

主鉄筋段落としを有するRC橋脚に対する ファイバー要素解析 (せん断/曲げ耐力比が0.50の場合)

栗田裕樹¹・川島一彦²・佐々木智大³

¹ 学生会員 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

² フェロー 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻 (同上)

³ 学生会員 修士(工学) 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (同上)

1. はじめに

1980年以前の技術基準で設計された主鉄筋段落し部を有するRC橋脚では、段落し部で主鉄筋の定着長が不足し、コンクリートの許容せん断応力が過大評価されるため、段落し部を起点としたせん断破壊が起きやすい。主鉄筋段落し部を有する橋脚の破壊形態は、段落し部および基部におけるせん断耐力と曲げ耐力の比によって異なる。特にせん断補強筋がある程度配置されている場合、橋脚基部で曲げ変形が生じ、その後、段落し部のせん断耐力が低下していき、この部分を起点としたせん断破壊が生じる。このため、せん断破壊ではあるが純粋なせん断破壊とは異なる破壊形態となる。

佐々木らは、せん断/曲げ耐力比が0.68の曲げ損傷先行型のせん断破壊モードでは、せん断損傷が顕著になるまでは曲げを対象としたファイバー要素解析でもある程度の精度で履歴特性を解析可能であることを示している¹⁾。

本研究では、東京工業大学で行われたせん断/曲げ耐力比が0.50のRC橋脚模型実験²⁾を対象にファイバー要素解析を実施し、その適応性を検討する。

2. 解析対象

(1) 橋脚模型の特性

ここで対象とするのは、直径400mmの円形断面を有するRC単柱式橋脚模型²⁾である。模型の特性を図-1および表-1に示す。この模型は、E-Defense

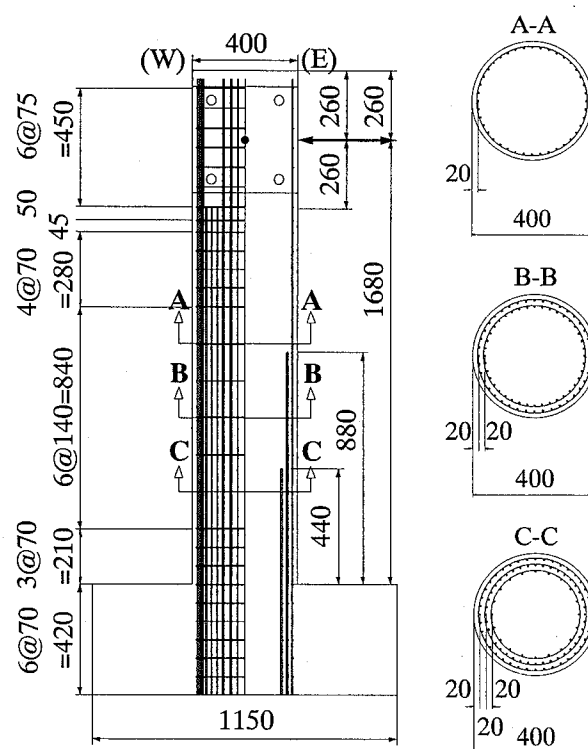


図-1 実験供試体

で計画されている大型RC橋脚模型（以下C1模型と記す）を幾何学的相似率で1/4.5に縮小したものである。基部から水平アクチュエータの載荷点までの高さは1680mm、せん断支間比は4.2であり、せん断/曲げ耐力比 $F_Q/F_F=0.50$ としている。

軸方向鉄筋には径6mmの異形鉄筋(SD345)を、帯鉄筋には径3mmの異形鉄筋(SD295)を使用した。軸方向鉄筋としては、C1模型の基部では径32

表-1 載荷方法および材料特性

Loading Type	Unilateral Pushover	Unilateral Cyclic	Unilateral Hybrid
Concrete Strength	22.4 MPa		26.4 MPa
Young's Modulus of Concrete	25.1 GPa		21.2 GPa
Yield Strength of Longitudinal Bars	382.4 MPa		
Tensile Strength of Longitudinal Bars	524.9 MPa		
Young's Modulus of Longitudinal Bars	190.4 GPa		
Yield Strength of Tie Bars	313.9 MPa		
Tensile Strength of Tie Bars	No Data		
Young's Modulus of Tie Bars	166.7 GPa		

mm の異形鉄筋 (SD345) が 157 mm 間隔で配置されており、軸方向鉄筋比が 2.5 %であることから、模型では鉄筋径を 6 mm とし、軸方向鉄筋比がほぼ 2.5 %となるように軸方向鉄筋を 100 本配置した。

