高軸力下でのCFT柱の耐震性能

川西直樹¹·後藤芳顯²

¹正会員 博士(工学) 豊田工業高等専門学校 環境都市工学科(〒471-8525 豊田市栄生町2-1) 2フェロー 工博 名古屋工業大学(〒461-8555 名古屋市昭和区御器所町)

1. まえがき

アーチリブにおいてはレベル2地震動下で軸力比 P/P。(Pは作用軸力, Poは鋼管の降伏軸力)が 0.50 以上 になることが報告 りされている. このような場合, 無充 填の鋼管柱では、ポストピーク領域の局部座屈変形の進 展で水平復元力の低下が著しく、耐震性能も大きく損な われることが知られている ?. 一方, コンクリート部分 充填鋼製柱 (CFT 柱) については、これまでの著者らの 実験と解析に基づく検討より、細長比パラメータ 0.57、 径厚比パラメータ 0.092 の CFT 柱では軸力比が 0.30 までの 範囲では、軸圧縮力はダイヤフラムを介して充填コンク リートに伝達されるため、局部座屈を進展させる鋼管軸 力の上昇が抑制される上に、 圧縮領域となる充填コンク リートの有効断面積が増加することで、かえって耐震性 能が向上しうることが報告されている 》. しかしなが ら、道路橋示方書 やでは軸力比 02以下、細長比パラメー タ 02~04 の範囲での許容ひずみしか示されておらず、 適用はかなり限定されている.本研究では、高軸力下で の CFT 柱の有用性をより詳細に検討するために、著者ら が開発した CFT 柱を対象とした高精度の FE 解析 9を用い て、0.50 までの範囲の軸力比と細長比をパラメトリック に変化させた複数の円形断面 CFT 柱モデルの繰り返し荷 重下の挙動を解析する. そして, これらの計算結果を分 析することで、繰り返し荷重を受ける高軸力下の CFT 柱 の耐震性能向上メカニズムを解明する.

さらに、土木学会の鋼・合成構造標準示方書 %で示さ れている柱基部のセグメントの終局状態にもとづきコン クリート充填橋脚の安全照査法の考え方(セグメント理



表-1 検討対象の主な諸元

	外径D (mm)	鋼板厚 t(mm)	降伏 応力度 σ_y (MPa)	径厚比パ ラメータ R _t	コンクリ ート充填 高さ(mm)	充填コンクリ ート圧縮強 度f ^r _{ck} (MPa)
鋼管(下部) 263.1	4.2	399.9	0.092	540	28.0
鋼管(上部) 267.4	8.5	407.0	0.053		
ダイヤフラ.	4	6.0	407.0			

論)の問題点について考察する.

2. 検討対象と数値解析方法

検討対象は、本研究室で以前に行ったコンクリート充 填円形断面橋脚試験体(図-1)を基本とし、この主要諸 元を表-1 に示す.本試験体の鋼管は STK400 材であり、 径厚比パラメータ R は 0.092 (実測値)である、軸力の影 響を考察するため、軸力比 P/P_0 を 0.05, 0.15, 0.30, 0.50 とし たケースについて検討する.また、細長比による影響に ついても考察するため、試験体の載荷高さ h=1.833(m) に 対し、載荷高さをその 0.5 倍と 2 倍としたケースについて 検討する. なお, CFT 柱のコンクリートの充填高さは, 載荷高さによらず断面直径 Dの2倍である 540mm の一定 値とする. 充填コンクリート上面にはダイヤフラムが設 置されている. 検討ケースについて**表-2**にまとめる.

