

(10) 円形断面のCFT柱の荷重-変形関係のモデル化

Modeling of Load-Deformation Relationship for Circular Concrete-filled Steel Tube Column

佐藤孝典*

By Takanori SATO

In this paper the modeling of load-deformation relationship of concrete-filled steel tube column, designated as "CFT", is discussed. In Japan CFT has been frequently adopted for the columns of high-rise buildings in these days. Because CFT has drastically high strength and much ductility. Usually the reason is said to be the confinement effect by steel tube. But the latest experimental results and the data base of many other papers has shown that it is caused by the fixed end stub effect rather than the confinement effect. The model of load-deformation relationship of CFT is modeled as tri-linear. It has three breaking points, yielding point, 1% deformation point and ultimate strength point.

1. はじめに

近年、充填鋼管コンクリート（以下、CFTと略す）構造は、高層建築物の柱部材として頻繁に採用されている。しかし、現行の鉄骨鉄筋コンクリート（以下、SRCと略す）構造計算規準・同解説¹⁾におけるCFT構造の規定には、その優れた力学的特性がほとんど考慮されておらず、H形鋼等が内蔵された充腹形のSRC構造の設計式がそのまま踏襲されている。その原因は、CFT構造の優れた力学的特性を説明するための、物理現象に基づいた理論的裏付けがなかったからである。

そこで、本論文では、①既往の実験のデータベースにより載荷方法による終局耐力の有意差を述べ、②その原因が崩壊に必要なヒンジ長さ（ L_x ）の存在にあることを示し、③約1/2縮小モデルの円形断面のCFT構造柱について一定軸力下における曲げせん断実験を行い実用的な荷重-変形関係のモデルを提案する。

2. 既往の研究

現行のSRC規準の終局耐力は、コンクリート強度は $0.85\sigma_B$ 、鋼管強度は $s\sigma_y$ とした一般化累加強度であり、仲、加藤等^{2),3)}や山田等⁴⁾の実験結果に基づいている。しかしながら、文献2),3)の中で2種類のコンクリート強度に関して注目すべき記述がある。標準水中養生のコンクリート強度が 611kgf/cm^2 と 485kgf/cm^2 であるのに対して、鋼管中養生のコンクリート強度はそれぞれ 496kgf/cm^2 と 404kgf/cm^2 となり、約20%も強度低下すると述べられている。これが、今となっては「鋼管内へのコンクリートの充填性に対する配慮」として扱われている。また、文献4)の実験結果についてはそれから11年後に文献5)で解析的検討が発表されているが、鋼管の降伏強度が 4300kgf/cm^2 から 3800kgf/cm^2 に変更されている。これを用いると、SRC規準値よりも大きな実験結果であったということに

* 工博 清水建設(株)技術研究所 構造技術研究部

なる。

載荷方法には、純曲げ載荷と曲げせん断載荷がある。それらの相違点は破壊断面近傍が非試験部材（スタブ等）によって端部拘束されているか否かである。図1は、国内外の1964年～1994年のほとんど全ての円形断面のCFT構造柱の実験のデータベースにより、最大耐力(M_u)をSRC規準の一般化累加耐力(M_{src})で無次元化したものである。その中の純曲げ載荷のデータのみを示したのが図2であり、曲げせん断載荷のデータのみを示したのが図3である。明かに分布に有意差がある。

理論値と比較検討すべき真の部材耐力が現われるのは、純曲げ載荷である。ここで、純曲げ載荷による終局耐力に対する数値実験を行う。①拘束係数 $k=4$ としたコンクリート強度 σ_c 、②鋼管はvon-Misesの降伏条件、③矩形のストレスブロックを用いた一般化累加強度、という前提条件のもとに、CFT構造で注目されているコンファインド効果に有効な円周方向応力(σ_θ)を変動因子とする。図4に、円周方向応力を $\sigma_\theta = 0.1\sigma_y \sim 0.5\sigma_y$ としたN-M曲線と現行のSRC規準による一般化累加強度N-M曲線を描き、文献(7)の純曲げ載荷による終局耐力をプロットする。明らかに、④鋼管の円周方向応力を $\sigma_\theta = 0.3\sigma_y$ としたN-M曲線と良く一致している。その終局耐力は、図5で求める。

