

耐震構造研究室

土田

港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF
PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 29 June 1967

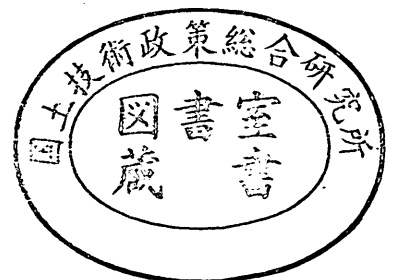
移動式荷役機械（モビールクレーン）のけい船岸に

およぼす影響……………北島 昭一・堀井 修身

円形すべりに対するクイの影響……………北島 昭一・岸 正平

昭和 42 年 6 月

運輸省港湾技術研究所



総 目 次

移動式荷役機械（モビールクレーン）のけい船岸に

およぼす影響……………北島昭一・堀井修身…… 1

円形すべりに対するクイの影響……………北島昭一・岸 正平……63

移動式荷役機械(モビールクレーン)のけい船岸に
およぼす影響

北島 昭一, 堀井 修身

移動式荷役機械（モビールクレーン）のけい船岸におよぼす影響

目 次

概 要	6
1. ま え が き	6
2. モビールクレーン荷重について	6
3. 重力式けい船岸への影響	6
3.1 重力式けい船岸の検討事項	6
3.2 ブロック式けい船岸に対する規制荷重	8
3.3 L型式けい船岸に対する規制荷重	9
3.4 ケーソン式けい船岸に対する規制荷重	9
4. 矢板式けい船岸への影響	10
4.1 矢板式けい船岸の検討事項	10
4.2 矢板式けい船岸に対する規制荷重	10
5. さん橋式けい船岸への影響	12
5.1 さん橋式けい船岸の検討事項	12
5.2 さん橋式けい船岸に対する規制荷重	13
6. あ と が き	15
7. 資 料	17
7.資料-1 けい船岸の構造形式別の壁体総高と壁体長，壁体総高と壁体幅の関係	17
7.資料-2 等分布荷重と集中荷重の構造物への影響の差異	17
7.資料-3 版に対する塑性理論—降伏線理論—について	25
7.資料-4 ブロック式けい船岸の検討方法	34
7.資料-5 L型式けい船岸の検討方法	37
7.資料-6 ケーソン式けい船岸の検討方法	38
7.資料-7 矢板式けい船岸の検討方法	39
7.資料-8 さん橋式けい船岸の検討方法	48

The Influence of Mobilecranes on Quaywalls

Shoichi Kitajima*

Osami Horii**

Synopsis

Recent changes on qualities and quantities of cargo, passing through the Japanese domestic ports, make a tendency to use more and heavier mobilecranes as cargo handling cranes. Therefore, existing quaywalls are in danger to be subjected to heavier loads than design loads.

Then, we try to make clear the influence on existing quaywalls, brought to with reactions of out-legs under operation. Owing to diversity of quaywalls, we cannot deal with the subject in a general procedure, but calculate individually allowable loads for a few kinds of and many sizes of quaywalls.

In this report, we show the allowable loads for gravity type of quaywalls, anchored sheetpile walls and trestle type of piers, and methods how to calculate them.

**Chief, Design Standard Section; Dr. Eng.

* Research Engineer, Design Standard Section

移動式荷役機械（モビールクレーン）のけい船岸におよぼす影響

北島 昭一* 堀井 修身**

概 要

近年、港湾取扱貨物量の増大、船型の大型化にともなって、埠頭荷役の面では、その合理化、近代化が進められ、大型移動式荷役機械（モビールクレーン）を既設けい船岸へ導入したいという要請が高まっている。このため、従来設計において考慮されなかったような大きい荷重がけい船岸に作用することになり、これらの荷重に対してけい船岸が安定であるかどうかを検討することが必要となった。

この要請に応えるために、設計基準課においては、昭和41年度の課題の1つとして、移動式荷役機械（モビールクレーン）のけい船岸におよぼす影響について検討を進め、ここに一応の結論を得たので報告する次第である。

この報告は、既設けい船岸の代表的形式である重力式、矢板式、さん橋式けい船岸について、できるだけ普遍的な数個の模型けい船岸を想定し、それぞれのけい船岸に対する規制荷重を算定すると共に、その算定根拠、算定方法を示したものである。その結果、けい船岸の諸元はもとよりモビールクレーンの最大アウトリガー反力をどうみるか、（常時荷重か異常時荷重か）アウトリガー反力がけい船岸のどの位置に作用するか、などによって規制荷重が非常に異なる場合が多く、本文を十分参照して検討する必要がある。

1. ま え が き

この報告の構成は2～5が本文で、7が資料となっている。3～5に想定した模型けい船岸に対する規制荷重をとりまとめた述べ、7において、これら規制荷重の算定根拠、算定方法を詳述した。また、床版に対する規制荷重を求めるに当たって塑性理論—降伏線理論—を利用する機会を得たので、特に紹介を兼ねて、7.資料-3に詳述した。

実際のけい船岸について、より詳細に検討する場合は7.資料を参照すればよいであろう。なお、モビールクレーンの最大アウトリガー反力を常時荷重とみなすか、異常時荷重とみなすかは、議論の多いところである。最大アウトリガー反力はきわめて大きい集中荷重であり、常時荷重とみなした場合、規制荷重は、非常に小さいものになる場合がある。また、埠頭によっては、モビールクレーンの使用状況から、これを常時荷重とみなせない場合もあろう。従って、この点については、個々のけい船岸について検討する必要があると考えられる。ここでは、最大アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合、異常時荷重とみなした場合の両方について、規制荷重を並記し、その判断は、規制する側に委ねることにした。

* 設計基準部 設計基準課長

** 設計基準部 設計基準課

2. モビールクレーン荷重について

モビールクレーンの寸法、自重、最大吊上げ能力、アウトリガー反力などの諸元は、メーカー、機種によってさまざまである。ここでは、モビールクレーン委員会港湾施設小委員会がとりまとめた5種類のモビールクレーンを暫定的に考慮する。それによると、各モビールクレーンの各諸元は表-2.1の通りであり、それらの平面図は図-2.1の通りである。

けい船岸に対する影響を検討する場合には、荷重とし最も危険側であると考えられる荷重、すなわち最大アウトリガー反力を採った。最大アウトリガー反力は、原則として集中荷重として取扱った。

3. 重力式けい船岸への影響

3.1 重力式けい船岸の検討事項

最大アウトリガー反力が作用したとき重力式けい船岸にどのような影響があるかを次の各事項について検討した。検討に当たっての考え方、検討結果を定性的に要約すると以下のとおりである。

(i) 構造物全体のすべり出し

構造物の背後にアウトリガー反力が作用すると裏込め

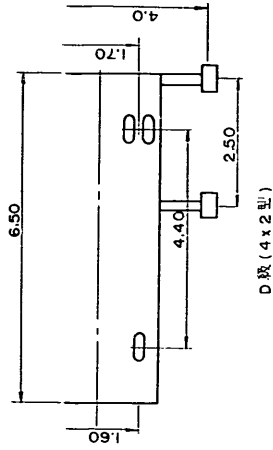
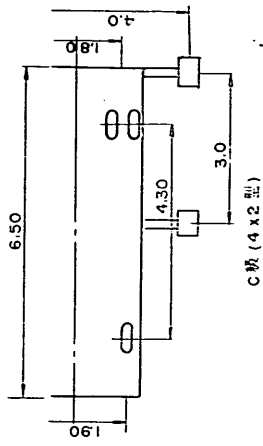
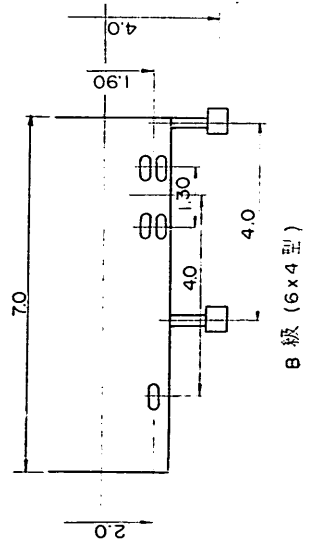
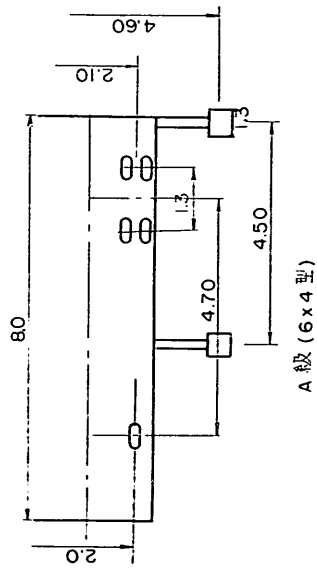
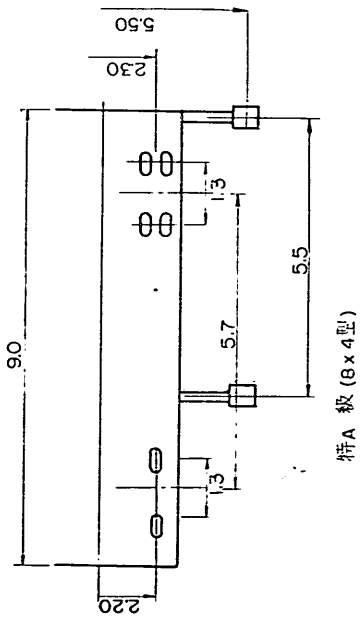


図-2.1 モビークレーン平面図

表-2.1 モビール・クレーンの仕様

類別	クレーン 吊上容量 (t)	自重 (t)	作業時最大反力 (t)		接 地 圧 (kg/cm ²)				キャリヤー部分仕様		
			アウトリ ガー最大 反力	タイヤ 輪最大反 力	アウトリ ガー最大 反力	アウトリカ ー1ヶの接 地面積	自重+吊 上げ荷重	アウトリガ ーで囲む全 面積	キャリヤー 駆動形式	アウトリガ ー張出長さ	タイヤ 呼称
特A級	50トン級 (40以上)	50 (40~60)	56	9	14	4,000cm ²	0.33	30m ²	8×4 (12輪)	5.5m	14.00-20 -18P R
A級	30トン級 (35~25)	30 (31~27)	28	7.5	14	2,000cm ²	0.29	21m ²	8×4(12輪) 6×4(10輪)	4.6m~5m	10.00-20 -14P R 12.00-20 -16P R
B級	20トン級 (20~25)	20 (20~ 19.5)	20	5.5	14.3	1,400cm ²	0.27	15m ²	6×4(10輪)	4m×4.4m	9.00-20 -14P R
C級	10トン級 (13~7)	15 (18~14)	11	4.5	9.2	1,200cm ²	0.21	12m ²	4×2(6輪)	4m	10.00-20 -14P R
D級	5トン級 (11以下)	10 (11以下)	7	4	8.8	800cm ²	0.15	10m ²	4×2(6輪)	4m	8.25-20 -10P R

土圧が増大して、壁体が前へすべり出す恐れがある。集中荷重による土圧の増分は、地表面付近においては荷重載荷点付近に集中し、下層へ行くにつれて分散し小さくなる。このため、壁高が小さく、しかも壁体長（法線方向の壁体の長さ）が短い壁体はすべり出す危険が大きい。しかし、荷重載荷点が壁体より離れるに従って土圧の増分が小さくなるので、壁体のすべり出しに与える影響が小さくなる。

(ii) 構造物前趾での地盤支持力

構造物の上にアウトリガー反力を直接載荷すると、地盤反力は増大する。とくに構造物の前部に載荷すると前趾での地盤反力はかなり大きくなる。壁体幅が小さい場合は、この傾向が強く現われる。前述したように、集中荷重による土圧の増分は等分布荷重による土圧の増分に比べて、上方に偏り、合力の作用点は壁高の1/2より高くなっている。従って、集中荷重による土圧の増大の影響は、すべり出しよりも、転倒や前趾での地盤支持力に対して大きく現われる。一般に、重力式構造物では、壁体の諸元は、すべり出しに対する安定によって決定されていることが多いので、地盤支持力には多少の余裕があるはずである。しかし地盤支持力の小さい基礎の上の構造物や、壁高の高い構造物では、この余裕は小さくなるであろうから、地盤支持力に対する検討も必要である。

(iii) 局部的破壊の検討

(i) 上部工と本体との接合点でのすべり

本体と上部工との間は鉄筋で連結されていることが多いが、そうでない場合は、すべり出しを検討する必要がある。

(ロ) ブロック間のすべり

ブロック間には突起の抵抗が有効に働くものとみなす。

3.2 ブロック式けい船岸に対する規制荷重

(i) 検討したブロック式けい船岸の形状

既存ブロック式けい船岸の壁体総高は2.0m~13.40mであるが、3.0m~8.0mが大半である。(7.資料-1参照)壁高の小さいけい船岸ほど集中荷重の影響が大きいので、検討するけい船岸模型の壁高を4.0mと5.0mとした。ブロック式けい船岸の壁体長のとり方にはいろいろの考え方がある。ブロックは鉛直方向に目地が通らぬように積むので、上部工、各段ブロックの重量によるまさつ力のため、1つのブロックだけが押し出されることはありえない。従って、壁体長としてはブロック壁の継目地間隔とするのが自然であろう。ブロック式けい船岸にすべて縦目地を通すとは限らないが、調査結果によれば3.6m~12.0mとなっており、壁高が低い場合(8.0m以下)では8.0m~12.0mとなっているここでは安全側をえらんで壁体長として3.0mとする。従って検討したブロック式けい船岸の模型は表-3.1のとおりとする。

表-3.1 ブロック式けい船岸の模型

名称	壁高(m)	壁体長(m)	上載荷重 (t/m ²)	上部工の長さ (m)
A	4.0	3.0	1.0	8.0
B	5.0	3.0	1.5	8.0

(ii) アウトリガー反力を常時荷重とみなしたときの規制荷重

この場合の規制荷重は表-3.2の通りである。

表-3.2 アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合の規制荷重

載荷位置	法線上 (t)	法線より 2.0m(t)	法線より 3.0m(t)	法線より 4.0m(t)	
けい船 岸の模 型	A	5.4	9.5	21.0	55.0
	B	13.0	17.0	36.0	82.0

(iii) アウトリガー反力を異常時荷重とみなしたときの規制荷重

異常時荷重に対してはすべり出しに対する安全率を1.2から1.0に、許容地盤支持力を常時の50%増しとする。この場合の規制荷重は表-3.3の通りである。

表-3.3 アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合の規制荷重

載荷位置	法線上 (t)	法線より 2.0m(t)	法線より 3.0m(t)	法線より 4.0m(t)	
けい船 岸の模 型	A	16.2	17.0	38.0	99.0
	B	35.0	28.0	60.0	135.0

(iv) 耐震設計(震度=0.1)の行なわれたけい船岸でアウトリガー反力を異常時荷重とみなしたときの規制荷重

この場合の規制荷重は表-3.4の通りである。

表-3.4 耐震設計のけい船岸でアウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合の規制荷重

載荷位置	法線上 (t)	法線より 2.0m(t)	法線より 3.0m(t)	法線より 4.0m(t)	
けい船 岸の模 型	A	15.1	19.8	45.0	115.0
	B	31.1	31.1	64.6	146.0

3.3 L型式けい船岸に対する規制荷重

(i) 検討したL型式けい船岸の形状

既存L型式けい船岸の壁体総高は3.0m~9.0mで、壁体長は1.5m~5.0mとなっている。壁体総高が4.0mを越えるL型ブロックではその壁体長は1.5mとなることが多い。(7.資料-1 参照)

ここでは規制荷重が安全側となるよう、表-3.5のように模型を決めた。

表-3.5 L型式けい船岸の模型

名称	壁高 (m)	壁体長 (m)	壁体幅 (m)	上載荷重 (t/m ²)
A	3.0	4.0	1.5	1.0
B	6.0	1.5	3.5	1.5

(ii) アウトリガー反力を常時荷重とみなしたときの規

制荷重

この場合の規制荷重は表-3.6の通りである。

表-3.6 アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合の規制荷重

載荷位置	法線上 (t)	法線より 1.5m(t)	法線より 2.5m(t)	法線より 3.0m(t)	法線より 3.5m(t)	法線より 4.5m(t)	法線より 5.0m(t)
けい船 岸の模 型	A	5.8	6.0	16.0	37.0	—	—
	B	12.9	—	—	—	12.0	34.0

(iii) アウトリガー反力を異常時荷重とみなしたときの規制荷重

異常時荷重に対してはすべり出しに対する安全率を1.2から1.0に、許容地盤支持力を常時の50%増しとする。この場合の規制荷重は表-3.7の通りである。

表-3.7 アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合の規制荷重

載荷位置	法線上 (t)	法線より 1.5m(t)	法線より 2.5m(t)	法線より 3.0m(t)	法線より 3.5m(t)	法線より 4.5m(t)	法線より 5.0m(t)
けい船 岸の模 型	A	11.0	13.0	34.0	80.0	—	—
	B	29.0	—	—	—	29.0	81.0

(iv) 耐震設計(震度=0.1)の行なわれたけい船岸でアウトリガー反力を異常時荷重とみなしたときの規制荷重

この場合の規制荷重は表-3.8の通りである。

表-3.8 耐震設計のけい船岸でアウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合の規制荷重

載荷位置	法線上 (t)	法線より 1.5m(t)	法線より 2.0m(t)	法線より 3.0m(t)	法線より 3.5m(t)	法線より 4.5m(t)	法線より 5.0m(t)
けい船 岸の模 型	A	10.3	14.4	38.4	89.1	—	—
	B	23.3	—	—	—	28.8	81.5

3.4 ケーソン式けい船岸に対する規制荷重

(i) 検討したケーソン式けい船岸の形状

既存ケーソン式けい船岸の壁体総高は6.0m~15.0m、壁体長は9.0m~20.0m、壁体幅は3.0m~11.0mである。とくに壁体総高10.0m以上、壁体長10.0m~15.0m、壁体幅6.0m~9.0mに大半が集中している。(7.資料-1 参照)ここでは規制荷重が安全側となるよう表-3.9のように形状をきめた。

表-3.9 ケーソン式けい船岸の模型

名称	壁高 (m)	壁体長 (m)	上載荷重 (t/m ²)
A	9.0	10.0	1.5

(ii) アウトリガー反力を常時荷重とみなしたときの規制荷重

この場合の規制荷重は表-3.10のとおりである。

表-3.10 アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合の規制荷重

載荷位置	ケーソン上(t)	ケーソン背後(t)
けい船岸の模型	140.0	51.0

従ってアウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合は表-3.10の値より更に大きくなるので、ここで考慮しているモビールクレーンのすべてに対して安全となる。

4. 矢板式けい船岸への影響

4.1 矢板式けい船岸の検討事項

最大アウトリガー反力が作用したとき矢板式けい船岸にどのような影響があるかを次の各事項について検討した。検討に当たっての考え方、検討結果を定性的に要約すると以下のとおりである。

(i) 矢板壁の応力

通常の矢板壁では、矢板壁の最大応力はタイロッド取付点と海底面の中間で生ずるが、矢板壁背後にアウトリガー反力が作用したときは、矢板上部に土圧が分布するので、タイロッド取付点に最大応力が生じることもありうる。従って、通常の矢板壁での応力最大点と、タイロッド取付点の2点で検討する必要がある。

(ii) タイロッドの応力

アウトリガー反力による土圧分布は地表面の方が大

きい逆三角形分布となり、等分布荷重の場合よりも大きい張力がタイロッドに作用する。またアウトリガー反力によってタイロッド取付点以下の裏込めが沈下すると、タイロッドには曲げ応力が生じる。しかしタイロッド取付点と地表面との距離、すなわちタイロッドの土かぶり厚が2m以上あるときは、まず問題とならない。

(iii) 矢板の根入

矢板の根入長はタイロッド取付点における主働土圧と受働土圧によるモーメントの釣り合いによってきまる。したがって前述のように矢板上部には土圧が分布するので一般に根入れについては問題ない。しかしアウトリガー反力のような大きな集中荷重が矢板壁に直接載荷されるときには杭としての支持力が十分であるかどうか検討しなければならない。しかし通常の場合

表-4.1 矢板式けい船岸の模型

名称	水深 (m)	天端高 (m)	タイロッド取付点 (m)	上載荷重 (t/m ²)	耐震設計の場合の根入れ長		耐震設計でない場合の根入れ長(m)
					設計震度	根入れ長(m)	
A	-3.0	+2.0	+1.0	1.0	0.1	2.5	2.0
B	-3.0	+3.0	+1.5	1.0	0.1	3.0	2.0
C	-4.5	+3.0	+1.5	1.0	0.1	3.5	2.5
D	-4.5	+3.0	+1.5	1.5	0.1	3.5	2.5
E	-4.5	+3.5	+1.5	1.0	0.15	5.0	3.0
F	-7.5	+3.5	+1.5	1.5	0.15	6.0	3.0
G	-7.5	+3.5	+2.0	1.5	0.15	6.0	3.0
H	-9.0	+3.5	+2.0	1.5	0.15	7.0	4.0
I	-9.0	+4.0	+2.0	1.5	0.15	8.0	4.0

表-4.2 矢板の曲げ応力よりきまる規制荷重 (アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合)

名称	載荷位置 規制荷重	法線上		法線より 1.0m		法線より 1.5m		法線より 2.0m	
		$P(M_{max})$ (t)	$P(M_i)$ (t)	$P(M_{max})$ (t)	$P(M_i)$ (t)	$P(M_{max})$ (t)	$P(M_i)$ (t)	$P(M_{max})$ (t)	$P(M_i)$ (t)
A	—	—	11.5	5.2	180.0	7.1	—	11.7	—
B	—	—	8.0	8.8	90.5	10.6	—	12.5	—
C	—	—	16.0	13.9	182.0	13.5	—	15.2	—
D	—	—	18.6	21.7	210.0	21.1	—	24.1	—
E	—	—	11.6	30.6	92.0	21.1	—	16.9	—
F	—	—	35.6	190.0	282.0	38.0	—	35.0	—
G	—	—	64.0	—	725.0	30.0	—	30.0	—
H	—	—	100.0	—	1,130.0	41.0	—	38.0	—
I	—	—	66.0	—	524.0	45.0	—	42.0	—

注) $P(M_{max})$: 矢板の最大曲げモーメントより決まる規制荷重

$P(M_i)$: タイロッド取付点の曲げモーメントより決まる規制荷重

十分な支持力はあるであろう。

4.2 矢板式けい船岸に対する規制荷重

(i) 検討した矢板式けい船岸の形状

既存矢板式けい船岸の形状をほぼ網羅するように

表-4.3 矢板の曲げ応力よりきまる規制荷重（アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合）

名称	法線上		法線より 1.0m		法線より 1.5m		法線より 2.0m	
	$P(M_{max})$ (t)	$P(M_t)$ (t)	$P(M_{max})$ (t)	$P(M_t)$ (t)	$P(M_{max})$ (t)	$P(M_t)$ (t)	$P(M_{max})$ (t)	$P(M_t)$ (t)
A	—	17.4	19.7	282.0	27.3	—	44.7	—
B	—	12.3	45.6	139.0	55.1	—	65.0	—
C	—	26.6	78.8	300.0	76.0	—	87.0	—
D	—	28.0	83.0	318.0	81.0	—	92.0	—
E	—	17.7	210.0	140.0	143.0	—	113.0	—
F	—	54.0	1,130.0	426.0	228.0	—	204.0	—
G	—	96.5	—	1,100.0	172.0	—	175.0	—
H	—	150.0	—	1,700.0	—	—	—	—
I	—	99.0	—	786.0	—	—	—	—

注) $P(M_{max})$; 矢板の最大曲げモーメントよりきまる規制荷重

$P(M_t)$; タイロッド取付点の曲げモーメントよりきまる規制荷重

表-4.1 のように形状をきめた。

(ii) 矢板の曲げ応力による規制荷重

(i) アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合
この場合の規制荷重は表-4.2の通りである。

(ii) アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合
異常時には矢板の許容応力度を常時の50%増しとする。規制荷重は表-4.3の通りである。

(iii) タイロッド張力による規制荷重

(i) アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合
この場合の規制荷重は表-4.4の通りである。

表-4.4 タイロッド張力よりきまる規制荷重（アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合）

名称	法線上 (t)	法線より 1.0m(t)	法線より 1.5m(t)	法線より 2.0m(t)
A	3.3	8.7	13.1	27.0
B	7.8	9.0	13.2	25.0
C	4.2	9.6	10.8	25.0
D	6.3	14.4	20.7	37.0
E	4.3	9.8	14.1	25.0
F	7.9	16.0	23.7	39.0
G	8.2	16.2	23.7	39.0
H	8.7	17.1	25.0	40.0
I	9.3	17.4	26.0	41.0

(ii) アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合
タイロッドの許容応力度を常時の50%増しとする。規制荷重は表-4.5のとおりである。

なおタイロッド取付点より下方の裏込め土の沈下

量は概算してほぼ0.5cm~0.7cm程度でありタイロッドには悪影響をおよぼさない。

(iv) 矢板の根入れによる規制荷重

種々の矢板式けい船岸とも、矢板壁の直接背後にア

表-4.5 タイロッド張力よりきまる規制荷重（アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合）

名称	法線上 (t)	法線より 1.0m(t)	法線より 1.5m(t)	法線より 2.0m(t)
A	10.4	27.2	41.3	84.0
B	12.8	31.2	46.1	89.0
C	16.7	38.1	55.1	99.0
D	19.8	45.3	65.3	118.0
E	18.1	40.8	58.3	104.0
F	32.2	63.2	93.0	153.0
G	32.0	62.9	92.0	152.0
H	40.2	75.6	—	—
I	40.9	76.3	—	—

ウトリガー反力が作用しても、土圧増分の合力の作用点は壁高の1/2よりも上方にあるので、根入れに悪影響をおよぼさない。矢板壁に直接載荷した場合は、上部工によって分散し、1m幅の矢板壁には荷重の1/10程度しか伝達されない。

(i) アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合
この場合の規制荷重は表-4.6のとおりである。

表-4.6 矢板の根入れよりきまる規制荷重（アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合）

名称	A (t)	B (t)	C (t)	D (t)	E (t)	F (t)	G (t)	H (t)	I (t)
規制荷重	20.0	20.0	31.2	23.1	24.5	0.45	0.45	0.80	0.80

(ii) アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合、
この場合の規制荷重は表-4.7の通りである。

表-4.7 矢板の根入れよりきまる規制荷重（アウト
リガー反力を異常時荷重とみなした場合）

名称	A (t)	B (t)	C (t)	D (t)	E (t)	F (t)	G (t)	H (t)	I (t)
規制荷重	31.2	31.2	60.0	60.0	125.0	180.0	180.0	250.0	320.0

(v) ま と め

矢板の曲げ応力、タイロッド張力、矢板の根入れより決まる規制荷重のうち最小の規制荷重をまとめると表-4.8の通りである。

表-4.8 矢板式けい船岸に対する規制荷重

名 称	載荷 位置	アウトリガー反力を常時荷重とみなしたとき				アウトリガー反力を異常時荷重とみなしたとき			
		法線 上 (t)	法線より 1.0m(t)	法線より 1.5m(t)	法線より 2.0m(t)	法線 上 (t)	法線より 1.0m(t)	法線より 1.5m(t)	法線より 2.0m(t)
A		3	9	7	12	10	20	27	45
B		8	9	11	13	13	31	46	65
C		4	10	11	15	17	38	55	87
D		6	14	21	24	20	45	65	92
E		4	10	14	17	18	41	58	104
F		8	16	24	35	32	63	93	153
G		8	16	24	30	32	63	92	152
H		9	17	25	38	40	76	—	—
I		9	17	26	41	41	76	—	—

5. さん橋式けい船岸への影響

5.1 さん橋式けい船岸の検討事項

最大アウトリガー反力が作用したとき、さん橋式けい船岸にどのような影響があるかを次の各事項について検討した。検討に当たっての考え方は以下のとおりである。

(i) 床版の応力

モビールクレーンの最大アウトリガー反力のような大きい集中荷重が床版に作用すると、床版の応力は非常に大きいものとなる。現行の弾性設計法を用いて検討すれば、非常に大きい断面が必要となろう。また床版はさん橋構造の中では重要な構成部材の1つではあるが、若干の損傷を受けても、さん橋構造全体におよぼす影響は少なく、床版を修復することも容易である。このような観点から、従来の弾性設計法によってではなく塑性設計法に基づいて検討した。

塑性設計法—降伏線理論—においては、荷重作用時のクラック幅、たわみの大きさなどの要素が考慮されていないなど不明の点が多い。しかし、若干の小規模な実験によって破壊荷重は、降伏線理論値よりほぼ20%上回っていることが明らかとなっている。したがって、ここに算定した破壊荷重は相当の安全側の誤差がある。なお降伏線理論については7.資料-3に詳述しているので参照されたい。

また、曲げによる破壊についての検討の他に、押し抜きせん断による破壊についても検討を加えた。この

検討は弾性理論に基づいているが、これは押し抜きせん断に対する塑性理論が未だ明らかにされておらず、Hognestadらによって導かれた実験式があるにすぎないからである。

さん橋式けい船岸の床版はハリと一体となっており杭頭において、十分な固定が期待できるので、さん橋中央部の床版は四辺固定版、張出し部の床版は三辺固定一辺自由版と考えた。

(ii) ハリの応力

ハリはさん橋構造の中では、最も重要な部材の1つであり、損傷を受ければさん橋構造全体におよぼす影響は致命的なものとなる。従って床版のように塑性設計法を用いて検討することは適切でない。このような観点からハリの応力に対する検討は、従来の弾性設計法に基づくこととした。

ハリの応力は、スパン数、スパン長、張出し部の長さなどによって異なり、きわめて複雑である。また、実際の構造物では相当の余裕をもった配筋がなされている。その余裕がどの程度であるかは、十分な資料によって明らかにされなければならないが、現在のところ整理されていない。従って各設計荷重とアウトリガー反力によるハリの応力を比較、検討すると同時に、1,2の実際のさん橋についても検討することにした。

なおハリは杭頭において支承される連続梁と考えた。

(iii) 杭の応力および支持力

杭の断面は通常、杭に作用する鉛直荷重と水平荷重によってきまっている。杭頭にアウトリガー反力が直接作用すれば、杭に作用する鉛直荷重が大きくなり、杭の断面が不足するおそれがある。

また杭の根入長は、杭に作用する鉛直荷重によってきまっている。この場合も杭頭にアウトリガー反力が作用すると鉛直荷重が大きくなり、支持力が不足するおそれがある。従って杭の応力、支持力を合せて検討することにした。

5.2 さん橋式けい船岸に対する規制荷重

(i) 床版の応力による規制荷重

(1) 検討した床版の形状

既存さん橋の床版の形状は、長辺3.0m~5.0m、短辺2.0m~5.0m、版厚15cm~30cmが殆んどである。(7.資料-1参照)ここではこれらの形状をほぼ網羅できるよう表-5.1、表-5.2のように形状をきめた。

表-5.1 四辺固定版の模型

名称	長辺 (l_x)(m)	短辺 (l_y)(m)	版厚(D)(cm)
S ₁	5.0	5.0	25
S ₂	5.0	4.0	25
S ₃	5.0	3.0	25
S ₄	3.0	3.0	20

表-5.2 三辺固定一辺自由版の模型

名称	長辺 (m)	短辺 (m)	版厚 (cm)
S ₅	4.0	2.0	25
S ₆	4.0	1.5	25

(ii) 四辺固定版に対する規制荷重

7.資料-3に述べる降伏線理論に基づいて規制荷重を求めると表-5.3のとおりとなる。(7.資料-3 3.7 実例参照)

