

高軸力変動下における高強度せん断補強鉄筋を用いた模型杭の載荷試験

近藤 政弘¹・棚村 史郎²・金森 真³・菅原 篤³

¹正会員 西日本旅客鉄道(株) 大阪建設工事事務所 (〒530-8341 大阪市北区芝田2-4-24)

²正会員 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

²正会員 日本鉄道建設公団 設計技術室 (〒100-0014 東京都千代田区永田町2-14-2)

兵庫県南部地震を契機として、鉄道構造物についても耐震設計基準の見直しが行われ、従来に比べて強い地震動を考慮することとなった。このような大きな地震力に対しては、杭基礎においても上部構造と同様、変形性能に期待した設計を行うことが合理的な場合もある。そこで杭体の変形性能の把握が必要であるが、上部構造と比較して軸力変動が大きな部材であるため、高軸力変動下での変形性能を確認する必要がある。この確認のため、模型杭の水平交番載荷試験を行った。また、杭頭部の過密な配筋を緩和する方策である、高強度鉄筋をせん断補強筋へ採用することの検討もあわせて行った。

Key Words : 場所打ち杭, 水平交番載荷試験, 軸力変動, 高強度鉄筋, 耐震設計

1. はじめに

兵庫県南部地震を契機として、鉄道構造物についても耐震設計基準の見直しが行われ、従来に比べて強い地震動を考慮することとなり、基礎においても、従来より大きな外力を受けることとなった。

基礎は地中にあることから、橋脚躯体等の上部構造物と比較して地震後の損傷の発見が困難であることより、基本的には上部構造物を十分上回る耐力を有することが望ましいが、軽微な損傷に留めることを前提に、基礎も橋脚等の上部構造物と同様、変形性能に期待する設計が合理的である場合も考えられる。

上記のように基礎の変形性能に期待した設計を行う必要もあることから、杭基礎の場合、杭体の変形性能(じん性能)を確認する必要がある。杭体は、上部構造物と比較して軸力変動が大きな部材であるため、高軸力変動下での変形性能を確認する必要がある。この確認のため、模型杭の水平交番載荷試験を行うこととした。また、近年、杭体に要求される耐力、変形性能のため、杭頭部のせん断補強鉄筋量が増加し、過密な配筋となる傾向にある。場所打ち杭では、トレミー管により杭中心部に打ち込まれたコンクリートが鉄筋籠の隙間を通過して外周部に到達し、かぶりを形成するが、泥水中での施工であること、バイブレーターを使用した締固めができない等施工条件の制約を受け、過密な配筋は密実なかぶりコンクリートの形成を

困難にし、杭体の品質確保が懸念される。

そこで、杭体のせん断補強鉄筋に高強度鉄筋またはPC鋼材を使用することにより、鉄筋量を減じて過密な配筋を避けることとし、その適用性を確かめるために高強度せん断補強鉄筋を用いた模型杭の試験もあわせて行った。

2. 試験の概要

2.1 試験体の形状と諸元

試験体は、直径が1mの場所打ち杭をモデルに杭の直径を70%に縮小し、長さを一般的な実構造物の曲げモーメント分布および既往の杭体の変形性能に関する試験例を参考に、せん断スパン比が3となるように定めた。また、杭の上下方向を逆転させ、下部をフーチングに模擬した鉄筋コンクリート造のベースに固定し、上部を載荷する方式とした。試験体の概要を図1に示す。

試験体には、呼び強度が18N/mm²のコンクリートを使用した。これは、実杭では設計強度が21N/mm²程度のコンクリートが用いられること、この程度の強度は呼び強度が18N/mm²のコンクリートでも十分に発現することが経験的に明らかで、実杭との強度差を過大にしない等の配慮による。また、実験時の材齢差による強度のばらつきを小さくするため、早強セメントを使用した。

