

耐震性新鋼材の鉄筋棒鋼を用いた RC 部材の曲げ変形性状に関する一考察

寺井雅和*, 南 宏一*, 吉村博文**, 福本誘士***

A Study of Flexural Behavior of RC Members with Earthquake-Resistant Steel Bars

Masakazu TERAJ*, Koichi MINAMI*, Hirofumi YOSHIMURA** and Yuhshi FUKUMOTO***

ABSTRACT

This paper presents the experimental and the analytical work on flexural behavior of Reinforce Concrete members with earthquake-resistant steel bars that was developed with Center for High-Tech Research Fukuyama University.

Supposing the stress and the strain of RC beam with single reinforcement in the analysis, the P- δ relations and the M- ϕ relations were calculated with changing several parameters of materials.

キーワード：鉄筋コンクリート，耐震性新鋼材，曲げ変形性状

Keywords：Reinforce Concrete, Earthquake-Resistant Steel Bar, Flexural Behavior

1. はじめに

福山大学ハイテク・リサーチ・センターは平成 10 年度に設置され、新しい耐震性鋼材の開発とその構造物への応用を主テーマに、土木・建築・機械系材料の三分野にわたって「大型構造物の耐震性向上」に関する開発研究を行ってきた。

本研究は、機械系材料の分野で開発されている耐震性新鋼材(Fukuyama Low Yield Steel:以下 FLS)¹⁾が鉄筋コンクリート(以下 RC)部材の主筋として用いられたとき、どのような性状を示すのか解析的・実験的に検討したものである。従来の鋼材を使用した RC 部材の一般的な性能とは異なった耐震性を期待しつつ、この FLS の特性としては、どのようなものが適正か、その実用化に向けての基礎資料を得ることを目的とする。

2. 開発に対する基本的考え方²⁾

最近の開発は、産学一体となって行われる動きが活発であるが、その中で大学のような公共性をもって中立的立場にある機関が先導的役割を担う必要がある。また、開発によって社会に送り出されるものは、すべ

てのものが品質、耐久性において信頼性が高くなければ実用化の魅力が薄く問題のあるものとされる。

本研究で開発される FLS においても、脆かったり、施工性が悪かったりするものであってはならない。使用面においては信頼性のきわめて高い材料でなくてはならない。一般の構造物に使用されている鋼材は、結晶構造が体心立方格子 [Body Centered Cubic Lattice: BCC] を有するフェライト(α)系鋼材である。この鋼材は、適度な強度と加工性を有しているため、きわめて有用なものであるが、延性と脆性の両性をもっているため、脆性破壊を起こすことを考慮に入れて使用しなければならない。一方、面心立方格子 [Face Centered Cubic Lattice: FCC] を有するオーステナイト(γ)系鋼は、本質的に延性であり、脆性は起こりにくいいため、構造物のデバイス材のような過酷な条件で使用するのに適した材料であると言える。

3. 開発の現状

構造物の中に局所的に組み込まれる軟質なデバイス材には、軟鋼(SS400 など)より炭素含有量を低目とし

*建築学科 **機械システム工学科 ***建設環境工学科

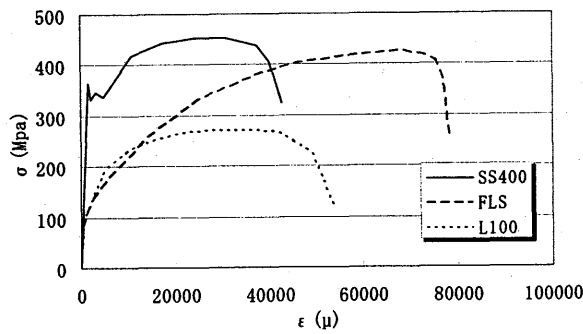


図-1 各種鉄筋の応力度-ひずみ度関係の比較

た低耐力型のBCCのα系極低炭素鋼(耐力100MPa級、以下L100)が既に利用されている。

しかし、前記の通りこのデバイスには高靱性・高延性のFCCのオーステナイ(γ)系鋼が適している。当センターでは、γ系15Ni-15Cr鋼(FLS)を開発実用化推進中である。この材料のσ-ε関係を図-1に示す。FLSは低耐力で高延性を示しており、かつFFCのγ系であることから、デバイス材料としての期待は大きい。

4. 耐震性新鋼材(FLS)のRC構造への適用

γ系15Ni-15Cr鋼は、板材として鋼構造物の中に局部的に組み込まれたデバイス材としては、これまでいくつもの研究が行われ、その実用性が評価され始めている³⁾。しかし、FLSによる棒鋼の試作は始まったばかりである。

