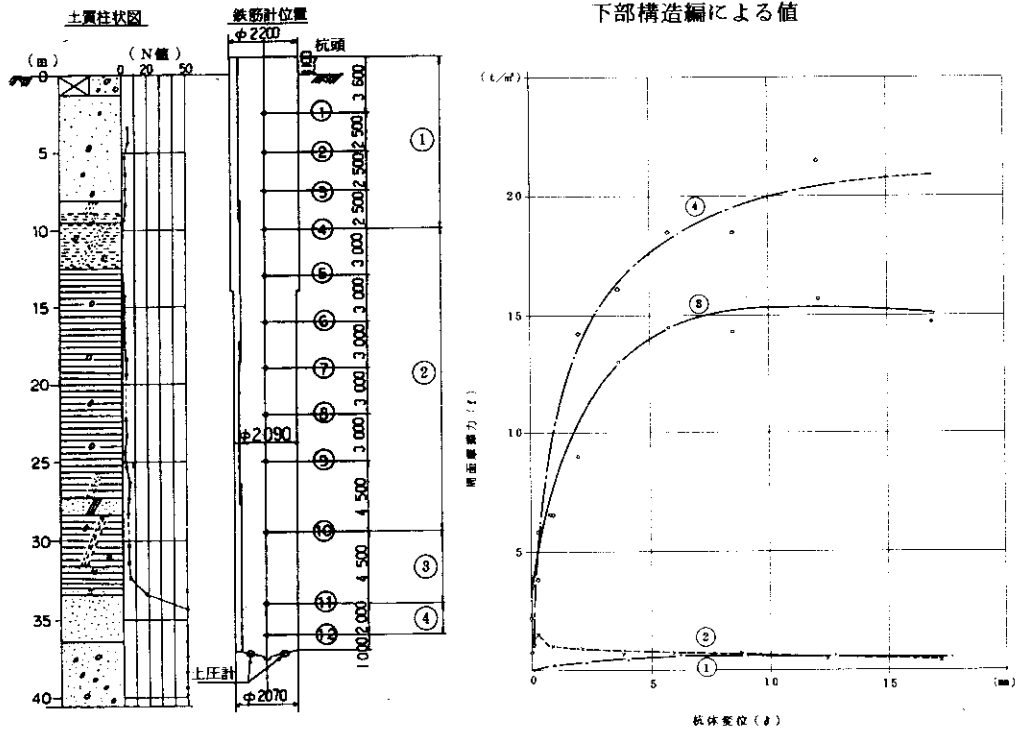


図-16 地層毎の周面摩擦力

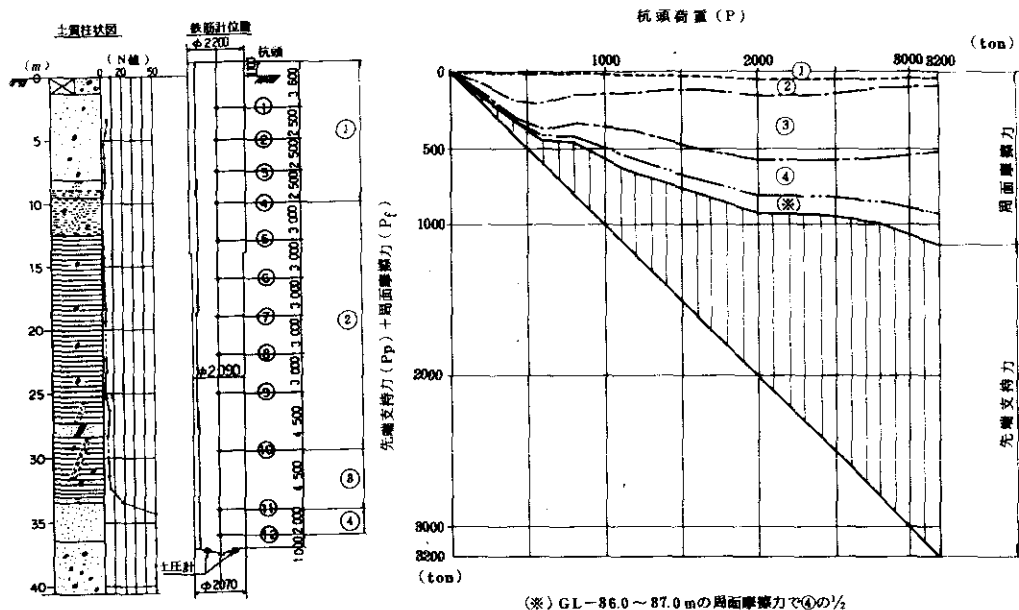


図-17 支持力分担図

この図を見ると荷重の増加に比例して先端支持力が増加しており、 $P > 1,600t$ では周面摩擦力の方が小さくなっている。通常場所打ち杭の支持機構は摩擦杭に非常に近いといわれているが、本杭の場合は支持地盤に至るまでの地質が軟弱なため、周面摩擦力が非常に小さく、先端支持力が支配的な支持機構となっている。