試験体は、せん断補強鉄筋の種別と水平力載荷時の軸力をパラメーターとした表1に示す9種類である。主鉄筋は想定した実杭に相当する曲げ耐

力を確保するために、SD345-D22を20本配置した。せん断補強鉄筋は、棒鋼SD345-D16および高強度せん断補強鉄筋として降伏点強度またはひずみ0.2%時の耐力が785N/mm²以上の高強度鉄筋SPR785-T13と1275N/mm²以上のP C鋼材SBPDN1275/1420-FB12.6の3種類を用い、試験体の曲げせん断耐力比がほぼ等しくなるように配筋した。ただし、高強度せん断補強鉄筋については鉄筋またはP C鋼材の伸びによる影響が不明なため、降伏点強度を700N/mm²以下に仮定して算定した。なお、せん断補強鉄筋の端部は、SD345、SPR785の場合はフラッシュパット溶接による閉合型とし、SBPDN1275/1420の場合は連続したらせん鉄筋形式とした。試験体に用いたコンクリートの圧縮強度試験結果および鉄筋の材料試験結果を表1に示す。

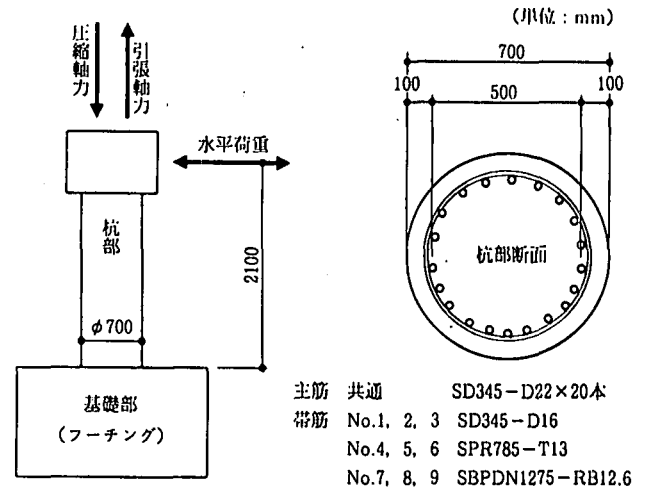


図1 試験体の概要

2.2 載荷方法

載荷方法は、正負交番の水平載荷方式とし、変位制御により部材の変形角（載荷点位置における水平変位量をせん断スパン長で除した値）が1/1000および1/400に達した時点で1サイクル、1/200, 2/200, 4/200, 6/200, 8/200, 10/200に達した時点で3サイクルの繰返し載荷を基本とし、主鉄筋の破断等により急激な耐力低下を確認した時点で載荷を終了した。

この時の軸力は、せん断補強鉄筋の種別毎に圧縮軸力(10N/mm²)一定、引張軸力(-4N/mm²)一定、両者の間を連続的に変化させる軸力変動の3パターンとした。これは、一般的な鉄道橋脚の群杭基礎をモデルに試算した結果、常時は杭頭部の圧縮応力度3.0N/mm²で、水平力作用時の杭の軸方向応力度は10N/mm²から-4N/mm²まで変動することを考慮して定めたものである。なお、No.6の試験体の軸力変動幅は0~6.0N/mm²とした。軸力変動による試験体の軸力が最大または最小となるときに水平力は、軸力一定のもとに載荷した試験体の荷重~変位曲線における最大耐力を参考に定め、軸力と一次比例の関係を持たせながら連続的に載荷した。軸力と水平力の関係を図2に示す。

