

消波ブロックの強度縮尺模型を用いた水理実験

岡 本 博*・山 田 和 男**

1. 緒 論

ポルトガルのシネス港のドロス防波堤被災を契機に日本ならびに諸外国において大型異形消波ブロックの構造強度をめぐる問題に関する議論がさかんになってきた。この問題の解決策を見出すための一手法として水理模型実験で消波ブロックの被災を再現することを考えた。現在のところ問題の困難さのためか具体的な研究はほとんどなされておらず、同種の研究に限れば、G. W. Timco らの行った研究^{1),2)}があるのみである。本研究は第一に比重が 2.3~2.4 で強度（ここでいう強度とは圧縮強度および引張強度）が低いコンクリートを開発し、第二にこれで作製した消波ブロック模型を用いて水理実験を行い、現地の消波ブロックの被災状況を再現しそのメカニズムの解明を試みるものである。

2. 相 似 則

現地の消波ブロックを考えた場合、ブロックは設置された段階で自重の他に外力として上層部ブロック重量と波圧を受ける。さらに波圧が高まればブロックは動揺し、他のブロックあるいは堤体に衝突する。すなわちブロックは静的荷重と動的荷重を受けることになる。また、コンクリートを弾性体と考えれば載荷により部材は弾性変形するので、弾性力も考慮しなければならない。したがって、水理模型実験上に消波ブロックの被災を再現するためには重力と慣性力の比および重力と弾性力の比が現地と模型で等しくなければならない。いま、

- ① 重 力: $F_g = \rho g l^3$
- ② 慣性力: $F_i = m a = \rho l^2 v^2$
- ③ 弾性力: $F_e = E \epsilon l^2 (= \sigma l^2)$

ここで、

ρ : コンクリート密度	g : 重力加速度
l : 長さ	m : 質量
a : 加速度	v : 速度
E : 弾性係数	ϵ : ひずみ
σ : 応力	t : 時間

とおく。ただし、弾性力はセメントコンクリートの場合に応力とひずみの関係が非線型であり原型と模型を相似に保つのは困難と考え便宜的に応力による力に置換えた。

相似則は次のようになる。

$$\pi_1 = \frac{F_i}{F_g} = \frac{\rho l^2 v^2}{\rho g l^3} = \frac{v^2}{g l} \dots\dots\dots (1)$$

いま、実物 l_p 、模型長 l_m 、 $l_p/l_m = \lambda$ とすると式 (1) は、

$$\left(\frac{v_p}{v_m}\right)^2 \times \left(\frac{g_p}{g_m}\right)^{-1} \times \left(\frac{l_p}{l_m}\right)^{-1} = \left(\frac{l_p}{l_m}\right) \times \left(\frac{t_p}{t_m}\right)^{-2} = 1$$

となり、

$$\left(\frac{t_p}{t_m}\right) = \sqrt{\lambda} \dots\dots\dots (2)$$

また、

$$\pi_2 = \frac{F_e}{F_g} = \frac{\sigma l^2}{\rho g l^3} = \frac{\sigma}{\rho g l} \dots\dots\dots (3)$$

とすれば同様に、

$$\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_m}\right) \times \left(\frac{\rho_p}{\rho_m}\right)^{-1} \times \left(\frac{g_p}{g_m}\right)^{-1} \times \left(\frac{l_p}{l_m}\right)^{-1} = 1 \dots\dots (4)$$

となり、模型材料としてセメントコンクリートと比重の等しいものを考えるとすれば式 (4) は次のように書き直せる。

$$\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_m}\right) = \lambda \dots\dots\dots (5)$$

このことから、模型の部材強度は実物の $1/\lambda$ にしなければならないことがわかる。さらに、コンクリートの応力とひずみの関係を相似にするものとし、 $\sigma = E \cdot \epsilon$ で表すことにすれば、式 (5) は σ に $E \cdot \epsilon$ を代入した次式に書き改められる。

$$\left(\frac{E_p}{E_m}\right) \times \left(\frac{\epsilon_p}{\epsilon_m}\right) = \lambda \dots\dots\dots (6)$$

式 (6) 第二項は現物と模型で等しくなければならないのであるから、

$$\left(\frac{E_p}{E_m}\right) = \lambda \dots\dots\dots (7)$$

となり模型の弾性係数は実物の $1/\lambda$ がのぞまれる。結局、本研究の目的を満たすための模型実験諸元の縮尺は、縮尺変数 λ により表-1 のように表わされる。

