

コンクリート充填円形鋼管柱の耐荷力と変形性能の評価

Evaluation of Bearing Capacity and Ductility for Concrete Filled Circular Steel Tubular Columns

村田 清満*

安原 真人**

渡邊 忠朋***

木下 雅敬****

Kiyomitsu MURATA, Makoto YASUHARA, Tadatomo WATANABE and Masanori KINOSHITA

* 工修 財団法人 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 (〒185 東京都国分寺市光町2-8-38)

** 工修 東海旅客鉄道株式会社 技術本部 (〒103 東京都中央区八重洲1-6-6)

*** 北武コンサルタント株式会社 (〒062 札幌市豊平区月寒中央通7-4-7)

**** Ph. D 新日本製鉄株式会社 鉄鋼研究所 (〒299-12 千葉県富津市新富20-1)

Concrete filled tubular steel columns, called CFT columns, where concrete is used to fill to round or square steel tubes, are increasingly adopted in civil engineering works of Japanese Railways.

Especially, after Hyougoken-Nanbu Earthquake which attacked the western part of Japan in 1995 with serious damage done to a large number of reinforced concrete railway viaducts, the high seismic performance of CFT columns attracts attention of civil engineers. On the other hand, when steel tube and concrete are treated as a composite structural element, the evaluation of its bearing capacity and ductility is not yet established. Then, a series of alternate load tests with CFT column models simulating railway structures were carried out. As a result, an excellent ductility of CFT columns under constant axial compressive load and alternating bending was demonstrated. In this paper, based on the above-mentioned experimental results, a method of quantitatively evaluating the relation between ductility and section parameters of CFT columns was developed.

Key Words: composite structure, concrete filled steel tubular column, bearing capacity, ductility

1. はじめに

コンクリート充填鋼管柱(CFT柱)は、鋼管内部に充填されたコンクリートが鋼管の局部座屈を抑制し、また、鋼管がコンクリートを拘束することにより強度と塑性変形性能を向上させるという、力学的に優れた構造の合成柱である。このような構造特性は、柱脚に曲げとせん断力を及ぼす地震力に対して有利であることから、地震の多いわが国では、鉄道をはじめとする土木構造物への適用への期待が高まっている。

CFT柱に関する既往の研究は、耐荷力に関するものが多く、コンクリートの拘束効果や鋼管の局部座屈による影響を考慮した耐荷力の評価法が、いくつか提案されている¹⁾²⁾。一方、兵庫県南部地震規模の地震に対し、耐荷力のみで抵抗する設計法は、耐震設計上不経済であるばかりか、部材の限界性能を見極め、設計に反映させるという限界状態設計法の理念を踏襲できない。

したがって、コンクリート充填鋼管柱の変形性能を耐震設計で考慮するために、変形性能の定量的な評価法の確立が必要となる。地震時に部材の塑性変形を許容する設計法としては、道路橋示方書・耐震設計編(平成8年12月)³⁾では、コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力と許容塑

性率の算定法が規定されており、また、部材靱性率の評価式が名古屋大学・宇佐美教授らにより提案されている⁴⁾。道路橋示方書・耐震設計編に規定されている許容塑性率は、設計の便を考慮した一つの安全係数を用いて算定されるが、変形性能への影響要素である種々の断面パラメータや作用軸圧縮力等との関係が必ずしも明確ではない。宇佐美らの研究⁴⁾⁵⁾により、部材靱性率は、幅厚比パラメータ、および細長比パラメータ等の断面パラメータを説明変数とした算定式で与えられているが、対象構造はコンクリートを部分的に充填した箱形断面鋼柱であり、円形断面鋼柱については触れられていない。

鉄道においては、特に駅部の見通し等を考慮し、これまで主として円形断面鋼管柱が多用されていることから、鉄道構造物の柱脚として使用される一般的な円形断面鋼柱の地震時の耐荷力と変形性能の評価法を確立することが求められている。

本文は、CFT柱の優れた塑性変形性能を耐震設計に積極的に取り入れ、設計の合理化を図ることを目的として行った円形断面柱の交番載荷試験、および試験結果に基づく検討から導かれた耐荷力と塑性変形性能の評価法を述べたものである。

2. 評価項目および検討手順

地震時の安全性の検討に、部材の塑性変形性能を考慮する一つの方法として、Newmarkのエネルギー一定則を用いる方法がある。これは、塑性変形性能に応じて補正した設計水平震度から算定される断面力に対して曲げ降伏耐力を照査する方法である。

このような耐震設計法をCFT柱の設計に取り入れるためには、降伏荷重、降伏変位、後述する終局変位あるいは部材靱性率を定量的に評価する必要がある。また、現在、鉄道において、新しい耐震設計法の確立を目指し種々の検討を行っているが、新標準においては、動的解析による構造物の地震時応答と損傷レベルの評価方法が重要な課題である。地震時応答、および損傷レベルを精度良く評価するためには、部材の復元力特性のモデル化が必要である。すなわち、復元力モデルの骨格曲線を決定するにあたり、降伏点、終局点の他に最大荷重点も定量的に評価することが重要となる。

上述の諸課題に関する検討は、以下の手順にしたがって行われた。

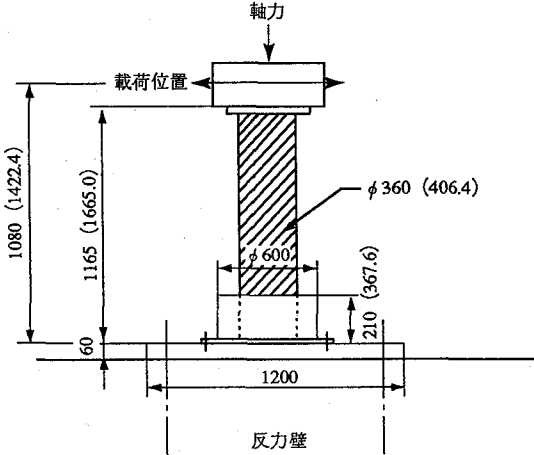
- (1) 柱モデルによる水平交番載荷試験
- (2) 降伏荷重の定量評価の検討
- (3) 降伏変位の定量評価の検討
- (4) 最大荷重の定量評価の検討
- (5) 最大荷重時変位の定量評価の検討
- (6) 終局変位（部材靱性率）の定量評価の検討

3. CFT柱の水平交番載荷試験

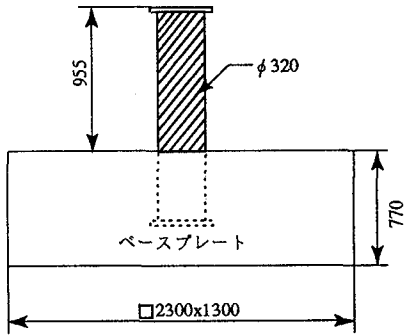
3.1 試験概要

試験体の諸元と形状を、表-1および図-1に示す。試験体の総数は16体で、内訳は、柱く体の耐震性能試験体（表

中、A1～E2試験体）が11体、柱埋込み柱脚耐震性能試験で柱く体で破壊した試験体（表中、JD1～JT8試験体）が5体である。柱く体の耐震性能試験体は、直径360mmと406mmの円形鋼管（SM490）に、呼び強度24N/mm²（C1,E2試験体を除く試験体）と40N/mm²（C1,E2試験体）のコンクリートを充填した、鉄道構造物として使用中、



