

軸力と二軸曲げを受ける RC 柱の実験および解析

Experimental and Analytical Study of Reinforced Concrete Column
subjected to Both Bi-axial Bending Moment and Axial Force

佐藤知明*, 小林治俊**, 角掛久雄***, 北田裕久****, 島田 功*****

Tomoaki Sato, Harutoshi Kobayashi, Hisao Tsunokake, Yasuhisa Kitada, and Isao Shimada

*工修 大阪市立大学大学院後期博士課程 都市系専攻 (JIP テクノサイエンス (株))
(〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

**工博 大阪市立大学大学院工学研究科教授 都市系専攻 (同上)

***工修 大阪市立大学大学院工学研究科助手 都市系専攻 (同上)

****大阪市立大学大学院前期博士課程 都市系専攻 (同上)

*****工博 (株) オガノ (〒564-0052 大阪府吹田市広芝町 6 番 1 号)

This paper presents the experimental study on the reinforced concrete (RC) column models for bridge piers subject to the cyclic bi-axial horizontal loading under the constant axial force, and the verification of the numerical analyses. The tests were carried out by seven cases, those parameter was sub axial horizontal load intensity to be not cyclic but constant.

As the results, the loading capacity under the bi-axial bending decreases than uni-axial bending. In case of bi-axial bending, the compressive or tensile corner areas are damaged in the early stage. Additionally, the damages are grown worse by cyclic loadings. And, the interaction curve due to bi-axial loading obtained is discussed in comparison with the results of calculated with fiber model. Furthermore, the experimental failure mode is similar to the analytical result by using the FEM program.

Key Words: RC column, Bi-axial bending test, Interaction curve, Finite element method,
Non-linear analysis

キーワード: RC 柱, 二軸曲げ実験, 相関曲線, 有限要素法, 非線形解析

1. はじめに

兵庫県南部地震の後, 道路橋示方書 V 耐震設計編 (以下, 道示耐震編という) が改定され¹⁾, 新設の構造物の設計において, 地震時の挙動が複雑な構造 (橋梁) については動的解析を行い, その結果を反映させるようになった。また, 既存の構造物に対しても積極的な補強工事が施され, 近年の大規模な地震が頻発している中で, その効果が現れてきているものと思われる。

しかしながら, 現状で使用されている耐震設計法では, 考慮される地震動は, 橋軸方向および橋軸直角方向にそれぞれ独立に作用するものとして取り扱われる, いわゆる一軸曲げ載荷である。

実際の地震動は三次元的挙動を示すことから, 橋脚には複雑な慣性力が作用し, 現在の設計では一般に考慮されていない二軸曲げ状態となる。また, 逆し型橋脚のような上部工荷重が偏心載荷された橋脚の場合には, 通常の橋軸方向に対する地震荷重が作用すれば, 橋脚は二軸曲げの状態となってしまう。

このような二方向曲げを受ける RC 柱の実験的検討は建築の分野では古くから行われており, 滝口ら²⁾による正方形断面を有す

る RC 柱に対し種々の載荷経路を与えた実験, 岡田ら³⁾による降伏域を越える載荷時の復元力に関する実験などが見られる。一方, 土木の分野においても近年種々な研究が進められており, 二軸曲げを受ける場合, 柱基部の損傷範囲が高くなること⁴⁾, また, 一軸曲げに比べて曲げ耐力および変形性能が低下することなどが報告されている⁵⁾。

また, 解析的検討として, 土木の分野において, 海外では Chen, Shoraka⁶⁾ らが, ファイバーモデルを用いて, 長方形を有する RC 断面を対象として, 曲げモーメント-曲率関係について解析し, 二軸曲げ耐力への適応性を検証している。国内では Nakano, Tanabe⁷⁾ らは, ファイバーモデルと Flexibility 法を併用した手法を用いて, RC 連続高架橋の全体解析を実施し, 二軸曲げ載荷時における柱横断面内の応力変動などについて報告している。また, 建築の分野では芳村ら⁸⁾により, ファイバーモデルおよび一軸曲げでの復元力特性を金属理論に基づいて二軸曲げに拡張したモデルを用いて, 正方形断面を有する片持ち RC 柱を対象として静的および動的な解析を実施し, 荷重-変位履歴関係に対してファイバーモデルが良い一致が得られることを示している。

しかしながら、これらの解析で用いられているファイバーモデルでは、平面保持が成立することが前提となっているが、二軸曲げ作用下においても、この仮定を証明し得る検討が必要であろう。

本論文ではこれまでに行った軸力と二軸曲げを受けるRC柱を用いた4体の実験結果^{9), 10)}について再検証し、さらに3体の供試体について追加実験を行った結果をまとめた。実験結果としては、前報⁹⁾と同様に、二方向載荷時の変形特性や最大荷重値より得られる曲げ耐力の相関関係、および損傷の状態について述べた。さらに、理論的検証のため、実験ケースの1つに対して、有限要素法を用いた非線形解析を実施した。その結果、実験から得られた荷重変位履歴の包絡線と解析結果は類似した結果を示し、損傷領域に関する特徴が解析によっても確認できた。また、主鉄筋ひずみ分布の実験値との対比や断面内の軸ひずみ分布の解析結果より、二軸曲げを受けた場合にも、断面にはファイバーモデルで仮定される平面保持が成立するものと判断できうる結果が得られた。