CFT 柱の解析には、著者らが文献 5)で提示し、実験で 検証した高精度のFEモデルを適用した. 文献 3)と同様に 解析でコンクリートが引張強度に達する位置に順次水平 ひびわれを導入する. 挿入するひひ割れは CFT 柱の履歴 曲線が収束するのに必要な最小限の数とした. 各界面に は接触・離間・滑りの挙動を考慮し、接触時の界面摩擦 係数はコンクリートと鋼管には 0.2, 水平ひび割れのコン クリート同士には 1.0 としたクーロン摩擦モデルを用い る. 厚肉シェル要素には鋼材の繰り返し塑性構成則とし て三曲面モデル "を導入する. 三曲面モデルの材料特性 として、図-2の一軸引張試験より求められた真応力-対 数ひずみ関係と材料パラメータ値を用いる. 充填コンク リートには損傷塑性モデルを用いる. この材料特性とし ては、シリンダー試験に基づき FE モデルによる逆解析 から定めた文献 5)と同様の図-3 に示す圧縮応力-ひずみ関 係と材料パラメータ値を採用する. 鋼材と充填コンクリ ートの初期間隙については、実験とのキャリブレーショ ンの結果,通常のコンクリートの乾燥収縮ひずみ 200 に

			, –		
載荷高	細長比パ	軸力比	降伏水平荷	降伏水平変	備考
<i>n</i> (m)	$7 \times - \times \Lambda$	P/P_0	$\pm H_0(KN)$	$1 \underline{V} o_0 (\text{mm})$	
	0.29	(0.00)	(96.5)	(3.76)	
		0.05	91.7	3.57	
0.9165		0.15	82.1	3.19	
		0.30	67.6	2.63	
		0.50	48.3	1.88	
	0.57	(0.00)	(48.3)	(12.65)	
		0.05	45.9	12.02	
1.833		0.15	41.0	10.75	試験体A
		0.30	33.8	8.85	試験体B
		0.50	24.1	6.32	
3.666	1.14	(0.00)	(24.1)	(33.37)	
		0.05	22.9	31.70	
		0.15	20.5	28.36	
		0.30	16.9	23.36	
		0.50	12.1	16.68	

表-2	検討ケ	ースのま	とめ
~ ~ ~			<u> </u>



図-2 鋼管(STK400)の真応力-対数ひずみ関係

よる間隙の 10 倍の値を用い,鋼管と充填コンクリート間 で 0.30mm,ダイアフラムと充填コンクリート間で 1.0mm の間隙を設定する.

CFT柱への載荷は、一定鉛直荷重下で、頂部のx,y方向 の水平変位成分 δ_x, δ_y を制御することで行う。検討した 載荷の種類としては、 δ_x のみを一方向に単調増加する **Pushover** 載荷、変位振幅を 1 回繰り返しごとに $\delta_x = \pm 1\delta_0, \pm 2\delta_0, \dots, \pm 8\delta_0$ と漸増させる水平 1 方向繰り返 し載荷、水平 2 方向らせん載荷(**図**-4)とする。なお、 繰り返し載荷の基準となる制御変位 δ_0 は、各 CFT 柱の充 填コンクリートを無視した鋼管柱の軸力比 0.15 のときの 初期降伏水平荷重 H_0 作用時の水平変位とする。

3. FE解析の精度検証

表-2に示すCFT柱の試験体ABに関する水平1方向繰り 返し載荷実験結果とFE解析結果の比較として、水平荷重 ー水平変位の履歴曲線とこの包絡線を図-5に、水平2方向 らせん載荷載荷実験結果として、2方向の水平荷重ー水平 変位成分の履歴曲線を図-6に、水平荷重の合力の大きさ H_{Σ} と吸収エネルギーA_eの関係を図-7に示す. これらの図 において無次元化に用いた降伏水平荷重 H_0 、降伏水平 変位 δ_0 はいずれも軸力比0の鋼管柱の値を用いる. ま た、 $H_{\Sigma} = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$, $A_e = \int H_x d\delta_x + \int H_y d\delta_y$ であ り、 $A_{e0} = 0.5H_0\delta_0$ である.