4.1 σ-ε関係におけるα、β効果

ここでは、FLS鋼材の位置づけをより定量化するために、図-2に示すような鋼材のσ-ε関係において、係数α、βの数値によってRC部材の特性がどのように変化するのか解析的に検討する。

鉄筋の応力-ひずみ関係をモデル化するにあたって、様々な特性を持つ鋼材を想定して、鉄筋降伏後のヤング係数にα、鉄筋の降伏応力度にβを係数としておいた場合、鉄筋の降伏強度はそれぞれ、降伏前(0 ≤ ε_s ≤ βε_y)では(1)式、降伏後(βε_y < ε_s)では(2)式で表される(図-2)。

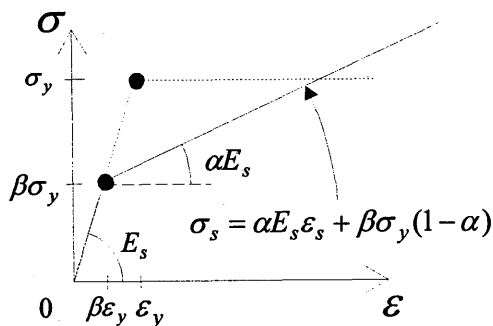


図-2 鉄筋のσ-ε関係におけるα、βの定義

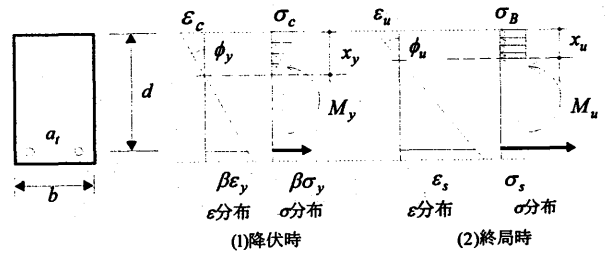


図-3 単筋ばりの応力度とひずみ度の分布

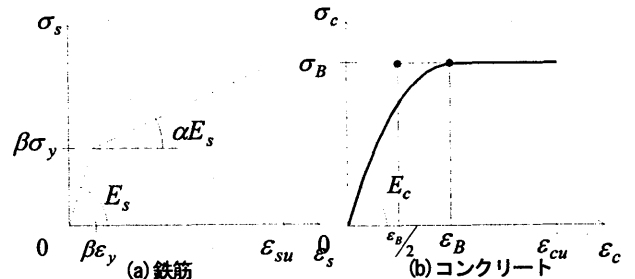


図-4 コンクリートと鉄筋のσ-ε関係の仮定

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad (1)$$

$$\sigma_s = \alpha E_s \varepsilon_s + \beta \sigma_y (1 - \alpha) \quad (2)$$

ここに、 $E_s, \varepsilon_s, \sigma_y$ はそれぞれ鉄筋のヤング係数、鉄筋のひずみ、鉄筋の降伏応力度である。

4.2 単筋ばりの解析

FLS鋼材を用いてRC部材の曲げ変形性状に関する基本的特性を把握するために、単筋ばりを解析する。図-3に示すようなRC単筋ばりを想定した応力度とひずみ度の分布状態を、鉄筋の降伏時と終局時の状態でそれぞれ計算を行う。この解析において、計算を簡単にするため、コンクリートと鉄筋の構成関係を図-4のように、バイリニア型でモデル化する。以降の解析における記号は図-4に従うものとする。

(1) 鉄筋の降伏時

鉄筋が降伏した時(図-3(1)の状態)における釣合条件、適合条件(平面保持の仮定)、構成則(σ-ε関係)より次式の関係が成り立つ。

$$\frac{bx_y}{2} \sigma_c = \beta \sigma_y a_t \quad (3)$$

$$\frac{\varepsilon_c}{\beta \varepsilon_y} = \frac{x_y}{d - x_y} \quad (4)$$

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c \quad (5)$$

ここに、 $E_c, \varepsilon_c, \sigma_B$ はそれぞれコンクリートのヤング係数、コンクリートのひずみ、コンクリートの圧縮強度である(図-4(b))。

以上の式より、降伏曲げモーメント M_y 、降伏曲率 ϕ_y は、それぞれ無次元化すると次式で求められる。

$$\frac{M_y}{bd^2\sigma_B} = \beta\left(1 - \frac{x_{y1}}{3}\right)\Phi \quad (6)$$

$$\phi_y d = \frac{\beta\varepsilon_y}{1 - x_{y1}} \quad (7)$$

ここに、 x_{y1} は単筋ばりの中立軸比で、式(8)であらわすことができる。

$$x_{y1} = np_t \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{np_t}} \right] \quad (8)$$

