

表-1 杭打機性能

ハンマー	油谷 No.2	打撃力	1.980 kg-m
ハンマー重量	4.082 kg	回転数	120 回/分
ラム重量	1.134 kg	使用気圧	7 kg/cm ²
ストローク長	533 mm	蒸気管径	45 mm
汽筒直径	241 mm	排気管径	64 mm

また横断方向は -46 m ないし -48 m の深度で縦断方向とほぼ同様の勾配をなして北側に傾斜しているが基礎構造を左右する程度のものではない。以上を総合して、ボーリング、及び杭の打止り試験、並びに弾性波による探査の結果は概数一致しており、ほぼ水平層と考える事ができる。

表-2 杭打止り試験結果

貫入区間	海底深度	杭及びハンマー自重による沈下	最初 6 m 区間の沈下	次の 12.6 m 区間の沈下	次の 4.05 m 区間の沈下	打止り直前の沈下	打止り
貫入量	—	11.2 m	6.8 cm/回	3.8 cm/回	0.72 cm/回	0.11 cm/回	0.00 cm/回
杭下端の位置	-8.00 m	-19.2 m	-25.2 m	-37.8 m	-41.9 m	-43.3~ -43.6 m	-43.6 m

(b) 試料の採取 土質試験に供する試料はできるだけ自然の状態に近いものでなければならぬ。従来使用されてきたダブルコアチューブによる採取試料は管壁の厚さが厚いために試料がかなり攪乱 (remolding) される

表-3 面積比の比較

試料採取管	内径	管厚	C _a	管長
KSL A	110 mm	2.0 mm	7.4 %	90 cm
kSL B	76	1.3	6.8	”
ダブルコアチューブ	110	8.0	31.2	”

$$C_a = (D_w^2 - D_e^2) / D_e^2$$

但し D_w: 掛取管の外径 D_e: 掛取管の内径

おそれがあり、採取した試料の保存にも不便であるので、わが国最初の試みとして内径 110 mm, 管厚 2.0 mm の真鍮製のコアバレルを使用する, KSL 型薄肉ピストンサンプラーによる非攪乱試料の採取 (undisturbed sampling) を実施した。その後さらに内径 76 mm 管厚 1.3 mm のものを合わせて使用した。試料の採取に際する攪乱については Hvorslev¹⁾ 等の研究があり、次にのべる試料管の面積比 (area ratio) C_a の小さいものほど、攪乱が少ないとされている。C_a の値を比較して掲げたものが表-3 である。

(c) 土の物理的性質 採取した試料について行つた物理試験の結果は大要次のとおりである。海底より -35 m 付近までの第一粘土層における粘土については、粒度分析の結果によれば粘土 (粒径 0.005 mm 以下) の含有量は 40~70% で沖積粘土層としては通常の値を示しているが、間隙比 e は 2.76~3.68 で比較的に大きく、その分布状態は粘土層の上層、下層において小さくなり、中央部に大きい値を示している。これらの値は港湾地帯の沖積粘土層としては大きく、圧密がまだ進行していないことを物語っている。従つて含水比は 102~126% で大きく、比重 r は 1.27~1.45 で小さい値を示している。土粘土の比重は 2.61~2.71 で通常のものに比してやや小さい。液性限界 L_w は 102~143%, 塑性限界 P_w は 36~51%, 従つて液性指数 (liquidity index) は 0.70~1.03 で、含水比が液性限界に近い値を示しているものが多い。このような性質の土は一般にきわめて軟弱性を有するのが普通であつて、塩釜港、横須賀港等の流水の影響をあまり受けない。静水中に沈積した堆積物 (いわゆるたまりどろ) に多くみられる。従つて圧縮強度も小さく粘着力が少ないことが容易に想像しうるのである。これに比して -35 m 以下の粘土層においては間隙比は 1.0~2.4 で第 1 粘土層に比してはるかに小さい。このこと