図-5より,FE解析は、軸力比0.15の試験体A,軸力比0.30 の試験体Bのいずれについても、水平1方向繰り返し載荷 実験で得られたCFT柱に特有のピンチング現象を含む履 歴挙動をポストピーク領域までほぼ精度よく再現できて いることが分かる.ただ、水平耐力(最大水平荷重)に ついて見ると、解析では軸力比0.30の方が軸力比0.15の場 合より若干小さくなっているが、実験では差は微小であ るが逆の傾向になっている.つぎに、図-6のらせん載荷 の場合の実験による各水平成分の履歴挙動は、試験体A,





Bの両者とも解析により、ほぼ再現できていることが分かる. 図-7より、らせん載荷の場合も一方向繰り返し載荷の傾向と同様に、解析では H_x の最大値が軸力比0.30の方が軸力比0.15の場合より小さくなっているが、実験ではわずかに逆の傾向になっている。軸力比が大きい場合には、一方では充填コンクリートの有効断面積が増加し、水平耐力が上昇する方向に働くが、他方では、 $P-\delta$ 効果が大きくなるため水平耐力が低下する方向に働く.このように、CFT柱の軸力比と水平耐力との関係は単純ではない、材料を一様と仮定した解析結果において軸力比による耐力変動の差は微小であるので、ばらつきが避けられない実験において軸力比による水平耐力特性が微小な差で解析と逆になることは有り得ると考えられる.



4. 軸力比・細長比とCFT柱の耐震性能の関係

表-2に示すCFT柱の各ケースについてFEモデルを用い てPushover解析,一方向繰り返し載荷について数値解析を 実施し,軸力比と細長比がCFT柱の耐震性能に与える影 響を考察する.結果中の無次元化に用いる量*δ*₀,*H*₀は表-2の各細長比パラメータのケースについて軸力比0の場合







(a) *P*/*P*₀=0.15 (試験体 A) (b) *P*/*P*₀=0.30 (試験体 B)
図-7 らせん載荷による 2 方向水平荷重の合力 H₂ と吸収エネルギー A の関係

に算出される値で統一しており、CFT柱以外にコンクリート無充填のケースについても解析を実施し、その結果も適宜記す.

(1)Pushover 解析の結果

3 種類の細長比パラメータ $\overline{\lambda}$ ごとに軸力比を変えた場 合の荷重-変位曲線を無充填のケースも含めて図-8 に示 す. なお、図中には、水平荷重のピーク点を(〇),基 部セグメントの曲げモーメントの最大点を(\diamondsuit)印で表 しており、これについては**5**.で考察する.

これらの結果から, (a),(c),(e)の無充填の場合に比べ (b),(d),(f)の CFT の方が一般的に最大耐力が上昇するととも に,最大耐力時の変位が大きく,ポストピーク域での荷 重低下量が少なく変形性能やエネルギー吸収性能に優れ ていることが分かる. つぎに,このような CFT 柱の特長 に軸力比と細長比パラメータが与える影響をより詳細に 検討する.

軸力比の増加にともない、CFT 柱の最大耐力は低下しているものの、無充填の場合に比べ CFT の方が低下量が少なく、とくに細長比が小さい $\overline{\lambda} = 0.29$ の CFT柱の結果

(図-8 (b)) をみると、軸力比 0.30 までの範囲であれば最 大耐力の低下はほとんど認められない、軸力比の増加に よる最大荷重の低下は、これまでの著者らの一方向繰り 返し載荷実験と解析に基づく検討($\bar{\lambda} = 0.57$,

 $R_i = 0.092$)で、軸力比 030 までの範囲においては、CFT 柱の軸圧縮力は中間ダイヤフラムを介して充填コンクリ ートに伝達されるため、鋼管軸力の上昇が抑制され局部 座屈変形の進展が遅くなることと、圧縮領域となる充填 コンクリートの有効断面積が増加するので、かえって耐 震性能が向上しう場合もあることが示されている⁴が、 図-8 (d)(f)のように細長比パラメータの大きなケース $\bar{\lambda} = 0.57$, 1.14 ではこの傾向と異なり、軸力比の増加 により最大耐力は低下している. この最大耐力の低 下は $\bar{\lambda}$ が大きいほど著しい. 理由としては3.にも述



