

地中梁なし(NFG)構法における既製コンクリート杭と鉄骨柱脚接合部の応力伝達機構に基づいた耐力および剛性評価

山野辺 宏治 辻井 孝 小川 雄一郎
(技術研究所) (設計本部) (環境・技術リューション本部)

An Estimate of Strength and Stiffness Based on Stress Transfer Mechanism in Non Footing-Girder (NFG) System Connecting Steel Column Directly to Pre-cast Concrete Pile

by Koji Yamanobe, Takashi Tsujii, Yuichiro Ogawa

Abstract

The non footing-girder (NFG) system is one of the structural systems connecting ground structures to piles; conventionally consisting of one steel column by one pre-cast concrete pile. The system can realize the rigid connections with the steel column embedded in the connecting concrete filled steel tube, mechanically jointed to the pre-cast concrete pile. This paper describes experimentally the axial and lateral stress transfer mechanisms, and then proposes the estimate of strength and stiffness for the connecting system. The experimental results show that the axial load is transferred by friction on the embedded surface of the column, however, should be regarded to be transferred by the base plate reactions only, and also that the lateral stress in concrete of the connecting system, composed of concrete filled steel tube, can be transferred enough to indicate the stable structural behaviors.

概要

地中梁なし(NFG : Non Footing Girder)構法は、上部構造と杭の接合構法のひとつであり、1本の柱(鉄骨)に対して1本の既製コンクリート杭に接合する構法である。具体的には、杭頭と接合鋼管を無溶接継手により接合し、その接合鋼管内のコンクリートにベースプレート付き柱鉄骨を埋め込むことにより一体化したものである。本報では、NFG 構法接合部における軸力伝達メカニズムや水平力作用時の応力伝達メカニズムを明らかにするために、当該構法接合部の軸力伝達性能確認実験および曲げせん断伝達性能確認実験を行ない、変形性状および各耐力を確認した。さらに実験結果を踏まえて、各破壊モードの耐力評価式を提案するとともにその妥当性を確認した。実験の結果、軸力については、接合鋼管内に埋め込まれた柱鉄骨の周辺の付着等により伝達されるが、柱鉄骨ベースプレートからの伝達のみを考慮すべきであること、接合鋼管内のコンクリートの破壊性状およびせん断伝達機構については接合鋼管による拘束効果により安定した性状を示すことなどがわかった。

§ 1. はじめに

地中梁なし(NFG : Non Footing Girder)構法は、上部構造と杭の接合構法のひとつであり、1本の柱(鉄骨)に対して1本の既製コンクリート杭等に接合する構法である(図-1)。具体的には、杭頭と接合鋼管を無溶接継手(一般評定を取得した継手)により接合し、その接合鋼管内のコンクリートにベースプレート付き柱鉄骨を埋め込むことにより一体化したものである。なお、ここでは NFG 構法における接合鋼管は柱脚とみなす。柱と杭の接合法に関する既往の開発例として、钢管コンクリート杭もしくは钢管杭との接合方法に着目した

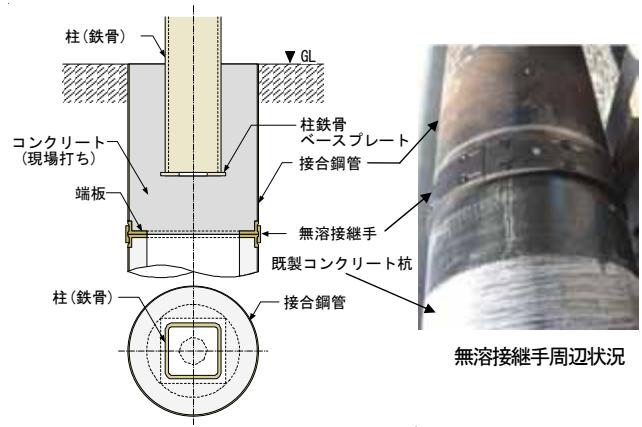


図-1 NFG 構法の概要

例^{1)、2)}や、基礎梁をなくすことにより基礎工事の省力化を目指した、柱鉄骨と既成コンクリート杭を直接接合する構工法^{3)~6)}がある。また、関連する規基準は少ない⁷⁾。

本報では、NFG 構法接合部における軸力伝達メカニズムや水平力作用時の応力伝達メカニズムを明らかにするために構造実験を行ない、各耐力評価式を提案するとともにその妥当性を確認することを目的とする。

§ 2. 軸力伝達性能確認実験

2.1 試験体計画および加力方法

NFG 構法接合部の軸力伝達性能を確認するために、柱のベースプレート下端から杭頭鋼管の端板までのコンクリートの厚みと柱偏芯量(杭径の 10%以下を想定)を基本的なパラメータとして支圧実験を行う。試験体一覧を表-1 に示し、試験体形状および加力方法を図-2 に示す。なお、試験体計画にあたり、柱鉄骨ベースプレート下端より下部のみを考慮した。加力は、長期軸力(ここでは鋼材の F 値による設計上の軸降伏耐力の 1/3)を基本として繰返し載荷(図-2)を行った。ただし、所定の繰返し荷重レベルに達する前に荷重低下が確認された場合は、除荷して加力を終了した。

2.2 実験結果

支圧実験の結果を表-2 に示す。各試験体の破壊モードはすべてコンクリートのパンチング破壊であった。図-3 に代表的な荷重・載荷点変位関係を示す。なお、図表中には、荷重変位関係において軟化し始める荷重(弹性限界荷重 P_{cr})についても示す。これらによ

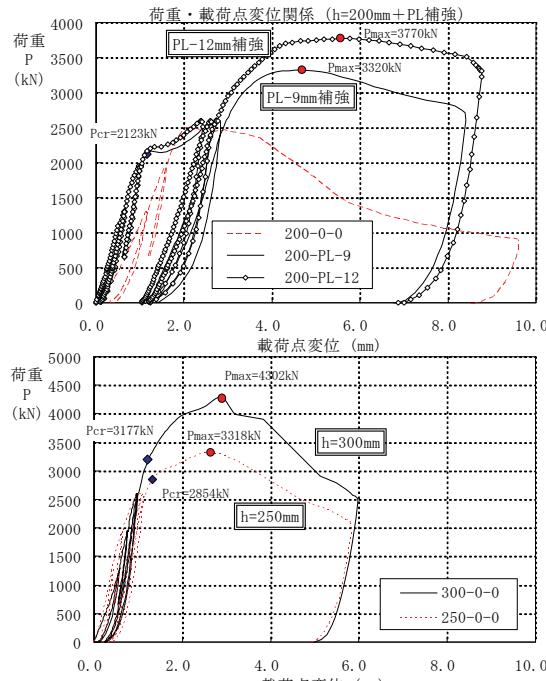


図-3 代表的な荷重・載荷点変位関係

ると、明らかに、 h の増大に伴い繰り返し載荷による変

表-1 試験体一覧および使用材料強度

試験体	柱B, PL下 コンクリート 厚さ h (mm)	柱偏芯量 e_x (mm)	柱偏芯量 e_y (mm)	補強鋼板 板厚 t_p (mm)	実験時 コンクリート 圧縮強度 σ_B (MPa)
150-0-0	150	0	0	0	29.4
150-60-0	150	60	0	0	
200-0-0	200	0	0	0	
200-60-0	200	60	0	0	29.4
200-60-60	200	60	60	0	
200-PL-9	200	0	0	9	30.0
200-PL-12	200	0	0	12	
250-0-0	250	0	0	0	29.4
250-60-0	250	60	0	0	
300-0-0	300	0	0	0	29.4
300-60-0	300	60	0	0	30.0

<共通項目>

柱鉄骨: □-300×300×16 (STKR400/ $\sigma_y = 377$ MPa)
柱ベースプレート: PL-16×350×350 (SS400/ $\sigma_y = 366$ MPa), 開口: 150 φ
接合鋼管(杭頭鋼管): 700 φ × 9 (STK400/ $\sigma_y = 329$ MPa)
端板: 700 φ (700 φ のPHC杭<C種>の端板に相当), 開口: 500 φ
補強鋼板: PL-9×630 φ (SS400/ $\sigma_y = 319$ MPa)
PL-12×630 φ (SS400/ $\sigma_y = 299$ MPa)

