

論文

[2120] RC造内柱・梁部分架構における梁部材の降伏変形の評価

寺岡 勝*1・ 狩野芳一*2・ 佐々木聡*3

1. はじめに

梁降伏型のRC構造骨組の耐震性能評価には、梁部材の降伏変形を精度よく推定することが重要な課題の一つであろう。梁部材の変形を精度よく推定するためには、①梁理論による部材の曲げおよびせん断変形、②接合部からの主筋の抜け出しによる付加変形、および③部材端部に発生する曲げせん断とせん断の斜めひび割れに伴う主筋ひずみ度の曲げ解析値からのシフトによる付加変形、などを考慮することが必要であると思われる。

従来、RC造骨組の耐震設計において、梁部材の降伏変形の推定には、多数の梁および柱部材の実験データを回帰分析して得られた簡便で実用性に優れる菅野式[1]が多用されてきた。この式により求めた降伏変形には、結果的に上記の①および③が含まれている他に、試験体により異なる加力スタブからの主筋の抜け出しによる付加変形が曖昧なままで含まれていると考えられ問題がある。また、近年開発・実用化が進んでいる高強度材料は、適用範囲外である。

一方、森田・角は、内柱・梁接合部を通し配筋された梁主筋の抜け出しによる付加変形が比較的多いことを指摘すると共に、実験データを基に接合部内主筋の平均付着応力度($\tau_{s,v}$)—梁端引張ひずみ度($\varepsilon_{s,l}$)関係をモデル化して上記②の付加変形を求め、それに梁理論による曲げ変形を加えることによる梁変形推定法を示した[2]。また、北山は、森田・角の方法に準じて梁降伏時変形を評価するために、独自に梁降伏時の $\tau_{s,v}$ の推定式を求め、矩形断面梁のみならずT形断面梁への適用を試みた[3]。これらの研究では、 $\tau_{s,v}$ が限られた実験データから求められているために適用範囲が比較的限られると考えられる。また、上記③を考慮していないためか梁降伏時変形推定値は、実験値に比べて小さめとなっている。

本研究では、以上の諸点を考慮し、比較的多くの内柱・梁部分架構の実験データを基に、上記①、②および③を考慮した梁部材の降伏時変形推定法について検討する。

2. 検討対象試験体とその実験データの特性

2.1 検討対象試験体の主要な要因の範囲

対象とした試験体は、筆者らが行った内柱・梁部分架構実験のうち、表-1に示す破壊モードが梁曲げ破壊型(F)、および梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型(FS)の34体である[4]~[6]。実験データは、コンクリートの圧縮強度が $\sigma_B=257\sim 1192\text{kg/cm}^2$ の範囲にあり、主筋が、SD390及びSD590の2クラスで、梁の引張主筋比が $b_p=0.96\sim 3.13\%$ の範囲にある。接合部内を通し配筋される梁主筋の付着特性と関係が深いと考えられる柱径/主筋径が $D_c/d_{bd}=13.6\sim 26.2$ 、曲げ引張・圧縮側共に降伏する場合を想定した主筋の接合部内平均付着応力度が $U_b=b\sigma_y\cdot d_{bd}/(2D_c)=83\sim 169\text{kg/cm}^2$ 、 $\mu=b\sigma_y\cdot d_{bd}/(D_c\cdot\sqrt{p\sigma_B})=8.2\sim 15.3$ 、軸圧比が $\eta_0=\sigma_0/p\sigma_B\{=N/(b_c\cdot D_c\cdot p\sigma_B)\}=0.1\sim 0.32$ の範囲にそれぞれある。記号は、表-1参照。

*1:(株)フジタ 技術研究所 建築研究部、主席研究員、工修(正会員)

*2:明治大学教授 理工学部 建築学科、工博(正会員)

*3:(株)フジタ 技術研究所 建築研究部、主任、工修(正会員)

2.2 実験データの特性と

既往の推定式との比較

実験による梁降伏点は、一段配筋の場合では初降伏する点とし、二段配筋の場合では内側引張主筋が降伏する点と荷重-変形関係で剛性が急低下する点のうち変形の小さい方とした。尚、スラブ付き試験体の材軸上のスラブ筋は梁主筋初降伏時迄にはすべて降伏していた。図-1に e 関数法[7]による降伏耐力の計算値($eQ_{by} = M_{by}/l_b$ 、ここで、 M_{by} :降伏曲げ耐力、 l_b :図-5に定義する梁荷重点位置から柱主筋迄とした梁の長さ)と、上記降伏点での強度(実験値: eQ_{by})を比較して示す。計算値と実験値とは良好に対応している。

