

高強度鉄筋コンクリート部材の曲げ・せん断実験

大内 一 三浦 律彦
谷口 勝 小嶋 克朗
(本社、ガス貯蔵地下タンクプロジェクトチーム)

A Study on Flexural and Shear Strength of High-Strength Reinforced Concrete Beams

Hajime Ohuchi Norihiko Miura
Masaru Taniguchi Yoshiro Kobatake

Abstract

This paper presents the flexural and shear test results of reinforced concrete beams with the purpose of applying high-strength materials to practical structures. No specification exists on high-strength concrete larger than 400 kgf/cm² in the current JSCE design standard. Three loading tests for flexural strength and four for shear strength were therefore conducted with specified concrete compressive strengths 300 and 600 kgf/cm², specified yield strength of reinforcing steel 3,500 and 5,000 kgf/cm² and shear reinforcement ratio $p_w=0.13\%$ and 0.21% as parameters. The following conclusions were obtained regarding these test results: ① No significant difference is observed regarding elastic to ultimate behaviors between normal and high-strength members. ② Current design yield strength of flexural members agree well with test results with high accuracy. ③ The Fafitis-Shah equation gives a much better prediction than the equation proposed in the standard in the stress-strain relationship of concrete. ④ The ultimate shear strength obtained in the tests are 20 to 40% higher than the design strength, which means that the current design shear strength confirms conservative design.

概要

高強度コンクリート、高強度鉄筋の躯体構造への適用を検討する目的で、鉄筋コンクリート梁部材による試験を実施した。現行 RC 示方書では、コンクリート設計基準強度 $f_{ck}'=400$ kgf/cm² を超える高強度コンクリートの適用について特に規定が無い。そこで f_{ck}' (300, 600 kgf/cm²)、鉄筋種類 (SD35, SD50)、せん断補強量をパラメータとした 3 体の曲げ破壊試験、4 体のせん断破壊試験を実施した。その結果次の結論を得た。① 曲げ・せん断とも普通、高強度試験体間で破壊挙動に大差ない、② 曲げ降伏荷重について、示方書に従う計算値は実験結果を良好な精度で予測出来る、③ 高強度コンクリートの応力-ひずみ関係について示方書提案式は十分でなく、Fafitis-Shah 式がよく対応する。④ せん断耐力に関し実験値は現行示方書せん断強度式を 2～4 割上回り、現行 RC 示方書を用いるかぎり安全側の設計となる。

1. はじめに

近年、高強度コンクリート高強度鉄筋の建設材料への適用の機運が高まっている。しかしながら現行 RC 示方書¹⁾では、コンクリート設計基準強度 (f_{ck}') 400 kgf/cm² を超える高強度コンクリートの適用については特に規定がない。本研究は $f_{ck}'=600$ kgf/cm² までの高強度コンクリート、SD50までの高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート梁部材での曲げ・せん断実験を実施し、その力学的性状を把握検討し、現行示方書の高強度鉄筋コンクリート部材への適用性を検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体寸法配筋を図-1に、試験体一覧を表-1に示す。実験は曲げ破壊実験である MN シリーズとせん断破壊実験である SN シリーズからなる。試験パラメータはコンクリート設計基準強度 ($f_{ck}'=300, 600$ kgf/cm²)、鉄筋品質 (SD35, SD50)、せん断補強筋量 ($p_w=0.13, 0.21\%$) である。曲げ試験引張主筋量は $p_t=0.46\%$ (4-D19) であるが、せん断試験では十分な曲げ耐力を持たせるため $p_t=4.05\%$ (10-D35, 2 段束ね筋) とした。

2.2 使用材料

実験に使用したコンクリート材料の種類と特性を表-2に、配合を表-3に示す。高強度配合のセメントにはマスコンクリート構造物への適用を考えると、温度ひび割れ低減の目的で超低発熱性の低熱スラグセメントを使用した。また普通強度配合のセメントには普通ポルトランドセメントを使用した。減水剤には、高強度配合では水セメント比低減の目的で高性能 AE 減水剤を使用した。

