

太径異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート梁の曲げ、せん断実験

柴 康 夫
(淀川工事事務所)
武 田 寿 一
吉 岡 研 三

概 要

太径異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート梁についてシャスパン、主筋の余長を変えた実験を行ない、その強度、変形状性をみた、変形状性については a/d が 4.0 以上の場合は塑性曲げ理論が成立するが、 a/d が小さい場合は、せん断、付着力の低減による影響が大きい。また余長は、主筋径の12倍をとれば、スリップをきたすことなく健全であった。

1. 序

鉄筋コンクリート部材に太径異形鉄筋を用いた場合鉄筋コンクリートとの付着性能が不良の場合には、曲げせん断に対し十分な曲げ強度が期待できず、定着長さが十分あり、付着が不良の場合には強度はあっても変形が大きくなる。本報では両引試験、引抜試験等の通常の付着試験によらずに、太径異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート梁の挙動についてシャスパンを変えて実験を行ない、強度と変形の性状、付着応力等の検討を行なった。

2. 試験体

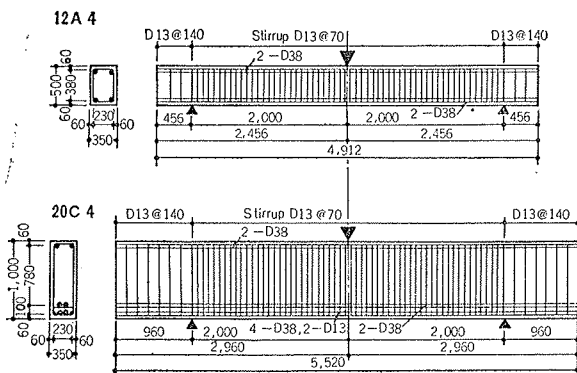
試験体の記号、形状寸法等を表一に示す。試験体記号はアルファベットの左添字が主筋の余長、右添字がスパンを表す。試験体の一例を図一に示す。本実験ではコンクリートのかぶり、強度の影響、せん断補強筋の量、鉄筋比の影響は対象外とする。

種類	加力方法	試験体名	余長 b	スパン L (m)	B×D (cm×cm)	Pt (%)	a/d
A 型 (D-38)		12A1.4	12 φ	1.4	35×50	1.48	1.60
		12A 2	12 φ	2.0	"	"	2.27
		0 A3.42	1.3φ	3.42	"	"	3.89
		12A 3	12 φ	3.0	"	"	3.41
		12A3.61	12 φ	3.61	"	"	4.10
		12A 4	12 φ	4.0	"	"	4.54
		12A4.61	12 φ	4.61	"	"	5.24
		0 A 3	1.3φ	3.0	"	"	3.41
		40A 3	40 φ	3.0	"	"	3.41
		12A6.61	12 φ	6.61	"	"	"
S 型 (D-19)		12S 2	12 φ	2.0	"	1.60	2.39
		12S 3	12 φ	3.0	"	"	3.58
B 型 (D-38)		12B 3	12 φ	2.0	35×50	1.48	(5.54) 2.27
C 型 (D-38)		12C4.61	12 φ	4.61	35×100	1.40	2.59
		12C6.61	12 φ	6.61	35×100	"	3.72

表一 試験体諸元

A型の試験体は断面形35cm×50cm、主筋にD-38を用いている。余長は主として12φ(φ:主筋の径)で、0φ、40φの試験体を含む。12φの試験体はシャスパン比 a/d が1.6~5.24である。0φの試験体は余長がほぼ零(実験では支点の関係から5cmとした)で、40φの試験体は引張鉄筋の支点間にグリースを塗り、コンクリートとの付着を無くすことを意図し、余長を十分とったものである。1体のみ純曲げ載荷を行ない、他は中央載荷である。

S型の試験体は、断面形はA型と同じ35×50cmであるが、主筋にD-19を用いており、シャスパンを12A₂、12A₃に対応させている。余長は12φ。



図一 試験体図

B型の試験体は1体であるが逆対称載荷を行ない、 $12A_2$ と対応するシャスパンのものである。A型の支点による拘束の影響を取除いている。

C型の試験体は、断面形 $35 \times 100\text{cm}$ と梁丈が大きく、引張鉄筋を過密配筋したものである。主筋はD-38、余長 12ϕ 。

2.1. 材料の性質

表-2にコンクリートの性質を、表-3に鉄筋の性質を示す。鉄筋はSD35を使用し、D-38で $\sigma_y = 3930\text{kg/cm}^2$ 、D-19で $\sigma_y = 3950\text{kg/cm}^2$ ある。コンクリートは普通コンクリートで $W/C = 47.9\%$ 、 $F_c = 421 \sim 462\text{kg/cm}^2$ と高強度である。

