

超大型サイロに関する研究（その1）

——鉄筋コンクリート薄肉円筒構造物のねじり試験——

中山 達雄 大内 一
武田 寿一

Studies on Large-Scale Silos (Part 1)

——Reinforced Concrete Cylindrical Shell in Torsion——

Tatsuo Nakayama Hazime Ohuchi
Toshikazu Takeda

Abstract

Silos, not only for grain, but also various other materials are now being constructed and they will no doubt become of large scale in the near future. As a result, design internal pressures will be increased and in design of these structures it will be required to know structural behaviors under combined internal pressures and shearing forces during earthquake, something regarding which there have been few cases of experiments made and no published design data.

Ten cylindrical shells were tested to obtain a design formula for shear. The conclusions are as follows. There is no interaction between amount of reinforcement for shear and that for internal pressure. No advantage is gained in shear strength even though extra reinforcement for internal pressure may be provided. There is no influence of some amount of cracks due to internal pressure on shear transfer during earthquake.

概 要

穀物に限らず、種々の内容物をもつサイロが建設されており、これらは近い将来大型化への途を辿ろう。その結果、設計内圧が増大するので、これらの構造物の設計には内圧と地震時せん断力との組合せ応力下の力学的性状を把握しておく必要があるが、現在のところ実験例も少なく設計資料も整っていない。

この報告は鉄筋コンクリートサイロを対象としたせん断に対する設計資料を得るために行なったねじり破壊実験を検討したものである。その結果、せん断に対する補強は内圧に対する補強と切り離して算定し得ること、内圧に対する補強量に余裕をもたせてもせん断強度の上昇に効果がないこと、および内圧によりひび割れを多少生じても地震時せん断力の伝達に支障がないこと等が分かった。

1. 序

現在、穀物に限らず種々の内容物をもつサイロが建設されている。これらは、近い将来大型化への途を辿ろう。容器が大型化すると設計内圧の増大を伴うので、設計手法として、圧力が非常に高い場合にはプレストレスト製、一般には鉄筋コンクリート製となる。このような情勢に鑑み、サイロ、貯槽、容器等の設計には内圧と地震時せん断力との組合せ応力下の力学的性状を明らかにしておく必要がある。特に、日本では地震力による面内せん断力が断面設計で支配的になる厳しい自然条件に

あるにも拘らず、この種の構造物の挙動に関する実験的研究は非常に少なく設計資料も整っていない。通常の鉄筋コンクリート部材のせん断破壊機構に関しても必ずしも明確でなく、更に内圧などによる面内引張力を受ける断面のせん断耐力に関しては全く未解明のままである。

この報告は鉄筋コンクリートサイロを対象としたせん断に対する設計資料を得るために行なった破壊実験を検討したものである。せん断破壊性状を基礎的に調べるには通常の水平加力よりはねじり加力試験の方がより直接的であると考え、この研究では一定の円周方向応力を伴う薄肉円筒のねじり破壊を取扱った。

2. 試験体

2.1. 試験体の形状及び配筋

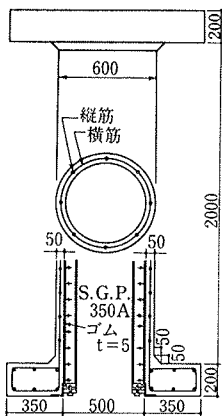
試験体の断面形状は外径 (D) 600 mm, 内径 (d) 500 mm, 板厚 (t) 50 mm の円筒形とした。文献¹⁾によると、ねじれスパンの終局強度におよぼす影響はねじれスパンが試験体の周長以上の範囲ではほとんどないので、試験体円筒部の長さを 2 m とした。

鉄筋コンクリートサイロのせん断破壊性状におよぼす主要な因子として、補強量、内圧をえらび、これらをそれぞれ単独に変化させた場合の破壊性状の推移を捉え得るように試験を計画した。同時に、破壊性状におよぼす影響因子の相関性についても検討できるようにした。せん断補強筋比 (p_t) は、その十分な降伏が確認されている 0.9% を上限とした 3 段階を、内圧 (P_i) は 4.55 kg/cm² (円周方向応力度 25 kg/cm²) を中心とした 3 段階を設定した。試験体の補強に縦横直交配筋法を用い、縦筋は 8-D6 (補強筋比 0.3%), 16-D6 (同 0.6%), 24-D6 (同 0.9%) の 3 種である。横筋量は下式を用いた内圧に対する補強筋比 (p_{pi}) を縦筋比に足し加えたものであ

$$p_{pi} = \frac{P_i D}{t \sigma_{pi}}$$

る。内圧に対する補強量算定用応力度 (σ_{pi}) には材料の降伏応力度 (3,500 kg/cm²) を主として、補足的に材料の長期許容応力度に相当する応力度 2,000 kg/cm²、及び 1,000 kg/cm² を用いた。

