

高強度鉄筋を使用した RC 橋脚の限界状態に関する解析手法の検討

国土技術政策総合研究所 正会員 ○正木 守
 国土技術政策総合研究所 正会員 星隈 順一
 土木研究所 正会員 玉越 隆史
 国土技術政策総合研究所 白戸 真大
 国土技術政策総合研究所 河野 晴彦

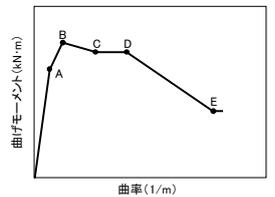
1. はじめに

RC 構造の耐震設計に用いる構造解析モデルは、実験結果と構造解析結果をキャリブレーションすることで提案、検証されるが、その検証方法は様々な着眼点がある。たとえば、土木学会コンクリート標準示方書では、断面内コンクリートの応力-ひずみ関係の除荷剛性の平均的な低下度を求めた上で、それと部材の損傷度を関係づける考え方が示されている。他方、道路橋橋脚の地震時保有水平耐力法にて用いるモーメント(M)・曲率関係(ϕ)では設計上の終局耐力並びに変位の推定に着目しており、着目する終局状態が再現されるように M- ϕ 関係の評価に必要なコンクリートの応力-ひずみ関係や終局ひずみが逆算的にキャリブレーションされている。本検討は、後者と同じ方法論にて、耐震設計上着目する損傷過程を多段化し、部材の限界状態をより細かく設定できるような M- ϕ 関係を検討した。

2. 提案構造解析モデル

本検討で提案する構造解析モデル M- ϕ モデル (以下、提案モデル) は、特に地震後の損傷度の判定にも将来的に関連づけられるように、部材の損傷過程を特徴づける損傷状態をできるだけ直接的に反映しようとするものである。具体的には図-1 の点 A~E で定義する損傷過程の(M, ϕ)をそれぞれ算出し、多段の折れ線にて表すモデルとした。M- ϕ 関係を算出するためのコンクリートと鉄筋の応力-ひずみ関係 (図-2) も、点 A~E の状態を捉えられるように工夫した。

RC 構造では、コンクリートの有効断面の損傷度が健全性に影響する。本検討では、M- ϕ 関係上の点 C~E の損傷に対応するコンクリート有効断面等を直接的に再現出来るような M- ϕ 関係の算出法 (図-3) を考えた。点 C のかぶりコンクリート剥落時とは、圧縮鉄筋位置でコアコンクリートがピーク圧縮応力度を發揮し、かぶりコンクリートは存在しない状態の圧縮応力度分布をモデル化した。点 D のコアコンクリートの損傷開始時は、点 C にて圧縮ひずみが 2000μ となった位置でコアコンクリートがピーク圧縮強度を發揮し、圧縮鉄筋位置にて応力度が 0 であるように圧縮応力分布をモデル化した。点 E も点 D と同様の圧縮応力度分布のモデル化を行った。ここに、 2000μ は等価応力ブロックの考え方も参考に、試みとして設定したものである。なお、鉄筋は、圧縮側でははらみ出しを考慮するものとした。引張側は弾完全塑性バイリニアでモデル化し、鉄筋の破断ひずみは、別途実施した低サイクル疲労試験の結果から 60000μ とした。ただし、鉄筋の強度に応じて二次剛性を変えたり、破断ひずみを変えたりということまでは今回は行っていない。



A 鉄筋初降伏時
 B 最大水平力時 (かぶりコンクリートの圧縮線の応力度最大時)
 C かぶりコンクリート剥落時
 D コアコンクリートの損傷開始時 (コアコンクリートの圧縮開始時)
 E 軸方向引張鉄筋破断時