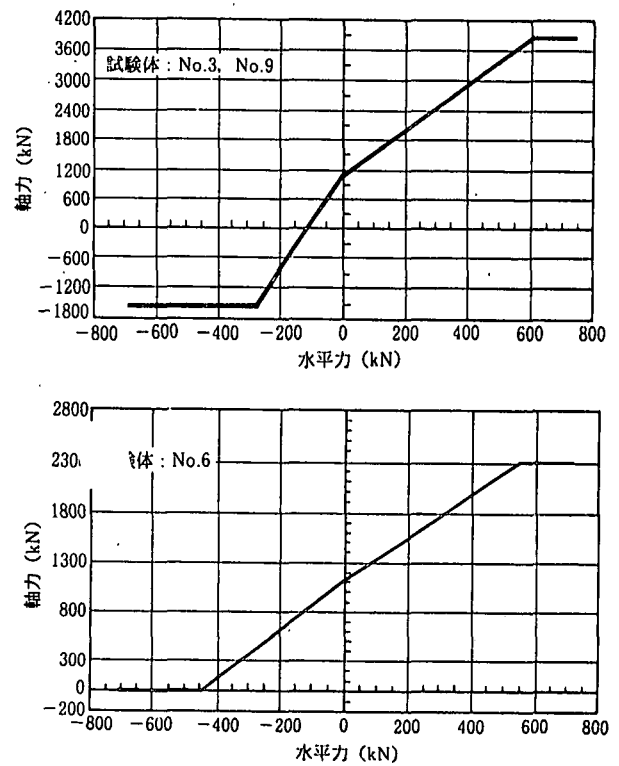


図2 軸力変動のパターン

表1 試験体の種類と材料強度

試験体	コンクリート (N/mm ²)	主鉄筋				せん断補強鉄筋					軸応力 (N/mm ²)		
		規格	降伏点強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)	鉄筋比 (%)	規格	降伏点強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (×10 ⁴ N/mm ²)		鉄筋比 (%)	ピッチ (mm)
No.1	27.9	SD345-D22	409	613	1.94	2.02 (20本)	SD345-D16	379	557	1.90	0.45	125 フラッシュパット 溶接	10.0
No.2	28.3		409	613	1.94		SD345-D16	379	557	1.90			-4.0
No.3	23.7		397	589	1.95		SD345-D16	397	569	1.89			10.0~-4.0
No.4	23.7		409	613	1.94		SPR785-T13	852	1046	2.01	0.24	150 フラッシュパット 溶接	10.0
No.5	29.0		409	613	1.94			852	1046	2.01			-4.0
No.6	33.3		409	613	1.94			852	1046	2.01			6.0~-4.0
No.7	28.1		409	613	1.94		SBPDN1275	1370	1485	2.25	0.24	150 スパイラル筋	10.0
No.8	30.3		409	613	1.94			1370	1485	2.25			-4.0
No.9	33.1		409	613	1.94			-FB12.6	1370	1485			2.25

計測項目は、載荷点の水平および鉛直変位のほか、軸方向変形、曲率、主鉄筋の抜け出し量を算定するための変位測定、主鉄筋およびせん断補強鉄筋のひずみ測定、各載荷ステップにおけるひび割れの観察およびひび割れ幅の測定である。

3. 試験結果

各試験体の降伏耐力および曲げ耐力の計算値と実測値の比較を表2に示す。計算値は材料試験の結果に基づき、降伏耐力を載荷軸に対して45°の角度に位置する主鉄筋が降伏するときの荷重とし、軸力が変動する試験体については、最大および最小軸力を用いて算定した。また、曲げ耐力は圧縮最外縁のコンクリートひずみが0.0035に達するときの荷重である。なお、軸力が一定の場合の実測値は載荷方向による正側と負側の絶対値の平均である。曲げ耐力の実測値は計算値を上回る結果となった。

3.1 圧縮軸力一定の場合

図3～5は10N/mm²の圧縮軸力を保持した状態での各試験体 (No. 1, No. 4, No. 7) の水平荷重と水平変位の関係について、その履歴曲線を示したものである。

変位の増加に伴う杭体の損傷状況は、変形角が1/400に達した時点で曲げモーメントの大きい基部(杭頭部)に曲げひび割れが発生、2/200まで進むとせん断ひび割れおよび基部コンクリートの圧壊が生じ、最外縁の主鉄筋が圧縮降伏した。その後、荷重が徐々に低下し、変形角が4/200になると引張側の主鉄筋が降伏し、No. 1試験体のせん断補強鉄筋SD345が降伏に至った。主鉄筋が引張り状態から圧縮側に移行する過程で座屈を生じ、8/200から10/200の変形角で引張力を受けて破断した。このとき、No. 4試験体のせん断補強鉄筋SPR785も降伏している。図6にNo. 7試験体の主鉄筋の破壊状況を示す。主鉄筋の降伏が最大荷重を経た直後に生じているのは、軸力比が大きいために圧縮縁のコンクリートの圧壊が先行したことによると考えられる。

