

## 論 文

## [2161] モルタル充填鋼管柱の圧縮耐荷性状

藤井 堅\*, 大下英吉\*\*

## 1. まえがき

鋼-コンクリート合成柱は、局部座屈が起きにくい、強度や韌性が大きいなどの利点がある。また、断面を小さくできる。従来、これに関する研究が精力的に行われてきた。ところが長柱を対象とした研究はそれほど多くない [1-4]。それは、とくに建築分野においては塑性設計、変形能といった面で、長柱が使用される機会が少ないためと思われるが、断面を小さくできるという利点が十分には活かされていない。一方、最近になって佐藤らによってアンボンド型合成柱が考案された [5-8]。これは、両材料の利点を引き出し、欠点を補いあうという合理的な構造形式といえる。しかしこれについては短柱に関する研究がほとんどで、長柱を対象とした研究はない。そこで本研究では、比較的長い柱を対象に、ボンド型とアンボンド型モルタル充填钢管柱の圧縮耐荷力実験を行い、両者の相違と終局挙動を調べた。

## 2. 中心圧縮実験

## 2. 1 実験概要

載荷には400tf水平載荷型試験機を使用した。実験状況を写真-1に示す。載荷速度1-2tf/minの荷重制御型とし、最高荷重後は、変位を進行させてその荷重値と変位および鋼管ひずみを測定した。供試体端は両端ピン支持である。

変位およびひずみ測定位置を図-1に示す。変位は、柱軸方向の変位（縮み）と供試体中央部の横たわみを測定した。4つのダイアルゲージにより両載荷板の距離を測定し、その平均値を軸方向縮みとした。横たわみは、断面内の直交する2軸方向の変位測定結果から求めた。ひずみは、2軸ひずみゲージを用いて5断面における鋼管の軸および周方向ひずみを測定した。各断面4点で測定された値の平均値を、軸ひずみおよび周方向ひ

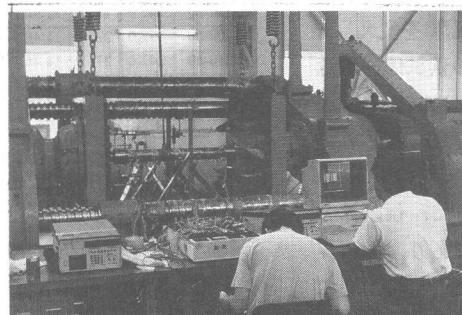


写真-1 載荷実験状況

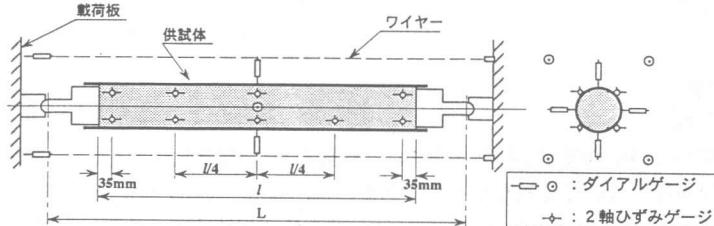


図-1 変位およびひずみ測定位置

\* 広島大学工学部助教授 第四類 工博（正会員）

\*\* 広島大学工学部助手 第四類 工修（正会員）

すみとした。

## 2. 2 供試体

実験供試体は、ストレートシーム鋼管（外径114.3mm）にモルタルを充填したものである。アンボンド型では、钢管とコンクリート境界面にアスファルトを塗布した。アスファルト塗布厚は、いくらかばらつきがあったが $140\mu$ 程度であった。ボンド型アンボンド型ともに柱長lと钢管板厚tを変え、全25体の供試体を用意した。供試体の寸法諸元を表-1に示す。表中、lは、図-1に示すように、供試体の柱長であり、載荷実験ではこれの両端に支承が取付けられる。座屈問題では、この支承の長さを考慮した支点間距離Lが基準座屈長となる。

