

論文 ラーメン高架橋の柱梁接合部の配筋・定着方式が柱の部材性能に及ぼす影響

古屋 卓稔^{*1}・渡辺 健^{*2}・田所 敏弥^{*3}・服部 尚道^{*4}

要旨：ラーメン高架橋の接合部を模擬した大型試験体による正負交番載荷実験を対象に、接合部の配筋および定着方式が柱の部材性能に及ぼす影響について検討を行った。実験の結果、柱軸方向鉄筋の付着劣化によりかぶりコンクリートがはく落し、柱の部材性能が十分に確保されないことがわかった。また、かぶりを大きくしてコンクリートのはく落を抑えることで、柱の軸方向鉄筋に機械式定着を用いることが可能であることを明らかにした。さらに、実験結果を考慮した FEM 解析を実施し、接合部鉄筋の付着性状が柱の荷重－変位関係に影響を与えることを確認した。

キーワード：柱梁接合部、機械式定着、付着特性、FEM 解析、変形性能

1. はじめに

ラーメン高架橋の接合部は、柱と縦梁・横梁の鉄筋が輻輳する箇所であり、接合部内の鉄筋の定着方式を仕様规定的に満足することで、剛域として設計上取り扱われる部材となる¹⁾。また、ラーメン高架橋の設計では、接合部の剛域仮定を前提として、柱や梁の部材性能が算定されている。

近年、この柱梁接合部において、想定地震動の増大²⁾にともない、鉄筋量が増加している。さらに、接合部内の軸方向鉄筋では、柱を半円形フック定着、梁を 90°折曲げ定着とすることが仕様規定化されており、接合部内の配筋が困難となっている。

そのため、ラーメン高架橋の接合部配筋の簡素化を目的とした鉄筋の定着方式に関する検討が行われている。ただし、これらはラーメン高架橋の柱梁接合部を想定した検討ではあるものの、定着方式についての静的引張特性の把握を目的とした要素試験³⁾や縮小試験体を用いた接合部性能の把握を目的とした載荷実験⁴⁾であり、実大レベルの試験体を用いた検討は少ない。

なお、建築分野においては、機械式定着の適用について設計指針⁵⁾がすでに整備されている。ただし、土木構造物とは先行降伏部材等の設計に関する考え方や部材諸元が異なるため、適用にあたっては検討が必要である。

そこで、図-1 に示す鉄道高架橋の柱梁接合部を模擬した大型試験体の載荷実験を対象に、剛域仮定となっている接合部に着目した検討を行った。本稿では、既往の研究⁶⁾の載荷実験結果について破壊性状を詳述するとともに、接合部に配置されている軸方向鉄筋の付着特性に着目した FEM 解析を実施し、付着特性が柱の部材性能に及ぼす影響について検討した。

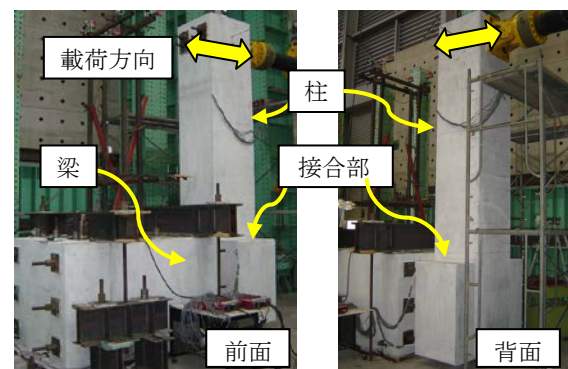


図-1 柱梁接合部の正負交番載荷実験

2. 検討概要

2.1 試験体概要

試験体は実構造物を想定した実大スケールとした。表-1 に実験ケースおよび試験体諸元を示す。また、図-2 に試験体 No.2 の形状および配筋概略図を示す。柱は 750×750mm、横梁は 675×1275mm とした。また、載荷直角方向に縦梁を模擬した 375mm のスタブを設けた。

試験体は、柱の軸方向鉄筋の定着方式および接合部の配筋・形状をパラメータとした 3 体とし、柱や梁の配筋量は全て同じとした。図-3 に各試験体に用いた定着方式について示す。試験体 No.1 では半円形フック定着、試験体 No.2, 3 では鉄筋貫通型の定着板を用いた機械式定着とした。また、図-4 に柱梁接合部形状について示す。試験体 No.1, 2 では通常の鉄道高架橋を模擬した L 形の柱梁接合部とし、試験体 No.3 では軸方向鉄筋の定着部を補強する目的で 400mm の突出部を設けた T 形の柱梁接合部とした。突出部には、D16 のコ形鉄筋を配置した。

