

コンクリートを充填した鋼製箱形短柱の 圧縮耐荷力に関する実験的および理論的研究

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL STUDY ON THE ULTIMATE STRENGTH OF CONCRETE-FILLED STEEL BOX STUB-COLUMN

葛 漢 彬*・宇佐美勉**・寺田昌弘***

By Hanbin Ge, Tsutomu Usami and Masahiro Terada

In this paper, the ultimate strength of concrete-filled steel box stub-columns is studied. Concentric compression tests were conducted on ten specimens under cyclic loads. To evaluate the local buckling strength of component steel plates in concrete-filled columns, an empirical reduction factor, which accounts for the effects of the filled-in concrete prism size and the concrete strength class, is introduced. In the analysis, a hardening-softening model is utilized to describe the elasto-plastic behavior of concrete. The contact element for interface combined with a bilinear constrained shell element for the plate and a cubic element for concrete are employed. Moreover, both initial out-of-flatness and residual stresses are considered in the plate elements. Analytical results are compared with the experimental results. Furthermore, a parametric study is conducted to investigate the effects of various parameters such as plate aspect ratio, plate width-thickness ratio and concrete strength. Finally, a design formula for concrete-filled stub-columns in compression is proposed.

1. 緒言

最近、土木あるいは建築の分野においては、鋼とコンクリートからなる合成構造物が注目されるようになってきた。その理由は、合成構造物が高い強度、靱性及び大きなエネルギー吸収率など、耐震性の面で優れた特性をもつことである。薄肉箱形断面鋼柱の中にコンクリートを中詰めした合成柱がその一つの種類の構造物として挙げられる。

コンクリートを中詰めした箱形断面短柱の設計については、イギリスの BS5400 Part 5 [1]、アメリカの ACI-318-83 [2]およびドイツの DIN 18806 Teil 1 [3]等のコードがある。日本の土木の分野では、阪神高速道路から「合成柱（充てん方式）を有する鋼製橋脚の設計施工指針（案）」も出されている [4]。それらの多くのコードが建築構造物用のコードとして、比較的厚肉な断面の合成柱を対象としている。すなわち、箱形断面充填柱を構成している板パネルの幅厚比は小さくて、局部座屈が起こらない。また同じ実験データを用いて得られた設計公式でも、これらの設計コード間での食い違いが見られる。さらに、幅厚比の比較的大きい合成柱の耐荷力に関する理論的な面からの検討は非常に少なく [5]、この種の合成柱に関して実験的および理論的研究に調べるべき点が多い。

* 工修 名古屋大学 大学院工学研究科 土木工学専攻博士課程（後期課程） 在学中

** D.Sc, 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科（〒464-01 名古屋市千種区不老町）

*** 名古屋大学 大学院工学研究科 土木工学専攻博士課程（前期課程） 在学中

本研究はコンクリートを充填した薄肉箱形断面短柱の強度と変形特性を明らかにしようとして行った実験的、理論的研究について報告しようとするものである。

2. 実験的研究

2.1 実験概要

パネルの幅厚比などのパラメータを変えた総計10本の溶接箱形断面の鋼製短柱とコンクリートを充填した合成柱を製作し実験を実施した。供試体断面の形状はFig. 1に示されているように正方形箱形であり、実測寸法およびそれに基づいて計算した諸量はTable 1とTable 2に与えられている。Table 1とTable 2の供試体名のうち、頭文字UとSはそれぞれ無補剛柱と補剛柱を示す。これらの英字に続く数字は幅厚比パラメータ(R)を示す。末英字S, C, HCはそれぞれ鋼柱、普通コンクリート充填した合成柱、ハイパフォーマンスコンクリート[6]を充填した合成柱を示す。補剛柱の場合、()内の数字は補剛材の剛度と補剛材の必要剛度の比を示す。幅厚比パラメータRは次式で定義される。

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (1)$$

ここで、 b = 板幅、 t = 板厚、 σ_y = 鋼の降伏応力、 E = 弾性係数、 ν = ポアソン比、 k = 板の座屈係数（無補剛断面の場合4.0、補剛断面の場合 $4n^2$ 、 n = 補剛材で囲まれたサブパネル数）。ダイアフラムの設計においては、無補剛断面の場合にパネルの縦横比を3.0にし、補剛断面の場合にパネルの縦横比を2.0にした。また、鋼板とコンクリートに同時に載荷するために、供試体の両端面のコンクリートを少し削り、サンドペーパーを貼った精巧なガラス板で丁寧に磨き、セメントモルタルにてキャッピングを行った。

2.2 素材実験

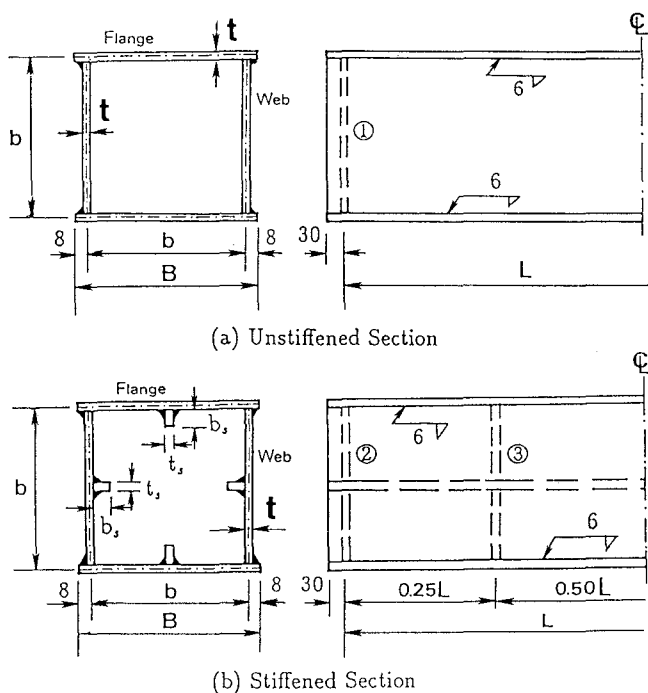
供試体製作用の鋼板(SS400材)からJIS5号材料試験片を合計10本製作し、引張試験を行った。一方、供試体のコンクリート打設と同時に12本のシリンダー($\phi = 10\text{cm}$)を作って供試体の実験をする当日に圧縮試験を行った。

2.3 初期たわみと残留応力

初期たわみはすべての供試体のフランジ面に基盤状の線を引き、各格子点の初期たわみを1/500mm精度の変位計にて測定した。今回の実験では残留応力の測定は行わなかった。

2.4 実験装置と載荷方法

実験は文献[7]に示した装置を用い、中心軸圧縮、両端固定の平押し状態で行った。予想最高荷重の20%程度の荷重をかけ、供試体上下端近辺に8枚づつ貼付した弾性ゲージの値がそれらの平均値から5%のずれの範囲に収まるように試験機の下部の斜円盤を調整し、偏心した荷重がかからないようにした。載荷



①②③ : Diaphragm (thickness = 6 mm)