表-5.3 四辺固定版に対する規制荷重

設計	荷重	S ₁ (t)	S ₂ (t)	S ₃ (t)	S ₄ (t)
移動荷重	トレーラー	29.0	31.0	38.5	25.0
	T-20	29.0	21.0	26.0	25.0
等分布荷重	1 t/m ²	18.0	20.0	23.0	15.0
	2	29.0	31.0	26.0	25.0
	3	40.0	31.0	38.5	25.0
	4	56.0	42.0	48.0	31.5

なおトレーラー荷重は図-5.1のものとした。

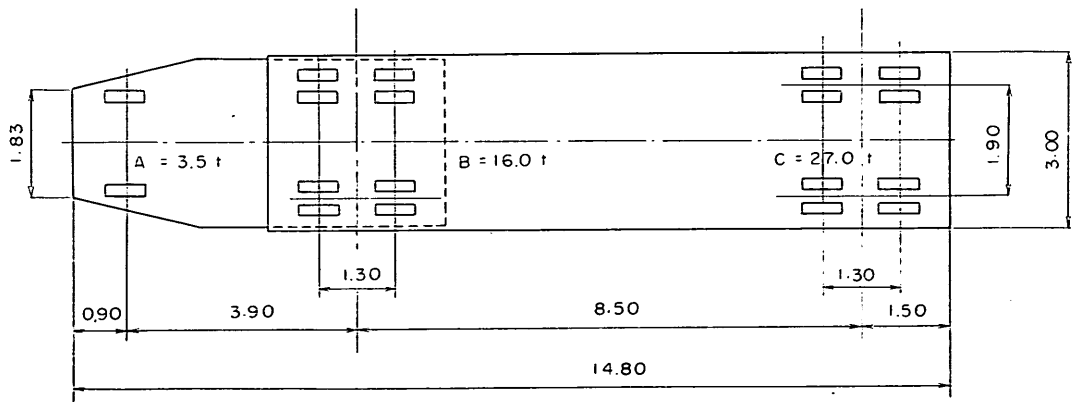


図-5.1 トレーラー平面図

(イ) 三辺固定一辺自由版に対する規制荷重

規制荷重は表-5.4の通りである。

表-5.4 三辺固定一辺自由版に対する規制荷重
(7.資料-3 3.7 実例(▼)参照)

設計	荷重	S ₅ (t)	S ₆ (t)
移動荷重	トレーラー	35.0	44.0
	T-26	35.0	44.0
等分布荷重	1 t/m ²	20.0	26.0
	2	20.0	26.0
	3	20.0	26.0
	4	20.0	26.0

(ロ) 押し抜きセン断に対する規制荷重

各モバイルクレーンによる床版の押し抜きセン断

応力は表-5.5のとおりである。

表-5.5 押し抜きセン断応力の計算

	アウトリガー断面面積 (正方形) (cm ²)	アウトリガー断面の一辺の長さ (cm)	セン断応力	
			版厚20cm (kg/cm ²)	版厚25cm (kg/cm ²)
特A級	4,000	63.2	11.1	8.9
A級	2,000	54.8	6.4	5.1
B級	1,400	37.4	6.6	5.4
C級	1,200	34.6	4.0	3.2
D級	800	28.3	3.1	2.5

(ii) はりの応力による規制荷重

(イ) さん橋構造の形状

さん橋上部工の形状は7.資料-1に示すように種々である。ここでは法線方向、法線直角方向とも3スパンとし、スパン長は既存さん橋上部工を網羅するよう表-5.6のようにきめた。

表-5.6 はりの模型

名称	水深	法線方向スパン	法線直角方向スパン	法線方向スパン長(x) (m)	法線直角方向スパン長(y) (m)
B ₁	- 5.50	3	3	4.0	2.0
B ₂	- 9.00	3	3	5.0	3.0
B ₃	- 9.00	3	3	5.0	5.0
B ₄	-10.00	3	3	4.0	3.0
B ₅	-10.00	3	3	5.0	3.0

ただし張出し部を1.5mとする。

なお各はりの名称は図-5.2のとおりである。

(ii) はりに対する規制荷重

7.資料-8のはりに対する最大モーメント領域、最大

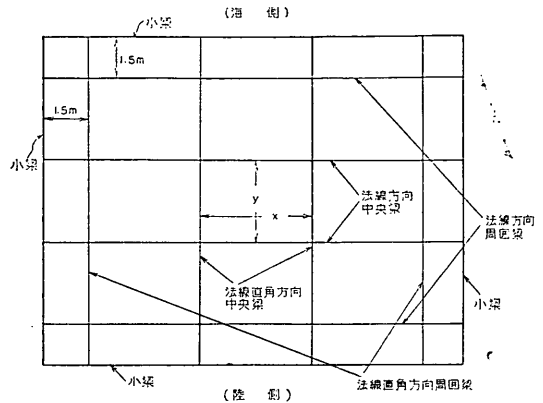


図-5.2 各はりの名称

セン断領域図より規制荷重を求めると以下のとおりである。

(イ) アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合

この場合の規制荷重は表-5.7のとおりである。

表-5.7 はりの応力よりきまる規制荷重
(アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合)

設計	荷重	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄	B ₅	
		(t)	(t)	(t)	(t)	(t)	
法線方向大梁	移動荷重	トレーラー	15	15	20	15	15
		T-20	10	10	15	10	10
	等分布荷重	1 t/m ²	—	—	5	—	—
		2	5	5	10	5	5
		3	10	10	15	10	10
	法線直角方向大梁	移動荷重	トレーラー	15	20	25	15
T-20			15	20	25	15	20
地震時荷重 (k=0.2)		15	20	25	15	20	
等分布荷重		1 t/m ²	—	—	5	—	—
		2	—	5	10	5	5
		3	5	10	15	10	10
小梁	小梁断面の大きさにより異なる						

(ロ) アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合

この場合、鉄筋、コンクリートとも許容応力度を常時より50%上げるものとして計算する。規制荷重は表-5.8のとおりである。

表-5.7、表-5.8に示した値は配筋に全く余裕がないものとしたものであり、本牧、稲永両埠頭の実際のさん橋式けい船岸の検討では、配筋に余裕がある

表-5.8 はりの応力よりきまる規制荷重
(アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合)

設計	荷重	B ₁ (t)	B ₂ (t)	B ₃ (t)	B ₄ (t)	B ₅ (t)	
法線方向大梁	移動荷重	トレーラ	23.0	23.0	30.0	23.0	23.0
		T-20	15.0	15.0	23.0	15.0	15.0
	等分布荷重	1 t/m ²	5.0	5.0	8.0	5.0	5.0
		2	8.0	8.0	15.0	8.0	8.0
		3	15.0	15.0	23.0	15.0	15.0
	法線直角方向大梁	移動荷重	トレーラ	23.0	30.0	38.0	23.0
T-20			23.0	30.0	38.0	23.0	30.0
地震時荷重 (k=0.20)		23.0	30.0	38.0	23.0	30.0	
等分布荷重		1 t/m ²	5.0	5.0	8.0	5.0	5.0
		2	5.0	8.0	15.0	8.0	8.0
		3	8.0	15.0	23.0	15.0	15.0
小梁		小梁断面の大きさにより異なる					

ため、表-5.7、表-5.8よりかなり大きい荷重に対しても安全となっている。また、ニューマティックコンベア、クレーン荷重を考慮しているはりでは表-5.7、表-5.8の値より大きい荷重に対して安全となることはいうまでもない。

(iii) 杭の応力および支持力による規制荷重

(イ) アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合
この場合の規制荷重は表-5.9のとおりである。

表-5.9 杭の応力および支持力よりきまる規制荷重
(アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合)

設計荷重	床版寸法	5.0m × 5.0m		5.0m × 3.0m		4.0m × 3.0m		4.0m × 2.0m	
		張出しの杭(t)	その他の杭(t)	張出しの杭(t)	その他の杭(t)	張出しの杭(t)	その他の杭(t)	張出しの杭(t)	その他の杭(t)
等分布荷重	1 t/m ²	20	25	15	15	12	12	6	8
	2	40	50	30	30	24	24	12	16
	3	60	75	45	45	36	36	18	24
	4	80	100	60	60	48	48	24	32
地震時 (k=0.20)		30~40	35~45	25~35	25~35	22~32	22~32	16~26	18~28

ただし

- (1) 地震時の場合、上載荷重は1.0t/m²とした。
- (2) 上部工の単位面積当り重量は2.0t/m²とした。
- (3) 地震による引抜力は安全側となるので押し込

み力のみ考えた。

(4) 杭長は25.0m程度とした。

(ロ) アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合
杭の応力については異常時の許容応力度を常時の50%増しとするので表-5.9の値を1.5倍すれば規制荷重が求まる。また、杭の支持力については常時の安全率2.5を異常時には2.0とするので表-5.9の値を1.25倍すれば規制荷重が求まる。従ってこの場合の規制荷重は杭の支持力よりきまり、その値は表-5.10のとおりである。

表-5.10 杭の応力および支持力よりきまる規制荷重
(アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合)

設計荷重	床版寸法	5.0m × 5.0m		5.0m × 3.0m		4.0m × 3.0m		4.0m × 2.0m	
		張出しの杭(t)	その他の杭(t)	張出しの杭(t)	その他の杭(t)	張出しの杭(t)	その他の杭(t)	張出しの杭(t)	その他の杭(t)
等分布荷重	1 t/m ²	20	31	19	19	15	15	8	10
	2	50	63	38	38	30	30	15	20
	3	75	94	57	57	45	45	23	30
	4	100	125	75	75	60	60	30	40
地震時 (k=0.20)		38~50	44~57	31~44	31~44	28~40	28~40	20~33	23~35

ニューマティックコンベア クレーン荷重を考慮している場合には表-5.9、表-5.10より大きい荷重に対して安全となることはいうまでもない。

杭の支持力について、より詳細に検討する場合には7.資料-8の Meyerhof 修正図表を用いよう。

(iv) まとめ

以上の検討結果をまとめると表-5.11のとおりとなる。

6. あとがき

モビルクレーンのけい船岸への影響を一般的にかつ定量的に論ずることは困難である。したがって代表的と思われるけい船岸の模型を抽出、想定して検討したわけである。実際に規制する場合には、ほぼここで選択したけい船岸の形状で間に合うと思われる。しかし実際の構造物は、もっと複雑であることが多いので、7.資料-2~7.資料-8を参照して詳細に検討することが望ましい。

とりまとめに当たって、重力式、矢板式けい船岸については主として北島が、さん橋けい船岸については主として掘井が担当した。

この報告の作成に当たって、全般的に御指示頂いた設計

表-5.11 さん橋式けい船岸に対するモバイルクレーンの規制

	設計	荷重	アウトリガー反力を常時荷重とみなすとき					アウトリガー反力を異常時荷重とみなすとき					備考							
			特A級	A級	B級	C級	D級	特A級	A級	B級	C級	D級								
床	二方向版	移動荷重	トレーラー	×	○	○	○	○	右に同じ											
		T-20	×	○	○	○	○													
		等分布荷重	1 t/m ²	×	×	×	○	○												
			2	×	○	○	○	○												
			3	×	○	○	○	○												
			4	×	○	○	○	○												
	一方向版	移動荷重	トレーラー	×	○	○	○	○							右に同じ					
		T-20	×	○	○	○	○													
		等分布荷重	1 t/m ²	×	×	○	○	○												
			2	×	×	○	○	○												
			3	×	×	○	○	○												
			4	×	×	○	○	○												
梁	法線平行大梁	移動荷重	トレーラー	×	×	○	○	○	×	○	○	○	○	配筋量の余裕量によって安全となることもある。						
		T-20	×	×	○	○	○	×	×	○	○	○								
		等分布荷重	1 t/m ²	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○							
			2	×	×	×	×	○	×	×	×	○	○							
			3	×	×	×	○	○	×	×	○	○	○							
			小梁	小梁断面の大きさによって異なる																
	法線直角方向大梁	移動荷重	トレーラー	×	×	○	○	○	×	○	○	○	○		配筋量の余裕量によって安全となることもある。					
		T-20	×	×	○	○	○	×	○	○	○	○								
		地震時荷重 (k=0.20)	×	×	○	○	○	×	○	○	○	○								
		等分布荷重	1 t/m ²	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○							
			2	×	×	×	×	○	×	×	×	○	○							
			3	×	×	×	○	○	×	×	○	○	○							
杭	支持力および応力	等分布荷重	1 t/m ²	×	×	○	○	○	×	○	○	○	○	床版の大きさによって安全となることもある						
			2	×	○	○	○	○	○	○	○	○								
			3	○	○	○	○	○	○	○	○	○								
			4	○	○	○	○	○	○	○	○	○								
		地震時荷重 (k=0.20)	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○								
	注)	×	印	危険																
	○	印	安全となることもある																	
	◎	印	安全																	

基準部倉田部長，さん橋式けい船岸について御指示頂いた構造部赤塚室長，設計基準課阪本技官，また文脈，字句の訂正など細かい点にまで目を通して頂いた設計基準課阪本技官，中野技官，図表作成に協力頂いた設計基準課為広技官，田原技官に厚くお礼申し上げます。

7. 資 料

7.資料-1 けい船岸の構造形式別の壁体総高と壁体長，壁体総高と壁体幅の関係

港湾構造物集覧第1集，第2集などから重力式けい船岸について壁体総高と壁体長および壁体総高と壁体幅の関係を求め，図示すると図-7.1.1～図-7.1.2のようになる。またさん橋式けい船岸について床版諸元を求めると表-7.1.1のようになる。

表-7.1.1 さん橋式けい船岸の床版寸法

設計水深 (m)	床版長辺 (m)	床版短辺 (m)	床版厚 (cm)
- 1.5	3.0	2.5	20
- 2.5	3.0	2.5	15
- 4.0	2.5	2.0	15
- 4.0	3.5	2.0	20
- 4.0	3.0	3.0	15
- 4.5	3.0	2.5	20
- 5.5	4.0	2.0	不明
- 6.0	4.5	2.1	20
- 9.0	4.6	2.5	不明
- 9.0	5.0	4.0	不明
- 9.0	5.1	3.5	25
- 9.0	5.0	5.0	25
-9.5	4.0	2.1	20
-10.0	4.0	3.0	不明
-10.0	6.0	2.0	18
-10.0	4.0	3.0	30
-11.0	5.0	2.5	不明
-12.0	5.0	2.5	30

7.資料-2 等分布荷重と集中荷重の構造物への影響の差異

7.2.1 概 説

等分布荷重と集中荷重の構造物への影響の差異は，もっぱら，各々による土圧および土圧分布の差異に帰因するものであるから，それらについて検討を進めて行けばよい。

一般に現行の設計では，等分布荷重による土圧は $q \cdot k$ (q ：等分布荷重強度， k ：土圧係数) で与えられ土圧分布は長方形分布としている。一方集中荷重による土圧および土圧分布は面倒な計算を行なって求めなければならない。

そこで設計上載荷重とアウトリガー反力との構造物への影響の差異の検討に関連して，等分布荷重と集中荷重による土圧の比較をしたものがこの資料である。

7.2.2 等分布荷重と集中荷重による土圧の比較

集中荷重による地盤内応力の解析法としては，ブシネスク式，フレリーヒ式，ウェスターガード式などがあるが，資料の整備状況などからここではブシネスク式を用いる。

ブシネスク式は地盤を弾性体と考えているために水平方向の垂直応力は引張応力となり，必ずしも真の応力を代表していない。したがって，鉛直方向の垂直応力によって土圧の比較をする。

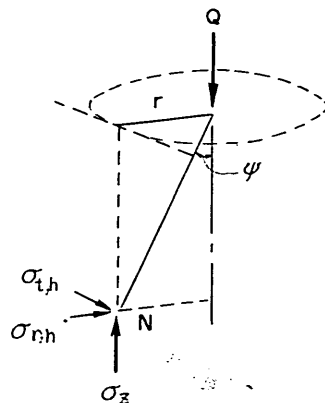
ブシネスク式によると集中荷重 Q による鉛直方向垂直応力は式(7.2.1)で表わされる。

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi \cdot z^2} \cos^5 \psi$$

$$\therefore \sigma_z = \frac{z^2}{Q} = \frac{3}{2\pi} \cos^5 \psi = \frac{3}{2\pi} \left\{ \frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right\}^{\frac{5}{2}}$$

$$= f\left(\frac{r}{z}\right) = I_\sigma \dots \dots \dots (7.2.1)$$

I_σ ；集中荷重による地盤内応力の影響値



σ_z ：鉛直方向の垂直応力
 $\sigma_{r,h}$ ：半径方向の水平垂直応力
 $\sigma_{t,h}$ ：接線方向の水平垂直応力

図-7.2.1 円筒座標による地盤内応力の表示

いま図-7.2.2のように記号を定める。

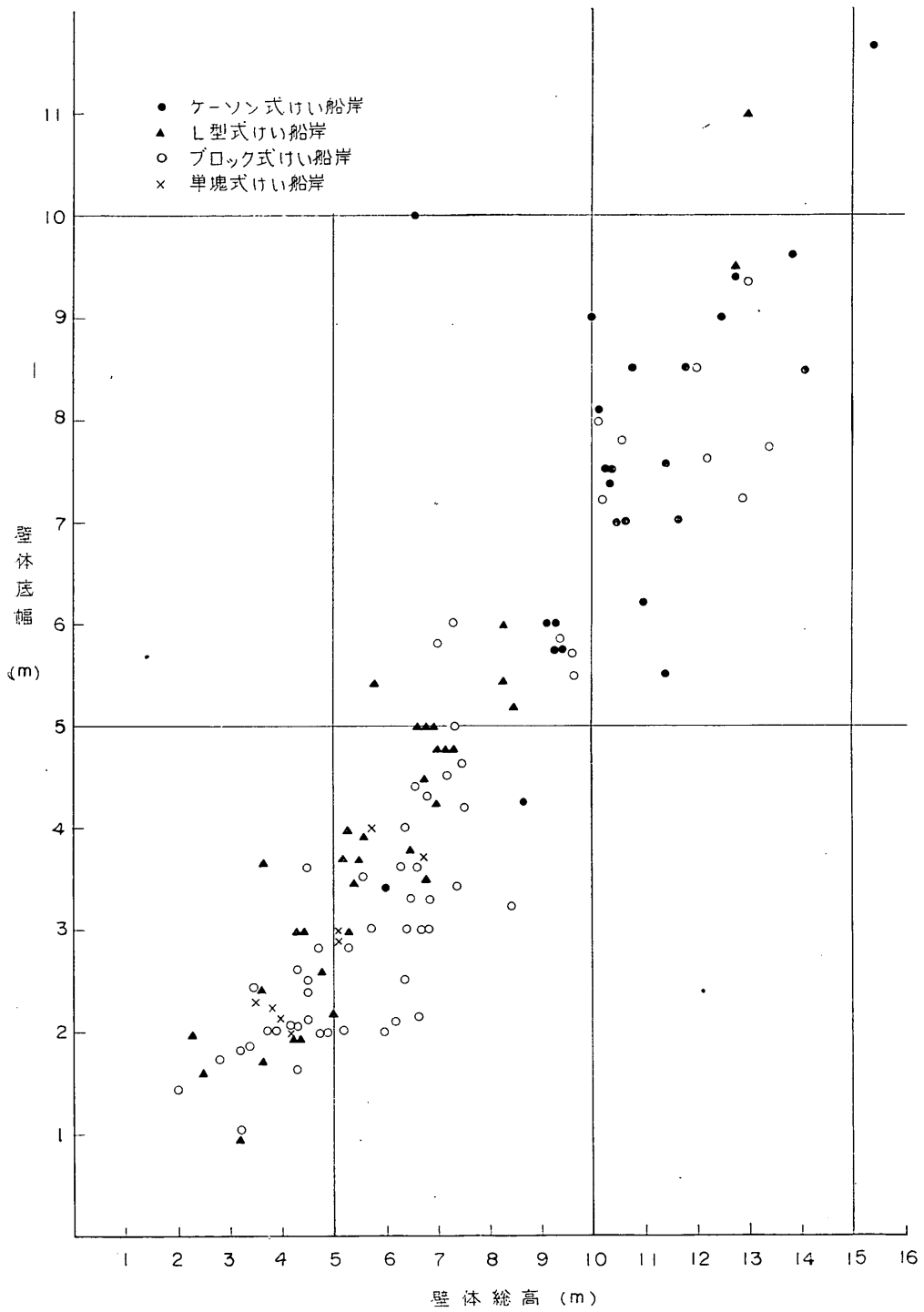


図-7.1.1 重力式けい船岸の壁体総高と壁体底幅の関係

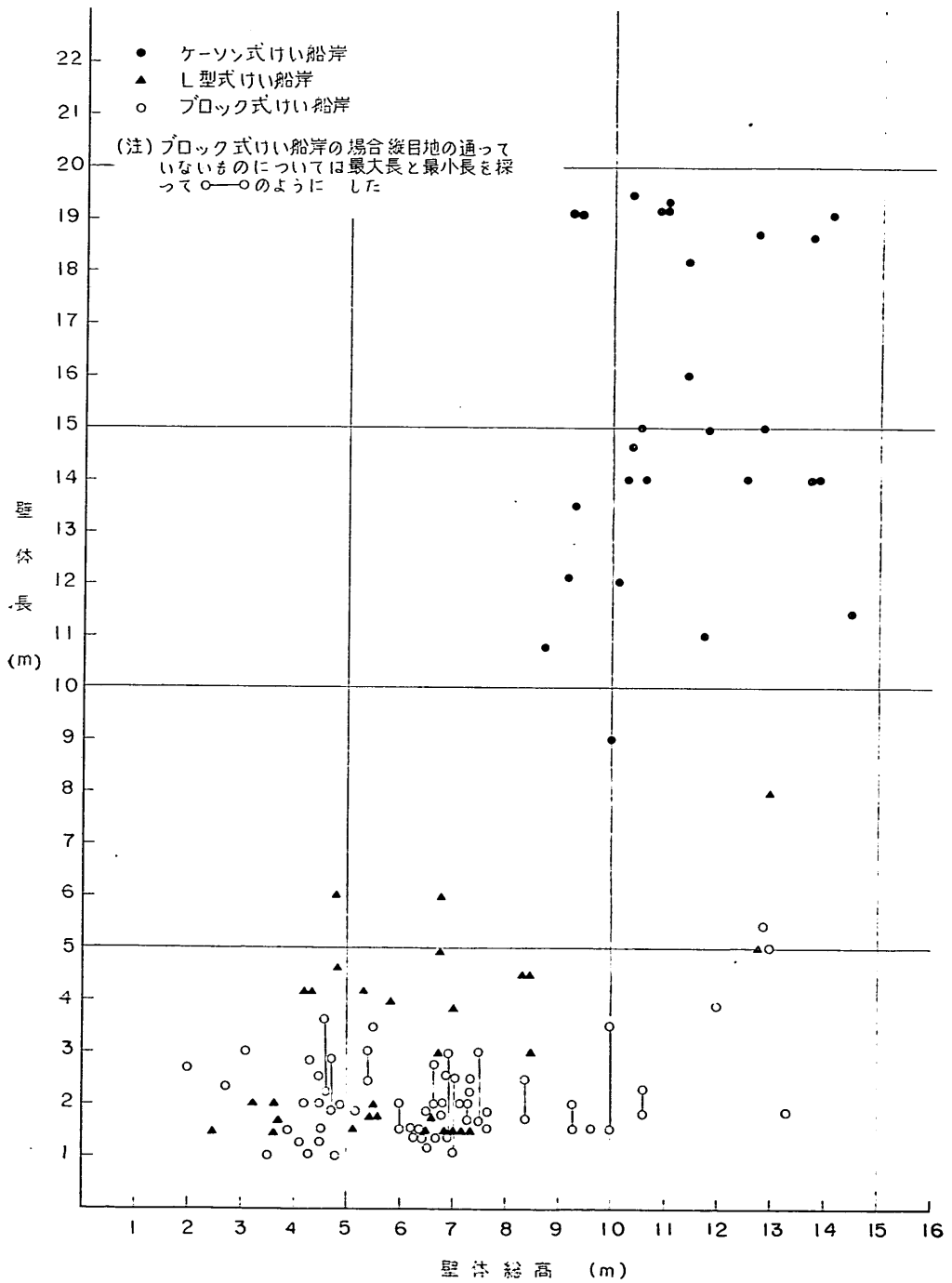
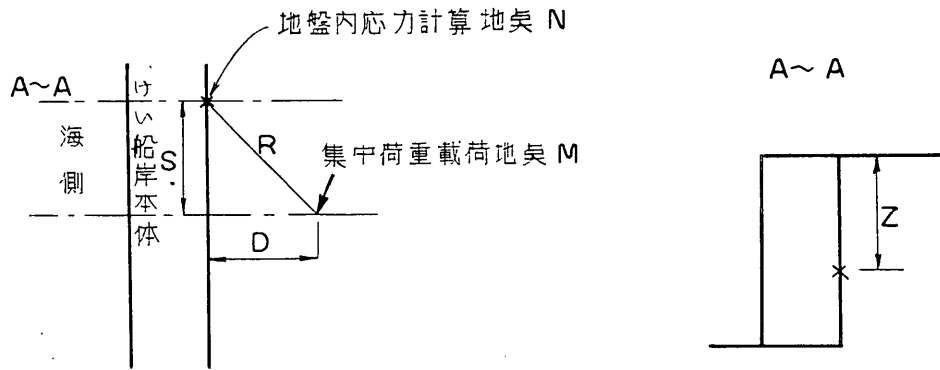


図-7.1.2 重力式けい船岸の壁体総高と壁体長の関係



- D; 壁体から集中荷重載荷地点までのきょり (m)
- S; 集中荷重載荷地点から地盤内応力計算地点までの水平きょり (m)
- R; 集中荷重載荷地点から地盤内応力計算地点までのきょり (m)
- Z; 地盤内応力を計算する深さ (m)

図-7.2.2 地盤内応力計算のための記号説明図

深度 z については鉛直応力の分布，既設けい船岸の壁高を考慮して $0 \sim 10.0\text{m}$ とした。地盤内応力計算地点 s は鉛直応力の分布，既設けい船岸の壁体長を考慮して 0

$\sim 10.0\text{m}$ とした。集中荷重による地盤内の鉛直方向の垂直応力は，集中荷重載荷地点をはなれるに従い急速に小さくなるので， s が大きくなるにつれ，そのメッシュを