試験体に形状を図一に、補強量を表一に示す。

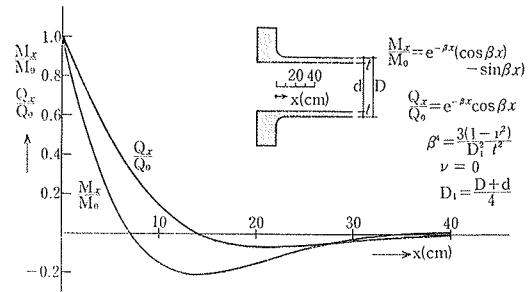


図一 試験体形状

試験体の名称は 3 項からなる。はじめに、縦横直交配筋の小型模型試験体を示す記号 SHV を冠し、第 2 項は内圧による円周方向応力度を示す。最後に、断面内に配した横筋比を付けた。

2.2. 端部拘束による内圧に伴う曲げ、せん断応力

内圧を受ける円筒の両端が固定されていると、変形を



図二 端部固定による拘束応力

拘束するので円筒の両端には応力が生ずる。シェル理論によると、無限円筒の端部に加えられた荷重による材軸に沿った応力分布は図一2 のようになる²⁾。

図をみると、端部から 20 cm 以上離れた範囲では、無拘束板の結果とみなせよう。

2.3. 試験体の製作

円筒試験体は内外とも鋼製型枠を用い縦打ちとした。外型枠は上下に 2 等分、円周方向に 3 等分した 6 片からなる。内型枠は円周方向に 2 等分されたもので、脱型の容易さのために設けた鋼製楔を介して真円をつくるようになっている。

コンクリートの打設順序は、まず、下のつば部にコンクリートをほぼ充填した後、下側の外型枠上端から円筒部にコンクリートを流し込んだ。その後、上部外型枠を更に積上げたのち、上つば上部からコンクリートを流し込むのを原則とした。円筒部用のコンクリートは、容量 300 l の小形強制ミキサーで混練したものをミキサー車 (容量 2 m³) に所要量ためた後、再び練り上げたものである。

コンクリートの充填度を良くするため、バイブレーター、木ハンマー、突棒を随時用いた。試験体はコンクリート打設後、約 3 日間、型枠のまま気中養生し、以後、脱型して試験当日までに室内に気中放置した。

2.4. 材料の性質

コンクリートには最大粒径 10 mm の粗骨材 (川砂利)、2.5 mm の細骨材 (川砂) 及び普通ポルトランドセメントを用いた。コンクリートの性質は圧縮用に小形シリンダー (100×200)、割裂用に大形シリンダー (150×300)

水セメント比 %	水 kg/m ³	セメント kg/m ³	砂 kg/m ³	砂利 kg/m ³	混和材* g/m ³
60	215	358	868	772	56.0, 37.3

* ヴィンゾール

表一 コンクリートの調合

	公称断面積 cm ²	降伏点* kg/cm ²	引張強度 kg/cm ²	ヤング率 10 ⁸ kg/cm ²	伸び率 %
D 6	0.317	3,470	5,320	1.83	16.5

* 残留ひずみ度 0.2% に対する応力度

表二 補強筋の性質

を円筒試験体と同時に製作し、同一条件(養生, 材齢)で試験を行なって求めた。コンクリートの調合を表-1に、試験結果を表-3に示す。補強筋の試験結果を表-2に示す。

3. 実験方法

3.1. 内圧

試験体円筒部に円周方向応力 (σ_θ) のみを与えるため、鋼管とゴム布を組合せた“ちくわ”状の袋を用いた。圧力による袋の材軸方向変形は鋼管に取付けたフランジで拘束される機構とし、電動ポンプによる水圧を用いて圧力を与えた。その検出はダイヤフラム型圧力計(感度