3. 一定軸力下における曲げせん断実験

建築構造物の多くは、H形鋼梁にCFT柱貫通型ラーメン構造が想定される。基準階の柱の直径 $D \times$ 階高 H はほぼ $\phi 600\text{mm} \times 3600\text{mm}$ である。そこで、本実験の試験体は1/2縮小とし、シアースパン比は $M/Qd=3$ の一定値とした。図6

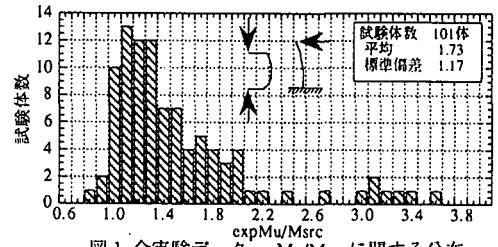


図1 全実験データ $\exp Mu/M_{src}$ に関する分布

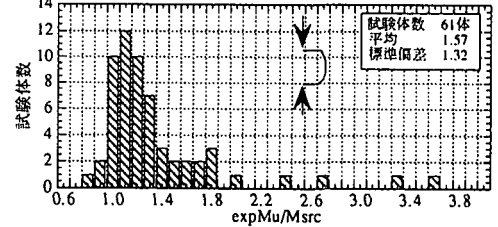


図2 純曲げ載荷データ $\exp Mu/M_{src}$ に関する分布

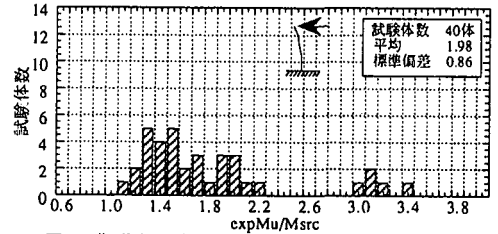


図3 曲げせん断載荷データ $\exp Mu/M_{src}$ に関する分布

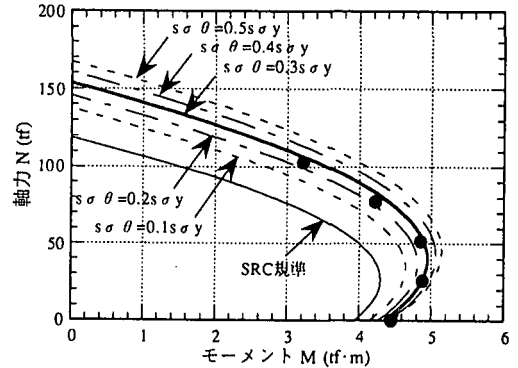


図4 文献(7)の純曲げ載荷実験値と解析値

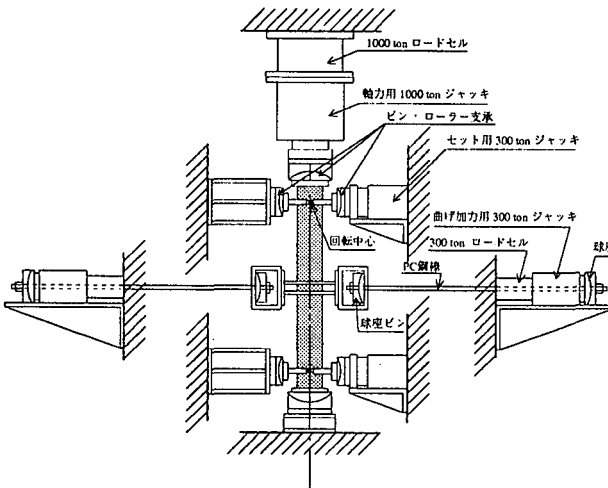


図6 加力装置

一般化累加強度 $\begin{cases} N = cN_c + N_s \\ M_u = cM_u + M_s \end{cases}$

コンクリート $\begin{cases} cN = \frac{1}{4}(\theta - \sin\theta \cos\theta) \\ cM_u = \frac{1}{12}\sin^3\theta \end{cases}$

