

# コンクリート充填円形鋼管柱の 変形性能の再評価

村田清満<sup>1</sup>・山田正人<sup>2</sup>・池田 学<sup>3</sup>・瀧口将志<sup>4</sup>・  
渡邊忠朋<sup>5</sup>・木下雅敬<sup>6</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

<sup>2</sup>正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

<sup>3</sup>正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

<sup>4</sup>正会員 工修 (株) 九州旅客鉄道 (〒801-0841 北九州市門司区西海岸1-6-2)

<sup>5</sup>正会員 (株) 北武コンサルタント (〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通7-4-7)

<sup>6</sup>正会員 Ph. D. (株) 新日本製鐵 鉄鋼研究所 (〒293-8511 千葉県富津市新富20-1)

コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の定量評価に関する研究は、土木分野においては極めて少ない。これまでに、筆者らは、模型試験体を用いた静的交番載荷実験を行い、部材の耐力、および変形性能の評価法をすでに提案した。しかし、せん断スパン比が大きく、地震時に軸力が変動する鉄道ラーメン高架橋の柱部材を想定した場合、提案した耐力と変形性能の算定法の適用性を検証する必要がある。本論文は、すでに実施した一連の静的交番載荷実験、およびせん断スパン比と変動軸力をパラメータとして実施した追加実験結果に基づき、大規模地震によるコンクリート充填円形鋼管柱の損傷度に対応した変形量を部材角、および曲率を指標に再評価したものである。

**Key Words :** concrete-filled tubular steel column, ductility, damage index

## 1. はじめに

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は、力学的には、鋼管とコンクリートの合成効果により断面寸法に比して大きな耐力が得られ、また、コンクリートが鋼管の局部座屈の進行を遅らせることによりすぐれた変形性能が期待できる構造部材である。さらに、鉄道構造物の建設では、営業線に近接した厳しい施工環境下での工事が多く、このような場合に、コンクリート充填鋼管柱は、コンクリート打込み時には鋼管が型枠の役割を果たすため施工的にも有利である。

平成7年1月17日早朝に発生した兵庫県南部地震では、鉄道構造物は道路構造物と同様に大きな被害を受けた。特に、RCラーメン高架橋の損傷は甚大であり、その主たる原因はRC橋脚のせん断破壊の先行にあると推定された<sup>1)</sup>。このため、復旧にあたり鋼板巻き補強によるせん断耐力の向上が図られた。これは、RC柱脚を本質的にせん断破壊が生じないとされるコンクリート充填鋼管柱脚に構造を変化させたものであり、コンクリート充填鋼管構造の特長を利用した補強方法ととらえることができる<sup>2)</sup>。

一方、新たに建設される鉄道構造物については、

兵庫県南部地震の教訓を基に新しい耐震設計法の整備が進められた。この中で、筆者らはコンクリート充填鋼管柱の耐震設計法を確立するため、柱部材の耐震性能の評価に関する検討を行ってきた。そして、曲げ降伏耐力、および曲げ耐力は、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できることを示した。また、部材の変形性能については、部材靱性率を指標とする評価式を提案した<sup>3)</sup>。ここで、部材靱性率は、終局変位を降伏変位で除した値と定義されている。

さて、鉄道構造物の設計耐用期間は概ね100年<sup>4)</sup>と設定されているが、この間に構造物が遭遇する確率が極めて低いと考えられる兵庫県南部地震規模の地震に対し、構造物にどの程度の耐震性能を付与するか、すなわち、構造物に要求される耐震性能は、設計者の設定するところとするのが妥当と考えられる。

鉄道構造物の新しい耐震設計法では、構造物の耐震性能は、構造物の構成要素である部材の損傷レベルと関連づけて照査することとしている<sup>5)</sup>。したがって、部材の損傷レベルに対応した変形量の評価が重要となる。また、地震による構造物の応答値を推定するためには、構造物の荷重・変形関係(骨格曲

表-1 供試体諸元

	供試体	板厚 (mm)	外径 (mm)	軸方向 作用力 (kN)	コンクリート 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	鋼管強度 (N/mm <sup>2</sup> )	鋼管種別	実験 パラメータ	せん断 スパン比	径厚比 D/t	径厚比 パラメータ Rt	細長比 パラメータ $\lambda$	軸力比
前 回 験 ( 文 献 )	A-1	3.05	360.0	743.8	29.6	363.6	平鋼管	径厚比(A-3)	3.0	118	0.172	0.215	0.20
	A-2	4.54	360.0	882.0	30.2	380.2	平鋼管	径厚比(A-3)	3.0	79	0.121	0.217	0.20
	A-3	5.98	360.0	813.4	21.0	363.6	平鋼管	標準 1	3.0	60	0.088	0.201	0.20
	A-4	8.97	360.0	1182.9	31.2	351.8	平鋼管	径厚比(A-3)	3.0	40	0.057	0.213	0.20
	B-1	5.98	360.0	0.0	21.1	350.8	平鋼管	軸力比(A-3)	3.0	60	0.085	0.200	0.00
	B-2	5.79	360.0	1205.4	21.0	361.6	平鋼管	軸力比(A-3)	3.0	62	0.090	0.199	0.30
	C-1	5.86	360.0	1162.3	41.2	380.2	平鋼管	コンクリート強度(A-3)	3.0	61	0.094	0.223	0.20
	D-1	8.50	406.4	1254.4	34.0	462.6	平鋼管	標準 2	3.5	48	0.089	0.279	0.15
	D-2	9.38	406.4	1136.8	22.1	458.6	絨鋼管	付着(D-1)	3.5	43	0.080	0.269	0.15
	E-1	6.04	360.0	989.8	27.1	353.3	平鋼管	軽量コン(A-3)	3.0	60	0.084	0.221	0.22
	E-2	6.04	360.0	1313.2	44.2	353.3	平鋼管	軽量コン(C-1)	3.0	60	0.084	0.256	0.22
	今 回 実 験	JD-1	6.31	360.0	909.4	24.4	368.5	平鋼管	埋込長1.0D	3.0	57	0.084	0.209
JD-2		6.31	360.0	909.4	24.3	368.5	平鋼管	埋込長1.5D	3.0	57	0.084	0.209	0.20
JT-3		7.73	320.0	1073.1	23.8	590.9	平鋼管	埋込長1.5D	3.0	41	0.098	0.257	0.18
JT-7		7.71	320.0	1289.7	28.5	562.5	平鋼管	7- $\phi$ 鉄筋無し	3.0	41	0.094	0.271	0.21
JT-8		7.71	320.0	1374.0	30.4	562.5	平鋼管	7- $\phi$ 鉄筋二重	3.0	41	0.094	0.276	0.22
F-1		6.09	360.0	952.6	28.4	364.8	平鋼管	せん断スパン比(A-3)	4.5	59	0.086	0.300	0.20
F-2		6.04	360.0	960.4	28.9	367.1	平鋼管	せん断スパン比(A-3)	6.0	60	0.088	0.409	0.20
G-1		6.14	360.0	0.0~997.6	30.1	375.3	平鋼管	変動軸力(A-3)	3.0	59	0.088	0.199	0.0~0.20
G-2	6.14	360.0	0.0~1484.7	30.0	370.6	平鋼管	変動軸力(B-2)	3.0	59	0.087	0.198	0.0~0.30	
G-3	4.52	360.0	0.0~881.0	31.3	364.2	平鋼管	変動軸力(A-2)	3.0	80	0.116	0.196	0.0~0.20	
G-4	8.99	360.0	0.0~1227.9	30.6	378.6	平鋼管	変動軸力(A-4)	3.0	40	0.061	0.199	0.0~0.20	

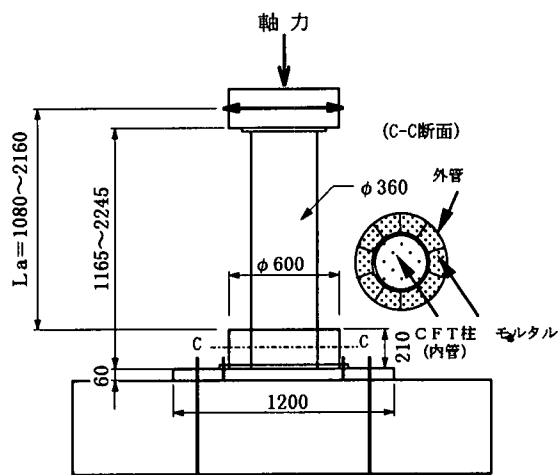


図-1 供試体形状 (mm)