## 2. 3 材料特性

钢管および充填モルタルの材料特性試験結果を、寸法諸元とともに表-1に示す。钢管の材料特性試験には、JIS12号試験片を用いた。モルタルについては、各供試体のモルタル打込時に5体の圧縮試験用供試体（直径5cm、高さ10cm）を作成し、柱載荷試験日（打込後30日目）の翌日圧縮試験を行って求めた。

## 3. 結果と考察

### 3. 1 変位性状

図-2に钢管板厚6mmの場合の荷重P-軸方向変位（軸縮み） $\Delta l$ 曲線を示す。また、図-3は、柱長2mの軸方向変位を钢管板厚について比較したものである。

ボンド型図-2a)の場合、初期の曲線の傾き（見かけの伸び剛性）は、柱長に影響されずほぼ一致している。これに対してアンボンド型では、図-2b)からわかるように、柱長が長いほど剛性が大きい。これは周面摩擦の影響で、柱長が長くなるほど钢管に導入される軸力が大きくなり、見掛け上の剛性が上昇するためである。ボンド型では、周面の摩擦は発生しないので、剛性は柱長に影響されない。

図-2b)では、荷重が40tf位から剛性低下がみられる。この荷重はモルタルの破壊荷重に対応しており、この荷重付近からモルタルの破壊が進行すると考えられる。しかし、これがすぐに柱の崩壊には繋がらず、钢管の余剰耐力やコンファインド効果により強度が上昇している。

表-1 供試体（寸法諸元、耐荷力）

No.	l	L	D	钢管			モルタル			$\lambda$	$P_u$	
				t	$E_s$	$\nu_s$	$\sigma_y$	$E_c$	$\nu_c$			
B60-16	60.0	92.0	11.42	1.68	1.65	0.29	2180	1.83	0.19	290	0.347	46.0
B100-16	100.0	132.0	11.42	1.71				1.89	0.21	292	0.495	47.5
B150-16	150.0	182.0	11.44	1.66				2.05	0.20	348	0.713	38.0
B200-16	200.0	232.0	11.42	1.61				1.97	0.20	294	0.868	36.0
B250-16	250.0	282.0	11.43	1.62				1.82	0.21	339	1.130	28.0
B100-60	100.0	132.0	11.46	5.95	1.85	0.30	4500	1.99	0.21	358	0.567	106.0
B150-60	150.0	182.0	11.48	5.86				2.22	0.21	358	0.773	89.0
B200-60	200.0	232.0	11.48	6.02				2.12	0.21	364	0.992	80.0
B250-60	250.0	282.0	11.47	5.88				2.13	0.21	408	1.224	72.0
B250-35	250.0	282.0	11.45	3.35	1.72	0.28	2870	1.97	0.19	390	1.123	43.0
B250-45	249.2	281.2	11.43	4.36	1.95	0.27	3290	2.00	0.20	329	1.053	58.0
U60-16	57.0	85.0	11.43	1.69	1.65	0.29	2180	1.83	0.19	290	0.321	45.8
U100-16	97.0	125.0	11.43	1.79				1.89	0.21	292	0.467	48.0
U150-16	147.0	175.0	11.42	1.71				2.05	0.20	348	0.685	50.0
U200-16	197.0	225.0	11.43	1.68				1.97	0.20	294	0.839	38.0
U250-16	247.0	275.0	11.42	1.63				1.82	0.21	339	1.102	28.0
U100-60	97.0	125.0	11.47	5.93	1.85	0.30	4500	1.99	0.21	358	0.537	110.0
U150-60	147.0	175.0	11.46	5.81				2.22	0.21	358	0.744	102.0
U200-60	197.0	225.0	11.48	6.00				2.12	0.21	364	0.962	91.5
U250-60	247.0	275.0	11.46	5.84				2.13	0.21	408	1.195	76.0
U250-35	247.0	275.0	11.46	3.32	1.72	0.28	2870	1.97	0.19	390	1.096	46.0
U250-45	246.2	274.2	11.43	4.42	1.95	0.27	3290	2.00	0.20	329	1.026	60.0