鋼管 $\begin{cases} \frac{1}{\pi D I} N = \frac{\theta}{\pi} \sigma_c + \left(1 - \frac{\theta}{\pi}\right) \sigma_t \\ \frac{1}{D I} M_u = \frac{1}{2}\sin\theta (\sigma_c - \sigma_t) \end{cases}$

図5 真の破壊断面におけるの終局耐力提案式

に示すような一点曲げせん断正負交番繰り返し載荷で、試験体はφ300mm×2200mmであるが、試験部位は上半分のφ300mm×900mmの区間である。したがって、下半分の実験部位は補強プレートを溶接して非破壊とした。

表1に試験体一覧および実験結果を示す。試験体は、残留応力および残留ひずみを取り除くために焼鈍を行った。材料試験用コンクリートテストピースは、CFT柱試験体と同一場所で封緘養生とした。

図7～図10に、軸力比 $N/N_0=0.3$ の試験体のモーメント-部材角関係を示す。このモーメントには軸力と水平変形による付加モーメントが含まれており、図中にその勾配を点線で示す。互いに相对比较できるように、縦軸および横軸はすべて同じレンジで表現する。いずれも、現行のSRC規準の終局耐力(M_{src})よりも高い耐力と、部材角 $R=5\%$ 以上の変形能力を有している。破壊モードは、外見上全て局部座屈である。しかし、目視で明らかに確認で

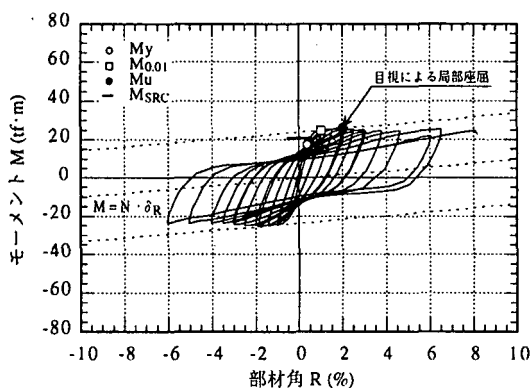


図7 モーメント-部材角関係 (C04L3)

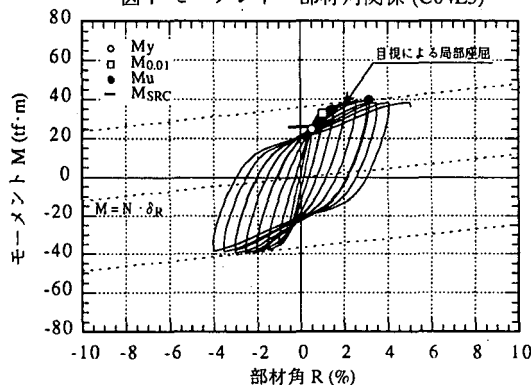


図9 モーメント-部材角関係 (C06M3)

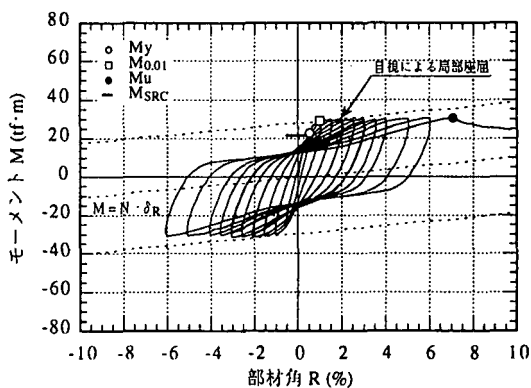


図8 モーメント-部材角関係 (C04M3)

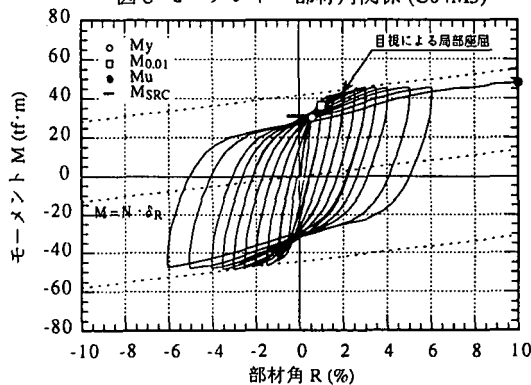


図10 モーメント-部材角関係 (C08M3)