なお、軸方向鉄筋のふし形状の相違による影響を除くため、全ての試験体でネジふし鉄筋を用いた。また、梁

*1 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 工修 (正会員)

*2 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 博(学) (正会員)

*3 (公財)鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 コンクリート構造 博(工) (正会員)

*4 東急建設㈱ 土木本部 土木技術設計部 技術グループ 工修 (正会員)

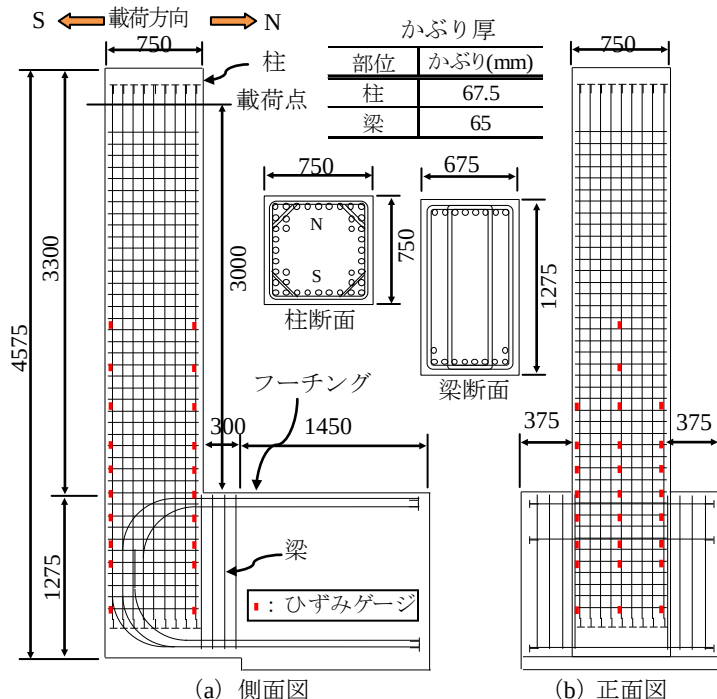


図-2 試験体の形状・配筋概略図 (単位: mm)

表-1 実験ケースおよび試験体の諸元

試験体 No.	接合部 形状	軸方向鉄筋の定着方法		柱軸方向鉄筋 (鉄筋比)	柱帯鉄筋 (鉄筋比)	梁軸方向鉄筋 (鉄筋比)
		柱	梁上下縁			
1	L 形	半円形フック	10φ 折り曲げ	D29×40本 SD390 (4.57%)	D16@90 SD390 (1.18%)	D29×20本 SD490 (1.49%)
2		定着板	定着			
3	T 形					

表-2 コンクリートの材料試験結果

部位	圧縮強度 (N/mm ²)			弾性係数 (kN/mm ²)		
	No.1	No.2	No.3	No.1	No.2	No.3
柱	35.6	40.3	35.7	25.9	28.2	25.6
梁・接合部	29.6	40.4	34.9	24.3	28.5	26.9

表-3 鉄筋の材料試験結果

試験体	鉄筋の種類	部位	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	降伏ひずみ (μ)
No.1 No.2	軸方向	柱	424	615	192	2210
	鉄筋	梁	518	679	190	2730
	帯鉄筋	柱・梁	443	603	194	2290
No.3	軸方向	柱	430	517	194	2220
	鉄筋	梁	533	711	194	2740
	帯鉄筋	柱・梁	433	588	194	2230

は 90° 折り曲げ定着とした。表-2、表-3 に载荷実験に用いたコンクリートと鉄筋の材料試験結果を示す。軸方向鉄筋については、柱先行降伏となるように梁の軸方向鉄筋を SD490 とし、それ以外の鉄筋は SD390 とした。

2.2 载荷方法

载荷方法は図-2 (a) に示す S-N 方向への静的正負交番载荷とし、N 側を変位の正側、S 側を変位の負側とした。また、载荷位置は、梁から 3000mm の位置とした。なお、実験では、PC 鋼棒を用いてフーチングを反力床に固定し、柱部材に対しては軸力を作用させないものとした。

