

メキシコ港湾建設計画調査

附属資料

1973. 1

海外技術協力事業団

5
7
3
RY

JICA LIBRARY



1052630[9]

国際協力事業団	
受入 月日 '84. 3. 16	615
登録No. 00482	61.7
	KE

メキシコ港湾建設計画調査報告

附属資料

1. 自然条件に関する資料	
1. マンサニージョ港	1
1-1 メキシコ太平洋沿岸の風	1
1-2 マンサニージョ湾沖合での波	1
1-3 マンサニージョ近海の流況	2
1-4 マンサニージョ港の漂砂について	2
2. マサトラン港への波の侵入	5
2. 岸壁の設計	23
1. 設計条件	25
2. 構造計算	27
2-1 穀物用岸壁矢板式構造	27
2-1-1 矢板壁の設計	27
2-1-2 控え杭の設計(控え工と倉庫基礎を併用しない場合)	38
2-1-3 控え杭の設計(控え工と倉庫基礎を併用する場合)	42
2-2 穀物用岸壁栈橋式構造	50
2-2-1 栈橋の設計	50
2-2-2 護岸の設計(護岸と倉庫基礎を併用しない場合)	59
2-2-3 護岸の設計(護岸と倉庫基礎を併用する場合)	63
2-2-4 床版の設計	68
2-3 鈦物用岸壁デタッチドピャー構造	73
3. 標準断面図	77
4. 数量計算	84
4-1 穀物用岸壁矢板式構造(控え工と倉庫基礎を併用しない場合)	84
4-2 穀物用岸壁栈橋式構造(護岸と倉庫基礎を併用しない場合)	87
4-3 鈦物用岸壁デタッチドピャー構造	90
5. 概算工事費	93
3. 機械化倉庫の概略設計	101
1. 構造概要	103
2. 設計条件	103
3. 部材の応力計算	104
4. 側壁に作用する水平力	119
5. 標準断面図	120
6. 工費概算	124

1. 自然条件に関する資料

1. マンサニージョ港

1-1 メキシコ太平洋沿岸の風

メキシコ太平洋沿岸は、北半球の北東貿易風と、南半球の南東貿易風との二つの貿易風の影射圏内にある。これらの貿易風が合流するところは、熱帯収束帯 (Inter-Tropical Convergence Zone: ITC) とよばれ、その中では変化しやすい弱い風が吹いている。また、海水の温度が高く、湿度も高いので、ハリケーンやサイクロンの源となっている。図-1は、東太平洋における卓越風の分布を、2月と8月について示したものである。冬には、熱帯収束帯が比較的南にあるので、マンサニージョ近海は北東貿易風の影響を受け、北西の風が卓越するが、夏にはそれが北へ移動するので、南西から南東の貿易風の影射により南東の風が卓越する。後述するように、このような卓越風の分布は、太平洋東部における海流の流向と密接な関係がある。

また、熱帯収束帯の季節的な南北への移動は、サイクロンの発生原動力となっている。春期から夏期にかけて、海水の表面温度が高いときに、暖かい湿った空気を持つ熱帯収束帯が北上すると、サイクロンが発生し、逆に、秋期から冬期にかけてそれが南下し、海面が再び冷却される頃に、サイクロンのシーズンは終る。サイクロンの経路を月毎に示すと、図-2のようになる。サイクロンの経路の季節的な特徴は、7.8月にはNW方向へのコースをとり、大陸に上陸するケースはないが、他の月にはNW方向へカーブして、大陸へ上陸するケースの多いことであろう。サイクロンがマンサニージョを襲ったもののうち、最大のもは、1959年10月末にマンサニージョへ上陸したもので、サイクロンによる大雨と高潮で、7,000人の死者を出した。

1-2 マンサニージョ湾沖合での波

マンサニージョ湾から一旦外に出ると、洋上で発生するあらゆる波向の波浪の影響を受けるので、湾内のような静穏は期待できない。

四季別の波の発生頻度を "Sea & Swell" にもとづいて整理した結果を図-3に示す。High (3 m以上) の高波は、夏期から秋期にかけて発生頻度が高い。しかし、Medium (1 m以上) の波の発生頻度は、高波の発生頻度の高い夏期に於いてさえ、僅か15%でありあたかもこの近海が極めて穏かな感じを受ける。

ところが、貿易風による発生波を考えると、同海域が決して穏かではないことが解かる。図-1に示したように、マンサニージョ近海は夏期には南東貿易風の影響を強く受ける。この貿易風の圏内に発生した波は北上するにつれ進行方向を北東に変えメキシコ沿岸に到達する。冬期には逆に北東貿易風の影響が強くなり、カリフォルニア沿岸を南下する風が卓越する。このため北西からの波が発達し、マンサニージョ湾沖に到達する。これらの貿易風圏内の風速は図-1から3~7 m/sec となっており、この風が数千kmの海上を恒常的に吹いていることになる。このように吹送時間が非常に長い場合の発生波高と風速との関係と吹送距離をパラメーターとして示したのが図-4である。もし、吹送距離 $F = 1,000$ km とすれば、風速が6 m/sec を越えただけで発生波高は1 m以上になる。

図-1に示す風向風速分布は1時的な変動はあろうにしても、平均的に相当長期に亘っ

て継続するものとするれば、マンサニージョ湾沖では波高1 m程度の波は常に来るものと考えなければならない。すなわち、図-3のマンサニージョ湾沖の波の頻度図において、Low(1 m以下)の大部分は1 m近い波高の波で占められていると考えるべきである。

1-3 マンサニージョ近海の流況

カリフォルニア南部からメキシコの近海における海流の分布を図-5に示す。カリフォルニア半島にそって南下する流れは、カリフォルニア海流とよばれ、水温は比較的低温、また塩分濃度の高いのが特徴である。またメキシコ海岸にそって北上する流れは、赤道反流によるもので、比較的高い水温と、高い塩分濃度がこの海流の特徴である。これら二つの海流の合流場所が、2月と8月で異っているのは、図-1に示した熱帯収束帯の季節的な南北への移動と関係がある。マンサニージョ近海では、夏期に熱帯収束帯が北上したときには、南東貿易風の影響で、北上する流れが卓越し、冬期になって、それが南下したときは、北太平洋高気圧、および北東貿易風の影響で、南下する流れが卓越する。マンサニージョ近海における流れを各月別に示したのが図-6であるが、南向きの流れは、米海軍資料によれば12月~4月であるが、北太平洋海流図によれば、5月においても南向きの流れがみられる。逆に流向が北向になるのは、6月~9月となっている。また、図-7は、カリフォルニア湾沖における表層流の流向流速の月別変化を示すが、季節的流向の変化が明りょうにみられる。夏季から秋季にかけてのNW方向の流れのときは、流速は一般に小さいが、冬季から春季にかけてのSまたはSW方向の流れのときは、流速が大きいのがわかる。

以上、マンサニージョ近海の流れについて、ある程度の特徴がわかったが、これらの流れは、水深-200 m以上の深海における流れである。それ以浅から汀線までの浅海領域では、海底地形、海岸線の形状などの影響により複雑になる。さらに、マンサニージョを含むメキシコ太平洋岸のように、比較的直線状の海岸に対して、それに平行な風が卓越する所では、湧昇流(Up-Welling)が生じやすく、これが流れのパターンを複雑にする。たとえば図-8は、マンサニージョから南西方向へとった測線を通る流れの方向を、2月と7月について示したものである。7月の海流卓越流向は北向きのはずであるが、図のように逆のSE方向の流れも所々にみられ、とくに海岸に近いところでは、海流とは逆向きの流れとなっている。2月には、海流の流向SEに対して逆向きの流れは認められないものの、流れの分布は決して一様ではない。図-8の結果はごく一時期のものであり、このパターンは時々刻々と変化することも考えられる。したがって、マンサニージョ湾沖の流れを海流のパターンのみから判断することはきわめて困難であり、ある程度時間をかけた流況の調査が必要と思われる。

1-4 マンサニージョ港の漂砂について

a) マンサニージョ湾海岸の漂砂

マンサニージョ湾は、図-9に示すように湾口を南西方向に開き、湾奥部は、背後のラグーンを囲うように、発達した砂嘴が伸びている。海底勾配は、水深40 m位までは約1/60の比較的急な勾配であるが、それ以深は勾配が緩やかである。両側が半島によりしゃへいされているため、この砂浜は主としてW~SWからの波の影響を受け

る。海浜の北端に小河川があるが、これは漂砂の供給源の一つとなっている。まず、WおよびSWの二方向の波向に対する沿岸漂砂の方向を推定してみる。沖波の単位幅あたり単位時間内に輸送される波のエネルギーを E_0 それが進行して水深-5mに達したときの波のエネルギーの沿岸方向成分を E_s とすれば、

$$\frac{E_s}{E_0} = Kr^2 \cos \alpha \sin \alpha$$

ここに、 Kr : 水深-5mにおける波の屈折係数

α : 水深-5mにおいて、等深線と波峯線とのなす角

沿岸漂砂量は、沿岸方向の波のエネルギー E_s にほぼ比例するものと考えられるから、沿岸の各地点における($Kr^2 \cos \alpha \sin \alpha$)を計算すれば、各地点における沿岸漂砂の方向、その相対量が推定できる。図-10は、波向SW周期10secの波に対する($Kr^2 \cos \alpha \sin \alpha$)の分布を計算した結果を示す。波向SWの波は、マンサニージョ港に対して真正面から侵入するので、ほとんど屈折しない。この波に対する沿岸漂砂の方向は、マンサニージョ港より北へ約4kmの地点を中心にして、両側から漂砂が押し寄せる形となっている。したがって、このSW波に対しては、沿岸漂砂がマンサニージョ港の航路埋没に与える影響は少ないものと思われる。図-11は、波向Wの波に対する($Kr^2 \cos \alpha \sin \alpha$)の分布を示すが、この場合は沿岸漂砂がマンサニージョ港へ向っており、この場合は沿岸漂砂が航路埋没に影響する可能性があると考えられる。季節別にみた波の方向別頻度を図-12に示す。波高は、サイクロンのシーズンである夏季~秋季に高く、冬季は静穏である。したがって、夏期から秋季にかけて高波の来襲し、しかもその波向きがW方向のとき、マンサニージョ港の港口へ向かう漂砂が多いことになる。

b) マンサニージョ港の航路埋没

マンサニージョ港の計画航路維持水深は-14mであるが、この航路の埋没量は、日本の砂浜港に比べてどの程度のものであろうか。本節では、この点について検討してみる。まず、漂砂の外力としての波のとらえ方を考える。航路の埋没土量は、漂砂量の時間積分値であるから、外力条件としては波の波高とともに、その発生頻度をも考慮に入れなければならない。そのためには、各港における波の未超過確率を求め、同じ発生頻度(たとえば90%未超過確率の波)に対する波高をもって、各港の漂砂の外力の指標とするのも一方法であろう。日本の代表的砂浜港における波の未超過確率図は、図-13に示すとおりである。マンサニージョ港に対しては、波の観測資料がないので、「Ocean Wave Statistic」による波の資料を用いることとした。先にも述べたように、マンサニージョ港の航路埋没に大きく関係すると思われるのは、W波であるので、ここでは、波向Wの波のみに対する未超過確率を求めた。港口に達する他方向からの波は、半島などのしゃへいにより、一段にW方向の波より小さいはずである。したがって、W波のみに対する未超過確率図から得られる波高は、あらゆる方向からの波を考慮した未超過確率図から得られる波高より大きめになるはずである。図-13には、マンサニージョ港におけるW方向からの波の未超過確率も同時に示してあるが、このように大きめの波を選んで、日本の他の四つの港に比べると、

マンサニョ港の方がはるかに静穏であることがわかる。

つぎに、各港間の漂砂のはげしさを比べるため、底質移動限界の概念を導入する。底質移動限界とは、波が海岸へ向かって進行している場合、ある水深より浅い所へきてはじめて海底砂が波の作用により移動しはじめるが、この初期移動の状態のことをいう。底質移動限界に対応する水深を、底質移動限界水深とよんでいる。

ところが、どのような底質移動状況をもって底質移動限界を定義するかにより、その限界水深は異なる。佐藤は、表層移動限界、および完全移動限界を、次式によって与えている。

表層移動限界

$$\frac{H_o}{L_o} = 1.35 \left(\frac{d}{L_o} \right)^{1/2} \operatorname{Sinh} \frac{2\pi h}{L} \left(\frac{H_o}{H} \right)$$

完全移動限界

$$\frac{H_o}{L_o} = 2.4 \left(\frac{d}{L_o} \right)^{1/2} \operatorname{Sinh} \frac{2\pi h}{L} \left(\frac{H_o}{H} \right)$$

ここに

H_o, L_o : 沖波の波高、波長

d : 底質粒径

h : 移動限界水深

H, L : 浅水波高、波長

表層移動とは、海底における表層の砂が、波向の方向へ集団的に掃流される場合で工学的に底質移動が問題となる限界を示し、完全移動限界とは、水深変化が明りょうに現われるほどに顕著な移動を示す場合をいう。図-14は、上の二式をグラフで表わしたものである。図-13に求めた、各出現率に対する波高を用いて二つの移動限界水深を求めたのが、図-15である。ただし、マンサニョ港については、底質調査資料がないので、ボーリング調査結果を参考に $d = 0.15 \text{ mm}$ とした。図-15からマンサニョ港の移動限界水深は、他港に比べてかなり浅く、したがって漂砂量も少ないものと推定される。

以上、マンサニョ港の漂砂を、移動限界水深という指標を用いて評価したが、さらに航路埋没の程度を評価するには、航路維持水深、それを外海の波から防護している防波堤先端の水深などを考慮せねばならない。これらの間にはつぎのような定性的関係がある。

(1) 防波堤の先端水深が移動限界水深より深ければ、それだけ防波堤先端をまわり込んで航路へ落ち込む漂砂も少なくなる。

(2) 航路維持水深が移動限界水深に比べて深ければ、それだけ航路内に堆積する漂砂が多くなる。

(3) 航路維持水深が防波堤先端より深ければ、それだけ航路に堆積する漂砂が多くなる。

図-16は、各港における航路水深、防波堤先端水深と、移動限界水深との関係を示したものである。ここで、移動限界水深としては、90%未超過確率のものを用い

た。この図から、つぎのようなことがわかる。

(イ) 日本の四つの港湾では、航路水深と、防波堤先端水深とが一致している。

(ロ) 日本の四つの港湾では、完全移動限界は航路維持水深より浅いが、表層移動限界は、鹿島港をのぞき、航路水深より深い。

(ハ) マンサニージョ港については、完全移動限界、表層移動限界水深とも、防波堤先端水深より浅い。

図-16にあげた日本の港湾のうち、新潟東港、金沢港および鹿島港は、漂砂による航路埋没の問題は現在までの所では生じていない。ただ、秋田港のみが年間約20万立米の浚渫をしているが、港口防波堤の平面配位が他港と条件を異にすることによる。図-16において、マンサニージョ港の防波堤先端水深は、航路水深より浅い。この点では、航路埋没に関して同港は不利な条件にあるが、他の日本の港湾に比べて移動限界水深が防波堤先端水深に対して非常に浅いので、マンサニージョ港の航路維持については、とくに重大なる支障をきたすことはないと考えてよいであろう。

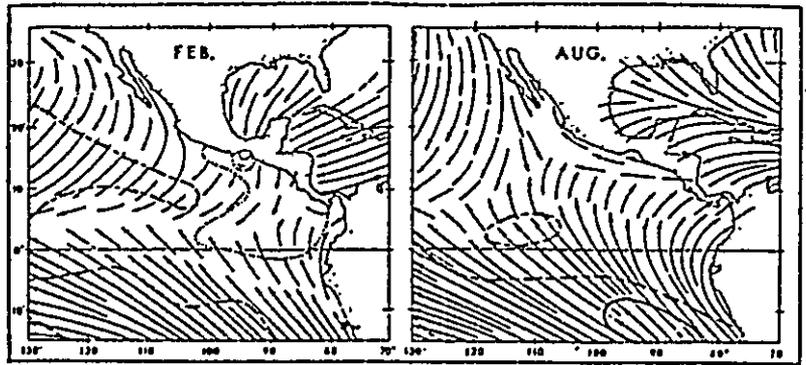
2. マサトラン港への波の侵入

マサトラン港の港内静穏度に関して重要なのは、波向がSおよびSWの波である。波の周期12 sec. としたとき、これらの波向の波がマサトラン港内へ回折してゆく様子を示したのが図-17(1)、(2)である。また、メキシコ海軍省研究所で実施された模型実験のうち、波の周期10 sec. 波向Sの場合の港内波高分布を図-18に示した。

メキシコ港湾計画調査報告 自然条件に関する付属資料

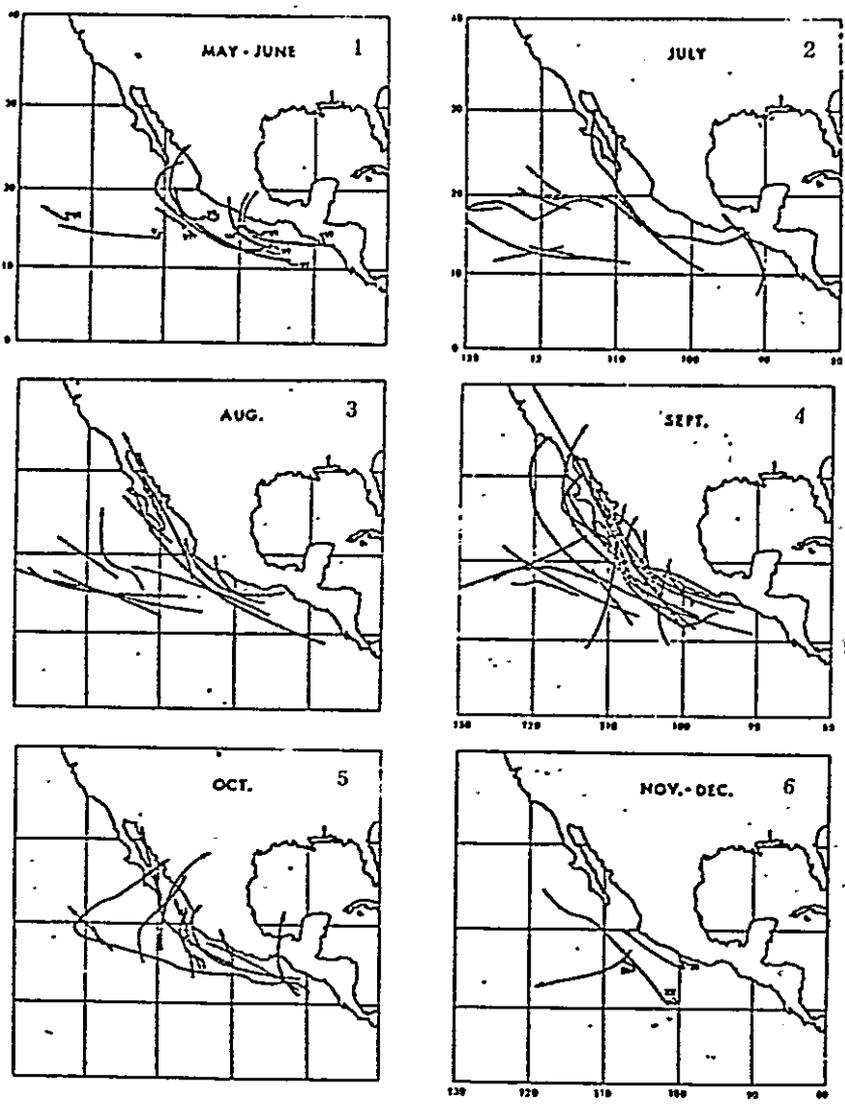
参考文献

- 1) Carl L. Hubbs and Gunnar I. Roden;
"Oceanography and Marine Life along the Pacific Coast of Middle America", Natural Environment and Early Cultures.
- 2) "Eastorpac Atlas", U. S. Dept. of Commerce, National Oceanic and Atmospheric Administration, National Marine Fishery Service, Circular 330. Vol. 3. Sept. 1971, '72
- 3) "North-eastern Pacific Ocean Sea and Swells Chart", Dept of Navy, Hydrographic Office.
- 4) N. Haben, Ph. D. National Physical Laboratory, and F. E. Lamb M. Sc., Meteorological Office, "Ocean-Waves Statics", London: Her Majesty's Stationary Office, 1967.
- 5) 佐藤昭二:「港湾建設に関連した漂砂の研究」港湾技研資料5. S 38.



凡例
 矢印は風向のみを示す
 等風速線 - - - - - 平均風速 3m/sec
 - - - - - " 7m/sec
 - - - - - " 10m/sec

図-1 太平洋の卓越風の分布



(ローマ数字は月を示す)

図-2 サイクロンの径路

Meterological Office London, 1956
 and U.S. Weather Bureau 1955~1960

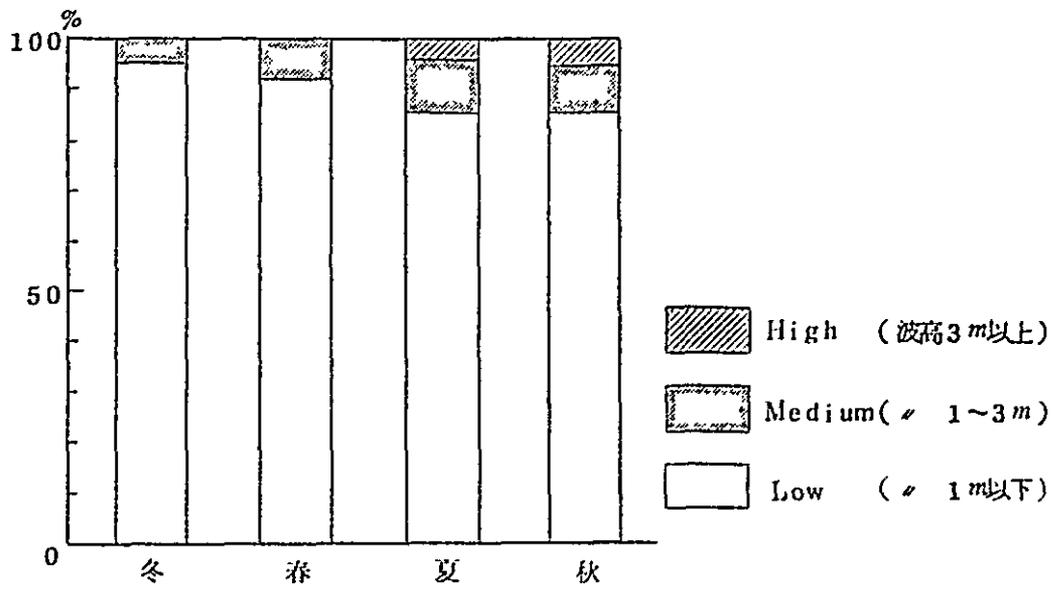


図-3 マンサニージョ湾沖に (Sea & Swell) おける波の発生頻度

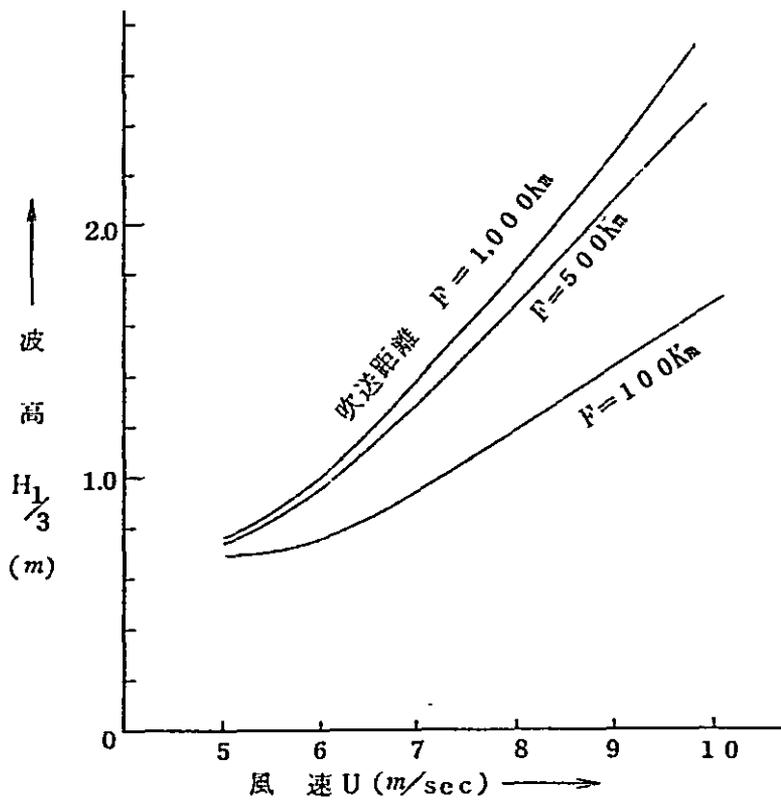
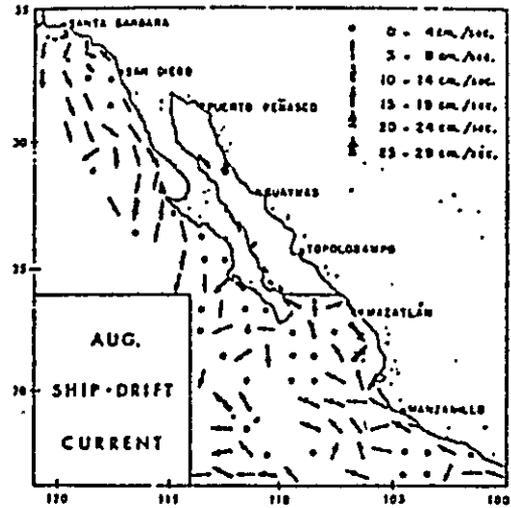
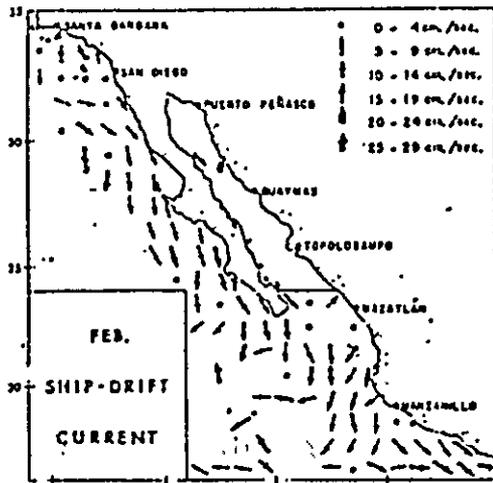


図-4 吹送時間が非常に長いときの発生波高と風速の関係 (Bretschneider)



冬

夏

図-5 カリフォルニア南部メキシコ近海の海流
(U.S Hydrographic Office, 1947)

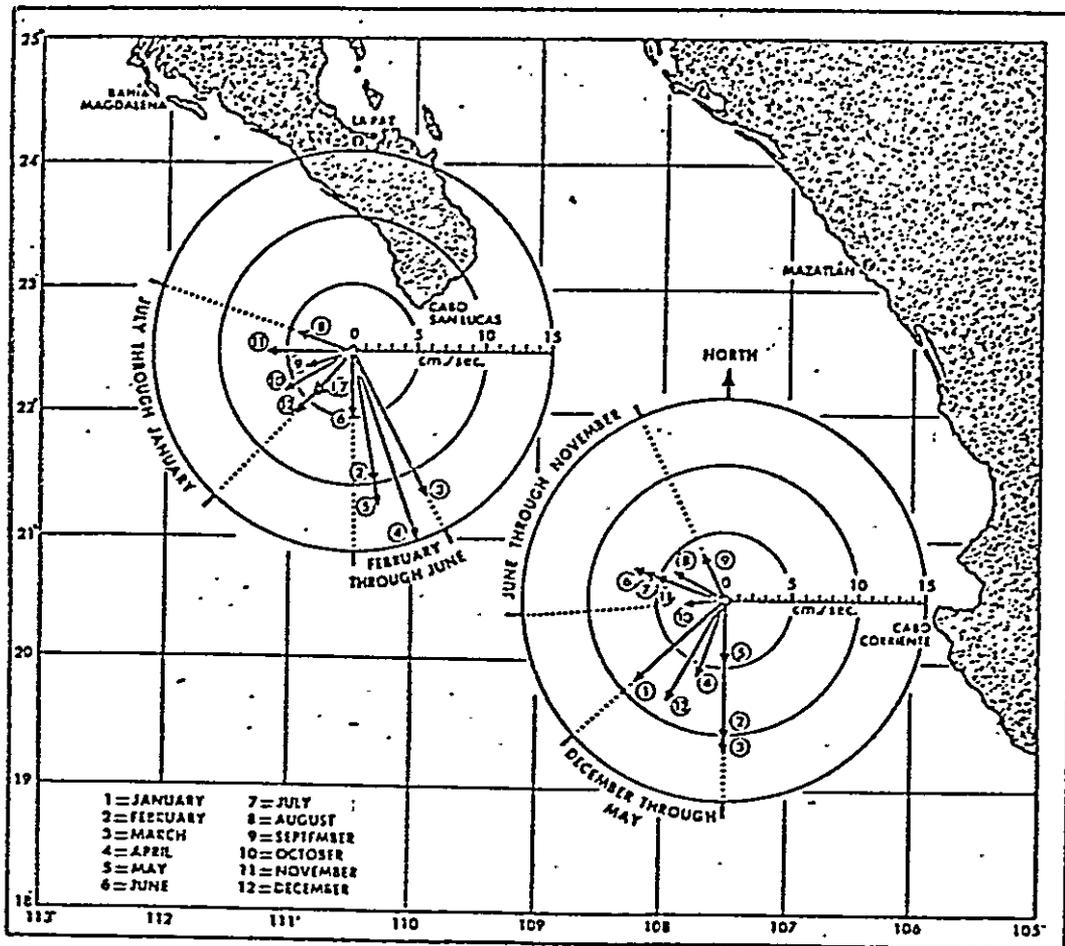
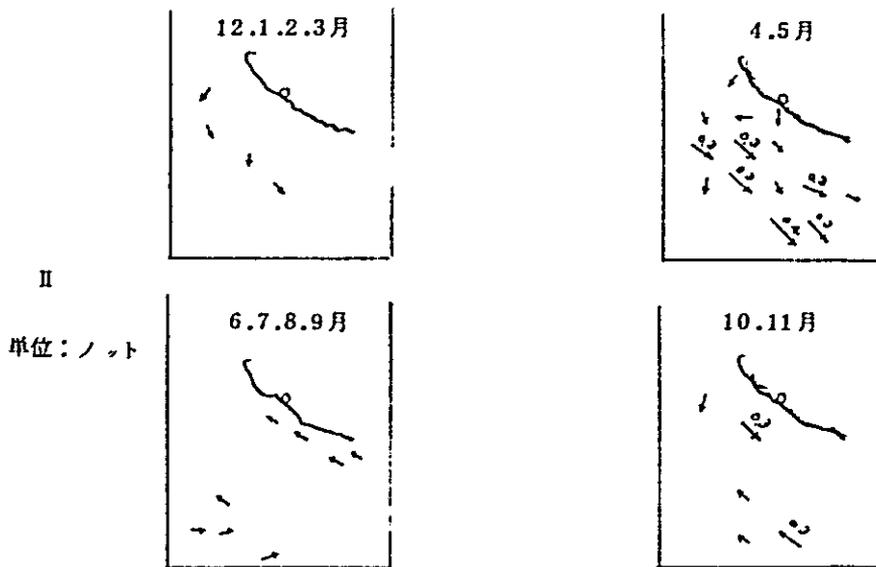
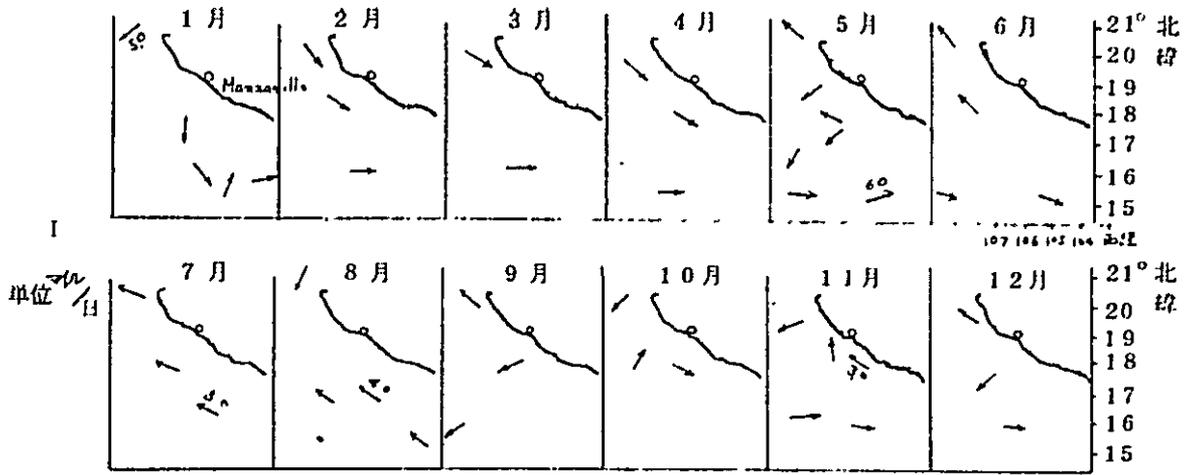


図-6 マンサニージョ近海における流向の月別変化
北太平洋海流図 第6031号 昭和11年9月16日刊おとび Pilot Chart of
the North Pacific Ocean, No. 141



出典 I : 米国海軍資料 (1969)

II : 北太平洋海流図第6031号 (昭和11年9月16日)

図-7 マンサニージョ近海の海流

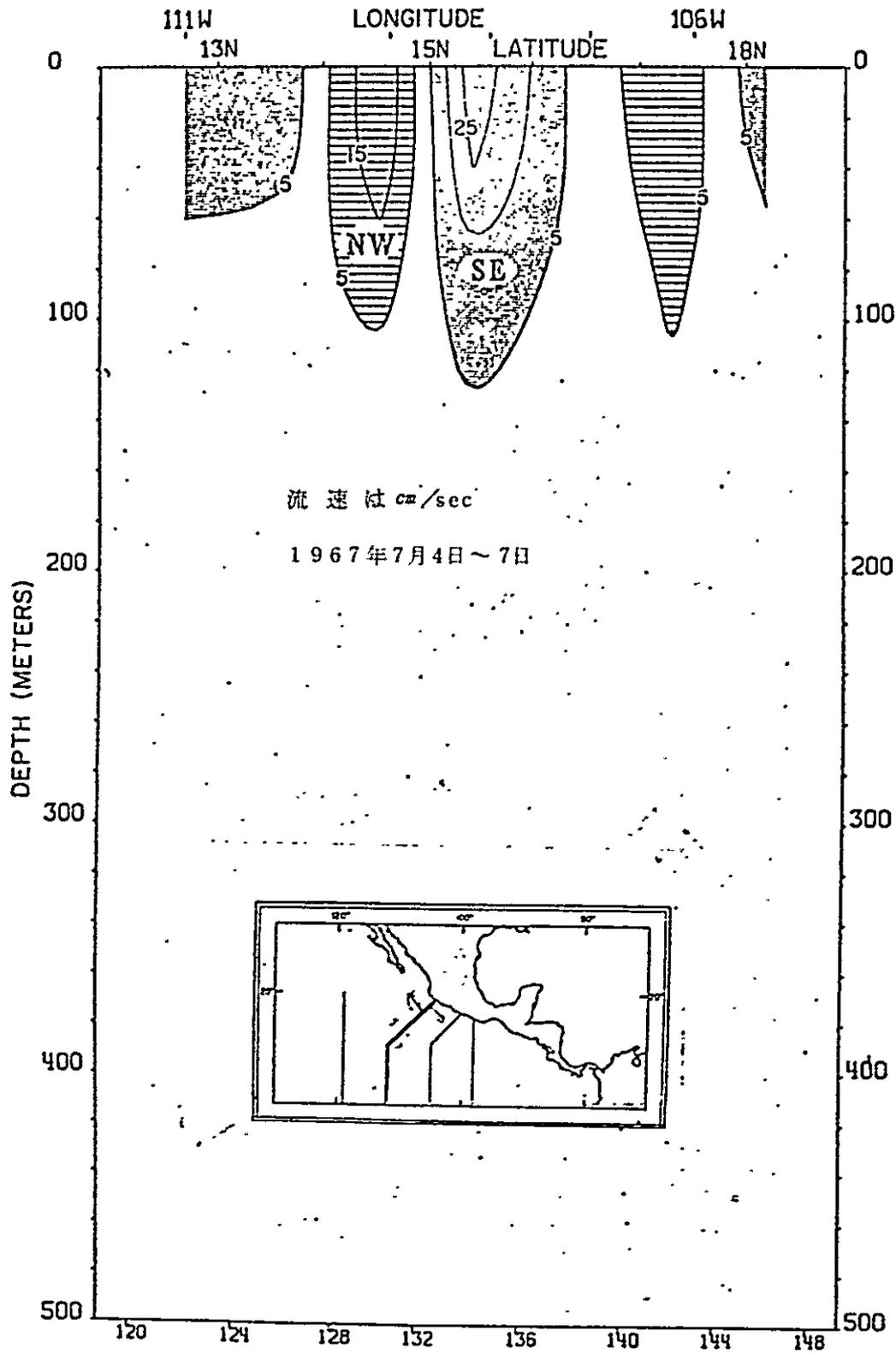


図-8-(1) マンサニージョの浅海から深海にかけての
流向の変化
(1967年7月4日~7日)

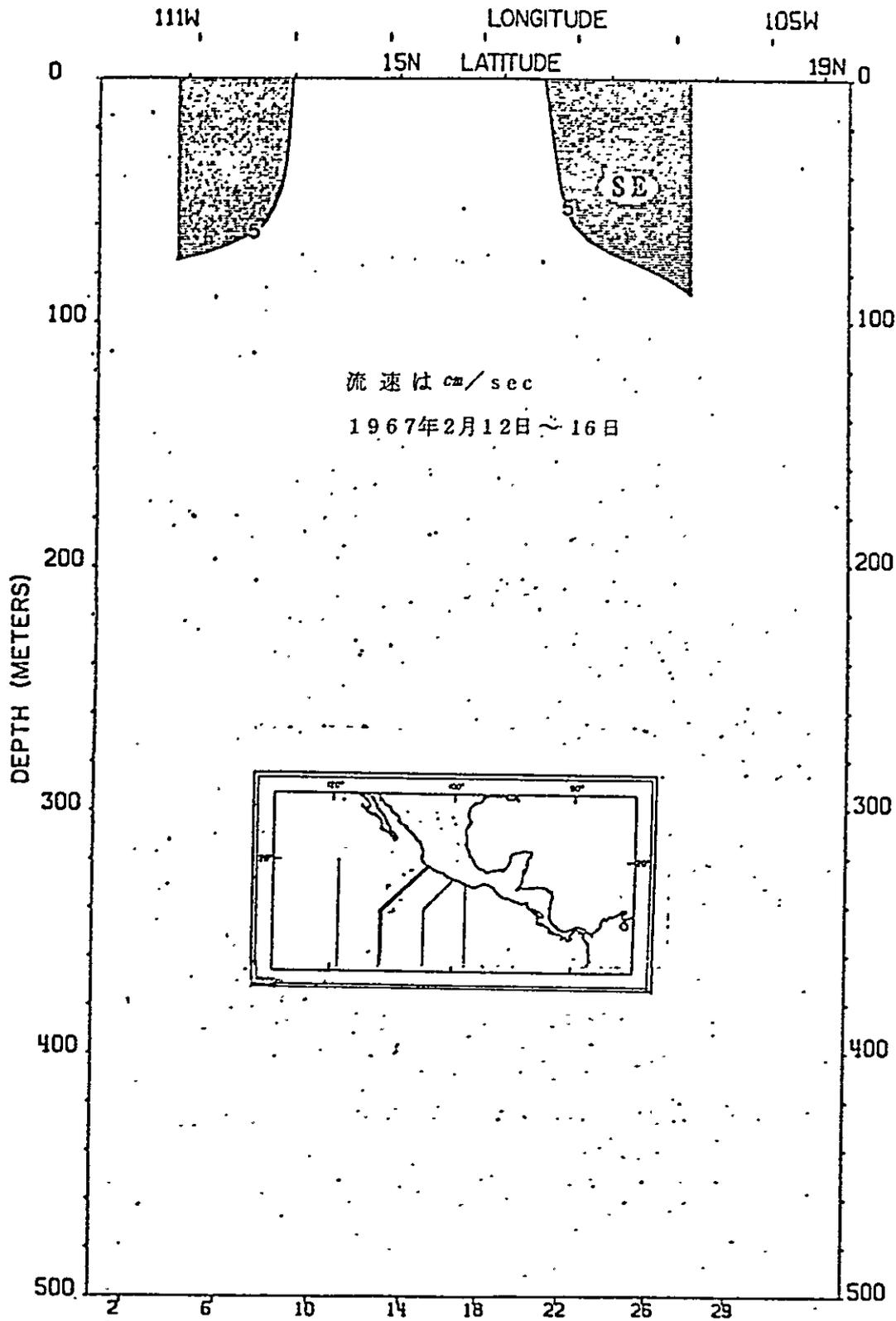


図-8-(2) マンサニージョの浅海から深海にかけての流向の
変化
(1967年2月12日~16日)