図-8 Pushover 解析による水平荷重一水平変位関係

べたように軸力比の増加による充填コンクリートの有効 断面積増加の効果で基部セグメントの最大抵抗モーメン ト *M*_mが増加するものの,軸力比と細長比の増加で CFT 柱の*P*-δ効果が顕著になり基部セグメントの曲げモー メントがその最大値 *M*_mに達する前に構造不安定が起き るためと考えられる.この点については5.で考察する. (2)-方向繰り返し載荷

図-9 に一方向繰り返し載荷による無充填柱と CFT 柱各 ケースの水平荷重-水平変位関係の履歴曲線に基づく 包絡線を示す.また,表-3,4にはそれぞれ無充填および CFT柱についての解析結果から,最大荷重 H_{mx} ,最大荷重 時の変位 δ_{mx} およびポストピーク領域における荷重が 095 H_{mx} に達するときの変位 δ_{os} を整理している.

図-9の包絡線よりCFT柱と無充填柱の定性的な特性は(1)で述べた図-8のPushover解析による水平荷重-水平

変位関係に関するものとほぼ同様の傾向を示して いる. さらに表-3.4より定量的に見ると、一方向繰り 返し載荷でのCFT柱の変位 δ_{max} , δ_{95} はPushover解析と比 較してかなり小さくなっており、最大水平荷重Hmakにつ いてはやや小さくなっていることが分かる. この傾向は 軸力比と細長比が小さい場合に顕著である. 理由として は次のようなメカニズムによると考えられる. 両振りの 繰り返し載荷では、一旦局部座屈した鋼管下部が逆方向 の載荷で引張られ基部からダイヤフラム間の鋼管長さが 伸びる. つぎに, 水平荷重が反転することで, 引張りで 伸びた鋼管部分に圧縮荷重が作用する. このとき, 鋼管 が伸びているので、圧縮側の充填コンクリートが有効に なり鋼管との合成効果が発揮されるタイミングが遅れ鋼 管のみの座屈で最大荷重に到達する. とくに、軸力比の 小さい場合は逆載荷による鋼管の伸びは大きくなるの で、合成効果が発揮されるタイミングの遅れは大きいと 考えられる.以上から、繰り返し載荷ではCFT柱の変位 δ_{max} , δ_{qs} はPushover解析に比べてかなり小さくなると考



図-9 一方向繰り返し載荷結果(包絡線)

えられる.

一方,細長比の大きい $\bar{\lambda}$ =1.14の場合で軸力比0.30, 0.50と大きい場合には、一方向繰り返し載荷でのCFT柱の 変位 δ_{max} , δ_{q5} や最大水平荷重 H_{max} はPushover解析との差 が小さくなっている. これらのケースでは鋼管の座屈モ ードが他のケースと異なり、局部座屈変形がダイヤフラ ム直下で生じるので鋼管の交番載荷による伸びが小さ く、先に軸力比と細長比が小さい場合について説明した メカニズムが生じにくいと考えられる. 細長比と軸力比 が大きいケースで座屈形状がダイヤフラム直下になる理 由としては、細長比が長いとモーメント勾配が小さくな りコンクリート充填部に作用する曲げモーメントが均等 状態に近くなること、さらに、ダイヤフラム付近での鋼 管の拘束がダイヤフラムから上の鋼管が中空であるため 基部に比べ小さくなるためと考えられる.

以上のように、一方向繰り返しでは、CFT柱の δ_{max} 、 δ_{05} はPushover解析と比較してかなり小さくなる場合もあ り、無充填の鋼製橋脚との差は狭まるが、軸力比の大き