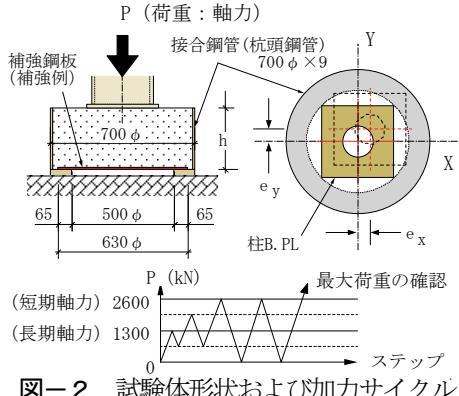


図-2 試験体形状および加力サイクル

表-2 軸耐力性能確認・実験結果一覧

試験体	h (mm)	σ_B (MPa)	実験結果			τ_{cr} (MPa)	τ_u (MPa)	p_{cr} (MPa)	p_{cu} (MPa)
			弾性限界 荷重 P_{cr} (kN)	最大荷重 P_{max} (kN)	吸収エネルギー E_A (J)				
150-0-0	150	29.4	1469	1781	6,59 (0.22)	6,59 (0.27)	7,99 (0,96)	28,3 (1,17)	34,3
150-60-0	150	29.4	---	1812	---	8,13 (0,28)	8,13 (0,28)	---	34,9
200-0-0	200	29.4	2228	2501	7,50 (0,26)	7,50 (0,26)	8,42 (0,29)	42,9 (1,46)	48,2 (1,64)
200-60-0	200	29.4	---	2600	---	8,75 (0,30)	8,75 (0,30)	---	50,11 (1,70)
200-60-60	200	29.4	---	2600	---	8,75 (0,30)	8,75 (0,30)	---	50,11 (1,70)
200-PL-9	200	30.0	2123	3320	7,15 (0,24)	7,15 (0,24)	11,18 (0,37)	40,9 (1,36)	64,0 (2,13)
200-PL-12	200	30.0	2164	3770	7,28 (0,24)	7,28 (0,24)	12,69 (0,42)	41,7 (1,39)	72,7 (2,42)
250-0-0	250	29.4	2854	3320	7,69 (0,26)	7,69 (0,26)	8,94 (0,30)	7,7 (0,26)	64,0 (2,18)
250-60-0	250	29.4	---	3805	---	10,25 (0,35)	10,25 (0,35)	---	73,3 (2,49)
300-0-0	300	29.4	3177	4302	7,13 (0,24)	7,13 (0,24)	9,65 (0,33)	61,2 (2,08)	82,9 (2,82)
300-60-0	300	30.0	---	5380	---	12,07 (0,40)	12,07 (0,40)	---	103,7 (3,46)

*1 軸耐力評価式の回帰分析には、網掛けをした試験体(偏芯なし)を対象とした。

*2 評価(1)では各軸耐力時ににおけるコンクリートに作用するせん断応力度を示す。

・弾性限界荷重時のせん断応力度: $\tau_{cr} = P_{cr}/A_{sh}$

・最大強度時せん断応力度: $\tau_u = P_{max}/A_{sh}$

なお、() 内数値はコンクリート強度に対する比とする。ここで、

A_{sh} : B, PL周辺長と端板開口長の平均長×コンクリート厚さ($h \times (1400 + 1570,8)/2$)

*3 評価(2)では各軸耐力時ににおけるB, PL直下のコンクリート支圧応力度を示す。

・弾性限界荷重時のせん断応力度: $p_{cr} = P_{cr}/A_{bs}$

・最大強度時せん断応力度: $p_{cu} = P_{max}/A_{bs}$

なお、() 内数値はコンクリート強度に対する比とする。

A_{bs} : B, PL直下におけるコンクリート支圧面積

$$[=2 \cdot (Bs + ds - 4 \cdot r) \cdot (ts + 2 \cdot tbs) + \pi \cdot (ts + r)^2 - \Delta] (=51891 \text{ mm}^2)$$

ただし、 Bs , ds , ts : 柱鉄骨の断面寸法および板厚,

r : 柱鉄骨角部の半径,

tbs : ベースプレートの板厚,

Δ : r の大小による調整分とし次式による。

$$r \leq ts + tbs \text{ の場合: } \Delta = 4 \cdot (ts + tbs - r)^2,$$

$$r > ts + tbs \text{ の場合: } \Delta = \pi \cdot (ts + tbs - r)^2$$



位の進行が少なくなることや、鋼板補強は、終局軸耐力に対して効果的である一方、繰り返し荷重の変位の進行に対してやや効果的であるものの、弾性限界荷重には効果的ではないことがわかる。

柱ベースプレート下のコンクリートにおけるせん断応力度(表-2で定義・コンクリート強度に対する比)に及ぼす影響を図-4に示す。これらの結果より、想定した偏芯量の範囲内では、柱が偏芯していても軸耐力の低下ではなく、逆に上昇していることから、有利に作用するものと考えられる。したがって、軸力伝達性能に及ぼす柱偏芯量の影響は無視できることがわかった。また、柱ベースプレート下の見かけのコンクリート終局せん断強度(τ_u)は、コンクリートの厚さに比例して大きくなる傾向がみられるが、弾性限界時せん断応力度(τ_{cr})については、とくに相関みられず、ほぼ一定($\tau_{cr}/\sigma_B = 0.22 \sim 0.25$)とみなせることがわかった。ベースプレート直下における支圧応力度(コンクリート強度に対する比)を図-5に示す。通常用いられる支圧強度係数を2.0とすると、少なくともそれ以下では支圧破壊は生じないことから、その領域では破壊モードとしてせん断破壊(パンチングシアによる破壊)が想定される。したがって、設計的には、弾性限界時軸力($p\sigma_{cr}/\sigma_B$ に相当)で判断すると、今回採用した試験体寸法では、ベースプレート下のコンクリート厚さ h が300mm(柱鉄骨と接合鋼管の位置関係を示す支圧伝達角 θ で表現すると $\tan \theta = 0.58$ に相当)以上あれば、柱ベースプレート下のコンクリートの弾性限界時せん断応力度に相当する軸力が保持できることを確認した。

2.3 軸耐力評価

終局軸耐力(P_u)については、接合鋼管の端板の開口部に対する鋼板補強による効果があることから、鋼板による負担力を考慮する。鋼板による支圧力は、塑性ヒンジ理論によると $t_p^2 \cdot \sigma_y$ (t_p :板厚, σ_y :降伏応力度) に比例する。ここで、実験結果も踏まえて終局軸耐力(P_u)の評価式を式(1)で表せるものと仮定する。一方、弾性限界荷重(P_{cr})に関しては、鋼板補強効果が少ないものとして式(2)で表わす。

$$P_u = \tau_u \cdot A_s + \alpha_p \cdot t_p^2 \cdot \sigma_y \quad (1)$$

$$P_{cr} = \tau_{cr} \cdot A_s + \alpha_p \cdot t_p^2 \cdot \sigma_y \cong \tau_{cr} \cdot A_s \quad (2)$$

ただし、 τ_u :柱ベースプレート下のコンクリートの見かけの終局せん断強度、 τ_{cr} :柱ベースプレート下のコンクリートの見かけの弾性限界せん断強度、

$$\frac{\tau_u}{\sigma_B} \text{ or } \frac{\tau_{cr}}{\sigma_B} = \alpha_0 + \alpha_h \cdot \left(\frac{h - t_p}{h_0} \right) \quad (3)$$

σ_B :コンクリート強度、 α_0 、 α_h 、 α_p :実験結果に基づく実験係数、 A_s :柱ベースプレート下のせん断作

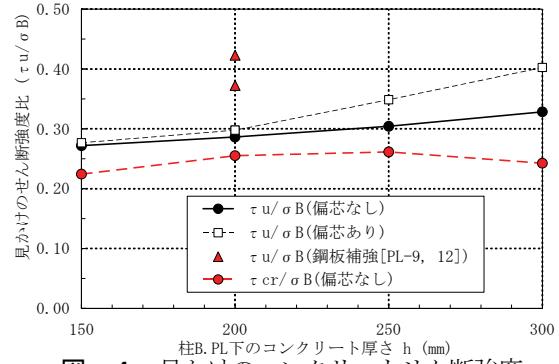


図-4 見かけのコンクリートせん断強度

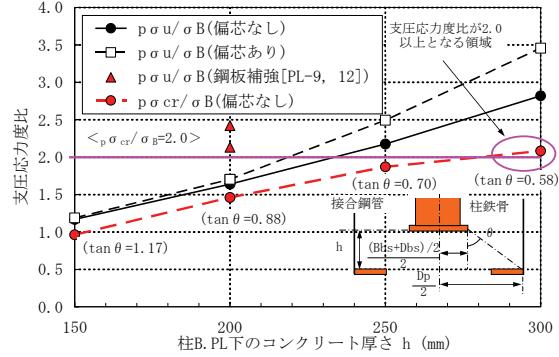


図-5 ベースプレート下支圧応力度

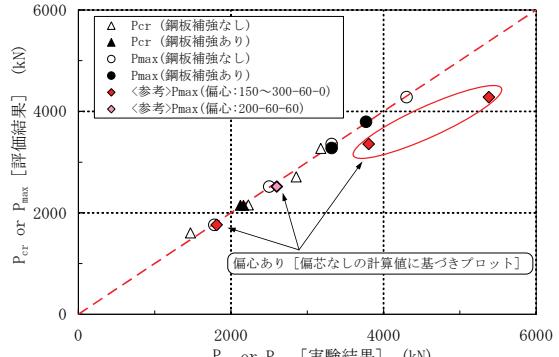


図-6 軸耐力評価式結果と実験結果の比較

用面積($=\{h-t_p\} \cdot \Sigma \ell_s$)、 $\Sigma \ell_s$:柱ベースプレート周長と端板開口周長の平均($=\{1400+1570.8\}/2$)、 h_0 :柱ベースプレート下の標準コンクリート厚($=300\text{mm}$)、とする。