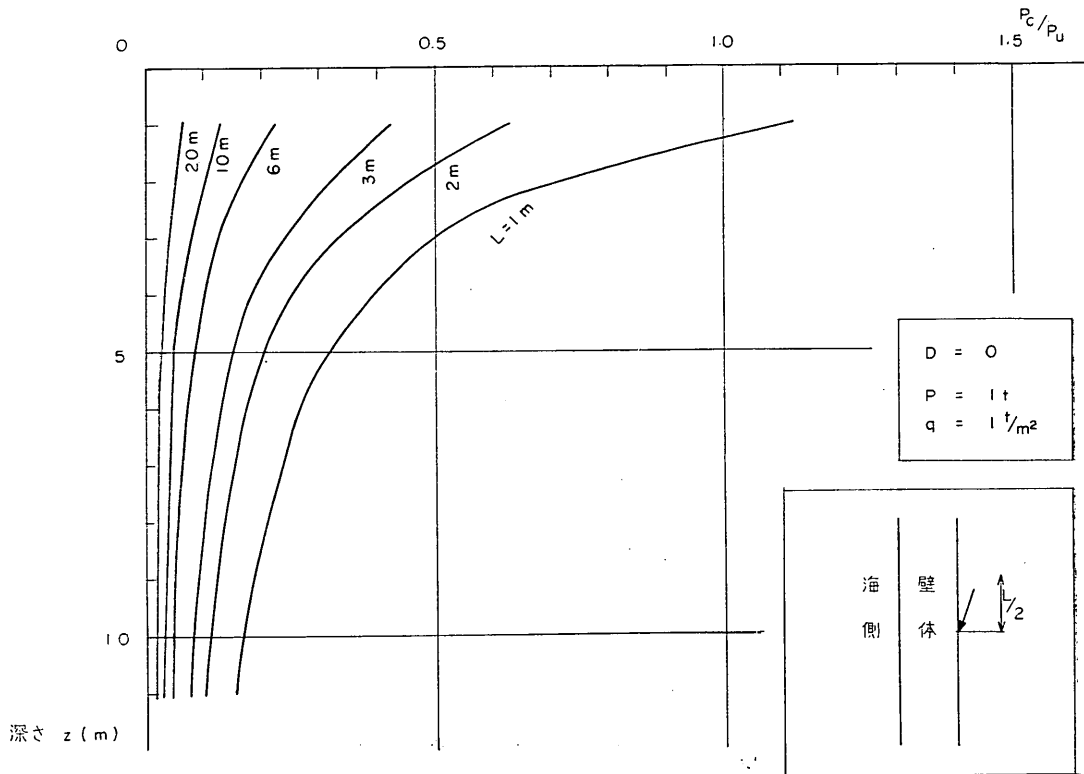


図-7.2.3 P_c/P_u-z 関係図

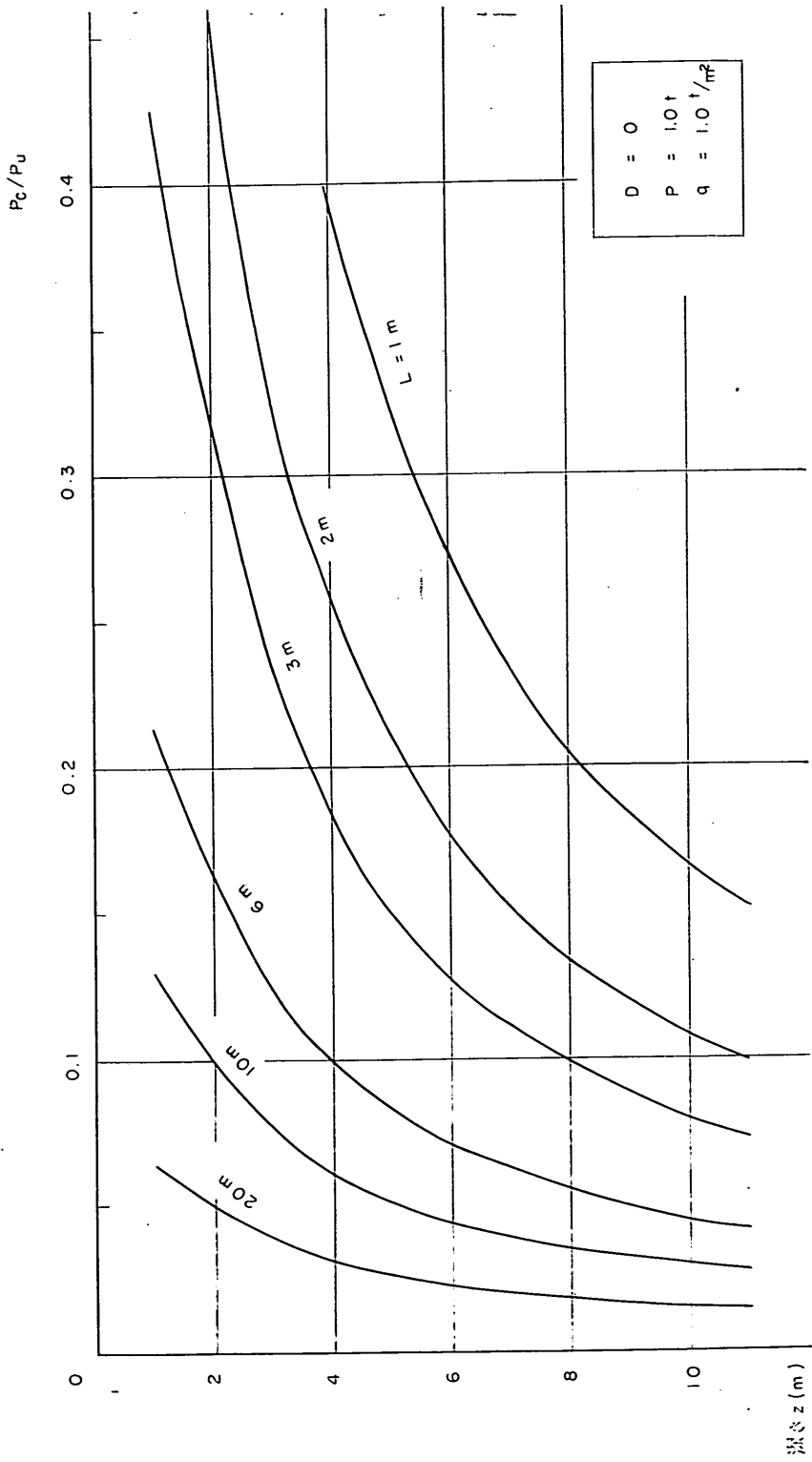


图7-2.4 P_c/P_u-z 关系图

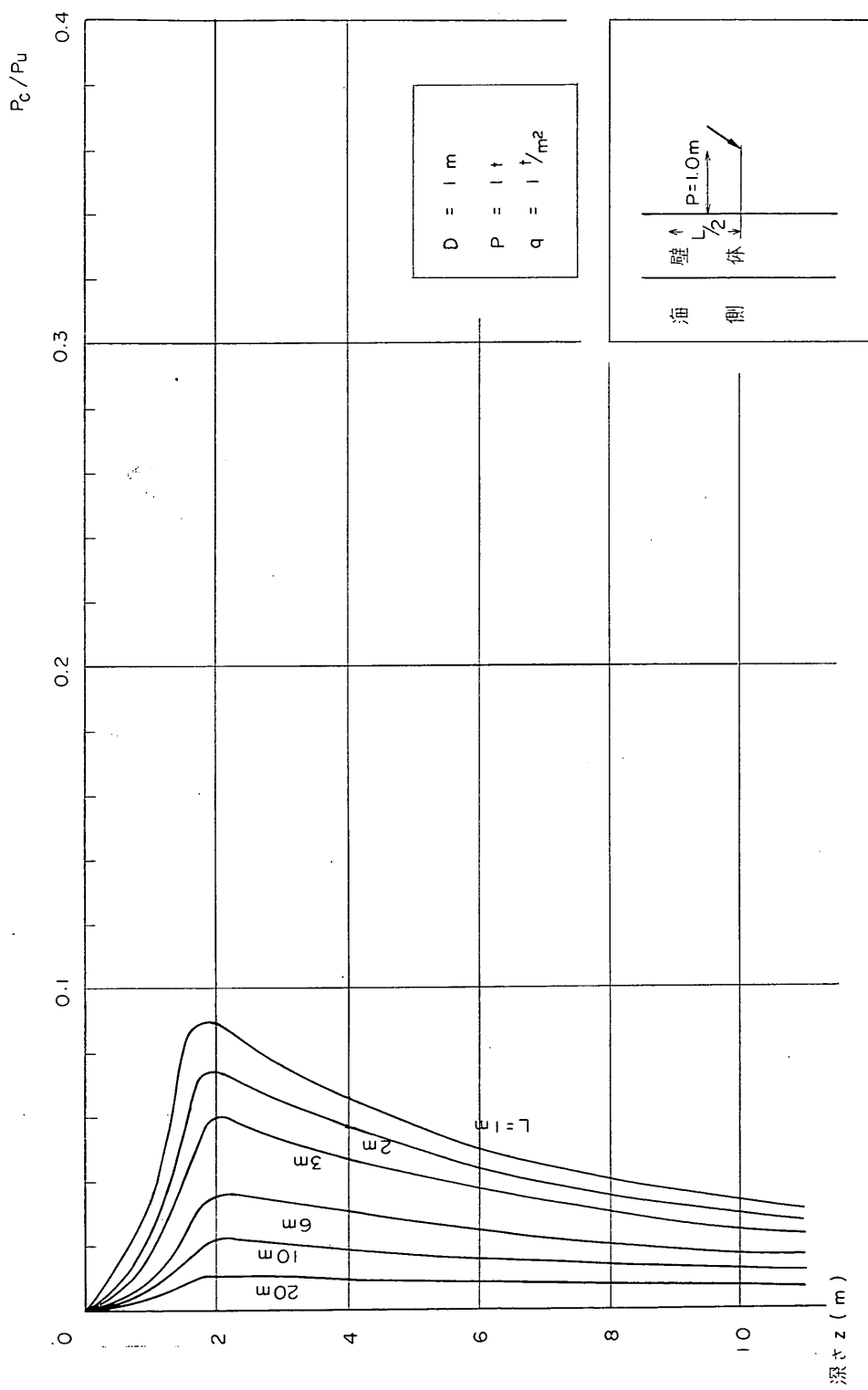


图-7.2.5 P_c/P_u-z 関係图

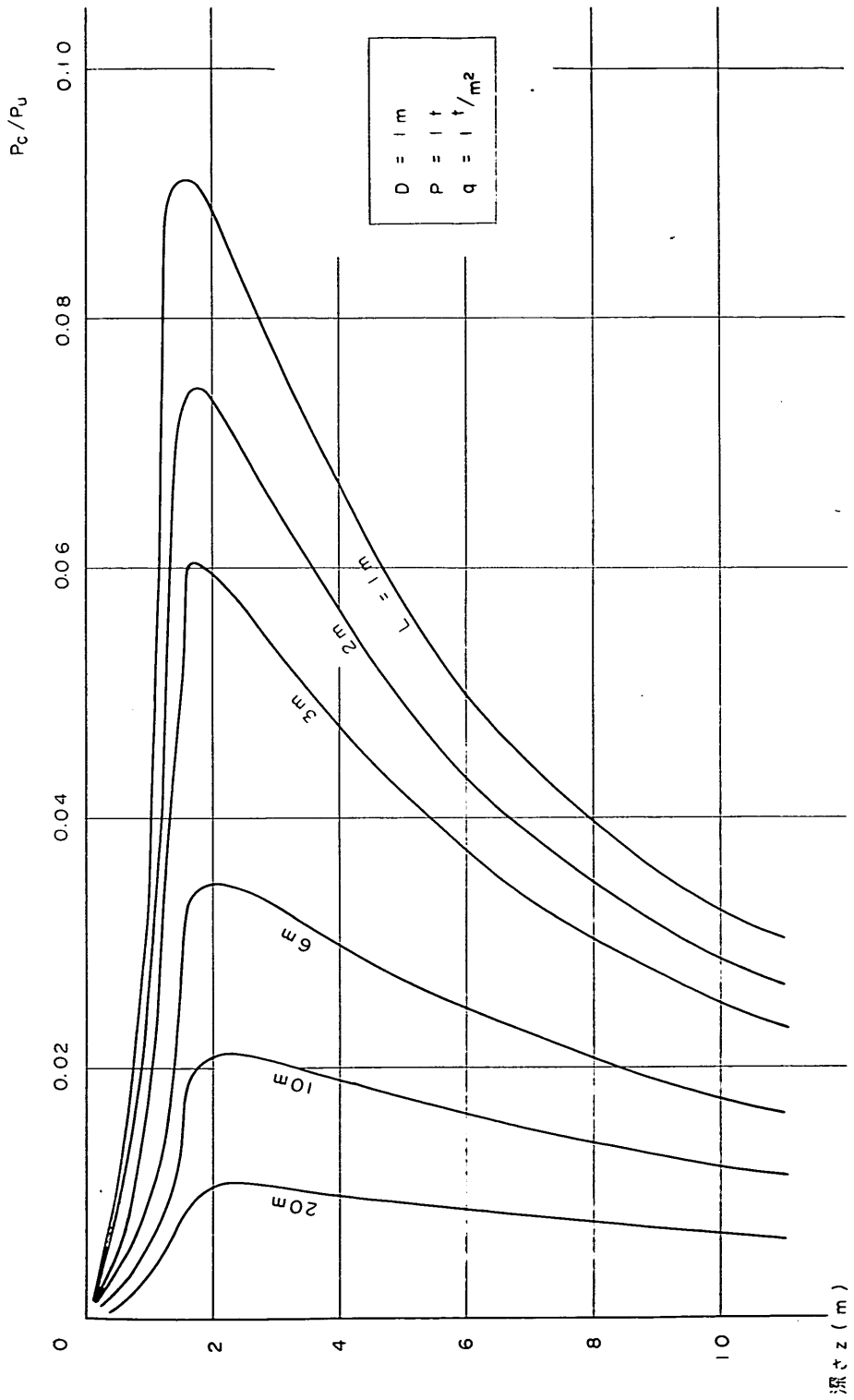


图-7.2.6 P_c/P_u - z 関係图

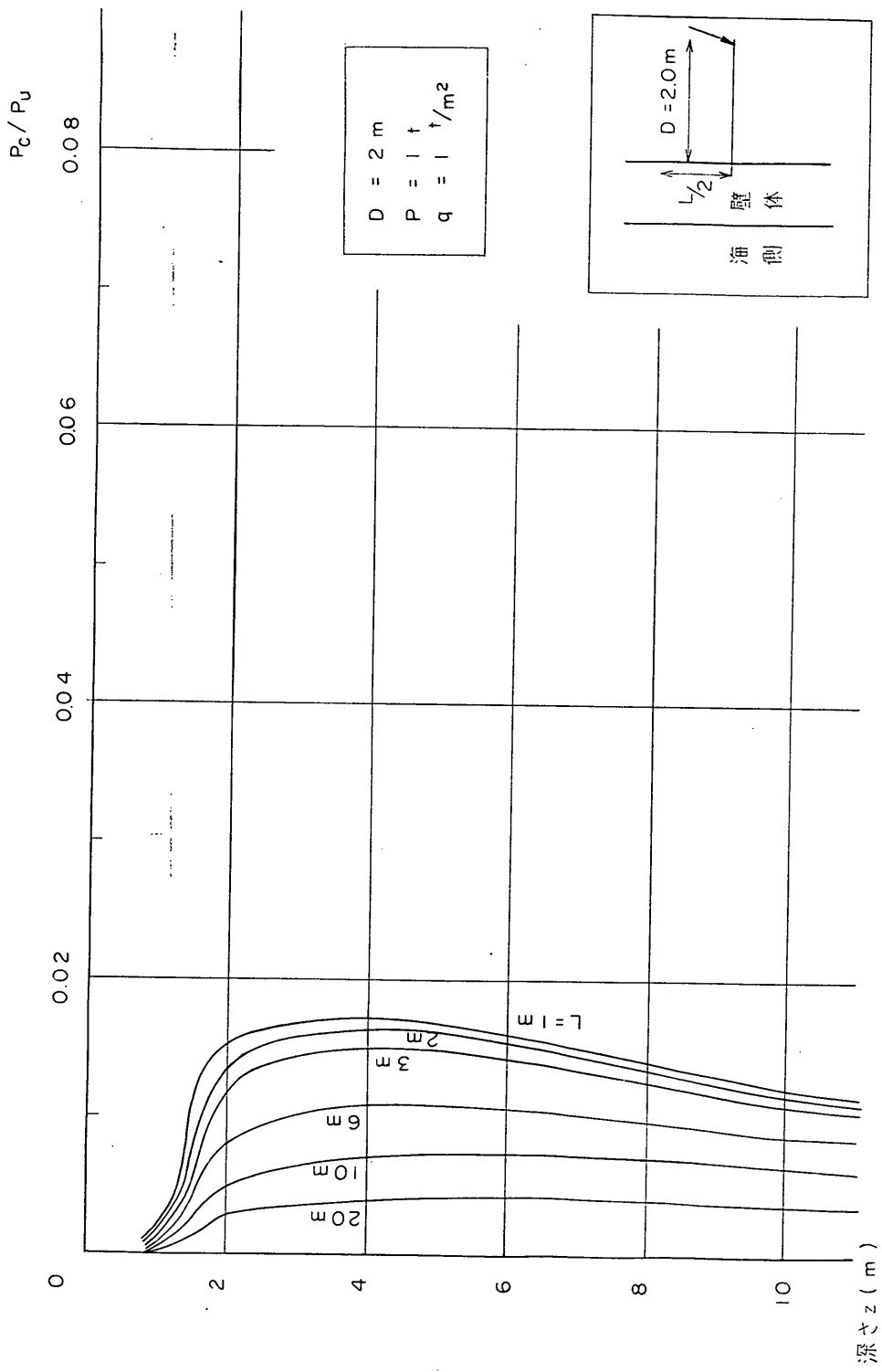


図-7.2.7 P_c/P_u-z 関係図

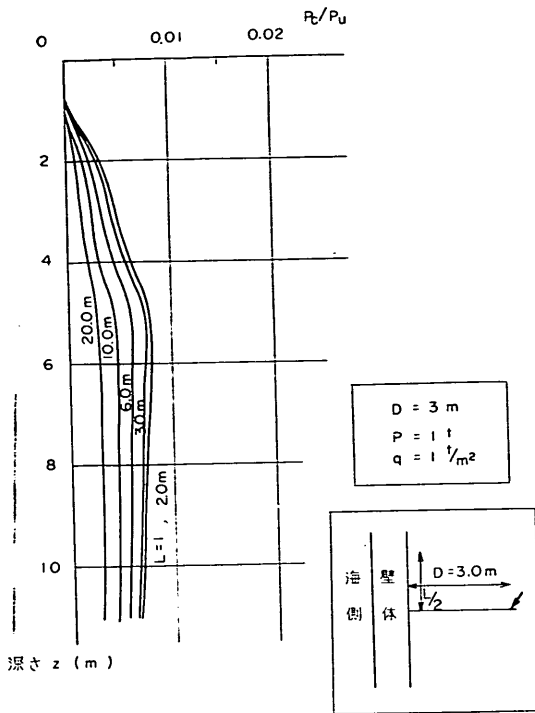


図-7.2.8 P_c/P_u-z 関係図

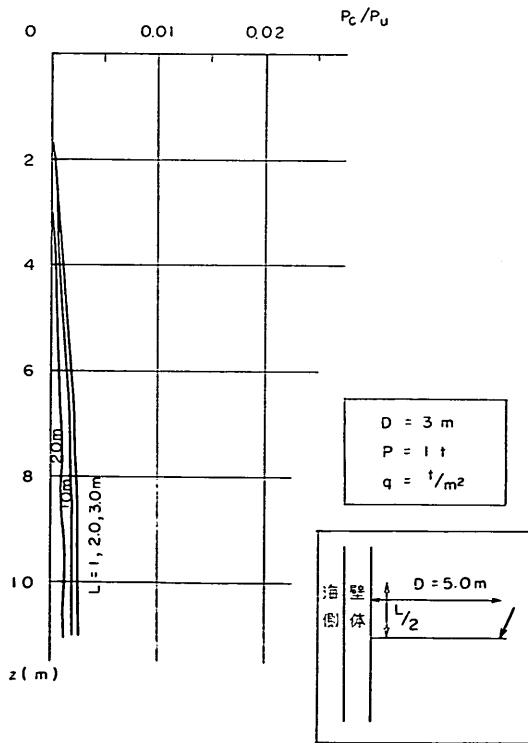


図-7.2.9 P_c/P_u-z 関係図

粗くとして計算を行なった。又、集中荷重載荷点 D は 0m , 1.0m , 2.0m , 3.5m の 4 ケースとした。計算の順序は次のとおりである。

- (1) z と s および D (従って R が求まる) を与えて I_0 を計算する。
- (2) $Q=1.0\text{t}$ として $\sigma_z=I_0/z^2$ を計算する。
- (3) 深度 z なる点についてけい船岸の法線方向、すなわち s 方向に σ_z を加算する。
- (4) 最終的には全土圧の比較になるのであるから地表面から z なる深さまで σ_z を加算する。
(3)(4)の計算によって、幅 $2s$ なる壁体に働く z なる点までの全土圧を土圧係数で除した値、すなわち累計鉛直応力 ($\sum\sigma_{vc}$) が求むる。
- (5) 等分布荷重による鉛直応力は鉛直方向に一様であるとして、幅 $2s$ なる壁体に働く深さ z なる点までの荷重強度 1.0t/m^2 による累計鉛直応力 ($\sum\sigma_{vu}$) を求める。
- (6) $\sum\sigma_{vc}/\sum\sigma_{vu}$ を求めると、集中荷重 1.0t と等分布荷重 1.0t/m^2 との累計鉛直応力の比、すなわち全土圧の比が求まる。

以上の計算結果を図示したものが図-7.2.3~図-7.2.9 である。壁体長、壁体高を与えれば、これらの図より、簡単に集中荷重と等分布荷重の全土圧の比較ができる。

7.2.3 実 例

壁体長 3.0m 、壁体総高 4.0m のブロック式けい船岸が、常時上載荷重 1.0t/m^2 で設計されている。このけい船岸の壁体背後 0.5m に集中荷重が載荷される場合設計上載荷重 1.0t/m^2 による全土圧を越えないようにするには集中荷重はどれほどであればよいか、という問題を解いてみよう。

$D=0.5\text{m}$ であるから $D=0$ に対する図-7.2.3 あるいは図-7.2.4 および $D=1.0\text{m}$ に対する図-7.2.5 を用いる。

図-7.2.3 あるいは図-7.2.4 より $L=3.0\text{m}$, $H=4.0\text{m}$ をたどると、 $P_c/P_u=0.17$ 同様に図-7.2.5 より $P_c/P_u=0.040$ を得る。

平均を採って $P_c/P_u = \frac{0.17+0.040}{2} = 0.105$ となる。

従って、求める集中荷重 P_0 は

$$P_0 = 1.0/0.15 = 9.5\text{t}$$

となる。

7.資料-3 版に対する塑性理論—降伏線理論—について

7.3.1 概 説

鉄筋コンクリート部材の破壊強度設計法は、欧米に於

いて漸次、実用に向いつつある。これは設計荷重に荷重係数 (Specified Load factor) を乗じて設計荷重とし、この荷重の下で部材が破壊するように、かつ通常の荷重状態の下で、たわみやクラック幅がある限度内におさまるように荷重係数をきめて断面を決定する方法である。部材が破壊する寸前では弾性理論はもはや正しくない。このための理論として塑性理論が用いられている。部材がハリや柱である場合については、すでに相当の理論的集積がある。一方、部材が版であるような場合については降伏線理論がある。

降伏線理論は Aage Ingerslev によって割始され、1948年 K. W. Johansen によって著しく発展せしめられた。その後、多くの論文が発表され、今後の成行が注目されている。

降伏線理論による破壊荷重は小規模な実験によると安全側の値を与えるといわれている。しかし、荷重作用時のクラック幅、たわみの大きさなどについて十分研究しつくされてはいない。このような不正確さの反面、弾性理論では到底解が求められないような形、支承条件、荷重に対しても、比較的簡単な数式、または若干の試行によって容易に解が求められるという利点がある。

わが国においても、降伏線理論と実験値の比較が 1, 2 なされているが、いずれも小規模な鉄筋コンクリート床版に対するものであり、今後は大規模な床版について検討することが必要である。

いずれにしても、ただちに設計法の一環として組み入れることは不可能ではあるが、一時的な構造物や、さし

て重要でない構造物には用いることができよう。

7.3.2 降伏線パターン

降伏線パターンは、破壊荷重の算定に対して、もっとも重要な要素である。降伏線パターンは実験によって求めるのが最も正確ではあるが、計算によっても、その概要を求めることができる。計算による降伏線パターンを用いて破壊荷重を算定しても、大した誤りを生じない。

鉄筋コンクリート床版に荷重を載荷し、荷重を大きくして行くと、モーメントの大きい領域に降伏線が発生する。降伏線は、変位が大きく塑性変形が弾性変形よりは

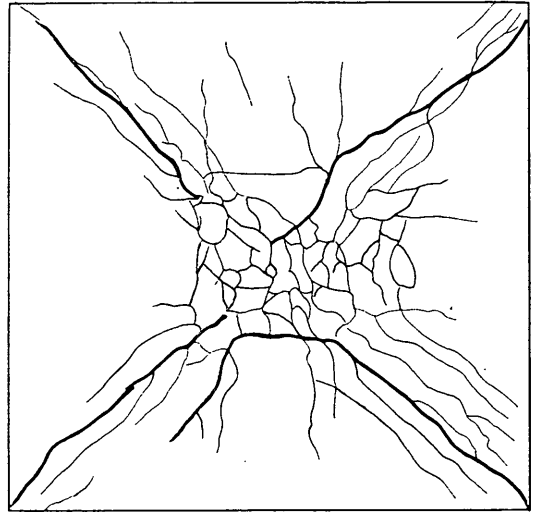


図-7.3.1 降伏線パターンの1例

(Reinforced Concrete Review 3., No. 8, 1855 より)

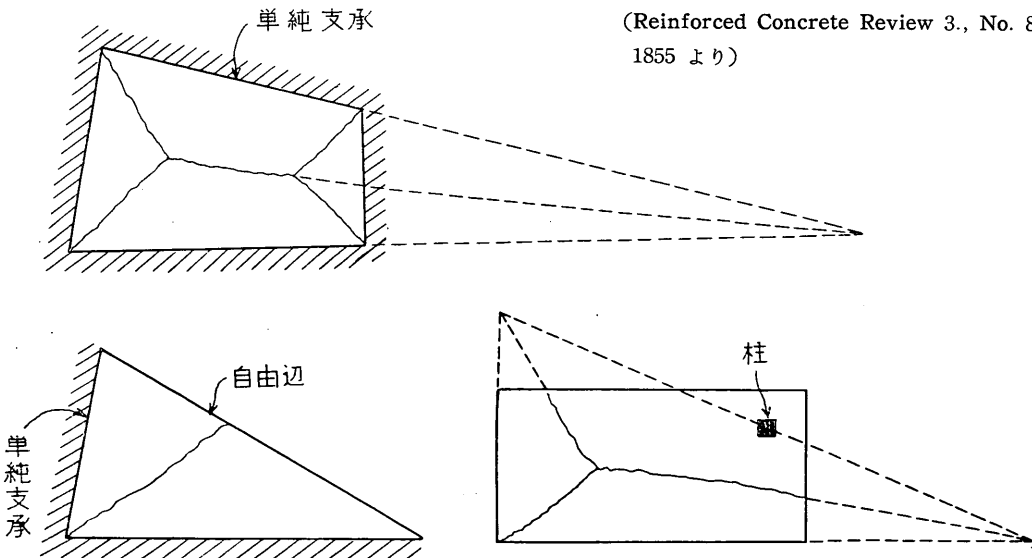


図-7.2.2 代表的な降伏線パターン (A.C.I., 24., No. 7, 1953 より)

るかに大きいところで発生すると考えられる。このような過載荷の状態を続けると図-7.3.1に示すようなジグザク状の降伏線パターンが形成される。

降伏線理論における降伏線パターンに関する基本的仮定は次の通りである。

- (1) 降伏線は図-7.3.1に示すように実際はジグザク状であるが直線と仮定する。
- (2) 降伏線に沿って鉄筋の降伏点と、コンクリートの強度によってきまる降伏モーメントが作用する。
- (3) 降伏線によって分割された各部分は上記降伏モーメントを持ったままある回転軸のまわりに回転する。
- (4) 降伏線によって分割された各部分の弾性とう角は降伏線に沿う塑性とう角よりはるかに微小であるから、各分割部分は平面であると仮定とする。
- (5) 各分割部分の回転軸は支持辺および固定辺ではそれらの支承辺と一致し、柱支承の場合は、柱上を通る。
- (6) 降伏線によって分割された2つの部分間の降伏線はそれら2部分の回転軸の交点を通る。

図-7.3.2は代表的な降伏線パターンを示している。

降伏線はハリや骨組の塑性解析に用いられる塑性ヒンジ (plastic hinge) や降伏ヒンジ (yield hinge) と同じものである。床版の下面に引張力の働く降伏線を正の降伏線といい、上面に引張力の働く降伏線を負の降伏線と呼ぶ。

7.3.3 降伏モーメント

床版の破壊荷重に相当する降伏線パターンの決定は降伏線によって分割された各部分の釣合方程式、もしくは仮定仕事式によってなされる。降伏線においては、降伏モーメントが主モーメントであり、殆んどの場合、せん断力は0である。

従って降伏線の単位長さ当りに降伏モーメント m が降伏線に直角に作用する。合計の降伏モーメントは降伏線の長さの m 倍の大きさとなる。

単位長さ当りの降伏モーメントは式-(7.3.1)で与えられる。

$$m = M_u / b = d^2 p f_{yp} \left(1 - \frac{1}{2} q\right) \dots\dots\dots (7.3.1)$$

ここに m ; 単位長さ当りの降伏モーメント ($t \cdot m/m$)

M_u ; 降伏曲げモーメント ($t \cdot m$)

b ; 床版の幅 (m)

d ; 床版の有効高さ (m)

p ; 鉄筋比 A_s / bd

f_{yp} ; 鉄筋の降伏点 (t/m^2)

q ; $p f_{yp} / f_c$

f_c ; コンクリートの28日強度 (t/m^2)

図-7.3.3は $f_{yp} = 2800, 3500, 4200 \text{ kg/cm}^2$ および $f_c' = 210, 280, 350 \text{ kg/cm}^2$ について種々の鉄筋比を与えて単位長さ当りの降伏モーメントを計算したものである。

互いに直角の方向、すなわち x 方向および y 方向の配筋がそれぞれ等しく単位長幅について m なる降伏モーメントであれば、降伏線の単位長幅についての降伏モーメントはその方向に拘らず m である。なぜならばもし降伏線が x 方向および y 方向と角 α および角 $\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right)$ で交わるとすると、降伏線の単位長幅あたりの降伏モーメントは $m \left[\cos^2\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) + \cos^2\alpha \right] = m$ となるからである。

x 方向および y 方向について配筋が異なる場合については次のようにすればよい。図-7.3.4において、 x 方向および y 方向に平行な断面の降伏モーメントを単位幅につきそれぞれ m および μm とする。

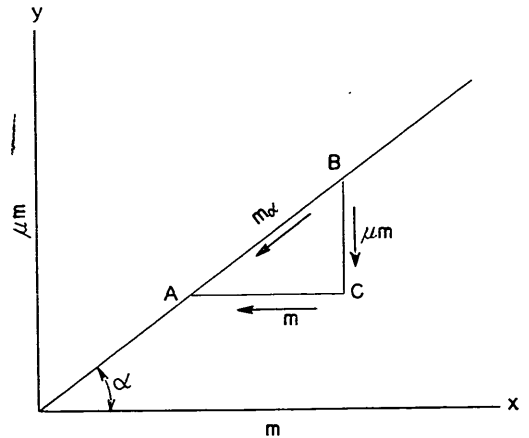


図-7.3.4 2方向に配筋の異なる場合の降伏モーメント

x 軸と α なる角をなす降伏線の単位長に対する降伏モーメント m_a を求めると式-(7.3.2)となる。

$$AB \cdot m_a = AC m \cos \alpha + BC \mu m \sin \alpha$$

$$\therefore m_a = m (\cos^2 \alpha + \mu \sin^2 \alpha) \dots\dots\dots (7.3.2)$$

また AB に働くねじりモーメント t は式-(7.3.3)となる。

$$t = m (1 - \mu) \sin \alpha \cos \alpha \dots\dots\dots (7.3.3)$$

従って x 方向と y 方向の降伏強さが一様であれば $\mu = 1$ であるから $m_a = m$, $t = 0$ となる。

図-7.3.5において AB を回転軸、 AC , BC を降伏線とすると、不等配筋のため AC , BC にはそれぞれ降伏モーメント m_1 , m_2 , ねじりモーメント t_1 , t_2 が作用する。

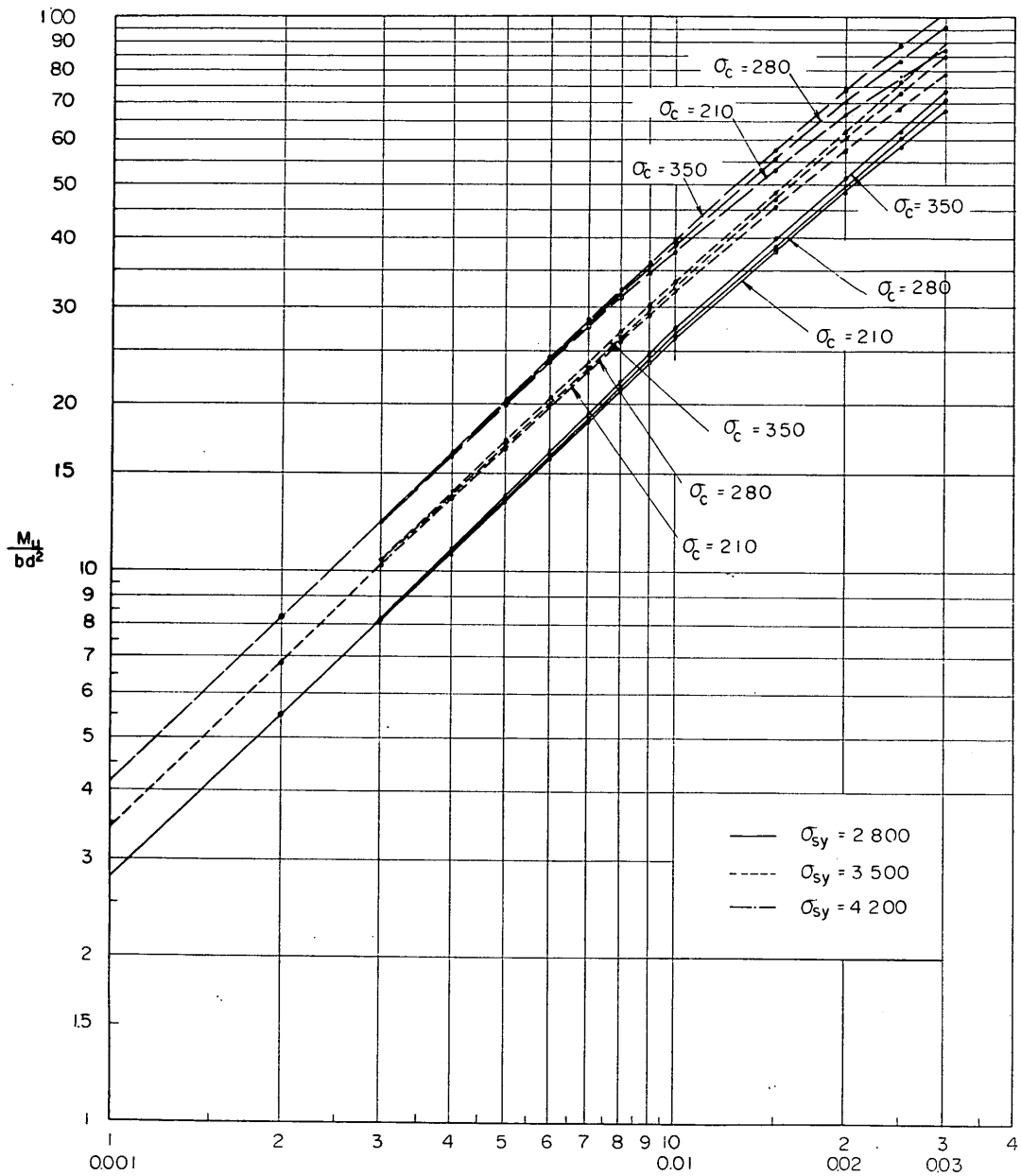


図-7.3.3 長方形ばりの降伏モーメント

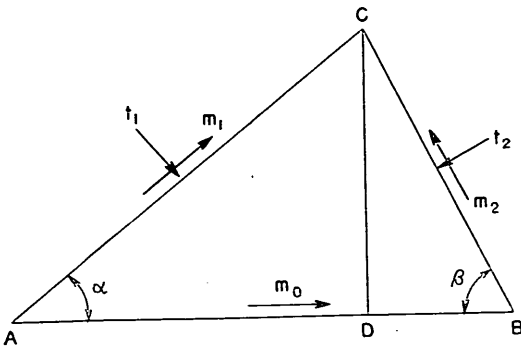


図-7.3.5 回転軸に対する平均モーメント

回転軸 AB に対する単位長あたりの平均モーメント m_0 を求めると式(7.3.4)となる。

$$m_0 AB = m_1 AC \cos \alpha + m_2 BC \cos \beta + t_1 AC \sin \alpha - t_2 B C \sin \beta$$

$$\therefore m_0 = \frac{m_1 AD + m_2 DB}{AB} + \frac{CD}{AB} (t_1 - t_2) \quad (7.3.4)$$