式(8)において、 n はヤング係数比 ($= E_s/E_c$) を、 p_t は引張鉄筋比 ($= a_t/bd$) をあらわすが、 np_t は材料の指標値 Φ, λ, ξ を用いて、次式で表すことができる。

$$np_t = \Phi \frac{\lambda}{2\xi} \quad (9)$$

表-1 解析パラメータの設定値の一覧

主変数	α	0	0.05	0.1	0.2	0.3
	β	0	0.2	0.4	0.6	0.8
従変数	Φ	0.05	0.1	0.15	0.2	
	λ	2	3	4		
	ξ	2	4			

ただし、 $\lambda = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_y}$ 、 $\xi = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_B}$ 、 $\Phi = \frac{p_t\sigma_y}{\sigma_B}$

(2) 終局時

鉄筋降伏時同様、変形が進みコンクリートが終局ひずみ (ε_{cu}) に達した状態において、次式が成り立つ。

$$bx_u\sigma_B = \sigma_s a_t \quad (10)$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_s} = \frac{x_u}{d - x_u} \quad (11)$$

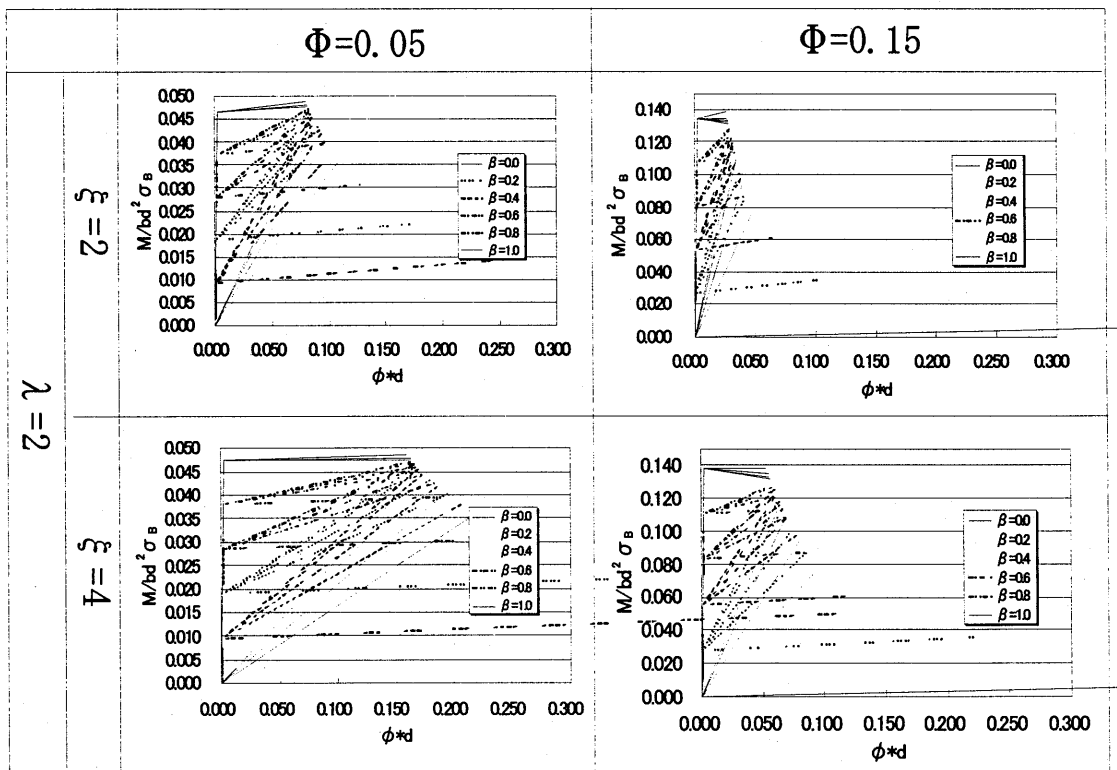
$$\sigma_s = \alpha E_s \varepsilon_s + \beta \sigma_y (1 - \alpha) \quad (12)$$

以上の式より、終局曲げモーメント M_u 、終局曲率 ϕ_{cu} は、それぞれ無次元化した形で次式のようになる。

$$\frac{M_u}{bd^2\sigma_B} = x_{u1} \left(1 - \frac{x_{u1}}{2}\right) \quad (13)$$

$$\phi_{cu} d = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_{u1}} \quad (14)$$

