

改良型簡易接合法を採用した既製コンクリート杭杭頭部の高軸力下における構造性能

STRUCTURAL PERFORMANCE OF IMPROVED SIMPLIFIED CONNECTION SYSTEM
AT PRECAST CONCRETE PILE HEAD UNDER HIGH AXIAL LOAD

青島一樹^{*1}, 堀井良浩^{*2}, 小林治男^{*3}, 安達俊夫^{*4}

Kazuki AOSHIMA, Yoshihiro HORII, Haruo KOBAYASHI

and Toshio ADACHI

An improved semi-rigid connection system which is used to connect a pile head and a pile cap has been proposed by authors and it has proved to be effective to reduce bending moment of a pile head under general level of axial load. However, in recent years, high bearing capacity piles, which have more than twice capacity of general piles, have become widely used. To investigate performances of the proposed system under such a high axial load, full-scale structural tests are conducted. From the test results, it is revealed that the maximum bending moment at a pile head (M_{max}) almost agrees with a maximum eccentric moment (M_e) under low axial stress, but M_{max}/M_e decreases with axial stress increase. This paper proposes an experimental formula to evaluate M_{max} using M_e and axial stress ratio (σ_n/σ_b , σ_n : axial stress at a pile head, σ_b : concrete strength of a pile cap) under the condition that a pile cap isn't damaged with strength decrease, and an analytical method to judge the condition of its application.

Keywords : Pile foundation, Pile head joint, Precast concrete pile, Pile cap, Bearing stress, Seismic design

杭基礎, 杭頭接合部, 既製コンクリート杭, パイルキャップ, 支圧応力, 耐震設計

1. 序論

近年, 杭頭とパイルキャップを半剛接合やピン接合とする杭頭接合方法が実用化されている。杭頭を半剛接合やピン接合とすることで, 地震時に作用する杭頭曲げモーメントを低減することが可能となり, 杭基礎の耐震性能を向上させる有効な手段として普及が進んでいる¹⁾。現在実用化されている杭頭を剛接合としない接合方法を大別すると, 機械的なピンやローラー機構を備えた装置を杭頭部に設置するタイプ(装置タイプと称す), および杭頭に特殊な装置を用いずに在来工法の延長で杭頭半剛接合を実現するタイプ(非装置タイプと称す)に分けられる。装置タイプは地震時の軸力変動が生じても比較的安定したピンやローラーの性能を保持することができるが, 精密な施工と杭頭接合装置のコストが必要となる。非装置タイプは, 基本的に杭の主筋もしくは杭頭補強筋をパイルキャップに定着せず, 杭頭へパイルキャップを載置するだけの構造である。このため比較的に低コストで簡単に施工できるが軸力変動の影響を受け易いため設計段階における十分な検討が必要となる¹⁾。

筆者らは, 既製コンクリート杭の非装置タイプの杭頭半剛接合法の1つである改良型簡易接合法²⁾を提案している。改良型簡易接合法とは1978年以前に存在した補強鉄筋を用いずに杭頭部をパイルキャップに100mm程度根入れする簡易的な杭頭接合法^{3~5)}を改良したもので, 根入れした杭頭外周部に空隙を設けることで杭頭の回転性能を向上させた杭頭接合法である。前報²⁾では一般的な支持力を有する杭に改良型簡易接合法を採用した場合を想定し, 最大で

17.5N/mm²までの軸応力下における杭頭の回転性状を静的構造実験によって明らかにし, そのモデル化手法を示した。

しかしながら, 既製コンクリート杭の施工分野では, 近年, 従来の2倍以上の支持力を有するプレボーリング拡大根固め工法や中掘拡大根固め工法など(以後, 高支持力杭と称す)が多数開発され, 普及が進んでいる⁶⁾。高支持力杭の支持力は, 地盤条件が良好であれば, 杭材の許容応力度で決定される。杭材には設計基準強度105N/mm²のコンクリートが使用されることが多く, PHC杭C種の場合, プレストレスを差し引いた短期許容応力が50N/mm²となる。従って, 地盤と構造物の設計条件によるが, 高支持力杭を採用した杭頭には, 中程度の地震時に50N/mm²程度の軸応力が作用する可能性がある。

今回, 高支持力杭に改良型簡易接合法を採用した際の杭頭接合部の回転性状と損傷状況を把握することを目的とし, 最大で60N/mm²の軸応力下における静的構造実験を実施した。本報では, 静的構造実験の概要と構造性能に関する検討結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 改良型簡易接合法の概要

図2.1(a)に改良型簡易接合法の概要を示す²⁾。補強鉄筋を用いずに, 杭頭をパイルキャップへ50~100mm根入れし, 根入れした杭頭の外周部と基礎コンクリートおよび捨てコンクリートとの境界面にテーパー状の空隙を設けたものである。この空隙によって, 根入れ深さや捨てコンクリートの厚さに依存しない, 安定し

*¹ 大成建設技術センター 主任研究員・修士(工学)

*² 大成建設技術センター 副主任研究員・修士(工学)

*³ 大成建設設計本部 シニアエンジニア・修士(工学)

*⁴ 日本大学理工学部 教授・工博

Senior Research Engineer, Technology Center, Taisei Corp., M. Eng.

Research Engineer, Technology Center, Taisei Corp., M. Eng.

Senior Engineer, Design Division, Taisei Corp., M. Eng.

Prof., College of Science & Technology, Nihon Univ., Dr. Eng.

た杭頭の回転性状を得ることが可能となる²⁾。パイルキャップの水平力は、杭頭部の摩擦抵抗と根入れ部のせん断抵抗によって杭へ伝達される。ただし、改良型簡易接合法は、引抜き力に対する抵抗要素がないため、引抜き力が作用しないことが適用条件となる。図2.1 (b)に改良型簡易接合法の杭頭部が回転した状態を模式的に示す。引張側の杭端部に浮き上がりが生じるとともに、押し込み側の杭端部はパイルキャップにめり込みが生じるものと考えられる。この場合、パイルキャップと杭頭圧縮縁には軸力による支圧応力が局所的に作用する。前報²⁾の実験結果から、改良型簡易接合法には、支圧応力の増加によってパイルキャップと杭頭に損傷が生じる可能性があることが示唆されている。

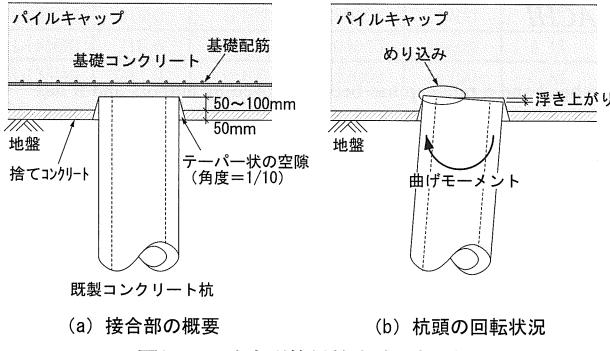


図2.1 改良型簡易接合法の概要

2.2 試験体と実験ケース

試験体は、実大スケールのパイルキャップと杭から構成されている。表2.1にパイルキャップ試験体の諸元を示す。図2.2にパイルキャップ試験体の形状と配筋概要の一例を示す。パイルキャップ試験体は、へりあき寸法を変えて3種類(F1～F3)、合計10体作製した。へりあき寸法は、 $F1 < F2 < F3$ の関係にあり、 $F2$ ($H/D = 0.75$, H :へりあき寸法, D :杭径)が一般的なパイルキャップ寸法を想定した試験体である。パイルキャップ試験体の中央部には、テーパー状の凹部(テーパー角度:1/10rad, 杭頭部の直径:303mm, 深さ:50mm)を厚さ1.2mmの鋼製の捨て型枠を用いて設けている。実験時に、この凹部に試験杭を鉛直に設置することで、改良型簡易接合法による杭頭接合部を構築した。パイルキャップの配筋は、基礎筋と帶筋ともD13 @ 150mmとし、全ての試験体で共通とした。表2.1には各試験体種類毎に実験当日におけるコンクリートの材料特性の平均値を示した。なお、パイルキャップ試験体の作製は、杭頭接合部のコンクリートの密実性を確保するため、実際の施工状況を模擬して、スタブを上部にしてコンクリートを打設した。

