

コンクリートを充填した鋼管短柱の弾塑性挙動に関する基礎的研究

Fundamental Study on Elastoplastic Behavior of Concrete
Encased Steel Short Tubular Columns

北田俊行*・吉田康樹**・中井博***

Toshiyuki Kitada, Yasuki Yoshida and Hiroshi Nakai

In order to investigate the elastoplastic behavior of composite columns consisting of encased concrete and steel tube, an experimental study is carried out by using 2, 8 and 4 tubular composite short column specimens subjected to compression on the steel, concrete and gross cross-section of columns, respectively. The triaxial stress induced to the encased concrete is predicted through the measured strains of steel tube and is compared with the failure criteria by Ottosen and Cai. A method for predicting the practical ultimate strength of concrete encased cylindrical short columns is also proposed.

1. まえがき

最近、土木あるいは建築の両分野においては、合理的で経済的な構造物として、鋼とコンクリートとを組み合わせた合成あるいは複合構造物が注目されるようになってきた。その一つに、鋼管の中にコンクリートを充填した合成柱があげられる。合成柱は高層構造物、送電鉄塔の柱、および橋脚などに用いられている。その理由としては、以下のような利点を有しているからである。

- ①合成柱では、鋼管の拘束によって、内部のコンクリートが3軸圧縮応力状態になり、一軸圧縮強度より大きな強度を発揮するため、鋼管とコンクリート個々の一軸圧縮強度の単なる累加強度よりも大きな強度が期待できる。
- ②不測の外力が作用しても、コンクリートは鋼管により保護されているため、破損しにくい。
- ③充填されたコンクリートによって鋼管は局部座屈が防止される。一方、コンクリートは一軸状態における最大耐力付近でダイレイタンスを生じ、鋼管の拘束効果によってコンクリートが吸収できるエネルギーを増大する。そのため、じん性が大きい耐震設計上有利な構造物を建設することができる。
- ④それぞれ単独材料で設計した場合に比して、小さな断面でも大きな強度が発揮できる。
- ⑤施工時の型枠が不要である。

以上のように合成柱には利点が多く、特に用地の有効利用という面から都市内に設置される橋脚に適した構造形式であると考えられるが、合成橋脚の施工実績は少ない。それは、主として次のような設計上の問題によると考えられる。

- ①合成柱の設計基準については、BS5400 Part5¹⁾, DIN18806 Teil1²⁾ があるが、しかし、これらの基準では、建築の柱に用いられるような、小型断面の合成柱を対象としており、これらの基準を大型断面の橋脚にそ

* 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本3丁目3-138)
 ** 大阪市立大学大学院学生 工学研究科土木工学専攻 (〒558 大阪市住吉区杉本3丁目3-138)
 *** 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本3丁目3-138)

のまま用いることに問題がある。

②わが国の土木の分野では、最近、阪神高速道路公団から「合成柱（充てん方式）を有する鋼製橋脚の設計施工指針（案）」³⁾が出されているが、円形断面を有する合成柱に関してまだ十分な設計基準が完備されておらず、実験によって調べるべき点が残されている。

合成柱の剛度および強度特性を十分に把握するためには、3軸応力状態下にあるコンクリートの弾塑性挙動および鋼とコンクリートとの境界面の摩擦すべり挙動について明らかにしておくことが必要である。

中国のCai⁴⁾は、多数の合成柱について実験を行い、3軸応力下にあるコンクリートの破壊曲面を実験的に導いている。オランダのVan Mier⁵⁾は三軸応力下のコンクリートの静的強度と疲労強度について実験的に取り扱っている。また、デンマークでは、Ottosen⁶⁾⁷⁾が3軸応力下にあるコンクリートの破壊条件式を提案し、その非線形挙動を非線形弾性論の立場から定式化している。この理論を用いれば、3軸応力下にあるコンクリートの弾塑性挙動をシミュレートすることができるが、この理論を合成構造物にも適用できるかどうかについて確認することが必要である。イギリスのDowling⁸⁾は、コンクリートの3軸挙動と鋼とコンクリートとの境界面の非線形すべり挙動がシミュレートできる解析プログラムを開発している。このように、活発な研究が行われているが、合成構造物の弾塑性挙動や終局強度特性については、その合理性を十分に設計に反映できるまでには至っていないのが現状である。

そこで、この種の合成柱の合理的設計法を探るための基礎的研究として、本研究では、純圧縮を受けるコンクリートを充填した鋼管の短柱供試体を多数製作し、それらに純圧縮力を作用させてコンクリートに3軸応力状態を再現し、その弾塑性挙動および強度特性を実験的に明らかにしようとするものである。

2. 実験の概要

2.1 鋼管および充填コンクリートの機械的性質

(1) 鋼管供試体

供試体に用いた鋼管の形状寸法を、図-1に示す。鋼管にはSTK41材を使用し、その板厚 t は、3.5, 4.5および5.0mmの3種類とした。

最大能力100tonのアムスラー型万能試験機を用い、実測した鋼管の機械的性質を表-1に示す。この表中、供試体A, Bシリーズの鋼管は継目付きであるが、供試体C, Dシリーズの鋼管はシームレスのものである。