ここに、 x_{u1} は単筋ばりの終局時の中立軸比 (x_u/d) で、式(15)であらわすことができる。



各 β に関して、上から、 $\alpha=0.3, 0.2, 0.1, 0.05, 0.0$

図-5 解析による $M-\phi$ 関係 (Φ, λ, ξ は固定)

$$x_{u1} = \frac{-A + \sqrt{A^2 + 4B}}{2} \quad (15)$$

ただし、 $A = \alpha\lambda - \beta(1-\alpha)\Phi$ 、 $B = \alpha\lambda\Phi$

本解析では、 $\alpha, \beta, \Phi, \lambda, \xi$ の5つをパラメータとして数値計算を行う。それぞれのパラメータは表-1に示すような値で変動させる。従変数 Φ, λ, ξ を固定し、主変数 α, β を変動させて、 Φ, λ, ξ の組み合わせを変えた24組の計算を行ったが、 $\lambda=2$ として $\xi=(2, 3)$ 、 $\Phi=(0.05, 0.15)$ の場合の結果を図-5に示す。 β にかかわらず、 α が大きくなるにしたがって、終局曲げモーメント M_u は増大するが、終局曲率 ϕ_{cu} は小さくなる傾向がみられる。この計算結果より各パラメータが $M-\phi$ 関係に与える影響を検討した。

【 ξ による $M-\phi$ 関係への影響】

コンクリートの終局ひずみが伸びると($\xi=2 \rightarrow 4$)、終局曲率 ϕ_{cu} が伸びるが、終局曲げモーメント M_u はコンクリート強度に支配されているので増加しない。

【 λ による $M-\phi$ 関係への影響】

単筋ばりの終局状態は圧縮コンクリートの破壊で決定されるため、鉄筋の終局ひずみ(λ)が変化しても $M-\phi$ 関係への影響はないことがわかる。

【 Φ による $M-\phi$ 関係への影響】

Φ は鉄筋の補強効果をあらわす指標値であるが、補強量が上がると($\Phi=0.05 \rightarrow 0.15$)、終局曲げモーメントは増大するが、圧縮側コンクリートに生ずる圧縮力が増大するために、コンクリートの圧壊が促進されるので、大きな変形は期待できない。

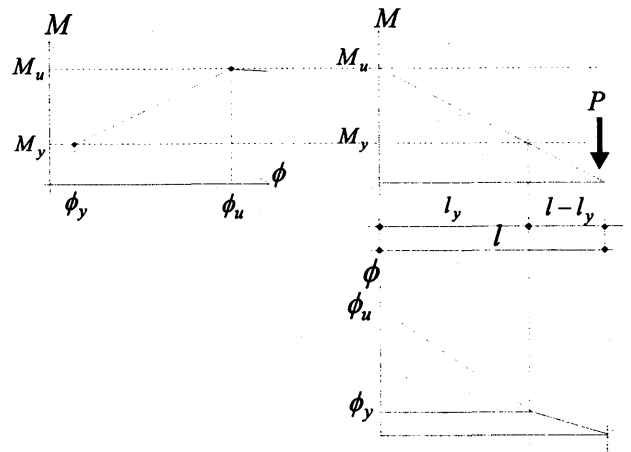
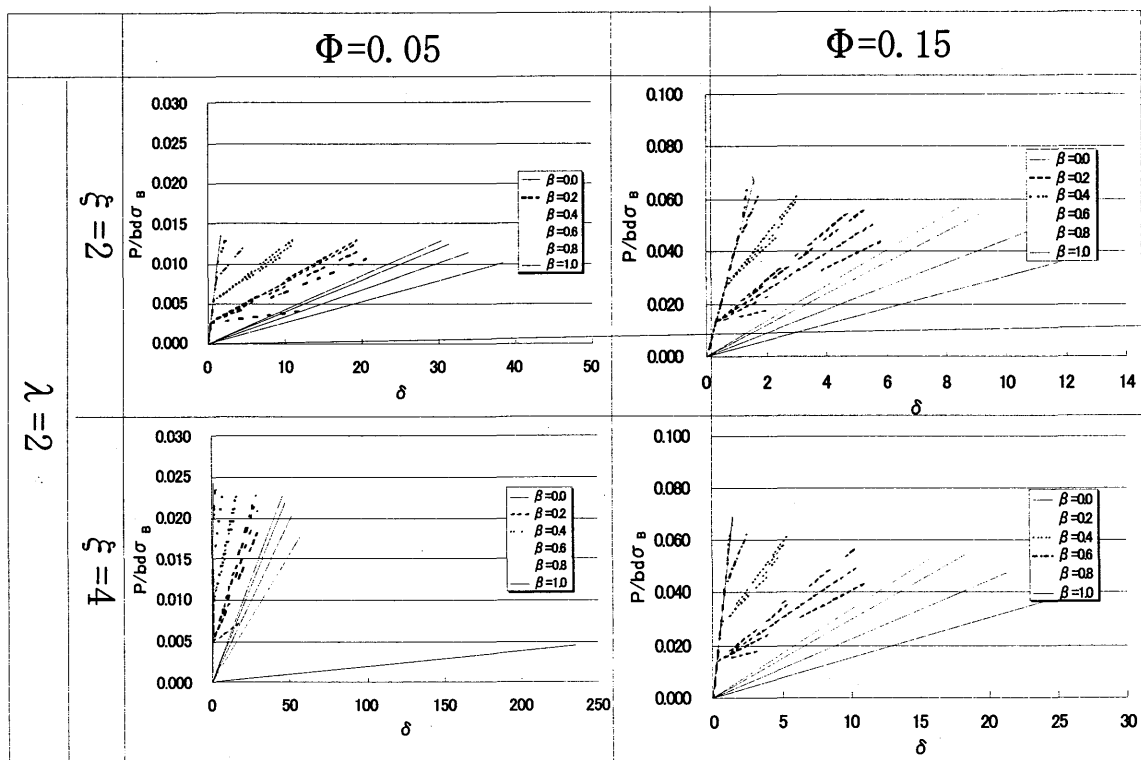


