

場所打ち杭—基礎梁部分架構における杭頭半剛接合の 力学的特性に関する研究

STUDY ON STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF SEMI-RIGID PILE HEAD CONNECTION IN CAST-IN-PLACE PILE AND GROUND BEAM SUBASSEMBLAGES

小林勝已*, 益永英治**, 森山英治**, 大西靖和***
寺岡 勝****, 和田 章*****

*Katsumi KOBAYASHI, Hideharu MASUNAGA, Eiji MORIYAMA,
Kiyokazu ONISHI, Masaru TERAOKA and Akira WADA*

In this paper, the cast-in-place pile and ground beam subassemblages, using the pile head semi-rigid connection, were tested to investigate their seismic behavior. Test results showed that the pile head connections had the large deformation performance also in the case of subassemblages with practical shapes and bar arrangement details. Additionally, the estimation methods of the bending strength and deformation characteristics of the pile head connection were proposed and verified, and the anchorage performance of main bars of ground beam in the pile cap and the shear cracking strength of the pile cap were discussed.

Keywords ; cast-in-place pile, pile and ground beam subassemblage, semi-rigid pile head connection, seismic performance
場所打ち杭, 杭—基礎梁部分架構, 杭頭半剛接合, 耐震性能

1. 序論

場所打ち杭は、一般的な中高層建物において最も経済的な杭工法として用いられている。従来工法の場所打ち杭は、剛性および曲げ耐力が大きいために、地震時において杭頭部に大きな曲げモーメントが生じる傾向にある。この曲げモーメントは、杭頭部の設計のみならずパイルキャップや基礎梁の設計にも考慮する必要がある。したがって、杭頭部の回転拘束条件を緩和することによって杭頭曲げモーメントを低減できれば、合理的な設計が可能な場合がある。

このような観点から筆者らは、1次設計時の杭頭固定度¹⁾を約1/2に低減し、かつ大きな変形性能を有する杭頭半剛接合法の開発を行っている。既報²⁾においては、不静定梁実験による性能の確認と杭頭回転剛性のモデル化手法、具体的な事例を設定した基礎全体の耐震性能の試算結果について報告し、杭頭半剛接合法の有効性を示した。

さらに杭基礎においては、杭・パイルキャップおよび基礎梁の力学特性が相互に影響することが確認されており^{3),4)}、杭基礎の耐震性能評価においては、それらを含めた評価が必要となる。したがって杭頭半剛接合法を用いた杭基礎の実用化においても、それらの影響を考慮した検証が必要である。そこで本論文では、杭頭半剛接合法の杭基礎について、実際に近い形状および配筋ディテールをモデル

化した杭—基礎梁部分架構の実験を行い、破壊性状の確認を行うと共に杭頭接合部の力学特性のモデル化手法に関する検証を行うことを目的とした。さらに杭基礎の耐震性能評価に重要な、基礎梁主筋の定着性能とパイルキャップのせん断ひび割れ耐力について考察を行なった。

2. 杭頭半剛接合の概要

図1に、従来工法の杭頭接合法および考案した半剛接合法の概要を示す。これらは15階建の共同住宅を想定して断面形状および配筋量が設定されたものである²⁾。

半剛接合法では、杭主筋をパイルキャップに定着しないかわりに、断面の中央寄りに配置した比較的少量の定着筋を用いてパイルキャップと接合する。さらに、杭とパイルキャップの間には杭よりも断面積の小さい接合部を設け、杭頭の回転剛性を低下させるとともに、接合部のコンクリートを鋼管で拘束することによって靱性を向上させる。接合部の断面積は杭頭部の約40%とする。これは、既報²⁾の実験結果等を基に、回転剛性・終局曲げ耐力および長期の軸圧縮応力度などを考慮して設定したもので、柱の断面積よりも若干大きい程度である。接合部の鋼管は、杭とパイルキャップ間の応力伝達を期待せず、どちらにも定着しない。実際の施工にあたっては、まず

* ㈱フジタ技術センター 主任研究員・工修

** ㈱フジタ技術センター 修士(工学)

*** ㈱フジタ技術センター 主席研究員

**** ㈱フジタ技術センター 部長・博士(工学)

***** 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

Senior Research Engineer, Technology Center, Fujita Corporation, M. Eng.

Research Engineer, Technology Center, Fujita Corporation, M. Eng.

Chief Research Engineer, Technology Center, Fujita Corporation

Research General Manager, Technology Center, Fujita Corporation, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

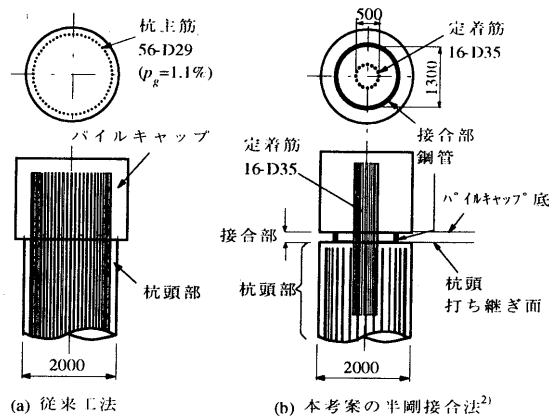


図1 場所打ち杭の杭頭接合法

杭主筋と定着筋からなる鉄筋籠を掘削孔に挿入して、杭のコンクリートを打設する。さらに杭頭打継ぎ面までの余盛り部分を斫った後に、接合部の鋼管を設置し、接合部およびパイルキャップのコンクリートを打設して一体化させる。

3. 実験計画

表1に試験体の諸元を、図2～図4に配筋詳細、試験体形状および各部材の断面を夫々示す。これらは図1に示した15階建て建物を想定した試験解析モデル²⁾の寸法を1/3.3に縮小したものである。

試験体のパラメータは、部分架構の形状と接合部の鋼管の有無、接合部の大きさとした。試験体 No.17 および No.18 が考案した半剛接合法の基本試験体であり、No.17 が一定軸力の中柱下部分架構、No.18 が軸力を変動させた側柱下部分架構である(試験体 No.1～No.16 は既報^{2),3),4)}に示す)。No.19 は接合部の鋼管を取り除いた試験体で、No.18 との比較から鋼管の拘束効果を確認することを意図し

表1 試験体諸元

試験体名	対象部分架構	軸力 (kN)	接合部鋼管(mm)
No.17	中柱下	880 (一定)	外径 406.4, 厚さ 6.4
No.18	側柱下	0~2200 (変動)	外径 406.4, 厚さ 6.4
No.19	側柱下	0~2200 (変動)	なし
No.20	側柱下	0~2200 (変動)	外径 318.5, 厚さ 6.0