これらの挙動は各試験体で顕著な差異はなく、せん断補強鉄筋の種類による差は認められなかった。図7は各試験体の荷重～変位曲線の包絡線を比較したものである。高強度せん断補強鉄筋を用いたNo. 4とNo. 7の試験体は、No. 1の試験体に比べて若干大きな最大荷重を示しているが、最大荷重に至るまでの曲線の勾配は同様の性状を示しており、高強度せん断補強鉄筋を用いた場合の鉄筋比がSD345を用いた場合の約1/2であるにもかかわらず同等以上の性能を有することが確認できた。

また、高強度せん断補強鉄筋を用いたNo. 4とNo. 7の両者に差が認められず同等の結果となった。これは、杭の変形性能を向上させるせん断補強鉄筋にはそれが有効に働く一定の上限値が存在し、この上限値を超えるとせん断補強鉄筋の強度が杭の変

表2 耐力の計算値と実測値の比較

(単位, kN)

試験体No.	降伏耐力		曲げ耐力	
	計算値P _y	実測値	計算値P _m	実測値
1	590	524	545	578
2	148	163	200	295
3	正	483	622	445
	負	124	222	191
4	554	615	487	634
5	148	166	201	264
6	正	476	516	510
	負	290	361	355
7	572	600	517	604
8	149	168	202	258
9	正	562	647	555
	負	137	234	209

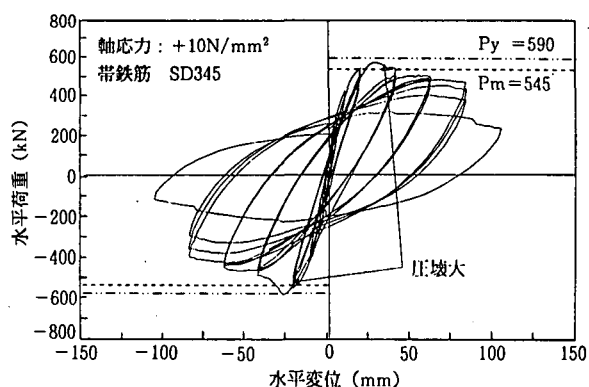


図3 P～δ履歴曲線 (No. 1)

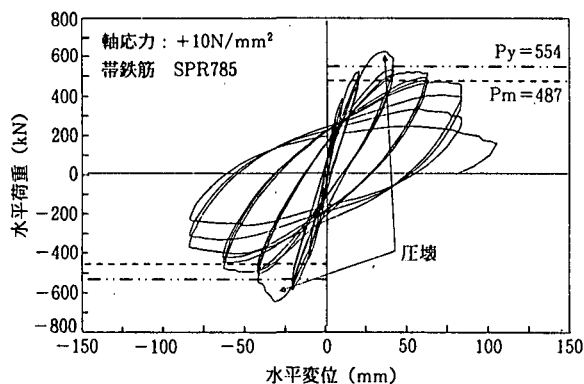


図4 P～δ履歴曲線 (No. 4)

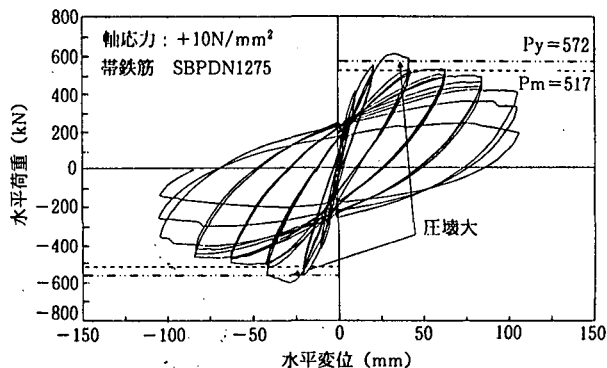


図5 P～δ履歴曲線 (No. 7)