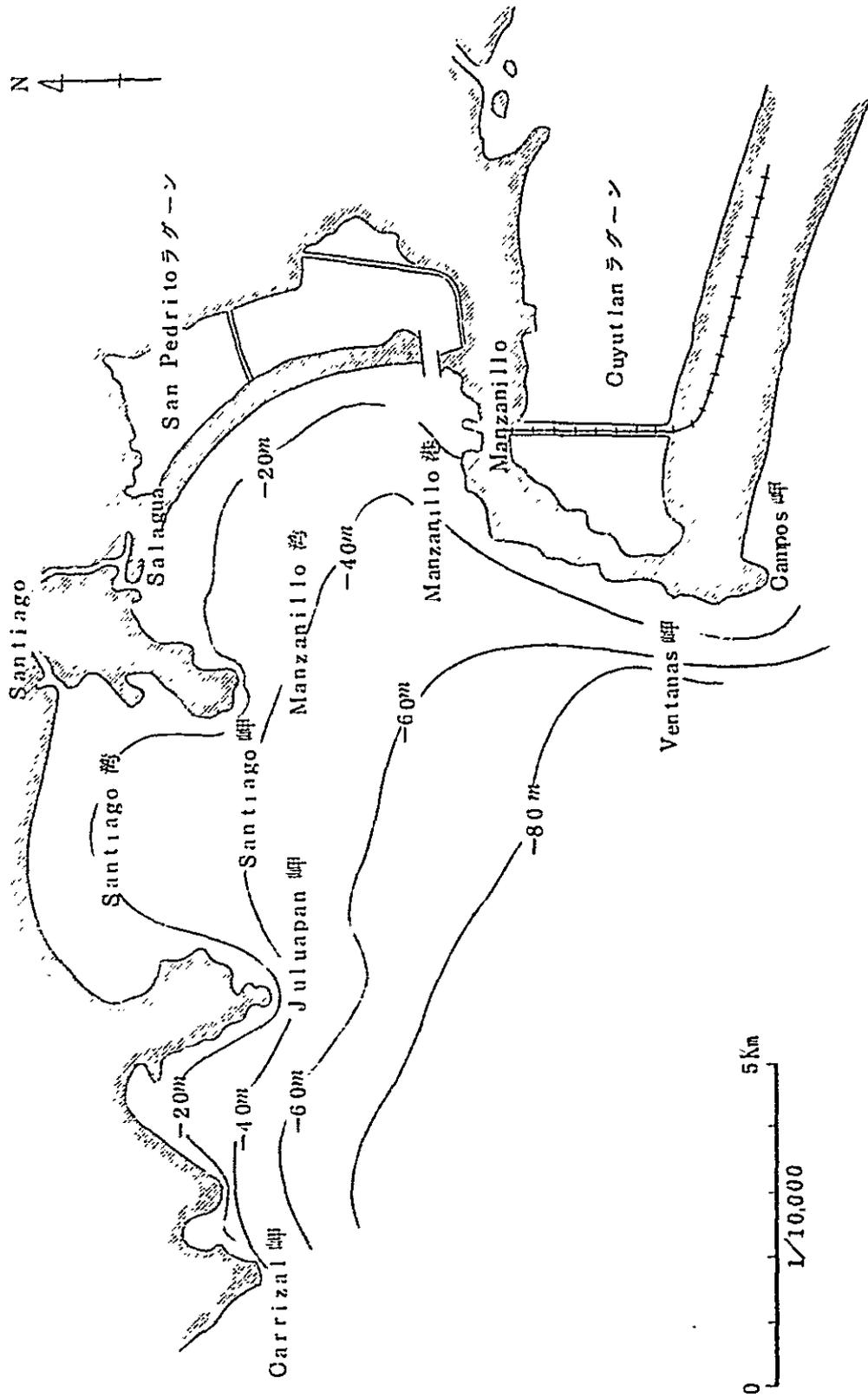
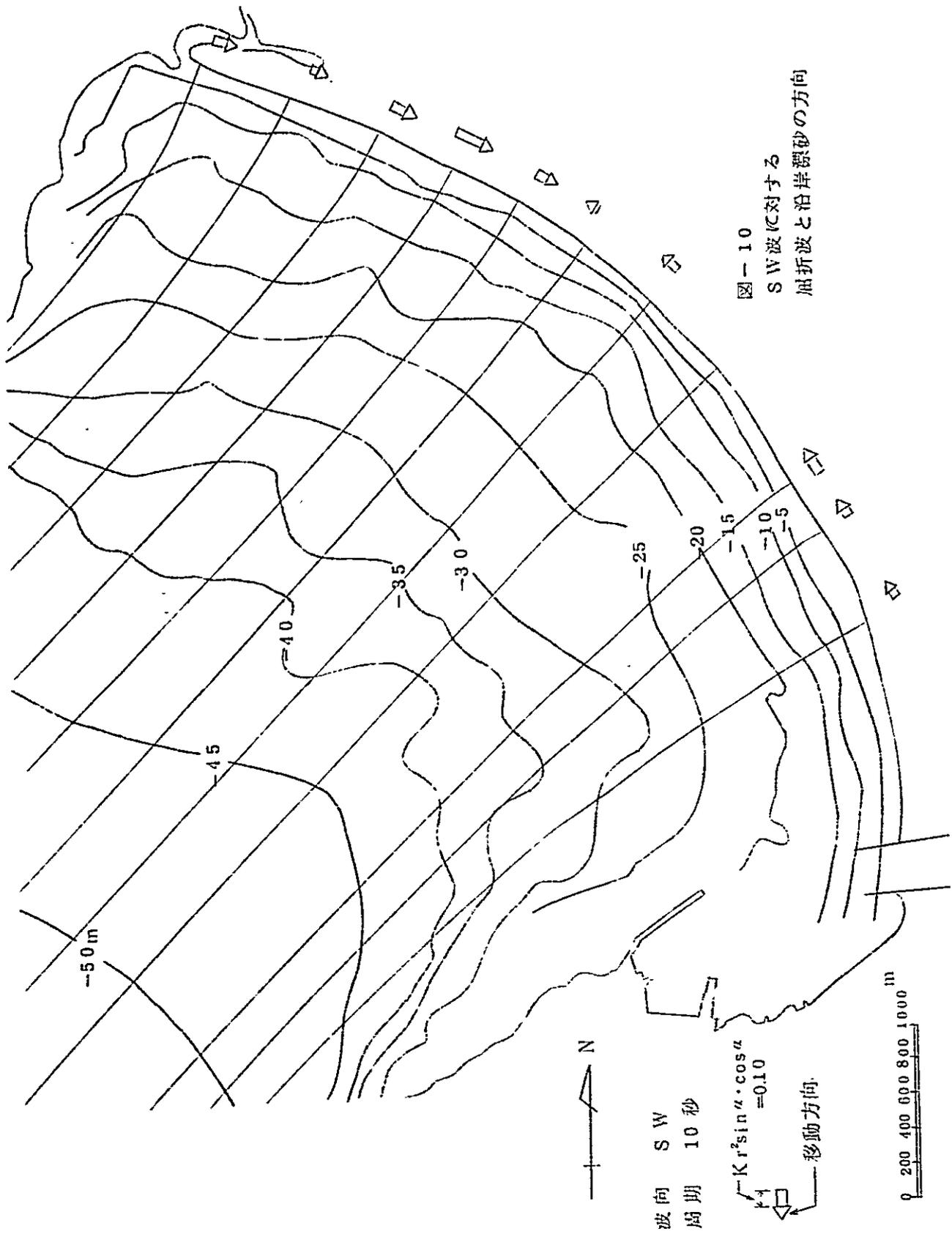


図-9 Manzanillo 湾地形図



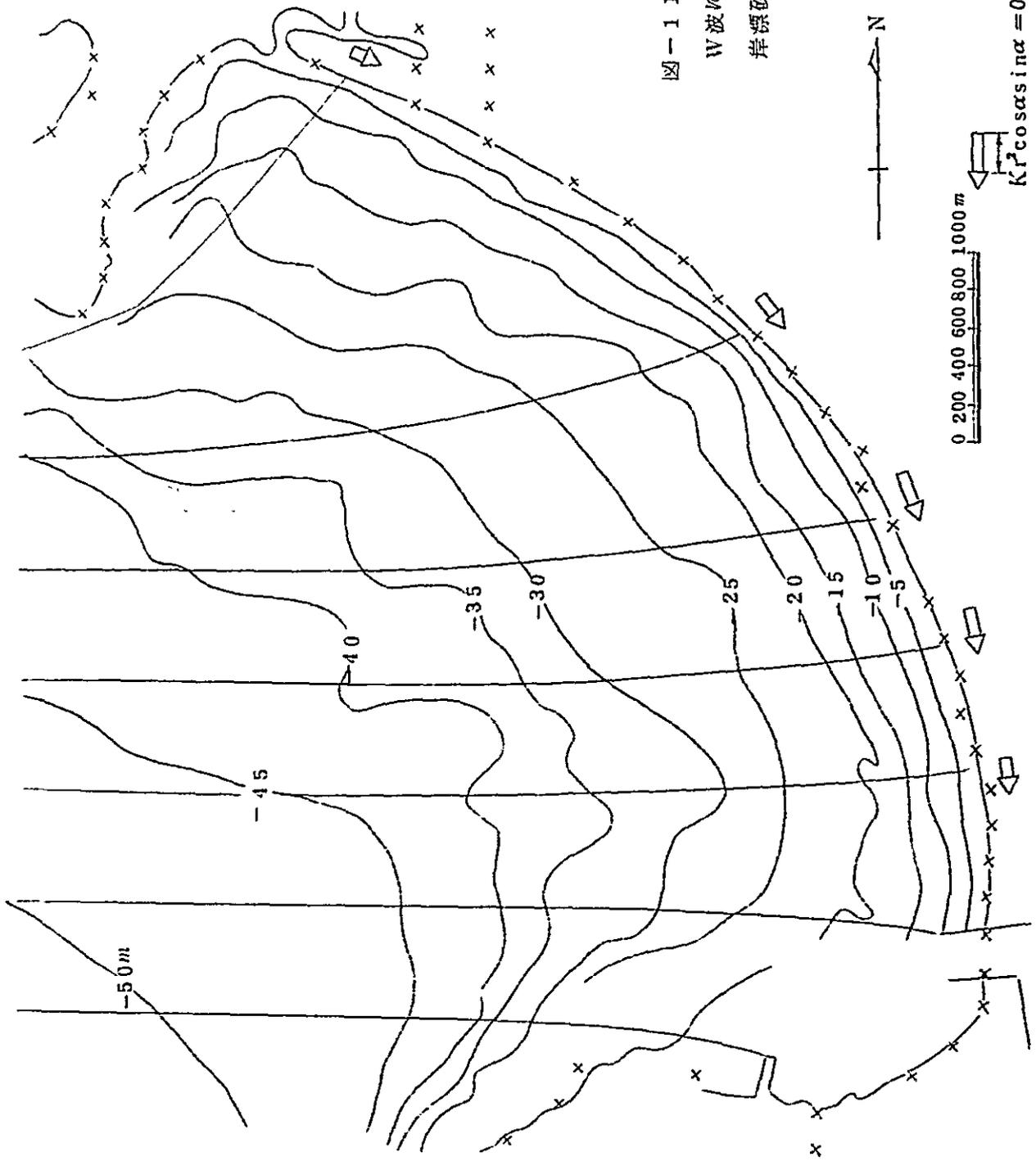


図-111

W波に対する屈折波と沿岸標砂の方向

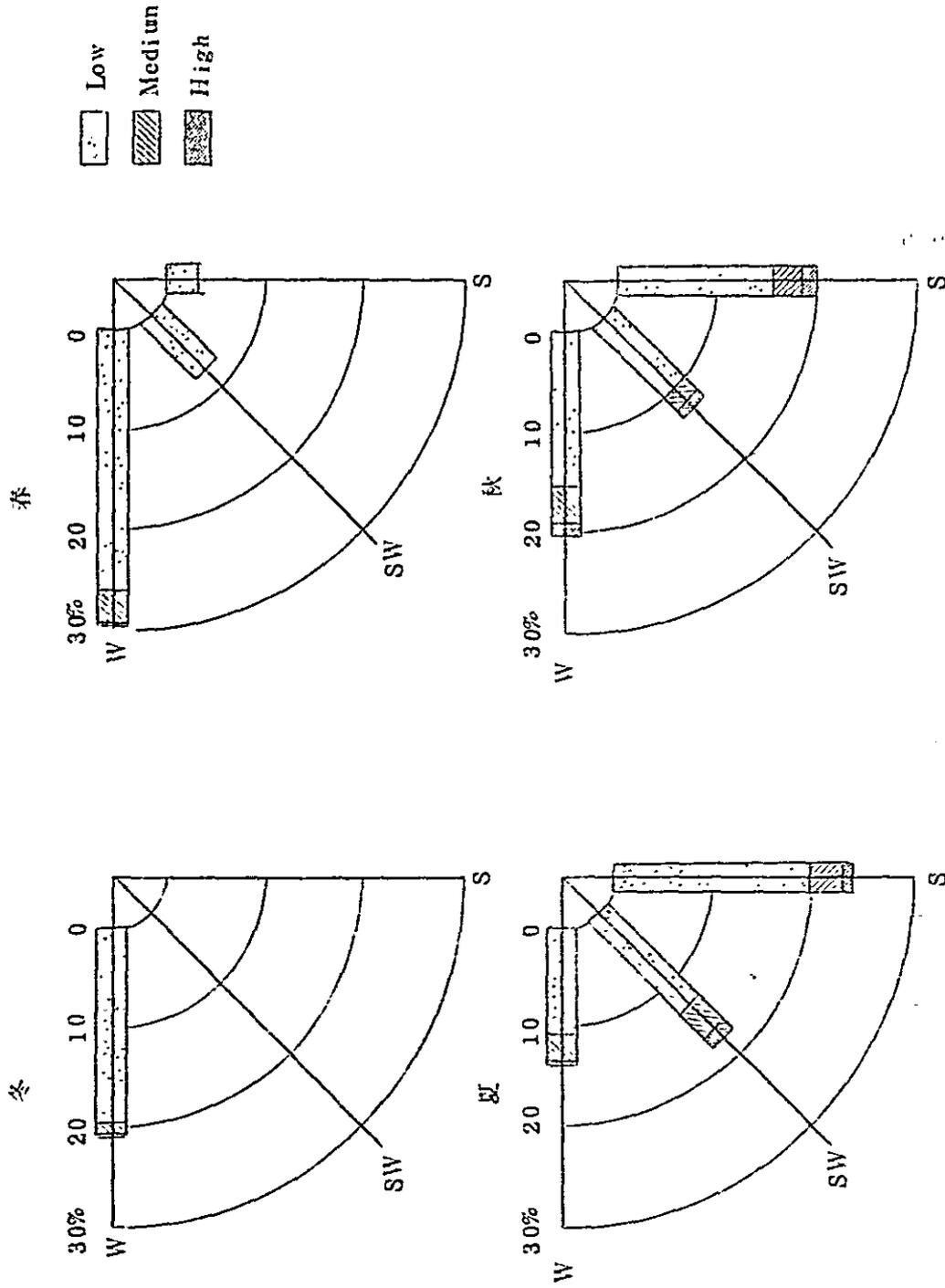


図-12 季節的波向の頻度
(Sea and Swells chartより)

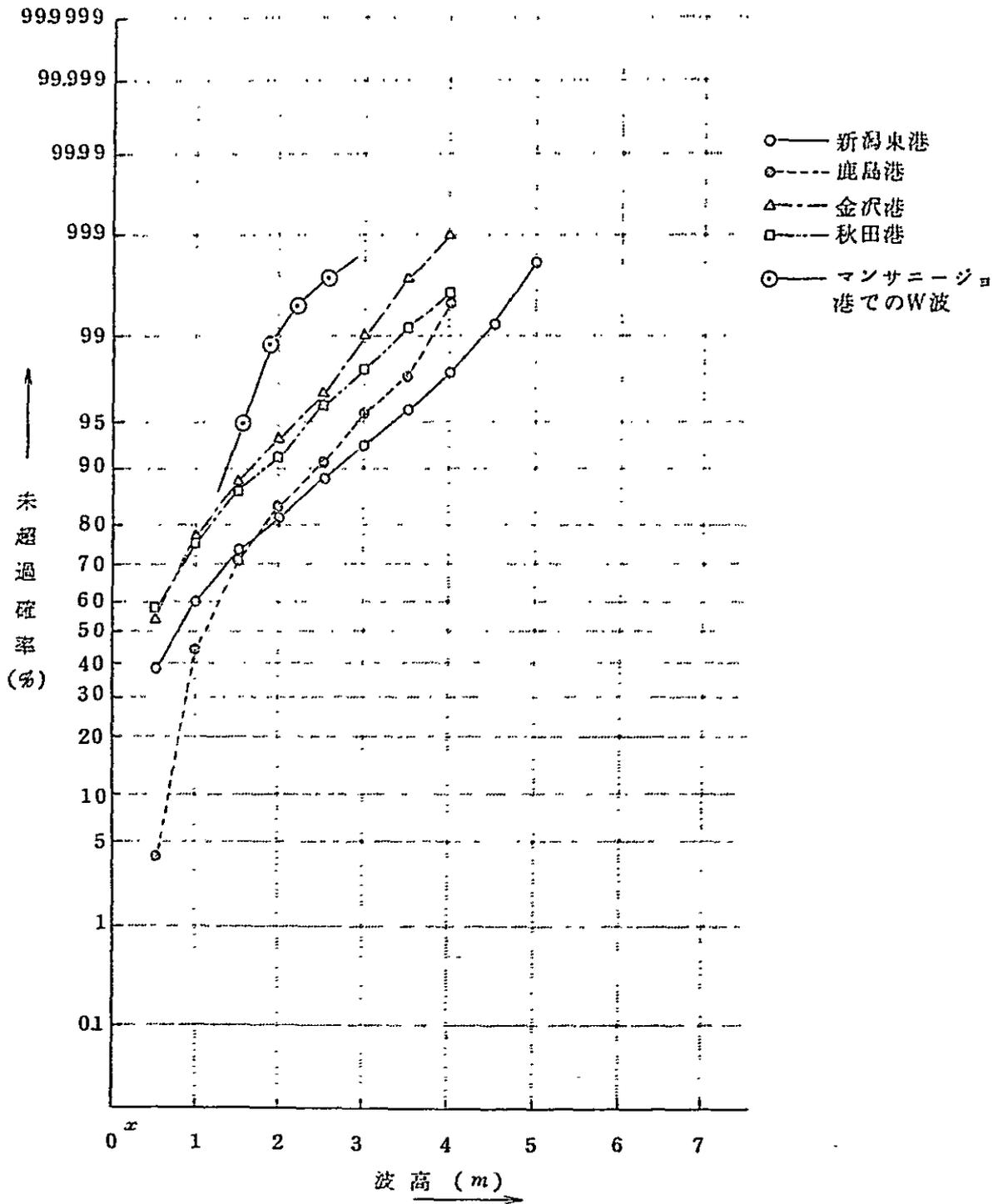
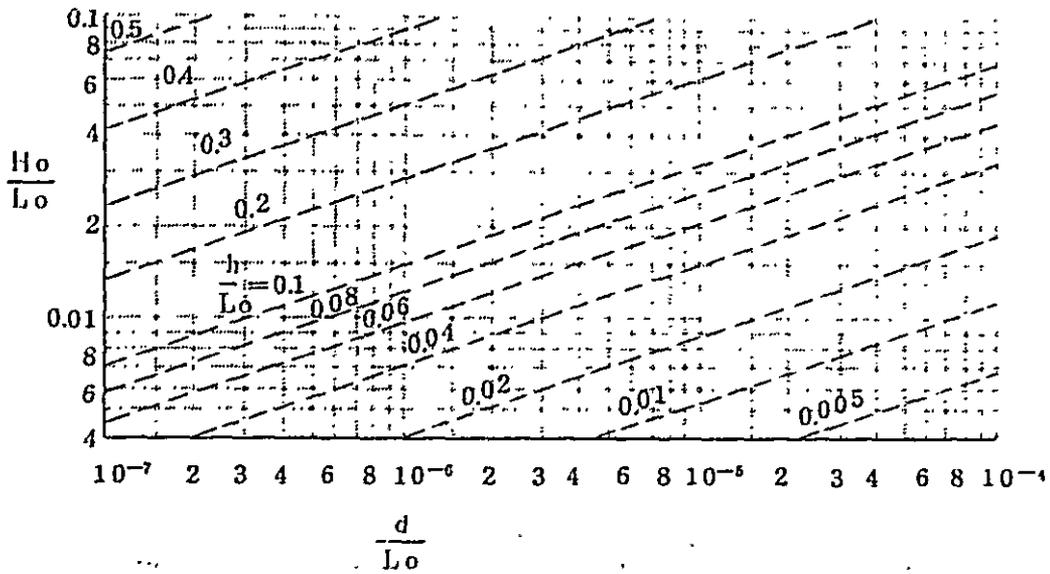


図-13 波の未超過確率のマンサニーショ港と日本の代表的砂浜港との比較

表 層 移 動



完 全 移 動

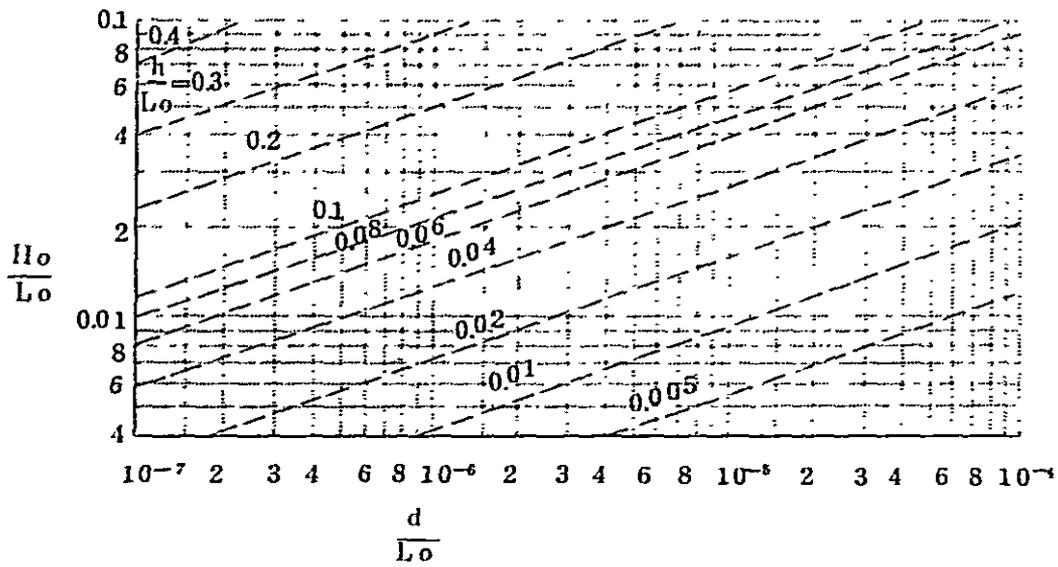


図-14 移動限界水深の計算図表

① 完全掃流状態の発生限界水深
 ○ 表層掃流状態の発生限界水深

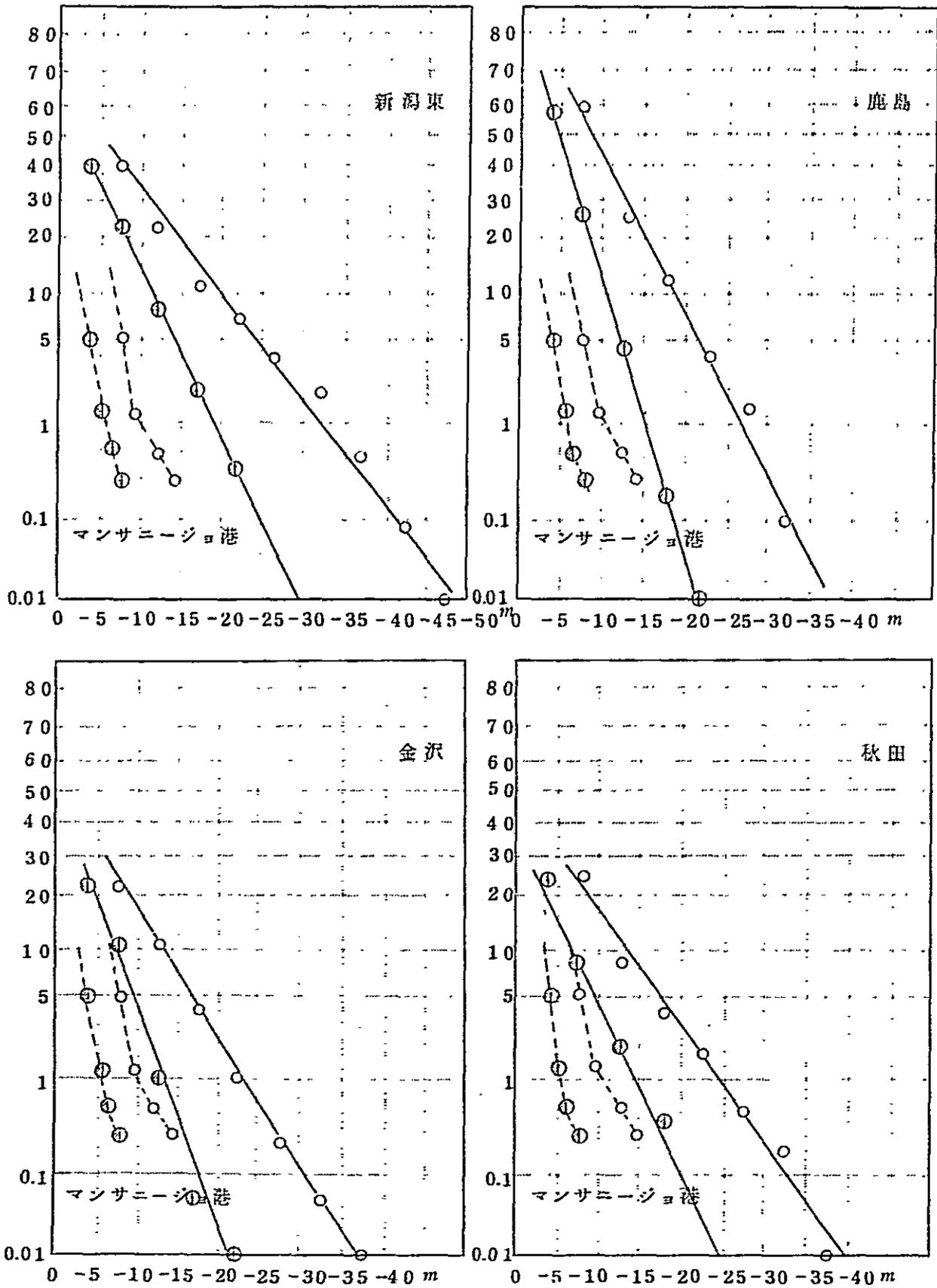
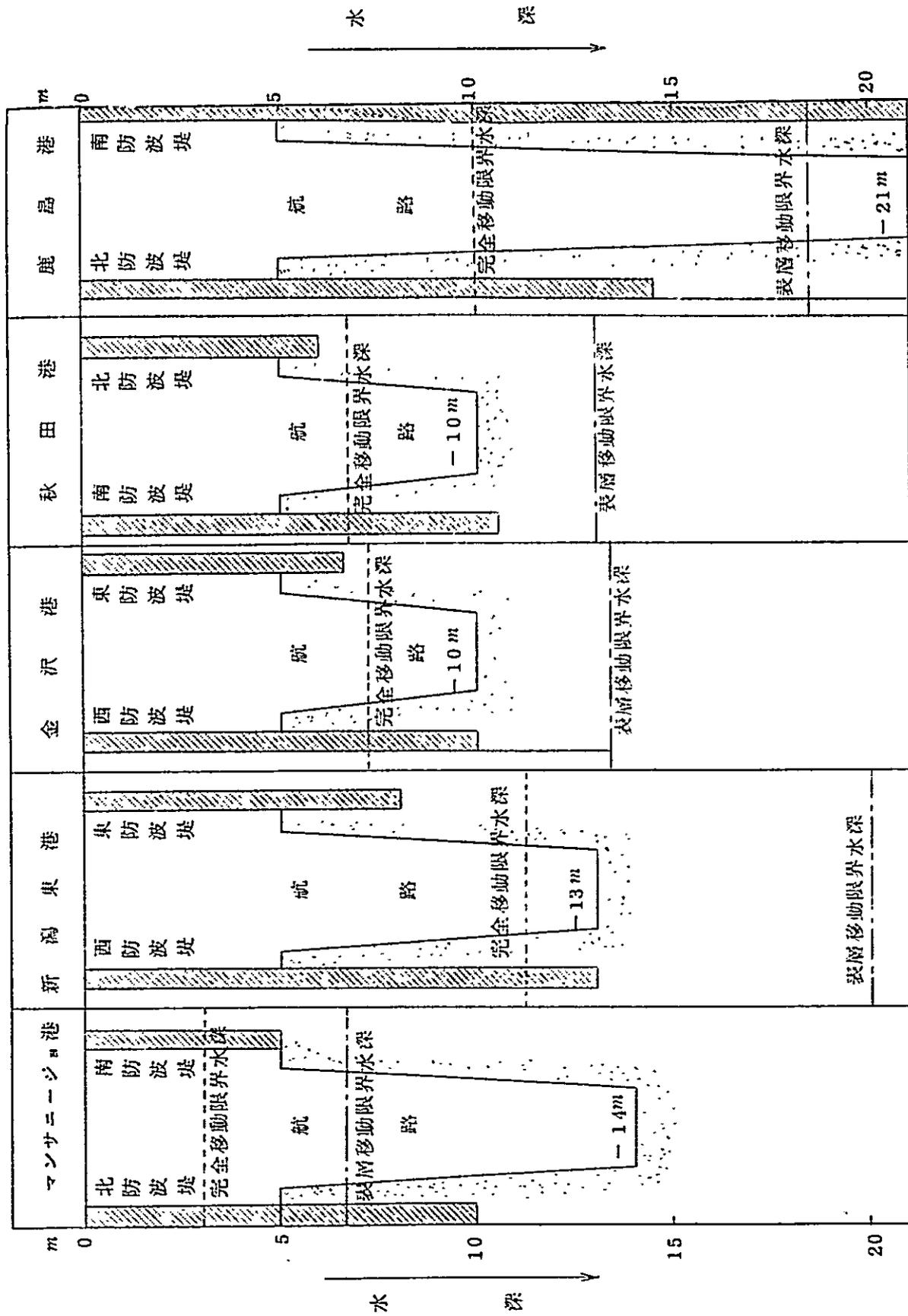


図-15 移動限界水深のマンサニージョ港と他港との比較



図一 16 各港における航路水深、防波堤先端水深と移動限界水深との関係

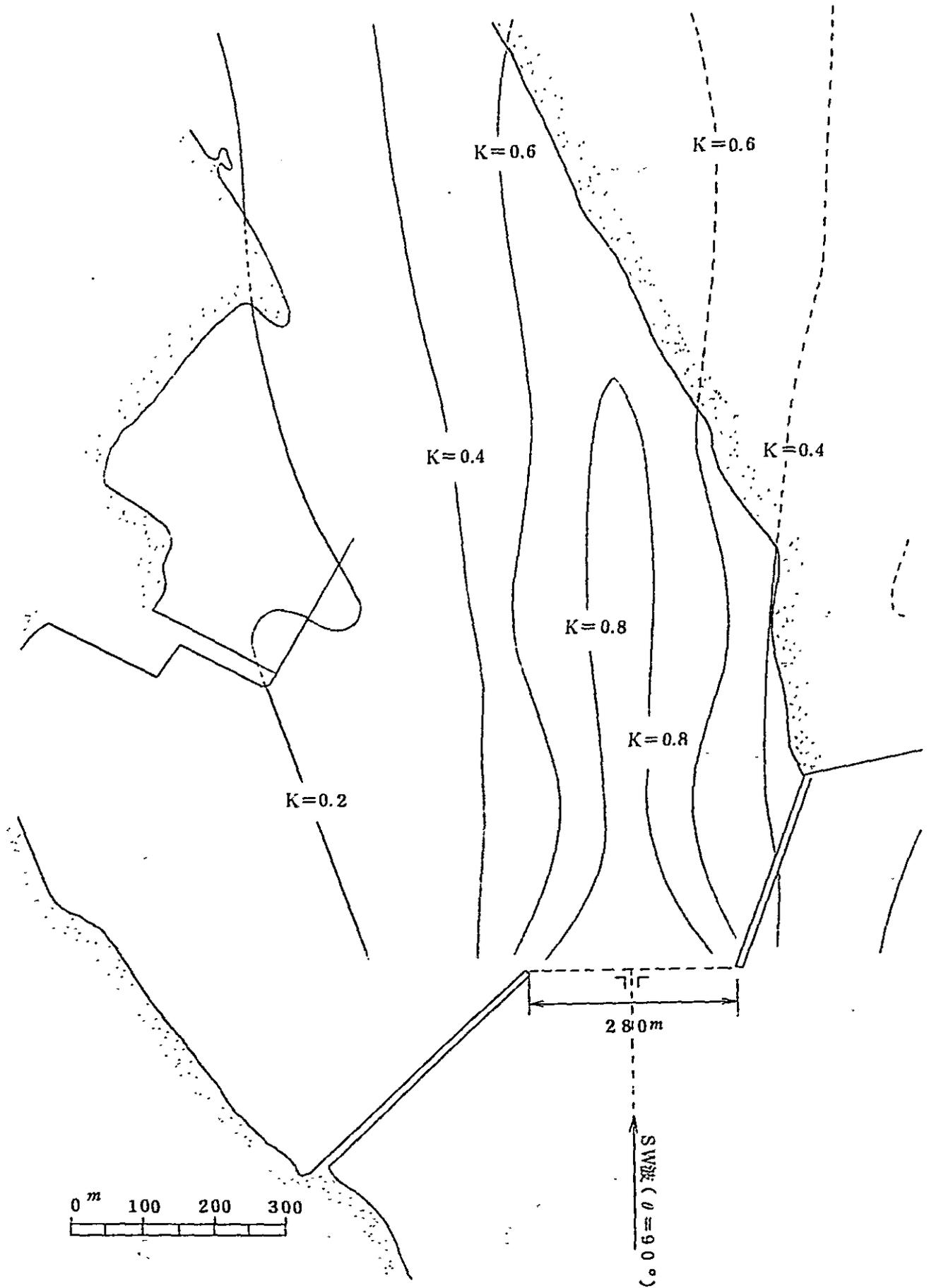


図-17-(1) SW波の回折状況(周期12sec)

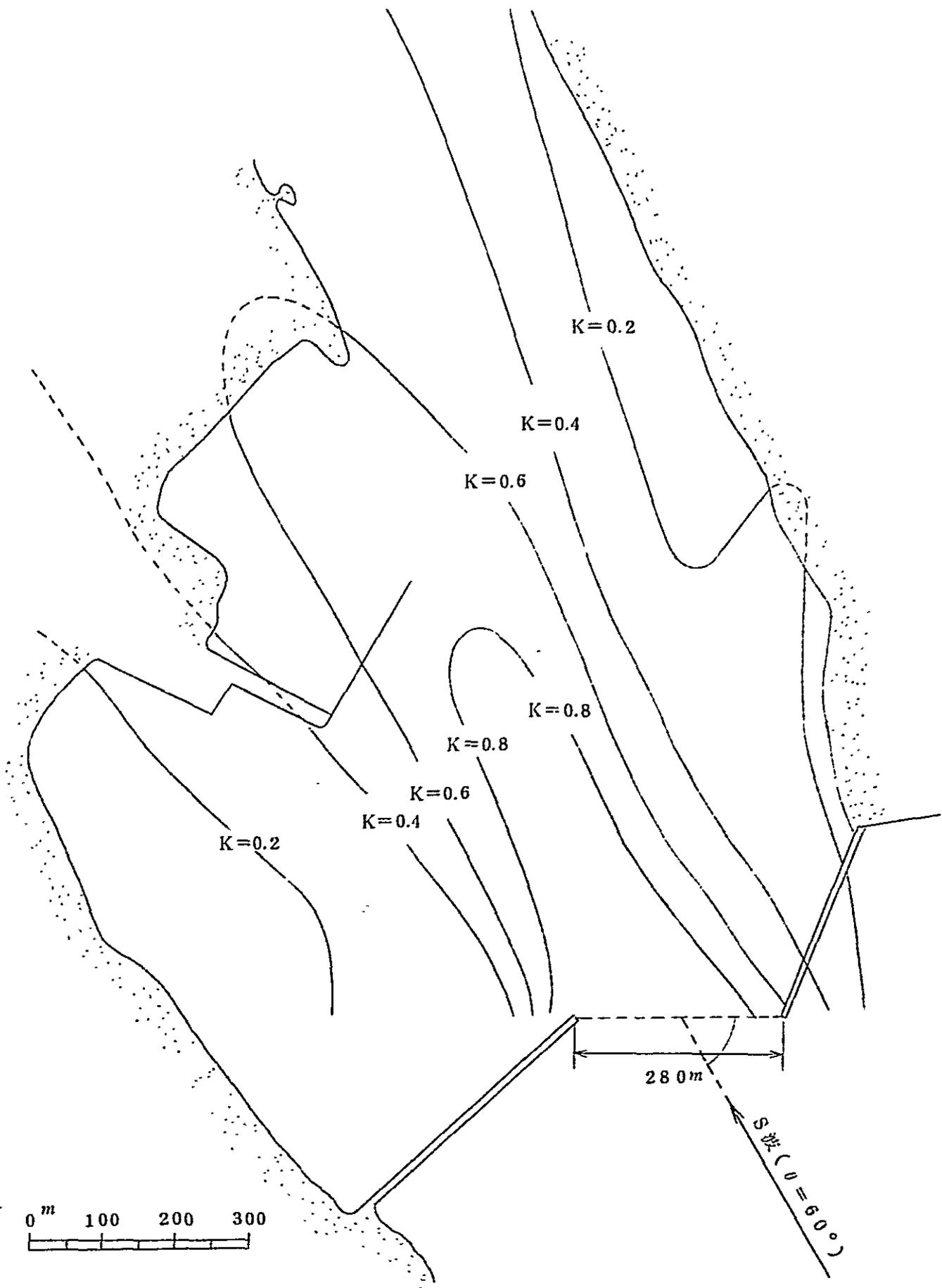


図-17-(2) S波の回折状況(周期12sec)

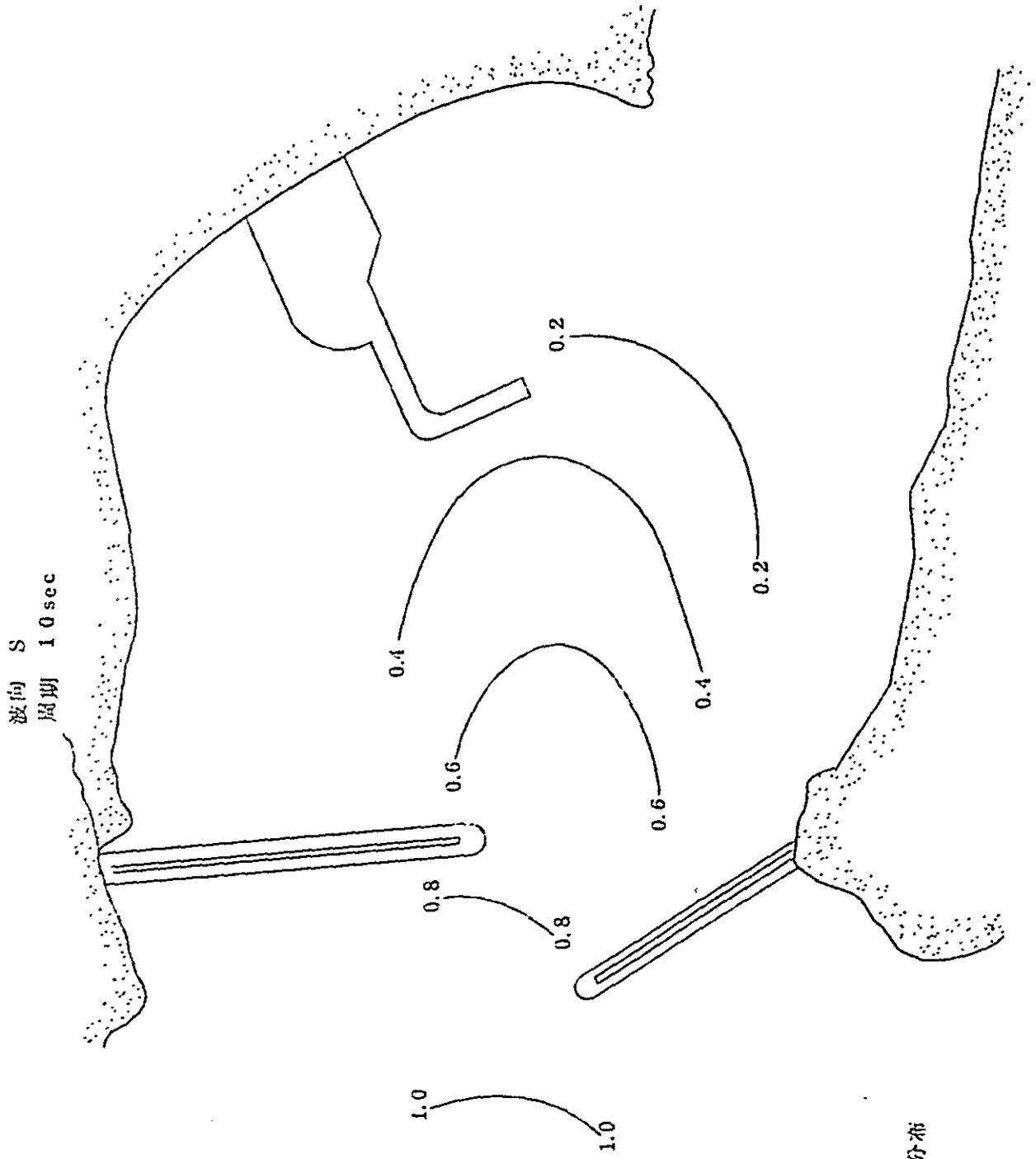


図-18 模型実験による波高分布
(周期 1.0 sec)

2. 岸 壁 の 設 計

岸壁の設計

1. 設計条件

1) 対象船舶

5 0,0 0 0 D.W.T. 級グレーン船の形状・寸法

	豊敷山丸	第三全勝丸
G. T.	3 4,0 6 4 t	3 1,8 5 4 t
D. W. T.	5 5,1 6 8 t	4 9,0 4 5 t
船長 (Loa)	2 2 3.0 m	2 0 8.0 m
型 巾	3 2.2 m	3 2.2 m
	(パナマ通過最大巾)	(同左)
型 深	1 7.9 m	1 7.8 m
満載吃水	1 1.9 m	1 1.3 m
		(第二全勝丸 1 1.9m)

2) バース形状

	穀物用岸壁	鉱物用岸壁
計画水深	- 1 4.0 0 m	- 1 4.0 0 m
天端高	+ 4.0 0 m	+ 4.0 0 m
バース延長	2 6 0 m	2 5 0 m
エプロン巾	2 5 m	1 4 m
		(棧橋巾)
エプロン勾配	1/50	

3) 海 象

潮位 基準面 N. M. B. M.

