

論文

[2169] 合成版部材を用いた長大ケーソンのねじれ性状

正会員○山田昌郎（運輸省港湾技術研究所）

正会員 清宮 理（運輸省港湾技術研究所）

正会員 横田 弘（運輸省第二港湾建設局）

1. はじめに

わが国の防波堤の建設では、箱型のコンクリート製ケーソンをマウンド上に並べて設置する方法が多い。ケーソン一函あたりの法線方向の長さは、10m～20mと比較的短い。しかし最近になって、防波堤を分割せず一体化することにより、防波堤に作用する全波力を低減できることが、水理学的に明らかにされた [1]。これは防波堤全長に波の峰が同時に到達しないからである。建設技術的には、全長100mにも達する長大なコンクリート製ケーソンを、ドライドックや造船所で製作することが可能であり、かつ作業機械の大型化により現地での大規模な工事が容易になってきている。こうした背景から、早急に施設を整備する必要があるとき、長大ケーソンの採用が、有力な一手段となってきた。

長大ケーソンの設計にあたっては、曳航中の動揺や地盤の不等沈下による堤体のねじれについて検討する必要がある。曳航中のケーソンは上部が開放された開断面である。現行のコンクリート標準示方書 [2] における設計ねじり耐力は、充実断面部材を対象とした研究成果に基づいたものである。充実断面部材では断面の反り (warping) を無視できる。一方、開断面部材では反りが拘束されることによって生じる応力が、ひびわれの発生や鉄筋の降伏に及ぼす影響を検討する必要がある。そこで今回開断面を有する模型ケーソンを製作し、ねじり載荷実験を行った。また長大ケーソンの構造形式として、鋼・コンクリート合成版式が検討されている。そこでRC模型とともに、合成版模型についても試験に供した。以下その実験結果について報告する。

2. 実験の概要

2.1 実験供試体

実験供試体は、RCケーソンの模型1体と、合成版ケーソンの模型2体である。模型の基本寸法は、図-1に示すように全長5.3m、高さ1.0m、幅1.0mである。断面形状は溝型であり、側壁の厚さは100mm、端部壁の厚さは350mmである。

RC模型は、厚さ100mmの隔壁を3枚、ほぼ等間隔に配置する。合成版模型については、補剛材をもつ厚さ6mmの鋼板を隔壁として3枚有するものと、1枚有するものを製作する。

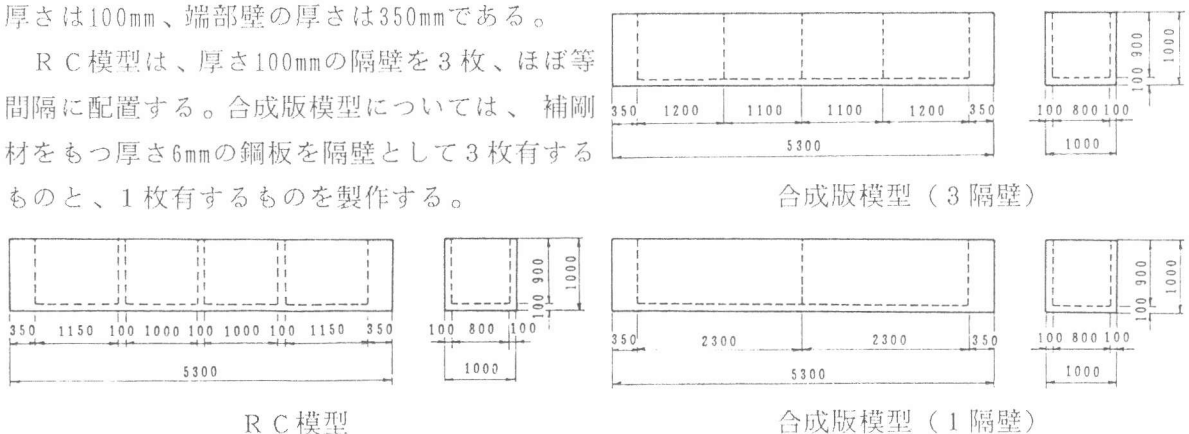


図-1 供試体全体寸法 (単位 mm)

R C 模型の側壁では、図-2 に示すように D 6 鉄筋を 75mm ピッチで 2 段配筋、隔壁では D 6 鉄筋を 75mm ピッチで 1 段配筋とする。隅角部では応力集中を予想し、D 10 鉄筋で補強する。

合成版模型の側壁については、外側は R C で、内側は図-3 に示す鋼殻からなる。鋼殻は厚さ 6mm の鋼板に、ずれどめとして辺長 40mm、肉厚 3mm の山形鋼を 150mm 間隔、D 6 鉄筋を J 型に曲げ加工して作製したスタッドを同じく 150mm 間隔で溶接したものである。