(A) 柱く体耐震性能試験体



(B) 柱埋込み柱脚耐震性能試験体

図-1 試験体形状

表-1 試験体諸元

試験体	試験体断面	坂厚 (mm)	外径 (mm)	軸方向作用力 (kN)	コンクリート強度 (N/mm ²)	鋼管強度 (MPa)	鋼管種別	試験パラメータ	径厚比 D/t	径厚比パラメータ R _t	細長比パラメータ λ	軸力比 P/P _y
A1	円形充填	3.05	360	743.8	29.6	363.6	平鋼管	径厚比 (A3)	118	0.172	0.226	0.20
A2	円形充填	4.54	360	882.0	30.2	381.2	平鋼管	径厚比 (A3)	79	0.121	0.228	0.20
A3	円形充填	5.98	360	813.4	21.0	363.6	平鋼管	標準試験体1	60	0.088	0.211	0.20
A4	円形充填	8.97	360	1182.9	31.2	351.8	平鋼管	径厚比 (A3)	40	0.057	0.224	0.20
B1	円形充填	5.98	360	0.0	21.1	350.8	平鋼管	軸力比 (A3)	60	0.085	0.210	0.00
B2	円形充填	5.79	360	1205.4	21.0	361.6	平鋼管	軸力比 (A3)	62	0.090	0.209	0.30
C1	円形充填	5.86	360	1162.3	41.2	380.2	平鋼管	コンクリート強度 (A3)	61	0.094	0.234	0.20
D1	円形充填	8.50	406.4	1254.4	34.0	462.6	平鋼管	標準試験体2	48	0.089	0.293	0.15
D2	円形充填	9.38	406.4	1136.8	22.1	458.6	縞鋼管	付着 (D1)	43	0.080	0.282	0.15
E1	円形充填	6.04	360	989.8	27.1	353.3	平鋼管	軽量コンクリート (A3)	60	0.084	0.232	0.22
E2	円形充填	6.04	360	1313.2	44.2	353.3	平鋼管	軽量コンクリート (C1)	60	0.084	0.269	0.22
JD1	円形充填	6.31	360	909.4	24.4	368.5	平鋼管	埋込長1.0D	57	0.084	0.220	0.20
JD2	円形充填	6.31	360	909.4	24.3	368.5	平鋼管	埋込長1.5D	57	0.084	0.220	0.20
JT3	円形充填	7.73	320	1073.1	23.8	590.9	平鋼管	埋込長1.5D	41	0.098	0.270	0.18
JT7	円形充填	7.71	320	1289.7	28.5	562.5	平鋼管	フープ鉄筋無し	41	0.094	0.285	0.21
JT8	円形充填	7.71	320	1374.0	30.4	562.5	平鋼管	フープ鉄筋二重	41	0.094	0.289	0.22

される柱脚のはほぼ1/3の模型試験体である。試験パラメータは、径厚比、軸力比、コンクリート強度、鋼とコンクリートの付着性である。

なお、柱埋込み柱脚耐震性能試験は、主に接合部の耐力を確認するためのJTシリーズ試験、および柱く体の諸元は上記の柱く体の耐震性能試験体（A1～E2）と同じで、接合部の諸元のみが異なるJDシリーズの2つの試験シリーズである。JTシリーズでは、柱く体の鋼管は、直径320mm（SM570）、充填されたコンクリートの呼び強度は40N/mm²、フーチングに使用されたコンクリートの呼び強度は、18N/mm²である。JDシリーズでは、柱く体の鋼管は、直径360mm（SM490）、充填されたコンクリート、およびフーチングのコンクリートの呼び強度は、ともに24N/mm²である。

載荷は、柱頭部に一定軸力を作用させ、水平方向に準静的に加力する静的交番載荷である。載荷パターンは、図-2に示すような両振幅漸増荷重とし、1サイクル当たりの繰り返し回数は3回とした。試験上の降伏点は、柱脚基部における鋼管断面の最外縁位置が降伏ひずみに達した時とした。

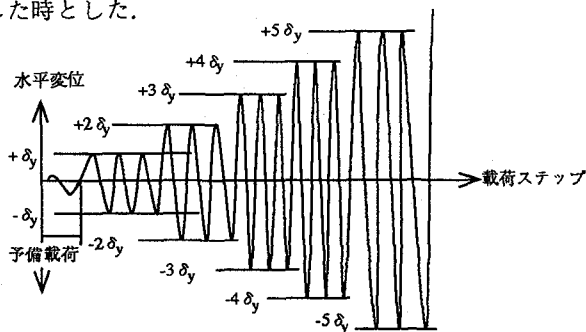


図-2 載荷パターン

3.2 試験結果

図-3は、比較的鋼管の肉厚が厚い試験体（径厚比40）の荷重・変位履歴曲線を示す。破壊までの推移は、1δ_yで、柱脚部における鋼管断面の最外縁部分が圧縮降伏し

、2δ_yで、載荷方向に対して45°方向の引張り側鋼管部分（45°位置）が降伏に達した。4～5δ_yでは、鋼管基部に局部座屈波が観察され、6δ_yで最大荷重に達した後、強度低下の傾向を示した。さらに加力を続けると、6～9δ_yで局部座屈の膨らみが進展し、荷重が急激に降下した。

表-2に、柱脚の最下端部で、鋼管断面の最外縁、および45度位置が、圧縮、および引張降伏した時の荷重と変位を示す。また、最大荷重点、および最大荷重の90%荷重低下点における、荷重と柱頭部水平変位も示されている。表-2より、降伏荷重は、一般に、45度位置の引張降伏荷重が最も大きく、以下、45度位置の圧縮降伏、最外縁位置の引張降伏、最外縁位置の圧縮降伏の順に小さくなっている。なお、表-2に示す荷重値は、水平変位と軸圧縮力による付加モーメントを水平荷重に換算し、補正したものである。

