

軸力と繰り返し曲げを受けるRC部材の RBSMによる挙動解析

ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS UNDER COMBINED AXIAL FORCE
AND CYCLIC BENDING MOMENT WITH RIGID BODY SPRING MODEL

富田 充宏*, 梶川 康男**, 吉田 直司***

Michihiro TOMIDA, Yasuo KAJIKAWA and Tadashi YOSHITA

- * 工修 石川工業高等専門学校助手 環境都市工学科 (〒929-03 石川県津幡町北中条)
 ** 工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科 (〒920 金沢市小立野2丁目40-20)
 *** 工修 石川県土木部 (〒920 金沢市広坂2丁目1-1)

In order to investigate the effect of the axial compressive force on the ultimate state of RC members such as the ductility and the strength, combined axial force and cyclic bending tests on RC members were carried out.

Next, analytical method of Rigid Body Spring Model (RBSM) considering the material non-linearity of concrete and steel was applied to RC members subjected to combined axial force and cyclic bending moment, and the load-deflection loops and the failure modes obtained in the analysis were compared with the experimental results. Then the analytical results were in good agreement with the experimental results.

Key Words: cyclic bending moment, axial compressive force, RBSM

1. はじめに

1995年1月に発生した阪神大震災では、数多くの土木建築構造物が今までに経験した事のない程の被害を受けた。中でも、橋脚や高架橋の脚柱などの鉄筋コンクリート(RC)部材は、コンクリートの圧壊や鉄筋の座屈を伴う脆性的な破壊が多く見られた。そのため、先に耐震設計に関するコンクリート標準示方書の改訂がなされたが、今後も地震の影響を受けるRC構造物のより合理的な設計法を確立するためには、部材断面に生じる応力度の照査だけでなく、部材耐力および変形性能等の観点からの詳細な検討も必要である。

上記の観点から、現在までに地震時におけるRC部材の挙動、すなわち繰り返し荷重下でのRC部材の挙動の解明を目的とした研究は数多くなされている。例えば、太田¹⁾、石橋ら²⁾、町田ら³⁾等の実験的研究をはじめ、モーメントと曲率のつり合い条件と断面分割法を用いた尾坂ら⁴⁾、ファイバーモデルを用いた池田ら⁵⁾、幸左ら⁶⁾、有限要素法を使用した三島ら⁷⁾等の解析的研究がある。

本研究では、まず、中間はりを有する高架橋の脚柱を対象と考え、死荷重および上スラブ等の自重による軸圧縮力を受ける高架橋の脚柱と中間はりの接合部に地震時

の外力が作用した時を想定したRC部材の載荷実験を行い、耐力、変形能および破壊状況について検討した。従来の研究^{1)・7)}により、正負交番繰り返し載荷を受けるRC部材の靱性や復元力特性は、片振り繰り返し載荷時の挙動と異なることが指摘されており、今回の実験では単調載荷、片振り繰り返し載荷および正負交番繰り返し載荷の3種類の載荷形式で実験を行った。

次に、川井ら⁸⁾が提案した剛体-ばねモデルの解析法を適用し、実験結果のシュミレート解析を行い、その妥当性について評価した。解析に適用した剛体-ばねモデルは、川井らが終局状態での挙動を評価しようと開発した離散化モデルであり、RC構造物の不連続で複雑な塑性現象を呈する極限解析^{9)・10)}にも適用され、筆者らもプレキャストコンクリート部材の解析¹¹⁾に用いている。今回解析の対象となる繰り返し載荷時のRC部材の挙動の特徴としては、コンクリートのひび割れ面の開閉が考えられる。本解析法は、分布ひび割れモデルを使用した有限要素解析法より、ひび割れ面の開閉の取り扱いが非常に容易であるという利点がある。

2. 実験概要

2.1 実験供試体

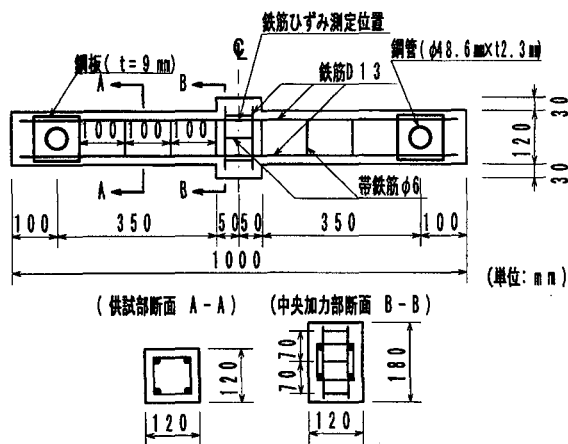


図-1 供試体寸法および配筋

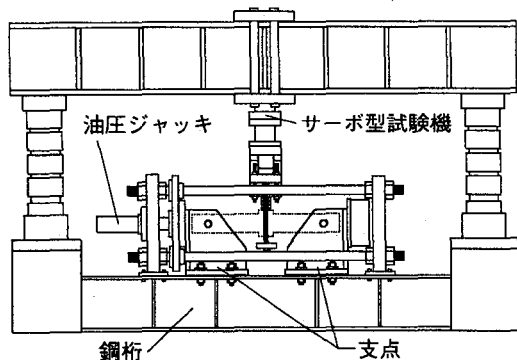


図-2 荷重方法

表-1 コンクリートの配合

粗骨材 の最大 寸法 (mm)	スラ ンプ (cm)	水セメ ント比 (%)	細骨材 率 (%)	単位量(kg/m ³)				
				水	セメ ント	細骨 材	粗骨 材	混和 剤
10	12	57.5	53.8	196	341	910	782	3.11