図-1 提案モデルの損傷過程の定義

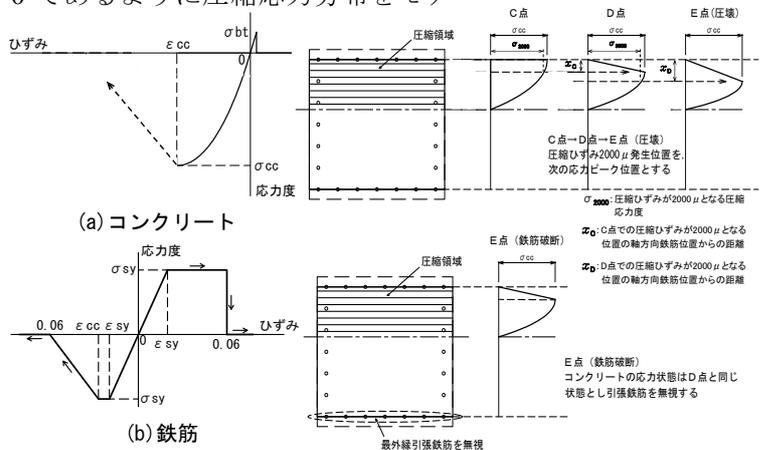


図-2 応力-ひずみ関係

図-3 点 C~E の応力ブロック

キーワード 高強度鉄筋, M- ϕ モデル, 損傷過程, 圧縮応力度分布, 軸圧縮応力度

連絡先 〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地 国土技術政策総合研究所 橋梁研究室 TEL: 029-864-4919

3. 解析対象とする交番载荷実験の概要

高強度の軸方向鉄筋 (SD490 及び USD685) を用いた道路橋の単柱式鉄筋コンクリート橋脚の縮小モデルを用いた正負交番载荷実験を実施し、解析対象とした。供試体諸元を表-1 及び図-4 に示す。交番载荷実験方法は、軸方向鉄筋の降伏時の水平変位を基準変位 (δ_y) として、载荷変位を $\pm n \delta_y$ ($n=1, 2, 3, \dots$) とした変位振幅を各 3 サイクルずつ与える方法とした。旧来の低鉄筋・大断面橋脚と異なり、高強度鉄筋を用い、軸圧縮応力度の比較的高い状態で設計される RC 構造では荷重変位関係が弾完全塑性型とは異なってくると考えられ、提案モデルの検証に適すると思われる。

4. 検討結果

水平力-変位関係と提案モデルで定義した点 B~E について、実験結果と計算結果を比較した結果を図-5 に示す。実験値は実験で得られた水平力-水平変位関係の履歴ループの包絡線で表し、点 B~E も実験で確認されたタイミングを水平力-変位曲線上にプロットした。なお、実験ではコアコンクリートの損傷のタイミングを目視観察することは難しいが、できるだけ観察した結果を反映するとともに、水平方向鉄筋のフックの外れたりなどの損傷もコアコンクリートの損傷開始時とみなした。それでも供試体 A-2, B-1 では、その状態の発生点を求められなかった。

本検討では、提案 M- ϕ 関係による供試体状態の再現性の有無を、解析値の実験値に対する安全率(実験値/解析値)の数値とばらつきによって判断する。安全率が 1.0 よりも大きく安全側の評価であり、また、ばらつきが一定程度に収まれば再現性は高いと言える。安全率の算出結果を表-2 に示す。提案モデルは、何れの供試体でも各損傷状態、すなわち点 B~E の水平力・水平変位座標をほぼ全ての点で安全側に再現できた。水平変位についての安全率は 0.97~2.66 でありばらつきは供試体によって異なった。軸方向鉄筋に USD685 を使用した B-1 の水平変位の安全率のばらつき (1.38~1.96) は、SD490 を使用した A-1 (0.97~1.22) に比べて大きかった。引張応力を受ける鉄筋降伏後の応力-ひずみ関係のモデル化に工夫が必要な可能性がある。軸圧縮応力度を 1.0N/mm² とした A-1 の水平変位の安全率は 0.97~1.22 であり、1.0 に近い範囲であったが、軸圧縮応力度が 2.5N/mm² の A-2, 3.5N/mm² の A-3 については、軸圧縮応力度が大きくなるほど精度が悪くなるが安全率が大きくなる方向であった。