$300 \times 10^{-6} / \text{kg/cm}^2$, 容量 10 kg/cm^2) を用いた。

3.2. ねじり

偏心距離 2 m の引張偶力を用い円筒試験体に純ねじり力を作用させた。変形に伴う法線方向の引張力成分を少なくするため、実験施設範囲内で加力点は出来る限り遠くへ離れた。また、大変形時の試験体の倒壊防止のため直角4方向に振れ止め筋を用いた。

3.3. 測定方法

材軸に沿った7断面の絶対回転変形, 相対せん断変形, 材軸方向変形及び断面の円周の変化量をダイヤルゲージ(精度 1/1,000 mm) で, 補強筋のひずみ度及びコンクリート外表面のひずみ度を W.S.G. で測定した。内圧によ

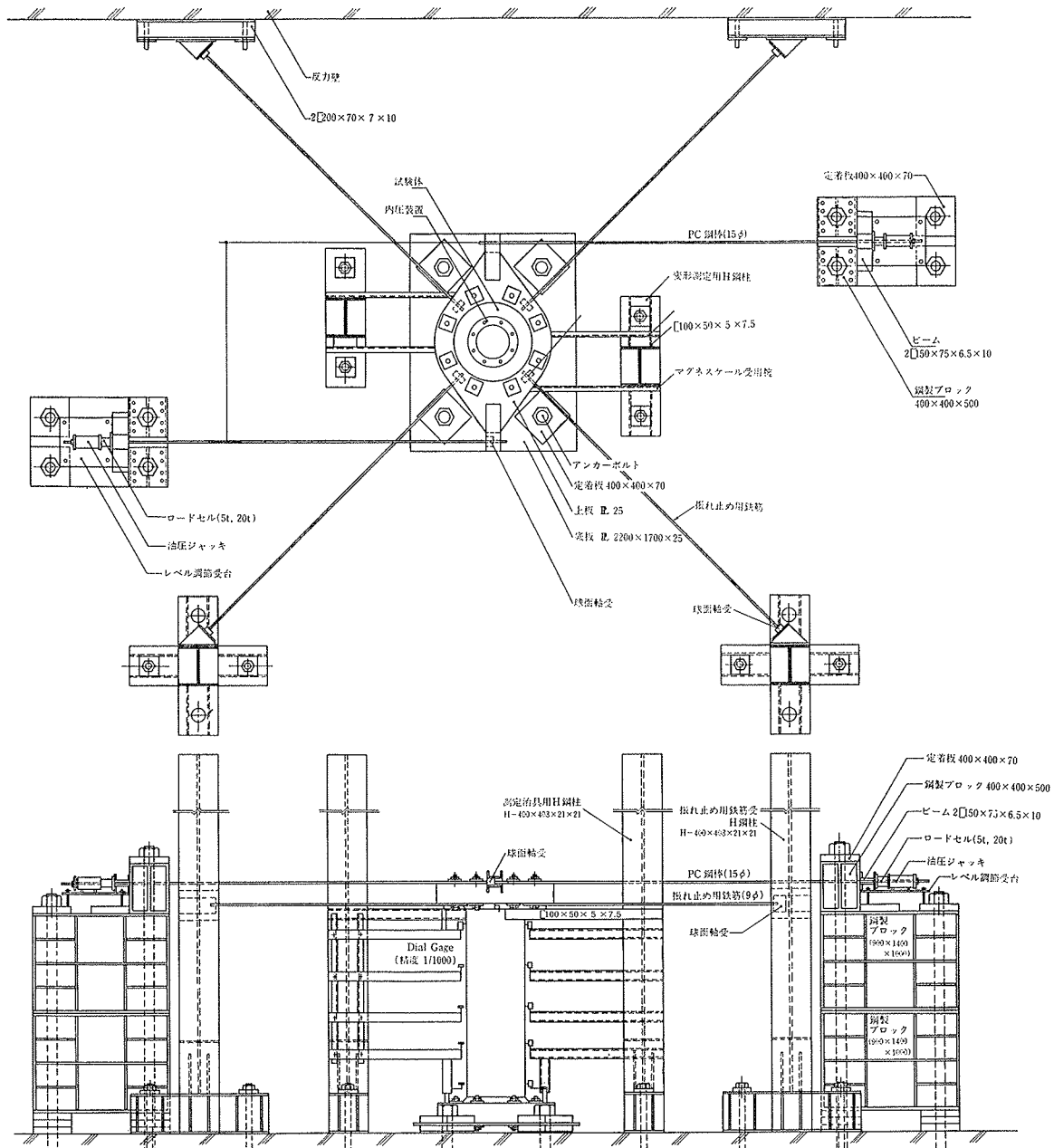


図-3 実験方法

って生じた縦ひび割れ幅をクラックメータ（精度 1/20 mm）で測定した。実験方法を図-3 に示す。

4. 実験結果

表-3 に内圧による縦ひび割れ荷重、ねじれ荷重によるななめひび割れ荷重及び最大荷重を一覧表にして示した。縦ひび割れ荷重 P_{i0} は材軸方向のひび割れが円筒部ほぼ全長に亘り発達したときの内圧であり、縦ひび割れがはじめて生じたときの内圧を示すものではない。ななめひび割れ荷重 T_c はねじれモーメントと単位長さ（1

m 600) 当りのねじり角（以後、単にねじり角 ϕ と呼ぶ）との関係で剛性が急激に低下するときのねじりモーメントである。図-4 にねじりモーメントとねじり角の関係を、図-5 に最終ひび割れ図を示す。縦ひび割れ（図中破線で示す）は 5~10 本生じ、内圧が高いほどひび割れ本数は多い。縦ひび割れ幅はねじり力を与えると閉じる傾向にあった。ななめひび割れ発生後、ねじり剛性は急激に低下し、部材角が約 1/160~1/80（ねじり角、約 $170\sim 420 \times 10^{-6} \text{ cm}^{-1}$ ）に達すると最大荷重に至る。補強筋が降伏する場合、円周の約 3/4 走るらせん状のひび割

試験体名	緒			元					実験結果						備考