図-5 片持ち梁の $P-\delta$ 関係

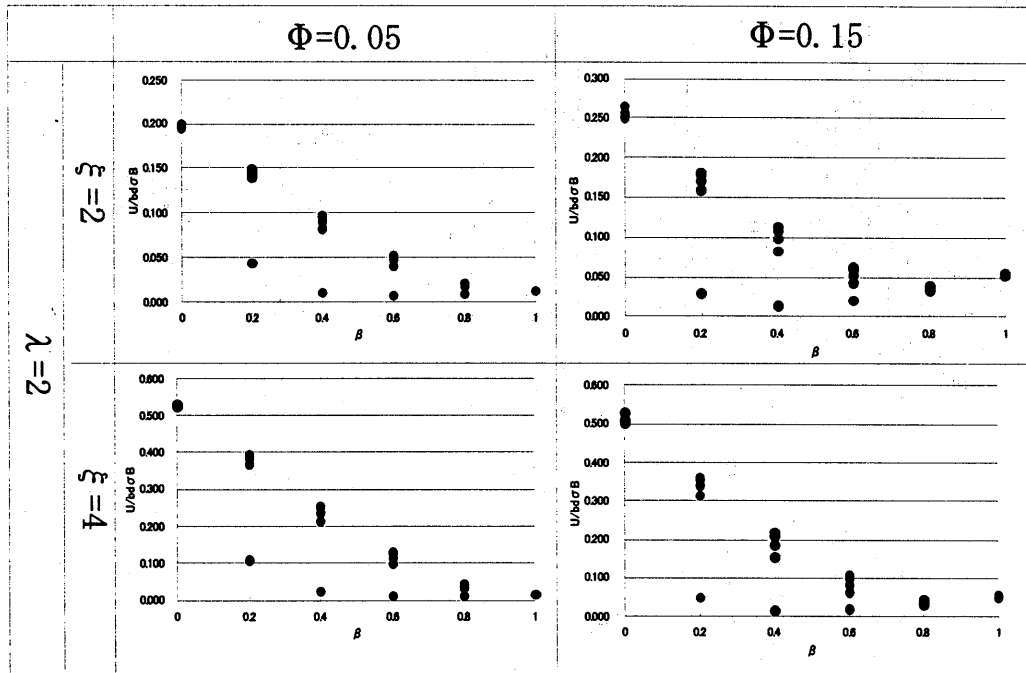
メントは増大するが、圧縮側コンクリートに生ずる圧縮力が増大するために、コンクリートの圧壊が促進されるので、大きな変形は期待できない。

4.3 片持ばりの $P-\delta$ 関係

RC単筋ばりの断面の曲げモーメント-曲率関係で得られた降伏曲げモーメント M_y 、終局曲げモーメント M_u 、降伏曲率 ϕ_y 、終局曲率 ϕ_u より、図-6に示すように、片持ち梁の荷重-たわみ関係に置き換え、モールの定理により長さ l の片持ばりの $P-\delta$ 関係を求める。引張鉄筋が降伏に達する時の荷重 P_y とそのときの自由端のたわみ δ_y 、はり端部のコンクリートが圧壊に至る終局時の荷重 P_u とそのときのたわみ δ_u は、無次元化することにより、それぞれ次式で求められる。