なお、終局軸耐力および弾性限界荷重の評価にあたり、関連する実験結果に基づき回帰分析を行った結果、次式が得られた。

$$P_u = \left[0.211 + 0.116 \cdot \left(\frac{h-t_p}{h_0} \right) \right] \cdot \sigma_B A_s + 33.0 \cdot t_p^2 \sigma_y \quad [\text{相関係数 } r^2 = 0.999] \quad (4)$$

$$P_{cr} = \left[0.24 + 0.009 \cdot \left(\frac{h-t_p}{h_0} \right) \right] \cdot \sigma_B A_s \cong 0.24 \cdot \sigma_B A_s \quad [\text{相関係数 } r^2 = 0.985] \quad (5)$$

弾性限界荷重(P_{cr})については、鋼板補強による効果が少ないとから、コンクリート強度(σ_B)に対する弾性限界時せん断応力度(τ_{cr})比を一定値($=0.24$)として評価できる。

図-6に終局軸耐力および弾性限界荷重の評価式による評価値と実験結果の比較を示す。参考までに、偏芯した場合の結果も示すが、計算値は偏芯なしの場合の値でプロットする。これによると、評価式の妥当性が確認できる。

§ 3. 曲げせん断伝達性能確認実験

3.1 試験体計画および加力方法

試験体は、想定建物における既製コンクリート杭と柱鉄骨の接合部について、約1~1/2スケールを想定したNFG構法接合部を有する試験体とする。試験体一覧を表-3に示す。また、試験体全体形状および加力方法の概要を図-7に示し、代表的な試験体形状および断面詳細を図-8に示す。No.1~No.5において、接合鋼管の降伏(主に円周方向応力)に及ぼす軸力、柱鉄骨の偏芯量、加力方向の影響を確認し、No.6およびNo.7では柱鉄骨の曲げ降伏が先行する状況下で、埋め込み部分におけるコンクリートの支圧強度に及ぼす柱鉄骨の幅厚比の影響を確認する。さらに、No.8においては、接合鋼管内のコンクリート支圧破壊を想定するために接合鋼管内の埋め込み深さを極端に小さく想定した。試験体製作においては、試験区間となる接合鋼管を建てた状態で製作用ベッドに固定し、柱を所定の高さと水平位置になるように建て方を行って、接合鋼管内にコンクリート($F_c=24 N/mm^2$)を打設した。各試験体に用いた鋼材およびコンクリートの材料試験結果(平均値)を表-4に示す。なお、各試験体のコンクリート強度については、加力時の強度を材令に比例するものとして補間して求めた。

加力方法については、図-7で示されたように、非試験区間の2箇所に反力点を設け、試験区間の端部に柱せん断力として荷重(P_{ex})を上下方向に加え、正負交番繰り返し載荷を行った。図-9に加力サイクルを示す。制御は、荷重または試験区間の変形角(無溶接継手からの変形角)で行った。荷重制御時の荷重レベルは、それぞれの柱鉄骨の短期許容曲げモーメントに相当する柱せん断力(P_s)とした。なお、荷重値は試験部分の自重による影響を考慮する。軸力(No.2のみ)について

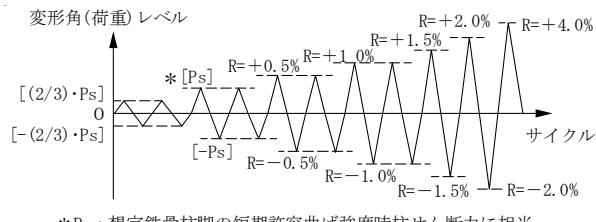


図-9 加力サイクル

表-3 試験体一覧

試験体	柱鉄骨 サイズ (mm)	軸力 N_{ex} (kN)	加力 方向	偏芯量 e_x (mm)	接合鋼管 サイズ (mm)	埋込み 深さ h_e (mm)	備考	
							想定破壊 モード	その他特記事項
No. 1		0		0				標準試験体 $B_p/t_g=15.8$ BPL-16
No. 2		400 (長期)	0°	0				軸力の影響 (⇒No. 1) BPL-16
No. 3	□-300×19 (BCR295)			60 (e_y)	φ 700×6 (SN400B) 高さ: 915	600	接合鋼管 降伏	柱偏芯量の影響 (⇒No. 1) BPL-16
No. 4			45°	0				2方向入力の影響 (⇒No. 1) BPL-16
No. 5				60 (e_y)				2方向入力+偏芯量の 影響(⇒No. 1, 4) BPL-16
No. 6	□-300×9 (BCR295)		0	0	φ 700×9 (SM490A) 高さ: 915		柱曲げ降伏 (柱フランジ 面外座屈)	柱幅厚比の影響 (⇒No. 1)
No. 7	□-300×12 (BCR295)		0°	0			柱曲げ降伏	$B_p/t_g=33.3$, BPL-9 (No. 6) $B_p/t_g=25.0$, BPL-12 (No. 7)
No. 8	□-300×19 (BCR295)			0	φ 700×6 (SN400B) 高さ: 615	300	コンクリート 支柱破壊	柱埋込深さの影響 (⇒No. 1) BPL-16

【共通事項】・コンクリート強度は $F_c=24 N/mm^2$ (加力時実強度に読替) とする。

・柱鉄骨(角形鋼管)埋込み区間における柱内部にはコンクリート充填しない。

・柱せん断スパン(a)は2500mm (a/b=2500/300) とする。

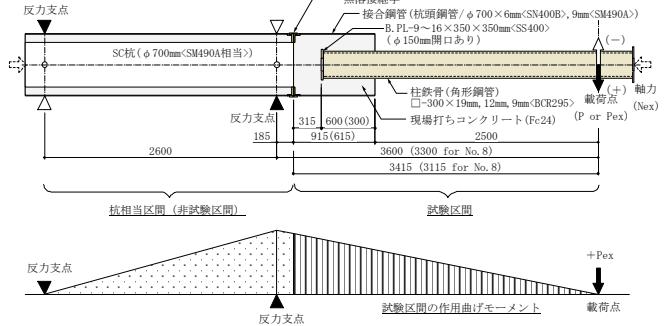


図-7 試験体全体形状および加力方法

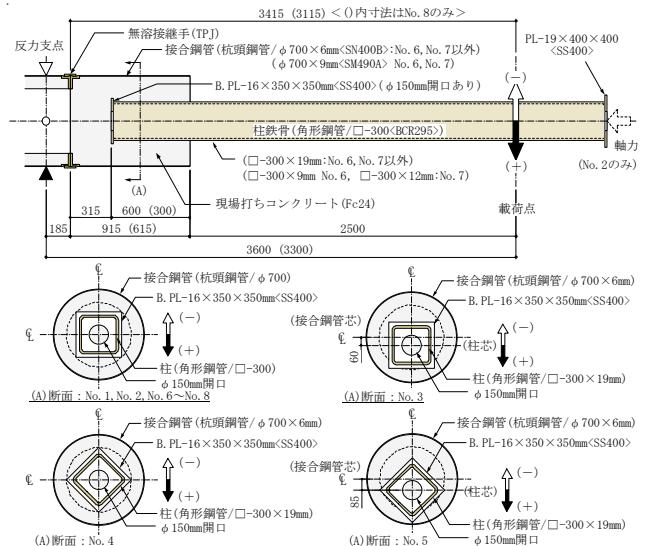


図-8 試験区間ににおける試験体詳細

表-4 使用材料の材料試験結果

(a) 鋼材	使用部位	試験体	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (GPa)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	伸び率 (%)	備考
柱	□-300×19 (BCR295)	No. 1 No. 2 No. 3	431 *	200	463	21.5	ワット: ZW1222 (試験片: 1A号)
	□-300×19 (BCR295)	No. 4 No. 5 No. 8	420 *	197	458	20.0	ワット: ZX2649 (試験片: 1A号)
	□-300×12 (BCR295)	No. 7	380 *	204	461	23.5	ワット: ZY1890 (試験片: 1A号)
	□-300×9 (BCR295)	No. 6	379	202	471	23.2	ワット: ZX3985 (試験片: 1A号)
接合 鋼管	φ 700×6 (SM400B)	No. 1~No. 5 No. 8	343	211	467	37.3	加力終了後に 試験片採取(5号)
	φ 700×9 (SM490A)	No. 6 No. 7	384	209	551	35.6	加力終了後に 試験片採取(5号)