たものである。また試験体 No.20 は接合部の大きさを小さくしたもので、接合部の力学特性のモデル化手法を検証するためのものである。No.19～No.20 の配筋は No.18 と同じであり、いずれも軸力を変動させた側柱下部分架構である。

すべての試験体は、杭頭接合部の曲げ降伏が先行するように計画した。定着筋は全試験体共通で、10-D13 (SD390) を直径 150mm の位置に配置し、パイルキャップ内へパイルキャップ底から $40d_{bp}$ (d_{bp} は定着筋径)、杭内へ杭頭打ち継ぎ面から $40d_{bp}$ の定着長さを夫々としている。定着筋量は接合部断面に対して約 1.0% である。この定着筋量は、主筋比 1.0% の杭の曲げ耐力の約 1/2 を確保することを目標に設定している。

基礎梁および柱の配筋は、できるだけ原型と同一となるように設定した。No.17 では、接合部の予測耐力時の応力に対して、基礎梁の曲げ耐力が 1.1 倍、柱の曲げ耐力が 1.4 倍となっている。No.18 の基礎梁の曲げ耐力は、接合部の予測耐力に対して軸力増大時には約 1.5 倍、軸力減少時には約 2 倍となっている。No.18～No.20 の基礎梁主筋は、上端筋・下端筋とも柱面から主筋径の 40 倍の定着長さをもって柱内へ 90 度折り曲げ定着した。柱の配筋については全試験体で共通とし、横補強筋比は基礎梁内およびパイルキャップ内において、 $p_w=0.44\%$ とした。また接合部になるべく大きなせん断力を作作用させるため、杭のせん断スパン比 (M_0/Q_0B ; M_0, Q_0 はパイルキャップ底における杭の曲げモーメントとせん断力、 B は杭径) をできるだけ小さくし 1.5 とした。使用材料の力学的性質を表 2 に示す。

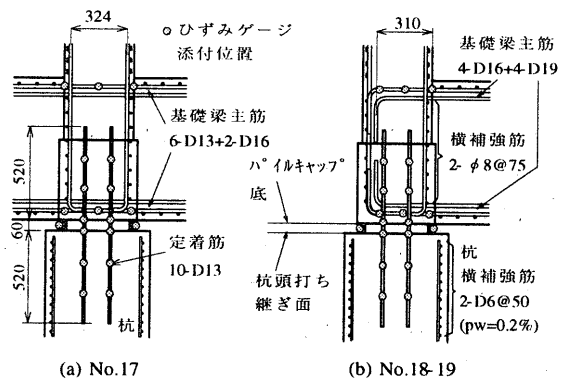


図2 配筋詳細

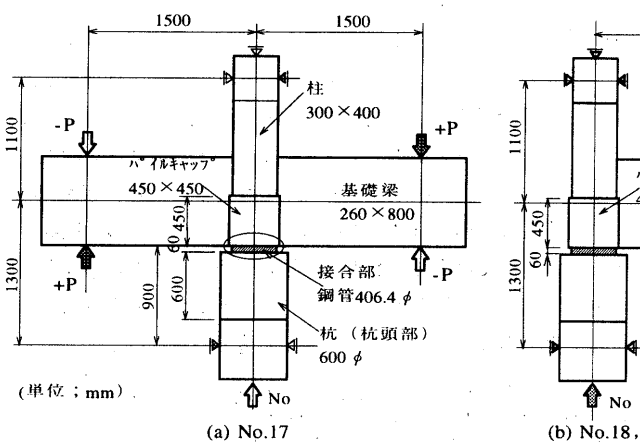


図3 試験体形状および加力位置

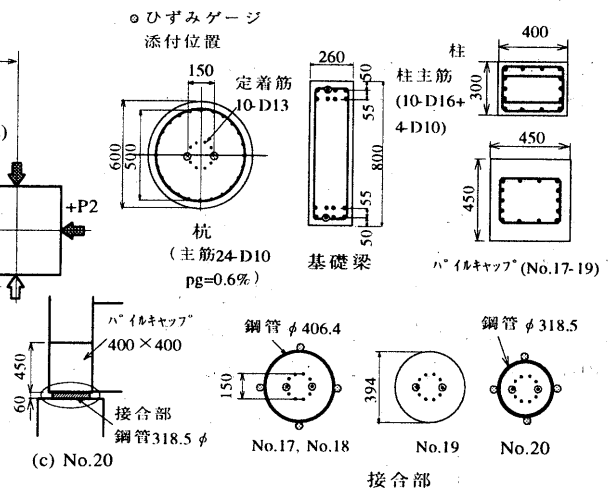


図4 部材断面

図3に示したように、No.17 の場合には柱および杭に一定軸力を作用させて、基礎梁に逆対象のせん断力を加力した。No.18~No.20 の場合には、建物の1次モードを仮定して側柱下部架構に作用する軸力とせん断力の方向を設定した。軸力減少側（引抜き側）については軸力を変動させつつ基礎梁にせん断力を作用させ、軸力増大側（押し込み側）については基礎梁にせん断力（+P1）の他に水平力（+P2）を加力した。これは接合部の予測耐力時における基礎梁の余裕度を確保することと、基礎全体で見ると押し込み側の杭に水平力が集まることを考慮したものである。

加力経路は、試験解析結果²⁾をもとに大地震時の想定軸力下において接合部が終局曲げ耐力となるように設定した（図5参照）。No.18-20ではNo-Mo関係の勾配が軸力増大時と軸力減少時とで異なっているが、これは両者の剛性および水平力分担が異なるため、発生する杭頭曲げモーメントが異なることを考慮したものである。ただし実験の簡略化を図って、軸力減少時において引張り軸力は作用させず、軸力ゼロで曲げモーメントを増大させた。したがって引張り軸力下における、部分架構の破壊性状については今後の課題としている。なおNo.20については他より曲げ耐力が小さいことが予測されたため、より小さい曲げモーメントで計画軸力に達するように加力経路を他の試験体と変えている。