表-1 鋼材の機械的性質

供試体 シリーズ	断面寸法 (mm)	降伏点 σ_{sy} (kg/cm ²)	引張り強さ (kg/cm ²)	伸び率 (%)	ヤング係数 E_s ($\times 10^4$ kg/cm ²)	ポアソン比 μ_s
A	$\phi 114.3 \times 3.5$	3400	4176	35.4	2.113	0.313
B	$\phi 114.3 \times 4.5$	3700	4488	33.3	2.085	0.296
C	$\phi 114.3 \times 4.5$	3336	4724	31.7	2.389	0.275
D	$\phi 114.3 \times 5.0$	2844	4559	36.6	2.596	0.270

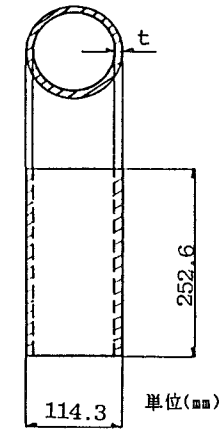


図-1 鋼管の形状寸法

(2) 充填コンクリート

充填コンクリートの配合を表-2に、また最大能力100-tonのアムスラー型万能試験機を用いて実測したコンクリートの機械的性質を表-3に示す。この表に見られるように、供試体シリーズA, BとC, D

表-2 コンクリート配合表

供試体 シリーズ	粗骨材最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水モット比 (%)	細骨材率 (%)	配合率 (kg/m ³)				空気量 (%)
					水	モット	細骨材	粗骨材	
A・B	20	8	60	49	180	300	859	918	5
C・D	20	8	55	43	190	345	760	1039	2

細骨材比重 2.60；粗骨材比重 2.88；モット比重 3.15

表-3 コンクリートの強度試験結果

供試体 シリーズ	圧縮強度 f_c (kg/cm ²)	引張り強度 (kg/cm ²)	最大圧縮ひずみ ($\times 10^{-6}$)	ヤング係数 ($\times 10^5$ kg/cm ²)	初期ポアソン比 μ_c
A・B	176	16	2300	1.873	0.170
C・D	349	26	2400	2.893	0.204

とのコンクリートの圧縮強度 f_c とは著しく異なったものとしている。これは、コンクリートの強度の差異が合成柱の挙動に及ぼす影響を調べるためである。ちなみに、供試体シリーズA,BおよびC,Dシリーズに対する鋼とコンクリートの応力 σ_s, σ_c をそれぞれ降伏点 σ_{sy} および圧縮強度 f_c で無次元化した応力-ひずみ曲線としてプロットすると、図-2のようになる。この図より、鋼と充填コンクリートとを同時に載荷すると、供試体シリーズA・Bでは、鋼が降伏するまでに充填コンクリートが破壊し、供試体シリーズC・Dでは鋼が降伏してから充填コンクリートが破壊することになる。

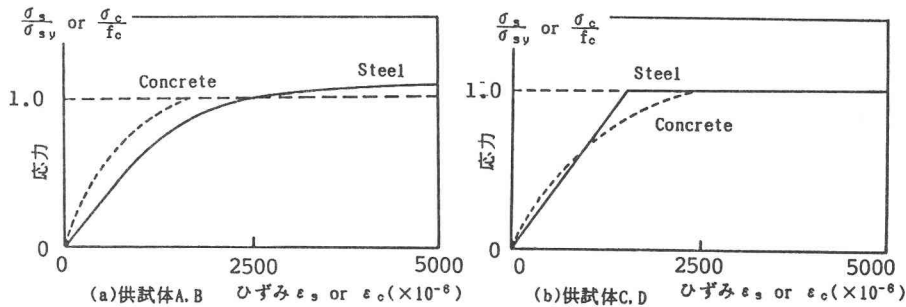


図-2 鋼管あるいはコンクリートの応力-ひずみ曲線

2.2 供試体と載荷方法

今回の合成柱の実験では、載荷方法を考慮のうえ供試体を製作することとした。すなわち、載荷方法としては、図-3に示す3ケースを考えた。

Case-1:合成柱で鋼管とコンクリートを同時に載荷する方法

Case-2:合成柱でコンクリートのみに載荷する方法

Case-3:鋼管柱で鋼管のみに載荷する方法

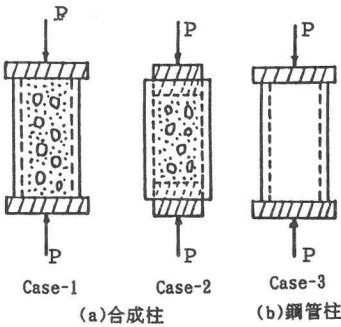


図-3 供試体の載荷方法

表-4 供試体載荷方法

供試体	載荷方法	鋼管内面の処理方法
A-1	Case-1	鋼管の内側にグリスを塗った
A-2	Case-2	
A-3	Case-2	
A-4	Case-2	
B-1	Case-1	鋼管の内側にグリスを塗った
B-2	Case-2	
B-3	Case-2	
B-4	Case-2	
C-1	Case-1	_____
C-2	Case-2	
C-3	Case-3	
D-1	Case-1	_____
D-2	Case-2	
D-3	Case-3	

