

港 湾 技 研 資 料

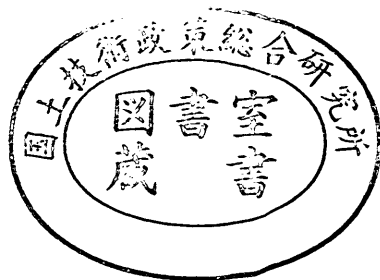
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 224 Sept. 1975

ケーソン壁に作用する波力と応力計算

谷	本	勝	利
小	舟	浩	治
大	里	睦	男

運輸省港湾技術研究所



ケーソン壁に作用する波力と応力計算

目 次

要 旨	3
1. ま え が き	3
2. 板および梁状部材に作用する波力実験	4
2.1. 実験の概要	4
2.2. 直立横梁に作用する波力実験	5
2.3. 混成堤前壁多段横梁に作用する波力実験	9
2.4. 混成堤ケーソン前壁に作用する波力実験	17
3. 現地ケーソン壁に対する応力計算	25
3.1. ケーソン外壁の被災事例	25
3.2. 計算の目的および方法	31
3.3. 応力計算結果	31
4. あとがき	33
参 考 文 献	33
付録 A 版の曲げ解析法	34
付録 B 鉄筋コンクリート版の応力計算法	38

Wave Forces on a Caisson Wall and Stress Analysis of the Wall for Prototype Breakwaters.

Katsutoshi TANIMOTO *
Koji KOBUNE **
Mutsuo OSATO ***

Synosis

Model experiments of wave forces acting on the member of caisson wall and stress analysis of damaged and non-damaged walls of prototype breakwaters have been carried out in order to investigate the design method of caisson wall against wave forces.

Experiments were conducted in the large wave channel of 105m long and 2.5m high. And wave forces on the vertical wall which were obtained on the basis of measurements of stress imposed upon a plate or beams made of acrylic glass are compared with calculated ones by an existing wave force formula.

On the other hand, stress analysis of damaged and non-damaged caisson walls of prototype breakwaters was made on the basis of elastic theory of plate. The results show that calculated stress of concrete and reinforcing bars results in higher value than the allowable stress for most cases of damage.

* Chief of the Breakwaters Laboratory, Hydraulic Engineering Division
** Senior Research Engineer, Hydraulic Engineering Division
*** Member of the Breakwaters Laboratory, Hydraulic Engineering Division

ケーソン壁に作用する波力と応力計算

谷 本 勝 利 *
小 舟 浩 治 **
大 里 睦 男 ***

要 旨

混成防波堤ケーソン外壁の波力に対する設計法を検討するため、直立壁部材に作用する波力の特性に関する実験を行なうと共に、現地被災・無被災事例に対する応力計算を実施した。

部材に作用する波力実験は、全長 105 m、全高 2.5 m の大型造波水路内に模型を設置し、アクリル合成樹脂製部材に貼付したストレイン・ゲージによる波力作用下での応力測定によった。これから静的に等価な波力強度を求め、合田による波圧算定式による値と対比している。その結果、重複波から一般の碎波が作用する場合の波力は、算定式による計算値によっては推定することができるが、マウンドの影響等によって衝撃碎波力が作用する場合には、計算値をはるかに上回る波力を考えなければならないことが明らかとなった。これを考慮した波力の一般算定式を求めることが必要であるが、本資料ではデータの提示にとどめている。

一方、当面のケーソン外壁の波力に対する対処法を検討するため、現地被災事例の特徴を洗いと共に、被災・無被災事例に対し統一的手法による応力計算を実施した。波力の計算には合田による算定式を用いたが、その結果部材のもつ強度に対して大きな波力が作用した事例に被災例が多く現われており、許容応力付近を境に被災例と無被災例がかなり明白に区分されることがわかった。

1. ま え が き

波力はそれを受けるものがあって初めて具体化し、構造型式によって様々な現われ方をする。港湾構造物の中であって、波の作用を直接受ける最も代表的な構造物が防波堤である。我が国においては、なかでもケーソン式混成堤が主流を占めており、主として直立部の安定性の観点から波力に関する数多くの研究が行われてきた。

こうしたケーソン式防波堤にあっては、全体としての安定性の他に、波力作用下でのケーソン壁の強度といった部材の検討が必要であり、現行の港湾構造物設計基準においても外力としてこれを考慮すべきことが原則として明記されている。これに対し、従来波の作用を直接受けるケーソン前壁については、背後に砂等の中詰めがあることなどから、前面に波の山が位置するときの正の波力は考慮せず、谷が位置するときのいわば負の波力のみを考慮した設計が行なわれているのが一般的であり、これと設計計算に頼らない経験的な配慮と併せて大局的には成功を納めてきた。しかしながら、数多い施工例の中では例外的とも言えるが、ケーソン壁の破損とか亀裂の発生といった被災事例があり、その原因が複雑な波の作用の結果であるということも考えられる。特に、ケーソン

壁の機能が中詰め材の流出を防ぐ枠でもあることから破損による穴あるいは間隙が生ずることは、防波堤としての機能を損うことに結びつくことにもなり、十分な検討が必要であろう。

ケーソン部材の耐波設計法を正面から確立するためには、作用波力の特性とそれによる破壊領域まで含めた挙動を解明することが必要となる。波力のように動的かつ繰り返し作用する荷重に対する鉄筋コンクリート壁の挙動に関してはいまだ十分に解明されておらず、波力についてもそうした部材の耐波性といった観点から検討された例は少ない。特に、壁面に作用する碎波力は衝撃力的性格を有しており、安定性に関して実績を有する波力公式を応答特性の異なるケーソン壁の設計にそのまま用いてよいかといった疑問が生ずる。本資料はこうしたケーソン壁の耐波設計法に対して、主として波力の観点から現在までに随時実施してきた実験および計算結果をまとめたもので、波力を板や梁といった部材の応力という応答結果のかたちで測定し、最近合田が提案した波圧算定式¹⁾(以下単に合田式と称する)との対比によって、部材に作用する波力の特性を示している。また、設計法の第一段階の検討として、現地の被災・無被災例に対し、統

* 水工部 防波堤研究室長
** 水工部 耐波工主任研究官
*** 水工部 防波堤研究室

一的な手法、例えば波力については合田式を用いて弾性曲げ解折を行なって応力を求めれば、どのような結果になるかを明らかにした。

2. 板および梁状部材に作用する波力実験

2.1 実験の概要

(1) 実験の目的および種類

防波堤直立部の応答特性といったものとは異なる振動特性を有する板および梁状部材の波力作用下での応力を測定し、種々の部材の砕波力に対する挙動の相違および応答特性を含めた静的に等価な波力が、例えば合田式によるものとどのような関係にあるかといったことを検討するため、大別して次の三種類の実験を行なった。

- 1) 直立横梁に作用する波力実験
- 2) 混成堤直立部前壁多段横梁に作用する波力実験
- 3) 混成堤ケーソン前壁に作用する波力実験

実験はいずれも長さ105m、幅3m、高さ2.5mの大型造波水路内に模型を設置し、アクリル樹脂製の部材の応力測定のかたちで行なっている。大型造波水路は1/100勾配の水路床を有しており、水路延長の途中から隔壁により全幅3mを幅2.0mおよび0.8mの二つの水路に分割してある。上記の1)は、このうち幅2.0mの水路に図-2.1に示したように設けた固定架台に、水路床から直立状に両端固定部材を取り付け、1枚梁から数段の多段横梁状とした場合の砕波力作用下での挙動の変化を調べ

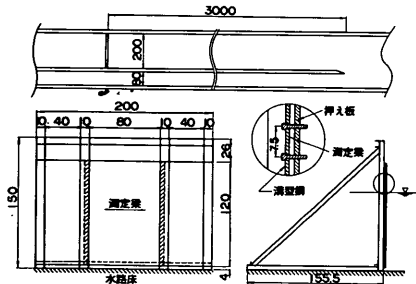


図-2.1 直立横梁の模型(単位:cm)

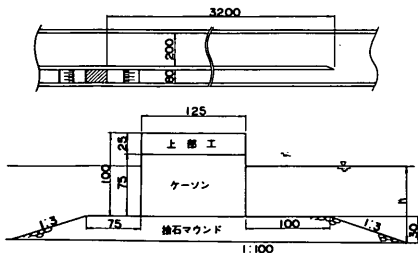


図-2.2 混成堤の模型(単位:cm)

ることを目的として行なったものである。2および3)は幅0.8mの水路に図-2.2に示したような混成堤の模型を設置し、このうち2)は直立部前壁を多段横梁としてやや系統的に、3)はケーソン前壁を三辺固定上辺自由板としてケース・スタディ的に応力測定を行なったものである。

1)は基本的構造、2および3)は混成堤という具体的構造を対象としているが、特に後者の現地鉄筋コンクリート壁に対するアクリル樹脂製模型壁の応答特性等の相似性については完全なものを再現したのではなく、直立部全体と壁状部材の違いがある程度反映されるということを意図したものである。また、多段横梁とか三辺固定一辺自由板の条件についても、波力の測定ということを主眼に置いたもので、必ずしも現地条件に対応する応力を直接測定して求めようとするものではない。

(2) 部材の模型化

本実験は現地応力に対応するものを直接測定しようとしたものではないが、模型と現地の対応性を検討したい場合の資料として、応力測定実験における模型化の考え方、応力等の相似律等について一般的に述べておく。

構造物あるいは部材の応力測定実験では、模型の水利的な相似性と共に、構造物あるいは部材の力学的相似性を考慮することが必要となる。特に砕波が作用する場合には、動的応答の相似性をも考慮しなければならない。

波の特性に関する縮尺はフルード則に従い、時間 τ 、波圧強度 p の縮尺 n_τ および n_p は、幾何学的長さの縮尺を n_l として、それぞれ次のようになる。

$$n_\tau = n_l^{1/2} \quad (2.1)$$

$$n_p = n_l \quad (2.2)$$

一方、応答特性を考慮に入れた応力の縮尺 n_σ は次式で与えられる。²⁾

$$n_\sigma = \frac{n_\varphi n_M}{n_s} \quad (2.3)$$

ここに、

φ : 衝撃応答係数

M : 曲げモーメント

s : 部材の断面係数

一般に振動特性を考慮した部材の応力を直接測定する場合には、

$$n_\varphi = 1 \quad (2.4)$$

としなければならない。衝撃応答係数に関する部材側の条件としては固有振動周期 T_0 および減衰定数 β であり、 β の値を現物と模型の間ではほぼ等しくすれば、式

(2.4) を満足させるためには、 T_0 の縮尺を時間縮尺 n_T と一致させれば十分である。

また、式 (2.2) と構造力学の関係から次の関係が成り立つ。

$$n_M = n_\theta^4 \quad (2.5)$$

$$n_S = n_\theta n_t^2 \quad (2.6)$$

ここに、 n_t は部材の厚みの縮尺である*。

式 (2.4) ~ (2.6) を式 (2.3) に代入すれば、応力の縮尺は次のように書き換えられる。

$$n_\sigma = n_\theta^3 n_t^{-2} \quad (2.7)$$

一方、板厚 t と固有振動周期 T_0 との間には次の関係がある。

$$t \propto \theta^2 \gamma^{1/2} E^{-1/2} T_0^{-1} \quad (2.8)$$

ここに、

γ : 構成材料の単位体積重量

E : 弾性係数

今、

$$n_{T_0} = n_\theta^{1/2}$$

として、 n_t を求めれば次式のようなになる。

$$n_t = n_\theta^{3/2} n_T^{1/2} n_E^{-1/2} \quad (2.9)$$

現物と模型の材料を同じくすれば、

$$n_t = n_\theta^{3/2} \quad (2.10)$$

となり、厚みの縮尺は幾何学的縮尺よりさらに小さな値となる。そのため、特にコンクリートの場合同一材料で縮尺模型を製作することは一般に不可能であり、 E や γ の小さい他の加工の容易な材料を選定するのが普通である。

(3) 応力の測定法

部材の応力は、ゲージによる歪み測定結果から歪みと応力の関係を用いて算定する。例えば後述のケーソン壁に作用する波力実験では、板の応力を求めるためクロスゲージを貼附し、これによって x 方向、 y 方向の歪み ϵ_x 、 ϵ_y を測定して、次の関係式から各々の方向の応力 σ_x 、 σ_y を算出している。

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_y) \quad (2.11)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_y + \nu \epsilon_x) \quad (2.12)$$

ここに、 E は弾性係数、 ν はポアソン比であり、これらの値は検定試験等により求めなければならない。

本実験におけるゲージの貼附位置および弾性係数等は各実験の説明のところで述べる。

2.2 直立横梁に作用する波力実験

(1) 模型および実験ケース

前掲図-2.1 に示した大型造波水路内の固定架合にアクリル合成樹脂製の梁を取り付け、中央スパンのものについて応力測定を実施した。測定用梁は図-2.3にも示してあるように横の2辺を固定、上下辺が自由な横梁状のもので、水路床から直立した壁面を形成している。スパン 80 cm、全高 120 cm で、厚み 1.5 cm である。これを 1 枚梁 (ケース 1)、上辺から 40 cm のところで切断した 2 段梁 (ケース 2)、各高さを等しく 40 cm に切断した 3 段梁 (ケース 3)、および 20 cm とした 6 段梁 (ケース 4) と 4 種の条件に変化させ、それぞれ図中に示したように梁の裏側スパン中央に貼附した歪みゲージにより応力測定を行なっている。

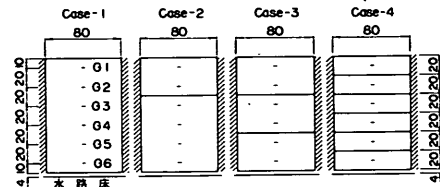


図-2.3 測定用梁と測点(単位cm)

表-2.1 直立横梁実験ケース

諸量	種類				
版の形状	4種(ケース1~ケース4)				
水深 h (cm)	50	60	70	80	90
周期 T (sec)	4	4.5	5	5.5	6

実験の水利的条件は表-2.1に示したように、水深 50 cm ~ 90 cm、周期 4.0 ~ 6.0 sec の組み合わせによる 25 ケースで、波高はそれぞれ何回かの試行によって砕波状態の波が作用し、波力が大きくなる条件に設定することを原則とした。この砕波波高 H_b は模型壁前方 5 m の位置における進行波としての砕波指標に基づいて求めるものとする。本実験の縮尺は特に定めたものではないが、 $S = 1/60$ とすると、現地水深 5.0 ~ 9.0 m、現地周期 12.6 ~ 19.0

* 部材の厚みについては、これにより波力の作用状況が変わることがないため、他の幾何学的長さの縮尺 n_θ とは別に、部材の力学的相似性からのみ選定できる。

sec となり、かなり浅海性の領域になる。このようにやや長めの周期条件のみ採用したのは、2.0～4.0 sec の波に対する予備実験で、砕波が発生しにくかったことによる。

(2) 弾性係数および固有振動周期

応力 σ は歪みゲージにより測定した歪み変動のピーク値 ϵ から、いずれも梁と考えて簡単に次の関係から求めた。

$$\sigma = E\epsilon \quad (2.13)$$

ここに、E は弾性係数で実験と前後して行なった応力検定試験の結果から表-2.2 に示した値を用いた。アクリル合成樹脂材の弾性係数は温度によっても変化し、試験を実施した時期および固定条件の微妙な変化等によって、 $2.9 \times 10^4 \sim 3.85 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ にばらついている。

測定用梁の固有振動周期は、ハンマー打撃による衝撃力を与え、それにより誘起される自由振動記録から求めた。ケース1、3、4に対する各水深別の固有振動周期の測定値を表-2.3 に一括して示してある。値は梁の状態によって異なり、ケース3、4では水中部分と空中部分で明らかな違いが認められる。ケース1の1枚梁の場合でも空中部分の上方から水中部分の下方へ振動周期が増大しており、複雑な振動モードとなっていることの結果が反映されている。

表-2.2 弾性係数 E (kg/cm²)

ケース	実験年月	G-1	G-2	G-3	G-4	G-5	G-6
1	43年 ⁴ ～ 6月	$\times 10^4$ 3.5	$\times 10^4$ 3.5	$\times 10^4$ 3.85	$\times 10^4$ 3.85	$\times 10^4$ 3.5	$\times 10^4$ 3.5
2	43年8月	3.6	2.9	2.9	3.1	2.9	3.1
3	43年12月	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
4	44年2月	3.7	3.7	3.7	3.7	3.7	3.3

表-2.3 固有振動周期

ケース	固有振動周期				
	h=50cm	h=60cm	h=70cm	h=80cm	h=90cm
ケース1					
G1		0.024			
G2		0.027			
G3		0.040			
G4					
G5		0.091			
G6		0.094			
ケース3					
G1	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
G2	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
G3	0.025	0.040	0.050	0.080	0.120
G4	0.030	0.040	0.050	0.080	0.120
G5	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120
G6	0.120	0.120	0.120	0.120	0.120
ケース4					
G1	0.025	0.025	0.025	0.027	0.024
G2	0.025	0.025	0.025	0.027	0.033
G3	0.025	0.050	0.030	0.050	0.077
G4	0.030	0.077	0.077	0.077	0.077
G5	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077
G6	0.077	0.077	0.077	0.077	0.077

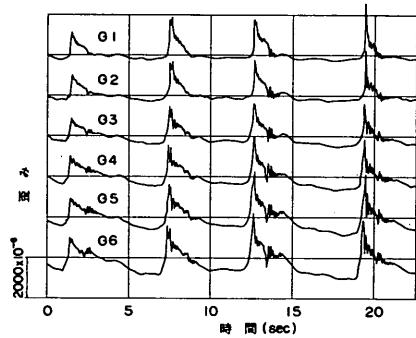


図-2.4 歪み記録例

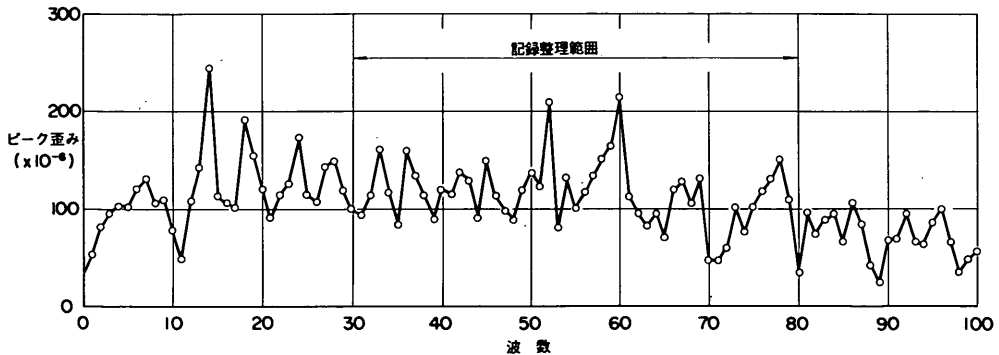


図-2.5 ピーク歪みの変動

空中における両端固定梁の固有振動周期は次式で与えられる。

$$T_0 = \frac{2\pi\ell^2}{(\beta\ell)^2} \sqrt{\frac{12\gamma}{Eg}} \frac{1}{t} \quad (2.13)$$

アクリル合成樹脂材に対し

$$E = 3.5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 1.19 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$$