表-2 実験種別

荷重形式	軸圧縮応力 (MPa)	供試体名称
単調荷重	0.0	CSN0
	4.0	CSN4
片振り 繰り返し荷重	0.0	CRN0
	4.0	CRN4
正負交番 繰り返し荷重	0.0	CAN0
	4.0	CAN4

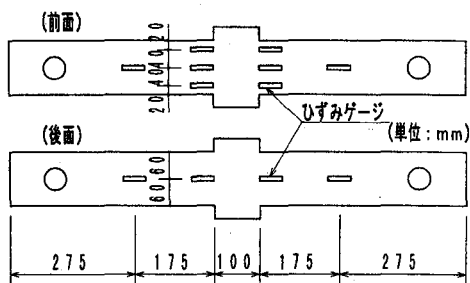


図-3 コンクリートのひずみ測定位置

実験に用いた供試体の形状および各部寸法を、図-1に示す。供試体全長は1000mm、荷重支持間隔は800mm、供試体断面は120mm×120mm、中央加力部断面は120mm×180mmである。なお、供試体支持部分には、供試体に確実に軸力を与え正負交番荷重に対応するため、鋼管および鋼板を埋設し、鋼管と鋼板および鋼板と鉄筋をすみ肉溶接により接合した。鉄筋には異形棒鋼D13を4本用い、かぶりは供試部および中央加力部共20mmとした。また、帯鉄筋には丸鋼φ6を用い、供試部では100mm間隔に、中央加力部では70mm間隔に配した。供試部の鉄筋比は3.1%、せん断鉄筋比は0.8%である。なお、コンクリートの配合を表-1に示す。

実験種別としては、荷重形式の違いと軸力の有無により、表-2に示すように6ケースとした。軸力の大きさとしては、軸方向圧縮応力度4.0MPaとした。この値は、高架橋の脚柱に通常作用する値(約2.0~2.5MPa)に地震時の軸応力度の変動が予想されること、また、プレキャスト化に伴う断面のスレンダー傾向により、従来より大きな面圧を受けること等を考慮して選定した。

2.2 荷重方法および測定項目

荷重方法は、図-2に示すようにサーボ型試験機により中央加力部に集中荷重を作用させ、軸力は油圧ジャッキを用いて作用させた。なお、軸力導入時には供試体全

体の軸力の均一性および前面後面の偏心をひずみゲージにて確認しながら導入した。また、支点と鋼桁の間には、水平方向の可動性を確保するためにベアリングを挿入してある。

繰り返し荷重の加力変更点は、単純荷重実験の結果に基づいて決定し、引張側主鉄筋降伏荷重の50%、80%および100%に相当する変位、圧壊発生時の変位(軸力なし9mm、軸力あり6mm)および耐力急減時(12mm)の変位の計6点とした。

測定項目としては、供試体中央と供試体支持位置との相対変位をストローク変位計を用いて、鉄筋のひずみは供試体中央で、コンクリートのひずみについては図-3に示す位置でひずみゲージを用いて測定した。

3. 解析手法

3.1 剛性マトリックス

剛体-ばねモデルは、対象物を有限個の微小要素に分割し、それ自身は剛体であると考え、各要素をその境界面上に連続的に分布しているばねによって連結させ、ばねの変形によって固体の変化や内力の伝達が行われると仮定したものである⁸⁾。

図-4に示す二つの三角形要素を考えると、要素境界面上の点Pの変形後における相対変位 $\delta = [\delta_a, \delta_s]^T$ は、重心点の変位 $u_i = [u_1, v_1, \theta_1, u_2, v_2, \theta_2]^T$ を用いて、次式で表される。

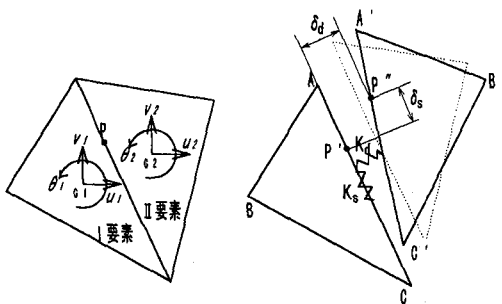


図-4 三角形要素

$$\delta = M \cdot R \cdot Q \cdot u_i = B \cdot u_i \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$B = M \cdot R \cdot Q$$

ここに、Mは局所座標系における変位差を与えるマトリックス、Rは座標変換マトリックスおよびQは剛体変形を表す変換マトリックスである¹²⁾。また、相対変位成分に対応する仮想ひずみ成分 $\epsilon = [\epsilon_d, \gamma_s]^T$ を次式で定義する。

$$\epsilon = \frac{1}{h} \delta \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、hは要素の重心点G₁、G₂から要素境界面上に下ろした垂線の長さの和である。次に、平面応力場における要素境界边上の単位面積当りの弾性時の表面力を次式のように仮定する。

$$\sigma_n = \frac{E}{1-\nu^2} \epsilon_d = \frac{E}{1-\nu^2} \frac{1}{h} \delta_d = K_d \cdot \delta_d \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\tau_s = \frac{E}{1+\nu} \gamma_s = \frac{E}{1+\nu} \frac{1}{h} \delta_s = K_s \cdot \delta_s$$

