

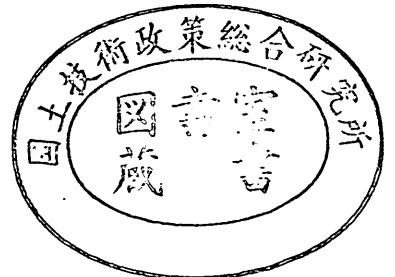
運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 30 NO. 2(1) JUNE 1991

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I)

第30巻 第2号 (Vol. 30, No. 2) 1991年6月 (June, 1991)

目 次 (CONTENTS)

1. Investigation of Cross-shore Sediment Transport Rates and Flow Parameters
in the Surf Zone using Field Data Yoshiaki KURIYAMA 13
(現地データによる砕波帯内の岸沖漂砂量と流速特性の検討
..... 栗山 善昭)
2. 避泊フェリーの係留張力と振れ回り運動に関する検討
..... 平石 哲也・本城 智 59
(Characteristics of the motion and tension of a ferry moored in a storm
..... Tetsuya HIRAISHI and Satoshi HONJO)
3. 離散渦法による構造物周りの流れシミュレーション
..... 細川 恭史・古川 恵太 155
(Modeling of Discrete Vortices Induced by an Inclined Flat Plate
Yasushi HOSOKAWA and Keita FURUKAWA)
4. プラスティックボードドレーンで改良された不均一地盤の沈下特性
..... 田中 洋行・太田 一己・丸山 隆英 211
(Performance of Vertical Drains for Soft and Ununiform Soils
..... Hiroyuki TANAKA, Kazumi OHTA and Takahide MARUYAMA)
5. 杭の横抵抗における捨石層の評価
..... 高橋 邦夫・壹岐 幸史 229
(Lateral Resistance of a Pile in Rubble Mound
..... Kunio TAKAHASHI and Yukifumi IKKI)
6. サンドドレーンの効果に関する有限要素解析
..... 小林 正樹 275
(Finite Element Analysis of the Effectiveness of Sand Drains
..... Masaki KOBAYASHI)
7. 接円式深層混合処理地盤の挙動
..... 北誥 昌樹・中村 健・寺師 昌明 305
(Reliability of Clay Ground Improved by the Group Column Type DMM with
High Replacement)
..... Masaki KITAZUME, Takeshi NAKAMURA and Masaaki TERASHI)

8. 斜面近傍の杭頭自由の長杭の横抵抗	寺師 昌明・北誥 昌樹	327
(Influence of a slope on the Lateral Resistance of a Long Pile	Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME)	
9. 液状化による矢板岸壁の変形の数値解析	井合 進・亀岡 知弘	349
(Analysis of Deformation in Sheet Pile Quaywall due to Liquefaction	Susumu IAI and Tomohiro KAMEOKA)	
10. 盛土の地震被災事例に基づく円形すべり安定解析手法の検討	上部 達生・長田 信	381
(Circular Arc Analysis of Earthquake Damage of Embankments on Saturated Sand Layers	Tatsuo UWABE and Makoto OSADA)	
11. ねじりを受ける長大ケーソンの力学特性	清宮 理・山田 昌郎	445
(Mechanical Properties of Long Caisson Subjected to Torsion	Osamu KIYOMIYA and Masao YAMADA)	
12. 歩行式水中調査ロボットの開発		
— (第2報) 軽量防水型実験機の設計 —	朝倉 修・秋園 純一・岩崎 峯夫・根本 孝志	483
(Development on Aquatic Walking Robot for Underwater Inspection	— (Second Report) Design of the Light-weight Type Aquatic Walking Robot —	
Osamu ASAKURA, Jun-ichi AKIZONO, Mineo IWASAKI	and Takashi NEMOTO)	
13. 水平管における空気混入軟泥の流動特性	岡山 義邦・鮎貝 基和・鈴木 誠・福本 裕哉	533
(Fluidity Characteristics of Muddy Slurry with Compressed Air in	Horizontal Pipe	
Yoshikuni OKAYAMA, Motokazu AYUGAI, Makoto SUZUKI	and Hiroya FUKUMOTO)	

ねじりを受ける長大ケーソンの力学特性

清 宮 理*
山 田 昌 郎**

要 旨

防波堤ケーソンなど港湾構造物の大型化、長大化に伴い、曳航中などの施工時、あるいは、基礎地盤の不等沈下、不陸などにより、設置後に構造物がねじりを受けることが考えられる。本研究では、長さ100mの長大な防波堤ケーソンを想定して、ねじりの検討を行なった。このケーソンは、上部が構造的に開放されている開断面であり、鉄筋コンクリートあるいはハイブリッド部材で製作される。ねじりを受ける長大ケーソンの耐荷力、ひびわれ性状、変形能力などの力学特性を、3体の模型を対象に静的載荷試験により把握した。また、St.Venantねじりと反りねじりを考慮して、開断面のケーソンのねじりと回転角の関係を理論的に求め、実験結果と比較検討し、理論式の適用性について調べた。

キーワード：ねじり、長大ケーソン、載荷試験、合成構造

* 構造部 構造強度研究室長
** 構造部 構造強度研究室

Mechanical Properties of Long Caisson Subjected to Torsion

Osamu KIYOMIYA^{*}
Masao YAMADA^{**}

Synopsis

A long caisson is proposed to reduce wave force and construction work. The long caisson is subjected to torsion due to wave force during towing, un-uniform settlement of base ground and so on. This caisson is fabricated by reinforced concrete or hybrid members. Mechanical properties of long caisson with open section at upper part due to torsion are not well known. The static loading test for three specimens with 5.3m length is carried out to know these mechanical properties. Ultimate strength, rigid deformation and cracks of test specimens are investigated. Theoretical equation considering warping torsion and St. Venant torsion is derived and validity of this equation is confirmed through comparison between test results and calculation results.

Key Words : Torsion, Long caisson, Loading test, Hybrid structure

^{*} Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

^{**} Member of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

目 次

要 旨	445
1. ま え が き	449
2. 研究の背景	449
2.1 長大ケーソンのねじり	449
2.2 ねじりの既往の研究	451
3. ねじりに関する計算式	453
3.1 支配方程式と境界条件	453
3.2 ひびわれ発生前のねじり剛性	454
3.3 ひびわれ発生後のねじり剛性	456
3.4 ひびわれ幅の計算	457
4. 載 荷 試 験	459
4.1 模型の構造	459
4.2 使用材料の特性	459
4.3 載荷方法	460
4.4 計測方法	462
5. 載荷試験の結果	466
5.1 ひびわれおよび破壊の状況	466
5.2 ねじり剛性	467
5.3 鋼材のひずみ	467
5.4 ひびわれ幅	469
6. 考 察	470
6.1 ねじり剛性	472
6.2 鋼材のひずみ	475
6.3 ひびわれ幅	478
7. 結 論	478
8. あ と が き	479
参 考 文 献	479
記 号 表	480

1. まえがき

図-1に示すように我が国の防波堤の建設では、箱型の鉄筋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。これは、ケーソンの製作、吊り上げ、曳航などの施工上から便利であるからである。また不等沈下、不陸などの基礎地盤の変状に対して、防波堤を分割しておくほうが長大な防波堤より構造的に有利であるからである。

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、ケーソンの堤体幅を小さくできることが水理的に可能であることが最近判明した。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¹⁾。堤体幅を小さくできることから、経済的に防波堤を建設できる可能性が生じた。また沈埋トンネルの函体、浮き防波堤のケーソンなど、全長100mにも達する長大なコンクリート製ケーソンが、ドライドックや造船所で製作でき、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。このような技術的進歩により、早急に防波堤などの施設を整備する必要があるときなど、長大ケーソンの採用が有力な手段となってきた。また長大ケーソンを従来の鉄筋コンクリートで製作すると隔室数が膨大となる。そこで鉄筋コンクリート部材より強度と靱性に優れたハイブリッド部材を適用して、隔室数を減らすことも考えられる。図-2にハイブリッド製の長大ケーソンの概要を示す。

いままで防波堤用の長大なケーソンとしては、八戸港、小名浜港での中古の船体を使用したもの、第二次世界大戦中のアロマンシュ港での軍用のコンクリート製ケーソンを例に挙げることができる。いずれも特殊な例で、長大ケーソンを防波堤に用いた例は極く限られており、長

大ケーソンに関して設計、施工法も整備されていない。

この長大ケーソンを実海域に採用すべく、平成元年度より水理、構造、施工などの試験研究が開始された。構造に関しては、製作方法、曳航中の動揺、沈設方法、設置後の地盤の不等沈下対策などが検討の対象となっている。その中で特に、曳航中の動揺および地盤の不等沈下、不陸によるケーソンのねじりの検討が不可欠となった。従来の規模のケーソンでは、ねじりの検討は不要であったが、ケーソンの大型化、長大化に伴いねじりの問題が顕在化してきた。すでに大水深での防波堤ケーソンでは、地盤の不陸によるねじりの検討が僅かながら行なわれているものの、ねじりに対するコンクリート製ケーソンの構造設計法は、まだ整備されていない。土木構造物とくに港湾構造物では、今まで特にねじりが支配的な構造物はほとんど無く、かつ、ねじりを生じないように構造様式や部材寸法を設定してきた。このためねじりに関する研究は、小規模なはり部材が大半である。橋梁の上部工や船舶など閉断面の鋼製の構造物では、一部ねじりの検討がなされているが、上部が開放されている開断面のコンクリート製ケーソンがねじりに対してどのような耐荷力、変形性状があるのか、ほとんど検討されてきていない。

そこで今回、ねじりを受ける長大ケーソンの耐荷力と変形を、理論的かつ実験的に調べた。また鉄筋コンクリート部材とハイブリッド部材について、ひびわれの発生および鋼材の降伏まで考慮した計算式を誘導し、この計算式がどの程度実際のねじりの現象を説明できるのか、模型実験を行ない検討した。

2. 研究の背景

2.1 長大ケーソンのねじり

長さが100～200m程度の長大ケーソンの構造設計に

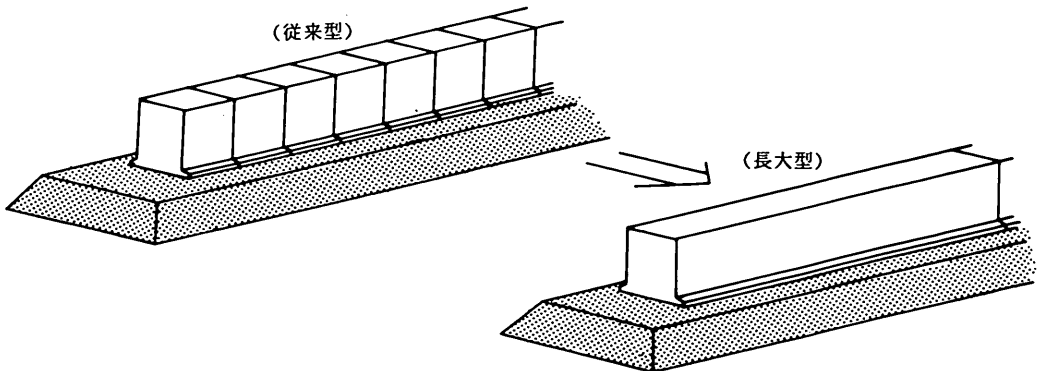


図-1 長大型防波堤ケーソン概念図

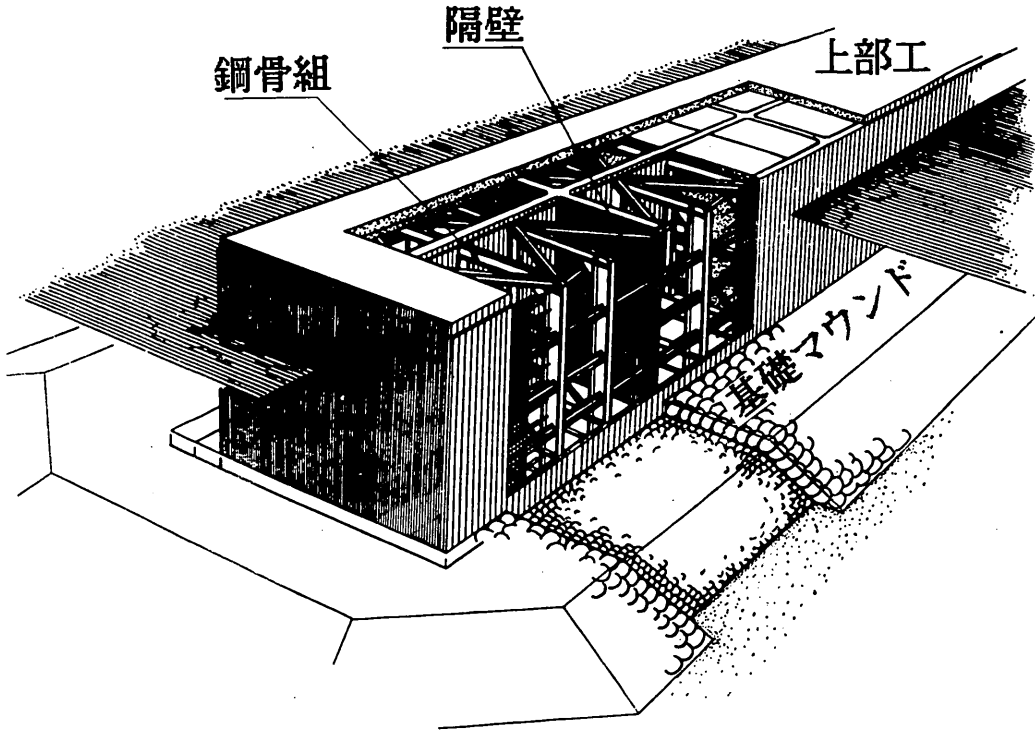


図-2 ハイブリッド長大ケーソンの概要

際し、ねじりの検討の必要性の有無について検討した。その結果、長大ケーソンでねじりが問題になるのは、ケーソン曳航中の波浪によるねじりとケーソン設置後の基礎地盤の不陸によるねじりの2ケースである。この場合は、ケーソン上部が開放された状態なので、ねじり剛性が小さいからである。今回検討の対象とした長大ケーソンの断面の構造を図-3に示す。ケーソンの構造として、鉄筋コンクリート製とハイブリッド製の二種類を想定する。鉄筋コンクリート製は、通常の防波堤用ケーソンに用いられる隔壁などの形状と同じものである。法線直角方向のケーソンの断面での幅は30m、高さ15mで6隔室である。ハイブリッド製は、ハイブリッド部材の採用により隔壁の壁数を大幅に減らした構造である。ここでハイブリッド製とは、鋼板と鉄筋コンクリート、プレストレスト板と鋼骨組など、異種部材で構成されている構造物である。図-3では、周囲がプレストレストコンクリートで、隔壁が鋼骨組の場合である。この構造案では縦隔壁は無い。表-1にこれらケーソンの諸定数を示す。ケーソンの全長は、100mと200mの二種類と設定した。

① 曳航時の検討

曳航時に波浪によりケーソンに与えられる最大ねじりモーメント T_{max} は、下記に示すミュラーの式²⁾により算定する。

$$T_{max} = \frac{\omega_0 B^2 L h}{4 \beta \gamma^2} (1 - \cos \beta)(\sin \gamma - \gamma \cos \gamma) \quad (1)$$

$$\beta = \pi L \cos \alpha / d, \quad \gamma = \pi B \sin \alpha / d$$

ここで ω_0 : 海水の単位体積重量, B : ケーソン幅,
 L : ケーソン全長, h : 波の振幅,
 α : 波向 (60°) d : 波長

表-2 a) に計算結果を示す。許容せん断応力度を20 kgf/cm² とすると、鉄筋コンクリート製のケーソンでは、ねじりによりかなり大きなせん断応力度となり、構造的に無理なことが判る。またハイブリッドケーソンでも、条件によりねじりが厳しくなる時がある。ただし、曲げとせん断に対しては、今回想定した条件下で許容応力度以内に納まっており、ねじりに対してのみ注意が必要となる。

② 基礎地盤の不陸による検討

ねじりを受ける長大ケーソンの力学特性

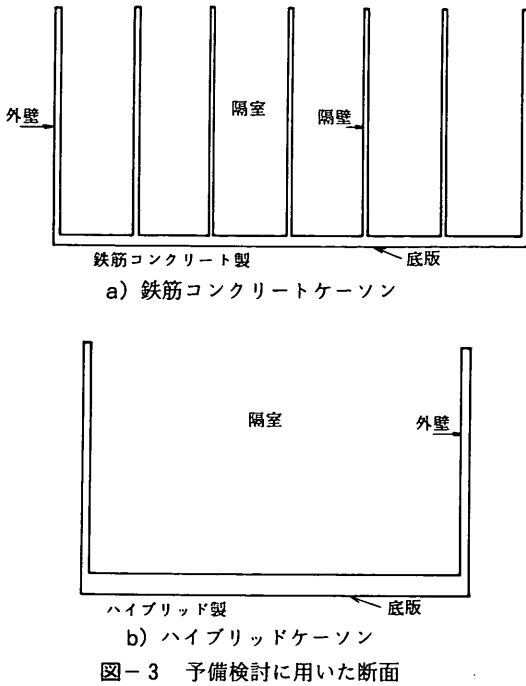


表-1 予備検討に用いた断面の諸元

	鉄筋コンクリート製	ハイブリッド製
幅 (m)	30	31.4
高さ (m)	15	18.8
断面2次モーメント (m ²)	1046	1965
ねじり2次モーメント (m ⁴)	2.97	83.74

図-4に示すように、長大ケーソンの対角線方向に基礎地盤が不陸しているときを想定する。長大ケーソンを弾性支承上のはりとして仮定し、不陸量を5, 10, 15, 20および25cm、地盤のパネ定数を500tf/m³とする。表-2b)に計算結果も併せて示す。今回想定した程度の不陸に対しては、長大ケーソンは構造的に成立することが判る。しかし不陸量が25cmよりさらに大きくなると、ねじりの影響を無視できない。

以上の検討から判るように、今までの通常のケーソンではねじりがほとんど問題にならないのに対して、長大ケーソンでは、ねじりを無視できない。

ねじりの剛性を高めるためには、開放されている上部を補強する方法がある。しかし中詰の作業のため上部を密閉することは難しい。また完成後においても上部工とケーソン本体を一体化することは施工上問題があり現実