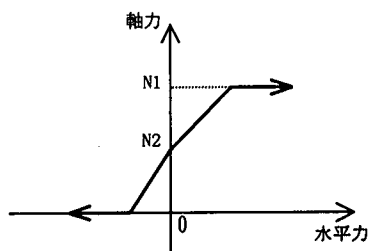


図-2 軸力変動パターン

線)と除荷時の履歴則からなる復元力モデルを用いた動的応答解析が有効である。そのためは、まず、部材の荷重・変形関係をモデル化する必要があり、降伏、最大荷重、および終局時の耐力と変形量の評価が不可欠である。

文献3)で提案されている円形断面のコンクリート充填鋼管柱の耐力と変形性能の算定法は、せん断スパン比が3程度の比較的短い柱脚モデルを用いた一定軸力下での静的交番載荷実験を基に導かれたものである。鉄道ラーメン高架橋の柱脚にコンクリート充填鋼管柱を適用する場合を想定すると、せん断ス

パン比が6程度までの柱脚に対して提案手法の適応性を検証する必要がある。また、ラーメン高架橋では地震時に変動軸力が生じるが、その影響についても確認が必要である。

本論文は、コンクリート充填円形鋼管(以下、CFT)柱の損傷度に対応した変形量を限界部材角、および限界曲率を指標に再評価したものである。再評価にあたり、すでに実施した円形断面のコンクリート充填鋼管柱の模型供試体を用いた一定軸力下での静的交番載荷実験、およびせん断スパン比と変動軸力をパラメータとして実施した追加実験の結果を用いた。

## 2. 柱部材の交番載荷実験

### (1) 実験概要

供試体の形状と諸元をそれぞれ図-1、表-1に示す。

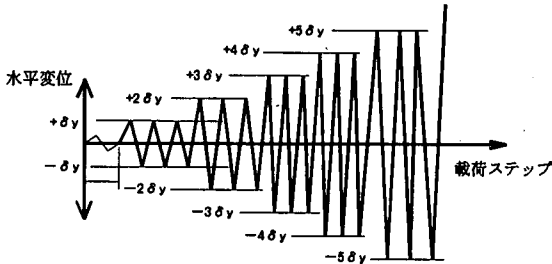


図-3 荷重パターン

表-1中、A-1からJT-8までの16体の供試体は、すでに実施した一連の交番荷重実験に使用した供試体である。F-1からG-4までの6体の供試体は、今回、追加実験に供した供試体であり、既実施の供試体と同様、直径360mmの円形鋼管（SM490）に呼び強度24N/mm<sup>2</sup>のコンクリートを充填した実橋脚のほぼ1/3の模型供試体である。実験パラメータは、せん断スパン比と変動軸力である。

荷重は、A-1からF-2までの供試体については、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荷重である。また、軸力を変動させたGシリーズの各供試体については、図-2に示すように水平力に応じて軸力を変化させている。すなわち、軸力変動は、図-2の変動パターンを予め制御用コンピュータにプログラムしておき、水平荷重の増減に連動して軸力を増減することにより制御した。

ここで、図中のN1は、G-1、G-3、およびG-4の各供試体では軸力比が0.2、G-2供試体では軸力比が0.3に相当する作用軸力を意味している。最大の軸力比を0.3に設定したのは、一般的な鉄道ラーメン高架橋を対象とした場合に、ラーメン柱脚に作用する変動軸力は、軸力比で最大0.3程度と想定されるためである。N2は、G-1、G-3、およびG-4の各供試体では軸力比が0.1、G-2供試体では軸力比が0.15に相当する作用軸力である。

荷重パターンは、表-1のすべての供試体で共通であり、図-3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。なお、実験上の降伏点は、柱脚基部における鋼管断面の最外縁位置が交番荷重実験に先立って行った機械実験から得られた降伏ひずみに達した時とした。この時の柱頭部水平荷重載荷位置での水平変位を実験上の降伏変位 ( $\delta_y$ ) とした。

## (2) 実験結果

### a) 損傷の伸展状況

せん断スパン比が比較的大きなF-2供試体の損傷の伸展状況は、降伏時 ( $\delta_y$ ) では、柱脚部における鋼管断面の最外縁部分が圧縮降伏し、 $2\delta_y$ 付近で、荷重方向に対して45°方向の鋼管部分(以下、

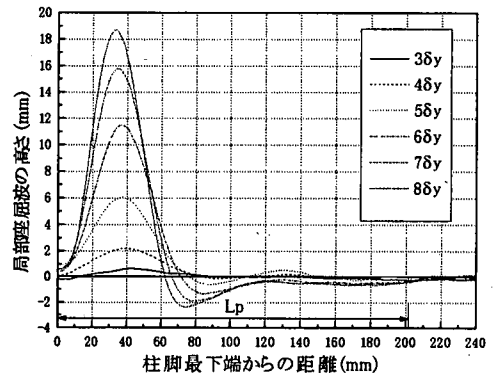


図-4 局部座屈波の変化 (F-2供試体)

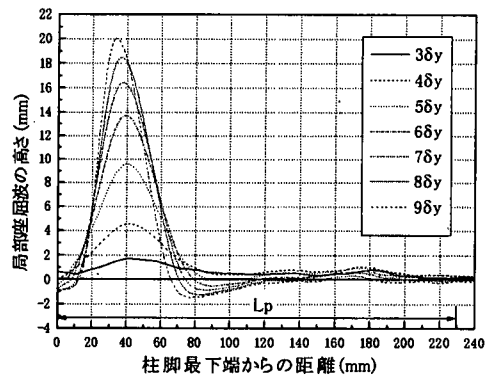


図-5 局部座屈波の変化 (G-2供試体)

45°位置という)が引張降伏に達した。この段階では、鋼管に損傷は認められない。水平変位を増加させてゆくと、図-4に示すように、 $3\delta_y$ で鋼管基部にかすかな局部座屈波が観測された。さらに加力を続けると、 $5\delta_y$ で局部座屈が明らかに認められる程度まで鋼管の損傷が伸展し、最大荷重に達した。 $8\delta_y$ では局部座屈波の山の高さが20mm程度まで発達し、 $8\delta_y$ の2サイクル目の負方向荷重時に鋼管基部に亀裂が発生し荷重が急激に低下した。なお、局部座屈波の変化は、レーザー変位計により追跡したものである。

せん断スパン比が大きいF-2供試体の損傷の伸展状況は、すでに実施したせん断スパン比が比較的短い供試体(例えば、A-2供試体)とほぼ同様であり、破壊形態は局部座屈を伴う鋼管基部の曲げ破壊であった。

変動軸力を作用させたG-2供試体の損傷の伸展状況は、正方向荷重(軸力が増加する方向への荷重)時に、 $1\delta_y$ で柱脚部における鋼管断面の最外縁部分が圧縮降伏し、負方向荷重時には $1\delta_y$ で柱脚部における鋼管断面の最外縁部分が引張降伏した。そ

表-2 実験結果

	供試体	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%
前 回	A-1	213.2	220.9	234.4	250.5	6.25	6.58	7.23	8.11	284.8	256.3	19.13	40.12
	A-2	247.1	294.7	283.8	329.4	5.87	7.37	7.00	9.20	381.2	343.1	24.74	39.50
	A-3	267.6	320.1	301.9	344.5	5.69	6.84	6.37	7.83	445.1	391.7	23.56	44.68
	A-4	334.3	449.7	385.3	507.0	5.00	6.89	5.87	8.37	671.4	604.3	25.41	49.23
実 験 ( 文 献 3)	B-1	254.5	232.7	361.9	287.2	5.53	5.13	9.01	6.15	435.2	391.7	23.51	46.66
	B-2	276.2	374.1	310.1	403.0	5.09	7.85	5.79	9.28	473.4	426.1	21.64	40.25
	C-1	274.0	372.7	305.4	412.3	5.29	7.97	6.09	9.46	534.1	480.7	31.70	48.33
	D-1	352.9	468.9	438.6	530.7	10.77	13.95	12.60	17.18	669.6	602.7	45.68	87.50
今 回 実 験	D-2	428.8	517.7	512.1	595.3	10.33	13.44	13.30	17.27	773.9	696.4	52.17	85.70
	E-1	207.5	316.1	252.9	377.7	4.02	6.37	4.64	8.82	452.1	406.9	24.58	33.72
	E-2	238.9	371.5	292.7	437.4	3.94	6.60	4.54	8.87	495.2	445.7	15.55	37.53
	JD-1	219.2	350.3	291.2	393.2	4.80	8.87	6.74	10.58	509.6	458.4	29.10	44.03
	JD-2	234.9	354.0	275.7	399.0	5.63	9.76	6.83	12.13	483.8	435.4	25.82	49.77
	JT-3	399.1	508.7	497.7	564.4	9.88	13.72	13.28	16.84	666.6	600.0	28.21	47.31
	JT-7	369.8	504.5	463.7	557.6	8.90	13.74	12.00	16.98	656.0	590.3	35.59	49.83
	JT-8	352.1	519.2	460.7	585.9	8.51	15.53	12.42	21.35	648.7	583.8	34.41	54.32
今 回 実 験	F-1	182.4	214.7	212.8	237.1	10.21	12.73	12.56	15.30	292.5	263.2	42.51	94.08
	F-2	138.6	149.5	158.2	177.9	17.38	20.06	21.86	26.73	222.2	200.0	93.65	154.49
	G-1	297.8	341.4	335.1	380.3	5.61	7.19	6.95	8.67	473.1	425.8	26.18	49.54
	G-2	289.4	328.6	366.1	398.6	5.49	6.69	7.91	9.56	471.9	424.7	23.59	38.90
今 回 実 験	G-3	200.3	223.1	243.4	283.2	5.23	6.06	6.81	8.46	357.2	321.5	22.51	43.65
	G-4	350.3	440.3	433.7	517.3	5.41	7.30	7.14	9.55	657.2	591.5	31.55	54.03