各 β に関して、上から、 $\alpha=0.3, 0.2, 0.1, 0.05, 0.0$
 図-7 解析による $P-\delta$ 関係(Φ, λ, ξ は固定)



各βに関して、上から、α=0.3, 0.2, 0.1, 0.05, 0.0

図-9 エネルギー消費能力(Φ, λ, ξは固定)

$$\frac{P_y}{bd\sigma_B} = \frac{M_y}{l} \frac{1}{bd\sigma_B} = \frac{M_y}{bd^2\sigma_B} \left(\frac{d}{l} \right) \quad (16)$$

$$\delta_y = \frac{\phi_y l^2}{3} \quad (17)$$

$$\frac{P_u}{bd\sigma_B} = \frac{M_u}{l} \frac{1}{bd\sigma_B} = \frac{M_u}{bd^2\sigma_B} \left(\frac{d}{l} \right) \quad (18)$$

$$\delta_u = \frac{\phi_y l^2}{3} \left[1 - \bar{l} \right] + \frac{\phi_u l^2}{2} \bar{l} \left[1 - \frac{\bar{l}}{3} \right] \quad (19)$$

ただし、 $\bar{l} = 1 - \frac{M_y}{M_u} = \frac{l_y}{l}$

(16)から(19)式より計算した荷重-たわみ関係の一例を図-7に示す(λ=2, ξ=(2,4), Φ=(0.05,0.15))。βが大きくなると、曲げ降伏強度は大きくなるが、終局時の変形が小さくなることがわかる。また、αが小さくなると、終局耐力は少し低下するが、変形能力は大きくなる傾向がある。

4.4 単筋ばりのエネルギー消費能力U

片持ばりのエネルギー消費能力Uは図-8に表すP-δ関係の面積で求められ、次式で計算される。

$$U = \frac{1}{2}(P_y + P_u)\delta_u - \frac{1}{2}P_u\delta_y \quad (20)$$

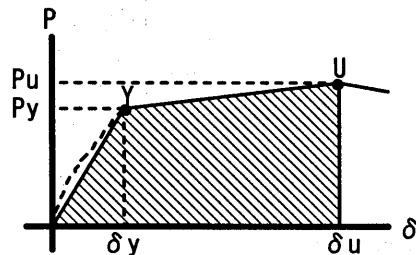


図-8 エネルギー消費能力の計算

(20)式で求めたエネルギー消費能力Uを無次元化した値を縦軸に、βを横軸にとった場合のグラフの例を図-9に示す。図-9はλ=2, ξ=(2,4), Φ=(0.05,0.15)の例である。この図を見ると、Φ, λ, ξが変化してもエネルギー消費能力に与える影響は著しくなく、かつαが増加またはβが減少するにしたがって大きなエネルギー消費能力が得られることがわかる。しかし、単純にエネルギー消費能力が高くてもβ=0に近づくほど鉄筋はすぐ降伏してしまい、耐震性には優れないので、早期降伏しすぎず、よい延性を発揮するようなα, βを検討していく必要がある。

5. 片持ばり試験体による実験

FLSと普通鋼材を主筋に用いた片持ばり試験体を制作し、これまで解析的に検討した結果と比較検討を行う。

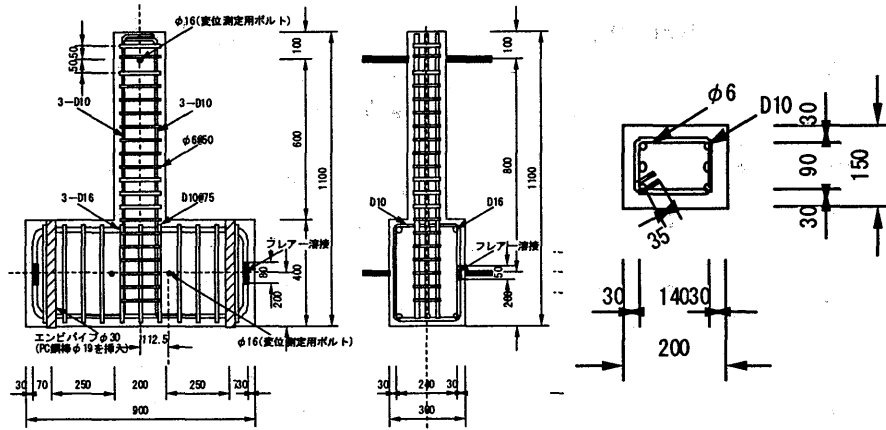


図-10 試験体の寸法および配筋状況 (単位:mm)