Fig.1 Box Specimens

方法は次の通りである。まず、予想最大荷重の50%ぐらいに達するまでは単調荷重の荷重制御とした。それ以後は変位制御で荷重を行った。変位制御の段階では3ステップ荷重するごとに2.5tまで荷重を抜き、ループの途中で10回ぐらいずつデータを取った。繰り返し回数は基本的に3ループずつとした。最大荷重に達してからは変位増分を適当に増やしていった。供試体の軸方向の平均ひずみは供試体4隅にセットした変位計で測定したデータを用いて次式で計算した。

$$\bar{\varepsilon} = \frac{1}{4} \sum_{i=1}^4 \frac{\Delta_i}{L_i} \quad (2)$$

ここに、 Δ_i = 変位計で測定したデータ、 L_i = 変位計の取り付け間距離。

TABLE 1. Measured Dimensions of Test Specimens without Stiffeners

Specimen	b (mm)	B (mm)	t (mm)	A_s (mm ²)	A_c (mm ²)	L (mm)	r (mm)	$L/2r$ ≤ 20	b/t	R with $k=4.0$
U9-S	197	213	4.51	3654	—	592	81.0	3.65	43.7	0.844
U9-C	196	213	4.51	3654	37100	592	29.5	10.0	43.7	0.839
U12-S	263	279	4.51	4842	—	789	108.	3.65	58.3	1.126
U12-C	263	279	4.51	4842	66800	790	36.2	10.9	58.3	1.126
U12-HC	263	279	4.51	4842	66800	789	36.2	10.9	58.3	1.126
U15-S	329	345	4.51	6030	—	988	118.	4.19	73.0	1.409
U15-C	329	345	4.51	6030	105300	988	39.8	12.4	73.0	1.409

A_s = Cross Sectional Area of Steel, A_c = Cross Sectional Area of Concrete,
 r = Radius of Gyration of Cross Section, R = Width-thickness Ratio Parameter (Eq. 1)

TABLE 2. Measured Dimensions of Test Specimens with Stiffeners

Specimen	b (mm)	B (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	A_s (mm ²)	A_c (mm ²)	L (mm)	r (mm)	$0.5L/2r$ ≤ 20	$\frac{\gamma_l}{\gamma_{req}}$	R with $k=16.0$
S75-S(1)	328	344	4.51	38.1	4.36	6714	—	1316	132.	2.5	1.11	0.702
S75-C(1)	328	345	4.51	38.0	4.36	6714	104616	1316	43.3	7.6	1.11	0.702
S75-C(0.35)	329	344	4.51	25.1	4.34	6480	104850	1317	43.1	7.6	0.35	0.705

b_s = Width of Stiffener, t_s = Thickness of Stiffener, γ_l = Relative Flexural Rigidity, γ_{req} = Required Relative Flexural Rigidity

2.5 実験結果及び考察

(1) 引張試験

引張試験により求めた鋼材の機械的性質と圧縮試験により求めたコンクリートの材料定数をそれぞれ Table 3, Table 4に示す。

(2) 初期たわみの測定

板パネルの初期たわみは道路橋示方書の製作誤差の範囲にあったが、補剛材の初期たわみが製作誤差を超えるものも2, 3見られ、最大値は $L_d/600$ (L_d = ダイアフラム間距離)程度であった。

(3) 供試体の中心軸圧縮実験

破壊モード

鋼柱の場合、板パネルは隅角の直角を保つように、最大荷重に達する

TABLE 3. Material Properties of Steel

Series	E (GPa)	ν	σ_y (MPa)	ϵ_y ($\times 10^{-3}$)	E_{st} (GPa)	ϵ_{st} ($\times 10^{-2}$)
Plate	197	0.269	266	1.34	9.40	1.53
Stiffener-38	198	0.248	309	1.55	8.13	2.20
Stiffener-25	199	0.279	301	1.48	6.67	1.62

E = Young's Modulus, σ_y = Yield Stress, ϵ_y = Yield Strain,
 ν = Poisson's Ratio, E_{st} = Strain-hardening Modulus,
 ϵ_{st} = Strain at Onset of Strain-hardening

TABLE 4. Material Properties of Filled-concrete

Series	Days	E_c (GPa)	μ	f_c (MPa)	Test Column
C	37	27.9	0.165	39.2	U9-C
	47	28.3	0.157	40.4	U12-C, S75-C(0.35)
	53	30.7	0.168	40.6	U15-C, S75-C(1)
H	35	31.5	0.184	48.3	U12-HC

f_c = Uniaxial Compressive Cylinder Strength of Concrete,
C = Ordinary Concrete, H = High-performance Concrete

直前にすべて柱の長さ方向中央部で座屈を起こした。一方、コンクリート充填柱の場合、板パネルは中央部で座屈を起こすとは限らず、あちこちがばらばらに局所的な座屈をする方が多かった。さらに、鋼柱が一度に大きく座屈したのに対して、コンクリート充填柱は部分ごとに少しずつ座屈を起こし、最大荷重を過ぎてしばらくしてから新たな座屈を起こすことも多かった。

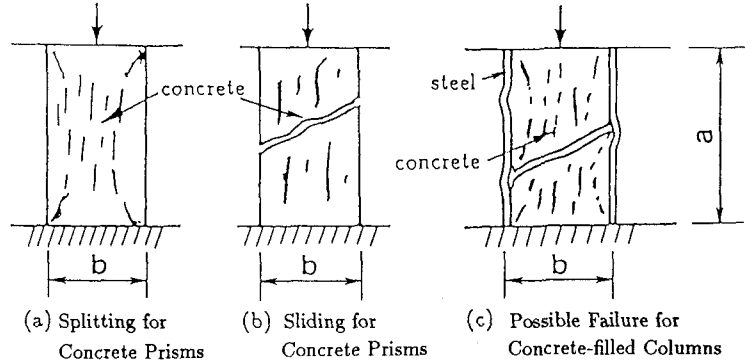


Fig.2 Failure Patterns for Concrete Prisms and Concrete-filled Specimens

コンクリート充填した箱形断面短柱の破壊原因を究明しようとするれば、そのメンバーとしてのコンクリート角柱の破壊を調べる必要があるだろう。一般的に、中心軸圧縮荷重を受けるコンクリート角柱の破壊は、Figs. 2(a)と(b)に示されるように、スプリットとすべりを通してクラックにより生じる[8]。従って、コンクリート充填柱の破壊はFig. 2(c)に示しているパターンになると考えられる。実験終了後に破壊したコンクリート充填柱の板パネルの一枚をガス切断して内部の様子を観察した。内部のコンクリートは板パネルが大きく座屈した位置で破壊していた。それ以外の部分は破壊しておらず、さらに破壊していたコンクリートも板パネルに接した周辺部であって、中心部は概ね健全な状態を保っていた。このことから、板パネルの局部座屈が供試体の破壊に直接つながっていることがわかった。

荷重-ひずみ履歴曲線

圧縮荷重-平均ひずみ履歴曲線の幾つかをFig. 3に示す。これらの図から、以下のことがわかる。

① 鋼柱においては履歴曲線のループの幅がピーク前はもとよりピーク後も狭い (Fig. 3(a))。② コンクリート充填柱においては履歴曲線のループの幅が最初の繰返しでは狭く、それからやや広くなる。このことにより、内部のコンクリートがピーク前でも多少破壊していると考えられる。最大荷重を過ぎてからは、ループの幅がピーク前のものより大きくなる。このとき、内部のコンクリートがより大きく破壊していると言える (Fig. 3(b)-(c))。③ ②で述べたことは供試体U-12HC (ハイパフォーマンスコンクリート充填供試体) に対して最も著しい。実験では、最大荷重を過ぎてしばらくしてからのある荷重レベルで荷重を一定に保っても柱の軸変位がなかなか止まらない様子を観察していた。したがって、この供試体の剛度低下程度が非常に大きかった (Fig. 3(c))。以上のように、荷重-ひずみ履歴曲線はコンクリート充填柱のような合成構造物の挙動を調べることに非常に役立つと言える。

極限強度

(a) 鋼柱の終局強度

鋼柱供試体の実験最大荷重は文献9)により求めた推定値とともにTable 5に示す。さらに、文献 9)で提案された無補剛および補剛断面柱の強度推定式

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{0.7}{R} \leq 1.0 \quad (\text{無補剛柱}) \quad \frac{P_u}{P_y} = 1.24 - 0.54R \leq 1.0 \quad (\text{補剛柱}) \quad (3, 4)$$