ここに、Eはヤング係数およびνはポアソン比である。ゆえに、表面力 $\sigma = [\sigma_n, \tau_s]^T$ と相対変位 δ の関係がばね定数K_d、K_sを用いて次式で表される。

$$\sigma = \begin{bmatrix} K_d & 0 \\ 0 & K_s \end{bmatrix} \delta = D \cdot \delta \quad \dots\dots\dots (4)$$

以上より、変形後に分布ばね系に蓄えられるひずみエネルギーは次式で与えられる。

$$v = \frac{t}{2} \int_I \delta^T \sigma ds = \frac{t}{2} u_i^T \int_I (B^T D B) ds u_i \quad \dots\dots\dots (5)$$

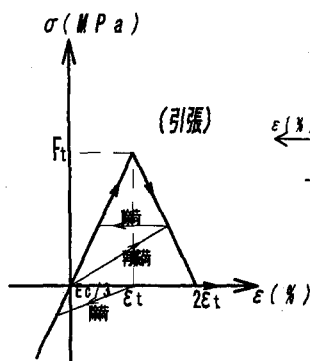


図-5 引張特性

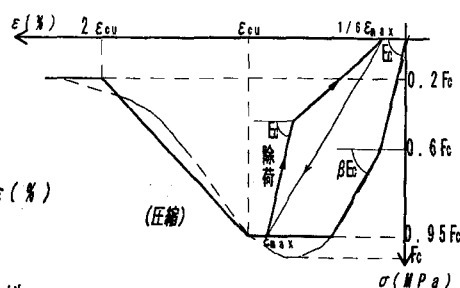


図-6 圧縮特性

ここに、tは要素の厚さおよびlは要素境界辺の長さである。したがって、(5)式にカスチリアノの定理を用いて要素重心点の変位と力の関係を結びつける剛性マトリックスKが求められる。

3. 2 材料特性

剛体-ばねモデルは、要素間の境界に存在する分布ばねに材料特性を直接導入する。そこで、コンクリートの材料特性として、以下のモデル化を行った。引張特性は、図-5に示すように垂直応力が引張強度F_tに達するまで線形とし、引張強度F_tに達した場合は、ひび割れが発生したとしてばねを切断し、その後はテンション・ステイフネス効果を考慮し、ひび割れ発生直前の垂直応力をひび割れ面直交方向のひずみの一次減少関数として解放した。荷重の除荷等によるひび割れ面の再接触は、完全に引張応力を解放した場合、ひずみε_tより初期剛性E_cの1/3で直線的に圧縮側に変化するものとし、解放途中の場合は、その引張応力を保持したまま初期剛性E_c上に変化するものとして、再接触を考慮した。また、ひび割れ面でのせん断剛性はひび割れ幅が増加すると急激に低下する傾向にあることが知られているため、せん断ばねK_sにひび割れ面直交方向のひずみの関数としてその剛性を低下させたが、低減率αは次式とした。

$$\epsilon_t < 200 \mu \quad \alpha = 1.0 \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\epsilon_t \geq 200 \mu \quad \alpha = -0.63 \times 10^{-4} \epsilon_t + 0.253 \quad \dots\dots\dots (7)$$

一方、圧縮特性は、応力-ひずみ関係を図-6に示すように折れ線にて近似して表した。ここで、圧縮強度をF_cとして、剛性の変化する点の圧縮応力をF_{c1}=0.6F_cとF_{c2}=0.95F_c、および剛性低減率β=0.6とした。圧縮応力F_{c2}後はひずみε_{cu}=0.3%で圧壊するまでF_{c2}を保持し、その後2ε_{cu}に達するまでひずみレベルに応じて応力の解放し、最終的に0.2F_cを保持するとした。除荷時の履歴については、梅原ら¹³⁾のモデルを参考にして、

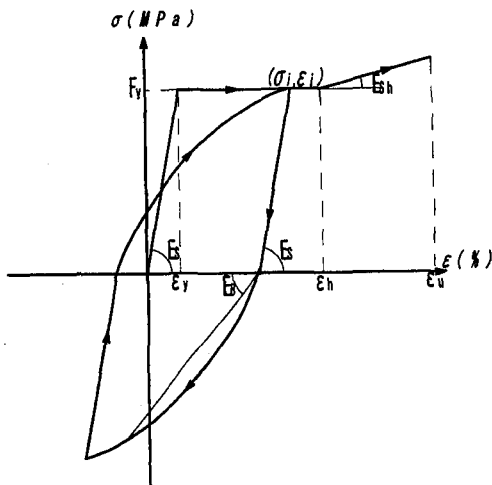


図-7 鉄筋の材料特性

圧縮応力 F_{c2} 後に除荷を開始した場合は、圧縮応力の半分になるまで初期剛性 E_c で減少し、その後は残留ひずみが除荷開始時のひずみ ε_{max} の $1/6$ となる位置まで減少させた。再載荷の場合は、 ε_{max} に直線的に変化するものとした。また、垂直応力とせん断応力の関係であるが、せん断方向のすべりに対してコンクリートの降伏条件に一般的に用いられているモール・クーロン型の降伏条件を採用した⁹⁾。降伏後は塑性流れ則に従い、破壊曲面上を移動するものとした。