図-5 に加力サイクルを示す。加力は、加力点位置からの水平変位についての変位制御とし、正側および負側へ同じ変位の载荷を繰り返すものとした。また、柱断面

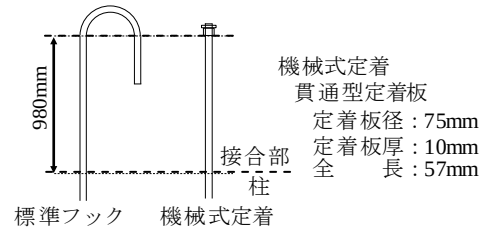


図-3 柱軸方向鉄筋定着方式

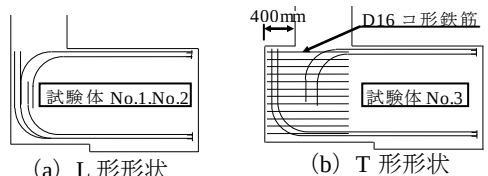


図-4 柱梁接合部形状

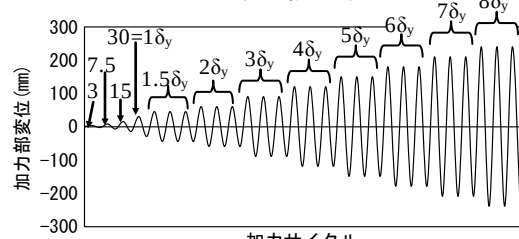


図-5 加力サイクル

表-4 測定項目

測定項目	水平力
	载荷点の水平変位
測定項目	ひび割れ状況
	柱と梁の変位
測定項目	軸方向鉄筋ひずみ

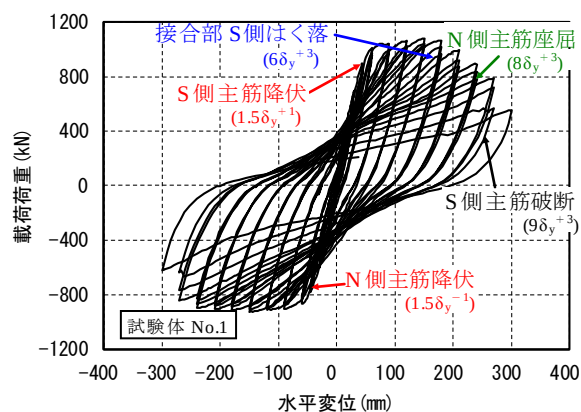
から算定した柱の降伏変位である 30mm を $1\delta_y$ とし、 $1\delta_y$ までは 1 回、それ以降は 3 回の繰返し载荷を行った。なお、繰返し回数については、 $3\delta_y$ の場合、 $3\delta_y^{+1}$, $3\delta_y^{-1}$, $3\delta_y^{+2}$, ..., $3\delta_y^{-3}$ と表記するものとする。測定項目を表-4 に示す。また、ひずみゲージを図-2 に示す位置に貼り付け、鉄筋の降伏を計測した。

3. 正負交番载荷実験結果

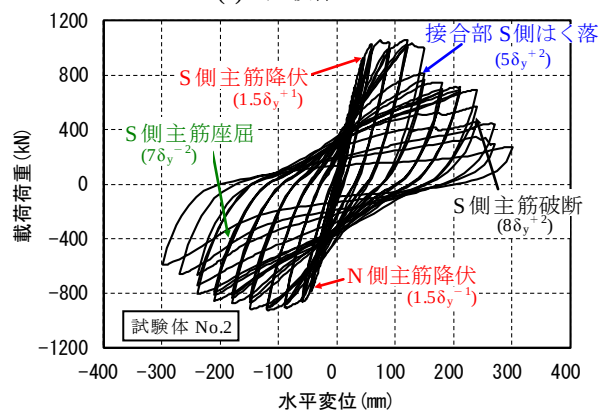
3.1 荷重-変位関係

図-6 に各試験体の荷重-変位関係を示す。実験結果より、試験体 No.1 では $5\delta_y^{+1}$ で 1077kN、試験体 No.2 では $4\delta_y^{+1}$ で 1055kN、試験体 No.3 では $7\delta_y^{+1}$ で 1079kN が载荷ピークとなった。最大荷重値には大きな差はなかったものの、荷重低下が起きるまでに試験体 No.2 と試験体 No.3 で $3\delta_y$ (=90mm) の変位差となる結果となった。