(Nivel de marea baja media)

H. W. L. (spring reuge 67 cm)

潮流 港外では、0.2～0.4ノットの潮流があるが、内港では殆んど問題とならない。

波浪 外港の埠頭では、かなりの影響を受けるが、内港の岸壁建設地点では港口の波高の0.1～0.2に減衰し殆んど問題にならない。

4) 地 質

土質調査結果より、岸壁建設地点の土質柱状図は本文に示したとおりである。

土質柱状図によれば、表層より-7.0 m～-9.0 mまでは軟弱な有機質粘土となっているが、それより下のN値50以上の硬質砂層となっている。

表層の軟弱な有機質粘土は取り除き、良質な砕石に置換えるものとする。これはA岸壁では40tモビールクレーンのアウトリガーの使用の耐えるよう地盤を改良する必要があり、そのためには良質な土質に置き換えることとしている。

5) 地 震

K = 0.1 0

6) 穀物用岸壁上載荷重

(1) 等分布荷重

常時 4 t / m²
 地震時 2 t / m² (常時の 1/2)

(2) 40 t 吊モビールクレーン (P & H 6250-TC)

吊荷重 40 t (重量物またはコンテナ)
 アウトリーチ 17.5 m
 アウトリガー反力
 143 t 分布面積 12.2 × 12.2 cm
 位置 岸壁法線より 1.87 m
 自重 165 t

(3) トレーラー

最大輪荷重 5 t / 輪

(4) ニューマチックアンローダー (小麦の荷揚げ)

能力	300 t/h	重量	250 t/基
基数	2基	車輪	4輪/脚
レールゲージ	1.5 m	輪間隔	100 cm
ホイールゲージ	9 m	輪荷重	最大30 t / 輪 (作業時)

(5) ローダー (メイズの秋込用)

能力	600 t/h	重量	170 t
基数	2基	車輪	4輪/脚
レールゲージ	1.5 m	輪間隔	
ホイールゲージ	9 m	輪荷重	16 t / 輪 (作業時)

7) 鉱物用岸壁上載荷重

ローダー (鉱石秋込用)

能力	600 t/h	重量	140 t
基数	1基	車輪	4輪/脚
レールゲージ	8 m	輪間隔	
ホイールゲージ	9 m	輪荷重	15 t / 輪

8) 船舶の接岸速度

10 cm / sec

9) 船舶のけん引力

70 t けい船曲柱

10) 裏込

40 t 吊モビールクレーン (アウトリーチ 20 m) を使用する場合、アウトリガー反力が 143 t に達する。モビールクレーンをエブロン上にて何度でも使用可能なるよう、有機粘土層は取り除き硬質な砂層上にエブロン巾 (25 m) 全体を捨石にて埋立てる。

なお、軌条基礎はこの捨石上に設置するものとする。

- 8 m 以上	捨石 (置換層)	- 8 m 以下	砂層 (N=50)
	$\varphi = 40^\circ$		$\delta = 15^\circ$

11) 比較設計構造型式

穀物用岸壁

- (1) 矢板式構造
- (2) 棧橋式構造

また、別途に機械化倉庫の基礎工を矢板式構造の控え壁、または棧橋式構造の土留護岸と併用した場合についても構造を検討している。

鉤物用岸壁

工費を安くするため、デタッチドピヤ-構造とする。

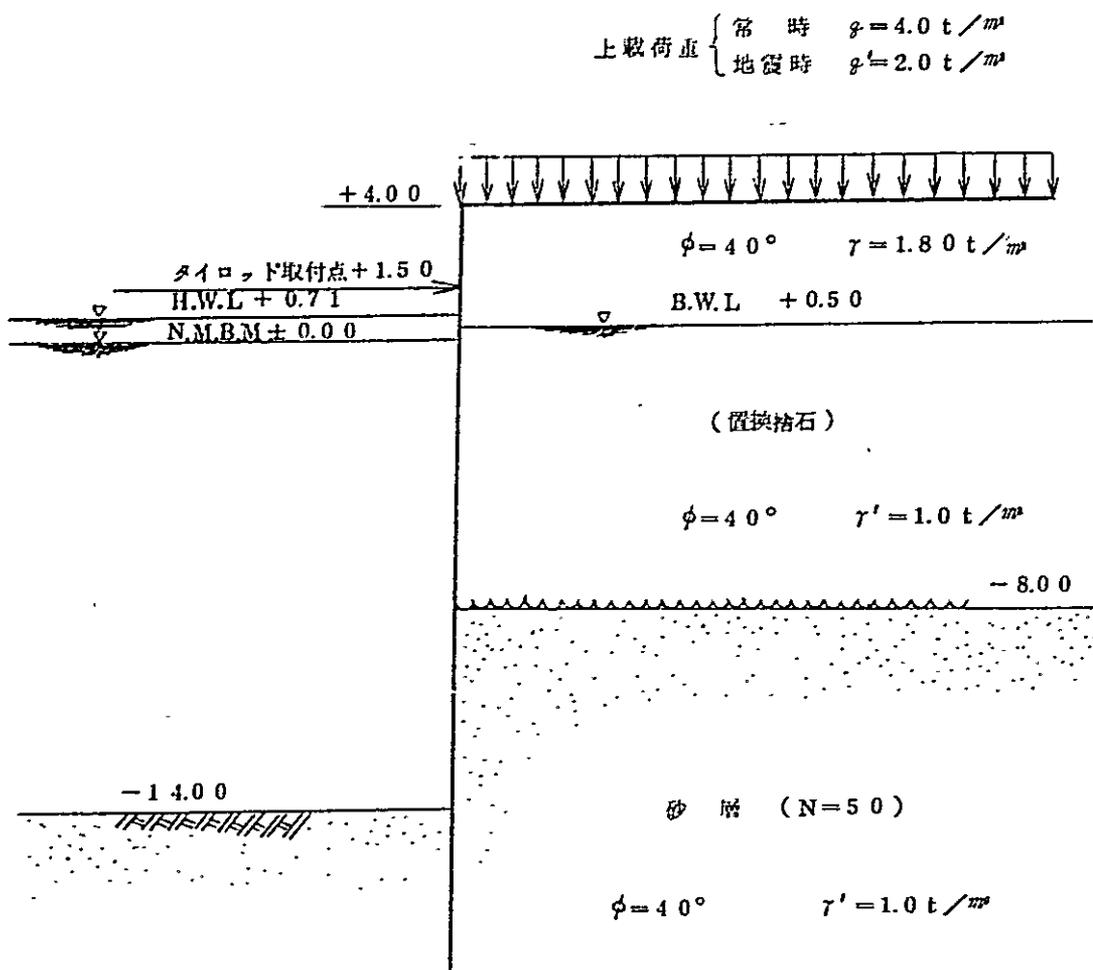
2. 構造計算

2-1 穀物用岸壁矢板式構造

2-1-1 矢板壁の設計

1) 形状寸法

形状寸法は下図のとおり。



2) 土圧及び所要根入長の算定

(1) 常 時

(a) 主働土圧強度

Level	r	Z	rZ	$\Sigma rZ+q$	$Ka \cos \delta$	$P a$
+ 4.00	t/m^2 1.80 ($\phi=40^\circ$)	m 2.50	t/m^2 4.50	t/m^2 4.00	0.20	t/m^2 0.80
+ 1.50	1.80 ($\phi=40^\circ$)	1.00	1.80	8.50	0.20	1.70
+ 0.50		8.50	8.50	10.30	0.20	2.06
- 8.00	1.00 ($\phi=40^\circ$)	6.00	6.00	18.80	0.20	3.76
- 14.00		24.80	24.80	24.80	0.20	4.96
-(1400+x)	1.00 ($\phi=40^\circ$)	x	x	24.80+x	0.20	4.96 +0.20x

(b) 受働土圧強度

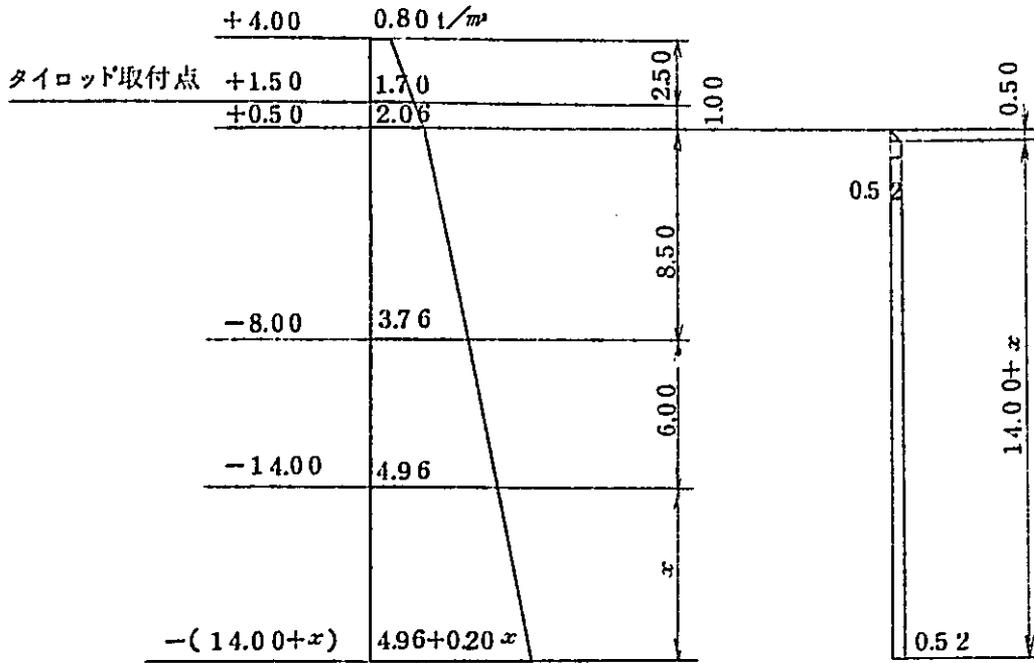
Level	r	Z	rZ	$\Sigma rZ+q$	$Kp \cos \delta$	$P p$
- 14.00	t/m^2 1.00	m x	t/m^2 x	t/m^2 0	8.60	t/m^2 0
-(1400+x)	($\phi=40^\circ$)			x	8.60	8.60x

(c) 残留水圧強度

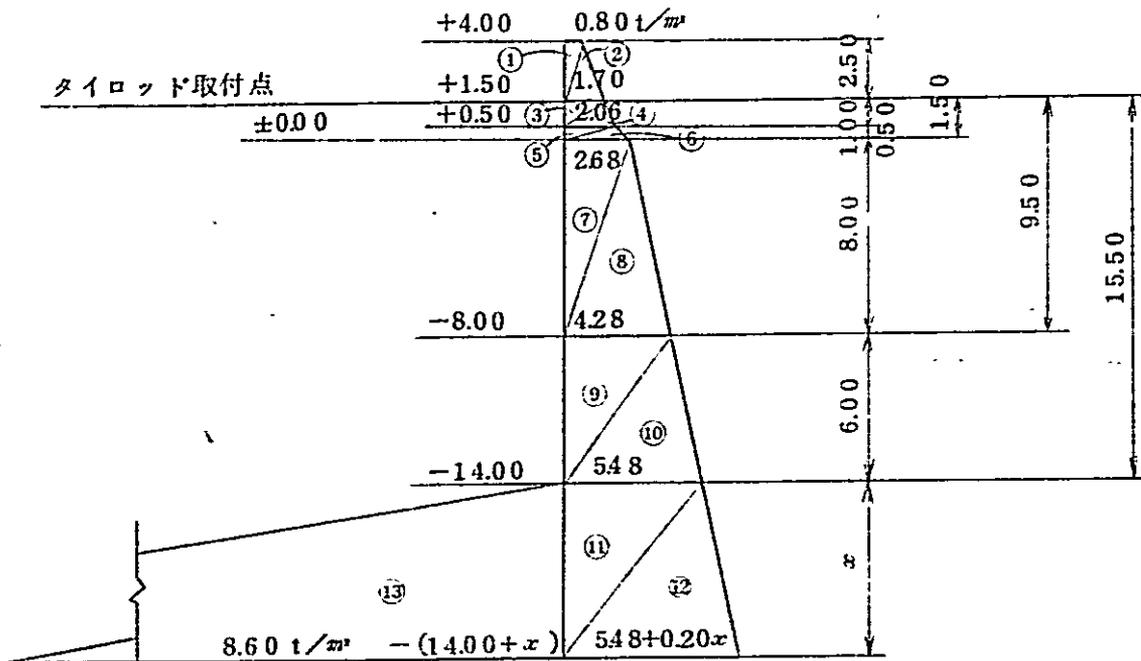
$$P\omega = 1.03 \text{ t/m}^2 \times 0.50 \text{ m} = 0.52 \text{ t/m}^2$$

主働土圧分布図

残留水圧分布図



土圧 + 残留水圧分布図



(d) 所要根入長の算定

タイロッド取付点+1.50mに関するモーメント

主働土圧によるモーメント M_a

	P a		y		M a	
	t/m ²	m	t/m	m	t·m/m	
①	$\frac{1}{2} \times 0.80 \times 2.50$		1.00	$-\frac{2}{3} \times 2.50$	$-\frac{1}{3} \times 1.67$	-1.67
②	$\frac{1}{2} \times 1.70 \times 2.50$		2.13	$-\frac{1}{3} \times 2.50$	-0.83	-1.77
③	$\frac{1}{2} \times 1.70 \times 1.00$		0.85	$\frac{1}{3} \times 1.00$	0.33	0.28
④	$\frac{1}{2} \times 2.06 \times 1.00$		1.03	$\frac{2}{3} \times 1.00$	0.67	0.69
⑤	$\frac{1}{2} \times 2.06 \times 0.50$		0.52	$\frac{1}{3} \times 0.50 + 1.00$	1.17	0.61
⑥	$\frac{1}{2} \times 2.68 \times 0.50$		0.67	$\frac{2}{3} \times 0.50 + 1.00$	1.33	0.89
⑦	$\frac{1}{2} \times 2.68 \times 8.00$		10.72	$\frac{1}{3} \times 8.00 + 1.50$	4.17	44.70
⑧	$\frac{1}{2} \times 4.28 \times 8.00$		17.12	$\frac{2}{3} \times 8.00 + 1.50$	6.83	116.93
⑨	$\frac{1}{2} \times 4.28 \times 6.00$		12.84	$\frac{1}{3} \times 6.00 + 9.50$	11.50	147.66
⑩	$\frac{1}{2} \times 5.48 \times 6.00$		16.44	$\frac{2}{3} \times 6.00 + 9.50$	13.50	221.94
⑪	$\frac{1}{2} \times 5.48 \times x$		$2.74x$	$\frac{1}{3} \times x + 15.50$	$0.33x + 15.50$	$0.90x^2 + 42.47x$
⑫	$\frac{1}{2} \times (5.48 + 0.20x) \times x$		$2.74x + 0.10x^2$	$\frac{2}{3} \times x + 15.50$	$0.67x + 15.50$	$0.067x^3 + 3.39x^2 + 42.47x$

$$\sum_{n=1}^{12} M_a = 0.067x^3 + 4.29x^2 + 84.94x + 530.26$$

受働土圧によるモーメント

$$M_p = \frac{1}{2} \times 8.60x^2 \times (15.50 + \frac{2}{3}x) = 2.87x^3 + 66.65x^2$$

所要根入長は次式により求める。

$$M_p = 1.5 M_a$$

$$2.87x^3 + 66.65x^2 = 1.5 \times (0.067x^3 + 4.29x^2 + 84.94x + 530.26)$$

$$= 0.10x^3 + 6.44x^2 + 127.41x + 795.39$$

$$2.77x^3 + 60.21x^2 - 127.41x - 795.39 = 0$$

$$x = 4.3 \text{ m}$$

したがって、所要根入深度は -18.3 m である。

(2) 地震時

(a) 主働土圧強度

Level	r	Z	rZ	$\Sigma rZ+q$	k	$K\alpha\cos\delta$	P a
+ 4.00	t/m ² 1.80 ($\phi=40^\circ$)	m 2.50	t/m ² 4.50	t/m ² 2.00	0.10	0.24	t/m ² 0.48
+ 1.50	1.80 ($\phi=40^\circ$)	1.00	1.80	6.50	0.10	0.24	1.56
+ 0.50	1.00 ($\phi=40^\circ$)	8.50	8.50	8.30	0.10	0.24	1.99
- 8.00	1.00 ($\phi=40^\circ$)	6.00	6.00	16.80	0.20	0.31	5.21
- 14.00	1.00 ($\phi=40^\circ$)	x	x	22.80	0.20	0.31	7.07
-(14.00+x)	1.00 ($\phi=40^\circ$)	x	x	22.80+x	0.20	0.31	7.07 + 0.31x

(b) 受働土圧強度

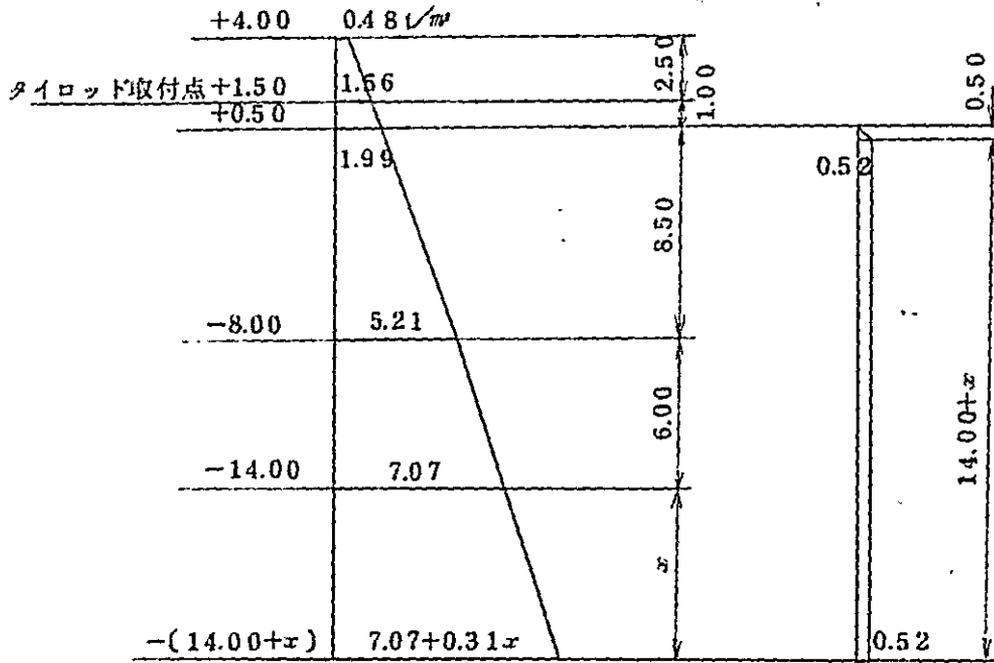
Level	r	Z	rZ	$\Sigma rZ+q$	k	$K\beta\cos\delta$	P p
- 14.00	t/m ²	m	t/m ²	t/m ² 0	0.20	7.50	t/m ² 0
-(14.00+x)	1.00 ($\phi=40^\circ$)	x	x	x	0.20	7.50	7.50x

(c) 残留水圧強度

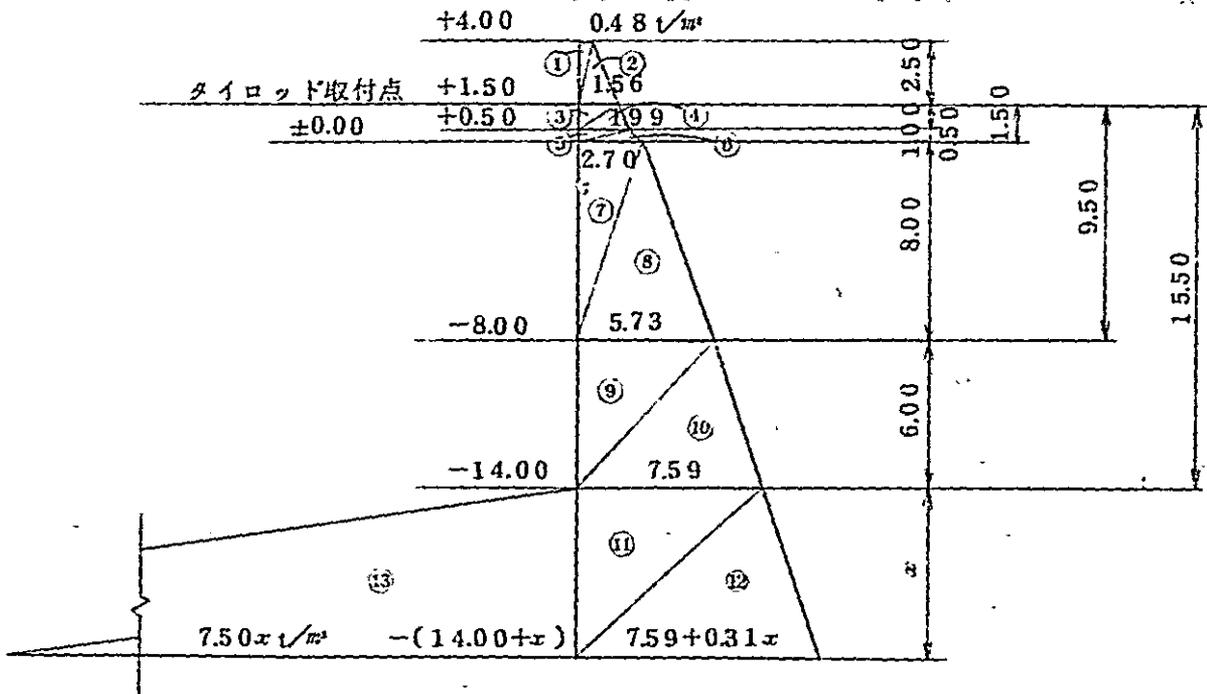
$$P\omega = 1.03 \text{ t/m}^2 \times 0.50 \text{ m} = 0.52 \text{ t/m}^2$$

主働土圧分布図

残留水圧分布図



土圧+残留水圧分布図



(d) 所要根入長の算定

タイロッド取付点+1.50mに関するモーメント

主働土圧によるモーメント Ma

	P_a	y	Ma	
①	$\frac{1}{2} \times 0.48 \text{ t/m}^2 \times 2.50 \text{ m}$	0.60 t/m	-1.67m	-1.00 t·m
②	$\frac{1}{2} \times 1.56 \times 2.50$	1.95	-0.83	-1.62
③	$\frac{1}{2} \times 1.56 \times 1.00$	0.78	0.33	0.26
④	$\frac{1}{2} \times 1.99 \times 0.50$	1.00	0.67	0.67
⑤	$\frac{1}{2} \times 1.99 \times 0.50$	0.50	1.17	0.59
⑥	$\frac{1}{2} \times 2.70 \times 0.50$	0.68	1.33	0.90
⑦	$\frac{1}{2} \times 2.70 \times 8.00$	10.80	4.17	45.04
⑧	$\frac{1}{2} \times 5.73 \times 8.00$	22.92	6.83	156.54
⑨	$\frac{1}{2} \times 5.73 \times 6.00$	17.19	11.50	197.69
⑩	$\frac{1}{2} \times 7.59 \times 6.00$	22.77	13.50	307.40
⑪	$\frac{1}{2} \times 7.59 \times x$	$380x$	$0.33x$ $+15.50$	$1.25x^2$ $+5890x$
⑫	$\frac{1}{2} \times (7.59 + 0.31x) \times x$	$380x$ $+0.16x^2$	$0.67x$ $+15.50$	$0.107x^3$ $+503x^2$ $+5890x$

$$\sum_{n=1}^{12} Ma = 0.107x^3 + 6.28x^2 + 117.80x + 706.47$$

受働土圧によるモーメント M_p

$$M_p = \frac{1}{2} \times 7.50x^2 \times (15.50 + \frac{2}{3}x)$$

$$= 250x^3 + 58.13x^2$$

所要根入長は、次式により求める。

$$M_p = 1.2 Ma$$

$$250x^3 + 58.13x^2 = 1.2 \times (0.107x^3 + 6.28x^2 + 117.80x + 706.47)$$

$$= 0.128x^3 + 7.54x^2 + 141.36x + 847.76$$

$$2.372x^3 + 50.59x^2 - 141.36x - 847.76 = 0$$

$$x = 5.0 \text{ m}$$

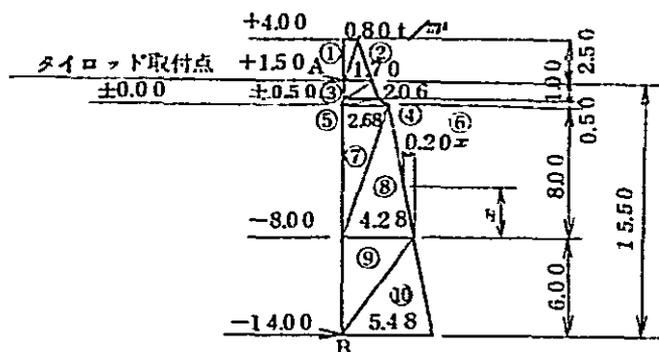
したがって、根入深さ -19.00m

よって、根入深さは地震時により決まり、-19.00mとする。

3) 矢板に生ずる曲げモーメント

(1) 常時

土圧+残留水圧分布図



(a) タイロッド取付点に関するモーメント及び支点反力 R_A 、 R_B

所要根入長算定の項より

$$\sum_{n=1}^{10} Pa = 1.00 + 2.13 + 0.85 + 1.03 + 0.52 + 0.67 + 1.072 + 1.712$$

$$+ 1.284 + 1.644 = 63.32 \text{ t/m}$$

$$\sum_{n=1}^{10} Ma = -1.67 - 1.77 + 0.28 + 0.69 + 0.61 + 0.89 + 4.470 + 11.693$$

$$+ 14.766 + 22.194 = 53.026 \text{ t}\cdot\text{m}$$

海底面反力 R_B

$$R_B = \frac{53.026 \text{ t}\cdot\text{m}}{15.50 \text{ m}} = 34.21 \text{ t/m}$$

タイロッド反力 R_A

$$R_A = \sum_{n=1}^{10} Pa - R_B = 63.32 - 34.21 = 29.11 \text{ t/m}$$

(b) 矢板に生ずる最大曲げモーメント M_{\max}

最大曲げモーメントの起こる位置は $\pm 0.00 \sim -8.00 \text{ m}$ の間である。よってこの間の任意の点 x における、曲げモーメント M_x を求める。

$$M_x = 34.21 \times (6.00 + x) - 16.44 \times (\frac{2}{3} \times 6.00 + x)$$

$$- 1.284 \times (\frac{1}{2} \times 6.00 + x) - 4.28 \times x^2 / 2 + \frac{1}{2} \times 0.20 \times x^2 \times \frac{1}{2} x$$

$$= 205.26 + 34.21x - 65.76 - 16.44x - 25.68 - 1.284x - 2.14x^2$$

$$+ 0.033x^3$$

$$= 0.033x^3 - 2.14x^2 + 4.93x + 113.82$$

$dM_x/dx = 0$ より

$$0.10x^2 - 4.28x + 4.93 = 0$$

$$x = \frac{4.28 \pm \sqrt{4.28^2 - 4 \times 0.10 \times 4.93}}{2 \times 0.10}$$

$$= 1.20 \text{ m}$$

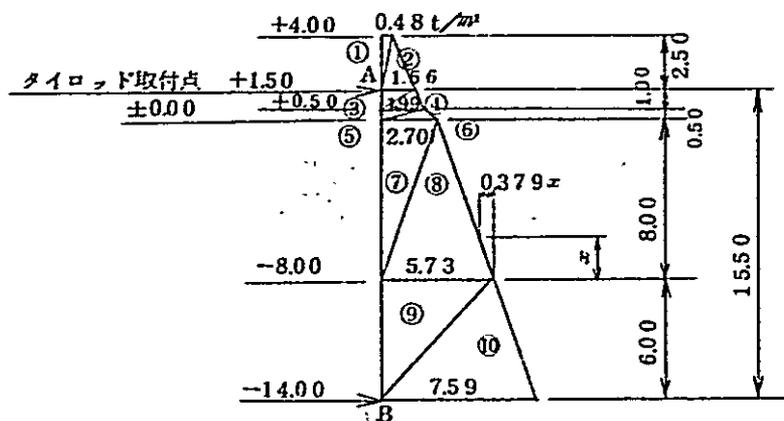
したがって、 M_{\max} は

$$M_{\max} = 0.033 \times 1.20^3 - 2.14 \times 1.20^2 + 4.93 \times 1.20 + 113.82$$

$$= 0.06 - 3.08 + 5.92 + 113.82$$

$$= 116.72 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(2) 地震時



(a) タイロッド取付点に関するモーメント及び支点反力 R_A 、 R_B

所要根入長算定の項より

$$\begin{aligned} \sum_{n=1}^{10} P_n &= 0.60 + 1.95 + 0.78 + 1.00 + 0.50 + 0.68 + 1.080 + 2.292 \\ &\quad + 1.719 + 2.277 = 79.19 \text{ t/m} \\ \sum_{n=1}^{10} M_n &= -1.00 - 1.62 + 0.26 + 0.67 + 0.59 + 0.90 + 4.504 + 15.654 \\ &\quad + 19.769 + 30.740 = 70.647 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

海底面反力 R_B

$$R_B = \frac{70.647 \text{ t} \cdot \text{m}}{15.50 \text{ m}} = 45.58 \text{ t/m}$$

タイロッド反力 R_A

$$R_A = \sum_{n=1}^{10} P_n - R_B = 79.19 - 45.58 = 33.61 \text{ t/m}$$

(b) 矢板に生ずる最大曲げモーメント M_{\max}

最大曲げモーメントの起こる位置は、±0.00 ~ -8.00 mの間である。よってこの間の任意の点における曲げモーメント M を求める。

$$\begin{aligned} M_x &= 45.58 \times (6.00 + x) - 2.277 \times (\frac{2}{3} \times 6.00 + x) \\ &\quad - 1.719 \times (\frac{1}{2} \times 6.00 + x) - 5.73x \times \frac{x}{2} + \frac{1}{2} \times 0.379x^2 \times \frac{1}{3}x \\ &= 27.348 + 45.58x - 9.108 - 2.277x - 34.38 - 1.719x \\ &\quad - 2.87x^2 + 0.063x^3 \\ &= 0.063x^3 - 2.87x^2 + 5.62x + 14.802 \end{aligned}$$

$dM_x/dx = 0$ より

$$\begin{aligned} 0.19x^2 - 5.74x + 5.62 &= 0 \\ x &= \frac{5.74 \pm \sqrt{5.74^2 - 4 \times 0.19 \times 5.62}}{2 \times 0.19} \end{aligned}$$

$$= 1.00 \text{ M}$$

したがって、 M_{\max} は

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.063 \times 1.00^3 - 2.87 \times 1.00^2 + 5.62 \times 1.00 + 14.802 \\ &= 0.06 - 2.87 + 5.62 + 14.802 \\ &= 15.083 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

4) 矢板断面

許容応力度

$$\text{常時} \quad \sigma_{sa} = 1.800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{地震時} \quad \sigma_{sa} = 2.700 \text{ kg/cm}^2$$

腐蝕については、耐用年数50年を考慮し、当初20年ものの電気防蝕を行なうものとし、後の30年間の腐蝕を考慮するものとする。

$$\text{海側} \quad 30 \text{ yer} \times 0.10 \text{ mm/yer} = 3 \text{ mm}$$

(H.W.L.と海底間)

$$\text{陸側} \quad 30 \text{ yer} \times 0.015 \text{ mm/yer} = 0.45 \text{ mm}$$

(残留水面以下)

$$\alpha = \frac{0.45 \text{ mm}}{3 \text{ mm}} = 0.15$$

このとき、VL + VLの組合せ矢板を用いれば、50年後（腐蝕30年）における断面係数は、

$$Z = 7,400 \text{ cm}^3/\text{m}$$

したがって、矢板に生ずる応力度は次のとおり

$$\text{常時} \quad \sigma = \frac{116.72 \times 10^6 \text{ Kg} \cdot \text{cm}/\text{m}}{7,400 \text{ cm}^3/\text{m}} = 1,577 \text{ Kg}/\text{cm}^2 < 1,800 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$\text{地震時} \quad \sigma = \frac{150.83 \times 10^6 \text{ Kg} \cdot \text{cm}/\text{m}}{7,400 \text{ cm}^3/\text{m}} = 2,038 \text{ Kg}/\text{cm}^2 < 2,700 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

したがって、矢板は鋼矢板 VL + VLの組合せ矢板を使用する。

5) タイロッド

タイロッドは、Ⅲ種 ($\sigma_y = 45 \text{ Kg}/\text{mm}^2$) を用いる。

又、腐蝕については、腐蝕速度を $0.05 \text{ mm}/\text{yer}$ (両面残留水面以上) とし、建設当初のタイロッド径を D とすれば50年後に生ずる引張応力度は、次式により示される。

$$\sigma = \frac{4T}{\pi(D - 0.005 \times 50)^2} \leq \sigma_{sa}$$

タイロッドを鋼矢板 (VL + VL) 4枚ごと、2.00m毎に使用すれば、タイロッド1本当りに作用する張力は次のとおり。

常時

常時、タイロッドに作用する張力は、土圧による水平力と風により、上屋基礎に作用する水平力の合力である。ここで、暴風時の荷重は、その作用頻度から常時として扱う。

土圧による水平力

$$T_1 = R_A \cdot \ell = 29.11 \text{ t}/\text{m} \times 2.0 \text{ m}/\text{本} = 58.22 \text{ t}/\text{本}$$

上屋基礎の暴風時水平力

$$T_2 = 123 \text{ t}/60 \text{ m} \times 2.0 \text{ m}/\text{本} = 4.10 \text{ t}/\text{本}$$

したがって、常時の張力は、

$$T = T_1 + T_2 = 58.22 + 4.10 = 62.32 \text{ t}/\text{本}$$

異常時

異常時としては、地震時と船舶けん引力作用時を考慮する。地震時に作用する張力は、土圧による水平力と上屋基礎に作用する上屋の地震水平力の合力であり、又、船舶けん引力作用時に作用する張力は、常時の土圧水平力と船舶けん引力の合力である。

○ 地震時

土圧による水平力

$$T_1 = R_A \cdot \ell = 33.61 \text{ t}/\text{m} \times 2.0 \text{ m}/\text{本} = 67.22 \text{ t}/\text{本}$$

上屋基礎の水平力

$$T_2 = 15.6 \text{ t}/6.0 \text{ m} \times 0.1 \times 2.0 \text{ m} = 0.5 \text{ t}/\text{本}$$

したがって、地震時の張力は、

$$T = T_1 + T_2 = 67.22 + 0.50 = 67.72 \text{ t/本}$$

○ 船舶けん引力作用時

$$T = R_s \cdot \ell + P/4 = 58.22 + 70/4 = 75.72 \text{ t/本} > 67.72 \text{ t/本}$$

したがって、異常時は船舶けん引力作用時により決定され、その張力は、

$T = 75.72 \text{ t/本}$ である。

許容応力度

$$\text{常時} \quad \sigma_{sa} = 1.800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{異常時} \quad \sigma_{sa} = 2.700 \text{ Kg/cm}^2$$

$\sigma = \sigma_{sa}$ とする時、建設当初の必要タイロッド径は、

$$\begin{aligned} \text{常時} \quad D &= \sqrt{\frac{4T}{\pi \cdot \sigma_{sa}}} + 0.005 \times 50 = \sqrt{\frac{4 \times 62.32 \times 10^3}{3.14 \times 1.800}} + 0.25 \\ &= 6.64 + 0.25 = 6.89 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{異常時} \quad D = \sqrt{\frac{4 \times 75.72 \times 10^3}{3.14 \times 2.700}} + 0.25 = 5.98 + 0.25 = 6.23 \text{ cm}$$

したがって、 $\phi 70 \text{ mm}$ のタイロッド(Ⅱ種)を用いる。

50年後の引張応力度は、

常時

$$\sigma = \frac{4 \times 62.32 \times 10^3}{3.14 \times (7.00 - 0.25)^2} = 1.742 \text{ Kg/cm}^2 < 1.800 \text{ Kg/cm}^2$$

異常時

$$\sigma = \frac{4 \times 75.72 \times 10^3}{3.14 \times (7.00 - 0.25)^2} = 2.117 \text{ Kg/cm}^2 < 2.700 \text{ Kg/cm}^2$$

したがって、タイロッドは、 $\phi 70 \text{ mm}$ のタイロッド(Ⅱ種)を用いる。

6) 版起しの設計

材質は、SS41材を使用する。

許容応力度

$$\text{常時} \quad \sigma_{sa} = 1.300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{異常時} \quad \sigma_{sa} = 1.950 \text{ Kg/cm}^2$$

版起しに生ずる最大曲げモーメントは、次式により求める。

$$\text{常時} \quad M_{\max} = \frac{T\ell}{10} = \frac{62.32 \times 2.0}{10} = 12.46 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\text{異常時} \quad M_{\max} = \frac{T\ell}{10} = \frac{75.72 \times 2.0}{10} = 15.14 \text{ t}\cdot\text{m}$$

必要断面係数

$$\text{常時} \quad W \geq \frac{M_{\max}}{\sigma} = \frac{12.46 \times 10^5}{1.300} = 958 \text{ cm}^3$$

$$\text{異常時} \quad W \geq \frac{M_{\max}}{\sigma} = \frac{15.14 \times 10^5}{1.950} = 776 \text{ cm}^3$$

版起しとして、2E-300×90×12×16(SS41材)を使用すれば、その時

の断面係数は、 $(2 \times 525 = 1,050 \text{ cm}^4)$ である。

この溝型鋼の応力度は次のとおりである。

$$\text{常時} \quad \sigma = \frac{1.246 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{1,050 \text{ cm}^4} = 1,187 \text{ kg/cm}^2 < 1,300 \text{ kg/cm}^2$$

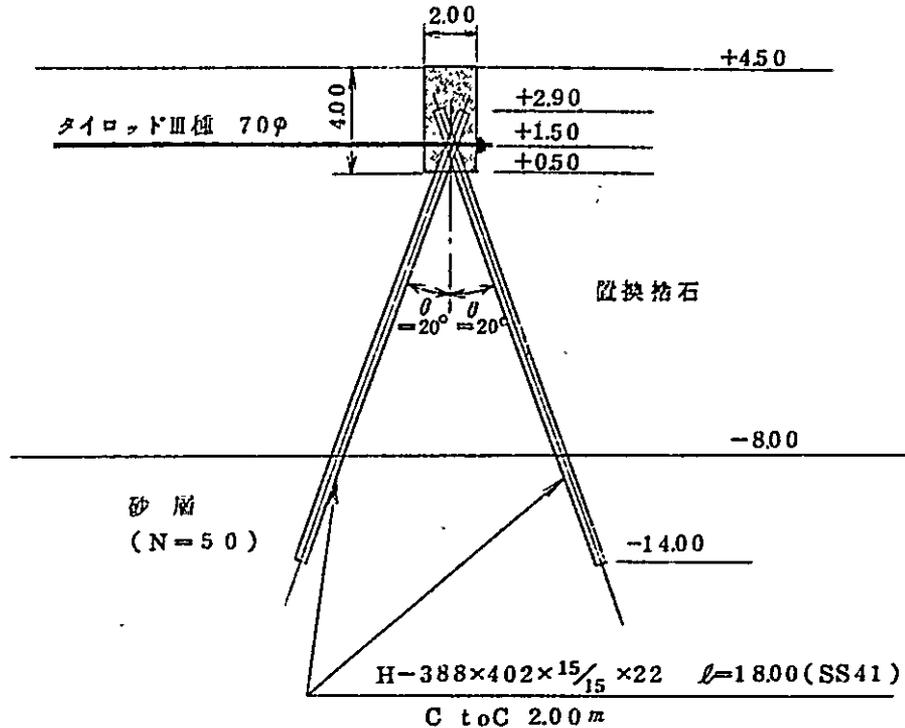
$$\text{異常時} \quad \sigma = \frac{1.514 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{1,050 \text{ cm}^4} = 1,442 \text{ kg/cm}^2 < 1,950 \text{ kg/cm}^2$$

したがって履起しとして、 $2\text{L}-300 \times 90 \times 12 \times 16$ (SS41材)を用いる。

2-1-2 控え杭の設計 (控え工と倉庫基礎を併用しない場合)

1) 形状寸法

形状寸法は下図に示すとおり。



組杭の打込間隔は、タイロッドの取付間隔から2.00mとする。

2) 組杭に作用する断面力

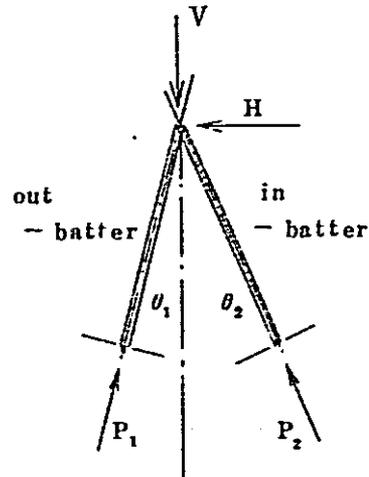
組杭の杭頭に作用する水平力を H 、鉛直力を V とすれば、杭に生ずる断面力は次式により示される。