表1 試験体一覧および各種耐力一覧

試験体名	形状・寸法		鋼		管 2次 勾配比 E _s /E _c	材質	コンクリート		軸力			実験結果				解析結果						
	直径 D (cm)	板厚 t (cm)	降伏強度 σ _y (kgf/cm ²)	引張強度 σ _t (kgf/cm ²)			圧縮強度 σ _c (kgf/cm ²)	α ₂ ² 係数 E _c (10 ³ kgf/cm ²)	算入軸力 N (t)	計算軸力 N _s (t)	軸力比 N/N _s	鋼管降伏		R=0.01時		最大耐力		SRC規程	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4
												M _y (tf・m)	R _y (%)	M _{max} (tf・m)	R _u (%)	M _u (tf・m)	R _u (%)	M _{src} (tf・m)	M ₁ (tf・m)	M ₂ (tf・m)	M ₃ (tf・m)	M ₄ (tf・m)
C04L3	30	0.450	3890	5290	1/71	SM50A	308	2.43	110	367	0.30	17.28	0.42	24.70	25.70	2.01	20.47	21.59	27.07	23.95	24.69	
C06L5	30	0.574	4080	5750	1/58	SM50A	308	2.43	210	418	0.50	19.62	0.39	29.30	34.30	2.50	20.96	23.15	32.02	28.11	30.91	
C08L5	30	0.765	3920	5550	1/30	SM50A	297	2.35	240	463	0.52	23.40	0.42	32.60	38.90	2.30	23.94	26.07	30.82	32.82	37.50	
C12L5	30	1.188	3550	5290	1/30	SM50A	308	2.43	283	566	0.50	26.82	0.38	41.00	58.00	3.00	31.12	33.18	51.86	41.75	49.11	
C04M3	30	0.450	3890	5290	1/71	SM50A	358	3.35	120	401	0.30	22.68	0.51	29.10	30.40	7.10	21.19	21.50	27.00	23.98	24.85	
C06M3	30	0.574	4080	5750	1/58	SM50A	358	3.35	135	451	0.30	25.65	0.50	32.80	39.70	3.10	26.00	27.33	30.48	30.52	31.85	
C06M5	30	0.574	4080	5750	1/58	SM50A	352	3.35	223	446	0.50	20.70	0.44	34.10	41.30	5.10	22.05	24.52	33.33	29.30	31.63	
C08M3	30	0.765	3920	5550	1/30	SM50A	362	3.27	152	506	0.30	29.16	0.51	36.20	48.20	10.00	30.82	32.26	43.00	36.39	38.65	
C08M5	30	0.765	3920	5550	1/30	SM50A	363	3.27	253	506	0.50	23.85	0.38	38.80	50.50	10.00	25.80	28.35	39.81	38.87	38.41	
C08M7	30	0.765	3920	5550	1/30	SM50A	362	3.27	354	506	0.70	19.80	0.26	37.50	50.70	5.70	15.94	19.79	32.95	28.12	35.03	
C12M5	30	1.188	3550	5290	1/30	SM50A	352	3.35	296	593	0.50	31.50	0.39	48.40	70.40	9.70	33.35	35.81	54.11	43.03	50.02	
C12M7	30	1.188	3550	5290	1/30	SM50A	385	3.35	429	612	0.70	26.73	0.37	44.60	81.30	10.10	19.86	24.07	45.31	36.12	45.87	
C12M3H	30	1.159	4810	5920	1/20	SM58Q	385	3.35	221	737	0.30	33.30	0.42	54.10	73.10	5.00	49.82	51.65	62.60	59.41	65.37	
C12M5H	30	1.159	4810	5920	1/20	SM58Q	391	3.31	370	740	0.50	28.35	0.36	55.90	73.10	3.00	40.42	43.57	55.74	55.41	64.56	
C12M7H	30	1.159	4810	5920	1/20	SM58Q	391	3.31	518	740	0.70	18.90	0.17	51.50	80.30	8.90	25.65	29.74	43.46	46.32	60.62	
C06H5	30	0.574	4080	5750	1/58	SM50A	866	4.47	389	783	0.50	18.45	0.29	38.90	47.30	0.98	31.36	35.41	44.35	39.84	37.42	
C08H5	30	0.765	3920	5550	1/30	SM50A	866	4.47	413	827	0.50	20.70	0.29	42.60	47.90	1.81	34.86	39.81	50.65	43.82	43.83	
C12H5	30	1.188	3550	5290	1/30	SM50A	866	4.47	450	900	0.50	27.45	0.30	54.80	78.80	4.95	40.93	46.07	63.97	53.02	54.75	
C12H7	30	1.188	3550	5290	1/30	SM50A	875	4.47	634	906	0.70	7.20	0.06	46.80	53.60	1.12	25.43	33.45	53.41	44.12	46.94	