* 0.2% proof stress

(b) コンクリート (普通コンクリート・現場封緘養生) : $\sigma_B = 29.1 \sim 34.1 N/mm^2$

は、試験体の各先端部にピンと油圧ジャッキをそれぞれ設置し、 $4\phi 17$ -PC 鋼棒(C 種)を試験体断面外に配置することにより軸力を導入し、加力中は常に一定とした(400kN:長期軸力相当)。

3.2 計測計画

試験区間の変形状態を図-10に示す。変位計測は、試験区間(接合鋼管+柱鉄骨)における無溶接継手位置からの相対変位が求められるように計画した。全体変形角(R)、接合鋼管による変形角(R_{pipe})、および柱鉄骨による変形角(R_{col})は、それぞれの変形量を無溶接継手位置から載荷点までの距離($h_p + a$)で除した変形角で与えられる。

代表的な試験体のひずみ計測位置を図-11に示す。これらのひずみ計測により接合鋼管および柱鉄骨の応力状態や降伏位置を確認する。なお、応力の計算方法においては、塑性域の応力状態を評価するために、ひずみ増分理論を用いる⁸⁾。

3.3 実験結果

3.3.1 荷重変形角関係および破壊経過

各試験体における荷重(P)と全体変形角(R)の関係を図-12に示す。最初に共通な現象として、接合鋼管先端部のコンクリート面(柱鉄骨埋め込み開始断面近傍)において支圧方向または直交方向にひび割れが観察された(No. 1～No. 7ではP=40kN付近で、No. 8ではP=75kN付近)。なお、No. 1～No. 5およびNo. 8(接合鋼管板厚:6mm)では、R=1.2%近傍もしくはそれ以降で接合鋼管先端部の円周方向の引張降伏が先行し、その後、耐力上昇に伴い、接合鋼管の曲げ降伏や柱鉄骨の曲げ降伏が生じ最大荷重に至った。一方、No. 6(柱フランジ・幅厚比:33.3)では、接合鋼管のコンクリートひび割れ発生後に、R=1.5%近傍で柱鉄骨の曲げ降伏を確認したが、変形角R=3.0%付近からフランジの局部座屈が発生し、やや耐力が低下した。No. 7(柱フランジ・幅厚比:25.0)では、柱鉄骨の曲げ降伏以降も最終変形角(R=4.0%)まで耐力上昇がみられた。荷重変形角関係におけるスリップ性状については、柱埋め込み長さが小さい試験体No. 8($h_e/D_s=1.0$)で顕著であった。また、接合鋼管先端部の円周方向引張降伏が先行した試験体でも若干見られた。一方、柱鉄骨曲げ降伏が先行した試験体(No. 6およびNo. 7)では、R=2.0%の繰返しサイクルにおいてもスリップ性状は顕著ではなかった。

各パラメータ(軸力、偏芯量、加力方向)の影響を確認するために、対応する荷重変形角関係の比較を図-13に示す。軸力の影響については、長期軸力レベルであれば、耐力上昇やスリップ性状の減少が期待できる。また、偏芯量の影響については、偏芯側が支圧される

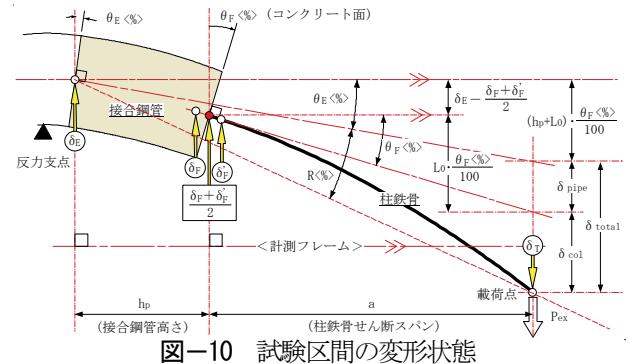


図-10 試験区間の変形形状

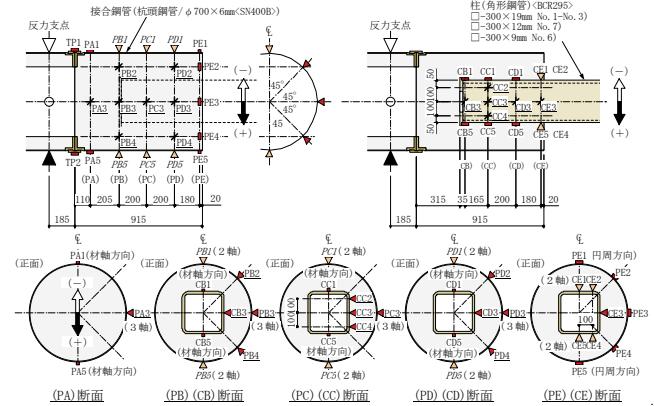


図-11 ひずみ計測位置・例(No. 1～No. 3, No. 6, No. 7)

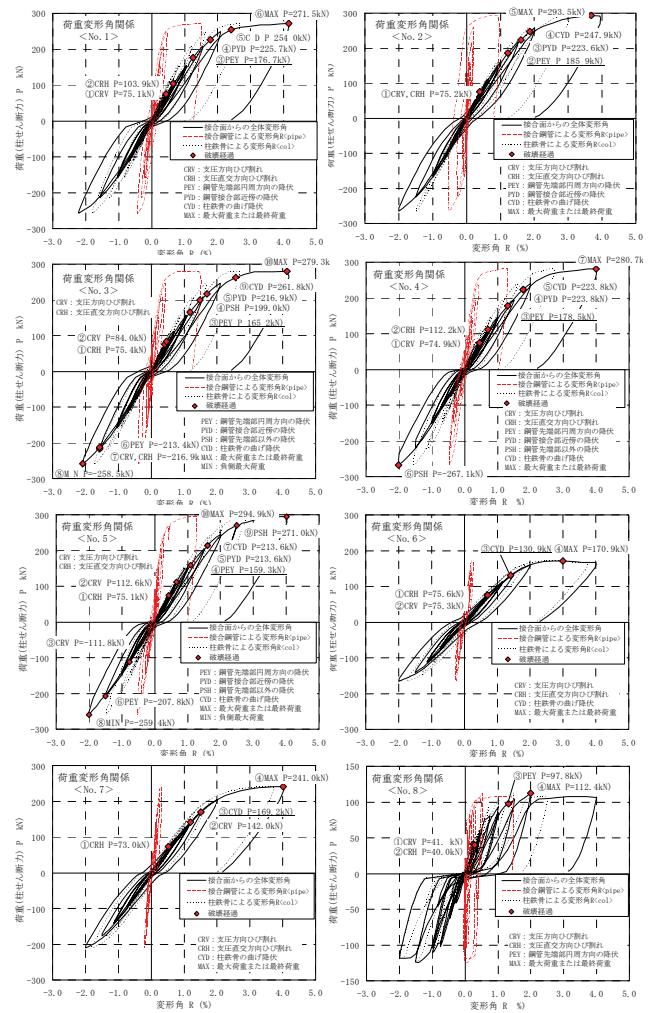


図-12 荷重変形角関係

載荷方向(正載荷)および反対側の載荷方向(負載荷)のいずれにおいても顕著な差は見られない。さらに、加力方向(+偏芯)の影響についても、 $R=2.0\%$ 以内では顕著な差は見られることから、任意加力方向の曲げ耐力および変形性状は、各方向独立に考えることによって推測できる。

3.3.2 構成部材の材軸方向ひずみ分布

代表的な試験体における柱鉄骨および接合鋼管の材軸方向ひずみ分布(断面内における圧縮縁および引張縁)を図-14に示す。各試験体における柱鉄骨ベースプレート近傍の柱鉄骨に引張ひずみが存在していることから、ベースプレートによる抵抗モーメントが期待できることが確認できる。また、柱鉄骨の曲げモーメント(もしくは曲げモーメントによるひずみ)は、柱鉄骨ベースプレートに向けて徐々に小さくなるにしたがって、接合鋼管の引張ひずみはベースプレート近傍で増加し、圧縮ひずみは接合鋼管先端部の支圧領域で大きくなることから、接合鋼管内の柱鉄骨埋め込み区間におけるせん断力伝達性能が十分であることが確認できる。これらの領域で見られるように、各ひずみ分布におけるひずみ勾配が大きく変化する区間においては、コンクリートと各鋼材(柱鉄骨または接合鋼管)の間ににおいて材軸方向力(摩擦)が増加しているものと予測できる。