押し側 (out-batter 杭)

$$P_1 = \frac{V \sin \theta_2 + H \cos \theta_2}{\sin (\theta_1 + \theta_2)}$$

引抜側 (in-batter 杭)

$$P_2 = \frac{V \sin \theta_1 - H \cos \theta_1}{\sin (\theta_1 + \theta_2)}$$



(1) 常時

水平力(土圧) $H = 5.822 \text{ t/組}$

鉛直力 コンクリート自重 $2.00\text{m} \times 4.00\text{m} \times 2.00\text{m/本} \times 2.45 \text{ t/m}^3 = 3.920 \text{ t/組}$

$V = 3.920 \text{ t/組}$

したがって、

$$P_1 = \frac{3.920 \times \sin 20^\circ + 5.822 \times \cos 20^\circ}{\sin(20^\circ + 20^\circ)}$$

$$= \frac{3.920 \times 0.342 + 5.822 \times 0.940}{0.643}$$

$$= \frac{1.341 + 5.473}{0.643} = 10.6 \text{ t}$$

$$P_2 = \frac{1.341 - 5.473}{0.643} = -6.4 \text{ t}$$

(2) 異常時

水平力 $H = 7.572 \text{ t/本}$

(船鉤けん引力作用時)

鉛直力 $V = 3.920 \text{ t/本}$

(常時の値と同様)

したがって、この時の杭に生ずる断面力は

$$P_1 = \frac{3.920 \times \sin 20^\circ + 7.572 \times \cos 20^\circ}{\sin 40^\circ}$$

$$= \frac{3.920 \times 0.342 + 7.572 \times 0.940}{0.643} = \frac{1.341 + 7.118}{0.643} = 13.2 \text{ t}$$

$$P_2 = \frac{1.341 - 7.118}{0.643} = -9.0 \text{ t}$$

3) 杭の応力度

使用鋼材は $H-388 \times 402 \times \frac{15}{15} \times 22$ である。腐蝕は、 0.015 mm/yer (残留水位面以下片面) とし、50年の腐蝕を考慮すれば、 0.75 mm となる。

このときのH型鋼の断面積は、 $A = 161.1 \text{ cm}^2$ 又、許容応力度は材質をSS41材とし組杭である事を考慮し、25%の許容応力度のてい減を行なう。

常時 $\sigma_{sa} = 1.300 \times 0.75 = 975 \text{ kg/cm}^2$

地震時 $\sigma_{sa} = 1.950 \times 0.75 = 1.460 \text{ kg/cm}^2$

(1) 常時の応力度

$$\text{押込杭} \quad \sigma = \frac{10.6 \times 10^3 \text{ Kg}}{161.1 \text{ cm}^2} = 65.8 \text{ kg/cm}^2 < 975 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{引抜杭} \quad \sigma = \frac{6.4 \times 10^3 \text{ Kg}}{161.1 \text{ cm}^2} = 39.7 \text{ kg/cm}^2 < 957 \text{ kg/cm}^2$$

(2) 異常時の応力度

$$\text{押込杭} \quad \sigma = \frac{132 \times 10^3 \text{ Kg}}{16.11 \text{ cm}^2} = 819 \text{ Kg/cm}^2 < 1,460 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{引抜杭} \quad \sigma = \frac{90 \times 10^3 \text{ Kg}}{16.11 \text{ cm}^2} = 559 \text{ Kg/cm}^2 < 1,460 \text{ Kg/cm}^2$$

したがって、使用鋼材は H-388×402×¹⁵/₁₅×22とし、材質は SS41 とする。

4) 杭の根入長

杭の根入長は静力学公式により求めるが、極限支持力については、マイヤホッフ公式により求め、最大引抜力についてはテルツアギ公式により求める。

(1) 土質条件

+4.50	
$\phi = 40^\circ \quad \gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$	
K = $\mu = 0.8$	
+0.50	$q = 7.20 \text{ t/m}^2$
$\phi = 40^\circ \quad \gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$	
K = $\mu = 0.8$	
-8.00	$\frac{7.20 + 21.70}{2}$
$\phi = 40^\circ \quad \gamma' = 1.0 \text{ t/m}^3$	
K = $\mu = 0.8$	
-14.00	$q = 7.20$
	+1.450
	= 21.70 t/m ²

(2) 押込側の杭

杭の極限支持力は、マイヤホッフ公式により求める。

$$R_u = 40 N A_p + \frac{\bar{N} A_s}{5}$$

ここに、 R_u ; 杭の極限支持力 (t)

A_p ; 杭の先端面積 (m²)

A_s ; 杭周の全表面積 (m²)

N ; 杭先端の N 値

\bar{N} ; 杭の根入全長に対する平均 N 値

- 1.4.0m まで根入れする。 +0.50m ~ -1.4.0m

$$\begin{aligned}
 R_u &= 40 \times 50 \times 0.40^2 + \frac{50 \times 1.60 \text{ m} \times 1.450 \text{ m} \times 1.064}{5} \\
 &= 320 + 247 \quad (\text{このとき置換捨石層の平均N置を50とする}) \\
 &= 567 \text{ t}
 \end{aligned}$$

押込杭の支持力に対する安全率を求める。

○ 常時

$$F = \frac{567 \text{ t}}{106 \text{ t}} = 5.3 > 2.5$$

○ 異常時

$$F = \frac{567 \text{ t}}{132 \text{ t}} = 4.3 > 1.5$$

したがって、根入水深は-1.4.0.0 mとする。

(3) 引抜側の杭

杭の最大引抜力はテルツアギ公式により求める。

$$R_f = \varphi \cdot L \cdot \bar{f}_s$$

$$\bar{f}_s = \frac{\sum (C_{ai} + K_s \cdot q_i \cdot \mu_i) l_i}{L}$$

ここに、 R_f ; 杭の最大引抜力 (t)

φ ; 杭の周長 (m)

L ; 杭 長 (m)

\bar{f}_s ; 平均周面摩擦強度 (t/m²)

C_{ai} ; 第 i 層における土と杭の付着力 (t/m²)

K_s ; 杭に作用する水平土圧係数

q_i ; 第 i 層における平均有効上載圧 (t/m²)

μ_i ; 第 i 層における土と杭の摩擦係数

l_i ; 第 i 層の層厚

-1.4.0.0 m まで根入れする。 + 0.5.0 m ~ -1.4.0.0 m

$$\bar{f}_s = \frac{0.8 \times 1.445 \times 0.8 \times 1.45 \text{ m} \times 1.064}{1.45 \text{ m} \times 1.064} = 9.25 \text{ t/m}^2$$

$$R_f = 1.60 \text{ m} \times 1.450 \text{ m} \times 1.064 \times 9.25 \text{ t/m}^2 = 228 \text{ t}$$

根入水深 -1.4.0.0 m における引抜力の安全率を求める。

○ 常時

$$F = \frac{228 \text{ t}}{64 \text{ t}} = 3.6 > 3.0$$

○ 異常時

$$F = \frac{228 \text{ t}}{90 \text{ t}} = 2.5$$

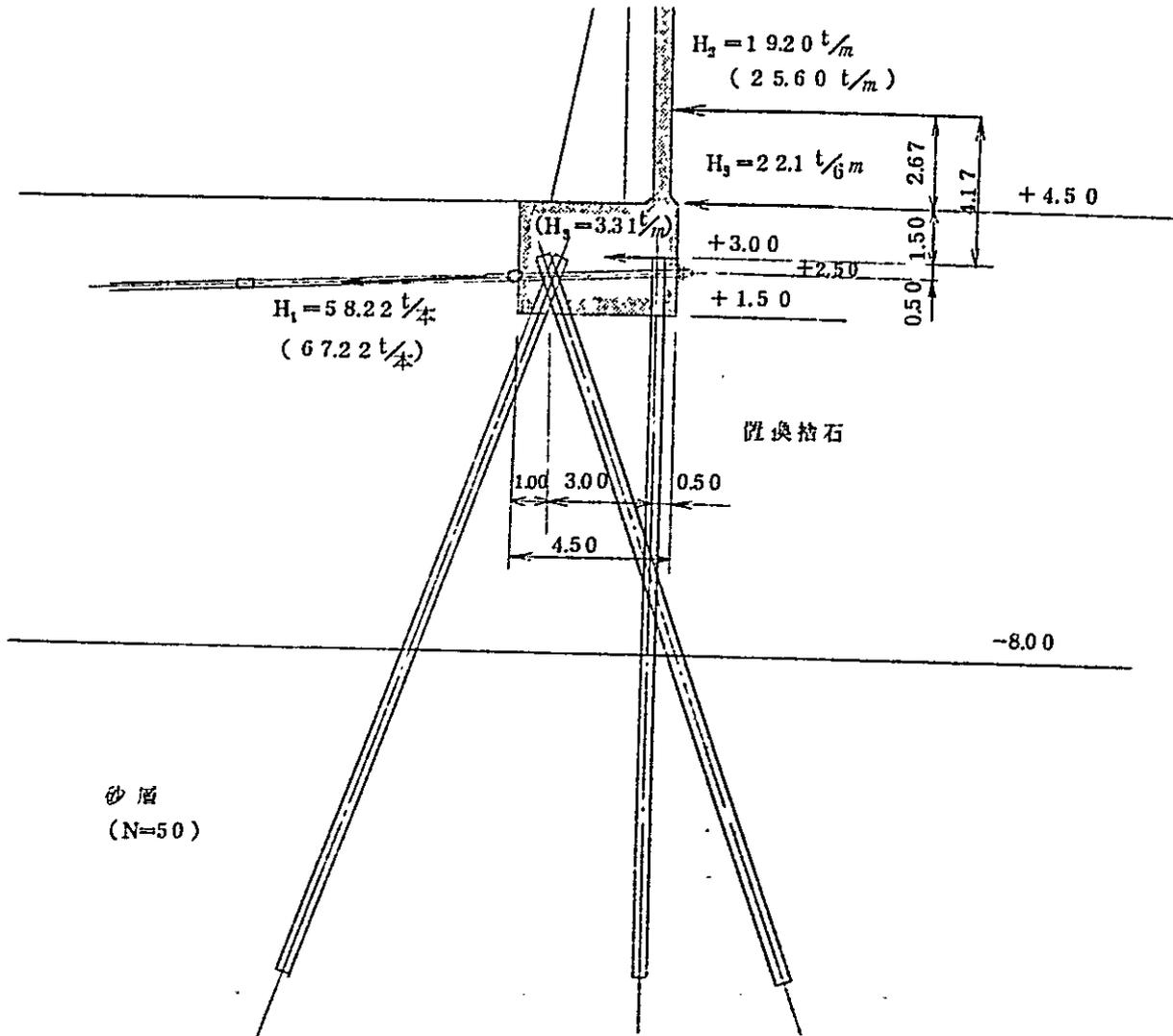
したがって、-1.4.0.0 m まで根入れする。

2-1-3 控え杭の設計（控え工と倉庫基礎とを併用する場合）

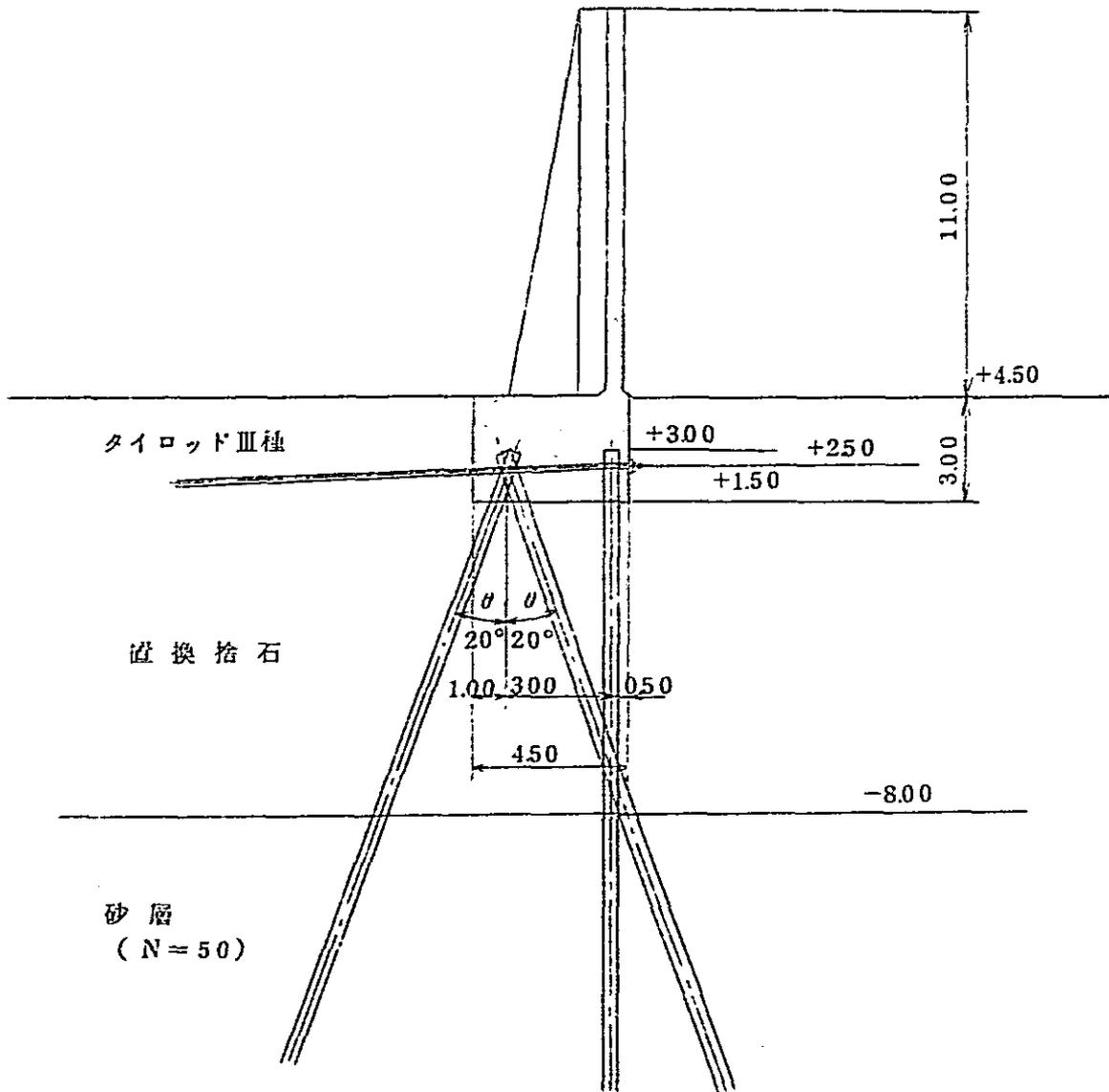
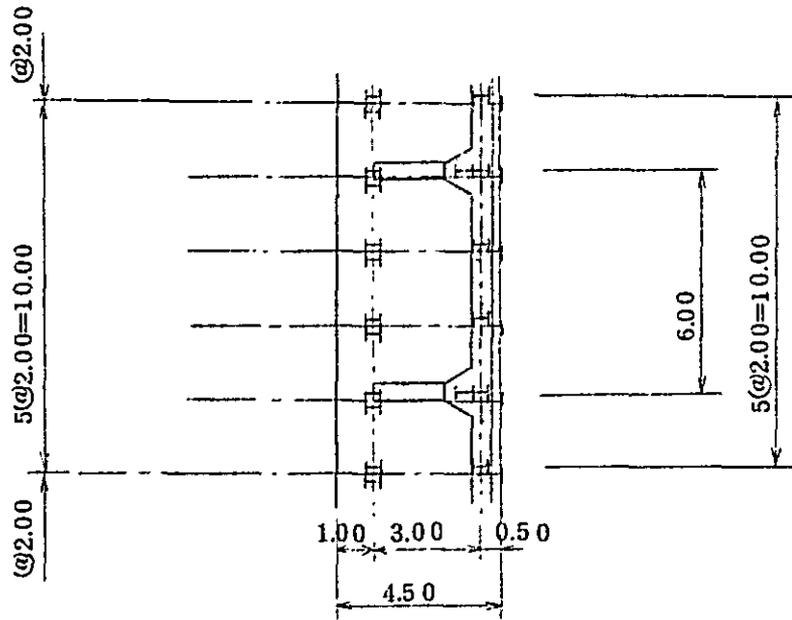
1) 形状寸法

形状寸法は下図のとおり。

() は地震時の値



杭の打込み間隔は、タイロッド取付間隔より2.00 mとする。



2) 杭に作用する断面力

(1) 組杭に作用する断面力

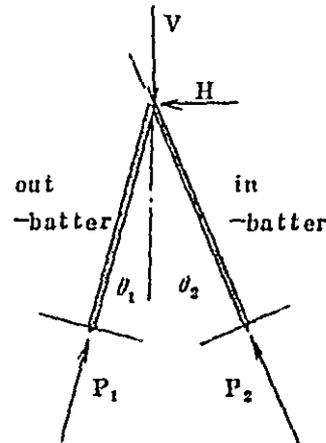
組杭の杭頭に作用する水平力をH、鉛直力をVとすれば、杭に生ずる断面力は次式により示される。

押込側 (out-batter 杭)

$$P_1 = \frac{V \sin \theta_2 + H \cos \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)}$$

引抜側 (in-batter 杭)

$$P_2 = \frac{V \sin \theta_1 - H \cos \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)}$$



(a) 常時

常時においてこの基礎に作用する水平力Hはタイロッドにより伝達される土圧の水平力H₁、メイズ載荷による水平力H₂、暴風時における上屋の基礎反力H₃の合力である。又これらの水平力は基礎の重心に対して偏心しているので、曲げモーメントが生じるが、このモーメントに対しては杭の押込み引抜きにより抵抗させる。又水平力はすべて組杭にとらせるものとする。

さらに鉛直力Vは、自重については組杭と直杭とが等分に荷重を受け持つものとする。

法線平行方向の荷重分担幅は2.0mとする。

○ 水平力 H

土圧による水平力 $H_1 = 58.22 \text{ t}$

メイズによる水平力 H_2

メイズの単位体積重量を $\gamma = 0.80 \text{ t/m}^3$ とし、安息角を 30° とすれば

$$H_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot H^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.80 \times 0.75 \times 8.00^2 = 19.2 \text{ t/m}$$

$$H_2 = 19.2 \text{ t/m} \times 2.0 \text{ m} = 38.40 \text{ t}$$

暴風時における上屋の反力

$$H_3 = 22.1 \text{ t} / 6.0 \text{ m} \times 2.0 \text{ m} = 7.37 \text{ t}$$

したがって水平力Hは

$$H = H_1 + H_2 + H_3 = 103.99 \text{ t}$$

○ 水平力Hにより生ずる曲げモーメント

$$M = -58.22 \text{ t} \times 0.50 \text{ m} + 38.40 \text{ t} \times 4.17 \text{ m} + 7.37 \text{ t} \times 1.50 \text{ m}$$

$$= -29.11 \text{ t}\cdot\text{m} + 160.13 \text{ t}\cdot\text{m} + 11.06 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$= 142.08 \text{ t}\cdot\text{m}$$

このモーメントは杭の押込み引抜きにより抵抗させる。

$$P = \frac{142.08 \text{ t}\cdot\text{m}}{3.0 \text{ m}} = \pm 47.36 \text{ t}$$

○ 鉛直力 V

$$\text{自重 } V_1 = 4.50 \text{ m} \times 3.00 \text{ m} \times 2.45 \text{ t/m}^3 = 33.08 \text{ t/m}$$

$$V_1 = \frac{1}{2} \times 33.08 \text{ t/m} \times 2.00 \text{ m} = 33.08 \text{ t}$$

よって合計鉛直力は

$$V = V_1 + P = 33.08 + 47.36 = 80.44 \text{ t}$$

したがって

$$P_1 = \frac{80.44 \times \sin 20^\circ + 103.99 \times \cos 20^\circ}{\sin(20^\circ + 20^\circ)}$$

$$= \frac{80.44 \times 0.342 + 103.99 \times 0.940}{0.643}$$

$$= \frac{27.51 + 97.75}{0.643} = 194.8 \text{ t}$$

$$P_2 = \frac{27.51 - 97.75}{0.643} = -109.2 \text{ t}$$

(b) 異常時

異常時として地震時及び船舶けん引力作用時が考慮される。

地震時においてこの基礎に作用する水平力は、タイロッドにより伝達される土圧の水平力 H_1 、メイズ載荷による水平力 H_2 及び基礎に作用する地震水平力 H_3 の合力である。

船舶けん引力作用時においては、タイロッドにより伝達される水平力 H_4 のみである。

又これらの水平力は基礎の重心に対して偏心しているので曲げモーメントを生じるが、このモーメントに対しては杭の押込み引抜きにより抵抗させる。又水平力はすべて組杭が受け持つものとする。

さらに鉛直力 V は自重については組杭と直杭とが等分に荷重を受け持つものとする。

法線平行方向の荷重分担幅は 2.0 m とする。

○ 水平力 H

地震時

$$\text{土圧による水平力 } H_1 = 67.22 \text{ t}$$

$$\text{メイズによる水平力 } H_2$$

メイズの単位体積重量を $\gamma = 0.80 \text{ t/m}^3$ とし安息角を 30° とする。又地震々度は $kh = 0.1$ であるから

$$H_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_A \cdot H^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.80 \times 1.00 \times 8.00^2 = 25.60 \text{ t/m}$$

$$H_2 = 25.60 \text{ t/m} \times 2.0 \text{ m} = 51.20 \text{ t}$$

基礎に作用する地震水平力

$$H_3 = 4.50 \text{ m} \times 3.00 \text{ m} \times 2.45 \text{ t/m}^3 \times 0.10 = 3.31 \text{ t/m}$$

$$H_3 = 3.31 \text{ t/m} \times 2.0 \text{ m} = 6.62 \text{ t}$$

したがって地震時の水平力は

$$H = H_1 + H_2 + H_3 = 125.04 \text{ t}$$

船舶けん引力作用時

$$H_4 = 75.72 \text{ t} < 125.04 \text{ t}$$

したがって以下の計算は地震時についてのみ行ない船舶けん引力作用時については検討を省略する。

◦ 曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= -67.22 \text{ t} \times 0.50 \text{ m} + 51.20 \text{ t} \times 4.17 \text{ m} \\ &= -33.61 + 213.50 \text{ t} \cdot \text{m} = 179.89 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

このモーメントは杭の押込み引抜きにより抵抗する。

$$P = \frac{179.89 \text{ t} \cdot \text{m}}{3.0 \text{ m}} = \pm 59.96 \text{ t}$$

◦ 鉛直力 V

$$\text{自重 } V_1 = 4.50 \text{ m} \times 3.00 \text{ m} \times 2.45 \text{ t/m}^2 = 33.08 \text{ t/m}$$

$$V_2 = \frac{1}{2} \times 33.08 \text{ t/m} \times 2.00 \text{ m} = 33.08 \text{ t}$$

よって合計鉛直力は

$$V = 33.08 + 59.96 = 93.04 \text{ t}$$

したがって

$$P_1 = \frac{93.04 \times 0.342 + 125.04 \times 0.940}{0.643}$$

$$= \frac{31.82 + 117.54}{0.643} = 232.3 \text{ t}$$

$$P_2 = \frac{31.82 - 117.54}{0.643} = -133.3 \text{ t}$$

(2) 直杭に作用する断面力

水平力についてはすべて組杭で受け持つものとしたのであるから直杭に作用するのは自重及びモーメントによる鉛直力、さらに倉庫のコンクリート壁の自重、上屋の鉛直反力である。

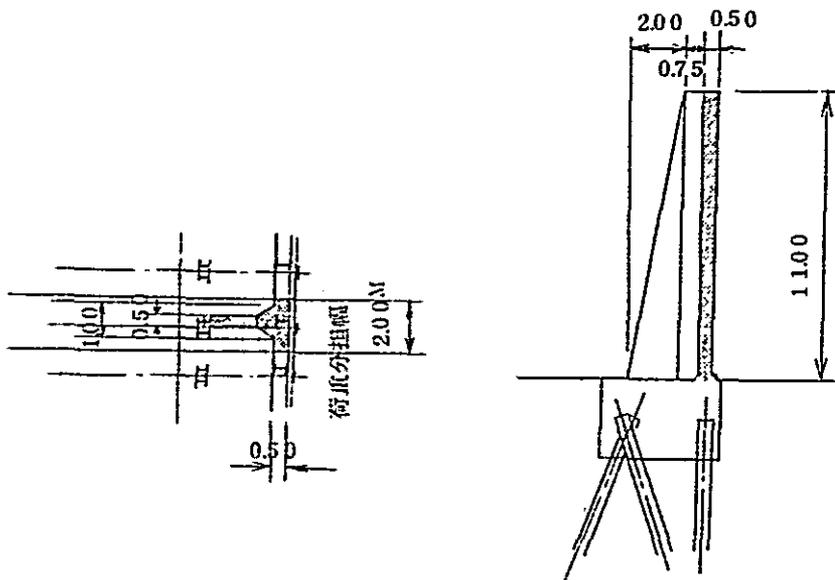
(a) 常時

$$\text{自重 } V_1 = 33.08 \text{ t}$$

$$\text{モーメントによる鉛直力 } P = -47.36 \text{ t}$$

$$\text{コンクリート壁自重 } V_2$$

最大値として次の様な荷重を分担するものとする。



$$V_2 = \left(\frac{1}{2} \times 2.00 \text{ m} \times 1.100 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} + \frac{1}{2} \times (0.50 + 1.00 \text{ m}) \right. \\ \left. \times 1.100 \text{ m} \times 0.75 \text{ m} + 2.00 \text{ m} \times 1.100 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \right) \times 2.45 \text{ t/m}^2 \\ = (5.50 + 6.19 + 1.100) \text{ m}^2 \times 2.45 \text{ t/m}^2 = 55.59 \text{ t}$$

上屋の鉛直反力 V_3

$$V_3 = 15.7 \text{ t} / 6.0 \text{ m} \times 2.0 \text{ m} = 5.23 \text{ t}$$

以上により

設計荷重は押込力となり最大値は

$$V = 33.08 + 55.59 + 5.23 = 93.9 \text{ t}$$

(b) 異常時

$$\text{自重 } V_1 = 33.08 \text{ t}$$

$$\text{モーメントによる鉛直力 } P = -59.96 \text{ t}$$

$$\text{コンクリート壁自重 } V_2 = 55.59 \text{ t}$$

$$\text{上屋鉛直反力 } V_3 = 5.23 \text{ t}$$

以上により

設計荷重は押込力となり最大値は常時と同一の値となる。 $V = 93.9 \text{ t}$

3) 杭の応力度

(1) 組杭について

使用鋼材はH-400×408× $\frac{21}{21}$ ×22とする。腐蝕は0.015mm/Year（残留水位面以下片面）とし50年の腐蝕を考慮すれば0.75mmとなる。

このときのH型钢の断面積は $A = 233.1 \text{ cm}^2$ 又許容応力度は材質をSS41材とし、組杭である事を考慮し、25%の許容応力度のていどを行なう。

$$\text{常時 } \sigma_{sa} = 1,300 \times 0.75 = 975 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{異常時 } \sigma'_{sa} = 1,950 \times 0.75 = 1,460 \text{ kg/cm}^2$$

(a) 常時の応力度

押込杭

$$\sigma = \frac{194.8 \times 10^3 \text{ kg}}{233.1 \text{ cm}^2} = 836 \text{ kg/cm}^2 < 975 \text{ kg/cm}^2$$

引抜杭

$$\sigma = \frac{109.2 \times 10^3 \text{ kg}}{233.1 \text{ cm}^2} = 468 \text{ kg/cm}^2 < 975 \text{ kg/cm}^2$$

(b) 異常時の応力度

押込杭

$$\sigma = \frac{232.3 \times 10^3 \text{ kg}}{233.1 \text{ cm}^2} = 997 \text{ kg/cm}^2 < 1,460 \text{ kg/cm}^2$$

引抜杭

$$\sigma = \frac{133.3 \times 10^3 \text{ kg}}{233.1 \text{ cm}^2} = 572 \text{ kg/cm}^2 < 1,460 \text{ kg/cm}^2$$

したがって使用鋼材はH-400×408× $\frac{21}{21}$ ×22とし材質はSS41とする。

(2) 直杭について

使用鋼材はH-388×402× $\frac{15}{15}$ ×22とする。腐蝕は0.015mm/year（残

留水位面以下片面)とし50年の腐蝕を考慮すれば0.75mmとなる。

このときのH型鋼の断面積は $A=161.1\text{cm}^2$ 又許容応力度は材質をSS41材とすれば

常時 $\sigma_{sa}=1,300\text{Kg/cm}^2$

異常時 $\sigma_{sa}=1,950\text{Kg/cm}^2$

(a) 常時の応力度

$$\sigma = \frac{93.9 \times 10^3 \text{ Kg}}{161.1 \text{ cm}^2} = 583 \text{ Kg/cm}^2 < 1,300 \text{ Kg/cm}^2$$

(b) 異常時の応力度

$$\sigma = \frac{93.9 \times 10^3 \text{ Kg}}{161.1 \text{ cm}^2} = 583 \text{ Kg/cm}^2 < 1,950 \text{ Kg/cm}^2$$

したがって使用鋼材はH-388×402× $\frac{15}{15}$ ×22とし材質はSS41材とする。

4) 杭の根入長

杭の根入長は静力学公式により求めるが極限支持力についてはマイヤホッフ式により求め、最大引抜力についてはテルツアギ公式により求める。

(1) 組杭について

(a) 土質条件

	+4.50	
$\phi=40^\circ$	$\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$	
$K=\mu=0.8$	+1.50	
		$q=5.40 \text{ t/m}^2$
	+0.50	
		$q=7.20 \text{ t/m}^2$

	-8.00	
$\phi=40^\circ$	$\gamma'=1.0 \text{ t/m}^3$	
$K=\mu=0.8$		
		$\frac{5.40 + 25.7}{2}$
		$=15.55 \text{ t/m}^2$

	-18.00	$q=7.20$
		+18.50
		$=25.7 \text{ t/m}^2$

(b) 押込側の杭

杭の極限支持力はマイヤホッフ公式により求める。

$$R_u = 4.011A_p + \frac{\bar{N}A_s}{5}$$

ここに R_u : 杭の極限支持力 (t)

A_p : 杭の先端面積 (m^2)

A_s : 杭周の全表面積 (m^2)

N : 杭先端のN値

\bar{N} : 杭の根入全長に対する平均N値

-18.0mまで根入する。 +1.50m~-18.0m

$$R_u = 4.0 \times 5.0 \times 0.40^2 + \frac{5.0 \times 1.60m \times 19.5m \times 1.064}{5}$$

$$= 320 + 332 = 652 \text{ t}$$

(このとき置換捨石層の平均N値を50とする)

押込杭の支持力に対する安全率を求める。

① 常時

$$F = \frac{652 \text{ t}}{194.8 \text{ t}} = 3.3 > 2.5$$

② 異常時

$$F = \frac{652 \text{ t}}{232.3 \text{ t}} = 2.8 > 1.5$$

したがって根入水深は-18.0mとする。

(c) 引抜側の杭

杭の最大引抜力はテルツアギ公式により求める。

$$R_f = \phi \cdot L \cdot \bar{f}_s$$

$$\bar{f}_s = \frac{\sum (C_{ai} + K_s q_i \mu_i) \rho_i}{L}$$

ここに R_f : 杭の最大引抜力 (t)

ϕ : 杭の周長 (m)

L : 杭長 (m)

\bar{f}_s : 平均周面摩擦係強度 (t/m^2)

C_{ai} : 第 i 層における土と杭の付着力 (t/m^2)

K_s : 杭に作用する水平土圧係数

q_i : 第 i 層における平均有効上載圧 (t/m^2)

μ : 土と杭の摩擦係数

ρ_i : 第 i 層の層厚

-18.00mまで根入れする。 +1.50m~-18.00m

$$\bar{f}_s = \frac{0.8 \times 15.55 \times 0.8 \times 19.5m \times 1.064}{19.5m \times 1.064} = 9.95 \text{ t/m}^2$$

$$R_f = 1.6m \times 19.5m \times 1.064 \times 9.95 \text{ t/m}^2 = 330 \text{ t}$$

根入水深-18.0mにおける引抜力の安全率を求める。

① 常時

$$F = \frac{330t}{109.2t} = 3.0$$

② 異常時

$$F = \frac{330t}{133.3t} = 2.5$$

したがって、-18.0mまで根入れする。

(2) 直杭について

組杭の打込み水深と同一レベルまで根入れする。

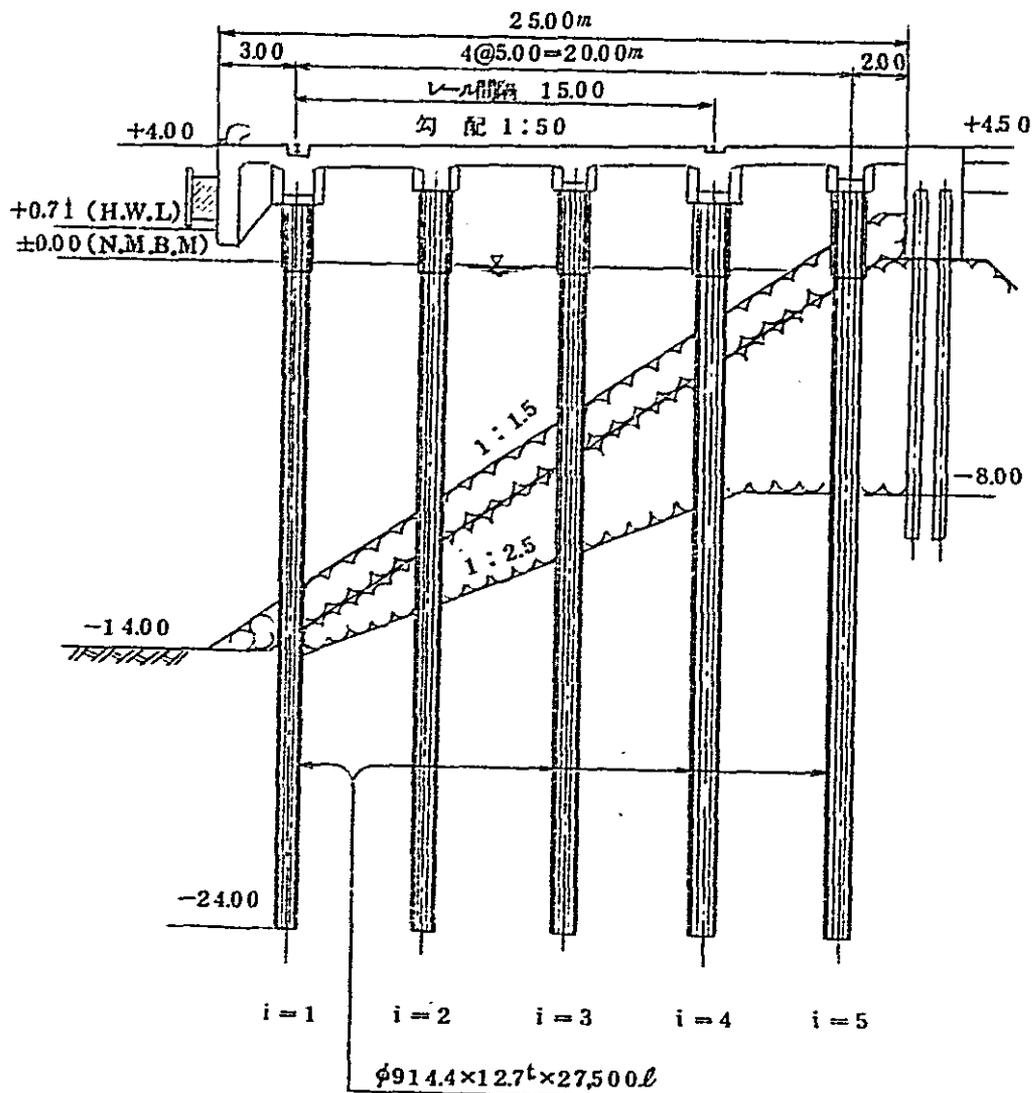
安全率については十分安全であるので検討を省略する。

2-2 穀物用岸壁棧橋式構造

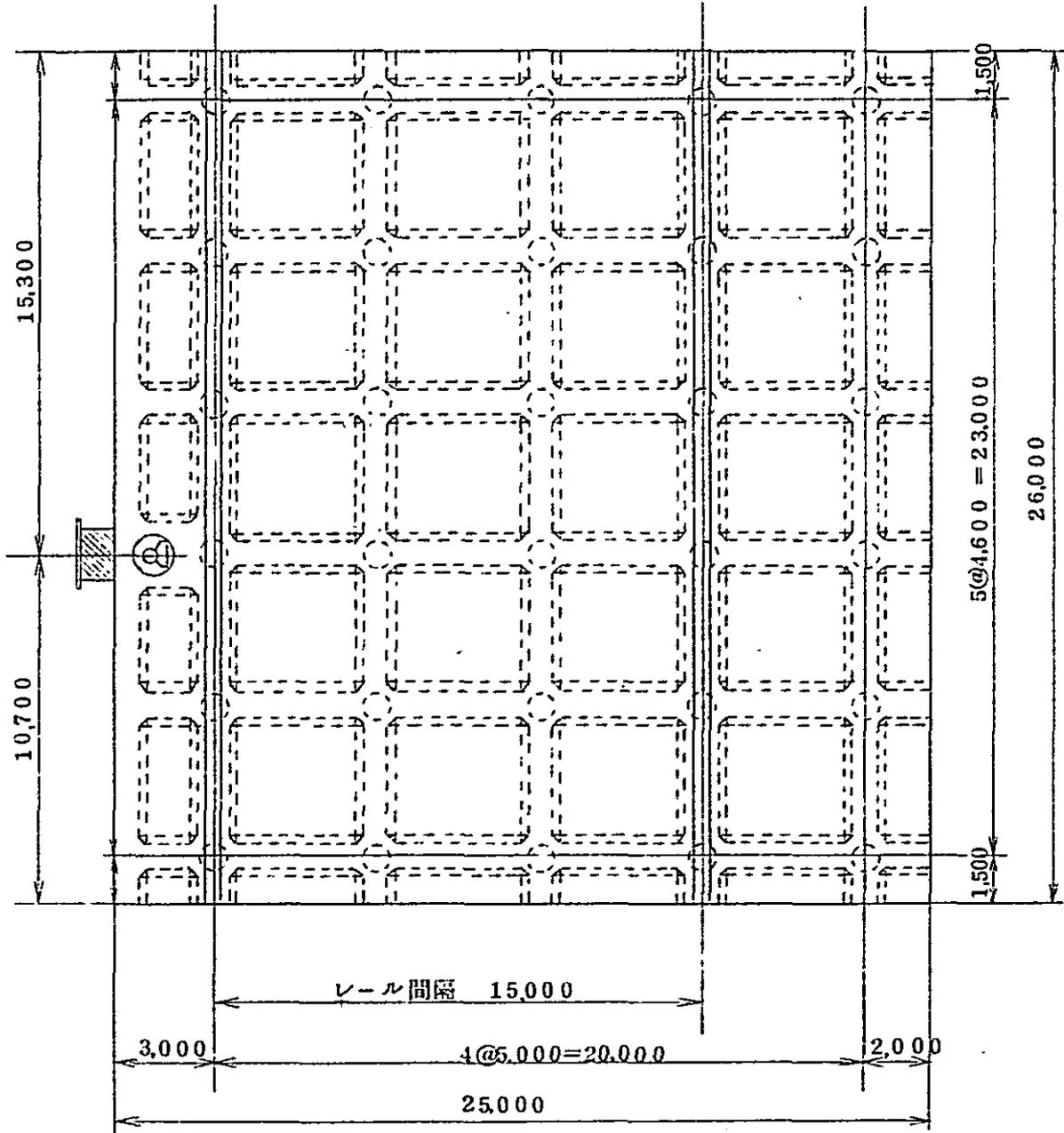
2-2-1 棧橋の設計

1) 形状寸法

形状寸法は下図のとおり。



棧橋平面図 $s=1/200$
 $u;mm$



鋼管杭 ; $914.4\phi \times 12.7^t \times 27.500^l$

2) 設計外力

(1) 常時

栈橋1ブロックの延長は26.0mとし法線平行方向の杭間隔は6列4.60mとし張出し部は片側1.50mとする。又上部工の死荷重は40tモービル・クレーンのアウトリガーが床版に作用する事を考慮し、 $w = 2.50 \text{ t/m}^2$ とする。

上部工自重及び上載荷重については杭1本当り、すなわち $4.60 \text{ m} \times 5.00 \text{ m}$ の荷重幅を受け持つものとする。

又、 $i = 1$ 及び $i = 4$ についてはニューマチック・アンローダーが $i = 1, 2, 3, 4, 5$ の杭については40tモービル・クレーンのアンローダーの反力が杭に作用するものとする。

ただし、他にローダー荷重及びトレーラー荷重が作用するがニューマック・アンローダー及び40tモービル・クレーンに比して荷重が小さいのでこの場合の検討は省略する。

又、前記の荷重が作用する場合には、上載荷重は同時に作用しないものとする。

(a) 上部工自重

$$W_1 = 4.60 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/m}^2 = 57.5 \text{ t}$$

(b) 上載荷重

$$W_2 = 4.60 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times 4.00 \text{ t/m}^2 = 92.0 \text{ t}$$

(c) ニューマチック・アンローダー ($i = 1, 4$ の杭)

四スパン連続梁のB支点反力影響線より、

$$\begin{aligned} W_3 &= 30 \text{ t} \times (0.905 + 1.010 + 0.960 + 0.775) \\ &= 30 \text{ t} \times 3.65 \\ &= 109.5 \text{ t} \end{aligned}$$

