

セルラーブロックによる防波堤

正員 北海道土木部港湾課 石倉 建治

要 旨

セルラーブロックは、直立堤として、強固な単塊の構造とはなり得ないとされているが、それは、主として大型のものは施工が困難なためであると思われる。ここに述べるものは、底に仮蓋を取付けることにより、取扱いはケーソンとほとんど変わらず、しかもでき上った堤体はケーソン式に比較して底部のマサツが大きく、滑動に対する安定度が大きいので、防波堤および重力式岸壁などに応用して有利であると考ええる。

I. 設 計

§1. 構造の概要

図-1のように、セルラーブロックの頭部と底部の断面を少し大きくし、頭部には底板にかかる水圧が支柱(方杖)を通じて伝達される。頭部がこのようにある程度の幅を有することは、作業がし易く、作業者に安心感を与え、色々の点で便利である。底部は底板の取付け、取はずしが楽なように頭部より少し大きくする。

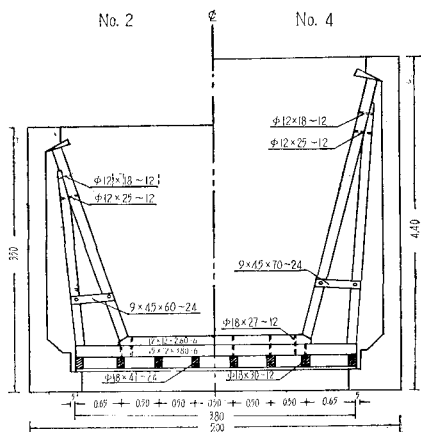


図-1

§2. 底板と支柱(方杖)

この部分は恰も木橋の方杖桁をさかさにしたようなものであるから、その計算方法を採用する。ただし、支柱の方法によつては、主桁を連続桁、支柱を単に圧縮材として計算することもある。木橋では、方杖桁はなるべくさけるべき工法とされているが、²⁾ ここではこの方が施工上便利が多い。

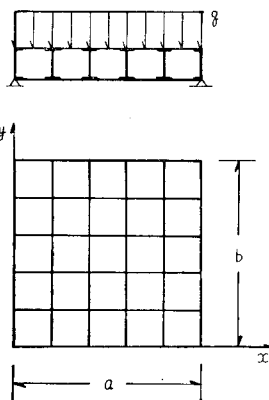


図-2

底板の互いに直交する梁と桁は丁度格子桁となるから、能町、石倉⁵⁾の方法により、周辺単純支持、等布荷重の場合についてモーメントを計算すれば、

$$\left. \begin{aligned} M_x &= 4qb^2 \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{\beta_m^3} \sin \beta_m \eta \cdot P_m(\xi) \\ M_y &= 4qb^2 \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{1}{\beta_m^3} \sin \beta_m \eta (1 - Q_m(\xi)) \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

ここに

$$\beta_m = m\pi, \quad \xi = \frac{x}{a}, \quad \eta = \frac{y}{b}$$

$$P_m(\xi) = \frac{\sinh \frac{\pi C_m}{\sqrt{2}} (1-\xi) \sin \frac{\pi C_m}{\sqrt{2}} \xi + \sinh \frac{\pi C_m}{\sqrt{2}} \xi \sin \frac{\pi C_m}{\sqrt{2}} (1-\xi)}{\cosh \frac{\pi C_m}{\sqrt{2}} + \cos \frac{\pi C_m}{\sqrt{2}}}$$

$$Q_m(\xi) = \frac{\cosh \frac{\pi C_m}{\sqrt{2}} (1-\xi) \cos \frac{\pi C_m}{\sqrt{2}} \xi + \cosh \frac{\pi C_m}{\sqrt{2}} \xi \cos \frac{\pi C_m}{\sqrt{2}} (1-\xi)}{\cosh \frac{\pi C_m}{\sqrt{2}} + \cos \frac{\pi C_m}{\sqrt{2}}}$$

ただし、 $\pi C_m = \frac{a}{b} \beta_m$

これにより、 $\frac{a}{b} = 1.0$ の場合、板の中央点におけるモーメントを計算すれば

$$M_x = M_y = 0.0772 qa^2 \dots \dots \dots (2)$$

底板を鋼製にするときは、(1)で板の中央点のモーメント

表-1 Constants $\alpha, \beta_1, \beta_2, \gamma$ for a Rectangular Plate with Two Edges Simply Supported and Two Edges Clamped (図-3) $\nu = 0.3$