また、C1 模型ではフーチング上面より高さ 1.95 m と 3.95 m の 2 箇所て途中定着されているため、模型橋脚においてはフーチング上面より 440 mm と 880 mm の高さで途中定着した。軸方向鉄筋は、基部から下部段落とし部までは 100 本、下部段落とし部から上部段落とし部までは 80 本、上部段落とし部より上は 40 本を配置した。軸方向鉄筋の降伏強度、引張強度、弾性係数はそれぞれ平均 382.4 MPa、平均 524.9 MPa、平均 190.4 GPa である。帯鉄筋は、C1 模型の基部では径 10 mm の異形鉄筋 (SD345) が使用され、帯鉄筋の体積比が 0.26 %であることから、縮小模型では帯鉄筋径を 3 mm とし、帯鉄筋体積比 ρ_s がほぼ 0.26 %になるようにフーチング上面から 210 mm までは帯鉄筋を 70 mm 間隔で配置した。基部以外も C1 模型との整合を考慮し、フーチング上面より 210 mm～1050 mm では 140 mm 間隔、1050 mm より上は 70 mm 間隔とした。3 供試体とも定着は重ね継ぎ手とし、定着長は鉄筋径の 30 倍とした。引張試験によれば、帯鉄筋の降伏強度および弾性係数はそれぞれ平均 313.9 MPa、平均 166.7 GPa である。なお、引張強度は試験機の制約から測定できなかったが、軸方向鉄筋と同様な特性を有すると考えられる。

コンクリートには普通ポルトランドセメントを使用し、粗骨材の最大粒径は 13 mm とした。スランブは 18 cm、載荷実験前後に行なったテストピースに対する一軸圧縮試験の結果は表-1 に示すとおりである。

(2) 載荷方法

東京工業大学の耐震実験施設を用いて、1 方向のプッシュオーバー載荷、繰り返し載荷、ハイブリッド載荷を各 1 体ずつ行った。

a) 1 方向プッシュオーバー載荷

基部から高さ 1680 mm の位置を水平アクチュエータにより変位制御で 1 方向に載荷した。これとは直交方向にもう 1 本の水平アクチュエータを取り付け、載荷直交方向に模型が倒れないように変位制御した。また、一定軸力 145 kN を鉛直アクチュエータで荷重制御により橋脚上端に作用させた。以下に示す 1 方向繰り返し載荷、1 方向ハイブリッド載荷も同様の条件で行った。

載荷速度は 1 mm/sec とし、損傷状況を確認するため、ドリフト 0.5 % (=8.4 mm) ごとに平均して 10 分間載荷をホールドした。最終的に模型が破壊したドリフト 3.5 %まで載荷した。

b) 1 方向繰り返し載荷

ドリフト 0.5 %を基準に、この整数倍のドリフトで変位制御により繰り返し載荷した。ただし、ドリフト 0.5 %の載荷前に慣らしとしてドリフト 0.1 %の載荷を行った。同一変位の繰り返し回数は 3 回とし、3 回の繰り返しに要する時間を 100 sec とした。載荷は模型が破壊したドリフト 3.0 %まで行った。

c) 1 方向ハイブリッド載荷

桁・橋脚系を、1 方向地震力を受ける 1 質点系としてモデル化し、ハイブリッド載荷を行った。相似率は、長さは S ($=1/4.5$)、時間および応力は 1.0 とした。相似則に基づき質量、加速度の相似率を求めると、ともに 1/4.5 となる。入力地震動としては、図-2 に示す 1995 年兵庫県南部地震において JR 鷹取駅で観測された EW 成分を用い、加速度振幅を 22.2 % ($=1.0/4.5$) に縮小した。