2. 実験概要

2.1 実験供試体

実験に用いた供試体は、前回報告したもの⁹⁾と同様のものであり、コンクリートおよび鉄筋には設計基準強度を用いて、曲げ破壊型の断面となるように設計を行った。供試体の概要は、図-1に示すように、RC柱は25×25cmの正方形断面とし、柱の主筋にはD13を8本有するものであり、軸方向鉄筋比は0.943%、帯鉄筋体積比は1.57%であり、曲げせん断耐力比は1.31となっている。なお、フーチングから載荷点までの高さは800mmである。

2.2 載荷方法と供試体名称

本実験では、次のような荷重を順次載荷させている(図-2)。載荷手順は、次のようである。

載荷1. 軸力 N をRC柱に導入する。

載荷2. 一定強度のY方向荷重 F_Y を載荷する。

載荷3. X方向への正負交番載荷 F_X を実施する。

なお、Y方向一定荷重強度 F_Y は、一軸曲げを受ける場合の初降伏荷重強度 P_{y0} に対する倍率 α により決定される。

$$F_Y = \alpha P_{y0} \quad (1)$$

前回および今回での供試体名称、荷重倍率 α 、および材料強度

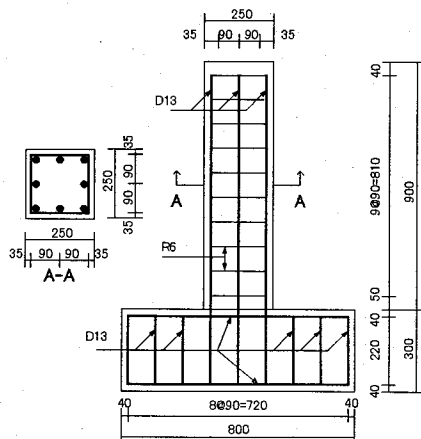


図-1 実験供試体 (単位: mm)

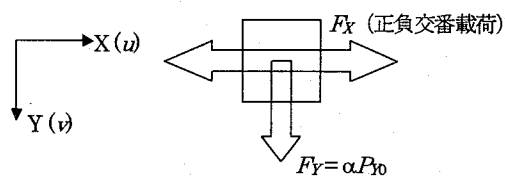


図-2 載荷方法概要

表-1 実験供試体と荷重倍率 α の関係

名称	倍率 α	コンクリート		軸方向鉄筋		備考 実施年 (冬季)
		圧縮強度 (MPa)	ヤング率 (GPa)	圧縮強度 (MPa)	ヤング率 (GPa)	
No. 000	0.000	30.2	26.5	368.3	188.7	2002
No. 040-1	0.397	30.2	26.5	368.3	188.7	2002
No. 040-2	0.400	22.9	26.7	338.5	190.7	2004
No. 065-1	0.640	28.8	28.6	368.3	188.7	2002
No. 065-2	0.650	23.8	25.4	338.5	190.7	2004
No. 085-1	0.858	31.5	29.8	368.3	188.7	2002
No. 085-2	0.850	25.7	27.7	338.5	190.7	2004

について整理すると表-1のようになっている。

なお、載荷実験では、軸力の導入およびY方向への載荷については荷重制御にて行い、X方向への載荷は、載荷点位置に設置した変位計にて制御した。載荷装置ならびに載荷プログラムの詳細については、前報⁹⁾に記載している。

3. 実験結果

3.1 データの補正処理

3.1.1 フーチングの回転および水平移動に関する補正

本実験では、アンカーロッド4本を用いてフーチングを固定したが、完全な固定は困難であるものと考え、フーチングに対しても計測を実施した。

計測の結果、フーチングには回転および水平移動が確認された。そこで、フーチングは剛体であるものと仮定し、載荷点位置での水平変位量を次式のように補正した(図-3)。

$$\delta = \delta_0 - \delta_F - \delta_{ROT} \quad (2)$$

$$\delta_{ROT} = \frac{H}{2L} (\delta_{VL} - \delta_{VR}) \quad (3)$$

ここに、

δ : 補正後の変位量 (mm)

δ_0 : 計測された載荷点での水平変位量 (mm)

δ_F : 計測されたフーチングの水平変位量 (mm)

δ_{ROT} : フーチングの剛体回転に伴う載荷点位置での水平変位 (mm)

H : 柱基部から載荷点までの高さ (mm)

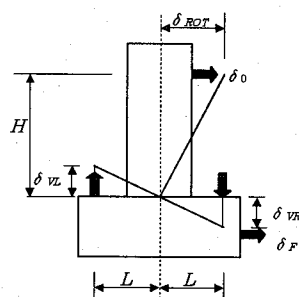


図-3 フーチングに関する補正

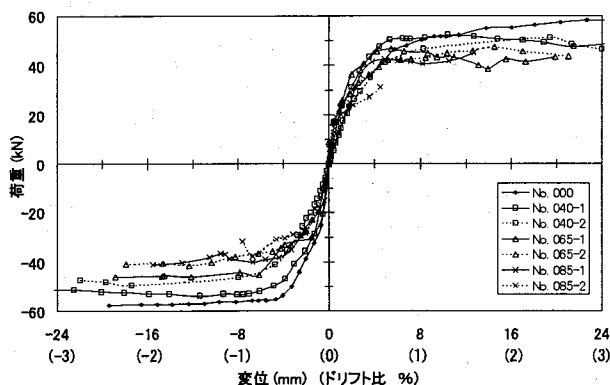


図-7 X方向に対する包絡線

は鉛直軸力やY方向への荷重制御、またX方向への変位制御を手動で行っており、全方向の荷重制御を完全に保つことは困難であったことが挙げられ、前節3.1で示した補正処理がまだ完全でなかったことが考えられる。ただし、実験中、出来る限り正確さを期すため、三方向の作用荷重のチェックは、ピーク荷重時、X方向荷重交番切り替え時に加えて、載荷および除荷途中段階には計測タイミングの2回に1度の割合で行った。