			Pushover解析			一方向繰り返し載荷		
λ	P/P_0	$H_{\rm max}/H_0$	$\delta_{\mathrm{max}}/\delta_{0}$	δ_{95}/δ_0	$H_{\rm max}/H_0$	$\delta_{\mathrm{max}}/\delta_{0}$	δ_{95}/δ_0	
		0.05	1.37	3.1	5.0	1.40	3.4	4.2
0.29	0.29	0.15	1.30	2.8	4.1	1.28	3.4	3.6
	0.29	0.30	1.13	2.5	3.3	1.11	2.6	2.7
		0.50	0.80	2.0	2.6	0.78	1.7	1.8
		0.05	1.29	2.5	3.6	1.30	2.6	3.5
0.57	0.57	0.15	1.20	2.1	3.0	1.20	2.6	2.8
	0.57	0.30	1.00	2.0	2.5	0.99	1.7	2.0
		0.50	0.65	1.5	2.0	0.63	1.7	検出不可
		0.05	1.21	3.0	4.0	1.21	3.4	3.9
	1 14	0.15	1.03	2.3	3.1	1.02	2.6	3.2
1.14	0.30	0.72	2.0	2.5	0.70	1.7	2.5	
	0.50	0.35	1.1	1.3	0.33	0.9	1.0	

CFT の数値解析結果のまとめ 表-4

	P/P_0	Pushover解析			一方向繰り返し載荷		
$\overline{\lambda}$		$H_{\rm max}/H_0$	$\delta_{\mathrm{max}}/\delta_{0}$	δ_{95}/δ_0	$H_{\rm max}/H_0$	$\delta_{\mathrm{max}}/\delta_{0}$	δ_{95}/δ_0
	0.05	1.94	12.9	16.7	1.56	5.1	6.3
0.29	0.15	1.92	12.5	16.9	1.57	4.3	5.9
0.27	0.30	1.88	14.1	18.2	1.58	4.3	5.7
	0.50	1.75	16.5	19.7	1.42	3.4	4.6
	0.05	1.81	10.5	13.6	1.52	4.3	4.9
0.57	0.15	1.66	8.9	13.9	1.47	4.3	4.8
0.57	0.30	1.46	6.1	7.6	1.39	3.2	4.4
	0.50	1.25	4.2	5.1	1.25	2.6	3.7
1.14	0.05	1.66	11.3	13.4	1.43	5.1	5.9
	0.15	1.29	5.1	7.6	1.19	3.4	5.2
	0.30	0.96	3.2	4.7	0.98	2.6	3.8
	0.50	0.60	2.9	3.6	0.57	2.6	2.7

な柱では無充填の15-30倍の変形性能を持っている. ページ数の関係からここでは割愛したが,1サイクルごとの エネルギー吸収量は少なくとも軸力比030までのCFT柱で は載荷振幅 $\delta_x / \delta_0 (\leq 7.0)$ の増加に伴い,無充填の場合と 異なり単調に安定的に増加している.軸力比050では $\delta_x / \delta_0 = 5.0$ を超えると0.30以下の軸力比の場合と較 ベエネルギ吸収能がやや低下する傾向にあるがそ れでも無充填の場合に較べて非常に大きなエネル ギー吸収量を保持している.このように,鋼管に亀裂 が生じなければCFT柱は優れた耐震性能を有しているの でこれを適切に耐震設計に反映できれば非常に有利にな ると考えられる.

5. CFT柱の構造不安定による耐力の低下とセグメ ント照査による安全照査法の問題点に関する考察

CFT 柱の終局限界状態を水平荷重のピーク点とした場合について、セグメントの限界ひずみで CFT 柱の終局状態を照査する土木学会の鋼・合成構造標準示方書 %で示された手法の問題点を理論的考察する.

CFT 柱の基部セグメントを非線形回転バネ,基部セグ メントから上を剛棒により簡易にモデル化(図-10)す る. h_p は基部セグメントの長さを表す有効破壊領域長さ l_p の 1/2 である.文献 8)によると l_p は軸力比の関数とな っているが,今回のモデルでは,簡単のため,文献 8)を 参考に $l_p = D/2$ と一定とする.その結果 $h_p = D/4$ とな る.なお,ここで、 h_e は基部セグメント中心から頂部ま での高さであり、 $h_e = h - h_p$ である.非線形回転バネの 構成則は一定軸力 P 作用下でのセグメントの曲げモーメ ント M と相対回転角 θ の関係として図-10 のように与え られるものとする.図-10 のモデルをもとに変形を考慮 して力のつり合いを考えると、以下の式が得られる.