もFig. 4にプロットしてある。本実験各鋼柱の幅厚比増大による強度低下はこれらの推定式とほぼ同じ傾向のうえにやや安全側にある。

(b) コンクリート充填柱の終局強度

コンクリート充填柱の荷重-平均ひずみ曲線の包絡線をFig. 5に示し、最大荷重をTable 6に示す。幅厚比

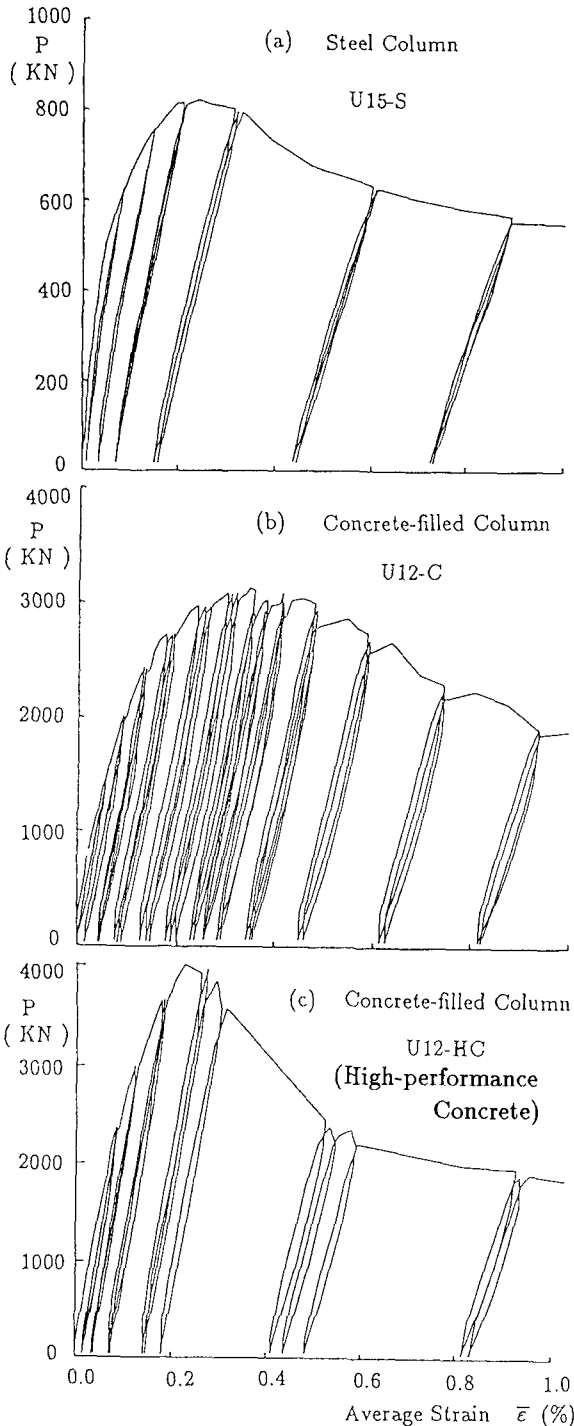


Fig.3 Load-Average Strain Curves
under Cyclic Compression Load

が大きいほどコンクリートの断面積が大きくなるわけであるから終局強度は幅厚比が大きいほど大きくなる傾向になる。例外は幅厚比の一番大きな供試体 U15-Cである。この供試体の終局強度は予想を大きく下回るものであった。しかも、荷重-ひずみ曲線は他の供試体のものを荷重方向に縮めたものではなく、荷重のピークを持たない形であった。この原因は次のことが考えられる。一つはコンクリートを充填する際に、十分注意したにも関わらず、供試体内部に致命的な弱い部分を作ってしまったということである。もう一つ考えられるのは、この供試体は鋼材の幅厚比が大きいために鋼板とコンクリートの隙間が大きくなり合成効果を発揮できずに小さな荷重で破壊したということである。一方、供試体 U12-HCには超流動性を持つハイパフォーマンスコンクリートを充填した。この供試体の荷重-ひずみ関係は、Fig. 5からわかるように、最大荷重を過ぎた後荷重のピークが尖っているようになった。しかも、最大荷重に達する時の平均ひずみは他のコンクリート充填柱のものと違い、鋼柱のように 0.2% ぐらいであった。だが、供試体 U12-C と比べると、終局強度では大きく上回った。これらのことから、ハイパフォーマンスコンクリートを充填した合成柱は高い強度が期待できても耐震性に対して必要な靱性があまり期待できないかもしれない。

ここで、コンクリートの圧縮強度について少し考察をしてみよう。コンクリート充填柱の内部のコンクリートの圧縮強度を確定するため、今までの諸研究で使われた以下の三種類のテストピースの強度を考えてみる。① シリンダー、 f_c [10, 11]、② 立方体、 f_{cc} [12]、③ 充填コンクリートと同寸法の角柱、 f_{cp} [13]。一般に、中心圧縮荷重また偏心圧縮荷重を受ける無筋コンクリート、鉄筋コンクリートあるいはプレストレストコンクリートを含む構造物の解析は長方形角柱の圧縮試験により求めた強度をよく使う。文献 8) によって、長方形角柱の圧縮強度 f_{cp} はコンクリートの強度クラス(設計基準強度)および高さ h と幅 b の比 (a/b) の関数である。長方形角柱の圧縮強度は a/b が大きいほど小さくなり、

TABLE 5. Ultimate Strengths of Steel Columns

Specimen	P_u (KN)	σ_u / σ_y	
		Test	Prediction (Ref.9)
U9-S	821	0.846	0.829
U12-S	803	0.624	0.622
U15-S	805	0.503	0.497
S75-S(1)	1598	0.882	0.861

P_u = Maximum Load,
 σ_u = Average Ultimate Stress of the Plate Panel

TABLE 6. Ultimate Strengths of Concrete-filled Columns

Specimen	P_u (KN)	σ_b / σ_y		
		Test	Prediction	
			Ref.9	Ref.5
U9-C	1845	0.855	0.834	0.988
U12-C	3070	0.916	0.622	0.858
U12-HC	3999	1.000	0.622	0.858
U15-C	3275	0.175	0.497	0.755
S75-C(1)	5030	1.000	0.861	0.920
S75-C(0.35)	5158	1.000	0.859	0.770

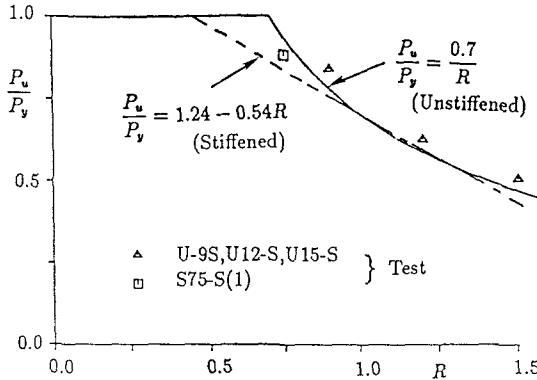


Fig.4 Maximum Strength of Steel Columns

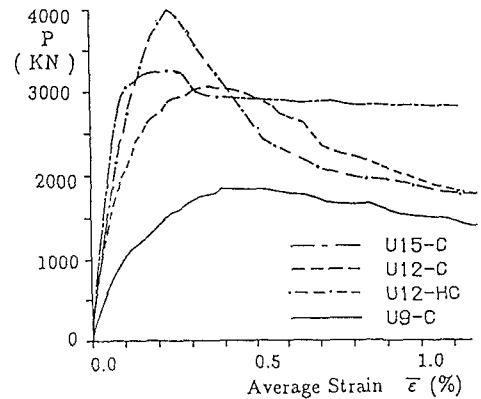


Fig.5 Load-Average Strain Curves of Concrete-filled Unstiffened Columns

a/b を一定にしてもコンクリートの強度が大きいほど小さくなる。Avramら[8]の研究によって、 $a/b=3.0$ の場合 f_{cp}/f_{cc} は0.9ぐらいであり、 $f_{cc}=40\text{N/mm}^2$ の場合0.6ぐらいである。また、立方体圧縮強度とシリンダー圧縮強度との変換係数は0.8を提案してある。そこで、 $f_{cp}/f_c=0.9 \times 0.6/0.8=0.675$ となる。実際には、この比は多くの要因に依存しているので、厳密な値ではない。本研究では、長方体角柱の圧縮強度 f_{cp} をコンクリートの特徴圧縮強度とし、さらに、経験減少係数 β を導入する。

$$f_{ck} = f_{cp} = \beta f_c \quad (5)$$

ここで、 $\beta=0.7$ を上記の考察より仮定する。それで、コンクリート充填柱の全断面降伏圧縮荷重は次式によって求める。

$$P_y = \sigma_y A_s + f_{ck} A_c \quad (6)$$

ここで、 σ_y =鋼材の降伏応力、 A_s =鋼材の断面積、 f_{ck} =コンクリートの特徴圧縮強度、 A_c =コンクリートの断面積である。合成柱の板パネルの強度は次の式で評価する。