3.3.3 接合鋼管先端部の円周方向ひずみ分布

代表的な試験体における接合鋼管先端部(柱鉄骨埋め込み開始点)近傍の円周方向ひずみ分布を図-15に示す。なお、図中の円周方向角度は、上端を 0° 、下端を 180° と定義する。したがって、柱鉄骨と接合鋼管の最小距離となる方向はNo. 4およびNo. 5(45° 方向加力)では 0° または 180° 、それ以外では 45° または 135° に相当する。ちなみに正加力時には接合鋼管先端部下端に圧縮力(支圧力)が作用する。

接合鋼管先端部の円周方向ひずみは、支圧力作用直下(0° または 180°)もしくは柱鉄骨と接合鋼管の最小距離となる方向(45° または 135°)で最大になることが確認できる。No. 1においては明確な理由は不明であるが、いずれにしても、通常設計上考えうる柱鉄骨曲げ降伏先行の場合、No. 7の円周方向ひずみ分布から判断しても柱鉄骨と接合鋼管の最小距離となる方向(45° または 135°)で円周方向のひずみが最大となることがわかる。

3.4 結果の考察および耐力および剛性評価式

3.4.1 各部材に作用する反力

図-16に仮定した各部材の作用反力を示す。接合鋼管内の埋め込まれている柱鉄骨には、接合鋼管内のコンクリートを介してテコ反力(R_1 および R_2)以外にも、

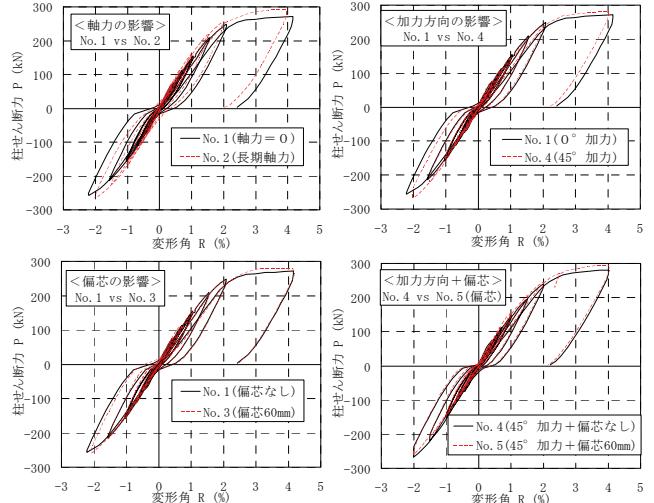


図-13 荷重変形角関係に及ぼすパラメータの影響

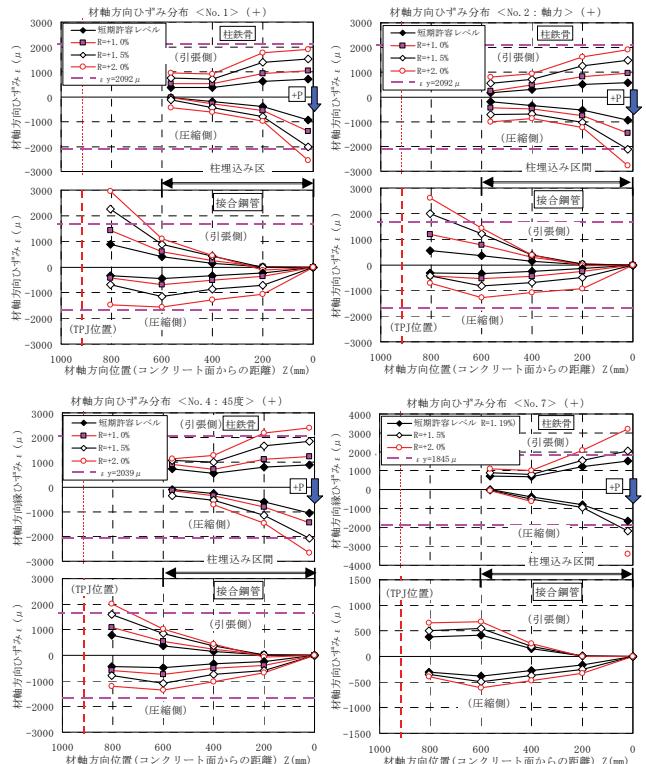


図-14 各構成部材における材軸方向ひずみ分布

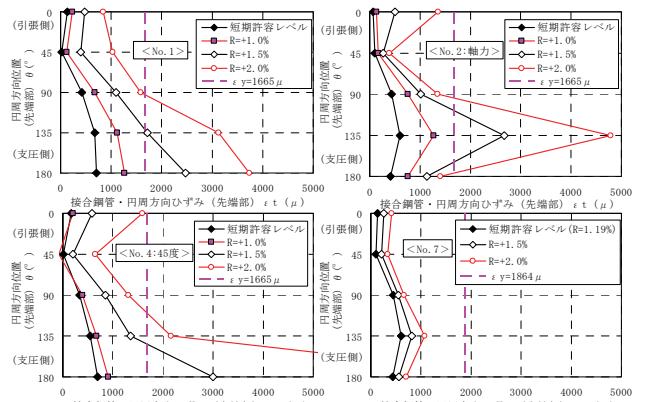


図-15 接合鋼管における先端部円周方向ひずみ分布

接合鋼管による拘束効果が期待できることから、支圧力によって発生する摩擦による材軸方向力(V_1 、 V_2 および V_B)が期待できる。さらに、柱鉄骨のベースプレートによる抵抗曲げモーメント(M_{BS})も期待できる。ここで、各反力が力のつりあい式のみで求められるように、材軸方向力およびベースプレートによる抵抗曲げモーメントを外力(N_{ex} : 柱軸力<圧縮を正>、および P_{ex} : 柱せん断力)で表現する。各反力および関連する式を次式以降に示す。

$$R_1 = \frac{1}{\Delta} \cdot \left\{ -\gamma_D \cdot c f_1 \cdot N_{ex} + \left(\frac{h_e - h_2 + a}{D_s} + \frac{\mu_2}{2} - \gamma_D \cdot c f_2 \right) \cdot P_{ex} \right\} \quad (6)$$

$$R_2 = \frac{1}{\Delta} \cdot \left\{ -\gamma_D \cdot c f_1 \cdot N_{ex} + \left(\frac{h_1 + a}{D_s} - \frac{\mu_1}{2} - \gamma_D \cdot c f_2 \right) \cdot P_{ex} \right\} \quad (7)$$

$$N_{BS} = \left\{ 1 - \frac{(\mu_2 - \mu_1)}{\Delta} \cdot \gamma_D \cdot c f_1 \right\} N_{ex} + \left\{ C_a - \frac{(\mu_2 - \mu_1)}{\Delta} \cdot \gamma_D \cdot c f_2 \right\} P_{ex} \quad (8)$$

$$V_1 \equiv \mu_1 \cdot R_1 \leq \mu_0 \cdot R_2 ; \quad V_2 \equiv \mu_2 \cdot R_2 \leq \mu_0 \cdot R_1 \quad (9)$$

$$h_1 = \frac{h_e \cdot a + (2/3) \cdot h_e}{6 \cdot a + h_e/2} ; \quad h_2 = \frac{h_e \cdot a + h_e/3}{6 \cdot a + h_e/2} \quad (10)$$

$$DV_B = \frac{M_{BS}}{D_s} - \frac{N_{ex}}{2} \quad (11)$$

$$\text{ただし、 } \Delta = \frac{h_e - h_1 - h_2 + \mu_1 + \mu_2}{2} \quad (12)$$

$$C_a = \frac{1}{\Delta} \cdot \left\{ -\mu_1 \cdot (h_e - h_2) + \mu_2 \cdot h_1 + (\mu_2 - \mu_1) \cdot a - \mu_1 \cdot \mu_2 \right\} \quad (13)$$

$$(14)$$

N_{BS} : 柱鉄骨・ベースプレート下(構造芯)に作用する材軸方向力(圧縮: 正)、 M_{BS} : 柱鉄骨ベースプレート下(構造芯)に作用する曲げモーメント、 μ_1 、 μ_2 : R_1 、 R_2 に対する比例係数($\leq 0.4 \leq \mu_0$: 最大摩擦係数)、 γ_D : ベースプレートの降伏による耐力低減係数(ここでは 1.0)、とする。なお、 M_{BS} については、実験結果(図-17)に基づき次式で表わせるものとする。

$$\frac{M_{BS}}{D_s} = \gamma_D \cdot (c f_1 \cdot N_{ex} + c f_2 \cdot P_{ex}) \quad (15)$$

$$c f_1 = -0.05 ; \quad c f_2 = 5.75 + 22.5 \cdot \left(\frac{|e_x|}{D_p} \right) + 0.25 \cdot \left(\frac{\theta < \deg >}{45} \right)$$

$$- 0.025 \cdot \left(\frac{B_s}{t_s} \right) - 1.85 \cdot \left(\frac{h_e}{D_s} \right) \leq 2.5 \quad (16)$$