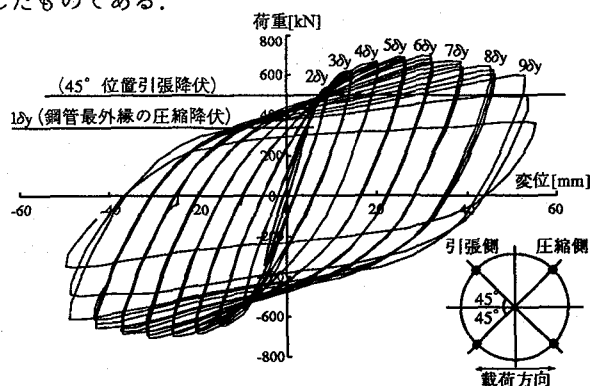


図-3 荷重・変位履歴曲線（A4試験体）

4. 荷重・変位の定量評価の検討

4.1 降伏荷重、降伏変位

CFT柱部材の降伏は、柱脚最下部断面において、45°位置の引張側鋼管のひずみが降伏ひずみに達した時と定義した。その理由としては、鋼管45°位置の引張側

表-2 試験結果

試験体	降伏荷重 (kN)				降伏変位 (mm)				最大荷重 (kN)		最大荷重時変位 (mm)	
	最外縁圧縮	45度圧縮	最外縁引張	45度引張	最外縁圧縮	45度圧縮	最外縁引張	45度引張	最大荷重	最大荷重の90%	最大荷重	最大荷重の90%
A1	213.2	220.9	234.4	250.5	6.25	6.58	7.23	8.11	284.8	256.3	19.13	40.12
A2	247.1	294.7	283.8	329.4	5.87	7.37	7.00	9.20	381.2	343.1	24.74	39.50
A3	267.6	320.1	301.9	344.5	5.69	6.84	6.37	7.83	445.1	391.7	23.56	44.68
A4	334.3	449.7	385.3	507.0	5.00	6.89	5.67	8.37	671.4	604.3	25.41	49.23
B1	254.5	232.7	361.9	287.2	5.53	5.13	9.01	6.15	435.2	391.7	23.51	46.66
B2	276.2	374.1	310.1	403.0	5.09	7.85	5.79	9.28	473.4	426.1	21.64	40.25
C1	274.0	372.7	305.4	412.3	5.29	7.97	6.09	9.46	534.1	480.7	31.70	48.33
D1	352.9	468.9	438.6	530.7	10.77	13.95	12.60	17.18	669.6	602.7	45.68	87.50
D2	428.8	517.7	512.1	595.3	10.33	13.44	13.30	17.27	773.9	696.4	52.17	85.70
E1	207.5	316.1	252.9	377.7	4.02	6.37	4.64	8.82	452.1	406.9	24.58	33.72
E2	238.9	371.5	292.7	437.4	3.94	6.60	4.54	8.87	495.2	445.7	15.55	37.53
JD1	219.2	350.3	291.2	393.2	4.80	8.87	6.74	10.58	509.6	458.4	29.10	44.03
JD2	234.9	354.0	275.7	399.0	5.63	9.76	6.83	12.13	483.8	435.4	25.82	49.77
JT3	399.1	508.7	497.7	564.4	9.88	13.72	13.28	16.84	666.6	600.0	28.21	47.31
JT7	369.8	504.5	463.7	557.6	8.90	13.74	12.00	16.98	656.0	590.3	35.59	49.83
JT8	352.1	519.2	460.7	585.9	8.51	15.53	12.42	21.35	648.7	583.8	34.41	54.32

鋼管のひずみが降伏ひずみに達した時を境に、試験から得られる荷重・変位包絡線の勾配変化が顕著に認められること、また、後述する降伏荷重、および降伏変位の計算値の試験値に対するばらつきが比較的小さいこと等を考慮したものである。

降伏荷重、変位は、図-4に示すように、コンクリート充填鋼管断面をファイバー要素に分割し、以下の仮定を用いて算定した。

- (1) 維ひずみは、部材断面中立軸からの距離に比例する。(平面保持の法則)
- (2) コンクリートの引張応力は無視する。
- (3) 鋼管、およびコンクリートの応力・ひずみ関係は、図-5のように仮定する。なお、鋼管の圧縮強度は、局部座屈強度⁹⁾を適用する。
- (4) 軸力は鋼管、およびコンクリートに均等に載荷され、軸力による鋼管とコンクリートの軸ひずみは同じとする。

上記の仮定 (3) において、圧縮応力に対する鋼管の応力・ひずみ関係は、局部座屈後の圧縮強度を局部座屈強度を上限值とした完全弾塑性型としている。これは、コンクリートと一体化したコンクリート充填鋼管部材においては、一般に、鋼管が先に座屈した場合でも、コンクリートの圧壊時まで圧縮ひずみが制限され、鋼管の圧縮強度は大幅に低下することはないと考えられるためである。そこで、図-5のように、コンクリートが圧壊するまで、鋼管は、局部座屈後も圧縮強度を一定に保つとした。

上記の仮定により、降伏荷重、降伏変位を算定し、試験結果との比較を行った。

まず、降伏荷重 (P_y) は、引張側の鋼管45°位置が降伏ひずみに達した時の断面内ひずみ分布を平面保持の法則を用いて仮定し、材料の応力ひずみ関係からコンクリートの圧縮応力度の合力、引張鋼材の合力と圧縮鋼材の合力を算定、部材断面内の力の釣合い条件を満足するように、中立軸位置、および降伏時モーメント ($M_y = P_y \cdot l_a$, l_a :せん断スパン) を算定して求められる。図-6は、鋼管45°位置での引張降伏を部材降伏と定義した降伏荷重の計算値 (P_{ycal}) と試験値 (P_{yexp}) を対比したものである。計算値は試験値を精度よく評価している。

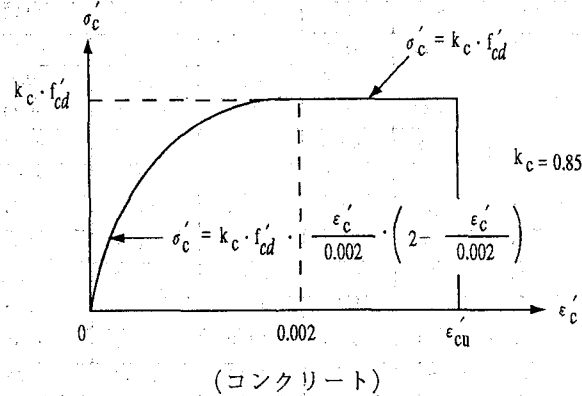


図-5 材料の応力・ひずみ関係

降伏変位 (δ_y) は、柱く体の降伏時柱頭変位 (δ_{y0}) と降伏時の鋼管基部の抜け出し回転による変位 (δ_{y1}) の和として算定される。まず、柱く体の降伏時変位 (δ_{y0}) は、前述の方法から算定される降伏荷重 (P_y) が柱頭部に載荷された時、図-4に示すように、柱材軸に沿って分割された各位置での曲げモーメント (M_d)、および力の釣合い条件から曲率と中立軸位置をNewton-Raphson法を用いて反復計算により求め、最後に、計算された各位置での曲率を材軸に沿って2回積分し算出される。

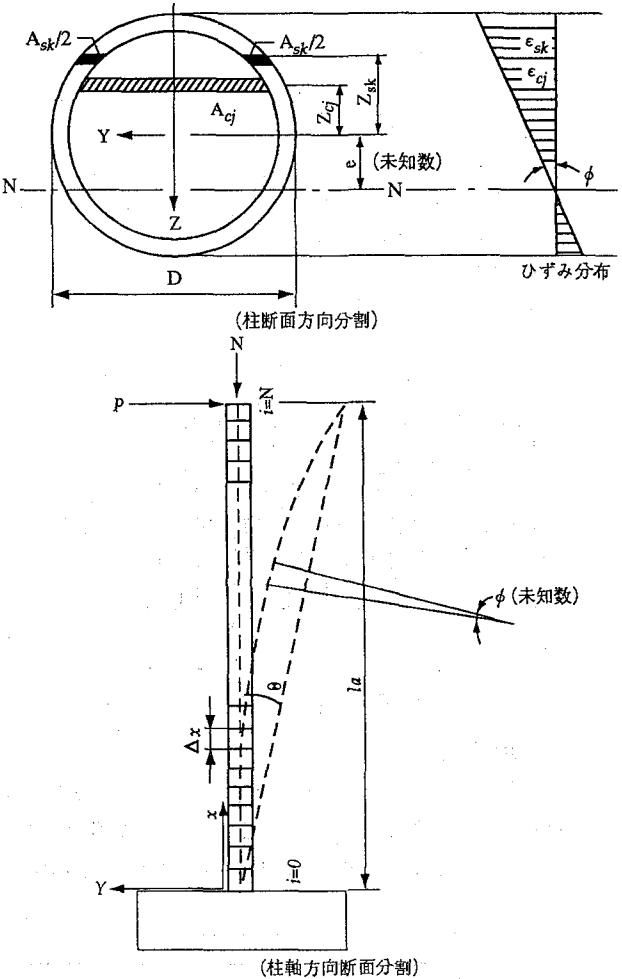
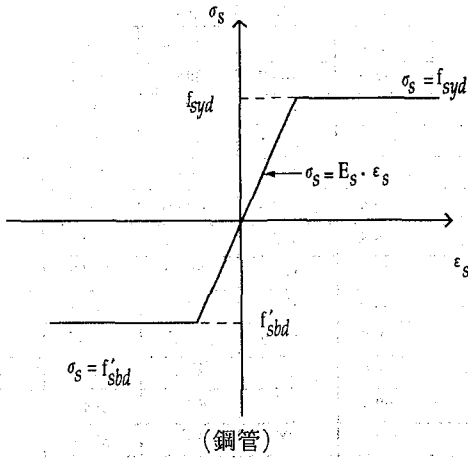