* 正会員 日本テトラポッド(株) 技術部
** 正会員 日本テトラポッド(株) 技術部

表—1 模型実験の縮尺

項	目	縮 尺
長	さ (l)	$1/\lambda$
時	間 (t)	$1/\sqrt{\lambda}$
材 料 の 比 重 (ρ)		1
材料の圧縮・引張強度 (σ)		$1/\lambda$
材料の弾性係数 (E)		$1/\lambda$
材料のポアソン比 (μ)		1

3. 模型材料の開発

3.1 セメントコンクリートの物性の代表値

模型材料を開発するにあたりコンクリートの物性の代表値を定めた(表—2)。引張強度は圧縮強度の $1/10$ とし、弾性係数 (E) は実際の値によく合うといわれている ACI の式³⁾,

$$E = 0.137 \times w^{3/2} \sqrt{\sigma_{ok}} \dots\dots\dots (8)$$

で求めた。ただし、

$$\left[\begin{array}{l} w : \text{単位体積重量 (kg/m}^3\text{)} \\ \sigma_{ok} : \text{設計基準強度 (kgf/cm}^2\text{)} \end{array} \right]$$

である。また、表中にはポアソン比 (μ) の代表値として許容応力度時の値を記入した。

表—2 コンクリートの物性の代表値
(消波ブロック用)

項 目	代 表 値
比 重 (ρ)	2.3 ton/m ³ (22.54 kN/m ³)
圧 縮 強 度 (σ_c)	180 kgf/cm ² (17.6 MPa)
引 張 強 度 (σ_t)	$1/10\sigma_c$ (—)
弾性係数 (E)	2.0×10^5 kgf/cm ² (19.6 GPa)
ポアソン比	0.2

3.2 主原材料の選定

模型材料は相似則にしたがって比重を実物と等しくし圧縮および引張強度を縮小することにした。その際にコンクリートが骨材とペースト(マトリックス)から成る2層構造と考えマトリックスそのものの強度を低下させることと骨材とマトリックスの付着強度を低下させることで混合物全体の強度低下をはかった。

その結果、骨材には銅カラミを用い、ペーストにはセッコウプラスターと水、それに添加剤として少量のアクリル樹脂系ペイントを用いることにより比重と強度に関しては相似則から定まる値をほぼ満足する材料が得られた(以下、これをセッコウコンクリートと称する)。もちろん、セッコウコンクリートは一担硬化後水溶しない。

Timco ら^{1),2)}も模型材料の原材料として、ペーストにはセッコウプラスターと水を用いて強度の低いコンクリ

ートの開発に成功しているが、骨材には砂と鉄粉を使用している点が本研究とは異なる。また、材料の物性そのものも異なっている。

3.3 材料の物性値の測定結果

模型実験の縮尺を $1/40$ として配合を選定の上、供試体を作成し、 ρ , σ_c , σ_t , E および μ を測定したのでその結果を目標値とともに表—3 に示す。なお、測定には、いずれも $\phi 10 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$ の円柱供試体を用いた。また、 E および μ の測定値は一軸圧縮試験における最大応力の $1/3$ の圧縮応力を示す時点での値である。

表—3 材料の物性値の測定結果

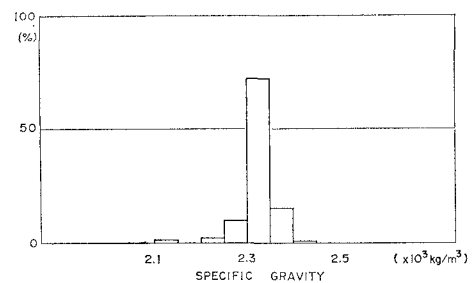
物 性	目 標 値	測 定 値	備 考
比 重 (ρ)	2.3 t/m ³ (22.54 kN/m ³)	2.305 t/m ³ (22.59 kN/m ³)	
圧 縮 強 度 (σ_c)	4.5 kgf/cm ² (441 kPa)	4.55 kgf/cm ² (446 kPa)	
引 張 強 度 (σ_t)	0.45 kgf/cm ² (44.1 kPa)	0.58 kgf/cm ² (56.8 kPa)	$\sigma_t = \frac{1}{10} \sigma_c$
弾 性 係 数 (E)	5.0×10^3 kgf/cm ² (490 MPa)	$6.74 \sim 8.06$ $\times 10^3$ kgf/cm ² (664 ~ 790 MPa)	
ポアソン比 (μ)	0.2	0.35 ~ 0.49	$\mu = \frac{\epsilon_V}{\epsilon_T}$ ϵ_V : 横ひずみ ϵ_T : 縦ひずみ