$b < a$				
$\frac{a}{b}$	$x = \frac{a}{2}, y = 0$ $w_{\max} = \alpha \frac{qb^4}{D}$ α	$x = \frac{a}{2}, y = 0$ $M_x = \beta_1 qb^2$ β_1	$x = \frac{a}{2}, y = 0$ $M_y = \beta_2 qb^2$ β_2	$x = \frac{a}{2}, y = \frac{b}{2}$ $M_y = \gamma qb^2$ γ
∞	0.00260	0.0125	0.0417	-0.0833
2	0.00260	0.0142	0.0420	-0.0842
1.5	0.00247	0.0179	0.0406	-0.0822
1.4	0.00240	0.0192	0.0399	-0.0810
1.3	0.00234	0.0203	0.0388	-0.0794
1.2	0.00223	0.0215	0.0375	-0.0771
1.1	0.00209	0.0230	0.0355	-0.0739
$b > a$				
$\frac{b}{a}$	$w_{\max} = \alpha \frac{qa^4}{D}$ α	$x = \frac{a}{2}, y = 0$ $M_x = \beta_1 qa^2$ β_1	$x = \frac{a}{2}, y = 0$ $M_y = \beta_2 qa^2$ β_2	$x = \frac{a}{2}, y = \frac{b}{2}$ $M_y = \gamma qa^2$ γ
1	0.00192	0.0244	0.0332	-0.0697
1.1	0.00251	0.0307	0.0371	-0.0787
1.2	0.00319	0.0376	0.0400	-0.0868
1.3	0.00388	0.0446	0.0426	-0.0938
1.4	0.00460	0.0514	0.0448	-0.0998
1.5	0.00531	0.0585	0.0460	-0.1049
1.6	0.00603	0.0650	0.0469	-0.1090
1.7	0.00668	0.0712	0.0475	-0.1122
1.8	0.00732	0.0768	0.0477	-0.1152
1.9	0.00790	0.0821	0.0476	-0.1174
2.0	0.00844	0.0869	0.0474	-0.1191
3.0	0.01168	0.1144	0.0419	-0.1246
∞	0.01302	0.1250	0.0375	-0.1250

を求めるだけでよい。

§3. 側 壁

浮揚のときは、相対する鉛直二辺が固定、他の水平二辺は rib を有し自由な板に荷重がかかり、かつ一組の相対する側壁の頭部にはそれぞれ底部からの水圧によるモーメントがその rib に作用し、据付と同時にこのモーメントはなくなる。とすれば理論的ではあるが解法は困難である。そこで、頭部にかかるモーメントは偏心が小さいから、これを見無視し、かつ rib の存在を考慮して自由端とせず、単純支持と仮定すれば、結局相対する二辺固定、他の二辺単純支持となる。この板に静水圧荷重または等布荷重がかかった時のモーメント係数は、表-1, 2³⁾ で与えられるが、酒井氏の紹介もある⁴⁾。ただし、両者は同一のものと思われる。筆者が始めて音調津漁港のセルラブロックを設計したときは (1954)、酒井氏の方を用いた。

§4. 傾 心

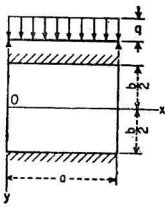


図-3

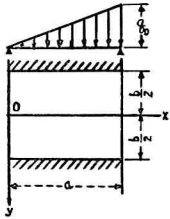


図-4

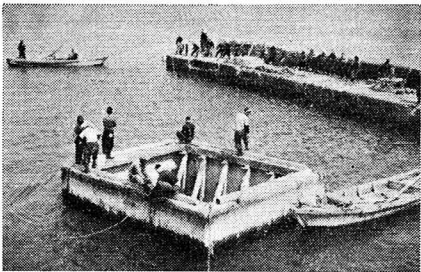


写真-1

表-2 Bending Moments in Rectangular Plates with Hydrostatic Load, Two Edges Simply Supported and Two Edges Clamped (図-4) $\nu = 0.3$