表-1 供試体 1 体あたりの鋼材量

供試体名	鋼材量 (ton)
R C	0.306
合成版 3 隔壁	1.270
合成版 1 隔壁	1.183

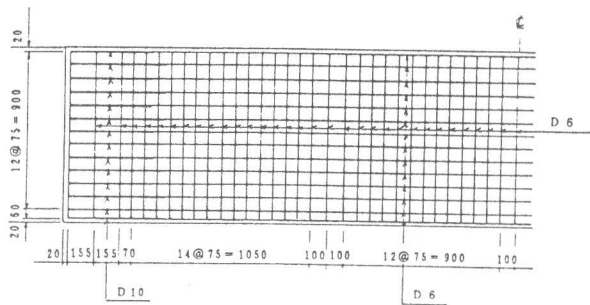


図-2 R C 模型の側壁外側の配筋

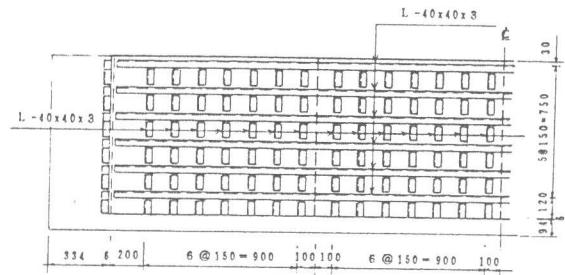


図-3 合成版模型の鋼殻

使用するコンクリートの水セメント比は 64%、粗骨材最大寸法は 10mm である。目標ベーススランプは 15cm、流動化剤添加後の目標スランプは 21cm である。打設時には、鉄筋を組み終わった供試体を伏せて（底板を上にして）置き、上からコンクリートを打ち込む。

載荷試験時のコンクリート強度試験結果を表-2 に示す。また鋼材の引張試験の結果を表-3 に示す。

表-2 コンクリート強度

供試体名	圧縮強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	曲げ強度 (kg/cm ²)	静弾性係数 E (kg/cm ²)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G (kg/cm ²)
R C	284	22.0	38.4	2.37×10^5	0.190	0.996×10^5
合成版 3 隔壁	308	27.0	31.9	2.58×10^5	0.218	1.059×10^5
合成版 1 隔壁	284	22.7	34.8	2.34×10^5	0.185	0.987×10^5

表-3 鋼材の引張試験結果

	降伏強度 (kg/mm ²)	引張強度 (kg/mm ²)	破断伸び (%)	静弾性係数 E (kg/mm ²)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G (kg/cm ²)
D6 鉄筋	37.8	51.4	25.6	2.03×10^4	---	---
D10 鉄筋	32.9	48.2	28.9	2.02×10^4	---	---
t6 鋼板	34.3	44.9	39.9	2.14×10^4	0.285	0.833×10^4
山形鋼	37.2	49.9	29.8	2.14×10^4	0.291	0.829×10^4

注) 表中のせん断弾性係数は、 $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ として計算して求めた。

2.2 載荷方法

図-4に載荷状況の概略を示す。供試体両端壁に取り付けた鋼製の載荷治具を介して、油圧ジャッキにより加力し、両端に大きさが等しく逆向きの強制回転変位を与えた。偶力の腕の長さは1.6mとした。支点は球座とし、かつ片方の支点では軸方向に可動とした。ジャッキの基部および治具とのジョイント部には球面ブッシュを用い、供試体にねじりモーメント以外の外力がなるべく加わらないように配慮した。

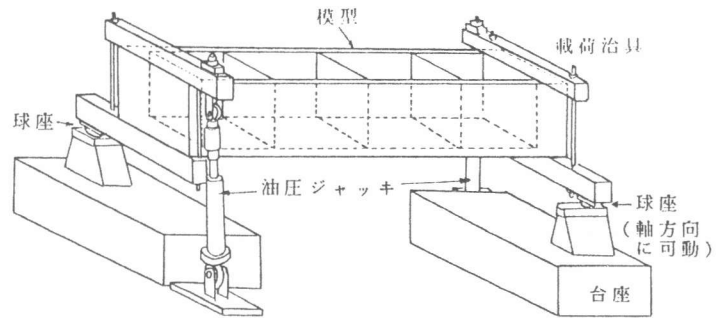
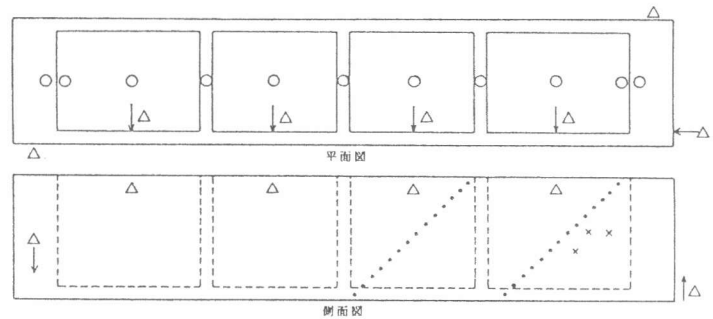