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_y} = \frac{P_u - f_{ck} A_c}{A_s \sigma_y} = \frac{P_u - \beta f_c A_c}{A_s \sigma_y} \quad (7)$$

ここで、 σ_b =板パネルの局部座屈強度、 P_u =実験からコンクリート充填柱の最大荷重。板パネルの強度の計算値をTable 6に示す。Fig. 6は、実験から得られた板パネルの強度と文献 5)と19)による耐荷力曲線を比較したものである。文献5)では、四辺固定支持した無補剛圧縮板の局部座屈強度を次式で表している。

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_y} = 0.433(R_f - 0.5)^2 - 0.831(R_f - 0.5) + 1.0, \quad (0.5 < R_f < 1.3) \quad (8)$$

R_f =四辺固定された板の幅厚比(式(1)で $k=10.67$ を用いて求める)。さらに、板要素の支持状態を配慮して式(8)を修正したものを文献[19]で報告している。Fig.6には中井らの実験データ[10]もプロットされている。この図からわかるように、多くの点が式(3)の耐荷力曲線の上側にあるが、ある点が式(8)の耐荷力曲線の上側にある。例外はただ一つの点(U15-C)である。

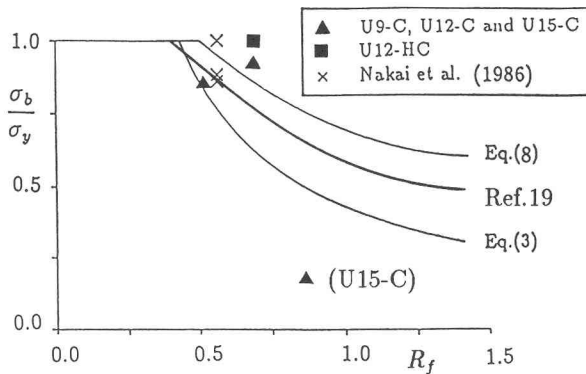


Fig.6 Maximum Strength of Steel Plates
in Concrete-filled Columns

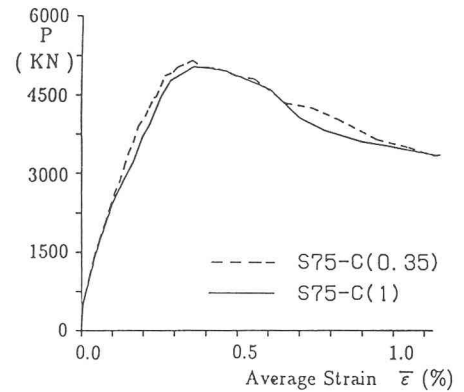


Fig.7 Load-Average Strain Curves of
Concrete-filled Stiffened Columns

補剛材が2本入った供試体(S75-C(1)とS75-C(0.35))を見てみると、2本の供試体はどれも補剛材のない場合に比べ大きな耐荷力を示している。Fig.7は、S75-C(1)とS75-C(0.35)の荷重-平均ひずみ曲線を示している。補剛材の剛度が大きく違っても、図からわかるように、その強度と変形強度は概ね一致している。これらの供試体は縦方向に補剛材が入っており、鋼材の局部座屈をくいとともにコンクリートと鋼材との機械的なずれ止めにもなって大きな合成効果を発揮したのではないと思われる。一方、図8に示しているように、補剛材を有する合成柱の座屈波形からわかるように、補剛材位置で板パネルの座屈モードが完全に節となっていなかったが、縦補剛材に対するコンクリートの付着力がかなり大きいと考えられる。したがって、Table 6に示した付着力を無視した簡易計算法[5]による得られた計算値は実験結果よりかなり小さい。以上の結果から、箱形断面のコンクリート充填柱で大きな耐荷力および靱性を得たい場合には単にコンクリートの強度に頼るよりも補剛材などを用いて鋼材とコンクリートの一体化を強め、より大きな合成効果を得るようにした方が安全で確実であると考えられる。

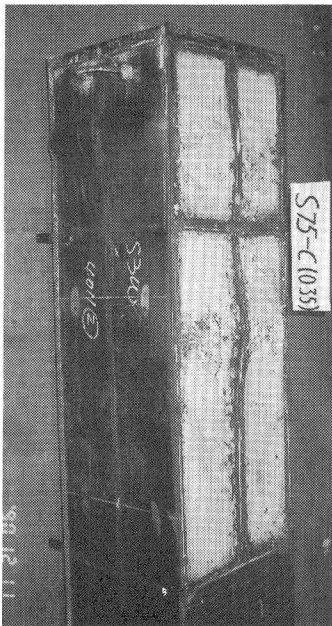


Fig.8 A Typical Failure Appearance of
Concrete-filled Stiffened Column (S75-C(0.35))

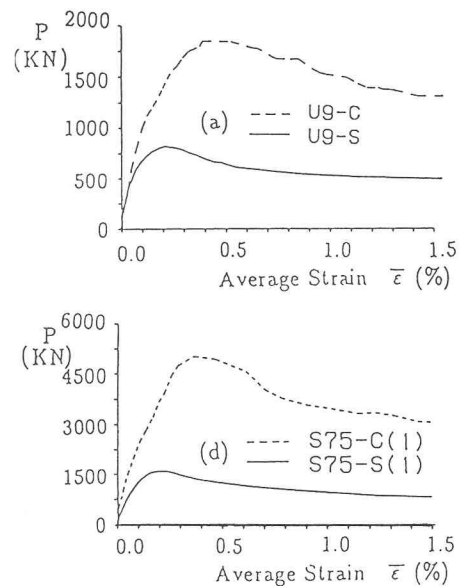


Fig.9 Comparisons of the Structural Performances of
Concrete-filled Columns with those of Steel Columns

コンクリート充填柱の挙動と鋼柱の挙動を比較したものをFig. 9 に示す。供試体の最大荷重に達する時の平均ひずみは、鋼柱の場合約0.2%であるが、コンクリート充填柱の場合約0.4%である。また、コンクリート充填柱の強度は、前述のように、鋼柱より大きく増加した。したがって、コンクリート充填柱が耐震性の面から優れた特性（高い強度と剛度、大きい変形性能など）を有する。

3. 理論的研究

3.1 解析モデルと解析方法

Fig. 10に示すような圧縮を受ける箱形断面コンクリート充填柱（正方形）を考え、対称性から、1/8の部分解析の対象とした。載荷辺（ $Z=a/2$ ）はダイアフラムとコンクリートが存在するから固定として強制面内変位をZ軸方向に与えた。解析には板パネル要素の溶接残留応力および初期たわみを考慮している。残留応力の分布形は矩形分布形を仮定した。 σ_{rc} は圧縮残留応力の値で $0.3\sigma_y$ を用いた。構成板パネルの初期たわみは、著者らが実験した供試体を解析する場合に実測により求めた数値を用いた、パラメトリック研究に用いられた短柱を解析する場合に次式のように仮定した、