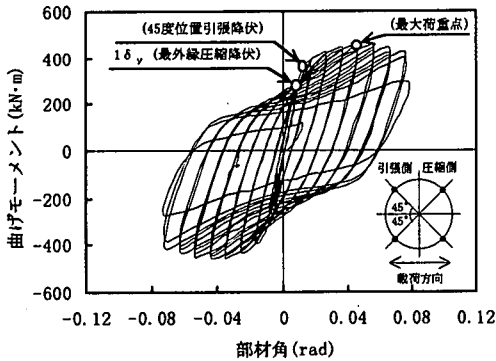


図-6 曲げモーメント・部材角履歴曲線(F-2供試体)

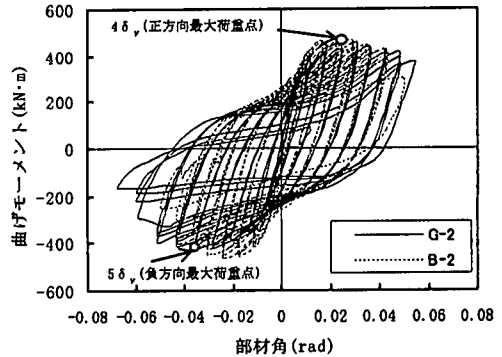


図-7 曲げモーメント・部材角履歴曲線(G-2供試体)

の後、 $3\delta_y$ で図-5に示すように、鋼管基部に局部座屈波が観察され、正方向載荷においては $4\delta_y$ で、負方向載荷においては $5\delta_y$ で最大荷重に達した。最大荷重以降、局部座屈波の伸展に伴い徐々に荷重が低下し、 $8\delta_y$ の1サイクル目の負方向載荷時に鋼管基部に亀裂が発生し、そのまま亀裂が大きく開いて荷重が急激に低下した。破壊形態は局部座屈を伴う鋼管基部の曲げ破壊であった。

なお、図-4、および図-5中に示す( $L_p$ )は、後述する塑性ヒンジ長の計算値で、式(7)を用いて算定されたものである。

b) 荷重・変位関係

表-2に柱脚基部の鋼管断面の最外縁、および45°

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変位も合わせて示している。なお、表-2の荷重値は、正方向載荷時の荷重値を表しており、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、実験値を補正したものである。

荷重・変形(曲げモーメント・部材角)履歴曲線の例を図-6、および図-7に示す。図-6より、せん断スパン比の比較的大きなF-2供試体においても、せん断スパン比を3程度に固定したAシリーズの各供試体<sup>3)</sup>と同様、荷重・変形履歴曲線は安定した紡錘形の履歴ループを描き、高い吸収エネルギーを保有し

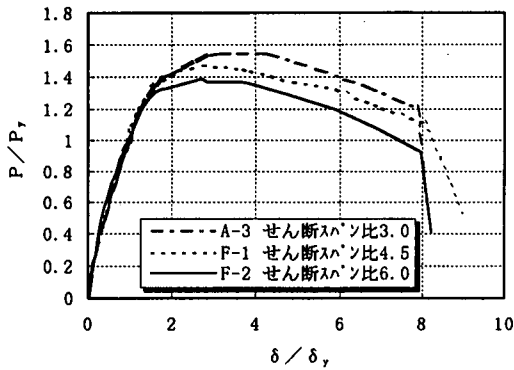


図-8 無次元化した荷重・変位包絡線の比較  
(せん断スパン比の影響)

ていることが認められる。

図-7は、G-2供試体の荷重・変形履歴曲線とともに、軸力比を0.3として一定軸圧縮力の下で交番載荷を行ったB-2供試体の荷重・変形履歴曲線を対比して示している。一定軸圧縮力下でのB-2供試体と変動軸圧縮力下でのG-2供試体を比較すると、正方向載荷においてはほぼ同様の履歴性状を示すことがわかる。一方、負方向載荷に着目すると、G-2供試体では、軸圧縮力が抜けていくことにより最大荷重は正方向載荷に比べて小さく、また、最大荷重以後の劣化傾向は、B-2供試体に比べゆるやかであることが読みとれる。

c) せん断スパン比, 変動軸力の影響

せん断スパン比, および変動軸力の2つのパラメータが荷重・変形関係に与える影響を検討する。なお, せん断スパン比は, せん断スパンを鋼管外径で除したものであり, 部材の細長さの程度を表す指標である。同様な指標として細長比パラメータが用いられるが, 細長比パラメータはせん断スパンを用いて, 式(1)により算定される。

図-8は, せん断スパン比を変化させた供試体(A-3, F-1, F-2)の荷重・変位包絡線を降伏荷重( $P_y$ ), および降伏変位( $\delta_y$ )で除し無次元して示したものである。図より, 最大荷重後の劣化挙動は3つの供試体で大きな差異は見られない。

宇佐美<sup>6)</sup>らによれば, 鋼製柱脚では, 式(1)で定義されるところの全体座屈を支配する細長比パラメータ( $\bar{\lambda}$ )が大きいほど, P- $\Delta$ 効果による付加的なモーメントの影響が大きくなり, 荷重・変形包絡線において最大荷重後の劣化勾配が大きくなるとしている。

$$\bar{\lambda} = \frac{2L_a}{I_r} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E_s}} \quad (1)$$

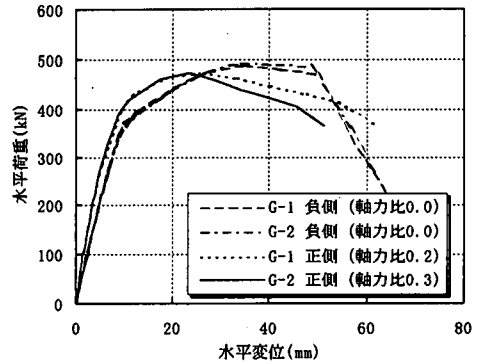


図-9 荷重・変位包絡線の比較 (軸力比の影響)

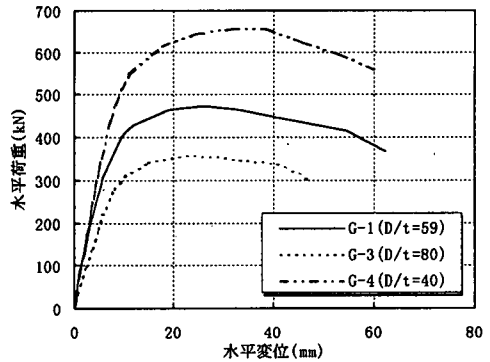


図-10 荷重・変位包絡線の比較 (径厚比の影響)

ここで,  $\sigma_y$ =鋼管の降伏強度,  $E_s$ =鋼管の弾性係数,  $L_a$ =せん断スパン,  $I_r$ =鋼管の断面二次半径

しかし, 上述のとおり, CFT柱脚においては, 鋼製柱脚の場合とは異なる傾向を示し, せん断スパン比が部材性能(耐力, 変形性能), および柱脚基部の曲げ損傷に及ぼす影響は小さいといえる。なお, 実験供試体の細長比パラメータの値は, 表-1に示すように0.2~0.4であり, 鋼製柱脚を対象とした宇佐美らの実験供試体のものとほぼ同じ範囲にある。

図-9は, 径厚比が等しいG-1, およびG-2の2供試体の荷重・変位包絡線を, それぞれの供試体について, 正方向載荷と負方向載荷に区分して示している。図より, G-1供試体の負方向載荷の包絡線とG-2供試体の負方向載荷の荷重・変位包絡線はほぼ重なっている。正方向載荷では, 両供試体は異なる軸力比を受けているにもかかわらず, 負方向載荷の包絡線が重なっているということは, 反対側の載荷履歴が当該方向の包絡線にほとんど影響を及ぼさないということを示唆している。すなわち, 変動軸力が作用する場合においても, 各々の片側の軸力条件に応じた