表-4 単純圧縮試験結果

採取深度 -m	自然試料		攪乱試料		強度減少率		備考
	q _u (kg/cm ²)	ヒズミ (%)	q _{ur1} (kg/cm ²)	q _{ur2} (kg/cm ²)	S _{r1}	S _{r2}	
9.7	0.443	7.0	0.136	0.203	3.3	2.2	ボーリングⅢ
15.3	578	6.6	120	204	4.8	2.8	”
16.2	708	5.7	173	297	3.7	2.4	ボーリングⅣ
20.1	875	4.2	058	146	15.1	6.0	”
22.9	599	3.2	063	136	9.5	4.4	”
25.7	641	3.8	063	156	10.2	4.1	”
28.2	891	3.8	193	370	4.6	2.4	”
30.7	558	9.1	136	177	4.1	3.2	”
32.9	922	4.6	099	234	9.3	3.9	”
33.8	937	3.0	162	386	5.8	2.4	”
34.7	771	1.3	109	396	7.1	2.0	”
36.2	1.301	9.7	344	354	3.8	3.7	”
37.1	1.421	6.8	172	313	8.3	4.5	”
39.6	1.021	2.8	183	386	5.6	2.7	”
40.5	1.328	4.2	136	344	9.8	3.9	”
41.4	1.590	3.3	277	661	5.7	2.4	”

註: q_{ur1} のヒズミは q_u と同一, q_{ur2} のヒズミは 15%

は層の厚さが比較的小さく、砂層の存在と、上載荷重の為に圧密作用が進行して締つたのであろう。

(d) 単純圧縮試験 単純圧縮試験 (unconfined compression test) は操作がきわめて簡単であり、理論的には若干の疑問はあるが、設計に使用する粘着力の決定に際してはなほだ便利であるので広範囲に実施した。表-4 は主としてボーリング IV による試験結果である。表中 q_u は単純圧縮強度を示し、強度減少率 s_{r1} は q_u と同ヒズミの強度を、 s_{r2} はヒズミ 15% に対応する強度を使用した値である。

圧縮強度は第 1 粘土層においては $0.4 \sim 0.9 \text{ kg/cm}^2$ で深度とともに増大している。第 2 粘土層においては $1.0 \sim 1.6 \text{ kg/cm}^2$ で大きく、前者に比してかなり締っていることを示している。

2. 構造の選定

(a) 埠頭構造の選定 計画予定位置の土質は前に述べたように 30 m 以上に及ぶはなほだ軟弱な粘土層であつて上層部における地盤の限界支持力は 10 t/m^2 程度しか期待することができない。従つてこのような地盤上に重力式構造物を築造することは不可能である。またピヤールの中央部を埋立て周囲を横棧橋とする構造は円弧迂りによる崩壊に対してきわめて危険であり、しかも、中央部埋立地は下部の粘土層の圧密によりかなりの沈下量がきわめて長期間にわたり発生するおそれがある。よつてピヤールは埋立をともなわない全面的な棧橋構造とした。

(b) 棧橋構造の選定

鉄筋コンクリート杭棧橋：杭の長さ及び太さは打込み作業上おのづから制限がある。また干潮面以下における水平部材、斜材の施工が困難なために特に水平抵抗力の小さい軟弱地盤においては、上層の良質土砂の置換または締固め等の地盤改良を行わなにかぎり、杭の固定点が下方に位置し、従つて構造としてはきわめて大きい応力が発生し、部材断面が大きくなり不経済な構造となる。

スクリュー・パイル棧橋：横浜港山下町棧橋 (最大水深 11 m) の実例があり、軽構造で、しかも施工が早い利点がある。また水中において斜材、水平材の取付は比較的容易であるが、許容上載荷重が少なく、一般の雑貨棧橋として採用するには限度があると考えられる。鋼材の防食を行う必要がある。

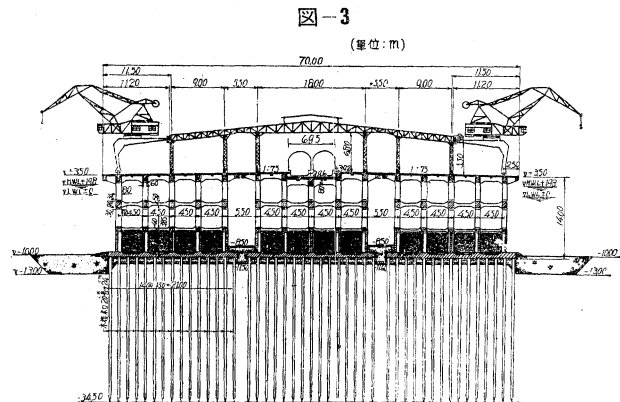
ブレスド・シリンダー棧橋：横浜港高島 2 号棧橋その他において軟弱地盤上の構造物として多くの実例がある。しかし上載荷重及び水深が大となると、シリンダー基部の基礎杭数に限度があるので、杭の支持力及び 1 本当りの水平抵抗が不足することになる。この構造は粘着力 $C=0.3 \text{ kg/cm}^2$ 程度の地盤では水平震度 0.2 を考える場合に、水深 8 m くらいまでは雑貨棧橋としても有利な構造物である。