を用いて、 $\ell = 80\text{cm}$ 、 $t = 1.5 \text{ cm}$ に対する基本固有振動周期を求めれば次の値となる。

$$T_0 = 2.45 \times 10^{-2} \text{ sec}$$

従って、空中における実測値 $2.7 \times 10^{-2} \text{ sec}$ は、計算値より10%大きいことがわかる。

(3) 測定値のばらつき

図-2.4 は歪み記録の例を示したものである。このように砕波力作用下での歪みは、固有振動を伴った連続的な変動を示すが、周期的に作用する各波毎の正方向の最大値をピーク歪みと称することにし、実験における第1波からの値の変動を時系列的に示したのが図-2.5である。これに認められるように、特に砕波の場合、規則波による実験であっても1波1波の作用状況には違いがあり、その結果ピーク歪みの変動もかなり顕著に現われる。最も厳しい砕波を対象とする意味では、こうした変動の最大値が対象となるが、本実験では第30波から第79波の50波を測定の対象として、この間の最大ピーク値に対する最大応力を σ_{\max} 、大きい方の5波に対する平均応力を $\sigma_{1/2}$ 、同様に17波に対する平均応力を $\sigma_{1/10}$ としてまとめた。このような表現は不規則波に対する波高の整理と同じであるが、この場合はそうした意味のものではなく、ばらつきを示す実験結果の一つの整理法にしかすぎない。図-2.6 は、ケース1に対し、全ての水理条件による結果を一括して、こうした $\sigma_{\max}/\sigma_{1/2}$ 、 $\sigma_{1/2}/\sigma_{1/10}$ の関係

を示したものである。ここに、縦軸は静水面を基準とした測点の高さ z を水深 h に対する比で無次元化している。すなわち、縦軸の0は静水面、-1は海底面を表わす。

(4) 応力分布

図-2.7 に各ケースに対する最大5波平均応力 $\sigma_{1/2}$ の分布を全ての水理条件について一括して示してある。ここに、縦軸は図-2.6と同様静水面から上向きにとった測点の高さを水深に対する比で無次元化したものであり、横軸は測定応力を wh で除して無次元化してある。これらの結果から、極めて大雑把ではあるが、1枚梁(ケース1)、2段梁(ケース2)、3段梁(ケース3)、6段梁(ケース4)と変化させても、応力の値およびその

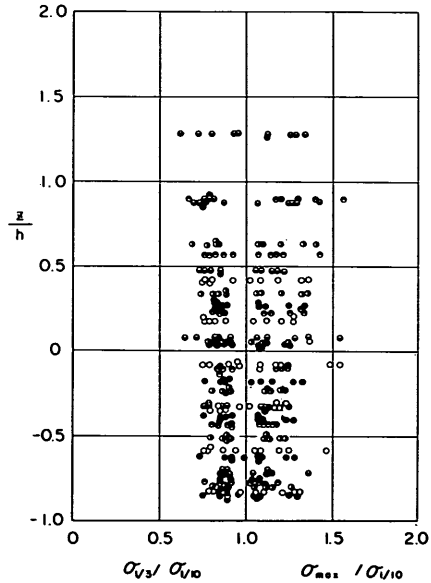


図-2.6 測定値のばらつき

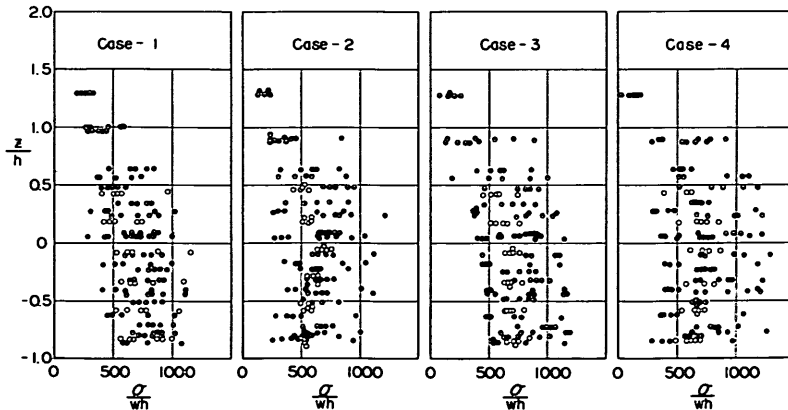


図-2.7 応力分布

分布にそれ程大差はなく、本実験の範囲における応力分布はだまかにとらえれば $-1.0 < z/h < 0.5$ ではほぼ一様、 $z/h = 1.5$ 付近で 0 となる。

(5) 等価波力強度

6 段梁に対する応力測定結果から、波力強度を求めてみる。この際、各測定用梁に対しては一般的な波力強度 p が静的に作用しているものとして、測定応力 σ から次の関係式を用いて算出する。

$$p = \frac{4t^2}{\ell^2} \sigma = 1.4 \times 10^{-3} \sigma \quad (2.14)$$

図-2.8~2.12に、その結果を合田式による分布と併せて示してある。ここに、波高は模型壁前方 5 m の位置での破砕限界波高を用いている。また、応力測定結果から求めた等価な波力強度は各々の測定用梁のピーク値に対応するもので、いわゆる同時分布を表かしているもの

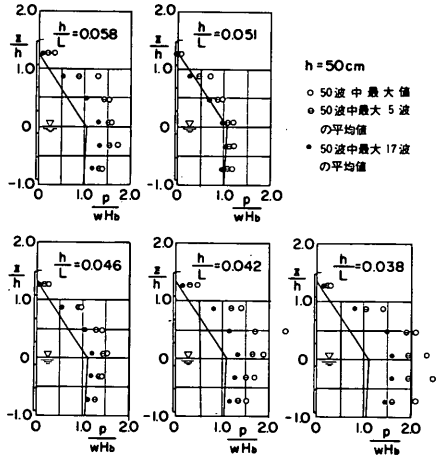


図-2.8 等価波力強度 (h = 50cm)

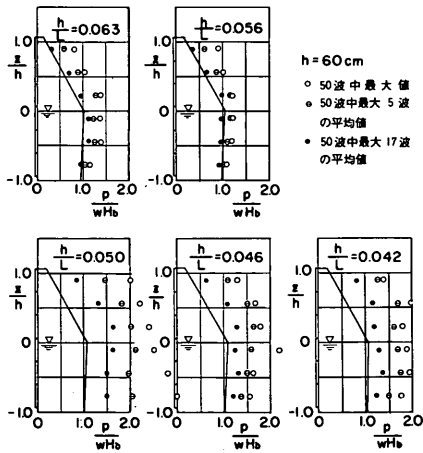


図-2.9 等価波力強度 (h = 60cm)

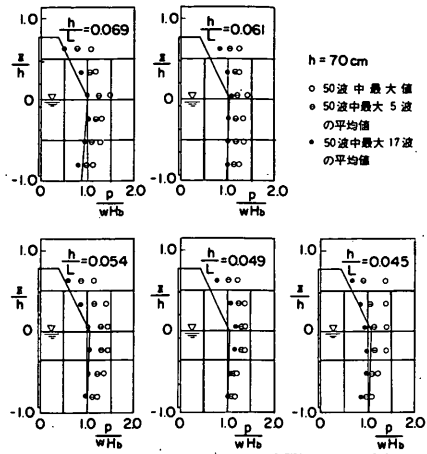


図-2.10 等価波力強度 (h = 70cm)

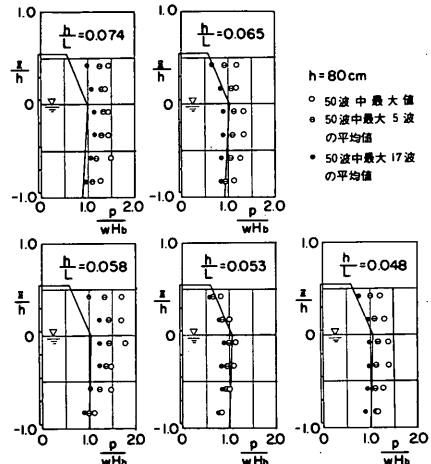


図-2.11 等価波力強度 (h = 80cm)

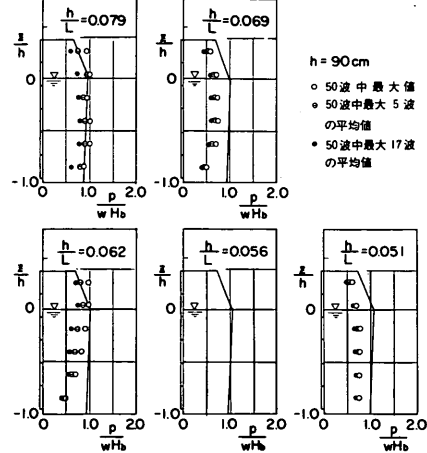


図-2.12 等価波力強度 (h = 90cm)

ではない。その意味で、動的応答を別としても原則として最大同時波圧分布を表わす合田式と厳密に対応するものではない。そうした違いを考慮して結果を解釈する必要があるが、一般的には緩勾配の底面から直立した壁面に作用する波力の位相差はあまり大きくなく、直接的比較でも大略の傾向は把握できる。

実験結果は、測定50波中の最大値、最大5波の平均値、最大17波の平均値を示している。波力の大きいものほど、ばらつきが大きい傾向が認められる。砕波限界波あるいは水深および周期を設定した場合の最も厳しい波高の波による波力という意味では、実験値のばらつきの中で最大値を対象とすべきであろう。しかしながら、厳しい砕波は前の波の反射波あるいは戻り流れとの相互作用で極めて微妙な現われ方をなし、最大値の分布も必ずしも同一の波による結果ではない。

本実験の範囲では、合田式による静水面下の波圧はほぼ1.0wHであるのに対し、水深の小さい場合の実験値は概して大きく、50および60cmでの最大値は2.0~3.0wHに達するものもあり、水深70、80cmで1.5wH、水深90cmで1.0wHと水深増加と共に相対的に減少傾向を示している。こうした実験値に、部材の動的応答の影響がどのくらい反映されているかといった検討については、そのまま残しておくこととし、ここでは取り敢えず実験結果の提示に留めておく。

2.3 混成堤前壁多段横梁に作用する波力実験

(1) 模型および実験ケース

本実験は前掲図-2.2に示したように大型造波水路内に設置した混成堤模型の直立部前壁を多段横梁とし、応力測定を行なって、静的に等価な波力強度を求めるものである。測定用の梁は図-2.13に示してあるように、両端固定の8段梁で、スパン40cm、厚み1.5cmのアクリル合成樹脂製のものである。応力は各々の梁のスパン中央表裏に貼附した各2枚のストレングージを1組みとした歪み測定結果から算出している。

実験ケースは表-2.4に示したように、水深が75、90、105cmの3種、周期が2.5~4.5secの5種、波高は各周期毎に3~5種で、総計63ケースとなる。

(2) 応力検定および振動試験結果

各測定用梁に対し、両端単純支持および実験と同一条件の両端固定状態について、中央2点載荷による検定試験を行なった。その結果、測定歪みと計算応力の関係はほぼ直線と見做すことができ、各々の梁に対する弾性係数は表-2.5のようになった。支持条件等によりばらつきが認められるが、今回の実験値の整理では煩雑さを避けるため、全ての測点に対し次の値を用いることにした。

$$E = 3.5 \times 10^{-4} \text{ kg/cm}^2$$

表-2.6は、測定用梁に打撃を与えた後の自由減衰振

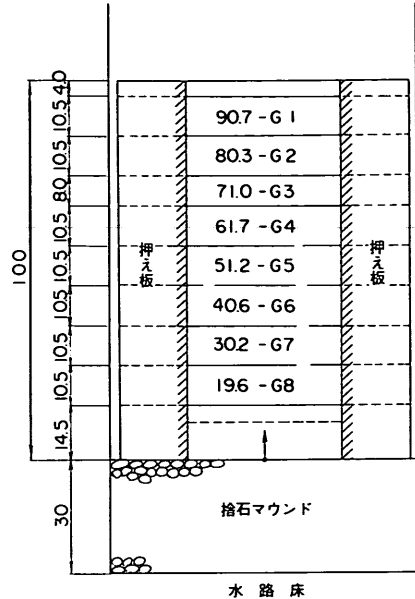


図-2.13 測定用梁と測点 (単位cm)

表-2.4 実験ケース

諸元	ケース				
水深 h (cm)	75	90	105		
周期 T (sec)	2.5	3	3.5	4	4.5
波高	3 ~ 5 種類				

表-2.5 測定用梁の弾性係数

ゲージ番号	弾性係数 E (kg/cm ²)	
	単純梁	固定梁
G 1	3.52 × 10 ⁴	
G 2	3.55	
G 3	3.77	3.41 × 10 ⁴
G 4	3.52	3.16
G 5	3.67	3.41
G 6	3.74	3.30
G 7	3.50	3.05
G 8	3.53	3.62

表-2.6 振動特性 (平均値)

	空 中	水 中
自由振動周期 Th(sec)	0.0052 (0.0059)	0.012
減衰定数 β	0.05	0.05

() 内は計算値

動記録から求めた空中および水中固有振動周期と減衰定数の平均値を示したものである。空中における計算固有振動周期は0.0059 secであり、測定値とかなりよく一致している。

(3) 歪み（応力）記録

本実験における応力の測定系統は図-2.14に示したとおりであり、衝撃的砕波が作用する場合には、歪み変動を一度データ・レコーダーに収録し、それを再び速度を変換して記録器に書かせる方法によった。図-2.15に歪み（応力）記録例を示しておいた。

測定結果の整理は30波に対して行なうこととし、各波毎のピーク値に対する30波中の最大応力、および最大10波平均応力を求め、そうした応力に対応する静的に等価な波力強度を算出した。歪み記録の中には、波が壁面に衝突したあと、上部工に落下したときに生ずる振動も含んでいるものもあるが、これらは壁面に直接作用した

ものと時間差を有するため、容易に識別可能であり、ピーク歪みの読み取りに際して無視している。

(4) 等価波力強度

応力測定から求めた等価な静的波力強度 p の分布を、無次元化して図-2.16~2.18に示す。図中には30波中の最大値および最大10波の平均値が示してあり、概して波力強度の大きいものほどばらつきが大きい。静水面付近の最大波力強度は、水深の大きい場合（105 cm, 90 cm）には0.5~1.5 wH であるが、水深の小さい場合（75 cm）には3.0 wH を越えるものもあり、砕波限界波高に近い波高の波による実験では、衝撃的砕波が作用していることが結果に現われている。

最も厳しい砕波条件に対応する結果としては、測定値のばらつきのうち最大のものを対象とすべきであるという観点から、図-2.19に衝撃的砕波が作用したと思われる結果について、そうした最大値の分布を示した。無次元化に用いた波高は全て進行波としての砕波限界波高 H_b であり、実験波高が H_b 以下であっても波高推定の誤差および1波1波のばらつきがあることを考慮して、波力強度の大きいものはここに含めてある。こうした結果から、本実験の範囲では静水面付近の最大等価波力強度は3.0 wH_b に及ぶといえることができる。

以上、各梁の測点における応力変動のうちピーク値に対応する波力強度の分布を示した。実際の応力変動は、図-2.20に例示したように、特に衝撃的砕波が作用する場合、各測定位置でピーク値の現われる時刻がずれている。一般に静水面付近で最も早くピークに達し、壁面の上下端方向に遅れて現われる傾向にある。従って、静水面付近でのピーク発生時のいわゆる同時分布は、特に衝撃的砕波の場合、壁面の上下端に向い前掲図-2.19に示した分布よりもさらに急激に減少する分布となる。ケー

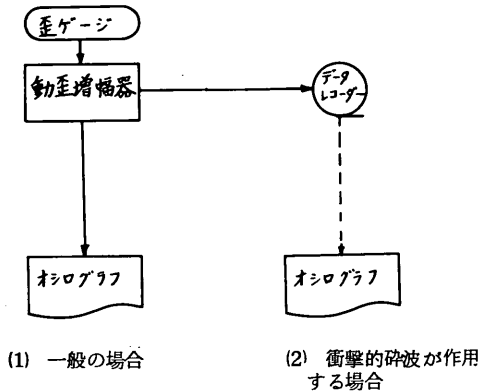


図-2.14 応力測定系統

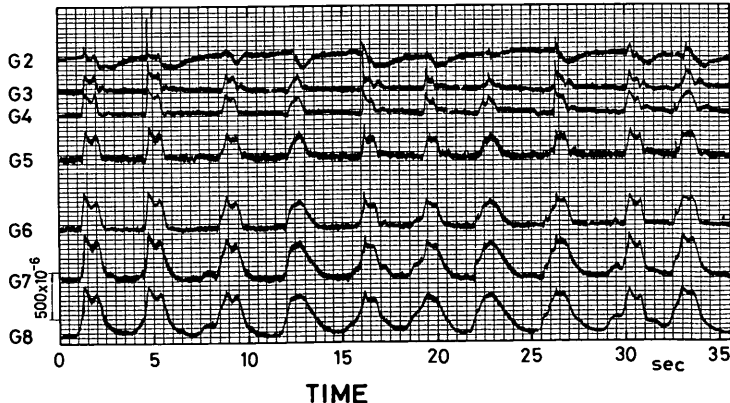
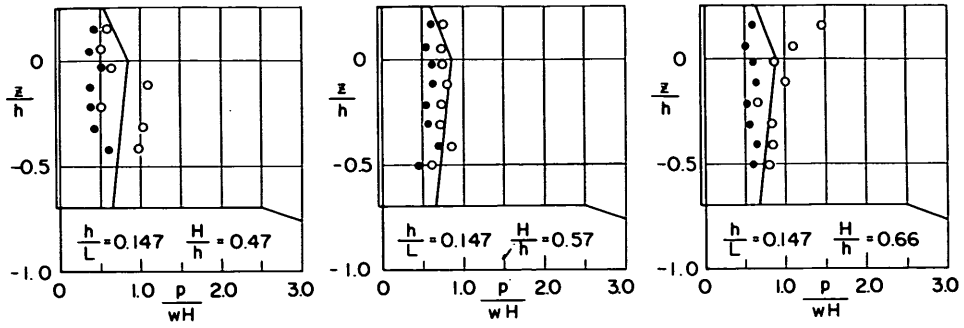
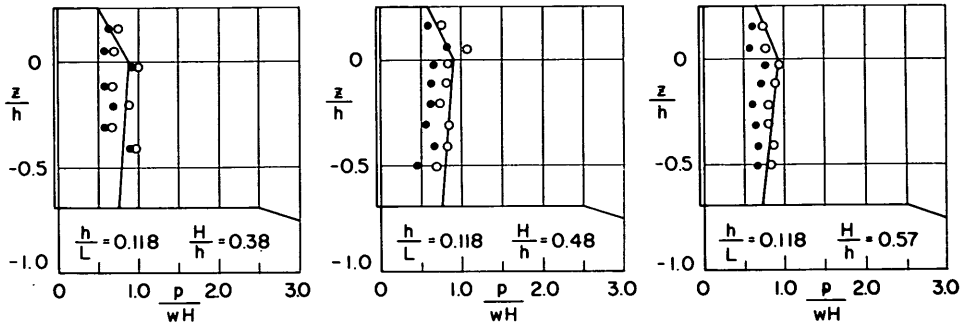


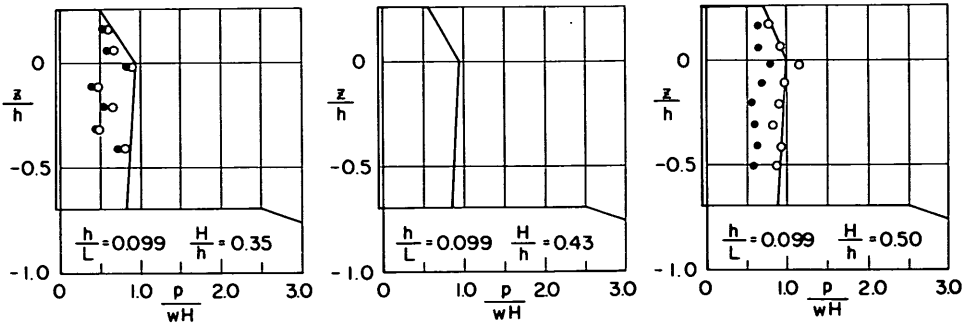
図-2.15 歪み記録例 ($h=75\text{cm}$, $T=3.5\text{sec}$, $H=46\text{cm}$)