$\frac{b}{a}$	$x = \frac{a}{2}, y = 0$		$x = \frac{3a}{4}, y = 0$		$x = \frac{a}{2}, y = \frac{b}{2}$	$x = \frac{3a}{4}, y = \frac{b}{2}$
	M_x	M_y	M_x	M_y	M_y	M_y
0.50	$0.007q_0b^2$	$0.021q_0b^2$	$0.018q_0b^2$	$0.029q_0b^2$	$-0.042q_0b^2$	$-0.062q_0b^2$
0.75	$0.011q_0b^2$	$0.020q_0b^2$	$0.018q_0b^2$	$0.021q_0b^2$	$-0.040q_0b^2$	$-0.045q_0b^2$
1.00	$0.013q_0a^2$	$0.017q_0a^2$	$0.017q_0a^2$	$0.015q_0a^2$	$-0.035q_0a^2$	$-0.035q_0a^2$
1.25	$0.021q_0a^2$	$0.021q_0a^2$	$0.024q_0a^2$	$0.019q_0a^2$	$-0.045q_0a^2$	$-0.043q_0a^2$
1.50	$0.030q_0a^2$	$0.023q_0a^2$	$0.031q_0a^2$	$0.020q_0a^2$	$-0.051q_0a^2$	$-0.048q_0a^2$
2	$0.043q_0a^2$	$0.024q_0a^2$	$0.042q_0a^2$	$0.020q_0a^2$	$-0.060q_0a^2$	$-0.053q_0a^2$
∞	$0.063q_0a^2$	$0.019q_0a^2$	$0.055q_0a^2$	$0.017q_0a^2$	$-0.063q_0a^2$	$-0.055q_0a^2$

表 - 3

No.	形 状 寸 法			吃 水	$\frac{D}{H}$	$H' > 0$ のとき $\frac{H}{B} < C$	$H' > 0.05D$ $\frac{H}{B} < C$	実際の $\frac{H}{B}$	備 考
	B	L	H						
1	5	6	3	1.87	0.624	1.068	0.953	0.600	設計のみ，製作せず 浮揚時の安定悪，施工 し難し
2	5	6	3.5	2.08	0.595	1.005	0.914	0.700	
3	5	6	4	2.28	0.572	0.972	0.894	0.800	
4	5	6	4.4	2.45	0.557	0.948	0.877	0.880	

一般に浮心は重心の下にあるから，傾心は重心の上になければならない。そして，重心と傾心の間隔を H' とし，セルラブロックの吃水を D ，幅を B ，高さを H とすれば，浮揚時の安定条件から与えられた D/H に対する H/B の限界が求まる。いま，2, 3 の実例について計算すれば，表-3 のとおりである。

§5. 動揺の周期

周期 T は次式で与えられる。

$$T = \frac{2\pi r}{\sqrt{gH'}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに

T = 周期

$$r = \text{廻転半径} = \frac{B}{\sqrt{12}}$$

H' = 傾心と重心間の距離

g = 重力の加速度 = 9.8 m/sec^2

さきの実例について，これを計算すれば，表-4 を得る。

表 - 4

No.	H	$\frac{H}{B}$	T(sec)
1	3.0	0.6	3.3
2	3.5	0.7	4.0
3	4.0	0.8	5.9
4	4.4	0.88	8.5

No. 1 は，セルラブロックを所定の位置に曳航するとき，写真-1 のように数人の人夫が調子を合せて引つ張つたが，その途中でセルラブロックは大きく動揺し始め，3 回ばかり海底の岩盤につつき，方杖はその度にキシム音を立てた。これはわずかなうねりのせいがあつたかも知れないが，人夫のロープを引つ張る周期がおおむね 3, 4 秒で丁度その固有振動の周期に接近したためと思われる。

§6. 偏心荷重による傾き

図-5 で

W = セルラブロックの重量

B = " 幅

L = " 長

H = " 高

D = " 吃水

a = " 重心

から底辺までの距離

x, y = 偏心荷重の座標

ρ = 海水の単位重量

P = 偏心荷重

θ = 偏心荷重によるセルラブロックの傾とすれば，

次式が導かれる。

$$-\tan^3 \theta + \tan \theta \left\{ 2 - \frac{24(W \cdot a + Py)}{\rho B^3 L} + \frac{12(W + P)^2}{\rho^2 B^4 L^2} \right\} = \frac{24 Px}{\rho B^3 L} \quad \dots\dots\dots (4)$$