表-3 コンクリート充填鋼管部材の特性、損傷および補修工法の関係

	荷重変形包絡曲線上の特性	損傷状況の例	補修工法の例
Y点	45度位置の引張鋼管が降伏する点	無損傷	無補修
M点	ほぼ最大耐力を維持できる最大変形点	局部座屈の発生	場合によっては鋼管の局部座屈の修復程度
N点	最大耐力の90%程度を維持できる最大変形点	局部座屈の伸展	局部座屈の伸展により修復およびリブ補強

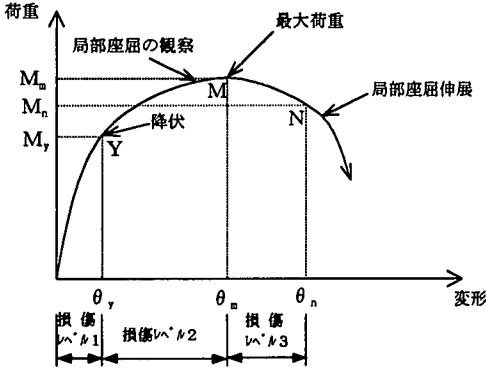


図-11 コンクリート充填鋼管部材の荷重・変形 (モーメント・部材角) 包絡曲線

荷重・変位包絡線を適用できるものと考えられる。

図-10は、径厚比を変化させたG-1、G-3、およびG-4各供試体の正方向载荷の包絡線を示す。各々の径厚比に応じた荷重・変位関係が得られており、一定軸力下での既往の実験結果と特に相違する傾向は認められない。

### 3. 評価項目および検討手順

鉄道構造物の新しい耐震設計においては、構造物の耐震性能を構造物の構成要素である部材の損傷レベルと関連づけて照査する。すなわち、構造物の耐震性能を以下の3つに区分した上で、構造種別ごとに構造物を構成する部材の損傷レベルを定義している。

- 耐震性能Ⅰ：地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ、過大な変位を生じない。
- 耐震性能Ⅱ：地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる。
- 耐震性能Ⅲ：地震によって構造物全体系が崩壊しない。

CFT柱部材の損傷レベルは、「2.(2)a) 損傷の伸展状況」で示した交番载荷実験での損傷状況を参考に、損傷と補修工法等の関係も勘案すると、図-11、および表-3に示すように区分できる。本論文では、図-11の荷重・変形包絡曲線上のY点までの変形

領域を損傷レベル1、同図のM点までを損傷レベル2、そしてN点までを損傷レベル3と呼ぶこととする。

耐震設計では、構造物の耐震性能を決定する部材性能(耐力、変形性能)が地震時の応答値(作用力、応答変位)に対して式(2)を満足することを照査する。

$$\gamma_i \cdot S_d / R_d \leq 1.0 \quad (2)$$

ここで、

- $S_d$  : 設計応答値
- $R_d$  : 設計部材性能
- $\gamma_i$  : 構造物係数

この場合、各損傷レベルに対応した部材性能を定量的に評価することが重要となる。本研究においては、損傷レベル1、損傷レベル2、および損傷レベル3のCFT部材の部材性能を評価するため、すでに実施した交番载荷実験、および追加実験の結果に基づき、次の項目について検討を行った。

- ① 曲げ降伏耐力 (損傷レベル1 限界荷重)
- ② 降伏部材角 (損傷レベル1 限界部材角)
- ③ 曲げ耐力 (損傷レベル2 限界荷重)
- ④ 最大荷重時の部材角 (損傷レベル2 限界部材角)
- ⑤ 終局部材角 (損傷レベル3 限界部材角)

なお、終局部材角は、最大荷重の90%まで荷重が低下した点の部材角と定義した。終局部材角をこのように定義した理由は、文献3)で示したように、最大荷重の90%荷重低下点では、柱脚の鉛直変位は比較的小さな値に止まり、列車走行性から柱部材に要求される機能を保持しうる損傷レベルにあると判断できることである。

### 4. 変形性能の定量評価の検討

#### (1) 降伏荷重、降伏部材角の評価

##### a) 降伏荷重 (曲げ降伏耐力)

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<sup>3)</sup>。曲げ降伏耐力 ( $M_y$ ) は、コンクリート

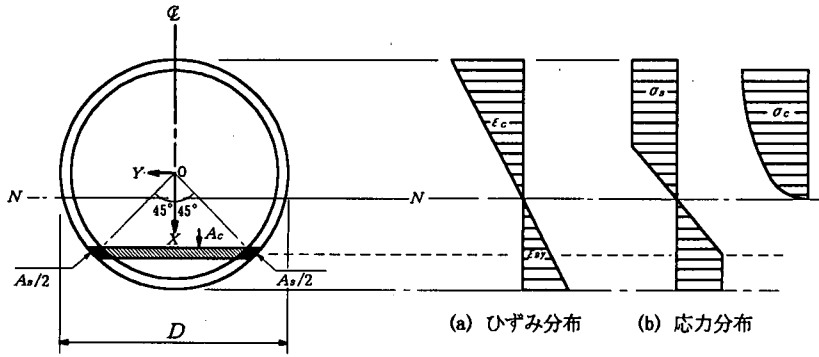


図-12 断面内の分割要素と応力・ひずみ分布

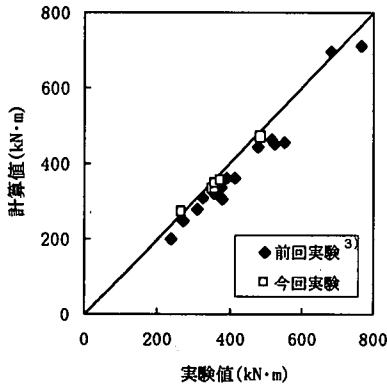


図-13 曲げ降伏耐力の計算値と実験値の比較

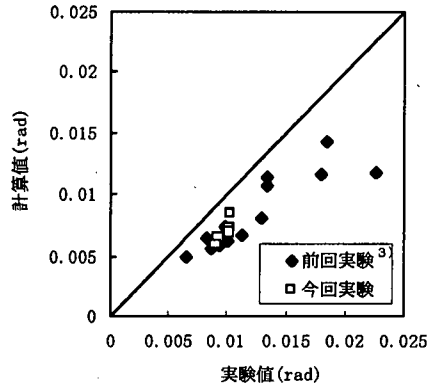


図-15 降伏部材角の計算値と実験値の比較

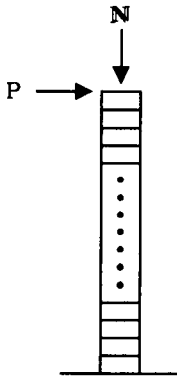


図-14 材軸方向断面分割図

充填鋼管断面を図-12のようにファイバー要素に分割し、以下の仮定に基づき軸方向力と曲げモーメントの釣合い条件から算定される。

- 1) 縦ひずみは、部材断面中立軸からの距離に比例する。
- 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、「鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物）」<sup>4)</sup>による。なお、鋼管の拘束によるコンクリートの強度上昇は考慮しない。

- 4) 軸力は鋼管およびコンクリートに均等に荷重され、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。

図-13は、上記の仮定により算定された曲げ降伏耐力と実験値の比較を示す。なお、図中の白抜きプロットは、追加実験を行ったFシリーズ、およびGシリーズの計算値と実験値の関係を表している。計算値は、実験値を精度よく評価している。なお、Gシリーズの実験値は正方向荷重の値を使用しており、計算値は図-2に示すN1の軸力で計算している。

#### b) 降伏部材角

損傷レベル1の限界部材角、すなわち降伏部材角 ( $\theta_y$ ) は、式 (3) に示すように、柱く体の曲げ変形と柱脚基部の鋼管の抜出しによる回転変形を足し合わせて求めることができると仮定した。