(1) $T = 2.5$ sec



(2) $T = 3.0$ sec



(3) $T = 3.5$ sec

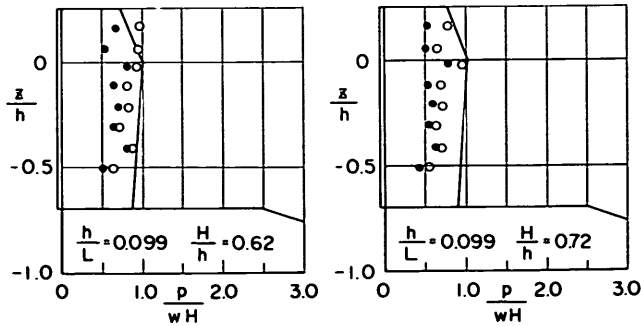


图 - 2.16(1) 等価波力強度 ($h = 105$ cm)

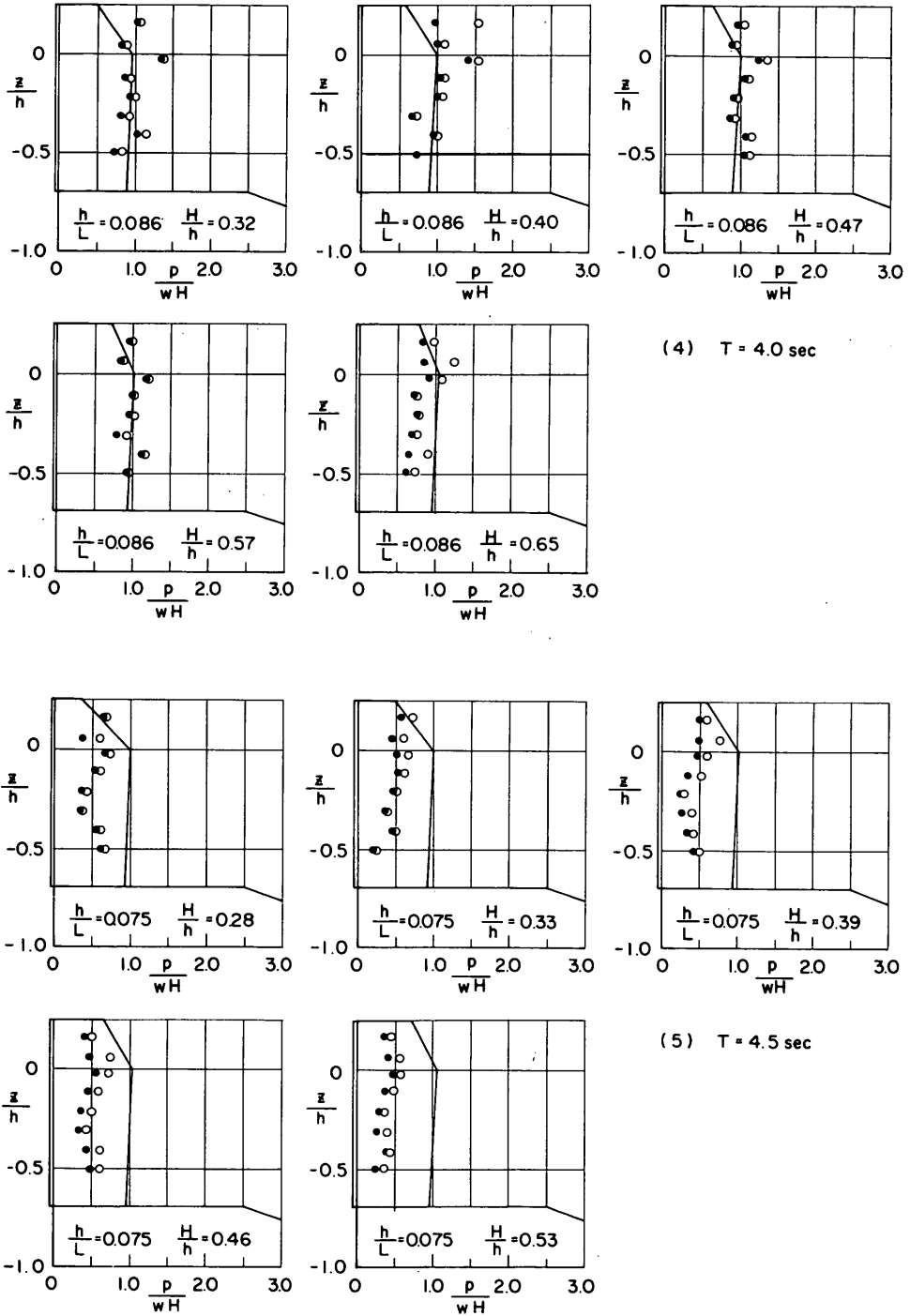
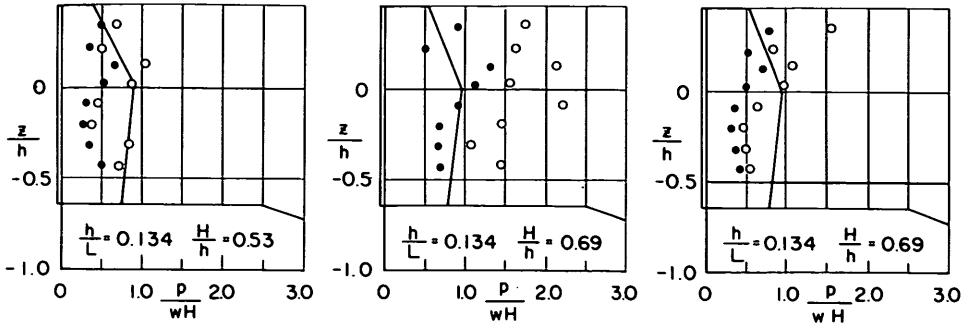
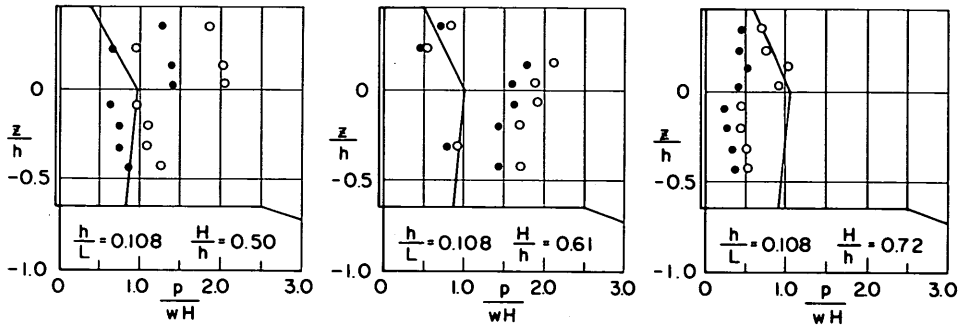


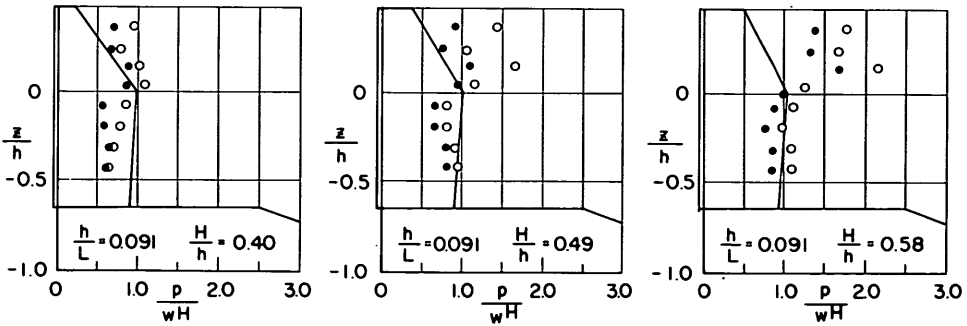
图 - 2.16(2) 等価波力強度 ($h = 105 \text{ cm}$)



(1) $T = 2.5$ sec



(2) $T = 3.0$ sec



(3) $T = 3.5$ sec

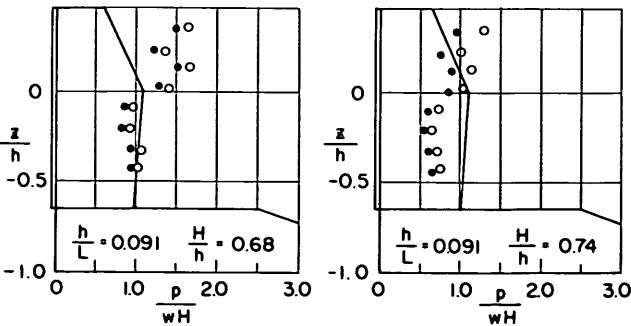


图 - 2.17(1) 等価波力強度 ($h = 90$ cm)

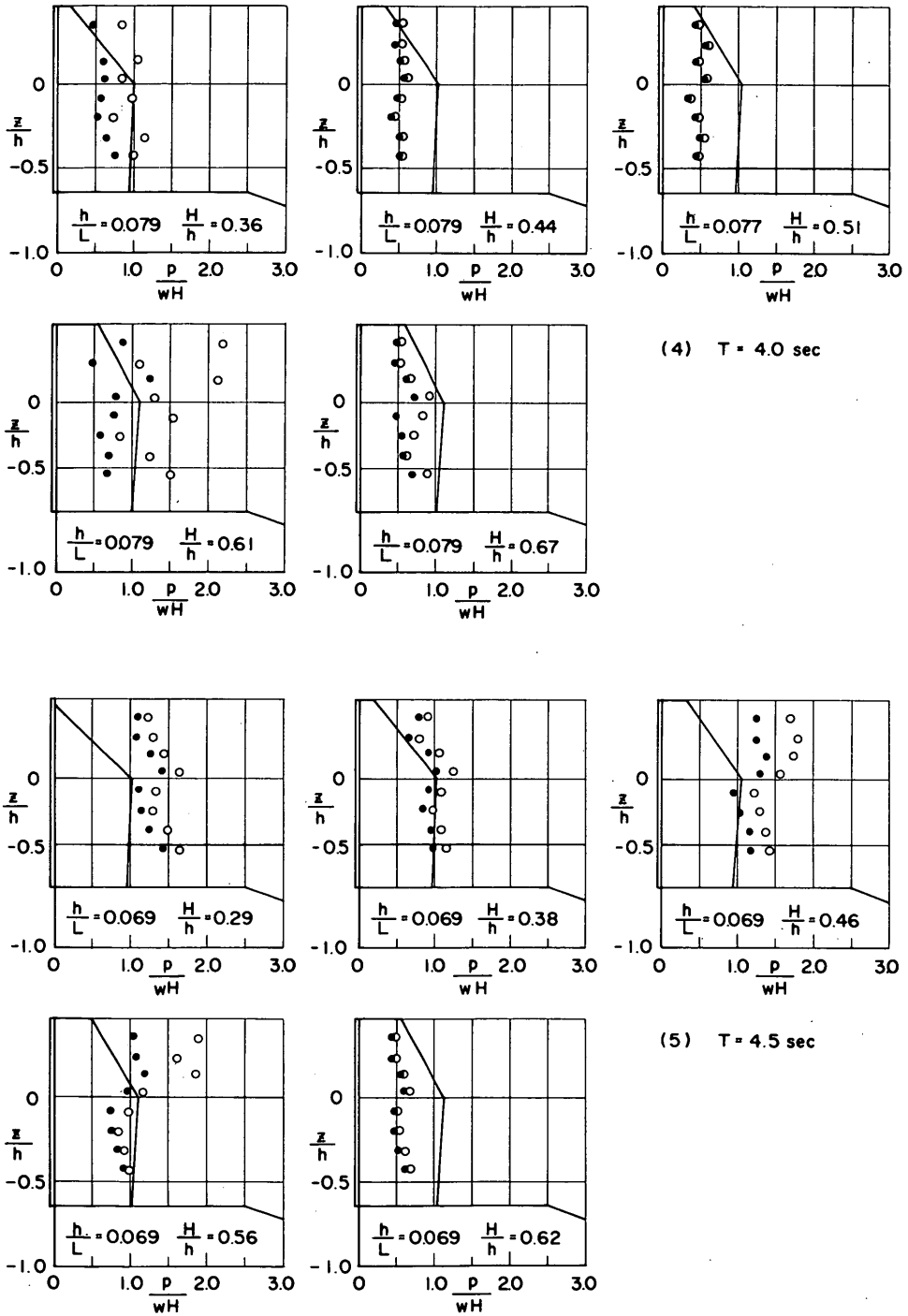
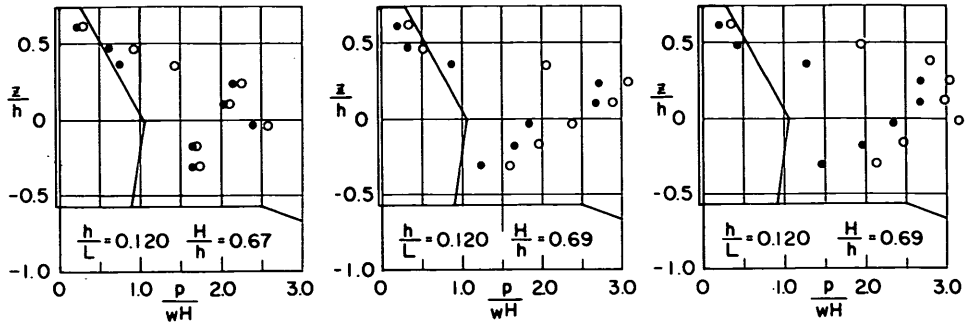
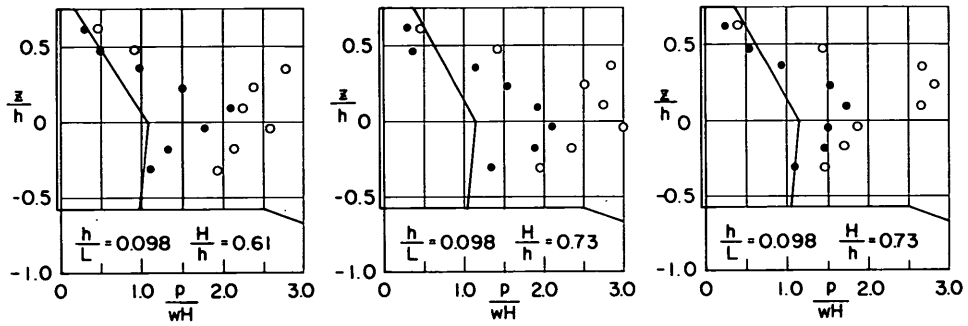


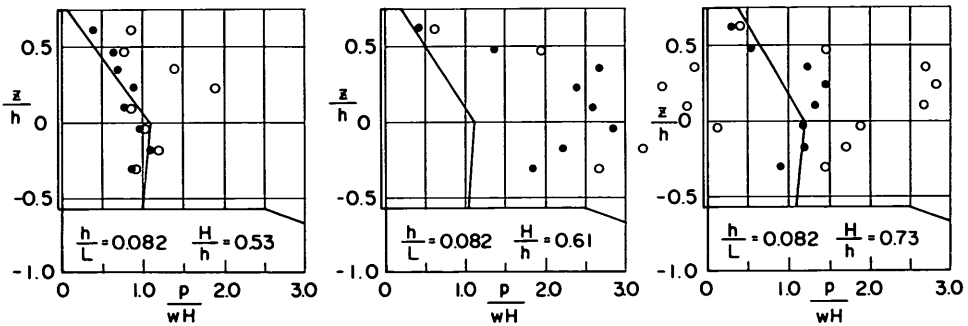
图 - 2.17(2) 等価波力強度 ($h = 90 \text{ cm}$)



(1) $T = 2.5$ sec



(2) $T = 3.0$ sec



(3) $T = 3.5$ sec

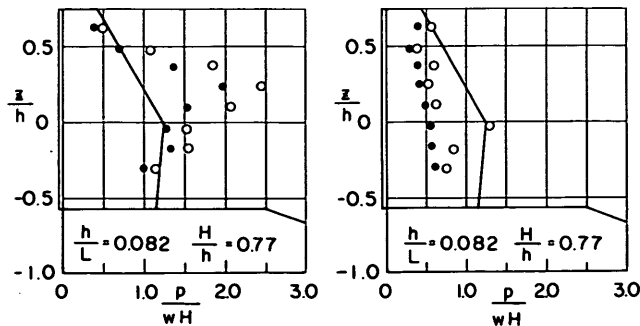


图 - 2.18(1) 等価波力強度 ($h = 75$ cm)

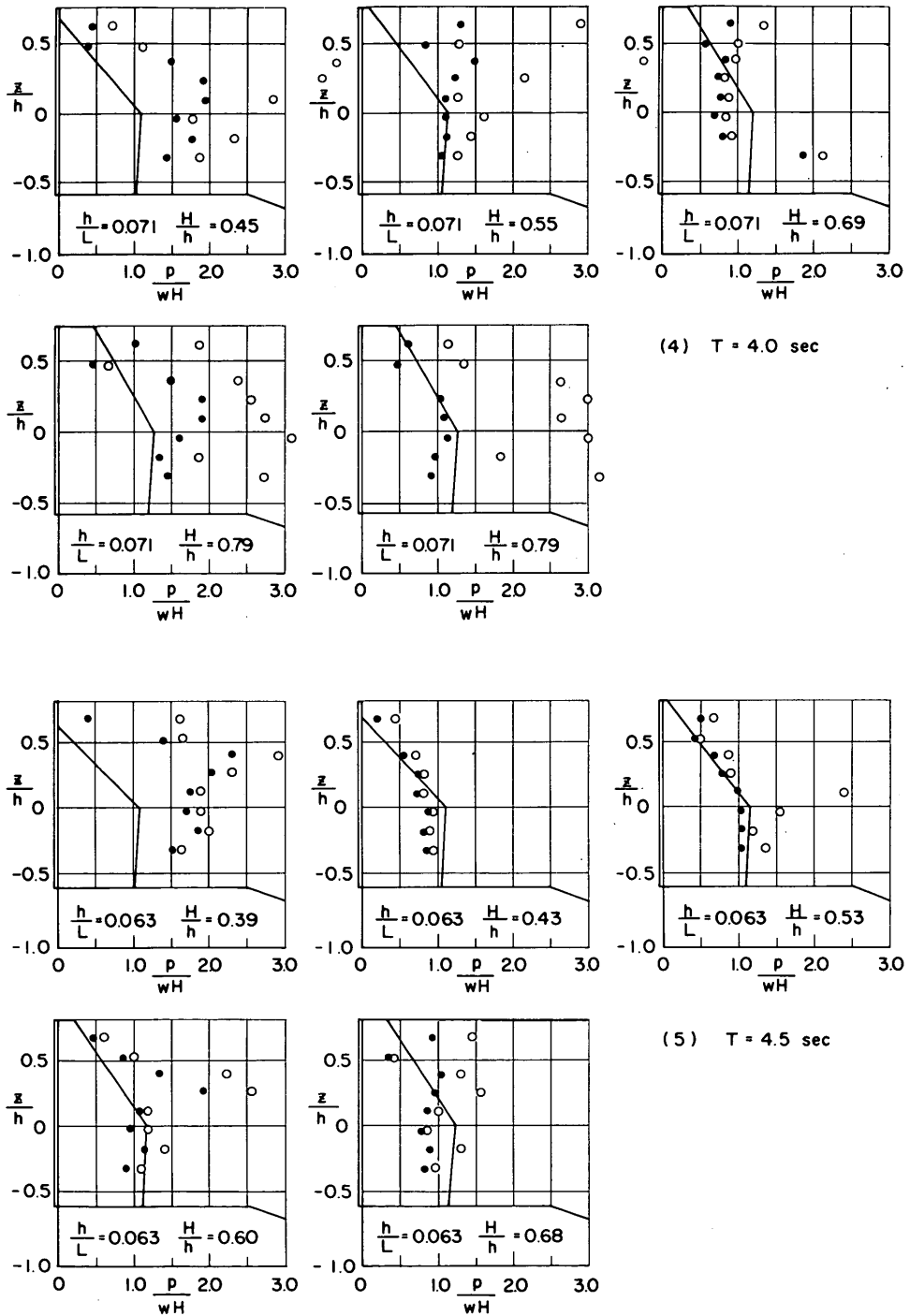


图 - 2.18(2) 等価波力強度 ($h = 75 \text{ cm}$)