ただし、 $|e_x|/D_p$: 接合鋼管内径に対する柱鉄骨芯の偏芯量絶対値の比(≤ 0.085)、 $\theta < \deg >$: 柱鉄骨の加力方向の角度($0 \leq \theta \leq 45^\circ$)、 B_s/t_s : 柱鉄骨の幅厚比、とする。参考までに、評価式に基づく各部材の曲げモー

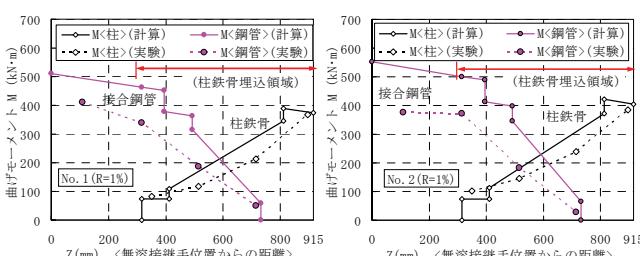


図-19 評価式による曲げモーメント分布と実験結果の比較 (No. 1, No. 2, No. 4, No. 7)

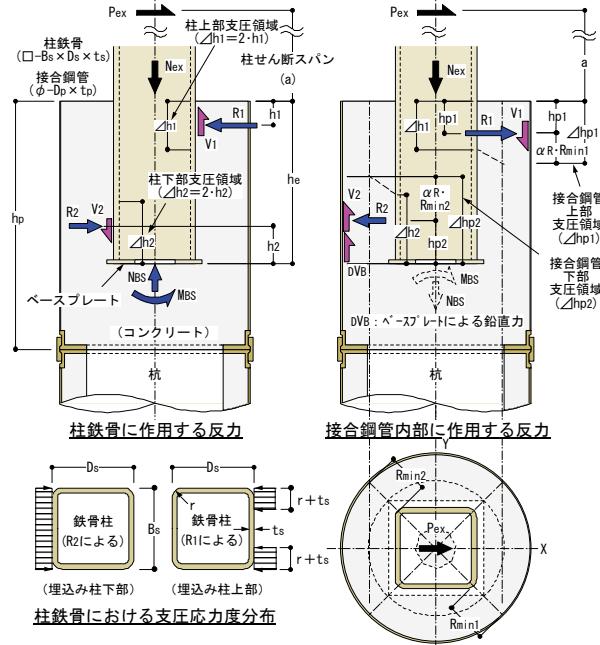


図-16 各構成部材に作用する反力

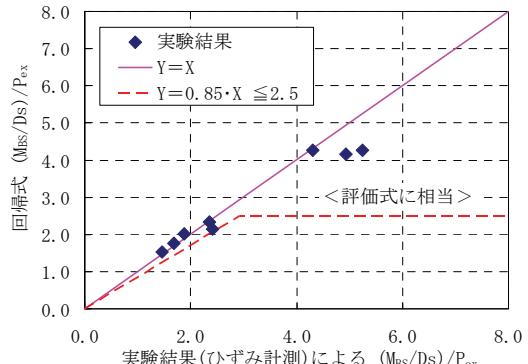


図-17 柱鉄骨 BPL による抵抗曲げモーメント

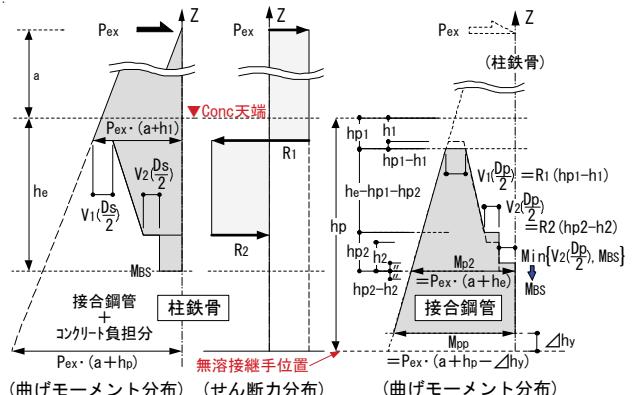
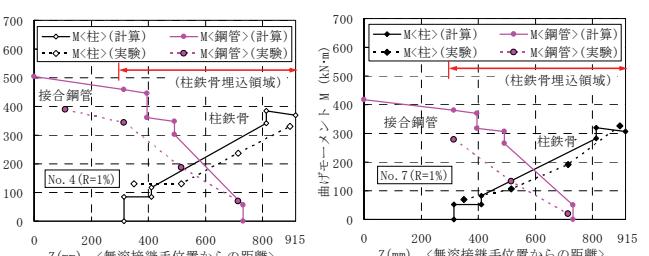


図-18 評価式による各部材の曲げモーメント分布



メント分布を図-18に示す。なお、図-19は、評価式による曲げモーメントと実験結果(代表的な試験体において、変形角R=1.0%時のひずみ計測結果に基づく曲げモーメント)を比較したものである。これによると、柱鉄骨ベースプレート以外の各断面では、実験による曲げモーメント(図中・破線)が、評価式による曲げモーメント分布(図中・実線)より小さいことから、評価式による曲げモーメントは安全側であり、評価式の妥当性が確認できた。

3.4.2 各部材の耐力評価式の提案

ここでは、各部位の耐力評価式として、柱鉄骨に関しては、(a)曲げ降伏時荷重 $[P_{cy}]$: R_1 作用断面位置、接合鋼管に関しては、(b)接合鋼管先端部における円周方向降伏時荷重 $[P_{pt}]$:接合鋼管先端部、(c)下部水平反力による降伏時荷重 $[P_{pt2}]$: R_2 作用位置近傍、(d)曲げ降伏時荷重 $[P_{py}]$:無溶接接合近傍、をそれぞれ提案する。なお、各反力は式(6)~(12)で示されている。

$$(a) P_{cy} = \frac{Z_c}{a + h_1} \left(s\sigma_y - \frac{N_{ex}}{A_{cc}} \right) \quad (15)$$

ただし、 Z_c :柱鉄骨の断面係数、 A_{cc} :柱鉄骨の断面積、 $s\sigma_y$:引張降伏応力度、とする。

$$(b) R_1 = \sqrt{2} \cdot t_p \cdot \Delta h_{p1} \cdot p \sigma_y \Rightarrow P_{pt} \quad (16)$$

ただし、 t_p 、 Δh_{p1} 、 $p \sigma_y$:接合鋼管の板厚、上部支圧領域材軸長、および引張降伏応力度、とする。なお、仮定した接合鋼管先端部の応力状態を図-20に示す。

$$(c) \sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{t2}^2 - \sigma_{t2} \cdot \sigma_v + \sigma_v^2} \leq p \sigma_y \Rightarrow P_{pt2} \quad (17)$$

ただし、

$$\sigma_{t2} = \frac{R_2}{\sqrt{2} \cdot t_p \cdot \Delta h_{p2}} \quad (18)$$

$$\sigma_v = \frac{M_{p2}}{Z_{ps}} + \frac{N_{p2}}{A_{ps}} \equiv \frac{P_{ex} \cdot (h_e + a)}{Z_{ps}} + \frac{-V_1 + V_2 + DVB}{A_{ps}} \quad (19)$$

M_{p2} :接合鋼管下部の水平反力作用断面における曲げモーメント、 N_{p2} :接合鋼管下部の水平反力作用断面における引張軸力、 Z_{ps} 、 A_{ps} :接合鋼管の断面係数および断面積、とする。

$$(d) \sigma_{pf} = \frac{P_{ex} \cdot (a + h_p - \Delta h_y)}{Z_{ps}} + \frac{-V_1' + V_2' + DV_B'}{A_{ps}} \leq p \sigma_y \Rightarrow P_{py} \quad (20)$$

ただし、 Δh_y :接合鋼管の曲げ降伏を確認する材軸位置(無溶接継手位置からの距離:通常は安全評価のために0とする)とし、

$$V_1' = |V_1|_{Nex=0} = \frac{\mu_1}{\Delta} \left(\frac{h_e - h_2 + a}{D_s} + \frac{\mu_2}{2} - \gamma_D \cdot c f_2 \right) \cdot P_{ex} \quad (21)$$

$$V_2' = |V_2|_{Nex=0} = \frac{\mu_2}{\Delta} \left(\frac{h_1 + a}{D_s} - \frac{\mu_1}{2} - \gamma_D \cdot c f_2 \right) \cdot P_{ex} \quad (22)$$

