

静的載荷実験に基づいた実大 RC 梁の耐力評価に関する研究 (その 4) 曲げ降伏型梁部材の $M \sim \phi$ 関係と設計用モデルの提案

長谷川研究室
01412127 日吉 里沙

1. はじめに

RC 構造物の耐震設計において、柱・梁部材の適切な復元力特性のモデル化が重要であることは言うまでもない。そこで、2015 年よりシリーズ研究として、曲げ降伏または脆性破壊が先行する場合の 2 種類の実大 RC 梁を設計・施工して二点載荷実験を行ってきた。まず同題(その 1)では、実験計画と実験結果の概要を示し、RC 梁部材の荷重～変形関係が適切に計測・評価できることを示した¹⁾。つぎに(その 2)と(その 3)では、コンクリート圧縮縁における歪みの計測方法を改良することで、実験から RC 梁断面の曲率 ϕ が精度よく計測・評価できることを示した²⁾。

本報(その 4)では、これらの成果を踏襲して、曲げ降伏型 RC 梁部材のモーメント～曲率関係(以後 $M \sim \phi$ 関係)について設計用モデルを提案し、その妥当性を実験との比較で検証した。

2. 二点載荷実験と実験パラメータ

前報^{1),2)}と同様、曲げ降伏型試験体を制作して二点載荷実験を行った。試験体概要を図 1 に、実験パラメータを表 1 に示す。今回は引張鉄筋比 P_t の異なる 3 ケースについて、曲げ降伏が先行するように、あばら筋比 P_w (=0.238%)が 0.2%以上になるよう設計した。また、実験では(その 2)と(その 3)の成果を踏襲して、コンクリート打設時には高性能 AE 減水剤を使用し、コンクリート圧縮縁のゲージはプリコーティング後に貼付した。なお、表 1 にあるコンクリート圧縮強度 σ_B は実験 1 日前の圧縮強度試験結果で、鉄筋降伏点 σ_y は引張試験結果によるものである。

3. $M \sim \phi$ 関係の設計用モデル

3.1 $M \sim \phi$ 関係のモデル化

曲げ降伏型梁部材の $M \sim \phi$ 関係は、図 2 で示したトリ・リニア型骨格曲線でモデル化した。その各折点の設計式は表 2 で設定した。第 1 折点のひび割れモーメント M_0 は同表(1)式の経験式で設定し、初期

剛性 K_0 は弾性論に基づいて(3)式で設定した。ただし、(1)式の断面係数 Z は全断面コンクリート有効とし、(3)式では等価な I_0 を用いることに注意を要する。つぎに、第 2 折点の降伏モーメント M_y は(2)式の許容応力度設計式とし、割線剛性 K_y は(4)式で設定する。ここで、(4)式の剛性低下率 α_y は、ボックス壁³⁾で用いられる経験式を採用した。なお、第 3 勾配は(5)式のように割線剛性 K_y の 1/100 とした。

3.2 実験との比較検証

実験との比較検証結果を図 3 に示す。ここで、実験値の $M \sim \phi$ 関係は図 1 中の関係式から求めた。また、設計値は(4)式の α_y の修正係数 γ について、 $\gamma = 0, 0.1, 0.3$ の 3 ケースを比較検討した。 $\gamma = 0$ は P_t に依存させない場合で、 $\gamma = 0.3$ はボックス壁で用いられる係数である。比較結果を見ると、いずれの P_t においても、 $\gamma = 0$ では割線剛性 K_y を過小評価し、 $\gamma = 0.3$ では過大評価する。RC 梁部材では $\gamma = 0.1$ 程度とすると実験との整合性が良い。なお、 P_t が小さな同図(b), (c)では、鉄筋の歪み硬化が現れて、終局に近い状態に達しているが、いずれのケースとも降伏点に対する部材塑性率で 4 程度までは、表 2 の提案式で十分な精度が確保されている。

4. まとめ

本報(その 4)では、曲げ降伏型 RC 梁部材の $M \sim \phi$ 関係について設計用モデルを提案し、その妥当性を実験との比較で検証した。その結果、設計では RC 梁部材の $M \sim \phi$ 関係をトリ・リニア型骨格曲線でモデル化し、それらの各折れ点を表 2 で与えるのが実用的であるとの結論を得た。