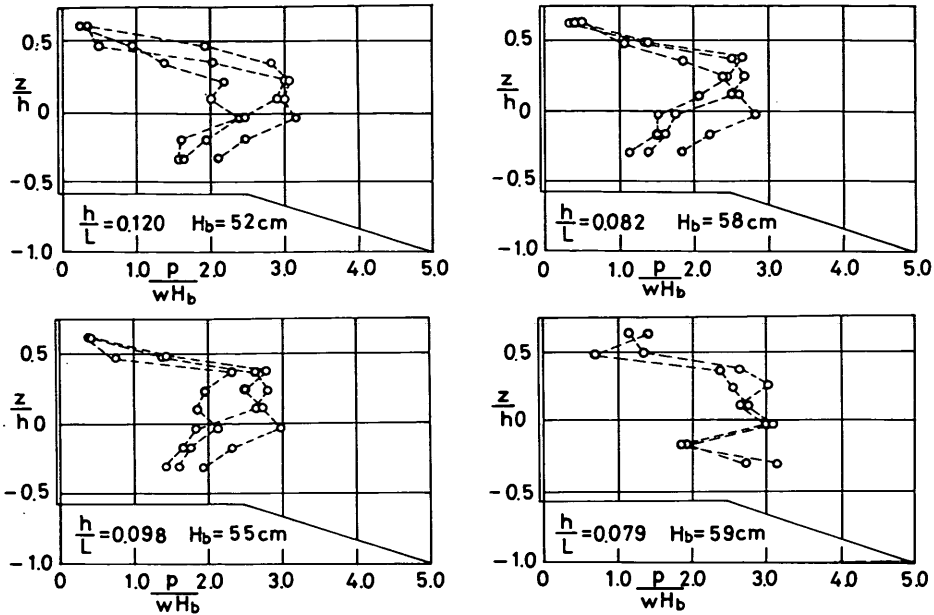


図-2.19 衝撃的砕波による等価波力強度

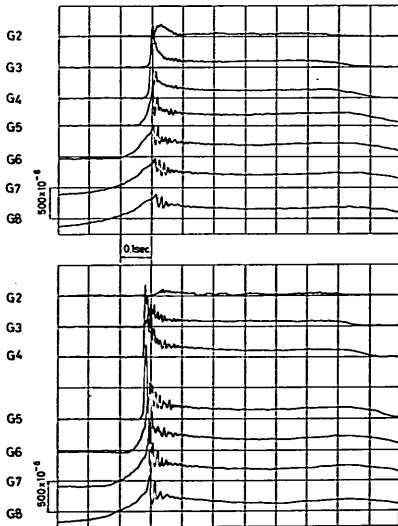


図-2.20 衝撃的砕波が作用する場合の歪記録
($h=75\text{cm}$, $T=2.5\text{sec}$, $H=52\text{cm}$)

ソンの挙動を説明する波力の特性としては、こうした時間的変動をも明らかにすべきであるが、ここでは取り敢えずピーク値の分布のみを示すに留める。

2.4 混成堤ケーソン前壁に作用する波力実験

(1) 模型および測点

本実験は、前節 2.3 と同一の混成堤模型のケーソン前壁を三辺固定上辺自由板として応力測定を行なったものである。模型壁は図-2.21に示したように、幅40cm、高さ65cm、厚み1.5cmの亚克力合成樹脂板で、図中の計13点の測点に対し、 x 方向、 y 方向の曲げ歪みを測定するため、板の表裏に一对のクロスゲージを貼附した。測定のエレメント数は26である。

(2) 応力検定および振動試験結果

歪み測定結果から板の応力を求めるためには、弾性係数 E とポアソン比 ν を知らなければならない。ここでは ν の値としては亚克力合成樹脂材の単純梁としての試験結果から求めた0.37を用いることとし、弾性係数の値を静水圧に対する歪みの測定と応力計算結果から求めることにした。

静水圧はケーソン模型の内部を満水とすることによって載荷し、各測点での歪み測定と応力計算結果から、表-2.7に示した値を得た。その結果、測点G9~G10のように曲げモーメントの値が急変または正負逆転する位置付近では、版の計算上の固定条件と模型における固定状況との相違の影響が大きく現われるため、得られた弾性係数も他の点に比べ著しく大きいまたは小さい値となっている。しかしこれらの点を除けば既して 3.0×10^4

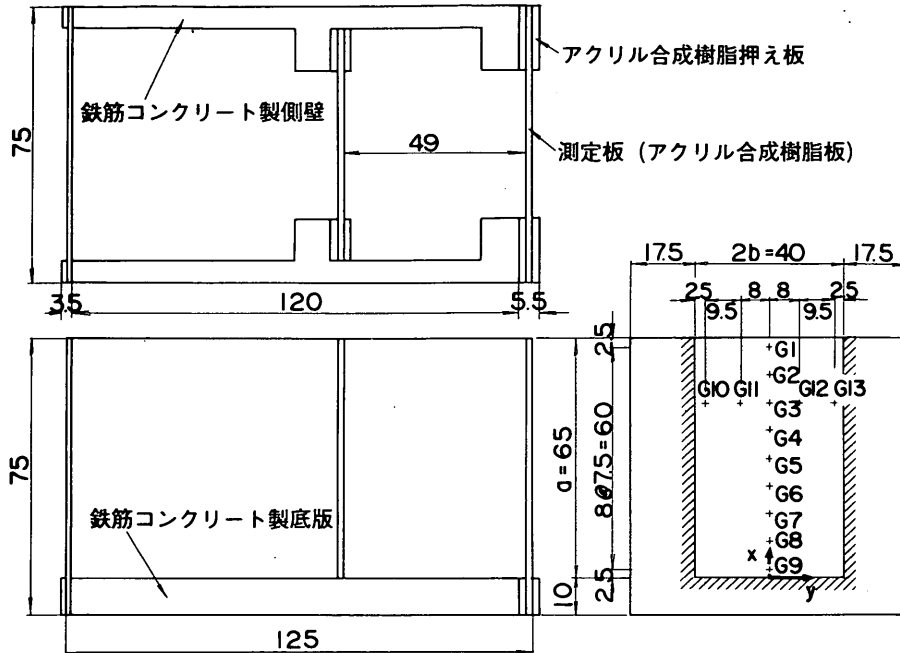


図 - 2.21 模型壁と測点 (単位 cm)

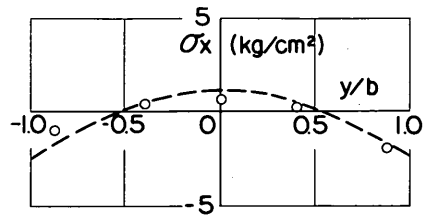
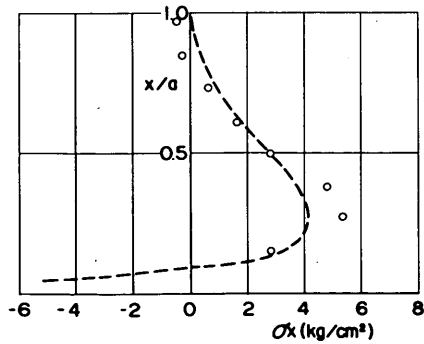
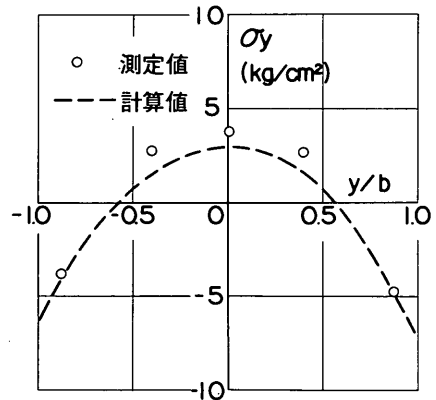
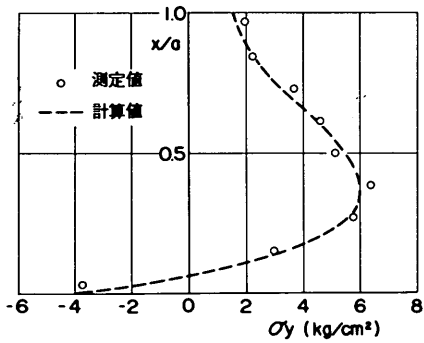


図 - 2.22(1) 静水圧による応力分布

図 - 2.22(2) 静水圧による応力分布

kg/cm²前後の値が得られており、本実験では全体の平均値である次の値を用いることにした。

$$E = 2.9 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

図-2.22は、この値を用いて測定歪みから応力を求め計算値と比較したものである。個々のEの値のばらつきが大きかったにもかかわらず、測定値と計算値は全体的によく一致しているのが認められる。ここに、計算値は三辺固定、上辺自由の支持条件に対し、付録Aに示した曲げ解析法によって行なったものである。

振動試験は、模型壁に木づちで打撃を与え、それにより誘起される自由振動を記録することにより行なった。堤体全体としては空中状態で実施しており、ケーソン壁内の隔壁のみ「から」の場合、水の場合、および中詰め砂を充填した場合と変化させている。

図-2.23に振動の記録例を示しておいた。必ずしも単一モードの振動ではないが、こうした記録から算出した固有振動周期の平均値は、中詰めなしの空中状態で 5.1×10^{-3} sec、水の状態では 8.1×10^{-3} sec、砂の状態では 4.4×10^{-3} secとなった。空中状態に対する値は、四辺固定の場合の理論値とほとんど一致している。こうした結果から、実験状態における模型壁の固有振動周期は1/100~1/200のオーダーであると考えておけばよい。なお、中詰め砂の場合の減衰定数の値は0.10であった。

(3) 実験条件と波の作用状況

実験ケースは表-2.8に示すように、水深75~105 cm 周期2.55~3.80 sec、波高44~70 cmの組み合わせによる5ケースである。波高は、原則としてそれぞれ的水深、周期の組み合わせに対し、最も厳しい作用状況となるように何回かの試行によって造波機の偏心を決定した結果のものであるが、必ずしもうまく選定できなかったものも

ある。これらの5ケースについては、また2.3で述べた多段横梁の条件とした場合の応力測定も実施しており、その結果に基づく支保条件に対する応力計算を実施している。

各ケースの波の作用状況の概略は以下のとおりである。
ケース1 (h=90cm, T=2.55sec, H=62cm)

マウンド法先前方2~3mで砕けはじめ、巻き込み崩れながら直立部壁面に作用する波のほか、極く稀に壁直

表-2.7 静水圧によるケーソン壁の検定

測点 番号	歪み ($\times 10^{-4}$)		応力 (kg/cm ²)		弾性係数 ($\times 10^4$ kg/cm ²)	
	ϵ_y	ϵ_x	σ_y	σ_x	E_y	E_x
1	71.5	-40.0	1.639	0.011	2.495	-
2	80.5	-38.5	2.279	0.420	2.969	-
3	118.0	-24.5	3.313	1.093	2.625	4.924
4	136.0	-2.0	4.468	1.911	2.851	3.414
5	141.0	30.5	5.493	2.852	3.114	2.978
6	171.5	77.5	6.020	3.811	2.596	2.334
7	130.0	110.0	5.453	4.251	2.757	2.301
8	65.0	59.0	2.973	2.259	2.955	2.348
9	-24.5	-230.0	-2.143	-6.372	1.688	2.301
10	-118.0	14.5	-4.329	-1.604	3.317	4.748
11	88.0	-19.0	1.688	0.529	1.799	3.367
12	86.0	-23.0	1.688	0.529	1.880	5.177
13	-137.0	-6.0	-4.329	-1.604	2.684	2.442

表-2.8 混成堤ケーソン前壁実験ケース

ケース	設置水深 h (cm)	周期 T (sec)	波高 H (cm)
1	90	2.55	62
2	90	3.10	44
3	90	3.75	58
4	105	3.45	70
5	75	3.80	58

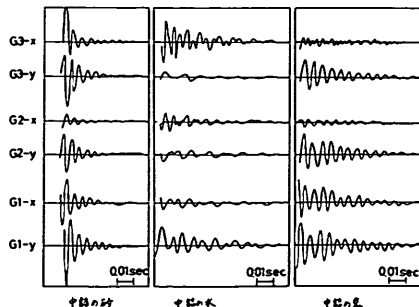


図-2.23 振動記録

前で砕波した波が落下するように強く作用することがあり、このとき生ずる音も大きく、衝撃的砕波の性格が強い。

ケース 2 ($h=90\text{cm}$, $T=3.10\text{sec}$, $H=44\text{cm}$)

沖側で一度砕波した後の波のため、ケース 1 より偏心を大きくしたのにもかかわらず混成堤前方での波高は小さくなり、重複波的作用のことが多い。

ケース 3 ($h=90\text{cm}$, $T=3.75\text{sec}$, $H=58\text{cm}$)

マウンド前方で巻き込みながら砕波する波もあるが、上部工を越える水量が多い。

ケース 4 ($h=105\text{cm}$, $T=3.45\text{sec}$, $H=70\text{cm}$)

マウンド前方で砕けはじめ、白い気泡を混入しながら主として上部工に衝突する。跳波が弱く、越波が水塊となって著しく多い。

ケース 5 ($h=75\text{cm}$, $T=3.80\text{sec}$, $H=58\text{cm}$)

波の作用状況における変動は顕著で、砕波的作用、重複波的作用の両方が含まれるが、中には巻き込みながら衝突する典型的な衝撃的砕波が作用することがあり、かなり厳しい条件と言える。天端が相対的に高くなるため打ち上げは大きいが越波は殆んどない。

(4) 測定および計算応力分布

各ケースの測定応力分布と波力算定式として合田式を

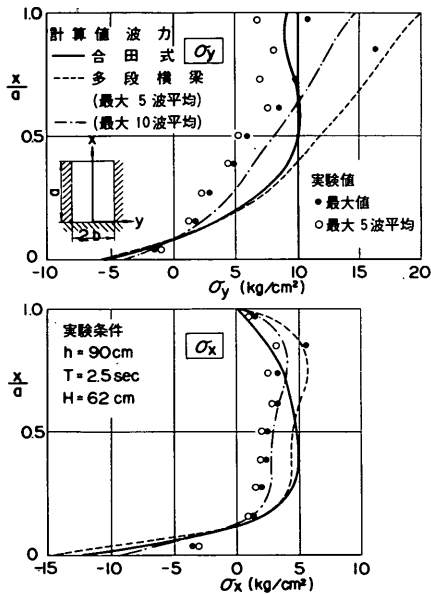


図-2.24(1) 測定および計算応力の分布(ケース 1)

用いて求めた計算応力分布、さらに同一水理条件に対し多段横梁とした場合の応力測定結果から求めた等価波力強度の分布による、本支承条件に対する計算応力分布を併せて図-2.24~2.28に示す。ここに、測定応力は100波中の最大値および最大5波平均値によるものを示している。多段横梁による等価波力強度の実験値は図-2.29に示したとおりで、これに基づいて応力計算に用いた波力分布および合田式による波力分布も併せて示してある。

三辺固定上辺自由板の測定応力の分布は計算応力とよく一致するものとかかなり相違するものがあるが、計算応力の中では多段横梁による測定結果に基づいたものの方が全般的によく合っている。合田式による場合には、波高の設定の精度とか、波力式としての適合性、さらに板の応答特性といったことにより、一致したり、しなかったりするものと思われるが、衝撃的性質の強いケース 5 を除いては安全側の結果を与えている。多段横梁による波力は、各波毎のピーク値に対する30波中最大5波平均と、最大10波の平均値の分布を用いたものであるが、概して直接の応力測定結果とよく合っており、興味深い結果となっている。しかしながら、本格的検討を行なうには実験例も少なく、一般的結論は得られない。

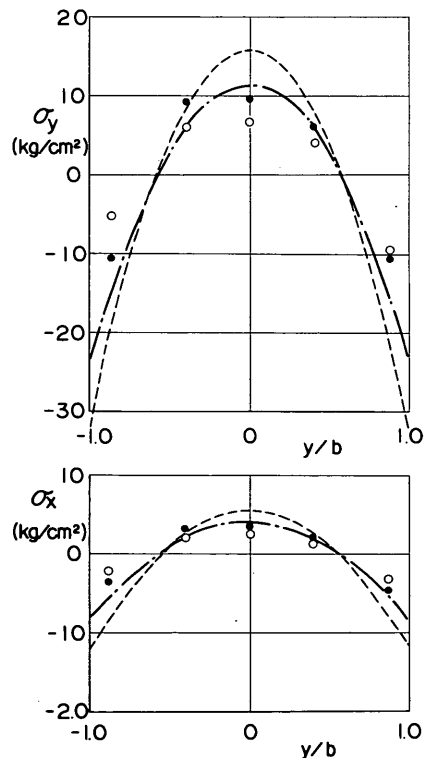


図-2.24(2) 測定および計算応力の分布(ケース 1)

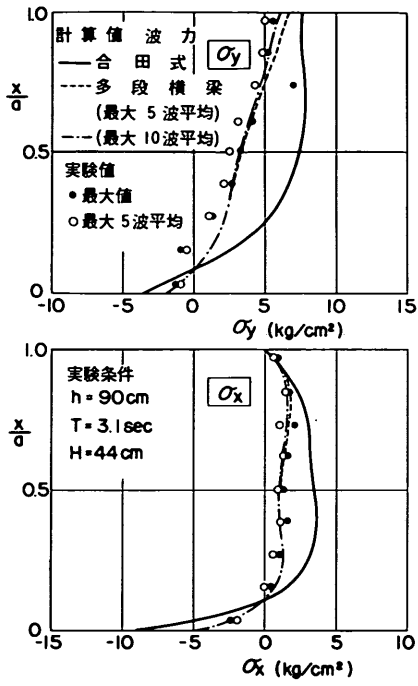


図-2.25(1) 測定および計算応力分布 (ケース 2)

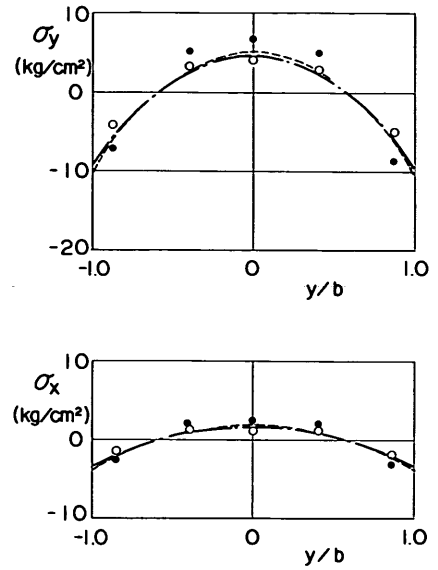


図-2.25(2) 測定および計算応力分布 (ケース 2)

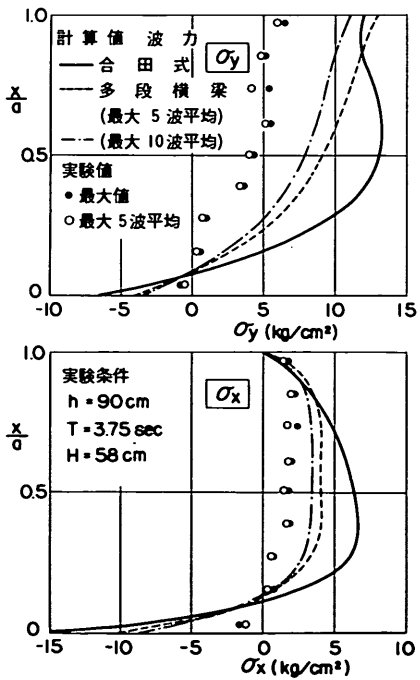


図-2.26(1) 測定および計算応力分布 (ケース 3)