(1) 比重 (ρ)

表—3 に示した値は 図—1 に示す約 200 回の測定値の平均値 ($\bar{x}$) である。図から非常に安定した重量であることがわかる。ただし測定は一昼夜水浸後表乾状態で行ったものである。

(2) 圧縮強度 (σ_c) および引張強度 (σ_t)

圧縮強度は 図—2 に示すように大変ばらつきが大きく標準偏差 (SD) は $SD = 1.00 \text{ kgf/cm}^2$ 、変動係数 (CV) は $CV = 0.22$ である。しかし、引張強度は 図—3 に示すように $SD = 0.02 \text{ kg/cm}^2$, $CV = 0.04$ とばらつきは小さい。ここで、引張強度は割裂試験にて求めたことを述べておく。



図—1 比重の分布

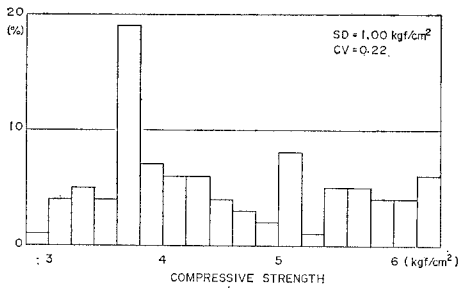


図-2 圧縮強度分布

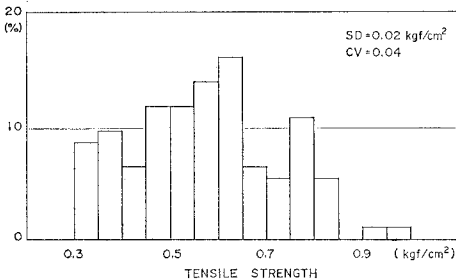


図-3 引張強度分布

(3) 弾性係数 (E) およびポアソン比 (μ)

図-4, 5 には σ_e と ε の関係および $\sigma_e/\sigma_{e\max}$ と μ の関係を示した。ここで $\sigma_{e\max}$ は試験での最大応力である。

いま、円柱供試体の体積変化について考えると、供試体の半径を r 、高さを h とおけば、体積 (V) は、

$$V = \pi r^2 h \quad \dots\dots\dots (9)$$

と表わされる。軸方向の荷重に対して供試体は縦方向に縮み、横方向に伸びることになる。その変化量をそれぞれ Δh , Δr とおくと体積変化量 (ΔV) は、

$$\begin{aligned} \Delta V &= \pi(r + \Delta r)^2(h - \Delta h) \\ &\approx \pi r^2 h (2\Delta r/r - \Delta h/h) \quad \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

となる。縦ひずみ (ε_r)、横ひずみ (ε_r) および μ を代入して整理すると、

$$\Delta V = \pi r^2 h \varepsilon_r (2\mu - 1) \quad \dots\dots\dots (11)$$

となる。したがって μ が 0.5 を上回ると供試体は見か

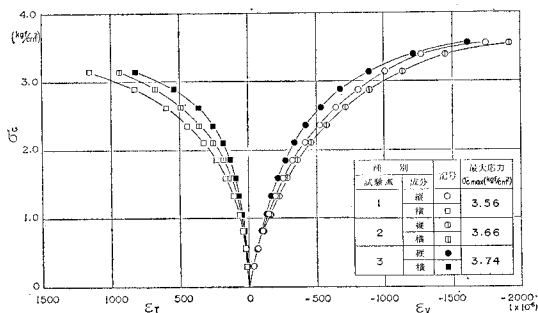
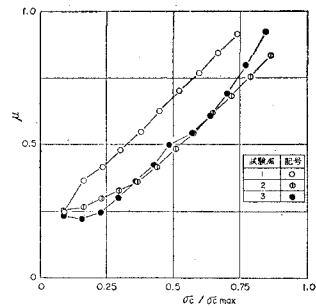


図-4 応力とひずみの関係

図-5 $\sigma_e/\sigma_{e\max}$ と μ の関係

け上膨張する。このとき供試体内部に微細なクラックが入っていると考えられる。図-5 によれば $\sigma_e/\sigma_{e\max}$ が 0.35~0.50 を越えると μ は 0.5 を上回るもので、それ以上の応力では、すでに内部にクラックが入っていることになる。この影響については後述する。