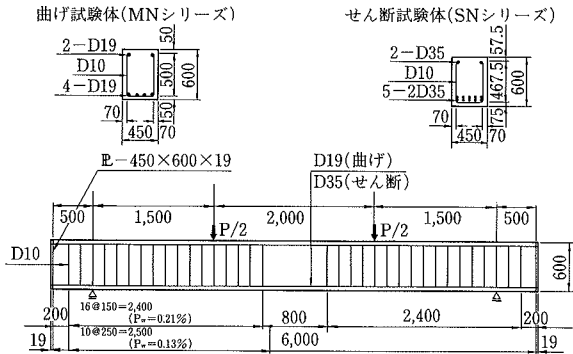


図-1 試験体寸法配筋

表-1 試験体一覧

シリーズ	試験体名	コンクリート		引張主筋			せん断補強筋		
		設計基準強度 f_{ck} (kgf/cm ²)	セメントの種類	本数・径	品質	鉄筋比 ρ_t (%)	径・間隔	品質	鉄筋比 ρ_v (%)
MN	MN-35-300-46-21	300	NP	4-D19	SD35	0.46	D10 @150	SD35	0.21
	MN-35-600-46-21	600	LSC	4-D19	SD35	0.46	D10 @150	SD35	0.21
	MN-50-600-46-21	600	LSC	4-D19	SD50	0.46	D10 @150	SD50	0.21
SN	SN-35-300-405-13	300	NP	10-D35	SD35	4.05	D10 @250	SD35	0.13
	SN-35-600-405-13	600	LSC	10-D35	SD35	4.05	D10 @250	SD35	0.13
	SN-35-600-405-21	600	LSC	10-D35	SD35	4.05	D10 @150	SD35	0.21
	SN-50-600-405-13	600	LSC	10-D35	SD50	4.05	D10 @250	SD50	0.13

NP：普通ポルトランドセメント LSC：低熱スラグセメント
上端筋の本数・径は曲げ試験体(MN)：2-D19、せん断試験体(SN)：2-D35

表-4 コンクリートの材料試験結果

バッチ No.	配合名	養生条件	圧縮強度 (kgf/cm ²)			静弾性係数 ($\times 10^5$ kgf/cm ²)		ポアソン比 (1/3最大応力時)		引張強度 (kgf/cm ²)			打設した試験体名
			7日	28日	91日	28日	91日	28日	91日	7日	28日	91日	
			(標準)	(標準)	(標準)	(標準)	(標準)	(標準)	(標準)	(標準)	(標準)	(標準)	
1 2	F600-a	標準 (現場)	504	647	732	3.92	4.12	0.24	0.27	—	—	—	MN-35-600-46-21 SN-35-600-405-13
			(435)	(606)	(743)	(3.76)	(4.12)	(0.22)	(0.26)				
3 4	F600-b	標準 (現場)	446	581	647	3.72	4.23	0.23	—	—	—	MN-50-600-46-21 SN-35-600-405-21	
			(395)	(561)	(675)	(3.42)	(4.16)	(0.25)					
5	F600-c	標準 (現場)	457	604	677	3.55	3.90	0.24	—	41.6	46.7	40.9	SN-50-600-405-13
			(412)	(579)	(694)	(3.55)	(4.05)	(0.23)		(35.1)	(41.8)	(37.6)	
6 7	F300	標準 (現場)	274	366	436	2.95	3.21	0.24	0.25	27.1	33.7	34.9	MN-35-300-46-21 SN-35-300-405-13
			(246)	(373)	(448)	(2.93)	(3.28)	(0.22)	(0.25)	(25.1)	(35.4)	(32.0)	

・使用した細骨材Sの表面水率(実測値)は、A粗：8.5%(AM)、8.5%(PM)、A粗：12.0%(AM)、13.0%(PM)

用した。

打設現場におけるスランプと空気量を生コン車1台ずつ測定しプラントで調整を行なったため、減水剤とAE助剤の使用量が若干変化している。

コンクリートの製造は生コンプラントの2軸強制練りミキサ(容量3m³)を用いて行なった。2バッチ(4m³)分を生コン車に積載し、約20分かけて打設現場まで運搬し、シュートで打設した。

表-2 コンクリート材料の種類と特性

種類	略号	名称	銘柄・産地	比重	特性・主成分など
セメント	NP	普通ポルトランドセメント	アサノセメント製	3.16	比表面積(ブレーン)3,280cm ² /g
	LSC	低熱スラグセメント	第一セメント製	2.96	比表面積(ブレーン)5,690cm ² /g
細骨材	白砕	砕砂(粗目砂)	武甲山産	2.65	吸水率1.59%, FM3.05, 単重1.73
	A粗	砕砂(粗目砂)	岩舟産	2.61	吸水率1.21%, FM3.08, 単重1.63
	A細	丘砂(細目砂)	利根川水系	2.64	吸水率2.51%, FM2.02, 単重1.57
粗骨材	A	砕石(石灰岩)	武甲山産	2.70	Gmax20mm, 吸水率0.402%, FM6.65
混和剤	Na70	標準型AE減水剤	ボノリス製	1.25	リグニンスルホン酸化合物 ポリオール複合体
	SP-9HS	高性能AE減水剤	ボノリス製	1.18	変性リグニン、アルキルアリスルホン酸系+活性ポリマー
	775S	空気進行助剤	ボノリス製	1.02	変性アルキルカルボン酸化合物(陰イオン系)