3.3 二方向変形関係 (X-Y方向)

本実験では、Y方向へ一定の荷重強度を載荷しながら、X方向への正負交番載荷を行っている。Y方向への荷重強度の違いが、二方向変形関係に及ぼす影響を調べることにした。図-8(a)および(b)に、No. 040-1 および No. 085-1 における荷重位置でのX-Y平面内の二方向変形関係を示す。X方向荷重の繰返しとともにY方向に変位していることがわかる。Y方向への変形がドリフト比で1%発生した状態について着目すると、X方向に1サイクルの変化として、No. 040-1 では、X方向の変位振幅に対するY方向への変位増分が0.042であるのに対して、No. 085-1 では0.188の増

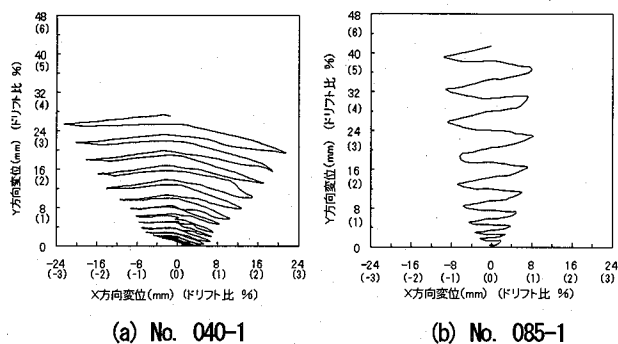


図-8 X-Y方向変形関係

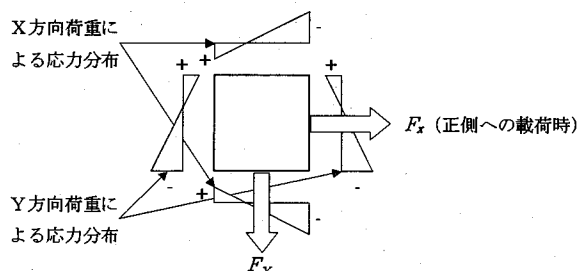


図-9 二方向荷重載荷時応力状態
(X方向荷重が正の場合、引張を正とする。)

分であった。同様に、ドリフト比2%通過時の場合、No. 040-1では1%時と同じ0.042であったが、No. 085-1では0.232と増加していた。また、No. 085-1の場合、Y方向への変形がドリフト比で2%以上発生した状態では、X方向への変位は増加せず、Y方向へのみ変形が進行した。最終載荷時の変形量は、No. 040-1では、X方向とY方向に対し同程度であったが、No. 085-1ではY方向への変形がX方向に比べ4倍程度発生し、Y方向への変形が卓越する結果となった。

この現象は、次のような理由により説明できる。まず、Y方向へ常時荷重が作用したもとの、X方向の荷重を正側に載荷させた場合を考えると、図-9に示すように、コーナー部では圧縮域または引張域が一軸曲げ状態に比べて局所化し、コーナーから発生したコンクリートの圧壊および鉄筋の降伏が引き金となり損傷の進展を早めたものと考えられる。本実験のような正負交番載荷の場合には、この現象が左右のコーナーで集中的に繰返し発生するため、破壊の進行がさらに早まることになる。

3.4 二方向荷重 (F_x-F_y) 相関関係

ここでは、本研究の主題の一つでもある二軸曲げ時のRC柱の有する最大耐力についての検討を行う。一定荷重であるY方向への荷重強度をパラメータとし、X方向への正負交番載荷を行っており、その最大値から、二方向荷重 (F_x-F_y) に関する相関関係が得られる。

しかしながら、3.2節において示したX方向に対する包絡線において、データの挙動に若干不安定な箇所が見受けられた。そこで、図-7に示した各実験結果における包絡線の正および負側に関し回帰分析を行い、最大荷重値を推定した(表-2)。なお、回帰分析では、4次の近似式を用いており、決定係数は0.95~0.98となっている。

この表に示される各供試体の有する最大耐力の推定値をX軸に、Y方向荷重値をY軸に無次元化表示したものを図-10に示す。基準強度 F_{x0} は、一軸曲げ実験 No. 000 の材料実験値を用いてFEMにより得られた圧縮側最外縁コンクリートが終局ひずみとなる荷重値である。また、図中の曲線は、材料実験値を用い、Y方向荷重およびX方向へ単調漸増載荷として、FEMを用いて算出した解析値である。実線は、圧縮側最外縁コンクリートが終局ひずみに達するときの作用荷重値を結んだもの、点線は、同計算における引張側鉄筋降伏時の相関図値である。

図より、概ね実験結果は、最外縁コンクリートが終局ひずみとなる実線に沿って分布していた。なお、No. 085-1の実験結果が曲線からやや離れているが、これは材料強度のばらつきによるものと考えられる。本実験では、材料強度とY方向への荷重強度の2つのパラメータが存在したため、統合的に処理することが困難で