試験体	σ (kg/cm^2)	ϵ (10^{-6})	cE (10^4kg/cm^2)	試験体	σ (kg/cm^2)	ϵ (10^{-6})	cE (10^4kg/cm^2)
12A3	438	2160	3.0	12A6.61, 40A3, 12A14	427	1970	3.1
12S3, 0A3, 42, 12A3, 61	448	2160	3.0	20C4, 12A4, 61	462	2200	3.0
12A2, 12A4, 0A3, 12S2, 12B3	427	1930	2.9	20C6	421	2175	2.8

表-2 コンクリートの性質

	σ_{max} (kg/cm^2)	σ_y (kg/cm^2)	rE (10^4kg/cm^2)	伸び (%)
D-38	5770	3930	1.91	21.9
D-19	5800	3950	1.95	18.2

表-3 鉄筋の性質

3. 実験方法

3.1. 加力方法

梁中央鉄筋応力度 $\sigma = 2.7t/\text{cm}^2$ で2サイクル、降伏変形の2倍で2サイクル加力した後、破壊させるのを原則とした。 $12A_3$ 、 $12A_{3.61}$ 、 $12S_3$ に対しては荷重0より一定の荷重間を30回或いは60回のサイクリングを行なった。支点の拘束を可能な限り取除くため、 $12A_3$ 、 $12A_{3.61}$ 、 $12S_3$ 、 $12A_{6.61}$ 、 $12A_{4.61}$ 、 $12A_{6.61}$ はテフロン支承を使用した。

3.2. 測定方法

たわみは支点に対する中央の撓みを1/100mmダイヤルゲージにより正負荷重に対し連続的に測定し、ひずみはW.S.G.により鉄筋のひずみ、コンクリート圧縮面のひずみを測定した。

4. 実験結果と考察

4.1. 破壊状況.

破壊状況写真を図-2に示す。余長が 12ϕ の試験体では余長部分は主筋に沿うひび割れ、あるいは斜めひび割れなどはみられず健全であったが、余長 0ϕ の $0A_3$ 、 $0A_{3.42}$ では、それぞれ支点近傍に主筋に沿うひび割れ、

あるいは斜めひび割れ等が発生し破壊している。しかしながら余長 0ϕ の試験体でもcritical sectionの引張鉄筋は降伏している。

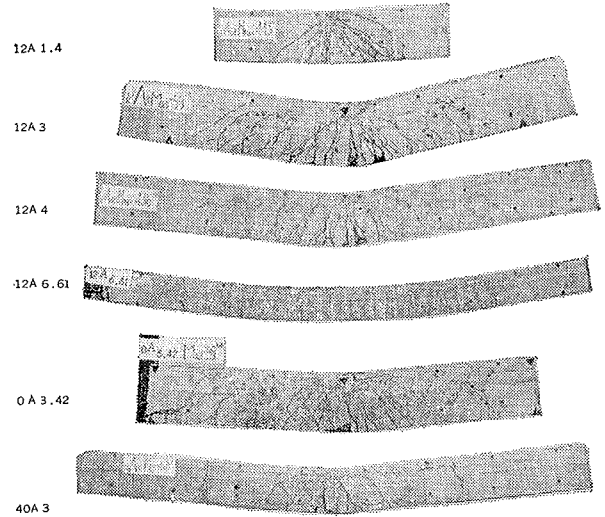


図-2 破壊写真

斜めひび割れ発生状況を見ると、シャスパン比 $a/d = 3.41$ 以下の試験体ではスパン内全域に斜めひび割れが発生しているのに対し、 $a/d = 4.1$ 以上の試験体では支点から約 d の範囲にはひび割れの発生はみられず、斜めひび割れも少い。主筋にD-19を用いた $12S_2$ 、 $12S_3$ はこれに対応する $12A_2$ 、 $12A_3$ と比べ、斜めひび割れ数が多く、支点間に細く分布している。逆対称載荷を行なった $12B_3$ はこれに対応する $12A_2$ と破壊状況は変わらない。主筋の付着が悪い $40A_3$ は、シャスパンが同じ $12A_3$ とは異り、主筋に沿うひび割れが引張側、圧縮側に発生し、斜めひび割れの発生パターンも異り本数も少ない。余長部は 40ϕ あり健全であった。C型の試験体は、過密配筋による影響はその破壊状況に現われていない。