図-4 柱断面方向、および柱軸方向の分割要素



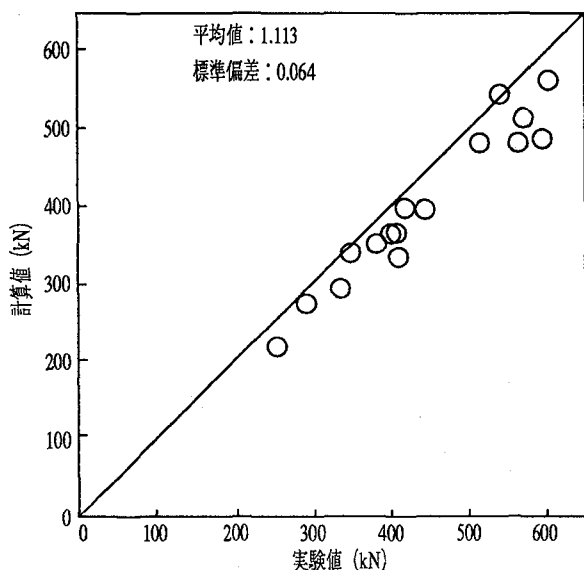


図-6 降伏荷重計算値 (P_{ycal})と実験値 (P_{yexp})の比較

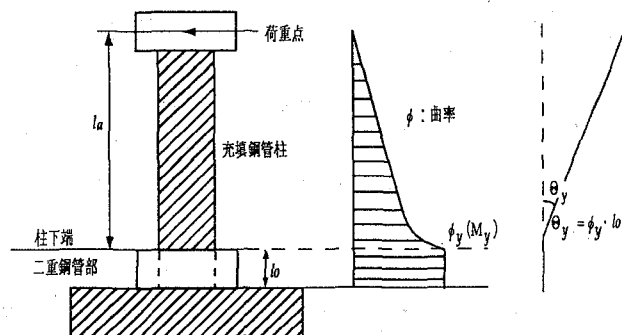
次に、降伏時の鋼管基部の抜け出し回転による変位 (δ_{y1}) は、埋込み部の曲率分布を図-7のように仮定し、鋼管の抜け出しによる柱下端の回転量 (θ_y) から柱頭部水平変位 (δ_{y1}) を次式より求めた。

$$\theta_y = \phi_y l_o \quad (\text{柱く体試験の場合}) \quad \dots\dots\dots (1)$$

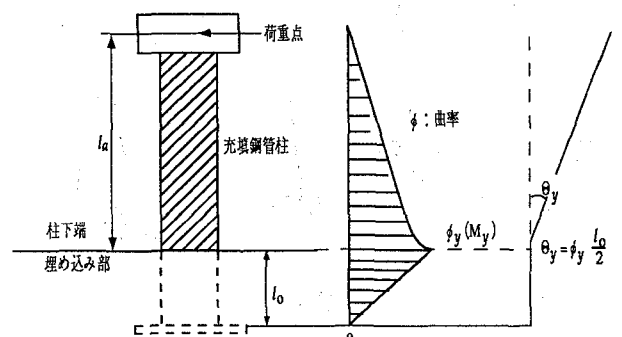
$$\theta_y = \phi_y l_o / 2 \quad (\text{柱脚基部試験の場合}) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\delta_{y1} = \theta_y l_a \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 ϕ_y : 柱下端部の降伏時断面曲率
 l_o : 柱基部の埋込み長
 l_a : せん断スパン



(A) 柱く体耐震性能試験体 (A~E)



(B) 柱埋込み柱脚耐震性能試験体 (JD, JT)

図-7 柱埋込み部の曲率分布の仮定

ここで、埋込み部の曲率分布は、柱く体試験 (A1~E2試験体) については、柱下端での降伏曲率 (ϕ_y) が埋込み部深さ方向に沿って一定とした。柱基部は、交番载荷による柱基部の低サイクル疲労の早期発生を防止するため二重鋼管方式としたが、この接合方式は固定度が高く、このため鋼管ひずみは埋込み深さ方向で変化は少ないと考えられるためである。柱埋込み脚部性能試験 (JD1~JT8) については、図-8に示す試験で観測された埋込み部のひずみ分布を基に、柱下端での降伏曲率 (ϕ_y) が柱脚埋込み先端部で0となる逆三角形の曲率分布とした。

上記の方法により計算された柱く体の降伏時柱頭変位 (δ_{yo}) と降伏時の鋼管基部の抜け出し回転による変位 (δ_{y1}) の合計として計算された降伏変位 (δ_{ycal}) と試験から得られた降伏変位 (δ_{yexp}) の関係を図-9に示す。計算値は、試験値を多少小さく評価する傾向がある。

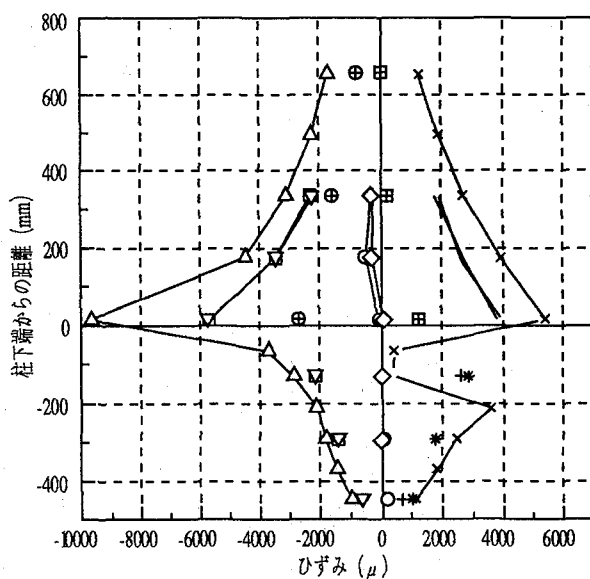


図-8 鋼管のひずみの軸方向分布 (JT3, 2 δ_y)