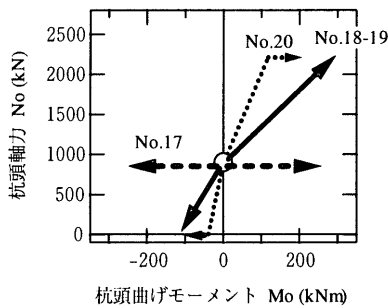


図5 加力経路

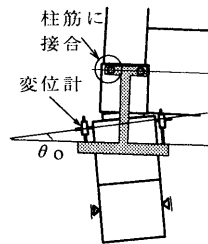


図6 杭頭回転角 θ_0 の測定方法

表2 使用材料の力学的性質（単位；N/mm²）

コンクリート	杭	接合部・基礎梁・柱	鋼管*2		
			φ406.4	φ318.5	
			降伏点	326	364
			引張強さ	432	443
ヤング係数 ¹⁾	1.8×10 ⁴	2.1×10 ⁴	降伏歪(%)	0.21	0.22

*1: 1/3 σ_b の時の割線勾配による.*2: 規格 STK400

鉄筋	D6	φ8	D10	D13	D16	D19
降伏点	368 ³⁾	445	380	478	433	483
引張強さ	534	485	517	624	604	651
降伏歪(%)	—	0.22	0.22	0.25	0.23	0.27

*3: 0.2% オフセット時の応力度

4. 破壊性状

図7に杭頭曲げモーメント-回転角関係（以下 Mo- θ_0 関係という）を、図8にNo.17とNo.18の最終ひび割れ状況を示す。Moは杭軸力および基礎梁軸力 P2 による付加曲げを考慮したパイルキャップ底位置における曲げモーメントであり、 θ_0 は杭頭打ち継ぎ面の回転角の測定値である（図6参照）。ひび割れ状況からも分かるように、杭頭部には曲げひび割れおよび曲げせん断ひび割れは発生しておらず、杭頭周辺の曲げひび割れは接合部に集中して生じた。杭頭回転角 θ_0 のほとんどは、杭およびパイルキャップからの定着筋の拔出しと、接合部コンクリートの杭およびパイルキャップへのめり込みによって生じている。杭頭部の割裂状の縦ひび割れは、 $\theta_0 \approx 1/100$ の軸力増大時に曲げ圧縮側となる位置に発生したが、これは接合部コンクリートの杭頭部へのめり込みによって生じたと考えられる。しかし、それによる急激な破壊の進行や耐力低下は生じていない。

No.17~No.19においては、 $\theta_0 \approx 1/100$ 近傍で定着筋が曲げ引張り降伏し、その後No.17およびNo.18、No.20の軸力増大側では接合部の鋼管が降伏して最大耐力に達した。いずれの試験体ともに接合部の曲げ破壊によって終局状態となっており、杭およびパイルキャップや基礎梁の損傷はあまり大きくはない。No.19を除いて、最大耐力以降の曲げモーメントの低下がほとんどなく、長期軸力下および軸力減少時において $\theta_0 \approx 6/100 \sim 7/100$ 以上、軸力増大時においても $\theta_0 \approx 6/100$ 程度の非常に大きな変形能力が確認できた。それに対し

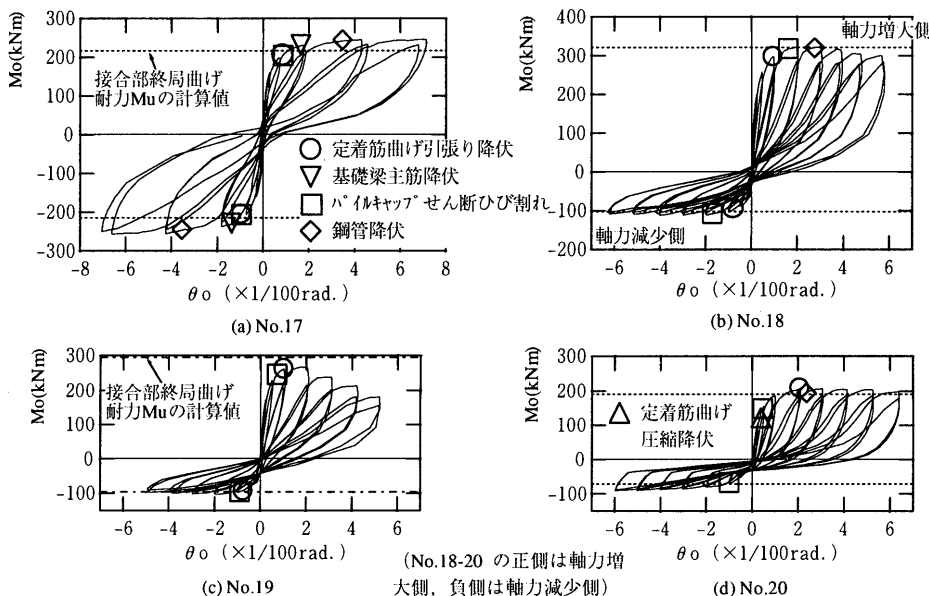


図7 杭頭曲げモーメント Mo-回転角 θ_0 関係

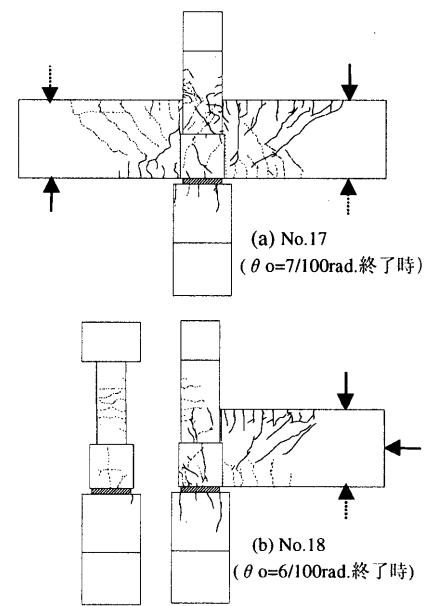


図8 ひび割れ状況

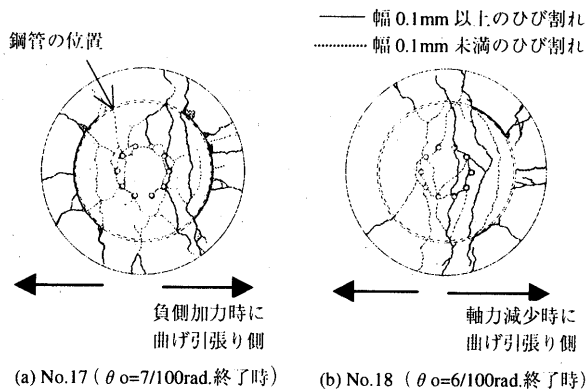


図9 実験終了時の杭頭打ち継ぎ面のひび割れ状況

て接合部鋼管のない No.19 においては、軸力増大側で接合部コンクリートの圧壊および剥離が顕著となり、No.18 に比べて最大耐力が約 20% 小さくかつ最大耐力以降の曲げモーメントの低下が大きい。これにより接合部の終局耐力および変形性能の向上に対する鋼管の効果を確認できる。