図-2に、 $\tau_{sv} - \epsilon_{st}$ 関係の実験値例を示す。 ϵ_{st} は、柱面位置と柱主筋位置との中間での梁主筋引張りひずみ度である。 τ_{sv} は、柱に曲げひび割れが発生する迄はほぼ ϵ_{st} の増大に比例して大きくなり、その後、若干の剛性低下を生じ、 ϵ_{st} が降伏ひずみ度(ϵ_y)に達するまで増大している。 $\tau_{sv} - \epsilon_{st}$ 関係は、 d_{bd}/D_c 、 $\rho_{\sigma B}$ 、 η_0 によって影響を受ける他に、梁上、下の曲げ引張降伏耐力の比 β (=上端曲げ引張降伏耐力(スラブ筋を含む)/下端曲げ引張降伏耐力)によっても影響を受けている。図-2中に示す既往の森田・角、及び北山の推定式による計算値は、これらの影響因子が正確に反映されていないためか、実験値との適合性が良好でない。

図-3に、梁部材の降伏時変形角について菅野式による計算値($e_s R_{by}$)と実験値($e R_{by}$; 図-4参照)とを比較して示す。材料強度が菅野式の適用範囲内のデータのうち、矩形梁の場合では実験値と計算値との対応は比較的良いであるが、適用範囲外の高強度材料の場合は実験値と計算値との適合性は悪くなっている。これは先に述べたように、接合部からの梁主筋の抜け出しによる付加変形が、菅野式では正確に評価されていないことが主な原因であると考えられる。

3. 梁降伏変形の推定

以上に検討したように、既往の梁部材の降伏時変形推定式では不十分な点があるので、ここでは1. で述べた①、②および③を順次考慮した場合の梁降伏変形の推定値と実験値との適合性に

表-1 検討対象試験体 [4], [5], [6]

試験体	階高×スパン H×L	接合部 $\rho_{\sigma B}$	軸圧比 η_0	梁					柱		付着特性に関する深いパラメータ			破壊モード	
				$b_b \times D_b$	σ_{pt}	σ_B	σ_y	$M/Q \cdot d_b$	$b_c \times D_c$	e_{pt}	D_e/d_{bd}	U_b	μ		
NO. 6	130	F404	.32	24	2.48	404	4190	4.37	30	0.88	13.6	154	15.3	FS	
NO. 7	×	477	.25	×	2.48	423	4190	4.37	×	0.88	13.6	154	14.1	FS	
NO. 8	250	477	.25	30	2.48	423	4190	4.37	30	0.88	13.6	154	14.1	FS	
NO. 13	130	L326	.25	27.5	1.25	L411	4140	3.5	37.5	0.69	19.7	105	11.6	F	
NO. 14	×	300	.25	×	1.46	L313	4411	(3.29)	×	0.82	17.0	129	13.6	F	
NO. 15	250	300	.25	37.5	1.46	300	4411		37.5	0.82	17.0	129	13.6	F	
NO. 16 *		314	.18		1.29	314	4390	3.03		0.35	23.7	92	10.4	F	
NO. 17 *		314	.18	26	1.47	314	4390	3.06	38	0.35	23.7	92	10.4	F	
NO. 18	×	314	.18	×	1.55	314	4466	3.29	×	0.35	20.0	112	12.6	F	
NO. 19	×	314	.18	32	1.85	314	4251	3.29	38	0.35	17.3	123	13.9	FS	
NO. 20	×	314	.18		2.13	314	4251	3.00		0.35	17.3	123	13.9	FS	
NO. 21 *		L257	.10		1.19	L257	4340	3.85		0.69	26.2	83	10.4	FS	
NO. 22 *		L272	.10		1.63	L272	4340	3.96		0.69	26.2	83	10.1	FS	
NO. 23 *	×	347	.17	26	1.63	347	4340	3.96	34	0.69	26.2	83	8.9	FS	
NO. 24	×	402	.15	×	0.96	337	6130	3.65	×	0.69	21.3	144	14.4	F	
NO. 25	×	F382	.16	30	0.96	338	6130	3.65	34	0.69	21.3	144	14.8	F	
NO. 26 *		363	.17		2.09	363	4070	3.91		0.69	21.3	96	10.1	FS	
NO. 27 *		F328	.18		2.09	343	4070	3.91		0.69	21.3	96	10.6	FS	
NO. 29 *		449	.22		2.09	449	4070	3.91		0.69	21.3	96	9.0	FS	
NO. 31 *	×	325	.11	36.5	1.57	332	4290	3.08	54	0.79	21.6	99	11.0	FS	
NO. 32 *	×	344	.10	×		332	4290		×	0.79	21.6	99	10.7	FS	
NO. 33 *	×	354	.10	56	(1.10)	332	4290	(2.71)	54	0.79	21.6	99	10.6	FS	
NO. 34	×	402	.20		1.50	362	4370	3.44		0.54	20.0	109	10.9	FS	
NO. 35	×	402	.20	30	1.50	362	4370	3.44	50	0.54	20.0	109	10.9	FS	
NO. 36 *	×	402	.20	×	1.84	362	4370	3.53	×	0.54	20.0	109	10.9	FS	
NO. 37	×	350	.20	50	1.50	362	4370	3.44	50	0.54	20.0	109	10.9	FS	
NO. 38	×	402	.20		1.50	362	4370	3.44		0.54	20.0	109	10.9	FS	
HNO. 1 *		904	.17		1.63	904	6230	3.83		0.84	25.0	125	8.3	FS	
HNO. 2 *		904	.17		2.85	904	6230	3.83		0.84	25.0	125	8.3	FS	
HNO. 3 *	×	180	904	.17	30	3.13	904	4500	3.83	40	0.84	18.2	124	8.2	FS
HNO. 4 *	×	904	.17	×	3.13	904	6160	3.83	×	0.84	18.2	169	11.3	FS	
HNO. 5 *	×	280	1192	.13	40	1.99	1192	6470	3.77	40	0.84	21.1	154	8.9	FS
HNO. 6 *		1192	.13		3.13	1192	6160	3.83		0.84	18.2	169	9.8	FS	
HNO. 7 *		1192	.13		3.13	1192	6160	3.83		0.84	18.2	169	9.8	FS	