なお、充填コンクリートと鋼管との合成効果によりせん断剛性が鋼管単体のものに比べ著しく増加す

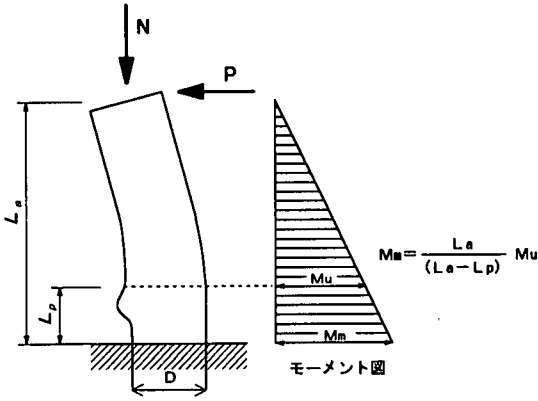


図-16 最大荷重時の曲げモーメント関係

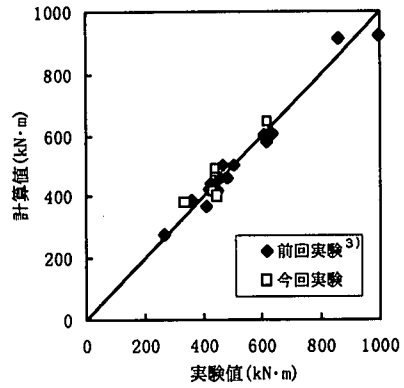


図-17 曲げ耐力の計算値と実験値の比較

ることから、せん断変形は曲げ変形に比べて小さいと考えられる。本論文では、降伏、最大、および終局時の変形は、曲げ変形を主体に扱うこととした。

$$\theta_y = \theta_{y0} + \theta_{y1} \quad (3)$$

ここで、

$\theta_{y0}$  : 柱く体の曲げ変形による部材角

$\theta_{y1}$  : 鋼管の拔出し回転による部材角

柱く体の曲げ変形による部材角は、図-14のように部材を材軸方向に沿って分割し、各断面の曲げモーメントと軸力の釣合い条件から各断面の曲率を求め、これを部材軸方向に二階積分して算定される柱頭部水平変位をせん断スパンで除して得られる。

鋼管の拔出し回転による部材角は、柱と基礎との接合方式の違い<sup>4)</sup>により埋込み部の曲率分布を各々仮定し、式(4)、(5)、および(6)により求めた<sup>3)</sup>。

$$\theta_{y1} = \phi_y \cdot l_0 \quad (\text{二重鋼管方式の場合}) \quad (4)$$

$$\theta_{y1} = \phi_y \cdot l_0 / 2 \quad (\text{埋込み方式の場合}) \quad (5)$$

ここで、

$\phi_y$  : 柱脚基部における降伏曲率

$$\phi_y = \varepsilon_{yy} / (d - x_y) \quad (6)$$

$\varepsilon_{yy}$  : 鋼管の引張降伏ひずみ

$d$  : 鋼管の圧縮縁から引張45°位置までの距離

$x_y$  : 鋼管の圧縮縁から降伏時の中立軸までの距離

$l_0$  : 部材端部の埋込み長

図-15は、降伏部材角の計算値と実験値を比較したものである。計算値は、実験値を多少小さく評価する傾向があるものの、上述した降伏部材角の算定方法は、せん断スパン比、および変動軸力の影響にも適合したものであると考えられる。

## (2) 最大荷重、最大荷重時の部材角の評価

### a) 最大荷重 (曲げ耐力)

曲げ耐力 ( $M_u$ ) は、柱脚基部の圧縮縁のコンクリートひずみが、後述する式(13)から求められるひずみに達する時とし、曲げ降伏耐力の算定の場合と同様の仮定に基づき算定した。その際、柱脚基部に破壊ゾーンが形成され、これが変形とともに柱脚の上方側に拡がっていくことを考慮した<sup>7)</sup>。すなわち、図-16に示すように、式(7)で計算される塑性ヒンジ長 ( $L_p$ ) だけ、柱脚最下部から上方にシフトした位置の曲げモーメント ( $M_m$ ) を上記の方法により計算し、式(8)を用いて補正した値を曲げ耐力 ( $M_u$ ) とした<sup>8)</sup>。

$$L_p = D \cdot \left\{ 15 \cdot (N/N_y)^2 + 0.5 \right\} \quad (7)$$

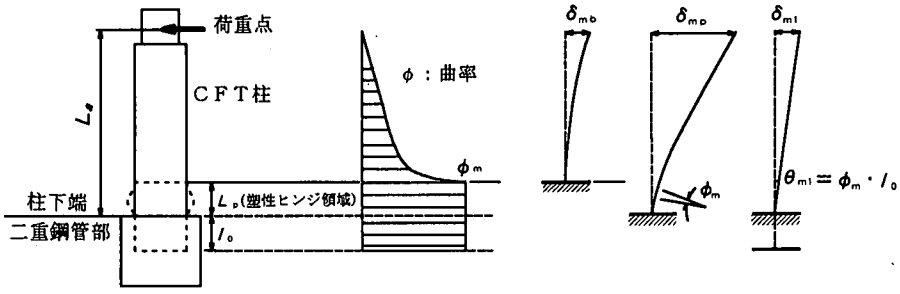
ここで、 $D$  : 鋼管径、 $N/N_y$  : 軸力比

$$M_m = \left( \frac{L_a}{L_a - L_p} \right) \cdot M_u \quad (8)$$

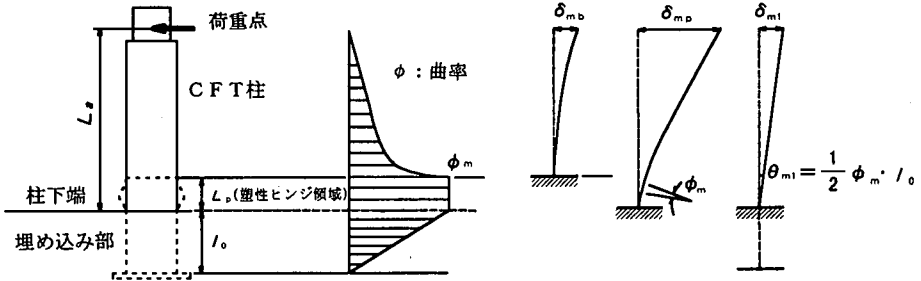
ここで、 $L_a$  : せん断スパン、 $L_p$  : 塑性ヒンジ長

つぎに、式(7)の適用の妥当性を検証する。図-4、および図-5に示したように、柱脚基部の局部座屈波の山は、水平変位の増加に伴い大きくなり、塑性化が水平変位とともに伸展していることがわかる。一方、局部座屈領域は、柱脚最下端から200mm～250mm程度の範囲に存在し、この領域は水平変位が





(a) 二重鋼管方式の場合



(b) 埋込み方式の場合

図-18 最大荷重時の曲率分布の仮定

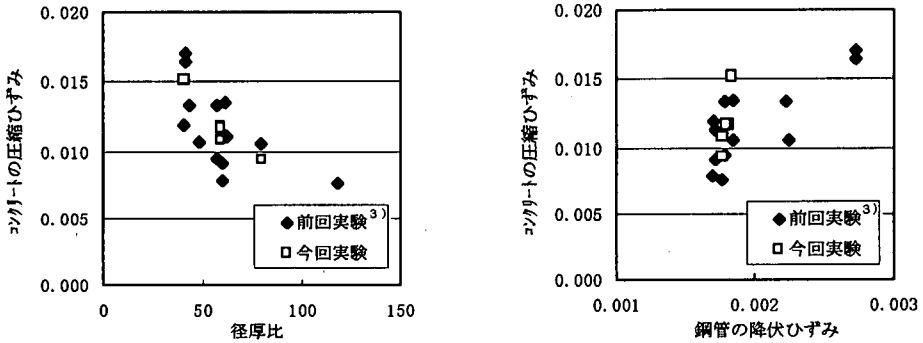


図-19 最大荷重時のコンクリート圧縮ひずみ（推定値）と各パラメータの関係

増加してもほとんど変化しておらず、この領域を塑性ヒンジ化した領域と見なすことができる。図-4、および図-5より、式(7)を用いて計算される塑性ヒンジ長( $L_p$ )は、観測された塑性ヒンジ化したと推定される領域と概ね一致している。他の供試体についても同様の傾向が認められており、本式の適用は妥当であると考えられる。

図-17は、塑性ヒンジ長を考慮した曲げ耐力の計算値を実験値と対比して示したものである。計算値

は、せん断スパン比の大きいFシリーズ、変動軸力下のGシリーズの各実験値(図中、白抜き印)についても精度よく評価している。

#### b) 最大荷重時の部材角

損傷レベル2の限界部材角、すなわち最大荷重時の部材角( $\theta_m$ )は、図-18に示す曲率分布に基づき、式(9)により、柱本体の曲げ変形と柱脚基部の鋼管の抜出しによる回転変形を足し合わせて求めることができるかと仮定した。

