

場所打ち鉄筋コンクリート杭部材の 変形性能評価に関する研究

谷村幸裕¹・渡邊忠朋²・瀧口将志³・佐藤勉⁴

¹正会員 工修 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

²正会員 北武コンサルタント(株) (〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通7丁目)

³正会員 工修 九州旅客鉄道(株) (〒807-0825 北九州市八幡西区折尾5丁目9-10)

⁴正会員 工博 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

兵庫県南部地震による鉄筋コンクリート構造物の被災を契機として、種々の機関で耐震設計法の見直しが行なわれている。筆者らは、性能照査型設計体系への移行を念頭において、構造物の復旧性を照査する場合に必要な鉄筋コンクリート柱部材の損傷状況と修復のための補修方法を関連付けた損傷レベルを設定し、その限界点を算定する手法を提案してきた。

本研究では、場所打ち鉄筋コンクリート杭部材の損傷レベル限界点の設定とその算定方法について、柱部材の方法をもとに、断面形状、施工条件や軸方向力の違いを考慮して、その適用方法について提案をするものである。

Key Words : *cast-in-place concrete pile, evaluation of displacement ductility, damage degree, cyclic loading*

1. はじめに

平成7年の兵庫県南部地震では、コンクリート構造物に甚大な被害をもたらしたが、これを契機として、土木学会をはじめ種々の機関で耐震設計法に関する評価方法の見直しがなされている^{1),2)}。これに伴い、従来に比べて規模の大きい地震動に対する耐震性能を照査することとなり、構造物には耐震性能の向上が求められている。

また、近年の耐震設計では、規模の大きい地震動に対しては、構造物の塑性化を許容するが、塑性変形性能を制御することで地震後の復旧性を含めて耐震性能を確保することが一般的となっている。鉄道ラーメン高架橋等の構造物においては、柱部材が塑性化することが多いが、柱部材については、性能照査型設計体系への移行を念頭において、部材の損傷状況と補修工法を関連付けた損傷レベル限界点を設定し、その限界点を算定する方法が既に提案されている³⁾。

しかしながら、柱部材の耐力が構造物中の他の構成部材に比べて相対的に高い場合は、柱以外の部材等が塑性化することも少なくない。例えば、杭基礎を有する高架橋等の場合で、柱部材等の上部構造が杭部材に比べて耐力が高い場合、あるいは軟弱地盤上に構築される場合等は、杭部材の塑性化が避けられないことも多い。この

ような場合、構造物全体の耐震性能を合理的に評価するためには、杭部材の塑性変形性能を適切に評価し、その影響を考慮して解析を行うとともに、杭部材の損傷状況の評価が必要となってくる。杭部材は円形断面を有しており、矩形断面を有する柱部材を対象とした既往の損傷レベル限界点の算定方法をそのまま用いることはできないため、円形断面を対象とした限界点の算定方法が必要となる。

ところで、近年都市部に建設される構造物の基礎杭には、場所打ちコンクリート杭が用いられるのが一般的となっている。場所打ちコンクリート杭は、施工性が良好で低騒音で施工可能であり、かつ杭径や配筋の自由度が高く、大口径の杭も施工可能であるといった特徴を有しており、杭基礎構造物に広く用いられている。しかしながら、場所打ちコンクリート杭に用いられるコンクリートは、一般に、水中あるいは泥水中の施工となり、また、締め固めができないなど、通常のコンクリートの施工とは大きく異なる。このようなコンクリートの施工条件の違いは、圧縮強度、ヤング係数やせん断強度に影響を及ぼすことがすでに明らかにされている^{4),5)}。そこで、場所打ちコンクリート杭の塑性変形性能を明らかにするためには、このようなコンクリートの施工条件の違いを考慮しておく必要があると考えられる。

さらに、実構造物中の杭部材は地震の影響により大きな軸力変動を生じる場合が多く、一般的な鉄道構造物でも、釣合い軸力程度の大きな軸方向圧縮力や、軸方向

引張力を生じる場合が少なくない。そのため、広い軸方向力範囲に適用できる変形性能の評価方法が必要である。

場所打ち鉄筋コンクリート部材の変形性能については、既にいくつかの研究が行われているが^{6)~9)}、変形性能の定量的評価や、復旧性を考慮した損傷との関連ならびに施工条件の影響については、十分明らかにされていないのが現状である。そこで、本研究では、部材を線材としてモデル化した場合に、構造物に想定される地震動を作用させた動的解析から得られた応答より、部材の損傷状況を推定する方法を、場所打ち鉄筋コンクリート杭部材に適用するための検討を行うこととした。そのために、場所打ち鉄筋コンクリート杭部材を模擬した供試体を用いた交番載荷実験を実施し、実験結果をもとに、場所打ち鉄筋コンクリート杭部材の非線形性と部材の損傷状況の関連付けを行い、損傷状況を考慮した部材の変形性能算定手法の提案を行うものである。

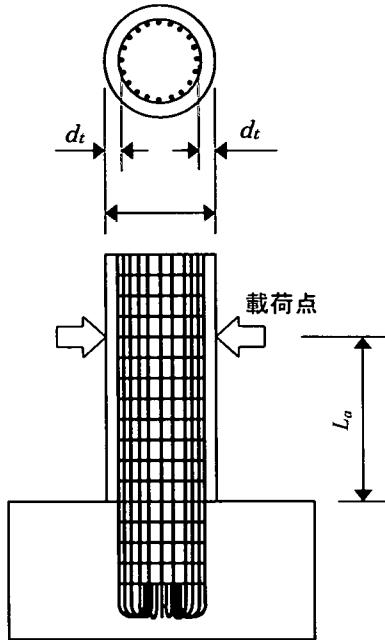


図-1 供試体の形状および配筋略図

2. 実験の概要

(1) 供試体の形状および諸元

実験に用いた供試体は、鉄道高架橋等の基礎に用いられる、杭径1000mm程度の杭部材の50~70%縮小模型である。供試体の形状を図-1および表-1に示す。供試体の形状は、M-0、A-1~4およびB-1~5¹⁰⁾、T-1~3^{11),12)}

表-1 供試体の形状

供試体	杭径 R	スパン L_a	軸方向鉄筋		
			呼び名一本数	芯かぶり d_t	軸方向鉄筋比
M-0	500mm	1500mm	D16-20本	78mm	2.02%
A-1~4, B-1~5	500mm	1000mm	D16-10本	58mm	1.01%
T-1~3	700mm	2100mm	D22-20本	100mm	2.01%

表-2 供試体の諸元

供試体	施工条件	帯鉄筋呼び名@間隔(mm)	帯鉄筋比 ρ_w (%)	帯鉄筋の接合方法	軸圧縮応力度 σ_0 (N/mm ²)	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)		
						杭体 f'_c	フーチング f'_{cf}	
M-0	気中	D10@75	0.38	端部に半円形フックを取り付け、軸方向鉄筋に掛けて定着	2.70	31.4	31.3	
A-1					8.48	29.9	33.9	
A-2	水中	D10@150	0.19		8.03	35.6	32.1	
A-3					8.65	31.7	34.6	
A-4	水中	D10@75	0.38		8.45	41.4	33.8	
B-1					0.00	35.3	29.3	
B-2	水中	D10@150	0.19		0.00	36.3	29.7	
B-3					3.90	39.6	31.2	
B-4					3.75	37.7	30.0	
B-5					3.73	31.6	29.8	
T-1	気中	D16@125	0.45		フラッシュパット溶接	9.80	27.3	29.9
T-2						-3.82	27.7	31.8
T-3						※	23.2	28.1

※：変動軸力（図-3参照）

表-3 鉄筋の材料試験結果

供試体	呼び名	引張降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
M-0	D16	378	190
	D10	367	187
A-1~4	D16	376	190
	D10	394	196
B-1~5	D16	402	190
	D10	394	196
T-1~2	D22	401	190
	D16	371	186
T-3	D22	389	191
	D16	389	185

表-4 コンクリートの配合条件

供試体	呼び強度 (N/mm ²)	セメント の種類	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スラブ (cm)
M-0	21	H	20	12
A-1~4	27	N	20	18
B-1~5				
T-1~3	18	H	20	18

※H：早強ポルトランドセメント，N：普通ポルトランドセメント

表-5 ベントナイトの物理的性質

産地	水分 (%)	土粒子密度 (g/cm ³)	PH (1%sol)
群馬県	8.4	2.4	9.8

の3種類で、帯鉄筋比、軸圧縮応力度、施工条件等をパラメータとし、合計13体製作した。

供試体の諸元を表-2に、それぞれに使用した鉄筋の材料試験結果を表-3に、コンクリートの配合条件を表-4に示す。軸圧縮応力度については、鉄道高架橋等の杭部材に作用する軸方向力を考慮して設定した。

また、コンクリートの圧縮強度は表-2に示したが、施工条件が水中および泥水中の場合の杭体のコンクリート強度 f_c は、載荷試験終了後に杭先端部からコア抜きしたテストピースの値を示し、気中の場合については供試体に用いたコンクリートを現場封緘養生したテストピースの、載荷試験日の圧縮強度を示した。

(2) 施工条件

場所打ち杭のコンクリートは、トレミー管を用いて水中あるいは泥水中で打設され、締め固めがされないなど、通常のコンクリートと施工条件が大きく異なる。そこで、本実験では表-2の施工条件に、水中および泥水中と記した供試体 (A-2~4, B-2~5) について、実際の場所打ち杭の施工を模擬してコンクリートの打設を行った。

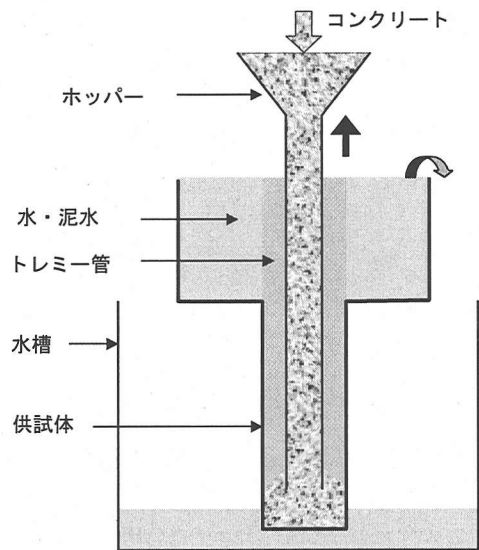


図-2 コンクリート打設概要図

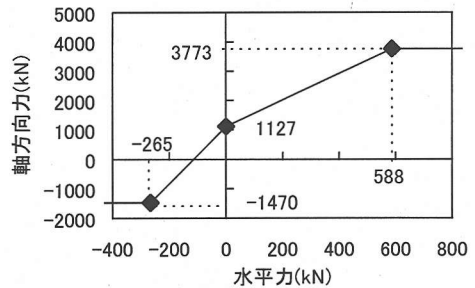


図-3 軸力変動パターン (T-3)