	Fc	Ft'	Pi	内圧補強		せん断補強	補強量		縦ひび割れ荷重		ななめひび割れ荷		最大荷重		
				σ_{pi}	P_{pi}		横筋	縦筋	P_{ic}	σ'_s	Tc	τ_{pc}	Tmax	$\tau_p \text{ max}$	
	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	%	%									
SHV-0-0	198	16.3	0			0	None	None			1,200	5.02	1,230	5.15	
SHV-14-70	285	21.1	2.40	3,500	0.41	0.29	D6@90	8-D6	2.4	13.2	1,380	5.81	4,470	18.8	補強筋降伏
SHV-14-100						0.59	D6@65	16-D6	2.4	13.2	1,560	6.53	6,760	28.4	補強筋降伏
SHV-14-129						0.88	D6@50	24-D6	2.4	13.2	1,360	5.73	9,280	39.0	補強筋降伏
SHV-25-130	217	14.3	4.55	3,500	0.71	0.59	D6@50	16-D6	1.6	8.8	1,410	5.90	6,740	28.3	補強筋降伏
SHV-25-160															
SHV-44-213			7.96		1.25	0.88	D6@40	24-D6	2.0	11.0	1,410	5.90	8,810	37.0	補強筋は降伏
SHV-25-184				2,000	1.25	0.59	D6@70		1.6	8.8	1,420	5.97	7,120	29.9	縦筋降伏
SHV-25-309	261	18.8	4.55	2,000	1.25	0.88	D6@70	16-D6	4.2	24.8	2,010	8.43	7,440	31.2	縦筋は降伏
SHV-25-213													D6@40	2.2	12.1

表-3 実験結果一覧表 $\sigma'_\theta : P_i(D+d)/4t$
 $\tau_p : 12T / \{1 - (d/D)^3\} \pi D^3$