最大荷重3,200tのときの先端軸力を先端極限支持力とみなし、これと支持力公式から計算した先端支持力を比較すると表-10のようになる。

表-10 試験杭の先端極限支持力

支持力公式	支持力度 (t/m^2)	支持力 (t)
載荷試験による値	720	2260
道路橋示方書Ⅳ下部構造編	750	2350
道路橋下部構造設計指針	300	942
建造物設計標準(国鉄)	1140	3580
建築基礎構造設計規準	465	1460

注) 載荷試験による値は試験値に杭の有効重量を加算した値である。

「道示」の値は、多くの載荷試験データにもとづいて定められたものであるが、このような地盤条件に対しては適合しないのではないかとと思われる。

(4) 軸方向バネ定数

軸方向バネ定数は荷重沈下量曲線から沈下量1cmに対する割線勾配として求められる。したがって図-10より $K_v=800t/cm$ となる。

軸方向バネ定数を「道示」の推定式から計算すると $K_v=818t/cm$ となり、測定値と一致することが確認できた。

6-2 長期鉛直載荷試験

本試験では杭周面摩擦力の時間的推移を把握するために、常時の許容支持力として考えていた800tの載荷を7日間保持し、その間継続的に各種計測を行った。

(1) 周面摩擦力の推移

図-18に杭体の軸力の経時変化を示す。これを見ると、杭頭からGL-13mまでの部分では軸力の変化がほとんどなく、それ以下の部分では50~120t載荷完了後2~4時間までの間に生じており以後は一定値になっている。

図-18から図-19が描けるが、これによるとI、II、IIIの3種の区間でそれぞれ異なった推移をしており、この図形は土質柱状図に示す地層の変化にはほぼ対応しているように思われる。