表2.2に杭試験体の諸元を示す。図2.3に杭試験体の概要を示す。杭試験体は、種別を変えて4種類(P1～P4)、合計8本作製した。いずれの試験体も杭径300mm、肉厚60mm、杭長1750mmであり、杭頭から1500mmの位置に加力用のPC鋼棒を設置した。杭頭部に中詰めコンクリートは打設していない。P1は、パイルキャップの損傷限界と終局限界を把握するために作製した加力用のSC杭であり、最大荷重に至っても杭が降伏しない仕様(SN490材、鋼管厚22mm)とした。P2～P4は、杭頭部の損傷限界と終局限界を把握するための試験杭である。P2は、設計基準強度 85N/mm^2 のPHC杭-C種であり、杭頭には端板と補強バンドが存在する。端

表2.1 パイルキャップ試験体の諸元

名称	バ ルキヤップ寸法	へりあき	H/D	コンクリート強度	ヤング係数	ボアソン比	数量
	W×B×h (mm)	H (mm)		σ_b (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ν	体
F1-1~3	600×600×300	150	0.50	38.5	31,467	0.23	3
F2-1~3	750×750×350	225	0.75	37.0	30,167	0.23	3
F3-1~4	900×900×450	300	1.00	37.3	30,100	0.22	4

W:幅, B:奥行き, h:高さ, H:へりあき寸法, D:杭径

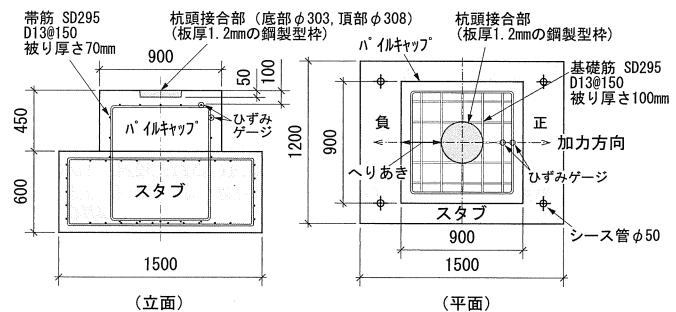


図2.2 パイルキャップ試験体の形状と配筋 (F3 試験体)

表2.2 杭試験体の諸元

名称	種別	杭径	肉厚	補強	ブレストレス	コンクリート強度	ヤング係数	ボアソシ比	数量
		mm	mm	ボンド	σ_e (N/mm ²)	σ_B (N/mm ²)	E (N/mm ²)	ν	本
P1	SC-t 22-Fc120	300	60	-	0	118.9	37,434	0.21	1
P2-1~4	PHC-C-Fc85	300	60	有り	10	92.1	42,180	0.21	4
P3-1~2	PHC-C-Fc105	300	60	有り	10	118.4	44,492	0.22	2
P4	PHC-C-Fc105	300	60	無し	10	116.7	44,156	0.23	1

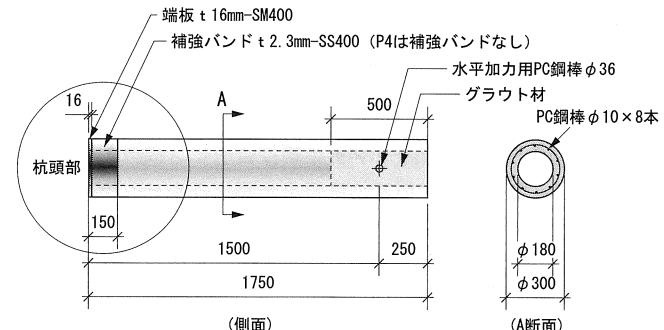


図2.3 杭試験体の概要 (P2~4試験体)

表2.3 実験ケースの一覧

シリーズ	実験No.	試験体		軸力	軸応力	
		杭	バイルキャップ	N (kN)	σ_n (N/mm ²)	
1	1	P1	F1-1	900	20	
	2		F1-2	1800	40	
	3		F1-3	2700	60	
	4		F2-1	900	20	
	5		F2-2	1800	40	
	6		F2-3	2700	60	
	7			225	5	
			F3-1	450	10	
				680	15	
				900	20	
2	8	P2-1	F3-2	1800	40	
	9		F3-3	2700	60	
	10			225	5	
	P2-1		340	8		
			450	10		
			680	15		
			900	20		
	11	P2-3	F3-4	1350	30	
	12	P2-4		1350	30	
	13	P3-1		1800	40	
	14	P3-2		1800	40	
	15	P4		1800	40	
	16	P2-2		1800	40	

板の仕様は、材質がSM400、厚さが16mmである。補強バンドは、材質がSS400、厚さ2.3mm、幅150mmの縫钢板である。P3は設計基準強度105N/mm²のPHC杭-C種であり、端板および補強バンドの仕様は、P2と同様である。P4は、補強バンドの効果を把握するための試験杭であり、補強バンドを設けていない。その他の仕様はP3と同様である。表2.2には各試験体種別毎に実験当日におけるコンクリートの材料特性の平均値を示した。

表2.3に実験ケースの一覧を示す。実験はパイルキャップに着目したシリーズ1と杭頭部に着目したシリーズ2を実施した。シリーズ1では、加力用のP1杭を用い、パイルキャップの仕様(F1～F3)と軸応力(5～60N/mm²)をパラメータとして、9ケースの実験を行った。なお、実験No.7では同一のパイルキャップを用い、軸応力を変えて複数回の加力を行った。シリーズ2では、F3パイルキャップを用い、杭の仕様(P2～P4)と軸応力(5～40N/mm²)をパラメータとして、7ケースの実験を行った。実験No.10では、同一の杭を用い、軸応力を変えて複数回の加力を行った。

2.3 加力方法と計測項目

図2.4に加力方法の概要を示す。実験は、パイルキャップ試験体を反力フロアに固定し、杭試験体をパイルキャップに鉛直に設置する。次いで、軸力導入用の油圧ジャッキによって所定の一定軸力を導入し、杭先端部分を2台のアクチュエータで水平に加力した。杭先端の境界条件はピンローラーである。加力サイクルは、杭頭の回転角によって制御し、1ステップ1サイクルの繰り返し加力を基本とした。各試験体のステップ荷重は、予備解析結果に基づき設定し、最大回転角で 50×10^{-3} rad以上の加力を目標とした。図2.4中に杭の曲げモーメント分布と加力サイクルの概要を示す。主な荷重および変位量の計測項目は、杭頭接合部の回転角と鉛直・水平変位、アクチュエータの荷重と加力点の水平変位、軸力導入用ジャッキの荷重である。杭頭接合部の回転角は、図2.4中に示すように水平加力軸方向の杭対面2点について鉛直変位(杭の押し込み・引き抜き量)を測定し、この差を測定スパンで除して求めた。主なひずみ量の測定項目は、パイルキャップの基礎筋と帶筋のひずみ(図2.2参照)と杭頭の補強バンドのひずみ(図2.4参照)である。また、加力ステップ毎に試験体のひび割れ発生状況の観察とひび割れ幅の測定を行った。