Note l:柱長(cm) L:支点間距離(cm) D:外径(cm) t:钢管板厚(mm)

$E_s$ :钢管弹性係数( $\times 10^5 \text{kg/cm}^2$ )  $\nu_s$ :钢管ボアソン比,

$\sigma_y$ :钢管降伏応力 ( $\text{kg/cm}^2$ )  $E_c$ :モルタル弹性係数( $\times 10^5 \text{kg/cm}^2$ ),

$\nu_c$ :モルタルボアソン比,  $\sigma_{ck}$ :モルタル圧縮強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )

$P_u$ :終局耐力(tf)  $\lambda$ :細長比パラメータ  $\lambda = \sqrt{\frac{N}{A_s E_s + A_c E_c}} \frac{l}{r}$

r:断面2次半径(cm)

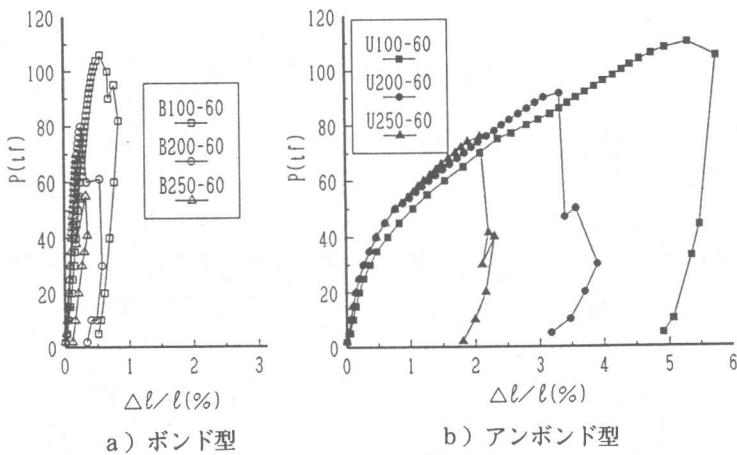


図-2 荷重-軸方向変位曲線（板厚6mm）

図-3で、アンボンド型とボンド型の剛性を比較すると、板厚が薄い $t=1.6\text{mm}$ の場合、両者の差はあまりないが、厚い板厚 $t=6\text{mm}$ では両者の差は大きく、アンボンド型の剛性はボンド型のそれに比べかなり低い。これは、ボンド型では鋼管断面積が大きいと鋼管の軸力負担率が大きくなるので、断面全体の剛性は充填モルタルだけの剛性よりもずっと大きくなることに起因する。

また、これらの図では、最高荷重後は、どの供試体も急激に耐力が低下するのがわかる。今回の実験では、すべての供試体が座屈崩壊したと考えられる。したがって、短柱では優れた変形能を發揮しても、座屈に起因する崩壊が起こる場合には、ボンド型アンボンド型とともに最高荷重後の変形能はあまり期待できない。

図-4は、柱の中央断面の横たわみを示したものである。図から、最高荷重に近づくと急激に横たわみが増加することがわかる。横たわみの現われ方は、アンボンド型とボンド型で有意な差はみられないが、若干ボンド型の方が急激な増加傾向を示している。これは鋼管の降伏メカニズムの違いによると思われる。

### 3. 2 鋼管の応力

鋼管のひずみから軸応力 $\sigma_z$ と周方向応力 $\sigma_\theta$ を求め、その一例を図-5および図-6に示す。これらの図には、ミーゼスの降伏条件による鋼管の降伏荷重を矢印で示した。これらの図からつぎのことことがわかる。