的でない。このように長大ケーソンではねじりの問題を無視して通れない。

2.2 ねじりの既往の研究

鉄筋コンクリート構造物でねじりが問題になる場合は稀であり、ねじりに関する研究も曲げやせん断に比べ少ない。多くの構造物では、大きなねじりが生じないように構造設計を行なっている。しかし構造物の大型化、立地条件やデザイン面から非対称構造などが提案されてきており、例えば、橋梁での曲線けたなどでは、ねじりの検討が必要となる。建物や橋梁下部の架構に地震などの面外からの水平力が作用したときには、大きなねじりが生じるときがある。この状況を図-5に示す。

しかし St. Venant⁹⁾が弾性ねじり理論を発表したのは19世紀半ばのことであり、ねじりの研究の歴史は長いと言える。20世紀初めにはねじりを受けるコンクリート部材の挙動に関する本格的な検討が、BachおよびGrafにより始められた¹⁾。無筋コンクリート部材の純ねじりは、弾性理論、塑性理論および宮本⁵⁾らの半塑性理論により検討された。その後 Andersen⁶⁾、Cowan⁷⁾らにより、ひびわれ発生後の鉄筋コンクリート部材のねじり剛性が理論的に検討された。鉄筋コンクリート部材のねじり抵抗では、コンクリートと鉄筋のそれぞれのねじり抵抗モーメントを累加している場合が多い。Hsu⁸⁾は実験結果に基づき、鉄筋コンクリート部材のひびわれ発生後のねじり剛性算定式を提案した。さらにHsuは、ねじり破壊が鉄筋の降伏により発生するものと仮定して、終局ねじりモーメントの式を導いた。狩野⁹⁾は、鋼材の量と配置、コンクリート強度により、ねじり破壊が4種類の破壊形式に分類できることを実験的に示した。部材にらせん状に生じるひびわれ形式での破壊に対しては、立体トラス的な機構を考えることにより、Rausch¹⁰⁾、Cowanらがねじり抵抗を求め、Thurlimann¹¹⁾らの研究はCEB基準¹²⁾の基本となった¹³⁾。最近では、Collins¹⁴⁾、泉¹⁵⁾らが、変形の適合条件も考慮してねじり耐荷力を求めている。また斜め曲げ破壊に対しては、Lessig¹⁶⁾、Hsu¹⁷⁾らにより理論的かつ実験的に研究がなされACI基準¹⁸⁾の基本となった。また、プレストレストコンクリート部材のねじりに対する検討は、Cowan¹⁹⁾らにより進められた。ねじりによるひびわれ幅の検討は、Leonhardt²⁰⁾、Regan²¹⁾により行なわれた。これらコンクリート部材のねじりに関する検討は、主に矩形断面を有する梁部材を対象に行なわれており、終局耐荷力や、曲げ、せん断との組合せ荷重に対する検討が主である。コンクリート標準示方書²²⁾では、これらの成果をとりいれ、限界状態設計法での設計ねじり耐力の計算式および補強法を示し

表 - 2 予備検討の結果

a) 曳航時のせん断応力度

堤体長 (m)	波の周期 (sec)	波高 (m)	RC ケーソン (B=30m)			ハイブリッドケーソン (B=31.4m)		
			ねじりモーメント (tf・m)	せん断応力度 (kgf/cm ²)	・ 合否	ねじりモーメント (tf・m)	せん断応力度 (kgf/cm ²)	・ 合否
100	6.0	2.5	7832	158.2	×	8789	21.0	×
		5.0	15664	316.4	×	17578	42.0	×
	15.0	2.5	492	9.9	○	564	1.3	○
		5.0	984	19.9	○	1128	2.7	○
200	6.0	2.5	918	18.5	○	1030	2.5	○
		5.0	1836	37.1	×	2060	4.9	○
	15.0	2.5	1870	37.8	×	2143	5.1	○
		5.0	3740	75.6	×	4286	10.2	○

b) 不陸によるせん断応力度

堤体長 (m)	沈下量 (cm)	RCケーソン (B=30m)			ハイブリッドケーソン (B=31.4m)		
		ねじりモーメント (tf・m)	せん断応力度 (kgf/cm ²)	・ 合否	ねじりモーメント (tf・m)	せん断応力度 (kgf/cm ²)	・ 合否
100	5	63.6	1.3	○	1718	4.1	○
	10	127.2	2.6	○	3435	8.2	○
	15	190.9	3.9	○	5164	12.3	○
	20	254.5	5.1	○	6881	16.4	○
	25	318.1	6.4	○	8599	20.5	×
200	5	31.8	0.6	○	864	2.1	○
	10	63.6	1.3	○	1718	4.1	○
	15	95.4	1.9	○	2582	6.2	○
	20	127.2	2.6	○	3435	8.2	○
	25	159.1	3.2	○	4299	10.3	○

* 許容せん断応力度を20kgf/cm²とした場合

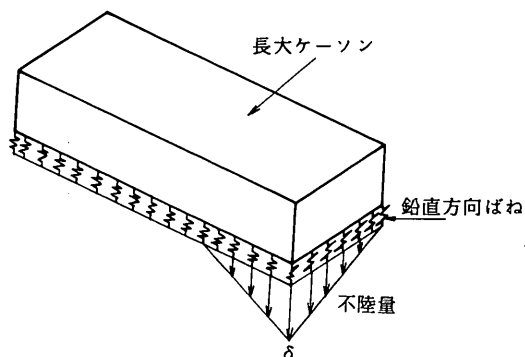


図 - 4 基礎地盤の不陸の想定

ている。

長大ケーソンのような上部が開放されている状態での箱構造のねじりの検討例は、非常に限られている。このような構造では、St. Venantねじり（循環ねじり）と反りねじりの両者を考慮しなければならない。Vlasov²³⁾は完全弾性体から成る薄肉部材のねじりについて、St. Venantねじりと反りねじりを考慮した混合ねじり理論により解析した。ひびわれが発生した鉄筋コンクリートの混合ねじりに関しては、最近10年ほどの間に Krpan^{24, 25)}および Hsu²⁶⁾らにより研究が行なわれている。Krpanおよび Hsuは、橋梁の桁を対象に上部開放の箱構造のねじり性状について実験的に研究を行なった。ここでの実験方法は、今回の研究に大いに参考となっている。

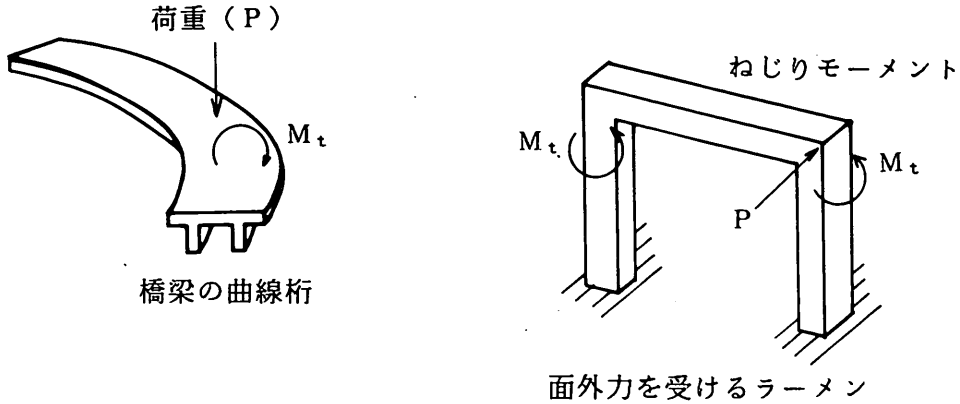


図-5 ねじりを受ける構造物

Krpan および Hsu は、主にねじり剛性と耐荷力について検討している。長大ケーソンでは、耐荷力とともにひびわれ幅についても検討が必要である。これは、構造設計の際、耐荷力のみでなく海水に接する港湾構造物ではひびわれに関連する耐久性の観点からの検討も不可欠であるからである。また鉄筋コンクリート部材のねじりの検討例は多いが、ハイブリッド部材でのねじりの研究は、今までなされていない。

3. ねじりに関する計算式

鉄筋コンクリートおよび合成版からなる開断面部材のねじりに関する計算式を以下に示す。計算方法は、一般的な開断面棒部材の混合ねじり理論を基礎とし、ひびわれ発生後のねじり剛性に関して立体トラスモデルとバィマテリアルモデルを新たに合成版に適用した点を特徴としている。ここで立体トラスモデルは、ひびわれにはさまれたコンクリートを圧縮斜材、鉄筋を引張弦材とするトラス構造に置換してねじり耐荷力を求める方法である。バィマテリアルモデル²⁶⁾はひびわれ発生後引張側コンクリートの剛性を無視して、鋼材と圧縮側コンクリートの弾性係数の比で換算断面を計算し、これをもとに力と曲げモーメントの釣合いから反りに関する中立軸位置を計算する方法である。

3.1 支配方程式と境界条件

図-6に示すように、模型軸方向に x 座標を設定し、 y 座標および z 座標の原点は溝形断面の図心上におく。溝型断面部と端部壁の接合部で $x = 0$ および $x = l$ とし、隔壁の存在は無視する。

模型両端に強制回転変位を与えたとする。分布荷重が作用していない場合、断面に生じる内力ねじりモーメン

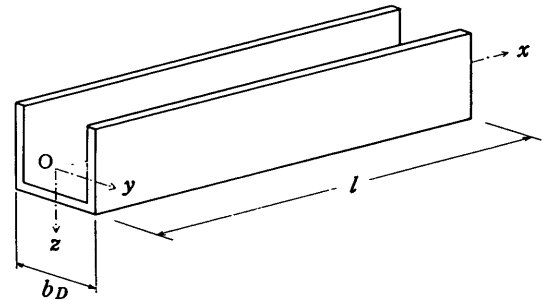


図-6 座標軸の設定

ト T について、

$$\frac{dT}{dx} = 0 \quad (2)$$

が成り立つ。

棒材のねじり理論²⁷⁾を用いる。すなわち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すると、位置 x でのねじりモーメント T と回転角 ϕ の関係として

$$T = GJ \frac{d\phi}{dx} - EI_{\omega\omega} \frac{d^3\phi}{dx^3} \quad (3)$$

が成り立つ。ここで G はせん断弾性係数、 J は St. Venant ねじり定数、 E は縦弾性係数、 $I_{\omega\omega}$ は反り 2 次モーメントである。

式(2)、式(3)より

$$GJ \frac{d^2\phi}{dx^2} - EI_{\omega\omega} \frac{d^4\phi}{dx^4} = 0 \quad (4)$$

となる。式(4)の解は

$$\phi = C_1 + C_2 \frac{x}{l} + C_3 \cosh ax + C_4 \sinh ax \quad (5)$$

と表される。ここで、 $a \equiv \sqrt{\frac{GJ}{EI_{\omega\omega}}}$ である。定数 C_1, C_2, C_3, C_4 の値を決めるために4個の境界条件が必要である。境界条件としては、まず端部での回転角について

$$\phi = \bar{\phi} \quad (x = 0) \quad (6)$$

$$\phi = -\bar{\phi} \quad (x = l) \quad (7)$$

が与えられる。ここで $\bar{\phi}$ は端部の強制回転変位である。次に端部壁が溝型断面の反りを拘束する効果を、Hsu²⁶⁾の方法にしたがって

$$EI_{\omega\omega} \frac{d^2 \phi}{dx^2} = GJ_D b_D \frac{d\phi}{dx} \quad (x = 0) \quad (8)$$

$$-EI_{\omega\omega} \frac{d^2 \phi}{dx^2} = GJ_D b_D \frac{d\phi}{dx} \quad (x = l) \quad (9)$$

と表す。ここで J_D は端部壁の y 軸まわりの St. Venant ねじり剛性、 b_D は端部壁の y 軸方向の長さである。

境界条件(6)~(9)から求められる $C_1 \sim C_4$ を式(5)に代入すれば、模型軸方向の各位置 (x) での回転角の値が決まる。式(5)を式(3)に代入すると、 T と ϕ の関係が求められる。したがってねじりモーメントと回転角の関係を計算するためには、溝型断面の St. Venant ねじり剛性 (GJ)、反りねじり剛性 ($EI_{\omega\omega}$)、端部壁の St. Venant ねじり剛性 (GJ_D) の値を設定しなければならない。以下、RC 模型と合成版模型のそれぞれの、ひびわれ発生前後のこれらの剛性の値の計算方法について記す。

3.2 ひびわれ発生前のねじり剛性

(1) St. Venant ねじり剛性

St. Venant ねじりについて述べる。均一な材料からなる薄肉長方形断面棒部材がねじりを受けるとき(図-7)、断面内のせん断ひずみ ε_{xz} の分布は

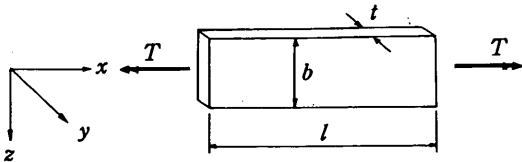


図-7 ねじりを受ける薄肉長方形断面棒部材 ($l \gg b \gg t$)

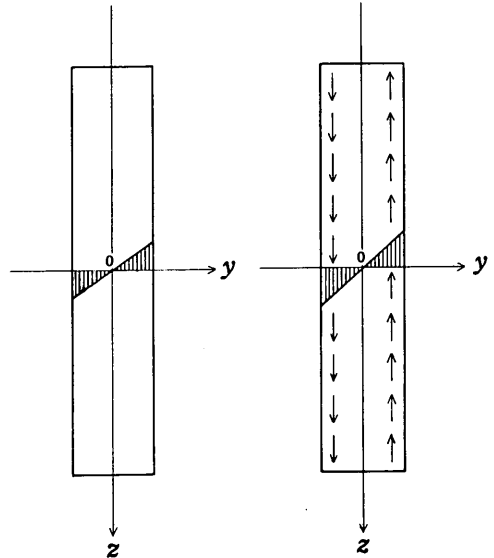


図-8 せん断ひずみ分布 図-9 せん断応力分布

$$\varepsilon_{xz} = y \phi'(x) \quad (10)$$

と表され(図-8)、せん断応力 σ_{xz} の分布は

$$\sigma_{xz} = 2G\varepsilon_{xz} = 2Gy\phi'(x) \quad (11)$$

と表される(図-9)。

せん断応力が形成する St. Venant ねじりモーメント T_s の大きさは、

$$T_s = \int_A 2y\sigma_{xz} dA \quad (12)$$

と表される。ここで T_s が σ_{xz} の形成するねじりモーメント $\int_A y\sigma_{xz} dA$ の2倍となっている理由は、薄板の仮定により無視した σ_{yz} が σ_{xz} と等しいねじりモーメントを形成するからである。

式(11), (12)より式(13)が得られる。

$$T_s = GJ\phi'(x) \quad (13)$$

$$\text{ただし、} J = \int_A (2y)^2 dA = \frac{1}{3} b t^3 \quad (14)$$

となる。薄板から構成される構造断面の St. Venant ねじり定数 J は、

$$J = \frac{1}{3} \sum_i b_i t_i^3 \quad (15)$$

で与えられる。ここで、 b_i, t_i は断面構成板要素 i の幅

と板厚である。

なお、図-9の応力分布は近似解であり、弾性学による厳密解では長方形断面の場合せん断応力は断面内を楕円状に周回する。そのため構造力学公式集²⁰⁾には、長方形断面の辺長比に応じた近似解の補正係数が与えられている。

合成版に関しては、ねじり剛性の計算を試みた例は過去に見受けられない。本研究では合成版の St. Venant ねじり定数を以下のように計算する。

合成版の厚さを t 、コンクリートの厚さを $t_c = r_c t$ 、鋼板の厚さを $t_s = r_s t$ とおく。ただし $r_c + r_s = 1$ である。コンクリートのせん断弾性係数を G_c 、鋼板のせん断弾性係数を G_s 、コンクリートと鋼板のせん断弾性係数比を g とおく。ただし $g = G_s/G_c$ である。せん断ひずみの分布を図-10のような直線分布と仮定する。板厚方向に y 座標を設け、中立軸で $y = 0$ 、コンクリート表面で $y = -k$ とおく。せん断応力分布は図-11に示すように、

$$\begin{aligned} \sigma_{xz} &= 2 G_c y \phi'(x) & (y < t_c - k) \\ &= 2 G_s y \phi'(x) & (y > t_c - k) \end{aligned} \quad (16)$$

と表される。

せん断合力が0であるという条件から

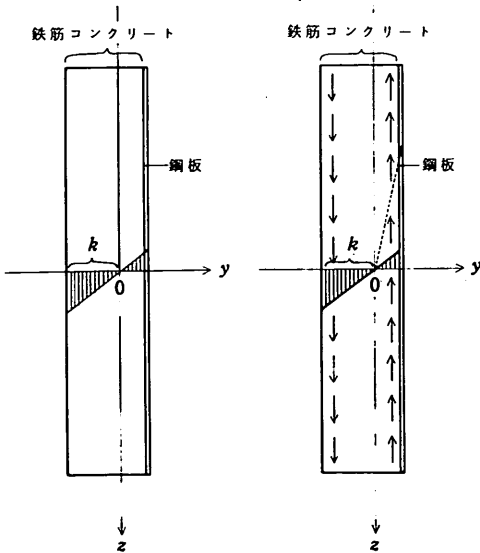


図-10 せん断ひずみ分布 (合成版) 図-11 せん断応力分布 (合成版)

$$\int_{-k}^{t-k} \sigma_{xz} b dy = 0 \quad (17)$$

が成り立つ。積分を実行すると k の値が

$$k = \frac{(2gr_s r_c + gr_s^2 + r_c^2)t}{2(g r_s + r_c)} \quad (18)$$

と決まる。

こうしてせん断応力分布が決まると、式(12)を用いて St. Venant ねじりモーメントが、

$$\begin{aligned} T_s &= G_c \cdot \frac{4}{3} b [\{ (r_c t - k)^3 + k^3 \} \\ &\quad + g \{ (t - k)^3 - (r_c t - k)^3 \}] \phi'(x) \end{aligned} \quad (19)$$

と求められる。すなわち合成版としての St. Venant ねじり剛性 $(GJ)_{com}$ は、

$$\begin{aligned} (GJ)_{com} &= G_c \cdot \frac{4}{3} b [\{ (r_c t - k)^3 + k^3 \} \\ &\quad + g \{ (t - k)^3 - (r_c t - k)^3 \}] \quad (20) \end{aligned}$$