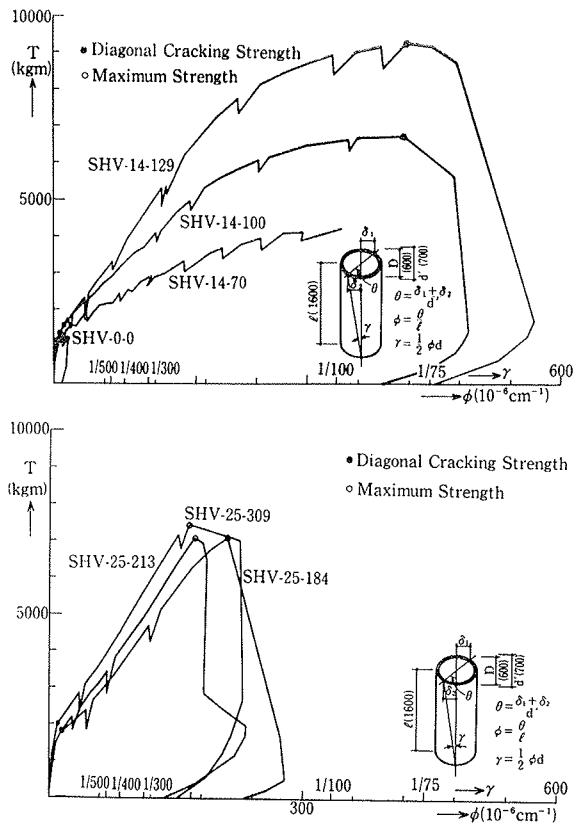


図-4 ねじりモーメント(T)とねじり角(ϕ)の関係

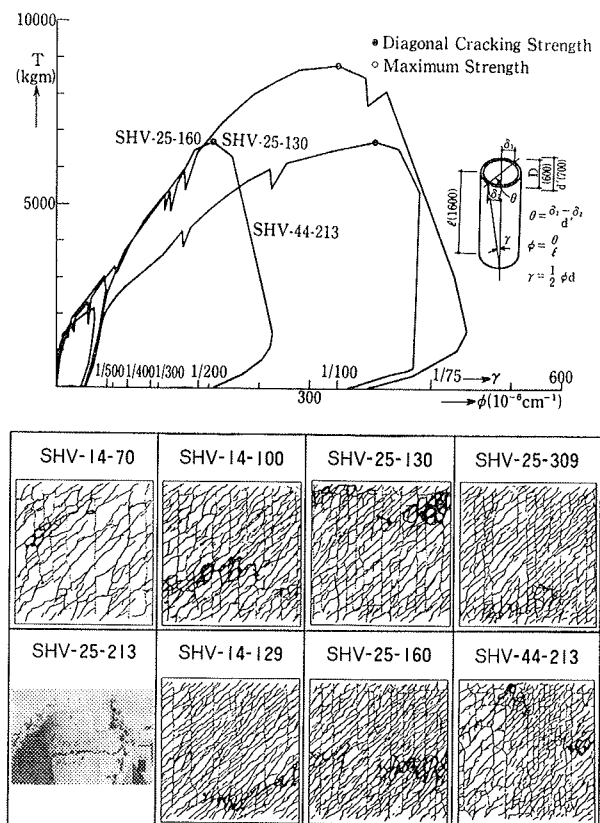


図-5 最終ひび割れ図

れの両端を結ぶ軸まわりの回転で円筒は破壊する傾向を示す。

5. 検討

5.1. 内圧と円周方向ひずみ度との関係

内圧による横断面上の任意点 r の円周方向応力度 σ_{θ}^r は下式で得る。

$$\sigma_{\theta}^r = \frac{d^2}{D^2 - d^2} \left(1 + \frac{D^2}{4r^2} \right) P_i$$

最小応力度は外表面上に生ずる。上式の r に D/2 を代入し, Hooke の法則を適用すると, 内圧と外表面上の円周方向ひずみ度 ε_{θ}^D の関係を下式で得る。下式による

ート強度が低いほど大きく, またコンクリートの条件が同じ場合, 横筋量が多いほど大きい傾向にある。

5.3. 荷重と補強筋ひずみ度との関係

せん断応力度と補強筋の負担する応力度との関係の 1 例を図-6 に示す。横筋は当初内圧のみによって生じた応力度を差引いた。ひずみ度から応力度への換算は図中に添示した $\sigma \sim \varepsilon$ 関係を用いた。ひずみ度実測値は縦横筋とも円筒試験体材軸方向中央の円周上 8 等分点の平均値である。図をみると, せん断応力度と補強筋の負担応力度の関係は三つの特徴的な部分から成っている。第 1 のななめひび割れ荷重以下の部分は荷重を増しても補強筋は応力をほとんど負担しない。第 2 の部分は, 荷重と