4.2. 終局強度

降伏モーメント、最大モーメントの実験値、計算値等を表-4に示す。計算値はe函数法により求めたもので、鉄筋降伏時のモーメントである。降伏モーメントの実験値 $実M_y$ は、 $M-\delta$ 曲線が曲率最大となる値をとったものである。 $実rM_y$ は引張筋の降伏時モーメントで、 $M-\epsilon$ 曲線から求めた。C型の試験体を除き $実M_y$ と $計M_y$ との比は $0.94 \sim 1.10$ で、シャスパンの影響はない。C型の場合 $計M_y$ としてコンクリート圧壊時のモーメントをとれば計算値とほぼ一致する。S型についてみると $実M_y/計M_y$ は $1.07 \sim 1.08$ 、 $実rM_y/計M_y$ は下段筋で $0.96 \sim 1.04$ 、二段目の鉄筋で 1.11 とシャスパンが同じA型と比べてほとんどその比率に差はない。

シャスパンの最も短い $12A_{1.4}$ 、最終的にスリップ破

試験体名	支点間距離	降伏モーメント					最大モーメント			
		実MY (t.m)	実rMY (t.m)	計MY (t.m)	実MY/計MY	実rMY/計MY	実Mmax (t.m)	計Mmax (t.m)	実Mmax/計Mmax	実MY
12A1.4	140	37.1	37.5	35.3	1.05	1.06	42.5	36.6	1.16	1.14
12A2	200	34.2	34.2	35.4	0.97	0.97	41.4	36.6	1.13	1.21
× 0A3.42	342	37.9	31.2	35.4	1.07	0.88	51.2	36.8	1.40	1.35
12B3	200	33.8	左34.3 右34.5	35.4	0.96	0.98	40.8	36.6	1.12	1.20
12S2	200	37.4	下30.4 上35.4	31.8	1.08	1.11	47.7	35.8	1.33	1.27
○ 12A3.61	300	39.0	37.0	35.3	1.10	1.05	52.5	36.6	1.44	1.34
○ 0A3	361	38.0	34.2	35.4	1.08	0.97	46.8	36.8	1.27	1.23
40A3	300	36.9	32.5	35.4	1.04	0.92	45.1	36.6	1.23	1.22
12A3	300	34.7	34.3	35.3	0.98	0.97	45.0	36.6	1.23	1.29
○ 12S3	300	33.9	下33.0 上35.3	31.8	1.07	1.11	49.1	36.1	1.37	1.44
12A4	400	33.2	31.8	35.4	0.94	0.90	43.6	36.6	1.19	1.31
× 12A4.61	461	38.6	36.0	35.3	1.09	1.02	50.6	36.8	1.38	1.31
○ 12A6.61	661	36.3	-	35.3	1.03	-	34.7	36.6	0.95	0.95
○ 12C4.61	461	174.0	下177.0 上172.0	160.9** 144.5	1.08** 1.20	1.22 1.19	232.0	162.1	1.43	1.33
○ 12C6.61	661	164.7	155.0	162.9** 146.4	1.01** 1.12	1.08	216.0	163.7	1.32	1.31

○テフロン支承 ・ 下段筋降伏時
×大林ローラー ・ ・ コンクリート圧壊時

表—4 降伏モーメント、最大モーメント

壊した 0A3.61, 0A3 も曲げ降伏に達している。

B型の試験体では実MY/計MY, 実rMY/計MY の比率は 0.96, 0.98 で、これに対応する 12A2 の場合と同じである。同表に最大曲げモーメントの計算値 計Mmax, 実験値 実Mmax とその比率を示したが、純曲げ載荷の 12A6.61 を除き、いずれの試験体も計算値以上に達している。