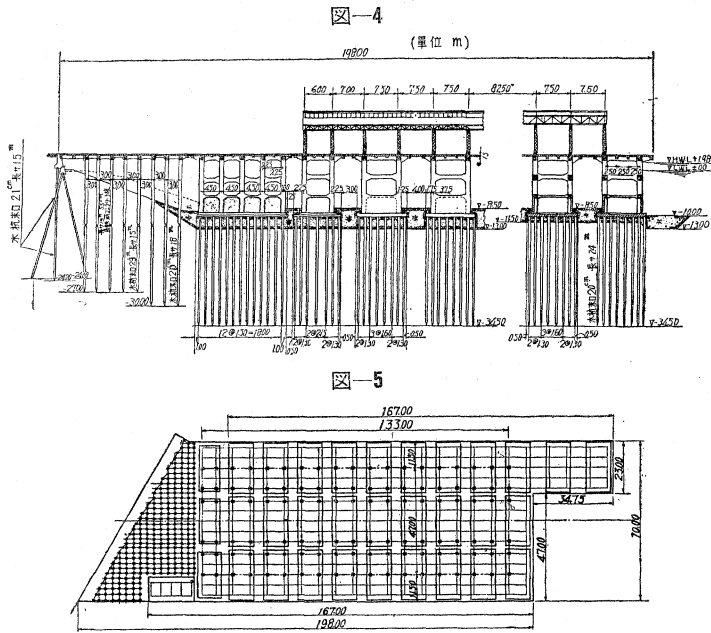
超大型ケーソン式棧橋：最近築造されたニューヨークのピヤール 57 号はこの実例である²⁾。この場合は箱型ケーソンとして浮力を利用することにより基礎地盤反力の減少をはかっているが、地震による水平荷重に対しては逆に危険側の作用となり、浮力の利用に制限を受けることになる。この棧橋構造は地盤反力が少ないため基礎はサンド・ドレイン (sand drain) 工法によつて締固めを行い、基礎杭を省略しうるために工費をいちじるしく節減しうる。また軟弱地盤内の杭の水平抵抗のごとき厄介な問題をともなわず、ケーソン底面に沿つた土のせん断強度のみによつて水平抵抗力は十分であるが、ケーソンドックの新設のために工期において数カ月遅延し、総工費は約 4 600 万円の増加となるので採用し得なかつた。

骨格ケーソン脚柱式棧橋：この構造は鉄筋コンクリート杭棧橋の欠点とする水平荷重に対する抵抗の不足を、底版上に固定された柱を水平部材で剛結して補うとともに、ブレスド・シリンダー構造の基礎杭を増加するために底版を広くして、その下に多数の杭を配列せしめることができ、またケーソンの曳航据付は自己の浮力によつて行うことができる等の利点を有するので以上の各種構造を比較検討した結果骨格ケーソン脚柱式棧橋を採用することとした。

(c) 骨格ケーソンによる棧橋主構造 棧橋構造は図-3~5 に示す。基礎杭は末口 20 cm 長さ 24 cm の米松杭を 1.5 m の間隔にケーソン底版の周囲に 2 列に 72 本打ち (図-7)、すべての上部荷重を支持せしめる。基礎杭の先端は -34.5 m であつて摩擦杭として作用し、いわゆる floating foundation を形成している。杭の上部は厚さ 1.5 m の鉋滓により水平抵抗を増強せしめた。

脚柱ケーソンの大きさは地盤反力を減少せしめるためには、できうるかぎり大型とすべ

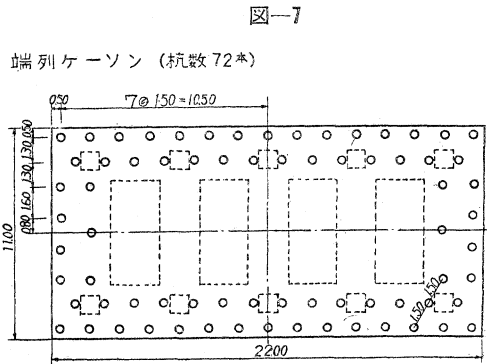
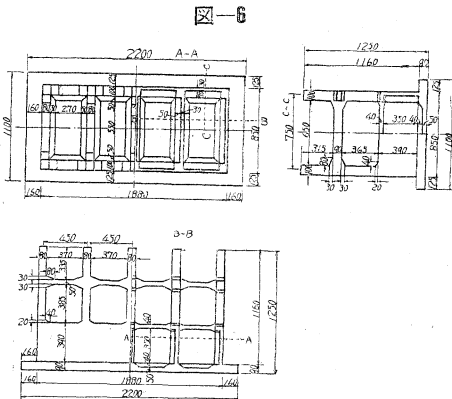