表-2 回帰分析より求めた最大荷重値 (kN)

供試体	正側	負側	正負平均
No. 000	55.63	-57.27	56.45
No. 040-1	52.00	-55.05	53.53
No. 040-2	46.99	-53.34	50.17
No. 065-1	46.45	-47.27	46.86
No. 065-2	43.71	-43.87	43.79
No. 085-1	43.37	-41.34	42.36
No. 085-2	31.16	-36.94	34.05

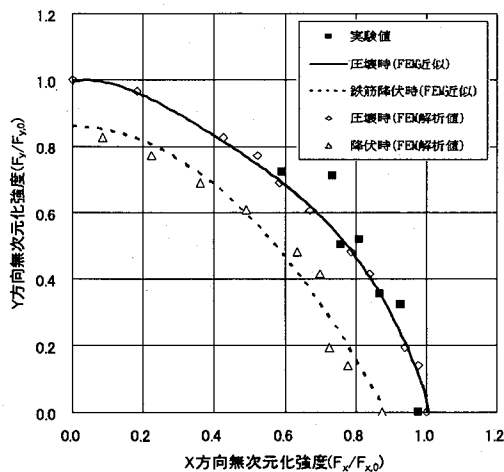


図-10 二方向荷重相関関係

あったため、先に述べたように、今回は一軸曲げ実験の材料強度を用いて整理を行った。

3.5 鉄筋ひずみの計測結果

各実験供試体において、柱基部の主鉄筋のひずみを計測した。ひずみゲージは2段とし、上段は0.5D (= 125mm)、および下段は0.25D (= 62.5mm) の高さに設置した。ここで、Dは柱の断面高さ250mmである。

図-11 (a), (b) に、No. 065-2 で計測された鉄筋軸ひずみとX方向に対する荷重との関係を示す。(a)は上段、(b)は下段の結果である。また、図中の太い破線は、材料試験による鉄筋の降伏ひずみを示している。結果より、上下段ともに、初期に導入されるY方向一定荷重により、履歴中心がおおよそ1000 μ シフトしていることがわかる。このシフトに加えて、X方向の交番載荷により $\pm 1000 \mu$ 以上の変動が生じ、0.25D および0.5D 位置では鉄筋が降

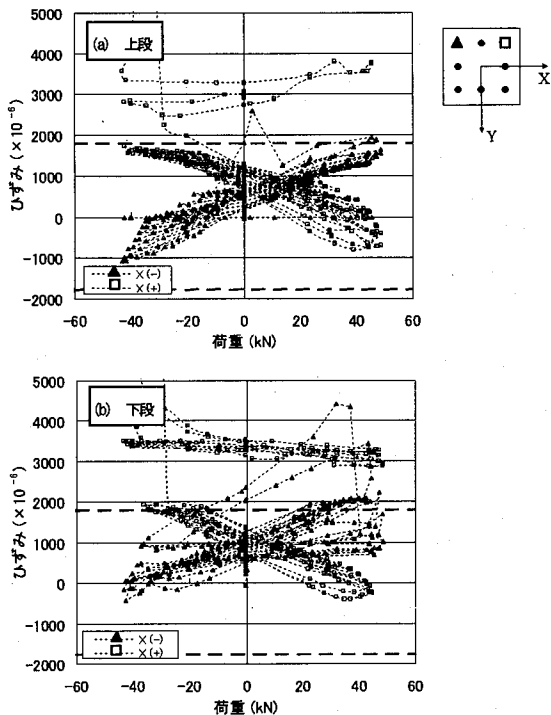


図-11 鉄筋ひずみとX方向荷重の関係

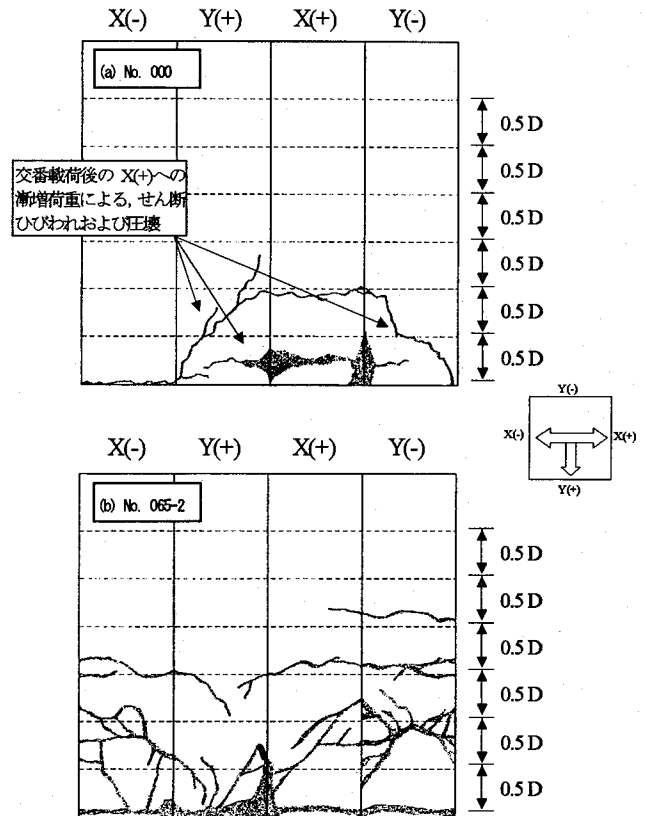


図-12 実験終了時の損傷状況

伏し、塑性化後鉄筋ひずみは正側にシフトする現場が見られた。また、各段での履歴を見ると、弾性範囲内ではX(-) およびX(+) が対称に挙動していることが確認できる。