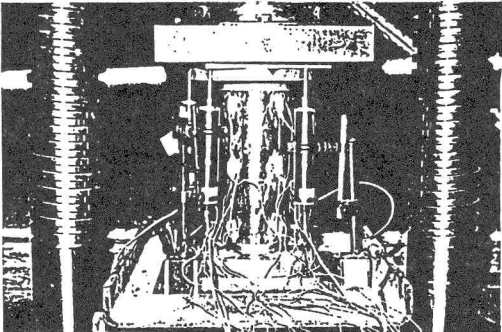


写真-1 供試体の載荷状況

このようにして製作された供試体を、表-4にまとめた。Aシリーズ、4体、Bシリーズ、4体、Cシリーズ3体、Dシリーズ、4体の合計14体である。それぞれの供試体の載荷方法をもこの表中に示してある。また、供試体の載荷状況の一例は、写真-1に示すとおりである。荷重 P は、最大能力200tonfのアムスラー型万能試

験機を用いて測定した。

2.3 ひずみおよび変位の測定法

鋼管は完全弾塑性体としてMisesの降伏条件とPrandtl-Reussの塑性流れ則を用い、測定ひずみから鋼管に発生する応力を以下のように追跡することとした。

まず、鋼管が降伏に至るまでの軸方向応力 σ_{sx} とフープ応力 σ_{st} との関係は、それぞれの方向のひずみを ε_{sx} 、 ε_{st} 、鋼のポアソン比を μ_s 、およびヤング係数を E_s とすれば

$$\sigma_{sx} = \frac{E_s}{1 - \mu_s^2} (\varepsilon_{sx} + \mu_s \varepsilon_{st}) \quad (1)$$

$$\sigma_{st} = \frac{E_s}{1 - \mu_s^2} (\varepsilon_{st} + \mu_s \varepsilon_{sx}) \quad (2)$$

となる。そして、鋼管が降伏点 σ_{sy} に至ったとき、鋼管材料はMisesの降伏条件

$$\left(\frac{\sigma_{sx}}{\sigma_{sy}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{sx}}{\sigma_{sy}} \right) \left(\frac{\sigma_{st}}{\sigma_{sy}} \right) + \left(\frac{\sigma_{st}}{\sigma_{sy}} \right)^2 = 1.0 \quad (3)$$

を満足しながら、 σ_{sx} と σ_{st} は降伏曲線上を移動していくものとする。

つぎに、塑性域における応力-ひずみ関係は、Prandtl-Reussの塑性流れ則に従うものとし、以下に示すような関係式で表されるものとする。

$$\begin{pmatrix} \Delta \sigma_{sx} \\ \Delta \sigma_{st} \end{pmatrix} = D_{ep} \begin{pmatrix} \Delta \varepsilon_{sx} \\ \Delta \varepsilon_{st} \end{pmatrix} \quad (4)$$

ここに、 $\Delta \varepsilon_{sx}$ 、 $\Delta \varepsilon_{st}$ はそれぞれ軸方向およびフープ方向のひずみ増分で、 D_{ep} は平面弾塑性応力ひずみマトリックスである⁹⁾。そして、図-4を参考にして、鋼管の内径を D_i 、板厚を t とすると、コンクリートに発生する側圧 σ_1 は、

$$\sigma_1 = \frac{2t}{D_i} \sigma_{st} \quad (5)$$

で表される。また、軸方向圧縮応力 σ_3 は、

$$\sigma_3 = \frac{P - \sigma_{sx} t (D_o + D_i) / 2}{A_c} \quad (6)$$

となる。ここに、 P は作用圧縮力、 A_c は充填コンクリートの断面積、 D_o は鋼管の外径である。

このような各種のひずみが実測できるように、鋼管には、図-5に示すように、2軸方向のストレングージを貼付けた。また、軸方向の圧縮変位も測定するために、図-6に示すように変位計を取り付けた。

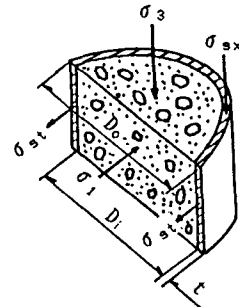


図-4 鋼管およびコンクリートに発生する応力

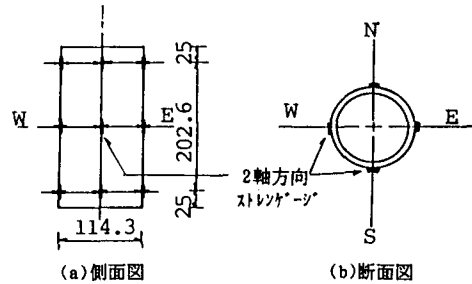


図-5 鋼管のひずみゲージ貼付け位置(単位mm)