きであるが、既設ケーソン用乾ドックの開口部の寸法より許容しうる最大幅員、及び吃水が制限されるため底版巾11m、長さ22m、高さ12.5mとした。ケーソン1基のコンクリート量は413m³、重量1030t、進水用鋼製側蓋を付した場合の吃水は6.2mである。ケーソンの構造は図-6に示すとおりである。応力計算は底版及び床桁の他に中間に2段の水平部材を有し、柱を垂直部材とする3層ラーメンと考え、下段の中間水平部材と底版の間には腰壁を設けて水平力を分担させ³⁾、断面の節減をはかった。それより上部の層には側壁を設けず、地震時の水圧による水平力の増加をさけるとともにコンクリート量をケーソン基につき約80m³節約し、進水用側蓋の製作並

びに取付け取外しを考慮してもなお工費の低減が可能であつた。また急速施工のためコンクリート型ワクを簡単な構造とするために、底版フーチングの上面を平坦にし、かつ側壁の外面を柱の外面と一致させた。この偏心と側壁の応力分布を検討するために模型試験⁴⁾を行い壁の斜張応力に対しては特に斜筋を補つた。

ケーソン上部の床桁及び床版はすべて現場打ちの鉄筋コンクリートとするが、ケーソン相互間は、不等沈下を考慮して単純桁をもつて連絡した。またピヤー中央部に巾員6.95m、深さ96cmの複線鉄道敷を設け、いわゆるDepressed Trackとし、床面の横断勾配は1/75としエプロン巾を11.2mにとり、棧橋外線の施工高さはキチヤ一台風における最高異状潮位+2.63mを考慮に入れて+3.50mとした。



上層は接岸船の総トン数を15000tとし、1船1回の荷役量3500tを想定し、有効床面積65%、収容能力2.0t/m²を基準とし、長さ133m、巾48m、利用面積は鉄道敷をのぞき5433m²とした。

棧橋設計の基準の要は次のとおりである。

上層自重	0.2t/m ²	水平震度	0.20
床構造自重	1.0t/m ²	鉄筋の許容応力	1200kg/cm ² 常時, 1800kg/cm ² 地震時
床面荷重	3.0t/m ² 常時, 地震時共	コンクリート許容応力	$\sigma_{c28} = 70$ kg/cm ² 常時, 105kg/cm ² 地震時
エプロン荷重	2.0t/m ² 常時, 地震時共		
列車荷重	KS-12		
起重機荷重	60t (最大輪荷重 10t)		

(d) 取付部棧橋 取付部は既設の水深-2.0mの護岸からパース水深-10mまで変化するために護岸前面を所要の床掘(-11.5m)を行うことは円弧迂りによる護岸の崩壊の原因となるもので杭棧橋構造とした。コン

クリート杭は長さ 15 m、断面は 55 cm 及び 60 cm 角の正方形のものを縦 3.0 m 横 2.25 m 間隔に打ち、棧橋縦断方向に 4 本、横断方向に 3 本の上部を水平桁により剛結したラーメン構造である。ラーメン計算には上載荷重 0.5 t/m²、水平震度 0.2 とし下端は海底面上の高さを H とした場合に、海底面下 $0.1H$ の点を鉸として計算した。各ラーメン間及びケーソン部との間は単純桁により連絡した。鉄筋コンクリート杭の下部は長さ 15 m、末口 23 cm 及び長さ 18 m、末口 20 cm の木杭を継杭とした。継手は厚さ 9 mm 長さ 1.2 m 内径 30~38 cm の鋼管を使用している。

3. 基礎構造設計上の諸問題

(a) 設計に用いる粘着力 C の値の決定 設計に用いる粘着力の値の決定は次に述べる実験室における単純圧縮試験、現場における杭の載荷試験並びに既設建造物の解析を行い決定した。