3.6 供試体の損傷状況

実験終了後、供試体の損傷状況をスケッチしたものを図-12 (a)および(b)に示す。(a)は一軸曲げのみを作用させた No. 000, (b)はNo. 065-2 の図である。図中の点線は、0.5D ごとに引いている。主要な損傷について着目すると、図(a)に示すNo. 000 では交番荷重による曲げひびわれが X(-) 面には柱基部に、X(+) 面には Y(+) 面および Y(-) 面につながるものが約0.25D の高さに確認できる。隅角部で、かぶりはくり高さが0.5D 程度となった。なお、交番載荷実験終了後、残存耐力を調べるため、X(+) 方向へ漸増載荷を続けたため、最終段階で Y(+) および Y(-) 面にせん断ひびわれが、また X(+) 面では圧縮破壊し、かぶりコンクリートが剥落した。全般的に、ひびわれの発生は、さほど複雑なものとはなっていない。一方(b)では、Y方向荷重により常に圧縮側となる Y(+) 面では圧縮破壊が生じており、特に X 方向への交番載荷時に損傷が顕著となるコーナー部では、その高さは約0.7D(175mm)であった。これは、通常一軸曲げに比べて約40%高くなっている。また、Y(-) 面に着目すると主要な曲げひびわれの1つめは柱基部に、次のものは0.8D (200mm) 付近に発生していた。文献⁹⁾によれば、二軸曲げを受けたRC柱は、一軸曲げの場合よりも高い位置まで損傷する旨が報告されているが、本実験においても、同様の傾向を示すものとなっていた。これは、後に示す FEM 解析結果にも示すように、まず、横断面内のひずみ分布

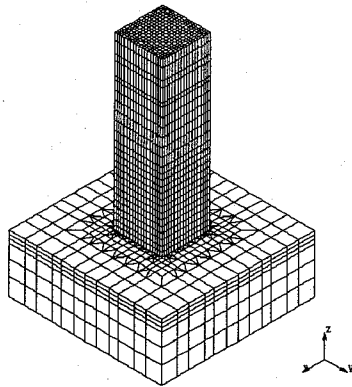


図-13 有限要素解析モデル

表-3 非線形解析用の諸定数

コンクリート関連データ			
ヤング係数	E_c	25.4	GPa
ポアソン比	ν	0.167	
Mohr Coulomb式係数	α	0.2575	
	σ	4.3772	
圧縮強度	σ_{ck}	23.8	MPa
引張強度	σ_t	1.75	MPa
軟化係数	E_{sof}	298	MPa
圧壊ひずみ	ε_u	0.0035	
ひびわれ域のせん断伝達率		0.2	
鉄筋関連データ			
ヤング係数	E_s	190.7	GPa
ポアソン比	ν	0.3	
von mises	σ_s	338.5	MPa
	第2勾配	1.907	GPa

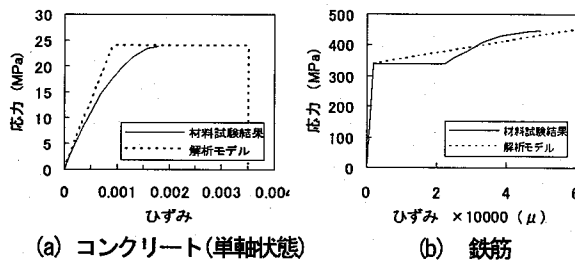


図-14 材料試験結果とモデル化

(図-20)を見ると、コーナー部にひずみが集中し高応力状態となり圧縮破壊が発生し、図-18に示すように高さ方向に破壊が進展したと思われる。

なお、二軸曲げを受けた場合、ねじりによる変形についても検討すべきであるが、本実験では、載荷点高さにおいて計測された柱の回転角は、最もY方向荷重強度の高いNo. 085-2実験結果においても最大0.03radであり、全体変形への影響は小さいものと判断し、今回の検討からは考慮しないこととした。

4. 非線形有限要素解析

これまで行ってきた実験結果を確認するため、一軸曲げ載荷 (No. 000) および二軸曲げ載荷 (No. 065-2) について、非線形FEM解析を実施した。以下に、解析モデルおよび解析結果を示す。

4.1 解析モデルおよび解析条件

柱の断面方向の要素分割は18×18分割、高さ方向については、柱基部から載荷点高さの1/2までは、帯鉄筋配置間隔の1/3 (=30mm)とし、残り1/2区間は同間隔の1/2 (=45mm)とした。鉄筋とコンクリートは完全付着とし、それぞれトラス要素、ソリッド要素でモデル化しており、フーチングを含む全節点数は13456、全要素数は13084であった(図-13)。また、コンクリートおよび鉄筋の材料強度は実験当日に実施した材料試験結果を用い、非線形の定義として、コンクリートについてはMohr Coulombの破壊基準、鉄筋についてはvon Misesの破壊基準をそれぞれ適用した。なお、鉄筋の第2勾配についてはヤング率の1%と仮定した。解析時の諸定数は、表-3に示すとおりであり^{11)~13)}、材料試験結果と解析時のモデル化について図-14(a), (b)示した。