実験終了後、杭およびパイルキャップのコンクリートを研り、定着筋の定着端部を観察した。その結果、いずれの試験体においても定着筋の定着端部が滑り出した痕跡は認められなかった。したがって接合部における定着筋の拔出は、定着端部からの滑りを含んでおらず、定着筋の伸びによって生じたものと考えられる。

また接合部のコンクリートを研って観察した、杭頭打ち継ぎ面位置における断面のひび割れ状況を図 9 に示す。接合部コンクリートのめり込みによる割裂状のひび割れの他に、定着筋の付着割裂によるひび割れが発生しているのが確認された。本実験においては最終的にも、コンクリートのめり込みによる支圧破壊や定着筋の付着割裂破壊による耐力低下を生じていない。ただしひび割れ状況から、杭頭打ち継ぎ面から杭径の約 1/2 倍あるいは定着筋径の約 25 倍の範囲内において、これらのひび割れが杭表面に達していることがわかる。したがって設計においては、この範囲において杭主筋および定着筋を横補強筋で拘束することにより、支圧破壊と付着割裂破壊に対する安全性の確保を行う必要がある。

5. 鋼管の拘束効果と杭頭接合部の曲げ耐力

図 10 に No.18 と No.19 の $M_o - \theta_o$ 関係における包絡線の比較を示す。前章でも述べたように、接合部の鋼管がある No.18 は鋼管のない No.19 に比較して、特に軸力増大側の終局耐力が大きくかつ変形能力が大きいことが分かる。

図 11 に No.17 および No.18 の接合部鋼管の歪度測定から推定した、鋼管の応力度 σ_z と σ_θ を降伏点 σ_y で無次元化して示す。No.17 では正加力時に曲げ圧縮側、No.18 では軸力増大時に曲げ圧縮側となる位置での歪度測定値 (ϵ_z と ϵ_θ) を用い、平面応力状態を仮定して算出した。降伏後においては、降伏関数に Mises の降伏条件を用い塑性流れ測と等方硬化を仮定して、実験で得られた塑性歪増分に対応する塑性応力増分を求めた。

これらの試験体では定着筋降伏時に接合部が最大耐力に近い曲げモーメントとなっているが、その時点で鋼管に生じている応力度は小さいことが分かる。鋼管の応力度はそれ以降に次第に大きくなり、 $\theta_o =$ 約 3/100 の大変形時に降伏した。鋼管降伏時には、

円周方向に $\sigma_\theta / \sigma_y = 0.75 \sim 0.85$ の引張り応力度、杭軸方向に $\sigma_z / \sigma_y = -0.25 \sim -0.35$ の圧縮応力度となっており、杭軸方向の圧縮応力度よりも円周方向の引張り応力度の方がかなり大きいことがわかる。すなわち接合部の鋼管は、断面の圧縮力を負担する役割よりも、最大耐力時およびそれ以降の大変形時に接合部のコンクリートを拘束する役割が大きいといえる。

一方既報²⁾で示したように、杭頭接合部をモデル化した中心圧縮試験の結果から、接合部コンクリートの最大強度までの応力-歪関係 (以下 $\sigma - \epsilon$ 関係という) は、圧縮強度をシリンダー強度の 2 倍とした e 関数法⁵⁾によってモデル化できた。また接合部の鋼管の有無に関わらず、実験で得られた最大強度までの $\sigma - \epsilon$ 関係はほぼ同一であった。接合部コンクリートの強度の増大は、接合部の高さ/径比が約 1/6 と小さく、かつパイルキャップおよび杭頭部のコンクリートに拘束された状態にあるためと考えられる。

以上のことを考慮して、接合部の形状および鋼管の効果を反映した接合部コンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係を図 12 のように仮定する。すなわち最大強度までは、形状の効果を考慮して、シリンダー強度の 2

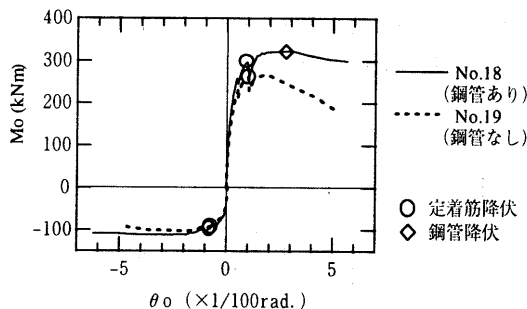


図 10 鋼管の有無の違いによる $M_o - \theta_o$ 関係の包絡線の比較

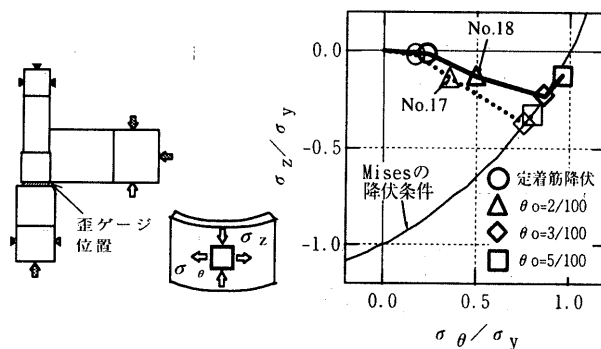


図 11 歪度測定から推定した曲げ圧縮側の鋼管の応力度

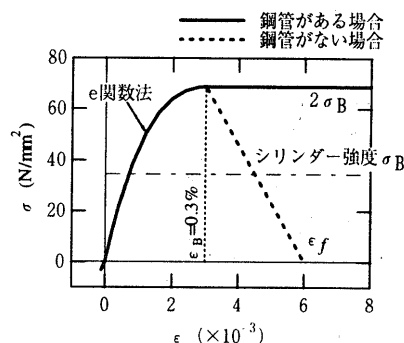


図 12 接合部コンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係の仮定

倍の強度を持つ ϵ 関数法でモデル化し、それ以降は鋼管の拘束効果によって、応力度が低下しないものとする。鋼管の無い場合には最大強度以降において直線的に応力度が低下するものとし、最大強度以降の負剛性は鈴木らの提案式⁶⁾を参考にして設定した。さらに定着筋については、歪硬化を考慮しないバイリニア型の $\sigma - \epsilon$ 関係を仮定する。

このような仮定に基づいて、接合部断面の曲げ解析によって得られた定着筋降伏発生時の曲げモーメント M_y および終局曲げ耐力 M_u の計算値と実験値との比較を図 13 に示す。同図には既報²⁾の実験結果 (No.9~No.11) も併せて示している。