これら各区間の軸力分布の推移状態は以下のよ

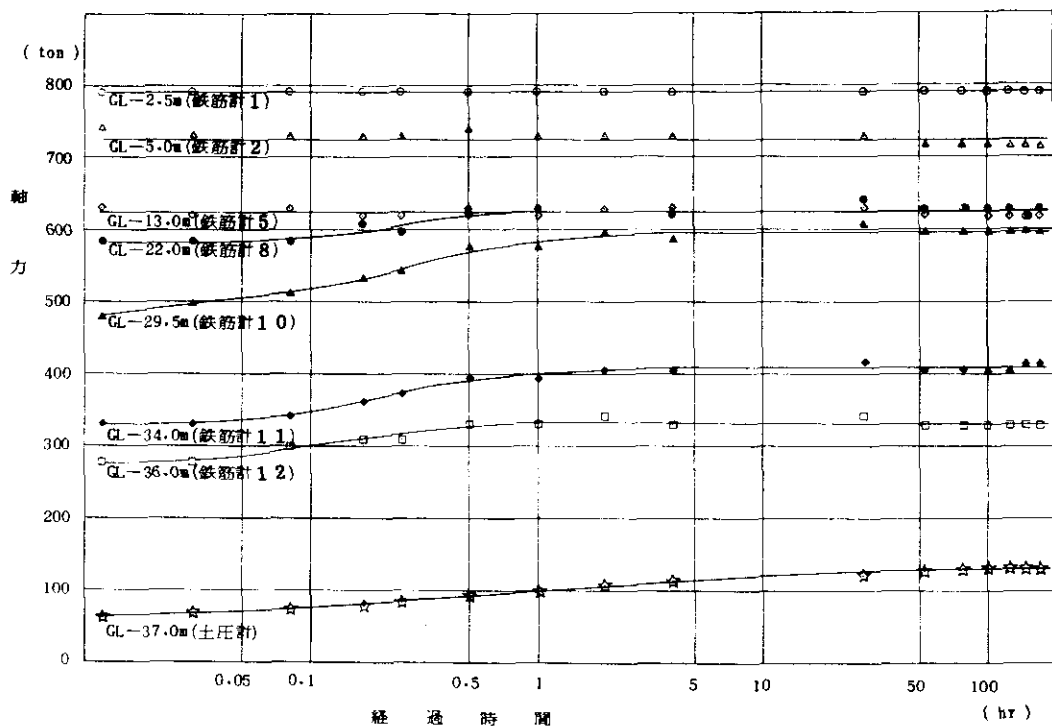


図-18 杭体各部の軸力の推移

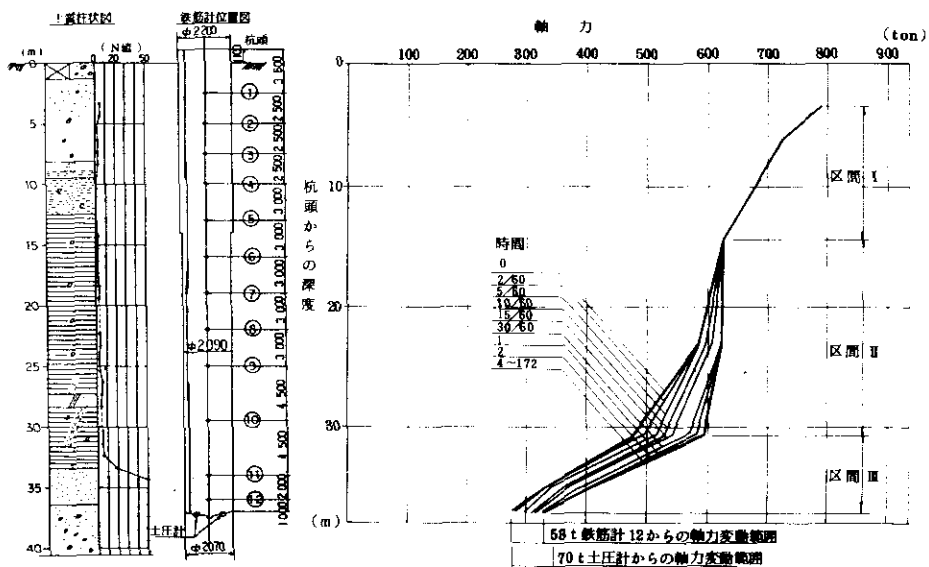


図-19 軸力分布状態の推移

うに考えられる。

a) 区間 I (杭頭~GL-13m)

この区間の地層は細砂および砂質シルトからなるN値2~3のゆるい沖積砂層で、この区間の軸力分布は載荷直後から7日間の間にほとんど変化しておらず、周面摩擦力の時間的推移は

ほとんどないといえる。

b) 区間 II (GL-13~30m)

この区間はN値0~6のやわらかい沖積粘土層で、この区間では時間経過にともなって下部へ伝わる軸力が増加しており、この区間の下端では約120t増加している。すなわちこの分だけ周面

摩擦力が減少していると言える。この変化はほとんど載荷完了後2時間までの間に生じており、この間に杭体とその周辺の地盤との着着力が逐次切れて行き、周面摩擦力もすでに極限に達していると考えられる。

c) 区間Ⅲ (GL-30~37m)

この区間は沖積層下部の砂まじり粘土、N値50以上の洪積砂層および杭先端地盤である洪積砂れき層から成っている。この区間でも載荷完了後2時間の間に軸力が次第に増加しているが、区間Ⅱとは異なり、区間上端に比べて下端の軸力増加が少ないことから、周面摩擦力が増加していることが判る。上記各区間毎に周面摩擦力を計算し、その時間的推移を描くと図-20のようになる。

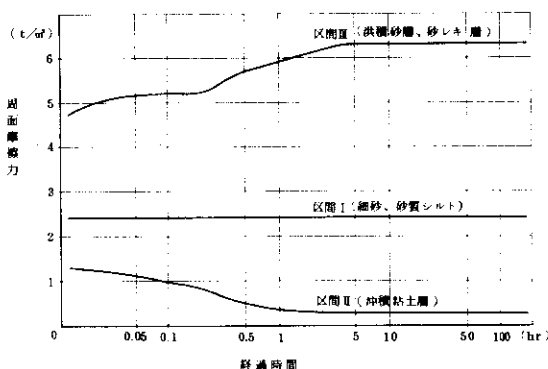


図-20 周面摩擦力の推移

(2) 沈下量

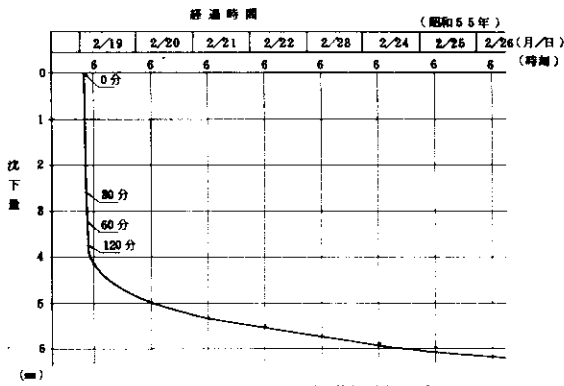
長期載荷試験7日間の杭頭沈下状況は図-21のようになり、載荷後4時間までに4.2mm、それ以後の7日間で2.0mmの沈下を生じている。4時間までの沈下量を即時沈下量と考え、それ以後の沈下曲線を時間の対数関数で近似できるものとするれば次式が得られる。