図-4 載荷状況概略

載荷にあたっては、両ジャッキの引き込み量がほぼ等しくなるように注意しながら、静的に荷重を単調増加させた。ひびわれ発生後1回除荷し、そのあと再載荷した。

2.3 測定方法

ジャッキに取り付けたロードセルによって荷重を測定するとともに、ジャッキの引き込み量を変位計で測定した。傾斜計を供試体軸方向に一直列に配置し、回転角を測定した。 π ゲージを予想ひびわれ角度に直角に二列配置し、ひびわれ幅を測定した。また初期ひびわれが発生したあと、二軸亀裂変位計を取り付け、ひびわれに沿ったずれ変位を測定した。RC模型の計測機器の配置を図-5に示す。



(Δ 変位計 \circ 傾斜計 \cdot π ゲージ \times 二軸亀裂変位計)

図-5 計測機器の配置

他の模型でもほぼ同様の位置で計測を実施した。

鋼材のひずみは、各隔室中央断面にて測定した。またひびわれ発生・進展状況を目視観察し、試験終了後に記録紙にスケッチした。

3. ねじれ剛性の計算

模型長手方向に x 軸を設定する。断面形状を不変と仮定し、反りすなわち x 軸方向変位について平面保持を仮定し、隔壁の存在を無視する。ねじれモーメント T と回転角 $\phi(x)$ の関係は、

$$T = GJ\phi'(x) - EI_{\text{tw}}\phi''(x) \quad (1)$$

となる。 GJ は St. Venant ねじれ剛性、 EI_{tw} は反りねじれ剛性を表す。境界条件として、端部での反り拘束効果を端部壁の y 軸まわりのねじれ剛性で表す Hsu の方法 [3] を用いる。

本研究では、せん断ひずみの分布を中立軸からの距離に比例した直線分布と仮定し、せん断力

のつりあいからその中立軸位置を決定することにより、合成版のSt. Venantねじれ剛性を導く。厚さ $r_c t$ 、せん断弾性係数 G_c のコンクリート板と、厚さ $r_s t$ 、せん断弾性係数 G_s の鋼板からなる厚さ t 、幅 b の合成版を考える。せん断弾性係数比を g とおく ($g = G_s / G_c$) と、中立軸位置は、

$$k = \frac{(2g r_s r_c + g r_s^2 + r_c^2)}{2(g r_s + r_c)} t \quad (2)$$

となる。ただし、 k はコンクリート表面から中立軸までの距離である。このひずみ分布にしたがって合成版としてのSt. Venantねじれ剛性 $(GJ)_{com}$ を求めると、

$$(GJ)_{com} = G_c \frac{4}{3} b [\{ (r_c t - k)^3 + k^3 \} + g \{ (t - k)^3 - (r_c t - k)^3 \}] \quad (3)$$

となる。

ひびわれ発生以後は、図-6 に示すように、鉄筋網の両側にかぶり厚さのコンクリートが一体になっていると仮定したコンクリート板と、鋼板とのせん断弾性係数比から、上と同様に中立軸位置を決定する。

ひびわれ発生以後の反りねじれ剛性については、引張域のコンクリートを無視して、つりあいから単位反りの分布を求めるBi-material model [3] を、合成版についてもそのまま適用する。

以上の仮定に基づき、各模型供試体のねじれ剛性を計算すると、表-4 のようになる。また表-5 にはひびわれ発生荷重と鉄筋降伏荷重の計算値を示す。ここで反り曲げとは端部で反りが拘束されることによって生じる曲げ引張応力であり、ひびわれ発生の判定には曲げ強度を用いた。一方、せん断ひびわれ発生の判定には引張強度を用いた。