これらの供試体製作の手順は、まずフーチングを上にして型枠をセットし、杭体部の型枠内に水またはベントナイト泥水を満たした。なお、泥水中のベントナイトの濃度は10%とし、ベントナイトの物理的性質は表-5に示す。泥水にはCMCを0.05%添加し、ファンネル粘性は24.2秒であった。そして、鉄筋籠を建て込んだ後、杭体部のコンクリートを $\phi=200$ mmのトレミー管を用いて打設した。コンクリートの締め固めは行っていない。コンクリートの打設概要図を図-2に示す。フーチングのコンクリートについては、通常どおり気中打設し、パイプレータを用いて締め固めを行った。

なお、表-2の施工条件で気中の場合、杭体およびフーチングともに通常のコンクリート打設を行い、気中施工として締め固めを行った。打ち込み方向は、A-1およびB-1はフーチングを上、M-0およびT-1~3はフーチングを下にしてコンクリートを打設した。

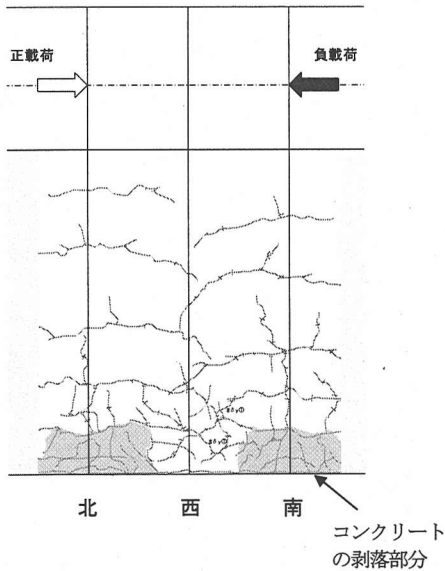


図-4 載荷終了時のひび割れ状況 (M-0)

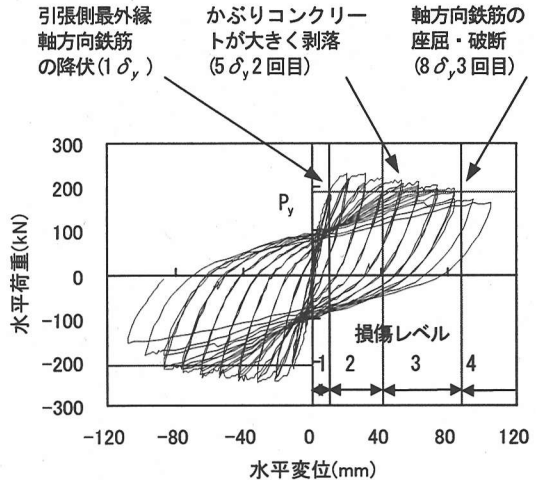
(3) 載荷方法

載荷方法は、M-0、A-1~4およびB-1~5については、引張側最外縁の軸方向鉄筋が降伏したときの変位 δ_y を基準とし、その整数倍で正負交番載荷を行った。M-0は各 δ_y で3回繰返し、A-1~4およびB-1~5は各 δ_y で2回繰返しを行った。また、T-1~3は部材角を基準とし、部材角 $\theta = 1/1000$ および $\theta = 1/400$ で正負1回ずつの載荷を行った後、 $\theta = 1/200, 2/200, 4/200, 6/200, 8/200, 10/200, 12/200$ でそれぞれ3回ずつの正負交番載荷を行った。なお、T-3は軸方向力を変動させて実験を行った。軸力変動のパターンを図-3に示す。ここで、最大軸力および最小軸力については、一般的な鉄道高架橋に地震時に生じる軸力変動を考慮して設定し、部材が曲げ耐力に達したときに最大軸力および最小軸力となるように水平力との関係を設定した。

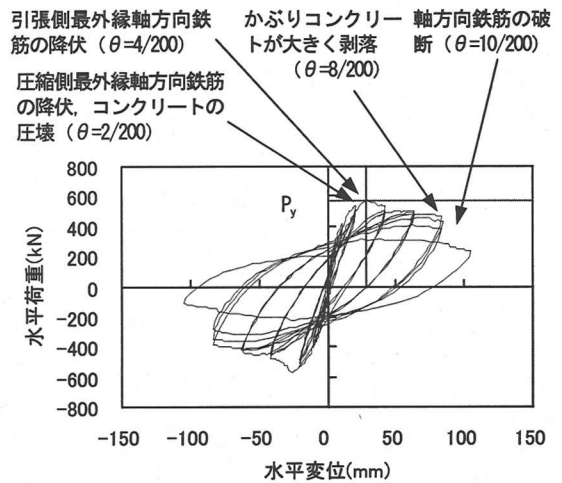
計測項目は、供試体の水平変位、鉛直変位、鉄筋のひずみおよびひび割れ状況である。

(4) 破壊状況

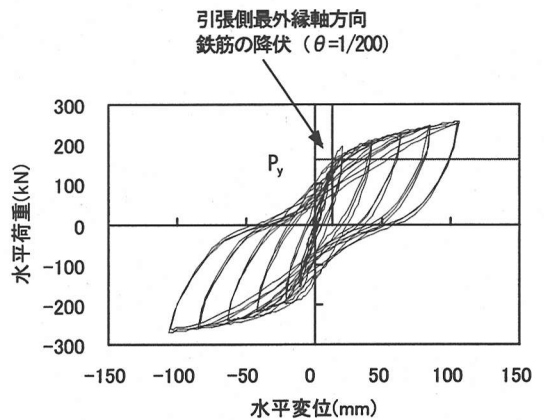
M-0の載荷終了時のひび割れ状況を図-4に、荷重-変位関係を図-5(a)に示す。なお、図-5(a)~(c)の水平荷重は、偏心軸力による付加モーメントの影響を考慮し、測定された水平荷重に付加モーメントをスパンで除した付加水水平力を加算して補正したものである。まず、杭部材基部に水平方向に曲げひび割れが生じ、水平荷重の増加とともに曲げひび割れが発達していった。そして、杭部材基部の引張側最外縁の軸方向鉄筋が降伏し(1 δ_y 、写真-1(a))、その後水平変位の増加とともに順次軸方向鉄筋が降伏し、かぶりコンクリートの圧壊が生じた



(a) M-0

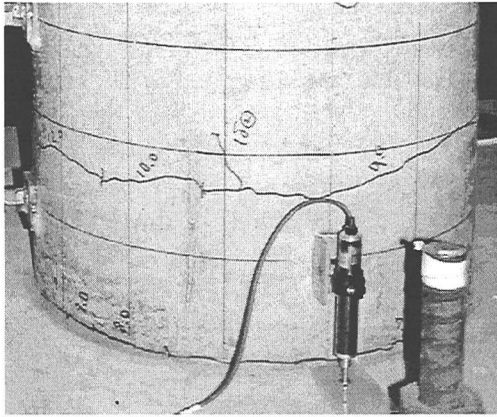


(b) T-1

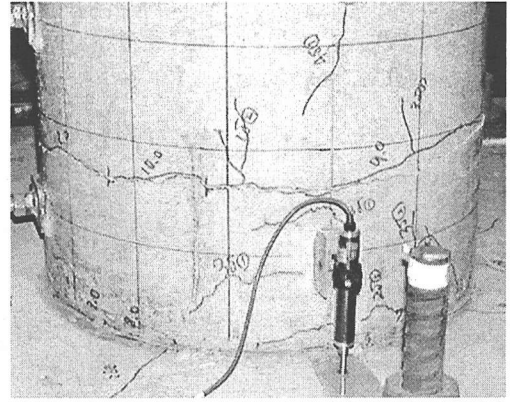


(c) T-2

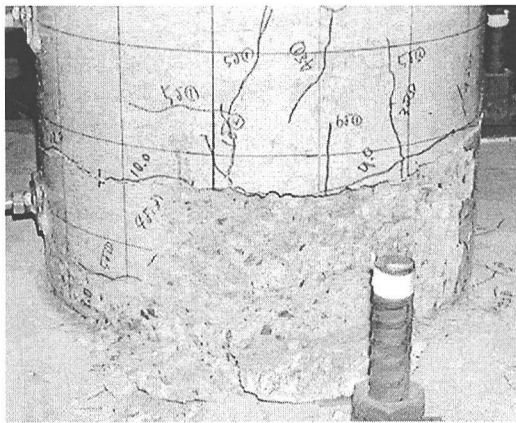
図-5 荷重-変位関係



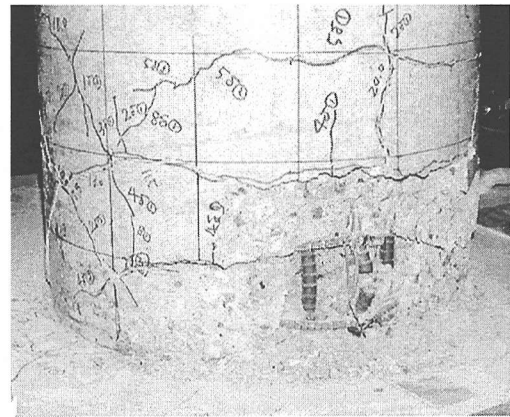
(a) 1 δ_y 正載荷側 2 回目



(b) 4 δ_y 正載荷側 1 回目

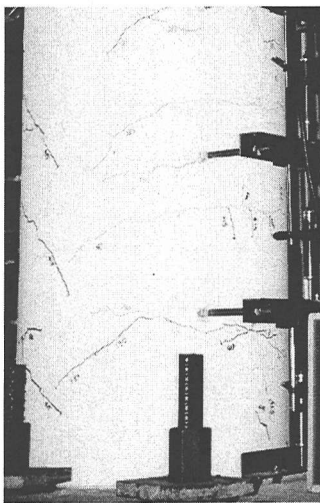


(c) 6 δ_y 正載荷側 1 回目

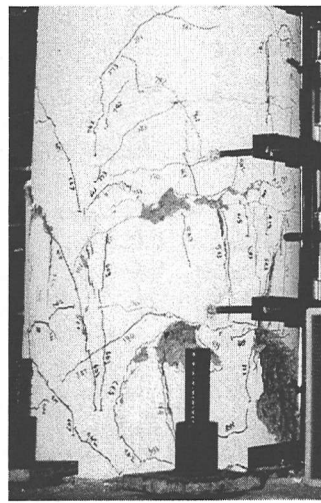


(d) 9 δ_y 負載荷側 1 回目

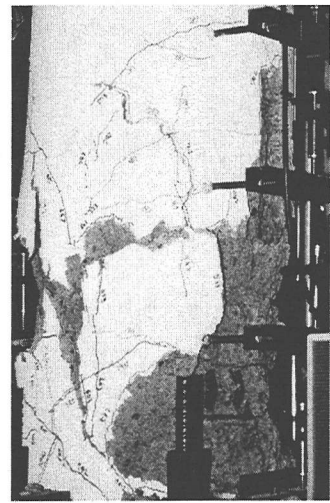
写真-1 損傷状況 (M-0)