注) 高強度配合(F600)では、粗目、細目の2種類の細骨材を6:4の割合で混合して使用
普通強度配合(F300)では粗目、白砕、細目の3種類の細骨材を3:3:4の割合で混合使用

表-3 コンクリートの配合

バッチ No.	配合(配合名)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)							打設した試験体名
				W	C	S		G	混和剤		
						A粗	A細		A	減水剤	
1 2	高強度(F600-a)	32.0	37.1	170	LSC 531	357	237	1037	SP-9HS C×2.0%	Cx0.015 Cx0.0075%	MN-35-600-46-21 SN-35-600-405-13
3 4	高強度(F600-b)	32.0	37.1	170	LSC 531	357	237	1037	SP-9HS C×2.0%	Cx0.008%	MN-50-600-46-21 SN-35-600-405-21
5	高強度(F600-c)	32.0	37.1	170	LSC 531	357	237	1037	C×1.8%	Cx0.008%	SN-50-600-405-13
6 7	普通強度(F300)	53.8	44.5	161	NP 299	(白砕) 247(247)329	1055	Na70 C×0.35%	Na303A (2A)	—	MN-35-300-46-21 SN-35-300-405-13

・ミキサは2軸強制練り(容量3m³)を使用、混練り量(1バッチ)は2m³、練り混ぜ時間は2分間
・配合名のF600、F300は材令91日の設計基準強度(f_{ck})が600および300kgf/cm²の配合を示す
・NPセメントを使用した f_{ck} (91)=300kgf/cm²の配合(F300-91)はプラントの標準品(呼び強度270、スランプ12cm)

鉄筋は熱間圧延異形棒鋼 SD35, SD50, 呼径 D10, D19, D35をそれぞれ用いた。なお D10はせん断補強筋に, D19, D35は主筋に用いた。

2.3 材料試験結果

2.3.1 コンクリート コンクリート材料試験は,養生条件(標準水中, 現場水中), 材令(7, 28, 91日), バッチごとに各3体行なった。試験結果一覧を表-4に示す。

図-2に圧縮試験で得られた圧縮強度と弾性係数の関係を示す。 $f_{ck}'=300 \text{ kgf/cm}^2$ のコンクリート(以後普通強度コンクリートと呼ぶ)は 400 kgf/cm^2 強の, 600 kgf/cm^2 のコンクリート(以後, 高強度コンクリートと呼ぶ)は 700 kgf/cm^2 前後の結果を得た。普通強度コンクリートの弾性係数は, 示方書提案式にほぼ一致する。 600 kgf/cm^2 を超えるコンクリートの弾性係数は規定範囲にはないが, これを示方書提案式から外挿すると実験値が若干大きくなる傾向にある。

図-3に圧縮強度と割裂引張強度の関係を示す。割裂引張強度については, 普通コンクリート, 高強度コンクリートとも示方書提案式と一致する。

2.3.2 鉄筋 表-5に鉄筋の引張試験結果一覧を示す。これらの結果はSD50の一部を除きJIS規格(JIS G3112)を満足する。SD50, D19については, 11%と伸びが小さくなったが梁部材試験で破断することはなかった。弾性係数については全て $1.90 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 前後の値を示し, 従来の鉄筋引張試験結果と同等である。

2.4 加力方法と計測方法

加力方法は単純梁形式の2点荷重であり, 支間5m, 純曲げ区間2mで単調荷重により行なった。測定項目および測定点数は荷重, たわみ(11点, 内2点支点上)主筋ひずみ(曲げ試験-18点, せん断試験-22点)せん断補強筋ひずみ(曲げ試験-2点, せん断試験-30点), コンクリート縁ひずみ(曲げ試験-10点, せん断試験-9点), コンクリートロゼットゲージ(せん断試験のみ-2点), および純曲げ区間内曲げひび割れ幅(曲げ試験のみ-2点)である。このうち主筋ひずみについては各点2枚とし平均ひずみを算出した。せん断補強筋は各点1枚ずつとした。また曲げひび割れ幅については, 発生直後クラックスケールによりひび割れ幅を測定した後クリップゲージをセットした。