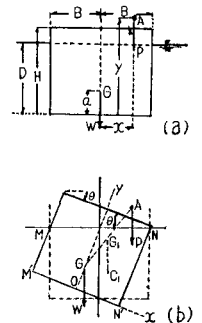


図 - 5

表 - 5

	$\frac{D}{H}$ $\frac{H}{B}$	0.6		0.7		0.8	
		$\tan \theta$	θ	$\tan \theta$	θ	$\tan \theta$	θ
$\frac{W}{100}$	0.9	—	—	0.057	3°15'	0.031	1°45'
	0.8	0.123	7° 0'	0.0457	2°35'	0.0293	1°40'
	0.7	0.0608	3°30'	0.0369	2°05'	0.0271	1°35'
	0.6	0.038	2°10'	0.0296	1°40'	0.0245	1°25'
	0.5	0.0257	1°30'	0.0234	1°20'	0.0214	1°15'
$\frac{W}{200}$	0.9	0.328	18°10'	0.0278	1°35'	0.0153	0°55'
	0.8	0.0563	3°15'	0.0225	1°20'	0.0145	0°50'
	0.7	0.0297	1°40'	0.0182	1°05'	0.0135	0°45'
	0.6	0.0187	1°05'	0.0147	0°50'	0.0122	0°42'
	0.5	0.0127	0°45'	0.0117	0°40'	0.0107	0°37'

$\tan \theta$ が正の実数根を有するためには (4) 式左辺第 2 項括弧内は少なくとも正でなければならない。すなわち

$$1 - \frac{12(W \cdot a + Py)}{\rho B^3 L} + \frac{6(W + P)^2}{\rho^2 B^4 L^2} > 0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

一般に $a < 0.46 H$ であるから、 $a = 0.46 H$ とし、かつ簡単のために $y = 1.2 H$ 、 $x = B/2$ とすれば、吃水、すなわち実際の D/H の値に対し、 P を与えれば θ と H/B の関係が求められる。いま、 $D/H = 0.6 \sim 0.8$ の各値に対し、 $P = W/100$ 、 $P = W/200$ としたときの関係を求めれば、表-5、および図-6 が得られる。

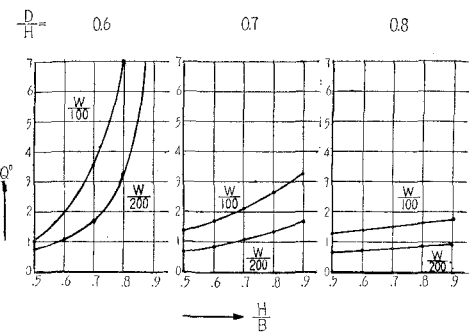


図-6

§7. 適当な H/B の値

表-3 より、 D/H は H/B にさほど大きな影響は与えないが、概ね 0.87 以下にすれば安全である。

表-4 より、 T は特に H/B を決定づける要素とはならない。

表-5、および図-6 より、 $D/H = 0.6$ の場合を除いては $H/B = 0.9$ でもなおかつ安全である。しかし、セルラブロックとしては、 D/H が 0.7 以上になるのはむしろ特殊の場合で、一般には 0.6 前後である。従つて、 H/B の適当な値としては、 $H/B < 0.8 \sim 0.85$ である。実際そうした方が施工もし易く、かつ経済的なようである。しかし、何かの都合で H/B の値を大きくとらざるを得ないときは、あらかじめその安全性と施工について充分検討しておかなければならない。

§8. 堤体の底面におけるマサツ係数と浮力

セルラブロックを捨石上に据付けた場合のマサツについては、単純に従来どおりの凹凸説 (roughness theory) で実際上少しも矛盾を生じないから、底面の捨石に接する部分は、コンクリートと栗石で両者の面積はほぼ等しいとして、その平均をとり 0.7 として充分であらう。