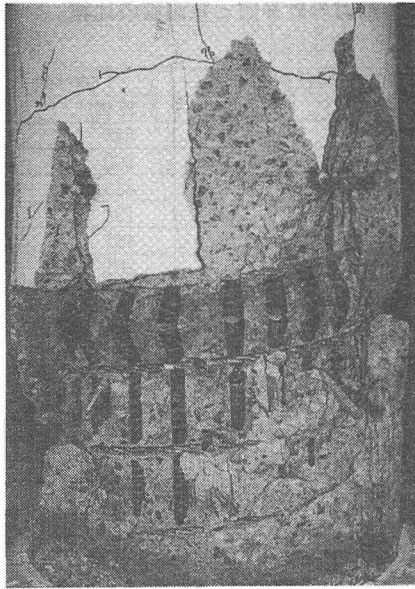


図6 最終破壊状況 (No. 7)

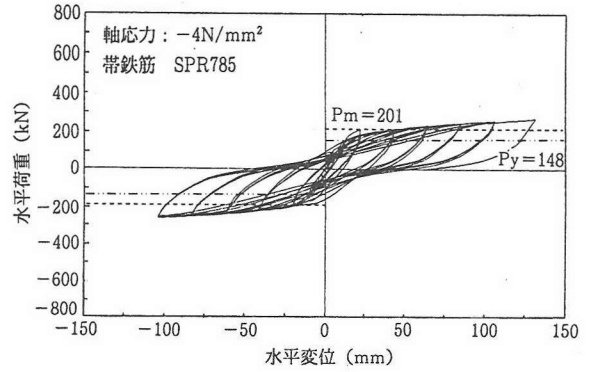


図8 P~δ履歴曲線 (No. 5)

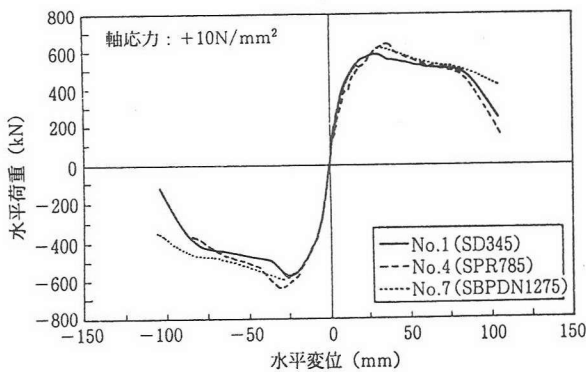


図7 せん断補強鉄筋の種別による包絡線の比較

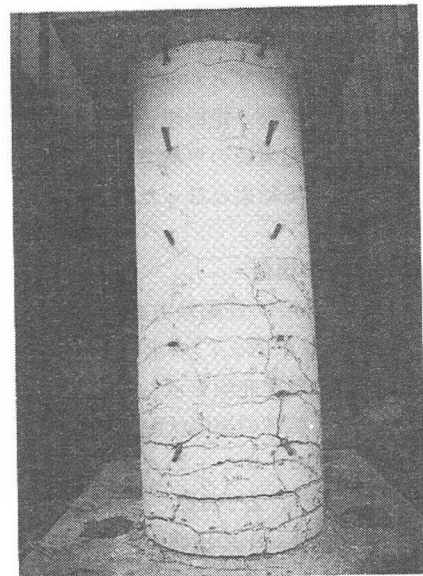


図9 最終損傷状況 (No. 5)

形性能の向上に寄与する割合が小さくなることを示唆している。

3.2 引張軸力一定の場合

図8は引張軸力一定の条件下におけるNo.5試験体の水平荷重と水平変位の関係について、その履歴曲線を示したものである。

杭体の損傷の状況は、水平荷重を開始する前の軸力荷重時に輪切り状に引張ひび割れが生じ、一定の引張軸力を保持した状態で水平荷重を加えると1/400の変形角で付着ひび割れが発生、変形角が1/200で最外縁の主鉄筋の引張降伏が始まり、2/200になると45°位置の主鉄筋も降伏に至った。せん断ひび割れが発生し、6/200で帯鉄筋が降伏したが、荷重の低下はなく十分な変形性能を有することが確認できた。図9にNo.5試験体の最終荷重時の損傷