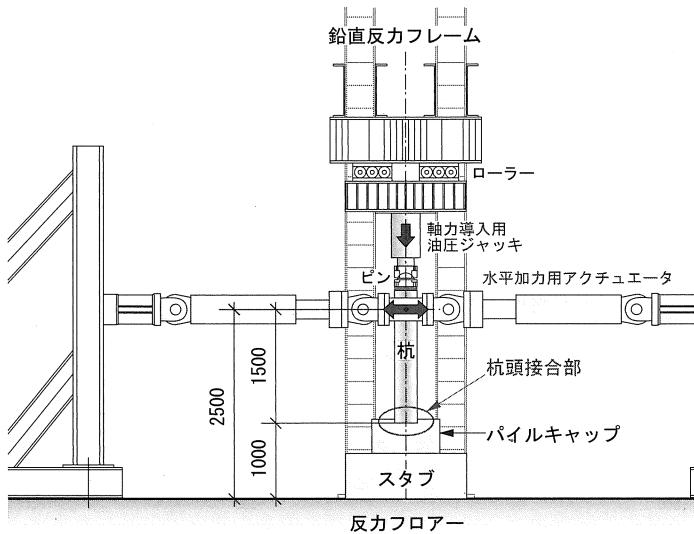


図2.4 加力方法の概要

3. シリーズ1の実験結果と考察

3.1 加力点の水平荷重～水平変位関係

図3.1に加力点の水平荷重Pと水平変位δの関係を軸力Nと水平変位δの関係とともに例示する(No.7, 8, 9)。同図(a)より、軸力は水平変位によらずほぼ一定に保持できていることが分かる。同図(b)～(d)には、軸力と水平変位によるP-δ効果の影響($P-\delta$ 効果: $N \times \delta'/L$, N: 軸力, δ': 杭先端のピン位置の水平変位, L: 加力点から杭頭接合部までの距離)を併記した。各ケースの最大水平荷重は軸力に依存して大きくなることが分かる。また、いずれのケースも水平荷重は最大値に達した後、P-δ効果の勾配に対応して低下していることが分かる。このことから荷重低下の主たる要因はP-δ効果によるものと考えられる。

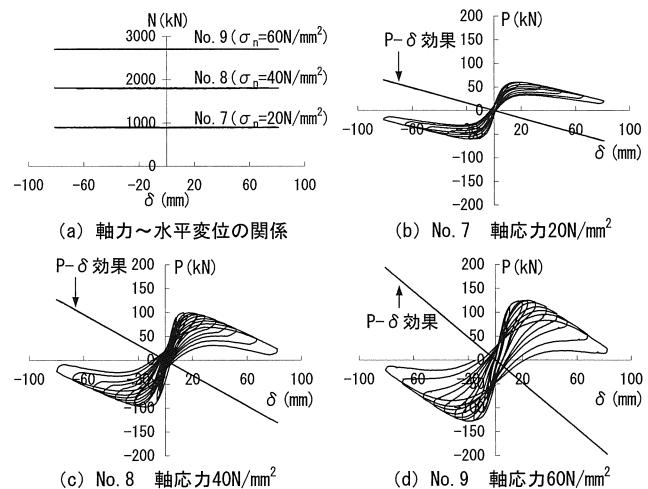
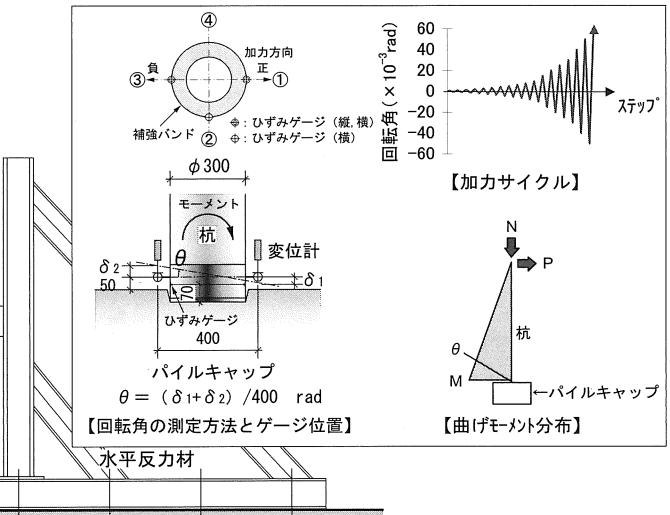


図3.1 加力点のN～δ関係、およびP～δ関係

3.2 杭頭接合部の曲げモーメント～回転角関係

図3.2にシリーズ1における杭頭接合部の曲げモーメントMと回転角θの関係を例示する。シリーズ1では、パイルキャップのへりあき寸法と軸力が杭頭接合部の回転性状に与える影響に着目しており、杭(P1)は弾性範囲内に収まっている。杭頭接合部の曲げモーメントは、水平荷重にスパンを乗じ、これに軸力による付加曲げモーメントを加算して求めた($M=P \times L + N \times \delta'$, P: 水平荷重)。同図には、各ケースにおける最大偏心モーメント M_e



($M_e = 0.5ND$, D : 杭径) を併記した。 M_e は、試験体を剛体と仮定したときの最大発生モーメント (浮き上がりモーメント) に相当する。軸応力 20N/mm^2 の実験 (No. 1, 4, 7) では、へりあき寸法によらずほぼ同様の回転性状を示しており、いずれのケースも履歴面積が小さい非線形弾塑性的な挙動を示している。また、各ケースの最大曲げモーメント M_{max} は最大偏心モーメント M_e に漸近している。軸応力 40N/mm^2 の実験 (No. 2, 5, 8) では、軸応力 20N/mm^2 に比較して履歴面積が大きい。また、へりあき寸法 (H/D) が小さいほど履歴ループの膨らみが大きくなる傾向がある。いずれのケースも M_{max} と M_e の差が大きく、へりあき寸法が最も小さい No. 2 (F1) では若干の耐力低下が生じている。軸応力 60N/mm^2 の実験 (No. 3, 6, 9) では、これらの現象がより明瞭に認められる。また、へりあき寸法が小さい No. 3 (F1) では、パイルキャップの破壊により軸力低下を伴う曲げ耐力の低下が生じた。このため、回転角が約 $30 \times 10^{-3}\text{rad}$ の段階で実験を終了した。

表3.1に M_{max} と M_e の一覧を示す。図3.3に M_{max} と軸応力 σ_n (軸力 N を断面積 A で除した値) の関係を示す。同図には、 M_e と σ_n の関係 ($M_e = 0.5 \sigma_n \cdot A \cdot D$) を併記した。 M_{max} は、軸応力 15N/mm^2 以下では M_e とほぼ一致している。しかし、 20N/mm^2 以上の軸応力では、 M_{max}/M_e が軸力の増加に応じて低下する傾向がある。この傾向は、パイルキャップが大きく損傷した F1 ($H/D=0.5$) において顕著であるが、損傷の少ない F3 ($H/D=1.0$) においても認められる。前報²⁾では、 17.5N/mm^2 以下の軸応力下において、改良型簡易接合法の M_{max} が M_e にほぼ一致することを示した。今回の実験によって、高軸力下においては、 M_{max} が M_e に達しないことが判明した。この