数値積分には Shing らの方法³⁾を用い、さらにア

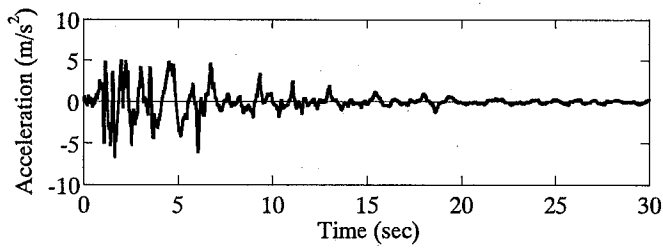


図-2 入力地震動

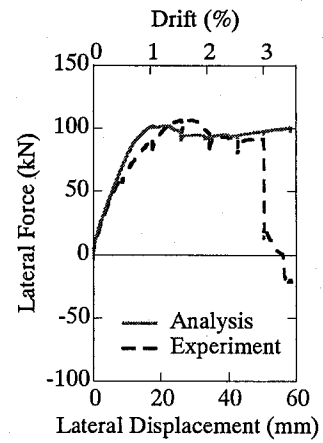


図-3 1方向プッシュオーバー載荷における水平力～水平変位の履歴

表-2 解析モデル (1方向プッシュオーバー載荷, $l_{ub}=l_d$ (=206 mm) の場合)

	節点座標 (m)	要素長 (m)	軸方向鉄筋		帯鉄筋																	
			本数	面積比 (%)	間隔			体積比 (%)														
					1 段目	2 段目	3 段目															
区間 1	0.000	0.200	100	2.5	70	140	140	0.26														
	0.200	0.010																				
区間 2	0.210	0.024	80	2.0	140		140	0.20														
	0.234	0.200																				
区間 3	0.434	0.006							40	1.0	70	-	0.13									
	0.440	0.200																				
区間 4	0.640	0.034	40	1.0	70	-	0.13															
	0.674	0.200																				
区間 5	0.874	0.006						40						1.0	70	-	0.13					
	0.880	0.170																				
区間 6	1.050	0.200																40	1.0	70	-	0.13
	1.250	0.200																				
区間 7	1.450	0.200																				
	1.650	0.030																				
	1.680																					

期剛性には、1 方向繰り返し載荷実験で最初に行った慣らし載荷によって得られた荷重～変位関係より、これを線形近似して得られた剛性 (11 kN/mm) を使用した。また、減衰定数は 2 %, 積分時間間隔は 0.02 秒とした。

3. 解析モデルおよび解析対象

解析は、汎用構造解析プログラム TDAPIII に独自の材料非線形特性を組み込んで行った。表-2 に 1

方向プッシュオーバー載荷した供試体の解析モデルを示す。主鉄筋段落とし部における鉄筋の付着切れの影響を解析で考慮するため、解析では、実際の段落とし位置からある長さ l_{ub} だけ下方で段落としされていると仮定することとした。付着切れ長 l_{ub} としては、道路橋示方書に基づく次式の定着長 l_d を参考に、 $l_{ub}=l_d$, $l_d/2$, 0 の 3 種類に変化させることとした。