と表すことができる。

(2) 反りねじり剛性

反りねじり剛性は、弾性係数 E と反り2次モーメント $I_{\omega\omega}$ との積に等しい。 $I_{\omega\omega}$ は

$$I_{\omega\omega} \equiv \int_A \omega^2 dA \quad (21)$$

と定義される断面の形状と寸法に関する関数である。 ω は単位反りと呼ばれ、ねじれ率 $\phi'(x) = 1$ のときの軸方向変位を表し、断面内の位置により異なる。溝形断面各辺の ω の中立軸位置は、一般には、軸力 $\Sigma F = 0$ 、 y 軸まわりの曲げモーメント $\Sigma M_y = 0$ 、 z 軸まわりの曲げモーメント $\Sigma M_z = 0$ の条件より決まる。均一な材料からなり、板厚一定の場合、三辺の中立軸比をそれぞれ α 、 β 、 γ とおくと、図-12に示すように、 $\alpha = 0.568$ 、 $\beta = 0.5$ 、 $\gamma = 1 - \alpha = 0.432$ となる。ひびわれ前の RC 部材については図-12の ω について式(21)の積分を行なって $I_{\omega\omega}$ を求め、これとコンクリートの弾性係数の積として反りねじり剛性を求めることができる。

また、合成版部材のように鋼材量が多いものについては、鋼板の断面積を縦弾性係数の比によりコンクリート断面積に換算して断面積を割増したうえで $I_{\omega\omega}$ を求めることとする。

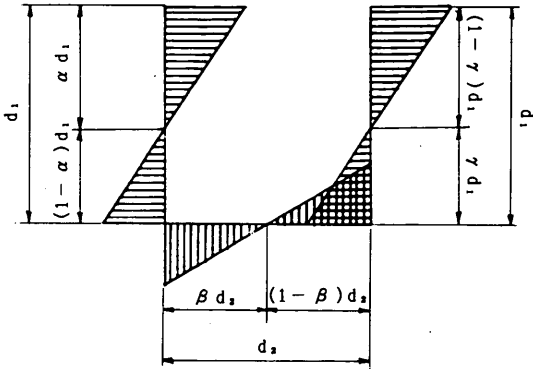


図-12 溝型断面の単位反りの分布

また ω の定義から、 x 軸方向の直ひずみ ϵ_{xx} は、

$$\epsilon_{xx} = -\omega \phi''(x) \quad (22)$$

と表される。すなわち単位反り ω の正負により引張ひずみあるいは圧縮ひずみとなる。直応力 σ_{xx} は、

$$\sigma_{xx} = -E\omega \phi''(x) \quad (23)$$

となり、 ω の正負により引張応力あるいは圧縮応力となる。この引張応力により生じるひびわれを、反り曲げひびわれと呼ぶ。また、はりの曲げ荷重にともなってせん断応力が生じるのと同じように、反りにともなってせん断応力が生じる。このせん断流の値は

$$\sigma_{xt} = EQ_{\omega} \phi'''(x) \quad (24)$$

より求められる。ここで、 Q_{ω} は板厚中心線に沿ってとった s 座標について次式のように ω を積分することにより得られ、反り1次関数と呼ばれる。

$$Q_{\omega} = \int_s^s \omega dA \quad (25)$$

前述の溝形断面について、 Q_{ω} の分布形状は図-13のようになり、 ω の中立軸位置で極値をとる。

溝形断面部のせん断応力は、St. Venantねじりによるせん断応力(式(11)および式(16))と、反りねじりによるせん断応力(式(24))の和として求められる。せん断応力がコンクリートの引張強度に達するとひびわれが発生する。このひびわれを前述の反り曲げひびわれと区別する意味でねじりせん断ひびわれと呼ぶ。

3.3 ひびわれ発生後のねじり剛性

(1) St. Venantねじり剛性

コンクリートのひびわれ発生以後のSt. Venantねじり剛性を以下のように計算する。まず、一般に立体トラ

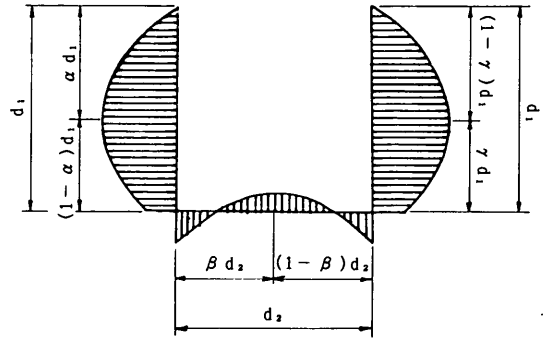


図-13 溝型断面の反り一次関数の分布

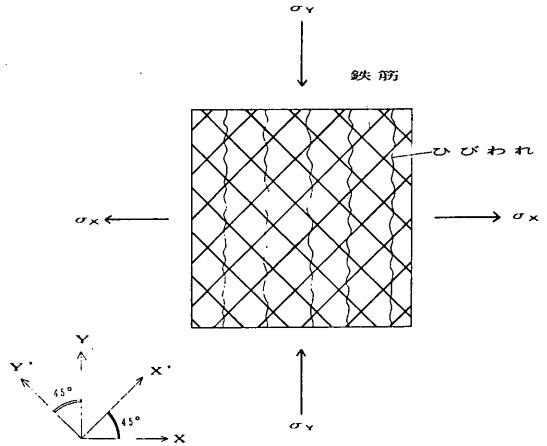


図-14 純せん断を受ける鉄筋コンクリート板

ス理論と呼ばれている方法と同じく、断面の中心部(コア)はねじり強度に有効でないと仮定する。ねじり強度に有効な範囲の決定方法は、研究者により若干異なっている。ここでは簡単に、鉄筋が中心になるように有効厚を仮定する。すなわち、例えばかぶり径が15mmであり、 y 方向、 z 方向の鉄筋径がそれぞれ10mmであれば、その内側15mmを有効とし、合計50mmの有効厚とする。

次に、有効厚の部分のせん断剛性を求める。図-14のように X 軸、 Y 軸を設定する。 X 方向の直応力 $\sigma_x = \sigma$ 、 Y 方向の直応力 $\sigma_y = -\sigma$ とする。 XY 座標を45度回転した方向に X' 、 Y' 座標をとる。 X' 、 Y' 座標では、 X' 方向と Y' 方向の直応力は0であり、せん断応力 $\tau_{x'y'} = -\sigma$ となる。 X' 方向と Y' 方向の鉄筋比は等しいとする。鉄筋比を p とおく。ひびわれは最大主引張応力方向(この場合は X 方向)に直角に生じるとする。鉄筋とコンクリートの弾性係数をそれぞれ E_s 、 E_c とおく。 X 方向のひずみを ϵ_x 、 Y 方向のひずみを ϵ_y 、せん断ひずみを ϵ_{xy} とおく。また X' 方向のひずみを $\epsilon_{x'}$ 、 Y' 方向のひずみを $\epsilon_{y'}$ 、せん断ひずみを $\epsilon_{x'y'}$ とする。

とおく。等方配筋の場合、対称性より $\varepsilon_{xy} = 0$ である。コンクリートの引張剛性を無視し、圧縮特性については完全弾性とする。また鉄筋のほぞ作用を無視する。この仮定により $X Y$ 座標における直応力およびせん断応力のつりあいから、次式が成り立つ。

$$\begin{pmatrix} \sigma \\ -\sigma \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ E_c \varepsilon_y \\ 0 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \frac{1}{2} & \frac{1}{2} & -1 \\ \frac{1}{2} & \frac{1}{2} & 1 \\ \frac{1}{2} & -\frac{1}{2} & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} pE_s \varepsilon_{x'} \\ pE_s \varepsilon_{y'} \\ 0 \end{pmatrix} \quad (26)$$

ここで、

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{x'} \\ \varepsilon_{y'} \\ \varepsilon_{x'y'} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{2} & \frac{1}{2} & 1 \\ \frac{1}{2} & \frac{1}{2} & -1 \\ -\frac{1}{2} & \frac{1}{2} & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_{xy} \end{pmatrix} \quad (27)$$

を考慮して計算すると、結局、 $X' Y'$ 座標に関するせん断応力とせん断ひずみの関係は、

$$\tau_{x'y'} = \frac{E_c p E_s}{E_c + 2 p E_s} \varepsilon_{x'y'} \quad (28)$$

となる。すなわちひびわれ発生後の鉄筋コンクリート板のせん断弾性係数 G_{CR} は

$$G_{CR} = \frac{E_c p E_s}{2(E_c + 2 p E_s)} \quad (29)$$

と表せる。せん断応力が有効厚に一樣に分布するとして、RC 部材については St. Venant ねじり剛性が計算できる。また合成版部材については、 G_{CR} と鋼板のせん断弾性係数 G_s との比から、せん断力のつりあいにより、せん断ひずみの中立軸位置を計算し (図-15)、ひびわれ前と同じように St. Venant ねじり剛性を計算することができる。

(2) 反りねじり剛性

ひびわれが発生すると単位反り ω の分布は変化する。ひびわれ発生以後の ω の分布を知るためには、各辺における ω の中立軸位置を定める必要がある。このとき引張域のコンクリートを無視し、鋼材とコンクリートの弾性係数比を考慮して、力のつりあいと曲げモーメントのつりあいから中立軸位置を計算する方法がある (バイマテリアルモデル²⁶⁾)。計算の流れ図を図-16 に示す。

合成版部材についても、この方法をそのまま適用すれば反りねじり剛性の値が設定できる。

(3) 鉄筋の降伏

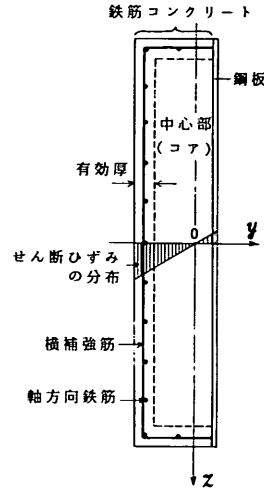


図-15 立体トラスモデルの合成版への適用

模型軸方向の鉄筋がはじめて降伏する荷重は、反りによる最大ひずみが降伏ひずみに達する荷重として計算できる。

また、せん断ひずみによる鉄筋の降伏荷重は以下のように計算できる。まず St. Venant ねじりによるせん断ひずみ $\varepsilon_{xx,CR,S}$ は、

$$\varepsilon_{xx,CR,S} = k_{CR} \phi'(x) \quad (30)$$

と表される。ここで k_{CR} はひびわれ発生後のせん断ひずみの中立軸と鉄筋との距離である。

次に反りねじりによるせん断ひずみ $\varepsilon_{xx,CR,W}$ は、次式で得られる。

$$\varepsilon_{xx,CR,S} = \frac{EQ\omega\phi'''(x)}{Gt} \quad (31)$$

式30と式31の和として求められるせん断ひずみは、 $x = l/2$ で最大となる。降伏荷重は、最大ひずみが降伏ひずみに達するときの荷重として求められる。

3.4 ひびわれ幅の計算

ねじりによりコンクリート部材に発生するひびわれは、曲げによるものと異なり、ねじり回転によりひびわれ面間のずれが生じ、除荷してもその残留ひびわれ幅は曲げの場合より一般に大きい。このような性質があるため、構造物の耐久性の面から注意が払われる必要がある¹¹⁾。

一般に、ねじりによるひびわれ幅は、曲げの場合と同様、ひびわれ間隔、ひびわれを横切る鉄筋のひずみ、補強鉄筋量、作用応力等に関連がある¹¹⁾。

ねじりによるひびわれ幅の算定については、曲げひびわれ

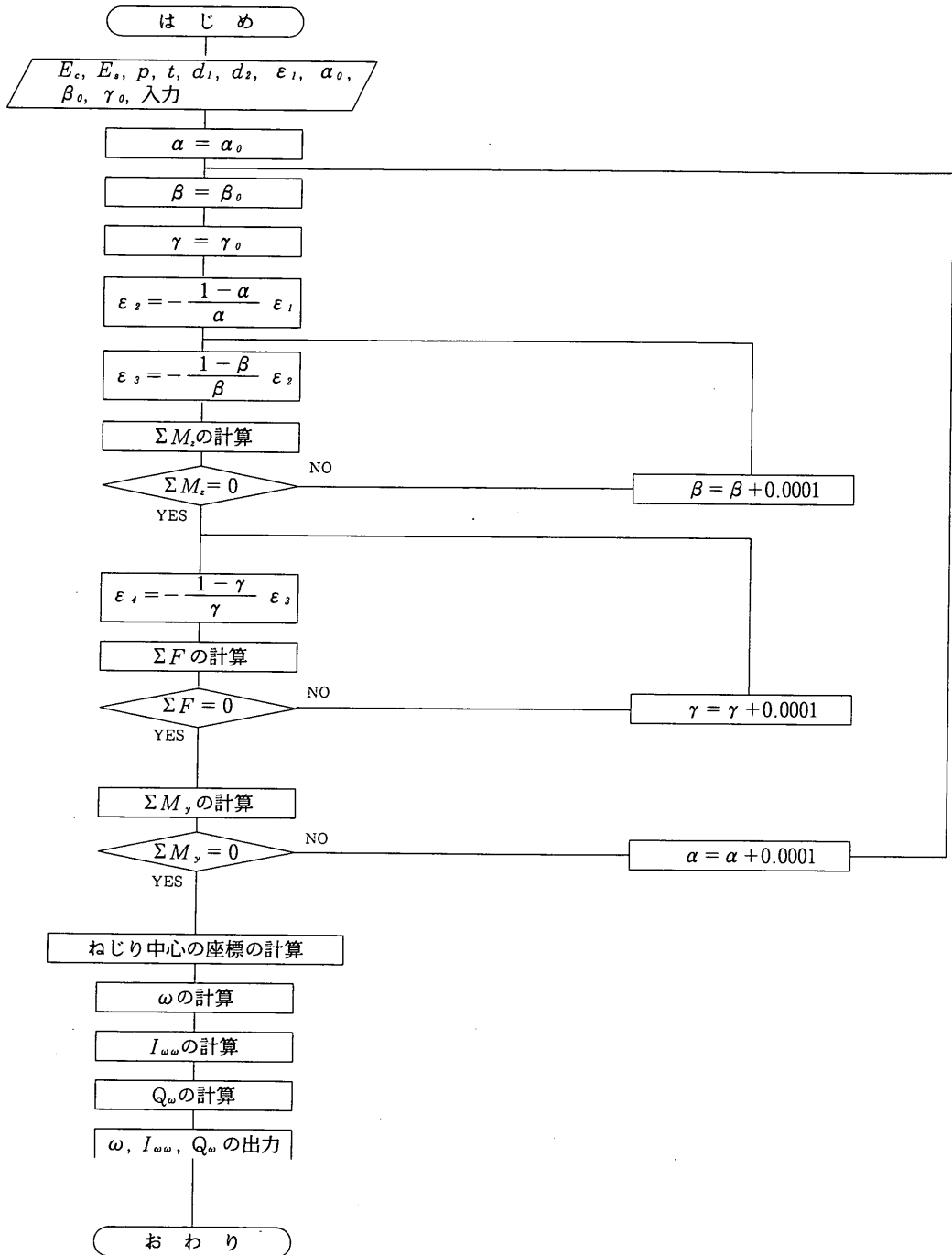


図-16 反りねじりに関する計算の流れ図

ほどには検討されていない。本報告では、Leonhardt²⁰⁾の方法を適用する。Leonhardt はひびわれ角度が鉄筋方向に対して45度の場合、ひびわれ間隔 L_{CR} を、軸方向鉄筋の間隔 s_l と横補強筋の間隔 s_t を用いて、

$$L_{CR} = \frac{s_l + s_t}{2\sqrt{2}} \quad (32)$$

と表している。また平均ひびわれ幅 w_a を

$$w_a = L_{CR} (\varepsilon_l + \varepsilon_t) \quad (33)$$

ひびわれに平行な方向のずれ変位 δ を

$$\delta = L_{CR} (\varepsilon_l - \varepsilon_t) \quad (34)$$

ひびわれ幅の信頼度90%値 w_{90} を

$$w_{90} = 2.0 \cdot L_{CR} (\varepsilon_l + \varepsilon_t) \quad (35)$$

と表している。ここで ε_l は軸方向鉄筋のひずみ、 ε_t は横補強筋のひずみを表す。

4. 載荷試験

4.1 模型の構造

実験には鉄筋コンクリート(RC)ケーソンの模型1体と、合成版式ケーソン(ハイブリッドケーソン)の模型2体を使用した。ここでの合成版は内面の鋼板、外面の鉄筋コンクリートを形鋼により機械的に合成したもの

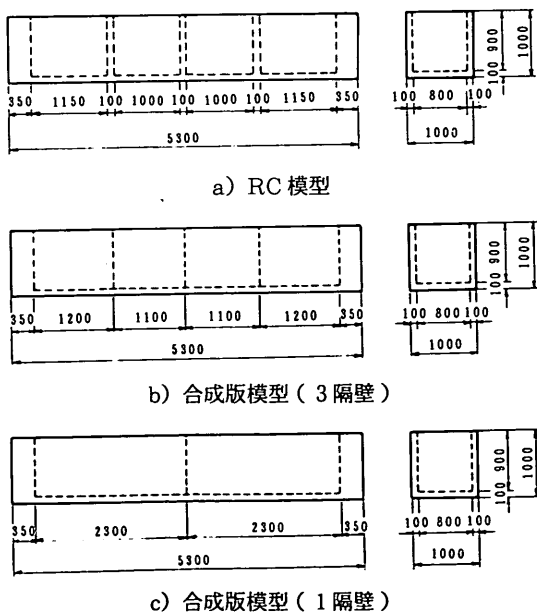


図-17 模型の基本寸法

表-3 模型の自重と鋼材量

模 型	自 重 (ton)	鋼材量 (ton)
RC	5.30	0.306
合成版 3 隔壁	5.30	1.270
合成版 1 隔壁	5.21	1.183

である。模型の基本寸法は、図-17 に示すように全長5.3m、高さ1.0m、幅1.0mとした。断面形状は溝型であり、側壁および底板の厚さは100mmとした。また、端部壁の厚さは350mmとした。