表3.1 M_{max} と M_e の一覧

No.	試験体	軸応力 $\sigma_n (\text{N/mm}^2)$	最大曲げモーメント $M_{max} (\text{kN}\cdot\text{m})$	最大偏心モーメント $M_e (\text{kN}\cdot\text{m})$	M_{max}/M_e
1	F1 $H/D=0.5$	20	123.0	135.5	0.91
2		40	196.2	272.9	0.72
3		60	239.4	407.1	0.59
4	F2 $H/D=0.75$	20	128.5	136.7	0.94
5		40	226.8	271.1	0.84
6		60	310.8	407.9	0.76
7	F3 $H/D=1.0$	5	36.1	34.4	1.05
8		10	68.9	68.7	1.00
9		15	100.7	102.0	0.99
		20	128.0	137.1	0.93
		40	231.0	271.5	0.85
		60	330.6	407.3	0.81

原因として、パイルキャップの変形に伴う幾何学的な要因とパイルキャップの損傷による耐力低下が考えられる。なお、軸応力 5N/mm^2 の実験では、 M_{max}/M_e が 1.05 となつた。この理由として、加力装置の摩擦抵抗の影響が考えられる。

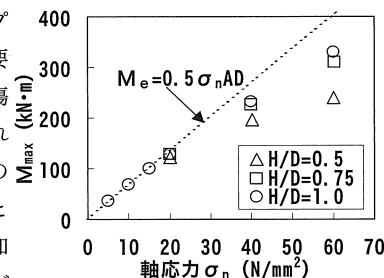


図3.3 $M_{max} \sim \sigma_n$ 関係

3.3 パイルキャップの損傷状況

図3.4にパイルキャップの最終ひび割れ状況、および基礎筋と帶筋のひずみ ε と回転角 θ の関係をあわせて示す (ひずみゲージ貼付位置は図2.2を参照されたい)。また同図には、最大ひび割れ

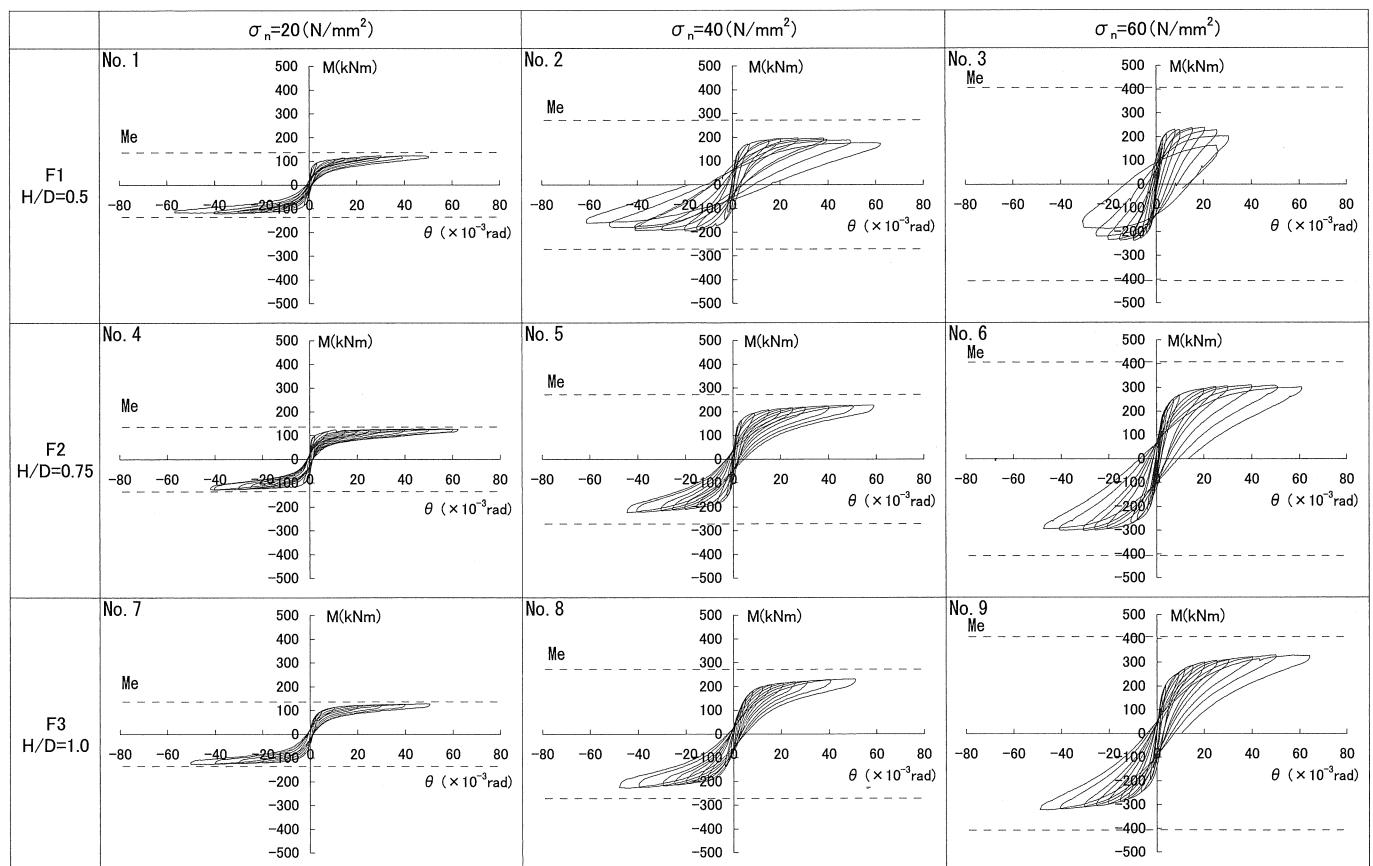


図3.2 杭頭接合部の曲げモーメント～回転角関係 (シリーズ1)