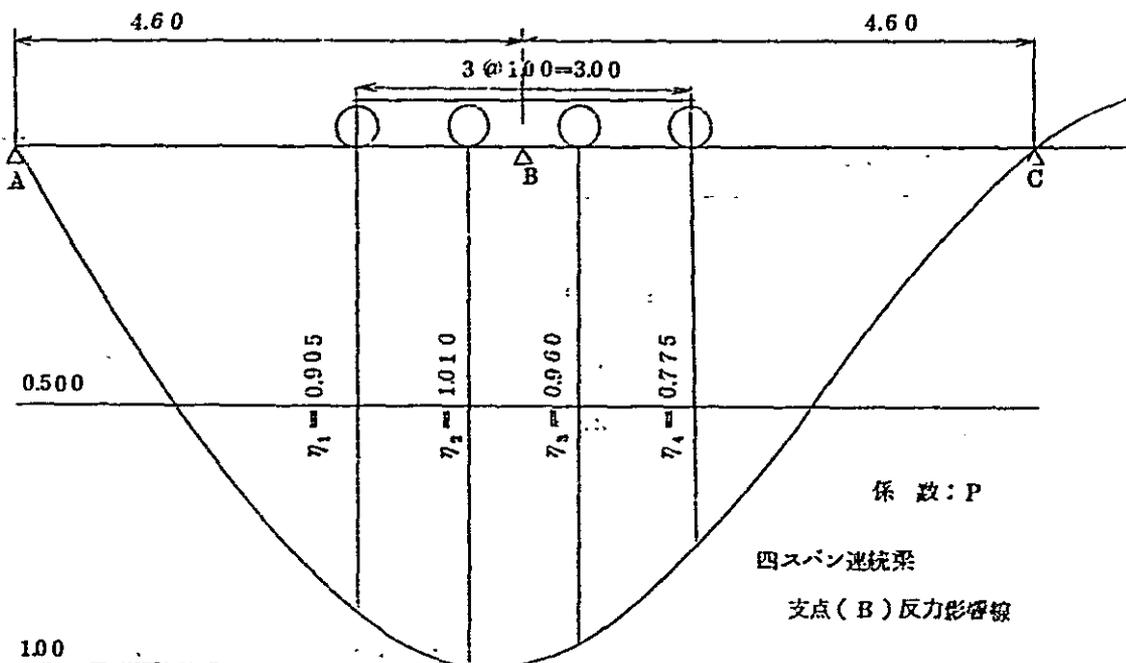
(d) 40tモービル・クレーン ($i = 1, 2, 3, 4, 5$ の杭)

$$W_4 = 143 \text{ t}$$

以上により、40tモービル・クレーンが他の荷重より卓越している。

したがって、常時における鉛直荷重は、

$$\begin{aligned} N &= W_1 + W_4 = 57.5 + 143 \\ &= 200.5 \text{ t} \end{aligned}$$



(2) 異常時

(a) 船舶衝撃力作用時

対象船舶は 56,000 D.W.T とする。

排水トン $W_1 = 66,600 \text{ t}$

附加重量 W_2

$$\begin{aligned} W_2 &= \frac{\pi}{4} D^2 L \rho \omega \\ &= \frac{3.14}{4} \times 11.6^2 \times 235 \times 1.03 \\ &= 25,600 \text{ t} \end{aligned}$$

したがって、50,000 D.W.T の船舶に対する仮想重量 W は、

$$W = W_1 + W_2 = 92,200 \text{ t}$$

船舶が接岸する時の有効エネルギー E は、

$$E = \frac{WV^2}{4g}$$

ここで船舶の接岸速度を $V = 0.10 \text{ m/sec}$ とすれば

$$E = \frac{92,200 \times 0.10^2}{4 \times 9.8} = 23.52 \text{ t.m}$$

H型ゴム防舷材 H-1,000H × 1,500L を使用すれば特性曲線より、防舷材の反力 R は、

$$R = 72 \text{ t}$$

(b) 地震時

棧橋1ブロックの延長は 26.0 m とし法線平行方向の杭間隔は 6 列 4.60 m とし張出し部は片側 1.50 m とする。又上部工の死荷重は 40 t モービルクレーンのアウトリガーが床版に作用する事を考慮し、

$$\omega = 2.50 \text{ t/m}^2 \text{ とする。}$$

○ 上部工自重

$$W_1 = 25.0 \text{ m} \times 26.0 \text{ m} \times 2.50 \text{ t/m}^2 = 1,625 \text{ t}$$

○ 上載荷重

$$W_2 = 25.0 \text{ m} \times 26.0 \text{ m} \times 2.00 \text{ t/m}^2 = 1,300 \text{ t}$$

○ クレーン荷重

$$W_3 = 250 \text{ t} \quad (\text{クレーン自重}) < 1,300 \text{ t}$$

したがって、上載荷重としては地震時の等分布荷重による値を使用する。

地震時、上部工自重及び上載荷重による水平力 H は棧橋1ブロック当り、次の値となる。

$$H = (1,625 + 1,300) \times 0.10 = 292.5 \text{ t} > 72 \text{ t}$$

したがって異常時の水平力は、地震時により決定される。

1ブロック当り、法線平行方向6列であるから、1列当りの水平力は次の値となる。

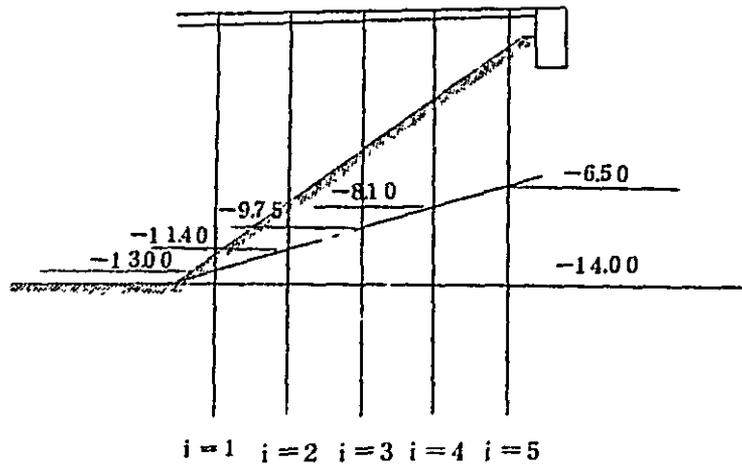
$$H = \frac{292.5 \text{ t}}{6 \text{ 列}} = 48.75 \text{ t/列}$$

このとき、杭1本当りに作用する鉛直力は

$$V = 4.60 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} \times (2.50 + 2.00) \text{ t/m}^2 = 103.5 \text{ t}$$

とする。

3) 仮想地表面



仮想表面は前面水深と実斜面との1/2の高さをとれば上図の様になる。

i = 1	- 1 3.0 0
i = 2	- 1 1.4 0
i = 3	- 9.7 5
i = 4	- 8.1 0
i = 5	- 6.5 0

4) 杭の仮想固定点

杭の仮想固定点は仮想地表面下 $1/\beta$ にあるものとする。

$$\beta = \sqrt{\frac{kh \cdot D}{4EI}}$$

使用する鋼管杭を $\phi 914.4 \times 12.7 \text{ t}$ 、材質SS41材とし、最大曲げモーメントの生ずる位置すなわち杭頭モーメントの生ずる杭頭部は、コンクリートでコーティングするものとし、腐蝕についてはこれを考慮しない。

この時の鋼管杭の断面性能は以下のとおり。

$$A = 359.8 \text{ cm}^2$$

$$W = 8,000 \text{ cm}^3$$

$$I = 3.66 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

又、基礎地盤(置換捨石層)内の横方向地盤反力係数は次式により求める。ただし $N=50$ とする。

$$kh = 0.15 N$$

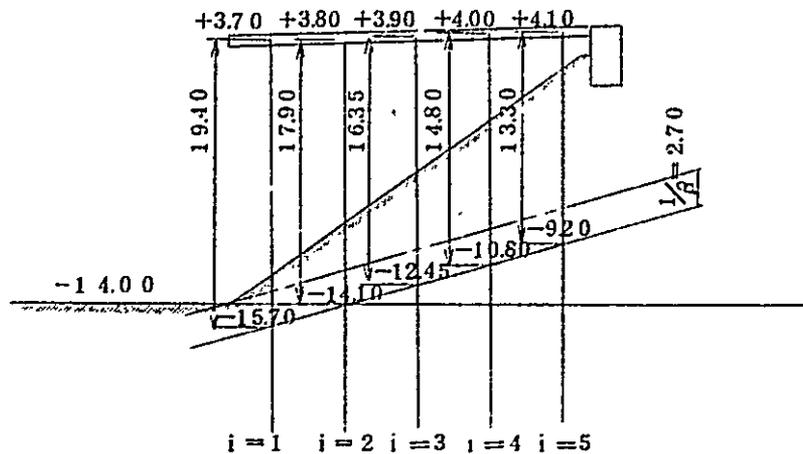
$$= 0.15 \times 50 = 7.5 \text{ Kg/cm}^2$$

したがって β の値は次の様になる。

$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt{\frac{7.5 \times 80}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 3.66 \times 10^5}} \\ &= \sqrt{\frac{7.5 \times 80}{4 \times 2.1 \times 3.66 \times 10^3}} \times 10^{-2} \text{ m}^{-1} \\ &= 0.374 \text{ m}^{-1}\end{aligned}$$

したがって、すべての杭について ($i = 1 \sim 5$) 鋼管杭 $\phi 914.4 \times 12.7$ t を使用すれば、杭の仮想固定点は以下の様になる。

$$1/\beta = 1/0.374 = 2.70 \text{ m}$$



上図より、 $h_i + \frac{1}{\beta_i}$ は次のとおり。

$i = 1$	19.40 m
$i = 2$	17.90 m
$i = 3$	16.35 m
$i = 4$	14.80 m
$i = 5$	13.30 m

5) 各杭の部材力

(i) 水平力

各杭に分配される水平力は設計外力が、地震時の水平力であるから棧橋ボックスの回転を考慮する必要はない。したがって次式により求める。

$$H_i = \frac{KH_i}{\sum KH_i} H$$

$$KH_i = \frac{12EI_i}{(h_i + 1/\beta_i)^3} \quad (\text{横方向バネ定数 } t/m)$$

ここで $h_i + 1/\beta_i$ はすでに求めてある。

又、 $12EI_i$ はすべての杭について共通である。

$$\begin{aligned}
 12EI_i &= 12 \times 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2 \times 3.66 \times 10^{-9} \text{ m}^4 \\
 &= 9.22 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{m}^2 \\
 &= 9.22 \times 10^5 \text{ t} \cdot \text{m}^2
 \end{aligned}$$

以下表にして各杭に分配される水平力を求める。

i	$12EI_i$	$h_i + \frac{1}{\beta_i}$	$(h_i + \frac{1}{\beta_i})^3$	$KH_i = \frac{12EI_i}{(h_i + \frac{1}{\beta_i})^3}$	ΣKH_i	H	$H_i = \frac{KH_i}{\Sigma KH_i} H$
1	$9.22 \times 10^5 \text{ t} \cdot \text{m}^2$	19.40 ^m	$7.30 \times 10^3 \text{ m}^3$	126 ^{t/m}	1,175 ^{t/m}	48.75 ^t	5.23 ^t
2		17.90	5.74×10^3	161			6.68
3		16.35	4.37×10^3	211			8.76
4		14.80	3.24×10^3	285			11.83
5		13.30	2.35×10^3	392			16.27

(2) 杭頭モーメント

各杭の杭頭モーメントは次式により求める。

$$M_i = 1/2 \times (h_i + 1/\beta_i) H_i$$

i	$h_i + \frac{1}{\beta_i}$	H_i	$M_i = \frac{1}{2} (h_i + \frac{1}{\beta_i}) H_i$
1	19.40 ^m	5.23 ^t	50.73 ^{t·m}
2	17.90	6.68	59.79
3	16.35	8.76	71.61
4	14.80	11.83	87.54
5	13.30	16.27	108.20

(3) 軸方向力

杭の軸力は水平力により生ずる押込力、及び引抜力に上部工自重と上載荷重による鉛直力を加えた値とする。

水平力による i 番目の杭の軸力は次式により求める。

$$P_i = \frac{M_{i-1, i} + M_{i, i-1} - M_{i, i+1} - M_{i+1, i}}{l}$$

ここに $M_{i-1, i}$: (i-1) 番目の杭頭における右側のハリの曲げモーメント (t·m)

$M_{i, i-1}$: i 番目の杭頭における左側のハリの曲げモーメント (t·m)

$M_{i, i+1}$: 右側の (t·m)

$M_{i+1, i}$: (i+1) 番目の杭頭における左側のハリの曲げモーメント (t·m)

l : ハリのスパン (m) 杭の間隔

なお、ここで $M_{i, i-1}$ 、 $M_{i, i+1}$ は杭頭モーメントを M_i とすると、中間支点上では次式で求め、端の支点では杭頭モーメント M_i をそのままとる。

$$M_{i, i-1} = a M_i$$

$$M_i, i+1 = b M_i$$

	i = 1	i = 2	i = 3	i = 4	i = 5
a		0.50	0.60	0.70	
b		0.70	0.60	0.50	

以上の係数により、それぞれのモーメントを求める。

	i = 1	i = 2	i = 3	i = 4	i = 5		
$M_{12} =$	$M_{21} =$	$M_{23} =$	$M_{32} =$	$M_{34} =$	$M_{45} =$	$M_{54} =$	
	$t \cdot m$						
	5073	2990	4185	4297	6128	4377	10820

以上の計算により、水平力による軸方向力を求める。

$$P_1 = \frac{-5073 - 2990 \text{ t} \cdot \text{m}}{5.0 \text{ m}} = -16.1 \text{ t}$$

$$P_2 = \frac{5073 + 2990 - 4185 - 4297 \text{ t} \cdot \text{m}}{5.0 \text{ m}} = -0.8 \text{ t}$$

$$P_3 = \frac{4185 + 4297 - 4297 - 6128 \text{ t} \cdot \text{m}}{5.0 \text{ m}} = -3.9 \text{ t}$$

$$P_4 = \frac{4297 + 6128 - 4377 - 10820 \text{ t} \cdot \text{m}}{5.0 \text{ m}} = -9.5 \text{ t}$$

$$P_5 = \frac{4377 + 10820 \text{ t} \cdot \text{m}}{5.0 \text{ m}} = 30.4 \text{ t}$$

前記の値は地震水平力が海側から陸側に作用した時の値であり、逆に作用方向が陸側から海側に向く時は先の値の符号が逆になる。したがって、水平力により生ずる軸力はすべて押込力が倒らくものとして以下の計算を行なう。

軸方向力は以下の表の値となる。

i	P	V	N=P+V
1	16.1 ^t	103.5 ^t	119.6 ^t
2	0.8		104.3
3	3.9		107.4
4	9.5		113.0
5	30.4		133.9

6) 栈橋の変位量

栈橋の変位量は次式により求める。

$$d = \frac{H}{\sum KH_i}$$

$$= \frac{4875}{1.175 \text{ t/m}}$$

$$= 0.042 \text{ m} = 4.2 \text{ cm}$$

7) 各杭の応力度

各杭の杭頭には常時、軸方向力が異常時には軸方向力及び曲げモーメントが作

用いているのでこれを考慮し、杭の許容応力度を以下の様に定める。

○ 常 時

$$\sigma_{cal} = 1,300 - 0.06 (\ell/r)^2$$

ここで ℓ : 部材の座屈長 (cm)

$$\ell_i = h_i + 1/\beta_i \text{ とする。}$$

r : 断面 2 次半径 (cm)

○ 異常時

次式により、検算を行なう。

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{I} y_c \frac{\sigma_{cal}}{\sigma_{ba}} \leq 1.5 \sigma_{cal}$$

1	$\ell_i = h_i + \frac{1}{\beta_i}$	r	σ_{cal} $= 1300 - 0.06(\ell/r)^2$	$1.5 \sigma_{cal}$
1	19.40 ^m	31.9 ^{cm}	1,078 ^{$\frac{kg}{cm^2}$}	1,617 ^{$\frac{kg}{cm^2}$}
2	17.90		1,111	1,667
3	16.35		1,142	1,713
4	14.80		1,171	1,757
5	13.30		1,196	1,794

(1) 常 時

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

i	N	A	$\sigma = \frac{N}{A}$	σ_{cal}
1	200.5 ^t	359.8 ^{cm²}	557 ^{$\frac{kg}{cm^2}$}	1,078 ^{$\frac{kg}{cm^2}$}
2				1,111
3				1,142
4				1,171
5				1,196

(2) 異常時

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} + \frac{M}{I} y_c \frac{\sigma_{cal}}{\sigma_{ba}} \\ &= \frac{P}{359.8 \text{ cm}^2} + \frac{M}{8,000 \text{ cm}^4} \cdot \frac{\sigma_{ba}}{\sigma_{ba}} \end{aligned}$$

i	P	M	$\frac{\sigma_{cal}}{\sigma_{ba}}$	$\frac{P}{3598}$	$\frac{M}{8000}$	$\frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{ba}}$	σ	15 σ_{cal}
1	119.6 t	50.73 t·m	0.829	$\frac{1}{11}$	$\frac{1}{160}$	$\frac{1}{15}$	858	1,617
2	104.3	59.79	0.855	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{14}$	$\frac{1}{14}$	929	1,667
3	107.4	71.61	0.879	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{13}$	$\frac{1}{13}$	1,085	1,713
4	113.0	87.54	0.901	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{12}$	1,300	1,757
5	133.9	108.20	0.920	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{11}$	$\frac{1}{11}$	1,616	1,794

したがってすべての杭について安全である。

よって鋼管杭 $91.4.4 \phi \times 12.7 t$ を使用し、材質は STK 41 とする。

8) 杭の根入長

(1) 杭の横抵抗から定まる根入長

$3/\beta$ 以上の根入れとすれば $i = 1$ の杭について

$$3/\beta = 3/0.374 = 8.0 \text{ m}$$

仮想固定点以下 8.0 m 根入れをすれば

$$\text{根入水深} = -15.70 - 8.00 = -23.7 \text{ m}$$

したがって -24.0 m まで根入れする。

(2) 杭の極限支持力から定まる根入長

-8.0 m 以下の砂層の N 値は 50 程度である。このときマイヤホッフの公式の先端支持力の項だけを計算すると、

$$R_p = 40 N A_p = 40 \times 50 \times \frac{3.14 \times 0.90^2}{4} = 1,270 \text{ t}$$

常時における安全率を求めると

$$F = \frac{1,270 \text{ t}}{200.5 \text{ t}} = 6.33 > 2.5$$

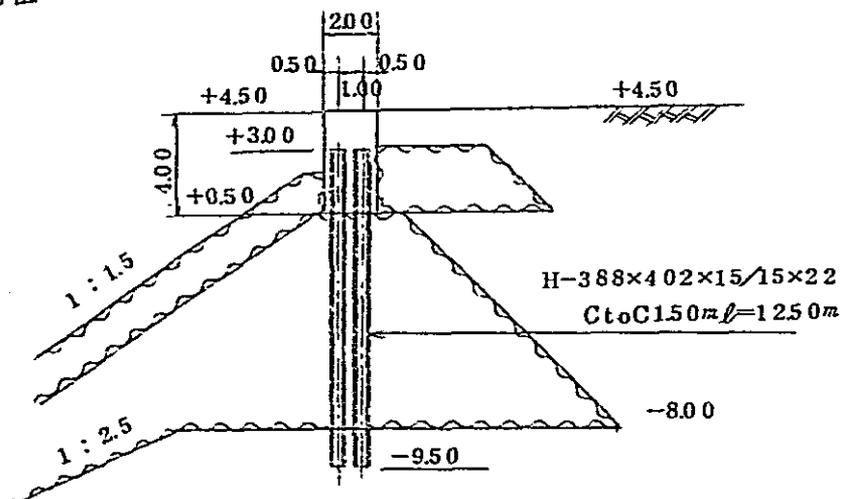
充分安全である。

異常時については省略。

したがって杭の根入長は、杭の横抵抗から定まる根入長により決定されその根入水深は -24.0 m とする。

2-2-2 護岸の設計 (護岸と倉庫基礎と併用しない場合)

1) 形状寸法



護岸の形状寸法は上図のとおり。

2) 設計外力

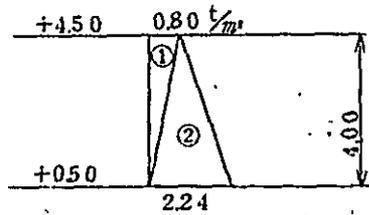
この護岸の基礎杭に作用する外力は土圧及びコンクリートの自重である。

(1) 土 圧

(a) 常時の土圧

上載荷重は $q = 4.0 \text{ t/m}^2$ とする。

Level	γ	Z	γZ	$\Sigma \gamma Z + q$	$K_a \cos \delta$	Pa
+4.50	$\frac{\text{t}}{\text{m}^3}$ 1.80	4.00 m	$\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ 7.20	$\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ 4.00	0.20	$\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ 0.80
+0.50	($\phi = 40^\circ$)			11.20	0.20	2.24

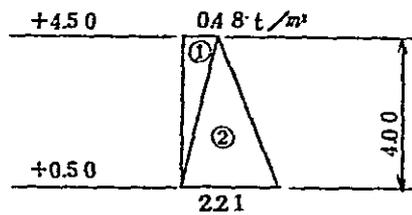


Pa	y	Ma=Pa.y
① $\frac{1}{2} \times 0.80 \times 4.00 = 1.60$	$4.00 \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{3} \right) = 0.67 \text{ m}$	$1.07 \frac{\text{t} \cdot \text{m}^2}{\text{m}}$
② $\frac{1}{2} \times 2.24 \times 4.00 = 4.48$	$4.00 \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \right) = -0.67$	-3.00
Pa = 6.08 t/m		
Ma = -1.93 t·m/m		

(b) 地震時の土圧

上載荷重は $q = 2.0 \text{ t/m}^2$ とする。

Level	γ	Z	γZ	$\Sigma \gamma Z + q$	k	$K_a \cos \delta$	Pa
+4.50	$\frac{\text{t}}{\text{m}^3}$ 1.80	4.00 m	$\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ 7.20	$\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ 2.00	0.10	0.24	$\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ 0.48
+0.50	($\phi = 40^\circ$)			9.20	0.10	0.24	2.21



Pa	y	Ma=Pa.y
① $\frac{1}{2} \times 0.48 \times 4.00 = 0.96$	0.67 m	$0.64 \frac{\text{t} \cdot \text{m}^2}{\text{m}}$
② $\frac{1}{2} \times 2.21 \times 4.00 = 4.42$	-0.67	-2.96
Pa = 5.38 t/m		
Ma = -2.32 t·m/m		

(2) 上部工のコンクリート自重

上部コンクリートの底面幅は 2.0 m である。

○ 常 時

$$V = 2.0 \text{ m} \times 4.0 \text{ m} \times 2.45 \text{ t/m}^2 = 19.6 \text{ t/m}$$

○ 地震時

$$V = 19.6 \text{ t/m}$$

$$H = 0.1 \times 19.6 \text{ t/m} = 1.96 \text{ t/m}$$

以上の計算により設計外力をまとめると

常 時

$$\text{水平力} \quad H = 6.08 \text{ t/m}$$

$$\text{鉛直力} \quad V = 19.6 \text{ t/m}$$

$$\text{モーメント} \quad Ma = -1.93 \text{ t} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

地震時

$$\text{水平力} \quad H = 5.38 + 1.96 = 7.34 \text{ t/m}$$

$$\text{鉛直力} \quad V = 19.6 \text{ t/m}$$

$$\text{モーメント} \quad Ma = -2.32 \text{ t} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

したがって、以下の計算は常時についてのみ検討すれば地震時については十分であるので検討を省略する。

3) 杭に作用する断面力

護岸の安定検討は常時についてのみ行なう。護岸に作用する水平力に対しては 2 本の直杭が等分に水平力を分担するものとする。

水平力によって生ずるモーメントに対しては 2 本の直杭の押込力及び引抜力で受けもつものとして、護岸に対する安定を検討する。

(1) 水平力に対して

法線平行方向の杭間隔は 1.50 m とする。

よって水平力は

$$H' = 6.08 \text{ t/m} \times 1.5 \text{ m} = 9.12 \text{ t}$$

一本当りの水平力は

$$H = \frac{9.12}{2} = 4.56 \text{ t/本}$$

(2) モーメントに対して

$$M = -1.93 \text{ t} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

2 本の直杭の法線直角方向の間隔は 1.0 m より

$$P = \frac{1.93 \text{ t} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}}{1.0 \text{ m}} = \pm 1.93 \text{ t/m}$$

又、上部コンクリートの自重は、

$V = 19.60 \text{ t/m}$ これを 2 本で受けもつのであるから

$$V = \frac{19.60 \text{ t/m}}{2 \text{ 本}} = 9.80 \text{ t/m}$$

モーメントにより生ずる押込力、引抜力と合成すれば

$$V = 9.80 \pm 1.93 = \begin{matrix} 11.73 \text{ t/m} \\ 7.87 \text{ t/m} \end{matrix}$$

法線平行方向の直杭の間隔を 1.50 m とすれば、杭 1 本当りに作用する軸方向力は次の値となる。

押込力

$$V = 1.173 \text{ t/m} \times 1.5 \text{ m} = 1.76 \text{ t/本}$$

引抜力

$$V = -7.87 \text{ t/m} \times 1.5 \text{ m} = -11.8 \text{ t/本}$$

4) 杭の応力度

使用する杭は H-388 × 402 × 15/15 × 22 とし材質は SS41 材とする。

又、鋼材の腐蝕は 0.025 mm/yer (残留水位以下片側) とし腐蝕年数は 50 年とすれば腐蝕は 1.25 mm となる。

50 年の腐蝕後の断面性能は

$$A = 150 \text{ cm}^2$$

$$W = 2,130 \text{ cm}^3$$

$$I = 4.10 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

(1) 水平力によって杭に生ずる曲げモーメント

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{\frac{kh \cdot D}{4EI}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{7.5 \times 40}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 4.1 \times 10^4}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{7.5 \times 40}{4 \times 2.1 \times 4.1 \times 10^2}} \times 10^{-2} \\ &= 0.543 \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$

杭頭部は固定として考えれば、最大曲げモーメントは杭頭部に生ずる。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{H}{2 \cdot \beta} \\ &= \frac{4.56}{2 \times 0.543} = 4.20 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

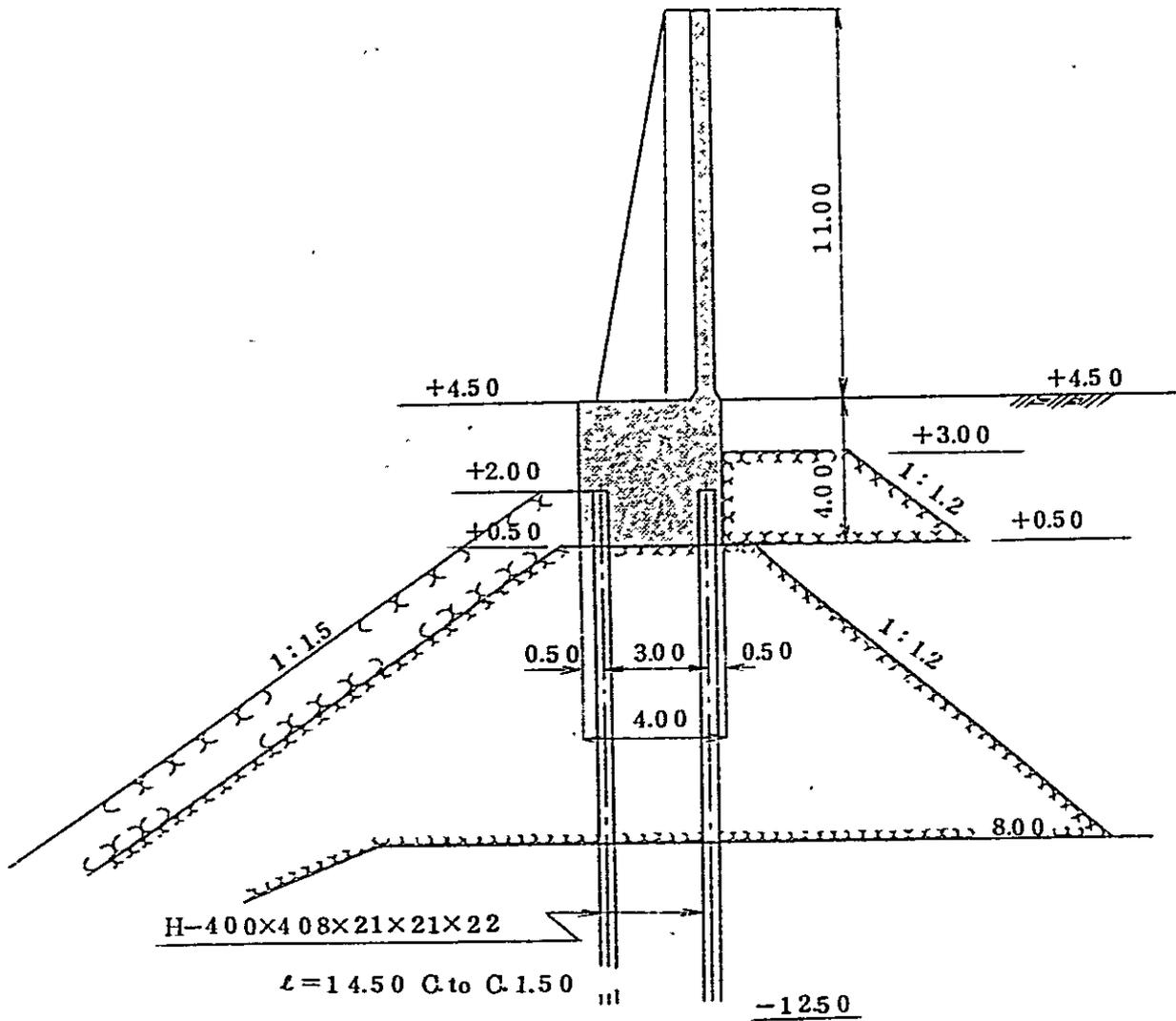
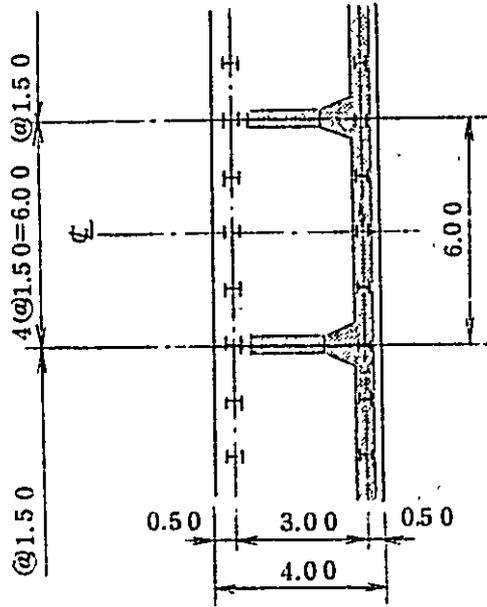
(2) 鋼材の応力度

(a) 押込側

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{V}{A} + \frac{M_{\max}}{W} \\ &= \frac{1.76 \times 10^3}{150} + \frac{4.20 \times 10^5}{2,130} \\ &= 117 + 197 = 314 \text{ } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1,300 \text{ } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

(b) 引抜側

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{1.18 \times 10^3}{150} + \frac{4.20 \times 10^5}{2,130} \\ &= 79 + 197 = 276 \text{ } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 1,300 \text{ } \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$



2) 設 計 外 力

この土留護岸に作用する水平力は、上部コンクリートの重心に対し偏心するので曲げモーメントを生じる。このモーメントは、杭の押込み引抜きにより抵抗し水平力については、杭の曲げ抵抗で受け持つものとする。法線平行方向の荷重分担幅は 1.5 m とする。

(1) 常 時

常時この基礎に作用する水平力は裏込め石の主働土圧 H_1 、メイズ載荷による水平力 H_2 、暴風時における上屋の基礎反力 H_3 の合力である。

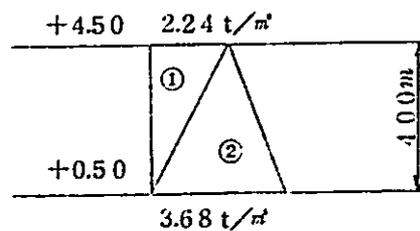
(a) 水平力 H

◦ 主働土圧、 H_1

上載荷重としてメイズの載荷重を考慮する。メイズの単位体積重を $\gamma = 0.80 \text{ t/m}^3$ とし、その載荷高を 1.4 m とすれば、

$$\omega = 0.80 \text{ t/m}^3 \times 1.4 \text{ m} = 1.12 \text{ t/m}^2$$

Level	γ	z	γz	$\Sigma \gamma z + q$	$K a \cos \delta$	Pa
+4.50	1.80 t/m ³	4.00 m	7.20 t/m ²	11.20 t/m ²	0.20	2.24 t/m ²
+0.50	($\phi=40^\circ$)			1.840	0.20	3.68



	Pa	y (重心から)	Ma = Pa · y
①	$\frac{1}{2} \times 2.24 \text{ t/m}^2 \times 4.00 \text{ m} = 4.48 \text{ t/m}$	$4.00 (\frac{1}{2} - \frac{1}{3}) = 0.67 \text{ m}$	$3.00 \text{ t} \cdot \text{m/m}$
②	$\frac{1}{2} \times 3.68 \times 4.00 \text{ m} = 7.36 \text{ t/m}$	$4.00 (\frac{1}{3} - \frac{1}{2}) = -0.67 \text{ m}$	$-4.93 \text{ t} \cdot \text{m/m}$

$$H_1 = Pa = 11.84 \text{ t/m}$$

$$Ma = -1.93 \text{ t/m}$$

◦ メイズ載荷による水平力 H_2

$$H_2 = 19.20 \text{ t/m} \text{ (矢板式控え杭の項参照)}$$

◦ 暴風時における上屋基礎反力

$$H_3 = 22.1 \text{ t} / 6.0 \text{ m} = 3.68 \text{ t/m}$$

したがって水平力 H は

$$H = H_1 + H_2 + H_3 = 34.72 \text{ t/m}$$

(b) 水平力による曲げモーメント

$$\begin{aligned} M &= -1.93 \text{ t} \cdot \text{m/m} + 19.20 \text{ t/m} \times 4.67 \text{ m} + 3.68 \text{ t/m} \times 2.00 \text{ m} \\ &= -1.93 + 89.66 + 7.36 = 95.09 \text{ t} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

このモーメントは杭の押込み引抜きにより抵抗する。

$$P = \frac{95.091 \cdot \frac{\%}{m}}{3.0m} = \pm 31.70 \text{ t/m}$$

(c) 鉛直力

自重 $\frac{1}{2} \times 4.00^2 \text{ m}^2 \times 2.45 \text{ t/m}^3 = 19.60 \text{ t/m}$

又コンクリート壁の自重は、引抜き側の杭に作用するので、ここでは押込側の杭について検討する。

したがって合計の鉛直力は

$$V = 19.60 + 31.70 = 51.30 \text{ t/m}$$

(2) 地震時

地震時にこの基礎に作用する水平力は裏込石の主働土圧 H_1 、メイズ載荷による水平力 H_2 及び基礎の地震水平力 H_3 の合力である。

(a) 水平力

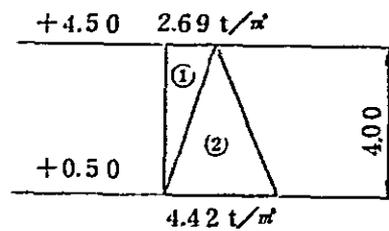
◦ 主働土圧 H_1

上載荷重としてメイズの載荷重を考慮する。

ただしその値は常時の値と同様とする。

$$\omega = 11.2 \text{ t/m}^2$$

Level	r	z	rz	$\Sigma rz + q$	K	$K \cos \delta$	Pa
+4.50	$\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ 1.80	4.00 m	$\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ 7.20	$\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ 11.20	0.10	0.24	$\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ 2.69
+0.50	($\phi = 40^\circ$)			18.40	0.10	0.24	4.42



	Pa	y	Ma = Pa · y
①	$\frac{1}{2} \times 2.69 \text{ t/m}^2 \times 4.00 \text{ m} = 5.38 \text{ t/m}$	$4.00 (\frac{1}{2} - \frac{1}{3}) = 0.67 \text{ m}$	$3.60 \text{ t} \cdot \frac{\%}{m}$
②	$\frac{1}{2} \times 4.42 \text{ t/m}^2 \times 4.00 \text{ m} = 8.84 \text{ t/m}$	$4.00 (\frac{1}{3} - \frac{1}{2}) = -0.67 \text{ m}$	$-5.92 \text{ t} \cdot \frac{\%}{m}$

$$Pa = 14.22 \text{ t/m}$$

$$Ma = -2.32 \text{ t} \cdot \frac{\%}{m}$$

◦ メイズ載荷による水平力 H_2

$$H_2 = 25.60 \text{ t/m} \quad (\text{矢板式 空え杭の項参照})$$

◦ 基礎の地震水平力

$$H_3 = 3.31 \text{ t/m}$$

したがって、水平力の合計は $H = H_1 + H_2 + H_3 = 43.13 \text{ t/m}$

(b) 水平力による曲げモーメント Ma

$$M = -2.32 \text{ t} \cdot \frac{\%}{m} + 25.60 \text{ t/m} \times 4.67 \text{ m}$$

$$= -2.32 + 119.55 = 117.23 \text{ t} \cdot \text{m}$$

このモーメントは杭の押込み、引抜きにより抵抗する。

$$P = \frac{117.23 \text{ t} \cdot \text{m}}{3.0 \text{ m}} = 39.08 \text{ t/m}$$

(c) 鉛直力

$$\text{自重 } V = 19.60 \text{ t/m}$$

合計鉛直力

$$V = 19.60 + 39.08 = 58.68 \text{ t/m}$$

したがって、以上をまとめると設計荷重として

常時

$$\begin{cases} H = 34.72 \text{ t/m} \\ V = 51.30 \text{ t/m} \end{cases}$$

地震時

$$\begin{cases} H = 43.13 \text{ t/m} \\ V = 58.68 \text{ t/m} \end{cases}$$

したがって、常時に於いて安全ならば地震時は十分安全となるので以後の計算は地震時については省略する。

3) 杭に作用する断面力

護岸の安定検討は、常時についてのみ行なう。護岸に作用する水平力に対しては、2本の直杭が等分に水平力を分担するものとする。水平力によって生ずるモーメントに対しては2本の直杭の押込力及び引抜力で受けもつものとして護岸に対する安定を検討する。

(1) 水平力に対して

法線平行方向の杭間隔は1.5 mとする。よって水平力は、

$$H = 34.72 \text{ t/m} \times 1.5 \text{ m} = 52.08 \text{ t}$$

一本当りの水平力は

$$H = \frac{52.08}{2} = 26.04 \text{ t/本}$$

(2) 鉛直力に対して

設計荷重の値は、一本当りの押込側の鉛直力である。

$$V = 51.30 \text{ t/m/本} \times 1.50 \text{ m} = 76.95 \text{ t/本}$$

4) 杭の応力度

使用する杭はH-400×408×21×21×22とし、材質はSS41材とする。又、鋼材の腐食は0.025 mm/year(残留水面以下片側)とし、腐食年数は50年とすれば腐食は1.25 mmとなる。この時(50年後)の断面性能は以下の様になる。

$$A = 221 \text{ cm}^2$$

$$W = 3,150 \text{ cm}^3$$

$$I = 6.43 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

(1) 水平力によって杭に生ずる曲げモーメント

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Kh \cdot D}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{7.5 \times 40}{4 \times 2.10 \times 10^6 \times 6.43 \times 10^4}}$$

$$= 0.485 \text{ m}^{-1}$$

杭頭部は固定として考えれば最大曲げモーメントは杭頭部に生ずる。

$$M_{\max} = \frac{H}{2 \cdot \beta} = \frac{26.04}{2 \times 0.485} = 26.8 \text{ tm}$$

(2) 鋼材の応力度

押込側

$$\sigma = \frac{V}{A} + \frac{M_{\max}}{W} = \frac{76.95 \times 10^3}{221} + \frac{26.8 \times 10^5}{3,150}$$

$$= 348 + 851 = 1,199 \text{ Kg/cm}^2 < 1,300 \text{ Kg/cm}^2$$

よって鋼材は H-400×408×21×21×22 (材質 SS41) を 1.50 m 間隔に使用する。

5) 杭の根入長

(1) 杭の横抵抗から定まる根入長 $3/\beta$ 以上根入する。

$$3/\beta = 3/0.485 = 6.2 \text{ m} \doteq 6.5 \text{ m}$$

したがって必要根入水深は -6.00 m である。

(2) 杭の極限支持力による根入長

根入長を施工等を考慮し、-12.50 m と仮定して、マイヤホッフ公式の先端支持力のみを計算すれば以下の様になる。但し、-8.00 m 以下の砂層の N 値は 50 程度とする。

$$R_p = 40 \cdot N \cdot A_p = 40 \times 50 \times 0.40^2 = 320 \text{ t}$$

根入長の安全率を求めると、

$$f_s = \frac{R_p}{V} = \frac{320}{76.95} = 4.2725$$

これから根入長は充分安全であるので根入水深は -12.50 m とする。

2-2-4 床版の設計

床版厚の設計はビジョウの計算図表を用いて計算する。M. Pigeaud は寸法 (a, b; a < b) の長方形版がその中央に関して対称に u, v の幅に等分布する荷重 (荷重の総和 P) を受けた場合の曲げモーメントの数値表を与えた。

記号 M_a ; 短スパン a の方向における版の単位当りの曲げモーメント

M_b ; 長スパン b の方向における

η ; ポアソン係数 (鉄筋コンクリートに対して 0.15 をとる)

P; 版に作用している荷重の合力

M_1 ; 曲げモーメントの分配係数で $P \cdot u/a \cdot v/b$ の函数

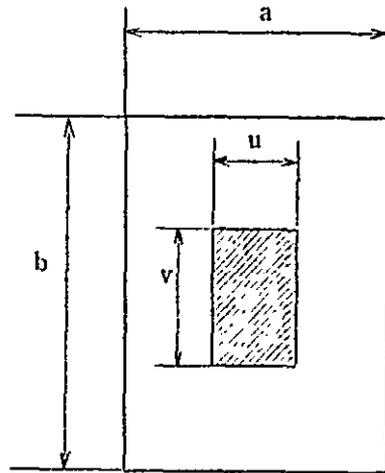
M_2 ; " " " " $P \cdot u/a \cdot v/b$ "

a; 版の短スパン. b; 版の長スパン

p ; a/b

u ; 等分布荷重の短スパン方向の載荷幅

v ; " 長 "