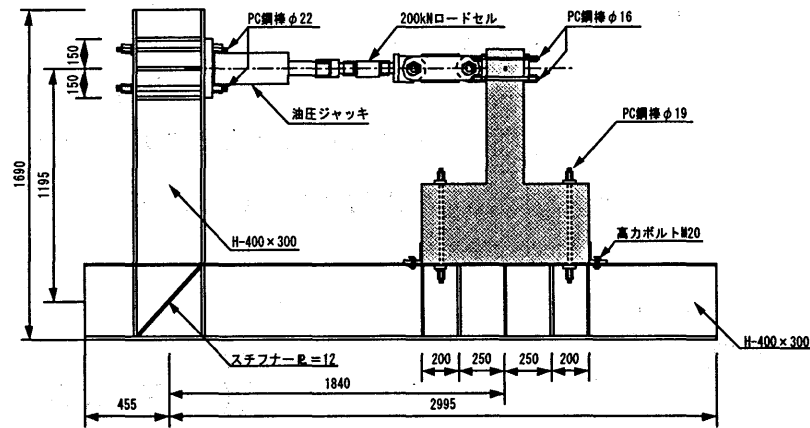


図-11 試験装置概要 (単位:mm)

5.1 実験概要および結果

試験体は、図-10 に配筋状況および寸法を示すように、断面寸法 150×200mm、長さ 600mm の片持ばりとし、帯筋には D6 を 50mm 間隔で配筋している。主筋には交番繰り返し载荷とするために普通鋼材(SS400)の D10 を 6 本ダブル配筋したものと(試験体 TypeSS)、FLS のφ10 を部分的に溶接した D10 を 6 本ダブル配筋したものの(試験体 TypeFLS)2 体を対象に検討する。载荷装置は図-11 に示す通りで、正負漸増繰り返し载荷を行った。

図-12, 13 に、はり端部の加力点における実験結果 ($P-\delta$ 関係)を示す。図-12 は初期の数サイクルを示し、図-13 は実験終了までの関係を示す。実験によって得られる履歴曲線を比較するために、TypeFLS(実験)と TypeSS(点線)を重ねて示している。普通鋼材も FLS も初期剛性は変わらないので、RC 部材の荷重変形関係の初期剛性はほぼ一致している。鋼材の降伏強度比は 0.79 なので、FLS の方が早期に曲げ降伏すると考えられるが、図-12 によると一般鋼材の方が低い荷

重レベルで降伏している。これは、TypeFLS 試験体の引張主筋断面積(φ10-3 本:236mm²)が、TypeSS 試験体より(D10-3 本:214mm²)より大きいためと考えられる。

主筋降伏後は、普通鋼材を用いた試験体では、水平荷重をほぼ一定に保つのに対して、FLS による試験体では、終局状態まで緩やかに荷重が上昇していることが図-12 より確認できる。

5.2 解析結果との比較

図-14 に、主筋に用いた棒鋼の引張試験の結果を示す。それぞれを、先に解析したモデルで計算するためにバイリニアでモデル化すると、図-15 のようになる。図-1 で示したように、本来 FLS は降伏後の剛性が大きく、降伏応力は普通鋼材に比べ小さい材料である。しかし、本実験で用いた棒鋼では、図-15 中にも示すように $\alpha=0.008$, $\beta=0.79$ となった。これは、炉で溶かした鋼を棒状に加工するとき物性が変化したと考えられるが、今後 FLS を RC 構造へ実用化するためには、検討しなければならない課題のひとつである。

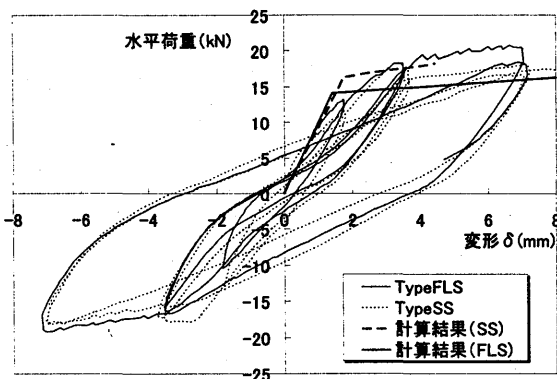


図-12 実験結果(P-δ関係)

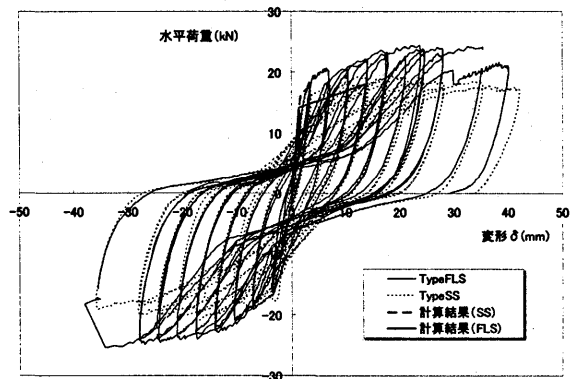


図-13 実験結果(P-δ関係)(実験終了まで)