3. 曲げ破壊試験

3.1 解析手法

3.1.1 コンクリートの応力-ひずみ関係 本実験で使用したような高強度コンクリートの応力-ひずみ関係について, 示方書提案式の適用性は明確でない。高強度コンクリートの応力-ひずみ関係には次の Fafitis-Shah²⁾式が適切であると報告されている³⁾。

$$\sigma = f_c' \times \{1 - (1 - \varepsilon/\varepsilon_m)^A\} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$A = E_c \times \varepsilon_m / f_c', \text{ ただし } \varepsilon < \varepsilon_m$$

ここに f_c' : 圧縮強度 ε_m : 応力-ひずみ関係で f_c' に

表-5 鉄筋引張試験結果一覧

鉄筋品質	鉄筋径	降伏点	引張強さ	伸び	弾性係数
		f_{sy} (kgf/cm ²)	f_{su} (kgf/cm ²)	(%)	$E_s \times 10^6$ (kgf/cm ²)
SD35	D10	3620	5370	18	1.90
	D19	4110	5770	18	1.92
	D35	3910	5660	23	1.88
SD50	D10	4970	6530	15	1.89
	D19	6190	8180	11	1.94
	D35	5770	7650	16	1.88

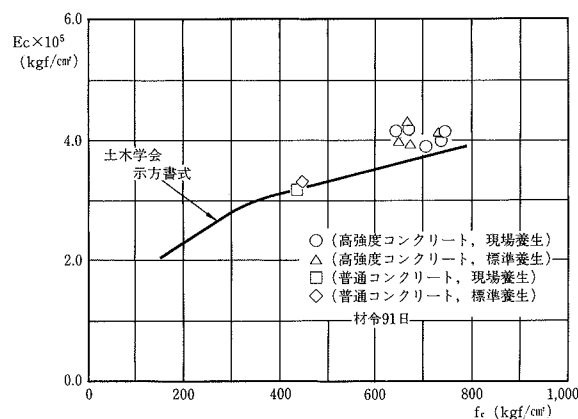


図-2 圧縮強度-弾性係数関係

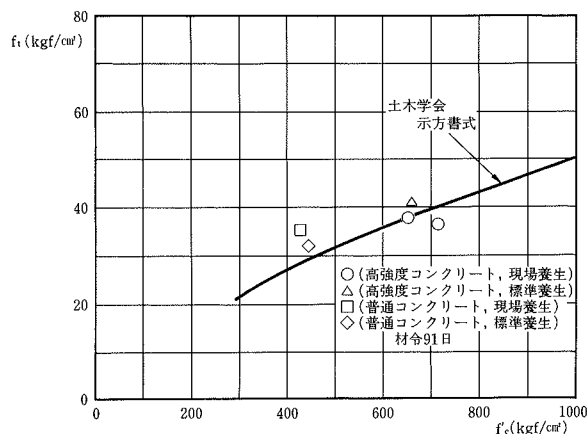


図-3 圧縮強度-割裂引張強度関係

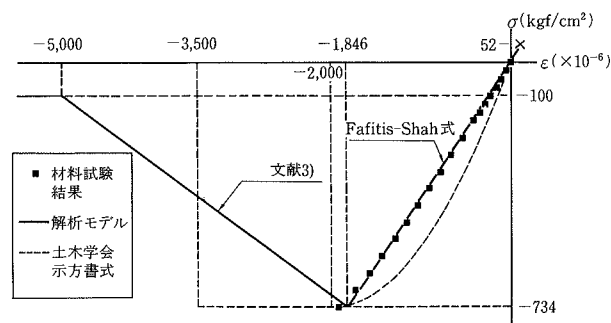


図-4 コンクリートの応力-ひずみ関係 (F600-a, 現場養生)

対応する圧縮ひずみ

図-4に圧縮試験で得られた応力-ひずみ関係の1例を示す。図中には実験より得られた E_c , f'_c , ϵ_m から求まるFafitis-Shah式と f'_c , ϵ_m より求まる示方書提案式を合わせて示す。ここに前者の ϵ_m については圧縮試験がひずみ制御型でないため実際には定められず、実験で得られた応力-ひずみ関係に最も適合する値を最小2乗法により求めた。後者の ϵ_m については、示方書に定められた0.2%ひずみを用いた。図より示方書で提案される応力-ひずみ関係は実験値との対応が十分でなく、Fafitis-Shah式が良好な予測を与えることが分かる。