◦ 曲げモーメントの計算式

四辺単純支持の場合

$$M_a = (M_1 + \eta M_2) P$$

$$M_b = (M_2 + \eta M_1) P$$

版が連続版の一部であるか、あるいは比較的剛な支持の場合

$$M_a = 0.8 (M_1 + \eta M_2) P$$

$$M_b = 0.8 (M_1 + \eta M_2) P$$

◦ せん断力の計算式 (近似式)

版全面に載荷した場合

$$S_a = \frac{P}{2b+a} \quad (\text{短辺中央})$$

$$S_b = \frac{P}{3b} \quad (\text{長辺中央})$$

版の中央に関し対称に作用した場合

$u > v$ のとき

$u < v$ のとき

$$S_u = \frac{P}{2u+v} \quad (u \text{ の中央})$$

$$S_u = \frac{P}{3v} \quad (u \text{ の中央})$$

$$S_v = \frac{P}{3u} \quad (v \text{ の中央})$$

$$S_v = \frac{P}{2v+u} \quad (v \text{ の中央})$$

1) 版に生ずる曲げモーメント及びせん断力

一つの版に対する杭の中心間隔は、 $4.60m \times 5.00m$ であるが梁の幅を $0.80m$ とすれば

$$a = 3.80m \quad b = 4.20m \quad \text{となる。}$$

又、設計外力は、床版自重 ($65cm$ と仮定する)、常時上載荷重 ($\omega = 4.0 t/m^2$)

及び40 t モービル・クレーンのアウト・リガー反力 ($P=143 \text{ t}$ $122\text{cm} \times 122\text{cm}$) を考慮する。ただし、上載荷重とアウトリガー反力は同時に作用しない。

(1) 床版自重

$$\omega = 0.65 \text{ m} \times 2.45 \text{ t/m}^2 = 1.59 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore P = 3.80 \text{ m} \times 4.20 \text{ m} \times 1.59 \text{ t/m}^2 = 25.4 \text{ t}$$

$$\rho = \frac{a}{b} = \frac{3.80}{4.20} = 0.90$$

計算図表より、 $M_1 = M_2 = 0.042$

◦ 曲げモーメント

$$M_a = M_b = 0.8 (M_1 + \eta M_2) P = 0.8 (0.042 + 0.15 \times 0.042) \times 25.4 \text{ t}$$

$$= 1.00 \text{ t}\cdot\text{m}$$

せん断力

$$S_a = \frac{P}{2b+a} = \frac{25.4 \text{ t}}{2 \times 4.20 + 3.80} = 2.1 \text{ t}$$

$$S_b = \frac{P}{3b} = \frac{25.4 \text{ t}}{3 \times 4.20} = 2.0 \text{ t}$$

(2) 上載荷重

$$\omega = 4.0 \text{ t/m}^2$$

$$\therefore P = 3.80 \text{ m} \times 4.20 \text{ m} \times 4.0 \text{ t/m}^2 = 63.8 \text{ t}$$

以下(a)床版自重の項参照

◦ 曲げモーメント

$$M_a = M_b = 0.8 \times (0.042 + 0.15 \times 0.042) \times 63.8 \text{ t} = 2.45 \text{ t}\cdot\text{m}$$

◦ せん断力

$$S_a = \frac{63.8 \text{ t}}{2 \times 4.20 + 3.80} = 5.2 \text{ t}$$

$$S_b = \frac{63.8 \text{ t}}{3 \times 4.20} = 5.1 \text{ t}$$

2) 床版のコンクリート及び鉄筋の応力度

鉄筋のカブリは8 cmとする。このときコンクリートの有効高さdは

$$d = 6.5 - 8 = 57 \text{ cm}$$

◦ モーメントに対して

$$A_s = \frac{M}{\sigma \cdot j \cdot d} = \frac{1.885 \times 10^5}{1.800 \times 7/8 \times 57} = 21.0 \text{ cm}^2$$

したがって、D22 @150 で配筋すれば $A_s' = 25.81 \text{ cm}^2$

$$P = \frac{A_s'}{b d} = \frac{25.81}{100 \times 57} = 0.0045$$

このとき

$$j = 0.898$$

$$\frac{1}{L_c} = 7.28 \quad \frac{1}{L_s} = 2.47$$

したがって、コンクリート及び鉄筋の実応力度は

$$\sigma_c = \frac{M}{b d^2} \left[\frac{1}{L_c} \right] = \frac{18.85 \times 10^5}{100 \times 57^2} \times 7.28 = 42 \text{ Kg/cm}^2 < 80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M}{b d^2} \left[\frac{1}{L_s} \right] = \frac{18.85 \times 10^5}{100 \times 57^2} \times 2.47 = 1,433 \text{ kg/cm}^2 < 1,800 \text{ kg/cm}^2$$

(3) アウト・リガー反力

$$P = 143 \text{ t}$$

$$u = v = 1.22 \text{ m}$$

$$\frac{u}{a} = \frac{1.22}{3.80} = 0.32$$

$$\frac{v}{b} = \frac{1.22}{4.20} = 0.29$$

$$\rho = 0.90$$

計算図より

$$M_1 = 0.138 \quad M_2 = 0.120$$

○曲げモーメント

$$M_a = 0.8 \times (0.138 + 0.15 \times 0.120) \times 143 \text{ t} \\ = 17.85 \text{ t} \cdot \text{m} > 2.45 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_b = 0.8 \times (0.120 + 0.15 \times 0.138) \times 143 \text{ t} \\ = 16.13 \text{ t} \cdot \text{m} > 2.45 \text{ t} \cdot \text{m}$$

○せん断力

$$S_v = S_u = \frac{P}{3u} = \frac{143}{3 \times 1.22} = 39.1 \text{ t} > 5.2 \text{ t}$$

したがって、上載荷重は40 t モービル・クレーンが大である。よって、床版に生ずる曲げモーメント及びせん断力は床版自重と、40 t モービル・クレーンのアウト・リガー反力により生ずる値を加えた値とする。

$$M_{\max} = 1.00 + 17.85 \\ = 18.85 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$S_{\max} = 2.1 + 39.1 \\ = 41.2 \text{ t}$$

せん断力に対して

$$\begin{aligned}\tau_0 &= \frac{S}{b j d} \\ &= \frac{41.2 \times 10^3}{100 \times 0.898 \times 57} \\ &= 8.0 \text{ Kg/cm}^2 < 9.0 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

したがって床版厚は 65 cm とする。

又、通常の棧橋は、床版厚 30 cm 程度で上部工の死荷重は、 $\omega = 1.70 \text{ t/cm}^2$ として計算している。

ここで、床版厚を 65 cm とするのであるから

$$\begin{aligned}(0.65 - 0.30) \text{ m} \times 2.45 \text{ t/m}^2 &= 0.86 \text{ t/m}^2 \\ \omega &= 1.70 + 0.86 = 2.56 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

よって、棧橋上部工の自重は、 $\omega = 2.50 \text{ t/m}^2$ として杭の設計を行なう。

(c) ローター荷重

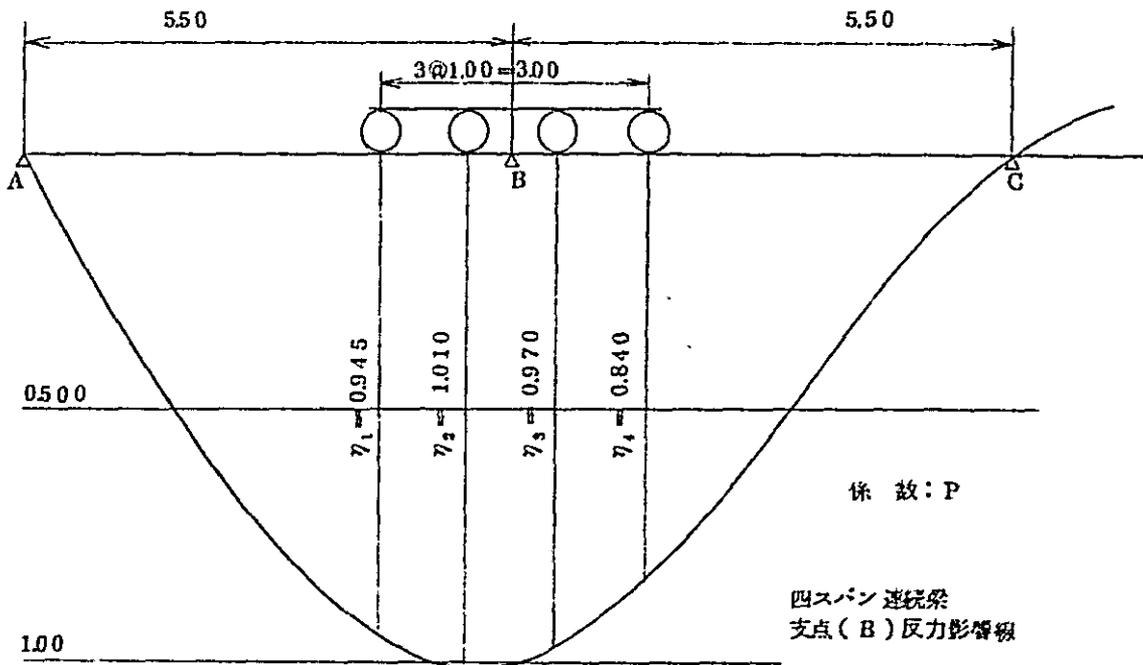
四スパン連続梁B支点反力影響線より

$$W_3 = 15 \text{ t} \times (0.945 + 1.010 + 0.970 + 0.840) = 15 \text{ t} \times 3.765 = 56.5 \text{ t}$$

以上により常時における鉛直荷重は、

$$\text{海側 } N_1 = W_1 + W_3 = 65.5 + 56.5 = 122.0 \text{ t}$$

$$\text{陸側 } N_2 = W_1 + W_2 + W_3 = 65.5 + 8.1 + 56.5 = 130.1 \text{ t}$$



(2) 異常時

(a) 船舶衝撃力作用時

対象船舶は、50,000D.W.Tとする。

$$\text{排水トン } W_1 = 66,600 \text{ t}$$

$$\text{附加重量 } W_2$$

$$W_2 = \frac{\pi}{4} D^2 L \rho \omega = \frac{3.14}{4} \times 1.6^2 \times 235 \times 1.03 = 25,600 \text{ t}$$

したがって50,000D.W.Tの船舶に対する仮想重量Wは、

$$W = W_1 + W_2 = 92,200 \text{ t}$$

船舶が1/4接岸する時の有効エネルギーEは

$$E = \frac{WV^2}{4g}$$

ここで船舶の接岸速度を $V = 0.10/\text{sec}$ とすれば

$$E = \frac{92,200 \times 0.10^2}{4 \times 9.8} = 23.52 \text{ t} \cdot \text{m}$$

H型ゴム防舷材 $H=1,000\text{H} \times 1,500\text{L}$ を使用すれば特性曲線より防舷材の反力Rは

$$R = 72 \text{ t}$$

(b) 地震時

棧橋1ブロックの延長は25.0mとし、法線平行方向の杭間隔は5列、5.40mとし、張出し部は片側1.70mとする。又、上部工の自重は $w = 1.70 \text{ t/m}^2$ とする。

○ 上部工自重

$$W_1 = 25.0 \text{ m} \times 14.0 \text{ m} \times 1.70 \text{ t/m}^2 = 595 \text{ t}$$

○ コンベア-荷重

$$W_2 = 25.0 \text{ m} \times 1.50 \text{ t/m} = 37.5 \text{ t}$$

○ ローター荷重

$$W_3 = 140 \text{ t/基}$$

したがって地震時の水平力は次の値となる。

$$H = (595 + 37.5 + 140) \times 0.10 = 77.3 \text{ t} > 72 \text{ t}$$

(c) 船舶けん引力作用時

ボラードに作用する船舶けん引力は70tである。

以上により、異常時の水平力は地震時により決定される。

$$H = 77.3 \text{ t}$$

設計外力を総括すれば、

常時

直杭一本当りの鉛直力

$$\text{海側} \quad N_1 = 1220 \text{ t}$$

$$\text{陸側} \quad N_2 = 130.1 \text{ t}$$

異常時

棧橋1ブロック当り

$$\text{水平力} \quad H = 77.3 \text{ t}$$

3組の組杭で受けるものとすれば、

$$H = \frac{77.3}{3} = 25.8 \text{ t/組}$$

3) 杭に生ずる部材力

杭に生ずる部材力について鉛直力については、直杭で受け持ち、水平力については、組杭で受け持つものとする。

(a) 常時

荷重は鉛直力のみが直杭に作用するものとする。

直杭一本当りの鉛直力

海側 $N_1 = 122.0 \text{ t}$

陸側 $N_2 = 130.1 \text{ t}$

(b) 異常時

鉛直力についてはすべて直杭が受け持つものとする。

水平力について 1組当りの荷重は

$$H = 25.8 \text{ t/組}$$

このとき杭に生ずる断面力は次式により示される。

押込側 (out-batter 杭)

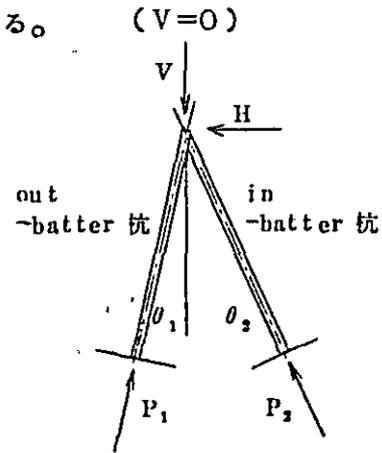
$$P_1 = \frac{V \sin \theta_2 + H \cos \theta_2}{\sin (\theta_1 + \theta_2)}$$

引抜側 (in-batter 杭)

$$P_2 = \frac{V \sin \theta_1 - H \cos \theta_1}{\sin (\theta_1 + \theta_2)}$$

$$P_1 = \frac{25.8 \times \cos 20^\circ}{\sin (20^\circ + 20^\circ)} = \frac{25.8 \times 0.940}{0.643} = 37.7 \text{ t}$$

$$P_2 = -37.7 \text{ t}$$



4) 杭の応力度

(1) 許容応力度

(a) 直杭

使用する鋼管杭は $\phi 71.2 \times 12.7 \text{ t}$ とする。

杭の許容応力度は次式により求める。

$$\sigma_{cal} = 1300 - 0.06 (\ell/r)^2$$

ここで ℓ は曲げを受けないので、下端の固定点は勾配と杭軸線との交点とする。

海側の杭

$$\sigma_{cal} = 1300 - 0.06 \times (16.0/0.247)^2 = 1300 - 252 = 1048 \text{ Kg/cm}^2$$

陸側の杭

$$\sigma_{cal} = 1300 - 0.06 \times (10.2/0.247)^2 = 1300 - 102 = 1198 \text{ Kg/cm}^2$$

(b) 組杭 (地震時)

使用する鋼管杭は $609.6 \phi \times 12.7 \text{ t}$ とする。

$$\sigma_{cal} = \{ 1300 - 0.06 \times (18.5/0.247)^2 \} \times 1.5$$

$$= (1300 - 337) \times 1.5 = 1445 \text{ Kg/cm}^2$$

組杭である事から 25% 許容応力をてい減する。

$$\sigma_{cal} = 1445 \times 0.75 = 1084 \text{ Kg/cm}^2$$

(2) 杭の応力度

腐蝕については耐用年数 50 年を考慮し、当初 20 年ものの電気防蝕を行なうものとし、後の 30 年間の腐蝕を考慮するものとするれば

$$30 \text{ yer} \times 0.10 \text{ mm/yer} = 3 \text{ mm}$$

(a) 直杭

$\phi 71.2 \times 12.7 \text{ t}$ の 30 年腐蝕後の断面積は

$$A = 211.9 \text{ cm}^2$$

したがって杭の応力度は

海側

$$\sigma = \frac{V}{A} = \frac{122.0 \times 10^3 \text{ Kg}}{211.9 \text{ cm}^2} = 576 \text{ Kg/cm}^2 < 1,048 \text{ Kg/cm}^2$$

陸側

$$\sigma = \frac{V}{A} = \frac{130.1 \times 10^3 \text{ Kg}}{211.9 \text{ cm}^2} = 614 \text{ Kg/cm}^2 < 1,198 \text{ Kg/cm}^2$$

(b) 組杭

$\phi 609.6 \times 12.7 \text{ t}$ の 30 年腐蝕後の断面積は

$$A = 181.0 \text{ cm}^2$$

したがって杭の応力度は

$$\sigma = \frac{V}{A} = \frac{37.7 \times 10^3 \text{ Kg}}{181.0 \text{ cm}^2} = 208 \text{ Kg/cm}^2 < 1,084 \text{ Kg/cm}^2$$

5) 杭の根入長

杭の根入長は静力学公式により求めるが、極限支持力についてはマイヤホッフ公式により求め、最大引抜力についてはテルツアギ公式により求める。

(1) 土質条件

-800m以下の土層は $N = 50$ とする。

(2) 直杭

押込力を受ける杭であり、海側の杭についてのみ検討を行なう。マイヤホッフの先端支持力のみを計算する。

$$R_p = 40NA_p = 40 \times 50 \times \frac{3.14 \times 0.70^2}{4} = 770 \text{ t}$$

押込力による安全率を求めると

$$F = \frac{R_p}{V} = \frac{770 \text{ t}}{122.0 \text{ t}} = 6.3 > 2.5$$

したがって十分安全である。よって根入れは、海底面から 12.5m 根入れするものとし、根入れ水深は -26.50m とする。

(3) 組杭 (地震時)

地震時の水平力を受けるので押込力と引抜力を受ける事となる。

ここでは海側の杭の引抜力について根入長を求める。杭の根入水深を -26.50^m とする。 -1400^m ~ -2650^m

$$\bar{f}_s = \frac{0.8 \times 6.25 \text{ t/m}^2 \times 0.8 \times 12.5 \times 1.064}{125 \times 1.064} = 4.00 \text{ t/m}^2$$

$$R_f = 3.14 \times 0.60 \text{ m} \times 125 \text{ m} \times 1.064 \times 4.00 \text{ t/m}^2 = 100 \text{ t}$$

引抜力に対する安全率を求めると

$$F = \frac{R_f}{V} = \frac{100}{37.7} = 2.65 > 2.5$$

押込力については十分安全である。したがって組杭の根入水深は -26.50m とする。

3. 標準断面図

- | | | | |
|----------|-------------------|-------|-----|
| 1) 殺物用岸壁 | 矢板式構造 | | 図-1 |
| 2) " " | 枝橋式構造 | | 図-2 |
| 3) 鉤物用岸壁 | デタッチドピャー構造 | | 図-3 |
| 4) " " | 平面図 | | 図-4 |
| 5) 殺物用岸壁 | 矢板式構造 | | |
| | (控え工と倉庫基礎を併用する場合) | | 図-5 |
| 6) " " | 枝橋式構造 | | |
| | (護岸と倉庫基礎を併用する場合) | | 図-6 |

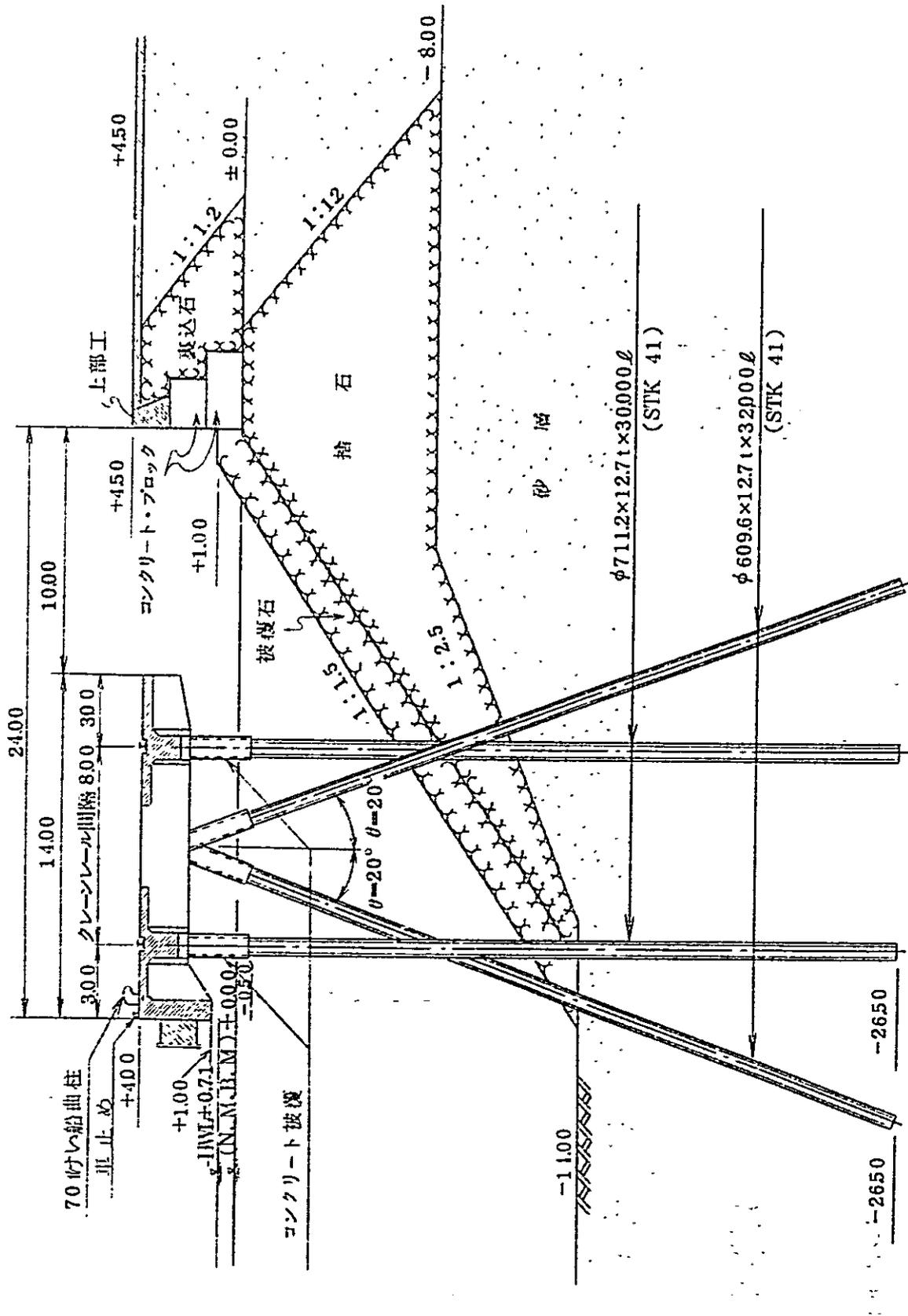
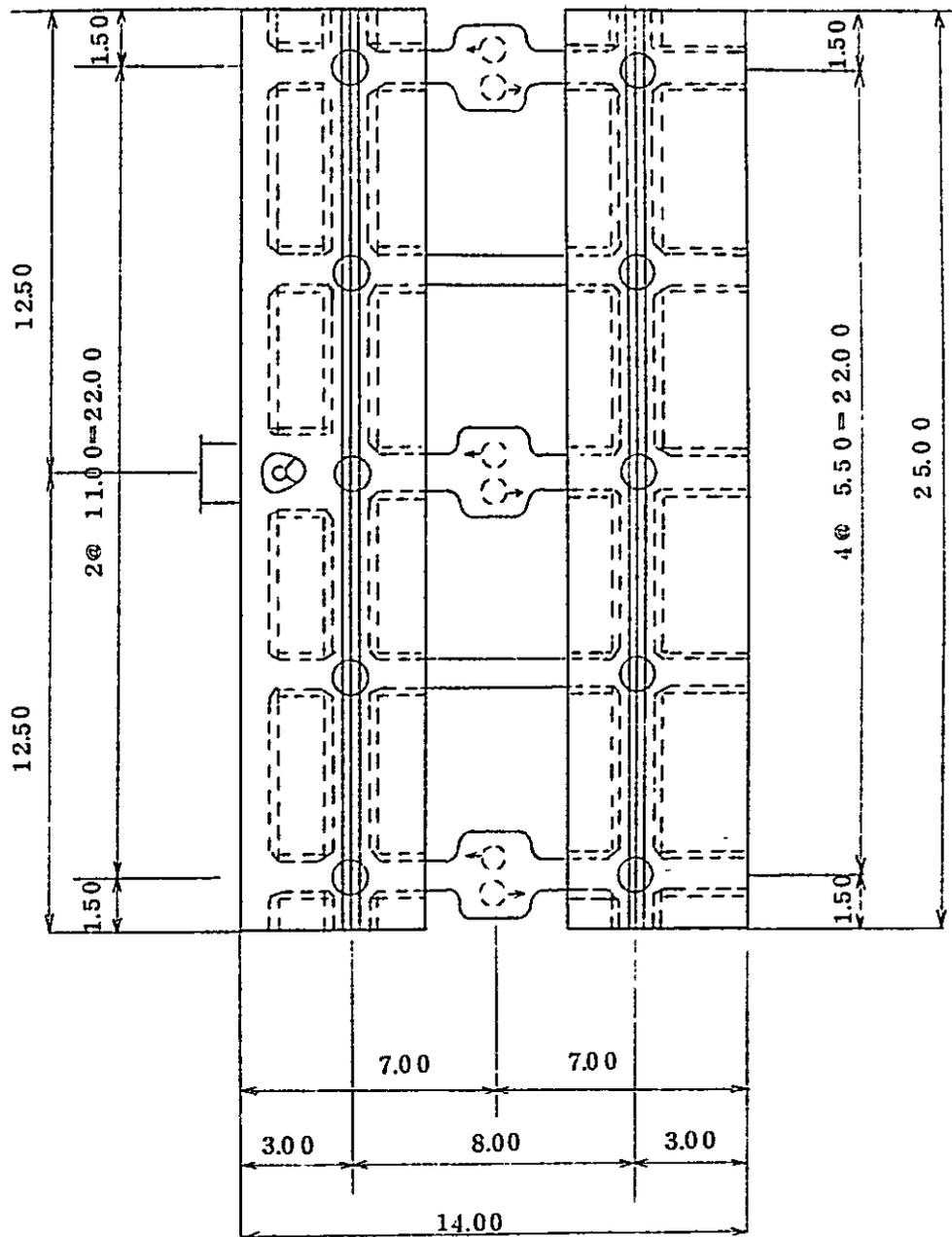
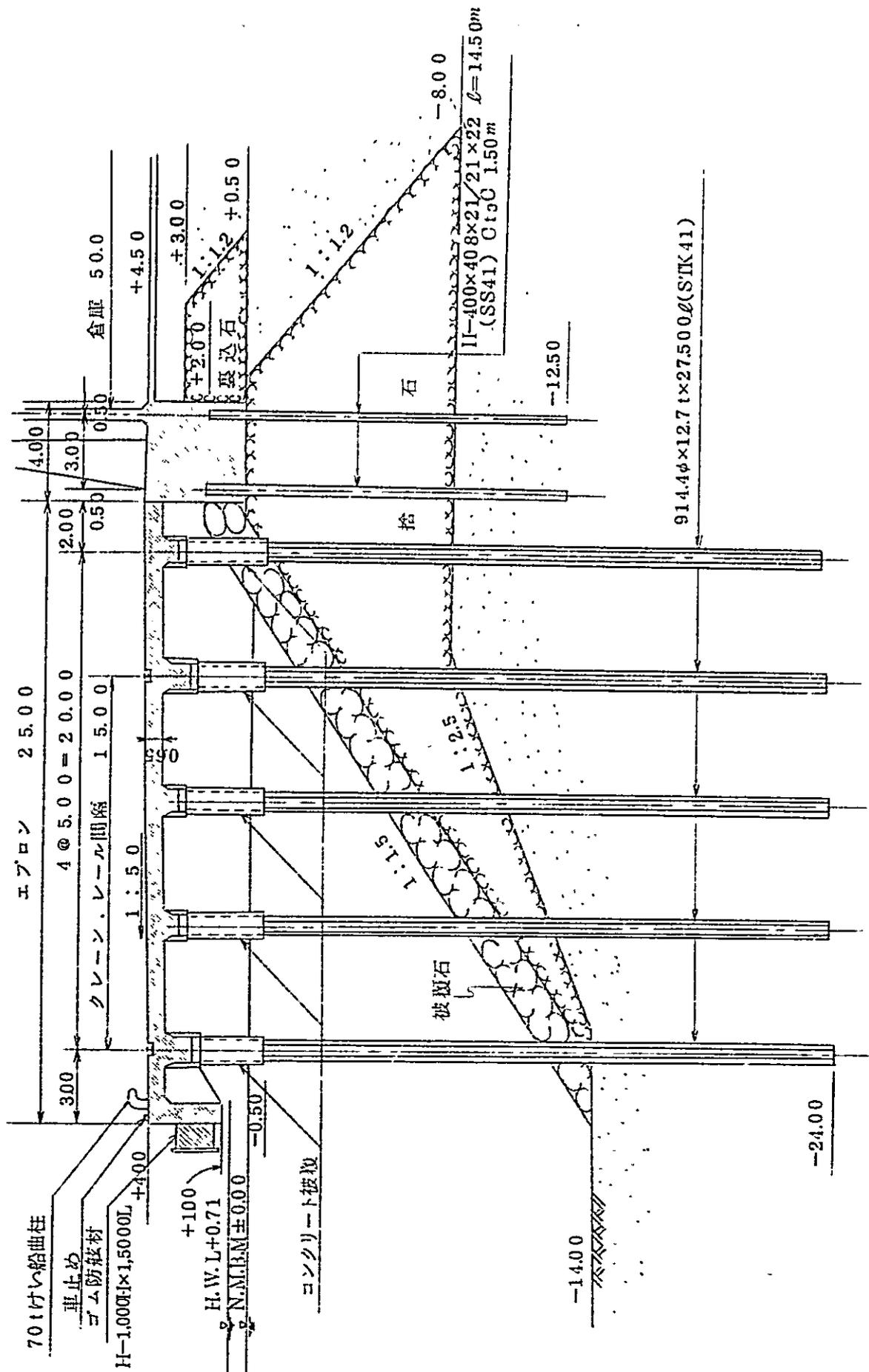


図-3 艀物用岸壁 デタッチトビヤ一構造標準断面図



図一 4 鉄物用岸壁デッキトビヤ一構造平面図



図一六 穀物用岸壁棧橋式構造標準断面図（設岸と倉庫基礎を併用する場合）

4. 数量計算

4-1 穀物用岸壁 矢板式構造 (控え工と倉庫基礎を併用しない場合)

1) 本體工

(1) 鋼矢板

$$S.P. (VL + VL) \quad \ell = 21.50m$$

$$\text{壁幅 1m 当りの重量} \quad 480kg/m \quad (100\%)$$

$$W = 480kg/m \times 21.50^m = 10,320kg = 10.320t/m$$

(2) 鋼矢板打込

$$1 \text{ 枚} / 0.50m = 2.0 \text{ 枚} / m$$

(3) 腹起し

$$2C - 300 \times 90 \times 12 \times 16 \quad (SS41)$$

$$W = 48.6kg/m \times 2 \text{ 枚} = 97.2kg/m \approx 0.097t/m$$

(4) 腹起し取付

$$1m \quad \text{控え共取付附属品を含む。}$$

(5) タイロッド

$$\text{種} \quad \phi 70 \quad \ell = 27.00m \quad C \text{ to } C 2.00m$$

$$\text{ターン・バックル} \quad 1 \text{ 枚}$$

$$\text{リングジョイント} \quad 3 \text{ 枚}$$

(6) タイロッド取付

$$1 \text{ 本} / 2.0m = 0.50 \text{ 本} / m$$

(7) 松丸太

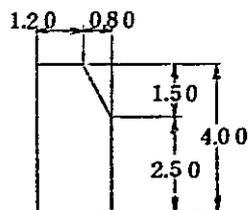
$$\text{鉛直松丸太} \quad \text{末口} \quad 15cm \quad \ell = 11.00m$$

$$3 \text{ 本} / 2.0m = 1.50 \text{ 本} / m$$

$$\text{水平松丸太} \quad \text{末口} \quad 9cm \quad \ell = 7.00m$$

$$3 \text{ 本} / 6.0m = 0.50 \text{ 本} / m$$

(8) 上部工 (鉄筋)



$$\begin{aligned} V &= 2.00m \times 4.00m - \frac{1}{2} \times 0.80m \times 1.50m \\ &= 8.00 - 0.60 \\ &= 7.40 \text{ m}^2 / m \end{aligned}$$

2) 控え工

(1) 控え杭

$$2H-388 \times 402 \times 15 / 15 \times 22 \times 18,000 \ell$$

$$1m \text{ 当りの重量} \quad w = 140kg/m$$

$$1 \text{ 本 当り 重量} \quad W = 140kg/m \times 18.00m = 2,520kg/\text{本}$$

$$2 \quad \text{ " } \quad W = 2,520t/\text{本} \times 2 \text{ 本} = 5.04t$$

したがって延長1m当りの重量は

$$W = \frac{5.04t}{2.0m} = 2.52t/m$$

(2) 控え杭打込

$$H-388 \times 402 \times 15 / 15 \times 22 \times 18,000 \ell$$

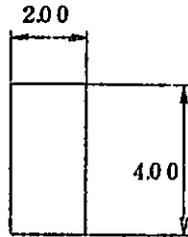
$$\text{打込角度} \quad \theta = 20^\circ$$

$$h = \frac{2 \text{ 本}}{2.00m} = 1.00 \text{ 本} / m$$

(3) 頭部加工

$$\frac{1 \text{ 組}}{2.0 \text{ m}} = 0.50 \text{ 組/m}$$

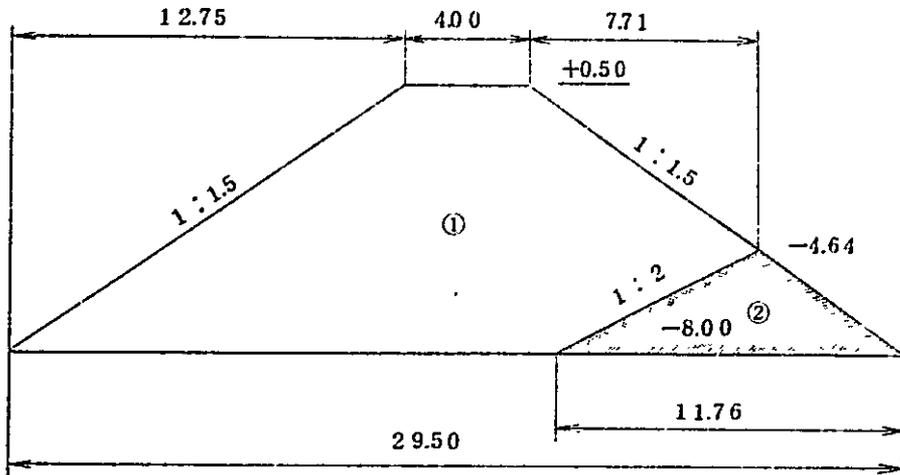
(4) 頭部コンクリート



$$V = 20.0 \text{ m} \times 4.00 \text{ m} = 80.0 \text{ m}^3/\text{m}$$

3) 裏込工

(1) 控え盛土



$$V_1 = \frac{1}{2} \times (4.00 + 29.50) \times 8.50 = 142.38 \text{ m}^3$$

$$V_2 = -\frac{1}{2} \times 11.76 \times 3.36 = -19.76$$

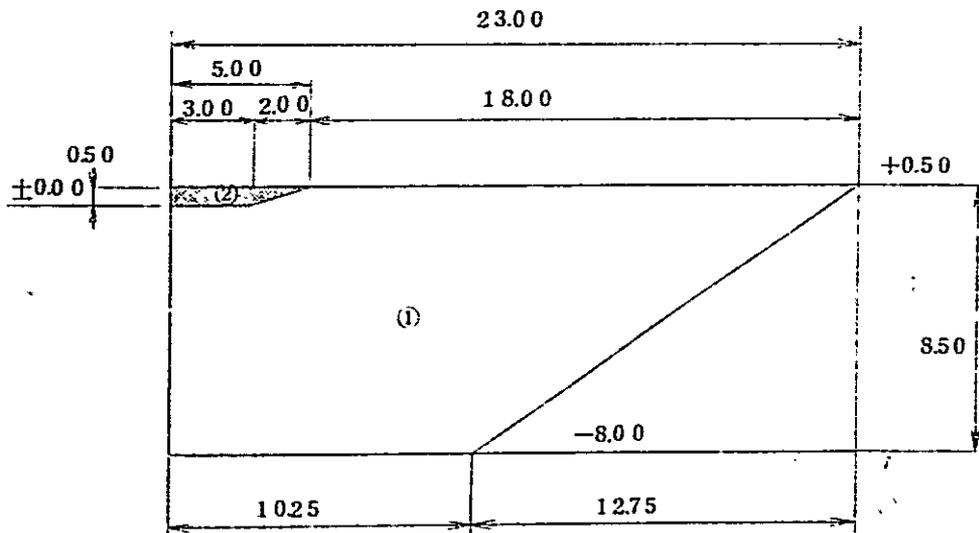
$$V = V_1 + V_2 = 122.62 \text{ m}^3/\text{m}$$

捨石の割増し率を20%とする。

この時の捨石量は

$$V = 122.62 \text{ m}^3/\text{m} \times 1.20 = 147 \text{ m}^3/\text{m}$$

(2) 裏込捨石



$$V_1 = \frac{1}{2} \times (10.25 + 23.00) \times 8.50 = 141.31$$

$$V_2 = -\frac{1}{2} \times (3.00 + 5.00) \times 0.50 = -2.00$$

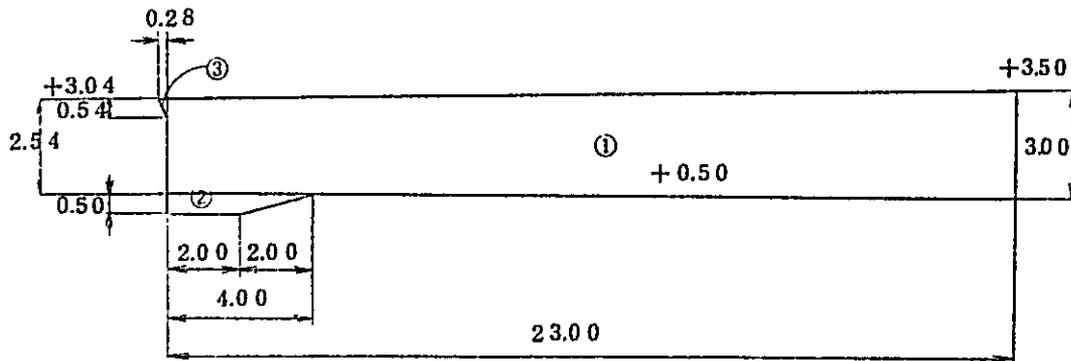
$$V = V_1 + V_2 = 139.31 \text{ m}^3/\text{m}$$

捨石の割増し率を20%とする。

この時の捨石量は

$$V = 139.31 \text{ m}^3/\text{m} \times 1.20 = 167 \text{ m}^3/\text{m}$$

(3) 裏込



$$V_1 = \frac{1}{2} \times (2.54 + 3.00) \times 23.00 = 63.71 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$V_2 = \frac{1}{2} \times (2.00 + 4.00) \times 0.50 = 1.50 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$V_3 = \frac{1}{2} \times 0.28 \times 0.54 = 0.08 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$V = V_1 + V_2 + V_3 = 65.29 \text{ m}^3/\text{m}$$

捨石の割増し率を20%とする。

$$V = 65.29 \times 1.2 = 78 \text{ m}^3/\text{m}$$

4) 附帯工

(1) 舗装工

$$2.50\text{m} - (1.20 + 0.50 \times 2) = 2.280 \text{ m}^2/\text{m}$$

(2) けい給曲柱

70t けい給曲柱

25mに1個配置する。

$$1 \text{ 個} / 25\text{m} = 0.04 \text{ 個}/\text{m}$$

(3) けい給取付け

$$0.04 \text{ 個}/\text{m}$$

(4) 防絨材

H-1,000H×1,500L

25mに1基配置する。

$$1 \text{ 基} / 25\text{m} = 0.04 \text{ 基}/\text{m}$$

(5) 防絨材取付け

$$0.04 \text{ 基}/\text{m}$$

(6) 車止め

$$1 \text{ m}$$

(7) 電気防蝕

耐用年数 20年

ALAPH- 1個/m

(8) 電気防蝕取付け

$$1 \text{ 個}/\text{m}$$

4-2 穀物用岸壁棧橋式構造（護岸と倉庫基礎を併用しない場合）

1) 本體工

(1) 鋼管杭

$$914.4 \phi \times 12.7 \text{ t} \times 27,500 \ell \quad (\text{STK41})$$

鋼管杭1本当りの重量

$$W = 282 \text{ kg/m} \times 27.50 \text{ m} = 7,755 \text{ kg} = 7.755 \text{ t/本}$$

棧橋法線直角方向鋼管杭列数 5本/列

棧橋1ブロック当り法線平行方向鋼管杭列数 6列

棧橋1ブロック当り延長 26.0 m

$$W = \frac{7.755 \text{ t/本} \times 5 \text{ 本/列} \times 6 \text{ 列}}{26.0 \text{ m}} = 8.948 \text{ t/m}$$

(2) 鋼管杭打込

$$n = \frac{5 \text{ 本/列} \times 6 \text{ 列}}{26.0 \text{ m}} = 1.15 \text{ 本/m}$$