状況を示す。荷重時の試験体の観察から、引張軸力により生じたひび割れは、水平荷重時の圧縮側においても完全に閉じることはなく、圧縮力を鉄筋が負担する状態となり、結果として試験体が大変形を生じて降伏した鉄筋が伸びるだけでコンクリートの圧壊による破壊が生じにくい状態となったためと思われる。これは図10に示す荷重と軸方向変形の関係からも明らかで、杭体が繰返し荷重に伴って伸張方向に変形している。これらは、高強度せん断補強鉄筋を用いたNo.2およびNo.8試験体においても帯鉄筋が降伏しなかったことを除いて同様の挙動を示し、せん断補強鉄筋の種別による顕著な差は認められなかった。

図11は引張軸力一定の各試験体の荷重～変位曲線の包絡線を示したものであるが、それぞれに非常に近似した挙動を示していることが確認できる。

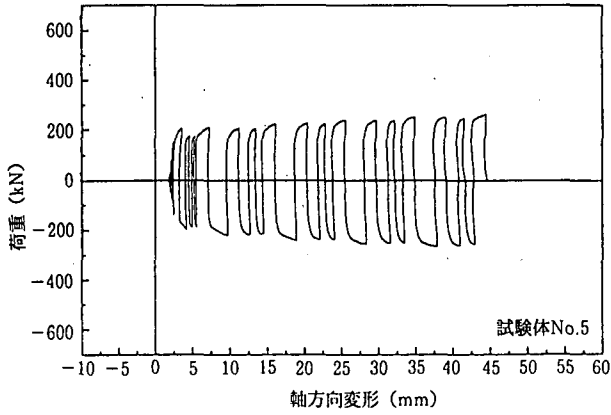


図10 水平荷重と軸方向変形の関係

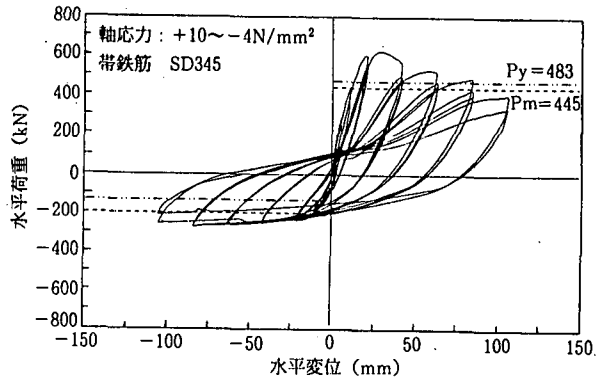


図12 P~δ履歴曲線 (No. 3)

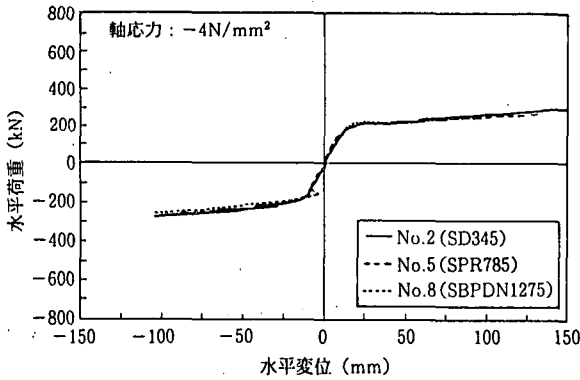


図11 せん断補強鉄筋の種別による包絡線の比較

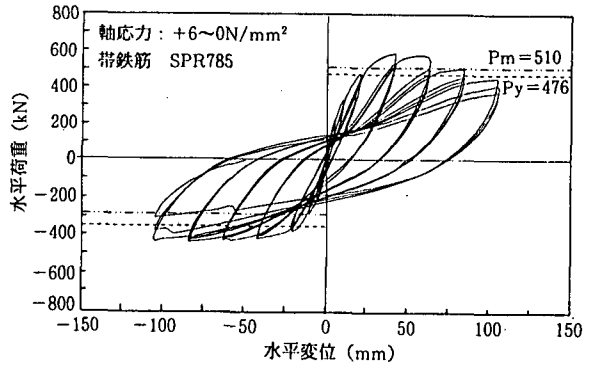


図13 P~δ履歴曲線 (No. 6)