(a) $\theta = 2200$ 正載荷側 3 回目



(b) $\theta = 6200$ 正載荷側 1 回目



(c) $\theta = 8200$ 正載荷側 3 回目

写真-2 損傷状況 (T-1)

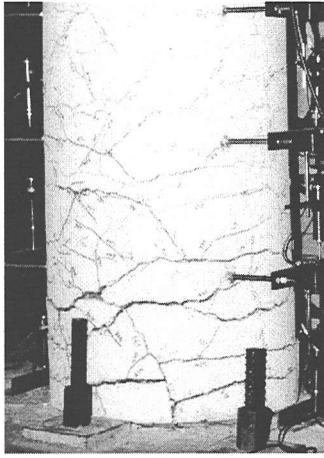


写真-3 載荷終了時の損傷状況 (T-2)

(写真-1 (b))。さらに載荷を続けると、 $5\delta_y$ の2回目の繰返し載荷でかぶりコンクリートが大きく剥落し(写真-1 (c))、軸方向鉄筋が座屈し、軸方向鉄筋の破断($8\delta_y$ 回目)に至った(写真-1 (d))。 $10\delta_y$ まで載荷したが、水平荷重が降伏時の荷重を下回ったため実験を終了した。以上の破壊状況より、曲げ破壊したものと考えられる。

B-1~5は、M-0とほぼ同様の破壊状況を呈しており、曲げ破壊したものと考えられるが、軸方向鉄筋の破断には至っていない。

T-1の荷重-変位関係を図-5 (b)に示す。T-1は軸方向圧縮力が高く、釣合軸力に近い場合である。まず $\theta=2/200$ で圧縮側最外縁の軸方向鉄筋が降伏し(写真-2 (a))、続いて $\theta=4/200$ の載荷途中で引張側最外縁の鉄筋が降伏し、コンクリートの圧壊が観察された。その後は、水平変位を増加しても水平荷重の上昇は殆ど見られず、コンクリートの圧壊が進展し(写真-2 (b))、 θ

$=8/200$ でかぶりコンクリートが大きく剥落するとともに軸方向鉄筋の座屈が生じて(写真-3 (c))、繰返し載荷により水平荷重が大きく低下したため実験を終了した。したがって、曲げ圧縮破壊したものと考えられる。

A-1~4は、T-1と同様に比較的軸方向圧縮力の高い場合であるが、水平荷重の増加に伴い、まず、圧縮側最外縁の軸方向鉄筋が降伏し、続いて引張側最外縁の鉄筋が降伏した。その後、水平変位を増加しても水平荷重の上昇は殆ど見られず、 $2\delta_y$ に至るまでにコンクリートが圧壊し、かぶりコンクリートの剥落を生じた。さらに載荷を続けると、かぶりコンクリートが大きく剥落し、水平荷重が低下したため、実験を終了した。いずれも曲げ圧縮破壊したものと考えられる。

T-2の荷重-変位関係を図-5 (c)に示す。T-2は、軸方向引張力が作用する場合であり、軸方向引張力の載荷のみによってひび割れが生じている。 $\theta=1/200$ で最外縁の軸方向鉄筋が引張降伏した。変位の増加に伴い、ひび割れ幅とひび割れ本数の増加が見られたが、コンクリートの圧壊等の顕著な損傷は見られず、水平荷重が緩やかに増加していった(写真-3)。載荷装置のストローク容量の範囲では破壊に至らなかった。

T-3は軸方向力を変動した場合であるが、軸方向圧縮力の作用する正載荷側はT-1と、軸方向引張力の作用する負載荷側はT-2と、それぞれ同様の破壊状況であった。

3. 施工条件の影響

(1) ひび割れ性状

図-6に、A-1~3の $2\delta_y$ 載荷終了時におけるひび割れ状況を示す。気中、水中および泥水中施工の供試体ともに、曲げひび割れから発達した斜めひび割れの発生が観

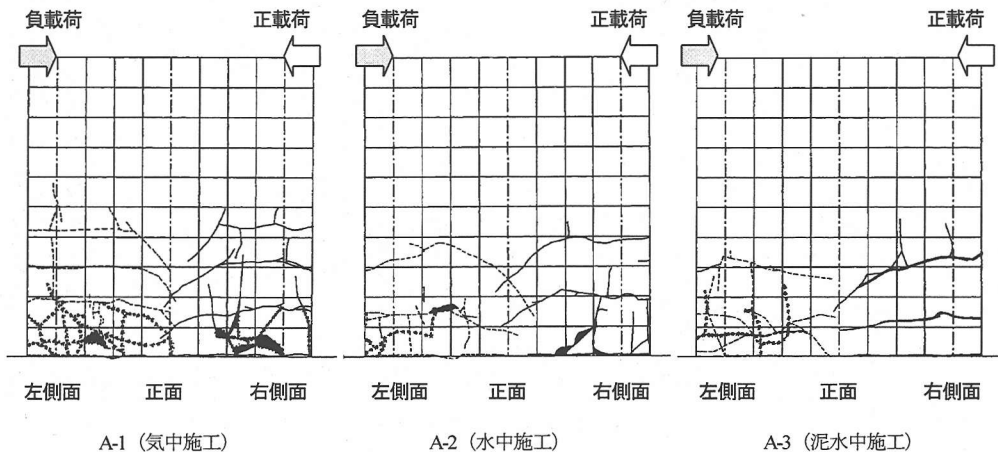
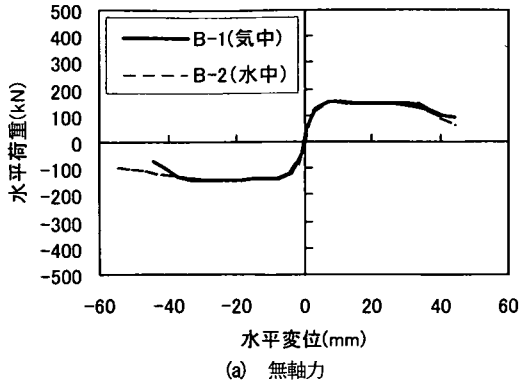
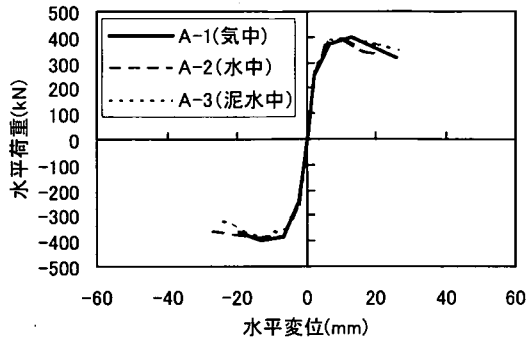


図-6 ひび割れ状況 (A-1~3, $2\delta_y$ 時)



(a) 無軸力



(b) 高軸力

図-7 荷重変位関係包絡線の施工条件による比較

察されている。また、水中施工(A-2)および泥水中施工(A-3)の場合は、気中施工(A-1)に比べてひび割れが少なくなっている。これは、水中施工および泥水中施工では、気中施工と比べてコンクリートの付着強度が低下しているためではないかと考えられる。

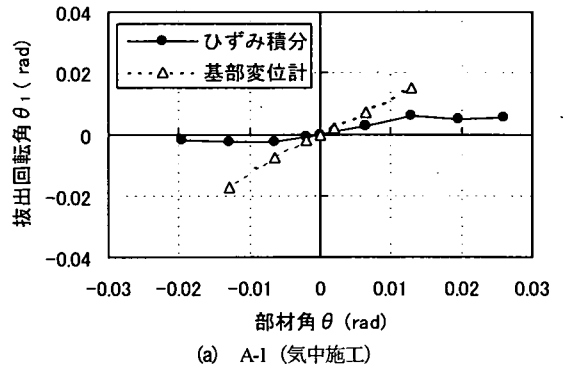
(2) 荷重-変位関係

荷重変位関係の包絡線を、施工条件により比較したものを図-7に示す。同図(a)には軸方向力が作用しない場合(B-1~2)を、(b)には軸方向圧縮力が比較的高い場合(A-1~3)を示した。図より、荷重変位関係の包絡線の形状や終局変位には、施工条件による顕著な差は認められない結果となった。なお、軸方向圧縮力が高い場合は、最大耐力は大きくなるが、最大耐力に達した後に荷重低下が始まる水平変位が小さくなる傾向が見られる。

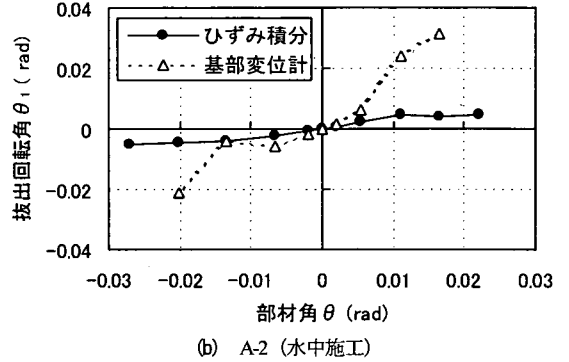
(3) 軸方向鉄筋の拔出し

施工条件が部材の変形に及ぼす影響を検討するために、部材基部の軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位に着目して実験結果を整理した¹³⁾。A-1~3の部材角(載荷点の水平変位をスパンで除した値)と軸方向鉄筋の拔出しによる基部回転角の関係を図-8に示す。

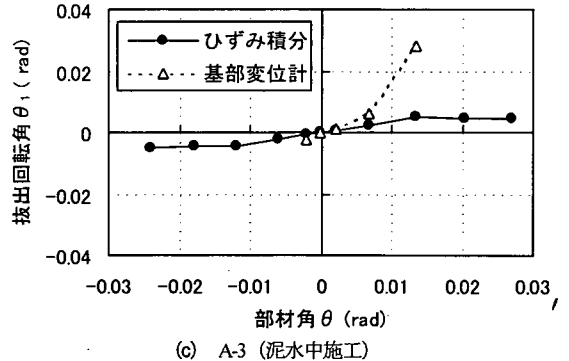
軸方向鉄筋の拔出しによる基部回転角は、次の2つの



(a) A-1 (気中施工)