解析時の支持条件として、フーチング下面を全自由度固定とし、荷重を載荷する柱上部については、実験時に載荷板で囲まれる領域(頭部より200mmの間)を弾性部材とし、その中央点に対して荷重条件を設定し、鉛直軸力およびY方向一定荷重については荷重制御、X方向の載荷については変位制御で解析を行った。

4.2 解析結果

4.2.1 荷重-変位関係

解析により得られた荷重-変位関係を図-15(a), (b)に示す。(a)は一軸曲げを受けるNo. 000について、(b)は二軸曲げを受けるNo. 065-2について解析したものである。同図には、解析結果に加えて、実験結果により得られた正および負側の包絡線の平均値およびFEMによる結果を示している。

FEM結果による解析結果は、一軸曲げの初期段階で実験値より高めの荷重となっているが、コンクリートの応力-ひずみ関係をバイリニアにモデル化したことが影響しているものと考えられる。また、最大耐力付近で、実験結果に比べて2割程度高めの荷重値

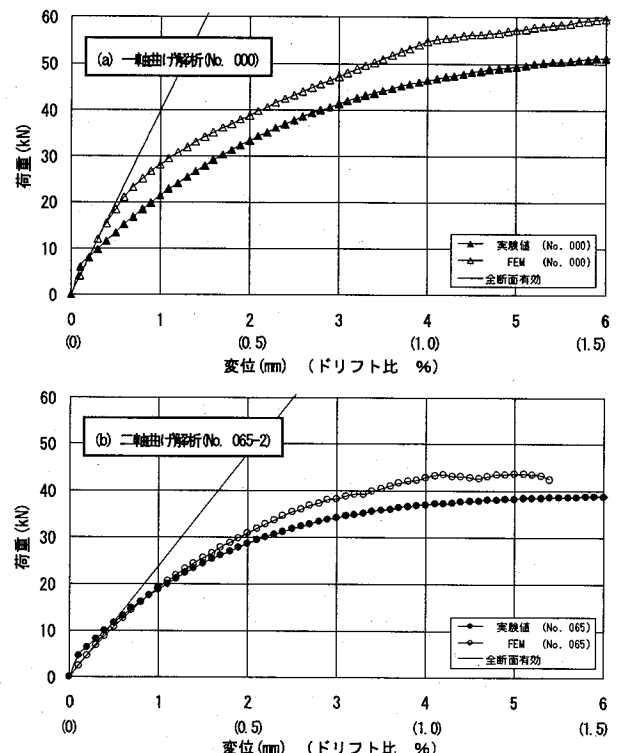


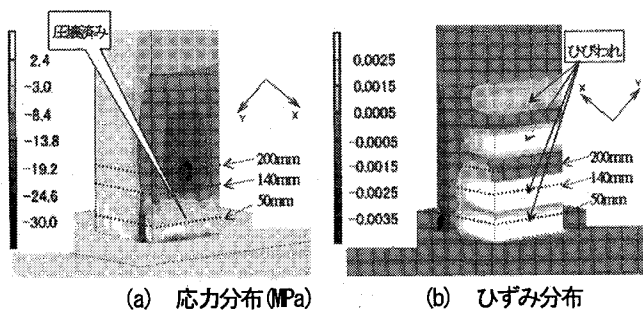
図-15 解析による荷重-変位関係

を与えるものとなっているが、実験では繰返し荷重に伴う損傷の進展による耐力の低下が考えられ、また、解析では、図-14 (b) に示すように鉄筋は、降伏棚上では材料試験値よりも高い値を適用したことが考えられる。

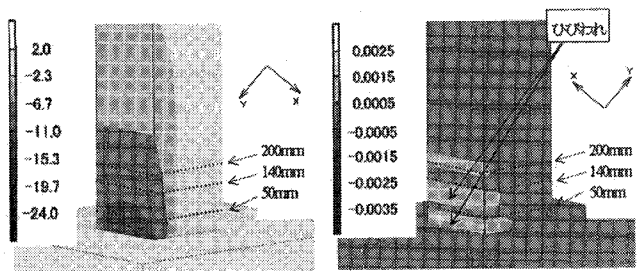
4.2.2 応力分布およびひびわれ状況

一軸曲げ圧縮破壊後の鉛直方向応力とひずみ分布に関するコンター図を図-16 に示す。図(a)は圧縮面での柱軸方向に関する応力図である。X(+) 面柱基部から 110mm (= 0.44D) までは圧縮破壊が発生済みであり低応力となっている。また、Y(+) 面では応力の高い領域が柱断面の内部へ進行した。X(+) 面では、これより上の 290mm (= 1.16D) まで断面中央部の方がかぶりコンクリート部に比べて高い応力状態を示していることがわかる。一方、図(b)は、引張面における鉛直方向のひずみに関するものである。この図より、曲げに伴う主要なひびわれが柱基部から 40mm (= 0.16D)、125mm (= 0.5D)、275mm (= 1.1D)、395mm (= 1.58D) の位置に発生し、また、Y(-) 面を見てみると、最下段のひびわれは柱の曲げ方向側に断面高さの半分程度まで進行していることが確認できる。