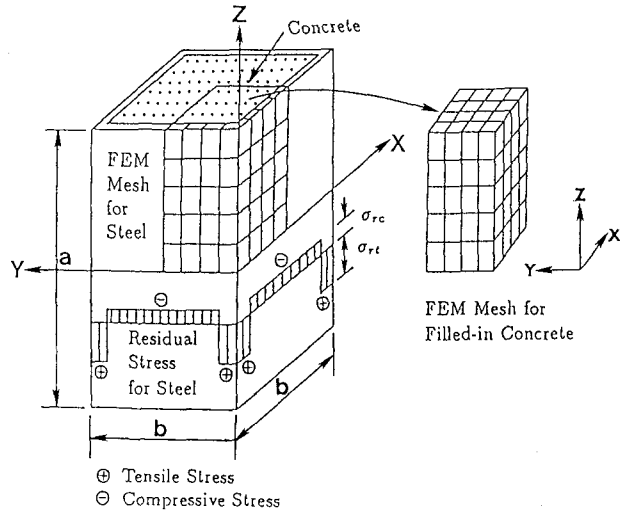


Fig.10 Analytical Model

$$\delta = -\frac{\delta_{max}}{4} \left[1 - \cos \frac{2\pi}{a} (Z - a/2) \right] \left[1 - \cos \frac{2\pi}{b} Y \right] \quad \text{in Y-Z plane} \quad (9)$$

$$\delta = -\frac{\delta_{max}}{4} \left[1 - \cos \frac{2\pi}{a} (Z - a/2) \right] \left[1 - \cos \frac{2\pi}{b} X \right] \quad \text{in X-Z plane} \quad (10)$$

ここに、 δ_{max} は最大初期たわみで、板パネルの幅 b の1/500または1/150とした。ただし、内部のコンクリートの存在で初期たわみは二つ方向（X, Y）とも断面の外側に仮定した。分割方法はFig. 10に示すように、板パネルを八節点線形薄肉シェル要素で 8×5 、コンクリートを八節点立体要素で $4 \times 4 \times 5$ 分割した。また、鋼材とコンクリートとの接触面の拘束を考えるために、54個の定距離接触要素を用いた。この要素の定義は、2個の節点の相対距離がある値（定距離）以下にならないというものである。本研究では、この最小距離は板パネルの厚さの半分とした。解析コードはMARC[14]を用いた。

3.2 材料非線形

鋼材には、垂直流れ則を持つフォン・ミゼスの降伏条件を用いて非線形挙動を表現する。コンクリート材料には、呉・田辺[15]により提案された弾塑性モデルを用いてコンクリートの硬化及び軟化挙動を表現する。このモデルの特徴は、損傷を評価するパラメータが導入されていることである。そして、応力空間における降伏関数はこの導入された損傷パラメータによって塑性ひずみ履歴と関連づけることで表示される。

3.3 解析結果及び考察

3.3.1 コンクリートの挙動のシミュレーション

コンクリートの材料定数を決めるために、前節で述べた数値アルゴリズムに基づいて応力-ひずみ関係を計算するプログラムを作った。まず、パラメータの値を変えて、どのパラメータがコンクリートのどの挙動

に影響するかということを調べた。そして、試算法を用いてKupferの一軸圧縮実験結果[16]と合うように材料定数を決めた。これらの材料定数の値は以下である： $\eta=0.27$, $M=2.0$, $c=f_c/2.5$, $\phi=30^\circ$ 。数値計算による一軸圧縮応力-ひずみ曲線をFig. 11に示す。一方、二軸および三軸圧縮実験データ[16, 17]のシミュレーションも行った。その結果シミュレーションは実験結果とほぼ一致することがわかった。

3.3.2 コンクリートを充填した箱形鋼柱の弾塑性有限変位解析と実験結果の比較

実験した供試体を対象として弾塑性有限変位解析を行った。以下、1本の鋼柱と3本のコンクリート充填柱を代表的な例として圧縮荷重-平均ひずみ曲線の特性を述べる。実験は繰り返し荷重で行ったが、ここでは、荷重-平均ひずみ履歴曲線の包絡線を考える。

(1) 鋼柱

鋼柱供試体U9-Sの実験結果と解析結果を比較する。この供試体の実測した断面寸法と材料定数はそれぞれTable 1とTable 3に示してある。板パネルの初期たわみは実測値を用いた。残留応力は前述のように考えた。これらのデータを用いて計算した圧縮荷重-平均ひずみ ($P/P_y - \bar{\epsilon}$) 曲線と実験結果をFig. 12に示す。図より、本解析結果は変形の全域にわたって実験結果と良く一致することがわかった。

(2) コンクリート充填柱

コンクリート充填柱 U9-C, U12-CとU12-HCの実験結果と解析結果を比較する。これらの柱の実測した断面寸法と材料定数はそれぞれTable 2とTable 4に示してある。板パネルの初期たわみは実測値を用い、残留応力も考えた。また、コンクリートの圧縮強度は前に分析したように経験減少係数 β を配慮して βf_c を用いた。まず、U9-CとU12-Cの解析結果を実験結果のと比較をFig. 13にプロットしている。これらの図よりわかるように、本解析によって得られた結果は、荷重-変位曲線は実験値とあまり一致しなかったが、最大荷重については比較的良く合っていると云える。これは、① 実験は繰り返し荷重で行ったので、コンクリートの挙動が変位を単調増加する方法で解析したのと多少違ってくるのではないかと、② 解析にはシリンダーの一軸圧縮試験により求めた材料定数を用いていたが、充填柱の中のコンクリートの材料性質がそれと違うのではないかと考えられる。次に、ハイパフォーマンスコンクリートを充填した供試体U12-HCを考えてみる。Fig. 14は、解析より圧縮荷重-変位曲線を実験結果と比較して示すものである。この図には、 β にそれぞれ0.70と0.85を用いて計算した二つの曲線がプロットしてある。図よりわかるように、 $\beta=0.85$ を用いた場合の解析結果は $\beta=0.70$ の場合より実験結果に近い。このことから、ハイパフォーマンスコンクリートを充填用コンクリートにするときには、圧縮強度の経験減少係数 β は0.85にした方がよいのではないかとと思われる。