きるぐらい膨らんでも、ほとんど耐力低下しない。この程度の鋼管板厚以上あれば、十分な変形能力がある。

図11に、一例として試験体C04L3のせん断力-水平変形関係の初期剛性を示す。図中、梁理論に基づいた初期剛性の計算値(Kcal)も示す。モデルでの初期剛性は、原点とW.S.G.による鋼管降伏点を結ぶ割線剛性(K)とする。剛性低下の原因は、コンクリートの曲げひび割れである。図12に、初期剛性低下率と軸力比の関係を示す。図中の簡単な関係式では表現できる。

図13に、一例として試験体C08Mシリーズの鋼管降伏耐力実験値(○)と、純理論的な最外縁降伏耐力値およびSRC規準終局耐力値(Msrc)を示す。参考に、SRC規準終局耐力値(Msrc)の元になっているSとCの分担力も示す。それぞれの断面応力状態は、表2に示すとおりである。明らかに、実験値(○)は純理論的な最外縁降伏耐力値からは大きくかけ離れ、SRC規準終局耐力値(Msrc)と良く一致している。

柱部材として部材角R=1%という変形は、二次設計の指標として一般に用いられる重要な第二折れ点である。また、最大耐力(Mu)は予想外の入力に対してどこまで安全性が保証されているのかという第三の点である。図14に、一例として試験体C08Mシリーズのそれらの実験値(□、●)と、表2に示すCASE-1～CASE-4の試算耐力値を示す。部材角R=1%時耐力(M0.01、□)については、本データでは少し外れているが、全試験体で評価するとCASE-3が良く合っ

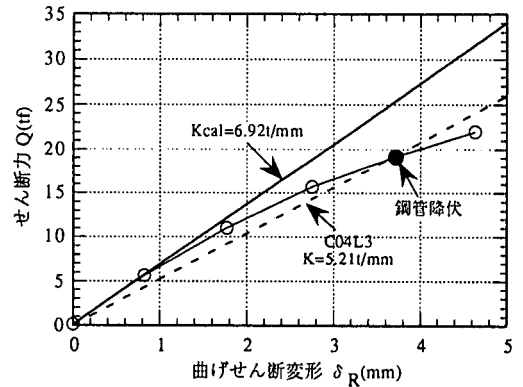


図11 初期剛性(C04L3)