4.3. M-δ 曲線

図—4 にモーメントM~変位δ曲線を示す。

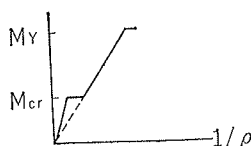
1点集中荷重Pに対し、弾性範囲内では

$$\delta/l^2 = \frac{M}{3EI}$$

塑性時では

$$\delta/l^2 = \frac{1}{3} \left\{ \frac{1}{\rho_Y} \frac{M}{M_Y} - \left(\frac{1}{\rho_Y} \frac{M_{cr}}{M_Y} - \frac{1}{\rho_{cr}} \right) \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 \right\}$$

(但し、M~1/ρ 曲線を図—3のように仮定)



図—3/ M~1/ρ 曲線

となり、断面が同じならば EI, 1/ρcr, MY は一定であるから同一の曲げモーメントMに対し δ/l^2 は一定である。従ってM~δ 曲線において横軸の変位の単位を 1/l^2 に比例してとれば、曲げ変形のみを考慮する場合、スパンの差異にか

かわらず M~δ 曲線は弾性および塑性変位について全く同一になるはずである。図—4 の M~δ 曲線はこのようなして示したものである。

M~δ 曲線中に弾性および塑性にわたる理論線を破線で示した。弾性変位については鉄筋の影響を考慮した理論線とひび割れ発生までは実験値とよく一致している。塑性時の理論線は図—3 の M~1/ρ 曲線を仮定して降伏変形を求め、ひび割れ発生時の変位とを結ぶ直線でその中間を表わしている。

ひび割れ後についてみると、純曲げ載荷の 12A6.61 (δ は純曲げ部分の変位) では、曲げ理論線と実験値とはきわめてよく一致している。せん断力を伴う試験体ではシャスパンが短くなるほど理論線から離れてくる。

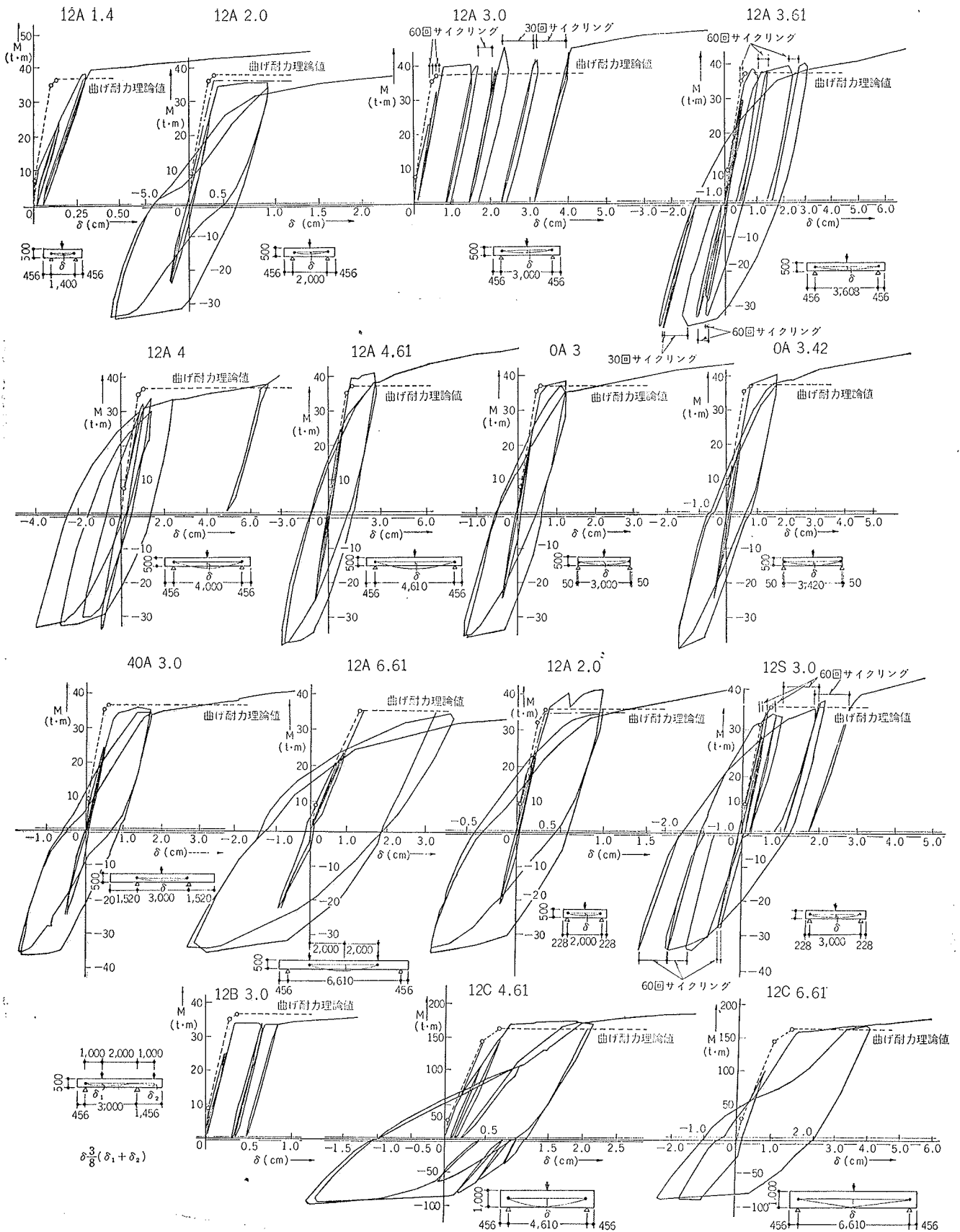
各試験体について M-δ 曲線を比較すると a/d=2.27 の 12A2, 12S2, 12B3 については、逆対称載荷の 12B3 と 12A2 の M-δ 曲線の包絡線はよく一致している。主筋にD-19を用いた 12S2 と 12A2 とでは殆んど履歴曲線は変わらないが μ=2.6 における正負繰返し時では同じモーメントに対し 12A2 の変形が大きい。