5. まとめ

以上のように、破壊過程を特徴付ける損傷状態を直接的に評価するにあたって、損傷発生時の水平力や水平変位を危険型(過大側)に評価したり、また水平力が水平変位のどちらか一方を過大・過小評価したりすることはなく、条件によらず水平力、水平変位の両者ともに常に一定の幅で安全側(過小側)に評価できることは、地震時保有水平耐力法による耐震設計にて必要な安全率を設定する際に扱いやすいことが期待される。しかし、白戸ら¹⁾らが指摘しているように、柱基部軸圧縮応力度が特に大きい場合には現状のコンクリートの応力-ひずみ関係そのものの適用性に問題があることも考えられ、適用性については更なる検討が必要と考えられる。

参考文献 1) 白戸 真大, 福井 次郎, 中谷 昌一: ファイバー要素を用いた数値解析による場所打ち杭基礎の変形性能評価, 日本地震工学会論文集 第6巻 第4号, pp.38-54, 2006.11.

表-1 供試体諸元

供試体名	A-1	A-2	A-3	B-1	
断面寸法(mm)	600×600	600×600	600×600	600×600	
柱基部から水平力作用位置までの距離(mm)	3010	3010	3500	3010	
コンクリート設計基準強度(N/mm ²)	40	40	40	40	
軸方向鉄筋(D13)	材質	SD490	SD490	SD490	USD685
	配置間隔	65mm	65mm	47mm	65mm
	一本数	-32本	-32本	-44本	-32本
	配置段数(段)	1	1	1	1
	軸方向鉄筋比(%)	1.13	1.13	1.55	1.13
帯鉄筋(D6)	材質	SD345	SD345	SD345	SD345
	配置間隔(mm)	40	40	40	40
	有効長(mm)	260	260	284	260
	横拘束鉄筋の体積比(%)	1.22	1.22	1.12	1.22
柱基部軸圧縮応力度(N/mm ²)	1.00	2.50	3.50	1.00	
せん断スパン比	5.02	5.02	5.83	5.02	

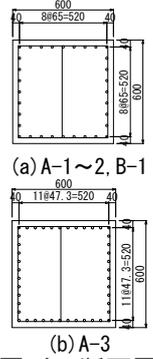


図-4 断面図

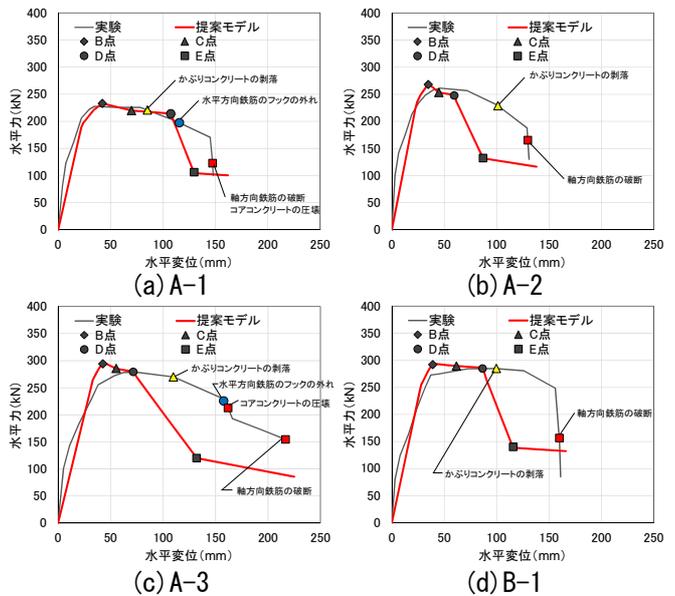


図-5 水平力-水平変位関係

表-2 各損傷状態の実験値に対する安全率

記号	損傷状態	水平力				水平変位				備考
		A-1	A-2	A-3	B-1	A-1	A-2	A-3	B-1	
B	最大水平力時	1.01	1.03	1.07	1.04	0.97	1.33	1.74	1.96	
C	かぶりコンクリート剥離時	1.00	0.90	1.07	0.98	1.22	2.25	2.45	1.62	表示耐震性能3の限界状態に相当
D	コアコンクリートの損傷開始時	0.92	-	0.91	-	1.08	-	2.66	-	水平力低下開始点
E	軸方向引張鉄筋破断時	1.16	1.25	1.17	1.12	1.14	1.49	2.49	1.38	