試験体名	Ec 10 ⁵ kg/cm ²	G 10 ⁵ kg/cm ²	内圧時剛性			ねじり剛性			$\frac{\tau_{pc}}{\sqrt{F_c}}$	$\frac{\tau_{pc}}{F_t'}$	$\frac{\tau_{p \max}}{\sqrt{F_c}}$
			実験値 10 ⁵ kg/cm ²	計算値 10 ⁵ kg/cm ²	実/計	実験値 10 ¹¹ kgcm ²	計算値 10 ¹¹ kgcm ²	実/計			
SHV-0-0	1.63	0.699						0.357	0.308	0.366	
SHV-14-70	2.06	0.883	0.598	0.453	1.32	0.150	0.577	0.260	0.344	0.275	
SHV-14-100						0.129		0.223	0.387	0.309	
SHV-14-129						0.180		0.313	0.339	0.272	
SHV-25-130	1.71	0.733	0.390	0.376	1.04	0.479	0.255	0.401	0.413	1.92	
SHV-25-160			0.437		1.16		0.159	0.332	0.401	0.413	2.51
SHV-44-213			0.376		1.00		0.102	0.214	0.458	0.472	1.93
SHV-25-184	1.96	0.840	0.297	0.431	0.69	0.549	0.375	0.369	0.318	1.85	
SHV-25-309			0.480		1.11		0.205	0.373	0.522	0.448	1.93
SHV-25-213			0.268		0.62		0.128	0.234	0.466	0.401	1.84

表-4 実験値の計算値に対する比

$$P_i = \frac{2(D^2 - d^2)}{d^2} E \varepsilon_{\theta}^D$$

弾性剛性計算値(補強筋無視), 初期剛性実験値及びその比を表-4 に示す。実験値は初期の接線勾配である。計算値に対する実験値の比は 0.62~1.32 (平均 0.99) であった。

5.2. ななめひび割れ強度

表-4 にななめひび割れ荷重時のせん断応力度をコンクリート圧縮強度 F_c 。或いは割裂強度 F_t' に対する比で示した。ななめひび割れ強度は $0.34 \sqrt{F_c} \sim 0.52 \sqrt{F_c}$ ($0.27 F_t' \sim 0.47 F_t'$) に分布した。この値は, コンクリ

補強筋負担応力の関係が全補強式とほぼ一致する, 即ちトラス機構で外力に抵抗していると考えられる。第 3 の部分は荷重が増すに伴って補強筋負担応力は増すが, その割合はるかに少ないものである。断面の負担した最大せん断応力度からそのときの補強筋負担せん断応力度を差引くと, その値は 5~10 kg/cm² であった。

5.4. 終局強度と補強筋量との関係

終局強度時のせん断応力度は, 縦筋比が 0.3% 級の場合, 約 19 kg/cm², 同 0.6% 級の場合, 約 29 kg/cm², 同 0.9% 級の場合, 約 38 kg/cm² であった。内圧に対する横筋量算定用応力度 σ_{pi} に 2,000 kg/cm², 1,000 kg/cm² を用いた場合, つまり, 仮りに σ_{pi} に材料の降伏応力度を用いたと考えると, せん断補強筋として縦筋量に比べ横筋量が過大の場合である。この場合, 例えば, 試験体, SHV-25-309 は縦筋比 0.6% 級に対して横筋比 2.5% となるが, 縦筋に釣合う以上の横筋による耐力の上昇は約 10% 程度に過ぎない。実際設計を対象とすると, 縦筋に釣合うだけの横筋が有効に働き, 余分の横筋は耐力上有効に働かないと考えられよう。

図-7 は最大荷重時ねじりせん断応力度と縦筋量との関係を示したものである。図には富井博士による簿肉円筒の純ねじり試験結果³⁾を併せて示した。

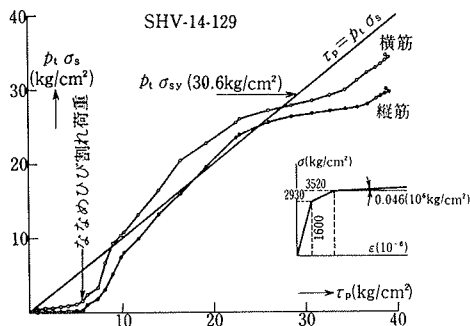
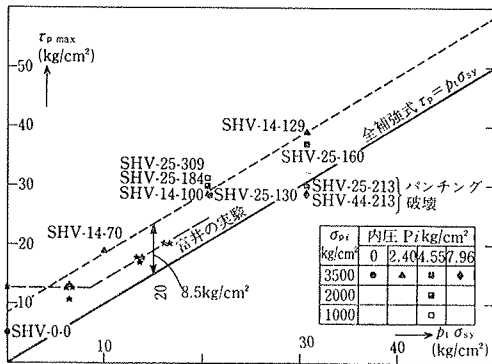