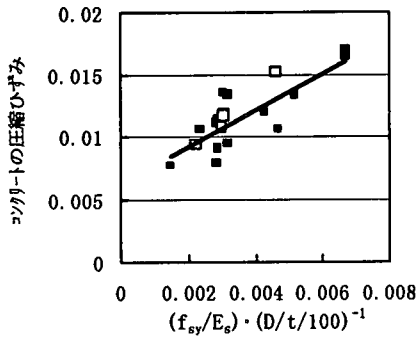


図-20 最大荷重時のコンクリート圧縮ひずみ (推定値) とパラメータの関係

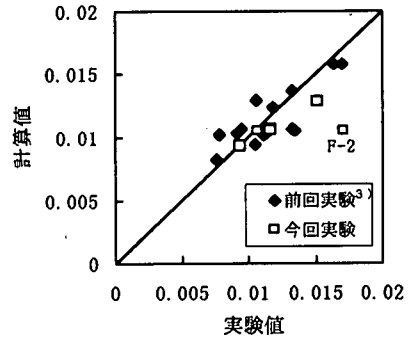


図-21 最大荷重時のコンクリート圧縮ひずみの計算値と実験値 (推定値) の比較

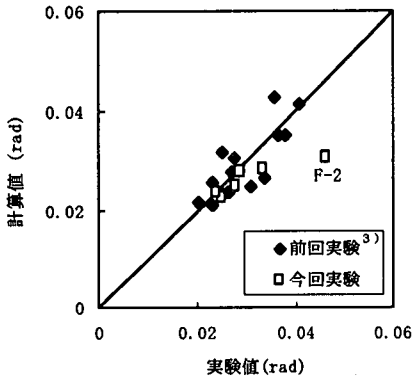


図-22 最大荷重時の部材角の計算値と実験値の比較

ここで、

- $\theta_{m0}$  : 柱く体の曲げ変形による部材角
- $\theta_{m1}$  : 鋼管の抜き回転による部材角
- $\delta_{mb}$  : 塑性ヒンジ領域以外の柱く体変位
- $\delta_{mp}$  : 塑性ヒンジ領域の柱く体変位
- $\theta_{pm}$  : 塑性ヒンジ領域の回転角 (=  $\phi_m \cdot L_p$ )
- $\phi_m$  : 塑性ヒンジ領域の平均曲率

$$\phi_m = \varepsilon_c' / (x_m - t) \quad (12)$$

- $\varepsilon_c'$  : コンクリートの圧縮ひずみ, 式 (13) より算定
- $x_m$  : 鋼管の圧縮縁から最大荷重時の中立軸までの距離
- $t$  : 鋼管厚

- $L_p$  : 塑性ヒンジ長, 式 (7) より算定
- $L_a$  : せん断スパン

ここで、埋込み部の曲率分布は、二重鋼管方式については、柱下端での曲率が埋込み深さ方向に沿って一定とした。この接合方式は、図-1に示すように固定度が高く、このため鋼管ひずみは埋込み深さ方向で変化は小さいと考えられるためである。また、埋込み方式については、実験において観測された埋込み部の鋼管のひずみ分布<sup>3)</sup>を基に、柱下端での曲率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。

柱く体の曲げ変形による部材角 ( $\theta_{m0}$ ) は、式 (10) に示すように、塑性ヒンジ領域と塑性ヒンジ領域以外の領域に区分し、それぞれの部材角を加えて算定する。鋼管の抜き回転による部材角 ( $\theta_{m1}$ ) は、降伏時の場合と同様に算定する。

$$\theta_m = \theta_{m0} + \theta_{m1} \quad (9)$$

$$\theta_{m0} = (\delta_{mb} + \delta_{mp}) / L_a \quad (10)$$

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (11)$$

式 (10) 右辺にある塑性ヒンジ領域以外の柱く体変位 ( $\delta_{mb}$ ) は、柱部材を材軸方向に沿って分割し、降伏時の柱く体変位の算定と同様にして各断面の曲率を求め、曲率を二階積分することにより算定できる。塑性ヒンジ領域の柱く体変位 ( $\delta_{mp}$ ) は、式 (7) により与えられる塑性ヒンジ長、および式 (12) により算定される柱脚最下部から塑性ヒンジ長だけ上方にシフトした位置における曲率 ( $\phi_m$ ) を用い、式 (11) から求めることができる。

つぎに、計算された最大荷重時の部材角から、コンクリートの圧縮ひずみを推定した。すなわち、計算による最大荷重時の部材角が実験結果と一致する時のコンクリートの圧縮ひずみを試験体ごとに求めた。そして、コンクリートの圧縮ひずみと実験パラメータとの相関性について検討した。その結果、コンクリートの拘束効果への影響因子と考えられる鋼管の径厚比 ( $D/t$ ) と鋼管の降伏ひずみ ( $f_{sy} / E_c$ )

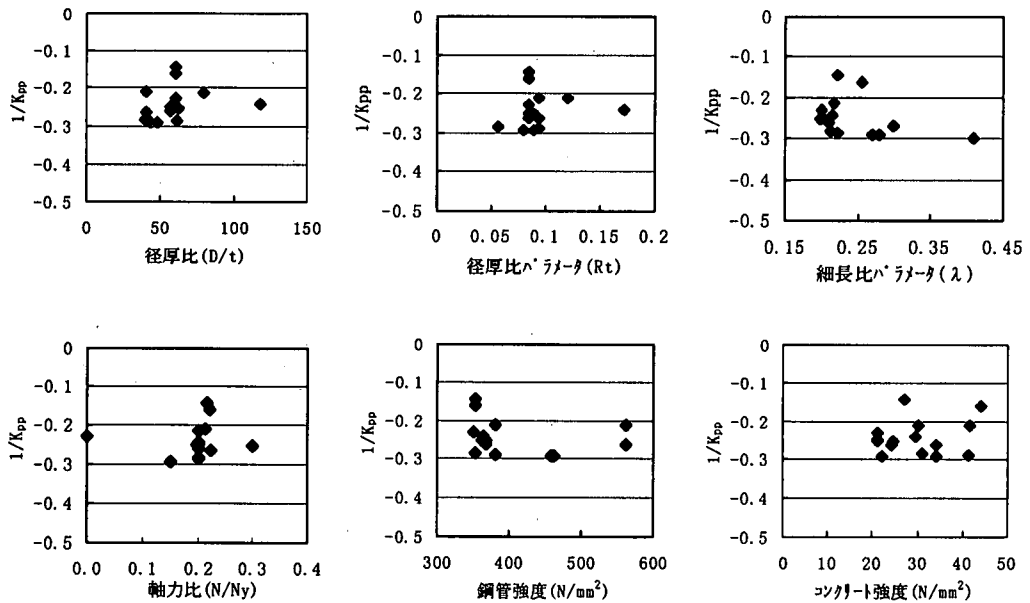


図-23  $1/K_{pp}$ と各パラメータの関係

が比較的高い相関性を示した。図-19は、鋼管の径厚比が大きいほどコンクリートの圧縮ひずみが低下する傾向を、また、鋼管の降伏ひずみが大きいほどコンクリートの圧縮ひずみは増加する傾向を示している。

図-20は、鋼管の径厚比と鋼管の降伏ひずみの比をとり整理したものである。コンクリートの圧縮ひずみと鋼管の径厚比・鋼管の降伏ひずみの比は、概ね線形の関係が認められ、最大荷重時のコンクリートの圧縮ひずみ( $\epsilon'_c$ )を式(13)のように定式化した。

$$\epsilon'_c = \frac{1.474 \cdot (f_{yp} / E_s)}{(D/t/100)} + 0.006 \quad (13)$$

ここで、

- $f_{yp}$  : 鋼管の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鋼管の弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)
- $D$  : 鋼管径 (mm)
- $t$  : 鋼管厚 (mm)

図-21は、最大荷重時の部材角の実験値から逆解析により推定されるコンクリートの圧縮ひずみと式(13)により算出される計算値を比較して示している。計算値は実験値を妥当に評価している。図-22は、式(13)を用いて算出されるコンクリートの圧縮ひずみに基づき得られた最大荷重点の部材角の計算値を実験値と比較して示している。せん断スパン比の

大きいF-2供試体では、計算値は実験値を多少過小評価する傾向がみられるが、全般的には妥当な評価を与えている。

### (3) 終局部材角

損傷レベル3の限界部材角、すなわち、終局部材角は、最大荷重の90%まで荷重が低下した点の部材角と定義した<sup>3)</sup>。そして、終局部材角( $\theta_n$ )は、最大荷重時の限界部材角と同様の考え方にに基づき、式(14)で与えられるとした。

$$\theta_n = \theta_{n0} + \theta_{n1} \quad (14)$$

$$\theta_{n0} = (\delta_{nb} + \delta_{np}) / L_a \quad (15)$$

$$\delta_{np} = \theta_{pn} \cdot (L_a - L_p / 2) \quad (16)$$

ここで、

- $\theta_{n0}$  : 柱く体の曲げ変形による部材角
- $\theta_{n1}$  : 鋼管の抜出し回転による部材角
- $\delta_{nb}$  : 塑性ヒンジ領域以外の柱く体変位
- $\delta_{np}$  : 塑性ヒンジ領域の柱く体変位
- $\theta_{pn}$  : 塑性ヒンジ領域の回転角(=  $\phi_n \cdot L_p$ )
- $\phi_n$  : 塑性ヒンジ領域の平均曲率
- $L_p$  : 塑性ヒンジ長、式(7)より算定
- $L_a$  : せん断スパン