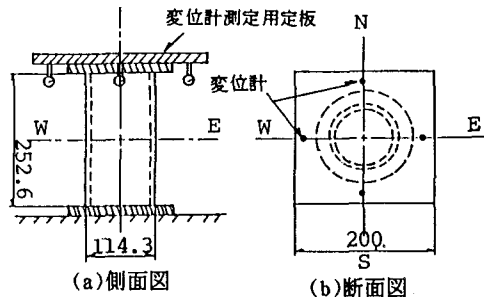


図-6 変位計取り付け方法(単位mm)

3. 実験結果とその考察

3.1 鋼管の応力経路

(1) 鋼とコンクリートの同時載荷 (Case-1)

鋼管と充填コンクリートを同時に載荷するCase-1の場合、充填コンクリートが低応力レベルにある間は、コンクリートのポアソン比 μ_c と鋼のポアソン比 μ_s との関係は、 $\mu_c < \mu_s$ となる。したがって、フープ方向のひずみは鋼管の方が大きくなり、充填コンクリートは鋼管により拘束されず、3軸応力状態になりにくい傾向にある。一例として、図-7に示す供試体D-1では、鋼管は降伏するまで、ほとんどフープ方向に引張応力が発生せず、軸方向の圧縮応力のみが発生していることがわかる。このことから、鋼管が降伏するまで鋼管と充填コンクリートとは、別々に挙動しており、鋼管と充填コンクリートとの境界面における付着力は、合成柱の挙動にほとんど影響を与えないと思われる。鋼管の降伏後は、鋼管の上部と下部に局部座屈が発生した(後述の図-19参照)。

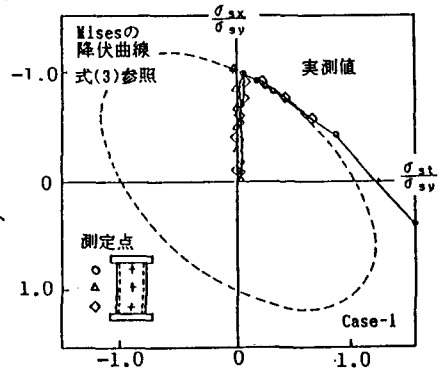


図-7 $\sigma_{ax}-\sigma_{sy}$ 曲線(供試体D-1)

また、実測された荷重-鋼管のフープ方向ひずみ曲線を図-8に示す。図中には、鋼管と充填コンクリートが一体となり挙動した場合および両者が個別に挙動した場合の弾性解も示されている。図中のみかけのポアソン比とは、鋼管と充填コンクリートが完全に一体となって挙動した場合の合成柱としてのポアソン比である。供試体C-1の場合、低荷重レベルでは、フープ方向の実測ひずみは鋼のポアソン比 $\mu_s=0.270$ を用いた理論直線と極めてよく一致している。したがって、このことからCase-1の方法による供試体は、弾性域において鋼管と充填コンクリートが分離し、独立した挙動を呈していたことがわかる。

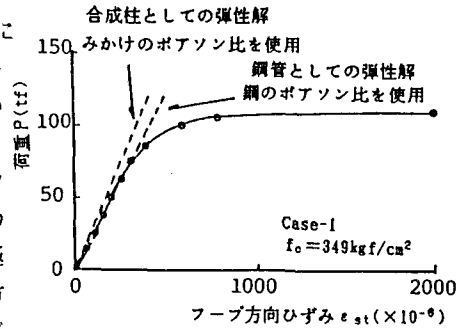


図-8 荷重-フープ方向ひずみ曲線(供試体C-1)

(2) コンクリートのみに載荷 (Case-2)

Case-2による載荷方法では、充填コンクリートのみに荷重を載荷するので、鋼管により充填コンクリートは面外変位が拘束され、載荷後すぐに3軸応力状態となる。

鋼管の上部と下部では、載荷当初から降伏に至るまでほとんど軸方向の圧縮応力が発生せず、フープ方向の引張応力のみが発生していることが図-9でわかる。

中央部では鋼管が降伏するまでは軸方向圧縮応力とフープ方向引張応力とが比例的に増加していた。すなわち、充填コンクリートと鋼管の境界面の摩擦により、中央部では、鋼管にも軸方向圧縮応力が発生することがわかる。鋼管降伏後はフープ方向引張応力が増加し、軸方向圧縮応力が減少していくことがわかる。

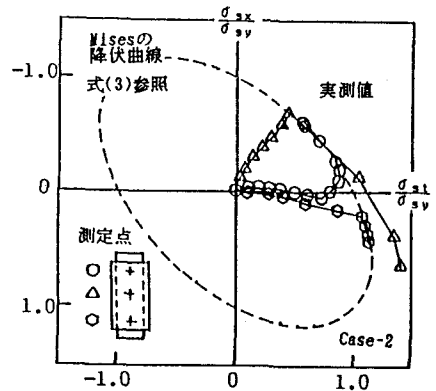


図-9 $\sigma_{ax}-\sigma_{sy}$ 曲線(供試体D-2)