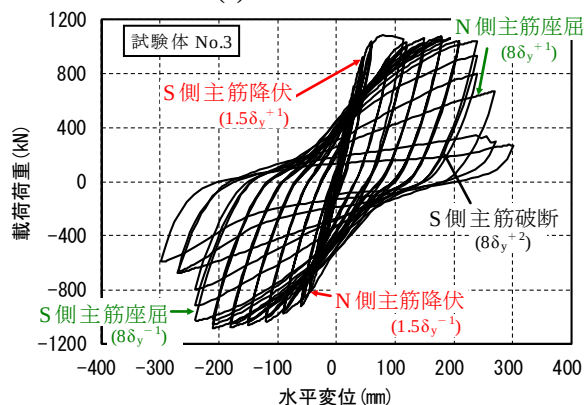
また、図-7 に梁と接合部の回転・変形成分を除いた柱変位と荷重の関係を示す。結果には鉄道標準¹⁾より算定した柱の骨格曲線を併記し、実験結果は包絡線を示した。図-7 より、試験体 No.1, 2 の負側载荷時において、実験荷重値が計算値の最大耐力値以下となる結果となった。また、試験体 No.2 の正側载荷において、計算値の N 点より早く降伏荷重値まで荷重低下しており、変形性能が不足する結果となった。



(a) 試験体 No.1



(b) 試験体 No.2



(c) 試験体 No.3

図-6 荷重-変位関係

3.2 軸方向鉄筋ひずみの計測結果

図-8 に $1.5\delta_y^{-1}$ と $3\delta_y^{-1}$ での S 側軸方向鉄筋の鉄筋ひずみ計測結果を示す。ここで、縦軸は柱高さ方向を示すものであり、縦軸の 0mm は柱と接合部の境界位置である。また、横軸は計測した鉄筋ひずみであり、鉄筋の降伏ひずみである 2210μ を併記した。

全ての実験において、 $1.5\delta_y^{-1}$ の荷重時に柱基部のひずみが降伏ひずみを超過する結果となった。また、 $3\delta_y^{-1}$ の荷重時に -360~1080mm の範囲でひずみが増大しており、 $3\delta_y^{-1}$ 以降も同じ範囲でひずみが増大する結果となった。また、これは N 側鉄筋についても同じ結果であった。

なお、試験体 No.1, 2 では、 $4\delta_y^{-1}$ の荷重以降、かぶり

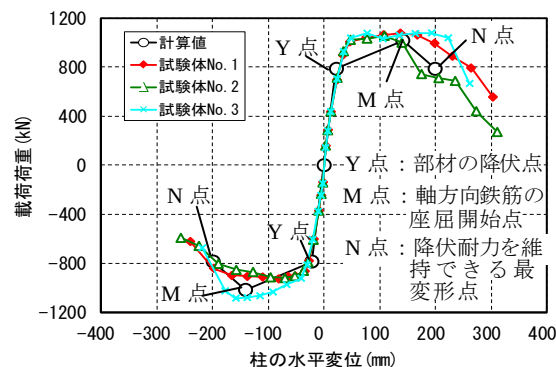


図-7 荷重-柱変位関係

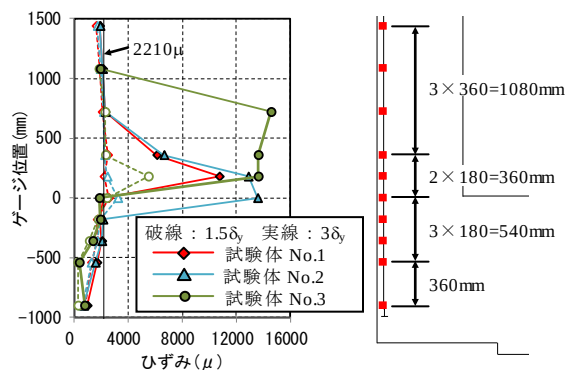


図-8 S 側軸方向鉄筋のひずみ計測結果

コンクリートのはく離・はく落が生じ、0mm 以下のひずみが計測不可となった。一方、試験体 No.3 では、 $7\delta_y^{-1}$ の荷重以降、柱基部の座屈にともない 0~360mm でのひずみが計測不可となった。

3.3 破壊形態

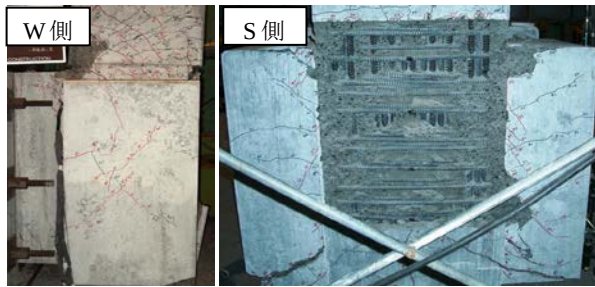
(1) 試験体 No.1

試験体 No.1 では、 $1.5\delta_y^{-1}$ で柱基部の軸方向鉄筋が降伏し、 $3\delta_y^{-1}$ で N 側の柱基部コンクリートの圧壊が発生した。その後、 $4\delta_y^{-1}$ で接合部の S 側コンクリートに軸方向鉄筋に沿ったひび割れが発生し、荷重のピークである $5\delta_y^{-1}$ でかぶりコンクリートのはく離、 $6\delta_y^{-1}$ ではく落が発生した。また、 $8\delta_y^{-1}$ の荷重で柱軸方向鉄筋の N 側 1 段目と S 側 2 段目が座屈する結果となった。