図-7.3.5 の回転軸 AB が図-7.3.4 の x 軸方向と一致すれば

$$m_0 = m$$

また y 軸と一致すれば

$$m_0 = \mu m$$

となる。

また、回転軸 AB が負の降伏モーメントに対する降伏線すなわち負の降伏線になる場合は、その降伏モーメント $-m'$ 、 $-\nu m'$ を加えて次の関係となる。

$$x \text{ 方向: } m_0 = m + m'$$

$$y \text{ 方向: } m_0 = \mu m + \nu m'$$

$$\text{等量配筋の場合一般軸方向: } m_0 = m + m'$$

7.3.4 隅部反力について

自由辺または単純支持辺では降伏モーメントとねじりモーメントは理論的に0である。実験によると自由辺又は、単純支持辺に降伏線が近づくとき図-7.3.6のように曲

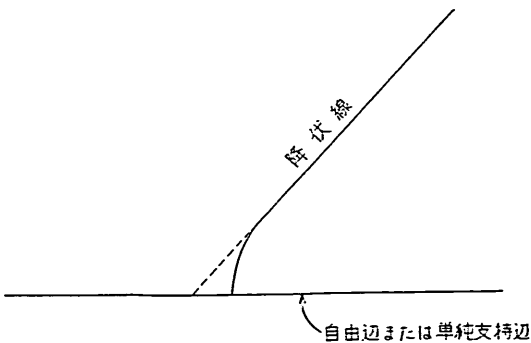


図-7.3.6 自由辺又は単純支持辺に入る降伏線

がる。降伏線が辺に対して真直ぐな直線として延ばすことにすれば修正を行なう必要がある。それには隅部反力を考慮する。

図-7.3.7において、 AB を自由辺もしくは単純支持辺 AO を降伏線としその降伏モーメントを m とする。

せん断力 m_t の大きさは図-7.3.7に示される微小な三角形 AOB の釣合いを考えることによって求められる。

三角形 AOB に作用する合計の降伏モーメントはベクトルの合計により求められる。

$$m(\overline{AO} + \overline{OB}) = m\overline{AB} = m\overline{ds}$$

\overline{OB} に関するモーメントの釣合式より式(7.3.5)のようになる。

$$m ds \cos \alpha = m + d s \sin \alpha$$

$$\therefore m_t = m \cot \alpha \quad \dots\dots\dots(7.3.5)$$

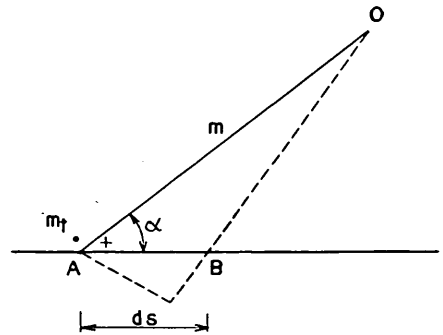
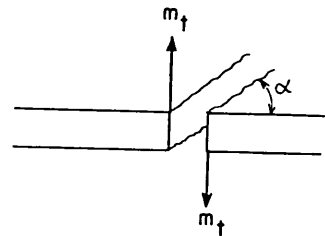


図-7.3.7 隅部反力

m_t は正の降伏線の場合には鋭角側が下向き、鈍角側が上向き、負の降伏線の場合には鋭角側が上向き、鈍角側が下向きに働くものとする。

7.3.5 隅部のテコ作用 (corner lever) について

隅部が固定されていないとすると新しい降伏線パターンが発生し、図-7.3.8において、軸 $a-a$ をテコとして新しくできた部分 A は回転する。これを隅部のテコ作用という。

隅部が固定され鉄筋が床版の上部に入っていないときは、隅部は $a-a$ に沿って破壊する。鉄筋が上部に入っていると負の降伏線 $b-b$ が生じる。また、十分に配筋されておれば $b-b$ の降伏線は隅部に移動し一本の正の

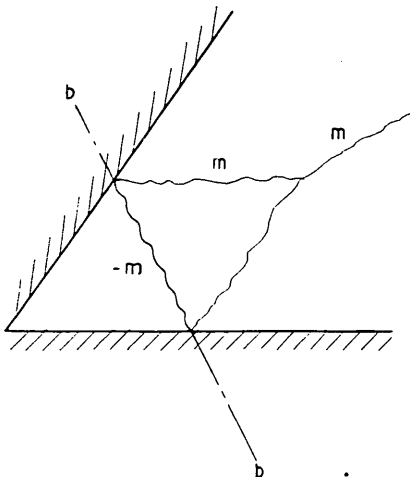
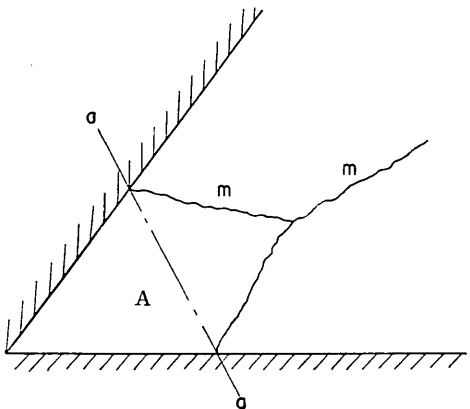


図-7.3.8 隅部のテコ作用 (Corner Lever)

降伏線が適用される。

隅部にテコ作用が働く際には、このY型の降伏線パターンが最も危険で一本の降伏線と仮定した場合よりも大きい降伏モーメントを与える。

Johansen は隅部のテコ作用を無視して実際の設計を行ない、後で修正することを提案し、そのための一般式や数表を示した。

7.3.6 降伏線理論の解法

解法には二つの系統がありその1つは平衡法 (equilibrium method) で、もう1つは仮想仕事法 (Work method) である。

平衡法は、降伏線によって分割された各部分に対してその回転軸のまわりに対し、応力のモーメントと外力のモーメントとの平衡条件式を立てこれを連立に解くものである。連立方程式を解くと降伏線の位置と、降伏モー

メント (荷重が与えられているとき) あるいは破壊荷重 (降伏モーメントが与えられているとき) が決る。

仕事法は仮想仕事の原理によるもので、床版の特定の場所に微小の沈下を与え、それによる応力および外力のなす仕事の和を0とおくものである。一組のせん断力 m_i は断面の左右で打ち消され版全体としてはせん断力のなす仕事は0である。降伏線によって分割された各部分に対する降伏モーメントのなす仕事は降伏線の回転角 $\bar{\theta}$ と降伏モーメントの \bar{M} との積である。従って式-(7.3.6) が成り立つ。

$$\sum \bar{M} \bar{\theta} + \sum \iint w \delta x dy = 0 \dots\dots\dots(7.3.6)$$

w ; 荷重
 δ ; たわみの大きさ

正しい降伏線パターンの場合には降伏線に沿う降伏モーメントは最大値をとるはずである。

いま、 x_1, x_2, x_3, \dots を降伏線をきめるパラメーターであるとすると式-(7.3.6)は式-(7.3.7)となる。

$$m = F(x_1, x_2, x_3, \dots, w) \dots\dots\dots(7.3.7)$$

正しい降伏線パターンは

$$\frac{\partial m}{\partial x_1} = 0, \quad \frac{\partial m}{\partial x_2} = 0, \quad \frac{\partial m}{\partial x_3} = 0 \dots\dots$$

とおけば求められる。

平衡法は、一般に代数的な操作が少なくすむという利点の反面、節点力 (nodal Force) の概念を使わなければならない。当初 Johansen が与えた節点力の値が正確でない事例があつたため、仕事法がよく用いられたのであるが、最近の英国における研究により正確な節点力が与えられるようになった。

仕事法は、簡単に解けるという利点がある反面、幾何的パラメーターを多く持っている場合、代表的操作がすこぶるはんどつとなる。

なお、節点力に関する詳細な研究としては参考文献(5)があるので参照されたい。

7.3.7 実 例

(i) 一方向版

図-7.3.9に示す一方向版について解く。

左側について $\dots\dots m + m_1' = \frac{1}{2} w x^2$

右側について $\dots\dots m + m_2' = \frac{1}{2} w (L-x)^2$

$i_1 = m_1'/m$ $i_2 = m_2'/m$ として二式を連立して解くと

$$m = \frac{wL^2}{2(\sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_2})^2}$$

$$x = \frac{L\sqrt{1+i_1}}{\sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_2}}$$

単純支持床版とすると $i_1 = i_2 = 0$ であるから

$$m = wL^2/8, \quad x = L/2$$

固定支持床板で $i_1 = i_2 = 2$ とする

$$m' = wL^2/12, \quad m = wL^2/24$$

これは弾性理論による値と同じである。

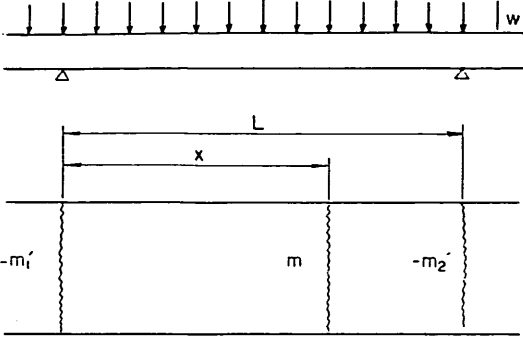


図-7.3.9 一方向版

(ii) 等分布荷重を受ける矩形床板

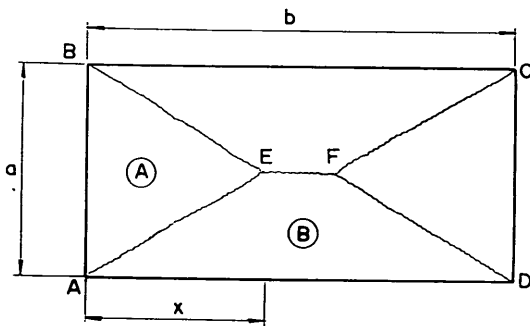


図-7.3.10 四辺固定二方向版 (荷重は等分布荷重)

図-7.3.10において短辺 a 、長辺 b 、周辺固定版とし破壊等分布荷重を w_0 各部降伏モーメントを次のとおりとする。

- 短辺方向; 正の降伏モーメント m
負の降伏モーメント $-m'$
長辺方向; 正の降伏モーメント μm
負の降伏モーメント $-\nu m'$

降伏線を図-7.3.10と仮定する。

(i) 平衡法による解法

(A) 部分 $(\mu m + \nu m')a = \frac{1}{6}ax^2w$

(B) 部分 $(m + m')b = b\frac{a}{2} \cdot w \cdot \frac{a}{4} - 2\frac{1}{2} \cdot \frac{ax}{2} \frac{aw}{3}$
 $= \frac{1}{8}wba^2 - \frac{1}{6}wxa^2$

m'/m , μ , ν が予め与えられていると未知量は m , x である。

上記2式より

$$x/a = \frac{1}{2} \cdot \frac{\mu + \nu \frac{m'}{m}}{1 + \frac{m'}{m}} \left(-\frac{a}{b} + \sqrt{\frac{a^2}{b^2} + 3 \frac{1 + m'/m}{\mu + \nu m'/m}} \right)$$

$$m = \frac{1}{24} wa^2 \frac{\mu + \nu m'/m}{(1 + m'/m)^2} \left(-\frac{a}{b} + \sqrt{\frac{a^2}{b^2} + 3 \frac{1 + m'/m}{\mu + \nu m'/m}} \right)^2$$

特別の場合として

(1) $\nu = \mu$ のとき

$$\frac{x}{a} = \frac{1}{2} \mu \left(-\frac{a}{b} + \sqrt{\frac{a^2}{b^2} + 3 \frac{1}{\mu}} \right)$$

$$m + m' = \frac{1}{24} wa^2 \mu \left(-\frac{a}{b} + \sqrt{\frac{a^2}{b^2} + 3 \frac{1}{\mu}} \right)^2$$

(2) 四辺単純支持のとき

$$m' = 0$$

$$\frac{x}{a} = \frac{1}{2} \mu \left(-\frac{a}{b} + \sqrt{\frac{a^2}{b^2} + 3 \frac{1}{\mu}} \right)$$

$$m = \frac{1}{24} wa^2 \mu \left(-\frac{a}{b} + \sqrt{\frac{a^2}{b^2} + 3 \frac{1}{\mu}} \right)^2$$

(3) 正方形版で $\mu = 1, \nu = 1$ のとき

$$\frac{x}{a} = \frac{1}{2}$$

$$m + m' = \frac{1}{24} wa^2$$

(ii) 仕事法による解法

$m' = 0$ のみについて解法を示す。

まず中央の降伏線 EF を δ だけ下げる。

A部の回転は δ/x で回転軸のまわりの応力 $\mu m a$ のなす仕事は $\mu m a \delta/x$ である。またこの部分の荷重の大きさは $\frac{1}{2} w a x$ で合力の着点の下りは $\frac{1}{3} \delta$ である。

B部については回転軸のまわりの応力のモーメントは $m b$ 、回転は $2\delta/a$ 、荷重は三角部 $\frac{1}{2} w a x$ と矩形部 $w(b-2x)a/2$ の和となり、前者の合力点の下りは $\delta/3$ 、後者は $\delta/2$ である。

従って

$$\mu m a \cdot \frac{\delta}{x} + m b \cdot \frac{2\delta}{a} = \frac{1}{6} a w x \delta + \frac{1}{2} w x a \cdot \frac{1}{3} \delta + (b-2x) \frac{a}{2} w \frac{\delta}{2}$$

$$\therefore m = \frac{\left(\frac{1}{4}b - \frac{1}{6}x\right) w a}{\mu \frac{a}{x} + 2 \cdot \frac{b}{a}}$$

$\frac{\partial m}{\partial x} = 0$ とすると

$$\frac{x}{a} = \frac{1}{2} \mu \left(-\frac{a}{b} + \sqrt{\frac{a^2}{b^2} + 3 \frac{1}{\mu}} \right)$$

従って

$$m = \frac{1}{24} wa^2 \mu \left[-\frac{a}{b} + \sqrt{\frac{a^2}{b^2} + 3\frac{1}{\mu}} \right]^2$$

- (iii) 二辺固定支持，二辺自由で等分布荷重を受ける矩形版

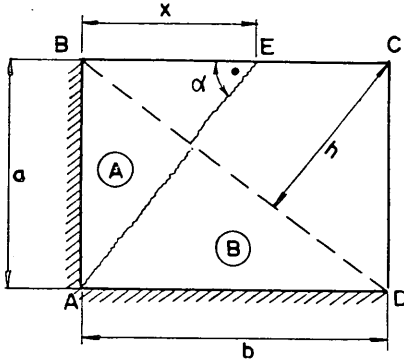


図-7.3.11 二辺支持二辺自由二方向版
(荷重は等分布荷重)

図-7.3.11において， x, y 方向とも配筋は等しく，降伏線を図のように仮定する。

降伏線が自由辺と交わるので隅反力を考えなければならぬ。

$$m_t = m \cot \alpha = m \cdot \frac{x}{a}$$

鋭角側下向き，鈍角側上向きということに注意する。

- (i) 平衡法による解法

(A) 部分 $ma = \frac{1}{6} wax^2 + m \cdot \frac{x}{a} \cdot x$

(B) 部分 $mx + m \cdot \frac{x}{a} \cdot a = \frac{1}{2} wba^2 - \frac{1}{3} wa^2 x$

従って

$$x/a = \frac{a}{3b} + \sqrt{1 + \left(\frac{a}{3b}\right)^2}$$

$$m = \frac{3}{4} \cdot \frac{wb^2}{1 + \sqrt{1 + 9\frac{b^2}{a^2}}} \quad (b > a)$$

又負のモーメントに対する降伏線を点線で示す対角線をとるものとする

$$m' = \frac{1}{6} wh^2 - \frac{1}{6} w \frac{a^2 b^2}{a^2 + b^2}$$

- (ii) 仕事法による解法

E 点を δ だけさげる。 A の回転は $\theta_A = \delta/x$ B の回転は $\theta_B = \delta/a$ で隅反力は全体として仕事は 0 であることを注意して次式を得る。

$$\left(ma - \frac{1}{6} wax^2 \right) \frac{\delta}{x}$$

$$+ \left(mb - \frac{1}{2} wba^2 + \frac{1}{3} wa^2 x \right) \frac{\delta}{a} = 0$$

$$m = \frac{1}{6} wab \frac{3-x/b}{a|x+x/a}$$

$$\frac{\partial m}{\partial x} = 0 \text{ とすると}$$

$$x/a = \frac{a}{3b} + \sqrt{1 + \left(\frac{a}{3b}\right)^2}$$

$$m = \frac{3}{4} \cdot \frac{wb^2}{1 + \sqrt{1 + 9\frac{b^2}{a^2}}} \quad (b > a)$$

- (iv) 中央に集中荷重を受ける四辺固定版

長辺 l_x ，短辺 l_y で x, y 方向に配筋の等しい四辺固定版を解く。図-7.3.12 のように降伏線を仮定する。

仕事法によって解く。中央点を δ だけさげるものとする。

いま $m = m'$ とし w は床版の単位面積当りの自重とする。(この場合は $0.84t/m^2$ とした)

$$P\delta = \left(2ma \times 4 - \frac{1}{6} wax^2 \times 4 \right) \frac{\delta}{x}$$

$$+ \left(2mb \times 2 - \frac{1}{6} wb \left(\frac{l_y}{2}\right)^2 \times 2 \right) \frac{2\delta}{l_y}$$

$$+ \left(2mc \times 2 - \frac{1}{6} wc \left(\frac{l_x}{2}\right)^2 \times 2 \right) \frac{2\delta}{l_x}$$

$$P = 8m \left(\frac{a}{x} + \frac{b}{l_y} + \frac{c}{l_x} \right) - \frac{1}{6} w(4ax + bl_y + cl_x)$$

m が最大となるようにパラメータ a, b, c を決めればよい。 a, b, c を適当に与えて試行によって求めるのが簡単である。

この結果 l_x, l_y の各種組合せについてこの 8 角形降伏線の場合の正確な位置は図-7.3.13 のとおりとなる。

パラメータ a, b, c が求まると上記仕事式は

$$P = F(m) + G \quad (G; \text{一定値})$$

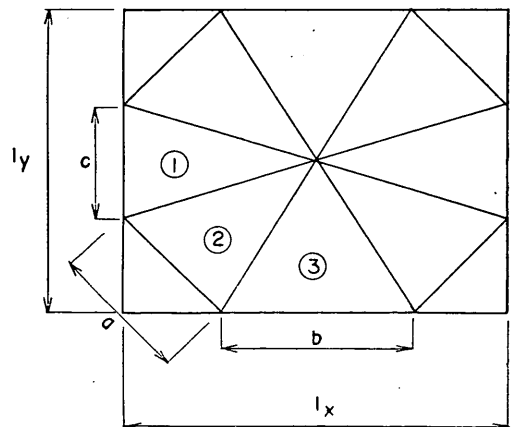


図-7.3.12 四辺固定二方向版 (荷重は中央集中荷重)

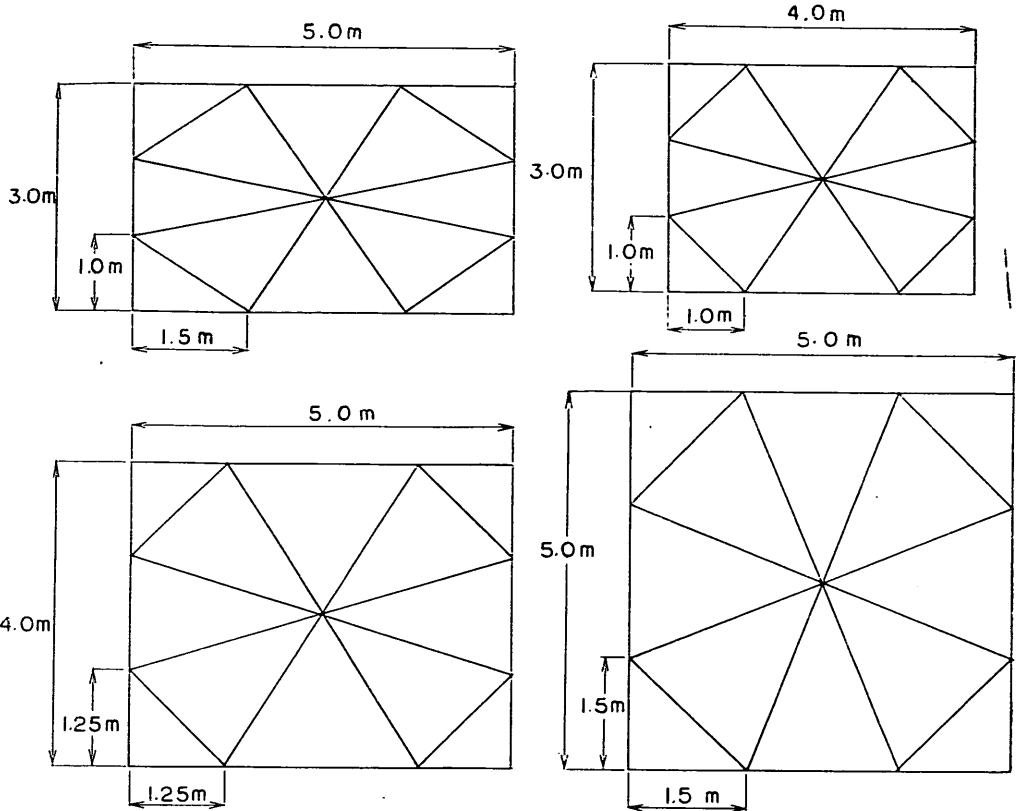


図-7.3.13 版中央に集中荷重を受ける四辺固定版の8角形降伏線の位置

なる形で表わされる。版の寸法があまり異ならない範囲での辺長比 $l_y/l_x = \alpha$ をとり、配筋量による降伏モーメントを与えれば図-7.3.14が得られる。

図-7.3.3からある配筋量に対する降伏モーメントを求め辺長比 α を与えると図-7.3.14より簡単に破壊荷重が算定できる。

- (v) 中央に集中荷重を受ける三辺固定、一辺自由版
 長辺 l_x 、短辺 l_y で x, y 方向の配筋の等しい三辺固定一辺自由版を解く。図-7.3.15 のように降伏線を仮定する。

(iv) と全く同様にして幾何学的パラメータ α を m が最大となるようにきめれば

$$P = F(m) + G$$

なる式を得る。版の寸法があまり異ならない範囲での辺長比 $l_y/l_x = \alpha$ をとり、配筋量による降伏モーメントを与えれば図-7.3.16 が得られる。

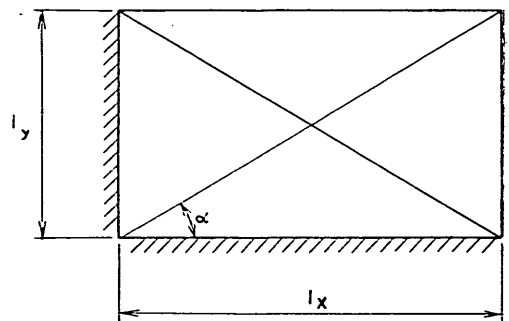


図-7.3.15 三辺固定一辺自由版降伏線パターン (荷重は中央集中荷重)

7.3.8 問題点

以上、降伏線理論の概要について述べたが、次に問題点を簡単にあげてみよう。

実験値と理論値との誤差については代表的な実験例から考察する。

英国における実験の1例では、理論値は実験値の80%以下となっている。これは一辺の長さ1.83m、版厚10.15cm (有効高7.95cm) の正方形版についての実験で、

注) yield pattern を 8 角形として計算

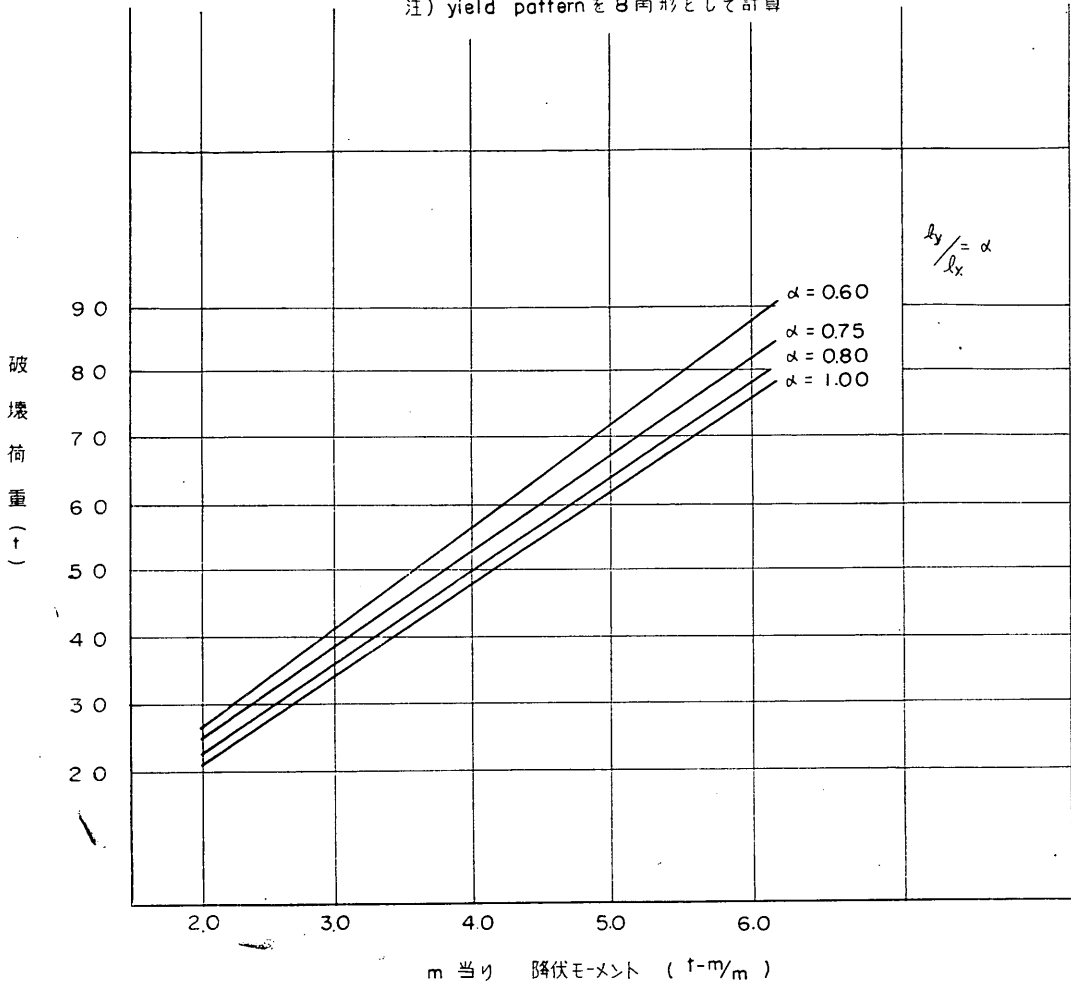


図-7.3.14 破壊荷重と降伏モーメントとの関係 (四辺固定版, 荷重中央)

比較的大規模な床版といえよう。(参考文献(1)参照)

日本における実験では北大大野教授の小規模な実験があり、理論値は実験値の80%~50%となっている。これは、一辺の長さ50cm、版厚4cmの正方形版についてはスラブ中央に集中荷重を載荷し、一辺の長さ90cm、版厚3cm~6cmの正方形版については9点等布荷重を載荷した実験である。大野教授は Christiansen の理論に関連して、このような理論値と実験値との誤差は主としてスラブのアーチ効果によるものであらうと述べている。(参考文献(2)参照)

京大岡田教授は一辺の長さ1.50m版厚、10cm(有効高8.0cm)の正方形版の中央に集中荷重を載荷した破壊実験の結果より、実験値が理論値より下回ることもあったと指摘し、これは押し抜きせん断破壊によるものであると述べている。岡田教授は、曲げ破壊と押し抜きせん断破壊の両面から破壊荷重をきめる必要があり、両方の破

壊機構を明らかにしなければならないと示唆している。(参考文献(3)参照)

以上のことから、さん橋式けい船岸の床版に降伏線理論を適用する場合には、かなり大規模な床版の破壊実験と実際の構造物での実験を組み合わせ、曲げ破壊、せん断破壊機構を究明し、同時に、荷重作用時のクラック幅、たわみの大きさなどについて明らかにする必要がある。

7. 資料-4 ブロック式けい船岸の検討方法

7.4.1 解 説

ブロック式けい船岸の検討方法は、アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合、異常時荷重とみなした場合および耐震設計のけい船岸で異常時荷重とみなした場合について行なった。

常時荷重とみなした場合、最大アウトリガー反力作用

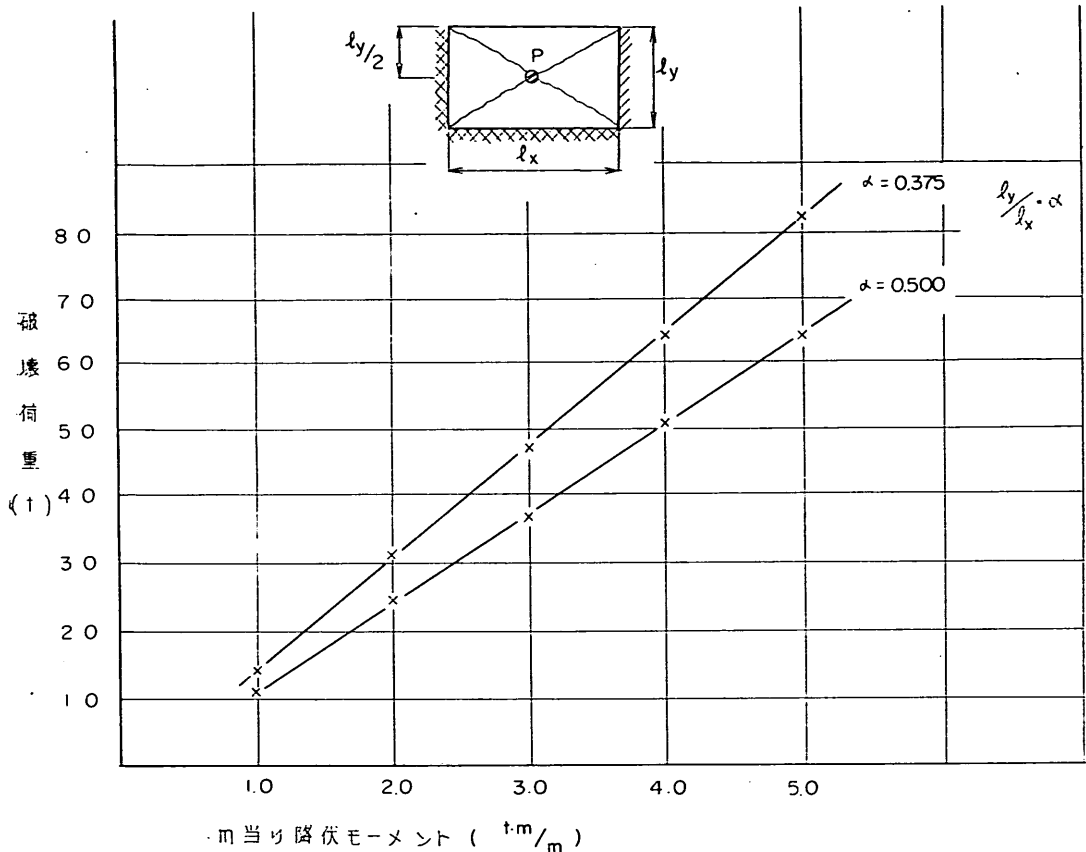


図7.3.16 破壊荷重と降伏モーメントとの関係 (三辺固定一辺自由, 荷重中)