【参考文献】

- 1) 西芝拓也：本報同題(その 1), 2015 年度ものつくり大学卒業研究梗概集, 127-128, 2016
- 2) 坂本和豊・稲嶺匡大：本報同題(その 2)・(その 3), 2016 年度ものつくり大学卒業研究梗概集, 55-58, 2017
- 3) 社)日本電気協会編：原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG4601), 352-359, 1987

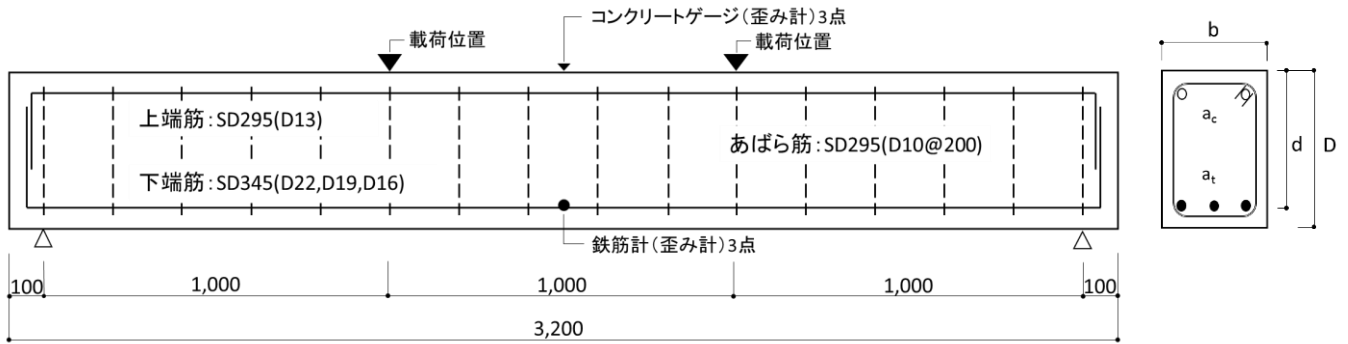


図1：試験体概要

表1：実験パラメータ

名称	記号	試験体		
		A	B	C
幅	b (mm)	300		
せい	D (mm)	450		
有効せい	d (mm)	386	392	393
せん断スパン	a(mm)	1000		
中立軸～鉄筋間距離	y _s (mm)	165		
圧縮鉄筋断面積 (○)	a _c (mm ²)	253.4		
引張鉄筋断面積 (●)	a _t (mm ²)	1161.3	859.59	595.8
引張鉄筋比	P _t (%) 註1)	1.002	0.732	0.501
あばら筋比	P _w (%)	0.238		
コンクリート圧縮強度	σ _B (N/mm ²)	27	31	
鉄筋降伏点	σ _y (N/mm ²)	386	390	397
コンクリートのヤング係数	E _c (N/mm ²) 註2)	2.57×10 ⁴	2.69×10 ⁴	2.69×10 ⁴
ヤング係数比	n 註3)	7.98	7.62	7.62
等価断面2次モーメント	I _e (mm ⁴) 註4)	2.59×10 ⁹	2.51×10 ⁹	2.45×10 ⁹
等価断面係数	Z _e (mm ³) 註5)	1.15×10 ⁷	1.12×10 ⁷	1.09×10 ⁷
断面係数	Z (mm ³) 註5)	10125000		

註1) P_t=a_t/bd 註2) E_c=3.35×10⁴×(σ_B/60)^{1/3}
 註3) n=E_s/E_c, E_s=2.05×10⁵ N/mm² (鉄筋のヤング係数)
 註4) I_e=bd³/12+n(a_t+a_c)y_s² 註5) Z_e=I_e/(D/2), Z=bd²/6

表2：設計用 M~φモデルの提案式

状態	モーメント (M)	剛性 (K)
第1折点	M _c = 0.56 × √σ _B × Z ... (1)	K _c = E _c × I _e ... (3)
第2折点	M _y = a _t × σ _y × j ... (2) j = (7/8) × d	K _y = α _y × K _c ... (4) α _y = 0.15 + γ × P _t × 100
第3勾配	-	K _u = $\frac{1}{100}$ K _y ... (5)