圧縮試験において単純圧縮強度 q_u 、粘着力 C 、土の内部摩擦角 ϕ の間には次の関係が成立す⁵⁾。

$$C = \frac{q_u}{2} \cdot \frac{1}{\tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} \dots\dots\dots (2)$$

粘土質の土においては内部摩擦角 ϕ の値は急速セン断を行う場合には一般に 10° 以下の角度を示すのが普通であるから、(2) 式において $\phi=0$ と仮定すれば

$$C = \frac{q_u}{2} \dots\dots\dots (3)$$

すなわち粘着力 C は圧縮強度の 1/2 であるというきわめて簡単な関係式をうることができる。このようにして決定された粘着力の値を設計に使用すれば多くの場合に妥当であることが経験的に認められている。従つてこの場合の粘着力は厳密な意味における粘着力の値を表わすものではなく、一種の工学的指数として考える方が妥当であろう。

図-8

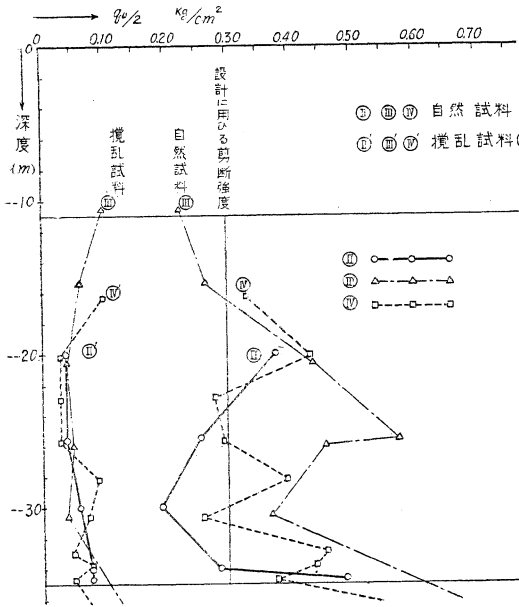
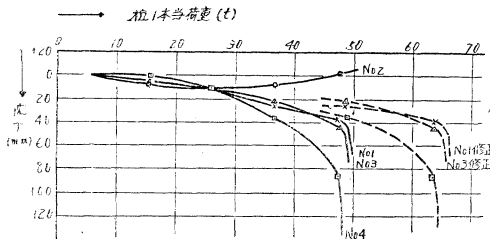


表-2 は圧縮試験の結果を表わしたものであり、図-8 は $q_u/2$ の値の深度分布を図示したものである。ボーリングⅢにおける値は他に比しても、大きい値を示しているのは埋立による圧密の影響であると考えられる。従つてピヤー計画位置の -35 m までの範囲においては $q_u/2$ の値は概数平均 0.30 kg/cm² と考えられる。

棧橋の基部(水深 -4.0 m)に、長さ 15 m 末口 25 cm、元口 34 cm の木杭 2 本を継杭として、これを横 2 m 縦 3 m の中心間隔に 4 本打込み、その上にコンクリートブロックを荷重とする載荷試験を実施した。杭の打込後 114 日放置して載荷を行つた。これは杭打による杭周粘土の攪乱が回復(recovering)をするための時間的余裕をとつたためである。載荷試験の結果浮力を差引いた全荷重が 190.4 t に達した干潮時に 1 本の杭がいちじるしく沈下したために荷重が転倒するに到つた。各杭の荷重分担率は測定し得なかつたが、沈下観測より、いちじるしく沈下を生じた杭と対角線上にある杭は杭頭と荷重の間に間隙を生じていることがわかつたので一応 3 本の杭が支持したとすれば 1 本当りの杭荷重は 63 t となる(図-9)。摩擦杭の支持力は杭の有効周面積に土の平均粘着力を乗じた値として限界荷重より粘着力を計算すれば $C=0.32$ kg/cm² となる。ただし、載荷試験中、波浪の影響を受けて杭が動揺し頭部において最大 5 cm に及ぶ振動を視測した。従つて根入れの上部は有効な支持力とみなし得ないので杭の根入れは 22 m とした。