また、鋼管と充填コンクリートの境界面における摩擦の影響を調べるために、コンクリート打設前に供試体B-2の鋼管の内側にグリスを塗って実験を行った。図-10と図-11とを比較するとわかるように、供試体B-2では、同一条件で載荷した供試体B-4と比較して、中央断面において軸方向圧縮応力がかなり低くなっている

ことが観察された。このことから、鋼管とコンクリートとの境界面における摩擦係数は、合成柱の挙動に大きく影響するものと考えられる。

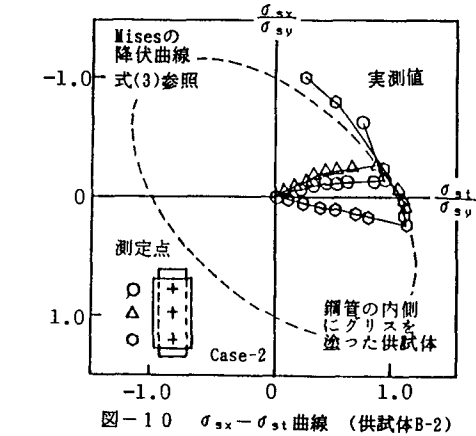


図-10 $\sigma_{3x}-\sigma_{3t}$ 曲線 (供試体B-2)

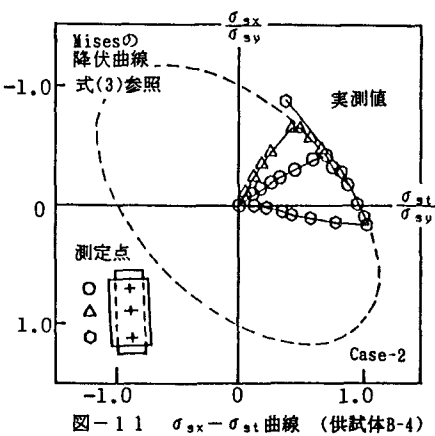


図-11 $\sigma_{3x}-\sigma_{3t}$ 曲線 (供試体B-4)

3.2 コンクリートの応力経路とOttosen・Caiの破壊基準との比較

鋼管の測定ひずみを用いて計算した中央部に発生するコンクリートの応力経路と、OttosenおよびCaiが提案している破壊基準とを比較してみる。

まず、図-12に示すように、Case-1による荷重方法では、鋼管が降伏するまで充填コンクリートには側圧(σ_1)がほとんど発生せず、充填コンクリートが3軸応力状態にならなかった。

つぎに、Case-2による荷重方法のうち、供試体C-2およびD-2の実験結果を、図-13に実線で示す。充填コンクリートに発生する側圧 σ_1 と軸方向圧縮応力 σ_3 との応力経路は、Ottosenの破壊基準よりもCaiの破壊基準に沿って進行していることがわかる。したがって、これらの破壊基準をひずみ硬化曲面と見なせば、鋼に閉じ込められたコンクリートの弾塑性挙動がシミュレートできることを示唆している。

Ottosenの破壊基準は、Caiのそれと比較して、若干危険側の値を示しているが、あらゆる応力状態下にあるコンクリートに適用できるという利点がある。一方、Caiの破壊基準は式も簡単で、実際の現象とよく合致しており、合成柱には適用性があるように思われる。

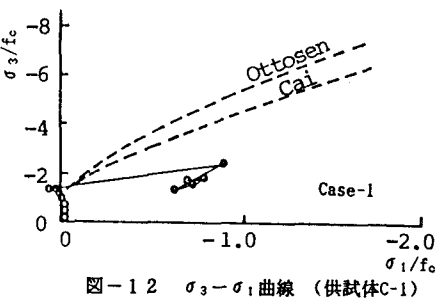


図-12 $\sigma_3-\sigma_1$ 曲線 (供試体C-1)

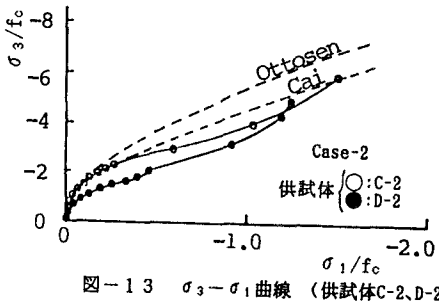


図-13 $\sigma_3-\sigma_1$ 曲線 (供試体C-2、D-2)

3.3 合成柱の荷重-変位曲線

図-14および図-15に示すように、Case-2の場合には、Ottosenの理論による解析結果は、累加荷重付近までコンクリートの強度にかかわらず実験結果とよく一致している。ここに、累加荷重 P_{s0} は、次式で与えられる荷重をいう。

$$P_{s0} = \sigma_{sy} \cdot A_s + f_c \cdot A_c \quad (7)$$

しかし、累加荷重を越えると、実験結果との誤差が大きくなり危険側となる。これは、理論解析にあたり、鋼管と充填コンクリートの境界面における摩擦や鋼管の残留応力の影響などを無視したことに起因するもの