4. 水理模型実験

4.1 実験装置と実験方法

実験は日本テトラポッド (株) 所有の二次元造波水路 (長さ 29.0m, 幅 0.5m, 深さ 1.0m) にて行った。模型縮尺は 1/40 である。水路床は固定床とし勾配 $i=1/50$ とした。防波堤の模型は堤体前面水深が 28.8cm の位置に一致するように設置し、基礎捨石厚は 3.8cm, 堤体天端高は静水面上 12.0cm とし消波工は全断面ドロス (図-6) 乱積で天端高は堤体天端高と等しくし、のり面勾配は 1:1.5 とした。ドロスの 1 個当りの重量は 625 gr/個である。なお、模型堤体は鉛塊を用いることにより波圧で滑動および転倒することがないようにした。模型堤体の断面図を 図-7 に示す。

入射波条件は、周期 (T) を $T=2.0\text{sec}$ と一定にし波高 (H) を $H=7.8\text{cm}$, 14.3cm , 16.0cm および 15.0cm として、それぞれ 40 波, 50 波, 50 波および 50 波を有効波ずつ連続的に作用させた。これらの波はそれぞれ消波ブロックの初期のかみ合せの進行する程度の波、砕波直前の波、砕波および砕波後の波に相当する。波高

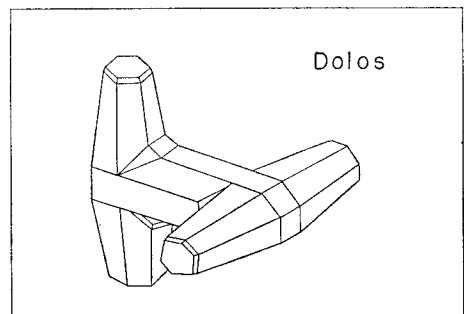


図-6 ドロスの形状

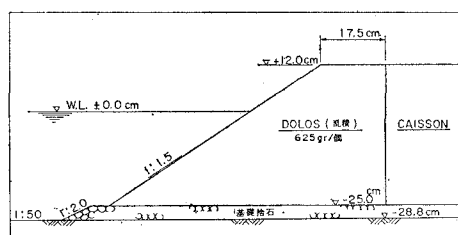


図-7 模型堤体断面図

表-4 実験諸元

波浪条件	周期 T	2.0 sec (12.65 sec)			
	波高 H	① 7.8 cm (3.1 m)	② 14.3 cm (5.7 m)	③ 16.0 cm (6.4 m)	④ 15.0 cm (6.0 m)
堤体条件	堤体設置水深	28.8 cm (11.5 m)			
	堤体天端高	12.0 cm (4.8 m)			
	消波ブロック	625 gr/個ドロス (40 ton/個ドロス)			
	捨石厚	3.8 cm (1.5 m)			

検定にはサーボ式波高計を用い一様水深部にて造波波高を、堤体設置前に堤体前面で入射波高をそれぞれ測定した。実験諸元を表-4に示す。下段()内には現地換算値を示した。

なお、消波工の設置は、模型ブロックの強度が低いことを考慮して、一度設置したブロックの移動は極力さけて下段から上段へ任意に積み上げることにした。また、ブロックは数量にかかわらず設計計画線まで投入することにした。

4.2 実験結果と考察

a) 消波工全体の変化

全消波ブロック使用数量は公称空げき率(57.5%)から算出した値が131個であるのに対して116個であり空げき率に換算すると約62%に相当する。

波作用を受けると程度の差はあるが消波ブロックは動揺する。従来の実験、すなわち強度の非常に大きいブロックを用いた実験ではブロックの移動がない限りは被害ゼロと評価された。しかし、本実験ではブロックが動揺することの影響が現れて、ブロックの折損がおり前述の空げき率の関係と相まって消波工天端高は波当て終了後現地換算で約1.5m低下した。ここで、実験の経過をふまえて考察する。

i) 初期のかみ合せが進行する程度の波による変化

消波工は $H=7.8$ cm の波を受けることによりのり面に設置したブロックが数個ロッキングし後に安定するものがあつた。また、のり肩内部の1個が折損し、天端堤

体付近の2個にクラックが入った。この時点では天端高の低下はわずかであるが、ブロックの設置位置を考えた場合、これはブロックのかみ合せの進行、すなわち Initial Shake-down によって起った現象と考えられる。