(b) A-2 (水中施工)



(c) A-3 (泥水中施工)

図-8 部材角と軸方向鉄筋拔出しによる基部回転角の関係

方法で算定した値を示した。一つは、最外縁の引張鉄筋と圧縮鉄筋に、杭基部からフーチング内の深さ方向に80mm, 160mm, 240mm, 360mm, 480mmの5箇所にひずみゲージを取り付け、計測値を積分して算定した引張鉄筋と圧縮鉄筋の伸縮量の差を、鉄筋間の距離で除して求めた回転角である。もう一つは、供試体基部の圧縮縁および引張縁において、杭基部から50mmの高さのコンクリート表面より50mm張り出した位置に変位計を設置し、供試体基部とフーチングの相対変位を計測し、両者の差を変位計間の距離で除して求めた回転角である。すなわち、前者は軸方向鉄筋のフーチング内からの拔出しであり、後者は軸方向鉄筋のフーチング内からの拔出しのほかに杭部材からの拔出しを含んだ値であると考えられる。

ひずみ積分により算定した回転角は、A-1~3で大きな差が無く、フーチングからの軸方向鉄筋の拔出しによる基部回転角には、大きな差異は無いことがわかる。一方、基部変位計の測定値より算出された回転角は、気中施工(A-1)に比べて水中施工(A-2)および泥水中施工(A-3)の方が大きな値を示しており、杭部材からの拔出しが大きくなる傾向が認められる。

これは、水中施工および泥水中施工の場合は、気中施工に比べてコンクリートと鉄筋の付着強度が低下することによる影響と考えられる。

4. 損傷レベルの評価

(1) RC杭部材の損傷レベル

構造物の耐震性能を合理的に設定するためには、構造物を構成する部材の損傷レベルを適切に設定する必要がある。本論文では、RC杭部材の損傷レベルを、すでに提案されているRC柱部材の損傷レベル³⁾と同様な考え方で設定することとした。すなわち、部材の変形と実験で観察された損傷を関連付けることを前提に、主として部材の損傷状況と補修の難易性等の関係から、4つのレベルに区分することとし、それを損傷レベルと定義することとした。曲げ破壊型となる場合のRC部材の損傷レベルと補修工法のイメージを表-6、図-9に示す。

なお、杭部材は地中に存在するため、柱部材に比べて補修工事は困難になるものと考えられ、同じ補修工法の場合でも補修の難易性は柱部材と異なる。これについては、構造物の耐震性能を照査する際に、柱部材に比べて杭部材の損傷レベルの制限を小さく設定することで考慮することを考え、損傷レベルの定義は、部材の種類によらず同様とすることとした。

(2) 損傷レベル1

損傷レベル1は、無損傷で無補修で済む段階とした。一般に、軸方向鉄筋が降伏しなければ、地震後にひび割れが閉じ、無補修でよいと考えられる。杭部材の場合は、円形断面であるため、引張側最外縁の鉄筋が降伏しても、荷重変位関係に直ちに変化が現われるわけではないが、本論文では損傷レベル1の定義を安全側に適用することを考え、引張側最外縁の鉄筋が降伏するときに損傷レベル1の限界とすることとした。

(3) 損傷レベル2

損傷レベル2は、ひび割れ注入や断面修復が必要な段階である。この段階での損傷は、コンクリートの圧壊による剥落程度であり、部材の耐荷性能が損なわれておらず、早期修復が可能な状態である。

表-6 RC部材の損傷レベルと補修工法のイメージ

損傷レベル	損傷状況	補修工法のイメージ
1 (0~B)	無損傷	無補修
2 (B~C)	場合によっては補修が必要な損傷	必要によりひび割れ注入
3 (C~D)	補修が必要な損傷	ひび割れ注入、断面修復、必要により帯鉄筋の整正
4 (D~)	補修が必要で、場合によっては部材の取り替えが必要な損傷	ひび割れ注入、断面修復、帯鉄筋の整正、軸方向鉄筋の座屈が著しい場合は部材の取り替え

注：()内に示す記号は図-9と対応している。

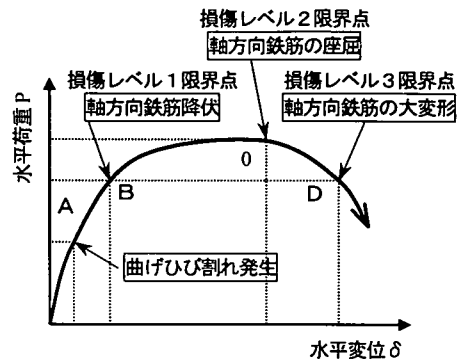


図-9 荷重-変位変化点での現象

実験からコンクリートの圧壊は、最初は微小な剥落程度であるが、ある変位を超えると、かぶりコンクリートが大きく剥落する現象が観察されている。これは、最初はコンクリートの圧壊によりかぶりコンクリートが剥落するが、ある変位を超えると、鉄筋の座屈によるかぶりコンクリートの剥落が始まるためであると考えられる。このような損傷状況の変化は、早期修復の可能性に関して、大きな差があると考えられる。

そこで、損傷レベル2の限界は、かぶりコンクリートが大きく剥落しない最大変位とした。

(4) 損傷レベル3

損傷レベル3は、補修が必要な損傷で、ひび割れ注入や断面修復、場合によっては帯鉄筋等の整正が必要な段階とした。この段階では、部材の耐力が若干低下しているものの、補修により耐力を回復し、部材を取り替えることなく修復可能な状態である。

実験では、荷重低下領域に入るとかぶりコンクリートが大きく剥落し、軸方向鉄筋の座屈が進展していった。降伏荷重を維持できる範囲内では軸方向鉄筋の座屈は比較的大きくないが、降伏荷重を下回るようになると軸方

表-7 実験結果

	損傷レベル1限界点(降伏時)				損傷レベル2限界点				損傷レベル3限界点	
	荷重 (kN)		変位 (mm)		荷重 (kN)		変位 (mm)		変位 (mm)	
	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
M-0	187	-206	10.4	-10.8	234	-241	41.8	-43.3	87.9	-90.0
A-1	371	-382	6.5	-6.5	406	-392	*1	*1	*1	*1
A-2	374	-378	5.5	-6.8	398	-379	*1	*1	*1	*1
A-3	393	-353	6.8	-6.0	408	-368	*1	*1	*1	*1
A-4	405	-391	6.5	-6.5	412	-383	*1	*1	*1	*1
B-1	119	-119	3.7	-3.7	146	-150	22.2	-22.2	37.1	-38.4
B-2	113	-121	3.4	-4.2	142	-142	20.4	-21.0	38.2	-41.2
B-3	269	-232	4.8	-4.3	306	-267	19.2	*2	32.4	*2
B-4	245	-236	4.5	-3.9	280	-272	27.0	-27.3	49.5	-42.9
B-5	217	-233	5.4	-5.5	256	-264	21.6	-22.0	31.8	-33.0
T-1	565	-556	28.0	-28.2	566	-566	*1	*1	*1	*1
T-2	163	-154	13.8	-10.0	*3	*3	*3	*3	*3	*3
T-3	590	-205	19.2	-12.4	616	*3	*1	*3	*1	*3

*1: 曲げ圧縮破壊, *2: 計測できず, *3: 荷重低下に至らず

向鉄筋が大きく変形し、供試体によっては、軸方向鉄筋の破断が生じ、急激な耐力低下を生じるものもあった。

そこで、損傷レベル3限界は、降伏荷重を維持できる最大変位とし、損傷レベル3の限界点以上の変位の領域は、損傷レベル4とした。

図-9に、以上の損傷レベル限界点を、荷重-変位関係包絡線上に模式的に示すとともに、実験から得られた荷重-変位曲線上に、損傷レベルの限界点を示した例を図-5(a)に示す。

(5) 実験結果

表-7に各供試体の、各損傷レベル限界点の水平荷重と水平変位を示す。なお、表-7の荷重は、偏心軸圧縮力による付加モーメントの影響を考慮し、測定された水平荷重に付加モーメントをスパンで除した付加水平力を加算して補正したものである。

なお、ここで定義した損傷レベルは、通常の曲げ破壊型となる場合に適用するものであり、曲げ圧縮破壊となる場合(A-1~4, T-1, T-3の正載荷側)には、そのまま適用することはできない。これらについては、表-7には損傷レベル1限界点の荷重および変位として引張鉄筋降伏時の値を、損傷レベル2限界点の荷重として最大荷重を記した。なお、T-2ならびにT-3の負載荷側については、実験の範囲で荷重低下に至っていない。

5. 変形性能の評価

(1) 変形性能の評価

部材の復旧性を考慮して耐震性能の照査を行うため

には、4. で示した各損傷レベルの限界点を算定する必要がある。本検討では、耐震性能の照査をするための応答値の算定に用いる構造解析に、部材を線材としてモデル化することを前提として、部材の非線形性を曲げ変形解析によって算定する手法の検討を行うこととした。変形性能の算定方法については、すでに提案されている柱部材の変形性能算定方法³⁾を基本として、断面形状が円形であることなど杭部材特有の条件を考慮した変形性能算定方法を検討することとした。各損傷レベル限界点の荷重および変形の算定手法を以下に示す。

なお、実験結果の検討については、3. より施工条件によって軸方向鉄筋の拔出量に差が見られたものの、荷重変位関係の包絡線に大きな差が無かったことから、施工条件の影響は特に考慮しないで検討することとする。