時には設計上載荷重は作用しないと考えられる。なぜなら、一般にモビールクレーンによって荷役する場合、車体はけい船岸の法線に直角に位置させる。

従ってここで考慮した模型ブロック式けい船岸に対する主働土圧崩壊面は法線より2.20m~3.0mのところであり、各モビールクレーンの車体長は6.50m~9.0mであるから、主働土圧土楔上に設計上載荷重が載荷することはない。又、模型ブロック式けい船岸の壁体長を3.0mとしており、各モビールクレーンの占有幅(アウトリガーとアウトリガー間距離)は4.0m~5.50mであるから、一ブロック上に設計上載荷重が載荷することはない。以上のことからアウトリガー反力を常時荷重とみなした場合、アウトリガー反力の作用によって生じるすべり出し力、地盤反力が設計上載荷重によるすべり出し力、地盤反力に等しくなるか、それ以下になるようにアウトリガー反力を規制する。従ってアウトリガー作用時には、常時に対するすべり出し、地盤支持力の設計時における安全率は確保されている。

異常時荷重とみなした場合、すべり出しに対する安全

率を常時1.2に対し1.0に下げ、許容地盤支持力を常時よりも50%上げるものとする。この安全率の切り下げ、許容地盤支持力の切り上げによって当初の設計上載荷重はもっと大きい上載荷重にまで引き上げることができるはずである。この上載荷重を見かけの上載荷重と称し、これを新しい設計上載荷重と考え、上述の常時荷重とみなした場合と同様の検討を行なう。従ってアウトリガー反力作用時のすべり出し、地盤支持力に対する安全率は、異常時の所要安全率を下回らない。

耐震設計のけい船岸で異常時荷重とみなした場合、アウトリガー反力作用時には、地震力および地震時上載荷重は作用しないと考える。従って地震力による壁体慣性力、地震による土圧の増分、地震時上載荷重による土圧が余裕分となり、これを上載荷重に換算する。これを見かけの上載荷重と称し、これを新しい設計上載荷重と考え、上述の常時荷重とみなした場合と同様の検討を行なう。従って、アウトリガー反力作用時には地震時におけるすべり出し、地盤支持力の設計時の安全率は確保されている。ここでは検討したブロック式けい船岸のうち(A)

のみについて計算方法を示す。その他の形状のものについては全く同様の手法で検討すればよい。

なお計算に際して裏込め土の内部まさつ角を 35° 、壁面まさつ角を 15° とした。またここで出てくる記号は次の通りとする。

- H ; 壁体総高 (m)
- B ; 壁体幅 $B=0.68H-0.60$ とする (m)
- L ; 壁体長 (m)
- q ; 上載荷重 (t/m^2)
- P_a ; 許容荷重 (規制荷重) (t)
- K ; 土圧係数
- k ; 震度
- γ ; 裏込め土の単位体積重量 (空中) (t/m^3)
- γ' ; 裏込め土の単位体積重量 (水中) (t/m^3)

7.4.2 アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合

(i) すべり出し

図-7.2.3~図-7.2.9より

壁体背後載荷

$$(D=0m \quad L=3.0m \quad H=4.0m);$$

$$P_c/P_u=0.105 \quad \therefore P_a=1.0/0.105=9.5t$$

壁体より 1.0m 後に載荷

$$(D=1.0m \quad L=3.0m \quad H=4.0m);$$

$$P_c=21.0t$$

壁体より 2.0m 後に載荷

$$(D=2.0m \quad L=3.0m \quad H=4.0m);$$

$$P_c=55.0t$$

但し壁体背後の場合は $D=0.0m$ と $1.0m$ の平均をとった。これはアウトリガー反力は集中荷重とはしているが、実際には若干の接地面積をもっていることや、上部工によって若干の荷重分散が期待できるとしたからである。

(ii) 地盤支持力

(i) アウトリガー反力が壁体上に作用するとき

上載荷重による裏込め土圧によって生じる転倒モーメント ΔM_u は次の通りである。

$$\Delta M_u = \frac{1}{2} K q H^2 L = \frac{1}{2} \times 0.24 \times 1.0 \times 4^2 \times 3 = 5.4t \cdot m$$

偏心集中荷重による転倒モーメント ΔM_c は次の通りである。

$$\Delta M_c = P \frac{B}{2} \doteq P \cdot \frac{2.0}{2} = P$$

$\Delta M_u = \Delta M_c$ とすると $P=5.4t$

壁体重量を W_c とすると

$$W_c = 4.0 \times 3.0 \times 2.0 \times 1.3 = 31.2t$$

従って

$$P/W_c = 0.16$$

$$\text{また } 1.0t \times 3.0m \times 2.0m / W_c = 0.19$$

すなわち、集中荷重は壁体重量の16%、等分布荷重は19.0%に相当する。

(ii) アウトリガー反力が壁体背後にあるとき

アウトリガー反力による土圧分布は逆三角形分布である。アウトリガー反力による土圧と上載荷重による土圧が等しくても転倒モーメントは重心の関係により ($3/4 \div 1/2 = 1.33$) 1.33倍となる。

従って

$$\text{壁体背後; } P_a = 9.5 / 1.33 = 7.1t$$

$$\text{壁体より 1.0m 後; } P_a = 21.0 / 1.33 = 16.0t$$

$$\text{壁体より 2.0m 後; } P_a = 55.0 / 1.33 = 41.0t$$

(iii) 上部工のすべり出し

上部工は高さ 2.0m、長さ 8.0m とする。

図-7.2.3~図-7.2.9より $H=2.0m$ 、 $L=8.0m$ 、 $D=0m$ の場合

$$P_c/P_u = 0.039 \quad \therefore P_a = 26.0t$$

但し $D=0$ と $D=1.0$ の平均をとった。

7.4.3 アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合

この場合、すべり出しに対する安全率を 1.0 にし、(常時 1.2) 許容地盤支持力を常時よりも 50% 上げるものとする。

(i) すべり出し

みかけの上載荷重 \bar{q} (t/m^2) は次の通りとなる。

$$\bar{q} = 1.0 + 0.2H = 1.0 + 0.2 \times 4.0 = 1.8$$

従って

$$\text{壁体背後; } P_a = 9.5 \times 1.8 = 17.0t$$

$$\text{壁体より 1.0m 後; } P_a = 21.0 \times 1.8 = 38.0t$$

$$\text{壁体より 2.0m 後; } P_a = 55.0 \times 1.8 = 99.0t$$

(ii) 地盤支持力

みかけの上載荷重 \bar{q} (t/m^2) は次の通りとなる。

$$\bar{q} = 1.0 + 0.5H = 1.0 + 0.5 \times 4 = 3.0$$

従って

$$\text{法線上; } P_a = 5.4 \times 3.0 = 16.2t$$

$$\text{壁体背後; } P_a = 7.1 \times 3.0 = 21.0t$$

$$\text{壁体より 1.0m 後; } P_a = 16.0 \times 3.0 = 48.0t$$

$$\text{壁体より 2.0m 後; } P_a = 41.0 \times 3.0 = 123.0t$$

(iii) 上部工のすべり出し

$$P_a = 26.0 \times 1.8 = 48.0t$$

7.4.4 耐震設計 ($k=0.10$) のけい船岸でアウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合

常時における全水平力は式-(7.4.1)で与えられる。

$$P_0 = P_e + P_w + P_{s0} \dots\dots\dots(7.4.1)$$

ここに、 P_0 ；常時全水平力（t）

P_e ；常時裏込め土圧（t）

P_w ；残留水圧（t）

P_{s0} ；常時上載荷重による土圧（t）

地震時における全水平力は式-(7.4.2)で与えられる。

$$\tilde{P} = \tilde{P}_e + P_w - \tilde{P}_s + P_m \dots\dots\dots(7.4.2)$$

ここに、 \tilde{P} ；地震時全水平力（t）

\tilde{P}_e ；地震時裏込め土圧（t）

P_w ；残留水圧（t）

\tilde{P}_s ；地震時上載荷重による土圧（t）

P_m ；地震時壁体慣性力（t）

また異常時における全水平力は式-(7.4.3)で与えられる。

$$\bar{P} = P_e + P_w + \bar{P}_s \dots\dots\dots(7.4.3)$$

ここに、 \bar{P} ；異常時（アウトリガー反力の作用時）の全水平力（t）

P_e ；常時裏込め土圧（t）

P_w ；残留水圧（t）

\bar{P}_s ；アウトリガー反力による土圧（t）

$\bar{P} = \bar{P}$ となるようにすればよいから式-(7.4.4)が成り立つ

$$\frac{\bar{P}_s}{P_e} = \frac{\bar{P}_e + \tilde{P}_s + P_m + P_e}{P_e} \dots\dots\dots(7.4.4)$$

常時裏込め土圧 P_e と上載荷重による土圧 P_s の比は

$$P_s/P_e = \frac{2q}{\gamma'H} = \frac{2 \times 1.0}{1.0 \times 4} = 0.50$$

となり、常時裏込め土圧 P_e と壁体慣性力 P_m の比は

$$P_m/P_e = \frac{\gamma HBk}{\frac{1}{2}\gamma H^2K} = \frac{4Bk}{H \cdot K} = 4 \times 0.7 \times \frac{0.1}{0.4} = 0.7$$

となる。

また、常時裏込め土圧 P_e と地震時裏込め土圧 \tilde{P}_e の比は土圧係数によって計算する。

	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 35^\circ$	$\phi = 40^\circ$
常時土圧係数 (K_A)	0.30	0.24	0.21
地震時土圧係数 (K_{Ae})	0.37	0.31	0.26
K_{Ae}/K_A	1.23	1.29	1.24

従って $\tilde{P}_e/P_e = 1.20$

結局 $\bar{P}_s/P_e = 1.20 + 0.50 + 0.70 - 1.0 = 1.40$

見かけの上載荷重 \bar{q} (t/m²) は

$$\bar{q} = \frac{1.40}{0.50} \times 1.0 = 2.80$$

となる。

(i) すべり出し

壁体背後； $P_a = 9.5 \times 2.80 = 26.6 \text{ t}$

壁体より 1.0m 後； $P_a = 21.0 \times 2.80 = 59.0 \text{ t}$

壁体より 2.0m 後； $P_a = 55.0 \times 2.80 = 154.0 \text{ t}$

(ii) 地盤支持力

法線 上； $P_a = 5.4 \times 2.80 = 15.1 \text{ t}$

壁体背後； $P_a = 7.1 \times 2.80 = 19.8 \text{ t}$

壁体より 1.0m 後； $P_a = 16.0 \times 2.80 = 45.0 \text{ t}$

壁体より 2.0m 後； $P_a = 41.0 \times 2.80 = 115.0 \text{ t}$

(iii) 上部工のすべり出し

$$P_a = 26.0 \times 2.80 = 72.9 \text{ t}$$

7. 資料-5 L 型式けい船岸の検討方法

7.5.1 概 説

検討方法は全くブロック式けい船岸の場合と同様である。この場合もアウトリガー反力作用時には設計上載荷重は作用しないと考える。主動土圧破壊面は法線より 1.70m~3.40m で車体長より短かく、又壁体長は 1.5m~4.0m でモビルクレーンの車体占有幅よりも小さいからである。すべり出しに対して実際の L 型式けい船岸では側面まさつ力が有効に働くと考えられる。従って裏込め土相互間のまさつ力が、L 型相互間のまさつ力に比して無視しえない場合、これを考慮する。

検討した L 型式けい船岸のうち(A)のみについて計算法を示す。その他の形状のものについては全く同様の手法で検討すればよい。

なお計算に際して、裏込め土の内部まさつ角を 35°、壁面まさつ角を 15° とした。また記号はブロック式けい船岸におけるものと同じである。

7.5.2 アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合

(i) すべり出し

図-7.2.3~図-7.2.9より

壁体背後； $P_c/P_u = 0.113$ $P_a = 8.0 \text{ t}$

($D=0$ と $D=1.0\text{m}$ の平均)

壁体より 1.0m 後； $P_a = 21.0 \text{ t}$

壁体より 1.5m 後； $P_a = 50.0 \text{ t}$

裏込め相互間のまさつ力および L 型相互間の側面まさつ力を算定すると式-(7.5.1)、式-(7.5.2)の通りである。

$$F_s = \frac{1}{6} \gamma' H^2 K B \tan \phi \dots\dots\dots(7.5.1)$$

$$F_b = \gamma' H B L \mu \dots\dots\dots(7.5.2)$$

ここに、 F_s ；裏込め相互の側面まさつ力（t）

F_b ；コンクリート相互間のまさつ力（t）

μ ; コンクリート相互間のまさつ係数 (0.6)

検討した形状(A)の場合

$$F_s/F_b = \frac{H \cdot K \tan \phi}{3L\mu} = \frac{3 \times 0.24 \times 0.7}{3 \times 4 \times 0.6} = 0.07$$

検討した形状(B)の場合

$$F_s/F_b = 0.37$$

(A)の場合無視しうるが(B)の場合は37%の割増しを行なう。

(ii) 地盤支持力

(イ) アウトリガー反力がL型上にあるとき

上載荷重による裏込め土圧によって生じる転倒モーメント ΔM_u は次の通りである。

$$\Delta M_u = \frac{1}{2} KqH^2 \cdot L = \frac{1}{2} \times 0.24 \times 1.0 \times 3^2 \times 4 = 4.3 \text{ t} \cdot \text{m}$$

偏心集中荷重による転倒モーメント ΔM_c は次の通りである。

$$\Delta M_c = P \frac{B}{2} = P \cdot \frac{1.5}{2} = 0.75P$$

$$\Delta M_u = \Delta M_c \text{ とすると } P = 5.8 \text{ t}$$

壁体重量を W_c とすると

$$W_c = 3 \times 1.5 \times 4 \times 1.3 = 24.0 \text{ t}$$

従って

$$P/W_c = 0.25$$

また $1.0\text{t} \times 1.5\text{m} \times 4.0\text{m} / W_c = 0.26$

すなわち集中荷重は壁体重量の25%、等分布荷重は26%に相当する。

(ロ) アウトリガー反力が壁体背後にあるとき

アウトリガー反力による土圧分布は逆三角形分布であるのに対し上載荷重による土圧分布は長方形分布である。転倒モーメントは重心の関係より1.33倍となる。(7.資料-4 ブロック式けい船岸の検討方法参照のこと)

$$\text{壁体背後}; P_a = 8/1.33 = 6 \text{ t}$$

$$\text{壁体より } 1.0\text{m 後}; P_a = 21/1.33 = 16 \text{ t}$$

$$\text{壁体より } 1.5\text{m 後}; P_a = 50/1.33 = 37 \text{ t}$$

(iii) 上部工のすべり出し

上部工は高さ1.5m、長さ4.0mとする。

図-7.2.3~図-7.2.9より

$$P_c/P_u = 0.027 \quad P_a = 37.0 \text{ t}$$

($D=0$, $D=1.0\text{m}$ の平均をとった)

7.5.3 アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合

(i) すべり出し

みかけの上載荷重 \bar{q} (t/m²) は次の通りとなる。

$$\bar{q} = 1.0 + 0.2H = 1.6$$

従って

$$\text{壁体背後}; P_a = 8.0 \times 1.6 = 13.0 \text{ t}$$

$$\text{壁体より } 1.0\text{m 後}; P_a = 21.0 \times 1.6 = 34.0 \text{ t}$$

$$\text{壁体より } 1.5\text{m 後}; P_a = 50.0 \times 1.6 = 80.0 \text{ t}$$

(ii) 地震支持力

みかけの上載荷重 \bar{q} (t/m²) は次の通りとなる。

$$\bar{q} = 1.0 + 0.5H = 2.5$$

従って

$$\text{法線上}; P_a = 4.3 \times 2.5 = 11.0 \text{ t}$$

$$\text{壁体背後}; P_a = 6.0 \times 2.5 = 15.0 \text{ t}$$

$$\text{壁体より } 1.0\text{m 後}; P_a = 16.0 \times 2.5 = 40.0 \text{ t}$$

$$\text{壁体より } 1.5\text{m 後}; P_a = 37.0 \times 2.5 = 92.0 \text{ t}$$

(iii) 上部工のすべり出し

$$P_a = 37.0 \times 1.6 = 59.0 \text{ t}$$

7.5.4 耐震設計 ($k=0.10$) のけい船岸でアウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合

ブロック式けい船岸の場合と全く同様にして

$$P_s/P_e = \frac{2q}{\gamma' H} = \frac{2 \times 1.0}{1.0 \times 3.0} = 0.66$$

$$P_m/P_e = \frac{4Bk}{H \cdot K} = 4 \times 0.7 \times \frac{0.1}{0.4} = 0.70$$

$$\bar{P}_e/P_e = 1.20$$

従って $\bar{F}_s/P_e = 1.20 + 0.66 + 0.70 - 1.00 = 1.56$

みかけの上載荷重 \bar{q} (t/m²) は

$$\bar{q} = \frac{1.56}{0.66} \times 1.0 = 2.36$$

となる。

(i) すべり出し

$$\text{壁体背後}; P_a = 8 \times 2.4 = 19.2 \text{ t}$$

$$\text{壁体より } 1.0\text{m 後}; P_a = 21 \times 2.4 = 50.4 \text{ t}$$

$$\text{壁体より } 1.5\text{m 後}; P_a = 50 \times 2.4 = 120.0 \text{ t}$$

(ii) 地盤支持力

$$\text{法線上}; P_a = 4.3 \times 2.4 = 10.3 \text{ t}$$

$$\text{壁体背後}; P_a = 6.0 \times 2.4 = 14.4 \text{ t}$$

$$\text{壁体より } 1.0\text{m 後}; P_a = 16.0 \times 2.4 = 38.4 \text{ t}$$

$$\text{壁体より } 1.5\text{m 後}; P_a = 37.0 \times 2.4 = 89.1 \text{ t}$$

(iii) 上部工のすべり出し

$$P_a = 37.0 \times 2.4 = 89.0 \text{ t}$$

7.資料-6 ケーソン式けい船岸の検討方法

7.6.1 概 説

検討方法はブロック式けい船岸の場合と全く同様である。この場合もアウトリガー反力作用時には設計上載荷重が作用しないと考える。なぜなら主働崩壊面は法線よ

り5.20mで車体長より短かく、壁体長は10.0mで車体占有幅4.0m~5.5mより大きいが両側に1.0m余裕を見込むと6.0m~7.5mとなる。若干危険側とはなるがアウトリガー反力作用時に設計上載荷重が作用しないと考えるとさしつかえない。ケーソン式けい船岸の検討では一つの模型を考慮しているだけであるのでこれについて計算方法を示す。

なお計算に際して裏込め土の内部まさつ解を35°壁面まさつ角を15°とした。また記号はブロック式けい船岸におけるものと同じである。

7.6.2 アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合

(i) すべり出し

図-7.2.3~図-7.2.9より

$$\text{壁体背後; } P_c/P_u=0.022 \quad P_a=1.5/0.022=68 \text{ t}$$

($D=0$, $D=1.0\text{m}$ の平均をとった)

(ii) 地盤支持力

$$\text{壁体背後; } P_a=68/1.33=51.0 \text{ t}$$

(7.資料-4 ブロック式けい船岸の検討方法を参照のこと)

(iii) 上部工のすべり出し

一般にケーソンと上部工とは十分結合が強いので、問題とはならないが、鉄筋などが結合されていない場合のことを考えて検討しておく。

上部工は高さ2.0m、長さ10.0mとすると図-7.2.3~図-7.2.9より

$$P_c/P_u=0.051 \quad P_a=29 \text{ t}$$

($D=0\text{m}$, 1.0m の平均をとった)

7.6.3 アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合

(i) すべり出し

みかけの上載荷重 $\bar{q}(\text{t/m}^2)$ は

$$\bar{q}=1.50+0.2H=3.3$$

となる。従って

$$\text{壁体背後; } P_a=68.0 \times 3.3/1.5=100.0 \text{ t}$$

(ii) 地盤支持力

みかけの上載荷重 $\bar{q}(\text{t/m}^2)$ は

$$\bar{q}=1.5+0.5H=6.0$$

従って

$$\text{壁体背後; } P_a=51.0 \times 6.0/1.5=202 \text{ t}$$

(iii) 上部工のすべり出し

$$P_a=29.0 \times 3.3=96.0 \text{ t}$$

7.6.4 耐震設計 ($k=0.10$) のけい船岸でアウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合

ブロック式けい船岸と全く同様にして

$$P_s/P_c=\frac{2q}{\gamma'H}=\frac{2 \times 1.5}{1.0 \times 10}=0.30$$

$$P_m/P_c=\frac{4Bk}{H \cdot K}=4 \times 0.7 \times \frac{0.1}{0.4}=0.7$$

結局

$$\bar{F}_s/P_c=1.20+0.30+0.70-1.0=1.20$$

従ってみかけの上載荷重 $\bar{q}(\text{t/m}^2)$ は

$$\bar{q}=\frac{1.20}{0.30} \times 1.5=6.0$$

(i) すべり出し

$$\text{壁体背後; } P_a=68.0 \times 6.0=388 \text{ t}$$

(ii) 地盤支持力

$$\text{壁体背後; } P_a=51.0 \times 6.0=306 \text{ t}$$

(iii) 上部工のすべり出し

$$P_a=29.0 \times 6.0=174.0 \text{ t}$$

7.資料-7 矢板式けい船岸の検討方法

7.7.1 概 説

矢板式けい船岸の検討は、アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合と異常時荷重とみなした場合について行なった。後述するように、ここにとり上げた9個のけい船岸の場合、常時の設計条件によって矢板やタイロッドの諸元が決まっている。従って耐震設計のけい船岸に対する検討は省略している。しかし震度を極端に大きくとらない限り、常時と地震時設計条件によって生じるけい船岸の諸元の差異はそれ程大きくはないから、この検討方法で十分であろう。

常時荷重とみなした場合、アウトリガー反力作用時には設計上載荷重は作用しないと考えられる。なぜなら、主働崩壊面は最も大きい場合で法線より5.2mで車体長より小さい。又後述するように壁体長としては1.0mと6.0mを採ったが、いずれの場合も車体占有幅よりも小さいか、大きくても無視しうるぐらいであるからである。従ってアウトリガー反力による矢板の曲げモーメント、タイロッド張力の増分が設計上載荷重によるものよりも等しいか小さくなるようにアウトリガー反力を規制すればよい。

異常時荷重とみなした場合、矢板およびタイロッドの許容応力度を常時の50%増しとする。矢板の曲げモーメントについては、裏込め土圧およびアウトリガー反力による曲げモーメントの和が、裏込め土圧および上載荷重による矢板の最大曲げモーメントの50%増した値より等しく小さくなるようにアウトリガー反力を規制する。また、タイロッド張力については、上載荷重によるタイロッド張力と許容応力度の50%割り増しによるタイロッド張力の余裕分との和をアウトリガー反力によるタイロッド

ド張力が越えないようにする。

矢板の根入長については矢板としての根入長、支持杭としての根入長の2つの面から検討した。

なお計算に際して、裏込め土の内部まさつ角を35°、壁面まさつ角を15°とした。また記号は次の通りである。

- H ; L.W.Lより海底面までの高さ (m)
- H' ; 天端よりL.W.Lまでの高さ (m)
- H_w ; 残留水位差 (m)
- γ ; 裏込め土の単位体積重量 (空中) (t/m³)
- γ' ; 裏込め土の単位体積重量 (水中) (t/m³)
- k ; 空中震度
- k' ; 水中震度
- K ; 土圧係数
- P_a ; 規制荷重 (t)

7.7.2 矢板に働く外力の簡単化

海水を考慮した場合、矢板壁に使用する土圧分布は若干複雑な形となり、解析が面倒となる。そこで海水を無視できるかどうか検討する。

地震時全水平力 P は式-(7.7.1) で与えられる。

$$P = qk(H'+H) + \gamma K(H'-H_w) \frac{H'+H}{2} + (\gamma H' + \gamma' H) K' \frac{H'+H_w}{2} + H_w \left(\frac{H_w}{2} + H \right) \dots\dots(7.7.1)$$

ここに、 q ; 上載荷重 (t/m²)

K' ; 地震時水中土圧係数

K ; 地震時空中土圧係数

また海底面に関するモーメント M は式-(7.7.2) で与えられる

$$M = \frac{qk}{2}(H'+H)^2 + \gamma(H'-H_w) \frac{H'+H}{2} \frac{1}{3} \times [2(H'+H) + H + H_w] + (\gamma H' + \gamma' H) K' \frac{(H'+H_w)^2}{6} + H_w \left\{ \frac{H_w}{2} \left(\frac{H_w}{3} + H \right) + \frac{H^2}{2} \right\} \dots\dots(7.7.2)$$

一方海水がないものと仮定した場合の全水平力 \bar{P} は式-(7.7.3) で与えられる。

$$\bar{P} = qK(H'+H) + \frac{1}{2} \tilde{\gamma}(H'+H)^2 \dots\dots(7.7.3)$$

ここに $\tilde{\gamma}$; 裏込め土の単位体積重量 (t/m³) (海水がない場合)

また、この場合の海底面に関するモーメント M は式-(7.7.4) で与えられる。

$$M = \frac{qK}{2}(H'+H) + \frac{1}{6} \tilde{\gamma} K'(H'+H)^2 \dots\dots(7.7.4)$$

ここで $\alpha = K'/K$, $\beta = H'/H$, $\nu = H_w/H'$, $\gamma = 1.8$, $\gamma' = 1.0$, $\tilde{\gamma} = 2.0$ とおいて P/\bar{P} , M/\tilde{M} を求めると式-(7.7.5), 式-(7.7.6) となる。

$$P/\bar{P} = \frac{\frac{q}{H} + 0.9\beta(1-\nu) + \frac{1+1.8\beta}{1+\beta} \cdot \frac{\alpha}{2} (1+\nu\beta) + \frac{\nu\beta}{K(1+\beta)} \left(\frac{\nu\beta}{2} + 1 \right)}{\frac{q}{H} + \alpha(1+\beta)} \dots\dots(7.7.5)$$

鉛直応力 σ_v (t/m²/m)

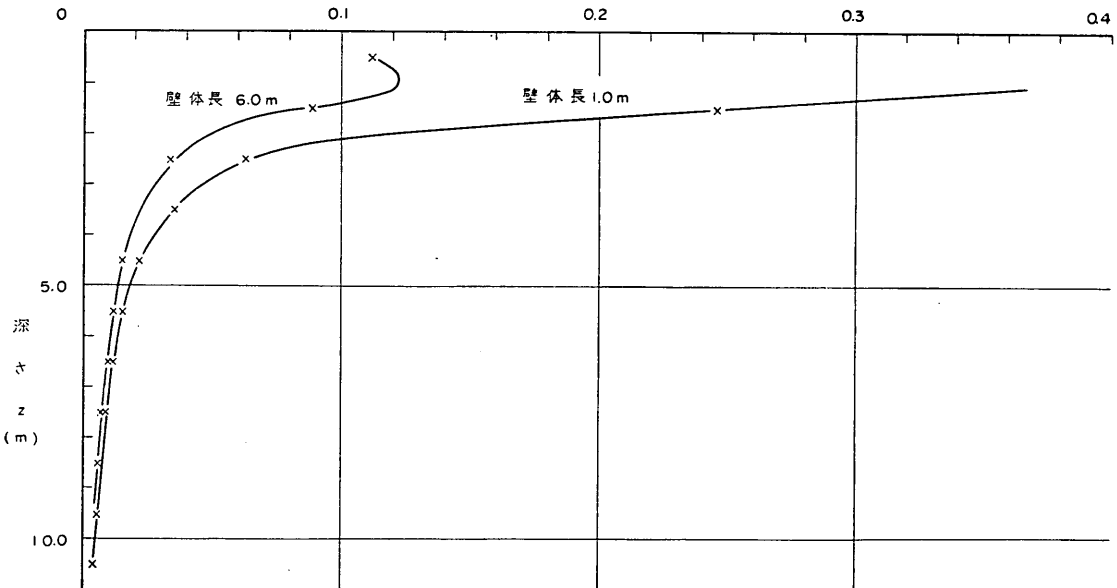


図-7.7.1 鉛直応力分布 (集中荷重位置は法線より 0.5m)

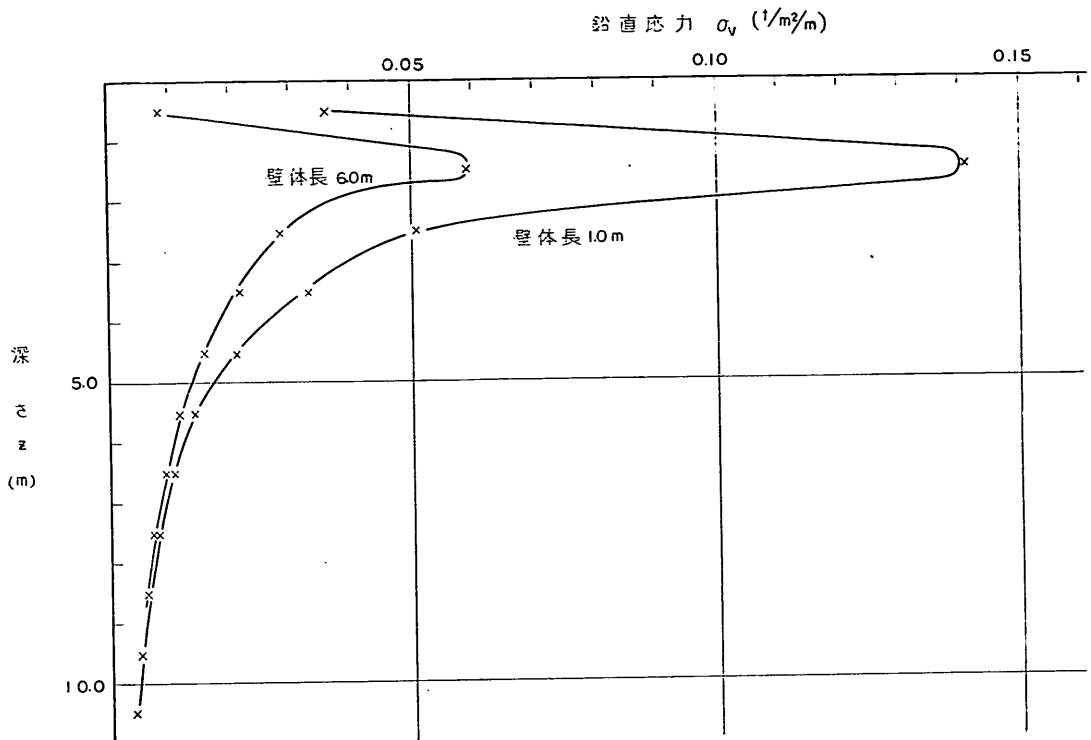


図-7.7.2 鉛直応力分布 (集中荷重位置は法線より 1.0m)