ボンド型は、最高荷重まではほとんど周方向応力が発生し

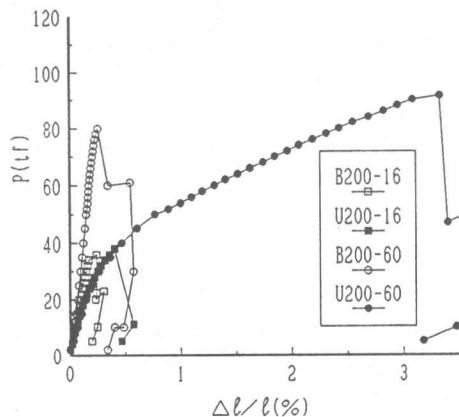


図-3 荷重-軸方向変位曲線（柱長2m）

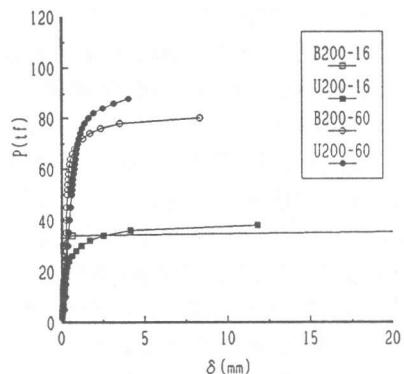
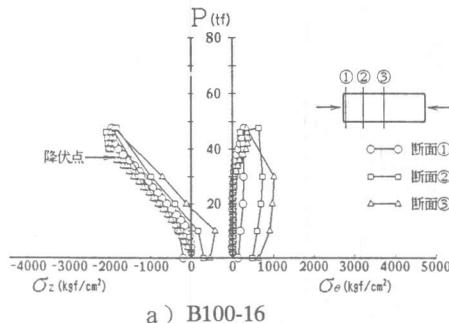
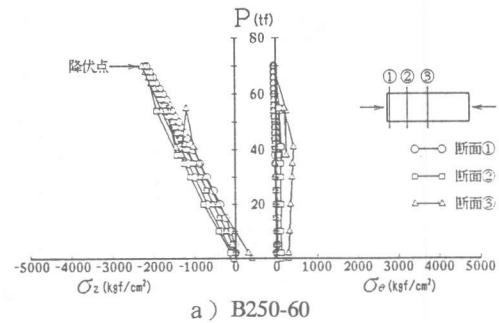


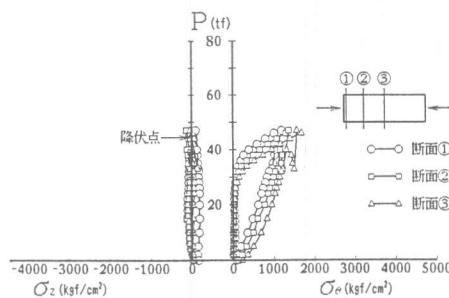
図-4 荷重-横たわみ曲線



a ) B100-16

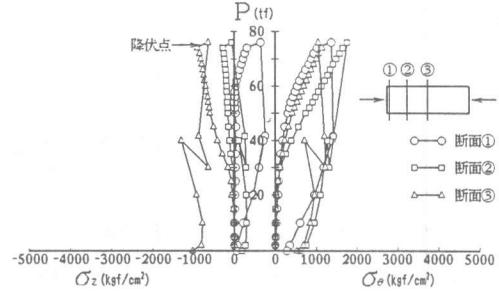


a ) B250-60



b ) U100-16

図-5 鋼管の応力（柱長1m, 板厚1.6mm）



b ) U250-60

図-6 鋼管の応力（柱長2.5m, 板厚6mm）

ておらず、軸応力が卓越して現われている。一方アンボンド型では、軸応力が小さく主に周方向応力が現われ、とくに40tf付近から顕著である。この荷重がモルタルの破壊荷重に対応していることから、モルタルの破壊荷重までは、たとえアンボンド型でもコンファインド効果は期待できないことを図は示している。

実験結果では、鋼管の降伏は、ほとんどの場合最高荷重近傍で起こった。柱長1m程度の短い供試体は、鋼管降伏後もさらに強度上昇する現象がみられたが、長柱では、鋼管の降伏による曲げ剛性の低下が大きな崩壊因子であると考えられる。