(2) 損傷レベル1限界点

損傷レベル1限界点は、引張側最外縁の軸方向鉄筋が引張降伏ひずみに達する点と定義される。以下に、その算定方法を示す。

a) 荷重

降伏荷重は、平面保持の仮定により算定する。なお、以下の検討においては、コンクリートおよび鉄筋の応力ひずみ関係は、土木学会コンクリート標準示方書・設計編¹⁰⁾に示されている、モデル化された応力ひずみ関係を用いることとする。図-10に降伏荷重の実験値と計算値の比較を示す。図より、計算値はやや過小評価の傾向があるが、実験値を概ね妥当に評価しているものと考えられる。

b) 変位

損傷レベル1限界点(引張鉄筋降伏時)の変位 δ_{y1} は、

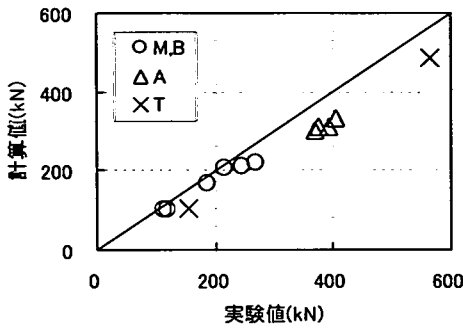


図-10 降伏荷重の実験値と計算値の比較

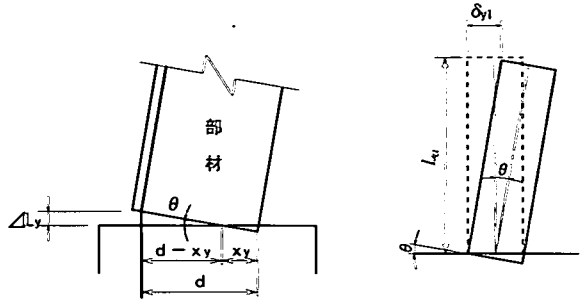


図-12 フーチングからの鉄筋拔出しによる回転変位の算定

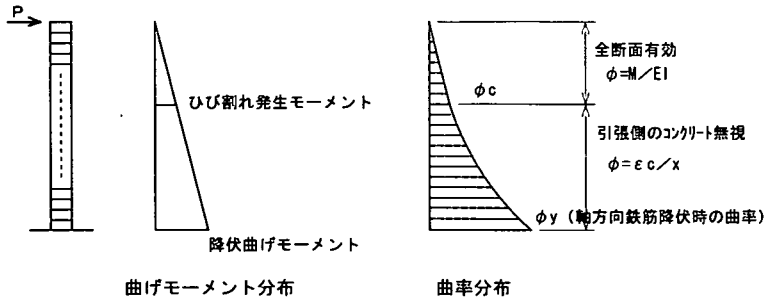


図-11 曲率積分による降伏時のく体変形量の算定 (損傷レベル1)

く体の曲げ変形による変位 δ_{y0} とフーチングからの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位 δ_{y1} の和として算定する。

$$\delta_y = \delta_{y0} + \delta_{y1} \quad (1)$$

ここに、 δ_y : 引張鉄筋降伏時の変位

δ_{y0} : 引張鉄筋降伏時のく体変形による変位で、それぞれの断面の曲率を2階積分することにより算定する。なお、曲げひび割れが発生していない断面の曲率は全断面有効として算定し、曲げひび割れが発生している断面の曲率は引張側のコンクリートを無視して曲率を算定する (図-11参照)。

δ_{y1} : 引張降伏時のフーチング内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位で、式(2)で算定する (図-12参照)。

$$\delta_{y1} = L_a \cdot \Delta L_y / (d - x_y) \quad (2)$$

ここに、 L_a : せん断スパン

ΔL_y : 降伏時のフーチングからの引張鉄筋拔出し量で、式(3)で算定する¹⁹⁾。

$$\Delta L_y = 7.4 \alpha \cdot \epsilon_y (6 + 3500 \epsilon_y) \phi / (f'_{cf})^{2/3} \quad (3)$$

ここに、 ϵ_y : 引張鉄筋の降伏ひずみ

ϕ : 引張鉄筋の直径

f'_{cf} : フーチングのコンクリート圧縮強度 (N/mm²)

α : 鉄筋間隔の影響を表す係数で、式(4)で算定する¹⁹⁾。

$$\alpha = 1 + 0.9e^{0.45(1 - (D/d))} \quad (4)$$

ここに、 D : 引張鉄筋の中心間隔

d : 有効高さ

$$d = R - d_i \quad (5)$$

ここに、 R : 杭径

d_i : 軸方向鉄筋の芯かぶり

x_y : 降伏時の圧縮縁から中立軸の距離

図-13に降伏変位の実験値と計算値の関係を示す。A-1~4およびT-1の計算値は実験値をかなり過小に評価しているが、これは、軸方向圧縮力が他に比べて大きく、引張側鉄筋の降伏時には、圧縮側コンクリートの圧壊が生じているために、剛性が低下しているためと考えられる。その他については、計算値は実験値をやや過小評価する傾向が見られるが、これは、荷重変位曲線上において、降伏剛性の実験値と計算値は概ね一致していたことより、降伏荷重計算値がやや過小評価となっている影響と考えられる。

(3) 損傷レベル2限界点

損傷レベル2限界点は、軸方向鉄筋の座屈により、かぶりコンクリートが大きく剥落しない最大変位と定義した。

なお、曲げ圧縮破壊となった A-1~4およびT-1ならびにT-3の正載荷側については、以下の検討からは除外する。また、軸方向引張力が作用しているT-2ならびにT-3の負載荷側については、実験の範囲では荷重の低下が見られなかったため、以下の検討からは除外する。これらの検討から除外した試験体については、6. で変形性能の評価方法について検討をする。

したがって、以下の検討はM-0およびB-1~5を対象に行い、正載荷側と負載荷側の損傷レベル2限界点には顕著な差が見られなかったため、以下の検討は正載荷側のみに着目して行った。

a) 荷重

コンクリートの最外縁圧縮ひずみが $\epsilon_c = 0.0035$ となる時の荷重 (曲げ耐力 M_m に相当する) とする。

図-14に、水平荷重の実験値と計算値の関係を示す。ここで、水平荷重の実験値は、偏心軸力による付加モーメントの影響を考慮し、測定された水平荷重に付加モーメントをスパンで除した付加水平力を加算して補正したものである。なお、図中にはA-1~5およびT-1~3の最大荷重の実験値と計算値の関係もあわせて示した。やや、過小評価の傾向は見られるものの、概ね妥当に評価しているものと考えられる結果となった。

b) 変位

損傷レベル2限界点の変位 δ_m は、く体の曲げ変形による変位 δ_{m0} と、フーチングからの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位 δ_{m1} の和として算定する。ここで、く体の曲げ変形による変位 δ_{m0} は、さらに塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} と塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 δ_{mb} に分けて算定する (図-15, 16参照)。

$$\delta_m = \delta_{m0} + \delta_{m1} = \delta_{mb} + \delta_{mp} + \delta_{m1} \quad (6)$$

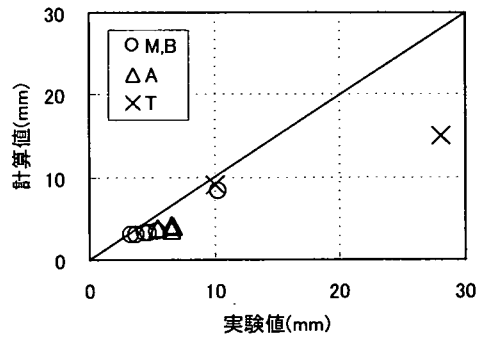


図-13 降伏変位の実験値と計算値の比較

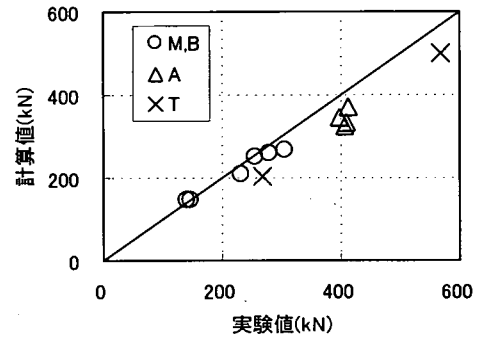


図-14 損傷レベル2限界荷重の実験値と計算値の比較

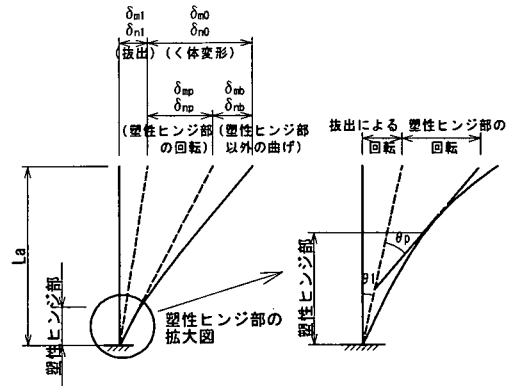


図-15 損傷レベル2,3限界点における変位の算定

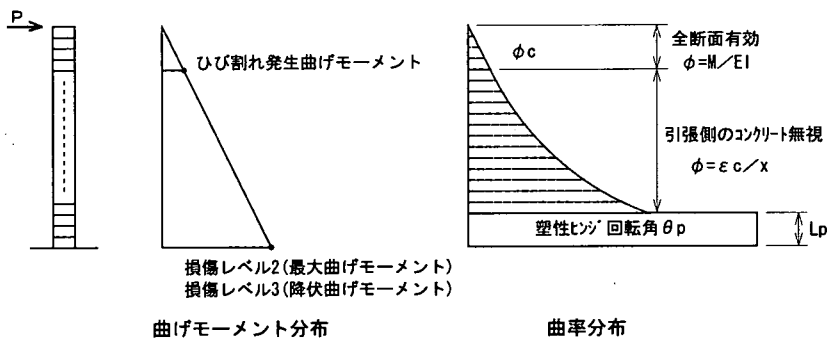


図-16 曲率積分によるく体変形量の算定 (損傷レベル2および3)

ここに、 δ_m : 損傷レベル2 限界点の変位
 δ_{m0} : 損傷レベル2 限界点のく体変形による変位 (= $\delta_{mb} + \delta_{mp}$)
 δ_{mb} : 損傷レベル2 限界点のく体変形のうち、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位。部材を材軸方向に分割し、それぞれの断面の曲率を積分することにより算定する(図-16参照)。
 δ_{mp} : 損傷レベル2 限界点のく体変形のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位
 δ_{m1} : 損傷レベル2 限界点のフーチング内からの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位

本モデルにおいては、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{mp} を、塑性ヒンジ回転角 θ_{pm} と等価塑性ヒンジ長 L_p を用い、回転中心を塑性ヒンジ中心とすることにより式(7)で算定することとした。また、塑性ヒンジ長算定式として、Mattockらによる式(8)¹⁰を用いることとした。