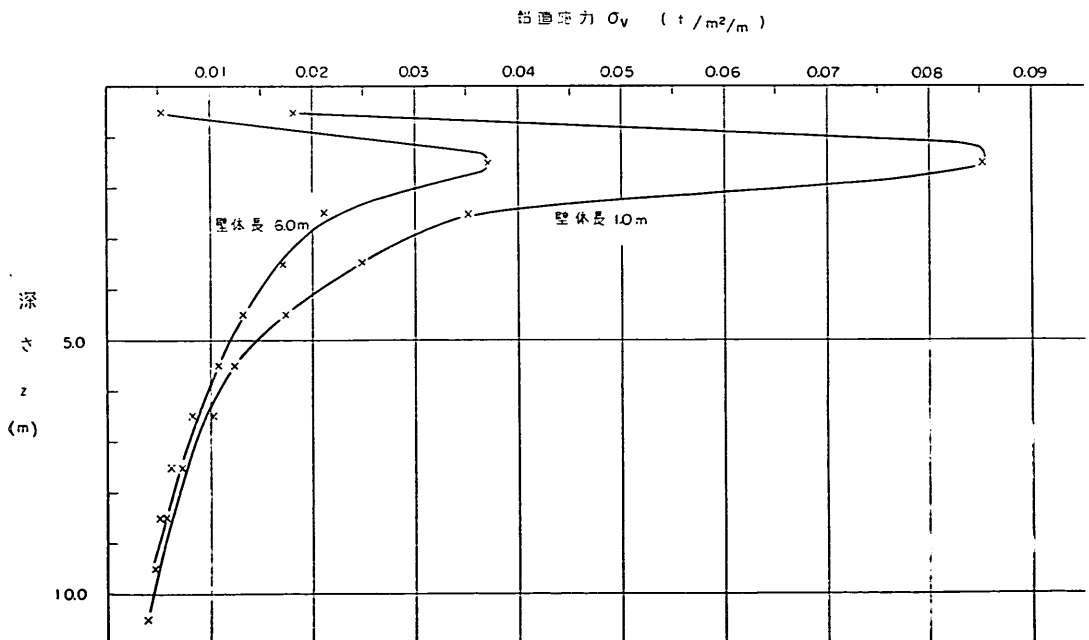


図-7.7.3 鉛直応力分布 (集中荷重位置は法線より 1.5m)

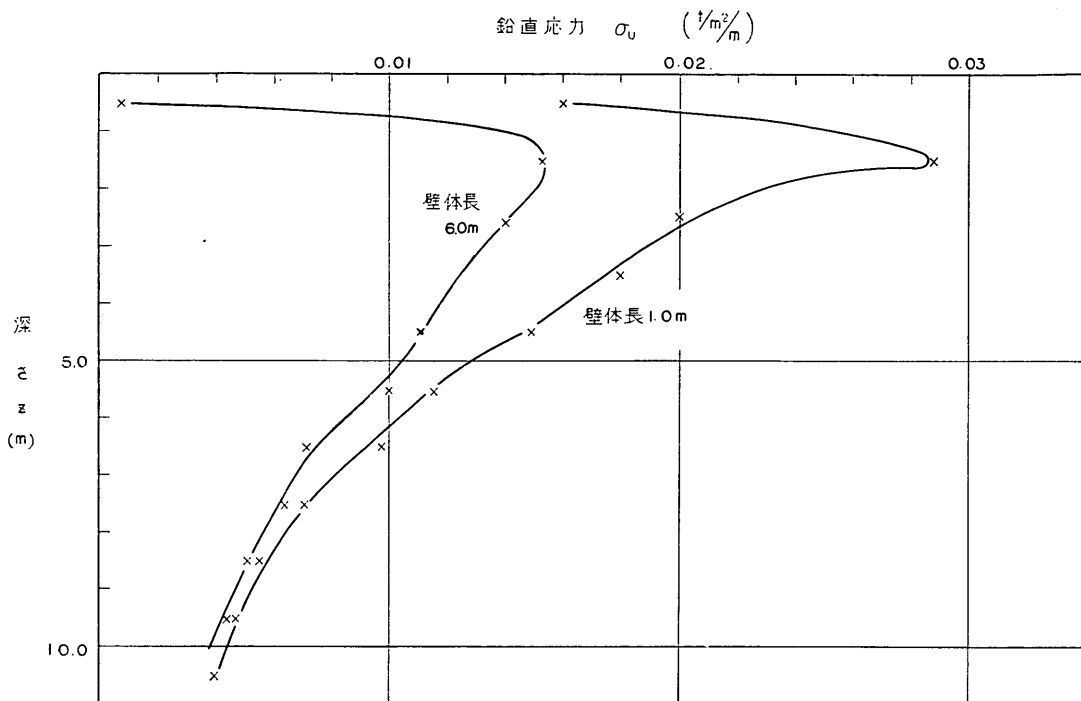


図-7.7.4 鉛直応力分布 (集中荷重位置は法線より 2.0m)

$$M/\bar{M} = \frac{\frac{q}{H} + 0.6\beta(1-\nu)\left(2 + \frac{1+\beta\nu}{1+\beta}\right) + \frac{1+1.8\beta}{3(1+\beta)^2}\alpha(1+\nu\beta) + \frac{\beta\nu}{K(1+\beta)^2} \times \left\{ \beta\nu\left(\frac{\beta\nu}{3} + 1\right) + 1 \right\}}{\frac{q}{H} + \frac{2}{3}\alpha(1+\beta)} \quad \dots\dots(7.7.6)$$

$\alpha, \beta, \nu, q/H$ 式を与えて $P/\bar{P}, M/\bar{M}$ の変化を調べると $P/\bar{P}=0.72\sim 1.57, M/\bar{M}=0.76\sim 1.34$ となる。従って、海水がないものとして計算を進めていくことにする。

7.7.3 矢板に働く鉛直応力分布

7.資料-2と同様にして矢板に働く鉛直応力分布を求めると図-7.7.1～図-7.7.4のとおりとなる。前述のようにこの鉛直応力を土圧係数で除せば、土圧分布となる。

7.7.4 矢板の応力

矢板の一組の幅は 80cm であるが計算の都合上 1.0m とする。図-7.7.5において裏込め土圧による曲げモーメントは

$$\textcircled{1} \text{の土圧によるモーメント; } -M_1 = \frac{\gamma K}{6} H^3(1-x)$$

$$\textcircled{2} \text{の土圧によるモーメント; } M_2 = \frac{\gamma K}{2} H' H^2(x-x^2)$$

$$\textcircled{3} \text{の土圧によるモーメント; } M_3 = \frac{\gamma K}{6} H^3(x-x^3)$$

となり、上載荷重による土圧の曲げモーメントは

$$\textcircled{4} \text{の土圧によるモーメント; } -M_4 = \frac{Kq}{2} H^2(1-x)$$

$$\textcircled{5} \text{の土圧によるモーメント; } M_5 = \frac{Kq}{2} H^2(x-x^2)$$

となる。

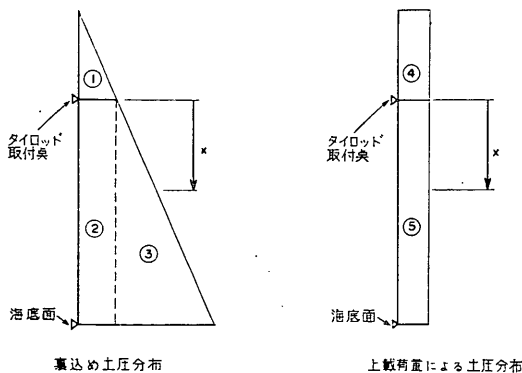


図-7.7.5 矢板の最大曲げモーメント

x を仮定し最大曲げモーメント M_{\max} およびタイロ

ッド取付点の曲げモーメント M_i を求める。
 検討した形状(A)について計算結果を示すと

$$M_{\max} = 3.43 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$M_i = 0.208 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

である。

地震時については土圧係数を比較して常時の M_{\max} M_i を割り増しする。表-7.7.1によりほぼ地震時土圧係数は常時土圧係数の1.25倍となっていることが分る。

表-7.8.1 常時土圧係数と地震時土圧係数の比較

内筋 まさつ角	震度		
	$k=0$	$k=0.10$	$k=0.15$
30°	0.31	0.37(1.19)	0.41(1.32)
35°	0.24	0.31(1.29)	0.34(1.42)
40°	0.21	0.26(1.24)	0.29(1.39)
平均		(1.25)	(1.38)

注) ()内は $k=0$ の土圧係数との比

従って地震時においては

$$M_{\max} = 3.43 \times 1.25 = 4.27 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$M_i = 0.208 \times 1.25 = 0.26 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

一方地震時における矢板の許容応力を常時の50%増しにすると上記の M_{\max} , M_i より大きい値となる。従ってこの場合、常時の設計条件によって矢板の諸元が決まっているといえる。

(イ) 法線より0.5m 背後にアウトリガー反力が作用する場合

アウトリガー反力が法線上に作用したとしても上部工による荷重分散、アウトリガー載荷版による荷重分散の効果が考えられる。従って法線より0.5m 位に載荷しているものと考えてもさしつかえない。

図-7.7.1によってアウトリガー反力による土圧の海底面に関する曲げモーメントを対象形状(A)のみについて示す。

$$0.580 \times 4.5 = 2.61 \text{ (t}\cdot\text{m/m)}$$

$$0.246 \times 3.5 = 0.86 \text{ (t}\cdot\text{m/m)}$$

$$0.063 \times 2.5 = 0.16 \text{ (t}\cdot\text{m/m)}$$

$$0.036 \times 1.5 = 0.054 \text{ (t}\cdot\text{m/m)}$$

$$0.022 \times 0.5 = 0.011 \text{ (t}\cdot\text{m/m)}$$

$$\text{計 } 3.69 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

(B)~(I)についても同様にして求めればよい。

結局、対象形状(A)~(I)についてアウトリガー反力による土圧の最大曲げモーメントは表-7.7.2の通りとなる。

表-7.7.2 アウトリガー反力による土圧の最大曲げモーメント

	M (t·m)	\bar{H}' (m)	$\frac{T}{M/\bar{H}'}$ (t)	X (m)	$\bar{M} = \frac{T \cdot X}{M}$ (t·m)	\tilde{M} (t·m)	$\frac{\Delta M_{\max}}{M - \tilde{M}}$ (t·m)
A	3.69	4.0	0.925	2.5	2.31	2.31	±0.00
B	4.65	4.5	1.03	2.5	2.59	2.75	-0.16
C	6.09	6.0	1.015	3.5	3.56	3.69	-0.13
D	6.09	6.0	1.015	3.5	3.56	3.69	-0.13
E	6.60	6.0	1.100	3.0	3.30	3.69	-0.39
F	9.57	9.0	1.063	5.5	5.86	6.09	-0.23
G	9.57	9.5	1.007	5.5	5.53	5.62	-0.11
H	10.97	11.0	0.996	6.5	6.49	6.60	-0.11
I	11.48	11.0	1.044	6.0	6.26	6.60	-0.34

注) M ; アウトリガー反力による土圧の海底面に関するモーメント

\bar{H}' ; 海底面よりタイロッド取付点までの高さ

T ; タイロッド張力

\bar{M} ; アウトリガー反力による土圧によって生じる矢板の最大曲げモーメント

X ; タイロッド取付点より最大曲げモーメントを生じる点までのきょり

\tilde{M} ; 最大曲げモーメントを生じる点より上のアウトリガー反力による土圧のその点に関するモーメント (図-7.7.1を使えば簡単に求まる)

この場合、矢板の最大曲げモーメントはアウトリガー反力によって逆に減少する。従って問題はない。

次にタイロッド取付点での曲げモーメントのアウトリガー反力作用による増加分を求め許容荷重を求めると表-7.7.3の通りとなる。

(ロ) 法線より1.0m 背後にアウトリガー反力が作用する場合

(イ)と同様にして求めればよい。

アウトリガー反力による土圧によって生じる矢板の最大曲げモーメントおよび許容荷重は表-7.7.4の通りである。

タイロッド取付点のアウトリガー反力の作用による曲げモーメントによりきまる許容荷重は表-7.7.5の通りである。

(ハ) 法線より1.5m 背後にアウトリガー反力が作用する場合

矢板の最大曲げモーメントおよび許容荷重は表-7.7.6の通りである。

表-7.7.3 タイロッド取付点の曲げモーメントよりきまる許容荷重

	M_{max} (t・m)	M_t (t・m)	M_t (t・m)	m_a (t・m)	ΔM (t・m)	$P_a = m_a / \Delta M$ (t)
A	3.43(5.15)	0.21	0.08	3.35(5.07)	0.290	11.50(17.40)
B	5.18(7.77)	0.56	0.28	4.90(7.49)	0.611	8.00(12.30)
C	10.10(16.50)	0.56	0.28	9.82(16.22)	0.611	16.00(26.60)
D	11.60(17.40)	0.70	0.28	11.32(17.12)	0.611	18.60(28.00)
E	12.00(18.00)	0.62	0.50	11.50(17.50)	0.993	11.60(117.70)
F	36.00(54.00)	1.42	0.70	35.30(53.30)	0.993	35.60(54.60)
G	39.40(59.20)	0.70	0.30	39.10(58.90)	0.611	64.00(96.50)
H	61.40(92.10)	0.70	0.30	61.10(91.80)	0.611	100.00(150.00)
I	66.00(99.00)	1.42	0.70	65.30(98.30)	0.993	66.00(99.00)

注) () はアウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合

M_{max} ; 裏込め土圧と上載荷重による土圧によって生じる矢板の最大曲げモーメント

M_t ; 裏込め土圧と上載荷重による土圧によって生じるタイロッド取付点の曲げモーメント

\tilde{M}_t ; 裏込め土圧によって生じるタイロッド取付点の曲げモーメント

m_a ; $M_{max} - M_t$

ΔM ; タイロッド取付点より上のアウトリガー反力による土圧のタイロッド取付点に関する曲げモーメント

表-7.7.4 矢板の最大曲げモーメントよりきまる許容荷重

	M (t・m)	X/H'	$\bar{M} = M \frac{X}{H'}$ (t・m)	\tilde{M} (t・m)	ΔM_{max} (t・m)	m_A (t・m)	$P_a = m_A / \Delta M_{max}$ (t)
A	0.848	2.5/4.0	0.530	0.443	0.087	0.45(1.72)	5.2(19.7)
B	1.138	2.5/4.0	0.632	0.575	0.057	0.50(2.59)	8.8(45.6)
C	1.593	3.5/6.0	0.928	0.848	0.070	0.97(5.50)	13.9(78.8)
D	1.593	3.5/6.0	0.928	0.848	0.070	1.52(5.80)	21.7(83.0)
E	1.753	3.0/6.0	0.877	0.848	0.029	0.89(6.01)	30.6(210.0)
F	2.630	5.5/9.0	1.609	1.593	0.016	3.04(18.00)	190.0(1,130.0)
G	2.630	5.5/9.5	1.528	1.441	-0.09	3.41(19.70)	—
H	3.070	6.5/11.0	1.820	1.753	-0.07	4.67(30.70)	—
I	3.070	6.0/11.0	1.760	1.753	-0.01	4.67(33.00)	—

注) () はアウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合

m_A ; アウトリガー反力を常時荷重とした場合; 上載荷重による土圧の海底面に関するモーメント

アウトリガー反力を異常時荷重とした場合; 裏込め土圧の海底面に関するモーメントの0.5倍と上載荷重による土圧の海底面に関するモーメント

(⇒) 法線より2.0m 背後にアウトリガー反力が作用する場合

矢板の最大曲げモーメントおよび許容荷重は表-7.7.7 のとおりである。

表-7.7.5 タイロッド取付点の曲げモーメントよりきまる許容荷重

	m_a (t・m)	ΔM (t・m)	P_a (t)
A	3.35(5.07)	0.018	180(282)
B	4.90(7.49)	0.054	91(139)
C	9.82(16.22)	0.054	182(300)
D	11.32(17.12)	0.054	210(318)
E	11.50(19.50)	0.125	92(140)
F	35.30(53.30)	0.125	282(426)
G	39.10(58.90)	0.054	725(1,100)
H	61.10(91.80)	0.054	1,130(1,700)
I	65.30(98.03)	0.125	524(786)

注) () はアウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合

表-7.7.6 矢板の最大曲げモーメントよりきまる許容荷重

	M (t・m)	X/H' (t・m)	M (t・m)	M (t・m)	ΔM _{max} (t・m)	m _A (t・m)	P _a (t)
A	0.520	2.5/4.0	0.325	0.263	0.063	0.45(1.72)	7.1 (27.3)
B	0.709	2.5/4.0	0.393	0.346	0.047	0.50(2.59)	10.6(55.1)
C	1.015	3.5/6.0	0.592	0.520	0.072	0.97(5.50)	13.5(76.0)
D	1.015	3.5/6.0	0.592	0.520	0.072	1.52 (5.80)	21.1(81.0)
E	1.123	3.0/6.0	0.562	0.520	0.042	0.89(6.01)	21.1(143.0)
F	1.790	5.5/9.0	1.094	1.015	0.079	3.04(18.00)	38.0(228.0)
G	1.790	5.5/9.5	1.026	0.912	0.114	3.41(19.30)	30.0(172.0)
H	2.140	6.5/11.0	1.236	1.123	0.113	4.67(30.70)	41.0 —
I	2.250	6.0/11.0	1.228	1.123	0.105	4.67(33.00)	45.0 —

注) () はアウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合

表-7.7.7 矢板の最大曲げモーメントよりきまる許容荷重

	M (t・m)	X/H' (t・m)	M (t・m)	M (tm)	ΔM _{max} (t・m)	m _A (t・m)	P _a (t)
A	0.194	2.5/4.0	0.121	0.082	0.039	0.45(1.72)	11.7(44.7)
B	0.284	2.5/4.0	0.157	0.117	0.040	0.50(2.59)	12.5(65.0)
C	0.438	3.5/6.0	0.257	0.194	0.063	0.97(5.50)	15.2(87.0)
D	0.438	3.5/6.0	0.257	0.194	0.063	1.52(5.80)	24.1(92.0)
E	0.494	3.0/6.0	0.247	0.194	0.053	0.89(6.01)	16.9(113.0)
F	0.856	5.5/9.0	0.526	0.438	0.088	3.04(18.00)	35.0(204.0)
G	0.856	5.5/9.5	0.498	0.385	0.113	3.41(19.30)	30.0(175.0)
H	1.044	6.5/11.0	0.618	0.494	0.194	4.67(30.70)	38.0 —
I	1.108	6.0/11.0	0.606	0.494	0.112	4.67(33.00)	42.0 —

注) () はアウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合

7.7.5 タイロッドの応力

タイロッド間隔は普通1.60mであるが船舶のけい引力はタイロッド4本分に分担されることを考えて1.60m×4=6.4mとなる。計算の都合上壁体長を6.0mとする。

(i) タイロッド張力

裏込の土圧によるタイロッド張力Tは式-(7.7.7)で与えられる。

$$T = \frac{1}{6} \gamma K (\bar{H} + \bar{H}')^3 \bar{H} = \frac{1}{6} \times 2 \times \frac{1}{5} \times \frac{(\bar{H} + \bar{H}')^3}{\bar{H}} = \frac{1}{12\bar{H}} (\bar{H} + \bar{H}')^3 \dots (7.7.7)$$

また上載荷重による土圧によって生じるタイロッド張力T̃は式-(7.7.8)で与えられる。

$$\tilde{T} = \frac{1}{2} q K (\bar{H} + \bar{H}')^2 \bar{H} = \frac{q}{8\bar{H}} (\bar{H} + \bar{H}')^2 \dots (7.7.8)$$

従ってタイロッド張力の余裕 T_a (アウトリガー反力を常時荷重とみなした場合), T'_a (アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合) はそれぞれ式-(7.7.9)式-(7.7.10)で与えられ表-7.7.8の通りとなる。

$$T_a = 0.5T + 1.5\tilde{T} \dots (7.7.9)$$

$$T'_a = T \dots (7.7.10)$$

表-7.7.8 タイロッド張力の余裕

	H (m)	H+H' (m)	T (t)	0.5T (t)	T (t)	1.5T (t)	T _a (t)	T' _a (t)
A	4.0	5.0	2.61	1.30	0.79	1.18	0.79	2.48
B	4.5	6.0	4.01	2.01	1.00	1.50	1.00	3.51
C	6.0	7.5	5.81	2.61	1.17	1.76	1.17	4.37
D	6.0	7.5	5.81	2.61	1.76	2.64	1.76	5.25
E	6.0	8.0	7.13	3.56	1.33	2.01	1.33	5.57
F	9.0	11.0	12.10	6.50	2.52	3.78	2.52	10.28
G	9.5	11.0	11.50	5.75	2.39	3.58	2.39	9.33
H	11.0	12.5	14.60	7.30	2.67	4.01	2.67	11.31
I	11.0	13.5	16.60	8.30	2.87	4.30	2.87	12.60

(i) 法線にアウトリガー反力が作用する場合

図-7.1によってアウトリガー反力による土圧の海底面に関するモーメントMを求め許容荷重P_aを算定すると表-7.7.9の通りとなる。

(ロ) 法線より1.0m背後にアウトリガー反力が作用する場合

(イ)と同様にして表-7.7.10を得る

表-7.7.9 タイロッド張力よりきまる許容荷重

	M (t·m)	\bar{H} (m)	ΔT = M/\bar{H} (t)	P_a = $T_a/\Delta T$ (t)	P_a = $T'_a/\Delta T$ (t)
A	0.949	4.0	0.237	3.3	10.4
B	1.233	4.5	0.274	7.8	12.8
C	1.677	6.0	0.280	4.2	16.7
D	1.677	6.0	0.280	6.3	19.8
E	1.835	6.0	0.306	4.3	18.1
F	2.761	9.0	0.307	7.9	32.2
G	2.761	9.5	0.291	8.2	32.0
H	3.236	11.0	0.294	8.7	40.2
I	3.392	11.0	0.308	9.3	40.9

表-7.7.10 タイロッド張力よりきまる許容荷重

	M (t·m)	H (m)	ΔT = M/H (t)	P_a = $T_a/\Delta T$ (t)	P_a = $T'_a/\Delta T$ (t)
A	0.364	4.0	0.091	8.7	27.2
B	0.505	4.5	0.112	9.0	31.2
C	0.734	6.0	0.122	9.6	38.1
D	0.734	6.0	0.122	14.4	45.3
E	0.816	6.0	0.136	9.8	40.8
F	1.410	9.0	0.157	16.0	63.2
G	1.410	9.5	0.148	16.2	62.9
H	1.715	11.0	0.156	17.1	75.6
I	1.822	11.0	0.165	17.4	76.3

(ハ) 法線より 1.5m 背後にアウトリガー反力が作用する場合

(イ)と同様にして表-7.7.11を得る。

表-7.7.11 タイロッド張力よりきまる許容荷重

	M (t·m)	\bar{H} (m)	ΔT (t)	P_a = $T_a/\Delta T$ (t)	P_a = $T'_a/\Delta T$ (t)
A	0.240	4.0	0.060	13.1	41.3
B	0.341	4.5	0.075	13.2	46.1
C	0.509	6.0	0.085	13.8	55.1
D	0.509	6.0	0.085	20.7	65.3
E	0.570	6.0	0.095	14.1	58.3
F	0.957	9.0	0.106	23.7	93.0
G	0.957	9.5	0.101	23.7	92.0
H	1.163	11.0	0.106	25.0	—
I	1.235	11.0	0.112	26.0	—

(ニ) 法線より 2.0m 背後にアウトリガー反力が作用する場合

(イ)と同様にして表-7.7.12を得る。

表-7.7.12 タイロッド張力よりきまる許容荷重

	M (t·m)	\bar{H} (m)	ΔT (t)	P_a = $T_a/\Delta T$ (t)	P_a = $T'_a/\Delta T$ (t)
A	0.117	4.0	0.029	27.0	84.0
B	0.177	4.5	0.039	25.0	89.0
C	0.282	6.0	0.047	25.0	99.0
D	0.282	6.0	0.047	37.0	118.0
E	0.322	6.0	0.053	25.0	104.0
F	0.582	9.0	0.065	39.0	153.0
G	0.582	9.5	0.061	39.0	152.0
H	0.729	11.0	0.066	40.0	—
I	0.776	11.0	0.071	41.0	—

(ii) タイロッドの曲げ応力

アウトリガー反力によって裏込め土の沈下が起り、このためタイロッドに曲げ応力が生じる。この沈下量はタイロッドより下方の裏込め土の沈下のみである。上載荷重と対応させて検討する。上載荷重による鉛直応力の増大は深さに無関係で一樣であるが、集中荷重による応力増加は深さに応じて減少していくので裏込め層は海底面までとし、天端と海底面間の中央と海底面での鉛直応力を考える。

載荷版は計算の簡単のため円形とする。

表-7.7.13 載荷版の大きさ

	特A級	A 級	B 級	C 級	D 級
A(cm ²)	4,000	2,000	1,400	1,200	800
R(cm)	35.2	25.2	21.0	19.5	16.0

ブシネスク式によって半径Rの円形面上に等分布荷重 w がのっている場合の地盤内鉛直応力 σ_z は式-(7.7.11)で与えられる。

$$\sigma_z/w = 1 - \left\{ \frac{1}{1+(R/z)^2} \right\}^{\frac{3}{2}} = I_{\sigma,0} \dots (7.7.11)$$

ここに、 z : 深さ (m)

$I_{\sigma,0}$: 地盤内応力の影響値

R/z を与え $I_{\sigma,0}$ を求め許容荷重を算定すればよい。ここでは、天端と海底面間の中央での許容荷重の計算法を特A級モビールクレーンの載荷する対象形状(A)についてのみ示すと表-7.7.14、表-7.7.15の通りである。

表-7.7.14 $I_{\sigma,0}$ の計算

z	1.0m	1.5m	2.0m	2.5m	3.0m	3.5m	4.0m	4.5m	5.0m
R/z	0.36	0.24	0.18	0.14	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07
$I_{\sigma,0}$	0.167	0.081	0.047	0.028	0.016	0.015	0.012	0.010	0.007

表-7.7.15 許容荷重の計算

	$\sum I_{\sigma,0}$	$\frac{1}{2N}\sum I_{\sigma,0}$	P_{σ} (t)
2.0m~5.0m	0.134	0.0112	89

ここで N ; 加算した $I_{\sigma,0}$ の個数

P_{σ} ; 許容荷重

$$P_{\sigma} = q \frac{1}{2N} \sum I_{\sigma,0}$$

また、同様にして海底面における許容荷重は表-7.7.16の通りとなる。

表-7.7.16 許容荷重の計算

モビール クレーン	特A級 (t)	A 級 (t)	B 級 (t)	C 級 (t)	D 級 (t)
A	140	250	500	500	1,000
B	200	500	500	1,000	1,000
C	250	1,000	1,000	1,000	—
D	375	1,500	1,500	1,500	—
E	375	1,000	1,000	1,000	—
F	1,500	1,500	—	—	—
G	1,500	—	—	—	—
H	1,500	—	—	—	—
I	1,500	—	—	—	—

7.7.5 矢板の根入長

(i) 矢板としての根入長

アウトリガー反力による土圧の合力の高さを X , タイロッド取付点から海底面までの高さを \bar{H} とする。上載荷重による土圧の大きさはアウトリガー反力による土圧の大きさよりも大きいから $\bar{X}/\bar{H} > 0.5$ であれば矢板の根入に対しては安全である。 \bar{X}/\bar{H} の計算は表-7.7.17の通りである。

表-7.7.17 アウトリガー反力による土圧の合力位置

	アウトリガーが法線より0.5mに作用				アウトリガーが法線より1.0mに作用			
	M (t·m)	P (t)	\bar{X} (m)	\bar{X}/\bar{H}	M (t·m)	P (t)	\bar{X} (m)	\bar{X}/\bar{H}
A	3.69	0.947	3.90	0.98	0.848	0.283	2.99	0.75
B	4.65	0.962	4.83	1.07	1.138	0.297	3.83	0.85
C	6.09	0.973	6.25	1.01	1.593	0.308	5.17	0.86
D	6.09	0.973	6.25	1.01	1.593	0.308	5.17	0.86
E	6.60	0.981	6.72	1.12	1.753	0.316	5.54	0.92
F	9.57	0.996	9.63	1.01	2.632	0.331	7.96	0.88
G	9.57	0.996	9.63	1.01	2.632	0.331	7.96	0.88
H	10.97	0.996	11.02	1.00	3.070	0.331	7.28	0.84
I	11.48	0.996	11.60	1.05	3.070	0.331	9.76	0.89

注) M ; アウトリガー反力による土圧の海底面に関

するモーメント

P ; 海底面より上のアウトリガー反力による土圧

(ii) 支持杭としての根入長

矢板をバネとみた場合、矢板のバネは単純圧縮だけでなく、偏心荷重による曲げたわみのための沈下などもあるが、バネが弱ければ荷重分散が起るのでここでは一番バネの剛い単純圧縮のみを考える。バネ定数を K とすると

$$K = AE/L$$

ここに、 $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$

A ; 断面積 (m^2)

L ; 矢板長 (m)

各矢板について K を求めると表-7.7.18の通りである。

表-7.7.18 各矢板のバネ定数

	$A(\text{cm}^2/\text{m})$	$L(\text{m})$	$L'(\text{m})$	$K(\text{t/m}^2)$
U-I	116	9.5	—	2.56×10^4
U-II	153	13.5	11.0	2.93×10^4
U-III	191	12.5	14.5	3.20×10^4
U-IV	243	17.5	16.0	2.91×10^4
U-V	319	20.0	20.0	3.34×10^4

注) L ; $\sigma = 1,800 \text{ kg/cm}^2$ のとき ($k=0.0$)

L' ; $\sigma = 2,700 \text{ kg/cm}^2$ のとき ($k=0.10$)

一方上部工の断面は $0.5\text{m} \times 1.5\text{m} \sim 2.0\text{m} \times 3.5\text{m}$ であるとする

$$I = \frac{0.51 \times 5^3}{12} = 0.14\text{m}^4 \sim I = \frac{2 \times 3.5^3}{12} = 7.2\text{m}^4$$

となる。

従って

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{3 \times 10^4}{4 \times 2 \times 10^6 \times 0.14}}$$

$$\sim \sqrt[4]{\frac{3 \times 10^4}{4 \times 2 \times 10^6 \times 7.2}} = 0.203 \sim 0.151$$

船舶のけん引力のタイロッドにおよぼす影響の検討では $I = 0.2\text{m}^4 \sim 0.1\text{m}^4$ $\beta = 0.159 \sim 0.188$ である。

この場合、反力の最大値は平均反力の 2.2~1.9 倍である。(港研資料, No. 30, 港湾構造物の設計基準にあたっての諸問題, 第4章コーピングに働く水平荷作成重の分散効果についてを参照のこと)

有効幅を 1.0m とすると集中荷重は上載荷重の $2.2/20 \sim 2.2/29 = 1/10$ の効果を与えることになる。

杭としての支持力は式-(7.7.12) で表わされるものとして、許容荷重を算定すると表-7.7.19 の通りとなる。

$$Q = \frac{1}{2} K \mu D^2 \times 2 = \frac{1}{2} D^2 \dots\dots\dots(7.7.12)$$

μ ; 土と矢板のまさつ係数
 D ; 根入長 (m)
 K ; 土圧係数
 Q ; 支持力 (t)