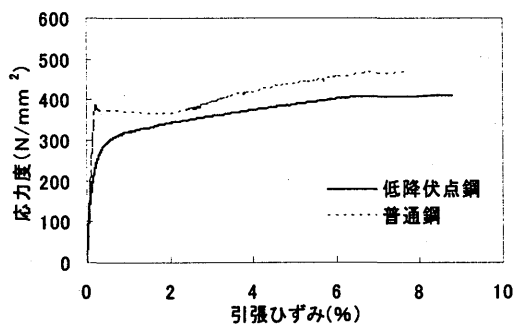


図-14 実験で使用了鉄筋の引張試験

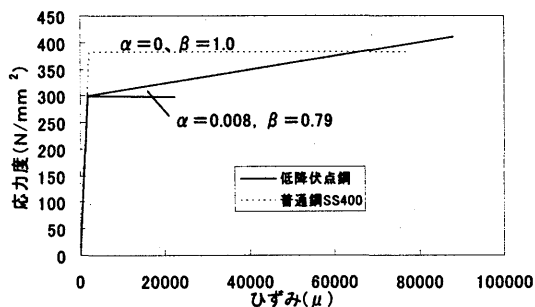


図-15 鉄筋のσ-ε関係のモデル化

数値計算するにあたって、表-2 のように各値を与えた。 $\alpha, \beta, \Phi, \lambda$ は、図-14 の材料実験より算出したが、 ξ は材料試験のデータが計測できなかったので、計算上適当な数値を与えている。式(16)から(19)で計算したP-δ関係を、図-12, 13 の実験結果上にあわせて示す。初期剛性は、計算結果が実験結果を適切に評価している事がわかる。また、普通鋼材を用いたTypeSSの計算結果は、曲げ降伏後の変形状も実験結果を適切に評価していることがわかる。しかし、曲げ降伏時の荷重値が、実験と計算では逆になっているなど、計算結果については、更に詳細な検討が必要である。

実験ではダブル配筋で繰り返し载荷を行っているが、数値計算では、単筋で一方向载荷しか考慮していない。

表-2 計算に用いた数値一覧

RC部材の寸法		FLSの係数	
b	150 mm	α	0.008
d	170 mm	β	0.78
l	600 mm		

コンクリート		鉄筋		FLS	
σ_B	24.5 N/mm ²	σ_y	382 N/mm ²	σ_y	300 N/mm ²
ϵ_B	0.002 N/mm ²	ϵ_{vs}	0.0023 N/mm ²	ϵ_{vs}	0.0018 N/mm ²
ϵ_{cu}	0.08 N/mm ²	ϵ_{us}	0.08 N/mm ²	ϵ_{us}	0.08 N/mm ²
ξ	40	λ	35	λ	44
		a_t	214 mm ²	a_t	236 mm ²
		ρ_t	0.0084	ρ_t	0.0093

今後は、解析においてもダブル配筋、繰り返し载荷を考慮した計算を引き続き検討する計画である。

6. まとめ

福山大学ハイテク・リサーチ・センターで開発された耐震性新鋼材が鉄筋コンクリート部材の主筋として用いられたとき、どのような性状を示すのか解析的・実験的に検討した。

解析では、単筋ばりのひずみと応力分布を仮定して、断面のM-φ関係、部材のP-δ関係を計算した。この結果、単筋ばりでは圧縮側コンクリートの破壊で終局状態が決まる場合には、FLSを用いることによる耐震性はあまり期待できないことが確認できた。

今後は、複筋ばりに対する解析や繰り返し载荷を考慮した解析を進めることで、FLS実用化に向けての検討を引き続き行う計画である。また、FLSの試作を行い、RC部材の実験的検討もあわせて行う予定である。

参考文献

- 1) 吉村博文ほか：耐震性 Ni-Cr 系オーステナイト鋼の開発，日本材料学会，第 52 期学術講演会，pp. 717, 2003
- 2) 吉村博文：耐震性新鋼材の開発と材料試験，福山大学ハイテク・リサーチ・センター研究成果報告書 No. 3, pp. 174-198, 2003. 3
- 3) 上野谷実ほか：テーパー補剛板を用いた箱形断面柱の繰り返し性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 49A, pp. 115-125, 2003. 3