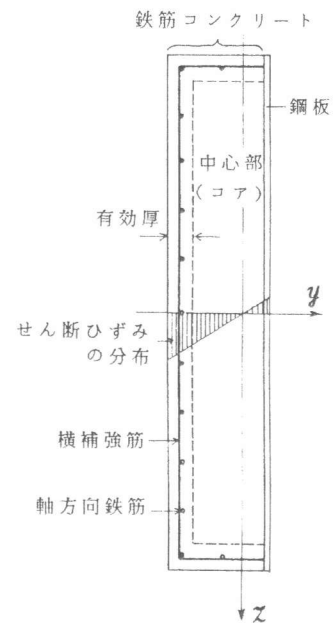


図-6 ひびわれ後の合成版のせん断ひずみ分布

表-4 ねじれ剛性 ($T/\bar{\phi}$) 計算値 (単位: $tf \cdot m/度$) ($\bar{\phi}$: 端部強制回転角)

供試体名	ひびわれ発生前	端部壁ひびわれ発生後	側壁, 底面ひびわれ発生後
RC	31.0	12.0	3.65
合成版3 隔壁	41.9	20.3	8.98
合成版1 隔壁	39.5	19.5	8.81

表-5 ひびわれ発生, 鉄筋降伏荷重計算値 (供試体自重を考慮)

供試体名	ひびわれ発生荷重 (tf)		鉄筋降伏荷重 (tf)	
	反り曲げ	せん断	反り曲げ	せん断
RC	1.15	1.41	1.61	12.4
合成版3 隔壁	0.75	2.68	23.54	14.1
合成版1 隔壁	0.97	2.11	23.39	13.6

4. 実験結果および考察

4.1 ねじれ剛性および耐力

表-6 に主要な荷重の測定値を示す。

表-6 実験結果一覧

供試体名	ひびわれ発生荷重 (tf)		鉄筋降伏荷重 (tf)	最大荷重 (tf)
	反り曲げ	せん断		
RC	1.0	2.0	2.9	6.3
合成版3隔壁	1.2	2.6	11.0	13.1
合成版1隔壁	1.0	2.0	9.0	11.7

図-7 に、油圧ジャッキでの荷重と、端部回転角の関係を示す。図には実験結果とともに、表-4, 表-5 の計算結果から予想した荷重回転角関係も示した。

計算においては、ひびわれの進展過程については考慮していない。したがって、せん断ひびわれ発生後、ひびわれ本数が安定化するまで、荷重を一定としている。今後、ひびわれの進展も考慮することにより、計算結果を改善することが可能と思われる。

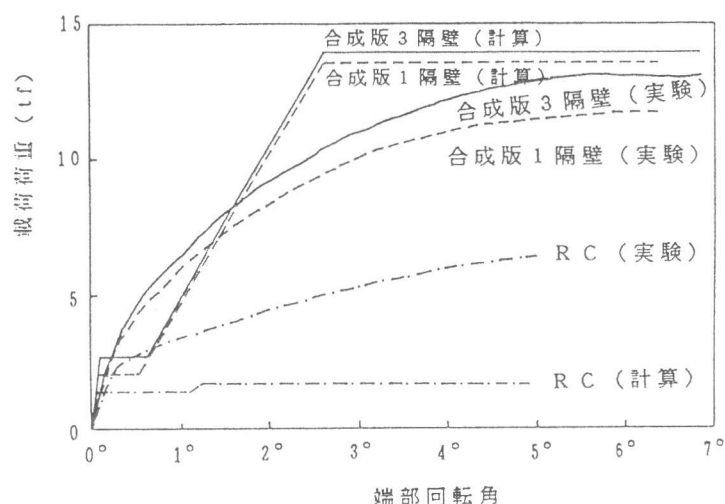


図-7 荷重と回転角の関係

RC 模型については、実験結果の最大荷重が、計算結果を大幅に上回った。計算では反り曲げ降伏開始荷重と最大荷重を等しいとしている。実験結果では、最大荷重が反り曲げ降伏開始荷重の約2倍に達した。このことから、反り曲げによる鉄筋降伏開始後も、かなり大きな耐荷力が期待できることがわかった。これは、軸方向鉄筋が断面内に均等に分散して配筋されているために、降伏開始後の応力再分配による余剰強度が高いためと考えられる。

合成版模型については、本研究の計算結果は、危険側の予想値となっている。この原因として一つには、コンクリートの弾性係数の低下を考慮していないことが挙げられる。また別の要因として、Bi-material modelの適用にあたり、鉄筋のひずみと鋼板のひずみを等しいと仮定していることが挙げられる。RC梁の片側の側面のみ鋼板で補強し、鉛直載荷すると、付加的なねじれが生じる。それと同様な付加的なねじれが生じたと考えられる。またその結果、鉄筋のひずみは鋼板のひずみよりも大きくなる。計算ではせん断による降伏が先行すると予想した。しかし実験では、反り曲げによる軸方向鉄筋の降伏と、せん断による横補強筋の降伏とが、ほぼ同時に生じた。すなわち付加的なねじれを考慮して反り曲げによる鉄筋のひずみを求める必要があることがわかった。