$$M = Hh_e + Ph_e\theta \tag{1}$$

水平荷重 Hのピーク点到達時の条件は、 $dH / d\delta = 0$ であるので、ピーク点において次式が成り立つ.

$$dM / d\theta = Ph_e \tag{2}$$

これより、水平荷重のピーク点到達時においては基部 セグメントの曲げモーメントはピーク前の正の勾配を有 する領域(図-10)にあり、ピーク点である最大抵抗曲げ モーメント $M_m(dM/d\theta=0)$ に到達する以前であるこ とが分かる. さらに、CFT 柱の高さ h と軸力 P が大きい ほど,基部の *M*-θ 関係における勾配が大きな位置で終 局限界に到達するため,基部セグメントの終局限界到達 と CFT 柱の終局限界到達の差は増大することが分かる. これより,基部セグメントの照査では CFT 柱の限界状態 を正確に同定できないことが容易にわかる.

この点について、4.(1)の Pushover 解析の数値解析結果 を利用して、CFT 柱を対象に具体的に考察する.はじめ に簡易モデルの妥当性を確認するため、各ケースについ ての基部セグメントの $M - \theta$ 関係を求める.ここでは、 Mを下式により求める.

$$M = H_x h_e + P\left(\delta_x - \delta_p\right) \tag{3}$$

ここで、 H_x, δ_x は Pushover 解析結果による水平荷重と頂部の水平変位であり、 δ_p は $z = h_p$ での断面の水平変位である。基部セグメントの回転角 θ は、 $z = l_p$ 、x = 0、y = D/2の鋼管節点の回転角とする。以上によ





(a) $\lambda = 0.57, P / P_0 = 0.15$ (b) $\lambda = 1.14, P / P_0 = 0.50$ 図-12 Pushover 解析の CFT 柱の代表的な座屈変形状況

り基部セグメントの $M - \theta$ 関係を求めた結果を軸力比毎 に図-11 に記す. ここで、 $M_0 = H_0 h$ であり、さらに、 図中の(∇)印は、 $\bar{\lambda} = 0.57$ のケースの曲げモーメントの 最大 $M_{\rm m}$ 点で、このときの回転角を $\theta_{\rm m}$ とし、これらの値 を図中の(、))内に記す.

図-11 (a), (b)より, P/P₀ = 0.05, 0.15 のケースでは細長 比によらず、基部セグメントのΜ-θ関係はほぼ同一で あり、剛体ばねによる簡易モデルによる終局状態の評価 が可能であることが裏付けられている. 図-11 (c), (d)の $P/P_0 = 0.30, 0.50$ では、 $\overline{\lambda} = 0.29, 0.57$ についてほぼ同 ーな $M-\theta$ 関係となるが、 $\overline{\lambda}$ =1.14の場合は $\bar{\lambda} = 0.29, 0.57$ とやや異なっている. 図-12 には Pushover 解析による代表的な CFT 柱の座屈変形状態を表してお り、ほとんどのケースでは図-12(a)のような基部付近で 局部座屈変形が生じたが、 P/P₀=0.30,0.50 の *λ*=1.14のケースは,図-12(b)のようにダイヤフラム直 下で座屈変形が生じたため、基部セグメント中心に非線 形回転バネを用いる簡易なモデル化が適合しないためで あると考えられる. また, 図-11 (a), (b)の結果を詳しく観 察すると、両者とも $\overline{\lambda}$ = 1.14 のケースについて *M*がやや 高くなっており、これは今回、軸力比、細長比によらず 有効破壊長を簡単のため一定としたが、有効破壊長は細 長比の関数になっている可能性もある.