ところが、これを岩盤上に据付け、中詰を水中またはブリパクトコンクリートで施工した場合には事情が異なる。これは我々が従来から非常に数多く施工してきた水中コンクリートと全く同様であるが、この場合堤体の断面を決定する基礎となるマサツ係数(仮にこう呼ぶ)については明確

な指針がないようである。

セルラブロックを岩盤上に据付け、前述のように施工したとき、堤体の外力に抵抗する力は、いわゆるマサツ力とするよりはセン断力とみる方がより合理的と思われる。しかし、これもはつきりと解明されている訳ではない。そこで、結局単純に、マサツの主原因は二面の凝着部をセン断するために生ずる、とする凝着説 (adhesion theory) になることとすれば、マサツ係数 f は少なくとも 1.0 よりは大きくとつてよい。なぜならば、栗石と栗石のマサツ係数が 1.0 以上になることが実験的に確められているからである。

次に、堤体がこのように岩盤に密着しているとき、堤体には浮力が働かない。従つて、結果的には勞せずして水中の見かけの比重を倍加させることになり、防波堤のように強大な外力に抵抗する水中構造物としては極めて有利なことである。

すなわち、構造物を岩盤に密着せしめる。ということは、それを経済的な断面にもたらす二大要素、「マサツ係数の増加と比重の増大」を同時に満足せしめるものである。従来、岩盤上に水中コンクリートで施工された防波堤が、ケーソンで施工されたものに比して、災害をうけることが極めて少ないのは、この二つの原因によるものと考えられる。(図-7~11 参照)

II. 施 工

§1. 製 作

セルラブロックの製作は、ケーソンの底がないだけで、他はケーソンと全く同じである。

製造場 dry dock の方が容易で、音調津、厚賀(節婦の分は厚賀で製作)がその例であるが、落石漁港のように slip way で施工してもケーソンに比し不安な点は少しもない。

注水孔) 据付の時サイフォンを利用するよりも、側壁に孔をあけ、それから直接注水した方が手つ取り早くかつ容易である。そのために吃水線から 1 m 位下で、なるべく stress の小さい箇所(10×10~15×15 cm² 位の孔を相対する壁面に 1 箇所づつ設け、角材を外側からはめ込んで栓をする。

底板) 板材は適度に乾燥させてから、合せノコをし、棧木の上にもず両端の板を打ち、中間の板はその間にはめこむようにして棧木に打つ。節は水压で抜け出すから、無節の材料が望ましいが、最近は価格も高く、かつ入手難であるから、1 寸前後の板を二重張りとするのがよい。なお、節のある箇所にはトタンの patch を当てるだけで充分である。

§2. 据付箇所の均し

セルラブロックの底が直接あたる部分に若干の余裕をもたせて均すだけでよい。従つて、不規則な岩盤上に施工する場合は、盤切りまたは袋均しが節減される。

§3. 据 付

先ず所定の位置に曳航し、II, §1 で述べた栓をはずし、注水孔から注水し沈下させる。もし多少のうねりや波でセンターを合せ難いときは、波の周期を計り、方杖の楔をはずし、一気に据付けすることもできる（筆者が始めてこれを



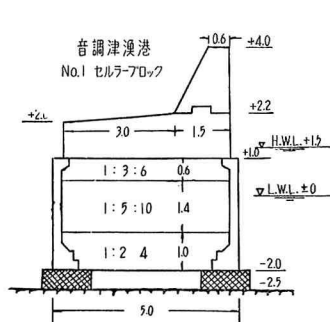
写真—2

施工したときは、写真-2 のようにこの方法をとつた)。しかし、これは底板を傷め易く、萬一失敗すると大変であるから、前述のような特別の場合以外には推められない。また、注水中にセンターが狂い、注水を止めたいときは、孔に外側から麻袋などを貼つた板をあてがうと、水圧でそれが吸付き簡単にとまる。

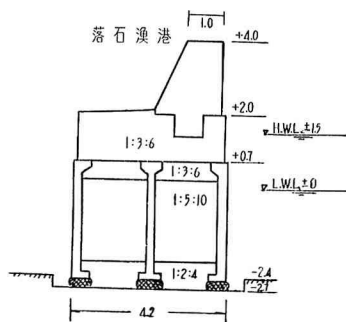
§4. 中 詰

岩盤上に据付けるときは、底部はブリパクトまたは水中コンクリートとして、岩盤との一体化を計り、中間部は貧配合のコンクリートとすることが望ましい。捨石上に据付けるときは、底部には捨石と同じ材質の割石を詰め、その上に防水をし、コンクリート填充とするのがよいと考える。一般に砂石填充はなるべくさけたい。