まず鋼管の無い No.19 および No.11 に関しては、軸力減少側では計算値が実験値と良く対応しているものの、軸力増大側では (実験値/計算値) が約 0.90 となり計算値が若干過大評価となっている。逆算すると、実験値は接合部のコンクリート強度を $1.7\sigma_B$ 程度とした場合の計算値と概ね対応するものであった。なおこれらは最大強度以降の負勾配にも影響されるが、図 12 の ϵ_f が 0.5~1.0% の範囲では同様であった。

それに対して鋼管のある試験体の M_y および M_u の (実験値/計算値) は 1.0~1.25 の範囲にあり、計算値は概ね実験値と良い対応を示し、かつ安全側の評価となっていることが分かる。すなわち鋼管の有る場合には、中心圧縮試験で得られた最大強度が十分に発揮された状況にあると考えられる。

以上から杭頭半剛接合法における接合部の定着筋降伏時の曲げモーメント M_y および終局曲げモーメント M_u の実験値は、コンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係を図 12 の実線のように仮定し、さらに定着筋の $\sigma - \epsilon$ 関係をバイリニアと仮定した断面の曲げ解析によって概ね評価できることが分かった。

なお以上の考察は主として接合部コンクリートの拘束効果に関するものであるが、接合部のコンクリート強度がシリンダー強度の 2 倍に増大するという事は、接合部の上下を拘束しているパイルキャップと杭頭部の支圧強度がそれと同等かそれ以上であったことを意味している。本実験の場合、杭頭部においては接合部の約 2.5 倍の面積がありかつ曲げ圧縮ゾーンが局部的であるため、支圧破壊しなかったものと考えられる。またパイルキャップ側においては杭頭部よりも面積が小さいが、基礎梁の拘束が有効に働いていると考えられる。側柱下部分架構の No.18~No.20 には基礎梁が片側にしか

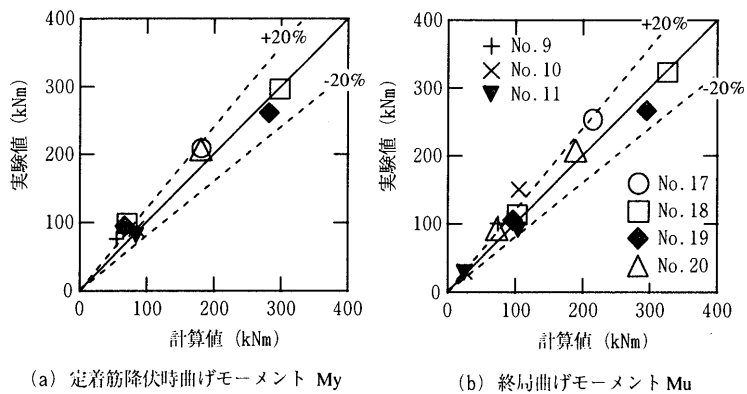


図 13 接合部の定着筋降伏時曲げモーメント M_y と終局曲げモーメント M_u の計算値と実験値との比較

ないが、特に軸力増大時に曲げ圧縮ゾーンとなる側は基礎梁がついている側であるため、これらの試験体においても基礎梁の拘束効果が有効であったと考えられる。

6. 杭頭接合部の変形特性

本章では既報²⁾と同様の手順で、杭頭接合部の変形特性を図 14 に示すトリリニア型の $M_o - \theta_o$ 関係にモデル化する手法の適用性を検証する。

まず定着筋の拔出量に関連して、最外縁の引張り側定着筋が降伏するときの定着筋の歪度分布を図 15 に示す。同図から定着筋の歪度分布はパイルキャップ内と杭内では異なっており、パイルキャップ内の付着応力度は杭内よりも小さいことが分かる。特に No.17 と No.18, 19 の軸力減少時におけるパイルキャップ内の付着応力度は、パイルキャップ底に近いほど小さいという分布形となっている。

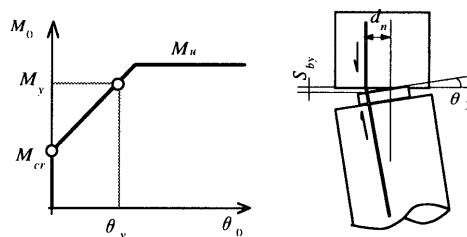


図 14 杭頭曲げモーメント M_o - 回転角 θ_o のモデル化の模式

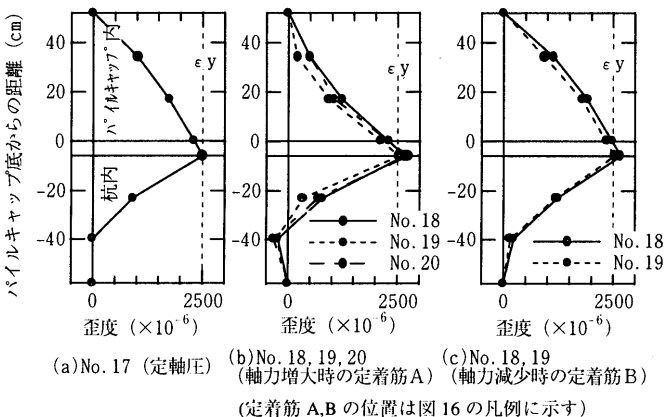


図 15 最外縁引張り側の定着筋降伏時の歪度分布

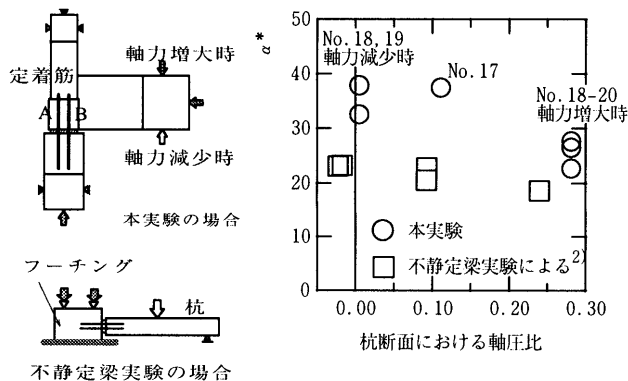


図 16 本実験における α^* 値と不静定梁実験の α^* 値との比較

No.17 および No.18, 19 の軸力減少時には、パイルキャップ内で定着筋と交差する基礎梁の下端筋が引張りとなっており、それが定着筋Bの付着性能に影響していると考えられる。それに対してNo.18~20の軸力増大時には基礎梁の下端は圧縮ゾーンであることから、定着筋Aの付着性能は基礎梁からの圧縮力の影響を受け、比較的良好的な付着性能となっているものと考えられる。