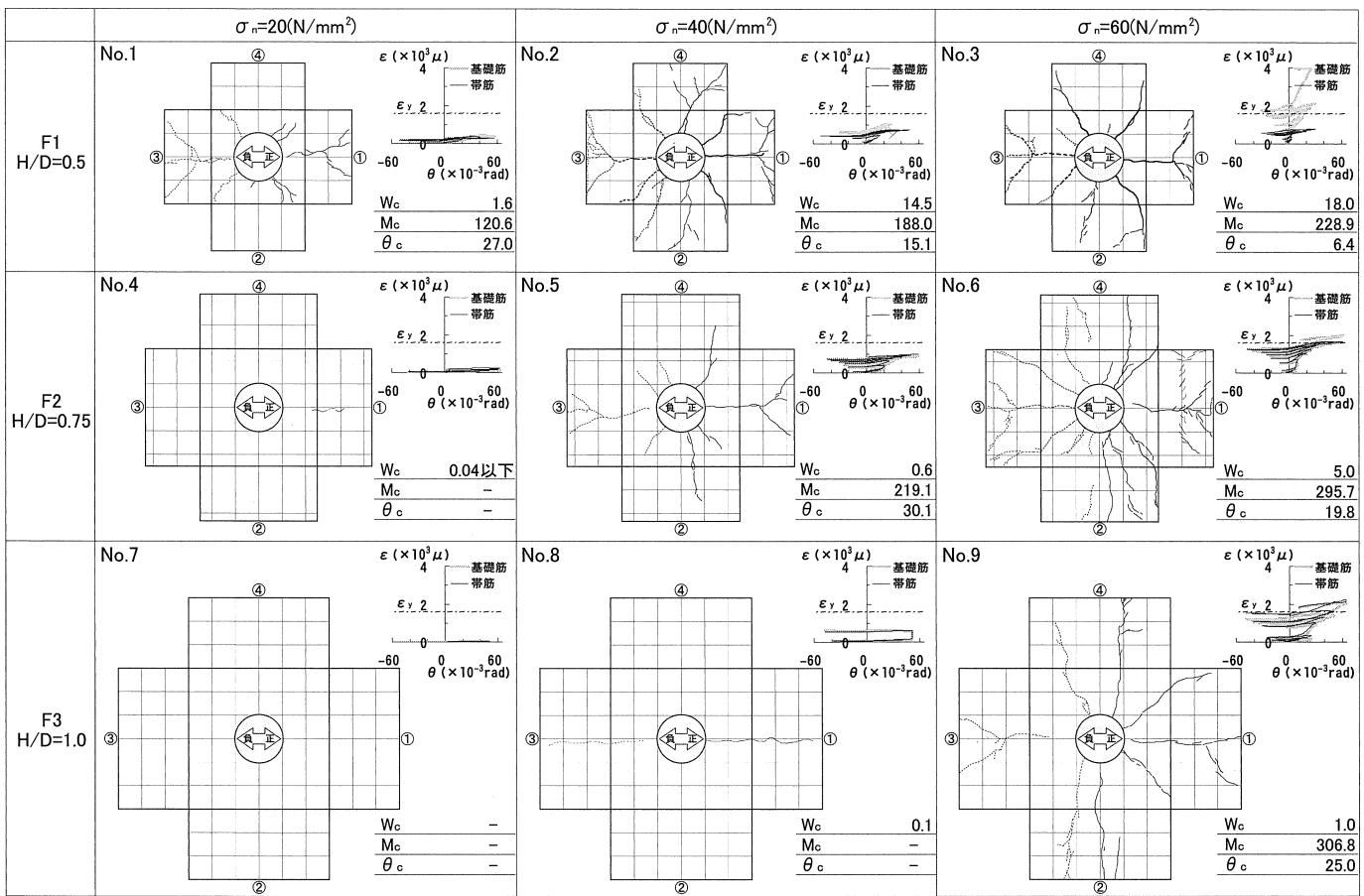


図3.4 パイルキャップの最終ひび割れ状況

幅 W_c , 構造ひび割れ発生時の曲げモーメント M_c と回転角 θ_c を併記した。ここで、構造ひび割れは幅 0.2 mm 以上のひび割れと定義した。パイルキャップのひび割れ量とひび割れ幅は、軸応力と杭頭の回転角の大きさに対応して増加する傾向がある。このことから、パイルキャップの損傷の主たる要因は、杭頭の回転と共に増加する支圧応力によるものと考えられる。また、同一の軸応力においては、へりあき寸法が小さいほど損傷が大きい。前節で示した $M \sim \theta$ 関係の履歴ループの膨らみと M_{max}/M_e の低下傾向がパイルキャップの損傷状況に対応していることが分かる。基礎筋と帶筋のひずみ量についてもひび割れの発生状況に対応している。

3.4 パイルキャップの耐力評価手法の提案

図3.5に M_{max}/M_e と軸応力比 (σ_n / σ_B , σ_B :コンクリート強度) の関係を示す。同図には、前報²⁾で実施した杭径 600mm の実験結果を併記した。実験データは、杭径が 300mm と 600mm, へりあき比が 0.33 ~ 1.0, 軸応力比が 0.11 ~ 1.62, パイルキャップのコンクリート強度が 25.7 ~ 41.7 N/mm² の 28 データである。このうち No.2 と No.3 については、パイルキャップの損傷により耐力低下が生じている。図中にて、耐力低下が生じていない 26 データについて、最小二乗法による一次回帰を行った。回帰直線の相関係数は、0.898 であり良い相関がみられる。 M_{max}/M_e は、パイルキャップの変形に伴う幾何学的な要因、および支圧やひび割れの影響を受ける複雑な材料非線形性に依存すると考えられるが、パイルキャップに耐力低下を伴う損傷が生じないことを条件とすれば、 M_{max} は、式(1)によって簡便に評価できる。

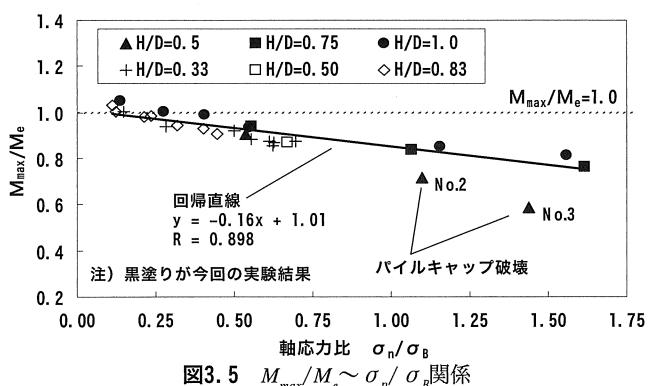


図3.5 $M_{max}/M_e \sim \sigma_n / \sigma_B$ 関係

$$M_{max} = \alpha \cdot M_e \quad (1)$$

ここで、

α :実験による低減係数, $\alpha = -0.16\sigma_n / \sigma_B + 1.01$, ただし, $\alpha \leq 1.0$
 σ_n :軸応力 (N/mm²), σ_B :コンクリート強度 (N/mm²)
 M_e :最大偏心モーメント, $M_e = 0.5ND$ (kN·m)
 N :軸力 (kN), D :杭径 (m)

次に、パイルキャップが損傷しない条件について検討を行う。本論では、平面保持を仮定したパイルキャップ接合面の断面解析により検討を行う。具体的には、任意の軸力に対して杭頭接触面の緯応力が支圧強度に達した時に損傷が生じると仮定し、この際の曲げモーメント M_e を算定する。接触面の緯応力は、杭頭の回転に応じた支圧面積（接触面積）の減少とともに上昇する。一方、支圧強度も支承面積に対する支圧面積の減少に応じて上昇すること

が知られており、多数の評価式が提案されている⁷⁾。ここでは、最も一般的な式(2)を用いて支圧強度を算定する。この際、支圧面積 A_0 については、接触面の形状に関わらず接触面積に等しいとし、杭頭圧縮縁から中立軸位置 x_n までの面積とする⁷⁾。また、支承面積 A_e については、パイルキャップの全面積($a \times b$)を有効とした場合、および偏心載荷の影響を考慮した式(3)による支承面積⁷⁾を用いた場合について比較検討する。コンクリートの材料非線形性($\sigma \sim \varepsilon$ 関係)については、図3.6に例示するように、圧縮強度試験で得られた応力～ひずみ曲線に支圧係数 ϕ_c を乗じて用いた⁸⁾。

$$\sigma_{cB} = \phi_c \cdot \sigma_B \quad (2)$$

ここで、

σ_{cB} : 支圧を考慮したコンクリート強度(N/mm²)

σ_B : コンクリート強度(N/mm²)