注1)単位 H, L, b_b, D_b, b_c, D_c (cm), σ_B [コンクリート圧縮強度], σ_y [梁主筋降伏点], U_b (kg/cm²), $\rho_{\sigma B}$, e_{pt} (%). 注2) L: 軽量コンクリート, F: 鋼繊維補強コンクリート, 他は、普通コンクリート 注3) $U_b = d_{bd} \cdot \sigma_y / (2D_c)$, $\mu = d_{bd} \cdot \sigma_y / (D_c \cdot \sqrt{\sigma_B})$, *: 梁主筋2段配筋の試験体、*1: ()内は、梁の上下配筋が異なる場合の下端引張時の値
備考) NO. 13~NO. 15: 非加力直交梁、スラブ付, NO. 16, NO. 37, NO. 38: スラブ付
NO. 16, NO. 35, NO. 38: 柱・梁偏心接合

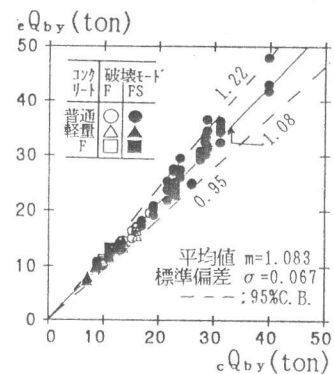


図-1 梁曲げ降伏耐力の実験値(eQ_{by})と計算値(eQ_{by})との比較

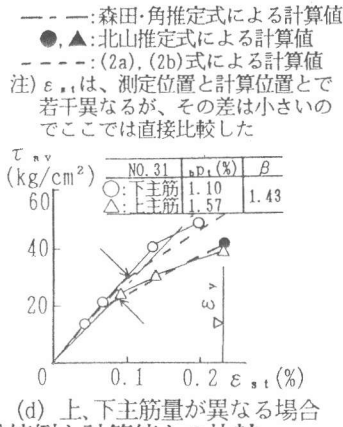
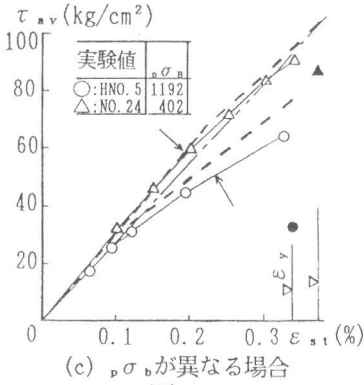
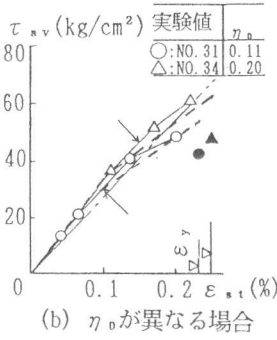
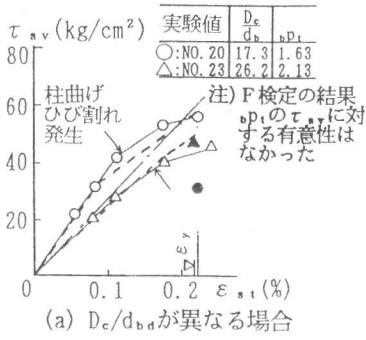


図-2 $\tau_{sv}-\varepsilon_{st}$ の実験値例と計算値との比較

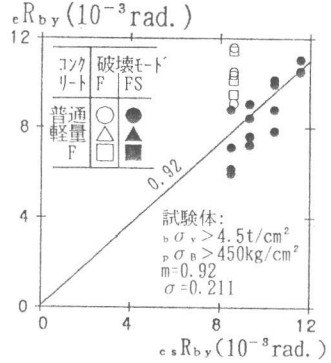
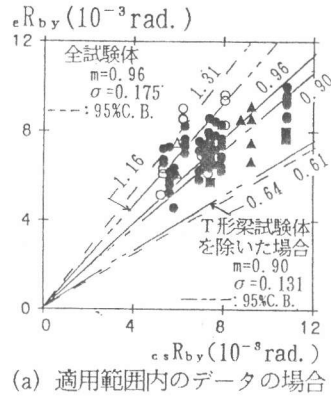


図-3 梁降伏変形の実験値 (eR_{by})と菅野式による計算値 ($c_s R_{by}$)との比較

について検討する。

3.1 初等梁理論による評価値と実験値との比較