### 3. 3 崩壊性状

写真-2に、載荷後の供試体の変形状態を示す。さらに供試体の鋼管を溶断し、内部充填モルタルのひびわれ状態を写真-3に示す。写真-3に示すひびわれは、目視で確認できたものである。写真-2に示すように、すべての供試体が、両端を節とする正弦半波形の横たわみを発生して崩壊しており、オイラー座屈に起因する崩壊と判断される。

モルタルのひびわれは、写真-3のように軸直角方向に現われている。このひ

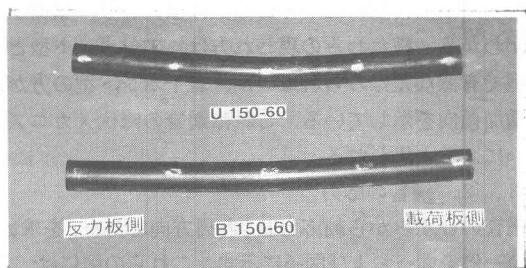


写真-2 載荷後の供試体

びわれは、断面を貫通しておらず、断面のほぼ半分の領域で発生していることから、座屈後の曲げによって発生したと判断される。短柱では、コンクリートに斜めひびわれが発生している[6]が、本実験ではこのひびわれは発生しなかった。

これらの写真で板厚の差による違いをみると、板厚が薄い場合にはひびわれが中央付近に集中するのに対し、板厚が厚くなると供試体全体に分布する傾向がみられる。これは板厚が薄いと剛性が小さいため中央で折れ曲がる（塑性ヒンジが発生したような挙動）ためと考えられる。

### 3. 4 圧縮耐荷力

載荷実験で得られた最高荷重を表-1に示す。またこれを、累加強度N ( $=A_s \sigma_{y s} + A_c \sigma_{c k}$ , ここに  $A_s$ ,  $A_c$  は鋼管およびモルタルの断面積) で無次元化し、細長比パラメータλとともに表せば、図-7を得る。図には、ECCS aカーブ[12]およびEulerカーブもあわせて示した。

表-1および図-7からわかるように、ボンド型とアンボンド型の終局荷重には、ほとんど差がなく、アンボンド型がボンド型よりもわずかに大きい程度でしかない。両者の応力機構が大きく異なるにもかかわらず、終局荷重に有意な差がみられないのは、座屈に起因する崩壊のためと考えられる。これについてはさらに検討する必要があろう。耐荷力はECCS aカーブに概ね近似しているのが図-7からわかる。

### 4. まとめ

本研究では、モルタル充填鋼管柱の、径長比L/Dが大きい領域に注目した圧縮耐荷力実験を行い、ボンド型とアンボンド型の終局挙動を調べた。本実験結果だけでは、十分な資料が得られたとはいえないものの長柱領域での両者の差を解明するという意味で、一定の成果が得られたと思われる。钢管のコンファインド効果は、モルタルが圧縮強度に達する前では、たとえア