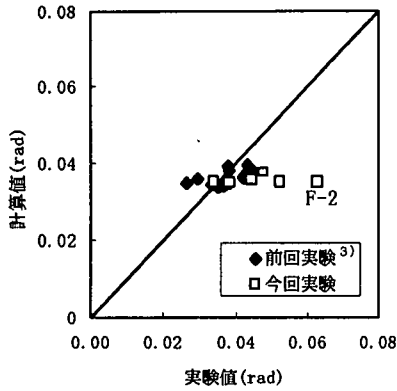


図-24 塑性ヒンジ領域の回転角の計算値と実験値の比較

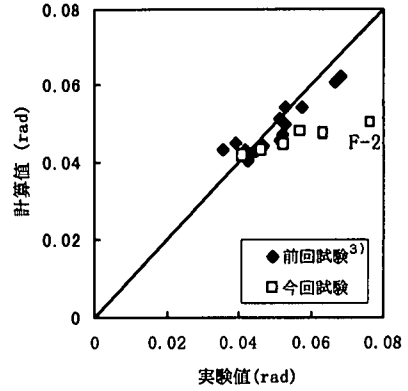


図-25 終局部材角の計算値と実験値の比較

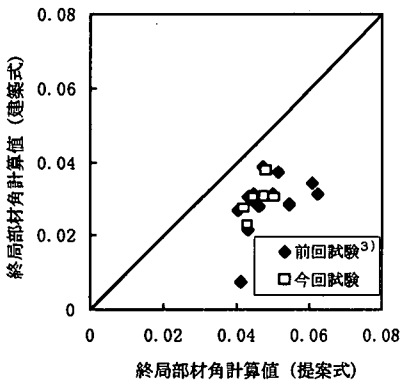


図-26 本提案手法の検証 (日本建築センターとの比較)

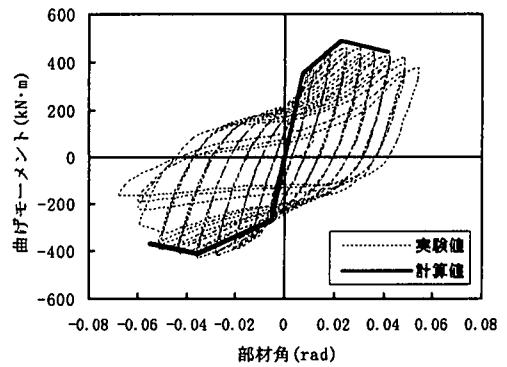


図-27 軸力変動を考慮した骨格曲線の計算値と実験値の比較 (G-2供試体)

まず、鋼管の抜出し回転による部材角 ( $\theta_{n1}$ ) は、最大荷重時における鋼管の抜出し回転による部材角 ( $\theta_{n1}$ ) と同じ値を用いることとした。これは、最大荷重時から終局時にかけて鋼管の軸方向ひずみ分布に顕著な変化が認められなかったこと、また、柱脚基部の鋼管の局部座屈により計測されるひずみ値の信頼性も低いことによる。

塑性ヒンジ領域以外の柱く体変位 ( $\delta_{nb}$ ) は、最大荷重時の塑性ヒンジ領域以外の柱く体変位 ( $\delta_{nb}$ ) と同様、柱部材を軸方向に沿って分割し、各断面の曲率を求め、曲率を二階積分することにより算定する。なお、塑性ヒンジ長 ( $L_p$ ) は、式 (7) を適用することとした。

塑性ヒンジ領域の柱く体変位 ( $\delta_{np}$ ) は、最大荷重時から終局時までの塑性ヒンジ領域の回転角の増分 ( $\Delta\theta_{pmn}$ ) を用い、式 (16)、および式 (17) により算定することとした。ここで、式 (17) で用いているパラメータ ( $K_{pp}$ ) は、 $M/M_u - \theta_p$  関係 ( $M$ : 作用曲げモーメント、 $M_u$ : 曲げ耐力、 $\theta_p$ : 塑性ヒンジ

領域の回転角) において、最大荷重時から終局時にいたる負勾配を表しており、最大荷重点以降の荷重の低下度を表す指標として導入した。

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + \Delta\theta_{pmn} \quad (17)$$

$$\begin{aligned} &= \theta_{pm} + \left( \frac{1}{K_{pp}} \right) \cdot \left( \frac{M_n - M_m}{M_m} \right) \\ &= \theta_{pm} - 0.1 \cdot \left( \frac{1}{K_{pp}} \right) \end{aligned}$$

ここで、 $M_n$ : 終局時曲げモーメント ( $=0.9 M_u$ ) したがって、負勾配 ( $K_{pp}$ ) が算定できれば、塑性ヒンジ領域の柱く体変位 ( $\delta_{np}$ ) を求めることができる。そこで、式 (17) を式 (18) のように変形し、終局時の塑性ヒンジ領域の回転角 ( $\theta_{pn}$ ) に実験値 ( $\theta_{pn} [\text{exp}]$ ) を用い、負勾配の逆数 ( $1/K_{pp}$ ) を算定し、部材パラメータとの相関を検討した。なお、

終局時の塑性ヒンジ領域の回転角 ( $\theta_{pn}$  [exp]) は、全体変形量の実験値から上述した方法により算定される鋼管の抜出しによる回転角、および塑性ヒンジ領域以外の柱の部材角それぞれの計算値を差し引いて算出している。

$$\frac{1}{K_{pp}} = \frac{\theta_{pn}[\text{exp}] - \theta_{pm}}{\frac{M_n - M_m}{M_m}} \quad (18)$$

$$= 10 \cdot (\theta_{pn} - \theta_{pm}[\text{exp}])$$

図-23は、 $(1/K_{pp})$ と各パラメータの関係を示している。 $(1/K_{pp})$ は、最大荷重点以降の荷重低下を表す指標であり、局部座屈を支配する径厚比、あるいは径厚比パラメータの影響があるものと予想されたが、図からは顕著な相関は読みとれなかった。また、全体座屈の支配パラメータである細長比パラメータについても明らかな相関は認められず、その他のパラメータについても同様であった。ここでは $(1/K_{pp})$ の値に、平均値(-0.227)をとり、損傷レベル3の限界点における塑性ヒンジ領域の回転角( $\theta_{pn}$ )を式(19)で算定することとした。

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + 0.0227 \quad (19)$$

図-24は、終局時の塑性ヒンジ領域の回転角の実験値と式(19)から求められた計算値の比較を示す。

図-25は、終局部材角の実験値と計算値を比較したものである。最大荷重時からの塑性ヒンジ領域の回転角の増分を一定値で表しているため、多少ばらつきは認められる。上記の手法により算定される終局部材角( $\theta_{pn}$ )について、既往の変形性能評価手法と比較を行うことにより、本手法の妥当性を以下に検証する。既存の変形性能の評価手法として、土木の分野ではほとんど皆無であるため、建築の分野で提案されている手法を検討の対象とした。

図-26は、本手法により算定された終局部材角と日本建築センターによる提案手法および実験値を比較して示したものである<sup>9)</sup>。式(14)により計算される終局部材角は、建築提案式により計算される値に比べて5割程度大きい。これは、終局点の定義が建築では最大荷重の95%点としているのに対して、本文では、損傷の程度と補修方法等の観点から最大荷重の90%点としていることによる。また、建築提案式は、軸力比が0.3以上の比較的高軸力下での交番載荷実験結果を基に導かれた実験式であるが、式(14)は、一般的な鉄道構造物への作用軸力として最大0.3程度の軸力比を設定した交番載荷実験結果を基にしている。高軸力下で変形性能は低下するこ

とは既往の研究で確認されているとおりである。これらの理由から、本文で提案した計算値が、建築提案式による計算値より大きい値となったと考えられる。

なお、本算定手法は、CFT柱部材の交番載荷実験結果に基づくものであり、適用範囲は以下に示す供試体のパラメータ範囲である。

- コンクリート充填円形鋼管構造
- 径厚比パラメータ<sup>10)</sup> 0.06~0.17
- 細長比パラメータ<sup>11)</sup> 0.20~0.40
- せん断スパン比 3.0~6.0
- 軸力比 0.0~0.3
- 変動軸力範囲 0.0~0.3
- 鋼管強度 350~590 N/mm<sup>2</sup>
- コンクリート強度 21~44 N/mm<sup>2</sup>