$$l_d = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \phi \quad (1)$$

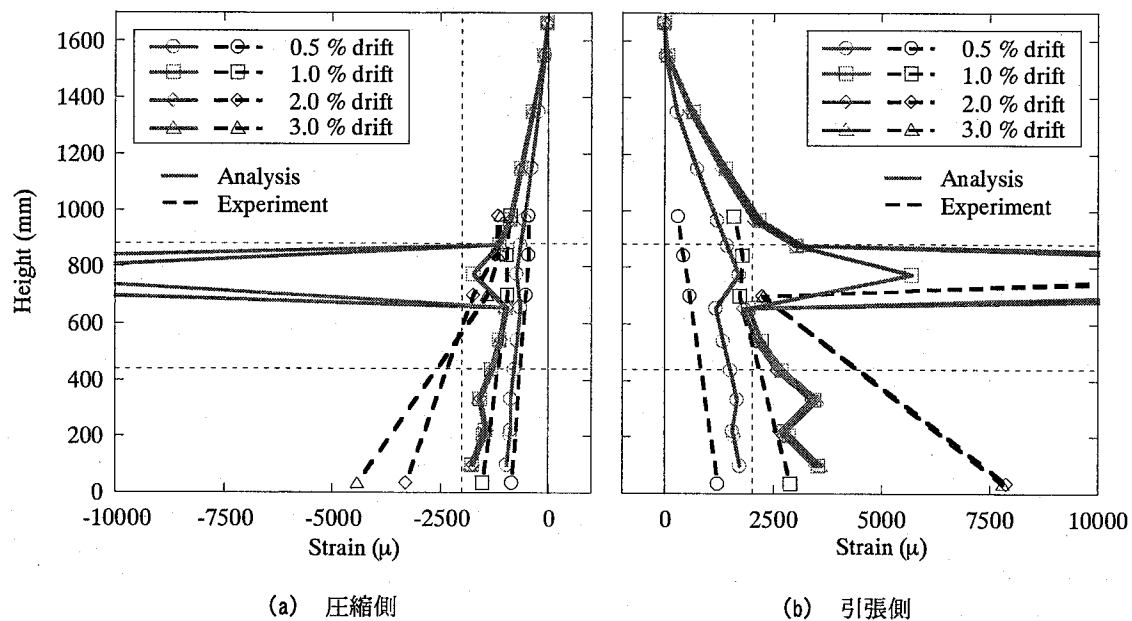


図-4 1方向プッシュオーバー載荷における軸方向鉄筋のひずみ
(載荷方向の最外縁位置, $l_{ub}=l_d$ (=206 mm) とした場合)

ここで, σ_{sa} は鉄筋の許容引張応力度, τ_{sa} はコンクリートの許容付着応力度, ϕ は軸方向鉄筋の直径である. 式(1)より定着長 l_d を求めると, 183 mm ~ 206 mm となる.

対象橋脚では軸方向鉄筋の本数, 帯鉄筋の間隔は表-2 に示すように高さ方向に変化しているため, 7 区間に分けて橋脚をファイバー要素でモデル化した. 1 個のファイバー要素の高さが道路橋示方書に規定される塑性ヒンジ長 ($0.5D=200$ mm) を超えないようにすることとし, これを超える場合には基部に近いほうから 200 mm ずつに分割した.

ファイバー要素解析では, コンクリートおよび鉄筋の非線形特性を正しく与える必要がある. コンクリートの応力~ひずみ構成則として, 包絡線には Hoshikuma らによる提案式⁵⁾を, 除荷・再載荷履歴には堺らの履歴モデル⁶⁾を用いた. 軸方向鉄筋の応力~ひずみ構成則としては, Bauschinger 効果を考慮した Menegotto-Pinto モデル⁷⁾を用いた. ただし, これらを小振幅で除荷・再載荷を行っても応力を過大評価しないよう, 堺・川島らが修正した履歴モデル⁸⁾を使用した.

4. 解析結果

(1) 1方向プッシュオーバー載荷

図-3 は水平力~水平変位の履歴をファイバー要

素解析で求め, これを実験値と比較した結果である. 実験では, 水平力はドリフト 1.7 %のときに最大 107 kN となり, その後わずかに低下するが, ドリフト 2.0~3.0 %ではほぼ同程度の値を保つ. 解析では, 水平力はドリフト 1.3 %のときに最大 103 kN となり, ドリフト 1.5 %以降はほぼ一定となる. ドリフト 0.4 %以降, 解析よりも実験の方が剛性が低く, 最大耐力となるドリフトも 0.4 %大きい. ドリフト 3.0 %までは実験とある程度よく似た特性を示す. その後, 実験ではドリフト 3.0 %付近から急速に耐力が低下する. これは, 損傷の進展によりせん断耐力が低下して曲げ耐力を下回ったためである. 解析ではせん断耐力低下の影響を取り入れていないため, ドリフト 3.0 %以降は実験結果を再現できない.

図-4 に実験により得られた軸方向鉄筋のひずみの分布を解析結果と比較して示す. これは, $l_{ub}=l_d$ (=206 mm) とした場合の結果である. 圧縮側最外縁位置における軸方向鉄筋のひずみは, 実験では橋脚基部で大きくなり, 段落とし位置では大きくなる. これに対して解析では, ドリフト 1.0 %以降になると, 計算上の上部段落とし位置にひずみが集中し, 基部~600 mm の高さでは実測値に比較して小さなひずみしか生じない. 一方, 引張側最外縁位置における軸方向鉄筋のひずみは, 実験では上部段落とし位置 (基部から 880 mm) で大きくなるのに対して, 解析ではこの位置から 100 mm 程度下方で大きくなる.