図-9



隣接する既設高島 2 号棧橋の基礎杭を設計荷重より、安全率 2.0 として逆算した結果は $C=0.33$ kg/cm² と

推定しうる。

以上の結果より考察して設計に用いる粘着力の値は平均 0.30 kg/cm^2 とした。

(b) 強度減少率 (Sensitivity Ratio) に対する考え方 自然状態の粘土が地震の作用、衝撃等によつて攪乱を受けるといぢるしく強度を減少する。このことは杭の周囲の粘土においては特にいぢるしいと考えられ、杭の設計に際しては十分考慮をばらう必要がある。自然状態の圧縮強度と、完全にこねまぜた強度との比を強度減少率 (sensitivity ratio) と云い、実験を行つた結果を 表-4 に示す。

一般に攪乱された試料についての圧縮試験を行うと応力ヒズミ曲線はピークを示さないきわめて plastic な形状をとるのが普通である。従つてここでは自然状態の試料の最大応力を示すヒズミと同ヒズミの強度、及びヒズミ 15% に対応する強度をとつて強度減少率を算定し、表-4 における s_{r1}, s_{r2} とした。 s_{r1} の値は 4~10 の値であるが、特に 15 に達するものもあつた。 s_{r2} の値は概数 2~5 である。このようないぢるしい強度の減少は完全にこねまぜた場合についてのみ生ずる現象であつて、現実におこる地震、船舶の衝撃によつてはこれほどの攪乱効果をひきおこすとは考えられない。しかしながらこれらの定量的問題は現在の土質力学においてはなんらの解決を与えられていない。従つてこの棧橋の設計に際しては安全率によつてカバーすることにした。Tschebotarioff⁶⁾ は $s_{r1} > 4.0$ なる sensitive な粘土においては恒久構造物について安全率を 3.0 とすることをすすめている。また Terzaghi⁷⁾ は圧縮強度の 1/2 を粘着力とする場合には安全率を 2.0~3.0 とすることを提唱している。安全率を大きくすることは工費を増大することとなるためこれらの事を合わせ考慮した結果この棧橋の設計に対しては常時 2.5、地震時 1.5 として設計を行つた。

(c) 杭打による杭の周囲の粘土の攪乱とその回復 杭の載荷試験の際杭の打込みを第 1 回は根入長 24 m にとどめ、20 日間経過して第 2 回の打込みを行い根入長 28 m まで打込んだ。その結果第 1 回の最終打込に対する貫入量は 表-5 のごとく 36.3 mm/回 であつたのに対し、第 2 回の打込は同一の杭打機を使用したか、表-6 に示すごとく、当初 100 回の打撃に対して平均貫入量は僅に 0.265 mm/回 で前者に比し約 1/14 の量しか示さない。打撃を続けるに従い貫入量は増加し、最終打撃にはほとんど第 1 回の最終打込と同様の貫入量を示すに至つた。このことは回復が比較的短時日の間に起りうることを示している。しかしながら回復の量についてはまだ未解決の問題である。

表-5 第 1 回杭打込状況

杭番号	ハンマー及杭自重による沈下	-28 m 付近の貫入量
No. 1	9.20 m	43 mm/回
2	10.40	40
3	10.65	33
4	9.40	29
平均	9.91	36.3

表-6 第 2 回杭打込状況

打込回数 杭番号	100 回迄の貫入量	101~200回	201~300回	301~400回	401~500回
	貫入量	貫入量	貫入量	貫入量	貫入量
No. 1	0.13 mm/回	0.14	0.21	0.53	1.87
2	0.28	0.66	1.90 (290回まで)	—	—
3	0.32	1.15	—	—	—
4	0.33	0.59 (150回まで)	—	—	—
平均	0.265	—	—	—	—

(d) 摩擦杭 (Friction Pile) と支持杭 (Point Bearing Pile) の比較 軟弱地盤における摩擦杭と支持杭に関しては従来より問題とされているところであるが、杭の周囲の粘土を攪乱して支持力を減ずるから危険であるとする Casagrande⁸⁾ の主張と、これを反論する Peck⁹⁾ 等の説はきわめて対象的である。高島棧橋においては前記のごとく回復がかなり短期間に生ずるのであろうと考えられるので、杭打ちによる攪乱の影響はそれほど懸念の必要はないと思われる。支持杭の場合には定量的に不明である周面負摩擦 (negative skin friction) の厄介な問題を考慮する必要がある、また土の圧縮沈下につれて、1 ケーソン下面と土の間に間隙が生ずるおそれもあり、さらに各杭に均等に荷重が作用しないことも考えられる。支持杭にするためには杭長は約 35 m となり、継杭としなければならない。木杭以外の杭ではいぢるしく工費を増加する。また木杭の軸方向の圧縮強度より考えても 1 本当りの許容支持力は 50 t 程度が限度であつて、この程度の支持力は $C = 0.25 \text{ kg/cm}^2$ 程度の粘土でも末口 20 cm 長さ 25 m の摩擦杭で十分である。以上の得失を比較した結果、この棧橋には米松の摩擦杭を基礎杭として使用した。