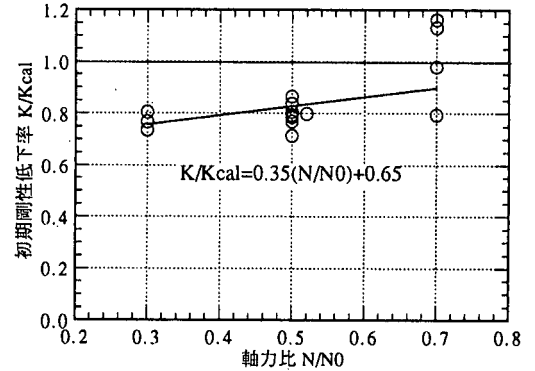


図12 初期剛性低下率と軸力比

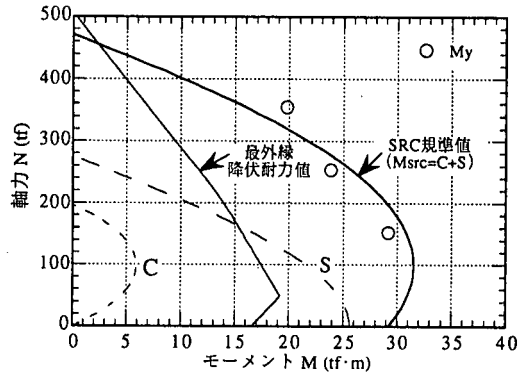


図13 降伏耐力と解析値の比較(C08M*)

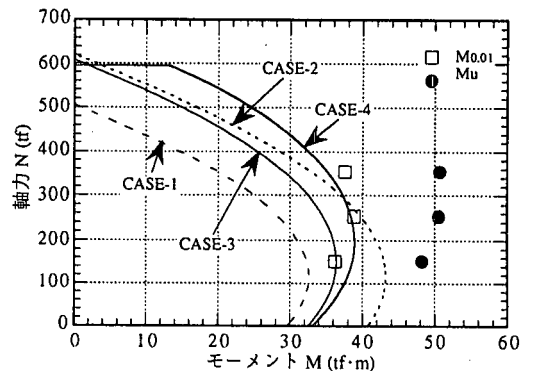


図14 各種耐力と試算耐力の比較(C08M*)

表2 各種耐力の試算用の断面応力状態

解析CASE	コンクリートの断面応力状態	鋼管の断面応力状態
最外縁 降伏耐力		
SRC規準 終局耐力		
CASE-1		
CASE-2		
CASE-3		
CASE-4		

ている。図15に、既往の実験のデータベースによるCASE-3の精度検討を示すが、良く合っている。また、最大耐力(M_u , ●)については、材料強度の極限值を採用しているCASE-2でさえもかなり不足する。

4. ヒンジ長さ (L_x) に関する曲げせん断実験

文献8)で実施した図16に示すような「レーザー変位計による多点変位計測方法」で、部材たわみおよび曲率分布を3.5mmピッチで計測した。図17に、一例として試験体寸法 $\phi 318\text{mm} \times L954\text{mm}$ 、鋼管板厚 $t=8\text{mm}$ 、軸力比 $N/N_0=0.1$ で、単調載荷させた場合の曲率分布を示す。図中の $0.25\theta_y, 0.5\theta_y, 1\theta_y, 2\theta_y$ は、鋼管降伏時変形 θ_y に対する倍率を示す。弾性範囲では部材全長にわたってほぼ一様に増加しているが、鋼管降伏以降はある位置を境に、下部では急激な増加をするが、上部では逆に減少するという「変形の逆転現象」が見られる。これが破壊の局在化であり、下端からその位置までが崩壊に必要なヒンジ長さ (L_x) である。

このようにして求めたヒンジ長さ(L_x)と軸力比(N/N_0)の関係を、すべての試験体について図18にプロットする。軸力比(N/N_0)が高くなるにしたがってヒンジ長さ比(L_x/D)は大きくなっている。 $N/N_0=1.0$ すなわち中心圧縮状態ではすべり破壊が生じ、ヒンジ長さ(L_x)は $2D$ である⁹⁾。これとの連続性を考慮して、図中に近似式を示す。

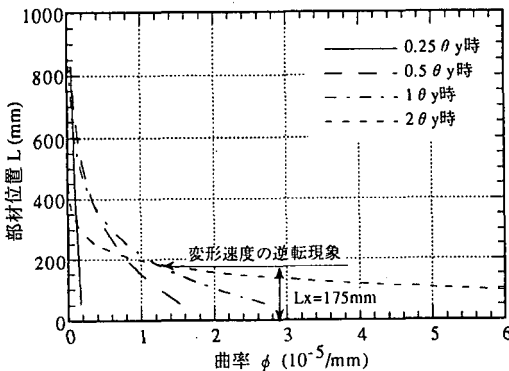


図17 部材の曲率分布 (CFT801)