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - L_p/2) \quad (7)$$

ここに、 θ_{pm} : 損傷レベル2 限界点の塑性ヒンジ回転角
 L_a : せん断スパン
 L_p : 等価塑性ヒンジ長

$$L_p = 0.5d + 0.05L_a \quad (8)$$

ここに、 d : 断面の有効高さ

c) 鉄筋拔出しによる回転変位

損傷レベル2 限界点のフーチング内からの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位 δ_{m1} は、柱部材の場合³⁾と同様に、式(9)で算定することとした。

$$\delta_{m1} = \{(2.7k_{w1} \cdot p_w + 0.22)(1 - N/N_b) + 1\} \delta_{y1} \quad (9)$$

$$\text{ただし、} 2.7k_{w1} \cdot p_w + 0.22 \leq 3.7 \quad (10)$$

ここに、 N/N_b : 釣合軸力比で、 N は作用軸力、 N_b は釣合軸力。釣合軸力 N_b は、引張鉄筋が降伏すると同時にコンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみ ($\epsilon'_{cu} = 0.0035$) に達するときの軸力とした。

p_w : 帯鉄筋比(%)

k_{w1} : 帯鉄筋の強度を考慮する係数

$$k_{w1} = f_{wy} / 390 \quad (11)$$

ここに、 f_{wy} : 帯鉄筋の引張降伏強度 (N/mm²)

d) 塑性ヒンジ回転角

柱部材の θ_{pm} は、式(12)で表される³⁾。

$$\theta_{pm} = (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) / (0.79p_t + 0.153) \quad (12)$$

$$\text{ただし、} 0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \leq 0.04 \quad (13)$$

$$0.79p_t + 0.153 \geq 0.78 \quad (14)$$

ここに、 p_w : 帯鉄筋比(%)

p_t : 引張鉄筋比(%)

k_{w0} : 帯鉄筋の強度を考慮する係数

$$k_{w0} = f_{wy} / 390 \quad (15)$$

ここに、 f_{wy} : 帯鉄筋の引張降伏強度 (N/mm²)

ところで、式(9)および式(12)を、杭部材に適用するにあたり、円形断面における p_w および p_t の算定方法が問題となる。本検討では、 p_w を式(16)で算定することとした。

$$p_w = 100 \cdot A_w / (R \cdot s_s) \quad (16)$$

ここに、 A_w : 区間 s_s における帯鉄筋の総断面積

R : 杭径

s_s : 帯鉄筋の配置間隔

また、 p_t については、場所打ち杭部材の場合は施工による制約から、柱部材に比べて軸方向鉄筋比が小さくなる傾向があるが、本実験で用いた断面を面積の等しい正方形に換算して求めると、 $p_t = 0.3 \sim 0.6\%$ 程度となり、式(14)の範囲を外れることになる。そこで本検討では、 p_t は式(14)の下限値をとるものと考え、塑性ヒンジ回転角を式(17)で算定することとした。

$$\theta_{pm} = (0.0021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) / 0.78 \quad (17)$$

e) 実験値と計算値の比較

図-17に、損傷レベル2 限界点の変位 δ_m の実験値 (δ_{mexp}) と計算値 (δ_{mcal}) の関係を示す。提案式は実験値を妥当に評価しているものと考えられる。

(4) 損傷レベル3 限界点

損傷レベル3 限界点は、降伏荷重程度の水平抵抗を維持する最大変位と定義される。なお、正載荷側と負載荷側の損傷レベル限界点では、若干差異があるものの概ね等しいと判断し、本検討では正載荷側のみに着目して行った。

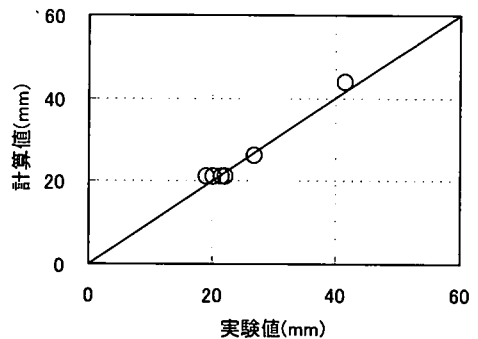


図-17 損傷レベル2 限界変位の実験値と計算値の比較

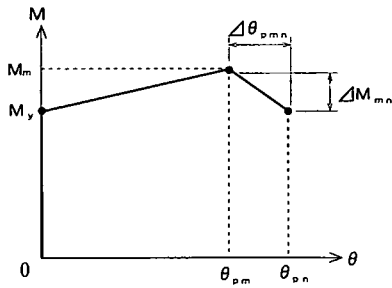


図-18 モデル化した曲げモーメントと塑性ヒンジ回転角の関係

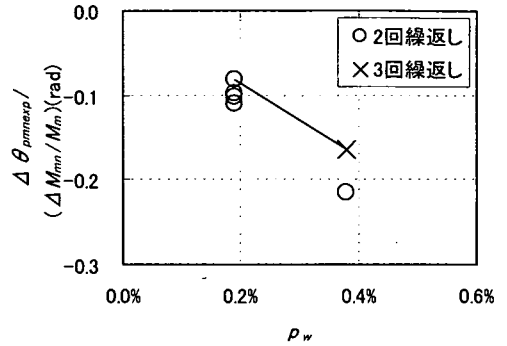


図-19 損傷レベル2限界点～3限界点無次元曲げモーメント-塑性ヒンジ回転角負勾配と帯鉄筋比の関係

a) 荷重

定義より、降伏荷重となる。

b) 変位

損傷レベル3限界点の変位 δ_n は、損傷レベル2限界点と同様に、く体の曲げ変形による変位 δ_{n0} とフーチングからの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位 δ_{n1} の和として算定する。ここで、く体の曲げ変形による変位 δ_{n0} は、さらに塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{np} と塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 δ_{nb} に分けて算定する (図-15参照)。

$$\delta_n = \delta_{n0} + \delta_{n1} = \delta_{nb} + \delta_{np} + \delta_{n1} \quad (18)$$

ここに、 δ_n : 損傷レベル3限界点の変位

δ_{n0} : 損傷レベル3限界点のく体変形による変位 (= $\delta_{nb} + \delta_{np}$)

δ_{nb} : 損傷レベル3限界点のく体変形のうち塑性ヒンジ以外の曲げ変形による変位。部材を軸方向に分割しそれぞれの断面の曲率を2階積分することにより算定する。

δ_{np} : 損傷レベル3限界点のく体変形のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位

δ_{n1} : 損傷レベル3限界点のフーチング内からの軸方向鉄筋拔出による回転変位

c) 塑性ヒンジ部以外の曲げ変形

塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 δ_{nb} は、降伏時と同様に曲率の2階積分により算定する (図-15参照)。なお、荷重-変位関係において耐力低下域にあるため、本来は除荷の影響を考慮する必要があるが、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形が全体変位に占める割合は小さく、簡単のために除荷の影響は無視することとした。

d) 鉄筋拔出しによる回転変位

損傷レベル3限界点の鉄筋拔出しによる回転変位 δ_{n1} は、柱部材の場合と同様³⁾、損傷レベル2限界点以降は変化しないと仮定し、次式で算定することとした。

$$\delta_{n1} = \theta_{n1} \cdot L_a \quad (19)$$

$$\theta_{n1} = \theta_{m1} \quad (20)$$

ここに、 δ_{n1} : 損傷レベル3限界点のフーチング内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転変位

θ_{n1} : 損傷レベル3限界点のフーチング内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転角

θ_{m1} : 損傷レベル2限界点のフーチング内からの軸方向鉄筋拔出しによる回転角

e) 塑性ヒンジ回転角

塑性ヒンジ部の曲げ変形 δ_{np} は、損傷レベル2限界点と同様に塑性ヒンジ回転角 θ_{pn} と等価塑性ヒンジ長 L_p を用い次式で算定する。

$$\delta_{np} = \theta_{pn} \cdot (L_a - L_p/2) \quad (21)$$

ここに、 θ_{pn} : 損傷レベル3限界点の塑性ヒンジ回転角
 L_p : 等価塑性ヒンジ長で、式(8)で算定する

損傷レベル3限界点の塑性ヒンジ回転角 θ_{pn} は、式(22)に示すように、損傷レベル2限界点の塑性ヒンジ回転角 θ_{pm} と、損傷レベル2限界点から損傷レベル3限界点までの塑性ヒンジ回転角増分 $\Delta\theta_{pmn}$ の和として算定することとした。(図-18参照)

図-19に損傷レベル2限界点から損傷レベル3限界点の塑性ヒンジ回転角増分の実験値 $\Delta\theta_{pmnexp}$ と、曲げモーメントの減少分 ΔM_{mn} ($=M_y - M_m$) を M_m で除して無次元化したもの ($\Delta M_{mn}/M_m$) との比と、帯鉄筋比 ρ_w の関係を示す。なお、ここで用いた塑性ヒンジ回転角増分の実験値 $\Delta\theta_{pmnexp}$ は、実験から得られた δ_{nexp} から前述の方法で算定した δ_{nb} 、 δ_{n1} および δ_{mp} を差し引いた変位量を $(L_a - L_p/2)$ で除した値である。

図-19より、帯鉄筋比 ρ_w が大きくなると、負勾配 $\Delta\theta_{pmnexp} / (\Delta M_{mn}/M_m)$ が小さくなっており、すなわち耐力低下が緩やかになっていることがわかる。柱部

表-8 損傷レベル限界点の実験値と計算値の関係

	損傷レベル1限界点(降伏時)				損傷レベル2限界点				損傷レベル3限界点	
	荷重 (kN)		変位 (mm)		荷重 (kN)		変位 (mm)		変位 (mm)	
	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値
M-0	187	167	10.4	8.3	234	208	41.8	43.8	87.9	84.1
B-1	119	103	3.7	3.0	146	147	22.2	21.0	37.1	40.5
B-2	113	103	3.4	2.9	142	147	20.4	20.9	38.2	40.5
B-3	269	218	4.8	3.1	306	266	19.2	20.9	32.4	32.8
B-4	245	212	4.5	3.2	280	260	27.0	25.9	49.5	49.8
B-5	217	205	5.4	3.3	256	248	21.6	21.0	31.8	32.3
平均値	1.14		1.38		1.06		1.00		0.98	
変動係数	5.3%		13.6%		6.8%		5.6%		4.5%	

※ 平均値：実験値/計算値

材は帯鉄筋比によらず負勾配は一定値となっており³⁾、杭部材は柱部材の場合と異なる傾向となっている。これは、柱部材の場合は矩形断面であるため、圧縮側に配置された軸方向鉄筋はある変形量で一斉に座屈を開始するのに対し、杭部材の場合は円形断面であるため、最外縁の軸方向鉄筋から徐々に座屈を始めることの違いによるものと考えられる。すなわち、軸方向鉄筋が座屈を始める変形量は帯鉄筋比 p_w の影響を受けるが、座屈開始後の水平変位の増加による座屈の進展は帯鉄筋比 p_w との関係が小さいと考えられる。このため、矩形断面では、損傷レベル2限界点を超えると圧縮側の軸方向鉄筋はすでに座屈しており、負勾配は帯鉄筋比 p_w の影響をあまり受けませんが、円形断面の場合は、損傷レベル2限界点以降も、最外縁鉄筋の座屈後に側方の軸方向鉄筋が順に座屈を始めるため、負勾配が帯鉄筋比 p_w の影響を受けるものと考えられる。