a/d=3.41 の場合、12A3 と 12S3 とではS型の方が同じモーメントに対し変位が少なく、付着が良好であることを示していると思われる。余長の小さい 0A3 も降伏までの変形曲線は 12A3 と変わらず μ=1.8 の正負繰返しに対しても紡錘形の履歴曲線を示している。支点間の主筋の付着が弱い 40A3 では 12A3 に比べ初期から剛性が小さく μ=2.6 の繰返し時には逆S字形の変形状性を示している。

シャスパンが長い、12A4, 12A4.61 の場合はその履歴曲線は紡錘形である。

図—5 にせん断変形と荷重の関係を示す。純曲げが理論値と非常によく一致していることを前提とし、せん断変形は実験値から曲げ変形を差し引いたものである。なお荷重Pはそれぞれの試験体についてせん断応力度 τ=Q/bj に比例した値である。このせん断変形は曲げひび割れ、せん断ひび割れによってコンクリートの剛性低下を示しているが、さらに鉄筋とコンクリートのポンドの喪失による応力分布の変化の影響をも含んでいる。

図—5 から同一のτに対し、せん断スパンの短いもの程せん断剛性低下は小さく、一見矛盾しているように見える。しかしこれはシャスパンが長い場合はせん断変形の全体に占める割合が小さく、せん断スパンの短い場合はこのせん断剛性低下が全体の変位に大きな影響をもつわけである。逆にシャスパンの長いものはせん断剛性低下について誤差が大きいことも考えられ