ϕ_c : 支圧係数、 $\phi_c = \sqrt{A_e / A_0}$

A_e : 有効支承面積(mm²)、 A_0 : 支圧面積(mm²)

$$A_e = a' \times b \quad (3)$$

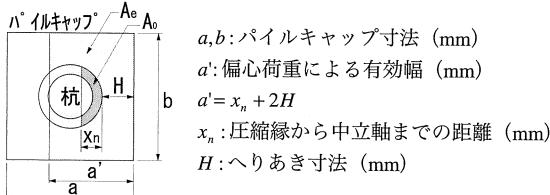
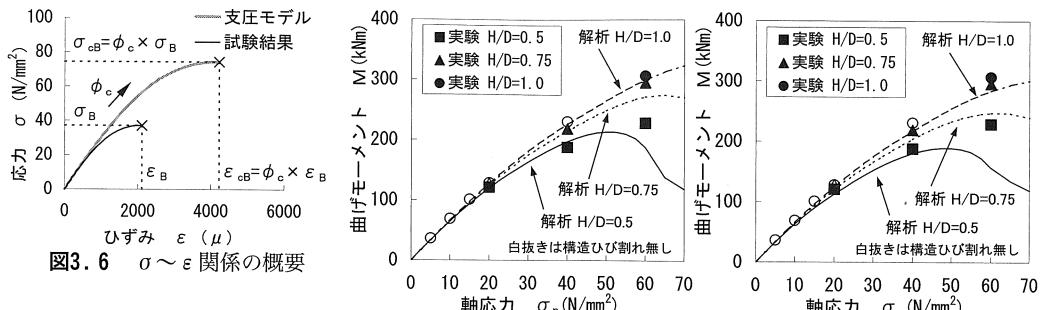


図3.7に解析によって得られた ${}_aM_c \sim \sigma_n$ 関係を示す。同図(a)は、支承面積をパイルキャップの全面積有効とした場合の結果である。同図(b)は、偏心載荷の影響を考慮して、支承面積を式(3)によって求めた結果である。両図には、実験によって得られた構造ひび割れ発生時の曲げモーメント M_c を併記した。図中において、白抜きのプロットは構造ひび割れが発生しなかったことを示しており、実験における最大値をプロットした。表3.2に解析結果と実験結果の比較を示す。 M_c と M_e の対応は、偏心載荷の影響を考慮した場合に比較して、支承面積を全面積有効とした方が良好($M_c/M_e=0.95 \sim 1.21$)である。一方、偏心載荷の影響を考慮した場合、解析値は実験値を過小評価($M_c/M_{c2}=1.04 \sim 1.46$)するが、設計的には安全側の結果が得られている。また、 $\sigma_n=20\text{N/mm}^2$ 未満の実験では、 ${}_aM_c$ を超える曲げモーメントを与えていたが、構造ひび割れは発生していない。構造ひび割れ発生時の曲げモーメントを精度良く評価するためには、より多くの実験データが必要と思われるが、偏心載荷の影響を考慮した本解析手法によって、少なくともパイルキャップに耐力低下を伴う損傷が生じない条件を確保できるものと考えられる。

4. シリーズ2の実験結果と考察

4.1 杭頭接合部の曲げモーメント～回転角関係

シリーズ2は杭頭の損傷に着目しており、パイルキャップには、へりあき寸法の最も大きなF3(H/D=1.0)の試験体を繰り返し用



(a) $A_e = a \times b$ (全面積有効) (b) $A_e = a' \times b$ (偏心考慮)

図3.7 ${}_aM_c \sim \sigma_n$ 関係の解析結果

表3.2 M_c と ${}_aM_c$, ϕ_c

試験体	軸応力 σ_n (N/mm ²)	実験		解析		
		M_c (kN·m)	${}_aM_{c1}$ (kN·m)	ϕ_{c1}	${}_aM_{c2}$ (kN·m)	ϕ_{c2}
F1 H/D=0.5	20	120.6	119.6 (1.01)	8.07	112.8 (1.07)	4.83
	40	188.0	197.4 (0.95)	4.70	180.2 (1.04)	3.56
	60	228.9	188.7 (1.21)	3.27	156.8 (1.46)	2.90
F2 H/D=0.75	40	219.1	215.1 (1.02)	6.92	204.1 (1.07)	5.28
	60	295.7	272.1 (1.09)	5.33	247.5 (1.19)	4.40
F3 H/D=1.0	60	306.8	300.2 (1.02)	7.26	284.0 (1.08)	5.97

aMc1, ϕ_{c1} : 支承面積を全面積有効、aMc2, ϕ_{c2} : 支承面積を式(3)で算定
カッコ内の数値は、解析値に対する実験値の比率

いた。シリーズ2の全てのケースにおいて、パイルキャップにひび割れは発生していない。図4.1-(a)～(f)にシリーズ2における杭頭接合部の曲げモーメント M と回転角 θ の関係を例示する。同図には、試験杭の短期許容曲げモーメント M_a と終局曲げモーメント M_u を併記した。 M_a は、杭コンクリートの設計基準強度 F_c を用いて算定した規格値である。 M_u は、平面保持を仮定した断面解析により、圧縮縁におけるコンクリートの軸応力が圧縮強度に達した際の曲げモーメントとして算定した。ここで、杭コンクリートの材料非線形性については、圧縮強度試験で得られた平均的な応力～ひずみ曲線を用いた。また、PC鋼棒については、材料試験結果から得られた降伏応力と引張耐力を用い、応力～ひずみ関係をトリニアでモデル化して用いた⁹⁾。また、PHC杭-C種の有効プレストレス(10N/mm²)を考慮した。

軸応力20N/mm²以下の実験では、 M_e が小さいために M_{max} は M_u に達することはなく($M_{max}/M_u=0.28 \sim 0.81$)、最大 $67 \times 10^{-3}\text{rad}$ 程度の回転角まで安定した回転性状を示した(No.10, 11)。 $M \sim \theta$ 関係は、シリーズ1で得られた結果とほぼ同様である。軸応力30N/mm²以上の実験では、いずれのケースも杭頭部が曲げ圧壊を生じ、加力を終了した(No.12～16)。ここで、補強バンドのあるP2とP3の実験では、 M_{max} が M_u にほぼ達しており($M_{max}/M_u=0.97 \sim 1.33$)、補強バンドの上端にて曲げ圧壊を生じた。一方、補強バンドのないP4では、 M_{max} が M_u に達する前($M_{max}/M_u=0.86$)に杭頭の圧縮縁が曲げ圧壊した。P4と同一軸応力条件におけるP3の M_{max} は、P4の約1.28倍となっており、補強バンドが杭頭の曲げ圧壊抑制に有効に作用しているものと考えられる。なお、軸応力10N/mm²以上の実験では、 M_e を超える曲げモーメントが作用しているが、曲げ耐力や軸力保持能力の低下は生じていない。