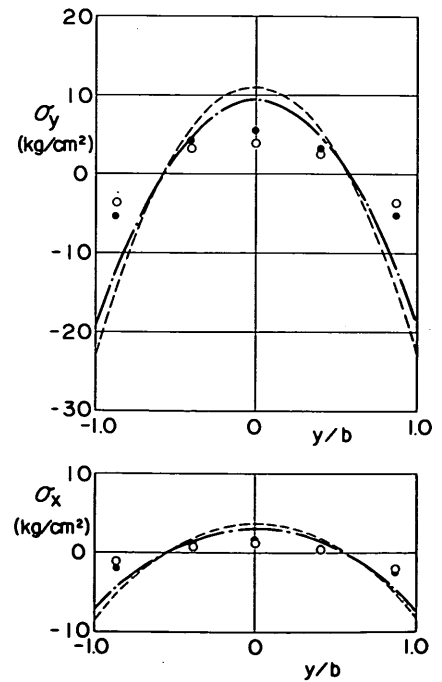


図-2.26(2) 測定および計算応力分布 (ケース 3)

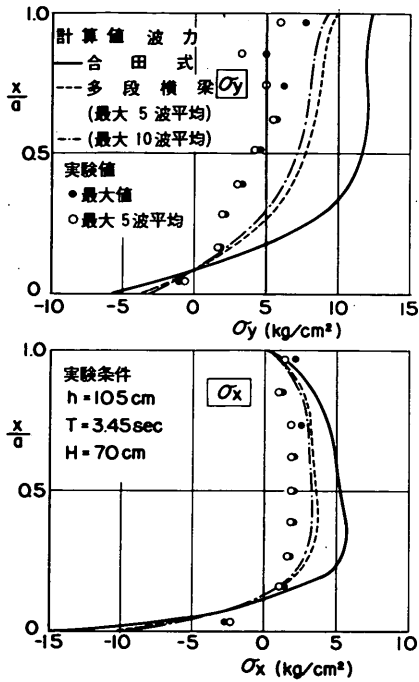


図-2.27(1) 測定および計算応力分布 (ケース 4)

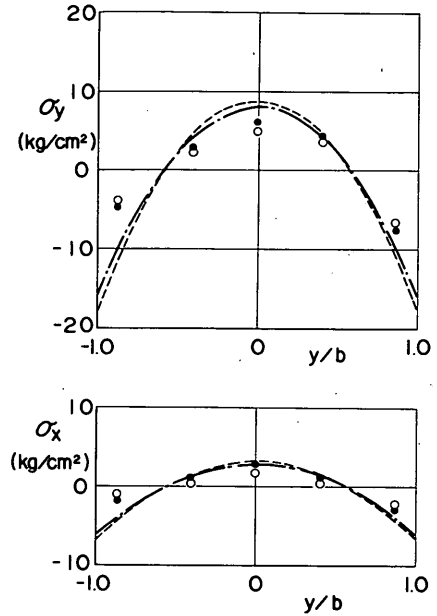


図-2.27(2) 測定および計算応力分布 (ケース 4)

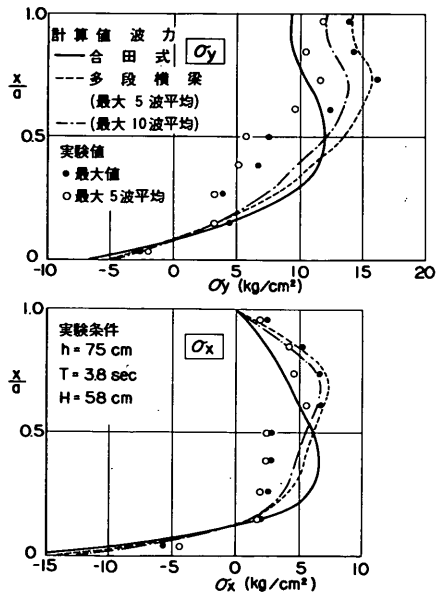


図-2.28(1) 測定および計算応力分布 (ケース 5)

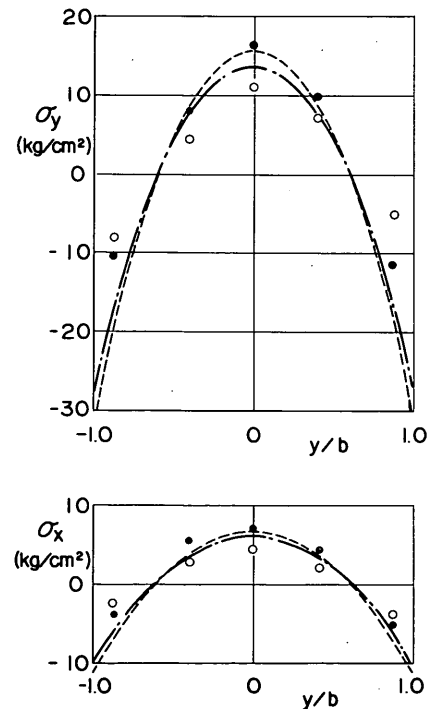


図-2.28(2) 測定および計算応力分布 (ケース 5)

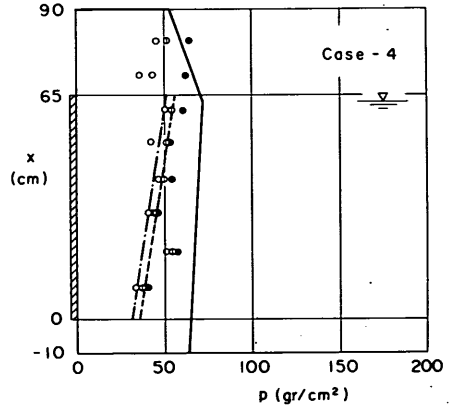
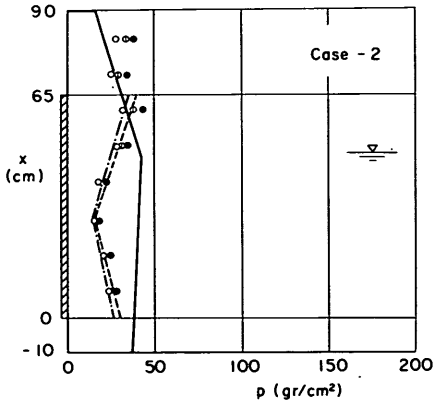
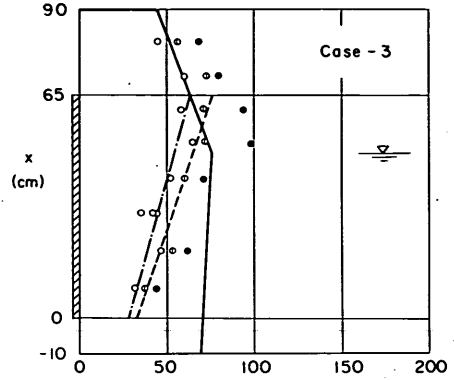
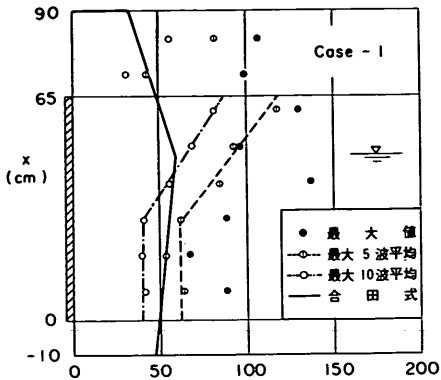


図-2.29 波力分布 (1)

図-2.29 波力分布 (2)

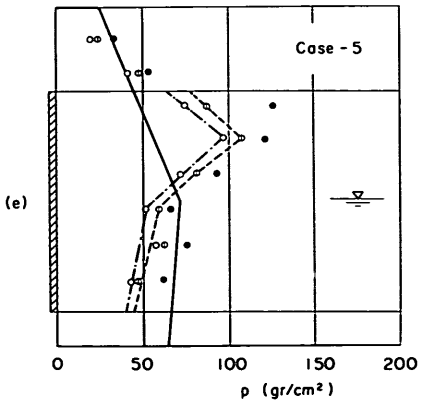


図-2.29 波力分布 (3)

(5) 中詰め砂による抵抗の効果

以上の三辺固定上辺自由板の実験は、板背後に中詰め砂を充填した状態で行ない、応力もそうした状態を基準として、波力による変動を測定したものである。すなわち中詰め材によるプレストレスのかかった状態を基準として測定したものであるが、中詰め材充填以前の状態を基準とした応力を求めるためには、中詰め材による初期応力を考慮しなければならない。

図-2.30は、ケーソン模型全体としては空中状態に置き、模型壁背後の隔壁のみ水と砂をケーソン天端まで充填した状態での応力分布を示したものである。ここに計算応力は内部水圧と内部土圧の和による荷重分布に対して求めたもので、内部土圧については、内部土圧係数

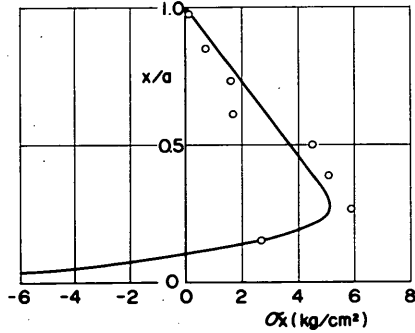
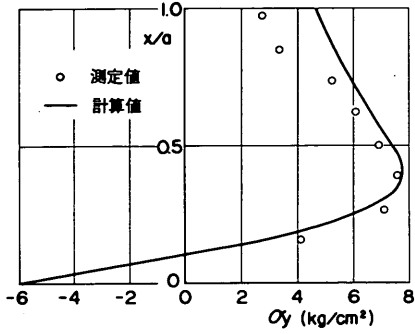


図-2.30(1) 中詰めによる応力分布

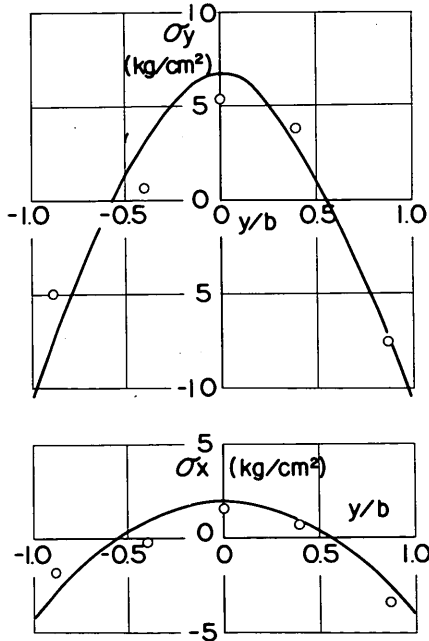


図-2.30(2) 中詰めによる応力分布

0.6, 水中単位積重量 $0.6g/cm^3$ (実測値) とし, サイロ効果を考慮した分布を与えている。測定値と計算値はほぼ合っているのが認められる。実験時における初期応力は, こうした応力分布に, さらにケーソン前面の静水圧による応力を加えたものとなる。

図-2.31は, ケース3に対し, 中詰め砂の有り, 無しの場合の応力測定結果を比較したものである。それぞれ波が作用する以前の状態を基準とした変動応力であるが両者にはほとんど差が認められない。ただし, 波の作用の仕方としては強いものではなく, 特に問題となると思われる衝撃的碎波が作用する場合には測定を行っていない。

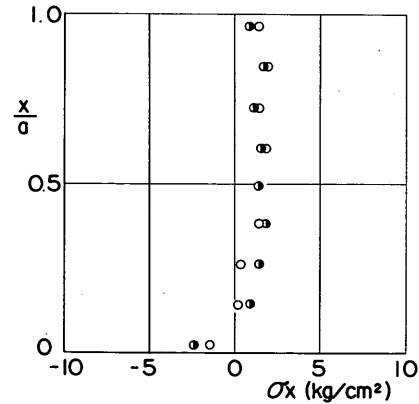
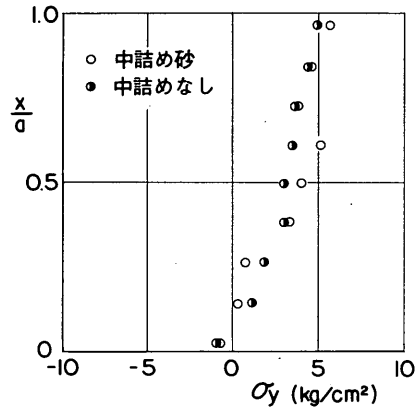


図-2.31 中詰め砂有り無しの場合の応力分布(ケース3)

3. 現地ケーソン壁に対する応力計算

3.1 ケーソン外壁の被災事例

(1) 概要

ケーソン壁の被災事例は、数多い施工実績の中では極めて例外的とも言えるほど少数であり、かなり厳しい波の作用を受けたと思われるものについて今回調査したところでは、表-3.1に示した8例のほか、ケーソン壁配筋図等の詳細な資料が入手できず今回計算を行なわなかった2例があるにすぎない。この中には施工中とか、完成後間もなくして被災したものなども含まれている。被災の程度は単に亀裂の生じたもの、表面コンクリートの崩れ落ちによって鉄筋の露出したもの、穴があいて中詰め材が流出したもの、さらに完全にケーソンの一部あるいは全体が崩壊してしまったもの等様々な段階が見られる。

また同一防波堤の法線延長上の被災程度の変化も顕著で、極めて一部にのみ生じたものもある。防波堤の法線形状、前面海底地形の変化等による波の作用状況の違いとか、施工条件の違い等がそうした結果をもたらしたものと思われる。

こうした被災を受けたケーソン堤の共通の特徴は、いずれも砕波が作用していることであり、かつ海岸線にはほぼ平行か、傾斜していてもほぼ直角に波の作用を受けていることである。また、側壁あるいは隔壁と底版で支持された外壁の高さ a と幅 $2b$ を表-3.1にあげた被災、無被災例について示すと図-3.1のようになり、被災を受

けたケーソン外壁はいずれも幅が5mを越すものであることがわかる。

そのほか、静水面上のケーソン天端高 h' を波高 H_{max} との比で表わし、表-3.1の条件 (H.W.L.) および L.W.L. について示せば図-3.2のようになり、被災を受けたが特に h'/H_{max} の値が大きいという傾向は認められない。

さらに、各事例について防波堤断面の諸元を示せば表-3.2 (H.W.L.) および表-3.3 (L.W.L.) のようにな

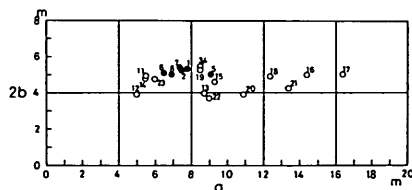


図-3.1 現地ケーソン壁の高さと幅の関係

表-3.2 防波堤断面の諸元 (H.W.L.)

№	波高 H_{max} (m)	水深 h (m)	根元めし水深 d (m)	周期 T (sec)	マウンド水平長さ B' (m)	波長 L (m)	天端高 hc (m)	$\frac{d}{H}$	$\frac{d}{h}$	$\frac{B'}{L}$	$\frac{hc}{H}$	$\frac{H}{h}$
1	6.5	8.9	7.0	11.4	5.0	10.2	3.1	1.08	0.79	0.049	0.48	0.73
2	6.7	8.7	5.5	10.0	18.0	8.8	1.5	0.82	0.63	0.206	0.22	0.77
3	6.1	9.0	4.5	10.0	12.2	8.8	1.5	0.74	0.5	0.138	0.25	0.68
4	7.6	10.3	6.0	11.5	10.0	10.9	1.5	0.79	0.58	0.092	0.20	0.74
5	9.8	14.4	7.4	11.4	12.0	1.26	3.6	0.76	0.51	0.096	0.37	0.68
6	6.3	8.8	5.3	11.4	8.5	10.1	3.7	0.84	0.60	0.084	0.59	0.72
7	7.0	9.5	4.0	10.5	17.0	9.5	4.5	0.57	0.42	0.179	0.64	0.74
8	8.6	8.0	4.0	10.2	17.0	8.6	4.5	0.47	0.50	0.198	0.52	1.08
11	5.9	7.5	5.5	15.0	7.6	1.26	0.5	0.93	0.73	0.060	0.09	0.79
12	5.6	7.6	3.6	9.0	7.0	7.3	0.4	0.64	0.47	0.097	0.07	0.74
13	5.9	17.2	8.8	7.4	3.7	7.6	1.9	1.49	0.51	0.049	0.32	0.34
14	4.5	6.0	3.8	9.0	4.0	6.6	0.7	0.84	0.63	0.061	0.16	0.75
15	7.2	16.5	8.5	11.0	15.0	1.27	3.0	1.18	0.52	0.118	0.42	0.44
16	10.8	18.4	11.9	14.0	10.0	1.76	3.6	1.10	0.65	0.057	0.33	0.59
17	10.8	20.4	13.9	14.0	10.0	1.83	3.6	1.29	0.68	0.055	0.33	0.53
18	10.8	16.9	9.9	14.0	10.0	1.70	2.6	0.92	0.59	0.059	0.24	0.64
19	7.6	10.3	6.4	14.0	18.2	1.35	3.6	0.84	0.62	0.135	0.47	0.74
20	9.6	12.9	9.4	13.5	10.0	1.45	4.1	0.98	0.73	0.069	0.43	0.74
21	11.7	16.3	11.7	13.0	11.0	1.53	4.0	1.00	0.72	0.072	0.34	0.72
22	6.4	11.2	9.2	6.6	6.0	5.6	3.1	1.86	0.82	0.108	0.48	0.57
23	5.6	10.4	6.9	6.0	6.0	4.9	3.1	1.23	0.66	0.122	0.55	0.54