RC 模型では、厚さ100mmの RC 隔壁 3 枚を、模型軸方向にはほぼ等間隔に配置した。合成版模型については、補剛材をもつ厚さ 6 mm の鋼板を隔壁として 3 枚配置した模型と、1 枚配置した模型を製作した。

表-3 に模型 1 体あたりの自重および鋼材量を示す。RC 模型の配筋を図-18 に示す。側壁および底板では、模型の軸方向および横方向に D 6 鉄筋を 75mm ピッチで 2 段配筋とした。鉄筋のかぶりは 20mm とした。隔壁では D 6 鉄筋を 75mm ピッチで 1 段配筋とした。側壁および底板の鉄筋断面積の、コンクリート断面積に対する比(鉄筋比)は、0.845%であった。ただし隅角部では応力集中を予想し、D10 鉄筋で補強したため、鉄筋比は 2.87%となった。

合成版模型の配筋を図-19 に示す。側壁および底板については、外側は片側配筋の RC で、内側は図-20 に示すような鋼殻からなる。鋼殻は厚さ 6 mm の鋼板にずれどめとして刃長 40mm、肉厚 3 mm の山形鋼を 150 mm 間隔で溶接し、さらに D 6 鉄筋を J 型に曲げ加工して製作したスタッドを 150mm 間隔で図-21 に示すように溶接したものである。外側の RC では軸方向および横方向に D 6 鉄筋を 75mm ピッチで 1 段配筋した。鉄筋のかぶりは 20mm とした。

4.2 使用材料の特性

模型に使用した鋼材は、鉄筋が SD295A-D10 と SD 295A-D 6、鋼板が SS400-t 6、山形鋼が SS400-L 40×40×3 である。これらの鋼材の引張試験の結果を表-4 に示す。

コンクリートは、呼び強度 195kgf/cm²、ベーススランプ 15cm、粗骨材最大寸法 10mm の生コンを用いた。示方配合を表-5 に示す。なお打設時には目標スランプ 21cm として流動化剤を添加した。コンクリート打設にあたっては、鉄筋を組み終わった模型を伏せて(底板を上にして)置き、ポンプ圧送により上方からコンクリー

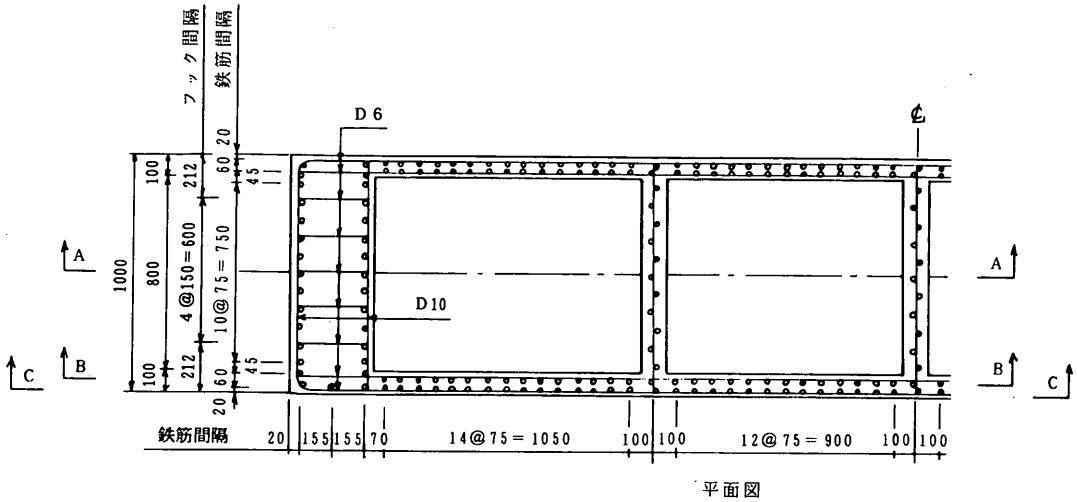


図-18 a) RC 模型配筋図 平面図

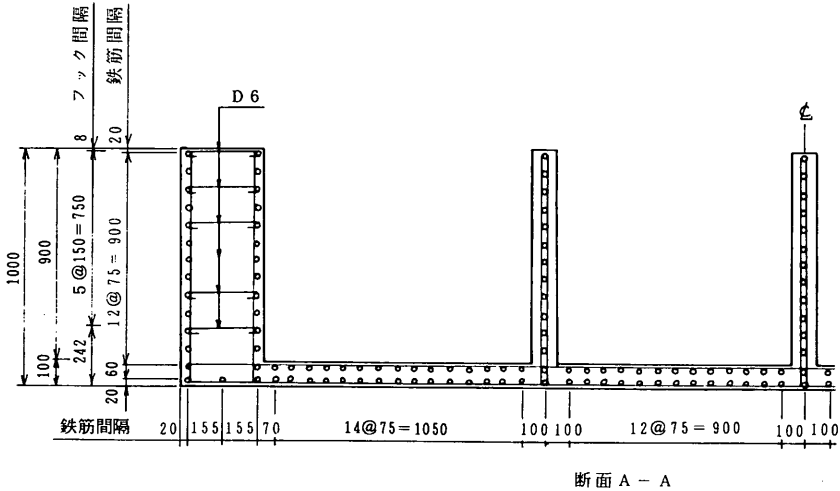


図-18 b) RC 模型配筋図 断面 A - A

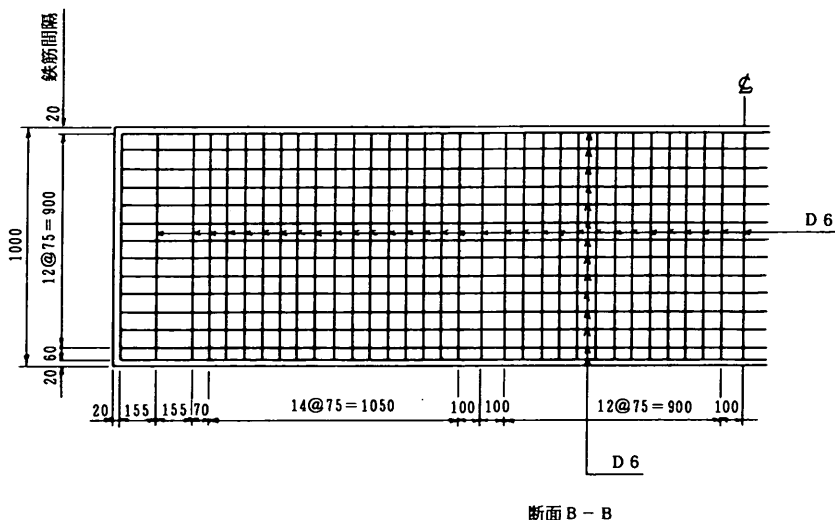
トを打設した。締め固めには、棒状バイブレータおよび型枠バイブレータを使用した。フレッシュコンクリートのスランプ、空気量、温度の測定結果と、標準養生した管理供試体の圧縮強度試験結果を表-6に示す。また表-7には、模型ケーソンと同一の気中養生を行った管理供試体を用いて、模型の載荷試験時に行なった試験の結果を示す。圧縮試験と引張試験には $\phi 100 \times 200$ mmの円柱供試体、曲げ試験には $100 \times 100 \times 400$ mmの角柱供試体を用いた。試験の方法は、それぞれ関連するJISに従った。なお静弾性係数とポアソン比は、ASTM C469-65

に従って、圧縮強度の40%の圧縮応力時の縦ひずみと横ひずみから求めた。

4.3 載荷方法

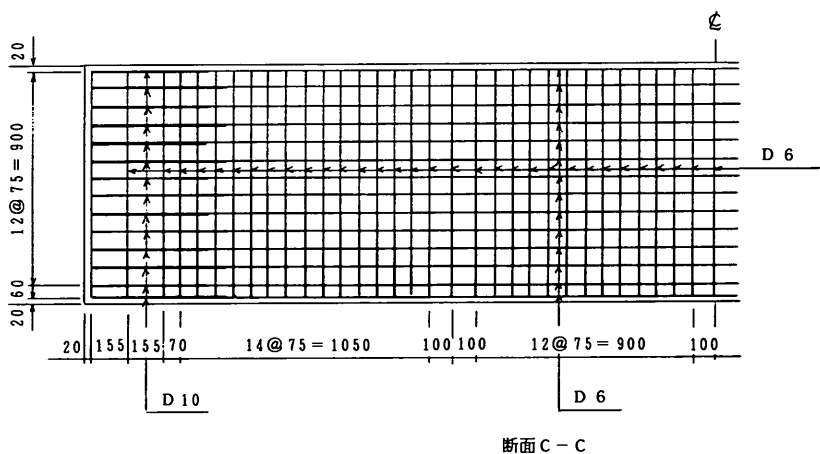
図-22に載荷装置を示す。また図-23に載荷状況の概略を示す。載荷方法として、模型両端部壁に取り付けた鋼製の載荷治具を介して、油圧ジャッキにより加力し、両端に大きさが等しく方向が逆向きのねじりモーメントを与えた。ジャッキによる力と支点反力により模型に加えられる偶力の腕の長さ l は1.6(m)とした。すなわちジャッキにより大きさ P (tf)の荷重を加えることに

ねじりを受ける長大ケーソンの力学特性



断面 B - B

図-18 c) RC 模型配筋図 断面 B - B



断面 C - C

図-18 d) RC 模型配筋図 断面 C - C

よって模型に加わるねじりモーメントの大きさは、 $P \cdot l_0$ (tf・m)である。また、荷重0の時点で、模型には自重によるねじりモーメントが作用する。その大きさ T_d は、自重 W を用いて、

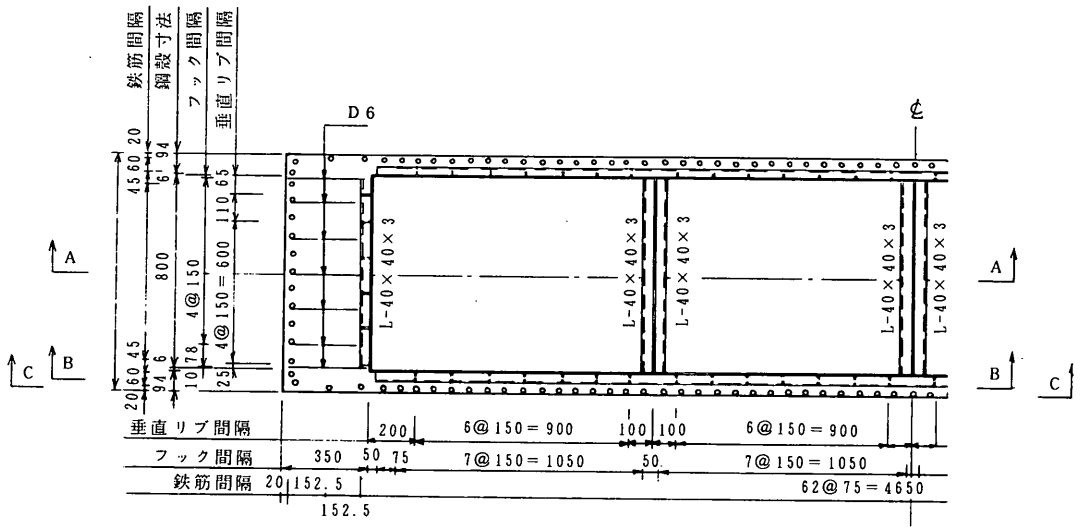
$$T_d = \frac{W \cdot l_0}{4} \quad (39)$$

と表される。

使用した油圧ジャッキは押し引き両用であり、載荷能力は、押しで100tf、引きで50tfである。支点は球座で、

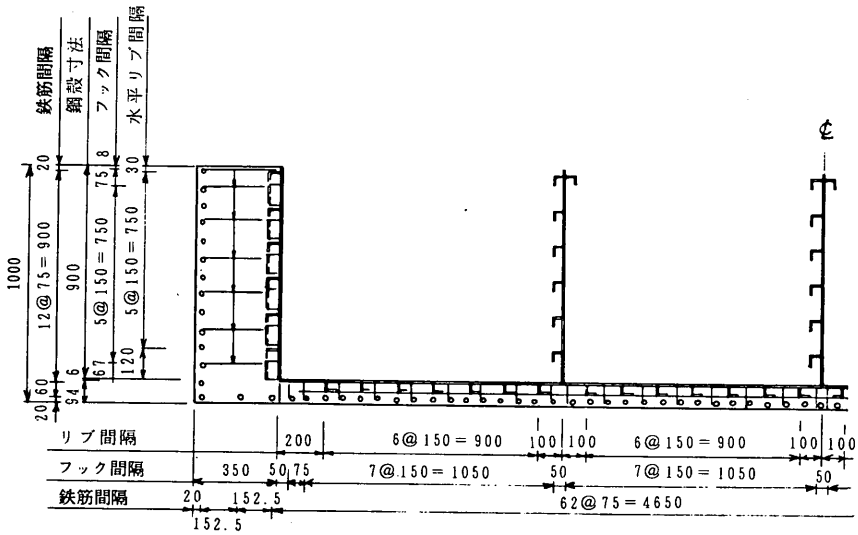
回転が自由となるようにした。また片方の支点は支点下部のプレートにテフロンシートを置き、模型軸方向に可動とした。ジャッキの基部および治具とのジョイント部には球面ブッシュを用い、模型にねじりモーメント以外の外力がなるべく加わらないように配慮した。

載荷にあたっては、二台の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、そのあと再載荷し模型を破壊させた。



平面図

図-19 a) 合成版模型 (3 隔壁) 配筋図 平面図



断面 A - A

図-19 b) 合成版模型 (3 隔壁) 配筋図 断面 A - A

4. 4 計測方法

荷重はジャッキに取り付けたロードセルによって測定した。合成版模型の載荷時には、容量50tfのロードセルを、RC模型の載荷時には容量20tfのロードセルを使用した。

ジャッキの引き込み量は容量100mmの変位計で計測した。終局時の変位量は160mm~195mm程度に達した

ので、載荷試験途中で変位計の盛り替えを行った。RC模型に載荷前にあらかじめ取り付けた変位計 (容量50 mm), 傾斜計 (容量±10°), πゲージ (標点距離100 mm), およびひびわれ発生後除荷した時点で取り付けた二軸亀裂変位計の配置を図-24 に示す。合成版模型でもほぼ同様の位置で計測を実施した。本実験での計測機器配置の特徴として、

ねじりを受ける長大ケーソンの力学特性

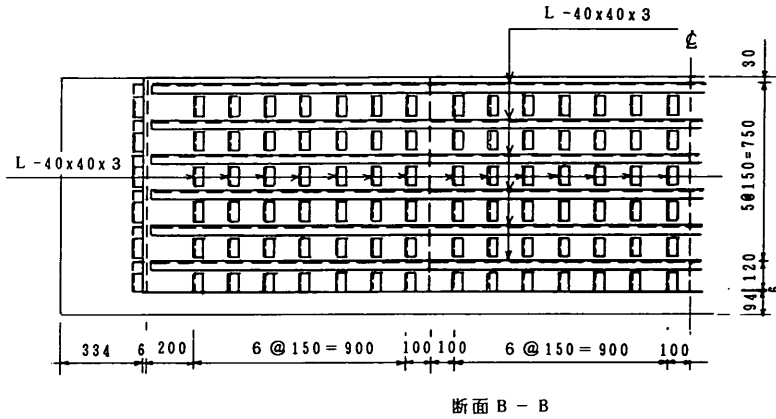


図-19c) 合成版模型(3隔壁)配筋図 断面B-B

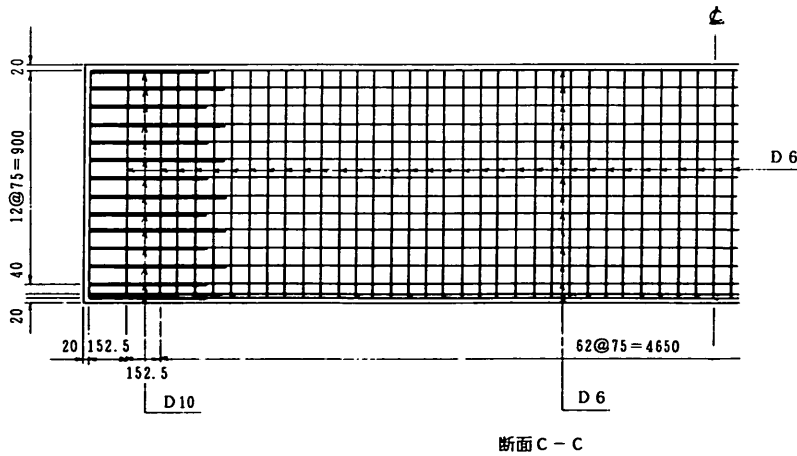


図-19d) 合成版模型(3隔壁)配筋図 断面C-C

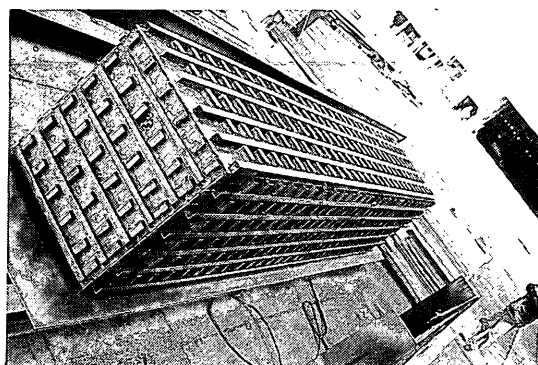


図-20 合成版模型の鋼殻

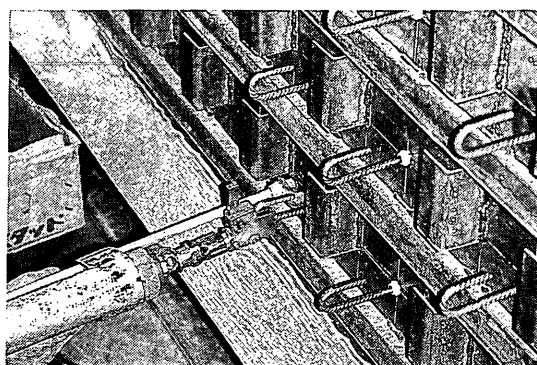


図-21 スタッド溶接状況

表 - 4 鋼材の引張試験結果

	降伏強度 (kgf/mm ²)	引張強度 (kgf/mm ²)	破断伸び (%)	静弾性係数 E (kgf/mm ²)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G (kgf/mm ²)
D 6 鉄筋	37.8	51.4	25.6	2.03×10 ⁴	—	—
D 10 鉄筋	32.9	48.2	28.9	2.02×10 ⁴	—	—
t 6 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。