$$S = 0.97 + 0.63 \log_e N \quad (\text{相関係数}0.99)$$

ここに、N：日数(日)

S：沈下量(載荷4時間後の沈下量を0とする、mm)。

上式から沈下量と期間の関係を求めると表-11のようになるが、7日間という短い期間での測定値から推定してみたものであり、更に長期にわたる沈下量の予測については支持層下部の洪積粘土層の圧密沈下を考慮する必要がある。



注：沈下量は観測荷重が800tに達したときの値を0としている。

図-21 杭頭沈下量-経過時間(長期800t載荷)

表-11 800t長期載荷時の推定沈下量

日数(日)	沈下量(mm)
30(1ヶ月)	3.1
60(2ヶ月)	3.5
90(3ヶ月)	3.8

6-3 水平載荷試験

最大荷重240tを4サイクルに分割し、処女荷重は30tきざみとして8段階で最大荷重に到達させた。荷重保持時間および測定時間は鉛直載荷試験と同様に表-7によって実施した。

図-22は荷重変位量曲線であるが、荷重の増加に応じて曲線の勾配が徐々に大きくなる進行性的変位形状を示しており、降伏あるいは極限状態を示す特性点は見出せない。

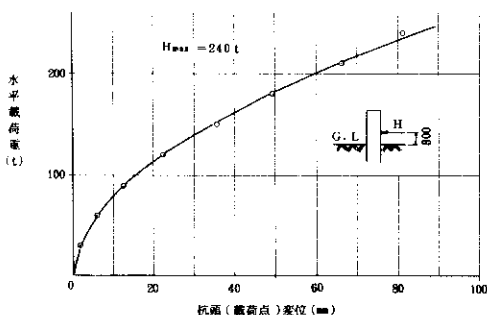


図-22 荷重変位量曲線

一般に杭が軸直角方向力を受けると、地盤が地表面から逐次破壊するため上記のような進行性的変位形状を示すと考えられている。そこで「道示」では、杭の軸直角方向力に対しては杭体応力および杭頭変位量がそれぞれ許容値をこえないという

条件によって許容支持力を規定している。以下において「道示」の規定に基づき軸直角方向支持力を定めるのに必要な横方向地盤反力係数（k 値）を水平載荷試験の結果から求めることにする。

(1) 荷重と変位の関係から求めた逆算 k 値

図-22に示す荷重と変位の関係を用いて Y.L. Changの式（杭頭自由）から k 値を逆算すると杭の設計地盤面を地表面としたときの k 値が求められる（図-23）。

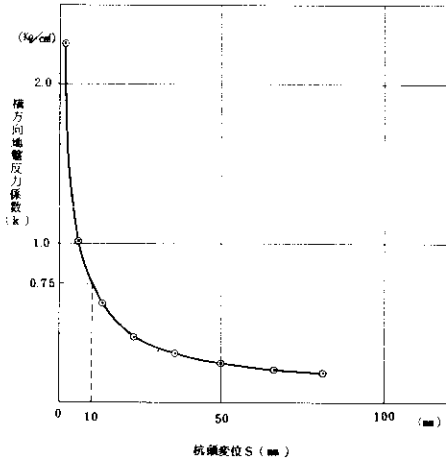


図-23 杭頭逆算 k 値

なお、今回の水平載荷試験における載荷位置は地表面上30cmであるが、杭径が大きいためこの突出長の影響を無視しても計算結果にほとんど差がないと判断されるので、上記の計算では地中に埋込まれた杭の式を用いた。

(2) 深さ方向のk値

将来建設される杭基礎の設計地盤面はGL-7.5 mの位置にあるため前項で求めた k 値は設計に使用できない。そこで、鉄筋計および連続傾斜計で測定した杭のひずみおよび傾斜角から図-24に示すフローチャートの方法によって各深度の基準 k 値 k。 (変位量が 1 cm のときの k 値) を求めた。その結果および地盤調査(N値、L.L.T.、PS検層)結果から推定した k。値は図-25のようになる。各 k 値はかなりばらついているが、杭のひずみおよび傾斜角から求めた k 値は杭頭の変位量と荷重の関係から逆算した k 値 ($k_0 = 0.75 \text{ kg/cm}^2$) とよく合っており、GL-7.5mの設計地盤面に対しては $k_0 = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ 程度であると思われる。