3.3.3 コンクリートを充填した箱形断面短柱のパラメトリック解析

コンクリートを充填した箱形断面短柱の設計に明確な裏付けとなる資料を与えるために、終局強度を調べ

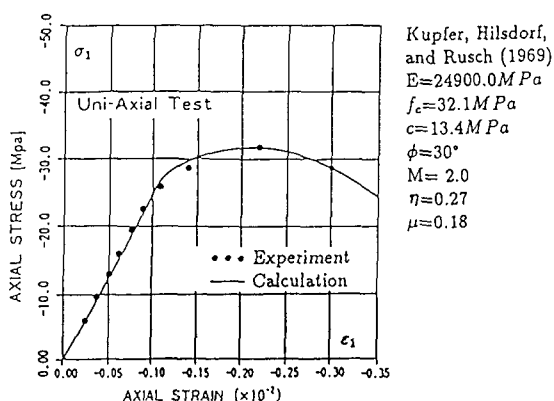


Fig.11 Fits of Uniaxial Data of Concrete

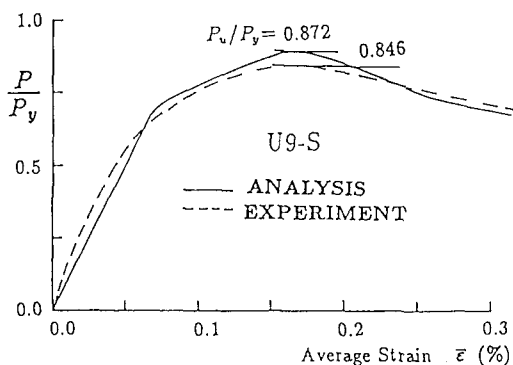


Fig.12 Comparisons of Computed Load-Average Strain Curves with Experiments, U9-S

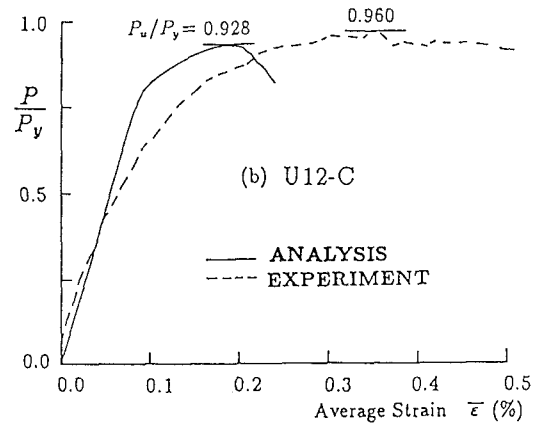
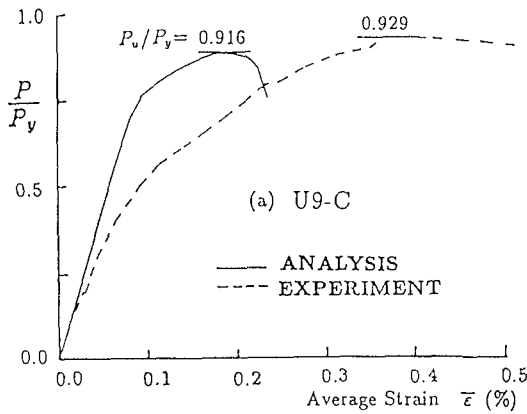


Fig.13 Comparisons of Computed Load-Average Strain Curves with Experiments, U9-C and U12-C

るパラメトリック解析を行った。考えたパラメータは以下である：(1) 板パネルの縦横比， $\alpha = a/b$ ；(2) 板パネルの幅厚比パラメータ， R ；(3) 板パネルの最大初期たわみ， $\delta_{\max}$ ；(4) コンクリートの圧縮強度， f_c 。

ケース(1)：板パネルの縦横比の影響 コンクリートを充填した合成柱の終局強度が最小になる鋼板の縦横比を調べるために，パラメータ α を1.0，1.5，2.0，3.0と変化させて弾塑性解析を行った。短柱の材料定数，断面構成，板要素の残留応力と初期たわみは Table 7 にまとめている。解析の結果を縦軸に全断面降伏圧縮力 P_y で無次元した軸方向の荷重，横軸に平均ひずみ $\bar{\epsilon}$ （＝柱の軸方向の変位／柱長）でプロットし，Fig. 15 に示す。図よりわかるように，合成柱の強度は板パネルの縦横比が小さいほど高く

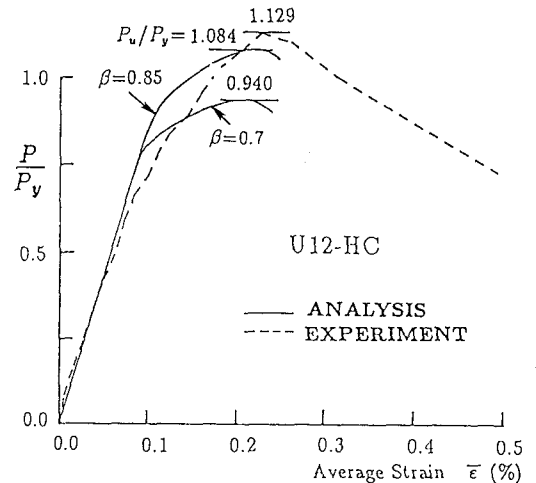


Fig.14 Comparisons of Computed Load-Average Strain Curves with Experiments, U12-HC

なる。これは板パネルによりコンクリートの横変形が拘束される程度が大きいためと思われる。したがって，設計するときには経済性を考えながらダイアフラムをできるだけ多く設置し，小さな縦横比を取った方がよいと言える。また，Fig. 16 は， P_u/P_y を縦横比 α に対してプロットしたものである。この図より， $\alpha = 2.0$ のとき，コンクリート充填柱の終局強度がほぼ最小になることがわかる。

解析より，もう一つ非常に興味あるプロットは，Fig. 17 に示した三次元の変形図である。これらの図には，典型的な例として，板要素とコンクリート要素の変形の様子が示してある。鋼材のポアソン比はコンクリートより大きいので，板パネルは $\bar{\epsilon} = 0.1\%$ のときでもコンクリートから離れてしまう。さらに，板パネル要素とコンクリート要素の離れる程度は， $\bar{\epsilon}$ が大きくなるにつれて漸次大きくなる。一方，座屈モードは， α が2.0より小さいとき，縦方向に一つの座屈波となり， $\alpha = 3.0$ のとき，縦方向に三つの座屈波となる。

ケース(2)：板パネルの幅厚比パラメータの影響 Eurocode 4 [18]では，コンクリートを充填する箱形断面柱を構成している板要素の幅厚比（ b/t ）を52に制限している。これは異なる降伏応力を持つ鋼材に対しての修正係数であり， $\xi = \sqrt{235/\sigma_y}$ で表わされる。ただし， σ_y の単位は N/mm^2 である。これは，長方形断面柱に対して，鋼板は局部座屈しないものとみなして設計してよいということである。解析には4種類の幅厚比を持つ等厚正方形箱形断面柱を考え，それらの材料定数，断面構成および初期不平整はTable 7 に示すと

りである。計算した4種類のコンクリート充填した正方形箱形断面柱の $P/P_y-\bar{\epsilon}$ 曲線をFig.18(a)に示す。なお、Fig.18(b)と(c)は、板要素の局部座屈強度 σ_b/σ_y とコンクリート要素の圧縮強度 σ_c/f_c をそれぞれ縦

TABLE 7. Input Data for Concrete-filled Stub-column Analysis

Parameter	Value			
	Case(1)	Case(2)	Case(3)	Case(4)
(a) Steel				
$E(GPa)$	206	206	206	206
$\sigma_y(MPa)$	314	314	314	314
ν	0.3	0.3	0.3	0.3
$t(mm)$	20	20	20	20
$\alpha=a/b$	1.0, 1.5, 2.0 and 3.0	2.0	1.0	1.0
R	0.9	0.7, 0.9, 1.2 and 1.4	0.9 and 1.4	0.9
σ_{rc}/σ_y	0.3	0.3	0.3	0.3
δ_{max}/b	1/500	1/500	1/500 and 1/150	1/500
(b) Concrete				
$f_{ck}(MPa)$	23.5	23.5	23.5	23.5, 29.4 and 39.2
$E_c(GPa)$	24.5	24.5	24.5	24.5, 27.4 and 31.4
μ	0.18	0.18	0.18	0.18

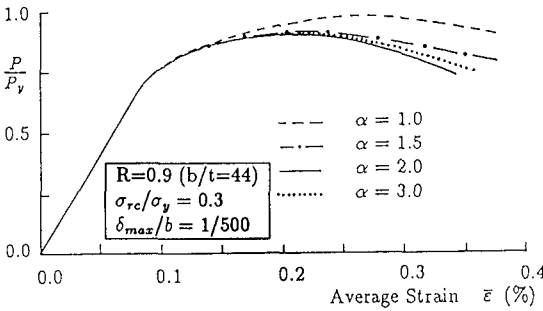


Fig.15 Computed Load-Average Strain Curves: Effects of the Aspect Ratio $\alpha=a/b$

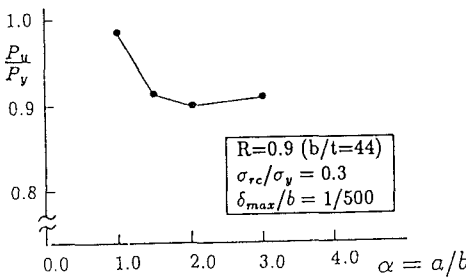


Fig.16 Effects of the Plate Aspect Ratio on the Ultimate Strength of the Concrete-filled Column