表 - 5 示方配合

水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単 位 量 (kg/m ³)				
		水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
64	56.4	180	282	1002	813	1.128

表 - 6 コンクリート試験の結果

模 型	スランプ (cm)	空 気 量 (%)	コンクリート温度 (°C)	7日強度 (kgf/cm ²)	28日強度 (kgf/cm ²)
RC	16.0 (21.0)	4.2 (4.1)	22.0 (22.0)	159	230
合成版3隔壁	14.5 (20.0)	4.2 (4.0)	24.0 (25.0)	172	250
合成版1隔壁	14.0 (20.0)	4.2 (3.8)	28.5 (29.0)	161	251

注) () 内は流動化後の値

表 - 7 コンクリート強度 (載荷実験時)

	圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	曲げ強度 (kgf/cm ²)	静弾性係数 E (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G (kgf/cm ²)
RC	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

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。

ねじりを受ける長大ケーソンの力学特性

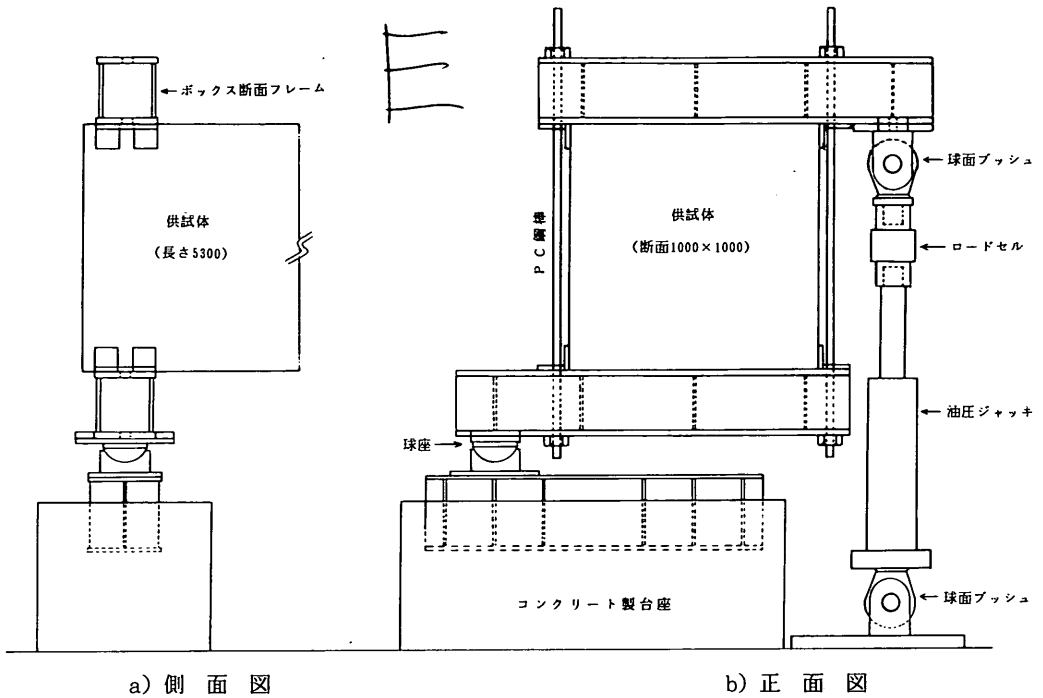


図-22 ねじり装置

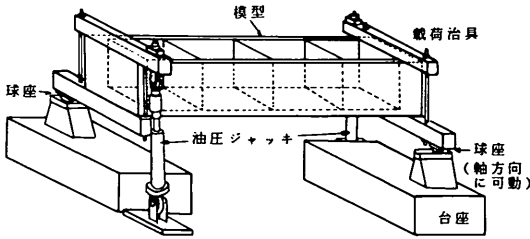


図-23 載荷状況の概略

- ① 断面変形状を把握する目的で、側壁間の距離の変化を測定するための変位計を配置した。
- ② ねじり回転角の模型軸に沿った分布状況を把握する目的で、傾斜計を端部だけでなく、模型軸方向に一列に配置した。
- ③ 個々のひびわれ幅だけでなく、巨視的な変形状も調べる目的で、 π ゲージを側壁上端から下端まで連続的に配置した。
- ④ 反りねじりの影響が比較的小さいスパン中央付近と、比較的大きい端部付近でのひびわれ性状の相違を把握する目的で、 π ゲージを二列配置した。
- ⑤ 二軸亀裂変位計を使用して、ひびわれ幅とともにひびわれに沿った方向のずれ変位を測定した。

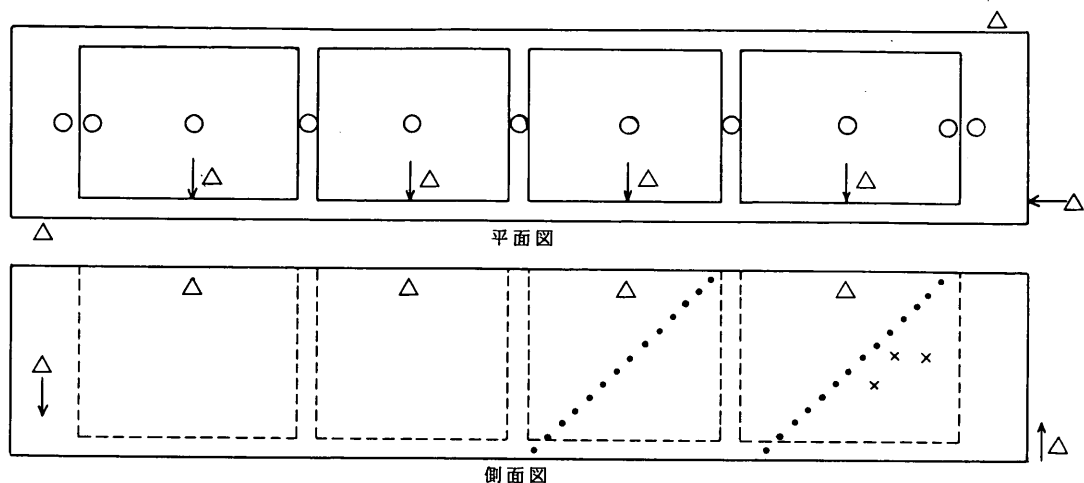
等を挙げるができる。

鋼材のひずみは、図-25に示すように各隔室中央断面において、ひずみゲージにより測定した。図-26はRC模型断面内のひずみ測定位置、図-27は合成版模型断面内のひずみ測定位置である。鉄筋にはコンクリート打設前にゲージ長3mmの単軸箔ゲージを、測定位置一箇所について外側と内側の2枚貼り付けた。鋼板のひずみ測定位置には打設後にゲージ長3mmの3軸箔ゲージを貼り付けた。

さらに隔壁表面のひずみを、図-28に示すように、3箇所のそれぞれ裏表に貼り付けた3軸ひずみゲージにより測定した。RC隔壁に用いたゲージは、ゲージ長20mmの3軸ポリエステルゲージである。鋼隔壁には鋼板と同様の3軸箔ゲージを使用した。

以上の測定値は、荷重の各ステップ(荷重増分0.2tfないし0.4tf、載荷試験の後半では載荷点での変位増分15mm)ごとに、静ひずみ測定器により計測し、データをパソコンに転送し、フロッピーディスクに格納した。

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。



(△：変位計，○：傾斜計，●： π ゲージ，×：二軸亀裂変位計)

図 - 24 計測機器の配置

5. 載荷試験の結果

5.1 ひびわれおよび破壊の状況

表-8に、各模型の可視ひびわれ発生荷重、鉄筋降伏荷重、最大荷重の測定値を示す。合成版模型と比較してRC模型の耐荷力は半分以下と小さかった。

まずRC模型の破壊の状況について述べる。ここでは位置を表すために模型軸方向を東西方向とした東西南北の方角を用いる。図-29に示すように、油圧ジャッキ取り付け位置は模型の北東および南西側、支点は模型の北西および南東側である。まず荷重1.0tfのときに南東および北西隅角部に最初の可視ひびわれが生じ、続いて荷重2.0tfのときに側壁外側に可視ひびわれが生じた。また隔壁のすみにもひびわれの発生が見られた。荷重3.0tfのとき、側壁および底板の外側と端部壁、隔壁に斜めひびわれが数本見られた。荷重4.0tfの時点では、側壁および底板の内側にも斜めひびわれが見られた。さらに荷重が増加するにつれてひびわれ本数が増加し続け、荷重が6.3tfのときに北東側壁上部でコンクリートにせん断破壊が生じ耐荷力を失った。ただし鉄筋の破断は見られなかった。終局時におけるひびわれ発生状況を図-30a)に示す。全般的にひびわれの角度はほぼ45度方向に模型を取り囲むように生じた。RC模型のひびわれの分布および角度について以下のことがいえる。

① 側壁、底板のいずれも、内側より外側の方がひびわれ本数が多かった。これは、外側ではSt. Venantねじりによるせん断応力と反りによるせん断応力が累加されるのに対し、内側では打ち消しあうためである。ただ

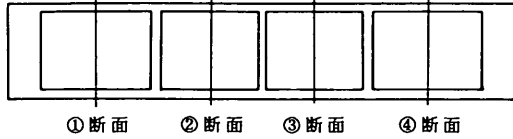
し底板中央部では反りによるせん断応力の符号が逆転するため、逆に外側で打ち消しあい、内側で累加される。このため底板中央部内側ではひびわれが比較的多かった。

② 南東、北西側壁上部では、ひびわれ角度は鉛直に近く、下部では水平に近い。これは反り拘束による模型軸方向の引張、圧縮応力が主引張応力方向に及ぼす影響を示している。この結果は、反り応力が端部で最大となり、単位反りが図-12のように分布することから説明できる。

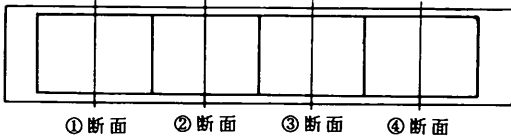
③ 側面において、端部壁部分(両端から350mmまでの部分)のひびわれ角度は、開断面部のひびわれ角度と約90°異なっている。解析における境界条件として、端部壁が開断面部の反りを拘束する効果を、端部壁のy軸まわりのねじり剛性を用いて評価した。端部壁のひびわれ角度は、端部壁が確かにy軸まわりのねじりを受けていたことを示している。

合成版模型についても、破壊に到るまでの状況はRC模型と同様であり、終局時にはコンクリートの圧壊が端部付近に生じた。終局時のひびわれ状況を図-30b, c)に示す。また、隔壁の補剛材に、載荷荷重の小さいうちから座屈現象がみられた。また、終局時には、端部壁内側において、鋼板とコンクリートは目視でわかる程度に離れていた。ただし試験が完了してからコンクリートを除去して観察した結果では、ずれどめとして用いた形鋼およびスタッドは破断していなかった。

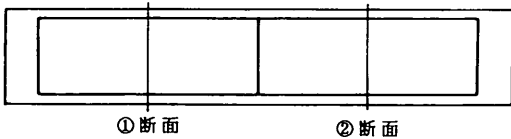
終局時のひびわれ本数はRC模型よりも多い。理論的には図-15に示すように合成版においてせん断ひず



a) RC模型



b) 合成版模型 (3 隔壁)



c) 合成版模型 (1 隔壁)

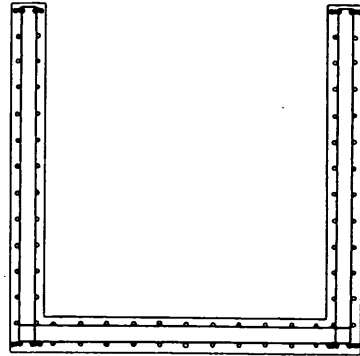
図-25 鋼材ひずみゲージ配置断面

みの中立軸は鋼板側に片寄る。したがって同一の回転角で RC 模型と比較すると、合成版模型の方が外側表面のせん断ひずみは大きいと考えられ、この結果ひびわれ本数が多くなったものと考えられる。

終局に近い荷重において、すでに生じている斜めひびわれに直交する方向のひびわれがみられた。これはひびわれを生じた RC 板においてトラスの圧縮材として機能するコンクリートストラットの圧壊と考えられる。

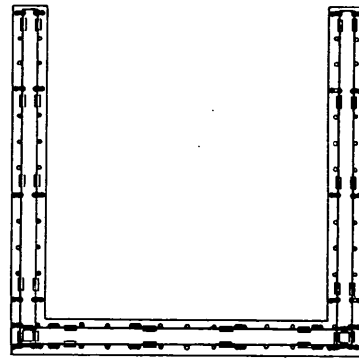
5.2 ねじり剛性

図-31 に、RC 模型に荷重 1tf を載荷したときの、模型軸方向に一列に配置した各傾斜計による測定値と、端部傾斜計による測定値との比を示す。



a) ①, ③, ④断面

● ひずみゲージ
(軸方向鉄筋)



b) ②断面

● ひずみゲージ
(軸方向鉄筋)
■ ひずみゲージ
(横補強筋)

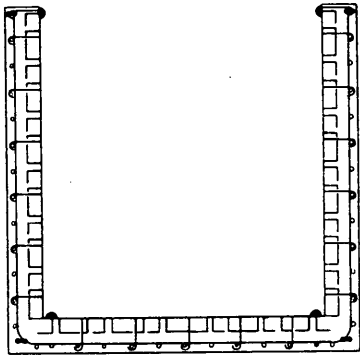
図-26 RC 模型ひずみゲージ貼りつけ位置

図-32 は、側壁間の距離の変化を示したものである。RC 模型では、荷重が増加するに従って横断面上端は開く傾向を示した。一方合成版模型では、断面①、④で開く方向、断面②、③で閉じる方向と、RC 模型と異なった傾向を示した。これらの結果は、前述の棒材のねじり理論⁷⁾での断面形状不変の仮定が必ずしも今回満足されていなかったことを示している。

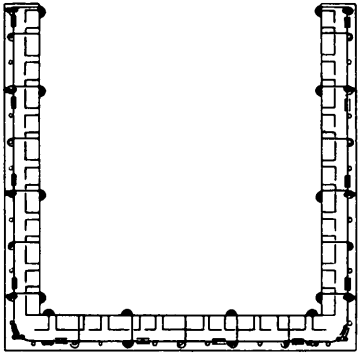
図-33 に、載荷荷重と端部回転角 (ジャッキの引き込み量から換算した値) の関係を示す。端部回転角が約 0.3° のとき、斜めせん断ひびわれが生じ、ねじり剛性はかなり低下した。とくに RC 模型は合成版模型より剛性の低下率が大きい。終局時の端部回転角は 5° 以上あり、長大ケーソンがねじりに対してかなりの変形性能を有することがわかる。また隔壁の数が多い方が終局荷重は大きくなるが、その差は 10% 程度と小さいことがわかる。

5.3 鋼材のひずみ

図-34 に RC 模型の①断面における軸方向鉄筋のひずみの分布を示す。終局時には図の右下および左上で反



a) ①, ③, ④断面



b) ②断面

図-27 合成版模型ひずみゲージ貼りつけ位置

- ひずみゲージ (軸方向鉄筋)
- ▲ 3軸ひずみゲージ (四板)

- ひずみゲージ (軸方向鉄筋)
- ひずみゲージ (横補強筋)
- ▲ 3軸ひずみゲージ (四板)

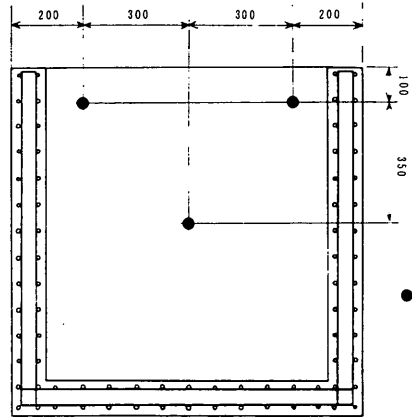


図-28 隔壁ひずみゲージ貼りつけ位置

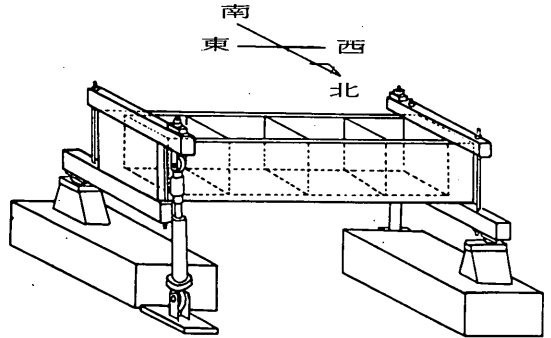


図-29 方角の定義

りによる引張によって降伏ひずみに達している。破壊した位置に近い図の右上の部分の終局時鉄筋ひずみは、外側で 590×10^{-6} (引張), 内側では -430×10^{-6} (圧縮)であった。したがってこの位置では反り拘束による圧縮応力のほか、面外の曲げとせん断が影響したことがわかる。

図-35に合成版3隔壁模型の①断面における軸方向鋼材のひずみの分布を示す。内側鋼板のひずみよりも外側鉄筋のひずみのほうがはるかに大きく、鉄筋は降伏し

ている。

図-36にRC模型の②断面における横補強鉄筋のひずみの分布を示す。5. 1のひびわれ分布と同様に、St. Venantねじりによるせん断応力と反りによるせん断応力が累加される側壁外側と底板内側の中央部で大きな値を示している。しかし終局時においても降伏ひずみにはわずかに達していない。

図-37 a)に合成版模型外側の横補強筋のひずみ分布を示す。また図-37 b)には内側の鋼板に貼り付けた3

表 - 8 載荷実験結果

模 型	ひびわれ発生荷重 (tf)		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

ねじりを受ける長大ケーソンの力学特性

軸ひずみゲージの測定値の中から、 x 軸に直角な方向のひずみを示す。内側鋼板のひずみよりも外側鉄筋のひずみのほうがはるかに大きく、鉄筋は降伏している。鋼板は全般的にひずみ量が小さく、底板の側壁に近い部分で集中的にひずみが生じている。