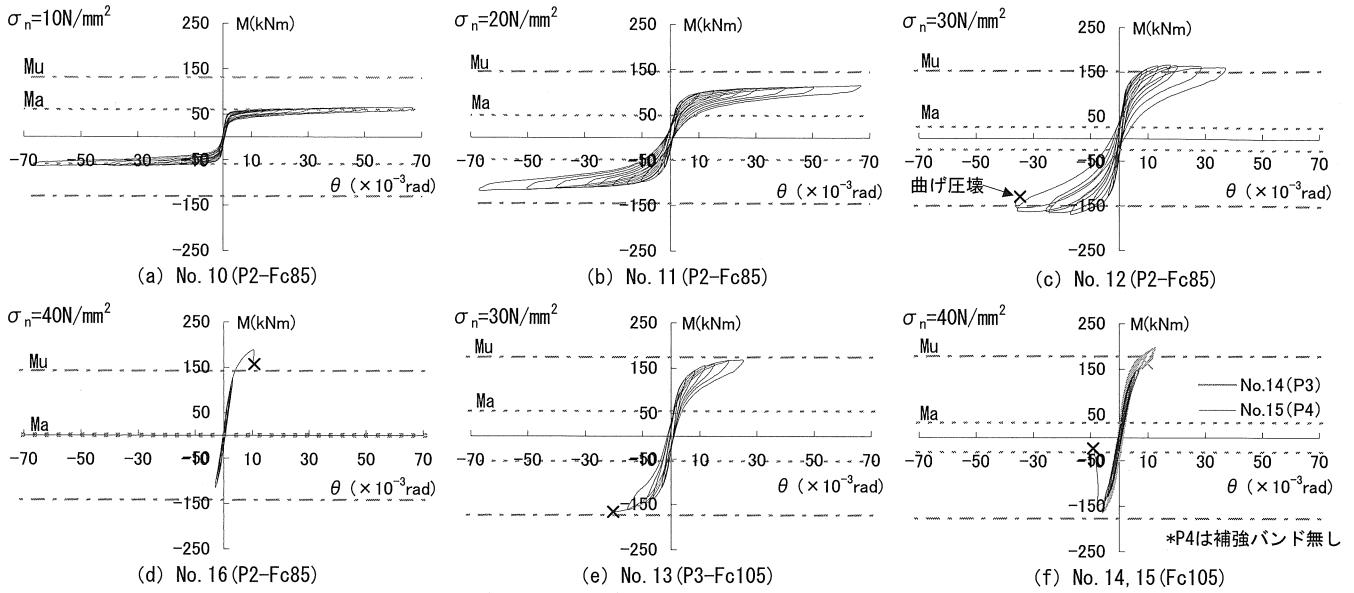


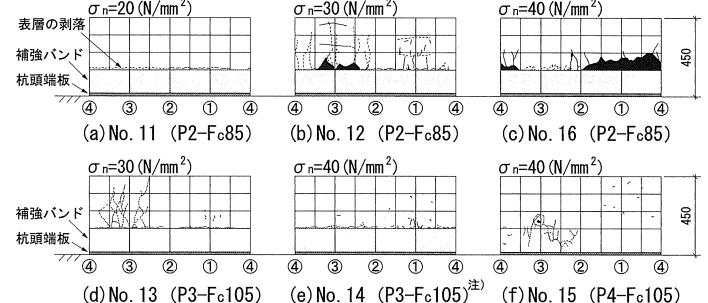
図4.1 杭頭接合部の曲げモーメント～回転角関係（シリーズ2）

4.2 杭頭の破壊性状と補強バンドのひずみ

図4.2に杭頭の最終ひび割れ状況を示す。軸応力 20N/mm^2 以下の実験では、同図(a)に示すように杭頭部の補強バンド上端においてコンクリートの表層が若干剥落したが、構造ひび割れは発生しなかった。軸応力 30N/mm^2 以上の実験では、いずれのケースも軸力の圧縮縁への集中に起因した曲げ圧壊を生じた。補強バンドの無いP4を除く試験杭では、破壊荷重の8割以上の曲げモーメントが生じた際に圧縮側にてヘアクラックが観測され、その後、補強バンドの上部で曲げ圧壊を生じた(同図(b)～(e)参照)。また、軸応力 30N/mm^2 を与えたP2の実験では、比較的ひび割れ量が多く、杭頭圧縮側の縦ひび割れに加え、引張側の曲げひび割れが観測された(同図(b)参照)。これに対して、P4では破壊荷重の3割程度の曲げモーメントによって、杭頭圧縮側にヘアクラックが発生した。その後、ヘアクラックの数が増加し、杭頭圧縮縁にて曲げ圧壊を生じた(同図(f)参照)。図4.3に補強バンドのひずみと回転角の関係を例示する(No.12)。同図には、補強バンドの降伏ひずみ ε_y と杭コンクリートの圧縮強度試験から得られた破壊ひずみの平均値 ε_b を併記した。補強バンドは縞鋼板で作製されているため、断面形状が位置によって異なる。このため、各試験体のひずみ測定結果にはばらつきが多く、ひずみ量を定量的に評価することは困難であるが、例示したケースでは、ひずみ量が ε_y と ε_b を超えていている。これらの現象が曲げ圧壊したケースで多く見られることから、補強バンドが杭頭部のコンクリートを拘束し、曲げ耐力を向上させていると考えられる。

4.3 杭頭部の終局曲げモーメントに関する検討

4.1節で示した杭の終局曲げモーメント M_u は、杭軸部の終局曲げモーメントである。しかし、改良型簡易接合法の杭頭接合面においては、杭頭の端板がパイルキャップに定着されていないため、断面の応力分布が杭軸部と異なる可能性がある。ここでは、引張力を負担しない改良型簡易接合法の杭頭接合面の終局曲げモーメント M'_u を算定し、実験結果との比較を行う。 M'_u の算定は、4.1節で述べた平面保持断面解析によるが、改良型簡易接合法の杭頭接合面を想定し、引張ひずみが発生した領域においてはプレスト



注) No.14は、この状態の後に脆性的な曲げ圧壊を生じた。図中の①～④は加力方向を示す(図2.4参照)

図4.2 杭頭の最終ひび割れ状況

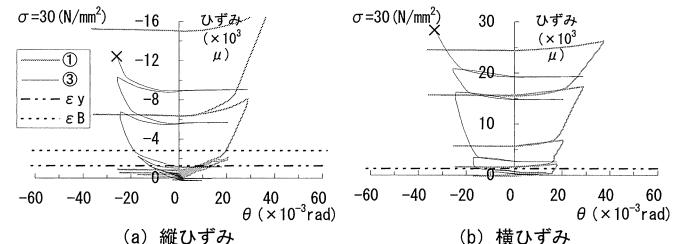


図4.3 補強バンドのひずみと回転角の関係(No.12)

レス以外の応力を負担しない仮定を導入した。図4.4に終局曲げモーメントに達した際の杭軸部断面、および杭頭接合面の応力とひずみの分布を例示する($\sigma_n=20\text{N/mm}^2$ 時の結果)。杭軸部の断面では、圧縮縁から 138.3mm の位置に中立軸が存在し、PC鋼棒には引張応力が作用している。これに対して、引張応力を負担しない杭頭接合面では、中立軸が圧縮縁から 98.2mm の位置に存在し、引張領域にはプレストレス以外の応力は作用していない。

図4.5にシリーズ2の実験で得られた杭頭接合面の最大曲げモーメント M_{max} 、破壊部の最大曲げモーメント M_B (P2, P3では補強バンド上端、P4では杭頭接合面の最大曲げモーメント)と σ_n の関係を示す。同図には、上述した M_u と M'_u および最大偏心モーメント M_e を併記した。表4.1に実験結果と解析結果の比較を示す。軸応力 20N/mm^2 以下の実験(P2)では、 M_{max} は M_e に近い値となっており、シリーズ1の結果と対応している(図3.3参照)。また、 M_{max} は M'_u を超えている($M_{max}/M'_u=1.07 \sim 1.21$)が、構造的な

損傷は生じていない。軸応力 30N/mm^2 以上の実験では、いずれも杭が曲げ圧壊したため、 M_{max} と M_e との差が大きい。P2 (F_c85) の軸応力 30N/mm^2 以上の実験では、 M_{max} は M_u' を大きく超え ($M_{max}/M_u' = 1.24 \sim 1.42$)、補強バンドの上端において杭が曲げ圧壊した。 M_B と M_u は比較的良好な対応を示している ($M_B/M_u = 1.01 \sim 1.21$)。P3 (F_c105) も、P2 と同様に、 M_{max} が M_u' を超え ($M_{max}/M_u' = 1.24 \sim 1.25$)、補強バンドの上端において杭が曲げ圧壊した。ただし、 M_B/M_u は $0.89 \sim 1.02$ であり、補強バンド上端の曲げ耐力が杭軸部の曲げ耐力よりも低くなる可能性が認められる。一方、補強バンドの無い P4 (F_c105) では、杭頭接合面において杭が曲げ圧壊しており、 M_{max} は M_u' と良い対応を示した ($M_{max}/M_u' = 0.98$)。