表-7.7.19 許容荷重の計算

	D	Q	$P_a = 10Q$
A	2.0(2.5)	2.0(3.12)	20.0(31.2)
B	2.0(3.0)	2.0(3.12)	20.0(31.2)
C	2.5(3.5)	3.1(6.00)	31.0(60.0)
D	2.5(3.5)	3.1(6.00)	31.0(60.0)
E	3.0(5.0)	4.5(12.50)	45.0(125.0)
F	3.0(6.0)	4.5(18.00)	45.0(180.0)
G	3.0(6.0)	4.5(18.00)	45.0(180.0)
H	4.0(7.0)	8.0(25.00)	80.0(250.0)
I	4.0(8.0)	8.0(32.00)	80.0(320.0)

注) () はアウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合

7.資料-8 さん橋式けい船岸の検討方法

7.8.1 概 説

床版の応力の検討については5.1さん橋式けい船岸の検討事項に詳述した通りである。

はりの応力および杭の応力、支持力の検討はアウトリガー反力を常時荷重とみなした場合、異常時荷重とみなした場合について行なった。

はりの応力の検討において、はりは杭頭で支承される連続梁とし、アウトリガー反力は、はりに直接作用するものとした。この場合、一連続梁にアウトリガー反力が作用しているとき、応力を更に増すような他の外力(トレーラー荷重、T-20 荷重あるいは上載荷重)が作用することはないと考えた。

アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合、鉄筋およびコンクリートの許容応力度を常時よりも50%上げるものとする。

杭の応力および支持力の検討において、アウトリガー反力は杭頭に直接作用すると考える。モビルクレーンの車体長、車体幅、および床版の大きさなどから、ある杭の受け持つ鉛直荷重のうち、設計上載荷重は、アウトリガー反力作用時には作用しないと考えられる。又、地震時荷重が考慮されている場合、アウトリガー反力作用時と地震時が合致することはないものとする。

従って、設計上載荷重、地震時荷重の余裕分を越えないようにアウトリガー反力を規制する。アウトリガー反力を異常時荷重とみなした場合、杭の応力については常時の50%増しとし、杭の支持力については常時の所要安全率2.5を2.0に引き下げるものとして検討した。

7.8.2 床版の応力

検討した各形状の床版について各設計荷重に対して配筋をして7.資料-3 7.3.7 実例(iv)および(v)を用いて破壊荷重を求めると表-7.8.1、表-7.8.2を得る。

実際の床版について検討する場合は7.3.7実例(iv)(v)を参照すればよい。

表-7.8.1

床版 模型	設 計 荷 重		配 筋	破 壊 荷 重 (t)
	移 動 荷 重	等 分 布 荷 重		
S ₁	トレーラー		D-13 5本/m	29.0
	T-20		D-13 5本/m	29.0
	等 荷 分 布 重	$q = 1t/m^2$	D-10 5本/m	18.0
		2	D-13 5本/m	29.0
		3	D-13 6本/m	40.0
4	D-13 7本/m	56.0		
S ₂	トレーラー		D-13 5本/m	31.0
	T-20		D-13 5本/m	31.0
	等 荷 分 布 重	$q = 1t/m^2$	D-10 5本/m	20.0
		2	D-13 5本/m	31.0
		3	D-13 5本/m	31.0
4	D-13 6本/m	42.0		
S ₃	トレーラー		D-13 5本/m	38.5
	T-20		D-10 6本/m	26.0
	等 荷 分 布 重	$q = 1t/m^2$	D-10 5本/m	23.0
		2	D-13 5本/m	26.0
		3	D-13 5本/m	38.5
4	D-13 6本/m	48.0		
S ₄	トレーラー		D-13 5本/m	25.0
	T-20		D-13 5本/m	25.0
	等 荷 分 布 重	$q = 1t/m^2$	D-10 5本/m	15.0
		2	D-13 5本/m	25.0
		3	D-13 5本/m	25.0
4	D-13 6本/m	31.5		

7.8.3 はりの応力

検討したはりの模型についてアウトリガー反力による最大曲げモーメント領域および最大せん断力領域を求めると図-7.8.1~図-7.8.16の通りである。ここでは代表

表-7.8.2

床版 模型	設 計 荷 重		配 筋	破 壊 荷 重 (t)	
	移 動 荷 重	等 分 布 荷 重			
S ₅	トレーラー		D-13 5本/m	35.0	
	T-20		D-13 5本/m	35.0	
	等 荷 分 布 重	q=1.0t/m ²	2	D-10 5本/m	20.0
			3	D-10 5本/m	20.0
			4	D-10 5本/m	20.0
S ₆	トレーラー		D-13 5本/m	44.0	
	T-20		D-13 5本/m	44.0	
	等 荷 分 布 重	q=1.0t/m ²	2	D-10 5本/m	26.0
			3	D-10 5本/m	26.0
			4	D-10 5本/m	26.0

的な B₁, B₃ の形状のものについてのみ示した。また同様に各設計荷重による応力も求めることができる。ここでは図-7.8.1~図-7.8.16にトレーラーおよび T-20 荷重についてのみ示した。

これらの図より、各設計荷重とアウトリガー反力による応力の比較をすることができる。

実際には応力に対しある程度の余裕のある配筋を行なう。またこの余裕は種々の条件によって異なっており一般的に述べることはできない。比較的余裕をもった配筋のなされている本牧埠頭27, 28バースと比較的余裕のない配筋のなされている稲永埠頭さん橋式けい船岸について、実際の配筋量とアウトリガー反力作用時の必要配筋量の比較を行なった。これを図-7.8.17~図-7.8.34に示した。なお図-7.8.35, 図-7.8.36に両埠頭さん橋式けい船岸の平面図を示した。これらによると、本文で述べた規制荷重より比較的大きい荷重でも安全になることが分るのであろう。

実際のはりについて検討する場合には、連続梁にアウトリガー反力が作用するものと考え応力を算定し必要配筋量を計算し、実際の配筋量と比較検討すればよい。

7.8.4 杭の応力および支持力

杭の応力および支持力の検討では、杭に作用する鉛直荷重が問題となる。ある杭の死荷重、上載荷重の受け持つ部分は従来の設計どおり 図-7.8.37 の通りとする。アウトリガー反力作用時には設計上載荷重、地震時荷重が作用しないとすると、それが余裕分となる。このようにすれば規制荷重は本文表-5.9, 表-5.10 のように容易に求めることができる。

しかし、一般的に杭の断面には設計当初において比較的余裕があるが、杭の支持力については不明の点も多く、詳細に検討することが望ましい。このために、図-7.8.38~図-7.8.41に Meyerhof 修正公式の図表と使用方法を掲げた。