また、本実験では、各 δ_y で3回繰返しを行った場合(M-0)と2回繰返しを行った場合(B-1~5)が混在しているが、図-19より繰返し回数が多い方が耐力低下が大きくなる結果となっている。柱部材の場合にも損傷レベル2限界点以降の荷重-変位関係において、繰返し回数の影響が顕著になることが明らかにされており¹⁷⁾、杭部材の場合も同様に繰返し回数の影響を受けているものと考えられる。

塑性ヒンジ回転角増分 $\Delta \theta_{pmn}$ の定式化にあたっては、帯鉄筋比 p_w と負勾配 $\Delta \theta_{pmnexp} / (\Delta M_{mn} / M_n)$ の関係を図-19に実線で示すように、3回繰返しのデータと原点を結ぶ直線関係として表現することとし、式(23)により算定することとした。

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + \Delta \theta_{pmn} \quad (22)$$

$$\Delta \theta_{pmn} = 0.4 p_w (M_m - M_y) / M_m \quad (23)$$

ここに、 θ_{pn} ：損傷レベル3限界点の塑性ヒンジ回転角

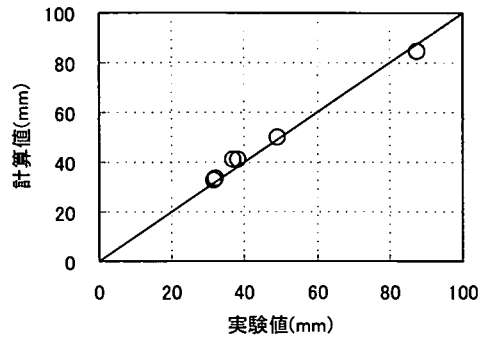


図-20 損傷レベル3限界変位の実験値と計算値の比較

$\Delta \theta_{pmn}$ ：損傷レベル2限界点～損傷レベル3限界点の塑性ヒンジ回転角増分

M_m ：最大曲げモーメント

M_y ：降伏曲げモーメント

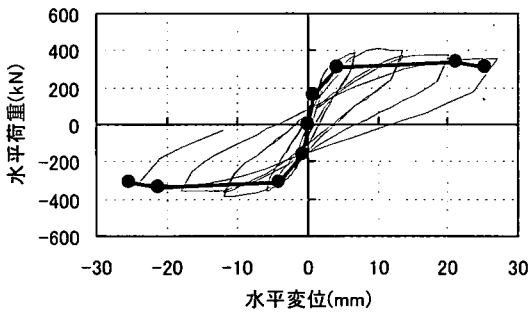
なお、本実験で用いた降伏変位 δ_y を基準とした載荷方法では、軸力により δ_y の値が変化するため、同じ δ_y ごとの繰返し回数であっても、同一変位までの累積繰返し回数は軸力により異なることになるが、本論文ではこの影響を無視している。

f) 実験値と計算値の比較

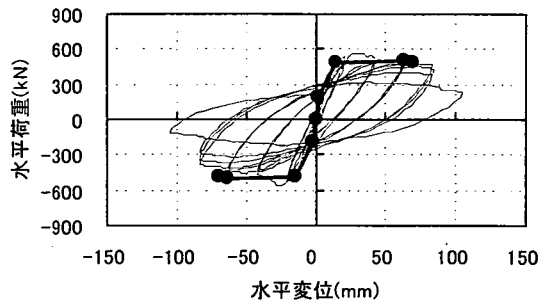
図-20に損傷レベル3限界点の変位 δ_n の実験値と計算値の比較を示す。提案式は、実験値を概ね安全側に評価しているものと考えられる。

(5) 各損傷レベル限界点の実験値と計算値の比較

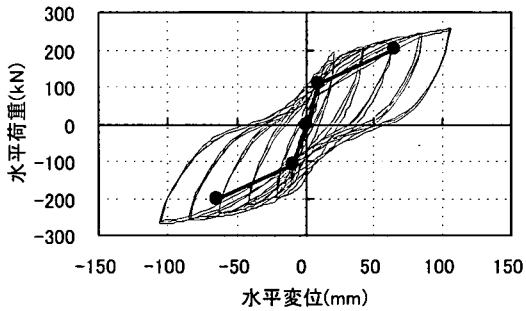
以上の算定方法から得られた各損傷レベル限界点の計算値と、M-0およびB-1~5の実験値との比較を表-8に示す。なお、表-8には各実験値と計算値の比の平均値および変動係数を示した。各損傷レベル限界点に対して、概ね精度よく算定できる結果となっている。



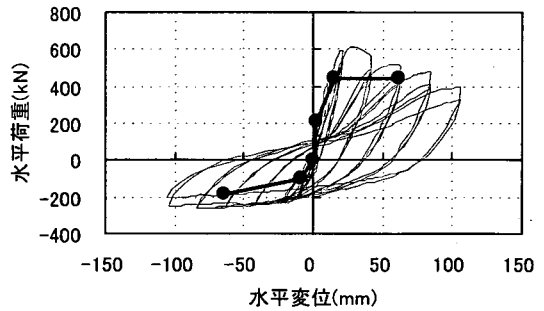
(a) A-3



(b) T-1



(c) T-2



(d) T-3

図-21 荷重-変位関係と損傷レベル限界点の計算値

6. 軸方向力の影響

(1) 軸方向力の適用範囲

鉄道高架橋等に用いられる杭部材は、地震の影響により大きな軸力変動を生じ、釣合い軸力付近の高い軸方向圧縮力や軸方向引張力を生じることが多い。そこで、本モデルをこのような場合に適用した場合の、軸方向力の影響について検討することとする。

図-21に示したA-3、T-1～3の荷重変位関係に、本論文で提案した算定方法による算定結果をプロットし各損傷レベル限界点を太線で結んで示した。なお、図には各損傷レベル限界点に加えて、曲げひび割れ発生点もプロットして太線を結んである。なお、曲げひび割れ発生点の荷重は、コンクリートの縁引張応力度が部材寸法の影響を考慮したコンクリートの曲げ強度¹⁰⁾に達するときの荷重、変位は、部材の全断面を有効として求めた。

(2) 高軸方向圧縮力が作用する場合

A-3は軸方向圧縮応力度が 8.65N/mm^2 、T-1は 9.80N/mm^2 と高い軸方向圧縮力が作用しており、釣合い軸力に近い場合である。図-21(a)、(b)より、損傷レベル1限界点は荷重、変位とも計算値は実験値をやや過小に評価する結果となっているが、降伏点に至るまでの剛性はほぼ一致している。また、損傷レベル2限界点ならびに損傷レベ

ル3限界点は、荷重、変位とも実験値をほぼ妥当に評価している。

図-5(b)に、T-1の荷重変位関係に損傷状況を併せて示したが、部材角 $\theta=8/200$ でかぶりコンクリートが大きく剥落し軸方向鉄筋の座屈が進展した。実験の損傷状況からは、その手前の $\theta=6/200$ が損傷レベル2限界点と考えられる。また、鉄筋の座屈は $\theta=8/200$ の繰返して急激に進展しており、この付近を損傷レベル3限界点とすることができる。荷重-変位関係からは、降伏後まもなく最大耐力に達した後、すぐに降伏荷重を下回ってしまうため、4. の定義では損傷レベル3限界点は計算値よりもはるかに小さい値となる。しかしながら、降伏荷重を下回った後も直ちに急激に荷重が低下するわけではなく、損傷状況からも $\theta=6/200\sim 8/200$ 付近を損傷レベル3限界点とするのが妥当と考えられることから、計算値は損傷レベル限界点をほぼ妥当に評価できているものと考えられる。

(3) 軸方向引張力が作用する場合

T-2は、軸方向引張力が作用する場合である。図-21(c)には、実験の範囲では水平荷重が低下しなかったため、損傷レベル2限界点までの計算値を示した。図より各損傷レベル限界点とも、計算値は実験値を安全側に評価している。

実験では、損傷レベル2限界変位の計算値以降も水平荷重は増加を続けており、目立った損傷の進展も見られなかった。図には示していないが、損傷レベル3限界点水平荷重の計算値(=降伏荷重)は、実験値を大きく過小評価する結果となった。また、実験では曲げ耐力の計算値よりもかなり大きい水平荷重が生じているが、これは、鉄筋のひずみ硬化の影響によるものと思われる。

実験での部材の損傷状況は、曲げひび割れが拡大する以外に目立った損傷はなく、4. で定義した損傷レベル3以降の損傷状況の変化は観察されなかった。このため、軸方向引張力が卓越する場合は、損傷レベル3限界点を設ける必要がないと考えられる。

なお、実構造物の杭部材においては、T-2のように軸方向引張力が常に一定で作用することではなく、T-3のように軸方向力が変動して作用することになる。また、軸力変動で軸方向引張力が作用する場合は、他方の杭は高軸方向圧縮力が作用することになる。同じ変形量であれば、高軸方向圧縮力を受ける場合のほうが顕著な損傷を受けており、構造物全体では、耐震性能は高軸方向圧縮力を受ける場合で決定されることになる。したがって、軸方向引張力を受ける杭部材に本論文のモデルを適用しても、構造物の耐震性能を評価するうえで差し支えないものと考えられる。

(4) 変動軸力が作用する場合

T-3は変動軸力が作用する場合である。なお、T-3の正載荷側は、釣合軸力を超える軸方向力が作用しており、損傷レベル限界点は、釣合軸力以下の場合との連続性を考慮し、次のようにして求めた。

a) 損傷レベル1限界点

まず、荷重は、コンクリートの最外縁圧縮ひずみが $\epsilon'_{cu}=0.0035$ となるときの荷重とする。

また、変位は、コンクリートの最外縁圧縮ひずみが $\epsilon'_{cu}=0.0035$ となるときの変位とし、フーチングからの軸方向鉄筋の拔出しを考慮し、次式により算定する。

$$\delta_{cu} = \delta_{cu0} + \delta_{cul} \quad (24)$$

ここに、 δ_{cu} : コンクリートの最外縁圧縮ひずみが $\epsilon'_{cu}=0.0035$ となるときの変位

δ_{cu0} : コンクリートの最外縁圧縮ひずみが $\epsilon'_{cu}=0.0035$ となるときのく体変形による変位で、それぞれの断面を2階積分することにより算定する。なお、曲げひび割れが発生していない断面の曲率は全断面有効として算定し、曲げひび割れが発生している断面の曲率は引張側のコンクリートを無視して曲率を算定する。