(3) 支保工

$$A = 25.0 \text{ m}^2/\text{m}$$

(4) 鉄筋コンクリート

$$V = \frac{2.50 \text{ t/m}^2}{2.45 \text{ t/m}^3} \times 25.0 \text{ m} = 25.5 \text{ m}^3/\text{m}$$

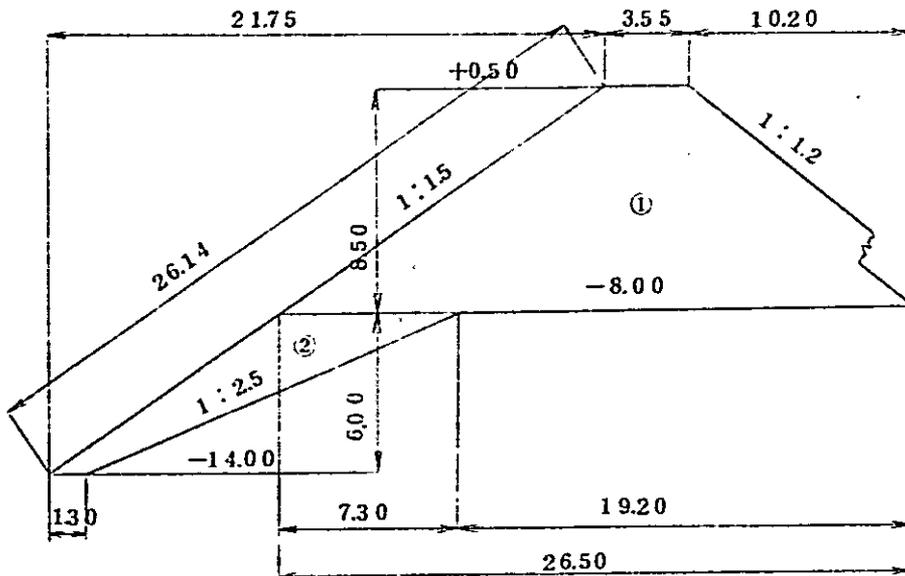
(5) 鋼管杭被覆工

鋼管杭1本当り 2.5 m/本

$$L = 30 \text{ 本} / 26 \text{ m} \times 2.5 \text{ m/本} = 2.9 \text{ m}$$

2) 斜面工

(1) 捨石



$$V_1 = \frac{1}{2} \times (3.55 + 26.50) \times 8.50 = 127.71 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$V_2 = \frac{1}{2} \times (1.30 + 7.30) \times 6.00 = 25.80 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$V = V_1 + V_2 = 153.51 \text{ m}^3/\text{m}$$

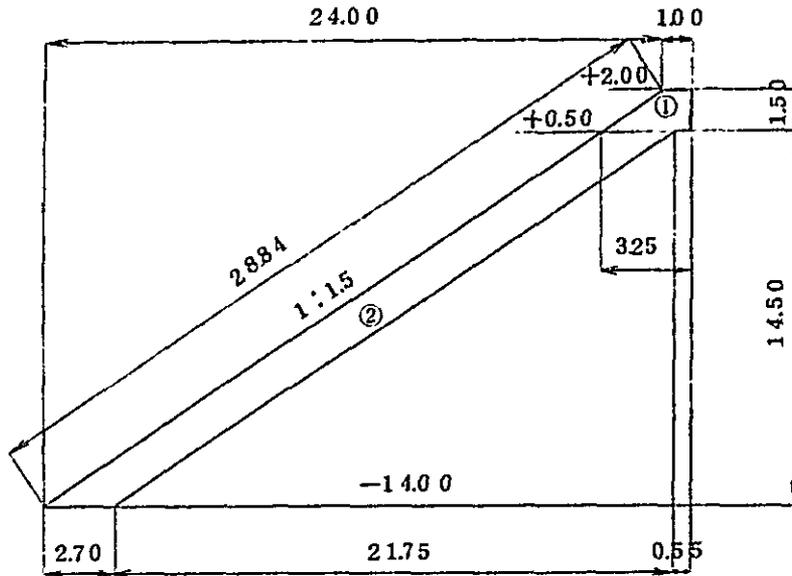
割増し率を 20% とすれば

$$V = 153.51 \times 1.20 = 184 \text{ m}^3/\text{m}$$

(2) 捨石均し

$$A = 26.14 + 3.55 = 29.69 \text{ m}^2/\text{m} \doteq 29.7 \text{ m}^2/\text{m}$$

(3) 被覆石



$$V_1 = \frac{1}{2} \times (1.00 + 3.25) \times 1.50 = 3.19 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$V_2 = 2.70 \times 14.50 = 39.15 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$V = V_1 + V_2 = 42.34 \text{ m}^3/\text{m}$$

割増し率を 15% とする

$$V = 42.34 \times 1.15 = 48.69 \text{ m}^3/\text{m} \doteq 49 \text{ m}^3/\text{m}$$

(4) 被覆石均し

$$A = 28.84 + 1.00 = 29.84 \text{ m}^2/\text{m} = 29.8 \text{ m}^2/\text{m}$$

3) 土留葎岸工

(1) H型葎

H-388×402×15/15×22 $\ell=1250 \text{ m}$ ctc. 1.50m (SS41材)

H型葎1本当りの重量

$$\begin{aligned} \omega_0 &= 14.0 \text{ Kg/m} \times 1250 \text{ m} = 1750 \text{ Kg/本} \\ &= 1.750 \text{ t/本} \end{aligned}$$

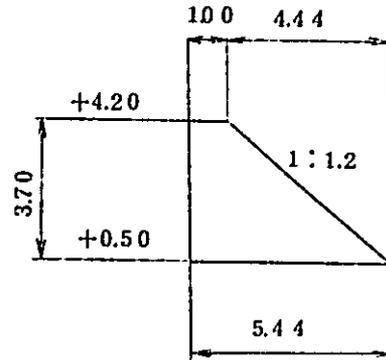
したがって 1m当りの重量は

$$\omega = \frac{1.750 \times 2}{1.50} = 2.333 \text{ t/m}$$

(2) H型葎打込み

$$n = \frac{2 \text{ 本}}{1.50 \text{ m}} = 1.33 \text{ 本/m}$$

(3) 捨石

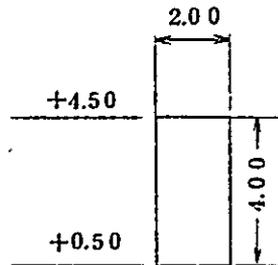


$$V = \frac{1}{2} \times (1.00 + 5.44) \times 3.70 = 11.91 \text{ m}^3/\text{m}$$

割増し率を20%とすれば

$$V = 11.91 \times 1.20 = 14.3 \text{ m}^3/\text{m} \\ = 14 \text{ m}^3/\text{m}$$

(4) 上部コンクリート



$$V = 2.00 \times 4.00 = 8.00 \text{ m}^3/\text{m}$$

4) 附帯工

(1) 舗装工

$$A = 25.0 - 0.5 \times 2 = 24.0 \text{ m}^2/\text{m}$$

(2) けい船曲柱

70 t ボラート

$$1 \text{ 個} / 26.0 \text{ m} = 0.04 \text{ 個}/\text{m}$$

(3) けい船取付

$$0.04 \text{ 個}/\text{m}$$

(4) 防眩材

H - 1,000^H × 1,500^L

$$1 \text{ 基} / 26.0 \text{ m} = 0.04 \text{ 基}/\text{m}$$

(5) 防眩材取付

$$0.04 \text{ 基}/\text{m}$$

(6) 車止め

$$1 \text{ m}$$

(7) 電気防蝕

ALAPH

耐用年数20年

$$h = 30 \text{ 個} / 26.0 \text{ m} = 1.15 \text{ 個}/\text{m}$$

(8) 電気防蝕取付

1.15個/m

4-3 鉱物用岸壁デタッチドピラー構造

1) 本體工

(1) 鋼管杭

(a) 直杭

$$\phi 711.2 \times 12.7^t \times 30,000 \ell \quad (\text{STK41})$$

一本当りの重量

$$\begin{aligned} \omega &= 219 \text{ Kg/m} \times 30.0 \text{ m} = 6,570 \text{ Kg/本} \\ &= 6.570 \text{ t/本} \end{aligned}$$

1ブロック当り本数 $n=10$ 本

$$W = \frac{6.570 \text{ t/本} \times 10 \text{ 本}}{25.0 \text{ m}} = 2.628 \text{ t/m}$$

(b) 組杭

$$\phi 609.6 \times 12.7^t \times 32,000 \ell \quad (\text{STK41})$$

一本当り重量

$$\begin{aligned} \omega &= 187 \text{ Kg/m} \times 32.0 \text{ m} = 5,984 \text{ Kg/本} \\ &= 5.984 \text{ t/本} \end{aligned}$$

1ブロック当り本数 $n=6$ 本

$$W = \frac{5.984 \text{ t/本} \times 6 \text{ 本}}{25.0 \text{ m}} = 1.436 \text{ t/m}$$

(2) 鋼管杭打込み

(a) 直杭

$$\phi 711.2 \times 12.7^t \times 30,000 \ell$$

$$n = \frac{10 \text{ 本}}{25.0 \text{ m}} = 0.40 \text{ 本/m}$$

(b) 斜杭

$$\phi 609.6 \times 12.7^t \times 32,000 \ell \quad \theta = 20^\circ$$

$$h = \frac{6 \text{ 本}}{25.0 \text{ m}} = 0.24 \text{ 本/m}$$

(3) 支保工

$$A = 14 \text{ m}^2/\text{m}^2$$

(4) 上部コンクリート

$\omega = 1.70 \text{ t/m}^2$ である

$$V = \frac{1.70 \text{ t/m}^2 \times 1.40 \text{ m}}{2.45 \text{ t/m}^3} = 9.7 \text{ m}^3/\text{m}$$

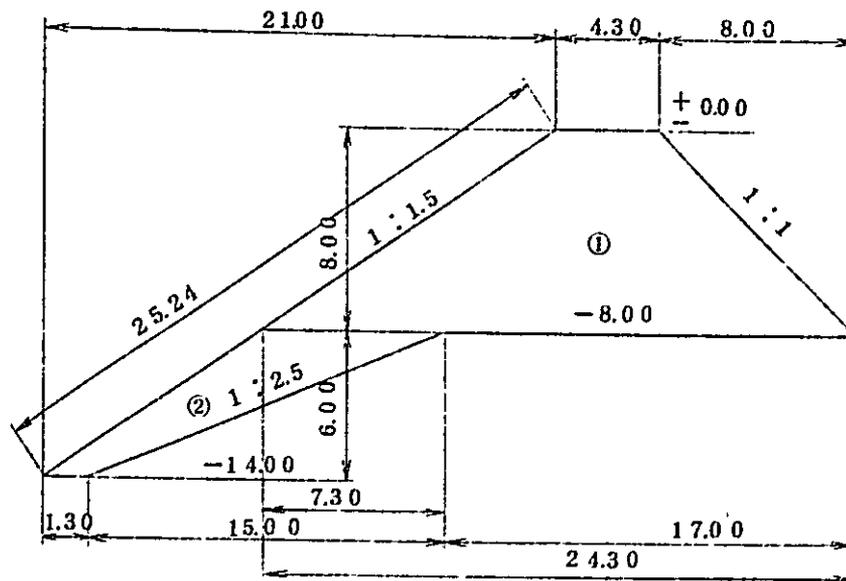
(5) 鋼管杭被覆工

1本当り3.0mとする

$$L = \frac{16 \text{ 本} \times 3.0 \text{ m/本}}{25.0} = 1.9 \text{ m}$$

2) 斜面工

(1) 捨石



$$V_1 = \frac{1}{2} \times (4.30 + 24.30) \times 8.00 = 114.40 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$V_2 = \frac{1}{2} \times (1.30 + 7.30) \times 6.00 = 25.80 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$V = V_1 + V_2 = 140.20 \text{ m}^3/\text{m}$$

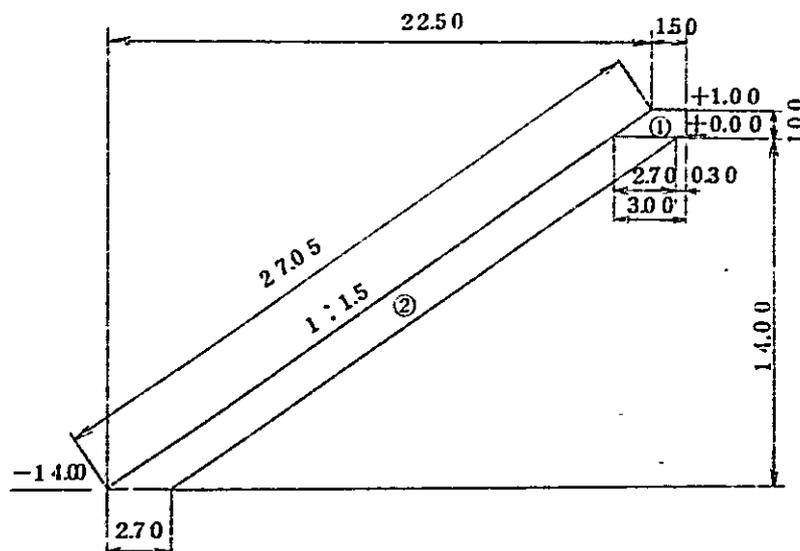
割増し率を 20% とする。

$$V = 140.20 \text{ m}^3/\text{m} \times 120 = 16824 \text{ m}^3/\text{m} \approx 168 \text{ m}^3/\text{m}$$

(2) 捨石均し

$$A = 25.24 + 4.30 = 29.54 \text{ m}^2/\text{m} \approx 29.5 \text{ m}^2/\text{m}$$

(3) 被覆石



$$V_1 = \frac{1}{2} \times (1.50 + 3.00) \times 1.00 = 2.25 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$V_2 = 2.70 \times 1.40 = 3.78 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$V = V_1 + V_2 = 4.05 \text{ m}^3/\text{m}$$

割増し率は 20% とする。

$$V = 40.05 \times 1.20 = 48.06 \text{ m}^3/\text{m} \approx 48 \text{ m}^3/\text{m}$$

(4) 被覆石均し

$$A = 27.05 + 1.50 = 28.55 \text{ m}^2/\text{m} \approx 28.6 \text{ m}^2/\text{m}$$

3) 土留護岸工

(1) コンクリートブロック

(a) $3.0\text{m} \times 1.5\text{m} \times 2.0\text{m}$

$$V = 3.0\text{m} \times 1.5\text{m} = 4.5 \text{ m}^3/\text{m}$$

(b) $2.0\text{m} \times 1.5\text{m} \times 2.0\text{m}$

$$V = 2.0\text{m} \times 1.5\text{m} = 3.0 \text{ m}^3/\text{m}$$

(2) コンクリートブロック据付け

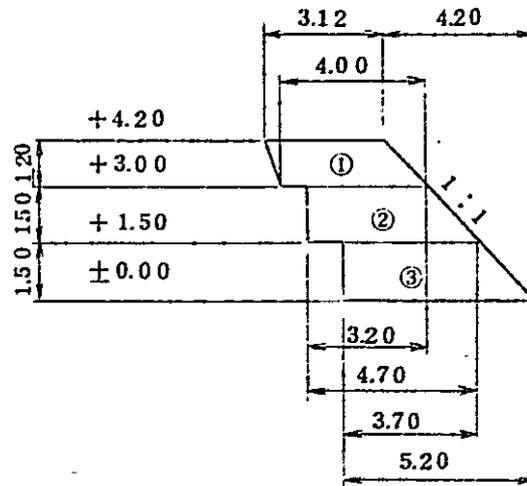
(a) $3.0\text{m} \times 1.5\text{m} \times 2.0\text{m}$

$$n = \frac{1\text{個}}{2.0\text{m}} = 0.5 \text{ 個}/\text{m}$$

(b) $2.0\text{m} \times 1.5\text{m} \times 2.0\text{m}$

$$n = \frac{1\text{個}}{2.0\text{m}} = 0.5 \text{ 個}/\text{m}$$

(3) 裏込石



$$V_1 = \frac{1}{2} \times (3.12 + 4.00) \times 1.20 = 4.27 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$V_2 = \frac{1}{2} \times (3.20 + 4.70) \times 1.50 = 5.93 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$V_3 = \frac{1}{2} \times (3.70 + 5.20) \times 1.50 = 6.68 \text{ m}^3/\text{m}$$

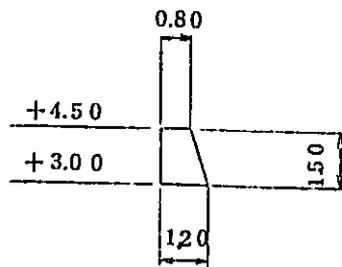
$$V = V_1 + V_2 + V_3 = 16.88 \text{ m}^3/\text{m}$$

割増し率は20%とする。

$$V = 16.88 \times 1.20 = 20.3 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\approx 20 \text{ m}^3/\text{m}$$

(4) 上部コンクリート



$$V = \frac{1}{2} \times (0.80 + 120) \times 1.50 = 1.5 \text{ m}^3/\text{m}$$

4) 附帯工

(1) けい船曲柱工

70 t ボラード

$$1 \text{ 個} / 25.0 \text{ m} = 0.04 \text{ 個/m}$$

(2) " 取付け

$$0.04 \text{ 個/m}$$

(3) 防絨材

H - 1000H × 1500L

$$1 \text{ 基} / 25.0 \text{ m} = 0.04 \text{ 基/m}$$

(4) " 取付け

$$0.04 \text{ 基/m}$$

(5) 車止め

1 m

(6) 電気防蝕

ALAPH 耐年 20 年

鋼管 1 本に 1 個取付けるものとする。

$$16 \text{ 個} / 25.0 \text{ m} = 0.64 \text{ 個/m}$$

(7) " 取付け

$$0.64 \text{ 個/m}$$

5 概算工事費

1) 穀物用岸壁 矢板式構造

(控え工と倉庫基礎を併用しない場合)

1 m 当り工事費 3,800,000 円

2) 穀物用岸壁 棧橋式構造

(護岸と倉庫基礎を併用しない場合)

1 m 当り工事費 4,140,000 円

3) 鉾物用岸壁 デタッチドピラー構造

1 m 当り工事費 2,270,000 円

1) 護物用岸壁 矢板式構造

名	称	寸	法	数	量	単	価(円)	金	額(円)	概	要
本工費	木体工	鋼矢板	S・P (W _L + W _L) φ=2150mm (100%)	10.320	t		87,000	2,800,000-			
		同上打込	"	2	枚		110,000	1,411,660-			
		脱却し	2L-300×90×12×16 (SS41)	0.097	t		60,000	5,820			
		同上取付	"	1	m		15,000	15,000			
		タイロッド	φ70 φ=27.00m (鋼)	0.5	本		240,000	120,000			
		同上取付	"	0.5	本		12,000	6,000			
		受杭	松丸木(口15cmφ=11.00m	1.5	本		23,000	34,500			
		受木	" 木口9cmφ=7.00m	0.5	本		3,000	1,500			
		上部コンクリート		7.4	m ²		15,000	111,000			
		控え工	H型鋼	H-388×102×15/15×22 φ=18,000	2.520	t		68,000	171,360		
同上打込	斜杭 θ=20°		1	本		90,000	90,000				
頭部加工			0.5	組		20,000	10,000				
頭部コンクリート			8.0	m ²		15,000	120,000				
控え盛土			1.47	m ²		1,300	1,911,100	509,600-		割増し率 20%	
裏込工	裏込砕石		167	m ²		1,300	217,100			" 20%	
	裏込		78	m ²		1,300	101,400			" 20%	

名 称	寸 法	数 量	単 位	単 価 (円)	金 額 (円)	備 考
附 帯 工					325,400-	
舗装工	(エプロンのみ)	22.8	m	8,000	182,400	
けい給曲柱	70t	0.4	個	350,000	14,000	
同上取付		0.4	個	1,000	400	
防枝材	H-1,000H×1,500L	0.4	基	15,000	60,000	
同上取付		0.4	基	15,000	600	
車止め		1	m	6,000	6,000	
電気防蝕	ALAPHI-(耐用20年)	1	個	40,000	10,000	
同上取付		1	個	22,000	22,000	
雑 工					161,980-	
					161,980	本工事費の6%
諸 経 費					1,000,000-	本工事費の36%
工 事 費					3,800,000-	

2) 穀物用岸壁 栈橋式構造

名	称	寸	法	数	単	価(円)	金	額(円)	概	要
本工 事 費	本 体 工	鋼管杭	φ91.44×1271×27,500ℓ (STK-11)	8.948	1	78,000	3,050,000-			
		同上打込		1.15	本	220,000	1,894,444-			
		支保工		25	m ²	5,000	125,000			
		鉄筋コンクリート		25.5	m ²	23,000	586,500			
		鋼管杭波渡工		2.9	m	80,000	232,000			
		斜 面 工		砕 石		184	m ²	1,300	239,200	
土留 護 岸 工	土 留 護 岸 工	同上均し		29.7	m ²	1,000	29,700			
		波渡石		49	m ²	2,000	98,000		割増し率 15%	
		同上均し		29.8	m ²	1,500	44,700			
		H型鋼		2.333	1	68,000	158,644			
		同上打込		1.33	本	60,000	79,800			
		砕 石		14	m ²	1,300	18,200		割増し率 20%	
附 帯 工	附 帯 工	上部コンクリート		8	m ²	15,000	120,000			
		砕 石 工		24	m ²	1,500	36,000			
		けい船曲柱		0.04	個	350,000	14,000			

3) 鉄物用岸壁 デタッチドピヤー構造

名	称	寸	法	数	単位	単	価	額	金	額	単	価	要	
本工事費	木体工	鋼管杭		$\phi 711.2 \times 12.71 \times 3,000.00 \text{L}$ (STK41 直杭)	2.628	1		78,000	204,984	902,092				
		同上打込み		直杭	0.40	本		200,000	80,000					
		鋼管杭		$\phi 609.6 \times 12.71 \times 3,200.00 \text{L}$ (STK41 斜杭)	1.436	1		78,000	112,008					
		同上打込み		斜杭 $\theta = 20^\circ$	0.24	本		250,000	60,000					
		支保工			1.4	m ²		5,000	70,000					
		上部コンクリート			9.7	m ²		23,000	223,100					
斜面工	鋼管杭被覆工			1.9	m		80,000	152,000						
	砕石			168	m ²		1,300	218,400					割増し率 20%	
	同上均し			29.5	m ²		1,000	29,500						
	被覆石			48	m ²		2,000	96,000					割増し率 20%	
	同上均し			28.6	m ²		1,500	42,900						
土留護岸工	コンクリートブロック			4.5	m ²		10,000	45,000						
	同上据付			0.5	個		50,000	25,000						
	コンクリートブロック			3.0	m ²		10,000	30,000						
	同上据付			0.5	個		50,000	25,000						
	表込石			20	m ²		1,300	26,000					割増し率 20%	

名 称	寸 法	数 量	単 位	単 価 (円)	金 額 (円)	摘 要
附 帯 工	上部コンクリート	1.5	m ²	10,000	15,000	
	けい船曲柱	0.04	個	350,000	14,000	
	同上取付	0.04	"	10,000	400	
	防錆材	0.04	基	1,500,000	60,000	
	同上取付	0.04	"	15,000	600	
	取止め	1	m	6,000	6,000	
	電気防蝕	0.64	個	40,000	25,600	
	同上取付	0.64	"	22,000	14,080	
雑 工	雑 工				94,428	本工事費の6%
諸 経 費					600,000	本工事費の36%
工 事 費					2,270,000	

3. 機械化倉庫の概略設計

機械化倉庫の概要設計

1. 構造概要

1) 形状・寸法

容量	90,000 t		
巾	50 m		
長さ	200 m	倉庫部	90 m×2
高さ	約 27 m	機械室	20 m (中央部)

2) 構造概要

屋根	折版構造	V-300 (下地発泡ポリエチレン断熱材付)
フレーム	スパン6 m	各棟16組の骨組
	H型钢	H-900×300×16×28×28
小梁	長さ方向	H-300×150×6.5×9×13 (間隔 4.0 m)
	表方向	H-150×150×7×10×11 (フレーム中央)
ブレース		L-100×100×10
外壁	鉄筋コンクリート造	扶壁式構造

2. 設計条件

- (1) 屋根及び自重 0.1 t/m²
(2) 風荷重

建築基準法(日本)による

$$q = 60\sqrt{h}$$

h : 地盤面からの高さ

こゝでは以下のように決めている。

0 ~ 7 m

$$h = 4 \quad q = 60\sqrt{h} = 120 \text{ kg/m}^2$$

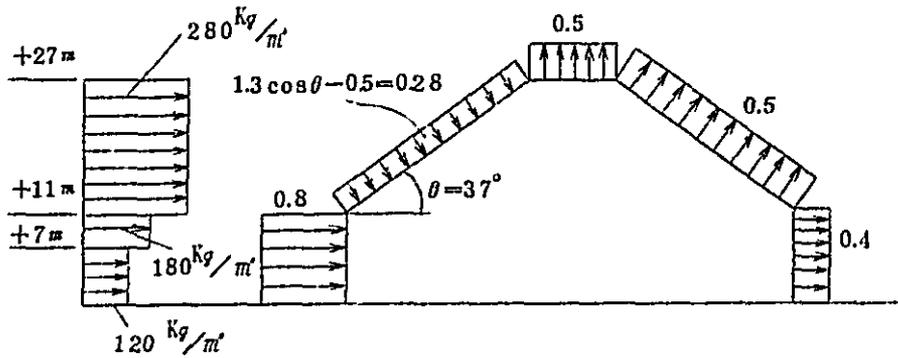
7 ~ 11 m

$$h = 9 \quad q = 60\sqrt{h} = 180 \text{ kg/m}^2$$

11 ~ 27 m

$$h = 22 \quad q = 60\sqrt{h} = 280 \text{ kg/m}^2$$

風力係数



(3) ベルトコンベア

1 m 当り 1 t と仮定する。

3. 部材の応力計算

計算は基礎との節点を固定又は自由とし、二通りの計算を電子計算機により求めている。

計算結果は以下に示すとおりであって

1. 自重
2. 風圧
3. ベルトコンベア (天上吊下げ)

の各々について部材力、変位を求めている。

これらの合力はつぎに示すとおりであって

$$H-900 \times 300 \times 16 \times 28 / 28$$

$$Z = 9140 \text{ cm}$$

$$A = 309.8 \text{ cm}^2$$

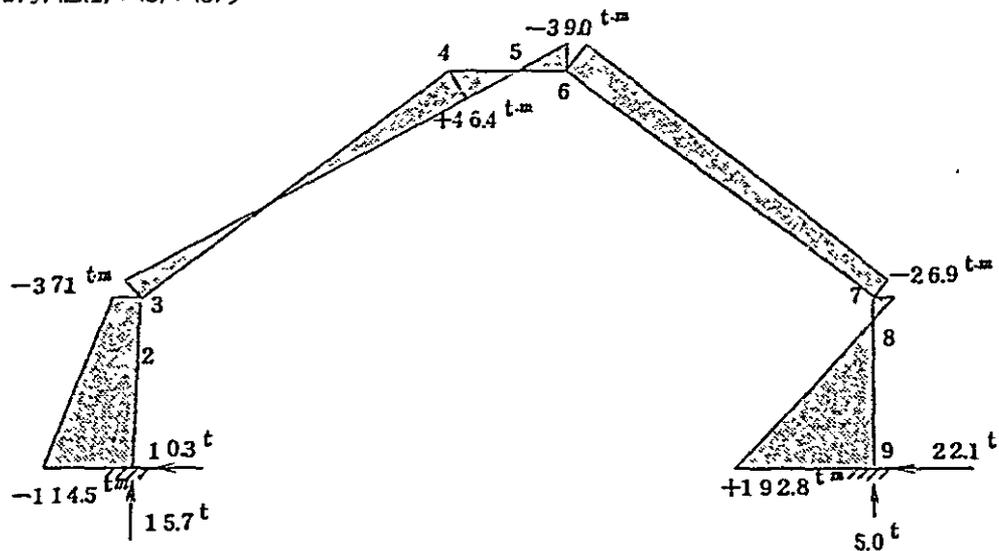
を用いた場合の最大応力を求めている。

ただし、許容応力は暴風時として5割増ししている。

$$\sigma_a = 1400 \text{ Kg/cm}^2 \times 1.5 = 2100 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SS41})$$

(i) 固定端の場合

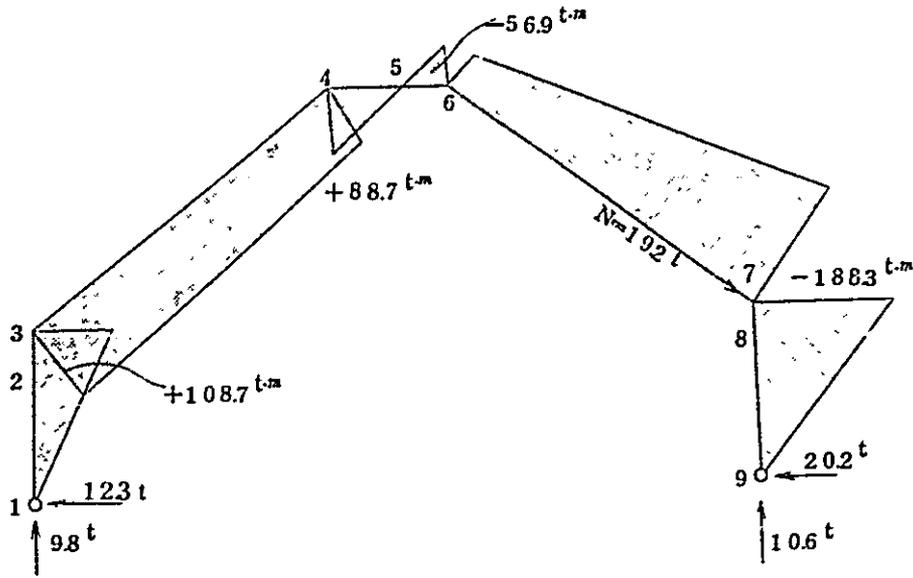
{ 計算値(1)+(3)+(5) }



節点9において $M_{max} = +192.8 \text{ tm}$
 $N = 5.0 \text{ t}$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M}{Z} + \frac{N}{A} \\ &= \frac{19,280,000}{9,140} + \frac{5,000}{309.8} \\ &= 2,110 + 16 = 2,127 \div 2,100 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

(ii) 自由端の場合
 (計算値(7)+(9)+(11))



節点7において $M_{max} = -188.3 \text{ tm}$
 $N = 19,181 \text{ tm}$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M}{Z} + \frac{N}{A} \\ &= \frac{18,830,000}{9,140} + \frac{19,181}{309.8} \\ &= 2,060 + 62 = 2,122 \div 2,100 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

部材断面 6 m 間隔 H-900x300x16x28x28 A=309.8 cm² Ix=411,000 cm⁴ Zx=9,140 cm³

MEMBER DATA

(部材番号)(部材の節点)(断面積)(二次モーメント)

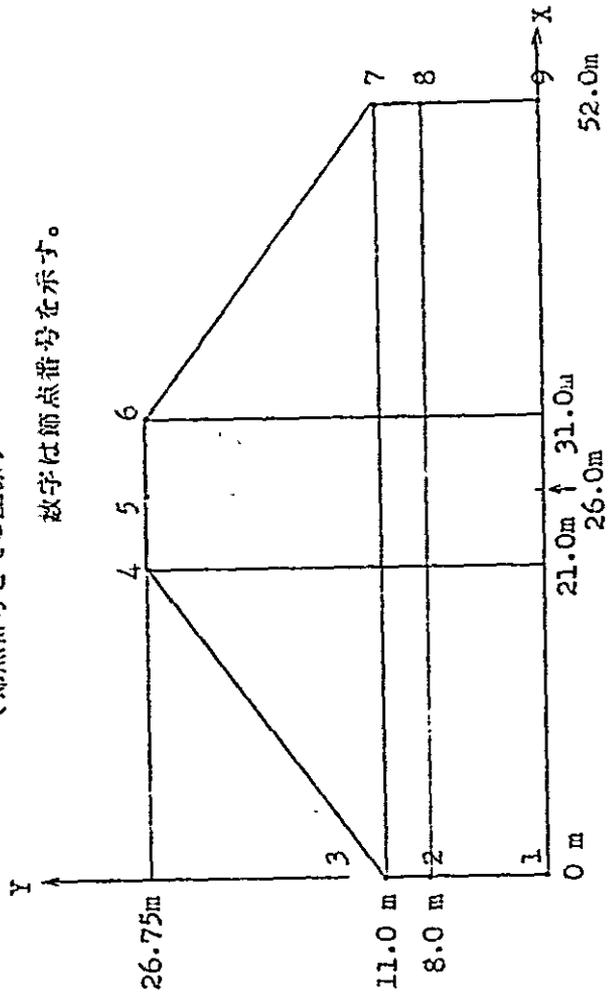
1(1)3(2)0	309.800	411000.0	2(2)0(3)0	309.800	411000.0	3(3)0(4)0	309.800	411000.0
4(4)0(5)0	309.800	411000.0	5(5)0(6)0	309.800	411000.0	6(6)0(7)0	309.800	411000.0
7(7)0(8)0	309.800	411000.0	8(8)0(9)3	309.800	411000.0	0(0)0(0)0	.000	411000.0

NODE DATA

(節点番号)	(X座標)	(Y座標)	(X)	(Y)
1	.000	.000	.000	8.000
5	26.000	26.750	31.000	26.750
9	52.000	.000	.000	.000

NODE DATA

(節点番号と座標)

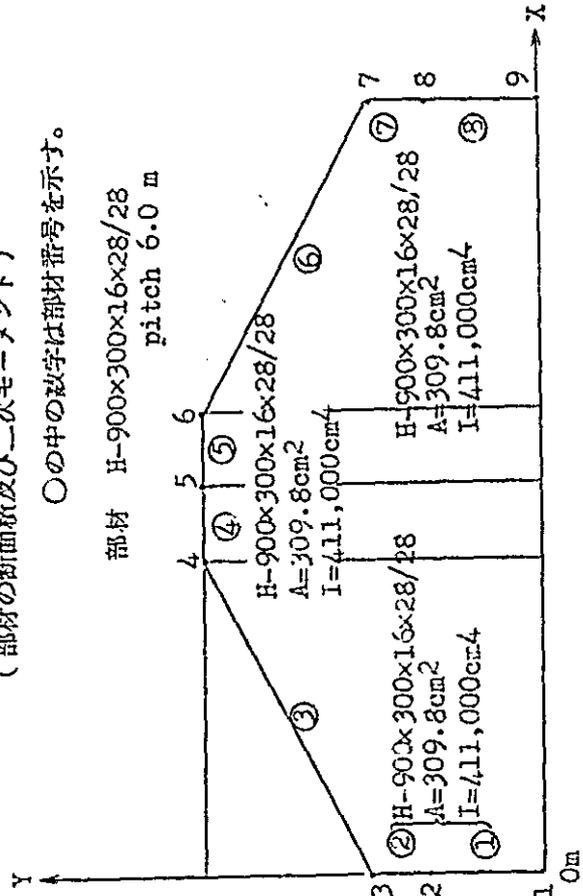


数字は節点番号を示す。

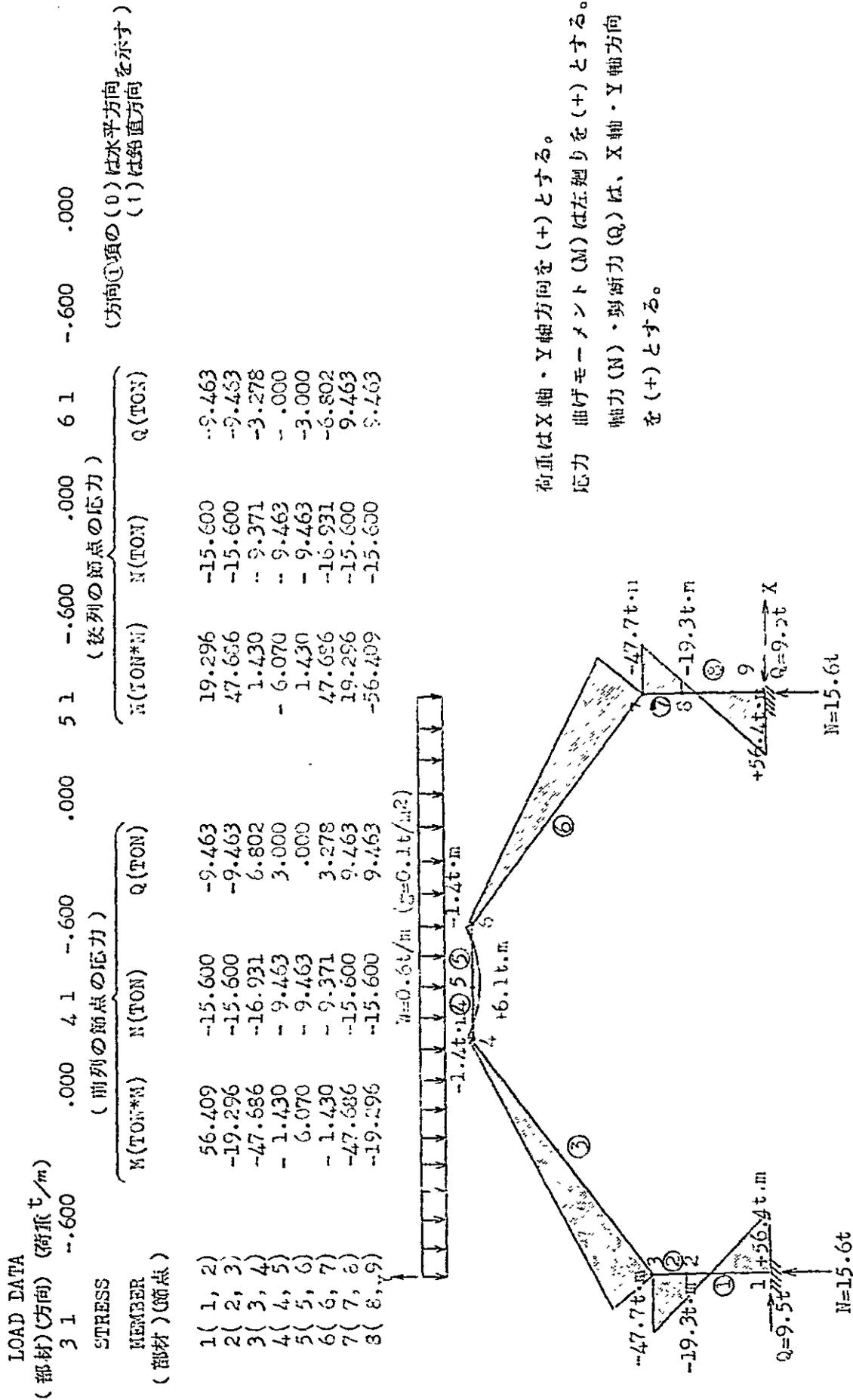
MEMBER DATA

(部材の断面積及び二次モーメント)

○の中の数字は部材番号を示す。



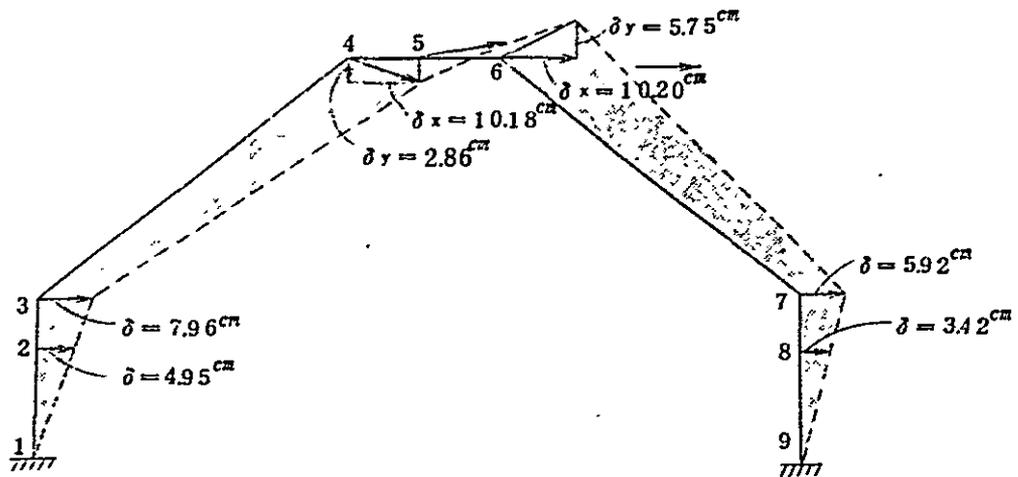
(1) 自重による部材力 (固定端) ($W = 0.6 \text{ t/m}$)



(4) 風圧による変位 (固定端)

DEFLECTIONS AND ROTATIONS

NODE	X (CM)	Y (CM)	K (RAD. • 1000)
1	.000	.000	.000
2	4.952	.004	-9.858
3	7.964	.005	-9.929
4	10.183	-2.860	8.194
5	10.190	1.573	9.021
6	10.196	5.749	7.372
7	5.921	.023	-8.988
8	3.425	.017	-7.548
9	.000	.000	.000