隔壁のひずみは、測定した範囲では最大で 500×10^{-6} 程度であり、降伏ひずみに達してはいなかった。鋼板の数箇所については -500×10^{-6} 程度の圧縮ひずみが計測され、補剛材の座屈を生じさせたものと思われる。

5.4 ひびわれ幅

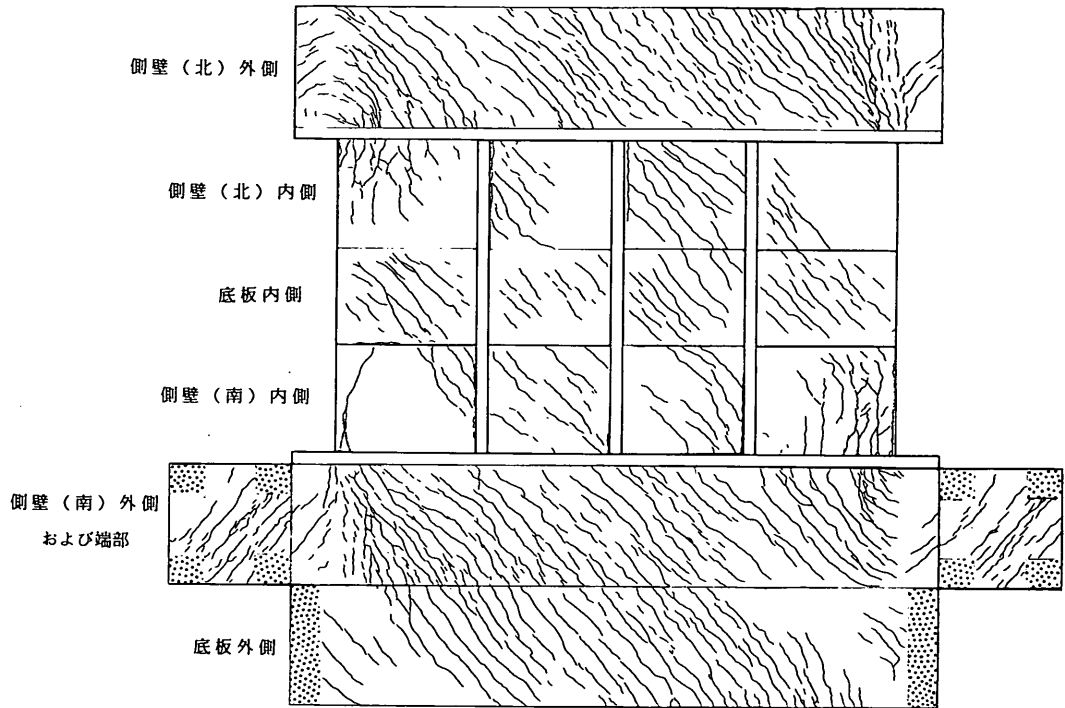


図-30 終局時のひびわれ状況 a) RC 模型

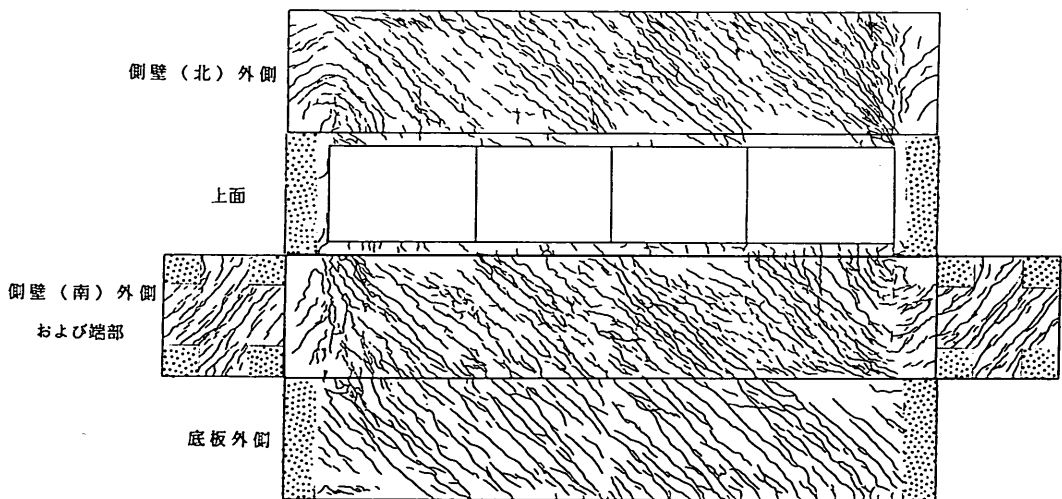


図-30 終局時のひびわれ状況 b) 合成版模型(3隔壁)

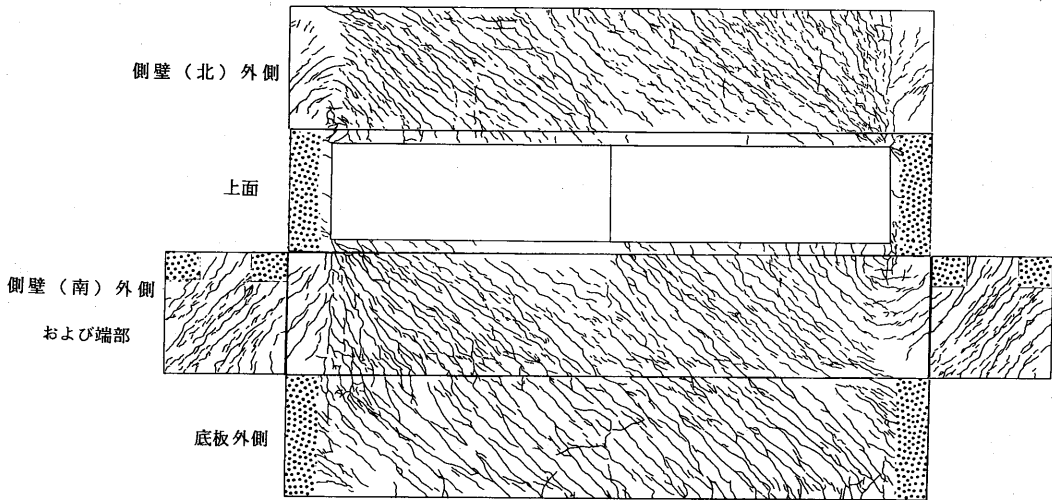


図-30 終局時のひびわれ状況 c) 合成版模型(1隔壁)

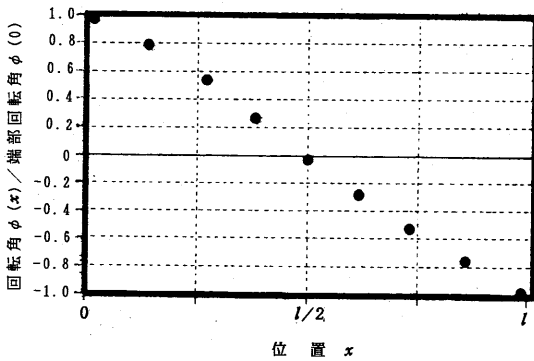


図-31 傾斜計による測定結果 (RC模型, 載荷荷重1.0tf)

図-38に目視観察により得た模型側壁外側での平均的なひびわれ間隔の値と荷重の関係を示す。斜めひびわれが生じてからひびわれ間隔ははじめ急速に減少し、載荷荷重が4tf以上になるとしだいに緩やかに減少した。終局時の平均ひびわれ間隔は、RC模型で10.9cm、合成版模型では8.0cmであった。

π ゲージは模型軸に対して45度の方向に2列配置した。各列にはそれぞれ標点距離100mmの π ゲージ14台を連続して配置した。各列において14台の π ゲージの測定値を平均すると、標点距離1400mmの区間の巨視的なひずみを得られる。RC模型の場合、2列のそれぞれの巨視的なひずみは、図-39に示すように、載荷荷重約1.7tf

まではほぼ等しいが、その後は端部寄りの列のひずみが、支間中央寄りの列のひずみの約2倍となった。St. Venantねじりのみであれば、模型軸方向の位置にかかわらずせん断ひずみは一定であるが、開断面では反りねじりにより、端部付近でひずみが大きくなるのがわかる。

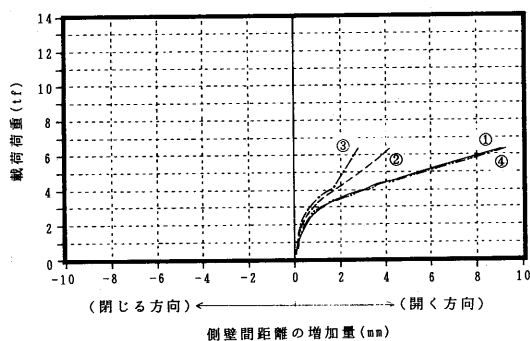
図-40に支間中央寄りで測定したひびわれ幅と横補強筋平均ひずみの関係を示す。横補強筋平均ひずみは、 π ゲージ取り付け位置と対応する側壁外側における測定値を平均して求めた。いずれの模型でも横補強筋のひずみとほぼ比例してひびわれ幅が増加している。ただしRC模型ではひずみ量が小さいうちからひびわれ幅が0.2~0.3mmとなり、一般的な曲げひびわれ幅より鋼材のひずみ量に対するひびわれ幅が大きくなる傾向を示した。

次に端部付近に取り付けた二軸亀裂変位計によるひびわれ面での幅とずれの関係を図-41に示す。ずれの増大が開始したのは、ひびわれ幅が0.4mmを超した荷重約4.8tfの時点である。すなわち鋼材のひずみ量が小さいうちは、ひびわれ面ですれ変位はさほど生じず、開口変位が増大していたことを示す。

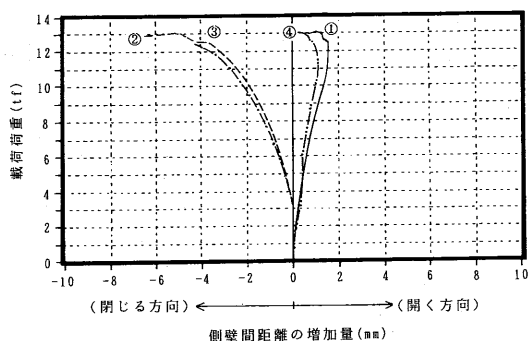
6. 考察

3.で述べた計算式を用いて、各模型のねじり剛性、ひびわれ発生荷重、鉄筋降伏荷重を計算した。

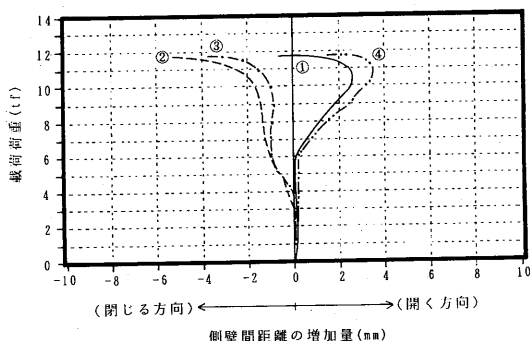
ひびわれ前のRC模型について、 x 軸に沿った回転角



a) RC 模型



b) 合成版模型 (3 隔壁)



c) 合成版模型 (1 隔壁)

図-32 側壁間距離の変化

の分布を計算した結果を図-42 に示す。回転角の分布曲線は、 $x = l/2$ に変曲点をもつ曲線となる。開断面部の反りが端部でまったく拘束されない場合を考えると、境界条件式(8)、(9)の右辺が 0 となり、式(5)の定数 C_3 、 C_4 が 0 となるため、回転角は x 軸に沿って直線分布することになる。すなわち回転角が曲線分布するのは反りが端部で拘束されるためである。図-42 には式(8)、(9)

の境界条件による計算結果の他に、反り自由境界条件による直線分布、および、反り完全拘束境界条件による分布も併せて示した。実験結果は、今回の計算結果と反り自由境界条件による計算値の中間にある。荷重 1.0tf の時点ですでに反り曲げひびわれ発生により端部壁の反り拘束効果が低下しつつあることがわかる。

また図-43 は回転角の 1 回微分 (ねじれ率)、図-44 は 2 回微分の分布状況を示す。図-44 から回転角の 2 回微分 $\phi''(x)$ の絶対値は $x = 0, l$ で最大となる。したがって反りねじりによる x 軸方向の応力 (式(23)) は、溝形断面と端部壁の接合部 ($x = 0, l$) の、単位反り ω (図-12 のように分布する) が最大となる位置で最大となる。この応力がコンクリートの曲げ強度に達するとひびわれが発生するとして、反り曲げひびわれ発生荷重を求めた。

溝形断面と端部壁の接合部は他の箇所より多くの鋼材が配筋されていることから、反り曲げひびわれが生じてもそれほど模型の剛性が低下しないと考え、反り曲げひびわれ発生以後についても発生前と同じ剛性値を用いた。この仮定の下に、端部壁ひびわれ発生荷重と溝形断面部せん断ひびわれ発生荷重を計算した結果、いずれの模型についても端部壁ひびわれ発生荷重の方がわずかに小さかった。すなわち溝形断面部にひびわれが発生する前に、端部壁にひびわれが発生し、境界条件が変化するという計算結果となった。すなわち端部壁が初期の剛性を保持していないことになる。

そこで、端部壁の剛性値としてひびわれ発生後の値を用いることにより、模型のねじり剛性計算値は RC 模型では約 60%、合成版模型では約 50% 低下した。この境界条件のもとで、ねじりせん断ひびわれ発生荷重を求めた。ひびわれ発生位置は、 $x = l/2$ の外側表面で、 Q_ω が最大となる位置 ($\omega = 0$ の位置) である。

図-45 は、バイマテリアルモデルにより計算した各模型のひびわれ後の単位反り (ω) と反り一次関数 (Q_ω) の分布を示す。ひびわれ前の分布 (図-12) に比べて、RC 模型では反りに関する中立軸が大きく移動する。一方、鋼材量の多い合成版模型では、ひびわれ前とさほど変わらない。なお、この結果ねじりせん断ひびわれ発生後の剛性の計算結果は、RC 模型においてはひびわれ発生前の 12% まで減少するのに対し、合成版模型においては約 22% に減少するとどまった。

また反り曲げによる鉄筋降伏荷重の計算にあたっては、本来反りひずみは $x = 0, l$ で最大となるが、隅角部では鉄筋比が大きいことを考慮して、 $x = 30\text{cm}$ の断面の鉄筋ひずみについて計算を行った。ねじりせん断による

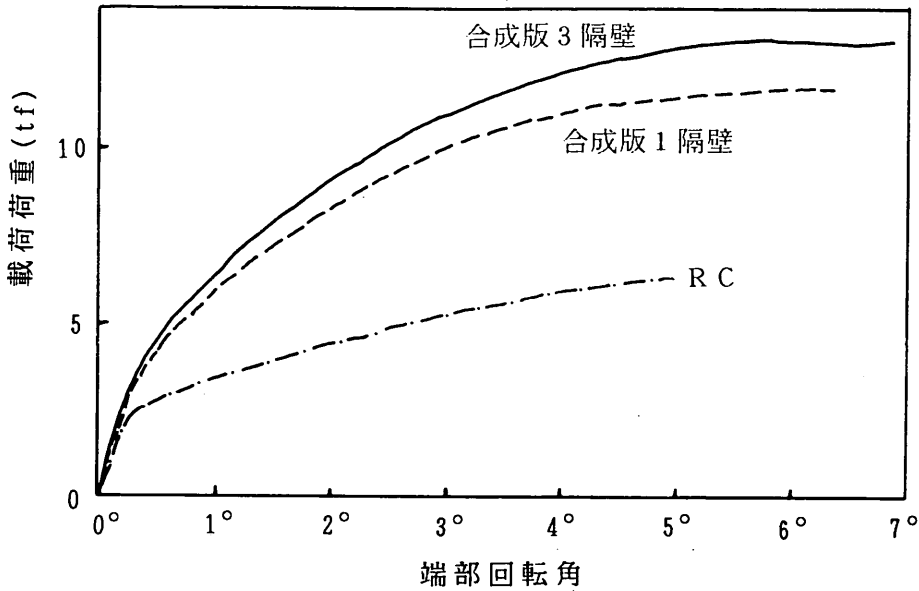


図-33 載荷荷重と端部回転角の関係(包絡線)

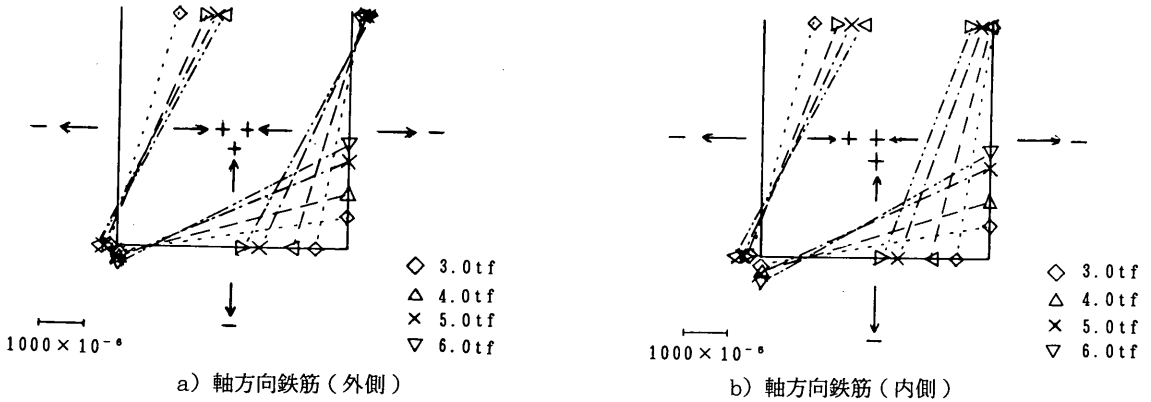


図-34 RC 模型の鉄筋のひずみ測定結果

鉄筋降伏荷重については、 $x = l/2$ の断面の鉄筋ひずみについて計算した。

以上の計算の結果を表-9に示す。またねじりモーメントと回転角の関係の計算結果を、実験結果とともに図-46に示す。図で鋼材量の小さいRC模型では、降伏開始後の応力再分配による余剰強度を考慮している。すなわちコンクリート圧壊時の反りモーメントから最大荷重を求めている。各模型ともに実験結果と計算結果は比較的よく一致している。ただし合成版模型では計算結果が危険側となっている点に注意を要する。以下実験結果と計算結果の相違の原因について検討する。