図16に最外縁の引張り側定着筋降伏時における、パイルキャップ内および杭内の定着筋の引張り歪 ϵ_i を積分して求めた拔出量 S_{by} を②式によって無次元化した α^* 値を示す。

$$S_{by} = \int \epsilon_i dx \quad \dots \dots \dots ①$$

$$\alpha^* = S_{by} / (d_{bp} \cdot \epsilon_y) \quad \dots \dots \dots ②$$

ただし、 ϵ_y は定着筋の降伏歪である。図16から、No.17およびNo.18~No.19の軸力減少側では $\alpha^*=32\sim38$ 、No.18~20の軸力増大側では $\alpha^*=22\sim28$ 程度であることが分かる。これらの値は既報²⁾の不静定梁実験から得られた α^* 値よりも大きい。この理由は、不静定梁実験においては実際よりも大きくかつPC鋼棒で締付けたフーチングに定着筋を定着しており、部分架構におけるパイルキャップの応力状態と異なっているためと考えられる。したがって、杭頭部の回転剛性に関して精度の高い評価を行なうためには、実際と同じパイルキャップや基礎梁等をモデル化した部分架構の実験によることが必要であるといえる。

次に定着筋降伏時の杭頭回転角 θ_y のモデル化について考察する。図17(a)に、引張り歪を積分して求めた拔出量 S_{by} と変位計による断面の変位分布の測定値 Δ との比較を示す。両者は良い対応をすることから、定着筋の引張り歪を積分して定着筋の抜け出し量とする

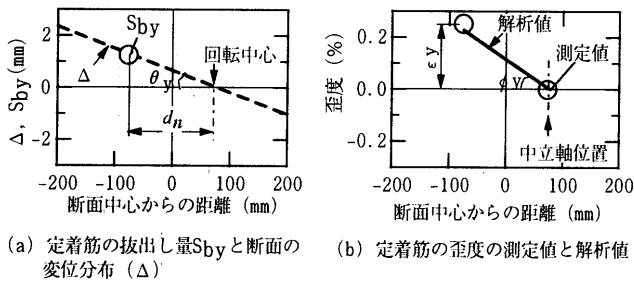


図17 最外縁引張り側定着筋降伏時における断面の変位分布と歪度分布の例 (No.17)

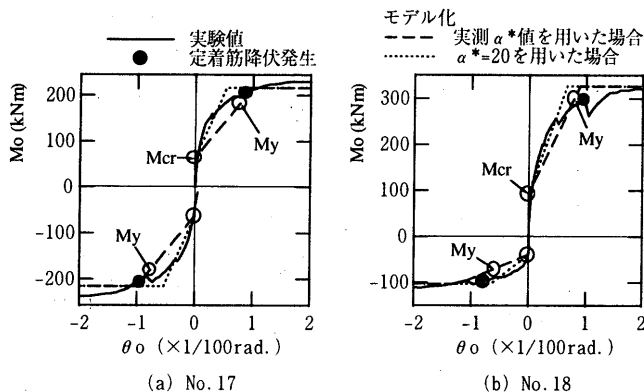


図18 Mo- θ 関係の実験値とモデル化との比較

ことが妥当であるといえる。また図17(b)に、断面の歪度分布の解析値と測定値との比較を示す。解析値は第5章で仮定したコンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係を用いて断面の曲げ解析によって求めたものである。これより解析値と測定値が概ね対応することから、断面の曲げ解析によって、定着筋降伏までの断面の歪度分布を求めることが可能であるといえる。さらに図17(a)の回転中心位置と図17(b)の中立軸位置とが概ね一致していることが分かる。これらのことを考慮すると、杭頭半剛接合法の場合においても、定着筋から回転中心位置までの距離 d_n は、断面の曲げ解析による中立軸位置を用いて求めることが概ね妥当であると考えられる。すなわち定着筋降伏時の杭頭回転角 θ_y は、降伏時曲率 ϕ_y を用いて③式で仮定できる。

$$\theta_y = \frac{S_{by}}{d_n} = \frac{S_{by}}{\epsilon_y / \phi_y} = \alpha^* \cdot \phi_y \cdot \epsilon_y \quad \dots \dots \dots ③$$

以上のようにしてモデル化したMo- θ 関係の計算値と実験値との比較を図18に示す。計算値には α^* 値に本実験から得られた値(図16)を用いたものと、 $\alpha^*=20$ としてモデル化したものを示している。これより α^* 値に実験値を用いたものは、定着筋降伏時の θ_y が実験値とほぼ一致しており、定着筋降伏発生時周辺のMo- θ 関係を表すには十分な精度を持っていることがわかる。

ただしこのトリリニア型のMo- θ 関係は、曲げひび割れ発生点と定着筋降伏発生点を直線で結んでいるため、その間の剛性を小さく見積もる傾向にある。したがって、その間の剛性が重要となるような場合、たとえば1次設計レベルにおけるいわゆる杭頭固定度の評価などにおいては、 α^* 値をそれより若干小さめに設定することも必要である。図18中には例として $\alpha^*=20$ としてモデル化した計算値を併せて示している。このように仮定すると定着筋降伏時の回転角については過小評価となるが、降伏以前の剛性については実験値とかなり良く対応することが分かる。

7. 基礎梁主筋の定着性能

図19にパイルキャップ内の基礎梁下端筋(一段筋)の歪度分布を示す。側柱下部分架構のNo.18においては、基礎梁下端筋が引張りとなる軸力減少時の測定値を示した。No.17においては杭頭回転角が0.5/100以上になると、引張り側のパイルキャップ側面からパイルキャップ芯までの間の歪度が同程度の値を示し、その間の付着

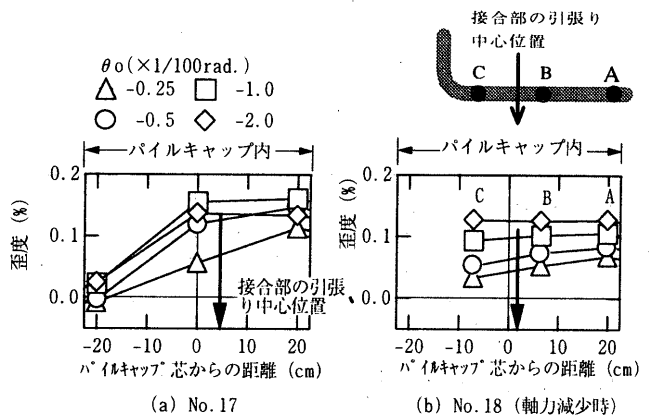


図19 パイルキャップ内の基礎梁下端筋の歪度分布

応力度が小さくなる事が分かる。それと同様に No.18 においても、A~C 間ではほぼ同程度の歪度値となっており、その間の付着応力度がほとんど発生していない。すなわち側柱下の軸力減少時においては、基礎梁下端筋の引張り力のほとんどを折り曲げ定着部が負担していることがわかる。