鉄筋の材料特性は、ひずみ硬化特性とBaushinger効果を考慮した松本¹⁴⁾の履歴モデルを使用した。このモデルは、図-7に示すように鉄筋降伏前、および鉄筋降伏後の包絡線部分、除荷部分、再載荷部分に分けて、次式で表している。

$$\text{降伏前: } \sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad \dots\dots\dots (8)$$

降伏後

$$\text{包絡線: } \varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon_h \quad \sigma_s = F_y \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$\varepsilon_h < \varepsilon \leq \varepsilon_u \quad \sigma_s = F_y + E_{sh}(\varepsilon - \varepsilon_h) \quad \dots\dots\dots (10)$$

除荷・再載荷

$$\text{直線部: } \sigma_s = \sigma_i + E_s(\varepsilon - \varepsilon_i) \quad \dots\dots\dots (11)$$

曲線部:

$$\sigma_s = -F_y \left[a - \frac{a(a-1)}{\left(-\frac{E_B}{F_y} \right) \left\{ \varepsilon_i - \left(\varepsilon_i \frac{\sigma_i}{E_s} \right) \right\} + (a-1)} \right] \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$E_B = -\frac{E_s}{6} \log_{10}(\varepsilon_i - \varepsilon_y)$$

$$a = \frac{E_s}{(E_s - E_B)}$$

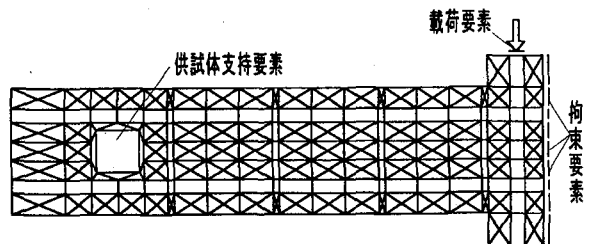


図-8 要素分割図

ここに、 σ_s は鉄筋応力、 ε_s は鉄筋ひずみ、 E_s は鉄筋のヤング係数、 E_{sh} はひずみ硬化後の塑性接線係数、 F_y は降伏強度、 ε_y は降伏点のひずみ、 ε_h はひずみ硬化点のひずみ、 ε_u は引張強度点に対応するひずみ、 σ_i 、 ε_i は過去に経験した鉄筋の最大応力と最大ひずみである。

4. 実験および解析結果

4.1 要素分割

解析は、対称性を利用して、スパン中央より左半分について図-8の要素分割を行った。鉄筋および帯鉄筋については、各々の断面積が等しくなるような厚さで図に示す四角形要素に、コンクリートと完全付着という形で剛性を与えた。鉄筋とコンクリートを付着特性を持つばねのみで結合し、コンクリートと鉄筋の変形を個々に表現することもできる¹¹⁾が、本研究の解析対象は、複鉄筋および帯鉄筋が配置されており、鉄筋のすべりによる局部的なひずみの影響を無視することになるが、完全付着の取り扱いでも解析対象全体の変形には大きな影響を与えないと考えている。また、拘束要素および載荷要素は三角形要素の代わりに棒要素を用いた。この棒要素は、三角形要素が有している重心点の3自由度(u , v , θ)を棒要素の中心に存在させたものである。

計算方法は、竹内ら¹⁵⁾が提案した $rmin$ 法を拡張した非線形解析手法を用いた。この方法は、各増分段階で要素変位は微小であるとして線形計算し、その増分段階で要素境界面のばねの材料特性が変化しなくなるまで繰り返し計算を行い、材料特性が変化しなくなれば次の増分段階に進み、所定の荷重および強制変位まで計算を行うものである。各増分段階での繰り返し計算とは、各要素境界面で応力およびひずみの材料特性が変化する増分率 r を求め、増分率 r が最小となった要素境界面のばね定数を変化させて計算を繰り返すものである。

今回の解析では、載荷時は変位増分法を用い、各増分強制変位量は 0.05mm とした。除荷時は荷重増分法を用い、各増分荷重は載荷時で得られた最終荷重値の $1/10$ の値とし、10回の増分計算を行った。また、軸力の取り扱いとしては、圧縮力 60kN の集中荷重を供試体支持要素に作用させ、初期圧縮応力を計算し、その後載荷および除荷の

表-3 材料定数

コンクリート	ヤング係数 E_c (kN/mm ²)	21.3
	ポアソン比 ν_c	0.2
	圧縮強度 F_c (MPa)	35.9
	引張強度 F_t (MPa)	3.11
	粘着力 C (MPa)	4.95
鉄筋	内部摩擦角 ϕ (deg.)	37.0
	ヤング係数 E_s (kN/mm ²)	202.0
	ポアソン比 ν_s	0.3
	降伏強度 F_y (MPa)	344.1
	ひずみ硬化点 ε_h (%)	1.5
	塑性接線係数 E_{sh} (kN/mm ²)	1.59