部材の曲率分布を図-5に示すように仮定し、それを積分することによって得られる曲げ変形 (δ_s)と、梁の弾性せん断変形 (δ_b : ひび割れ発生後も弾性と仮定) とによる梁変形 ($c_1 \delta_{by}$) は、次式で求められる。

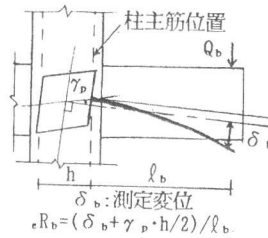


図-4 梁変形の測定法

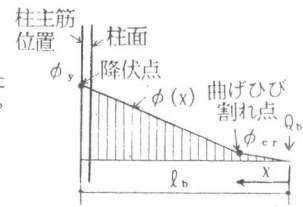


図-5 曲げ変形算定のための曲率分布

$$c_1 \delta_{by} = \delta_s + \delta_b = \int_0^{l_b} \phi(x) dx + \kappa \cdot l_b / (G_c \cdot A_c) \quad \text{--- (1)}$$

ここで、 $\phi(x)$ は ϕ_y を e 関数法で、 ϕ_{cr} を弾性断面曲げ解析 (引張強度 $= 1.8\sqrt{b} \sigma_b$ を仮定) で求め、荷重点、 ϕ_{cr} 、 ϕ_y を結んで求めた曲率分布関数、 κ はせん断変形を求めるための形状係数 (Timoshenko 梁理論による; 矩形では $\kappa = 1.2$)、 G_c はコンクリートのせん断弾性係数、 A_c は梁断面積である。

式(1)による梁降伏時の変形角の計算値 ($c_1 R_{by} = c_1 \delta_{by} / l_b$) と実験値との比較を図-6に示す。計算値は、実験値に比べて小さく、平均値で約50%にしかならない。尚、 $c_1 \delta_{by}$ に占める δ_b の割合は3~5%であった。

3.2 接合部からの梁主筋の抜け出しによる付加変形

接合部からの梁主筋の抜け出しによる付加変形を求めるために、先ず梁主筋降伏時迄の $\tau_{sv}-\varepsilon_{st}$ 関係を求め、次にそれによる梁主筋の抜け出し量 (Δs) を算出し、続いて Δs による梁部材の付加変形 (δ_{ps}) を求める。最後に式(1)に δ_{ps} を加えた計算値 ($c_2 \delta_{by}$) と実験値とを比較する。