の各項は、軸力をゼロとして評価する。

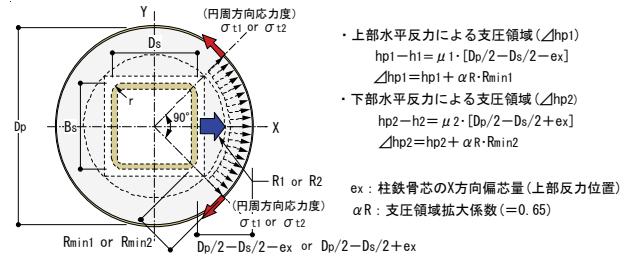


図-20 水平反力による接合鋼管の応力状態の仮定

表-5 各部材の耐力評価結果と実験結果の比較

試験体	加力方向偏芯量 e_z (mm)	h_p (mm)	h_e (mm)	h_1 (mm)	h_2 (mm)	σ_y MPa	t _s (mm)	軸力 N_{ex} (kN)	加力方向 (deg)	σ_y MPa	*1 曲げ 降伏 P_{cy} (kN)	tp (mm)	σ_y MPa	柱鉄骨			接合鋼管		
														*2 円周 降伏 P_{pt} (kN)	*3 下部 降伏 P_{pt2} (kN)	*4 曲げ 降伏 P_{py} (kN)			
No. 1	0	915	600	103.6	96.4	29.1	19	0	0	431	247.7	6	343	171.6	213.4	223.4			
	柱鉄骨 : □-300×19 (BCR295) 接合鋼管 : φ700×6 (SN400B)						(実験結果) (実験値/計算値)						176.7	-237.0	225.7	1.03	-1.11	1.01	
No. 2	0	915	600	103.6	96.4	34.1	19	400	0	431	235.9	6	343	169.3	215.0	223.4			
	柱鉄骨 : □-300×19 (BCR295) 接合鋼管 : φ700×6 (SN400B)						(実験結果) (実験値/計算値)						185.9	223.6	223.6	1.05	1.04	1.00	
No. 3 (+)	60	915	600	103.6	96.4	29.5	19	0	0	431	247.7	6	343	151.5	232.0	221.0			
	柱鉄骨 : □-300×19 (BCR295) 接合鋼管 : φ700×6 (SN400B)						(実験結果) (実験値/計算値)						165.2	—	216.9	1.09	—	0.98	
No. 3 (-)	60	915	600	103.6	96.4	29.5	19	0	0	431	247.7	6	343	183.8	210.3	221.0			
	柱鉄骨 : □-300×19 (BCR295) 接合鋼管 : φ700×6 (SN400B)						(実験結果) (実験値/計算値)						-213.4	-250.1	-227.4	-1.16	-1.19	-1.03	
No. 4	0	915	600	103.6	96.4	30.4	19	0	45	420	196.1	6	343	176.8	217.4	220.7			
	柱鉄骨 : □-300×19 (BCR295) 接合鋼管 : φ700×6 (SN400B)						(実験結果) (実験値/計算値)						178.5	—	223.6	1.01	—	1.01	
No. 5 (+)	84.9	915	600	103.6	96.4	30.8	19	0	45	420	196.1	6	343	148.8	227.1	216.0			
	柱鉄骨 : □-300×19 (BCR295) 接合鋼管 : φ700×6 (SN400B)						(実験結果) (実験値/計算値)						159.3	—	213.6	1.07	—	0.99	
No. 5 (-)	-84.9	915	600	103.6	96.4	30.8	19	0	45	420	196.1	6	343	199.7	220.8	216.0			
	柱鉄骨 : □-300×19 (BCR295) 接合鋼管 : φ700×6 (SN400B)						(実験結果) (実験値/計算値)						-207.8	—	-218.6	-1.04	—	-1.01	
No. 6	0	915	600	103.6	96.4	34.1	9	0	0	379	134.2	9	384	255.4	326.9	392.0			
	柱鉄骨 : □-300×9 (BCR295) 接合鋼管 : φ700×9 (SM490A)						(実験結果) (実験値/計算値)						130.9	—	—	—	—	—	
No. 7	0	915	600	103.6	96.4	32.6	12	0	0	380	166.9	9	384	271.4	343.6	382.9			
	柱鉄骨 : □-300×12 (BCR295) 接合鋼管 : φ700×9 (SM490A)						(実験結果) (実験値/計算値)						169.2	—	—	—	—	—	
No. 8	0	615	300	50.9	49.1	33.7	19	0	0	420	241.4	6	343	98.8	123.7	124.3			
	柱鉄骨 : □-300×19 (BCR295) 接合鋼管 : φ700×6 (SN400B)						(実験結果) (実験値/計算値)						97.8	—	—	—	—	—	

【共通事項】柱鉄骨のせん断スパン(a): 2500mm、比例係数: $\mu_1 = \mu_2 = 0.4$,

$$BPL耐力低減係数\gamma_B = 1.0と仮定 \quad h_1 = \frac{h_p}{6} \cdot a + \frac{(2/3)h_e}{a} \cdot h_e, \quad h_2 = \frac{h_p}{6} \cdot a + \frac{h_e}{2}$$

【評価式】*1 P_{cy} :式(15)による荷重, *2 P_{pt} :式(16)による荷重,

*3 P_{pt2} :式(17)による荷重, *4 P_{py} :式(20)による荷重

3.4.3 耐力評価結果と実験結果の比較

各試験体のパラメータに基づいた各部位の耐力評価結果を表-5に示す。なお、各試験体における破壊経過における荷重との比較も示す。試験体 No. 1~No. 5[+]およびNo. 7 の実験結果によると、接合鋼管先端部における円周方向の降伏が先行したが、耐力評価でも実験結果を比較的精度よく示している(実験値/計算値=0.99~1.16)。柱鉄骨の曲げ降伏が先行した試験体 No. 6 およびNo. 7 に関しても同様である。なお、破壊経過について、No. 5[-] (45° 加力+偏芯の負加力時)において柱鉄骨の曲げ降伏と接合鋼管先端部の円周方向降伏が評価上逆転しているが、荷重差がわずかであることから許容範囲とみなす。それ以外では破壊経過を適切に評価しているものと判断できる。

3.4.4 簡易モデルによる等価剛性評価

NFG構法の等価剛性(変形角 $R=1.0\%$ における割線剛性と定義)を評価するにあたり、最初に図-21で定義されたモデルのうち、詳細モデルを想定する。ここでは、柱鉄骨と接合鋼管のそれぞれで想定する反力作用点において、材軸直交変位が適合するものとし、接合鋼管内コンクリートによって、せん断力および曲げモーメントの一部が伝達されるものと仮定する。各部材の形状および弾性定数に基づき、架構全体の弾性剛性を評価した結果と実験結果(全体変形角 $R=1.0\%$ における割線剛性)の比較を図-22に示す。これによると、実験結果における割線剛性($R=1.0\%$)は、詳細モデルによる剛性評価結果の0.8倍程度(詳細モデルにおける等価剛性と定義)で表すことができることを確認した。一方、より簡便な方法で等価剛性を評価できるように、図-21で定義されたモデルのうち、簡易モデルを提案する。このモデルにおいては、基本的に柱鉄骨のみで評価するものとし、無溶接接続位置から材軸方向に仮想的な剛域を想定する。ここでは、最終的に仮想剛域長を求めることが目的である。

簡易モデルに基づいて、実験における接合鋼管長に対する仮想剛域長の比(剛域比と定義)を求めた結果と各モデルによる等価剛性評価結果を表-6に示す。実験結果による剛域比が0.27~0.42であったことから、安全側の評価とするために、簡易モデルでは、剛域比を0.25(接合鋼管長の1/4に相当)とする。図-23に簡易モデルによる等価剛性評価(剛域比0.25)と実験結果の比較を示す。また、図-24に代表的な試験体の荷重変形角関係($R=1.5\%$ まで)との比較を示す。これらの結果によると、剛域比を0.25とすることにより、等価剛性が安全側に評価できることを確認した。