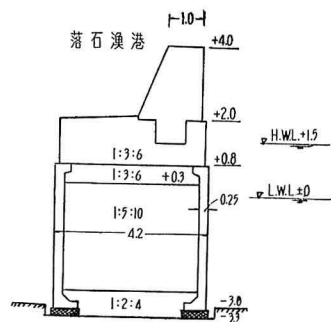
§5. 施 工 例



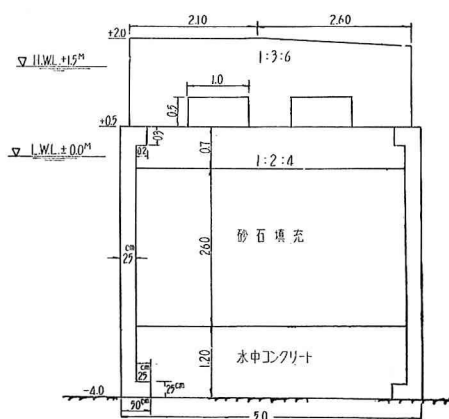
図—7



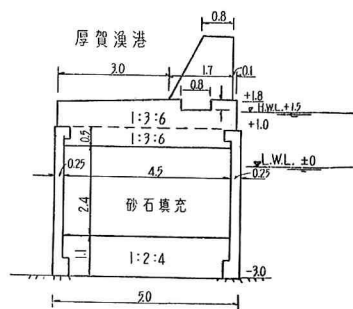
図—8



図—9



図—10 節 婦 漁 港



図—11

III. 防波堤としての利点と欠点

利 点

1. 製作はケーソンよりむしろ容易である。
2. 吃水が小さいので、曳航途中航路の水深維持費が少なくてすむ。
3. 底板を鋼製にすれば、遠方への廻航も可能である。

4. 据付が容易である。多少のうねり程度であれば非常手段により据付けすることもできる。
5. 特別に起重機船のような重機械を必要としない。
6. 岩盤に密着させることができるので、岩盤と堤体との附着力により、外力に対する抵抗力が極めて大きくなるばかりでなく、浮力が尙かないこととなるので、水中構造物として最も有利な type となる。

7. 捨石上に据付ける場合でも、マサツ係数を最も大きい状態とすることができる。

8. 従つて、断面を数割節減できる。

欠点

1. 施工の途中では、底板が生命であり、かつ最大の弱点でもあるので、施工は最も入念にしなければならない。

2. 長期間仮置をするときは、木製の底板は海虫のため用をなさなくなることがある。

3. 木製の底板は消耗がはなはだしい（2回使用できればよい方である。この欠点は、鋼製にすればなくなろう）。

4. 底板をはずしてからでは、据付直しは極めて困難。

附記 この工法は1954年、国分与一郎工手（現技師）から、このような工法を昔施工したことがあると聞き、当時極めて施工困難であつた音調津漁港に応用することを思い立ち、同氏の話を基にして、筆者が設計上色々と手を加えたものである。記して同氏に謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾工事設計要覧，1959年
- 2) 小池啓吉：橋梁工学，第1巻，外。
- 3) S. Timoshenko：Theory of plates and shells.
- 4) 酒井清二：矩形コンクリート槽設計計算について，土木工学，第3巻，第3，4，5号。
- 5) 能町・石倉：ケーソン構造物の実用的近似解法とその実験について，技術資料，第16号，昭35年2月
- 6) 広井 勇：築港，前編。
- 7) 北海道庁：小樽築港工事報文，後編。
- 8) 永井壮七郎・外2名：混成防波堤の直立部の滑動と直立部底面に働く揚圧力について，第7回海岸工学講演集，1960年
- 9) 曹田範宗：摩擦と潤滑，第4章。
- 10) Harvey E. White：Modern college physics，p. 83～91.
- 11) 物部長穂：水理学