表-4 鉄筋降伏荷重および最大耐力

供試体名	鉄筋降伏荷重 (kN)	最大耐力 (kN)
CSN0	46.7	52.4
CSN4	68.3	69.5
CRN0	46.2	51.4
CRN4	64.6	66.0
CAN0	44.6	45.4
CAN4	64.6	65.2

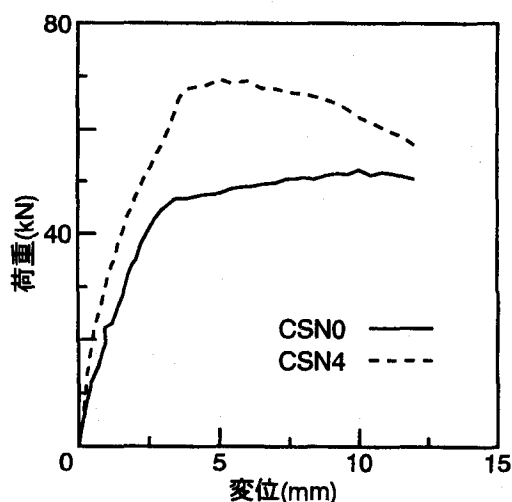


図-9 荷重-変位関係 (単調載荷)

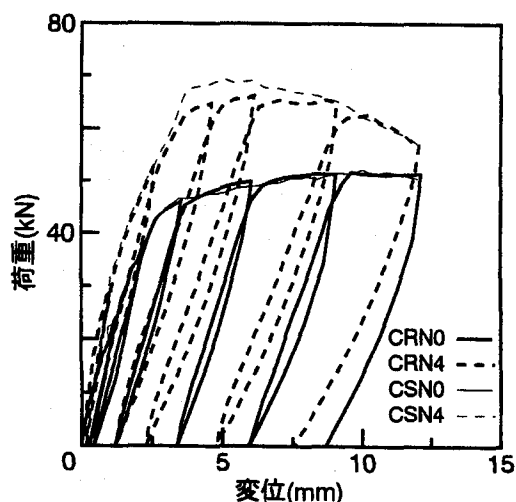


図-10 荷重-変位関係 (片振り載荷)

解析を行った。なお、供試体の鉛直変形により軸力作用軸が変化し、それにより曲げモーメントが発生するが今回の解析では考慮していない。

解析で使用したコンクリートおよび鉄筋の材料定数は、材料試験の結果から得られた値を用いているが、その値を表-3に示す。

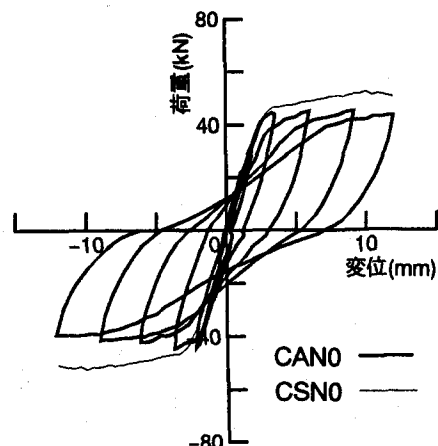


図-11(a) 荷重-変位関係 (供試体CAN0)

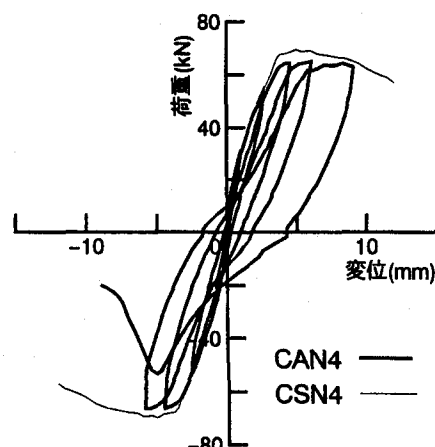


図-11(b) 荷重-変位関係 (供試体CAN4)

4.2 実験結果と考察

(1) 耐力および変形性能

各載荷実験の荷重-支間中央の変位の関係を図-9、図-10および図-11(a)、(b)に示す。また、表-4には各載荷実験の鉄筋降伏荷重と最大耐力を示す。なお、図-10および図-11には比較のために単調載荷の荷重-変位関係も示してあるが、図-11に示した負載荷時の単調載荷の結果は原点に関して点対称に示したものである。

図-9に示した単調載荷の荷重-変位関係では、軸力ありの供試体CSN4の方が軸力なしの供試体CSN0に比べて、

最大耐力が約30%上昇していることがわかる。しかし、供試体CSN0が最大耐力を維持しながら変位が増加しているのに対し、供試体CSN4は最大耐力に達した時点から急激に耐力が低下しており、塑性変形能に関しては劣っているといえる。ここに塑性変形能とは、最大耐力の80%を下回らない限界変位で評価するものである。

図-10に示した片振り繰り返し载荷の荷重-変位関係では、軸力なしの供試体CRN0は最終ループにおいても最大耐力をほぼ維持しているのに対し、軸力ありの供試体CRN4は耐力の低下が見られるのがわかる。また、除荷時の残留変形に注目すると、4ループ目以降では供試体CRN4の方が1mm程度小さく、軸力による影響が現れている。なお、それぞれの包絡線が単調载荷の結果とほぼ一致するのが確認できる。