実験結果から、3隔壁模型と1隔壁模型の剛性、耐力の差は10%程度である。この結果から、ねじれに関する概略計算においては隔壁の存在を無視して差し支えないことがわかる。

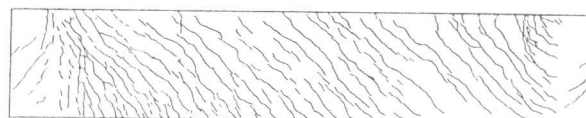
RC 模型について、示方書 [2] の6.4.3(3)により設計ねじり耐力を求め、供試体自重を考慮し

て荷重に換算すると、耐力 $P_{t, \text{yad}} = 2.70 \text{tf}$ (部材係数 $\gamma_b = 1.0$) である。示方書の算定式は、せん断による横補強筋の降伏を想定したものである。今回の実験では破壊まで RC 模型の横補強筋は降伏しておらず、表-5 で予想したようにせん断による降伏荷重はかなり高かったものと思われる。これは、開断面では反りねじれの寄与が大きいためである。計算では、ひびわれ発生後の RC 模型について、St. Venant ねじれモーメントが全ねじれモーメントに占める割合は最大 15% にすぎず、残りの 85% は反りねじれモーメントで受け持たれる。St. Venant ねじれのみを考慮した示方書のねじり耐力算定式は、結果的には安全側の妥当な設計値となっているものの、必ずしも開断面 RC 部材の実際の挙動を反映しているわけではない。

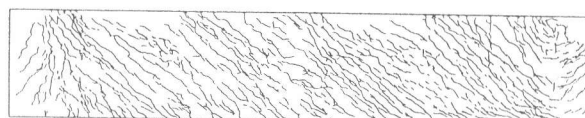
4.2 ひびわれ性状

終局時の模型側面のひびわれパターンを図-8 に示す。RC 模型と合成版模型を比較すると、合成版模型の方がひびわれ間隔が小さく、ひびわれ本数が多い。破壊形式として、RC 模型では、反り曲げによる端部付近の軸方向鉄筋の降伏が進行したあと、コンクリートが圧壊した。一方、合成版模型では、横補強筋降伏後、斜めひびわれにはさまれたコンクリートストラットが圧壊した。

図-9 は荷重と π ゲージにより計測したひびわれ幅の最大値との関係を示す。図-7 で示した荷重と回転角の関係と、図-9 とからわかるように、最大ひびわれ幅については、同じ回転角において両者はほぼ等しかった。



a) RC 模型



b) 合成版模型 (3 隔壁)

図-8 ひびわれ発生状況

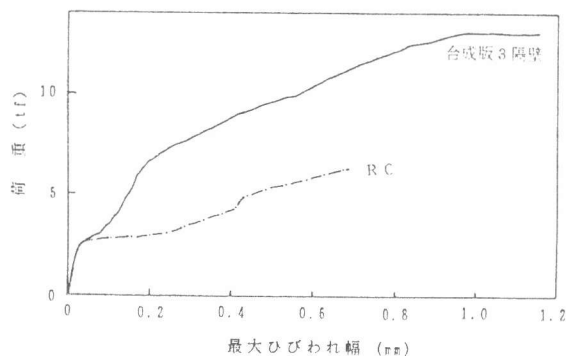


図-9 荷重と最大ひびわれ幅の関係

5. まとめ

- (1) 合成版の St. Venant ねじれ剛性算定式を誘導し、合成版式長大ケーソン模型の荷重回転角関係を計算した。計算値はやや危険側の予測値となり、今後の改善が必要ながわかった。
- (2) 模型軸直角方向に配置された隔壁のねじりに対する抵抗は小さく、ねじれ剛性および耐力の概略計算ではその存在を無視できることがわかった。
- (3) RC 模型では最大荷重が鉄筋降伏開始荷重の約 2 倍に達した。すなわち、反り曲げによる鉄筋降伏開始後、かなりの余剰強度が期待できることがわかった。

参考文献

- [1] 高橋重雄・下迫健一郎：長大ケーソンの波力平滑効果と耐波安定性，港湾技研資料，No. 685，1990.9
- [2] コンクリート標準示方書（設計編），土木学会，1986
- [3] Hwang, C. S. and Hsu, T. T. C. : Mixed Torsion Analysis of Reinforced Concrete Channel Beams - A Fourier Series Approach, ACI Journal, Sep./Oct. 1983, pp. 377-386