6.1 ねじり剛性

図-47は、ねじり剛性の計算結果と実験結果とを比較したものである。実験結果のねじりモーメントは、載荷荷重によるねじりモーメントと、自重によるねじりモーメントを足し合わせた値である。自重ねじれによる回転角は測定していないので、ひびわれ前の剛性計算値を用いて載荷荷重0の時点の回転角を仮定した。計算値の直線Iはひびわれ発生前の状態の剛性を表す。また直線IIは、ひびわれ本数が増加せず安定した状態の剛性を表す。

ねじりせん断ひびわれ発生以前においてもねじり剛性

ねじりを受ける長大ケーソンの力学特性

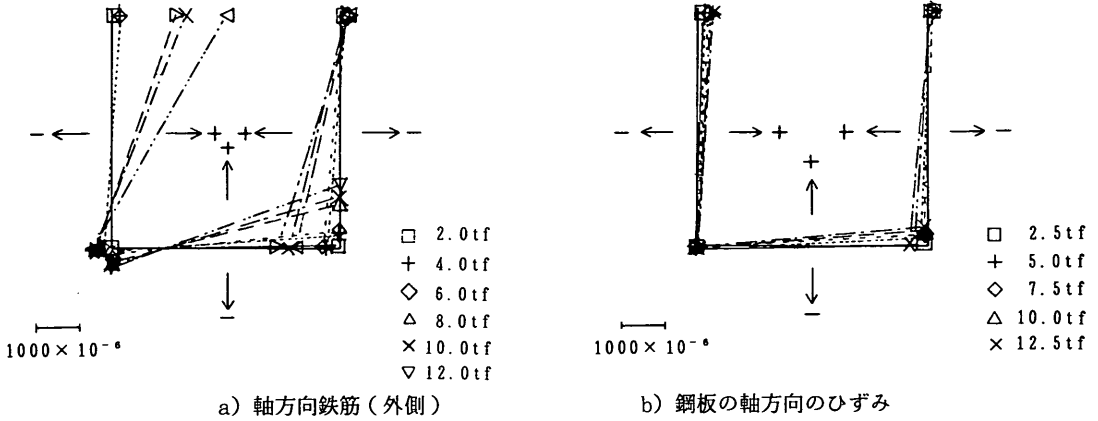


図-35 合成版3隔壁模型の鋼材のひずみ測定結果

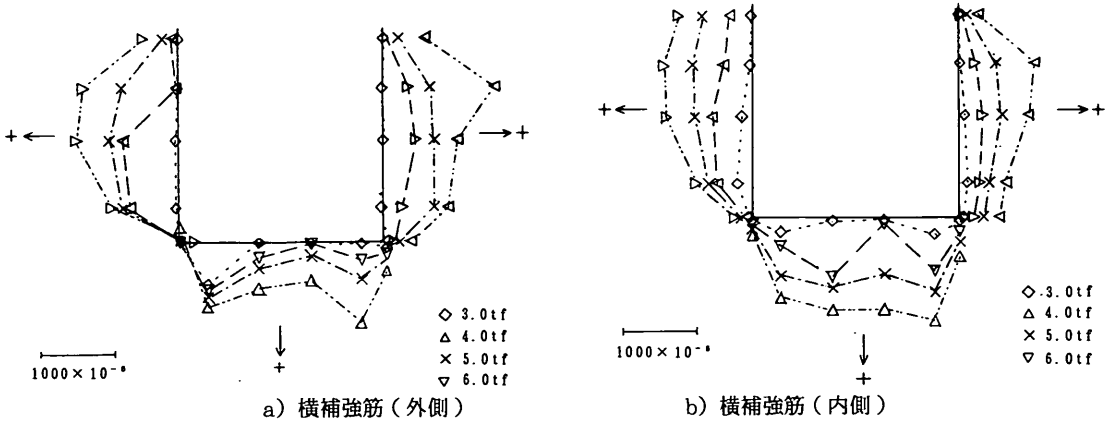


図-36 RC模型の鉄筋のひずみ測定結果

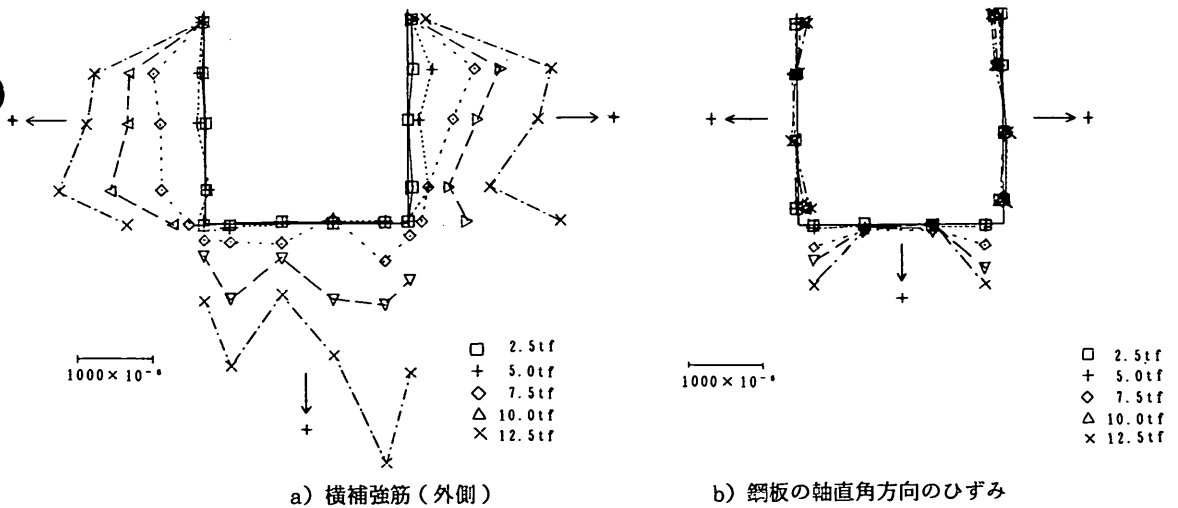


図-37 合成版3隔壁模型の鋼材のひずみ測定結果

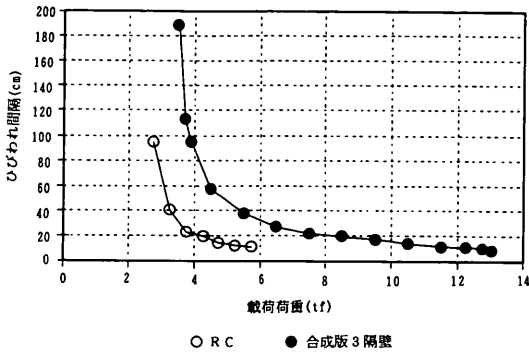
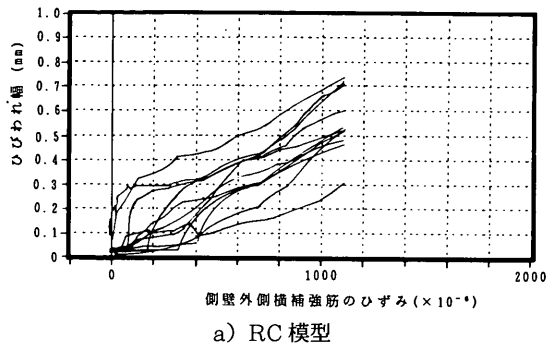
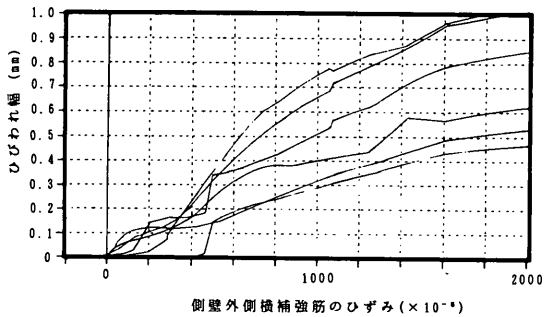


図-38 載荷荷重とひびわれ間隔の関係



a) RC 模型



b) 合成版模型 (3 隔壁)

図-40 ひびわれ幅と鉄筋ひずみの関係

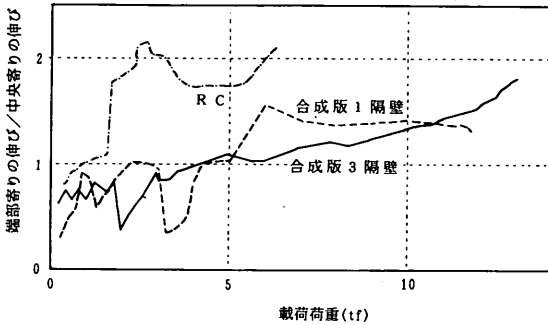


図-39 軸方向位置による変形量の相違

の低下がみられたが、これはすでに既往の研究でも指摘されていることである。その理由の一つとして Leonhardt²⁰⁾ は、ねじり作用によりコンクリート核面積が減少し、応力が表面に逃げること、およびマイクロクラックの影響を挙げているが、今回の検討では、端部壁と溝形断面部との接合部に早い段階で反り曲げにより生じたひびわれによって模型の剛性が低下したことも理由として考えられる。

RC 模型ではねじりせん断ひびわれ発生以後、ひびわれ形成領域を経て直線Ⅱに近づくが、途中で反り曲げによる軸方向鉄筋の降伏が開始するため、直線Ⅱよりもさらに低い剛性を示したものと思われる。

合成版模型においても、計算結果と実験結果の関係は RC 模型と類似している。しかし、実験値が直線Ⅱよりも低い剛性となった原因は、RC 模型の場合とは異なると思われる。なぜなら合成版模型においては、終局間際まで反り曲げによる鉄筋降伏は生じなかったからである。剛性低下の原因の一つとして考えられるのは、ひびわれ後の反りねじり剛性の算定にあたって、バイマテリアルモデルをそのまま適用したことである。すなわち反りに

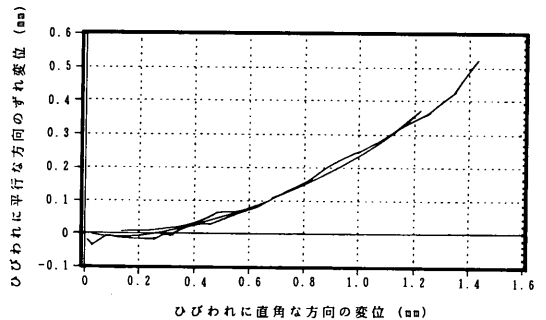
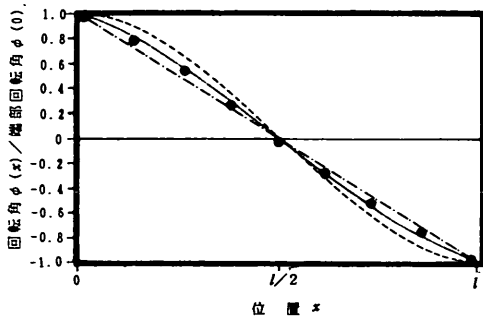


図-41 二軸亀裂変位計による測定結果 (RC 模型, 側壁外側)

関する計算において、鋼板による補強の非対称性を考慮していないことである。非対称性の影響を明らかにするためには、図-48のように片側の側面の鋼板で補強したはりに鉛直載荷した場合の、ひびわれの発生による剛性の低下度について、および荷重の偏心による付加的なねじりの影響について調べる必要がある。

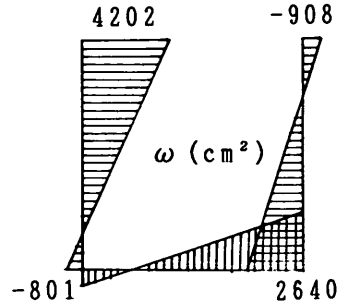
また別の原因として、ひびわれ後の St. Venant ねじり剛性の算定にあたり、コンクリートの圧縮特性を完全

ねじりを受ける長大ケーソンの力学特性



●測定値 — 式(8), (9) - - - 反り自由 - · - 反り完全拘束

図-42 回転角分布の実験結果と計算結果 (RC 模型, 載荷荷重1.0tf)



a) RC 模型

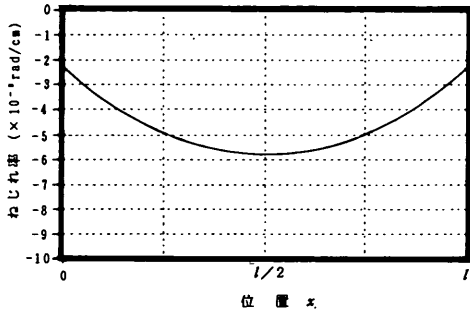


図-43 ねじれ率の計算結果 (RC 模型, ひびわれ前, l=430cm)

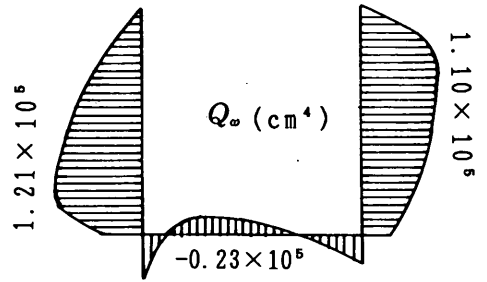


図-45 ひびわれ後の単位反りと反り一次関数の分布状況の計算結果

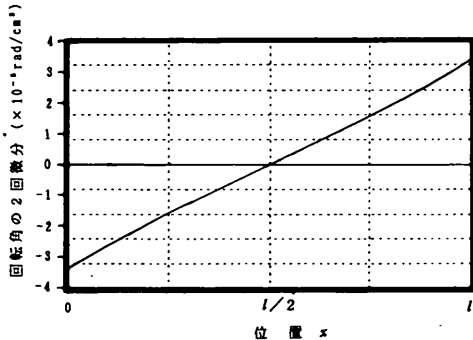


図-44 回転角の2回微分の計算結果 (RC 模型, ひびわれ前, l=430cm)

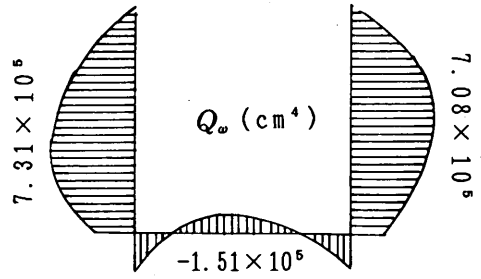
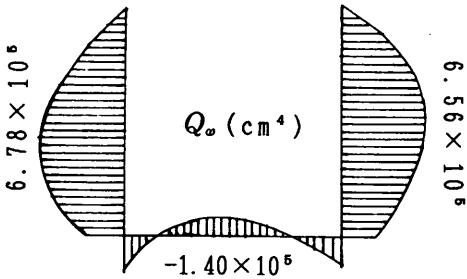
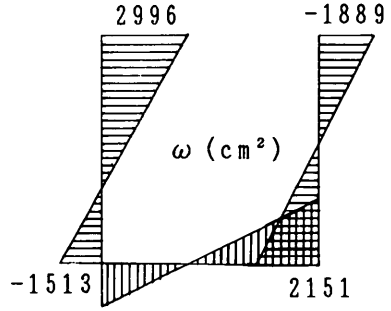
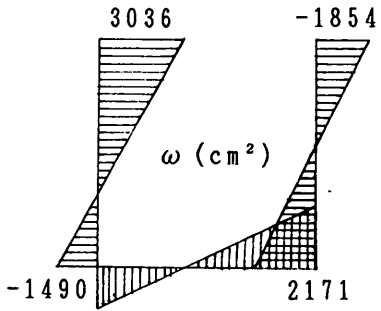
弾性と仮定したことが挙げられる。合成版模型の場合、ひびわれにはさまれたコンクリートストラットに一部圧壊が見られた。したがってコンクリートの塑性軟化についても考慮することにより、剛性低下をある程度説明す

ることが可能と思われる。

6.2 鋼材のひずみ

本研究では合成版の St. Venant ねじり剛性を計算するために、せん断ひずみの中立軸を想定した。ひびわれ発生以後の中立軸比は計算では13.2であった。ここで中立軸比とは、中立軸からコンクリート側の距離と鋼板側の距離の比である。中立軸比が大きくなるほど中立軸が鋼板側に近づくことを表す。図-49は、合成版3隔壁模型について、外側横補強筋ひずみと内側鋼板ひずみの比と載荷荷重の関係を示す。荷重の増加にともなって(横補強筋のひずみ/鋼板ひずみ)が増加しており、中立軸が鋼板側に移動しているのがわかる。最終的に中立軸比は13.2を超えている。コンクリートストラットの軟化と横補強筋降伏により、鉄筋コンクリート側のせん断剛性が著しく低下したことがわかる。

次に図-50に、横補強筋のひずみとねじりモーメントの関係を示す。図の横軸に示した値は、②断面の外側の横補強筋についての平均値である。図-50によ



b) 合成版模型 (3 隔壁)

c) 合成版模型 (1 隔壁)

図-45 ひびわれ後の単位反りと反り一次関数の分布状況の計算結果

図-45 ひびわれ後の単位反りと反り一次関数の分布状況の計算結果

表-9 計算結果

a) ねじり剛性 $T/\bar{\phi}$ [tf・m/度] ($\bar{\phi}$: 端部回転角)

模 型	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

b) ひびわれ発生, 鉄筋降伏荷重 (模型の自重を考慮)