図-9 (a) に、はく落時の状況を示す。図-9 (a) より、接合部の S 側かぶりコンクリートが全体的にはく落する結果となった。S 側かぶりコンクリートはかぶり厚さが小さく、鉄筋の付着劣化によりはく落が発生したものと考えられる。また、これにより S 側の最外縁鉄筋が荷重時の引張力および圧縮力を負担しなくなり、図-7 の負側荷重で最大耐力値以下となる結果になったといえる。なお、かぶりコンクリートのはく落 ($6\delta_y^{-1}$) まで鉄筋の座屈は発生しなかった。すなわち、本実験における荷重の低下は、鉄筋の付着劣化にともなうかぶりコンクリートのはく落によって生じたものといえる。

(2) 試験体 No.2

試験体 No.2 では、接合部 S 側のかぶりコンクリート



(a) 試験体 No.1 ($6\delta_y+3$ 荷重時)



(b) 試験体 No.2 ($5\delta_y+1$ 荷重時)

図-9 柱梁接合部コンクリートのはく落状況



図-10 荷重終了後の S 側柱軸方向鉄筋定着部
(左側：試験体 No. 1, 右側：試験体 No. 2)

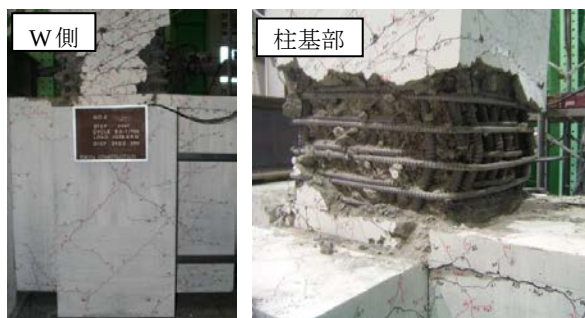


図-11 試験体 No. 3 の座屈状況 ($8\delta_y+1$ 荷重時)

のはく離が発生した $5\delta_y+1$ の荷重まで、試験体 No.1 との明確な差はなかった。ただし、試験体 No.1 では $6\delta_y+3$ でかぶりコンクリートのはく落したのに対し、試験体 No.2 では $5\delta_y+2$ ではく落が発生した。その後、S 側 2 段目の柱の軸方向鉄筋において $7\delta_y+2$ で座屈、 $8\delta_y+2$ で破断する結果となった。さらに、 $9\delta_y+2$ で S 側 3 段目の柱の軸方向鉄筋が破断した。

図-9 (b)に示すかぶりコンクリートのはく落状況および鉄筋座屈が発生していない状況から、試験体 No.2 でも鉄筋の付着劣化によって荷重低下が発生したといえる。ただし、試験体 No.1 よりも早くかぶりコンクリートのはく落が発生しており、荷重の低下も急激なものとなった。このことから、試験体 No.1 と試験体 No.2 では、荷重低下の現象は同じであったものの、定着方式の違いが実験結果に影響を与えたものと考えられる。

なお、かぶりコンクリートのはく落が早くなった要因としては、図-9 (b)の鉄筋先端からの 45° 方向へのはく落状況から、最外縁鉄筋の押抜きによる影響が考えられる。さらに、既往の実験³⁾では、かぶりの小さい箇所では機械式定着を用いた場合、半円形フック定着と比較して引張時の定着性能が劣る可能性が示唆されており、この影響も要因の1つと考えられる。

また、図-10 に荷重終了後の S 側軸方向鉄筋の定着部状況を示す。図-10 より、試験体 No.1 では、半円形フックが接合部内に定着されていることが確認できる。一方、試験体 No.2 では定着具が完全に露出しており、鉄筋先端の定着を失っていることがわかる。そのため、試験体 No.2 では、試験体 No.1 と比較して図-7 の正側荷重時の荷重が大きく低下し、変形性能が不足する結果になったと考えられる。