3.3 軸力変動の影響

軸力を変動させながら水平荷重を行った試験体 (No. 3, No. 6, No. 9) の荷重～変位関係の履歴曲線を図12～14に示す。これを軸力一定の条件で行った履歴曲線と対比すると、圧縮軸力が作用する第1象限では圧縮軸力一定の場合と、引張軸力が作用する第3象限では引張軸力一定の場合の荷重～変位曲線とよく近似しており、第2および第4象限においては第1象限と第3象限の曲線が滑らかな曲線で結ばれている。降伏荷重と曲げ耐力の実測値は、材料強度の実測値を用いて算定した降伏荷重 P_y と曲げ耐力 P_m を上回っているが、軸力が大きいNo. 3とNo. 9の試験体はNo. 6の試験体と比較して最大荷重に達した以降の荷重低下の割合が大きいことが特徴的である。

No. 3試験体の観察による損傷状況は、1/1000の変形角で曲げひび割れが発生、圧縮力が増加する方向に2/200の変形角が生じるまで載荷した時点でせん断ひび割れが生じるとともに圧縮側基部のコンクリートが圧壊した。その後、圧縮軸力の減少から引張軸力の増加まで軸力を連続的に変動させながら逆方向に同変位まで水平載荷した時点で、圧縮から引張に移行した主鉄筋が降伏、圧縮側の基部のコンクリートが圧壊した。さらに反対方向に変形角が4/200に達すると反対側の主鉄筋も降伏に至った。変形角が6/200まで進むとせん断補強鉄筋が降伏したが、高強度せん断補強鉄筋を用いたNo. 6およびNo. 9試験体では降伏には至っていない。さらに、

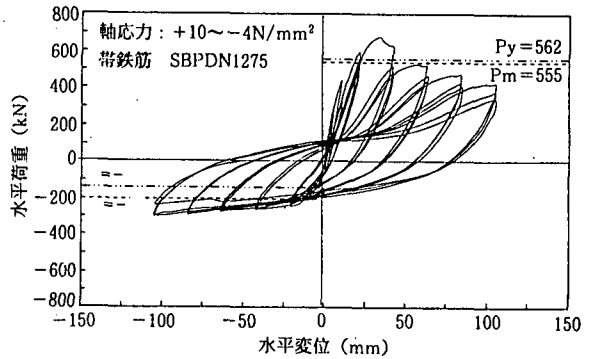


図14 P~δ履歴曲線 (No. 9)

載荷を続け、変形角が10/200に達した時点でいずれの試験体も大きな圧縮軸力を受ける側の主鉄筋が引張力を受けたときに破断をした。

図15、図16は高強度せん断補強鉄筋を用いた試験体の第1サイクルにおける荷重～変位曲線の包絡線で、軸力一定の場合の試験体と比較したものである。軸力変動を考慮したNo. 9試験体の荷重～変位曲線は、第1象限の圧縮領域では圧縮軸力一定とした場合のNo. 7試験体の荷重～変位曲線と、第3象限の引張領域では引張軸力一定としたNo. 8試験体と同等の挙動を示すことがこの図からも明らかである。ただし、No. 6試験体については、軸力の変動幅を小さく設定したために、圧縮領域においては最大荷重を経た後の荷重低下の割合がNo. 4試験体に比べて小さく、引張領域においてはNo. 5試験体よりも大きな耐力を示す結果となった。

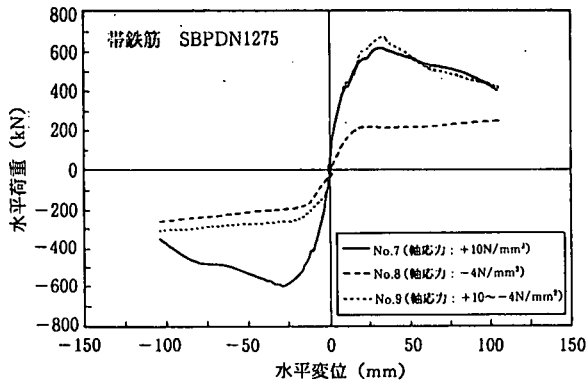


図15 軸力の相違による包絡線の比較 (1)