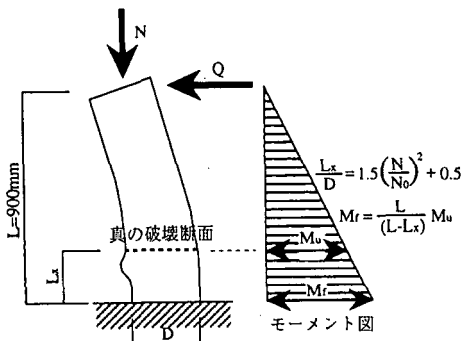


図19 曲げせん断載荷時の終局フェイスモーメント

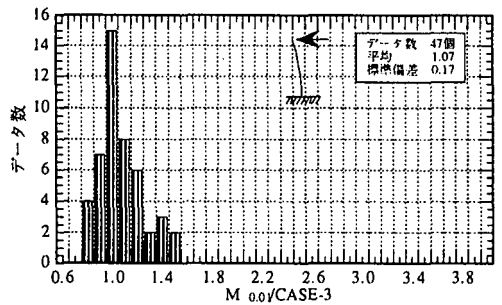


図15 曲げせん断載荷データ expM 0.0/CASE-3に関する分布

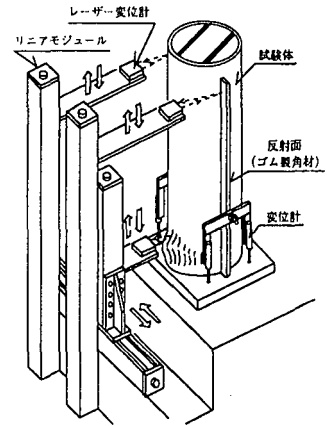


図16 レーザー変位計による多点変位計測方法

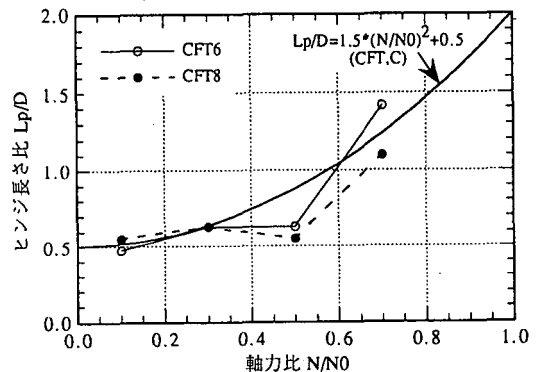


図18 ヒンジ長さ比と軸力比

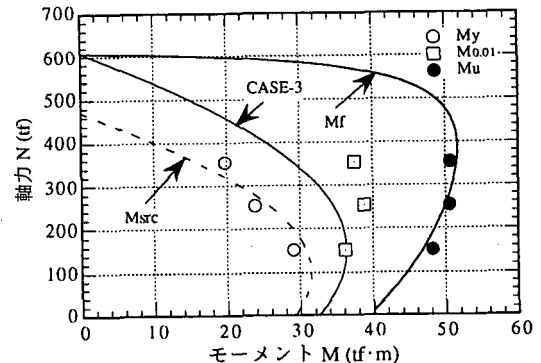


図20 ヒンジ長さを考慮した終局耐力(C08M*)

そこで、図19に示すように、真の破壊断面が崩壊に必要なヒンジ長さ (L_x) だけ離れた断面とし、その断面の終局耐力を図5に示す純曲げ載荷の耐力(M_u)として、フェイスモーメント(M_f)を求める。図20に、図14と同じ試験体C08Mシリーズの場合を示す。図中、降伏耐力に相当するSRC規準終局耐力値(M_{src})、部材角 $R=1\%$ 時耐力値($M_{0.01}$)も同時に示すが、いずれも良く合っている。

図21～図23に、本提案式(図5、図19参照)で評価した既往の実験のデータベースを図1～図3に対応して示す。さわめて良く合っており、本提案式の妥当性が検証されたことになる。

5. まとめ

図24に示すように、円形断面のCFT構造柱について一定軸力下における曲げせん断載荷における荷重-変形関係のTri-Linearモデルを提案した。その際、フェイスモーメントで評価する限り、崩壊に必要なヒンジ長さ (L_x) の重要性を述べた。今後、この崩壊機構をもとに、ここでは検討できなかった変形限界を追究する必要がある。