図一4 p-δ 曲線

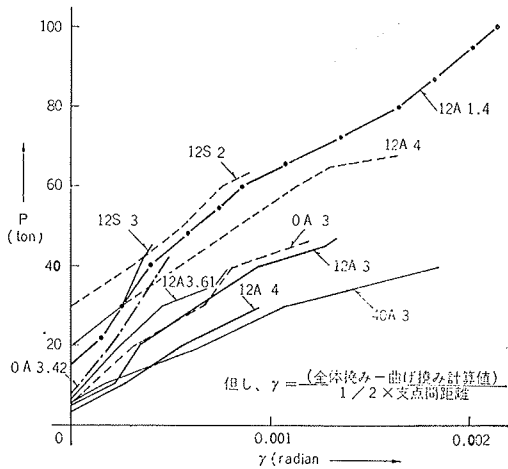


図-5 p- γ 曲線

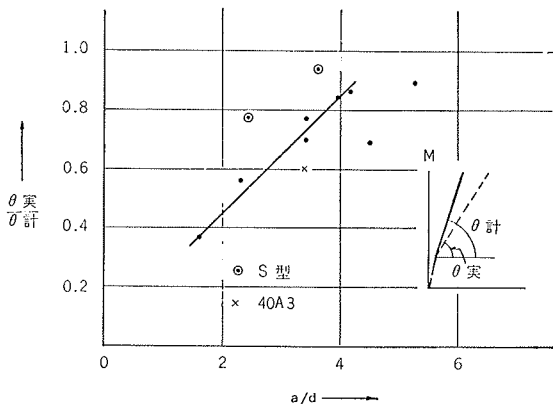


図-6 半塑性時の剛性比

る。せん断剛性低下率 β を求めると、 $12A_{1.4}$: 0.088, $12A_2$: 0.081, $12A_3$: 0.072, $12A_{3.61}$: 0.089, $12A_4$: 0.058 と $12A_{3.61}$ を除きシヤスパンの短いもの程せん断剛性低下率が大きい。

図-6 にひび割れ以後、降伏までの半塑性時における剛性について、e 函数法から求めた計算値と実験値とを比較し、シヤスパン比との関係を示した。図中黒点は A 型試験体（中央集中載加）についてプロットしたものである。 $a/d=1.6$ の場合半塑性時の剛性は計算の 37%, $a/d=4.1$ の場合は計算値の 87% で、 a/d がこれの中間の場合は上記二点を結ぶ直線上にほぼプロットされる。 $a/d=4.1$ 以上の場合はシヤスパンの影響はない。なお S 型試験体についても同様に図-6 に示したが、A 型に比し半塑性時の剛性低下が少なく、A 型と B 型のポンドの相異によるものと推定される。

サイクリング載荷は $12A_3$, $12S_3$, $12A_{3.61}$ について行った。降伏以前における 60 回のサイクリングでは変形の進行は僅かである。降伏以後のサイクリングについてみると $12A_3$ では $\mu=2.12$ の 60 回サイクリングに対して 4.6mm, $\mu=2.95$ からの 30 回サイクリング

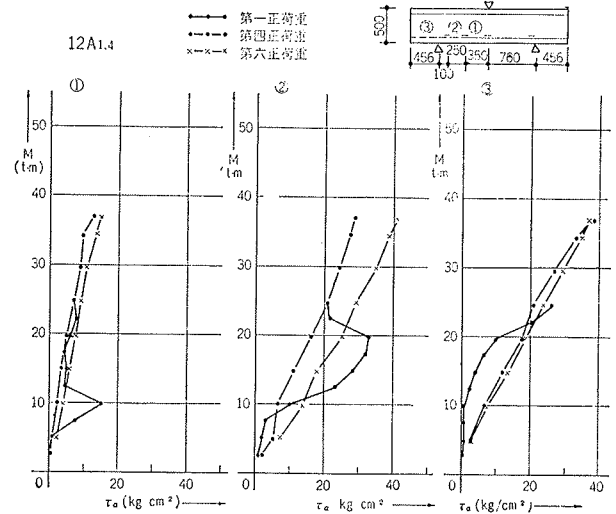


図-7 引張鉄筋付着応力度

によって 8.7mm, $\mu=4.13$ からの 30 回サイクリングに対し 8.2mm, 変位が進行している。しかしながらサイクリング時の剛性の変化はない。

4.4. 付着応力度

図-7 に付着応力度とモーメントとの関係の一例を掲げる。各区間の付着応力度は二点間のひずみ測定値から応力差 σ_s を求め、

$$\tau_a = \frac{rA \cdot \sigma_s}{\psi \cdot l} \quad \begin{array}{l} \tau_a: \text{付着応力度} \quad \psi: \text{鉄筋の周長} \\ rA: \text{鉄筋断面積} \quad l: \text{検長} \end{array}$$

から平均付着応力度を算定したものである。

すべての試験体について一般的には言えないが、曲げモーメントが最大の断面でまず付着応力度が大きくなり、ひび割れの発生で鉄筋のひずみが進行し最初の 2 点間の応力差が小さくなり付着応力度としては減少する。この時次の 2 点間では応力差が大きくなりこの間の平均付着応力度が増す。さらにひび割れが広い領域に発生するに従い、この過程をくり返す。繰返し載荷時には付着応力度とモーメントはほぼ直線的な関係