図-8 の解析結果の図中には、水平荷重のピーク点を (○),基部セグメントの曲げモーメントの最大点を (◆)で表している.これらの結果から、軸力比が大き く、細長比の長いケースについては(○)と(◆)がよ り離れた点となっており、上記で述べた結論が裏付けれ ている.また、無充填の場合に比べ CFT 柱の方が(○) と(◆)の距離が離れており、基部セグメントの最大抵 抗曲げモーメントに基づいて CFT 柱の許容変位量を推定 すると、より危険側の評価となる.

つぎに, 図-11(a)(d)に示した $\bar{\lambda}$ =0.57のケースの $M - \theta$ 関係を利用して, CFT 柱の設計上の終局耐荷力を



図-13 CFT 柱の基部セグメントの限界状態による 終局耐力と Pushover 解析結果の比較

求め、これらの結果と図-8 の Pushover 解析結果とを比較 する.

線形座屈理論に基づいた $P-\delta$ 効果を考慮したセグメント理論による設計上の終局水平耐荷力 H_{ub} は次式により求められる.

$$H_{ub} = \frac{M_{\rm m} - P\delta_{\rm m}}{h_e} = \frac{M_{\rm m}}{h_e} - P\theta_{\rm m}$$
(4)

また、 $P-\delta$ 効果による作用モーメントの増大を無視した微小変位理論に基づいた場合の設計上の終局水平耐荷力 H_{ua} は、

$$H_{ua} = M_{\rm m} / h_e \tag{5}$$

となる. 図-13 は、式(4)、(5)による設計上の水平耐荷力と Pushover 解析による最大水平荷重H_{max} について、軸力比 と水平耐荷力の関係を細長比パラメータ毎に整理したも のである. 図-13 より, $H_{\text{max}} \ge H_{\mu b}$ を比較すると, *λ*=0.57,1.14の細長比の長いケースでは、軸力比が 0.15 以上になると、 $H_{max} < H_{ub}$ となり、線形座屈理論に基づ いたP-δ効果による作用モーメントの増大のみを考慮 したセグメント理論により設計上見込まれる終局水平耐 荷力は危険側の評価となることが分かる. さらに、この 傾向は、軸力比が高く、細長比が大きいほど顕著にな る. これらの結果より、CFT 柱の高さ h と軸力 P が大き くなると、一般の設計で考慮されている $P-\delta$ 効果によ る作用モーメントの増大のみを考えるだけでは不十分で あり、基部セグメントの MH 関係において構造不安定の 影響で勾配が正の位置で終局限界に到達することを考慮 することが不可欠である. なお、 $\bar{\lambda} = 0.29$ の細長比の短 い CFT柱の場合, 軸力の大きさによらず $H_{max} > H_{ub}$ とな っているが、その差はわずかであり、ほぼ同じであると

考えてよい.なお、この誤差要因は、セグメントの $M - \theta$ 関係が $\overline{\lambda} = 0.29 \ge \overline{\lambda} = 0.57$ のケースではわずか に異なることに由来するものと考えられる.

図-13 の微小変位理論に基づいて算出される H_{ua} は、 厳密には細長比によりごくわずかに変化し複数本となる が、無次元化量である H_0 は柱の高さhに反比例し、式 (5)中の h_e は $h=h_e$ であるため、ここでは、 $hh_e = 1$ と近似 し、 $H_{ua} / H_0 \ge 1$ 本の結果で表している。 H_{ua} の結果を みると、軸力比が 0.05 を超える場合には明らかに $H_{max} < H_{ua}$ となり危険側の評価となるので、CFT 柱の設 計法として用いるべきでないといえる。

以上のように橋脚基部セグメントに基づく手法の問題 点を説明したが、土木学会鋼・合成構造標準示方書 %に おける橋脚基部セグメントの限界ひずみには軸力比、細 長比の制約がなく明らかに不適当である.

なお、文献9)のCFT柱の耐震照査法における終局限界 状態の耐力や変位の算定法は、文献10)などをもとにCFT 柱の実験結果に整合するよう提案されたものであり、道 路橋示方書 ∜も同様である.したがって、これらの照査 法はここで述べた構造不安定の影響も実験の中で自動的 に反映されているので、実験供試体のパラメータ範囲で は照査法自体の問題は少ない.ただし、これらの照査法 を実験でのパラメータ範囲を超えて適用する場合は危険 側の照査になる可能性もあるのでその妥当性については 十分注意することが必要である.