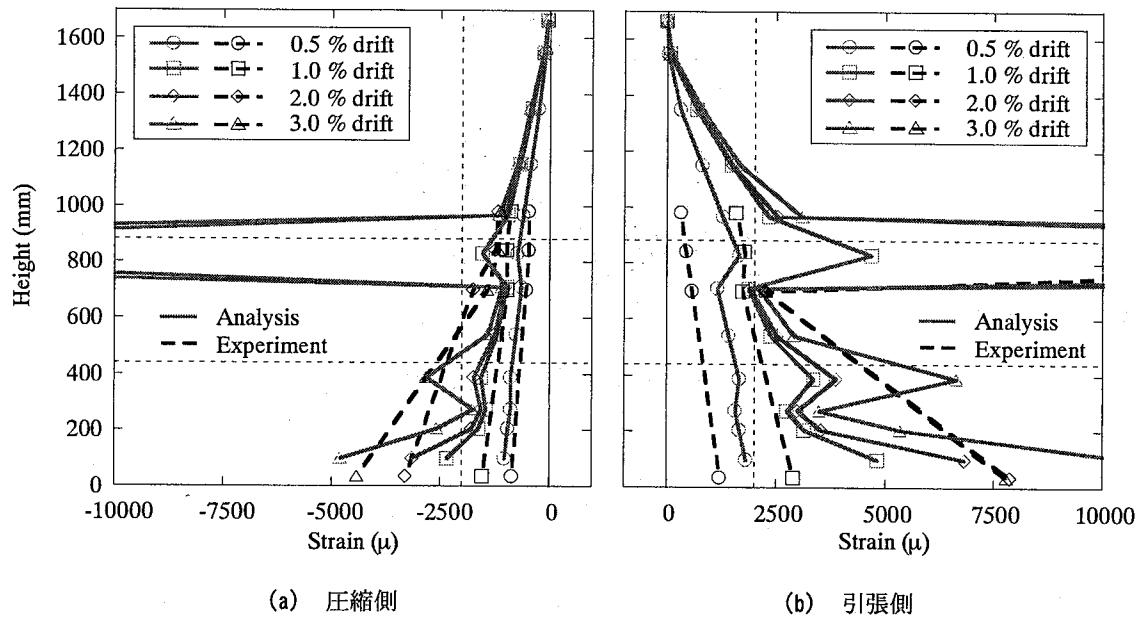


図-5 1方向プッシュオーバー載荷における軸方向鉄筋のひずみ
(載荷方向の最外縁位置, $l_{ub}=l_d/2$ (=103 mm) とした場合)