図-11(a), (b)に示した正負交番载荷の荷重-変位関係では、片振り繰り返し载荷の結果と同様で、軸力ありの供試体CAN4は耐力の低下が見られている。また、供試体CAN4を単調载荷の結果と比較すると、単調载荷では耐力を下げながらも変位12mmに達するのに対し、正負交番繰り返し载荷では変位9mmの5ループ目で耐力が著しく低下している。つまり、正負交番繰り返し荷重を受ける場合は、単調荷重を受ける場合に比べて供試体の塑性変形能が低下すると言える。次に、エネルギー吸収能力または減衰性を表す指標として用いられる等価粘性減衰定数 h_{eq} で比較すると、軸力なしの供試体CAN0は $h_{eq}=0.18\sim0.24$ の値を示すのに対し、軸力ありの供試体CAN4は $h_{eq}=0.11\sim0.18$ と小さい値になる。

(2) 破壊状況

図-12および図-13に片振り繰り返し载荷と正負交番繰り返し载荷の破壊状況を示す。図-12に示した片振り繰り返し载荷の破壊状況は、両供試体とも引張側鉄筋の降伏後のせん断破壊を示しているが、軸力ありの供試体CRN4では、斜め引張りひび割れ上方での圧縮側コンクリートの圧壊による割裂が顕著である。これは、軸力によって圧縮縁へのひび割れの進展が抑制されているためと考えられる。このことは、図-14に示した荷重-圧縮側コンクリートひずみ関係から理解できる。軸力なしの供試体CRN0では約40kNでひび割れが圧縮側コンクリートに到達しているため、コンクリートひずみは圧縮から引張に変化しているのに対し、軸力ありの供試体CRN4ではひび割れが圧縮側コンクリートに到達する前に圧縮破壊が生じているため、コンクリートひずみは圧縮側で徐々に増加している。

図-13に示した正負交番繰り返し载荷では、ひび割れが1ループ目で供試体中央で貫通してしまい、鉄筋降伏時の3ループ目では発達した斜め引張りひび割れが供試体腹部においてX字状に交差し、最終的にはせん断破壊により耐力が低下した。また、軸力による破壊状況の差は見られない。

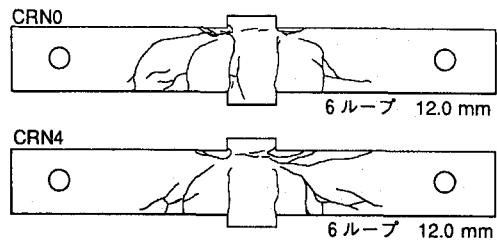


図-12 破壊状況 (片振り载荷)

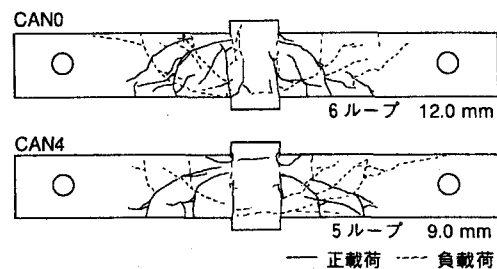


図-13 破壊状況 (正負交番载荷)

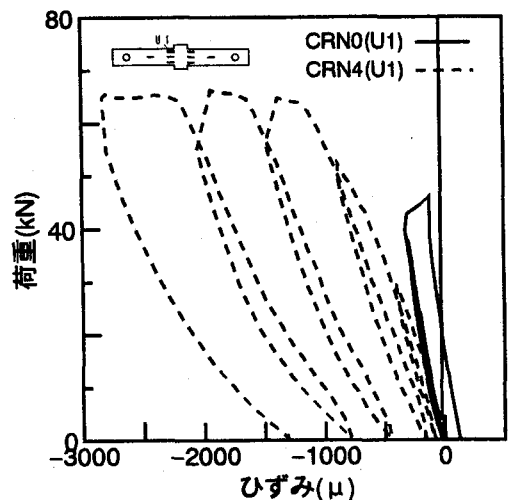


図-14 荷重-コンクリートひずみ関係

4. 3 解析結果と考察

各载荷の荷重-変位関係の解析結果を図-15, 図-16(a), (b)および図-17(a), (b)に示す。

図-15に示した単調载荷の解析結果では、軸力なし供試体CSN0については、最大耐力および変形とも実験結果とほぼ一致している。しかし、軸力あり供試体CSN4については、鉄筋降伏前までの変形はほぼ一致しているが最大耐力および最大耐力後の変形に相違が見られる。解析結果において包絡線が大きく変化するのは、鉄筋の降伏によるものであり、解析結果では実験結果より低い荷重で降伏したため、最大耐力が低くなった。その原因としては、軸力による初期応力の計算においてコンクリートおよび鉄筋要素の局所的な応力分布に実験とは相違があ