表一3.1 ケーソンの外壁被災および無被災事例

No	港名	防波堤名	完成年	対象年月日	被災時の条件			設置水深 m	海定勾配	根固水深 m	ケーソンの底面高 m	波圧 p1 ton/m ²	版の諸元			壁の外壁の内と法隔 B cm	備考	No
					潮位 m	Hmax m	T _{1/3} sec						高さ a cm	幅 2b cm	厚さ t cm			
1	十勝	南防波堤	37.	47. 2. 28	+1.9	6.5	11.4	-7.0	1/100	-5.1	-7.0	6.5	780	530	45	490	110.9 m中47.5 mケーソン5 函崩壊	1
2	八戸	河原木東堤Ⅰ区	施工中	45. 7. 6	+1.5	6.7	10.0	-7.2	1/100	-4.0	-5.0	6.49	750	525	40	480	222 m中6.4 m 4 函滑動内2 函 に亀裂, 上部工未施工	2
3	八戸	河原木東堤Ⅱ区	"	47. 1. 13	+1.5	6.1	10.0	-7.5	1/100	-3.0	-5.0	5.95	850	543	"	"	7 函滑動, 6 滑に亀裂	3
4	八戸	八太郎北防波堤 10区	"	46. 1. 17	+1.5	7.6	11.5	-8.8	1/150	-4.5	-6.5	7.42	850	543	"	490	31 函滑動. 内3 函外壁破壊	4
5	小名浜	第1西防波堤E 区	43. 3	46. 4. 29	+1.4	9.8	11.4	-13.0	1/500	-6.0	-7.0	10.81	910	500	"	600	28 函中7 函外壁破壊, 5 函に 亀裂	5
6	柏崎	西防波堤A型	44.	49. 3. 22	+0.8	6.3	11.4	-8.0	1/100	-4.5	-5.5	7.89	650	510	"	400	1 函ケーソン破壊, 2 函外壁 破壊, 1 函外壁に亀裂	6
7	酒田	北港離岸堤	48. 8	48.10~49.2	+0.5	7.0	10.5	-9.0	1/100	-3.5	-6.6	10.38	740	540	"	375	817 mにわたり全体的に滑動, 2 函外壁破壊	7
8	新宮	a 部	48.	49. 8. 31	+2.0	8.6	10.2	-6.0	1/150	-2.0	-4.0	14.40	695	500	"	400	20 函中13 函外壁に亀裂, 1 函 外壁破壊 4 函滑動	8
11	釧路	西港東防波堤	施工中	46. 9. 11	+1.5	5.9	15.0	-6.0	1/200	-4.0	-4.0	6.56	550	490	40	450	8 函中5 函滑動. 上部工未施 工	11
12	金沢	西防波堤C型	"	42. 12. 15	+0.6	5.6	9.0	-7.0	1/100	-3.0	-4.5	7.30	500	388	35	460	10 函中9 函滑動, 上部工未施 工	12
13	別府	Type I	*	"	+2.1	5.9	7.4	-15.0	1/100	-6.7	-7.7	4.34	875	395	35	320	* 設計条件に対する検討	13
14	青森	油川地区東防 波堤	施工中	42. 10. 28	+0.8	4.5	9.0	-5.2	1/200	-3.0	-3.0	4.95	550	480	35	530	24 函中12 函滑動, 上部工未施 工	14
15	宮古	出崎防波堤3区	45. 9	46. 1. 16	+1.0	7.2	11.0	-15.5	1/500	-7.0	-8.5	5.80	930	460	40	325	153 m中40.2 m (3 函) 滑動	15
16	鹿島	外防波堤Ⅰ区	46.12	47. 1. 9	+1.4	10.8	14.0	-17.0	1/100	-10.5	-12.0	11.66	1440	500	"	390	滑動なし	16
17	鹿島	外防波堤Ⅱ区	施工中	"	+1.4	10.8	14.0	-19.0	1/100	-12.5	-14.0	10.11	1640	500	"	390	609 m中8 函滑動	17
18	鹿島	外防波堤Ⅲ区	45.	"	+1.4	10.8	14.0	-15.5	1/100	-8.5	-10.0	11.54	1240	490	"	390	501 m中12 函滑動, 上部工一 部未施工	18
19	小名浜	三崎防波堤Ⅰ区	"	"	+1.4	7.6	14.0	-8.9	1/100	-5.0	-6.5	8.74	850	523	"	450	* 設計条件に対する検討	19
20	秋田	南防波堤F型	"	"	+0.9	9.6	13.5	-12.0	1/100	-8.5	-10.5	9.83	1090	390	"	375	*	20
21	新潟	東港Ⅰ型	"	"	+0.7	11.7	13.0	-15.6	1/100	-11.0	-12.5	11.46	1340	422	"	385	*	21
22	四日市	東防波堤C型	47. 9. 16	"	+4.2	6.4	6.6	-7.0	1/100	-5.0	-6.0	4.56	900	370	"	350	全体的に滑動	22
23	衣浦	東防波堤A型東 Ⅰ区	43.12	"	+3.9	5.6	6.0	-6.5	1/100	-3.0	-4.0	4.18	600	474	35	210	15 函中4 函滑動	23

表-3.3 防波堤断面の諸元 (L.W.L.)

No.	波高 Hmax (m)	水深 h (m)	根固め上 水深 d (m)	周期 T (sec)	マウンド水平部 長さ B' (m)	波長 L (m)	天端高 hc (m)	$\frac{d}{H}$	$\frac{d}{h}$	$\frac{B'}{L}$	$\frac{hc}{H}$	$\frac{H}{h}$
1	5.1	7.0	5.1	11.4	5	91	3.5	1.0	0.73	0.055	0.686	0.73
2	5.6	7.47	4.27	10.0	18	81	2.73	0.76	0.63	0.221	0.49	0.75
3	5.6	7.47	3.27	10.0	12.2	81	2.73	0.58	0.44	0.150	0.49	0.75
4	6.3	8.67	4.37	11.5	10	101	3.13	0.69	0.50	0.099	0.36	0.73
5	7.9	11.1	4.1	11.4	12	112	6.9	0.52	0.37	0.107	0.87	0.71
6	6.0	8.0	4.0	11.4	8.5	97	4.5	0.67	0.5	0.088	0.75	0.75
7	6.5	9.0	3.5	10.5	17	96	5.0	0.54	0.39	0.178	0.77	0.72
8	6.0	6.3	2.3	10.2	17	97	4.2	0.38	0.37	0.221	0.7	0.95
11	4.6	6.0	4.0	15.0	7.6	113	2.0	0.87	0.67	0.067	0.43	0.77
12	5.0	7.0	3.0	9.0	7.0	70	1.0	0.6	0.43	0.100	0.2	0.71
13	5.9	15	6.7	7.4	3.7	73	4.0	1.14	0.45	0.050	0.68	0.39
14	4.5	5.2	2.0	9.0	4.0	64	1.5	0.44	0.38	0.063	0.33	0.87
15	7.2	15.5	7.5	11.0	15.0	124	4.0	1.04	0.48	0.121	0.56	0.47
16	10.8	17.0	12.0	14.0	10	170	5.0	1.11	0.71	0.059	0.46	0.64
17	10.8	19.0	4.0	14.0	10	179	5.0	1.30	0.74	0.056	0.46	0.57
18	10.8	15.5	10.0	14.0	10	163	4.0	0.93	0.65	0.061	0.37	0.70
19	6.6	9.0	5.1	14.0	18.2	128	4.9	0.77	0.57	0.143	0.74	0.73
20	8.8	12.0	8.5	13.5	10	140	5.0	0.97	0.71	0.071	0.57	0.73
21	10.8	15.6	11.1	13.0	11	151	4.7	1.03	0.71	0.073	0.44	0.69
22	4.5	7.0	5.0	6.0	6	43	7.3	1.11	0.71	0.139	1.62	0.64
23	4.2	6.5	3.0	6.0	6	42	7.0	0.71	0.46	0.143	1.67	0.65

る。これらの表をもとにして d/h と H_{max}/h の関係を図示すれば、それぞれ図-3.3および図-3.4のようになり、被災例の多数が合田³⁾の示した衝撃破波力の発生可能範囲(図中斜線部)にあることがわかる。

(2) 被災状況

表-3.1に示した被災事例について、簡単に状況を述べておく。これらのうち被災防波堤集覧⁴⁾に掲載されているものはその番号を示しておいた。

1) 十勝港南防波堤(図-3.5, 3.6) 被災防波堤集覧(その2)⑧

本防波堤は二つの屈曲点を持ついわゆる隅角部を有する法線を形成しており、被災を受けた箇所は法線上最も凹部に位置する。この区間110.9m中ケーソン5函にあたる47.5mの部分の上部工が破壊転落し、2函はケーソン港外壁が破壊、3函は壁に大きな亀裂が生じ中詰めが流出した。本防波堤は昭和37年に完成し、昭和47年1月および2月の低気圧による激浪(十勝港波浪観測記録では1月14日4時 $H_{1/3} = 6.14$ m, $T_{1/3} = 14.9$ sec)により被災を受けたと言われている。

被災後の横断面測量の結果では、港内側および港外側に砂利が堆積しており、港外側壁面で-2.5m~-3.1m程度の高さまで斜面を形成していることが判明、これにより局所的な碎波が誘起され、また背後の砂利の堆積のため滑動は生じなかったということが指摘されている。

2) 八戸港河原木東防波堤I区(図-3.7, 3.8, 3.9)

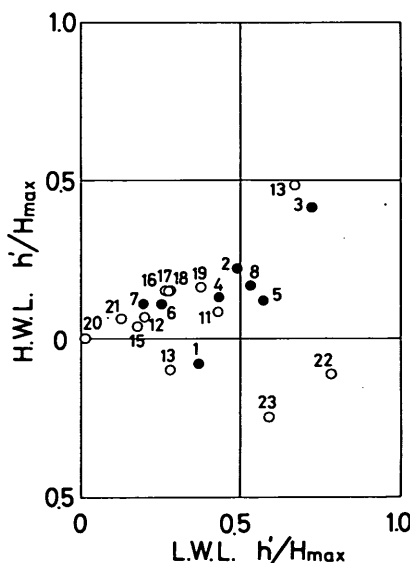


図-3.2 現地ケーソン天端高

被災防波堤集覧(その2)⑧

本防波堤は施工中の昭和45年7月台風2号の襲撃を受け、当時上部工未施工、消波工一部施工の状態でケーソン4函が最大で47cm移動、そのうち2函の港外側壁に幅1~3cm程度の亀裂が生じた。完成断面は消波ブロックで被覆されるように設計されたものであり、被災時には

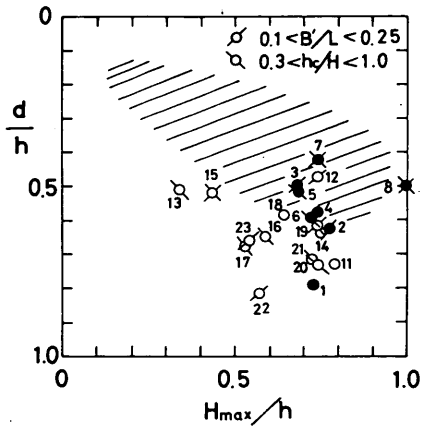


図-3.3 マウンド形状の検討 (H.W.L.)

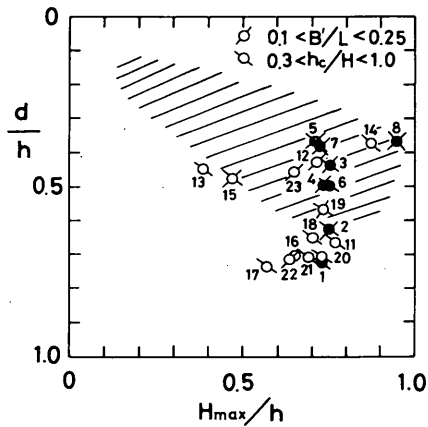


図-3.4 マウンド形状の検討 (L.W.L.)

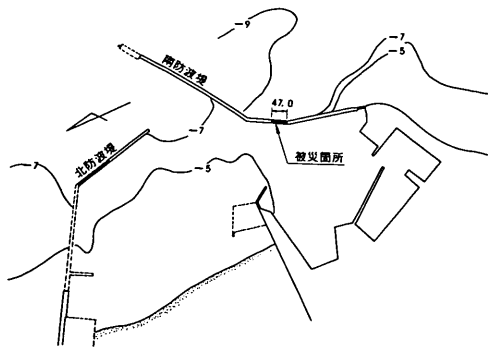
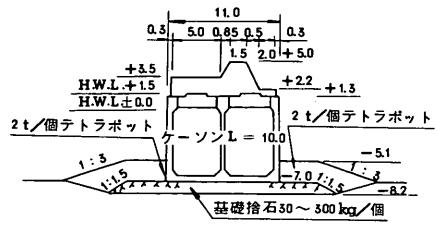
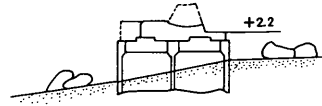


図-3.5 十勝港南防波堤被災位置⁴⁾



(6.7.9号函)



(8.10号函)

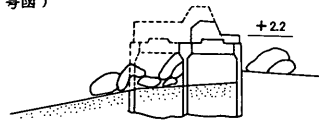


図-3.6 十勝港南防波堤被災前断面
および被災状況⁴⁾

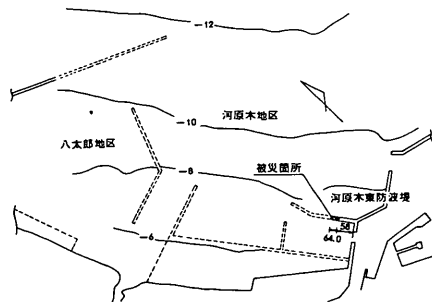


図-3.7 八戸港河原木東防波堤Ⅰ区被災位置⁴⁾

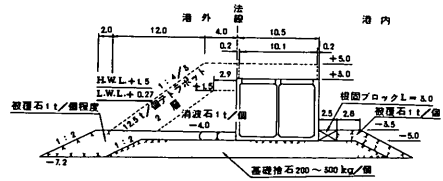


図-3.8 八戸港河原木東防波堤Ⅰ区被災前断面⁴⁾

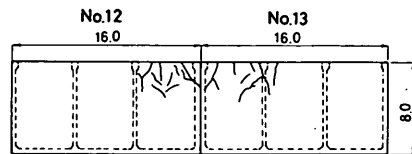


図-3.9 八戸港河原木東防波堤Ⅰ区側壁被災状況

ケーソン前壁のマウンド肩幅が18mという著しく広い状態であった。

クラックは上部工未施工のためか、ケーソン壁上辺から縦状に発生しているのが認められる⁵⁾。当時の燕鳥における波高観測結果の最大値は $H_{1/3} = 4.7\text{m}$ 、 $T_{1/3} = 9.0\text{sec}$ 、波向きはENEである。

3) 八戸港河原木東防波堤Ⅱ区 (図-3.10, 3.11, 3.12)
被災防波堤集覧 (その2) ㊸

2) のⅠ区と隅角部を形成して延長部分となる本堤Ⅱ区は施工中の昭和47年1月の低気圧により、ほぼ完成断面でケーソン7函が最大19cm移動し、うち当時の先端から6函のケーソン港外側壁に亀裂が生じた。クラックは壁の上辺および側壁や隔壁に沿う方向に発生しているものが多い。

被災当時の波浪条件は、 $H_{1/3} = 4.6\text{m}$ 、 $T_{1/3} = 10.5\text{sec}$ 波向きNEである。

4) 八戸港北防波堤10区 (図-3.13, 3.14, 3.15)

本堤10区のB部は昭和45年に施工され、上部工天端高+5.00mのうち+3.50mまで打設済みであったが、46年1月の低気圧によって隅角部寄りの28函が最大636cm滑動、そのうちケーソン18函に亀裂ならびに破損が生じた。当時の波高観測結果では17日9時に $H_{1/3} = 6.1\text{m}$ 、 $T_{1/3} = 11.5\text{sec}$ を記録している。

5) 小名浜第一西防波堤E区 (図-3.16, 3.17, 3.18)
被災防波堤集覧 (その2) ㊸

本防波堤は昭和43年3月に完成したが、その後48年6月にE区ケーソン28函のうち7函にコンクリート破損により鉄筋露出あるいは穴があいたのが認められ、5函に亀裂が生じていることが確認された。完成後設計波高以上の波は46年4月に $H_{1/3} = 5.6\text{m}$ 、47年1月に $H_{1/3} = 6.8\text{m}$ 、2月に6.1m、12月は6.0mといった記録がある。

6) 柏崎港西防波堤A型 (図-3.19, 3.20)

本堤は2箇所において凹状隅角部を有し、被災を受けたのはそのうち中央部の第一屈曲点よりのケーソンであ

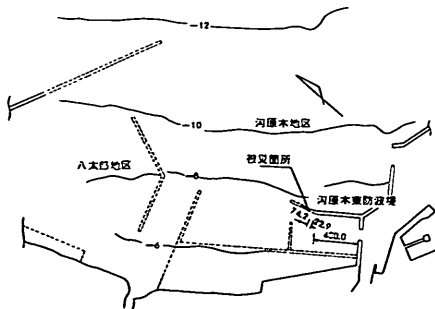


図-3.10 八戸港河原木東防波堤Ⅱ区被災位置⁴⁾

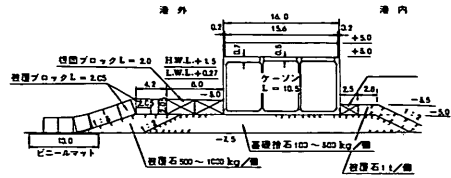


図-3.11 八戸港河原木東防波堤Ⅱ区被災前断面⁴⁾

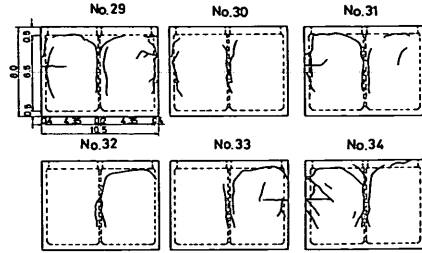


図-3.12 八戸港河原木東防波堤Ⅱ区側壁クラック状況⁵⁾

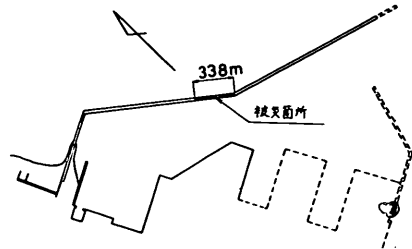


図-3.13 八戸港八太郎北防波堤10区B被災位置⁵⁾

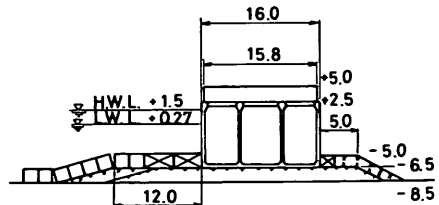


図-3.14 八戸港八太郎北防波堤10区B被災前断面⁵⁾

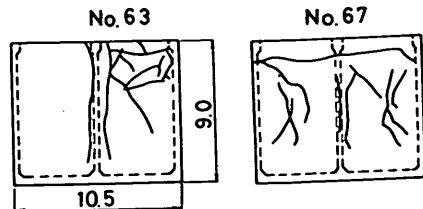


図-3.15 八戸港八太郎北防波堤10区B側壁被災状況⁵⁾

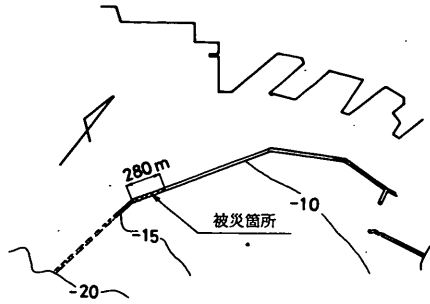


図-3.16 小名浜港第1西防波堤E区被災位置⁴⁾

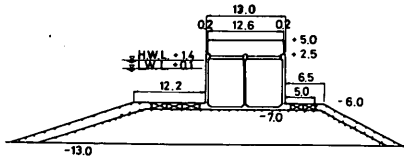


図-3.17 小名浜港第1西防波堤E区被災前断面⁵⁾

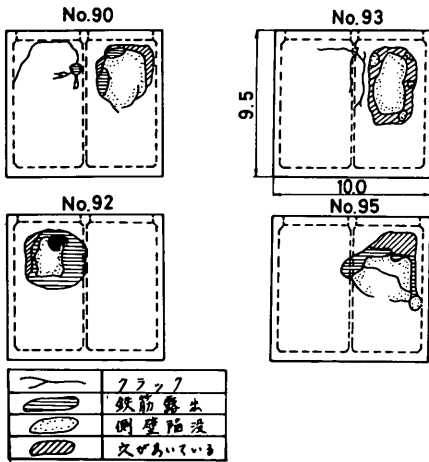


図-3.18 小名浜港第1西防波堤E区側壁被災状況⁵⁾

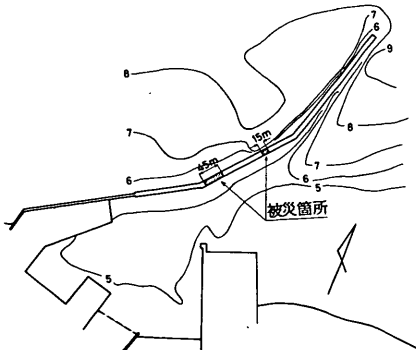


図-3.19 柏崎港西防波堤A型被災位置

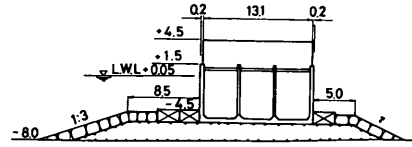


図-3.20 柏崎港西防波堤A型被災前断面

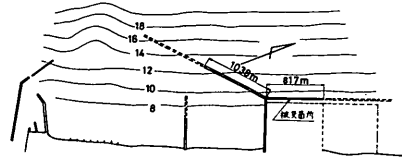


図-3.21 酒田北港離岸堤被災位置

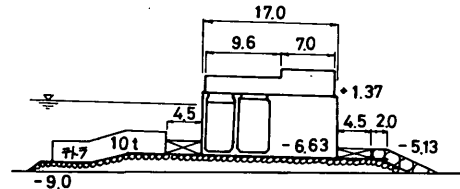


図-3.22 酒田北港離岸堤被災前断面

る。昭和44年に完成、49年3月の低気圧によりケーソン1函が完全に崩壊、2函外壁破損、1函に亀裂が生じた。当時の波浪条件は22日18時に $H_{1/3} = 4.2\text{ m}$ 、 $T_{1/3} = 11.4\text{ sec}$ を記録している。