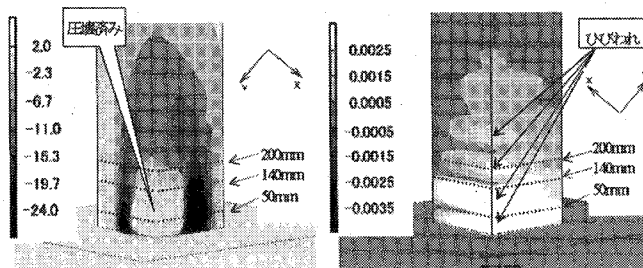
次に、実験 No. 065-2 に相当する二軸曲げを受ける解析結果を図-17 および 18 に示す。まず、図-17 は、一軸曲げ鉄筋降伏荷重の 65% の Y 方向荷重のみを載荷した状態での応力(a)およびひ



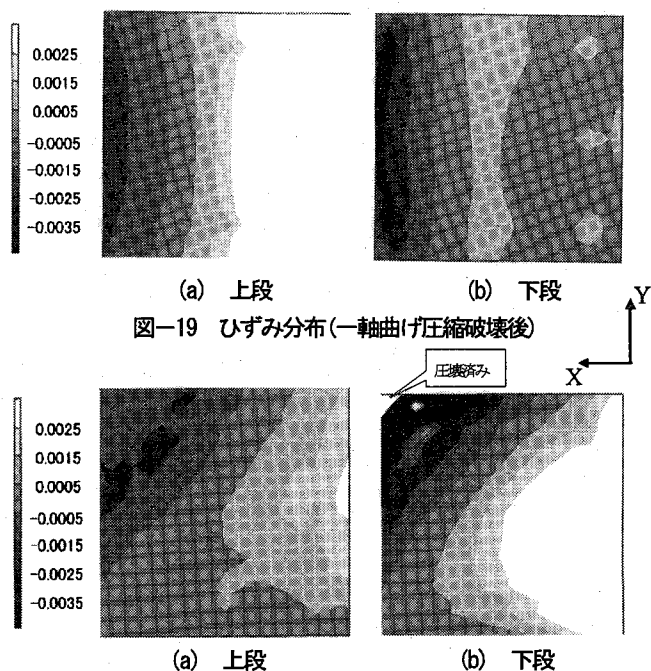
(a) 応力分布 (MPa) (b) ひずみ分布
図-16 一軸曲げ解析 (圧縮破壊後)



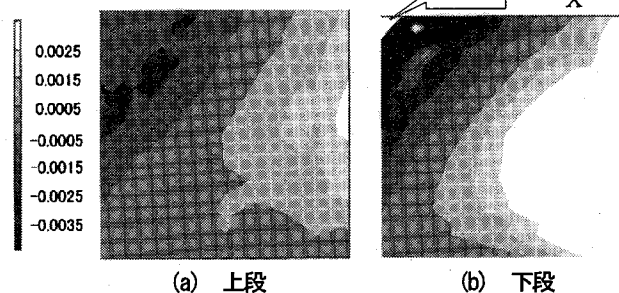
(a) 応力分布 (MPa) (b) ひずみ分布
図-17 二軸曲げ解析 (Y 方向荷重導入時)



(a) 応力分布 (MPa) (b) ひずみ分布
図-18 二軸曲げ解析 (圧縮破壊後)



(a) 上段 (b) 下段
図-19 ひずみ分布 (一軸曲げ圧縮破壊後)



(a) 上段 (b) 下段
図-20 ひずみ分布 (二軸曲げ圧縮破壊後)

ずみ(b)である。この荷重段階では、Y(+) 面での最大圧縮応力は 14.3 MPa 程度であり柱基部に発生し、引張側である Y(-) 面には、ひびわれが柱基部から 15mm (= 0.06D)、95mm (= 0.38D) の 2 段に見られる程度である。その後、X 方向への荷重を行い圧縮破壊後の状態となったものが図-18 である。図(a)の応力図では、コーナー部に圧縮破壊済みの大きな領域が確認でき、隣接して大きな圧縮応力が柱基部より約 200mm (= 0.8D) まで発生していることがわかる。一方、図(b) に示される引張面でのひずみ分布から、図-17 に示した Y 方向荷重により発生した下から 2 段目のひびわれが X(-) 面および Y(-) 面において全幅に生じている。さらに、185 mm (= 0.74D) および 275 mm (= 1.1D) の位置に新たなひびわれが発生した。なお、前述した載荷実験 (No. 065-2) において、圧縮破壊の高さは 175mm (= 0.7D) で、主要なひびわれは柱基部および 200mm 付近に発生しており、実験結果を検証し得る解析であったと判断できる。

4.2.3 ひずみ分布

3.5 節に記述したように、実験において軸方向主鉄筋にひずみゲージを設置していた。図-19 および 20 は圧縮破壊直後のひずみ分布を上段(0.5D (= 125mm))と下段(0.25D (= 62.5mm))の断面についてコンター図で示したものである。一軸曲げの図-19 では、曲げ方向に直交な分布ラインを示すが、二軸曲げの図-20 では、分布ラインがより複雑になることが確認できる。特に圧壊域近傍では、鉄筋などの影響により 3 次元的な分布となっている。続いて、図-21, 22 には、鉄筋降伏後の鉄筋ひずみを上段と下段の Y(-) 側鉄筋について実験値と対比して示したものである。コンクリートのひびわれによる応力解放の影響があるが、実験値と解析値は似た曲げ特性を示している。これらの結果より、二軸曲げを受けた場合にも、圧縮側の局所領域を除いてほぼ平面保持が成り立つものと考えられる。