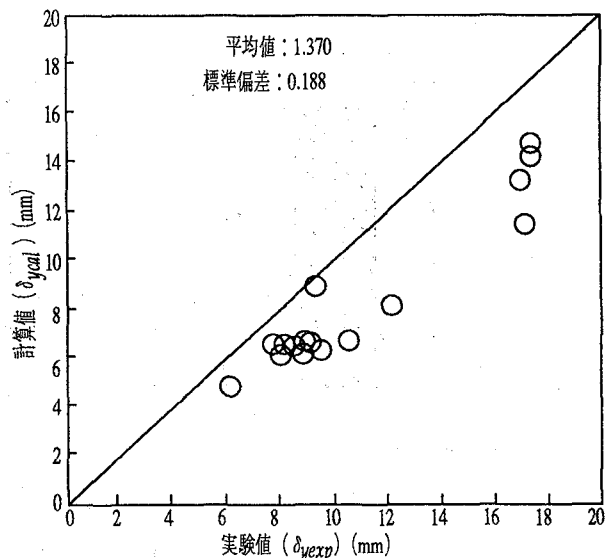


図-9 降伏変位計算値 (δ_{ycal})と実験値 (δ_{yexp})の比較

4.2 最大荷重, 最大荷重時変位

最大荷重は, 4.1 降伏荷重, 降伏変位に示した仮定に基づき, 後述のコンクリートの限界ひずみを規定し, RC方式により計算される. ここで, RC方式とはコンクリート充填鋼管部材の曲げ耐力を, 鋼管を鉄筋と見なし一般の鉄筋コンクリート部材と同様に平面保持の法則を仮定して算定する方法をいう. その際, 破壊断面位置は, 図-10のように, 佐藤⁹⁾が提案するヒンジ長 (L_x) を考慮している. すなわち, 式(4)で計算されるヒンジ長だけ, 柱脚最下端から上方にシフトした位置を真の破壊断面とし, RC方式により計算される最大荷重値を補正した. なお, 式(4)は, 佐藤らが行ったコンクリート充填鋼管柱の交番載荷試験において, レーザー変位計を使った柱脚の曲率分布の測定結果を基に, 統計処理により得られた実験式である. 式(4)の誘導過程で対象とされた試験体諸元は, 表-1に示した試験体の諸元と類似していることから, 提案式の適用は妥当と考えられる.

$$L_x = D \cdot \{1.5(P/P_y)^2 + 0.5\} \dots\dots\dots (4)$$

ここで, D : 鋼管径, P/P_y : 軸力比

図-11は, ヒンジ長を考慮した最大荷重の計算値を試験

値と対比して示したものであるが, 計算値は試験値を精度よく評価している.

最大荷重時の変位 (δ_{max}) は, 図-10に示す曲率分布に基づき, 式(5)~(7)により計算される.

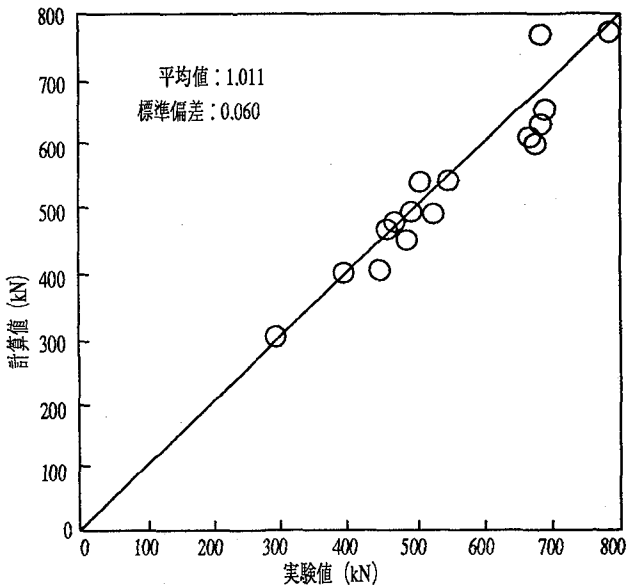
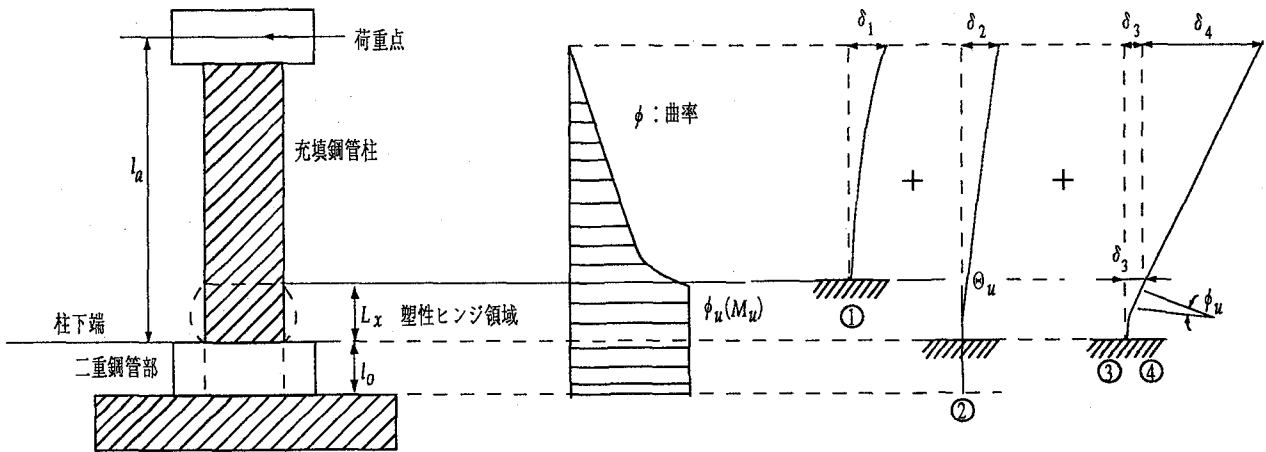
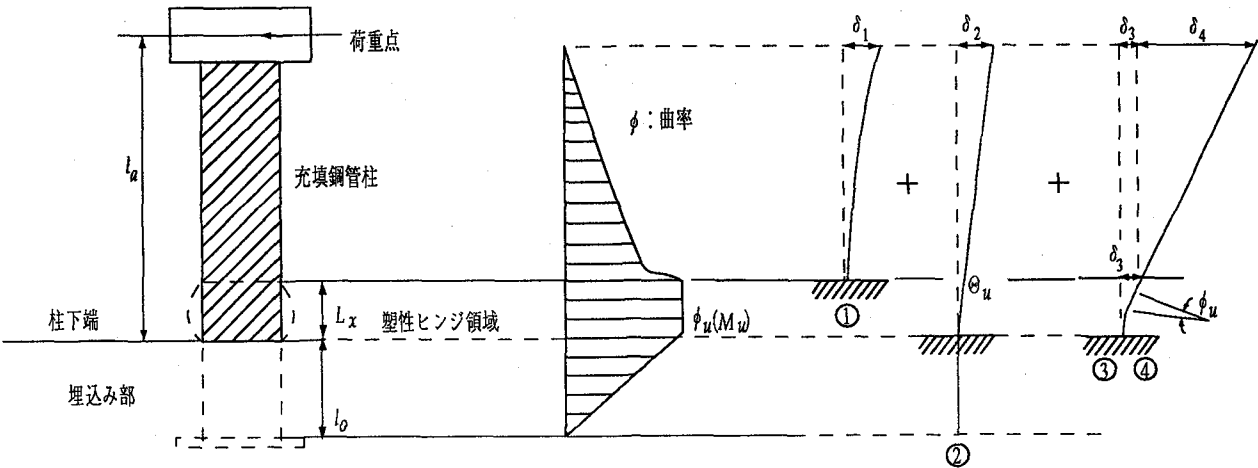