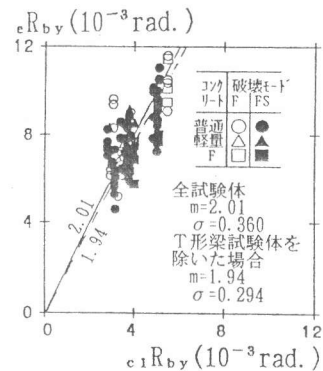
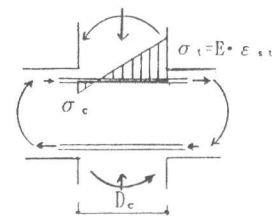


図-6 梁降伏変形の実験値 (eR_{by})と式(1)による計算値 ($c_1 R_{by}$)との比較

3.2.1 $\tau_{sv} - \varepsilon_{st}$ 関係

$\tau_{sv} - \varepsilon_{st}$ 関係は、図-2で検討したように、柱に曲げひび割れが発生する迄の第1直線とそれ以降の降伏ひずみ度(ε_y)迄の第2直線とのbi-linearで近似できる。第1直線は、図-7に示すように $\tau_{sv} = A \cdot (d_{bd}/D_c) \cdot \varepsilon_{st}$ で近似できる(ここでAは定数)。その後、柱の曲げひび割れの発生により接合部内引張側の主筋まわりの拘束が低下することに起因して剛性低下を生じ第2直線に移行するものと思われる。従って、第2直線は d_{bd}/D_c の他に、図-2に示したように柱の曲げひび割れ耐力及び接合部内の主筋まわりの拘束・付着抵抗力に関する柱軸応力度(σ_o)、コンクリート圧縮強度(σ_B)の影響を受けると考えられる。また、梁の



$$\tau_{sv} = \frac{(\sigma_t + \sigma_c) \cdot \pi \cdot d_{bd}^2 / 4}{D_c \cdot \pi \cdot d_{bd}} = A \cdot \frac{d_{bd}}{D_c} \cdot \varepsilon_{st}$$

図-7 柱曲げひび割れ発生までの接合部内梁主筋平均付着応力度

上、下曲げ鉄筋量が異なる場合は左、右の梁にせん断力の差が生じ、それにより柱軸力の差が上、下柱に生じ、結果として上、下柱に曲げ応力度の差が生じる他に、上、下梁主筋の曲げ圧縮力に差を生じ、前者により接合部内引張側の主筋まわりの拘束力が鉄筋量の多い側が少なくなり、また、後者により主筋の応力勾配が鉄筋量の多い側で小さくなる。従って、 ε_{st} が同じならば、鉄筋量の多い側の主筋の τ_{sv} はそれの少ない側の主筋の τ_{sv} に比べて小さくなると考えられる。

以上の諸因子による影響を考慮して実験データの多い普通コンクリート試験体について重回帰分析を行い、更にコンクリート種類の違いを係数的に扱った結果、 $\tau_{sv} - \varepsilon_{st}$ 関係の推定式として次式を得た。

第1直線 $c_1 \tau_{sv} = 0.72K_1 \cdot (d_{bd}/D_c) \cdot \varepsilon_{st}$ --- (2a)

第2直線 $c_2 \tau_{sv} = 1.44K_2 \cdot (d_{bd}/D_c)^{0.43} \cdot \sigma_B^{0.19} \cdot (0.71 + 0.35\sigma_o/\sigma_B) \cdot \beta^{-1.11} \cdot (0.0201\varepsilon_{st} + 14.46)$ --- (2b)

ここで、 K_1, K_2 はコンクリートの種類の違いによる係数で、表-2参照。尚、式(2a)、(2b)の説明変数は、いずれもF検定により99%有意であることが確認されている。

式(2a)、(2b)による計算値を図-2中に示す。実験値と計算値との対応は、上記諸因子が異なるいずれの場合においても概ね良好である。

3.2.2 接合部内梁主筋の抜け出し量の算出

図-8に梁主筋降伏時の主筋ひずみ度分布の仮定を示す。梁主筋の抜け出し量(Δs)は、森田・角の方法に従えば、同図中のAの部分より次式で求まる。

$$\Delta s = \int_{x_c}^{\ell_b} (\varepsilon_{px} - \varepsilon_{cx}) dx + \int_{\ell_b}^{\ell_b+h} \varepsilon_{px} dx \quad \text{--- (3)}$$