謝辞

本論文の一部は、1987～1989年度建設省委託「新都市型集合住宅システム開発プロジェクト」で行われたものであり、委員長：東京大学建築学科名誉教授・加藤勉博士をはじめ、そこに参加された(株)竹中工務店、(株)鴻池組、新日本製鐵(株)、日本鋼管(株)の関係者各位には厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会、pp.157-179, 1987.6
- 仲威雄,加藤勉,阿部信男:コンクリート充填鋼管の圧縮強さ,日本建築学会論文報告集,第69号, pp.605-608, 1961.10
- 仲威雄,加藤勉,金谷弘,山口太郎:コンクリート充填鋼管の偏心圧縮実験,日本建築学会論文報告集,号外, p.333, 1965.9
- 山田俊,坂恵一巳:コンクリート充填鋼管に関する実験的研究(IV偏心圧縮),日本建築学会論文報告集,第103号, p.204, 1964.10
- 山田俊,坂恵一巳,近藤一雄:軸圧をうけるコンクリート充填鋼管柱の弾塑性曲げ変形性状に関する研究,日本建築学会論文報告集,第233号, pp.95-100, 1975.7
- 佐藤孝典:円形断面の充填鋼管コンクリート構造におけるコンファインド効果のメカニズムとそのモデル化,日本建築学会構造系論文報告集第452号, pp.149-158, 1993.10
- 松本勝憲,蛭川利彦,崎野健治:コンクリート充填円形鋼管柱の耐力に関する実験的研究、(その2)純曲げ実験結果および考察,日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1593-1594, 1994.9
- 佐藤孝典,金本清臣:充填鋼管コンクリート構造における鋼とコンクリートの分担力抽出のための変形経路再現実験,日本建築学会構造系論文報告集第468号, pp.155-164, 1995.2

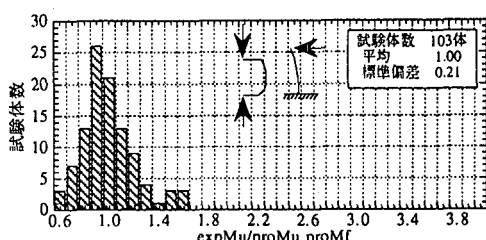


図21 全実験データ $\exp M_u / \text{pro} M_u \cdot \text{pro} M_f$ に関する分布

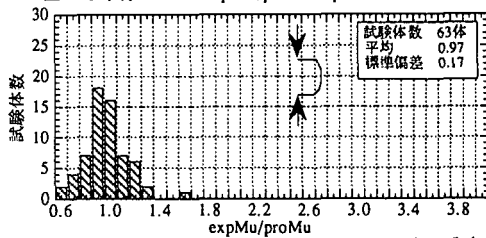


図22 純曲げ載荷データ $\exp M_u / \text{pro} M_u$ に関する分布

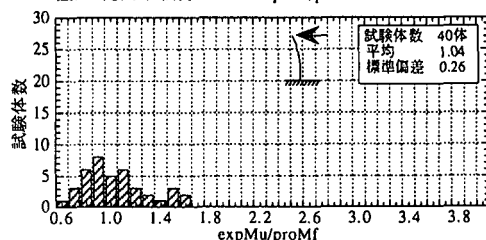


図23 曲げせん断載荷データ $\exp M_u / \text{pro} M_f$ に関する分布

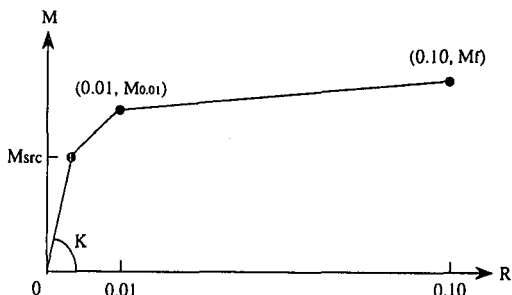


図24 荷重-変形関係の包絡線のモデル化