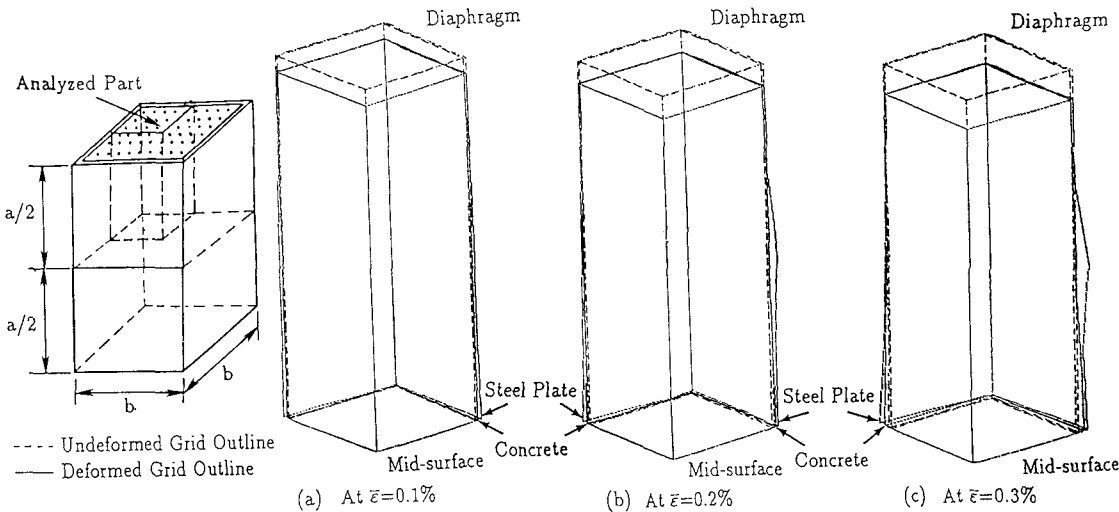


Fig.17 3-D Deformed Geometry Plots for the Concrete-filled Column: $\alpha=3.0$

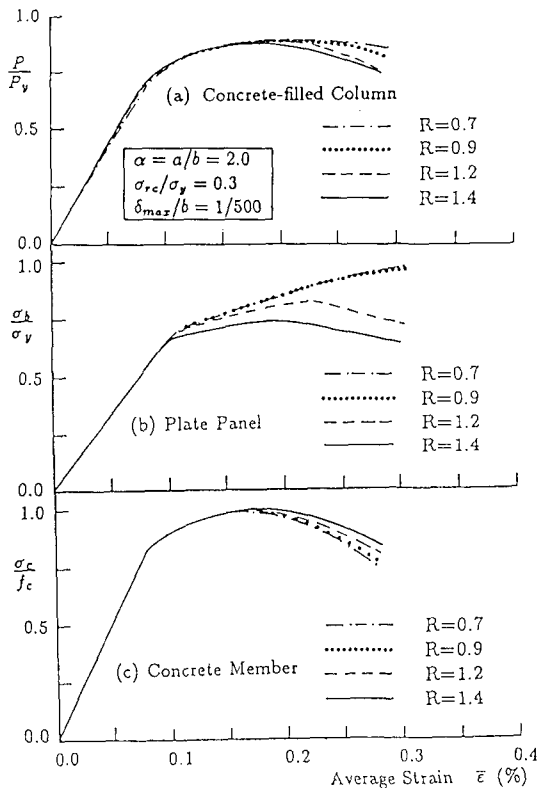


Fig.18 Computed Load-Average Strain Curves
Effects of the Width-thickness Ratio Parameter R

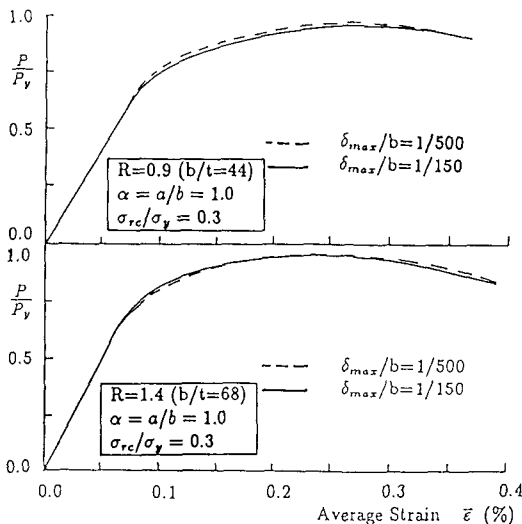


Fig.19 Computed Load-Average Strain Curves
Effects of the Initial Plate Deflection

軸にしてプロットしたものである。 σ_b は短柱の載荷面での鋼材に関しての各節点反力の総和を鋼材の断面積で除したもので、 σ_c はコンクリートに関しての各節点反力の総和をコンクリートの断面積で除したものである。これらの図より次のことがわかる。

- ① コンクリート充填柱の後座屈強度は板パネルの幅厚比が大きいほど小さくなるが、終局強度 P_u/P_y はほぼ同じである (Fig.18(a))。
- ② 板要素の局部座屈分担強度 σ_b/σ_y は幅厚比が大きいほど小さくなる。ただし、幅厚比パラメータ R が0.9より小さい場合、局部座屈が起こらない (Fig.18(b))。このことはEurocode 4と一致している。
- ③ コンクリートの圧縮分担強度の最大値は板パネルの幅厚比に関わらずほぼ一定になる。このことにより、鋼板の拘束によるコンクリートの強度上昇があまり期待できないと言える (Fig.18(c))。
- ④ $R > 0.9$ の合成柱の場合、圧縮分担強度の最大値に達するときの板要素とコンクリート要素の軸方向変形の大きさはほぼ同じである。したがって、これは、合成柱の強度を評価するために用いた累加式(6)の妥当性を裏付けている (Fig.18(b)、(c))。

ケース(3)：板パネルの初期たわみの影響 これまでの解析に用いられた板要素最大初期たわみ量は $b/500$ で道路橋示方書の許容量値 $b/150$ より小さい。この程度の差はコンクリート充填柱の強度にどれぐらいの影響を与えるかということを調べるため、0.9と1.4の幅厚比をもつ正方形箱断面柱を用い、 $b/500$ と $b/150$ を最大初期たわみにして解析を行った。解析に用いられた材料定数、断面構成、残留応力および初期たわみはTable 7にまとめている。解析結果をFig.19に示す。図より、板要素の初期たわみがコンクリート充填柱の強度に与える影響は非常に小さいことがわかる。

ケース(4)：コンクリートの圧縮強度の影響 文献4)では、充填用コンクリートの設計基準強度は240 kgf/cm²(=23.5MPa)としているが、Eurocode 4では、設計基準強度は特に制限されていない。しかし、設計基準強度の高いものが望ましい。この面においては、まだ十分な検討がされていない。そこで、本研究はコンクリートの圧縮強度を240kgf/cm²(=23.5MPa)、300 Kgf/cm²(=29.4MPa)、400kgf/cm²(=39.2MPa)と変化

させて解析した。解析に用いられたデータはTable 7に示されている。それらのデータを用いて計算した $P/P_y - \bar{\epsilon}$ 曲線をFig. 20に示す。図より、コンクリートの圧縮強度に関わらず、全塑性圧縮力 P_y で無次元した終局強度 P_u/P_y はほぼ同じであることがわかる。