と考えられる。今後は、摩擦や残留応力が考慮できる解析を行う必要があると考えられる。

また、累加荷重を越える荷重までは、どの供試体も弾性的に挙動しているが、とくにコンクリートの強度が大きい供試体ほど、弾性挙動を呈する荷重レベルが高くなっていることが図-14と図-15を比較することによってわかる。

図-16から、Case-1に比してCase-2は若干合成柱の剛度が低下しているが、載荷方法の差異は終局強度にはあまり影響していないことがわかる。また、載荷方法の相違に関わらず、合成柱は鋼管が降伏してもすぐには剛性を失わず、鋼管柱と比較して大きな変形能を有する挙動を呈していることがわかる。

Case-3の場合は、ひずみ硬化域に入ってからシェルとしての局部座屈を起こして破壊した。

3.4 極限強度について

実測終局荷重、累加荷重およびCaiの理論による終局荷重を比較したものを、表-5および図-17に示す。ここに、図中の記号は以下のとおりである。

●印は、実験により得られた終局荷重とCaiの理論による終局荷重との関係をプロットしたものである(表-5の⑦参照)。

○印は、累加荷重とCaiの理論による終局荷重とを平均した値(⑤)と供用限界荷重との関係をプロットしたものである(表-5の⑥参照)。

また、供用限界荷重とは、図-18に定義するように、荷重-軸方向変位曲線において軸方向変位が急増し、供用に耐えなくなる荷重をいう。実際の構造物に合成柱を用いて設計する場合には終局荷重ではなく、この供用限界荷重を耐力評価の基準とすべきであると考えられる。

Caiの理論による終局荷重は、一例を除く全ての実測終局荷重に対して危険側の値を示した。解析値は、充填コンクリートの強度が低い供試体シリーズA,Bの場合は、実測終局荷重との誤差が約15%と大きいが、コンクリートの強度が高い供試体シリーズC,Dの実験の場合は誤差が6%以内となり実測終局荷重とよい一致を示した。Caiの理論による終局荷重は、合成短柱の終局荷重を評価する有効な情報を与えるものと思われる。

今回の実験では、鋼管の内面の処理方法の差異によるコンクリートと鋼管の境界面での摩擦が耐力におよぼす影響を確かめることはできなかった。しかし、載荷方法の相違にかかわらず、各供試体とも累加荷重を大きく上回る終

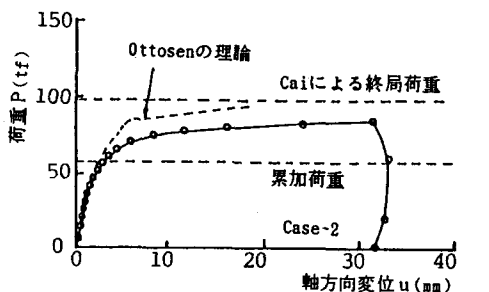


図-14 荷重-軸方向変位曲線 (供試体A-3)

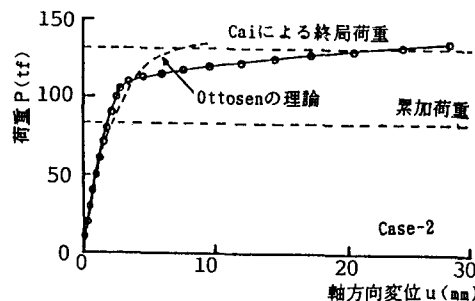


図-15 荷重-軸方向変位曲線 (供試体D-2)

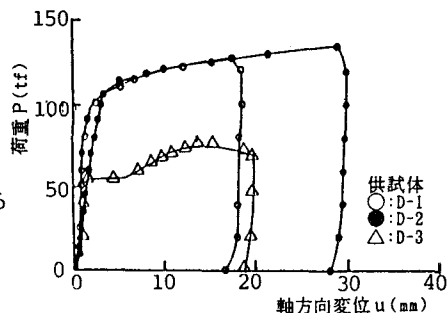


図-16 荷重-軸方向変位曲線
(供試体D-1, D-2, D-3)

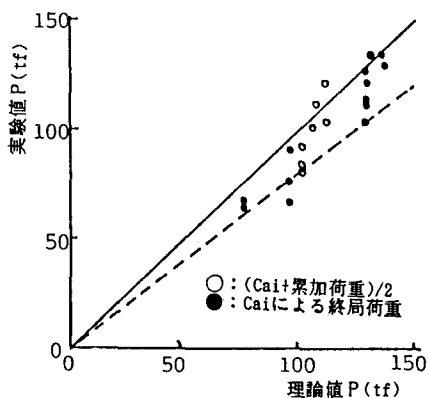


図-17 終局強度の実験値と理論値の関係

局荷重が得られた。累加荷重は、合成柱の耐荷力を評価する上において重要な1つの指標となるが、かなり安全側であるため、設計強度として用いると、不経済な設計になるものと思われる。