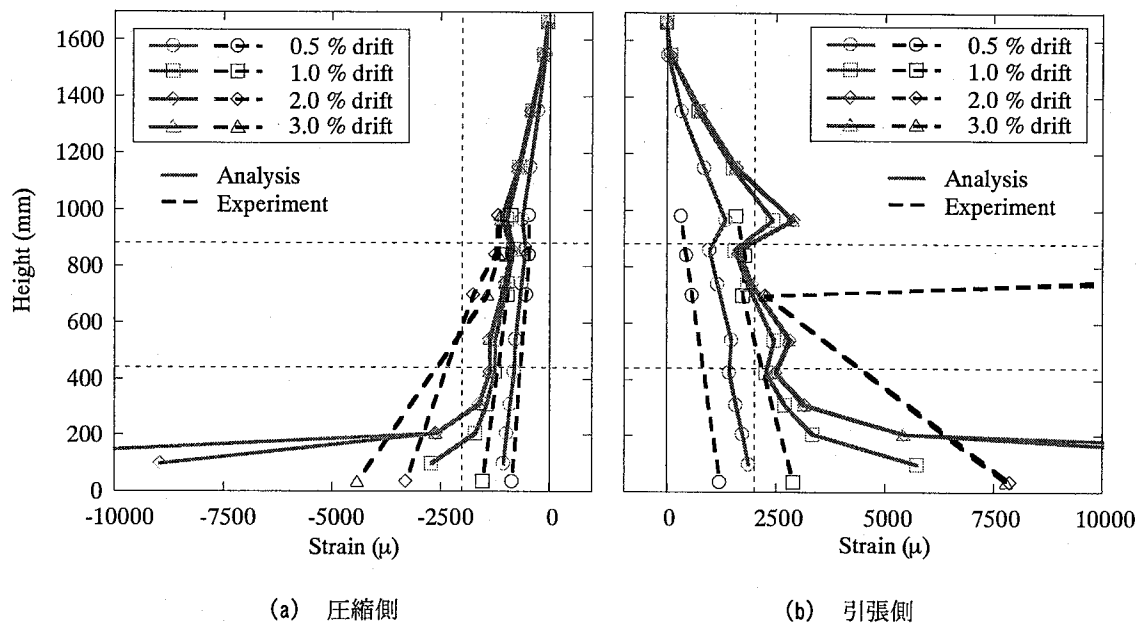


図-6 1方向プッシュオーバー載荷における軸方向鉄筋のひずみ
(載荷方向の最外縁位置, $l_{ub}=0$ とした場合)

このため, $l_{ub}=l_d/2$ (=103 mm) および 0 とした場合についても解析を行った. この結果を図-5, 6 に示す. これによれば, $l_{ub}=l_d/2$ とした場合には, 軸方向鉄筋ひずみが最大となる高さについては $l_{ub}=l_d$ とした場合よりも実験結果との一致度が向上する. しかし, 圧縮側では解析において依然として上部段落とし部付近で軸方向鉄筋にひずみが集中す

る.

これに対して, $l_{ub}=0$ とした場合には, 上部段落とし部付近で軸方向鉄筋にひずみが集中することはなくなったが, 下部段落とし部付近においても実験に比較して軸方向鉄筋ひずみが小さくなった.