ここで、 ε_{cx} は、e関数法による梁曲げ圧縮主筋のひずみ度分布である。尚、 ε_{px} の分布は τ_{sv} より求まり、図-8中の記号を用いれば $\varepsilon_{px} = \{1 - 4\tau_{sv}/(d_{bd} \cdot b \cdot \sigma_y)\} \cdot \varepsilon_{st}$ となる。

以上より、梁降伏時の接合部からの主筋抜け出し量(Δs_y)は、 $\varepsilon_{st} = \varepsilon_y$ を(2b)に代入して τ_{sv} を求め、

表-2 式(2a)、(2b)の係数と実験値との適合性

	K_1	適合性		β	K_2	m	適合性	
		m	σ				σ	
普通	1.0	1.00	0.121	1.13~1.43	1.0	1.13	1.00	0.122 0.136
軽量	0.94	1.00	0.066	1.0 1.31	0.89	1.08	1.00	0.118 0.154
F	1.03	1.00	0.105	1.0	1.05	1.00	1.00	0.125

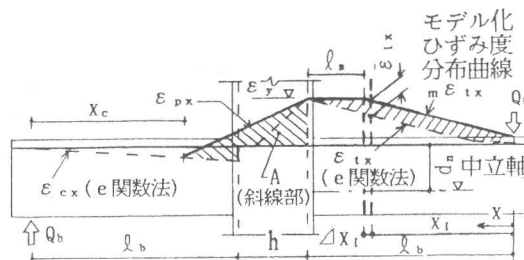


図-8 梁降伏変形算定のための梁主筋ひずみ度分布モデル化曲線

次に τ_{xy} より ε_{px} を求め、それを式(3)に代入すれば求まる。

図-9に梁荷重(Q_b)— Δs (柱面位置で測定)関係例について、式(3)による計算値と実験値とを比較して示す。測定位置と計算位置とでの Δs は若干異なるが、その差は小さいのでここでは両者を直接比較した。図中では、本実験の他に、梁降伏までの Δs が精密に測定された林らの実験結果[8]とも比較して示す。計算値は、諸因子の異なる実験値を概ね良好に追跡しており、 Δs の推定法として上記の諸式はほぼ妥当であると言えよう。

3.2.3 接合部内梁主筋の抜け出し量による梁の付加変形の算出

Δs_y による梁降伏時の付加変形(δ_{ps})は、曲げ解析による中立軸から引張主筋迄の距離(d_n)を用いて式(4)で近似でき[2]、それを先に求めた梁理論による変形($c_1 \delta_{by}$)に加えた梁降伏時の変形は式(5)となる。

$$\delta_{ps} = \Delta s_y \cdot l_b / d_n \quad \text{--- (4)}$$

$$c_2 \delta_{by} = \delta_1 + \delta_s + \delta_{ps} \quad \text{--- (5)}$$

図-10に、式(5)による梁降伏時の変形角計算値($c_2 R_{by} = c_2 \delta_{by} / l_b$)と実験値とを比較して示す。本計算値($c_2 R_{by}$)は、 $c_1 R_{by}$ に比べて、実験値に近づき適合性は改善されているが、平均値で実験値の約80%であり、精度的には未だ不十分である。

3.3 梁主筋ひずみ度分布特性による付加変形

図-11に、梁端の引張主筋初降伏時の主筋ひずみ度分布例を示す。同図中には、 e 関数法により求められた曲げ引張主筋ひずみ度(ε_{tx})分布計算値も併せて示す。実験値(${}_e \varepsilon_{tx}$)は、梁端部の l_s 区間ではほぼ ε_y に近く、それより梁中央部側では計算値にほぼ平行な分布にシフトしている。これは、従来から指摘されているように、梁端部に発生する曲げせん断とせん断の斜めひび割れの発生に伴い、梁部材での応力伝達機構が変化したことによるものと考えられる[9]。シフトによる梁主筋のひずみ度分布を図-8中に示すようにモデル化して、シフト量