註) (4)式のγ：P_tに応じた修正係数

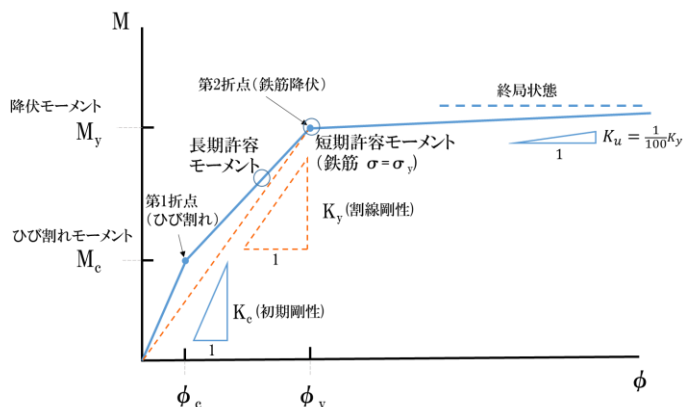
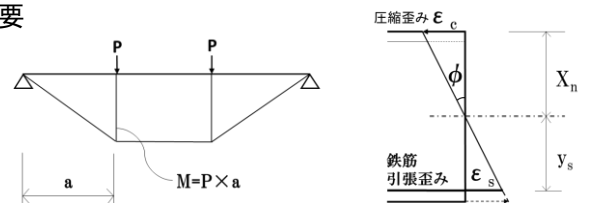


図2：M~φ関係のモデル化(トリ・リニア型骨格曲線)



中立軸距離: $X_n = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} \times d$ 曲率: $\phi = \frac{1}{2} \times \left(\frac{\epsilon_c}{X_n} + \frac{\epsilon_s}{d - X_n} \right)$

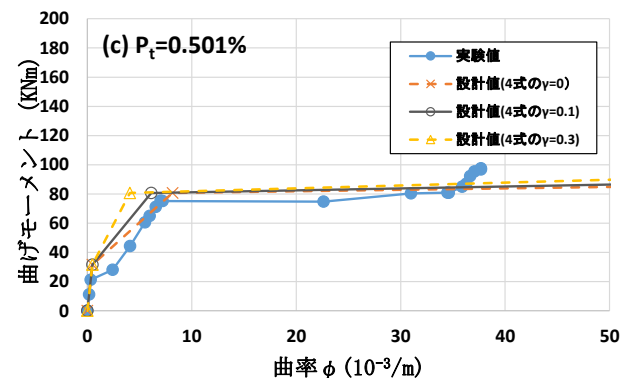
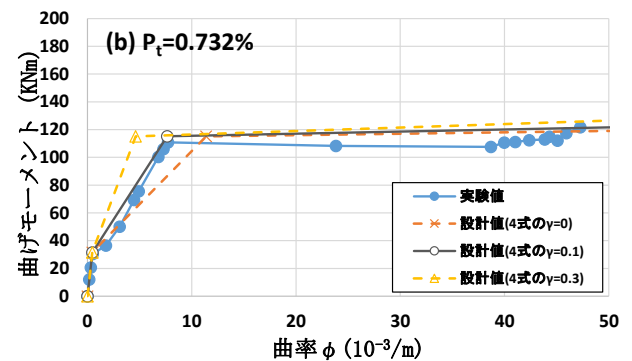
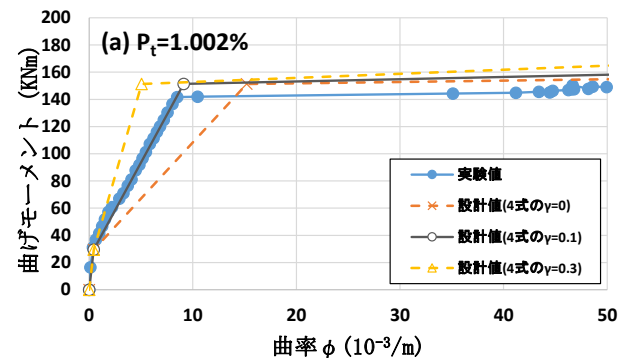


図3：M~φ関係の比較検証結果