7) 酒田港北港離岸堤 (図-3.21, 3.22)

本離岸堤は北防波堤と隅角部を形成し、海岸線にほぼ平行に延びているものである。昭和48年8月に817mにわたり完成し、その後たびたび有義波高が5mを越える激浪の作用を受けて、49年2月までに隅角部の消波ブロックで被覆された数函を除き、全体的に滑動を生じ、最大のもは386cmに達した。そのうちケーソン2函には外壁に穴が生じる被害を受けている。

8) 新宮港a部 (図-3.23, 3.24)

本堤は昭和48年に304mにわたり島状に完成していたが、49年8月1日から2日にかけて、台風16号により基部付近の4函が最大10cm滑動し、そのうち1函に亀裂およびコンクリート破損による穴が生じた。当時の波浪としては31日11時に $H_{1/3} = 5.8\text{ m}$ 、 $T_{1/3} = 11.9\text{ sec}$ を記録している。本防波堤前面には岩礁が存在し、海底地形変化が急激である。被災を受けたケーソンは岩礁背後の設置

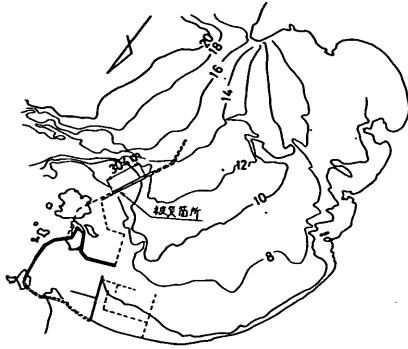


図-3.23 新宮港a部被災位置

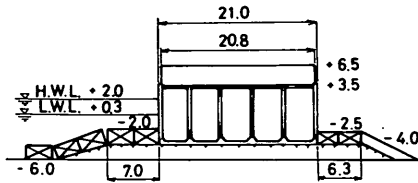


図-3.24 新宮港a部被災前断面

水深が小さい所に位置している。

以上のほか、被災防波堤集覧（その2）によれば岩内港西防波堤（㉔～㉖）および姫川港西防波堤（㉚）の2例があり、前者は隅角部に位置するケーソンが被災しており、後者は1/15～1/20といった急勾配海底上に設置されている。

3.2 計算の目的および方法

ケーソン外壁の波力に対する設計法について、現在直ちに検討できることは現地の被災、無被災事例について調査分析し、これからの教訓をまとめることと、ひとりの計算法を定めてそれによる現地例に対する数多くの応力計算を行ない、その結果被災、無被災例がどのように反映されてくるかを明らかにしてみることであろう。ここでは後者に対し、波力算定式として合田式を用いることにし、弾性曲げ解析を行ない、ケーソン外壁の応力を静的に計算してみることにした。

既に、2の波力に関する実験によって合田式が必ずしも全ての条件に対し適切な波力を表わすものではないことは明らかであるが、これは現在提案されている全ての算定式について言えることである。より一般的な波力算定式としては今後さらに検討を加えていくことにしたい。ここでは、かなりの範囲にわたり統一的使用できるも

のとして、取り敢えず合田式により波力を算定することにした。また、現地におけるケーソン外壁の亀裂の発生、さらに破壊に至る過程は勿論単一の波浪条件を対象とした単純な弾性曲げ解析で説明できるものではない。より厳密な検討に基づいた設計法を確立するためには、波力算定式の問題と共に、波力作用下での鉄筋コンクリートスラブの破壊に至る挙動の解明が必要なこととは言うまでもない。そうした結果を得て設計法が確立されていくべきであり、ここでは当面の設計法を検討することを目的として、単純な計算結果を提示するにすぎない。

既に述べたことも含めて、今回行なった計算における外力の与え方および支承条件のとり方は以下のとおりである。

- 1) 潮位は設計時のいわゆる設計高潮位を与える。
- 2) 波力の算定は合田式による。
- 3) 中詰め砂による土圧は、現行設計基準に示されているサイロ効果を考慮した静止土圧を与える。
(内部土圧係数 $K=0.6$ ，中詰め砂の水中単位体積重量 $\gamma=1 \text{ ton/m}^3$)
- 4) 外壁の支承条件は三辺を固定とし、上辺を自由、固定および単純支持の三種に変化させる。

ここに、4)の支承条件については、その与え方の影響を検討するために、一般に考えられる典型的な三種をとりあげたものである。今回用いた版の曲げ解析法⁵⁾鉄筋コンクリートの応力計算法は、それぞれ付録のA、Bに示したとおりである。

3.3 応力計算結果

前掲表-3.1に示した被災例8、無被災例13に対し、3.2で述べた方法により曲げ解析および応力計算を実施した。計算上の波浪条件は被災時の実測値にもとづいて与えることとし、ケーソン壁中の鉄筋量は各建設局の協力により収集した配筋図から読み取って与えている。

図-3.25～3.27は各事例について鉄筋およびコンクリートの最大応力を拾い出し、無次元化して示したものである。ここに、横軸は静水面における波圧強度 p_1 と版の剛性に関する量との比、縦軸は計算最大応力と常時の許容応力($\sigma_{sa}=1,800 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{ca}=80 \text{ kg/cm}^2$)との比である。図中の●印は被災例、○印は無被災例を表わし、外壁の強度に比べ大きな波力が作用したと思われるものについては被災例が多く、小さい場合には無被災例が多いことが認められる。この結果から被災原因の一つが波力にあることは、定性的ではあるが明らかであろう。

支承条件のとり方の違いについては、三辺固定上辺自由および四辺固定とした場合の結果(図-3.25, 3.26)は、鉄筋あるいはコンクリートのどちらかが許容応力を

越えるかどうかによって、被災例と無被災例が概してうまく区分されるが、上辺単純支持とした場合には被災、無被災例がかなり入り混った結果となっている。

一方、現地被災状況には、上部工未施工であった八戸港河原木東堤Ⅰ区に見られるように、上辺から縦に亀裂が入り上辺自由の支持条件と考えられるもののみでなく、小名浜港第Ⅰ西堤Ⅱ区に見られるように、蓋コンクリートの下面に沿う亀裂が入りいわゆる上辺固定の支承条件下での検討の必要性を提示する事例も含まれている。こうした被災ケーソン壁の亀裂のパターンおよび先に示した今回の応力計算結果に基づいて、当面以下の方法によりケーソン外壁の波力に対する検討を行なっておけばよいと考えられる。

- 1) 弾性曲げ解析により応力計算を行なう。
- 2) 版の支承条件は四辺固定および三辺固定上辺自由の双方について検討する。
- 3) 波力は合田波圧式により与える。
- 4) 中詰砂の影響は、サイロ効果を考慮した静止土圧として与える。
- 5) 許容応力は常時扱いとする。

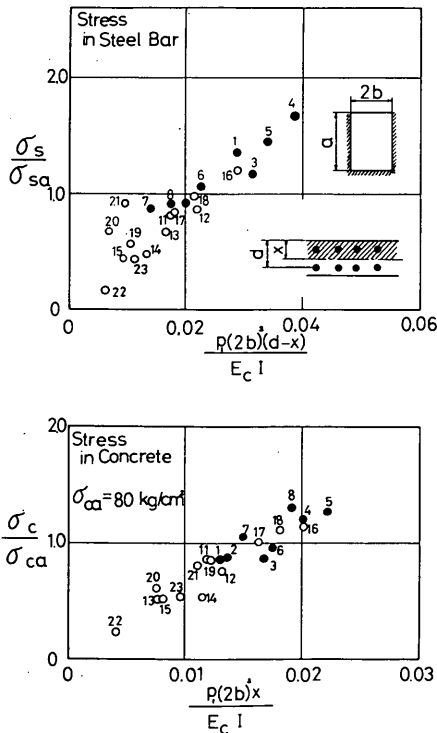


図-3.25 三辺固定上辺自由な版として計算した場合 (σ_s , σ_c は計算上の応力であり、必ずしも被災時に生じた実際の応力を表わすものではない)

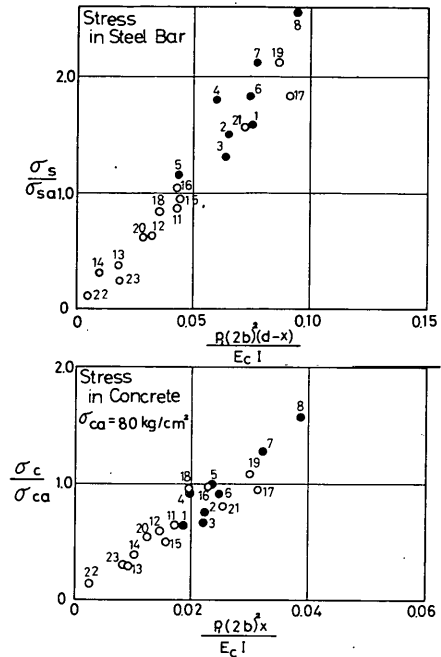


図-3.26 四辺固定版として計算した場合 (σ_s , σ_c は計算上の応力であり、必ずしも被災時に生じた実際の応力を表わすものではない)

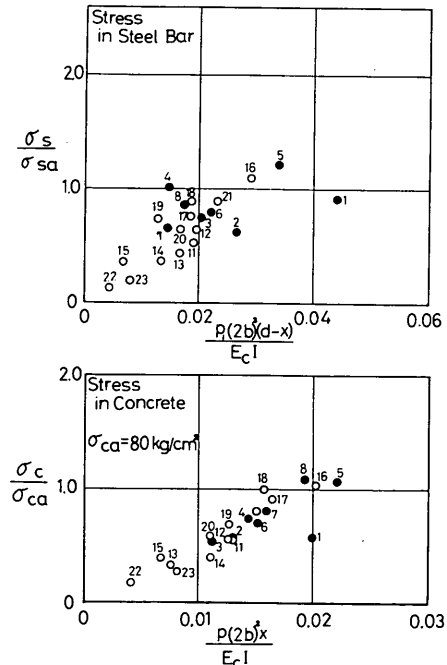


図-3.27 三辺固定上辺単純支持の版として計算した場合 (σ_s , σ_c は計算上の応力であり、必ずしも被災時に生じた実際の応力を表わすものではない)

4. あとがき

以上、大型造波水路で実施した直立壁部材に作用する波力に関する実験と現地ケーソン壁の被災、無被災事例に対する応力計算結果についてとりまとめた。

部材に生ずる応力測定のかたちで検討した波力については、重複波から一般の砕波に対しては、合田による波圧算定式を用いてはば推定することができるが、マウンドの影響等によって衝撃砕波力が作用する場合には、計算値をはるかに上廻る波力を考えなければならないことが明らかとなった。これを考慮した波力の算定式を求めることが必要であるが、これについては直立部の安定性等の検討に用いる一般の波力算定式との関連で今後検討を続けていくことにしたい。本資料では単にデータの提示にとどめた。

ケーソン壁の波力に対する設計法を正面から検討するためには、波力の特性を明らかにすると共に、繰り返し作用する外力に対する鉄筋コンクリート壁の破壊領域まで含めた挙動を解明しなければならない。この点については現在構造部海洋構造研究室で鋭意研究を推進中であり、その成果を期待したい。ここでは、当面の波力に対するケーソン外壁の設計における対処法を検討するため現地被災・無被災例に対して、合田による波圧算定式を用いた弾性解析による応力計算を実施した。その結果、三辺固定上辺自由および四辺固定の支持条件に対し、ほぼ通常の許容応力を境に被災事例と無被災事例がかなり明瞭に区分される結果となった。現象的につめたものではないが、同様な検討を行なうことによって当面の対処法となろう。

本資料に述べた実験は、昭和43年4月から昭和49年に至る長期間にわたって随時実施してきたものである。その間、直立横梁の実験は守屋義一・千葉 繁（いずれも元港研水工部）混成堤多段横梁の実験は小舟浩治・大里 睦男、混成防波堤前壁の実験は当時の防波堤研究室研修生田川昌宏（日本港湾コンサルタント株式会社）・戸井

田 浩（日本鋼管株式会社）・滑川伸孝（日本港湾コンサルタント株式会社）がそれぞれ担当した。またケーソン壁の波力に対する曲げ解析計算法は小舟・田川が担当して完成させたものである。

現地事例に対する応力計算は昭和49年度防波堤の設計法に関するワーキング・グループに関連して実施したものである。現地事例の集収に際して快く資料を提供していただいた各関係者ならびに、鉄筋コンクリート版の応力解析にあたって助言を得た関 博材料施工研究室長（構造部）に謝意を表する。

なお本資料の全般的とりまとめは谷本勝利、現地事例に対する応力計算は小舟浩治が担当した。

（1975年6月30日受付）

参考文献

- 1) 合田良実：防波堤の設計波圧に関する研究，港湾技術研究所報告，第13巻第3号，1973年9月，pp. 31～69
- 2) 伊藤喜行・藤島 睦・北谷高雄：防波堤の安定性に関する研究，港湾技術研究所報告，第5巻第14号，1966年9月，p. 134
- 3) 合田良実：防波堤に働く波圧の新しい計算法，昭和49年度港湾技術研究所講演会講演集，1974年12月，pp. 67～69
- 4) 港湾技術研究所 設計基準部設計基準課編集（武山秀夫・中山種清）：被災防波堤集覧（その2）港湾技研資料 No 200，1975年3月，p. 252
- 5) 第2港湾建設局 横浜調査設計事務所：管内防波堤のケーソン側壁被災について（中間報告），第6回管内工事報告資料 11-2，1974年10月，p62
- 6) 堀井修身・本 浩司：解析法による版の曲げモーメント数値表，港湾技研資料 No43，1968年，pp. 32～42

付録 A 版の曲げ解析法

1. 解析法

ここで用いた解析方法は、すでに堀井・本らにより報告されている方法で、Timoshenko らが与えた簡単な周辺支持条件の矩形版に対する解を重ね合わせ、所要の支持条件を満足する解を求めるものである。計算方法については参考文献^{*}に詳しく述べられているので、以下に今回の場合必要となる式を列挙するに留める。

2. 種々の荷重および周辺支持条件に対する矩形版の解

3. で述べる三辺固定一辺自由、四辺固定および三辺固定一辺単純支持の版の解を求めるのに必要となる図-A.1~図-A.5 に示すような五種類の荷重および周辺支持条件に対する解は以下のとおりである。

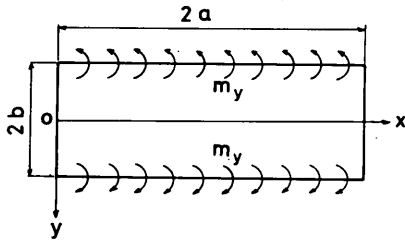


図-A.1 四辺単純支持 $y = \pm b$ で曲げモーメント m_y

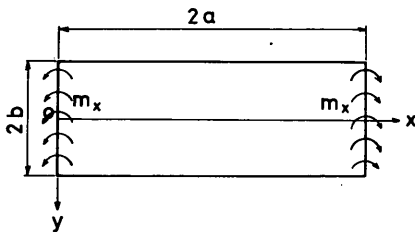


図-A.2 四辺単純支持 $x = 0, 2a$ で曲げモーメント m_x

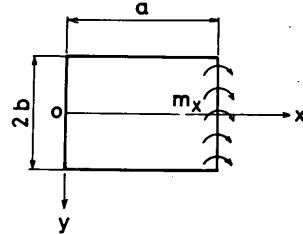


図-A.3 三辺単純支持, 1辺自由
自由辺に曲げモーメント m_x

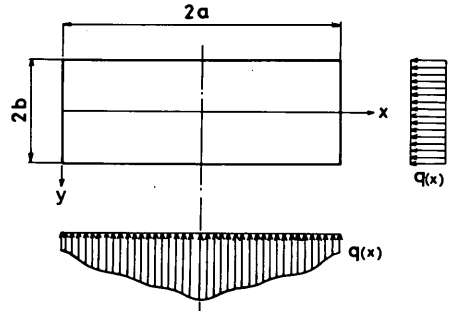


図-A.4 四辺単純支持分布荷重 $q(y)$

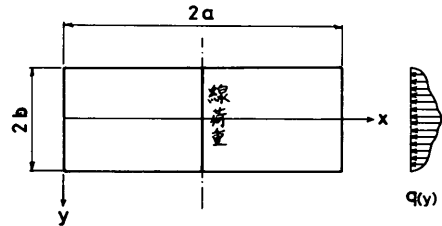


図-A.5 四辺単純支持 $x = a$ で線荷重 $q(y)$

(1) 図-A.1 : 四辺単純支持版に端モーメント $m_y(x)$ が作用する場合

B_m を定数として、たわみ $w_1(x, y)$ は次の形で表わされる。

* 堀井修身・本 浩司; 解析法による版の曲げモーメント数値表, 港湾技術資料 No 43, 1968年, PP, 32~42

$$w_1 = \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} B_m \left[C_{1m} \cosh \frac{\alpha_m}{b} y + \frac{\alpha_m y}{b} \sinh \frac{\alpha_m}{b} y \right] \sin \frac{\alpha_m}{b} x \quad (1)$$

$$\text{ここに } C_{1m} = -\alpha_m \tanh \alpha_m, \quad \alpha_m = \frac{m\pi b}{2a}$$

たわみ角，曲げモーメントはそれぞれ以下のように表わされる。

$$i_{1x} = \frac{\partial w_1}{\partial x} = -\sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{B_m \alpha_m}{b} \left[C_{1m} \cosh \frac{\alpha_m}{b} y + \frac{\alpha_m y}{b} \sinh \frac{\alpha_m}{b} y \right] \cos \frac{\alpha_m}{b} x \quad (2)$$

$$i_{1y} = \frac{\partial w_1}{\partial y} = \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} B_m \frac{\alpha_m}{b} \left[C_{1m} \sinh \frac{\alpha_m}{b} y + \sinh \frac{\alpha_m}{b} y + \frac{\alpha_m y}{b} \cosh \frac{\alpha_m}{b} y \right] \sin \frac{\alpha_m}{b} x \quad (3)$$

$$M_{1x} = -D \left(\frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w_1}{\partial y^2} \right) \\ = -D \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} B_m \left(\frac{\alpha_m}{b} \right)^2 \left[(1-\nu) \left\{ -C_{1m} \cosh \frac{\alpha_m}{b} y - \frac{\alpha_m y}{b} \sinh \frac{\alpha_m}{b} y \right\} + 2\nu \cosh \frac{\alpha_m}{b} y \right] \sin \frac{\alpha_m}{b} x \quad (4)$$

$$M_{1y} = -D \left(\nu \frac{\partial^2 w_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w_1}{\partial y^2} \right) \\ = D \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} B_m \left(\frac{\alpha_m}{b} \right)^2 \left[(1-\nu) \left\{ -C_{1m} \cosh \frac{\alpha_m}{b} y - \frac{\alpha_m y}{b} \sinh \frac{\alpha_m}{b} y \right\} - 2 \cosh \frac{\alpha_m}{b} y \right] \sin \frac{\alpha_m}{b} x \quad (5)$$