試験体記号	ゲージから端部までの距離 l (cm)	端部鉄筋最大応力度 (kg/cm ²)		余長部分最大付着応力度 (kg/cm ²)	
		右端	左端	右端	左端
12A 1.4	55.6	2,450	2,030	41.7	46.6
12A 2	55.6	2,410	3,280	41.0	55.8
12A 3.61	86.0	1,590	1,450	16.5	15.9
12A 4	55.6	1,590	817	27.0	13.8
12A 4.61	86.0	1,730	1,890	19.0	20.8
12A 6.61	86.0	2,400	2,190	26.4	24.1
0 A 3	15.0	895	1,070	57.2	68.7
0 A 3.42	86.0	3,240	3,380	35.6	37.2
40A 3	144.0	2,220	2,750	14.9	18.4
12B 3	55.6	1,470	1,350	25.0	23.0
12S 2	55.6	3,090	2,320	52.5	39.4
12S 3	32.8	907	917	26.3	26.6
12C 4.61	86.0	3,190	3,670	35.1	40.4

表-5 余長部分の最大付着応力度

になる。

余長部分についてみると、検長が556mmと同じでシヤスパン比が異なる $_{12}A_{1.4}$ 、 $_{12}A_2$ 、 $_{12}A_3$ 、 $_{12}A_4$ では曲げモーメントが小さい初期の間はいずれの試験体も付着応力度は小さい。しかしながら曲げモーメントが大きくなると、シヤスパンの小さいもの程付着応力度が大きくなっていく。M=35tmで比較すると $_{12}A_{1.4}$: $\tau_a=26\text{kg/cm}^2$ 、 $_{12}A_2$: $\tau_a=25.5\text{kg/cm}^2$ 、 $_{12}A_3$: $\tau_a=5.5\text{kg/cm}^2$ 、 $_{12}A_4$: $\tau_a=1\text{kg/cm}^2$ で、明らかにシヤスパンの影響を受けている。前述したようにシヤスパンの短い場合は支点近傍の斜めひび割れ発生が多く、このひび割れの影響により、鉄筋応力、付着応力が大きくなるものと推察される。検長が328mmで二段配筋の $_{12}S_2$ 、 $_{12}S_3$ でも同様の傾向がみられる。シヤスパンが同じで鉄筋径が異なるA型とS型とを比較すると、 $_{12}A_3$ 、 $_{12}S_3$ の場合は余長部分の付着応力度は余り差がないが、 $_{12}A_2$ 、 $_{12}S_2$ の場合は $_{12}A_2$ の付着剛性が小さく、同一モーメントに対して付着応力度は $_{12}S_2$ より大きい。

表一五に各試験体の余長部分における平均付着応力度を示す。

5. まとめ

1) 太径異形鉄筋を用いたRC梁は、その破壊性状変形性状等ほとんど普通の異形鉄筋を用いたRC梁の場合と変わらないが、D-19を用いた場合、D-38の場合と比べ付着性能が良く、ひび割れ発生状況が多少異なるが、強度、変形に大きな影響は与えない。

2) 太径異形鉄筋梁の鉄筋の余長として主筋径の12倍をとれば、鉄筋のスリップはみられず余長部分は健全であった。余長がほとんど零に近い場合でも、支点間で付着力を負担し、強度上引張主筋が降伏に達するが、最終的にはスリップ破壊を起す。

3) 主筋の付着が悪い場合は鉄筋のスリップによるひび割れが発生し、斜めひび割れの発生パターンも異なるが、終局強度は余長が十分あれば期待できる。

4) 破壊状況は $a/d=3.41$ 以下の場合と、 $a/d=4.0$ 以上の場合で異なる。

5) 変形性状についても同様のことがいえ、M- δ 曲線はシヤスパンの小さい場合程塑性曲げ理論線から離れてくる。純曲げ載荷の場合はその変形曲線はよく理論線と一致する。塑性減における正負繰返しに対して $a/d=4.0$ 以上の場合履歴曲線は紡錘形を示すのに対し、シヤスパンが短い場合は逆S字形となり、コンクリートのせん断剛性の低下、付着の喪失、応力分布の変化の影響が顕著に現われる。

6) 従ってシヤスパンが短い場合には純粋に曲げ理論は成立しないものと考えられ、ひび割れによるコンクリートの断面欠損、鉄筋の付着力の低減をも含んでせん断剛性低下を考慮する必要がある。曲げ論理が適用されるのは今回の実験では a/d が4以上の場合といえよう。

7) しかしながら終局強度については鉄筋コンクリートの塑性曲げ理論によって求まる。

謝辞：本研究は、主都高速道路公団の資金により行なったもので、ここに謝意を表します。