なお従来工法においても、パイルキャップ側面から杭主筋の引張り中心位置までの範囲において、基礎梁下端筋の付着抵抗が小さいことが確認されている⁴⁾。しかし半剛接合法を用いた本試験体の場合にはこの傾向がより顕著である。この理由として、杭断面に比べて接合部断面が小さいことと、定着筋が断面中央付近に寄せて配筋されているため接合部の引張り中心位置がかなり断面の中央寄りとなっていることが考えられる。したがって半剛接合法を用いた場合の、特に軸力減少時に引張りとなる側柱下の基礎梁下端筋の定着については、パイルキャップ内の圧縮領域において十分なかぶり厚さと定着長をとって折り曲げ定着することが重要である。

8. パイルキャップのせん断ひび割れ耐力

図 20 にパイルキャップ周辺の応力状態を示す。パイルキャップのせん断性能を把握する上で従来工法の場合と異なる重要な点は、①パイルキャップが従来工法に比較して小さいことと、②定着筋がパイルキャップの中央付近に寄せられて配置されていることである。本実験においてパイルキャップはせん断破壊していないが、定着筋降伏発生とはほぼ同時かすぐ後にせん断ひび割れが発生している。そこで本章では、パイルキャップの有効体積を仮定してせん断ひび割れ発生時の平均せん断応力度を算定し、主応力度式と比較検討する。

まず上記②の要因に関連して、断面の曲げ解析によって No.17 および No.18 軸力減少時の接合部の引張り中心位置を求めると、図 19 ~ 図 20 中に示したように断面のかなり中心寄りにあることがわかる。さらに接合部の応力中心間距離 j_p は、柱の応力中心間距離 j_c に比較してかなり小さいといえる。パイルキャップの有効体積を考える際には、これらの値には断面の曲げ解析による値を用いる。なお、実験結果からパイルキャップのせん断ひび割れは定着筋降伏後すぐに発生していることと、断面解析による接合部の応力中心間距離 j_p と引張り中心位置は定着筋降伏前後においてはあまり変動しないことから、以降の検討には定着筋降伏時の値を用いている。

さらに偏断面であることから、鉛直方向の平均せん断応力度 τ_v と、水平方向の平均せん断応力度 τ_h を夫々算出し、それらのうちの大きい方をせん断ひび割れ発生時の平均せん断応力度 τ_{crack} とする。図 20 の記号を参照すると τ_{crack} は④~⑥式で与えられる。

$$\tau_{crack} = \text{Max}(\tau_v, \tau_h) \quad \dots \dots \dots ④$$

$$\tau_v = \frac{1}{A_v} \left\{ \frac{M_p}{j_p} + \frac{M_c}{j_c} - \lambda \cdot Q_b \right\} \quad \dots \dots \dots ⑤$$

$$\tau_h = \frac{1}{A_h} \left\{ \frac{2\lambda \cdot M_b}{j_b} - \frac{1}{2}(Q_C + Q_P) \right\} \quad \dots \dots \dots ⑥$$

ただし、 λ は基礎梁の本数による係数で、中柱下の場合には基礎梁が 2 本あるため $\lambda=1$ 、側柱下の場合には基礎梁が 1 本のため $\lambda=1/2$ である。さらに各方向のせん断力に対する有効断面積 A_v, A_h を図 21 のように仮定する。 t_{cap}, t_c はパイルキャップおよび柱の厚さで、ひ

び割れ耐力検討用であることから全幅をとる。

特に側柱下の軸力減少時においては、基礎梁下端筋の引張り力が折り曲げ定着部に集中することを考慮して、接合部の引張り中心位置から基礎梁下端筋の折り曲げ定着位置までを有効体積とする。本実験の場合には基礎梁下端筋が二段配筋となっているため、一段筋および二段筋の折り曲げ定着位置までの平均とする。

なおパイルキャップの上方に位置する柱と基礎梁の接合部分のせん断ひび割れ耐力を検討する場合には、鉛直方向せん断力に対してはパイルキャップと同様であるが、水平方向せん断力に対しては図 21 (c) のような有効断面積 (A_h^*) を仮定する。

次にせん断ひび割れ耐力式には、⑦式で表される主応力度式⁷⁾を用いる。

$$\tau_{crack,cal} = \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \cdot \sigma_{oe}} \quad \text{ただし、} \sigma_t = \beta \cdot \sqrt{\sigma_B} \quad \dots \dots ⑦$$