以上の結果からわかるように, 付着切れとしてどの程度の長さを見込むかは, 解析による軸方向鉄筋

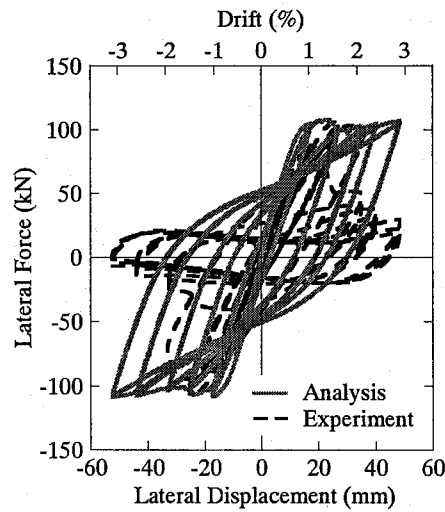


図-7 1方向繰り返し載荷における水平力～水平変位の履歴

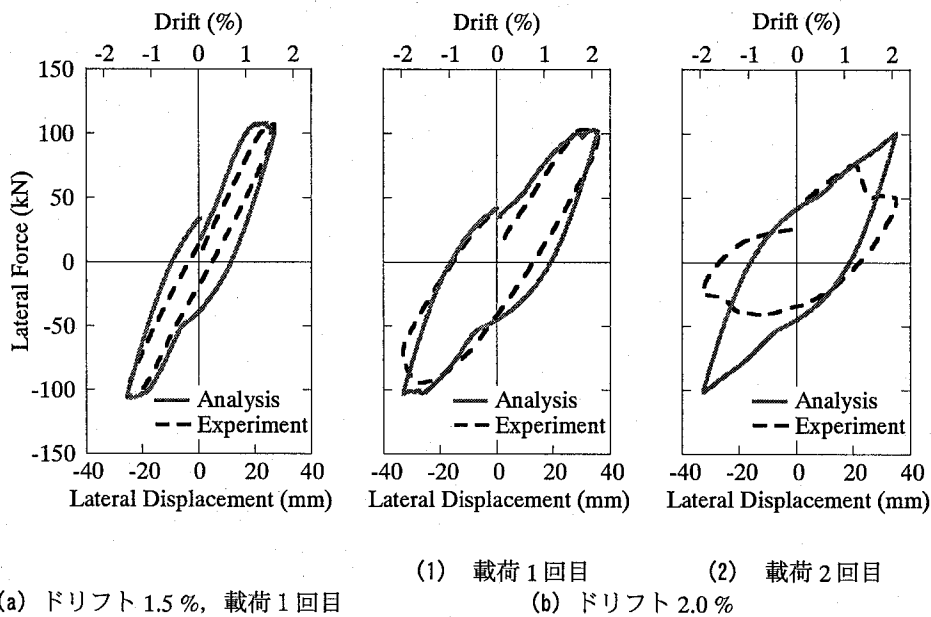


図-8 1方向繰り返し載荷の各載荷ドリフトにおける履歴

ひずみに大きな影響を与える。

(2) 1方向繰り返し載荷

水平力～水平変位の履歴をファイバー要素解析で求め、これを実験値と比較した結果を図-7, 8 に示す。ここでは、 $l_{nb} = l_d/2$ としている。解析による水平力～水平変位の履歴は、ドリフト 2.0 %の1回目の載荷までは実験結果をよく再現する。ドリフト 2.0 %の2回目の載荷になると、実験では水平力が急速に低下し始めるが、解析ではこれを再現できない。これは、ドリフト 1.5 %での載荷で生じ始めた斜めせん断ひび割れが進展し、ドリフト 2.0 %載荷

の2回目で斜めせん断破壊に至ったためである。

図-9 に載荷方向の最外縁位置に相当する軸方向鉄筋の各載荷ドリフトにおける最大軸ひずみの高さ方向分布を示す。実験では上部段落とし位置（基部から 880 mm）を中心に軸方向鉄筋のひずみが大きくなり、この点においては解析によっても同様の結果が得られる。

(3) 1方向ハイブリット載荷

ハイブリット載荷による荷重載荷点における橋脚の応答変位および水平力～水平変位の履歴を図-10, 11 に示す。ここでは、 $l_{nb} = l_d/2$ とした場合の結果