(e) 基礎杭の計算 脚柱ケーソンの基礎杭は 図-8 に示すごとく杭を最も有効に作用させるために、底版周囲によせて 2 列に配置し、中央列ケーソンでは 64 本、両側ケーソンでは 72 本、を配置した。杭の中心間隔は Terzaghi, Peck の提唱するところに従い、最大杭径の 3 倍以上とし、元口 40 cm に対し 1.5 m とした。杭 1 本の支持力は杭の有効周面積に平均粘着力 0.30 kg/cm^2 を乗じて 67.8 t であり、1 本当りの荷重は 表-7 に示すとおりである。

表一7 基礎杭荷重安全率 (F.S.) 表

	常時最大1本当り	地震時最大1本当り
中央ケーソン	27.8 t $F_s=2.44$	48.0 t $F_s=1.41$
両側ケーソン	25.9 t $F_s=2.62$	44.7 t $F_s=1.52$

以上は単杭としての支持力である。杭を多数打つて杭群として作用する場合は、この他に群杭としての支持力を検討する必要がある。群杭としての支持力は根入れのある基礎として取扱い、Tschebotarioff¹⁰⁾の計算式によることとした。

すなわち支持力は

$$P=5.52c(1+0.38h/b+0.44b/L)+2c(L+b)h/Lb \dots \dots \dots (4)$$

ただし h : 基礎の根入れ L : 基礎の長さ
 b : 基礎の巾 c : 土の粘着力

となる。棧橋のケーソン部の根入れを杭の根入れ長さ 24 m とし、巾を 70 m, 長さ 140 m, C を 0.30 kg/cm² とすれば $P=25.2t/m^2$ となる。これに対し設計荷重による地盤反力は平均 5.5 t/m² であり、安全率は 4.6 となり十分に安全である。

4. 結 び

この工事の総工費は 8.5 億円であつて、それより取付道路、取付航路凌漕、鉄道等を除いた棧橋工事費は約 8 億円で、1 m² 当り 6 万円であるが、船舶機械、その他の間接費をさしひけば 1 m² 当り約 4.7 万円であつた。労力、材料の高価な横浜港においてきわめて軟弱な地盤上に短期間に耐震的な棧橋を築造する工費としてはむしろ低廉であるといふことができよう。

この工事の設計、施工に際しては今日の土質力学の段階において応用しうるものは極力これを取り入れ、調査研究によつて行つた設計をさらに工事を進めながら調査研究を続行し check してゆくという現場施工機関と、研究調査機関との密接な協力が、この難工事を遂行し得た大いなる原動力となつた。しかしながら今日の進歩した土質力学によつて多くの現象を適確に説明しうるに到つてはいない。従つて震動に関する一連の問題、すなわち地震時の杭周粘土の攪乱、粘土の強度減少率の設計への適用、杭の水平抵抗に関する取扱い方等幾多の問題については未解決の事項として今後の研究にまたざるを得なかつた。

終りにこの工事の設計、施工に際して指導され、助言を与えられた東京大学最上教授及び、運輸技術研究所の石井博士に対し深甚なる謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) M.J. Hvorslev : Subsurface Exploration and Sampling of Soil for Civil Engineering Purposes Report on a Research Project of A.S.C.E. 1937 p.159
- 2) Civil Engineering, March 1952
- 3) 谷口忠 : 耐震構造論,
- 4) 岡本舜三・比田正・安久久二 : 壁体の応力分布に関する実験的研究, 東大生産技術研究所,
- 5),6)10) : Tschebotarioff : Soil Mechanics, Foundation and Earth Structure, 1952
- 7) Terzaghi and Peck : Soil Mechanics in Engineering Practices, 1948
- 8) A. Casagrande : The Structure of clay and its Importance in Foundation Engineering, Journal Boston Soc. of C.E., April 1932
- 9) A.G. Cummings, G.O. Rerrhoit, R.B. Peck : Effect of Driving Piles into Soft Clay, Transaction A.S.C.E. Vol.115, 1950, p.275 (30.8.15)