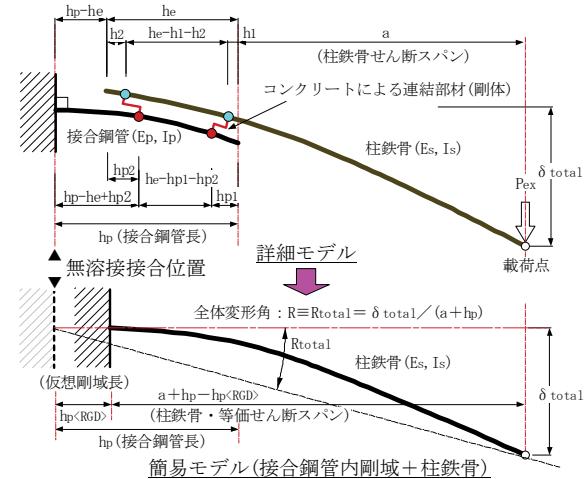


図-21 等価剛性評価における簡易・詳細モデル

表-6 各モデルによる等価剛性評価結果一覧

試験体	実験結果		各モデルによる等価剛性評価			
	割線剛性 [R=1.0%] P/R (kN%)	実験結果に対する 仮想剛域比 hp(RGD)*1 hp	詳細モデル	簡易モデル	剛域比[0.25] 仮定剛性 P/R (kN%)	評価値 実験値
No. 1	149.7	0.30	150.8	1.01	143.4	0.96
No. 2	161.6	0.39	150.8	0.93	143.4	0.89
No. 3 (+)	152.7	0.32	150.5	0.99	143.4	0.94
No. 3 (-)	153.1	0.33	150.5	0.98	143.4	0.94
No. 4	147.7	0.28	150.7	1.02	143.4	0.97
No. 5 (+)	155.2	0.34	150.5	0.97	143.4	0.92
No. 5 (-)	146.1	0.27	150.5	1.03	143.4	0.98
No. 6	102.3	0.42	103.6	1.01	88.4	0.86
No. 7	122.5	0.38	126.0	1.03	109.6	0.89
No. 8*2	93.2	—	162.4	—	163.0	—

*1 hp(RGD)：簡易モデル（柱鉄骨+剛域）における仮想剛域長
(載荷点変位が簡易モデルによる変位と等しくなる仮想剛域位置)

*2 No. 8：適用範囲外であるため評価対象外

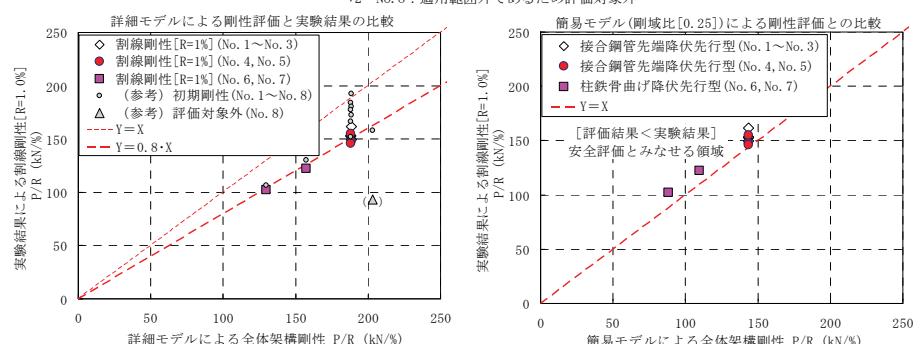


図-22 詳細モデル・実験結果比較

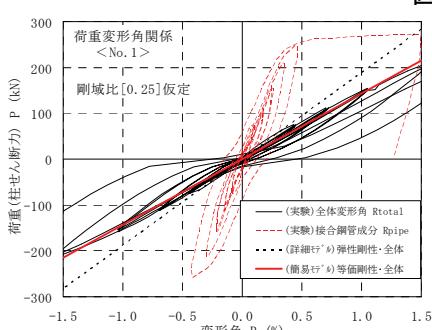


図-23 簡易モデル・実験結果比較

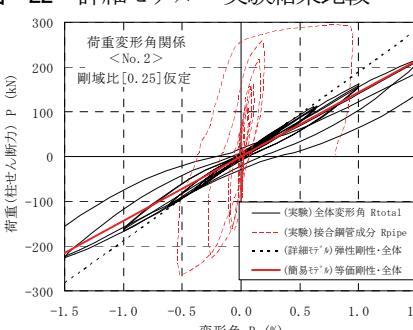


図-24 各モデルによる評価結果と実験結果(荷重変形角関係)の比較 [代表例: No. 1, No. 2, No. 7]

§ 4. まとめ

本報では、NFG 構法接合部における軸力伝達メカニズムや水平力作用時の応力伝達メカニズムを明らかにするためにそれぞれについて構造実験を行い、各耐力評価式を提案し、その妥当性を確認した。

軸力伝達性能確認実験では、主に柱のベースプレート下端から杭頭鋼管の端板までのコンクリートの厚みをパラメータとして軸耐力確認実験を行った。その結果、(1)～(3)の知見が得られた。

- (1) 無溶接継手部の端板開口に対する鋼板による補強効果について、終局軸耐力および繰り返し荷重に対する軸変位の進行に対して効果的であるものの、弹性限界荷重に対しては効果的ではない。
- (2) 軸力耐力に及ぼす柱偏芯量(杭径の 10%程度)の影響は無視できる。
- (3) 柱ベースプレート下の見かけのコンクリート終局限せん断強度(τ_u)は、コンクリートの厚さに比例して大きくなる傾向がみられるが、弹性限界時せん断応力度(τ_{cr})については、ほぼ一定($\tau_{cr}/\sigma_B = 0.22 \sim 0.25$)とみなせる。したがって、軸耐力評価では、 $\tau_{cr}/\sigma_B = 0.24$ を採用できる。

一方、曲げせん断伝達性能確認実験では、柱鉄骨を接合鋼管にコンクリートを介して接合した接合部について、軸力、偏芯量、加力方向、および柱鉄骨埋込み長さをパラメータとして曲げせん断実験を行った。その結果、(4)～(12)の知見が得られた。

- (4) 接合鋼管先端部の円周方向降伏が先行する場合は、 $R=1.2\%$ 以降で発生する。
- (5) 柱鉄骨の曲げ降伏が先行する場合は、 $R=1.5\%$ 近傍で降伏する。
- (6) 柱鉄骨フランジの幅厚比を 33.3 とした柱では、曲げ降伏は先行するが、 $R=3.0\%$ 以降で局部座屈が発生し、耐力低下が見られる。
- (7) 柱鉄骨の曲げ降伏が先行する場合には、荷重変形角関係において顕著なスリップ性状は見られない。
- (8) 想定範囲内の柱鉄骨偏芯は、荷重変形角関係や耐力に対して顕著な影響を及ぼさない。
- (9) 任意加力方向の曲げ耐力および変形性状は、各方向独立に考えることによって推測できる。
- (10) 接合部における曲げモーメントおよびせん断力伝達機構においては、接合鋼管内に埋め込まれた柱鉄骨ベースプレートにより抵抗曲げモーメントが期待できるとともに、柱の曲げモーメントによる支圧に比例して材軸方向力が期待できる。
- (11) 各部位の耐力評価式を提案し、妥当性を確認した。
- (12) 今回の実験の範囲では、NFG 構法接合部(架構)の等価剛性($R=1.0\%$ 時割線剛性)は、詳細モデルを用いて評価した剛性の 0.8 倍とした剛性で定義できる。また、接合鋼管に相当する領域の一部を剛域とした柱鉄骨とした簡易モデルでも剛性評価が可能である。それによると、無溶接継手位置から接合鋼管長さの 1/4(0.25·hp)を剛域とすることにより、安全側の剛性評価となる。

<参考文献>

- 1) 今野和今、今本泰久、沖 晃司、中村信行、宮尾俊明、林 隆治、山本豊弘、青木 仁："鋼管柱と鋼管コンクリート杭の一体化構造に関する研究 その 1～その 5"、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、構造Ⅲ、2002 年 8 月、pp.813～820
- 2) 鈴木隆生、沖 晃司、飯谷邦祐、今野和近："鋼管柱を鋼管杭に挿入し一体化させる基礎工法(その 1)～(その 2)"、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、構造Ⅲ、2007 年 8 月、pp.901～904
- 3) 榎 司、山野辺宏治、磯田和彦、中島英巳、田中道治："NFG(地中梁なし) 構法の開発 (その 1) 軸力伝達性能確認実験"、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、構造Ⅲ、2003 年 9 月、pp.755～756
- 4) 時野谷 浩良、西影武知、藤田佳広、浅井英克："普通鋼管で杭頭補強したノンフーチング柱－杭接合部の構造性能"、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、構造Ⅲ、2003 年 9 月、pp.757～758
- 5) 武田彰文、舟木秀尊、山田高之："角型鋼管柱と既製コンクリート杭の一体構造に関する実験"、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、構造Ⅲ、2004 年 8 月、pp.739～740
- 6) 武田彰文、舟木秀尊、山田高之、富永晃司："鋼管柱と既製コンクリート杭との接合部の耐力評価"、日本建築学会中国支部研究報告集 第 30 卷、2007 年 3 月、pp.201～204
- 7) (財)鉄道総合研究所："線路上空建築物(低層)構造設計標準(2009 改定)"、2009 年
- 8) 山野辺宏治、高瀬 雄一、中西 啓二、小川 彰宏："RCST 構法の開発(その 4)高強度材料を用いた接合部架構実験・柱内部のせん断伝達機構"、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1、構造Ⅲ、2000 年 9 月、pp.1255～1256