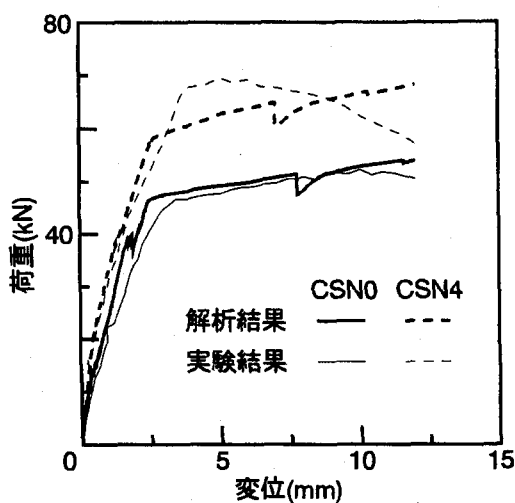


図-15 荷重-変位関係 (単調載荷)

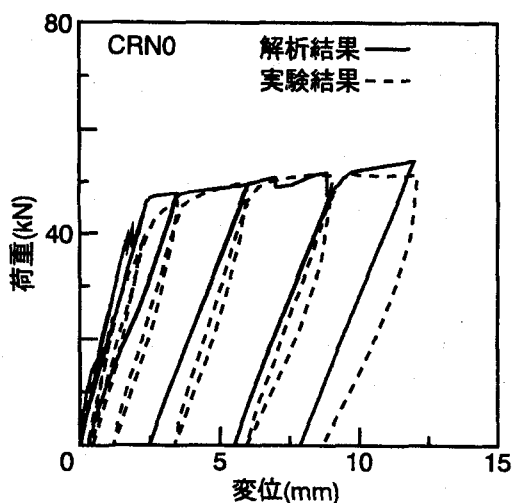


図-16(a) 荷重-変位関係 (供試体CRN0)

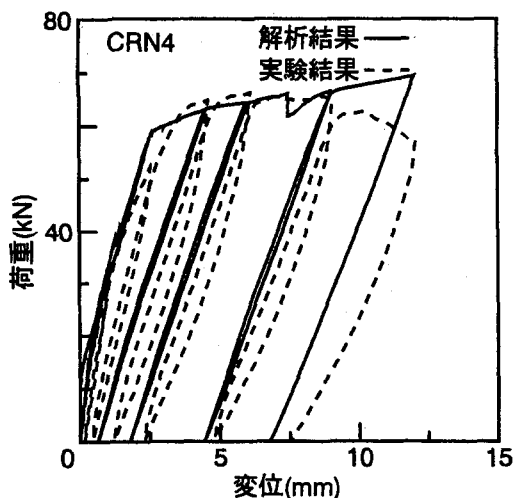


図-16(b) 荷重-変位関係 (供試体CRN4)

り、その要素のコンクリートのひび割れによる剛性低下やその影響により鉄筋のひずみの増加を促したことや、解析においては軸力作用軸の変化によるモーメントを考

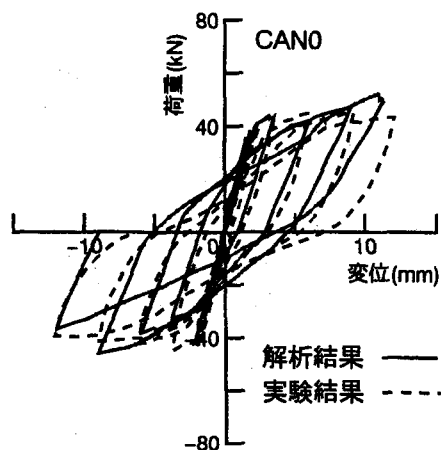


図-17(a) 荷重-変位関係 (供試体CAN0)

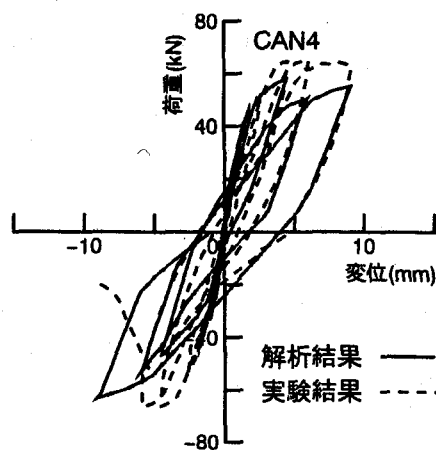


図-17(b) 荷重-変位関係 (供試体CAN4)

慮していないためなどが考えられる。なお、解析結果において変位7mm~8mm付近で変形が急変しているが、供試体中央加力部の引張側にひび割れが発生し、それによる剛性低下および引張応力の解放の影響である。

図-16に示した片振り繰り返し載荷の解析結果では、両供試体とも最大耐力、鉄筋降伏後の変形および再載荷時の勾配については実験結果とほぼ一致している。しかし、除荷時の残留変形および除荷時の勾配については相違が見られる。また、図-16(b)に示した軸力ありの供試体CRN4の解析結果では、単調載荷の解析結果同様6ループ目の耐力低下を示していない。軸力がある場合は、圧縮側の破壊が顕著に見られる破壊形態を示したことを考えると、解析においてはコンクリートの圧縮特性の修正やソフトニングに関する圧縮-引張履歴に關した新たな特性の導入等について今後検討する必要がある。

図-17(a)に示した正負交番繰り返し載荷の軸力なしの供試体CAN0の解析結果では、5ループまでは実験結果とほぼ一致している。しかし、最終ループは最大荷重およびループ形状とも実験結果と相違が見られる。また、実