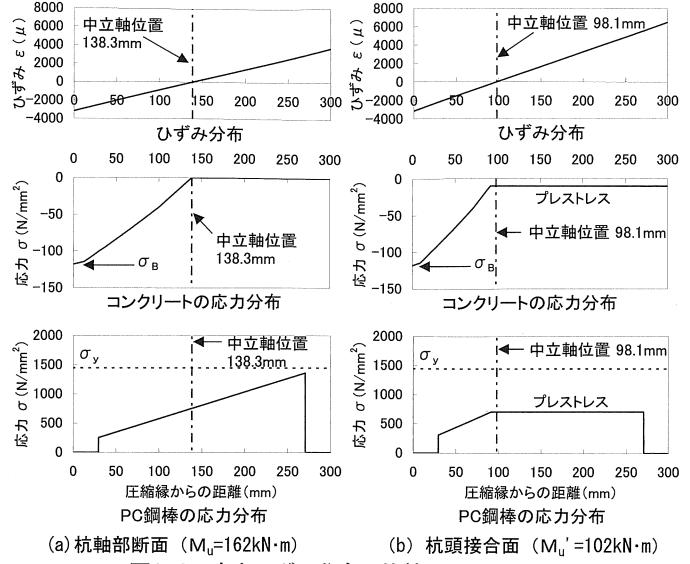
5. 結論

近年普及が進む高支持力杭に杭頭半剛接合法の 1 つである改良型簡易接合法を採用した際の構造性能を実験的に検討し、以下の結論を得た。

- (1) 改良型簡易接合法を採用した杭頭接合部の最大曲げモーメント M_{max} は、低軸力下においては最大偏心モーメント M_e にほぼ一致するが、高軸力下においては M_e に達しない。パイルキャップに耐力低下を伴う損傷が生じないことを条件とすれば、 M_{max}/M_e と軸応力比 (σ_n/σ_B) の関係には良い相関が得られる。このことから、 M_e と σ_n/σ_B をパラメータとした M_{max} の評価式を提案した。
- (2) 上記評価式の適用条件として、パイルキャップの寸法、コンクリート強度、杭径、軸力をパラメータとしたパイルキャップ接合面の断面解析手法を提案した。本解析手法に偏心載荷の影響を考慮した支圧係数を導入することによって、パイルキャップに耐力低下を伴う損傷が生じないことを示した。
- (3) 改良型簡易接合法を採用した PHC 杭の破壊性状は、高軸力下においては、軸応力の圧縮縁への集中に起因した杭頭部の曲げ圧壊となる。補強バンドが無い PHC 杭では、杭頭圧縮縁が曲げ圧壊したのに対し、補強バンドのある PHC 杭では補強バンドの上端で曲げ圧壊を生じた。本実験の範囲では、補強バンドによって曲げ耐力が約 1.28 倍向上しており、補強バンドが杭頭の曲げ圧壊抑制に有効に作用している。
- (4) 補強バンドが無い PHC 杭に改良型簡易接合法を採用した場合の杭頭接合面の曲げ耐力は、引張応力を負担しない仮定を導入した断面解析によって評価できる可能性を示した。補強バンドによる曲げ耐力の向上効果については、今後さらに検討していく必要がある。

参考文献

- 1) 建築コスト管理システム研究所:杭頭半剛接合構法の調査報告、建築コスト研究 2008 WINTER, pp.64-72, 2008.1
- 2) 青島一樹、島田博志、小室 努:改良型簡易接合法を採用した既製コンクリート杭杭頭部の力学性状、日本建築学会構造系論文集 第 607 号, pp.125-132, 2006.9
- 3) 和智勝則、浅野真一郎、前田 昇、青島一樹、永井興史郎:簡易接合法を採用した既製コンクリート杭杭頭部の力学性状、日本建築学会構造系論文集 第 570 号, pp.85-91, 2003.8
- 4) 杉村義広、平出 努:高強度プレストレストコンクリート杭の杭頭接合部の構造性能に関する研究、建築研究報告 No.112, 建設省建築研究所, 1987.3



(a) 杭軸部断面 ($M_u=162\text{kN}\cdot\text{m}$) (b) 杭頭接合面 ($M_u'=102\text{kN}\cdot\text{m}$)

図4.4 応力ひずみ分布の比較 ($\sigma_n=20\text{N/mm}^2$)

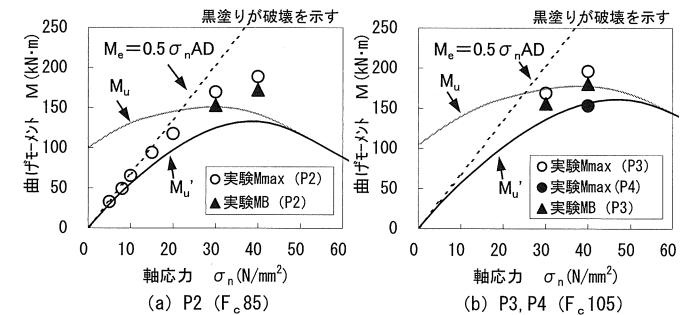


図4.5 M_{max} , M_B ~ σ_n 関係

表4.1 M_{max} , M_B と M_u , M_u' の比較

No.	試験杭	軸応力	実験値		解析値		実験値/解析値		
			接合面 最大曲げ モーメント	破壊部 最大曲げ モーメント	接合面 終局曲げ モーメント	軸部 終局曲げ モーメント			
			σ_n (N/mm^2)	M_{max} ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	M_B ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	M_u' ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	M_u ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	M_{max}/M_u	M_{max}/M_u'
10	P2 (Fc85)	5	32.7	—	30.0	117.4	0.28	1.09	—
		8	49.1	—	45.8	126.0	0.39	1.07	—
		10	65.3	—	55.6	130.9	0.50	1.17	—
		15	94.2	—	78.0	139.3	0.68	1.21	—
11	P3 (Fc105)	20	117.6	—	97.5	145.3	0.81	1.21	—
12		30	169.7	153.1	125.1	151.0	1.12	1.36	1.01
16		40	189.0	172.2	133.0	142.2	1.33	1.42	1.21
13	P3	30	168.8	155.8	136.2	174.1	0.97	1.24	0.89
14	P4 (Fc105)	40	196.2	180.4	156.8	177.7	1.10	1.25	1.02
15	P4 (Fc105)	40	153.4	153.4	156.8	177.7	0.86	0.98	0.86

注) 網掛けしたケースは、杭が壊していないことを示す。

- 5) 杉村義広、平出 努:高強度プレストレストコンクリート杭の杭頭接合部の構造性能に関する研究、建築研究報告 No.112, 建設省建築研究所, 1987.3
- 6) 桑原文夫、他:特集:高支持力杭の現状と課題、基礎工 Vol.36, No.12, pp.2-92, 総合土木研究所, 2008.12
- 7) 日本建築学会:鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, pp.3-4, pp.90-100, 1987.9
- 8) 今井和正、是永健好、瀧口克己:めり込みを考慮したRC部材端部の回転変形解析法、日本建築学会構造系論文集 第 562 号, pp.99-105, 2002.12
- 9) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, pp.410-413, 2002.3

(2009年12月10日原稿受理, 2010年3月26日採用決定)