σ_t はコンクリートの引張り強度、 σ_B はコンクリートの圧縮強度、

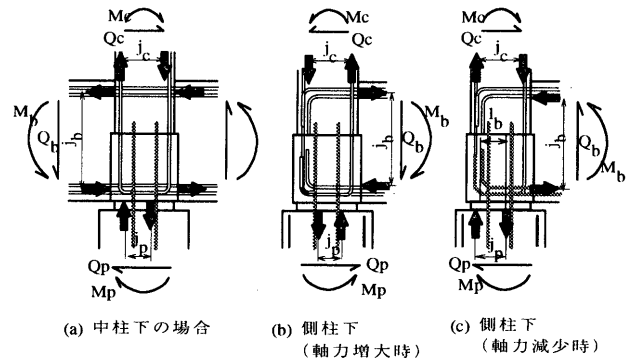


図 20 パイルキャップ周辺の応力状態の模式

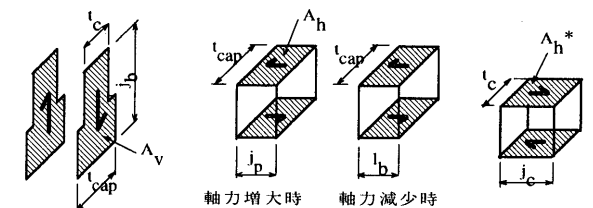


図 21 パイルキャップおよび柱-基礎梁接合部分に作用するせん断力に対する有効断面積の仮定

図 22 パイルキャップおよび柱-基礎梁接合部分のせん断ひび割れ耐力の実験値と計算値との比較

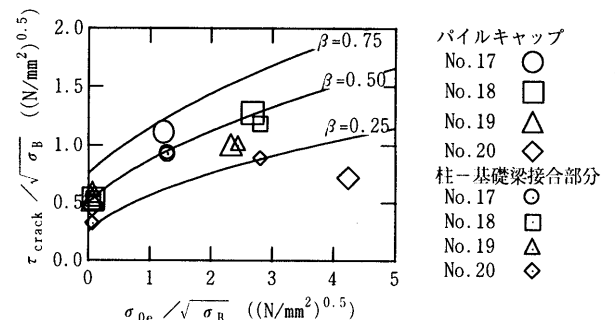


図 22 パイルキャップおよび柱-基礎梁接合部分のせん断ひび割れ耐力の実験値と計算値との比較

σ_{0e} はパイルキャップに作用する軸圧縮応力度（軸圧）である。柱梁接合部の場合には多数の実験結果から平均値として $\beta=0.5$ (N/mm^2 単位の場合) が導かれており^{7),8)}、従来工法におけるパイルキャップの場合にも同様の傾向にあることが確認されている⁴⁾。

パイルキャップの軸圧については、接合部の断面積と同じ面積を考えて算出する。柱-基礎梁接合部に作用する軸圧については、柱と同じ面積を考えて算出する。さらに既報⁴⁾と同様に、側柱部分架構の場合には、軸力の制御を杭の軸力で行っており、軸力増大時には軸力の一部が基礎梁にせん断力として流れるため、パイルキャップに作用する軸力が低下することを考慮した。

図 22 にせん断ひび割れ発生時の平均せん断応力度 τ_{crack} と軸圧の関係を $\sqrt{\sigma_B}$ で無次元化して示す。No.17~No.19 においては、実験値 (○, □, △) が $\beta=0.5$ の主応力度式による計算値 (実線) のまわりにばらついており、柱梁接合部および従来工法のパイルキャップと同様の傾向にあることが分かる。したがってこれらの試験体におけるせん断ひび割れ耐力は、上記のような仮定に基づいて算定することが可能であると考えられる。

ただし接合部を基本試験体よりも小さくした No.20 については、実験値 (◇, ◇) が $\beta=0.5$ とした場合の計算値よりも小さめの値となっている。この原因については不明であるが、No.17~19 と同様な仮定を No.20 に適用すると、パイルキャップの軸圧に対する面積を過小評価し、せん断に対する有効断面積を過大評価する傾向にあるといえる。

9. 結論

本論文では、場所打ち杭の杭頭半剛接合法を実用化するために、実際の形状および配筋をモデル化した杭-基礎梁部分架構の実験を行い、破壊性状の確認と力学特性のモデル化の検証を行った。得られた知見は以下のとおりである。

- ①接合部に鋼管を用いた半剛接合法の基本試験体においては、接合部が曲げ破壊し、長期軸力下で杭頭回転角 7/100 以上、軸力増大時においても 6/100 程度までの大きな変形性能を有していた。ただし、杭頭打ち継ぎ面から杭径の約 1/2 倍あるいは定着筋径の約 25 倍の範囲で、接合部コンクリートのめり込みによる割裂状のひび割れと定着筋の付着割裂ひび割れが発生することが観察された。したがって設計においては、その間の杭主筋と定着筋を横補強筋で拘束することにより、杭頭部の支圧破壊と定着筋の付着割裂破壊に対する安全性を確保する必要がある。
- ②接合部コンクリートの形状および鋼管の拘束効果を考慮して $\sigma-\epsilon$ 関係を仮定し、断面の曲げ解析により求めた接合部の定着筋降伏時曲げモーメントおよび終局曲げ耐力の計算値は、実験値と概ね良い対応を示した。
- ③中柱下および側柱下の軸力減少側においては、パイルキャップ内

の定着筋と基礎梁下端筋の引張り力が相互の定着性能に影響することが分かった。その結果これらの部分架構においては、不静定梁実験の場合に比べて、定着筋降伏時におけるパイルキャップ内からの拔出し量が大きく杭頭回転角も大きい。接合部の変形特性は、既報で提案した手法にその影響を考慮することによって概ね良好にモデル化できた。

④③と同じ要因によって、特に側柱下の基礎梁下端筋については水平部分の定着性能が低下し、折り曲げ定着部に引張り力が集中する傾向にある。したがって、側柱下の基礎梁下端筋はパイルキャップの圧縮領域において折り曲げ定着し、かつ十分な定着長とかぶりを確保する必要がある。

⑤パイルキャップのせん断ひび割れ耐力に関して、有効体積を仮定してひび割れ発生時の平均せん断応力度を求め、主応力度式による計算値と比較した結果、半剛接合法の基本試験体については概ね良い対応を示した。

謝辞；本研究をまとめるにあたり、日本建築総合試験所構造評価部会において、八尾眞太郎関西大学教授、中塚信大阪大学助教授に貴重なご意見を戴きました。記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本建築センター；地震力に対する建築物の基礎の設計指針，昭和 60 年 1 月。
- 2) 小林勝巳，大西靖和，森山英治，丸隆宏，寺岡勝，木戸英樹，和田章；場所打ち杭の杭頭半剛接合法の開発，日本建築学会技術報告集，第 9 号，65-70，1999 年 12 月。
- 3) 小林勝巳，丸隆宏，大西靖和，寺岡勝，和田章；水平力を受ける場所打ち杭-基礎梁部分架構の力学的特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 509 号，83-90，1998 年 7 月。
- 4) 小林勝巳，丸隆宏，大西靖和，寺岡勝，和田章；側柱下の場所打ち杭-基礎梁部分架構の耐震性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 520 号，61-68，1999 年 6 月。
- 5) 梅村魁；鋼筋コンクリート梁の塑性変形および終局耐力，日本建築学会論文報告集，第 42 号，59-70，1951 年 2 月。
- 6) 鈴木計夫，中塚信，中田浩之；鉄筋コンクリート円形柱の曲げ終局強度算定式，日本建築学会構造系論文集，第 242 号，23-34，1991 年 6 月。
- 7) 大和田義正；鉄筋コンクリート・プレストレストコンクリート設計計算入門 8.部材の設計計算，8.5 接合部，コンクリート工学，Vol.13，No.3，78-88，1975 年 3 月。
- 8) 寺岡勝；高層骨組みにおける柱-梁接合部の耐震設計法に関する研究，広島大学博士論文，フジタ技術研究所報，増刊第 5 号，1997 年 1 月，506p.

(1999年12月9日原稿受理，2000年2月17日採用決定)