($\varepsilon_{tx} = m \varepsilon_{tx} - \varepsilon_{tx}$)による付加変形を算出する。その際、 l_s を定める必要がある。 l_s について、梁全長にわたって主筋のひずみ度を測定した試験体(6体)について、諸因子との関係を検討した結果、梁主筋降伏点(${}_b \sigma_y$)との相関が見られる他は法則的な傾向は見い出せなかった。図-12に他の実験データ[10]も加えて l_s/d_b と ${}_b \sigma_y$ との関係を示す。尚、 l_s には、主筋のひずみ度勾配が関係するはずであり、シアースパン比($M/(Q_b \cdot d_b)$)との相関が考えられるが、図中に示した実験データは $M/(Q_b \cdot d_b) = 3.65 \sim 3.96$ でデータの範囲が狭く、 l_s と $M/(Q_b \cdot d_b)$ との相関は見い出せなかった。

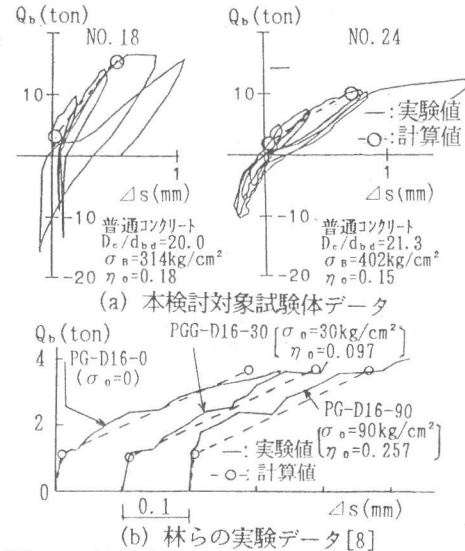


図-9 接合部からの梁主筋抜け出し変形(Δs)の計算値と実験値との比較

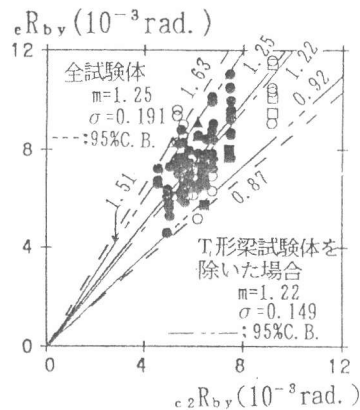


図-10 梁降伏変形の実験値(${}_e R_{by}$)と式(5)による計算値(${}_c R_{by}$)との比較

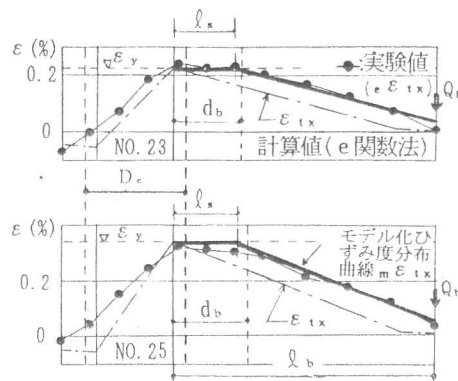


図-11 梁主筋のひずみ度分布例の実験値と計算値との関係

図-12中に示したデータより、 $l_s/d_b = -0.074_b \sigma_y + 1.333$ なる関係が得られた。得られた l_s を用いて ε_{1x} を算出する。図-8中の記号を用いれば、 ε_{1x} による梁の付加変形(δ_{bb})は、式(6)で得られ、それを先に検討した $c_2 \delta_{by}$ に加えた梁降伏変形($c \delta_{by}$)は式(7)となる。

$$\delta_{bb} = \sum_{i=1}^{300} \varepsilon_{1x} \cdot \Delta X_i \cdot X_i / d_b \quad \text{---(6)}$$

$$c \delta_{by} = \delta_f + \delta_s + \delta_{ps} + \delta_{bb} \quad \text{---(7)}$$

ここで、 ΔX_i は l_b を300分割した微小区間、その他の記号は図-8参照。図-13に、式(7)による梁降伏時の変形角計算値($cR_{by} = c \delta_{by} / l_b$)と、実験値とを比較して示す。計算値(cR_{by})は、 $c_2 R_{by}$ に比べて実験値との対応が更に良くなり、計算値と実験値の比は、平均値で約1.0となっている。

尚、以上の $\tau_{sv} - \varepsilon_{1x}$ 関係、 ε_{1x} の評価は、1段目主筋のみを対象として行った。2段配筋の場合の内側主筋が外側主筋に与える影響についての検討は、今後の課題としたい。