模 型	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

ねじりを受ける長大ケーソンの力学特性

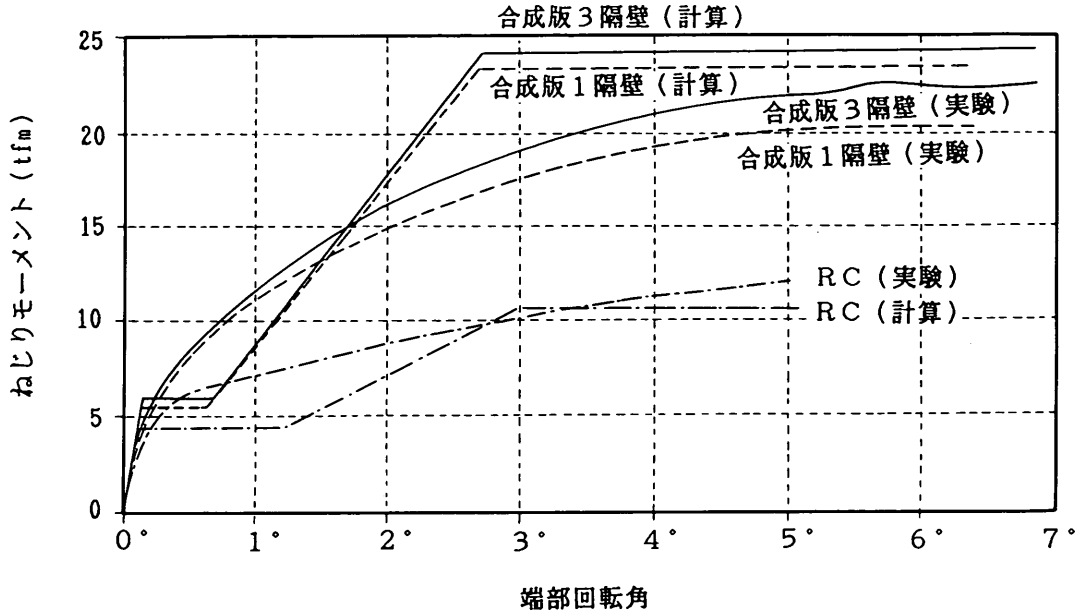
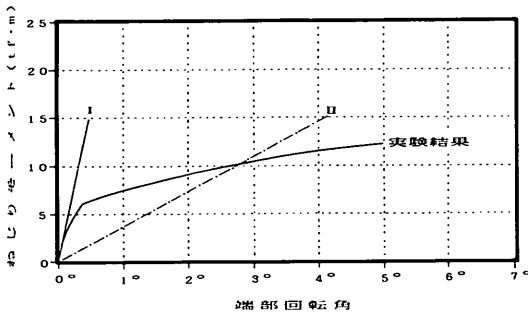
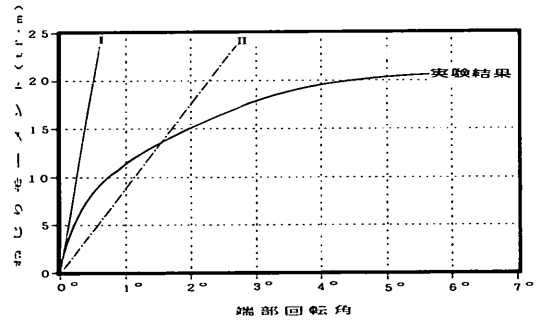


図-46 実験結果と計算結果



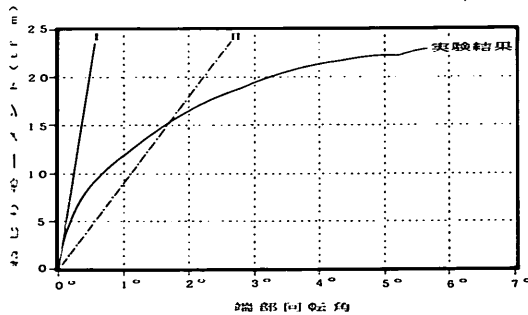
a) RC 模型

図-47 ねじりモーメントと端部回転角の関係



c) 合成版模型 (1 隔壁)

図-47 ねじりモーメントと端部回転角の関係



b) 合成版模型 (3 隔壁)

図-47 ねじりモーメントと端部回転角の関係

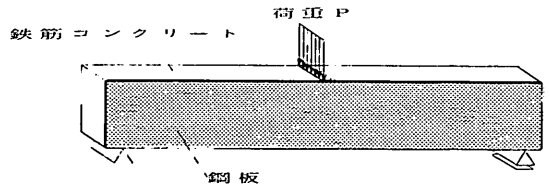


図-48 側壁片側を補強したはりの曲げ載荷

れば、既往の研究でも報告されているとおり、ひびわれ発生前の横補強筋のひずみは非常に小さい。これはひびわれ発生前においてはコンクリートのせん断剛性が高いためである。ひびわれ発生以後、RC 模型においては補強筋ひずみとねじりモーメントの関係は破壊までほぼ線

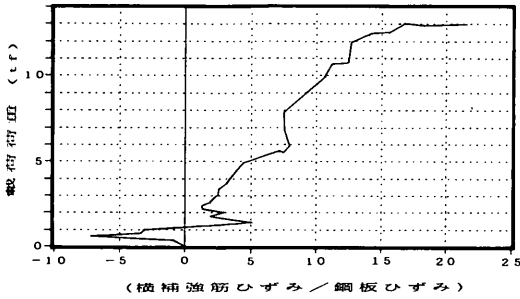


図-49 中立軸比と載荷荷重との関係

形である。一方、合成版模型においては勾配が次第に減少し、降伏に至った。このことから、RC 模型についてはひびわれ後の St. Venant ねじり剛性の算定にあたって立体トラスに置換したコンクリートストラットと鉄筋は、破壊まで弾性域にあったのに対し、合成版模型では塑性化していたことがわかる。

合成版模型では、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。これは、計算において反り曲げによるひずみに関して、鉄筋のひずみと鋼板のひずみを等しいと考えているためである。片側の側面のみ鋼板で補強したはりに鉛直載荷した場合(図-48)を想定すれば明らかなように、付加的なねじりが実際には生じ、その結果鉄筋のひずみが鋼板のひずみを上回ったと考えられる。

RC 模型の鉄筋降伏は反り曲げによって生じたが、その荷重値は計算値よりかなり大きい。したがって今回用いた境界条件の設定を今後さらに検討する必要がある。

6.3 ひびわれ幅

図-38 に示した測定結果より、ひびわれ間隔とねじりモーメントの関係は双曲線で近似できると思われる。漸近線を $T = T_{CR}$ (ねじりせん断ひびわれ発生モーメント) および $L_{CR} = 0$ と仮定して、最小自乗法により近似曲線を求めると、図-51 のようになる。

図-50 に示した横補強鉄筋ひずみの測定結果、図-51 に示したねじりモーメントとひびわれ間隔の関係、および図-52 に示す軸方向鉄筋ひずみの測定結果から、式(8)、(9)を用いて平均ひびわれ幅およびひびわれ幅の信頼度90%値を求めることができる。その結果は図-53 のようになる。実験結果と比較すると計算結果はやや危険側である。すなわち鉄筋のひずみとひびわれ幅の関係について、Leonhardt の式はやや危険側の予測値を与えることがわかる。

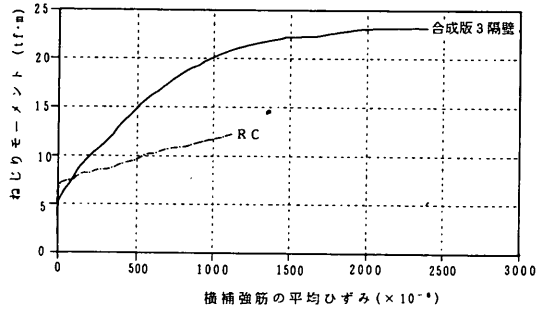


図-50 横補強筋のひずみとねじりモーメントの関係

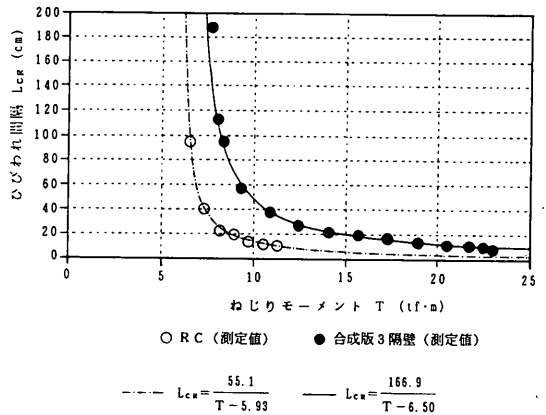


図-51 双曲線によるひびわれ間隔—ねじりモーメント関係の近似

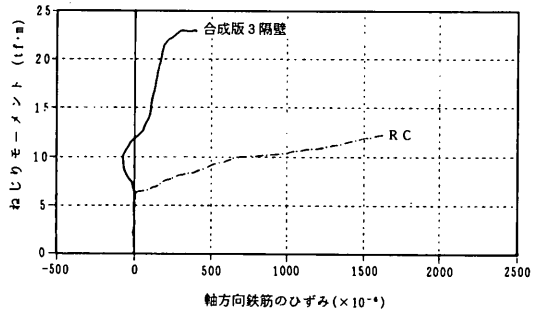


図-52 軸方向鉄筋のひずみとねじりモーメントの関係

7. 結論

本研究で得られた主要な結論は、以下のとおりである。

- ① いずれの模型でも、載荷後模型軸方向に対してほぼ45°方向に等間隔にひびわれが生じ、ひびわれ発生以後ねじり剛性はかなり低下した。終局時の端部のねじり回転角は5°以上あり、長大ケーソンがね

ねじりを受ける長大ケーソンの力学特性

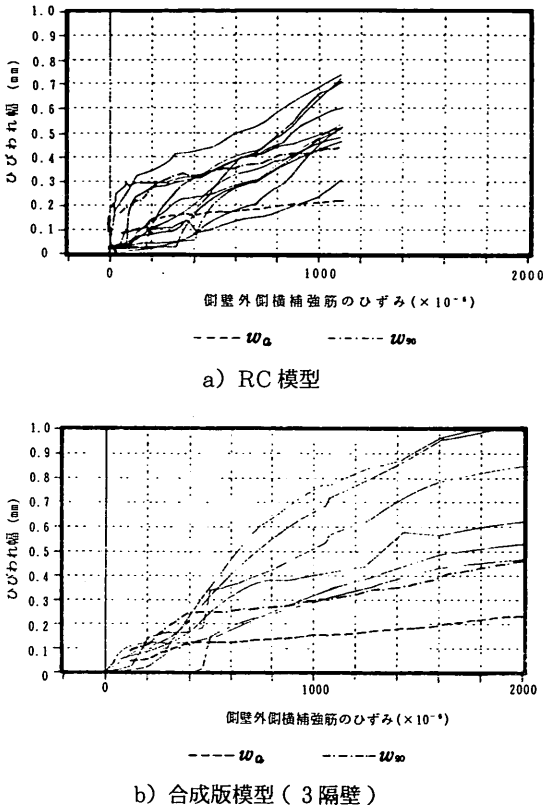


図-53 ひびわれ幅の計算結果と実験結果

じりに対してかなりの変形性能があることが明らかになった。

- ② 鉄筋コンクリートの隔壁では外壁との接合部でずれが、鋼製隔壁では鋼材の座屈が、載荷荷重が小さい段階から見られた。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、ほとんどねじり剛性に寄与しない。
- ③ 今回用いた鉄筋コンクリート製と合成版製の模型では、ねじり剛性、終局ねじりモーメントともに、合成版製の方が2倍近く大きかった。ただしひびわれの分散性とひびわれ幅の傾向については両者ともほぼ同じであった。
- ④ St. Venantねじりと反りねじりの相互効果により、鉄筋コンクリート製の模型の側壁では、内側より外側の方がひびわれの発生が顕著となった。また合成版では荷重の増加に伴い、せん断ひずみの中立軸が鋼板側に大きく移動し、外側横補強筋が降伏した。
- ⑤ ねじりによるひびわれ幅は、ねじりモーメントが

小さい段階では、ひびわれ直角方向に増大するが、その後ひびわれ平行方向にもかなりのずれ量が生じた。鋼材のひずみ量に対するひびわれ幅は、曲げひびわれより大きい傾向があり、部材の耐久性の観点から注意が必要である。鉄筋のひずみとひびわれ幅の関係について Leonhardt の提案式は、やや危険側の予測値を与える。

- ⑥ 今回誘導したねじりモーメントと回転角の関係式を用いて、ねじり剛性、ひびわれ発生荷重、鋼材降伏荷重を算定した。その結果、計算結果と実験結果はよく一致した。ただし合成版模型では、計算結果がやや危険側となった。今後、境界条件の設定、合成版の付加的ねじれについてさらに検討して、計算の精度を向上させる必要がある。

8. あとがき

長大ケーソンの開発、施工は、運輸省第三港湾建設局で現在実施されている。開発に際しては、技術検討委員会(委員長、合田良実横浜国大教授)を設けて水理特性、施工法、構造設計などさまざまな観点からの検討がなされている。この際、各委員から貴重な意見を頂いている。また、今回の実験に際して、第二港湾建設局の横田弘氏、日本鋼管株式会社の伊藤壮一氏、加納勇氏、中村宏氏、日本セメント株式会社の岡本亨久氏らから御助言や御協力を頂いた。ここに関係各位に感謝の意を表する。また、PCハイブリッドによる長大ケーソン、ブロック接合による長大ケーソンのねじりに対する検討も現在おこなっており、成果を取りまとめて今後報告をしたい。

(1991年3月31日受付)

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年8月, 20p.
- 2) Muller, J : Structural Considerations and Configurations II, Paper presented to the Seminar on Concrete Ships and Vessels, University of California, Extension, Berkeley, 1975
- 3) Saint-Venant, B. de, Mémoire sur la torsion des prismes (lu á l' Academie le 13 juin 1853). Mémoires des savants étrangers, Mémoires présentés par divers savants á l' Académie des Sciences, de l' Institut Imperial de France et imprimé par son ordre, V. 14, Imprimerie Impériale, Paris, 1856, pp.233-560
- 4) 泉 満明：ねじりを受けるコンクリート部材の設計法、技報堂, 1972, pp.145-211

- 5) Miyamoto, T. : Torsional Strength of Reinforced Concrete, Concrete and Constructional Engineering (London), Vol.22, 1927
- 6) Andersen, P. : Rectangular Concrete Section Under Torsion, ACI Journal, Vol.9, Sep. - Oct., 1937
- 7) Cowan, H. J. : An Elastic Theory for the Torsional Strength of Rectangular Reinforced Concrete Beams, Magazine of Concrete Research (London), Vol.2, No.4, July, 1950
- 8) Hsu, T.T.C. : Torsion of Structural Concrete—A Summary on Pure Torsion, ACI. SP-18, 1968
- 9) 狩野芳一・林 勝朗・和田肇充 : ねじりをうける鉄筋コンクリートばりの耐力, コンクリートジャーナル, 1970. 2, pp. 1-12
- 10) Rausch : Drilling (Torsion) Schub und Scheren im Stahlbetonbau
- 11) 泉 満明 : コンクリート部材のねじり強度, コンクリート工学, Vol.20, No.2, 1982年2月, pp. 3-13
- 12) B.Thurhimann : Torsion Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams - CEB Approach, ACI. SP59-7
- 13) Fedaration International de la Precontrainte : CEB-FIP Model code for Concrete Structures, 3rd Edition 1978, p.104
- 14) Collins, M.P. et al. : Diagonal Compression Field Theory—A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion, ACI Journal, Aug. 1974
- 15) 泉 満明 : コンクリート部材の終局ねじり強度の算定と設計法に関する研究, 土木学会論文報告集, 第305号, 1981年1月, pp.111-124
- 16) N.N.Lessig : Détermination de la Résistances Elémentes á Section Rectangulaire en Béton Armé, soumis à l'Action Simultanée d'une Flexion et d'une Torsion, Traduit du russe selon, Betoni Zhelezobeton, No.3, 1919
- 17) Hsu, T.T.C. : Torsion of Structural Concrete—Plain Concrete Rectangular Sections, ACI SP-18, 1968
- 18) American concrete institute: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83) 1st Printing, Nov., 1983, pp.47-49
- 19) Cowan, H.J. and S.Armstrong : Experiments on the Strength of Reinforced and Prestressed Concrete Beams and of Concrete Encased Steel Joists in Combined Bending and Torsion, Magazine of Concrete Research (London) Vol.7, No.19, Mar.1955
- 20) F.レオンハルト著, 横道英雄監訳 : レオンハルトのコンクリート講座④, コンクリート構造の限界状態と変形, 鹿島出版会, 1984
- 21) Regan, P.E. et al : Limit State Design of Structural Concrete, Chatto and Windus (London), 1973, p.225
- 22) 土木学会 : 昭和61年制定 コンクリート標準示方書 [設計編], pp.61-73
- 23) V.Z.ウラソフ : 薄肉弾性はりの理論, 技報堂, 1967年, 329p.
- 24) Krpan, P. and Collins, M. P. : Predicting Torsional Response of Thin-Walled Open RC Members, Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol.107, No.ST6, June 1981, pp.1107-1127
- 25) Krpan, P. and Collins, M.P. : Testing Thin-Walled Open RC Structure in Torsion, Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 107, No.ST6, June 1981, pp.1129-1140
- 26) 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
- 27) 西野文夫・長谷川彰夫 : 新体系土木工学 7 構造物の弾性解析, 土木学会編, 1983, pp.257-307
- 28) 土木学会編 : 構造力学公式集 昭和61年版, 1986, p.46

記号表

A	: 面積
a	: ねじり剛性比
B	: ケーソン幅
b	: 薄板断面の幅
C	: 積分定数
d	: 波長, 断面寸法
E	: 弾性係数
F	: 軸力
G	: せん断弾性係数
g	: せん断弾性係数比 ($= G_s/G_c$)
h	: 波の振幅
$I_{\omega\omega}$: 反り二次モーメント
J	: St. Venant ねじり定数
k	: 中立軸位置
L	: ケーソン全長
l	: スパン
l_0	: 偶力の腕の長さ
L_{CR}	: ひびわれ間隔
M	: 曲げモーメント
P	: 荷重
p	: 鉄筋比
Q_{ω}	: 反り一次関数
s	: 板厚中心線に沿う座標
s_x	: 軸方向鉄筋間隔
s_y	: 横方向鉄筋間隔
T	: ねじりモーメント
r	: 合成版構成要素の板厚比
t	: 板厚
W	: 模型の自重
w	: ひびわれ幅
α	: 波向, 反り中立軸比
β	: 反り中立軸比
γ	: 反り中立軸比

ねじりを受ける長大ケーソンの力学特性

- δ : ひびわれ方向のずれ変位
- ε : ひずみ
- ϕ : 回転角
- σ : 直応力
- τ : せん断応力
- ω : 単位反り
- ω_0 : 海水の単位体積重量