(3) 試験体 No.3

試験体 No.3 では、試験体 No.1 と同じく $1.5\delta_y+1$ で柱基部の軸方向鉄筋が降伏し、 $3\delta_y+1$ で柱の N 側コンクリートの圧壊が発生した。その後、 $8\delta_y$ の荷重で N 側と S 側の柱の座屈が進展し、荷重が低下する結果となった。

図-11 に試験体 No.3 の柱の座屈状況を示す。図-11 より、梁および接合部ではひび割れが発生し、柱では座屈が発生する結果となった。試験体 No.3 は、他の試験体とは異なり、接合部の S 側に大きな突出部を設けたことで鉄筋の付着劣化が発生しなかったと考えられる。そのため、図-7 の比較において、柱梁接合部の影響が小さく、柱について設計相当の耐力および変形性能を有する結果になったといえる。

以上の結果から、柱梁接合部に機械式定着を用いる場合、かぶりが小さい箇所での鉄筋の付着劣化および機械式定着による押抜きが懸念されたものの、突出部を設けることで柱の部材性能を確保することが可能になることがわかった。ただし、接合部の鉄筋の付着を十分に確保するためのかぶりの大きさは、本実験では定量的に評価できないため、今後詳細な検討が必要になるといえる。

4. FEM 解析検討

4.1 解析モデル

3 章の実験結果から、かぶりコンクリートの小さい箇所での鉄筋の付着劣化が柱の部材性能に影響を与えることがわかった。この結果を踏まえ、鉄筋の付着特性をパラメータとした FEM 解析を実施した。図-12 に解析モデルを示す。解析モデルは 3 次元の FEM モデルとし、試験体寸法および配筋は試験体 No.2 を対象とし、モデルのコンクリートおよび鉄筋の物性値は実験値と同じとした。また、梁の軸方向鉄筋は 90° の折曲げ鉄筋とし、柱の軸方向鉄筋はフック形状を設けないモデルとした。

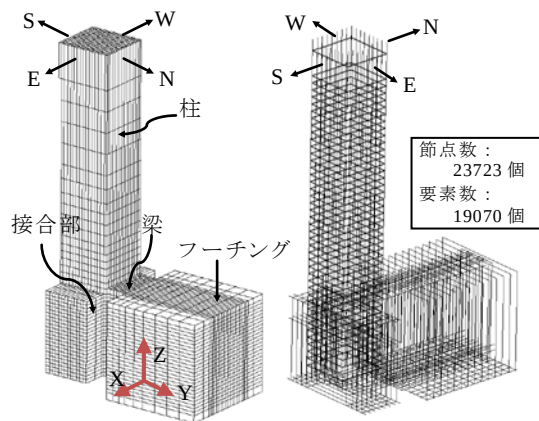
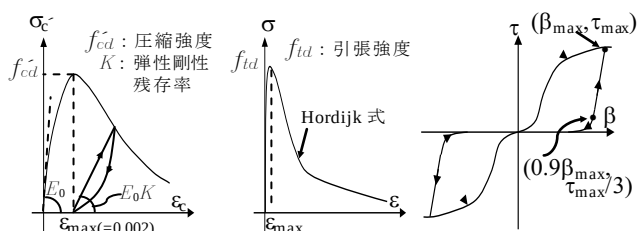