4. まとめ

RC造内柱・梁部分架構における梁部材の降伏時変形について検討した結果、以下の知見が得られた。

(1) 梁主筋降伏時迄の接合部内梁主筋平均付着応力度(τ_{sv}) - 梁端引張ひずみ度(ε_{1x})関係は、梁主筋径/柱径、コンクリート圧縮強度、軸圧比、および梁の上、下曲げ引張鉄筋量の比を考慮することで概ね追跡でき、得られた $\tau_{sv} - \varepsilon_{1x}$ 関係を用いて梁降伏時迄の梁主筋の接合部からの抜け出し量が比較的精度良く評価できた。

(2) 梁降伏時の梁変形は、①初等梁理論による梁部材の曲げとせん断との変形、②梁主筋の接合部からの抜け出しによる付加変形、③部材端部に発生する斜めひび割れに伴う梁主筋の曲げ解析値からのシフトによる付加変形、を考慮することで概ね評価できた。従って、上記の梁部材の降伏時変形の推定法はほぼ妥当であると言えよう。尚、梁変形に占める上記の3つの変形成分比は、本検討対象試験体の平均値では、①が約50%、②が約30%、③が約20%であった。

参考文献

- 菅野俊介:鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、コンクリート技術、Vol. 11, NO. 2, pp. 1~9, 1973. 2
- 森田司郎・角徹三:鉄筋コンクリート柱・梁接合部におけるはり軸筋の接合部からの抜け出しについて、日本建築学会学術講演梗概集, pp. 1099~1100, 1972. 10
- 北山和宏:主筋の抜け出しを考慮した柱・梁部材の降伏変形推定法、コンクリート工学協会、コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集, pp. 103~108, 1990. 5
- 寺岡勝・狩野芳一・林和也ほか:鉄筋コンクリート造十字形柱・梁接合部の力学性状に関する研究、(その2)~(その8)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造II, pp. 117~120, 1986. 8, pp. 615~618, 1987. 10, pp. 415~418, 1988. 10, pp. 607~608, 1991. 9
- 寺岡勝・狩野芳一・田中清・林和也:高強度コンクリートを用いたRC内柱・梁接合部の強度と変形性状、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 12, NO. 2, pp. 633~638, 1990
- 林和也・狩野芳一・寺岡勝・Mollick, A.:梁芯が柱芯に偏芯接合した内部柱・梁接合部に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 13, NO. 2, pp. 507~512, 1991
- 梅村魁:鋼筋コンクリート梁の塑性変形及び終局耐力、日本建築学会論文報告集, NO. 42, pp. 59~70, 1951. 2
- 林静雄・森本敏幸・黒正清治:柱梁接合部内に通し配筋された梁主筋の付着性状に関する実験と解析、日本建築学会構造系論文報告集, NO. 357, pp. 101~111, 1985. 11
- 例えば、PARK, R. and PAULAY, T.: Reinforced Concrete Structures, 7.5.2 Shear at Plastic Hinge, JOHN WILEY & SONS, INC. pp. 307~310, 1975
- 林和也・寺岡勝・Mollick, A.・狩野芳一:高強度材料を用いたRC内柱梁接合部の主筋付着性状と復元力特性、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, NO. 2, pp. 583~588, 1993

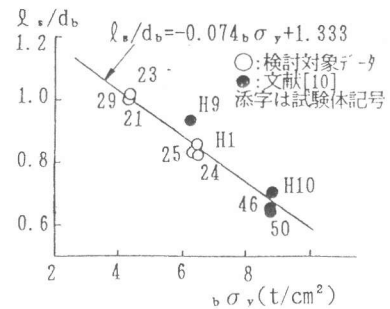


図-12 $l_s/d_b - b \sigma_y$ 関係

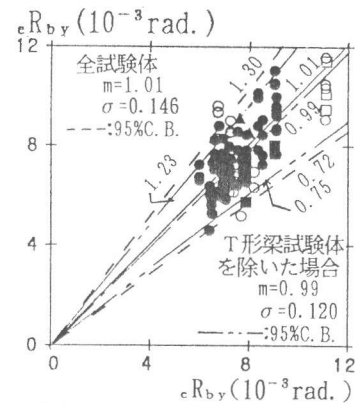


図-13 梁降伏変形の実験値(cR_{by})と式(7)による計算値(cR_{by})との比較