これらの式中

$$D = Eh^3 / 12 (1-\nu^2)$$

ν : ポアソン比, E : 版の弾性係数, h : 版厚である。

(2) 図-A.2 : 四辺単純支持版に端モーメント m_x (y) が作用する場合。

D_m を定数として，たわみ $w_2(x, y)$ は次の形で表わされる。

$$w_2 = \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} D_m \left[C_{2m} \sinh \frac{\beta_m}{a} x + \frac{\beta_m x}{a} \times \sinh \left(\frac{\beta_m x}{a} - \beta_m \right) \right] \cos \frac{\beta_m}{a} y \quad (6)$$

$$\text{ここに, } C_{2m} = -\beta_m \operatorname{sech} \beta_m, \quad \beta_m = \frac{m\pi a}{2b}$$

であり，たわみ角および曲げモーメントについては以下のとおりである。

$$i_{2x} = \frac{\partial w_2}{\partial x} = \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} D_m \frac{\beta_m}{a} \left[C_{2m} \cosh \frac{\beta_m}{a} x + \sinh \left(\frac{\beta_m x}{a} - \beta_m \right) + \frac{\beta_m x}{a} \left(\cosh \frac{\beta_m y}{a} - \beta_m \right) \right] \times \cos \frac{\beta_m}{a} y \quad (7)$$

$$i_{2y} = \frac{\partial w_2}{\partial y} = -\sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} D_m \frac{\beta_m}{a} \left[C_{2m} \sinh \frac{\beta_m}{a} x + \frac{\beta_m x}{a} \sinh \left(\frac{\beta_m x}{a} - \beta_m \right) \right] \sin \frac{\beta_m}{a} y \quad (8)$$

$$M_{2x} = D \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} D_m \left(\frac{\beta_m}{a} \right)^2 \left[(1-\nu) \times \left\{ -C_{2m} \cdot \sinh \frac{\beta_m}{a} x - \frac{\beta_m x}{a} \sinh \left(\frac{\beta_m x}{a} - \beta_m \right) \right\} - 2 \cosh \left(\frac{\beta_m x}{a} - \beta_m \right) \right] \cos \frac{\beta_m}{a} y \quad (9)$$

$$M_{2y} = -D \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} D_m \left(\frac{\beta_m}{a} \right)^2 \left[(1-\nu) \times \left\{ -C_{2m} \sinh \frac{\beta_m}{a} x - \frac{\beta_m x}{a} \sinh \left(\frac{\beta_m x}{a} - \beta_m \right) \right\} + 2\nu \cosh \left(\frac{\beta_m x}{a} - \beta_m \right) \right] \cos \frac{\beta_m}{a} y \quad (10)$$

(3) 図-A.3 : 三辺単純支持一辺自由な版の自由辺に曲げモーメント m_x (y) が作用する場合

F_m を定数として，たわみ $w_3(x, y)$ は次の形で表わされる。

$$w_3 = \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} F_m \left[C_{3m} \sinh \frac{\beta_m}{a} x + \frac{\beta_m x}{a} \times \cosh \frac{\beta_m x}{a} \right] \cos \frac{\beta_m}{a} y \quad (11)$$

$$\text{ここに, } C_{3m} = \frac{1+\nu}{1-\nu} - \beta_m \tanh \beta_m$$

また，たわみ角および曲げモーメントは以下のようになる。

$$i_{3x} = \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} F_m \frac{\beta_m}{a} \left[C_{3m} \cosh \frac{\beta_m}{a} x + \cosh \frac{\beta_m x}{a} + \frac{\beta_m x}{a} \sinh \frac{\beta_m}{a} x \right] \cos \frac{\beta_m}{a} y \quad (12)$$

$$i_{3y} = -\sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} F_m \frac{\beta_m}{a} \left[C_{3m} \sinh \frac{\beta_m}{a} x + \frac{\beta_m x}{a} \right]$$

$$\times \cosh \frac{\beta_m}{a} x \left. \right\} \sin \frac{\beta_m}{a} y \quad (13)$$

$$M_{3x} = -D \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} F_m \left(\frac{\beta_m}{a} \right)^2 \left[(1-\nu) \right. \\ \left. \times \left\{ C_{3m} \sinh \frac{\beta_m}{a} x + \frac{\beta_m x}{a} \cosh \frac{\beta_m}{a} x \right\} \right. \\ \left. + 2 \sinh \frac{\beta_m}{a} x \right] \cos \frac{\beta_m}{a} y \quad (14)$$

$$M_{3y} = -D \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} F_m \left(\frac{\beta_m}{a} \right)^2 \left[-(1-\nu) \right. \\ \left. \times \left\{ C_{3m} \sinh \frac{\beta_m}{a} x + \frac{\beta_m x}{a} \cosh \frac{\beta_m}{a} x \right\} \right. \\ \left. + 2\nu \sinh \frac{\beta_m}{a} x \right] \cos \frac{\beta_m}{a} y \quad (15)$$

(4) 図-A.4: 四辺単純支持版に, y 方向には一様分布, $x = a$ に関して対称に分布する荷重 $q(x)$ が作用する場合

分布荷重 $q(x)$ を Fourier 級数で表示することにより, たわみ $w_4(x, y)$ は次式で与えられる。

$$w_4 = \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} A_m \left[1 - C_{4m} \cosh \frac{\alpha_m}{a} y + C_{5m} \frac{\alpha_m y}{b} \right. \\ \left. \times \sinh \frac{\alpha_m}{b} y \right] \sin \frac{\alpha_m}{b} x \quad (16)$$

$$\text{ここに, } A_m = \frac{128a^4}{m^5\pi D} \frac{\alpha_m}{2b} \int_0^a q(\xi) \sin \frac{\alpha_m}{b} \xi d\xi \quad (17)$$

$$C_{4m} = \frac{\alpha_m \tanh \alpha_m + 2}{2 \cosh \alpha_m}, \quad C_{5m} = \frac{1}{2 \cosh \alpha_m}$$

また, たわみ角および曲げモーメントは以下のように与えられる。

$$i_{4x} = \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} A_m \frac{\alpha_m}{b} \left[1 - C_{4m} \cosh \frac{\alpha_m}{b} y \right. \\ \left. + C_{5m} \frac{\alpha_m y}{b} \sinh \frac{\alpha_m}{b} y \right] \cos \frac{\alpha_m}{b} x \quad (18)$$

$$i_{4y} = \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} A_m \frac{\alpha_m}{b} \left[-C_{4m} \sinh \frac{\alpha_m}{b} y \right. \\ \left. + C_{5m} \sinh \frac{\alpha_m}{b} y + C_{5m} \frac{\alpha_m y}{b} \cosh \frac{\alpha_m}{b} y \right] \\ \times \sin \frac{\alpha_m}{b} x \quad (19)$$

$$M_{4x} = -D \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} A_m \left(\frac{\alpha_m}{b} \right)^2 \left[(1-\nu) \right. \\ \left. \times \left\{ C_{4m} \cosh \frac{\alpha_m y}{b} \sinh \frac{\alpha_m}{b} y \right\} - 1 \right. \\ \left. + 2\nu C_{5m} \cosh \frac{\alpha_m y}{b} \right] \sin \frac{\alpha_m}{b} x \quad (20)$$

$$M_{4y} = -D \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} A_m \frac{\alpha_m^2}{b} \left[-(1-\nu) \right. \\ \left. \times \left\{ C_{4m} \cosh \frac{\alpha_m y}{b} - C_{5m} \frac{\alpha_m y}{b} \sinh \frac{\alpha_m}{b} y \right\} \right. \\ \left. + \nu + 2 C_{5m} \cosh \frac{\alpha_m y}{b} \right] \sin \frac{\alpha_m}{b} x \quad (21)$$

(5) 図-A.5: 四辺単純支持版に, $x = a$ において $y = 0$ に関して対称に分布する線荷重 $q(y)$ が作用する場合 この場合の 2 重級数表示による Navier 解は H_n を定数として, 次の形で表わされる。

$$w_5 = \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{H_n \cos \frac{\beta_n}{a} y}{\left\{ 1 + \left(\frac{b}{a} \frac{m}{n} \right)^2 \right\}^2} (-1)^{\frac{m-1}{2}} \\ \times \sin \frac{\alpha_m}{b} x \quad (22)$$

また, たわみ角, 曲げモーメントは, それぞれ次のようになる。

$$i_{5x} = \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{H_n \cos \frac{\beta_n}{a} y}{\left\{ 1 + \left(\frac{b}{a} \frac{m}{n} \right)^2 \right\}^2} (-1)^{\frac{m-1}{2}} \\ \times \frac{\alpha_m}{b} \cos \frac{\alpha_m}{b} x \quad (23)$$

$$i_{5y} = - \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{H_n \frac{\beta_n}{a} \sin \frac{\beta_n}{a} y}{\left\{ 1 + \left(\frac{b}{a} \frac{m}{n} \right)^2 \right\}^2} \\ \times (-1)^{\frac{m-1}{2}} \sin \frac{\alpha_m}{b} x \quad (24)$$

$$M_{5x} = D \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{H_n \cos \frac{\beta_n}{a} y}{\left\{ 1 + \left(\frac{b}{a} \frac{m}{n} \right)^2 \right\}^2} \\ \times \left\{ 1 + \nu \left(\frac{a}{b} \frac{n}{m} \right)^2 \right\} \left(\frac{\alpha_m}{b} \right)^2 (-1)^{\frac{m-1}{2}} \sin \frac{\alpha_m}{b} x \quad (25)$$

$$M_{5y} = D \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{H_n \cos \frac{\beta_n}{a} y}{\left\{ 1 + \left(\frac{b}{a} \frac{m}{n} \right)^2 \right\}^2} \\ \times \left\{ \nu + \left(\frac{a}{b} \frac{n}{m} \right)^2 \right\} \left(\frac{\alpha_m}{b} \right)^2 (-1)^{\frac{m-1}{2}} \sin \frac{\alpha_m}{b} x \quad (26)$$

3. 解の重ね合わせ

(1) 三辺固定一辺自由版に分布荷重 $q(x)$ が作用する場合 (図-A.6)

この場合は, 図-A.1, A.2, A.3 および A.4 の解を重ね合わせ,

$$w = w_1 + w_2 + w_3 + w_4 \quad (27)$$

とにおいて, 境界条件

$$(i_x)_{x=0} = \left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)_{x=0} = 0$$

$$(i_y)_{y=b} = \left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)_{y=b} = 0 \quad (8)$$

$$(M_x)_{x=a} = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)_{x=a} = 0$$

を満足するように定数 B_m, D_m, F_m を決定する。これらの定数の計算方法は、掘井らの報告に詳しく述べられているので、ここでは省略する。

このようにして求めた B_m, D_m, F_m を用いて、ある着目点 (x, y) における曲げモーメントは次式により計算される。

$$M_x = M_{1x} + M_{2x} + M_{3x} + M_{4x} \quad (9)$$

$$M_y = M_{1y} + M_{2y} + M_{3y} + M_{4y} \quad (10)$$

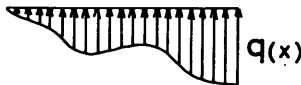
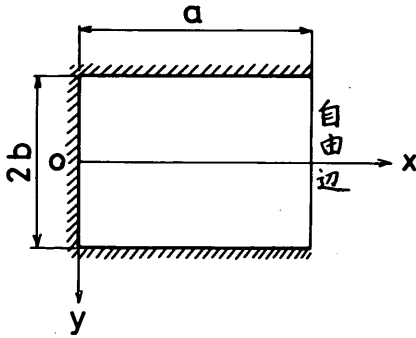


図-A.6 三辺固定一辺自由版

(2) 四辺固定版に分布荷重 $q(x)$ が作用する場合 (図-A.7.)

この場合には、図-A.1, A.2, A.4, A.5 の解を重ね合せ、

$$w = w_1 + w_2 + w_4 + w_5 \quad (11)$$

とおいて、境界条件

$$(i_x)_{x=0} = \left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)_{x=0} = 0$$

$$(i_y)_{y=b} = \left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)_{y=b} = 0 \quad (12)$$

$$(w)_{x=a} = 0$$

を満足するよう定数 B_m, D_m, H_n を決定すれば、以下の式により曲げモーメントを計算する。

$$M_x = M_{1x} + M_{2x} + M_{4x} + M_{5x} \quad (13)$$

$$M_y = M_{1y} + M_{2y} + M_{4y} + M_{5y} \quad (14)$$

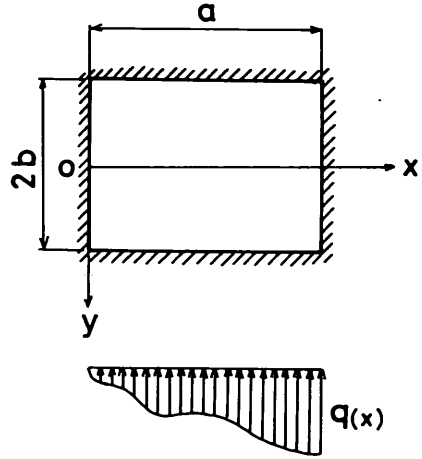


図-A.7 四辺固定版

(3) 三辺固定一辺単純支持版に分布荷重 $q(x)$ が作用する場合 (図-A.8)

この場合は、図-A.1 ~ A.5 の解を重ね合わせ、

$$w = w_1 + w_2 + w_3 + w_4 + w_5 \quad (15)$$

とおき、境界条件

$$(i_x)_{x=0} = \left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)_{x=0} = 0$$

$$(i_y)_{x=b} = \left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)_{y=b} = 0 \quad (16)$$

$$(w)_{x=a} = 0$$

$$(M_x)_{x=a} = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)_{x=a} = 0$$

を満足するよう定数 B_m, D_m, F_m, H_n を決定し、以下の式により曲げモーメントを求める。

$$M_x = M_{1x} + M_{2x} + M_{3x} + M_{4x} + M_{5x} \quad (17)$$

$$M_y = M_{1y} + M_{2y} + M_{3y} + M_{4y} + M_{5y} \quad (18)$$

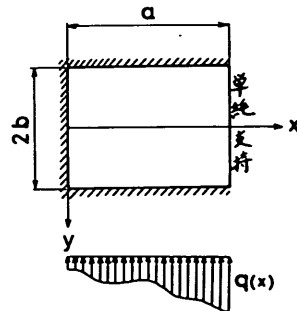


図-A.8 三辺固定一辺単純支持

付録 B 鉄筋コンクリート版の応力計算法

1. 応力計算上の仮定

本資料における鉄筋コンクリート版の応力計算は、通常、鉄筋コンクリートの断面設計計算に用いられる仮定

- 1) コンクリートの引張応力を無視する。
- 2) 鉄筋は曲げに対してのみ抵抗し、せん断力はコンクリートが受け持つものとする。
- 3) 計算を簡単にするため、圧縮鉄筋の存在による圧縮側コンクリート断面面積の減少を無視する。

等のほかに、コンクリートの主応力を求める際必要となるねじりせん断応力を求めるため、以下の仮定をつけ加える。

- 4) ねじりせん断力は、コンクリート全断面が有効と考えて、均質材料から成る部材が純ねじりを受ける場合の計算法により求める。

これは、現時点では鉄筋コンクリート版のねじりせん断力の計算方法が確立されていないため、取り敢えず均質材料に対する計算法をそのまま適用することにしたものである。

2. 鉄筋に生じる応力 (図-B.1)

鉄筋の配置されている方向、すなわち x および y 方向の各々について、以下に示す鉄筋コンクリート梁の通常の応力計算式を用いて応力を求めた。

引張側鉄筋の応力

$$\sigma_s = -n \sigma_c \frac{d-X}{X} \quad (39)$$

圧縮側鉄筋の応力

$$\sigma_{s'} = n \sigma_c \frac{X-d'}{X} \quad (40)$$

ここに、 σ_c : コンクリートの縁応力で、次式により与えられる。

$$\sigma_c = M / \left[\frac{1}{2} \left(d - \frac{X}{3} \right) + n a_s \frac{X-d'}{X} (d-d') \right] \quad (41)$$

X : 圧縮側表面から中立軸までの距離で、次式により与えられる。

$$X = n(a_s + a_s') + \sqrt{n^2(a_s + a_s')^2 + \{d a_s' + d a_s\}} \quad (42)$$

M : 断面に働く曲げモーメント

$$n = E_s / E_c$$

E_s, E_c : それぞれ、鉄筋、コンクリートの弾性係数

a_s, a_s' : 部材断面単位幅あたりの、引張および圧縮鉄筋の断面積

d, d' : 図-B.1に示すように、それぞれ、圧縮側表面から引張鉄筋および圧縮鉄筋の中心軸までの距離

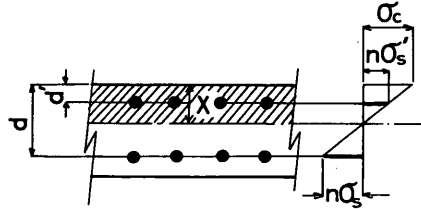


図-B.1 鉄筋コンクリートの応力計算

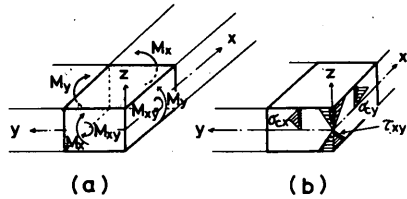


図-B.2 応力計算

3. コンクリートに生じる応力 (図-B.2)

版の曲げ解析により求めた x および y 方向曲げモーメント M_x, M_y から、コンクリートの表面に生じる x および y 方向の曲げ圧縮応力 σ_{cx}, σ_{cy} は、それぞれの方向について式(41)を用いて計算される。

また、ねじりモーメント

$$M_{xy} = -(1-\nu)D \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = -(1-\nu)D \sum_i \frac{\partial^2 w_i}{\partial x \partial y} \quad (43)$$

により生じるせん断応力の最大値は次式で与えられ、

$$\tau_{xy \max} = \pm \frac{6}{h^2} M_{xy} \quad (44)$$

これはコンクリートの表面に生じる。

一方、ある着目点におけるコンクリート表面での、これら $\sigma_{cx}, \sigma_{cy}, \tau_{xy \max}$ と、最大圧縮応力 $\sigma_{c \max}$ および最大せん断応力 τ_{\max} は以下の関係にある。

$$\sigma_{c \max} = \frac{1}{2} (\sigma_{cx} + \sigma_{cy}) + \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{cx} - \sigma_{cy})^2 + 4\tau_{xy \max}^2} \quad (45)$$

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_{cx} + \sigma_{cy})^2 + 4\tau_{xy}^2 \max} \quad (46)$$

これら(45), (46)式により, コンクリート表面に生じる最大応力およびせん断応力が求まる。

また x , y 方向のせん断応力 τ_{xz} , τ_{yz} の最大値 $\tau_{xz \max}$, $\tau_{yz \max}$ は $z = 0$ の面に生じ, それぞれ以下のように与えられる。

$$\tau_{xz \max} = \frac{3Q_x}{2h} \quad (47)$$

$$\tau_{yz \max} = \frac{3Q_y}{2h} \quad (48)$$

ここに,

$$Q_x = -D \frac{\partial}{\partial x} \nabla^2 w = -D \sum_i \frac{\partial}{\partial x} \nabla^2 w_i \quad (49)$$

$$Q_y = -D \frac{\partial}{\partial y} \nabla^2 w = -D \sum_i \frac{\partial}{\partial y} \nabla^2 w_i \quad (50)$$

$\tau_{xz \max}$, $\tau_{yz \max}$ の合成による最大せん断応力 $\tau_{nz \max}$ は次式で与えられる。

$$\tau_{nz \max} = \sqrt{(\tau_{xz \max})^2 + (\tau_{yz \max})^2} \quad (51)$$

港湾技研資料 No. 224

1975・9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 美巧社

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.