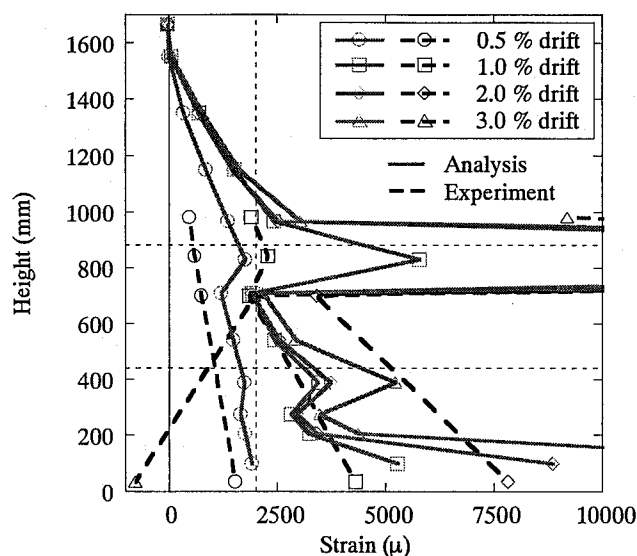


図-9 1方向繰り返し載荷における軸方向鉄筋ひずみの最大値の高さ方向分布（載荷方向の最外縁位置）

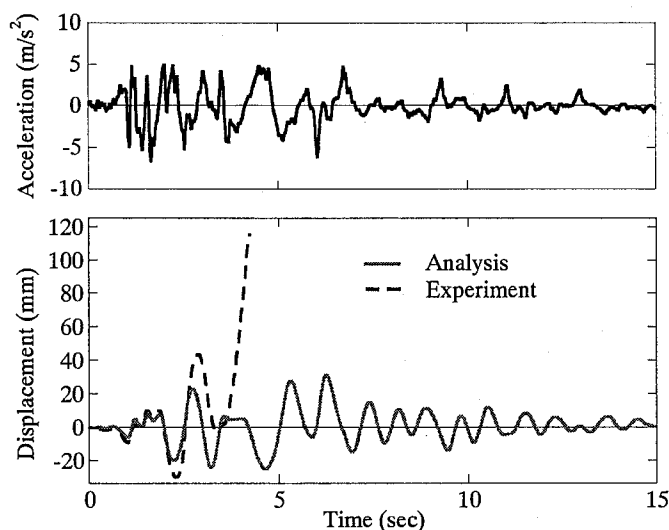


図-10 1方向ハイブリッド載荷した場合の入力地震動と応答変位

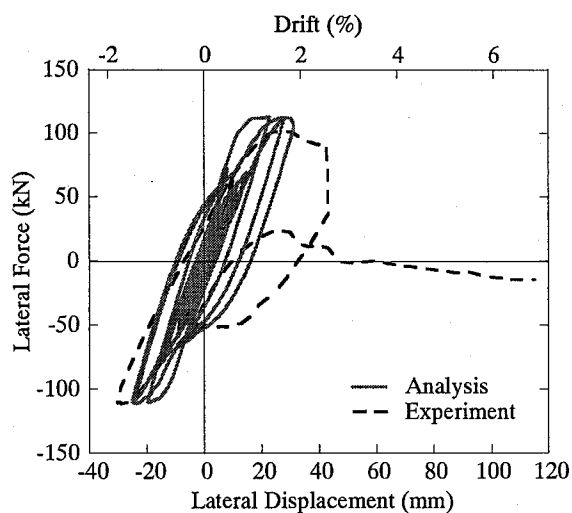


図-11 1方向ハイブリッド載荷における水平力～水平変位の履歴

を示している。解析上の応答変位は、2秒付近までは実験結果をよく再現している。これは、実験では、2秒付近までは応答変位はドリフト1%以下であり、せん断ひび割れが生じていないためと考えられる。その後、実験では2.2秒でせん断ひび割れが生じ始め、一側、+側両方向に大きく変位するが、これ以降では解析による再現はできない。

5. 結論

主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚の曲げせん断破壊に対するファイバー要素解析の適用性を検討するため、主鉄筋段落とし部を有するRC橋脚の模型載荷実験をファイバー要素法を用いて解析した。本研究より得られた結論をまとめると、以下のようになる。

1. 1方向プッシュオーバー載荷した場合、橋脚のせん断ひび割れが急速に進展するドリフト3.0%まではファイバー要素解析による水平力～水平変位の履歴は実験をある程度再現する。これは、実験においてドリフト3.0%までは曲げによる損傷が進展

するためと考えられる。ドリフト 3.0 %以降は、せん断耐力低下に伴ってせん断変形が卓越するため、せん断破壊特性を考慮していないファイバー要素解析では実験結果を再現できない。

2. 1 方向繰り返し載荷した場合は、ドリフト 2.0 %程度までファイバー要素解析によってよく再現する。

3. 1 方向ハイブリッド載荷した場合、載荷開始 2 秒付近までファイバー要素解析で求めた供試体の応答変位は実験値とよく一致するが、以降せん断ひび割れが生じ始めると応答変位は一致しなくなる。

4. 軸方向鉄筋の高さ方向のひずみ分布は、付着切れの取り方によって敏感に変化する。限られたケースであるが、今回の解析では $l_{ub} = l_d/2$ とした場合に軸方向鉄筋のひずみが集中する位置をうまく解析で再現できた場合もあった。今後、付着切れの長さ l_{ub} の取り方について、さらに検討を必要とする。

参考文献

- 1) 佐々木智大, 川島一彦: 主鉄筋段落とし部を有する RC 橋脚のファイバー要素解析, 土木学会地震工学論文集, pp. 981-988, 2007.
- 2) 栗田裕樹, 佐々木智大, 川島一彦, 渡邊学歩, 右近大道, 梶原浩一: 主鉄筋段落としを有する RC 橋脚の破壊特性, 第 10 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造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. 43-50, 2007.
- 3) Shing, P. B., Vannan, M. T. and Cater, E.: Implicit Time Integration for Pseudodynamics Tests, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20, pp. 551-576, 1991.
- 4) 永田聖二, 渡邊学歩, 川島一彦: 3 次元ハイブリッド載荷実験におけるアクチュエータによる P- Δ 効果の補正法, 土木学会論文集, No. 801/I-73, pp. 197-212, 2005.
- 5) Hoshikuma, J., Kawashima, K. and Taylor, A. W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, 1997.
- 6) 堺淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度～ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No. 654/I-52, 2000.
- 7) Menegotto, M. and Pinto, P. E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Force and Bending, Proc. IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, pp. 15-22, 1973.
- 8) 堺淳一, 川島一彦: 部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案, 土木学会論文集, No. 738/I-64, pp. 159-169, 2003.