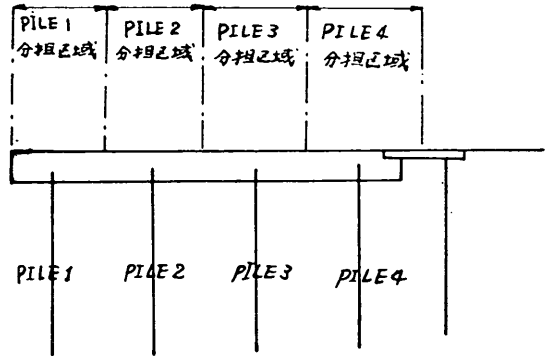


図-7.8.37 杭の荷重分担域

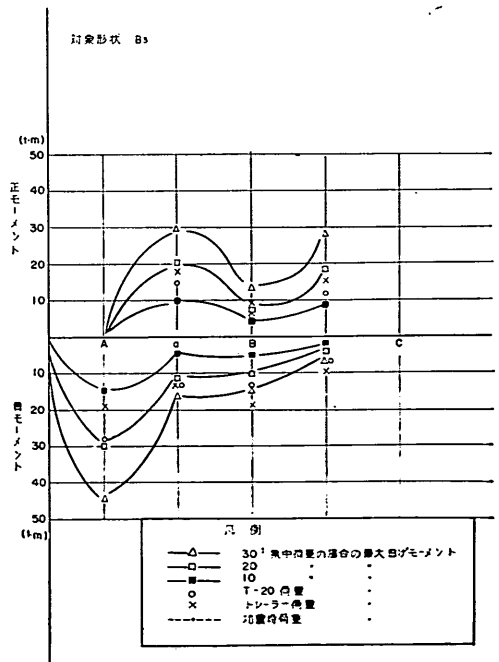


図-7.8.1 最大曲げモーメント領域図

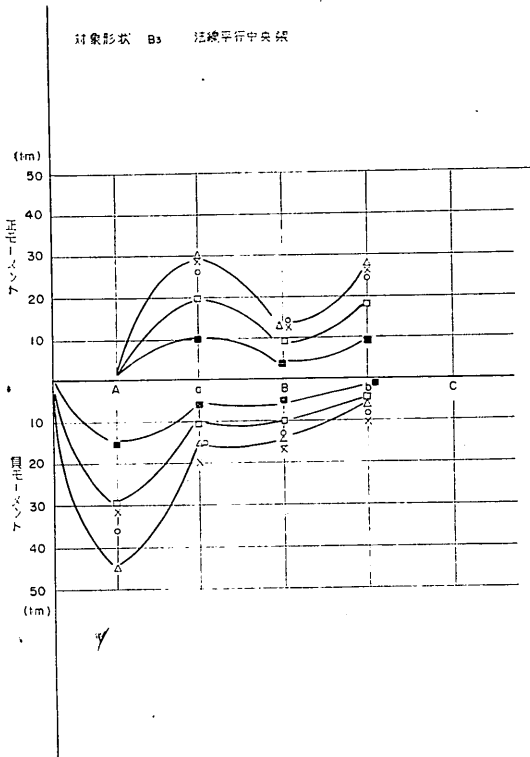


図-7.8.2 最大曲げモーメント領域図

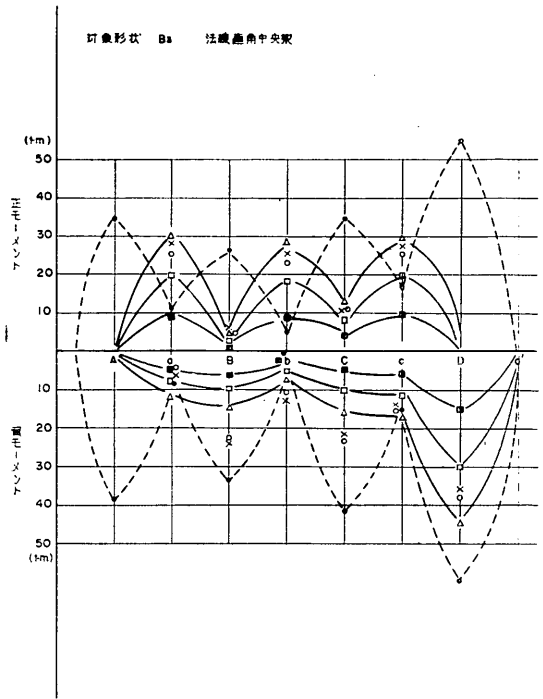


図-7.8.4 最大曲げモーメント領域図

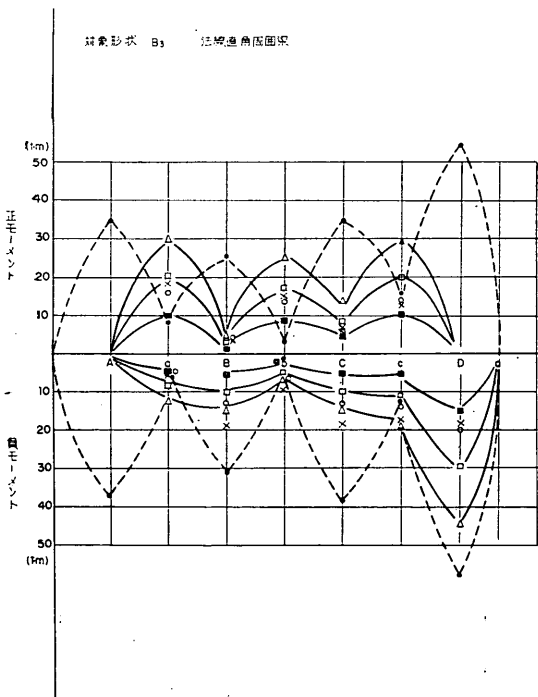


図-7.8.3 最大曲げモーメント領域図

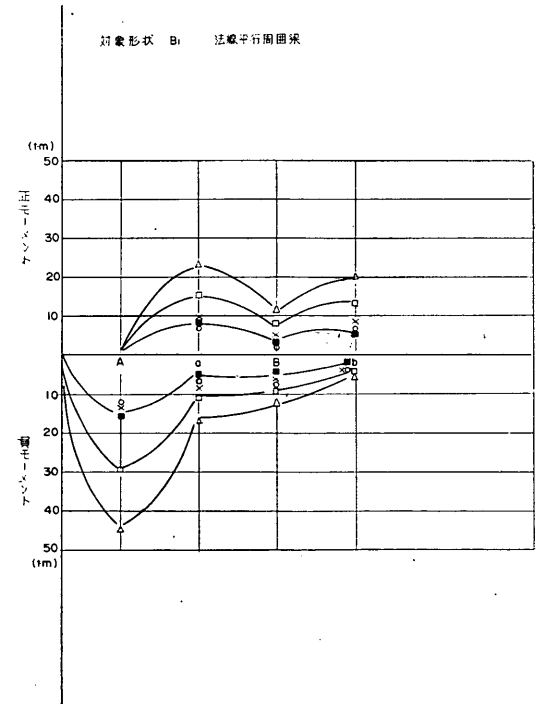


図-7.8.5 最大曲げモーメント領域図

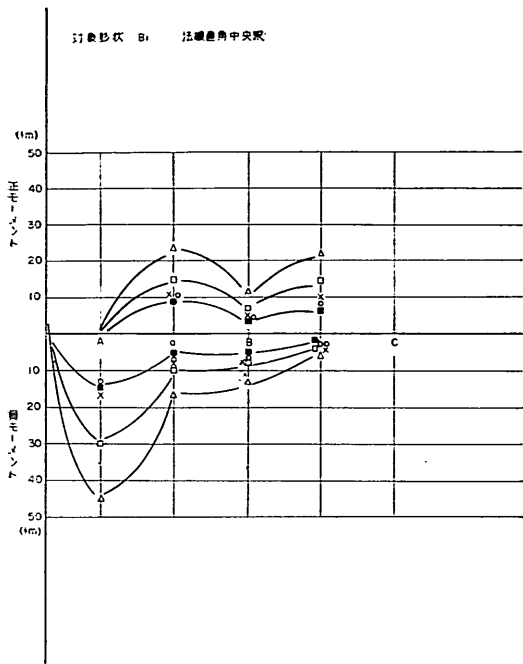


図-7.8.6 最大曲げモーメント領域図

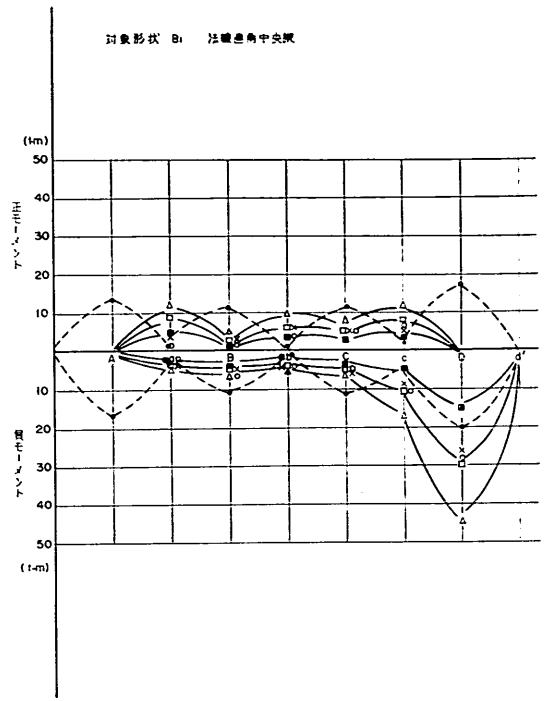


図-7.8.8 最大曲げモーメント領域図

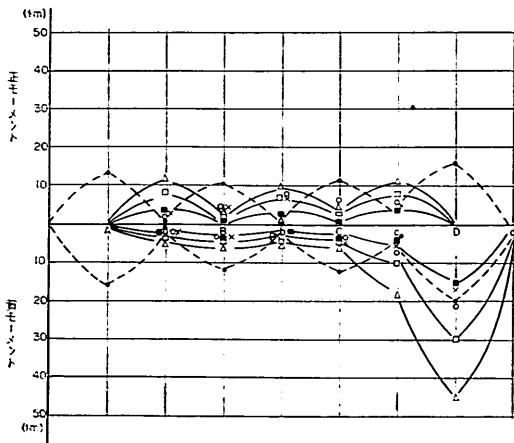


図-7.8.7 最大曲げモーメント領域図

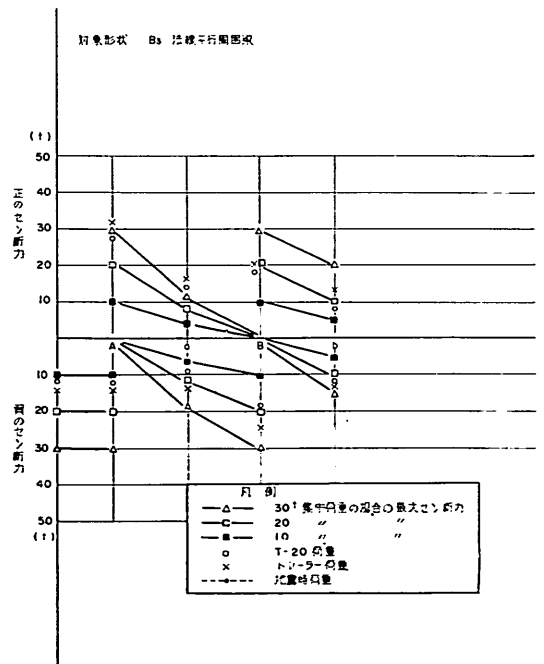


図-7.8.9 最大せん断力領域図

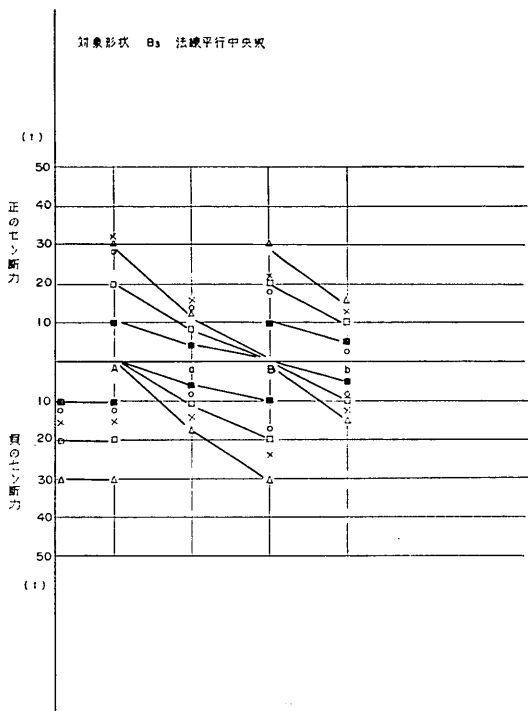


図-7.8.10 最大せん断力領域図

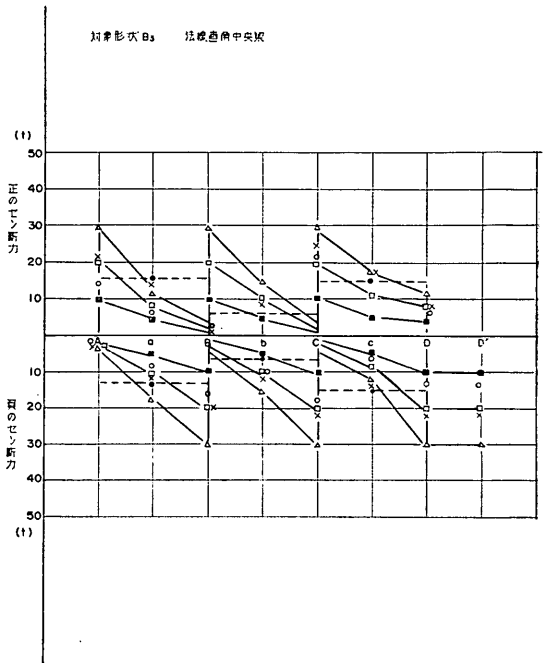


図-7.8.12 最大せん断力領域図

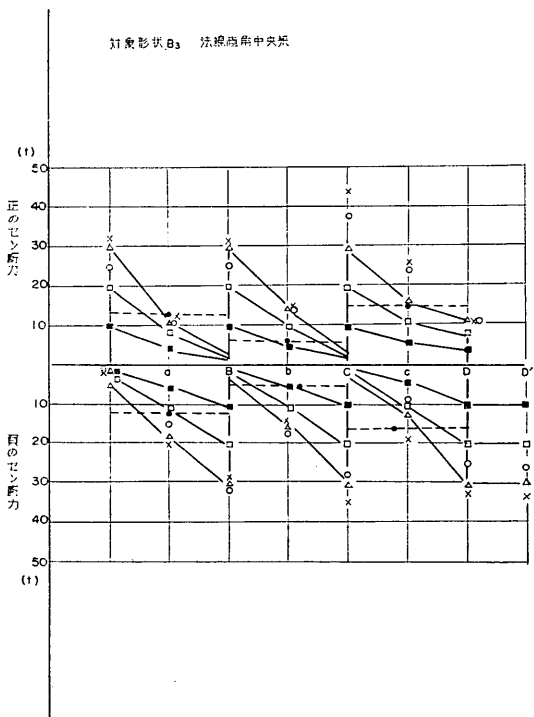


図-7.8.11 最大せん断力領域図

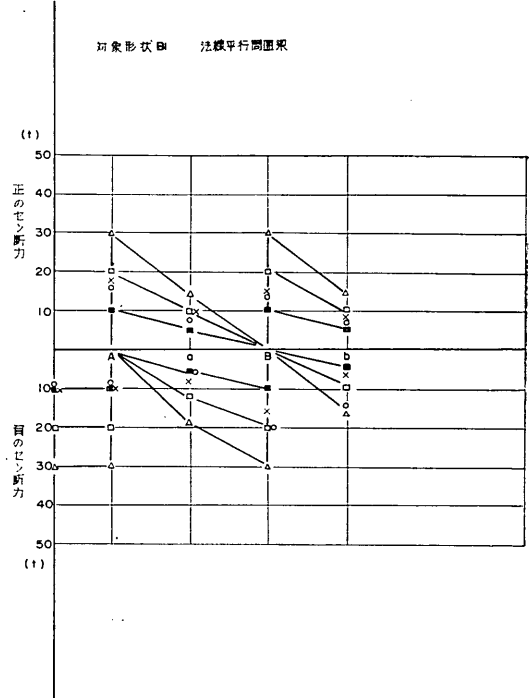


図-7.8.13 最大せん断力領域図

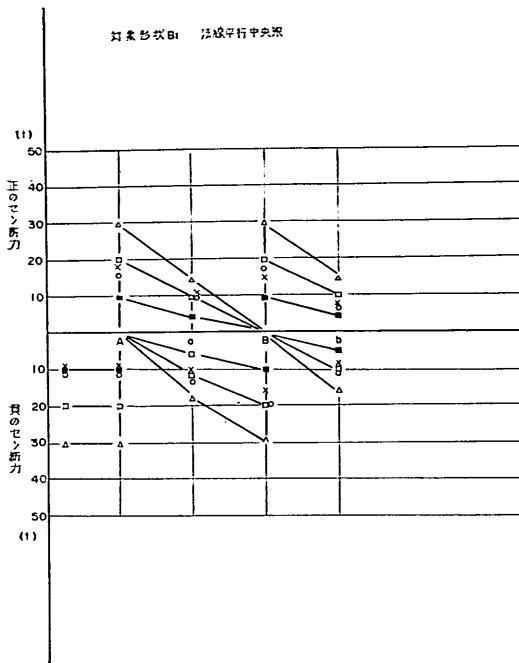


図-7.8.14 最大セクション力領域図

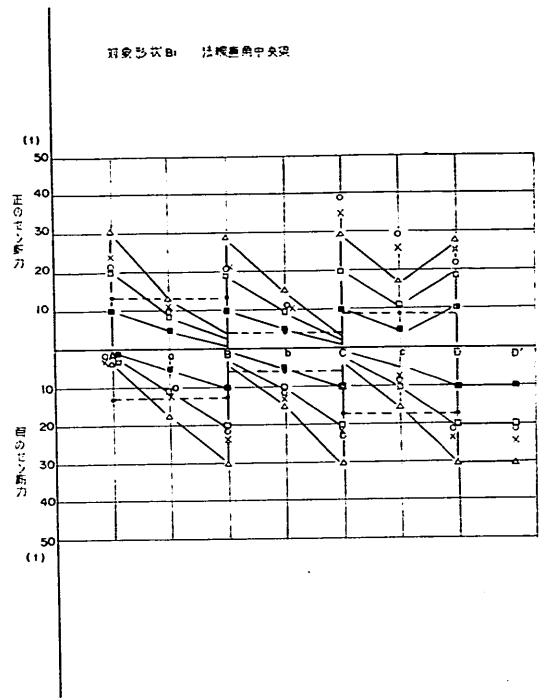


図-7.8.16 最大セクション力領域図

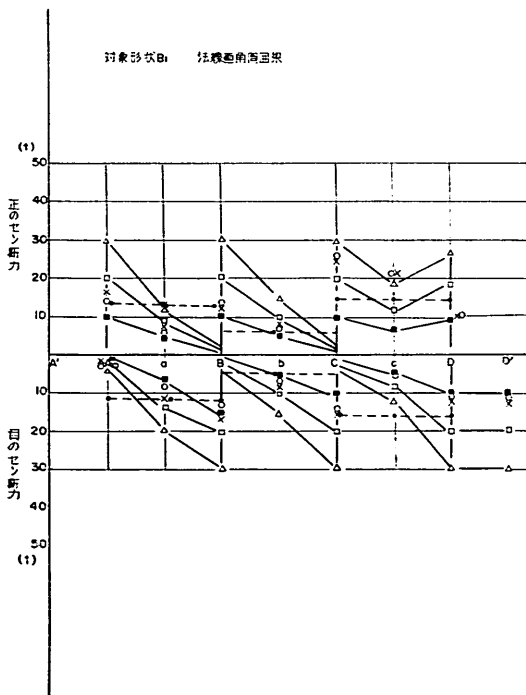


図-7.8.15 最大セクション力領域図

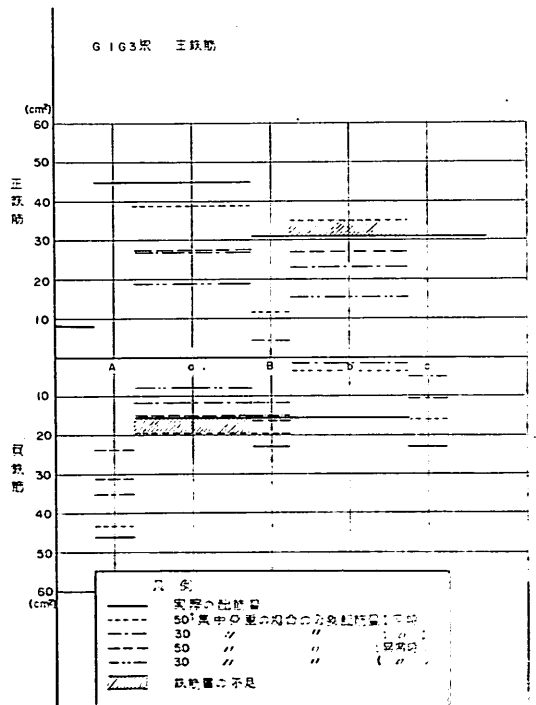


図-7.8.17 本牧埠頭27, 28バース

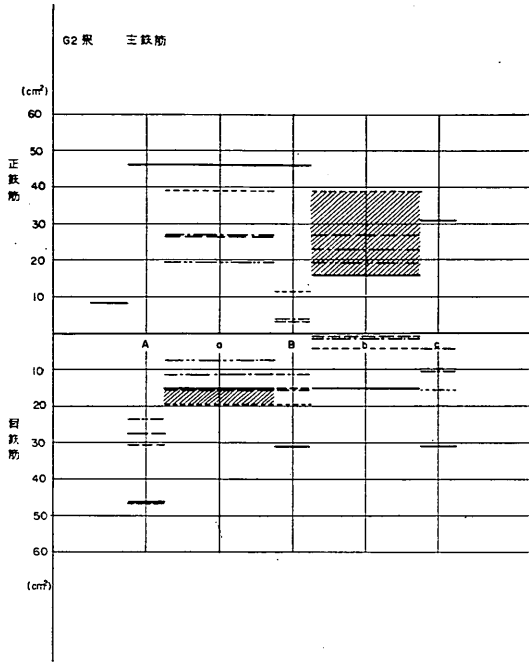


図-7.8.18 本牧埠頭27, 28バース

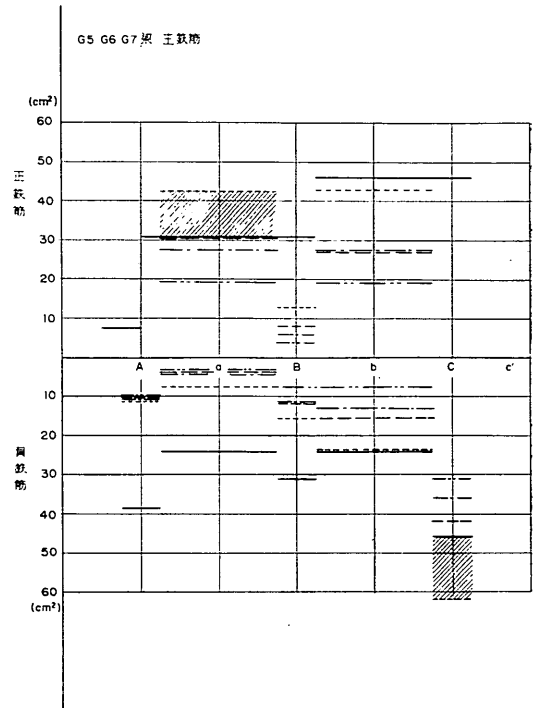


図-7.8.20 本牧埠頭27, 28バース

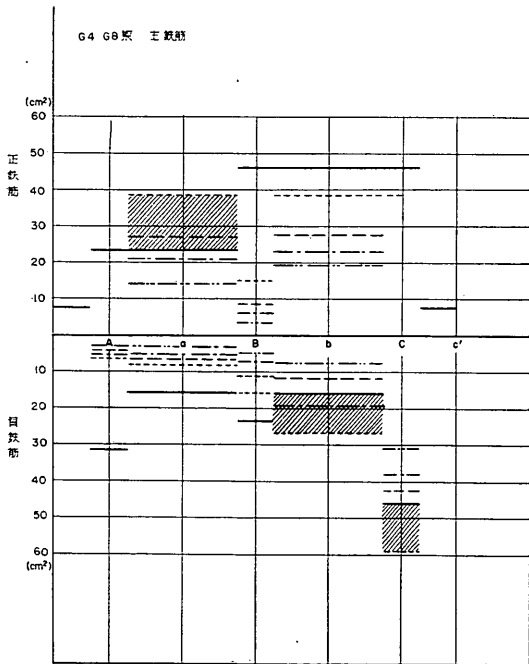


図-7.8.19 本牧埠頭27, 28バース

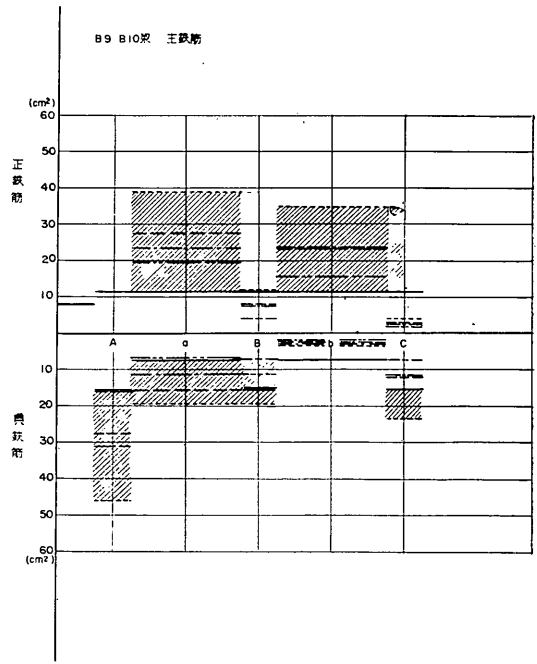


図-7.8.21 本牧埠頭27, 28バース

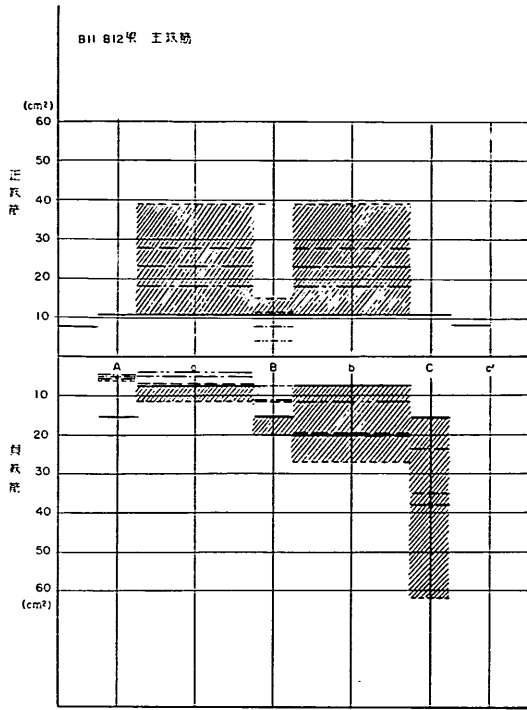


図-7.8.22 本牧埠頭27, 28バース

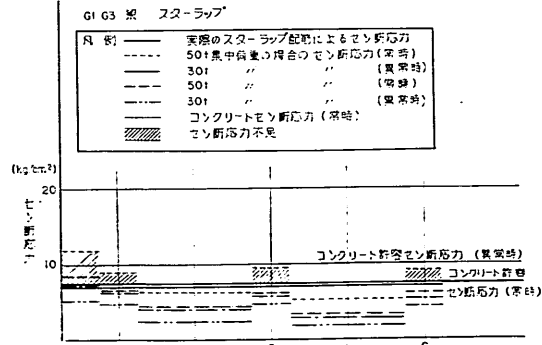


図 7.8.23 本牧埠頭27, 28バース

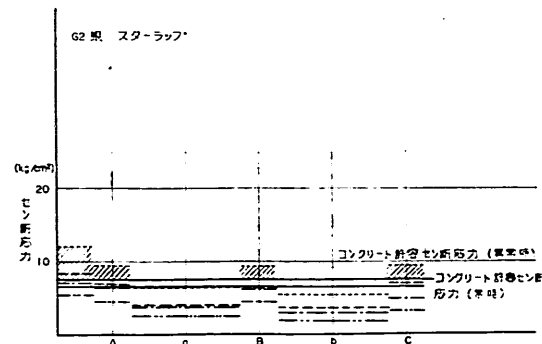


図-7.8.24 本牧埠頭27, 28バース

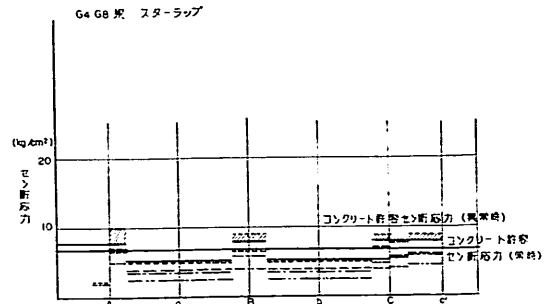


図-7.8.25 本牧埠頭27, 28バース

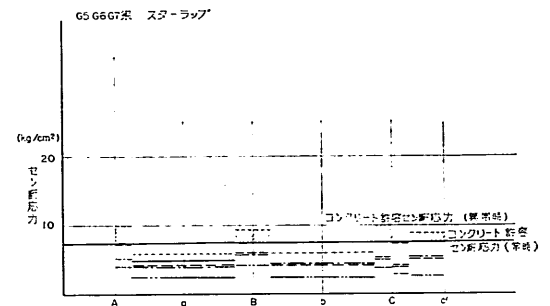


図-7.8.26 本牧埠頭27, 28バース

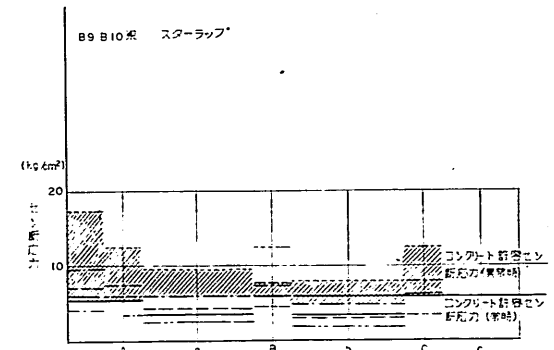


図-7.8.27 本牧埠頭27, 28バース

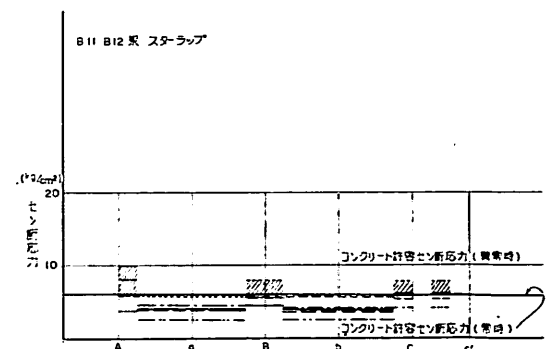


図-7.8.28 本牧埠頭27, 28バース

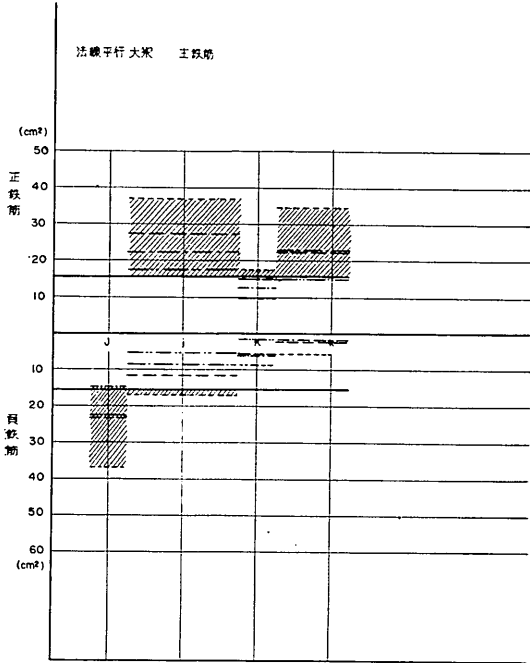


図-7.8.29 稲永埠頭

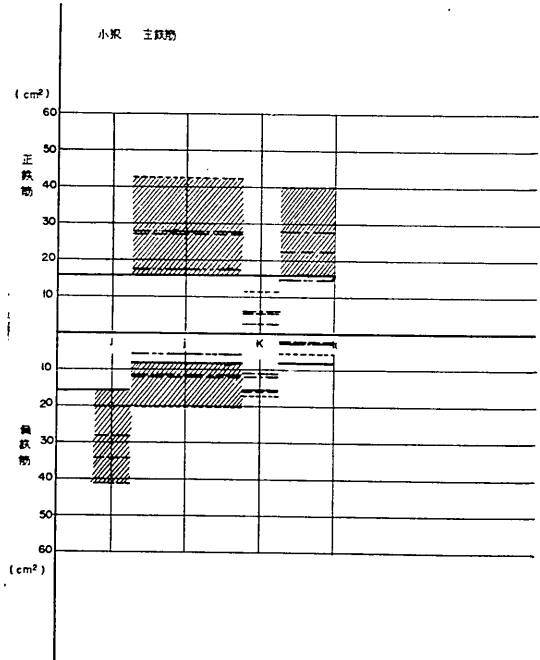


図-7.8.31 稲永埠頭

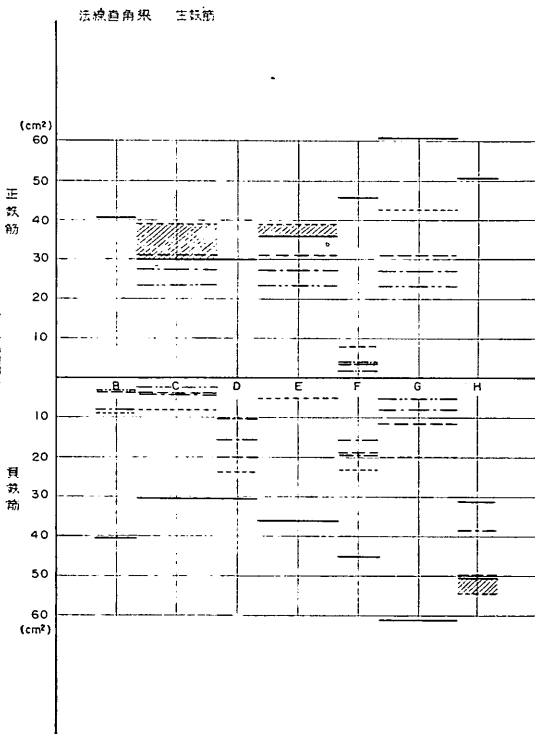


図-7.8.30 稲永埠頭

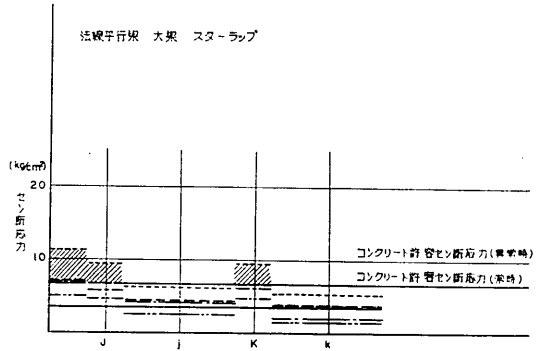


図-7.8.32 稲永埠頭

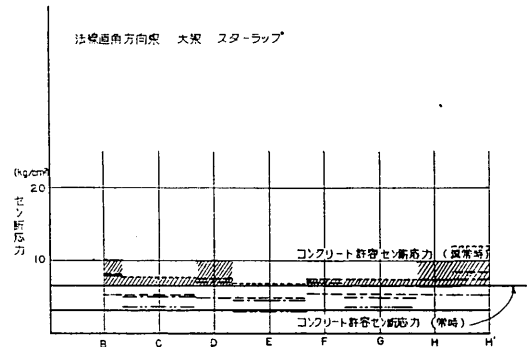


図-6.8.33 稲永埠頭

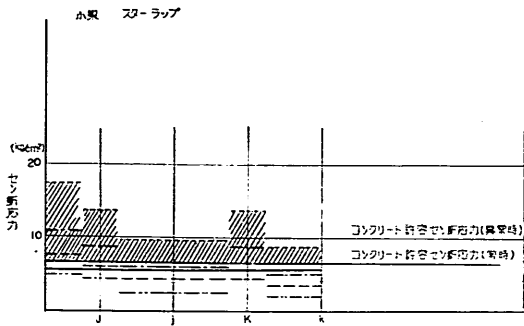


図-7.8.34 稲永埠頭

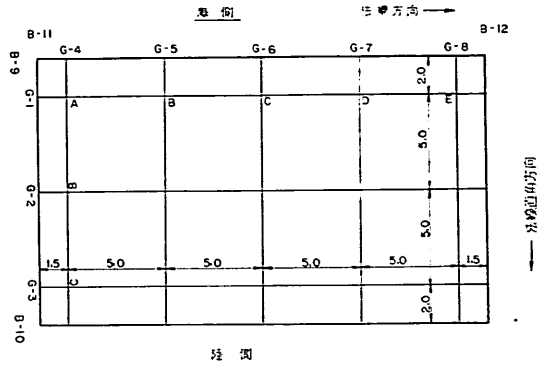


図-7.8.35 本牧埠頭27, 28パース平面概略図

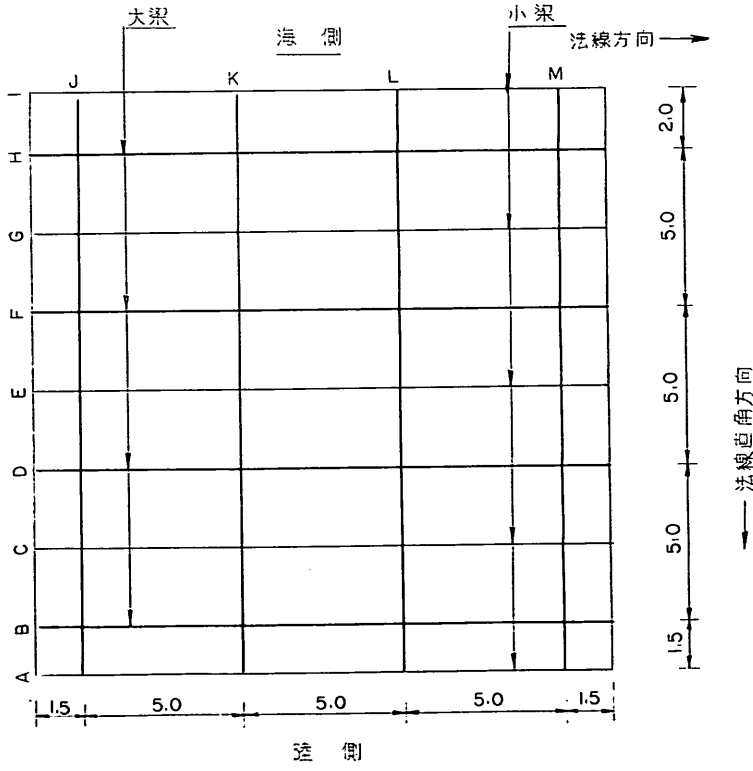
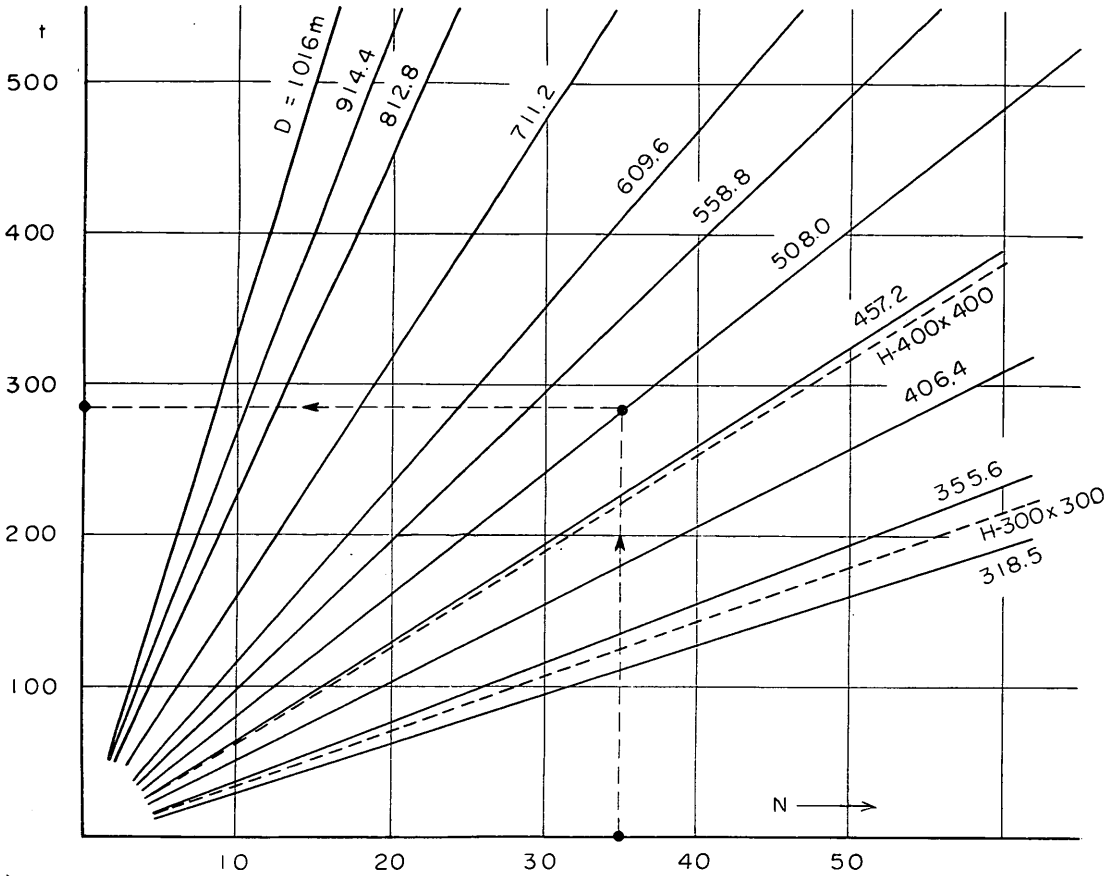


図-7.8.36 稲永埠頭平面概略図

$$D_{S1} = 40 N A_p$$



$$Q_a = \frac{1}{3} Q_s$$

$$Q_s = Q_{S1} + Q_{S2} + Q_{S3}$$

$$Q_{S1} = 40 N A_p$$

$$Q_{S2} = \frac{1}{5} \bar{N}_s L_s \psi_p$$

$$Q_{S3} = \frac{1}{2} N_c L_c \psi_p$$

図-7.8.38 Meyerhof 修正公式図 (その1)

$$Q_{s2} = \frac{1}{5} N_s L_s \psi_s$$

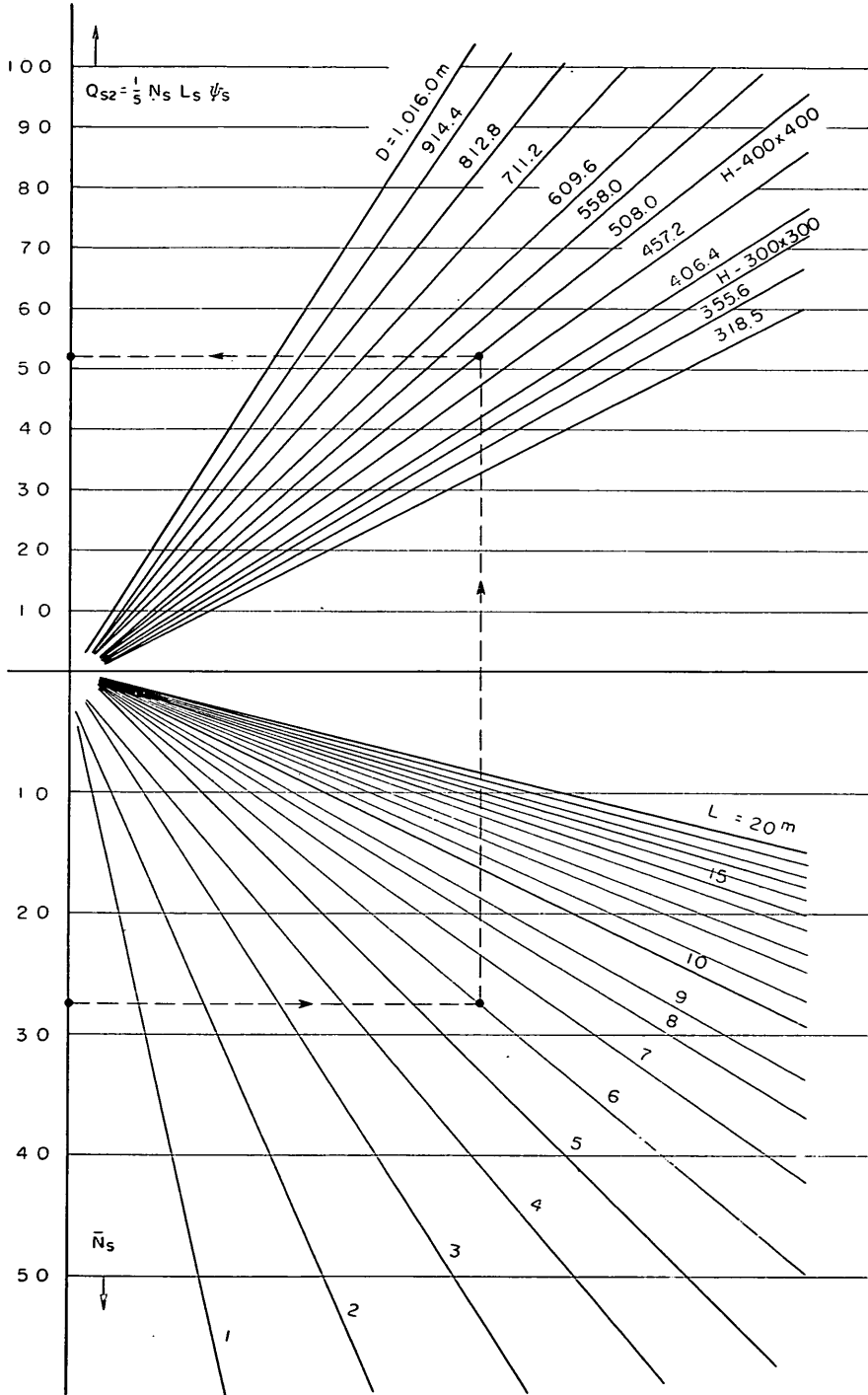


図-7.8.39 Meyerhof 修正公式図 (その2)

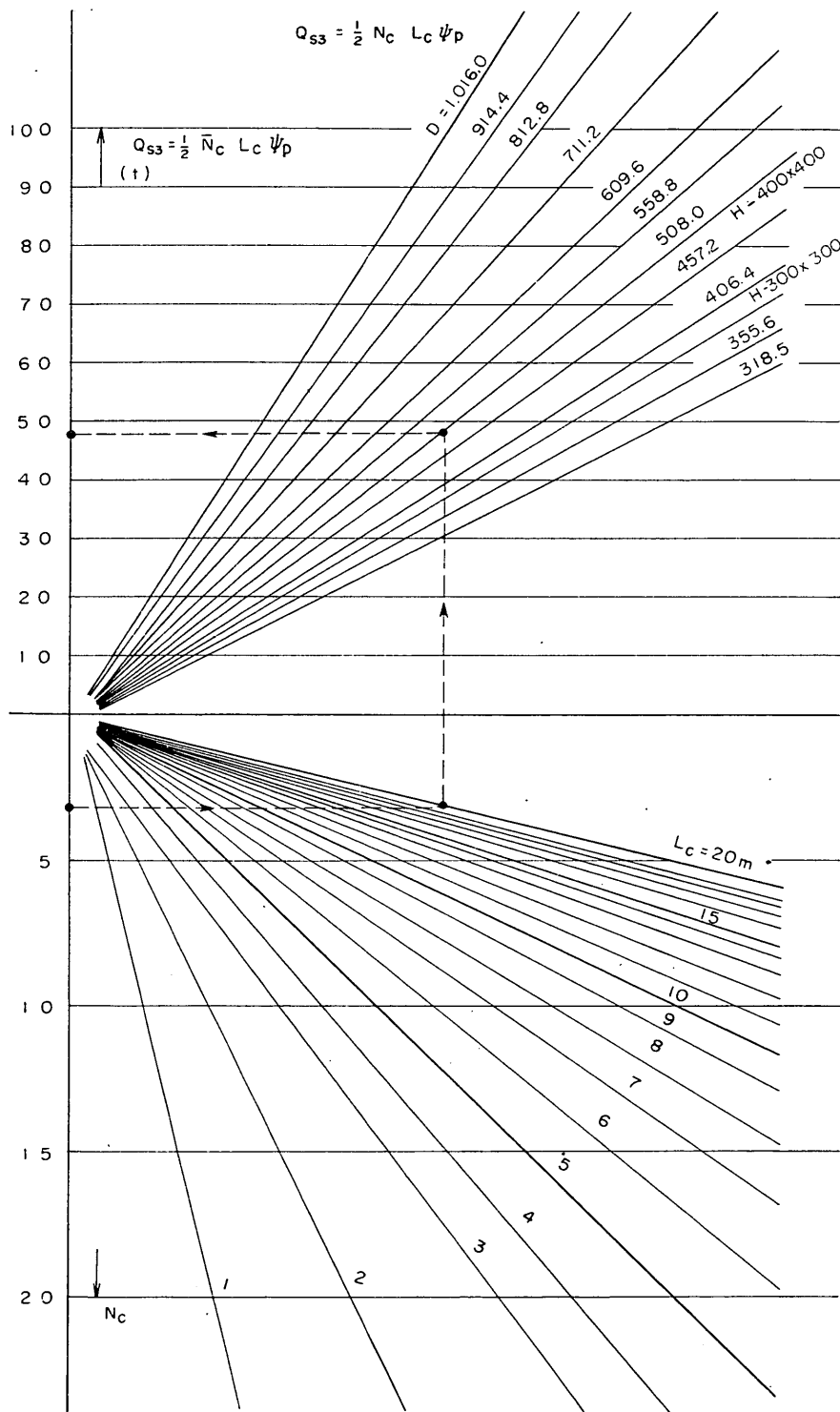


図-7.8.40 Meyerhof 修正公式 図 (その3)

Meyerhof 修正公式図

$$Q_o = \frac{1}{3} \left[40NA_P + \frac{N_s L_s}{5} + \frac{N_c L_c}{2} \psi_P \right]$$

Q_o ; 長期許容支持力 (t)

A_P ; 杭先端の閉鎖断面積 (m²)

パイプパイル..... $A_P = \frac{\pi}{4} \times (\text{外径})^2$

H パイル..... $A_P = (\text{フランジ幅}) \times (\text{ウエブ高さ})$

ψ_P ; 杭の閉鎖周長 (m)

パイプパイル..... $\psi_P = \pi \times (\text{外径})$

H パイル..... $\psi_P = 2[(\text{フランジ幅}) + (\text{ウエブ高さ})]$

N ; 次式で補正される杭先端付近の N 値

$$N = \frac{1}{2} [N_L + N_u]$$

N_L ; 杭先端より下方 $2D$ の部分の平均 N 値

但し杭先端から下方の地盤の N 値が一樣かあるいは増大している場合には杭先端地盤の N 値をとる。

N_u ; 杭先端より上方 $10D$ の部分の平均 N 値

$$N_u = \frac{1}{10D} \int_{-10D}^{0} N ds$$

D ; 杭径又は杭巾 (m)

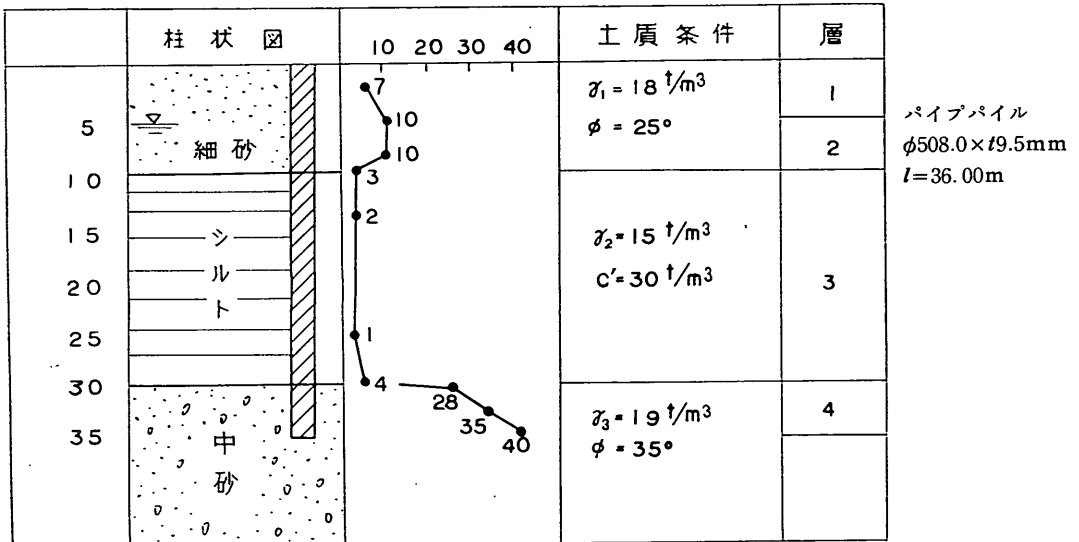
N_s ; 杭周地盤中 砂質部分の平均 N 値

L_s ; " " における杭長 (m)

N_c ; " 粘土質部分の平均 N 値

L_c ; " " における杭長 (m)

使用例



	杭先端	1	2	3	△	備考
N	35	—	—	—	—	
N_s	—	6	10	—	27	
N_c	—	—	—	3	—	
層厚 L (m)	—	5	5	20	6	
使用図表	図-7.8.35	図-7.8.36	図-7.8.36	図-7.8.37	図-7.8.36	
Q_{si} (t)	285	10	16	48	52	
極限支持力 Q_s (t)	411 t					
許容支持力 Q_o (t)	411/3=137 t					

$N_L = 42$

$$N_L = \frac{4 + 28 + 35 + 40}{4} = 27$$

$$N = \frac{1}{2} (42 + 27) = 35$$

シルト層 p1 より上の周面抵抗を無視すれば

$$Q_o = \frac{285 + 52}{3} = 112 \text{ t}$$

図-7.8.41

参 考 文 献

- (1) 赤井浩一, “土の支持力と沈下”, 山海堂, 昭和40年
- (2) 日本港湾協会, “港湾工事設計要覧”, 昭和37年
- (3) 天埜良吉, “岸壁の耐震設計法に関する研究”, 運輸省港湾局業務資料
- (4) 運輸省鉄道技術研究所, “港湾構造物集覧第1集”, 昭和23年
- (5) 運輸省港湾局, “港湾構造物集覧第2集”
- (6) 運輸省港湾局建設課, “最近の移動式荷役機械とけい船岸”, 港湾荷役, Vol. 5, No. 4, 昭和35年
- (7) 森本茂男, “最近の移動式荷役機械とけい船岸”, 港湾荷役, Vol. 5, No. 6, 昭和35年
- (8) 運輸省第五港湾建設局設計室, “名古屋港設計計算書(1), 稲永第2埠頭”, 昭和40年
- (9) 運輸省第2港湾建設局横浜調査設計事務所, “京浜港設計計算書本牧(2)”, 昭和39年
- (10) Evid Hognestad, “Yield-Line Theory for the Ultimate Flexural Strength of Reinforced Concrete Slabs”, ACI, Vol. 24, No. 7, 1953年
- (11) 坂 静雄, “鉄筋コンクリート床版の塑性強度設計法”, 建築雑誌, 1952年
- (12) 大野和男, “鉄筋コンクリートスラブの終局耐力に関する一考察”
- (13) 岡田清, 小柳治, “人工軽量骨材使用RC大型模型床版の載荷試験について”, 第21回土木学会年次学術講演会, 1966年
- (14) M. Ferguson, “Reinforced Concrete Fundamentals”, 1960
- (15) Leonard L. Jones, “Recent British Advance in Yield-Line Analysis By the Equilibrium Method”, Flexural Mechanics of Reinforced Concrete; Proceeding of the international symposium, No. 10, No. 12, 1964年