験結果ではループ形状が紡錘型の形状からゆるやかな逆S字型の形状に変化するのに対し、解析結果は紡錘型の形状をしている。このことは、ひび割れ面の再接触に大きく関係するので、今後ひび割れ面の再接触判定の検討が必要である。図-17(b)に示した軸力ありの供試体CAN4の解析結果では、最大荷重が実験結果より小さくなっている。ループ形状については負荷荷重では多少の相違が見られるが正荷重ではほぼ実験結果と一致している。

以上に示した解析結果と実験結果との比較から判断すると、コンクリートのひび割れ面の再接触や圧縮特性等の検討が更に必要であるが、剛体-ばねモデルを適用することで、繰り返し荷重を受けるRC部材の挙動を解析可能であると考えられる。

5. まとめ

本研究では、軸圧縮力を受けるRC部材に繰り返し曲げが作用した時の変形挙動について実験を行い、軸力の有無による変形能や破壊状況の相違について考察を行った。また、解析的な手法としては剛体-ばねモデルの適用を試み、その妥当性について検討を行った。その結果から、以下のような知見を得ることができた。

(1) 実験では、軸力ありの供試体の最大耐力は軸力なしの供試体の30%程高くなる。しかし、塑性変形能は著しく低下する。また、軸力ありの供試体の破壊状況は、斜め引張ひび割れ上方での圧縮側コンクリートの圧壊による割裂が顕著に見られた。以上より、軸力を受けるRC部材は、コンクリートの圧壊による脆性的な破壊を起こす可能性が高いと考えられる。

(2) 正負交番繰り返し荷重を受けるRC部材は、単調増加荷重もしくは片振り繰り返し荷重を受ける場合と比較して、少ない変形量で耐力が低下する傾向がある。

(3) 剛体-ばねモデルの適用により、繰り返し荷重を受けるRC部材の変形挙動や軸力による塑性変形能の低下を解析的に推定できることが明らかになり、本解析法の妥当性が認められた。今後、更に解析精度を向上させるために、ひび割れ面の再接触判定やコンクリートの圧縮特性に関する検討が必要である。また、軸力については、初期応力としての扱いだけでなく、軸力の作用軸の変化に伴うモーメントの影響についても考慮することにより、軸力の増加に伴う塑性変形能の低下についても定性的に解析可能であると思われる。

最後に、本研究を進めるにあたり多大なご協力を頂いた、金沢大学工学部前川幸次教授ならび榊谷浩助教授と大学院生南部敏行君に心から感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 太田実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集，

No. 292, pp. 65-74, 1979. 12.

- 2) 石橋忠良・吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，No. 390, pp. 57-66, 1988. 2.
- 3) 町田篤彦・陸好宏史・豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，No. 378, pp. 203-212, 1987. 2.
- 4) 尾坂芳夫・鈴木基行・桑澤庄次郎・石橋忠良：静的交番繰返し荷重下でのRC柱の履歴復元力特性に関する研究，土木学会論文集，No. 372, pp. 45-54, 1986. 8.
- 5) 池田尚治・山口隆裕・鶴澤哲史：鉄筋コンクリート柱の地震時挙動と耐震設計の評価，コンクリート工学論文集，2巻1号，pp. 105-113, 1991. 1.
- 6) 幸左賢二・小林和夫・村山八洲雄・吉澤義男：大型RC橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 538, pp. 47-56, 1996. 5.
- 7) 三島徹也・原夏生・前川宏一：交番荷重によるRCひびわれ面でのせん断剛性低下のメカニズム，土木学会論文集，No. 442, pp. 191-200, 1992. 2.
- 8) Kawai, T: New Element Models in Discrete Structural Analysis, 日本造船学会論文集，No. 141, pp. 174-180, 1977. 5.
- 9) 川井忠彦・上田眞稔・竹内則雄・渡辺正明・樋口晴紀・毛井崇博：鉄筋コンクリート構造物の離散化極限解析（その1），生産研究，38巻4号，pp. 181-184, 1986. 4.
- 10) 園田恵一郎・鬼頭宏明・奥谷知明：剛体バネ要素法の合成はりの極限解析に対する適用性について，構造工学における数値解析シンポジウム論文集，12巻，pp. 85-90, 1988. 7.
- 11) 富田充宏・前川幸次・梶川康男：プレキャストPC部材接合部の剛体-ばねモデルによる挙動解析，土木学会論文集，No. 437, pp. 105-113, 1991. 10.
- 12) 川井忠彦・竹内則雄：離散化極限解析プログラミング，培風館，pp. 7-16, 1990. 6.
- 13) 梅原秀哲・田辺忠顕・吉田弥智：鋼材の付着状態を考慮したPCラーメンの履歴挙動に関する研究，土木学会論文集，No. 396, pp. 89-98, 1988. 8.
- 14) 松本公典：RC，PCおよびPRC部材のモーメント-曲率の関係とその応用，土木学会論文報告集，No. 331, pp. 155-165, 1983. 3.
- 15) 竹内則雄・川井忠彦：すべり・接触・引張破壊を考慮した離散化極限解析法について，構造工学における数値解析法シンポジウム論文集，12巻，pp. 311-316, 1988. 7.

(1996年9月6日受付)