ii) 砕波直前の波による変化

$H=14.3$ cm (砕波直前) の波を受けることにより多数のブロックがロッキングを始め、静水面付近ではかみ合せがさらに進行し徐々に安定した。これはブロック相互のかみ合せは、かなり大きな波作用を受けなければ安定状態とならないことを示している。また、新たにのり尻の1個、法肩2層目の1個および天端部下層の2個に折損あるいはクラックが発生した。

iii) 砕波による変化

$H=16.0$ cm (砕波) を受けることによるブロックのロッキングはさ程目立たない。また、法肩部最下段の1個と天端水路壁面付近の1個にクラックが入った。この時点で消波工天端の低下が目立つようになった。

iv) 砕波後の波による変化

$H=15.0$ cm (砕波後の波) を受けることにより、消波工は新たに變形しなかつた。波当て後の測定で消波工天端高は約4cm低下していた。

なお、実験の概況を図-8にまとめて記す。

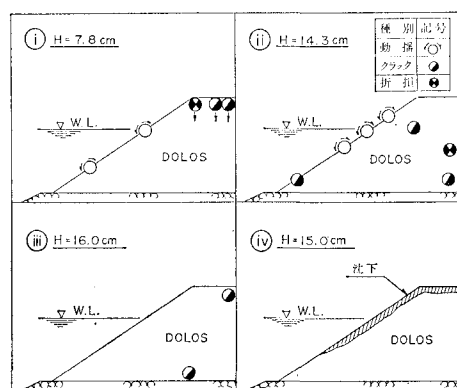


図-8 実験の概況

b) 模型ブロックの折損

消波工最下段に使用した消波ブロックの1個に、波作用を受ける前のブロック設置段階でクラックが入った。

ブロック(ドロス)は縦脚が固定され、横脚の先端に他のブロックが載った状態となっており、このブロックにとって最悪のねじり力の働く载荷状態であった。しかし、これは実験に限らず現地でも起りうることである。

波当て終了後水を抜き、折損ブロックの存在箇所、折損の形態を調査した。その結果、折損は波当て途中で記録したものの他に消波工下段で多く発見された。これから判断すれば、現地においても水中部中詰めめの消波プロ

ックに折損したものが相当数あると推察される。しかし、3-3-(3)に示したように材料（セッコウコンクリート）は最大応力の35～50%の応力状態で内部クラックが発生すると考えられることから、模型ブロックはこの応力レベルの繰り返し荷重を受けることによりわずかずつではあるが内部破壊が進行し、実験で求めた最大応力（模型強度）より小さな応力で部材の折損につながったと考えられる。

セメントコンクリートでは最大応力の80%程度の応力に対しては内部破壊は起らないという考え方が一般的³⁾であり、この点で実物と模型とは異なる点に注意する必要がある。

5. 結 論

セメントコンクリートの強度縮尺模型材料として、比重、圧縮強度、引張強度および弾性係数が相似則によって定まる目標値をほぼ満足する材料を開発することができた。また、この材料で作成した消波ブロック模型を用いて水理実験を行うことにより、次のことが明らかになった。

1) 消波ブロックは、その形状により最適のかみ合わせがあり、施工直後のような空隙率の大きめの状態で大きな波浪を受けるとブロックは動揺し折損する可能性がある。

2) 実験では、折損は従来言われていた表層部のものに限らず、下層のブロックにもおよんでいる。実験に使

用したブロックが実物以上に壊れやすい点を考慮しても、現地でこの種の折損は起り得ると考える。

3) 上記に関連して、下層のブロックには波の作用の影響により静荷重に加え大きな動荷重が作用していると考えられる。

本研究により現地におけるブロックの被災を模型上に再現することの可能性が確認された。しかし、今回開発した材料は低応力レベルの繰り返し荷重に弱いことや動的荷重に対する応答の相似性が不明であることから、現段階ではまだ、実験における波の条件と消波工断面の変化の関係を直接現地に結びつけることはできない。今後さらにこれらの点について検討し改良を加えたいと考えている。

最後に、本研究を進めるにあたり、貴重なご助言を頂いた筑波大学 西村仁嗣助教授、山本泰彦助教授に深甚なる謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) National Research Council Canada: The development, properties and production of strength-reduced model armour units, Lab. Tech. Rep. Hy. No. 92, 39 p., 1981.
- 2) Timco, G. W., E. P. D. Mansard: Improvements in modelling rubble mound breakwaters, Proc. 18th Coastal Engineering Conf., Vol. III, pp. 2047～2061, 1982.
- 3) 岡田 清・六車 照編: コンクリート工学ハンドブック, 朝倉書店, pp. 335～555, 1981.