δ_{cul} : 引張鉄筋降伏時のフーチング内からの軸

方向鉄筋拔出しによる回転変位で、式(25)で算定する。

$$\delta_{cul} = L_a \cdot \Delta L_{cul} / (d - x_{cu}) \quad (25)$$

ここに、 L_a : せん断スパン

ΔL_{cul} : コンクリートの最外縁圧縮ひずみが $\epsilon'_{cu}=0.0035$ となるときのフーチングからの引張鉄筋拔出し量で、式(26)で算定する。

d : 有効高さ

x_{cu} : コンクリートの最外縁圧縮ひずみが $\epsilon'_{cu}=0.0035$ となるときの圧縮縁から中立軸の距離

$$\Delta L_y = 7.4 \alpha \cdot \epsilon'_{scu} (6 + 3500 \epsilon'_{scu}) \phi / (f'_{cf})^{2/3} \quad (26)$$

ここに、 ϵ'_{scu} : コンクリートの最外縁圧縮ひずみが $\epsilon'_{cu}=0.0035$ となるときの引張鉄筋のひずみ

ϕ : 引張鉄筋の直径

f'_{cf} : フーチングのコンクリート圧縮強度(N/mm²)

α : 鉄筋間隔の影響を表す係数で、式(4)で算定する。

b) 損傷レベル2・3限界点

釣合軸力を超える軸方向圧縮力が作用する場合には、損傷レベル2および3の限界点を統合して損傷レベル2・3限界点とする。これは、高い軸方向圧縮力が作用する場合には、かぶりコンクリートが大幅に剥落すると同時に軸方向鉄筋の座屈が進展し、すぐに軸方向鉄筋の大変形や座屈が生じて急激な荷重低下が生じるため、損傷レベル2と3は区別しないこととした。損傷レベル2・3限界点は、以下に示すとおり算定することとする。

まず、荷重は、コンクリートの最外縁圧縮ひずみが $\epsilon'_{cu}=0.0035$ となるときの荷重とする。

また、損傷レベル2・3限界点の変位 δ_{cn} は、く体の曲げ変形による変位 δ_{cn0} と、フーチングからの軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位 δ_{cni} の和として算定する。ここで、く体の曲げ変形による変位 δ_{cn0} は、さらに塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_{cnp} と塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 δ_{cnb} に分けて算定する。

$$\delta_{cn} = \delta_{cn0} + \delta_{cni} = \delta_{cnb} + \delta_{cnp} + \delta_{cni} \quad (27)$$

ここに、 δ_{cn} : 損傷レベル2・3限界点の変位

δ_{cn0} : 損傷レベル2・3限界点のく体変形による変位(= $\delta_{cnb} + \delta_{cnp}$)

δ_{cnb} : 損傷レベル2・3限界点のく体変形のうち、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位。部材を材軸方向に分割し、それぞれの断面の曲率を2階積分することに

より算定する。

δ_{cni} : 損傷レベル2・3限界点のフーチング内からの軸方向鉄筋の抜出による回転変位

$$\delta_{cni} = \delta_{cui} \quad (28)$$

δ_{cnp} : 損傷レベル2・3限界点のく体変形のうち、塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位

$$\delta_{cnp} = \theta_{pcn} \cdot (L_a - L_p/2) \quad (29)$$

ここに、 θ_{pcn} : 損傷レベル2・3限界点の塑性ヒンジ回転角で、式(30)で算定する。

L_p : 等価塑性ヒンジ長で式(8)で算定する。

$$\theta_{pcn} = (0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013) / 0.78 \quad (30)$$

$$\text{ただし、} 0.021k_{w0} \cdot p_w + 0.013 \leq 0.04 \quad (31)$$

ここに、 p_w : 帯鉄筋比(%)

k_{w0} : 帯鉄筋の強度を考慮する係数

図-21(d)より、各限界点の計算値は、実験値を安全側に評価している。

7. 結論

場所打ち鉄筋コンクリート杭部材を模擬した供試体を用いた実験結果をもとに、部材の損傷レベルの設定と、部材の各損傷レベル限界点の荷重および変位の算定方法について検討した結果、以下の結論が得られた。

- (1) 場所打ちコンクリート杭の施工を模擬して、供試体のコンクリートを水中および泥水中で打設し、締め固めを行わないで製作し荷重実験を行った。通常の気中施工で締め固めを行った場合と比べて、鉄筋とコンクリートの付着性状に若干の違いは認められるものの、荷重変位関係は施工条件による顕著な差は見られなかった。
- (2) 円形断面の場合、最大耐力以降、降伏耐力に至るまでの水平荷重の低下は、帯鉄筋比が大きいほど低下割合が緩やかになることが明らかになった。また、荷重低下割合は、繰返し回数に影響を受けることが明らかになった。
- (3) 鉄筋コンクリート杭部材の復旧性を照査するための損傷レベルについて、すでに提案されている柱部材の場合と同様に、補修の難易度を考慮して損傷レベルを4段階で考慮し、想定される補修工法のイメージと対応させて評価することの提案を行った。
- (4) 各損傷レベル限界点の荷重および変位の算定方法を、柱部材の算定方法をもとに、杭部材への適用

方法について検討を行い、比較的低い軸方向力が作用し曲げ破壊形態を有する実験結果に対して、以下に示す方法で算定できることを明らかにした。

- a) 損傷レベル1限界点の変位は、曲率積分により算定したく体変形と鉄筋抜出しによる回転変位の和として、式(1)で妥当に評価できる。
 - b) 損傷レベル2限界点の変位は、塑性ヒンジ部の曲げ変形、塑性ヒンジ部以外の曲げ変形および鉄筋抜出しによる回転変位の和として、式(6)で妥当に評価できる。このとき、塑性ヒンジ部の曲げ変形は、帯鉄筋比等をパラメータとする塑性ヒンジ回転角の実験式を用いて推定できる。
 - c) 損傷レベル3限界点の変位は、損傷レベル2限界点と同様の考え方で算定できる。このとき、塑性ヒンジ部の曲げ変形は、塑性ヒンジ回転角の損傷レベル2からの増分を考慮することにより、式(18)で推定できる。
 - d) 上記の各損傷レベルの限界変位の推定方法の実験に用いた供試体の各パラメータの範囲から得られる適用範囲は、以下のとおりである。
軸方向鉄筋比 (%) : 1.01~2.02
帯鉄筋比 (%) : 0.19~0.38
軸力比 (σ_{of}/σ_c) : 0~0.11
- (5) 上記損傷レベル限界点の推定方法を、上記適用範囲外の軸力範囲への適用性について検討した。軸力比 (σ_{of}/σ_c) が-0.14~0.42の範囲の実験について、上記推定方法の適用性を検討したところ、以下の知見が得られた。
- a) 釣合軸力を超える高い軸方向圧縮力が作用する場合、損傷レベル1限界点の変位は式(24)で算定できる。また、損傷レベル2以降の損傷の進展が急激であるため、損傷レベル2および3の限界点を統合して限界点の変位を式(27)で推定できる。
 - b) 本実験において軸方向引張力が作用する場合、損傷レベル1限界点および損傷レベル2限界点の変位は、式(1)および式(6)を用いて推定できた。また、損傷レベル3以降の損傷の進展はなかったため、損傷レベル3限界点は設ける必要がないと考えられる。
 - c) 変動軸力が作用する場合、各損傷レベルの限界変位は、上記の算定方法を用いて妥当に評価できる。

謝辞：本論文で用いた実験の一部は、日本鉄道建設公団からの委託により実施されたものです。関係者の皆様に謝意を表します。

参考文献

- 1) たとえば土木学会：コンクリート標準示方書・耐震設計編 [平成8年制定]，1996.7.
- 2) たとえば土木学会：阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式，コンクリート技術シリーズ12，pp.52～53，1996.7.
- 3) 渡邊忠朋，谷村幸裕，瀧口将志，佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集，第683号/V-52，pp.31～45，2001.8.
- 4) 谷口善則，渡邊忠朋，村田修：場所打ちコンクリート強度の実態調査，コンクリート工学，vol.32，No.4，pp.22～30，1994.4.
- 5) 渡邊忠朋，村田修，谷口善則：場所打ちRC杭の強度に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，vol.15，No.1，pp.477～482，1993.
- 6) 白都滋，稲村利男，田村昌仁，勅使河原正臣：実大場所打ちRC杭の実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，vol.20，No.3，pp.895～900，1998.
- 7) 長江拓也，香取慶一，林静雄：場所打ちコンクリート杭への高強度せん断補強筋の適用に関する考察，コンクリート工学年次論文報告集，vol.21，No.3，pp.403～408，1999.
- 8) 是永健好，勝倉靖，小室努，川端一三：異形PC鋼棒で横補強したRC杭の大型模型実験，コンクリート工学年次論文報告集，vol.21，No.3，pp.475～480，1999.
- 9) 新井元植，吉田誠，山本俊彦，山田和夫：場所打ち鉄筋コンクリート杭の曲げせん断挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，vol.22，No.3，pp.667～672，2000.
- 10) 瀧口将志，渡邊忠朋：場所打ちRC杭の変形性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，vol.19，No.2，pp.801～806，1997.
- 11) 菅原篤，伊藤真，戸塚信弥：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1：一定軸力での試験結果），土木学会第53回年次学術講演会概要集第1部B，pp.198～199，1998.10.
- 12) 柳村史郎，近藤政弘，青木一二三，戸塚信弥：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：変動軸力での試験結果），土木学会第53回年次学術講演会概要集第1部B，pp.200～201，1998.10.
- 13) 渡邊忠朋，瀧口将志，佐藤勉：場所打ちRC杭の変形性能評価，コンクリート工学年次論文報告集，vol.20，No.3，pp.1051～1056，1998.
- 14) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編 [平成8年制定]，1996.
- 15) 島弘，周礼良，岡村甫：異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性，土木学会論文集，第378号/V-6，pp.213-220，1987.2.
- 16) Mattock, A.H. : Discussion of "Rotation Capacity of Reinforced Concrete Beams" by W.G. Corley, Journal of Structural Division ASCE, vol.93.ST2, pp.519-522 April.1967.
- 17) 田中寿志，瀧口将志：RC柱の変形性能と損傷レベルに関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，vol.20，No.3，pp.1045～1050，1998.6.
- 18) 財団法人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.

(2001.11.20 受付)

A STUDY ON EVALUATION METHOD OF DEFORMATION CAPACITY FOR CAST-IN-PLACE REINFORCED CONCRETE PILE

Yukihiro TANIMURA, Tadatomo WATANABE, Masayuki TAKIGUCHI and Tsutomu SATO

The seismic design codes for concrete structures were revised in several organizations after Hyogo-ken Nanbu earthquake. To aim at a performance based seismic design for reinforced concrete columns, we proposed deformation limit points related to damage levels taking restorability into account and a method of evaluating the deformation capacity of each limit point.

In this paper, deformation limit points of the cast-in-place reinforced concrete pile are defined and a method of evaluating the deformation capacity of each limit point in consideration of the section shape, the construction condition and the axial load is proposed based on the method for reinforced concrete columns.