4. 設計公式の提案

本研究の実験結果と理論解析結果を踏まえ、コンクリートを充填した箱形断面中心圧縮短柱の強度の設計式の提案を行う。コンクリートを充填した箱形断面中心圧縮短柱の極限強度は次のように求める：

$$P_u = \sigma_b A_s + \beta f_{cd} A_c \quad (11)$$

ここに、 A_s ：鋼材の断面積、 A_c ：コンクリートの断面積、 σ_b ：板パネルの局部座屈強度、 f_{cd} ：コンクリートの設計強度、 β ：経験減少係数、普通コンクリートの場合、 β は0.7とする。

板パネルの局部座屈強度は次式より求める：

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_y} = \frac{1.2}{R} - \frac{0.3}{R^2} \leq 1.0 \quad (12)$$

ここに、 R ＝幅厚比パラメータ（式（1））。この式を式（3）およびパラメトリック解析のケース（2）で得た板パネルの局部座屈分担強度の値とともにFig. 21に示す。この式より、大きな幅厚比をもつコンクリート箱形断面短柱の板パネルの局部座屈強度は求められる。なお、式(12)は、 $R \leq 0.9$ のとき、全断面降伏荷重に達し、Eurocode 4の提案に一致する。

5. 結言

コンクリートを充填した鋼製箱形断面短柱の圧縮耐荷力に関する実験的および理論的研究について述べた。この研究によって得られた主な結論を挙げると以下ようになる。

- (1) コンクリート充填柱は鋼柱よりも剛性が高く、靱性も大きい。したがって、耐震性の面から優れた特性を有する。
- (2) ハイパフォーマンスコンクリートを中詰めするときは、今回の実験では、強度は普通コンクリートの場合より高くなるものの、靱性の面からは劣るという結果を得た。
- (3) 局部座屈によりコンクリートから鋼板が分離する現象が見られた。
- (4) 解析に用いたコンクリートの弾塑性モデルは圧縮を受けるコンクリートの弾塑性挙動の予測に対して十分に実用的であることがわかった。
- (5) 本解析によって得られた結果は、荷重－変位曲線は実験結果とあまり一致しなかったが、極限強度については比較的良く合っていると云える。
- (6) 中詰めするコンクリート角柱の圧縮強度を求めるために導入された経験減少係数 β は、普通コンクリートに対して0.7、ハイパフォーマンスコンクリートに対しては0.85が適当である。
- (7) コンクリート充填柱の終局強度が最小となる板パネルの縦横比はほぼ2.0である。
- (8) コンクリート充填柱のメンバーである板パネルの局部座屈が起こらない限界の幅厚比パラメータ R （式（1））の値はほぼ0.9である。

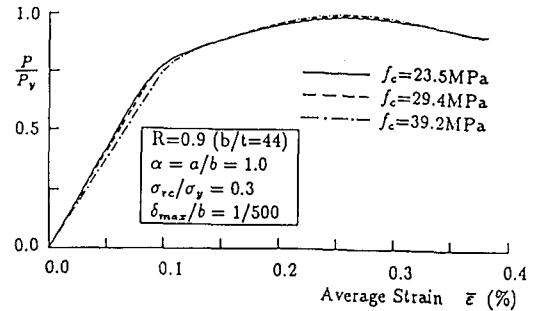


Fig.20 Computed Load-Average Strain Curves
Effects of the Concrete Compressive Strength

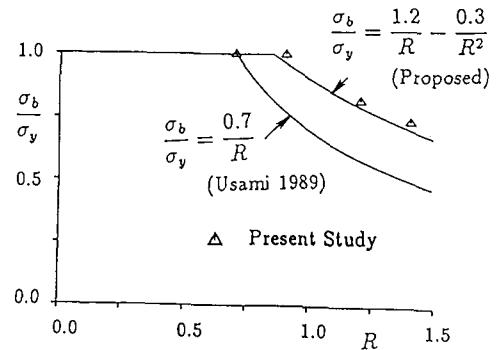


Fig.21 Proposed Design Formula

- (9) コンクリート充填柱のメンバーである板パネルの初期たわみが終局強度に及ぼす影響は非常に小さい。
(10) コンクリートを中詰めした箱形断面短柱の強度に対する、大きな幅厚比をもつ板パネルの局部座屈の影響を考えた経験公式(式(11), (12))を提案した。

本研究の実験に用いた供試体は滝上工業(株)により入念に製作された。実験は愛知工業大学の600tの試験機を用いて行った。実験実施にあたり、愛知工業大学の青木徹彦教授から種々御助言をいただいた。また、名古屋大学の田辺忠顕教授、二羽淳一郎助教授にはハイパフォーマンスコンクリートに対して種々御助言をいただき、水野英二助教授には実験に際し御協力を得た。数値計算はすべて名古屋大学大型計算機センターのFACOM M-780を使用した。

参考文献

- 1) BS5400, Steel, concrete and composite bridges, Part 5, Code of Practice for Design of Composite Bridges, British Standards Institution, London, 1979.
- 2) Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-83), ACI, Detroit, MI, 1983.
- 3) DIN 18806, Teil 1, Tragfähigkeit von Verbundstützen, Berechnung und Bemessung, Sep. 1981.
- 4) 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.
- 5) 中井 博, 北田俊行, 吉川 紀:コンクリートを充てんした鋼製角形柱の鋼板要素の一設計法, 土木学会論文集, 第356号/1-3, pp.405~413, 1985年4月.
- 6) 小沢一雅, 前川宏一, 岡村 甫:ハイパフォーマンスコンクリートの開発, コンクリート工学年次論文報告集, 日本コンクリート工学協会, Vol. 11, No. 1, 1989.
- 7) 宇佐美 勉, 青木徹彦, 加藤正宏, 和田匡央:鋼管短柱の圧縮および曲げ耐荷力実験, 土木学会論文集, 第416号/1-13, pp.255-264, 1990年4月.
- 8) Avram, C., Frcaoraru, I., Mirsu, O., Filimon, I. and Terteau, I.: Development in Civil Engineering 3, Concrete Strength and Strains, Elsevier.
- 9) 宇佐美 勉:鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証, 構造工学論文集, Vol. 36A, pp.79~88, 1990.
- 10) Nakai, H., Yoshikawa, O. and Terada, H.: An experimental study on ultimate strength of composite columns for compression or bending, 土木学会論文集, 第374号, 1986年10月.
- 11) Tomii, M., Yoshimura, K. and Morishita, Y.: Experimental studies on concrete-filled steel tubular stub columns under concentric loading, International Colloquium on Stability of Structures under Static and Dynamic Loads, Washington, D. C., May 17~19, 1977.
- 12) H Shakir-khalil: Bound strength in concrete-filled steel hollow sections, Proc. of the International Conference on Steel & Aluminium Structures, Singapore, May 22~24, 1991.
- 13) 北田俊行, 中井 博, 才村幸生, 吉田康樹:突起付鋼板を用いた合成角形短柱の耐荷力に関する実験的研究, 第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, 1989年9月.
- 14) 日本マーク社: MARC プログラム ユーザ・マニュアル, 1987.
- 15) Wu, Z. S. and Tanabe, T.: A hardening-softening model of concrete subjected to compressive loading, J. of Struct. Eng., Architectural Institute of Japan, Vol. 36, pp. 153~162, 1990.
- 16) Kupfer, H. B., Hilsdorf, H. K. and Rusch, H.: Behavior of concrete under biaxial stresses. American Concrete Institute Journal, Vol. 66, 1969.
- 17) Schickert, G. and Winkler, H.: Results of tests concerning strength and strain of concrete subjected to multiaxial compressive stresses, Bundesanstalt für Materialprüfung, No. 46, 1977.
- 18) Eurocode 4: Design of Composite Structures, Composite Columns, 1990.
- 19) Kitada, T. and Nakai, H.: Experimental Study on Ultimate Strength of Concrete-filled Square Steel Short Members Subjected to Compression or Torsion, Proc. of the Third International Conference on Steel-concrete Composite Structures, Fukuoka, Japan, pp.137-142, Sept., 1991.

(1991年9月30日受付)