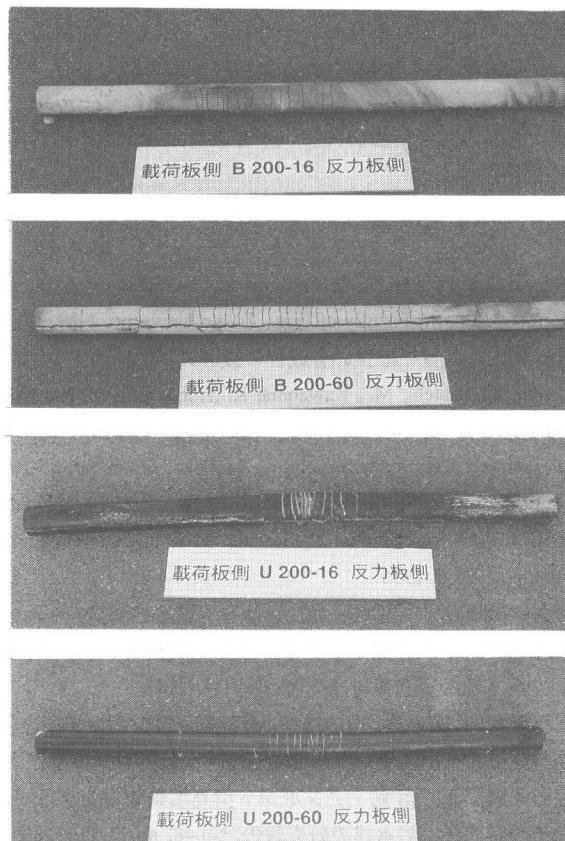


写真-3 載荷後のモルタルのひびわれ

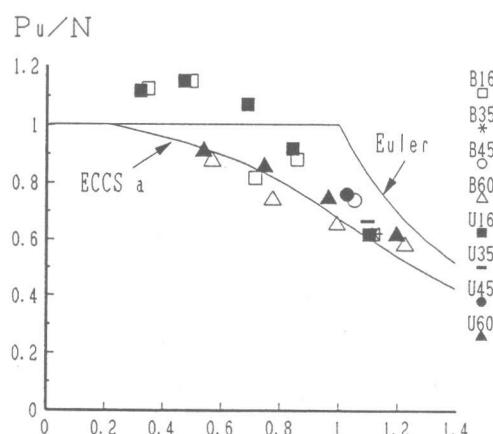


図-7 耐荷力曲線

ンボンド型を採用してもほとんど期待できないようである。また、ボンド型とアンボンド型の鋼管応力状態は大きく異なるにもかかわらず、座屈崩壊が起こると耐荷力はほとんど差がないといえる。今後さらに実験データを補うとともに解析的検討も行うつもりである。

本研究にあたり、当研究室 小寺親房、西川貴志両君には多くの助力を頂いた。記して謝意を表する。

#### 参考文献

- 1)Kato, B. and H. Kanatani : Experimental studies on concrete filled steel tubular columns, Steel structures Laboratory Report, Faculty of Eng., Tokyo Univ., pp. 1-29, 1966.
- 2)若林実、吉田望：細長い合成柱の設計式、日本建築学会論文報告集, No.278, pp.27-36. 1974.
- 3)Masuo, K., Adachi, M. , Kawabata, K. ,Kobayashi, M. and Konishi, K. : Buckling behavior of concrete filled circular steel tubular columns using light-weight concrete, Proc. of the 3rd International Conference on Steel-Concrete Composite Structures, Fukuoka, Japan, pp. 95-100, 1991.
- 4)Tomii, M. : Ductile and strong columns composed of steel tube, infilled concrete and longitudinal steel bars. Proc. of the 3rd International Conference on Steel-Concrete Composite Structures, Fukuoka, Japan, special volume pp. 39-66, 1991.
- 5)田中伸幸et al. : スーパーコンクリート構造の開発, セメント・コンクリート, No.475, pp.6-12, 1986.
- 6)佐藤孝典、下戸芳寛：アンボンド型充填鋼管コンクリート構造に関する研究（その1）-中心圧縮実験-, 清水建設研究報告, No.45, pp.1-13, 1987.
- 7)下戸芳寛、佐藤孝典、田中伸幸、齊藤豊：アンボンド型充填鋼管コンクリート構造の中心圧縮実験, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集, 日本コンクリート工学協会, pp. 493-496, 1986.
- 8)佐藤孝典、下戸芳寛：アンボンド型充填鋼管コンクリート構造に関する研究（その3）-中心圧縮性状とその定式化-, 清水建設研究報告, No.48, pp.47-55, 1988.
- 9)日本建築学会：鋼管コンクリート構造計算基準・同解説、丸善, 1981.
- 12)土木学会：座屈設計ガイドライン 第5章, 土木学会鋼構造委員会, pp.77-103, 1987.