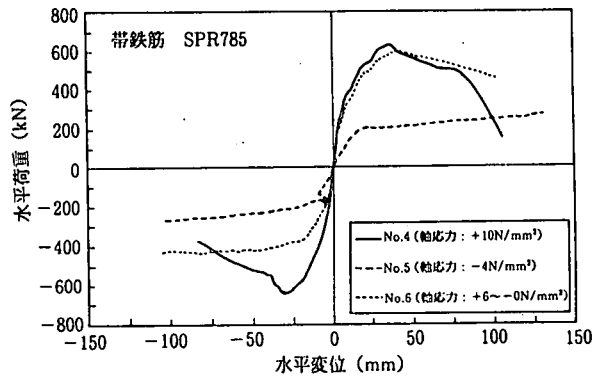


図16 軸力の相違による包絡線の比較 (2)

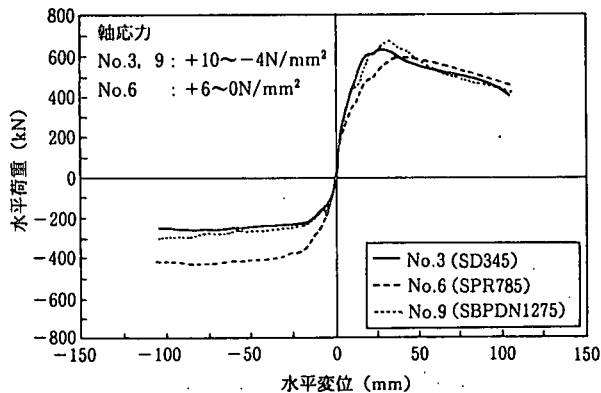


図17 せん断補強鉄筋の種類による包絡線の比較

図17はせん断補強鉄筋の種類による影響をみるために、荷重～変位曲線の包絡線を比較したものである。同様の理由によりNo.6試験体の引張耐力が大きい結果となっていることを除いて各試験体に顕著な差異は認められない。

4. おわりに

軸力が大きく変動する水平交番載荷試験であったが、圧縮側の挙動は圧縮軸力一定の結果と、引張側の挙動は引張軸力一定の挙動とほぼ同様であることが確認できた。また、高強度せん断補強鉄筋を用いた場合の曲げ耐力および変形性能は、今回実施した模型実験からは一般に用いられている棒鋼に比べて顕著な差異は認められなかった。高強度鉄筋を用いることにより過密なせん断補強鉄筋の配置を避け、場所打ち杭としての施工性と品質の向上を図るために有効であることが確認できた。ただし、今回の試験は、気中における杭体のせん断スパン比を3とした片持ち梁方式の載荷であること等実験条件を単純化している。杭体の鉛直方向の応力分布は杭基礎に作用する荷重のほか、杭基礎の構造条件および地盤条件により異なり、杭体の変形性能に影響を及ぼす。今後はこれらを勘案した杭基礎の変形性能に関する検討も重要である。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），丸善，1992.10
- 2) 菅原篤，伊藤真，戸塚信弥，棚村史郎：高強度せん断補強鉄筋を用いた場所打ちコンクリート杭の水平載荷試験（その1：軸力一定での試験結果），土木学会，第53回年次学術講演会，1998
- 3) 棚村史郎，近藤政弘，青木一二三，宮城敏明：高強度せん断補強鉄筋を用いた場所打ちコンクリート杭の水平載荷試験（その2：軸力変動での試験結果），土木学会，第53回年次学術講演会，1998

(2001. 7. 31 受付)

Cyclic Loading Tests for Model Pile with High-Strength Re-Bars

Masahiro KONDOU, Shiro TANAMURA,
Makoto KANAMORI, Atsushi SUGAWARA

After the Hyogoken-Nanbu earthquake, earthquake-resistant design tends to consider large earthquake power. In designing pile foundation, it is rational to evaluate the ductility of members for pile bodies. In order to avoid overcrowded re-bars, therefore, we proposed that the high-strength re-bars for shear reinforcement be used for pile foundation and conducted cyclic loading tests for model pile bodies. As a result of these tests, we confirmed that the pile with high-strength re-bars for shear reinforcement had enough and ductility.