#### (4) 適用範囲の検証

上述した部材性能評価法を用いて、せん断スパン比の大きいFシリーズの変形性能を評価した。図-22、および図-25に示すように、せん断スパン比の特に大きいF-2供試体では、計算値は、最大荷重時、および終局時の部材角を過小評価する結果となった。これは、CFT柱脚では、柱脚全長にわたって充填されたコンクリートが付加モーメントによる柱脚の座屈を抑止するため、鋼製柱脚と異なり、P-Δ効果による変形性能の低下がほとんどないためと考えられる。「2. (2) 実験結果」において述べたように、F-2供試体の破壊は、部材端部の局部座屈に支配されており、損傷状況もせん断スパン比の短いものと類似していることから、せん断スパン比が6程度までの柱脚についても、本文で提案した評価式は適用可能と考えられる。

つぎに、変動軸力を考慮したGシリーズにおいては、軸力が抜けていく負方向載荷の最大荷重時の部材角が正方向載荷に比べて大きくなる傾向を示した。図-27は、正方向載荷で図-2の最大軸力N1、また、負方向載荷で最小軸力を0として、提案した部材性能評価法により算定した荷重・変形骨格線をG-2供試体の荷重・変形履歴曲線と対比して示したものである。図より、軸力比で0.0~0.3程度の変動軸力範囲では、正負両側の軸力をそれぞれ最大軸力、最小軸力として算定される荷重・変形骨格線(曲げモーメント、部材角)を適用することにより、変動軸力の影響を考慮することができると考えられる。

## 5. 結論

大規模地震によるコンクリート充填円形鋼管柱の損傷レベルに対応した部材性能を定量的に評価するため、1/3模型供試体を用いた交番載荷実験を行っ

た。また、鉄道ラーメン高架橋柱脚への適用を考慮し、比較的大きなせん断スパン比、および変動軸力をパラメータとした交番載荷実験を追加実施した。これらの実験結果を基に解析的な検討を加え、部材の耐力、および変形性能を再評価した。

交番載荷実験、および解析的検討により得られた主な事項をまとめると以下の通りである。

- (1) せん断スパン比が大きい供試体の損傷の伸展状況は、最大荷重付近で鋼管基部にかすかな局部座屈が発生し、局部座屈の伸展とともに荷重が急激に低下した。これは、せん断スパン比が比較的短い供試体とほぼ同様であり、破壊形態は局部座屈を伴う鋼管基部の曲げ破壊である。
- (2) 変動軸力を作用させた供試体の損傷の伸展状況は、載荷方向（正方向載荷と負方向載荷）により異なる傾向を示した。破壊形態は局部座屈を伴う鋼管基部の曲げ破壊である。
- (3) せん断スパン比が部材性能（耐力、変形性能）、および柱脚基部の曲げ損傷に与える影響は小さく、鋼製柱脚の場合とは異なる傾向を示す。
- (4) 変動軸力が荷重・変位の関係に与える影響は、正方向載荷、負方向載荷の各々の軸力条件に応じた荷重・変形骨格曲線を適用することにより考慮することができる。
- (5) CFT柱部材の損傷レベルは、交番載荷実験での損傷状況を参考に、損傷と補修工法等との関係を勘案して3つに区分できる。  
 損傷レベル1の限界：水平力載荷方向に対し45°位置の引張鋼管の降伏時  
 損傷レベル2の限界：最大荷重時  
 損傷レベル3の限界：最大荷重の90%までの荷重低下時
- (6) 曲げ降伏耐力、および曲げ耐力を平面保持仮定の下で算定すると、計算値は実験値を精度良く評価する。
- (7) 損傷レベル1の限界部材角（降伏部材角）は、柱く体の曲げ変形による部材角と鋼管の抜出し回転による部材角の合計として算定できる。計算値は実験値を多少小さく評価する傾向があるが、せん断スパン比、および変動軸力の影響にも適合し概ね妥当に評価する。
- (8) 損傷レベル2の限界部材角（最大荷重時の部材角）は、降伏変位と同様にして算定することができる。なお、柱く体の変形は、柱脚基部に塑性ヒンジ領域を仮定し、塑性ヒンジ領域の曲げ変形と塑性ヒンジ領域以外の曲げ変形をそれぞれ分離して求め、これらの合計として与えられる。せん断スパン比の大きい供試体では、計算値は実験値を多少小さく評価する傾向があるが、全般的には妥当な評価を与える。

- (9) 最大荷重時のコンクリートの圧縮ひずみは、鋼管の径厚比、および鋼管の降伏ひずみを説明変数とする実験式により推定することができる。
- (10) 損傷レベル3の限界部材角（終局部材角）は、損傷レベル2限界部材角と同様にして算定することができる。計算値は、実験値に対して多少ばらつきがあり、特にせん断スパン比の大きな領域では、計算値は実験値を過小評価する傾向がある。
- (11) 損傷レベル3の限界変位の算定値は、建築提案式による算定値と比較して、大きめの評価値を与える。
- (12) 本論文で提案している算定手法は、せん断スパン比が6程度の柱脚までに適用可能である。また、変動軸力が軸力比にして0.0~0.3程度の範囲の柱脚に対しても適用可能である。ただし、せん断スパン比の大きい柱脚では過小な評価を与える。

謝辞：本研究は、平成4年度から8年度にわたる運輸省からの国庫受託、および平成10年度の同省からの「複合構造の鉄道高架橋システムの開発」に対する補助金を受けて実施されたものである。

## 付録 パラメータの定義

- (1) 径厚比パラメータ<sup>10)</sup> ( $R_t$ )

$$R_t = 1.65 \cdot \frac{f_y \cdot r}{E_s \cdot t}$$

$f_y$  : 鋼管の引張降伏強度  
 $E_s$  : 鋼管の弾性係数  
 $r$  : 鋼管の半径  
 $t$  : 鋼管厚

- (2) 細長比パラメータ<sup>11)</sup> ( $\lambda$ )

$$\lambda = \sqrt{\frac{N'_y}{N'_{cr}}}$$

$N'_y$  : コンクリート充填鋼管断面の全塑性軸力

$N'_y = f'_y \cdot A_s + 0.85 f'_c \cdot A_c$   
 $A_s$  : 鋼管の断面積  
 $A_c$  : コンクリートの断面積  
 $f'_y$  : 鋼管の圧縮降伏強度  
 $f'_c$  : コンクリートの圧縮強度

$N'_{cr}$  : 柱の弾性座屈荷重

$$N'_{cr} = \frac{\pi^2}{l_e^2} \cdot E_s \cdot I_e$$

$I_e$  : 鋼材に換算したコンクリート充填鋼管部材の断面二次モーメント

$$I_v = I_s + I_c / n$$

$I_s$  : 鋼管の断面二次モーメント

$I_c$  : コンクリートの断面二次モーメント

$n$  : 鋼とコンクリートの弾性係数比

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$l_e$  : 有効座屈長

#### 参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書，鉄道総研報告，特別第4号，pp. 47-72，1996. 4.
- 2) 若林 実：耐震建築の設計，彰国社，pp. 167-168，1963. 5.
- 3) 村田清満，安原真人，渡邊忠朋，木下雅敏：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，構造工学論文集，Vol. 44A，pp. 1555-1564，1998. 3.
- 4) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物），丸善，1998. 7.
- 5) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，1999. 10.
- 6) 葛 漢彬，高聖彬，宇佐美 勉，松村寿男：繰り返し荷重を受ける鋼製パイプ断面橋脚の強度と変形能に関する解析的研究，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp. 377-384，1997. 1.
- 7) 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集，第468号，pp. 155-164，1995. 2.
- 8) 佐藤孝典：円形断面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.
- 9) (財)日本建築センター：コンクリート充填鋼管柱構造性能評価委員会報告書，pp. 309，1989. 3.
- 10) 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.
- 11) 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.

(1999. 3. 26受付)

## REVALUATION OF DUCTILITY FOR CONCRETE-FILLED TUBULAR STEEL COLUMNS

Kiyomitsu MURATA, Masato YAMADA, Manabu IKEDA,  
Masayuki TAKIGUCHI, Tadatomo WATANABE and Masanori KINOSHITA

There were few studies on the quantitative evaluation of ductility for concrete-filled tubular steel columns in the research field of civil engineering. The authors have already proposed a method of evaluating the bearing capacity and ductility with the results of alternate load tests under constant axial compressive force making use of concrete-filled tubular steel column models. However, it is necessary to verify the application of the proposed method to railway viaduct pillars having relatively large shear span under the influence of variable axial force. In this paper, based on the results of both above-mentioned tests and alternate load tests with large shear spans under various axial forces, ductility is revalued corresponding to damage index of concrete-filled tubular steel columns due to large-scale earthquakes.