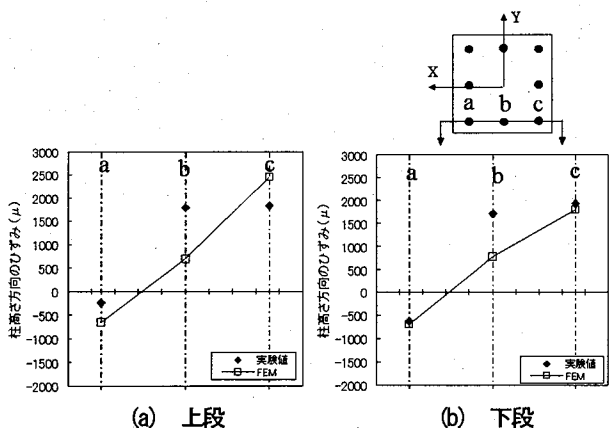


図-21 鉄筋ひずみの実験値との比較(一軸曲げ降伏時)

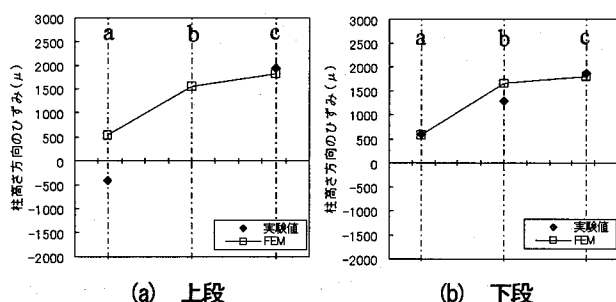


図-22 鉄筋ひずみの実験値との比較(二軸曲げ降伏時)

まとめ

7体の二軸曲げ載荷実験を行ない、合わせて非線形有限要素解析を実施した。実験および解析より次のような結果が得られた。

- (1) 荷重-変位関係より、二軸曲げを受けるRC柱は、一軸曲げを受ける場合に比べて、繰返し載荷のX方向に対する履歴ループの面積が小さく、変形性能が低下していた。
- (2) 二方向(X-Y)平面内での変形特性では、Y方向荷重強度が高い場合、X方向の繰返し載荷により、Y方向にも大きく変形が進行した。
- (3) 二軸曲げを受ける場合、コーナー部が早期に損傷し、それが引き金となり、荷重の繰返しに伴って、損傷の進展が速められるようである。
- (4) 実験より得られた二方向荷重(F_x - F_y)の耐力に関する相関関係は、非線形FEM解析により求められた最外縁コンクリートが圧壊ひずみに達する荷重値を結んだ曲線とよい一致を示した。
- (5) 本実験諸元の範囲ではあるが、実験結果から得られた主鉄筋のひずみ分布に対する解析的検証により二軸曲げを受ける場合にも、ほぼ平面保持が仮定できるようである。
- (6) 二軸曲げを受けた場合、RC柱は一軸曲げに比べ高い位置まで損傷することが、実験およびFEM解析結果からもわかった。
- (7) 非線形FEM解析値は、変形が大きくなると実験値より、若干高い荷重値を示したが、圧縮破壊およびひびわれの発生領域については、実験において観察されたものと類似した結果であった。

追記

本論文締め切り直前の2005年9月5日に、共同著者である小林治俊教授が急逝され、この論文が最後の発表論文となりました。謹んでご冥福をお祈りしたいと思います。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・解説V耐震設計編，1996および2002
- 2) 滝口克己，他：鉄筋コンクリート柱の二軸曲げ実験，日本建築学会論文報告集，No. 229，pp. 25-33，1975
- 3) 岡田恒男，他：定軸力と繰返し2方向曲げ・せん断力を受ける鉄筋コンクリート柱の復元力，(その1，実験方法)，pp. 1447-1448，(その2，実験結果)，pp. 1449-1450，日本建築学会大会学術講演梗概集，1976
- 4) 西田秀明，他：正方形断面を有するRC柱を斜め載荷した場合の動的耐力・変形特性，第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp. 215-220，2000
- 5) 早川涼二，他：2方向地震力を受けるRC橋脚の耐震性に関する研究，第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp. 65-70，2003
- 6) W. F. Chen and M. T. Shoraka：Tangent Stiffness Method for Biaxial Bending of Reinforced Concrete Columns，*IASSE Publications*，Vol. 35-I，pp. 23-44，1975
- 7) T. Nakano and T. Tanabe：Analytical studies on reinforced concrete columns subjected to bi-axial bending，*Journal of Structural Engineering*，Vol. 49A，pp. 935-944，2003
- 8) 芳村学，他：2方向外力を受ける鉄筋コンクリート構造物の解析，その1 2軸曲げを受けるRC柱の解析，日本建築学会論文報告集，No. 298，pp. 31-41，1980
- 9) 佐藤知明，他：一定軸力を受けるRC柱の繰返し二軸曲げ実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 283-288，2003
- 10) T. Sato，et al.：A Simple Numerical Method for Biaxial Bending Moment-Curvature Relations of Reinforced Concrete Column Sections，*Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University*，Vol. 43，pp. 59-67，2002
- 11) コンクリート構造物のポストピーク挙動評価と設計への応用，コンクリート工学協会，2003
- 12) コンクリート標準示方書[構造性能照査編]，pp. 27-28，土木学会，2002
- 13) 日本マーク株式会社：MSC.Marc2000 日本語マニュアル，1994

(2005年9月10日受付)