図-11 最大荷重計算値と実験値の比較



(A) 柱く体耐震性能試験体 (A~E)



(B) 柱埋込み柱脚耐震性能試験体 (JD, JT)

図-10 最大荷重時の曲率分布と塑性ヒンジ長の仮定

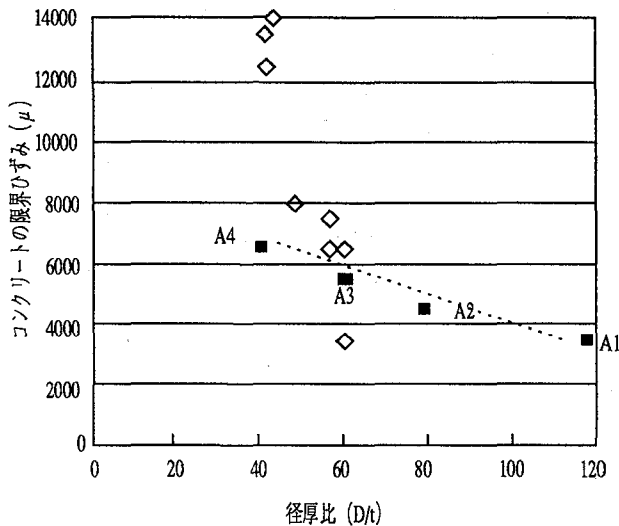


図-12 コンクリート限界ひずみと径厚比の関係

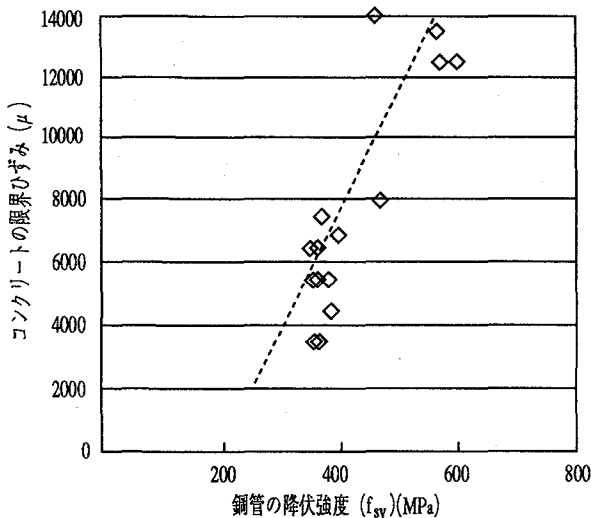


図-13 コンクリート限界ひずみと鋼管強度の関係

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 δ_1 : ヒンジ上方の柱く体変位

δ_2 : 埋込み部抜け出しによる回転変位

δ_3 : ヒンジ領域の柱く体変位

$$(\quad = 1/2 \cdot \phi_u \cdot L_x^2) \dots\dots\dots (6)$$

δ_4 : ヒンジ上端での回転変位

$$(\quad = \phi_u \cdot L_x \cdot [l_a - L_x]) \dots\dots\dots (7)$$

まず、 δ_1 は、ヒンジ上端が、最大曲げモーメント (M_u) となる水平荷重載荷時の各断面の作用モーメントから、対応する曲率を外力 (曲げモーメントと軸方向圧縮力) と内力の釣合い条件より求め、曲率を柱材軸方向に沿って2回積分し計算される。 δ_2 は、4.1の降伏変位の算出と同様に求められる。 δ_3 、 δ_4 は、それぞれ、式(6)、式(7)から求められる。ここで、 ϕ_u は最大曲げモーメント (M_u) に対応する曲率であり、ヒンジ領域で一定と仮定した。

次に、計算された最大荷重時変位から、最大荷重値の計算の基礎となるコンクリートの限界ひずみを推定した。すなわち、計算最大荷重時変位が試験変位値と一致する時のコンクリートの限界ひずみを試験体ごとに求めた。図-12、および図-13に示すように、推定されたコンクリートの限界ひずみは、コンクリートの拘束効果への影響要素と考えられる鋼管の径厚比、および強度と強い相関性が認められた。なお、図-12のA1～A4試験体は、他の条件が同じで径厚比のみ異なる試験体である。

そこで、コンクリートの限界ひずみ評価式を鋼管の径厚比、および強度をパラメータとして統計処理により、式(8)のように導いた。

$$\epsilon'_{cu} = 2.9 \cdot (f_{sy}/1000) - 0.57 \cdot (D/t/100) - 0.23 \dots\dots\dots (8)$$

$$(\quad \epsilon'_{cu} \geq 0.0035)$$

ここで、 ϵ'_{cu} : コンクリートの限界ひずみ(%)

f_{sy} : 鋼管の降伏強度 (MPa)

D : 鋼管径

t : 鋼管厚

図-11に示した最大荷重の計算値は、式(8)を用いて計算されたコンクリートの限界ひずみから算出されたものである。なお、最大荷重計算値へのコンクリートの限界ひずみの影響を試算した結果、コンクリートの限界ひずみが6000 μ を越えると、最大荷重計算値は大きな増加を示さないことがわかった。

4.3 終局変位

終局点の定義は、部材の損傷程度と対応して決められるべきものである。しかし、既往の研究においては、必ずしも統一的な見解が示されていない。ここでは、繰返し回数の影響がそれほど顕在化しない、最大荷重の90%まで荷重が低下した点を終局点と定義した。これは、多分に恣意的ではあるが、既往の研究における終局点の定義⁴⁾を参考とし、また、鉛直変位の増加傾向も考慮して定めたものである。図-14は、水平荷重の増加に伴う柱頭水平変位と鉛直変位の変化を示したものである。なお、鉛直変位は柱脚が下側に下がる方向を正としている。最大荷重点までは、柱脚の鉛直変位にほとんど変化が見られない。最大荷重点を過ぎ、柱脚基部の鋼管の局部座屈の進展に伴い、鉛直変位は急激に増加する傾向を示す。前述のように、終局変位の定義を最大荷重の90%まで荷重が低下した点とした理由の1つは、90%荷重低下点においては、鉛直変位が2～3mm程度と比較的小さな値に止まることから、鉄道構造物の梁、あるいは床版を支える柱部材として、列車走行から要求される機能を保持しうる損傷レベルにあると判断したためである。

このように定義された終局点での変位は、部材靱性率から間接的に算出されるものとし、ここでは、部材靱性率を部材パラメータにより定式化することを試みた。部材靱性率は、試験から得られた終局点変位を、4.1で計算

された降伏変位で除したものと定義する．部材靱性率の影響パラメータは，以下のとおりである．

(1) 径厚比パラメータ⁹⁾： $R_t=1.65 \cdot \frac{f_{sy}}{E_s} \cdot \frac{r}{t}$
 ここで、

f_{sy} ：鋼管の降伏強度， E_s ：鋼管の弾性係数
 r ：鋼管の半径， t ：鋼管の板厚

(2) 細長比パラメータ¹⁰⁾： $\lambda = \sqrt{\frac{P_y}{P_{cr}}}$
 ここで、

$P_y = f_{sy} \cdot A_s + 0.85 \cdot f'_{cd} \cdot A_c$
 A_s, A_c ：鋼管部分，およびコンクリート部分の断面積