図-12 FEMモデル全体図（左：全体，右：配筋状況）



(1)圧縮モデル (2)引張モデル (3)せん断伝達モデル

図-13 コンクリートの圧縮・引張モデル

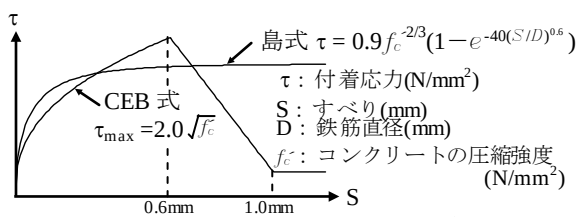


図-14 付着応力-すべり関係モデル

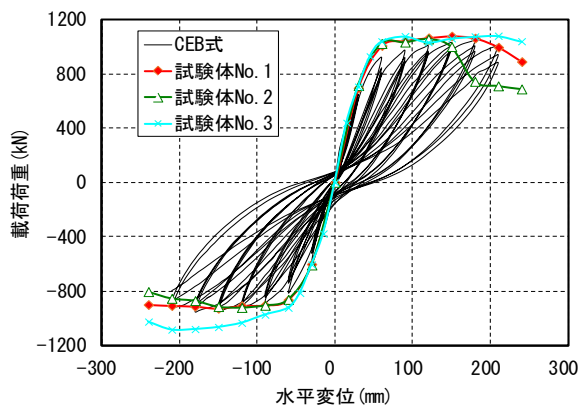


図-15 CEB式を用いた荷重-変位関係解析結果

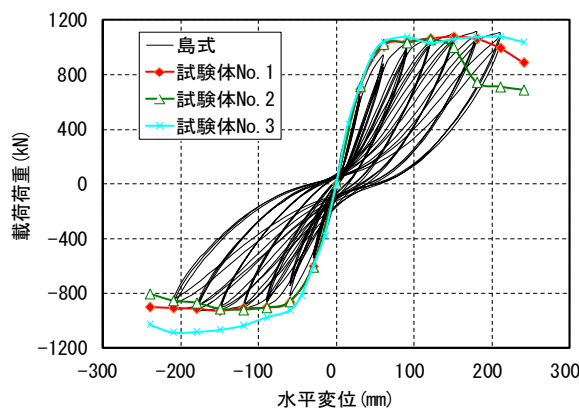


図-16 島式を用いた荷重-変位関係解析結果

コンクリート要素は六面体のソリッド要素とし、コンクリートのひび割れモデルには非直交固定ひび割れモデルを用いた。なお、構成則として、圧縮モデルおよびせん断伝達モデルは土木学会コンクリート標準示方書⁷⁾に示されたモデルを参考とした。また、引張側は Hordijk の軟化モデルを用いた。図-13 に両モデルのコンクリート構成則の概要図を示す。

鉄筋は離散鉄筋モデルを用いた。また、解析パラメータとした鉄筋コンクリート間の付着モデルに、CEB の規定式⁸⁾（以下、CEB 式）と島らの提案式⁹⁾（以下、島式）を用いた。図-14 に、両式の付着応力-すべり関係モデルを示す。CEB 式は鉄筋の付着軟化をモデル化したものであり、島式はマッシュパなコンクリートに埋込まれた鉄筋に適用されるものである。なお、実験ではかぶりコンクリートのはく落が発生しており、鉄筋付着モデルだけでは実験結果を再現できないと考えられる。さらに、試験体 No.2 の実験で座屈前に荷重低下していたことから、解析モデルに鉄筋の座屈モデルを用いないものとした。したがって、本解析では、はく落および座屈を考慮せず、鉄筋の付着による影響のみを検討することとした。

また、柱の軸方向鉄筋の先端部は完全付着とした。境界条件は、フーチング下面を全方向固定とし、フーチング上面を Z 方向固定とした。解析では、N 側を正側とした正負交番荷重を行い、 $1\delta_y$ ずつ増加させた 3 回繰返し荷重を $7\delta_y$ まで行った。また、解析およびモデルの作成は 3 次元有限要素解析プログラム DIANA を用いた。

4.2 荷重-変位関係

(1) CEB 式

図-15 に CEB 式を用いた荷重-変位関係の解析結果を示す。結果には、正負交番荷重実験の $8\delta_y$ までの包絡線を併記した。図-15 より、正側荷重および負側荷重において $6\delta_y$ をピークに荷重が低下した。このことから、鉄筋の付着劣化を考慮することで、実験と同じく荷重低下する現象を再現することができたと考えられる。また、本解析では、試験体 No.2 ではなく試験体 No.1 に近い結果となった。これは、柱軸方向鉄筋の先端部に完全付着モデルを用いたことにより、図-10 で示したかぶりコンクリートのはく落後の半円形フック定着と同様の効果が得られたと考えられる。

(2) 島式

図-16 に島式を用いた荷重-変位関係解析結果および $8\delta_y$ までの包絡線実験結果を示す。図-16 より、島式では鉄筋付着の劣化がないため、荷重が低下しない結果となった。そのため、実験結果との比較では、正側荷重において、かぶりコンクリートのはく落が発生しなかった試験体 No.3 に近い結果となったといえる。また、負側荷重では、CEB 式結果と同じく試験体 No.1 に近い結果