6. あとがき

高軸力下での CFT 柱の有用性をより詳細に検討するた めに,著者らが開発した CFT 柱を対象とした高精度の FE 解析[®]を用いて,050までの範囲の軸力比と細長比をパラ メトリックに変化させた複数の円形断面 CFT 柱モデルの 繰り返し荷重下の挙動を解析した.以下に本研究で得ら れた知見をまとめる.

- (1) 軸力比 0.15 と 0.30 のケースについての CFT 柱の繰り 返し載荷実験と数値解析の結果の比較から,数値解 析は CFT 柱の終局状態までの繰り返し挙動を精度よ く再現できることを検証した.
- (2) Pushover 解析結果と一方向繰り返し載荷の結果より, 無充填に比べ CFT の方が一般的に最大耐力や変形性 能が上昇するが,この傾向は細長比が小さく,軸力 比が大きい場合に顕著である.また,ポストピーク

域での荷重低下量が少なく変形性能やエネルギー吸 収性能に優れている.ただし、繰り返しによる変形 能の低下は大きく、とくに細長比と軸力比が小さい 場合に顕著である.

- (3) 細長比の大きなケース($\bar{\lambda} = 0.57, 1.14$)では、軸 力比の増加により CFT 柱の最大耐力は低下して いる.これは、軸力比と細長比の増加で CFT 柱の $P-\delta$ 効果が顕著になり、基部セグメントの曲げモ ーメントがその最大値 M_m に達する前に構造不安定 が起きたためである.
- (4) CFT 柱の終局限界を水平荷重のピーク点とした場合 について、土木学会鋼・合成構造標準示方書 %のようにセグメントの限界ひずみで CFT 柱の終局状態を 照査する手法の問題点を理論的に解明した.すなわち、CFT 柱の高さ h と軸力 P が大きくなると、 P-δ効果による作用モーメントの増加のみを考えるだけでは不十分で危険側である.基部セグメントの の Mθ 関係の勾配が正でも構造不安定により終局限 界に到達することを考慮することが不可欠である.

参考文献

- 野中哲也, 宇佐美勉, 吉野広一, 坂本佳子, 鳥越卓志:上 路式鋼アーチ橋の大地震弾塑性挙動および耐震性向 上に関する研究, 土木学会論文集, No731/I-63, pp.31-49, 2003.
- 岡田誠司,小野 潔,谷上裕明,徳永宗正,西村宣 男:高圧縮軸力が作用する矩形断面鋼部材の耐震性 能評価に関する研究,土木学会論文集 A, Vol.66, No.3, pp.576-595, 2010.
- 3) 海老澤ら:コンクリート部分充填円形断面橋脚における高軸力比が耐震性能に与える影響,土木学会第68回年次学術講演会概要集,I-065, 2013.
- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計 編,丸善,2012.
- 後藤芳顯,水野貢介, Ghosh Prosenjit KUMAR,藤井 雄介:充填コンクリートとの相互作用を考慮した矩 形断面鋼製橋脚の繰り返し挙動の FEM 解析,土木 学会論文集 A, Vol.66, No.4,pp.816-835, 2010.
- 鋼構造委員会:鋼・合成標準示方書小委員会:2008 年 制定 鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編,土木 学会,2008.
- Goto, Y.,et. al. : FEM analysis for hysteretic behavior of thin-walled column, *J. Struct. Engrg.*, Vol.124, No.11, ASCE, pp.1290-1301, 1998.
- 村田清満,山田正人,池田 学,瀧口将志,渡邊忠 朋,木下雅敬:コンクリート充填円形鋼管柱の変形 性能の再評価,土木学会論文集,No.640/I-50, pp.149-163, 2000.
- 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解 説(耐震設計),丸善,2012.
- 村田清満,安原真人,渡邊忠朋,木下雅敬: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.