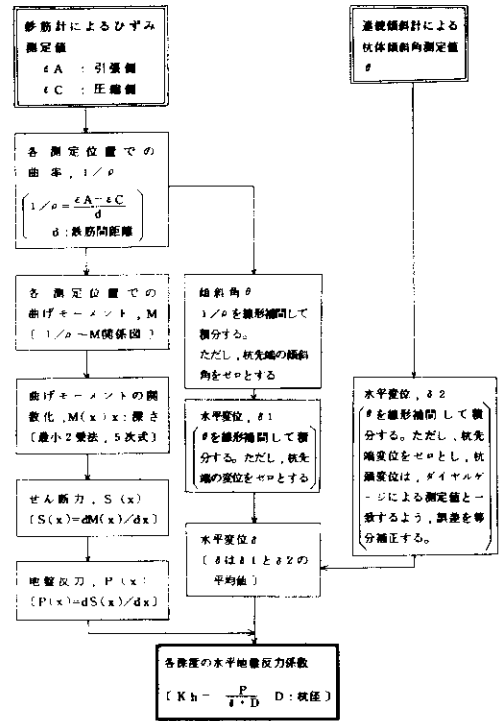


図-24 k 値算定フローチャート

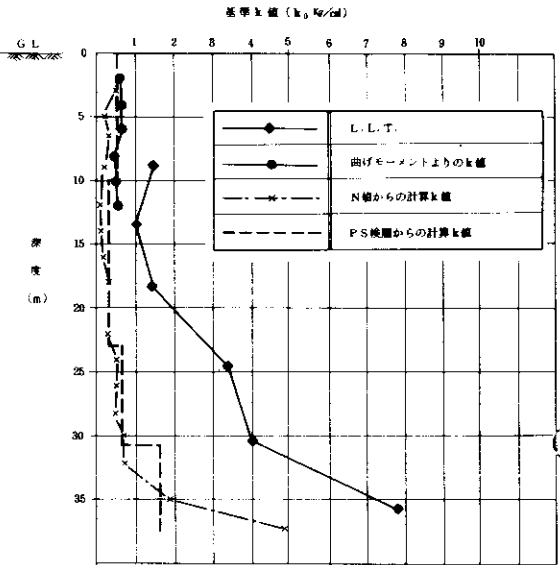


図-25 深さ方向の k 値

あとがき

安治川橋梁の基礎杭に使用する径2 mのリバース杭について鉛直ならびに水平載荷試験を行い、次のような結論を得た。

- ① 洪積第1砂れき層に杭径程度根入れさせた試験杭の許容支持力は1,100t/本であった。
- ② 先端極限支持力は720t/m²に達し、「道示」で規定する2倍以上の値となった。これは支持地盤に致るまでの地質が軟弱なため周面摩擦力が非常に小さく、また、スライムが入念に処理されその厚さ(2~10cm)が薄かったために洪積砂れき層の支持能力が十分発揮された結果と考えられる。したがって、スライム処理を確実に行えば、このような地盤のN値50以上の砂れき層では、先端支持力は「道示」よりも大きな値が期待できると思われる。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：安治川橋梁基礎杭載荷試験報告書
- 2) 日本建築学会：建築基礎構造設計規準・同解説
- 3) 吉成：載荷試験から支持力を判定するうえでの問題点、土と基礎(昭50.7)

- ③ 設計に用いる軸方向押し込み許容支持力は、地表面から設計地盤面までの周面摩擦力を除外し、さらに不安定な沖積粘土層の周面摩擦力および本工事におけるスライム処理のバラツキを考慮して800t/本程度とするのがよいと思われる。
- ④ 軸方向バネ定数は「道示」の推定式によって十分な精度で求めることができる。
- ⑤ 杭の設計地盤面における横方向地盤反力係数は0.5kg/cmと考えられる。

おわりに、本試験について貴重な御意見を賜わり、熱心に御討議いただいた阪神高速道路公団大阪湾岸線技術委員会下部工分科会の諸先生方、載荷梁を心よく貸与していただいた本州四国連絡橋公団および試験場所ならびに電力、水等について便宜をはかっていただいた日立造船株式会社の関係各位、また試験の実施、データ整理等に熱意を傾けていただいた建設機械化研究所の関係各意に感謝の意を表す。