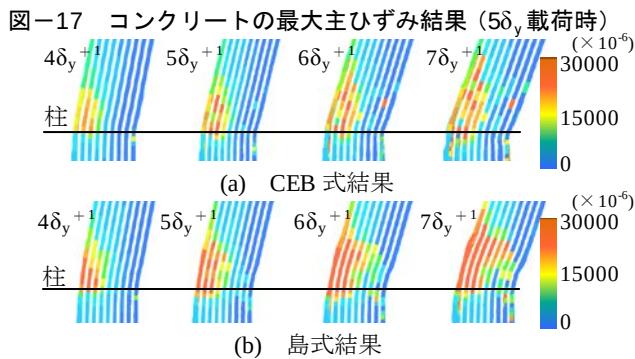
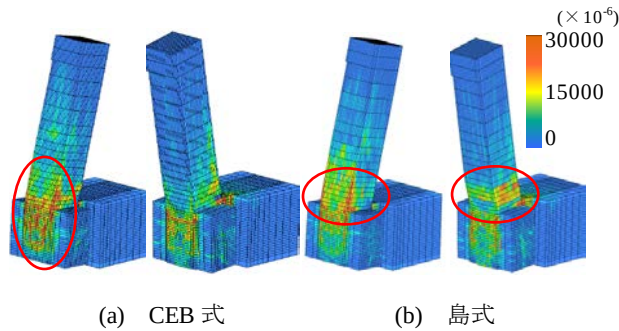


図-18 柱鉄筋のひずみ結果

となった。このことから、負側載荷時の荷重－変位関係では、鉄筋付着の影響だけではなく接合部形状の影響があると考えられる。

なお、どちらの付着モデルにおいても、解析ではピンチングが見られる結果となった。これは、せん断伝達モデルや付着モデルの履歴に影響されたためであると考えられる。本検討では付着劣化の影響検討を目的として解析を行ったが、履歴特性を再現するためにはより詳細なモデル化の検討が必要であるといえる。

4.3 載荷時の応力状況

荷重－変位関係より、CEB 式結果では試験体 No.1、島式結果では試験体 No.3 に類似した傾向となった。荷重－変位関係を踏まえ、コンクリートの最大主ひずみのコンター図を図-17 に示す。図-17 より、CEB 式結果では正側載荷時に接合部面にひずみが集中しているのに対し、島式結果では柱基部にひずみが集中する結果となった。この結果は実験の破壊形態と同じ傾向であり、鉄筋の付着が柱の破壊形態に影響を与えることを応力状況からも確認できた。

また、図-18 に柱鉄筋のひずみコンター図を示す。図-18 より、本検討モデルを用いた場合、柱基部にひずみが集中する結果となり、接合部のひずみへの影響は小さなものとなった。また、島式結果において、CEB 式結果と比較して鉄筋ひずみが大きく分布する結果となった。そのため、島式では、CEB 式を用いた場合よりも柱基部の座屈が起きやすい状況であるといえる。したがって、接合部内の鉄筋付着が十分に確保された場合、柱基部の座屈により荷重低下する傾向となることが確認できた。

5. まとめ

以下に、本検討で得られた知見を示す。

- (1) 正負交番載荷実験より、プレピーク領域では定着方式の違いに明確な差はなく、接合部のかぶり小さい場合、鉄筋の付着劣化にともなう接合部のかぶりコンクリートのはく落によって荷重が低下することがわかった。その場合、負側載荷時の柱の耐荷力が低下することがわかった。
- (2) 機械式定着を用いた場合、かぶりコンクリートのはく落により定着具が露出し、柱の変形性能が十分に確保されないことがわかった。
- (3) かぶりが大きく鉄筋付着が十分に確保された場合、機械式定着が、標準的に用いられている半円形フック定着の代替となる可能性があることがわかった。
- (4) 鉄筋付着特性をパラメータとした FEM 解析を実施し、軸方向鉄筋の付着劣化により荷重低下することを解析的に確認した。また、付着を十分に確保することで、柱梁接合部のひずみが柱基部に集中することを確認した。

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－，丸善，2004
- 2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説－耐震設計－，丸善，2012
- 3) 田所敏弥，谷村幸裕，徳永光宏，米田大樹：高架橋接合部における機械式定着を用いた定着部の静的引張特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.691-696，2009
- 4) 吉武謙二，小川晃，小倉大季，前之園司：梁および柱の軸方向鉄筋の定着仕様が接合部性能に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.541-546，2012
- 5) 日本建築総合研究所：機械式鉄筋定着工法設計指針，機械式鉄筋定着工法研究委員会，2006
- 6) 吉住陽行ほか：RC ラーメン高架橋の柱梁接合部における柱軸方向鉄筋の定着性能に関する実験的検討，第 64 回土木学会年次講演会，V-500，pp.997-998，2009.9
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編，丸善，2012
- 8) Comité Euro-International du Béton:CEB-FIP Model Code 1990 First Draft, CEB, 1990
- 9) 島 弘，周 礼良，岡村 甫：マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着 応力－すべり関係，土木学会論文集，第 378/V-6 号，pp.165-174，1987.2