図-6 τ_p と $p_t \sigma_s$ の関係



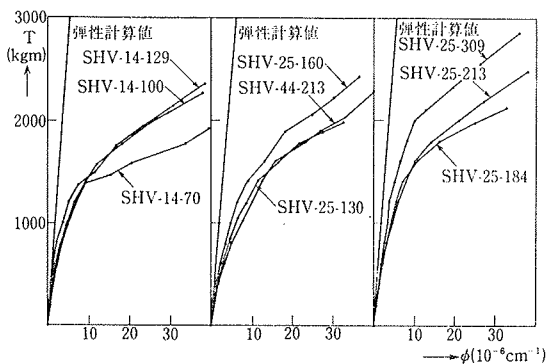
図一七 終局強度と縦筋量との関係

パンチング破壊を除くと、縦筋量の増分に対するねじれ強度の増分は全補強式にほぼ一致した。個々の試験体について、終局強度から補強筋負担応力を差引くと、その量は約 8.5 kg/cm² (0.4 Ft'~0.6 Ft') であった。この量は補強筋のダボ効果、ひび割れ面のせん断伝達、或いはせん状ひび割れの両端を結んだコンクリート断面での負担等が混在していると考えられるが、いまのところこの量を定量化するに至らない。

5.5. 初期ねじり剛性

図一八に、ねじりモーメントとねじり角関係の極く初期の部分を取りだして示した。いずれの試験体内圧によって縦ひび割れを生じているため、実験値は計算値に比べて初期より剛性が小さい。

ななめひび割れ荷重時のねじり剛性実験値の計算値に対する比を表一四に示した。弾性ねじり剛性計算値



図一八 ねじりモーメントとねじり角関係

Kcalc は次式により求めた。

$$T = \frac{\pi G}{32} (D^4 - d^4) \phi$$

ここで、 $G = \frac{1}{2} E / (1 + \nu)$ ($\nu = 1/6$)

計算値に対する実験値の比は0.21~0.38に分布した。初期ねじり剛性は、横筋量が多いほど、一般に高ように

みえる。

5.6. ななめひび割れ発生後のねじり剛性

ななめひび割れ発生後、ねじり剛性は急激に低下し、以後、終局強度の約75%まで一定のねじり剛性を保つ。この間のねじり剛性(接線勾配) K_{II} は断面内に配した全補強筋比(縦筋比と横筋比の和)が多いほど弾性ねじり剛性計算値 Kcalc に比べて低下が少なく、大凡、下式で表わせた。

$$K_{II} = (1/30 \sim 1/40) (2p_t + p_{pi}) K_{calc}$$

p_t, p_{pi} : パーセント表示

6. 結び

以上、鉄筋コンクリート筒肉円筒の破壊性状について検討した。主な結果をまとめて結びとする。

(1) 内圧による縦ひび割れを有する場合、せん断応力が $0.34\sqrt{F_c} \sim 0.52\sqrt{F_c}$ の範囲でななめひび割れは発生した。この値はコンクリート強度が低いほど大きく、コンクリート強度が一定のとき、横筋量が多いほど大きい傾向にある。

(2) 内圧を受ける筒肉円筒のせん断補強は、内圧に対する補強量とせん断に対する補強量を別個に求めて、それらを加算すればよい。せん断終局強度は補強筋の負担分と種々の要因による負担分(ここでは 8.5 kg/cm²)の累加で表わせる。

(3) 縦ひび割れを有する場合、初期ねじり剛性は内圧レベルによる影響は少なく、弾性剛性計算値の1/5~2/5であった。ななめひび割れ発生後、ねじり剛性は急激に低下し、以後、終局強度の約75%まで弾性剛性計算値の約1/20~1/40を保つ。また、補強量が多いほど、いずれの段階の剛性も高い傾向にある。

以上のことより、内圧によって多少のひび割れを生じても地震時せん断力の伝達に支障ないと言える。この報告は定性的な内容にとどまっている。一連の実験終了後総合的な考察を行ないたい。

参考文献

- 1) 狩野芳一, 他: ねじりをうける鉄筋コンクリートばりの耐力—その1. 純ねじりの場合—, コンクリートジャーナル, Vol. 8, No. 2, (1970.2)
- 2) Timoshenko, S. P. and Krieger, S. W.: Theory of Plates and Shells, McGraw-hill Book Company, INC.
- 3) 富井政英: 鉄筋コンクリート板のせん断抵抗に関する研究, 東京大学生産技術研究所報, 第6巻, 第3号(通巻46号), (昭和32.1)