表-5 合成短柱の耐荷力

供試体	累加荷重	供用限界荷重	終局荷重	Caiによる終局荷重	⑤	⑥	⑦
	① P_{ac}	② P_{ua}	③ P_u	④	(①+④)/2	②/⑤	③/④
(単位 tf)							
A-1	57.4	65.5	76.0	96.0	76.7	0.85	0.79
A-2	57.4	68.3	91.0	96.0	76.7	0.89	0.95
A-3	57.4	67.4	85.0	96.0	76.7	0.88	0.84
A-4	57.4	66.5	82.5	96.0	76.7	0.87	0.86
B-1	72.8	80.8	104.0	130.0	101.4	0.80	1.03
B-2	72.8	84.0	121.5	130.0	101.4	0.83	0.94
B-3	72.8	84.0	111.5	130.0	101.4	0.83	0.86
B-4	72.8	92.3	114.0	130.0	101.4	0.91	0.88
C-1	86.4	103.8	130.0	138.0	112.2	0.93	0.94
C-2	86.3	121.2	135.0	137.0	111.7	1.09	0.99
C-3	56.0		69.6				
D-1	83.4	101.5	127.5	129.0	106.2	0.96	0.98
D-2	83.4	111.9	135.0	132.0	107.7	1.04	1.02
D-3	54.0		76.0				

供用限界荷重は累加荷重とCaiの理論による終局荷重との平均値で近似でき、その平均値と供用限界荷重との誤差は20%以内に収まった。また、今回用いた合成短柱では、載荷方法は終局状態に至るまでの挙動には大きな影響を与えるが、終局荷重そのものには大きな影響を与えていないことがわかった。

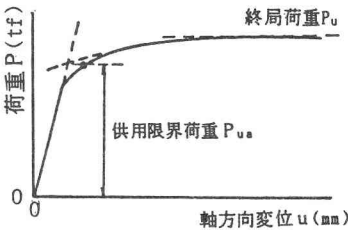


図-18 実用終局荷重の定義

3.5 実験後の供試体の破壊状況

実験終了後、鋼管をガス切断し、内部のコンクリートを取り出してその破壊状況を調べた。実験後の供試体は、全般的に、Case-1では図-19(a)、また、Case-2では図-19(b)に示すような状態で破壊していた。すなわち、これらをまとめると、以下のとおりである。

(1) Case-1によるコンクリートの破壊状況 (図-19(a)、写真-2)

鋼管が局部座屈を起こした箇所では、コンクリートは粉体状になり圧壊していたが、その他の所では特に大きなクラックはなかなかなり健全な状態を保っていた。

(2) Case-2によるコンクリートの破壊状況 (図-19(b)、写真-3)

鋼管が円周方向に降伏し、中央部が樽状に膨張していた。内部には細かいクラックが無数にあると思われるが、充填コンクリートの表面には、目に見えるほどのクラックはなく、全体としては健全な状態を保っていた。

コンクリートの破壊形状は載荷方法によって相違があるが、同じ載荷方法では、コンクリートの強度が違って、あまり差異は認められなかった。

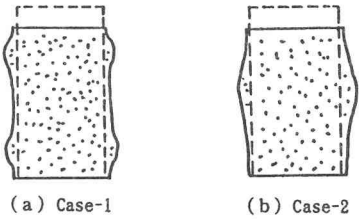


図-19 供試体のコンクリートの破壊状況



4. まとめ

鋼管にコンクリートを充填した合成短柱に関する実験的研究により、以下のことが明らかになった。

- (1)合成柱が破壊に至るまでの鋼管と充填コンクリートの挙動を、定性的に明らかにすることができた。鋼管と充填コンクリートとを同時に載荷するCase-1の場合、低荷重レベルにおいては、合成效果がほとんど得られないことがわかった。コンクリートのみに載荷するCase-2では、充填コンクリートが3軸応力状態となったが、鋼管と充填コンクリートとの境界面における摩擦のために、柱中央部の鋼管にはかなりの軸方向圧縮応力が発生していた。このようにして発生した軸方向圧縮応力は、鋼管と充填コンクリートとの境界面の摩擦係数に大きく左右されることがわかった。鋼管が降伏すると、合成柱は急に剛度を失い、その後、強度はあまり上昇しないが、大きな変形能を有した挙動を呈する。
- (2)載荷方法の相違は、低荷重レベルにおける軸方向の剛度には影響を及ぼすが、終局強度にはそれほど影響しないことがわかった。Case-1に比してCase-2では、合成柱の剛度が若干低下していた。
- (3)鋼管の応力状態を追跡することによって、間接的にコンクリートの3軸応力状態を良好にシミュレートすることができた。3軸応力状態下にあるコンクリートの応力経路は、Caiの破壊基準曲線に沿って流れ終局状態に達した。これは、コンクリートの破壊基準を、ひずみ硬化曲面とみなせば、鋼に閉じ込められたコンクリートの3軸応力挙動がシミュレートできることを示唆している。
- (4)Ottosenの理論による解析結果は、今回の実験結果とそれほどよく一致しなかった。これは、鋼および充填コンクリートが一樣な応力状態にあるという理論解析の仮定に問題があったためと考えられる。Ottosenの理論は、3軸応力状態にあるすべてのコンクリートに適用可能な理論であるので、今後、鋼管と充填コンクリートとの摩擦や付着、および鋼管に含まれる残留応力等を考慮できるように検討する必要がある。
- (5)Caiの理論による終局荷重は、実験終局荷重と15%以内の誤差で一致していた。
- (6)Caiの理論による終局荷重と累加荷重の平均値は、本文で提案した実験による供用限界荷重と20%以内の誤差で一致していた。