$P_{cr} = \frac{\pi^2}{l_e^2} \cdot E_s \cdot I_b$

$I_b = I_s + I_c/n(n=E_s/E_c)$

$l_e = 2.1 \cdot l_a$

(l_e ：有効座屈長 l_a ：せん断スパン)

- (3) 軸力比： P/P_y , P ：作用軸力
 (4) 曲げ耐力・曲げ降伏耐力比： M_u/M_y
 (5) コンクリート強度

(6) 鋼管強度

これら各パラメータと試験から得られた部材靱性率の相関をみると，図-15に示すように曲げ耐力・曲げ降伏耐力比 (M_u/M_y) との相関が最も高く，図-16に示すように細長比パラメータ (λ) にも多少の相関が認められる．また，表-3に示すように2つのパラメータ同士が独立していることから，これら2つのパラメータにより回帰分析を行い，部材靱性率の評価として式(9)を得た．

$\mu = 30.7 \cdot (M_u/M_y) - 21.4 \cdot (\lambda) - 21.5 \dots\dots\dots (9)$

適用範囲：

$0.06 \leq R_t \leq 0.17, 0.21 \leq \lambda \leq 0.29, 0 \leq P/P_y \leq 0.3$

図-17は，式(9)から算定される部材靱性率を試験から求められた部材靱性率と対比して示したものである．計算値は，試験値を妥当に評価している．

ここで，部材靱性率評価式を既往の評価式と比較することにより提案式の検証を行った．なお，土木の分野においては，CFT 円柱の塑性変形性能を断面パラメータと関連づけて定量的に評価する式はほとんどなく，ここでは，建築分野で提案されている評価式を比較の対象とした．図-18は，終局部材角で表現した建築提案式¹¹⁾による計算値と式(9)による計算値を比較したものである．式(9)による終局部材角の計算値は，建築提案式による計算値より，1.6～2.0倍程度大きい．これは，終局点の定義が建築では最大荷重の95%まで低下した点としているのに対し，本文では，最大荷重の90%まで低下した点を終局点としていることによる．また建築提案式の基礎となっている交番載荷試験では，軸力比が0.3～0.7と高い領域に設定されているのに対し，式(9)は，0～0.3と比較的低

い領域の軸力下での試験を基にして作成されている．高軸力作用下での塑性変形性能の低下は，既往の試験において確認されているとおりである．これらの理由から，式(9)による算定値は，建築提案式に比べ終局部材角が大きく評価される結果となったと考えられる．鉄道高架構造物の柱脚にCFT部材が適用される場合，一般に，軸力比は0.2前後と建築構造物に比して低く，低軸力範囲での塑性変形性能評価式として式(9)は妥当な評価を与えると考えられる．

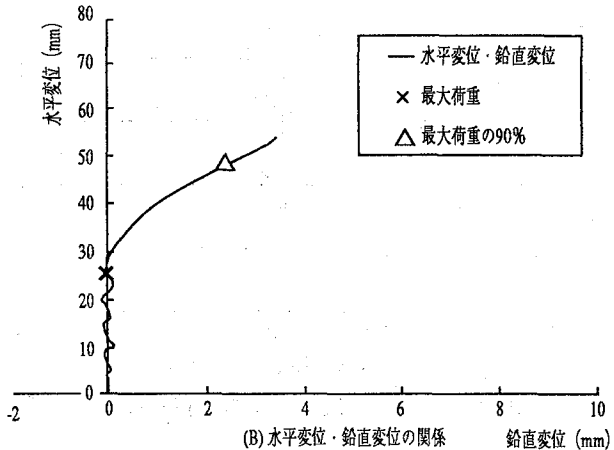
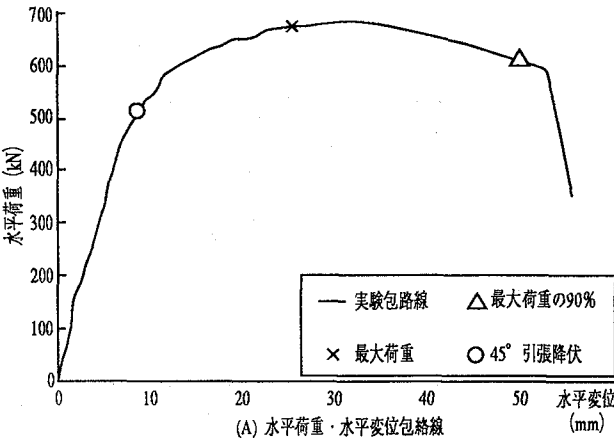


図-14 柱頭部の水平変位と鉛直変位の変化

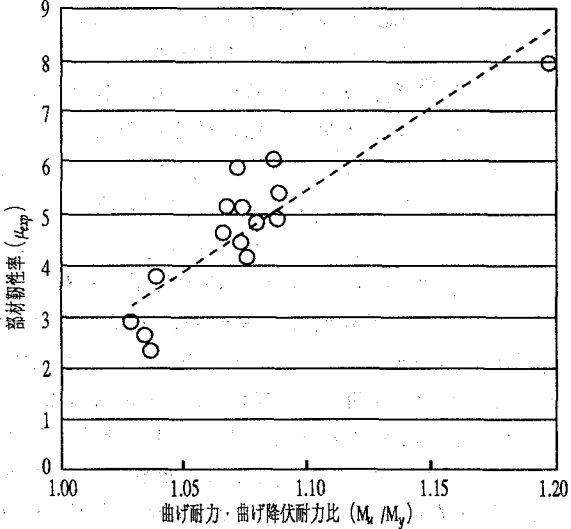


図-19、図-20は、上述の計算方法により求められた降伏点、最大荷重点、終局点の各点を結ぶ骨格曲線の算定例である。計算での荷重・変位の骨格曲線は、試験値を概ね妥当にトレースしている。

表-3 パラメータ間の相関性

相関係数	μ_{exp}	R_t	λ	P/P_y	M_u/M_y
μ_{exp}	1				
R_t	-0.098	1			
λ	-0.517	-0.071	1		
P/P_y	-0.655	0.081	0.012	1	
M_u/M_y	0.774	-0.127	-0.112	-0.95	1

μ_{exp} ：部材靱性率（実験値）， R_t ：径厚比パラメータ， λ ：細長比パラメータ
 P/P_y ：軸力比， M_u/M_y ：曲げ耐力・曲げ降伏耐力比