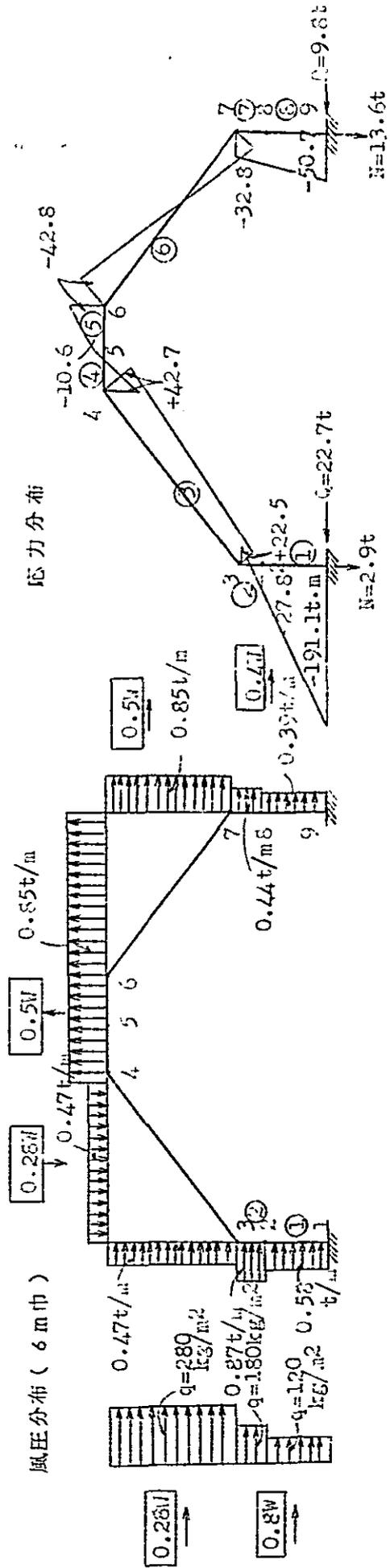


(3) 風圧による部材力 (固定端)

LOAD DATA								
MEMBER	N (TON*1.)	N (TON)	Q (TON)	M (TON*M)	N (TON)	Q (TON)	M (TON*M)	Q (TON)
1 (1, 2)	-191.053	2.928	22.720	27.849	2.928	18.080	27.849	18.080
2 (2, 3)	- 27.849	2.928	18.080	- 22.477	2.928	15.470	- 22.477	15.470
3 (3, 4)	22.477	14.133	6.940	- 42.726	14.133	- 5.397	- 42.726	- 5.397
4 (4, 5)	42.726	8.068	-12.798	10.637	8.068	- 8.548	10.637	- 8.548
5 (5, 6)	- 10.637	8.068	- 8.548	42.750	8.068	- 4.298	42.750	- 4.298
6 (6, 7)	- 42.750	3.876	- 8.279	- 32.781	3.876	14.034	- 32.781	14.034
7 (7, 8)	32.781	13.552	5.330	- 50.730	13.552	6.640	- 50.730	6.640
8 (8, 9)	50.720	13.552	6.640	-116.316	13.552	9.760	-116.316	9.760

STRESS

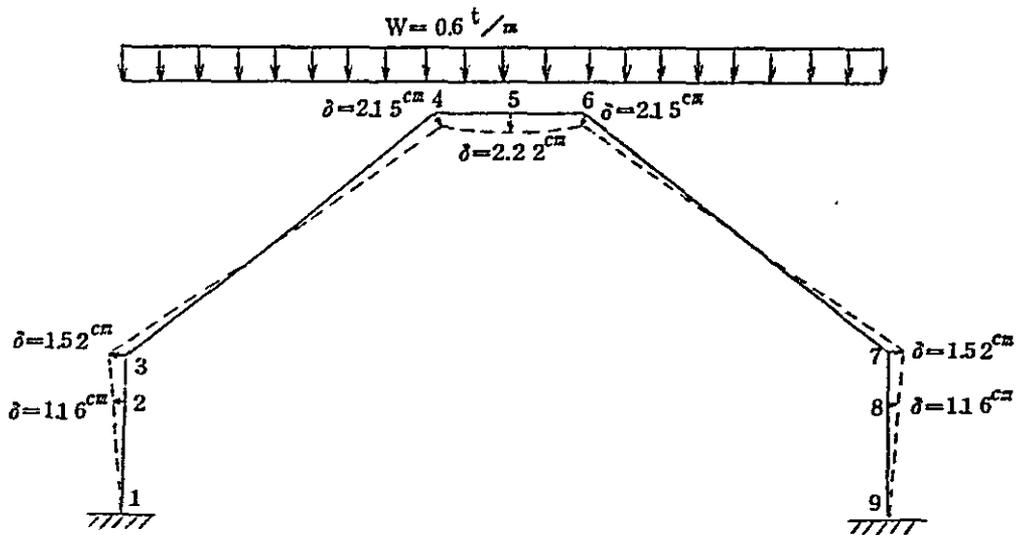
風圧分布 (6 m 巾)



(2) 自重による変位 (固定端)

DEFLECTIONS AND ROTATIONS

NODE	X (CM)	Y (CM)	R (RAD. · 1000)
1	.000	.000	.000
2	-1.156	-.019	1.720
3	-1.522	-.026	.556
4	.007	-2.154	-.207
5	-.000	-2.223	.000
6	-.007	-2.154	.207
7	1.522	-.026	-.556
8	1.156	-.019	-1.720
9	.000	.000	.000



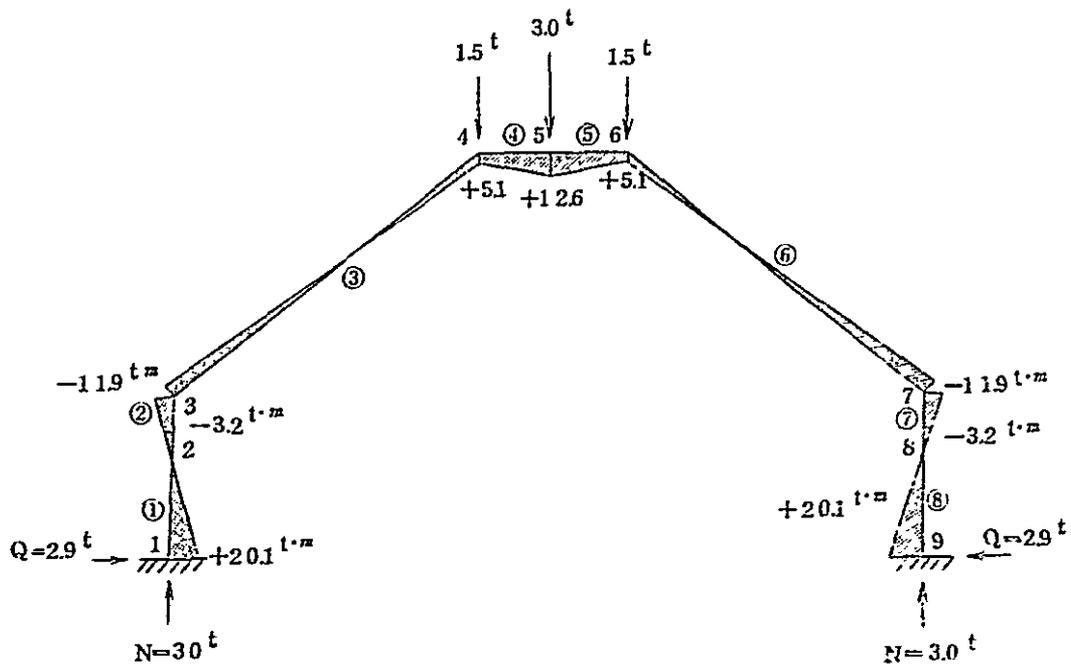
(5) ベルトコンベアによる部材力(固定端) (W=1 t/m)

LOAD DATA

4 1 -1.500 5 1 -3.000 6 1 -1.500

STRESS

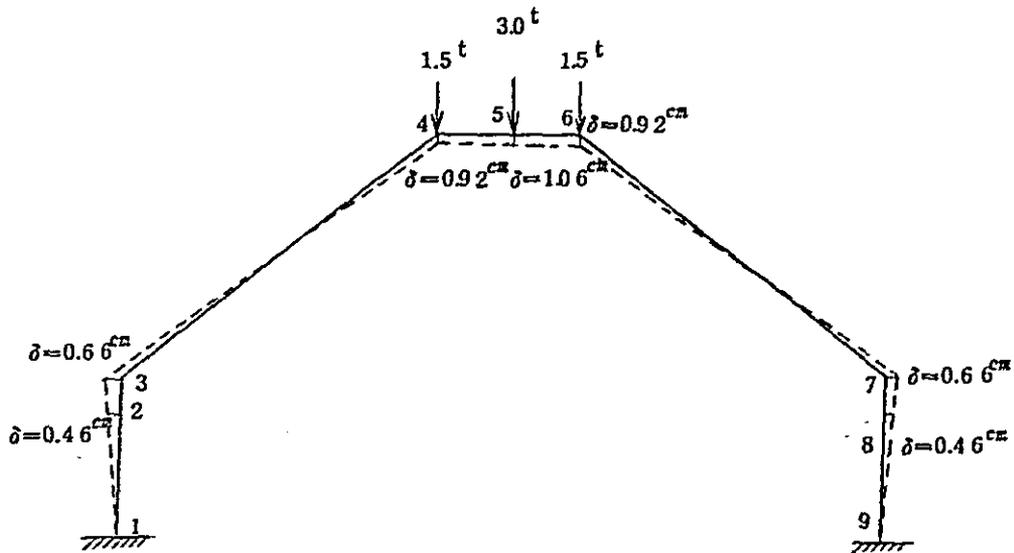
MEMBER	M(TON·M)	N(TON)	Q(TON)	M(TON·M)	N(TON)	Q(TON)
1 (1, 2)	20.124	-3.000	-2.915	3.200	-3.000	-2.915
2 (2, 3)	-3.200	-3.000	-2.915	11.946	-3.000	-2.915
3 (3, 4)	-11.946	-4.132	.651	-5.135	-4.132	.651
4 (4, 5)	5.135	-2.915	1.500	-12.635	-2.915	1.500
5 (5, 6)	12.635	-2.915	-1.500	-5.135	-2.915	-1.500
6 (6, 7)	5.135	-4.132	-.651	11.946	-4.132	-.651
7 (7, 8)	-11.946	-3.000	2.915	3.200	-3.000	2.915
8 (8, 9)	-3.200	-3.000	2.915	-20.124	-3.000	2.915



(6) ベルトコンベアによる変位 (固定端)

DEFLECTIONS AND ROTATIONS

NODE	X(CM)	Y(CM)	R(RAD. · 1000)
1	.000	.000	.000
2	-.458	-.004	.784
3	-.661	-.005	.521
4	.002	-.918	-.515
5	-.000	-1.064	-.000
6	-.002	-.918	.515
7	.661	-.005	-.521
8	.458	-.004	-.784
9	.000	.000	.000



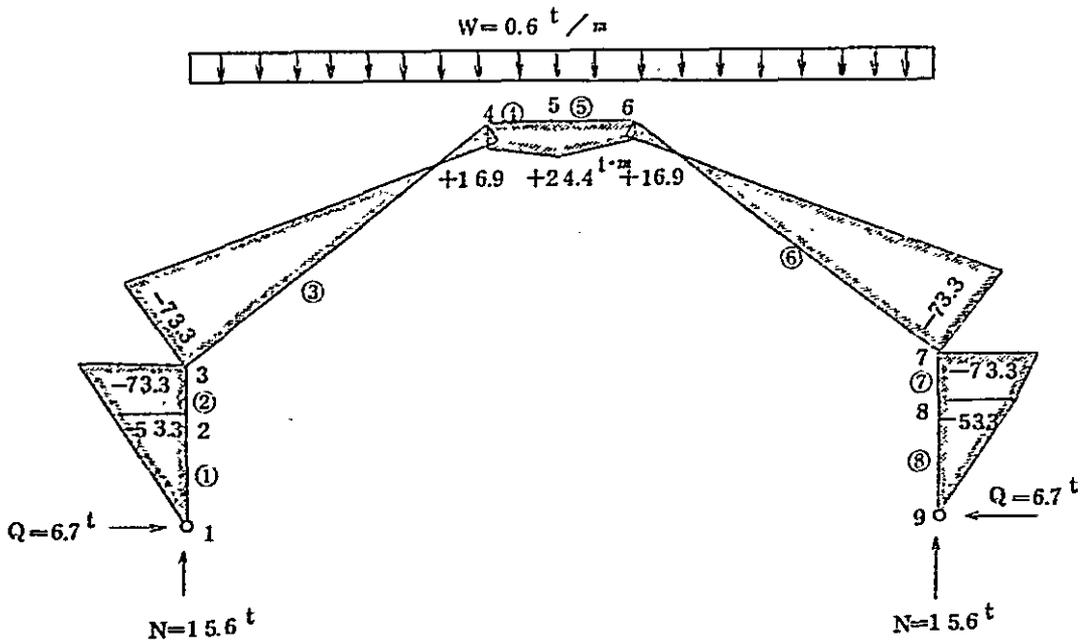
(7) 自重による部材力(自由端) ($W = 0.6 \text{ t/m}$)

LOAD DATA

3 1 - .600 .000 4 1 - .600 .000 5 1 - .600

STRESS

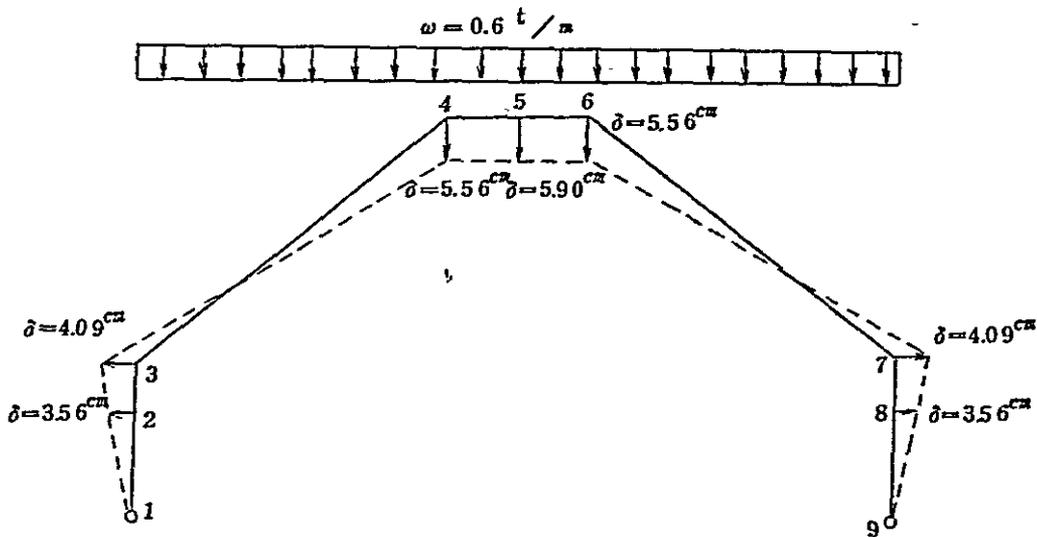
MEMBER	M(TON·M)	N(TON)	Q(TON)	M(TON·M)	N(TON)	Q(TON)
1 (1, 2)	.000	-15.600	-6.668	53.343	-15.600	-6.668
2 (2, 3)	-53.343	-15.600	-6.668	73.347	-15.600	-6.668
3 (3, 4)	-73.347	-14.694	8.479	-16.933	-7.134	-1.601
4 (4, 5)	16.933	-6.668	3.000	-24.433	-6.668	-.000
5 (5, 6)	24.433	-6.668	.000	-16.933	-6.668	-3.000
6 (6, 7)	16.933	-7.134	1.601	73.347	-14.694	-8.479
7 (7, 8)	-73.347	-15.600	6.668	53.343	-15.600	6.668
8 (8, 9)	-53.343	-15.600	6.668	.000	-15.600	6.668



(8) 自重による変位(自由端)

DEFLECTIONS AND ROTATIONS

NODE	X(CM)	Y(CM)	R(RAD. · 1000)
1	.000	.000	5.276
2	-3.562	-.019	2.804
3	-4.090	-.026	.602
4	.005	-5.560	-1.271
5	-.000	-5.896	-.000
6	-.005	-5.560	1.271
7	4.090	-.026	-.602
8	3.562	-.019	-2.804
9	.000	.000	-5.276



(9) 風圧による部材力 (自由端)

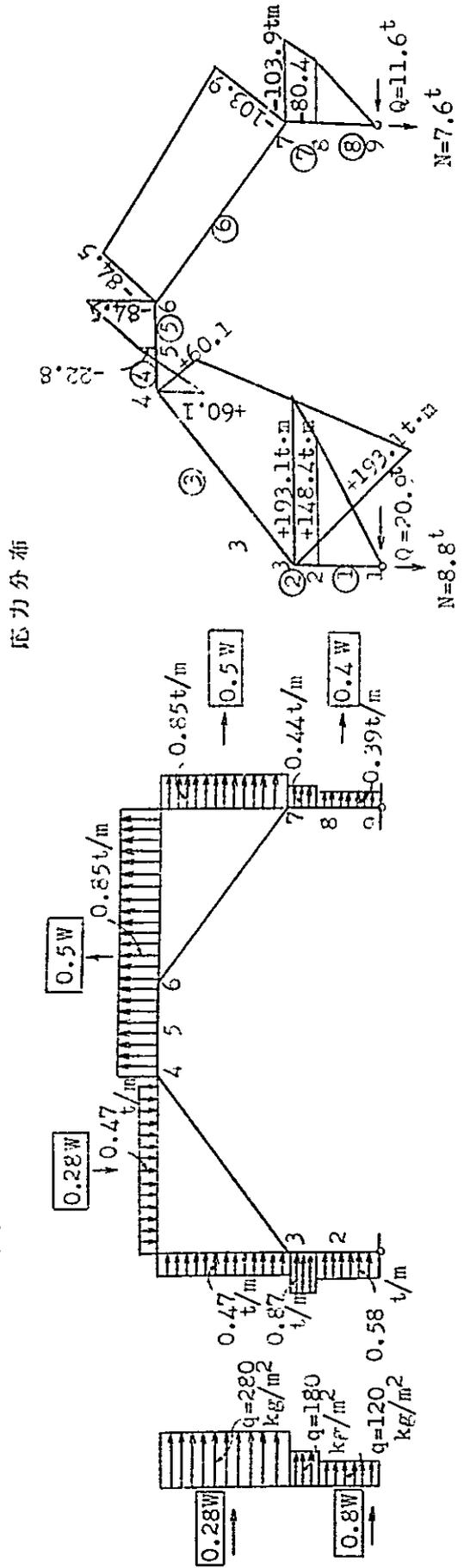
LOAD DATA

1 0	.580	.000	2 0	.870	.000	3 0	.470	.000	3 1	-.470	.000
4 1	.850	.000	5 1	.850	.000	6 0	.850	.000	6 1	.850	.000
7 0	.440	.000	8 0	.390	.000	0 0	.000	.000	0 0	.000	.000

STRESS

MEMBER	M (TON*M)	N (TON)	Q (TON)	M (TON*M)	N (TON)	Q (TON)
1 (1, 2)	-.000	8.839	20.869	-148.390	8.839	16.229
2 (2, 3)	148.390	8.839	16.229	-193.161	8.839	13.619
3 (3, 4)	193.161	16.198	1.100	-60.116	16.198	-11.237
4 (4, 5)	60.116	6.216	-18.709	22.802	6.216	-14.459
5 (5, 6)	-22.802	6.216	-14.459	84.470	6.216	-10.209
6 (6, 7)	-84.470	-1.152	-11.897	103.904	-1.152	10.416
7 (7, 8)	-103.904	7.641	7.171	80.410	7.641	8.491
8 (8, 9)	-80.410	7.641	8.491	.000	7.641	11.611

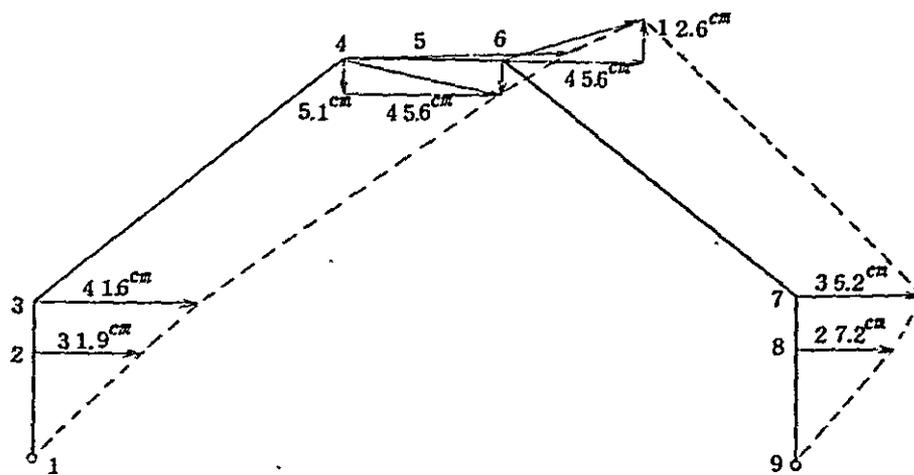
風圧分布 (6 m巾)



(10) 風圧による変位(自由端)

DEFLECTIONS AND ROTATIONS

NODE	X(CM)	Y(CM)	R(RAD. * 1000)
1	.000	.000	-42.352
2	31.933	.011	-35.188
3	41.634	.015	-29.229
4	45.617	-5.186	17.494
5	45.622	4.006	18.473
6	45.626	12.588	15.263
7	36.189	.013	-28.227
8	27.218	.009	-31.442
9	.000	.000	-35.361



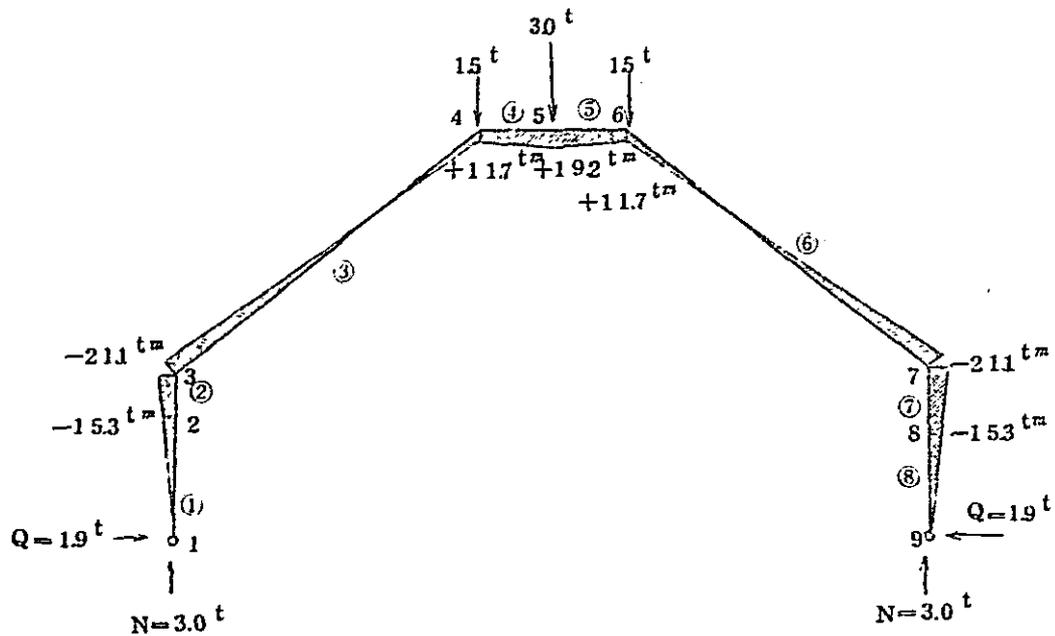
(II) ベルトコンベアによる部材力 (自由端)

LOAD DATA

4 1 -1.500 5 1 -3.000 6 1 -1.500 0 0

STRESS

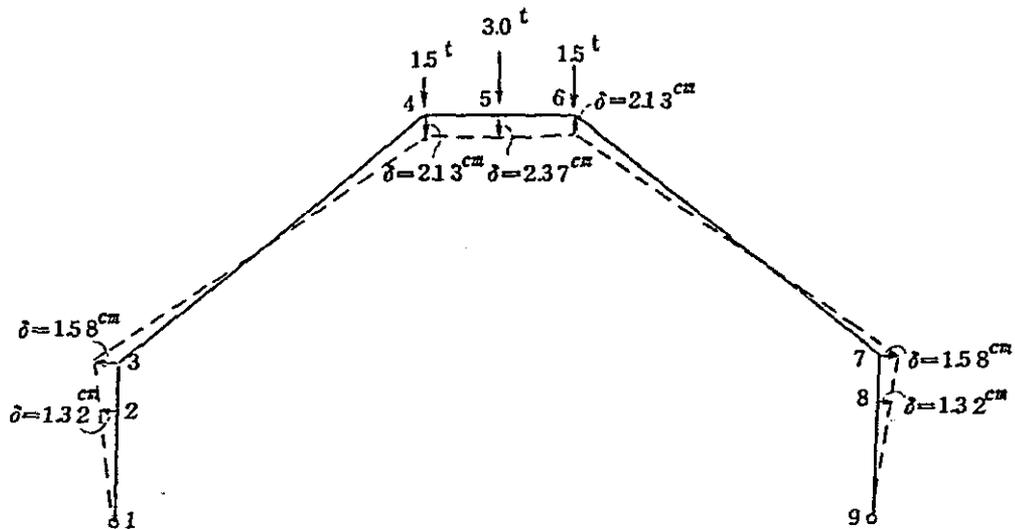
MEMBER	M(TON·M)	N(TON)	Q(TON)	M(TON·M)	N(TON)	Q(TON)
1 (1, 2)	.000	-3.000	-1.918	15.346	-3.000	-1.918
2 (2, 3)	-15.346	-3.000	-1.918	21.101	-3.000	-1.918
3 (3, 4)	-21.101	-3.335	1.249	-11.686	-3.335	1.249
4 (4, 5)	11.686	-1.918	1.500	-19.186	-1.918	1.500
5 (5, 6)	19.186	-1.918	-1.500	-11.686	-1.918	-1.500
6 (6, 7)	11.686	-3.335	-1.249	21.101	-3.335	-1.249
7 (7, 8)	-21.101	-3.000	1.918	15.346	-3.000	1.918
8 (8, 9)	-15.346	-3.000	1.918	-.000	-3.000	1.918



(12) ベルトコンベアによる変位(自由端)

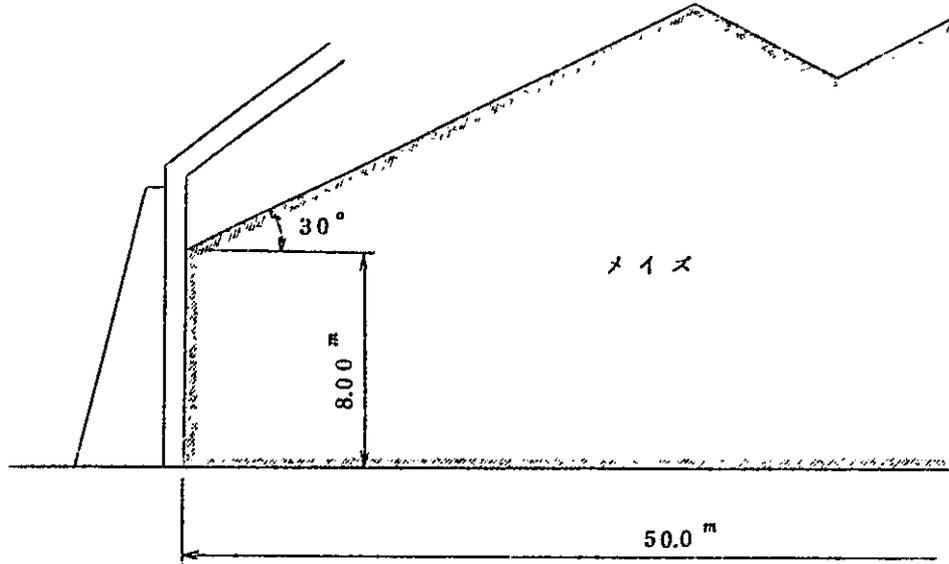
DEFLECTIONS AND ROTATIONS

NODE	X(CM)	Y(CM)	R(RAD. * 1000)
1	.000	.000	1.882
2	-1.316	-.004	1.171
3	-1.577	-.005	.538
4	.001	-2.133	-.894
5	-.000	-2.374	-.000
6	-.001	-2.133	.894
7	1.577	-.005	-.538
8	1.316	-.004	-1.171
9	.000	.000	-1.882



4. 側壁に作用する水平力

メイズの載荷状態は次の様に仮定する。



メイズの単位体積重量は $\gamma = 0.8 \text{ t/m}^3$ とし内部摩擦角は $\phi = 30^\circ$ とする。又壁面摩擦角は $\delta = 0^\circ$ 、地表面が水平となす角 $\beta = 30^\circ$ 、壁面が鉛直となす角 $\psi = 0^\circ$ とする。

(1) 常時の水平力

(a) 主動土圧係数

主動土圧係数 K_A は次式により求める。

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \psi) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\phi - \beta)} \right]^2}$$

ここに K_A : 主動土圧係数

ϕ : 内部摩擦角 (°)

ψ : 壁面が鉛直となす角 (°)

δ : 壁面摩擦角 (°)

β : 地表面が水平となす角 (°)

$\phi = 30^\circ$ 、 $\psi = 0^\circ$ 、 $\delta = 0^\circ$ 、 $\beta = 30^\circ$ を代入すれば

$$K_A = \cos^2 30^\circ = 0.866^2 = 0.75$$

(b) 水平力

$$\begin{aligned} H &= \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 0.75 \times 0.80 \text{ t/m}^3 \times 8.0^2 \text{ m}^2 \\ &= 19.2 \text{ t/m} \end{aligned}$$

(2) 地震時の水平力

(a) 主動土圧係数

主動土圧係数は次式により求める。

$$KA = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos\theta \cdot \cos^2\psi \cdot \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\phi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに θ : 地震時合成角で $\theta = \tan^{-1} k$

他については常時と同様

$$\theta = \tan^{-1} 0.10 \text{ より}$$

$$\theta = 0.09667 \approx 5^\circ 30'$$

$\phi = 30^\circ$ 、 $\psi = 0^\circ$ 、 $\delta = 0^\circ$ 、 $\beta = 30^\circ$ を代入すると

$$\sin(\phi - \beta - \theta) = \sin(-5^\circ 30') \text{ となる。}$$

これは上式の使用範囲外であるので、地震時の主動土圧係数は最大値 $KA = 1.0$ を取る事とする。

(b) 水平力

$$\begin{aligned} H &= \frac{1}{2} \cdot KA \cdot \gamma \cdot H^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 1.0 \times 0.80 \text{ t/m}^3 \times 8.0^2 \text{ m}^2 \\ &= 25.60 \text{ t/m} \end{aligned}$$

5. 構造図

- | | |
|--------|-----|
| 1) 断面図 | 図-1 |
| 2) 平面図 | 図-2 |
| 3) 透視図 | 図-3 |

屋根 大型折版 V-300(断熱材付)

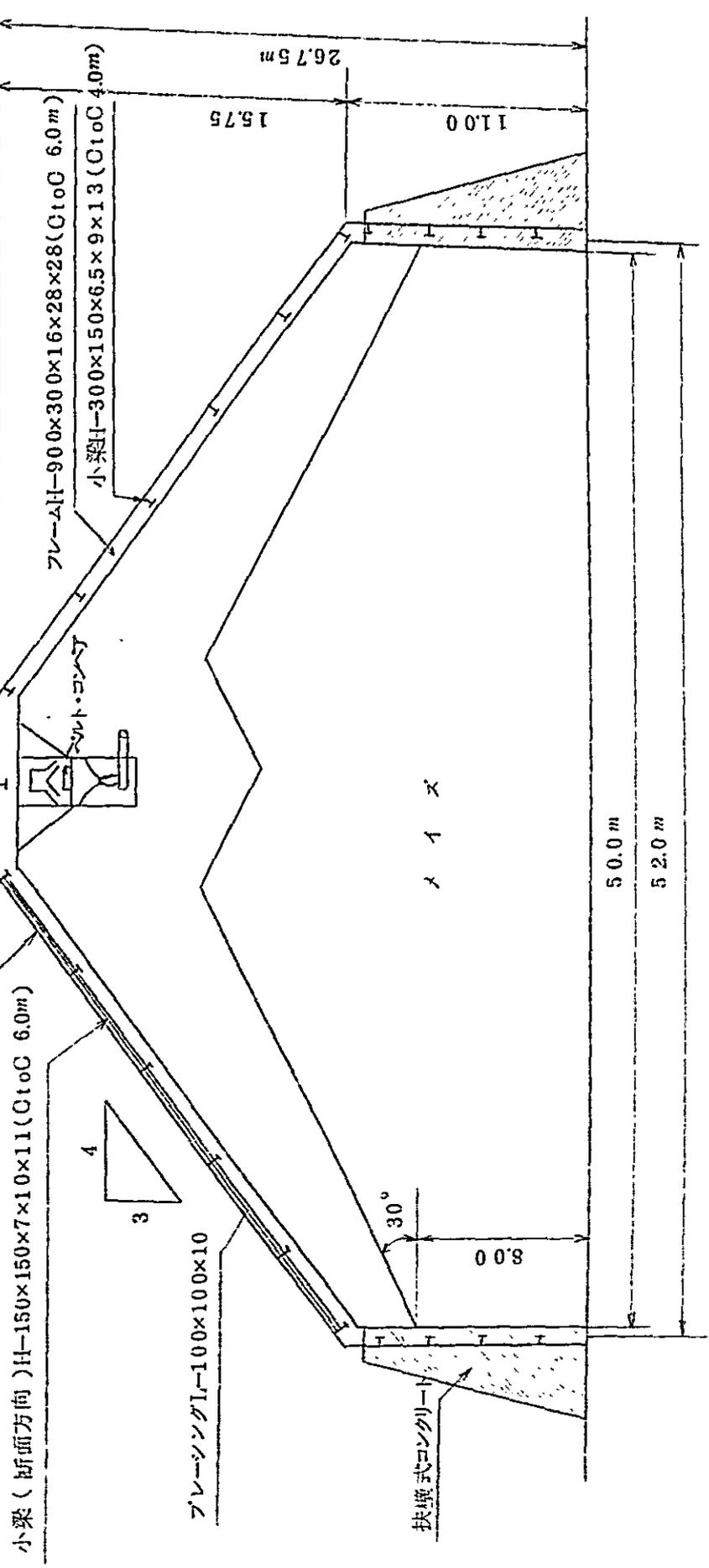


図-1 機械化倉庫断面図

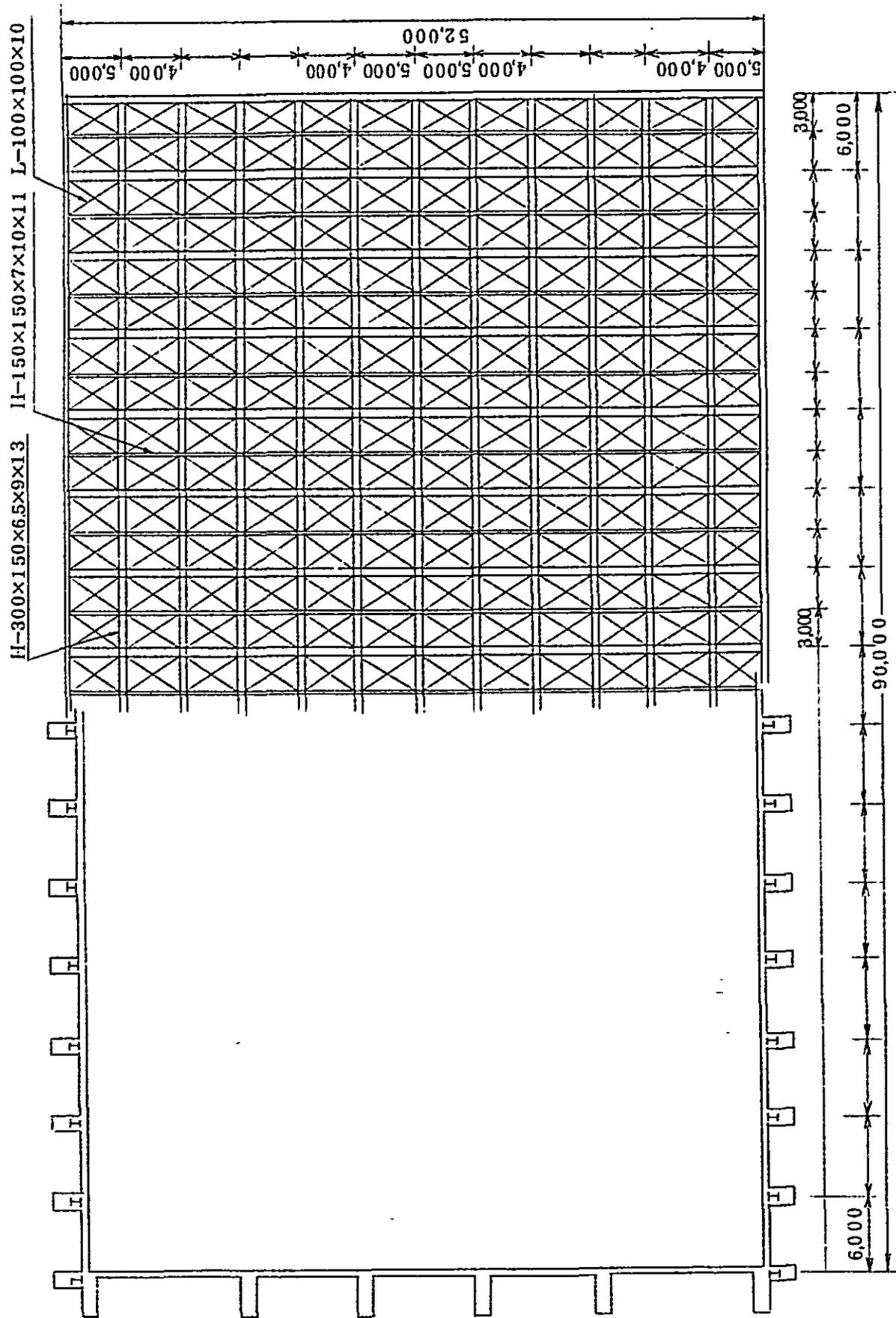


图-2 机械化仓库平面图

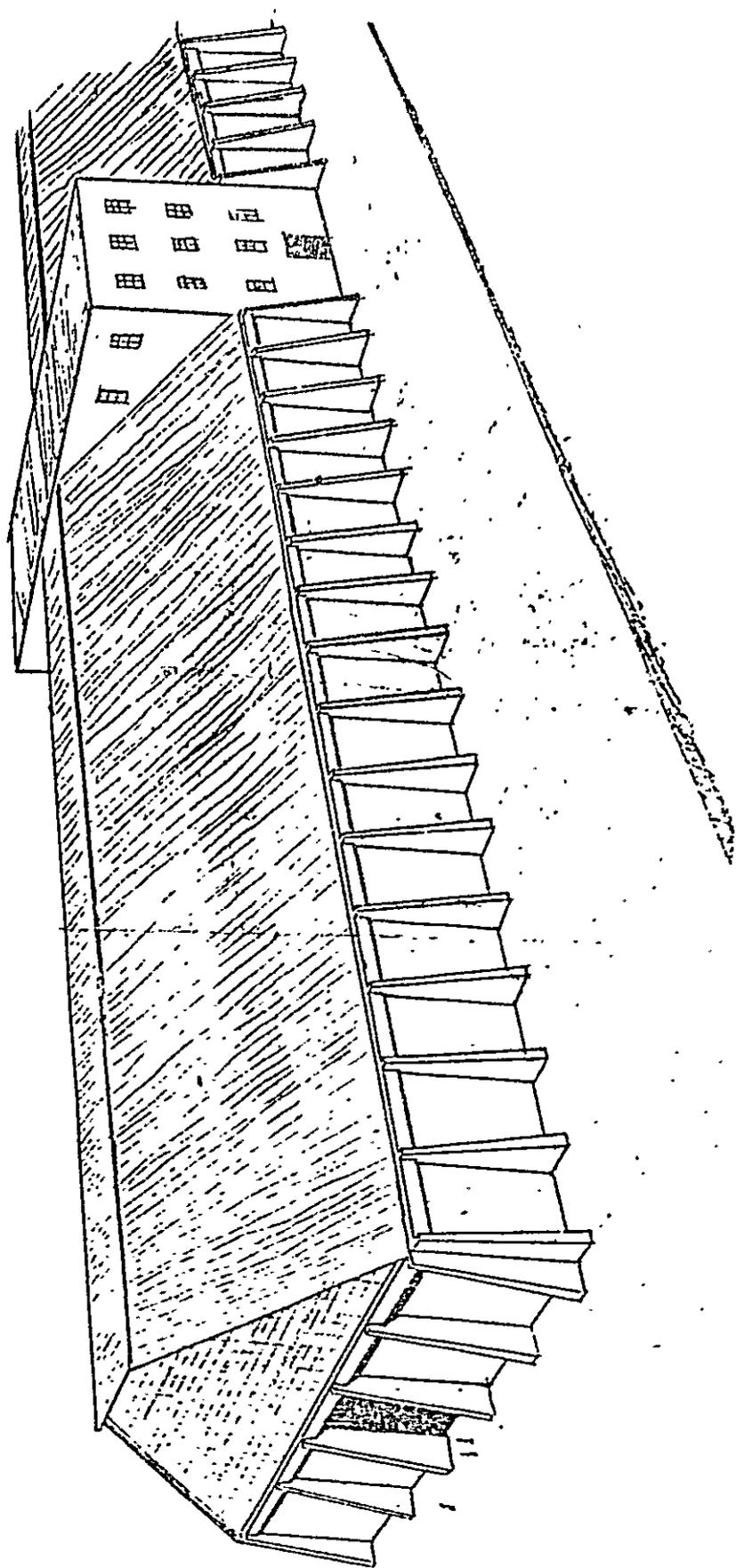


图-3 机械化仓库透视图

6. 工費概算

鉄骨鋼材重量 (2 棟 180m分)

フレーム	800 t
小 梁	220 t
ブレース	160 t
表 面	120 t
コンベア受	150 t
屋根材	190 t

計 1,640 t

単 価 16万円/t 工費 262,000,000円

鉄筋コンクリート工事

延長 1棟当り (90+50)×2=280m

2棟当り 560m

1m当りコンクリート量 6m³/m

560m×6m³/m=3,360m³

単 価 2万円/m³ 工費 67,000,000円

機 械 室 20m×50m=1,000m²

単 価 10万円/m² 工費 100,000,000円

計 429,000,000円

(42,900円/m²)