参考文献

1. BS5400 Part5, Code of practice of composite bridges, March 1980.
2. DIN 18806, Teil 1, Tragfähigkeit von Verbundstützen, Berechnung und Bemessung, Sep.1981.
3. 阪神高速道路公団：合成柱（充てん方式）を有する鋼製橋脚の設計・施工指針（案），昭和61年3月
4. Cai Shao-Huai: Limit Analysis and Application of Concrete-Filled Steel Tubular Columns, The First East Asian Conferens on Structural Engineering and Construction, Bangkok, January 15-17, 1986, Vol.2, pp.809-820.
5. Van Mier, J.G.M.: Fracture of Concrete under Complex Stress, HERON, vol.31, No.3, 1986, pp.1-83.
6. Ottosen, N.S.: A Failure Criterion for Concrete, Proc of ASCE, vol.103, No.EM-4, Aug. 1977, pp.527-535.
7. Ottosen, N.S.: Constitutive Model for Short-Time Loading of Concrete, Proc. of ASCE, vol.105, No.EM-1, Feb, 1979, pp.127-141.
8. Dowling, P.J. and Amr Salah Elnashai: Nonliner Analysis of Composite Tubular Joins, A thesis submitted for the Degree of Doctor of Engeneering, University of London, Jul, 1984.
9. Komatsu, S. and Kitada, T.: "Refined Finite Element Analysis of Plane Elasto-Plastic Problems," Technology Reports of The Osaka University, Vol.125, No.1269, 1975, pp.415-437.
10. Chen, W.F.: コンクリート構造物の塑性解析（色部誠ほか監訳）、丸善、昭和60年7月
11. 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室：コンクリート充填鋼管の耐荷力(その1)、土研資料 第1728号、昭和56年9月

12. 日本材料学会：建設材料実験、昭和60年

13. 前川宏一：コンクリートの流れ則と平面応力構成方程式、コンクリート工学論文集、
Vol.21, No8. Aug.1983, pp103-121

14. 吉川紀・石崎浩・田中忠夫：合成柱(充填コンクリート方式)を有する柱基部の載荷実験、第37回
土木学会年次学術講演会概要集、V-189、1982年10月、pp.377-378

付録

A 1. Ottosenの非線形弾性論

(1) 破壊基準⁶⁾

Ottosenの破壊基準は、応力不変量 $I_1, J_2, \cos 3\theta$ 、およびコンクリートの一軸圧縮強度 f_c を含む4パラメーターからなる次式で与えられる。

$$f(I_1, J_2, \cos 3\theta) = a \frac{J_2}{f_c^2} + \lambda \sqrt{\frac{J_2}{f_c}} + b \frac{I_1}{f_c} - 1 = 0 \quad (A.1)$$

$$\text{ここに、} I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (A.2)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \quad (A.3)$$

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \quad (A.4)$$

$$J_3 = \frac{1}{3} (s_1^3 + s_2^3 + s_3^3) = s_1 s_2 s_3 \quad (A.5)$$

また、 s_1, s_2, s_3 は偏差応力である。 a, b, λ の材料定数は文献6)より、 $a=1.8076, b=4.0962, \lambda=7.7834$ を解析に用いた。

(2) 応力-ひずみ関係

コンクリートの応力とひずみは、次式の非線形指標 β の関数として与えられる割線弾性係数 E_s とボアソン比 μ_s を用いて関係づけられる。

$$\beta = \frac{\sigma_3}{\sigma_{3f}} \quad (A.6)$$

ここに、 σ_3 は最大の圧縮応力、 σ_{3f} は σ_3 以外のすべての応力を一定にし、 σ_3 のみを大きくした場合に、ちょうど破壊基準[式(A.1)]を満足する σ_3 の値を意味する。

A 2. Cai Shao-Huaiの理論による破壊基準と耐荷力算定法⁴⁾

(1) 破壊基準

この破壊基準は、合成柱に対して実験的に導かれたものである。充填コンクリートに作用する側圧 σ_1 が均等であると想定して、 σ_1 が作用しているときの圧縮強度 σ_{3f} を次式で定義している（ここでは圧縮を正とする）。

$$\sigma_{3f} = f_c \left(1 + 1.5 \sqrt{\frac{\sigma_1}{f_c}} + 2 \frac{\sigma_1}{f_c} \right) \quad (A.7)$$

(2) 耐荷力算定法

Cai は、多くの合成柱の耐荷力実験により、極限強度に関する以下の簡単な実験公式を導いている。

$$N_u = A_c f_c (1 + 2\phi) \quad (A.8)$$

ここに、

N_u : 合成柱の極限荷重

$$\phi = \frac{A_s \sigma_{sy}}{A_c f_c} \quad \text{拘束指数 (confinement index)}$$

(1987年10月16日受付)