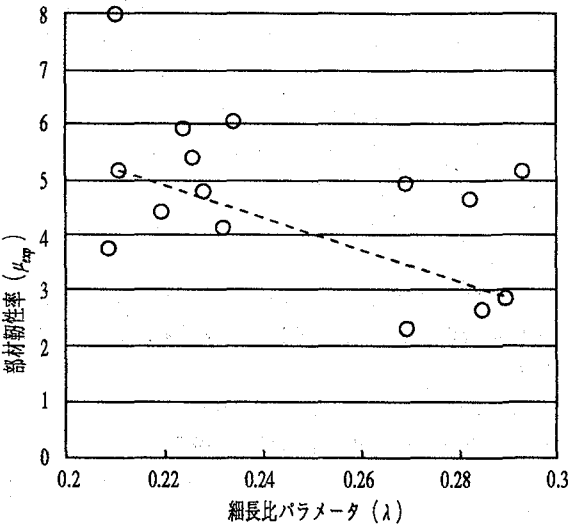


図-16 細長比パラメータ（ λ ）と部材靱性率（ μ_{exp} ）の関係

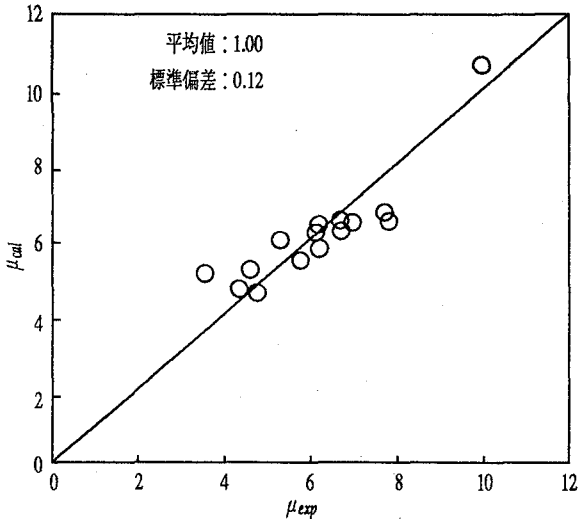


図-17 部材靱性率計算値（ μ_{cal} ）と実験値（ μ_{exp} ）の比較

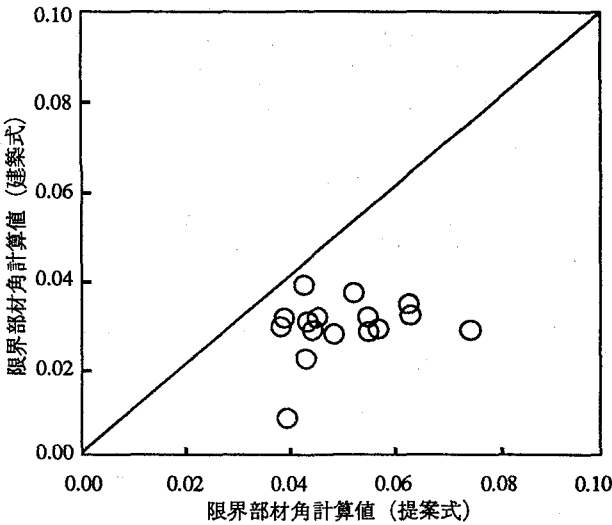
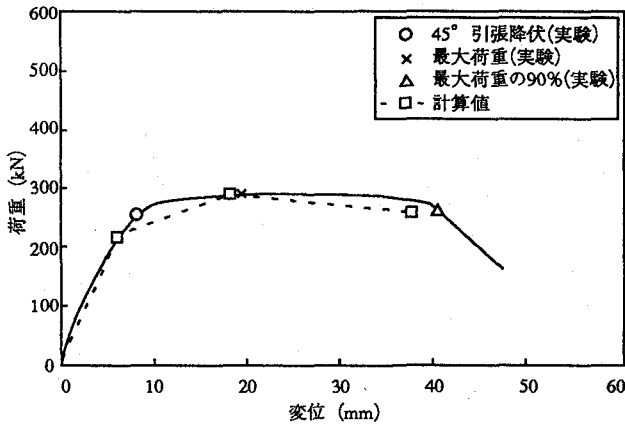
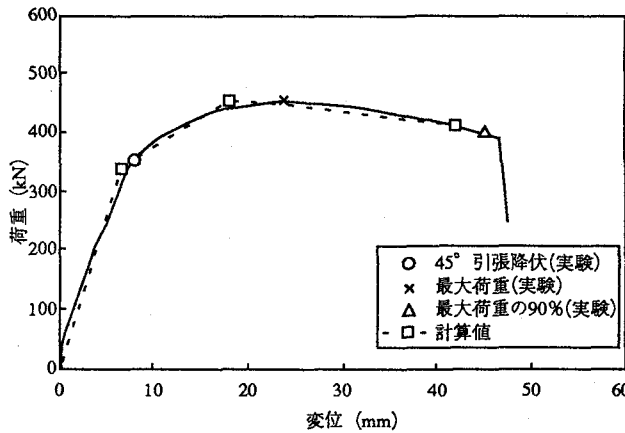


図-18 本提案手法の検証（日本建築学会との比較）



（A1試験体, $D/t=118$ ）

図-19 計算骨格曲線と荷重変位包絡線



（A3試験体, $D/t=60$ ）

図-20 計算骨格曲線と荷重変位包絡線

5. 結論

円形鋼管にコンクリートを充填したコンクリート充填鋼管柱の耐力と変形性能の定量評価法の確立を目的として、鉄道構造物に用いられる柱脚の1/3模型試験体による交番載荷試験を実施し、試験結果に基づく解析的検討から耐力と変形性能の定量評価法を示した。

交番載荷試験、および解析的検討から得られた主な事項をまとめると以下のとおりである。

- (1) 軸方向圧縮力と交番曲げを受ける柱脚の破壊は、一般に、最大荷重点付近で柱脚基部の鋼管に局部座屈が発生し、座屈の進展につれて荷重が急激に低下する経路をたどる。
- (2) 柱脚の部材降伏を、柱脚基部断面において載荷方向に対し45°位置の鋼管の引張降伏と定義すると、この点は荷重・変位包絡線の勾配変更点とはほぼ一致する。
- (3) 降伏時、および最大荷重時の柱脚の耐力と変位は、柱脚断面をファイバー要素に分割し、平面保持の仮定の下で力の釣り合い条件から算定することができる。
- (4) 降伏荷重、および最大荷重の計算値は、実験値を精度よく評価するが、降伏変位の計算値は、実験値を多少小さめに評価する傾向がある。
- (5) コンクリートの限界ひずみは、径厚比、および鋼管の降伏強度を説明変数とする実験式から推定することができる。計算されるコンクリートの限界ひずみ値を用いて算定される最大荷重時の変位は、実験値を概ね妥当に評価する。
- (6) コンクリート充填円形鋼管柱の部材靱性率は、曲げ耐力・曲げ降伏耐力比と細長比パラメータを説明変数とする実験式から推定することができる。なお、提案式は適用の範囲が比較的狭いことから、追加実験等により適用範囲の拡大が必要である。

本研究の一部は、平成4年度から8年度にわたり、運輸省からの国庫受託を受け実施した。

参考文献

- 1) 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），1986
- 2) 首都高速道路公団：コンクリート充填合成柱を有する橋脚の設計・施工指針（案案）〔限界状態設計法編〕，1991
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，pp.163～166，1996.12
- 4) 宇佐美 勉，鈴木森晶，葛 漢彬：鋼・コンクリート合成橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集pp.119～124,1995.11
- 5) 葛 漢彬，宇佐美 勉：コンクリートを部分的に充填した鋼箱形断面柱の終局強度と変形能に関する解析的研究，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.77～88，1995.3
- 6) 宇佐美 勉，鈴木森晶，Iraj H.P.Mamaghani，葛 漢彬：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.69～82，1995.10
- 7) Veletsos,A.S and Newmark,N.M：Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions，Proceedings of 2nd WCEE，Vol.2，pp.895～912，1960.7.
- 8) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物設計指針小委員会：鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物，pp.67～68,1997.5
- 9) 佐藤孝典：円形断面のCFT柱の荷重－変形関係のモデル化，第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.49～54，1995.11
- 10) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物，pp.125～128，1997.9
- 11) (財)日本建築センター：コンクリート充填鋼管柱構造的な評価委員会報告書，pp.309，1989.3

(1997年9月26日受付)