3.1.2 数値計算 前節での検討より図-4中に示されるFafitis-shah式に基づくコンクリートの応力-ひずみ関係を用いる。圧縮側軟化領域の扱いの根拠は参考文献3)によった。また曲げ引張強度については、示方書で定められる曲げ引張強度に更に寸法効果を考慮して求めた⁴⁾。

$$f_b = 0.9 \cdot f'_c{}^{2/3} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$f_{bs} = f_b \cdot (h/15)^{-1/4} \quad \dots\dots\dots(3)$$

ここに f_b : コンクリートの曲げ引張強度 (kgf/cm²)
 f_{bs} : 寸法効果を考慮したコンクリートの曲げ引張強度 (kgf/cm²)
 h : 試験体高さ (ここでは60 cm)

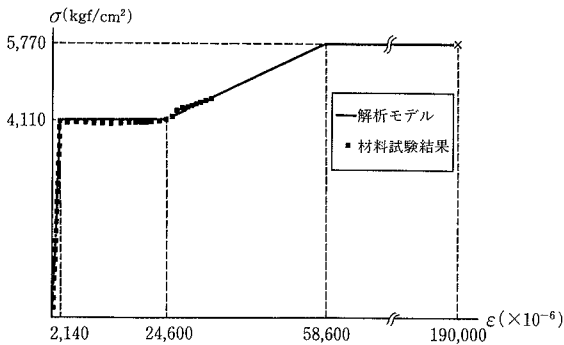


図-5 鉄筋の応力-ひずみ関係 (D19, SD35)

鉄筋については図-5に示す様な応力-ひずみ関係を用いた。曲げ試験では降伏荷重時の梁中央点変位は、SD35を用いた試験体では13~14 mm, SD50を用いた場合は23 mm程度である。一方最大荷重時の同変位は160~230 mm程度まで達しており、主筋がひずみ硬化域に達していることが容易に予想される。曲げ変形が十分大きくなるこの種の試験体の最大荷重までの解析には、その影響を考慮する必要があると思われる。

コンクリート断面を50層に、鉄筋を2層に分割し、任意の曲率に対して断面力の釣り合いより平面保持則を仮定して作用モーメントを求める。この際コンクリートおよび鉄筋各層の応力は、図-4, 5の関係に従うものとする。中立軸位置に関する式は一般にべき級数の形となることからNewton法により数値計算的に求めた。

たわみの算定については、前述の方法で求めたモーメント-曲率関係に基づき、試験体スパン方向のモーメント分布と曲率分布が一致するとして積分して求めた。

3.2 破壊経過と諸荷重

図-6に全曲げ試験体の最終ひび割れ図を示す。純曲げ区間に曲げひび割れが発生した後、せん断スパン内でも荷重20 tf過ぎに曲げせん断ひび割れが発生する。純曲げ区間内の曲げひび割れは、圧縮縁で斜めから水平方向へと成長し、その外側部分が圧壊した。

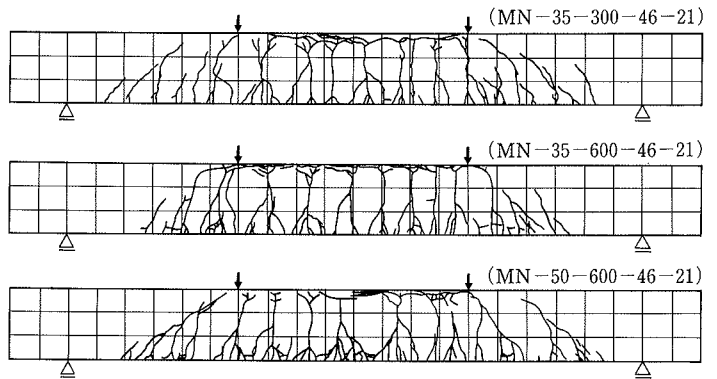


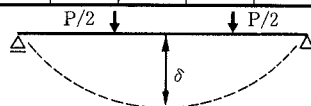
図-6 ひび割れ図 (曲げ破壊実験)

表-6 諸荷重一覧 (曲げ破壊実験)

試験体名	曲げひび割れ荷重(tf)			降伏荷重(tf)			降伏変位 δ_y (mm)			最大荷重(tf)			最大変位	塑性率
	実験値	計算値 (実/計)	解析値 (実/解)	実験値	計算値 (実/計)	解析値 (実/解)	実験値	計算値 (実/計)	解析値 (実/解)	実験値	計算値 (実/計)	解析値 (実/解)	δ_{max} (mm)	δ_{max}/δ_y
曲 MN-35-300-46-21	9.0	10.8 (0.83)	11.6 (0.78)	30.1	29.8 (1.04)	29.6 (1.02)	13.3	12.5 (1.06)	13.0 (1.02)	36.7	31.5 (1.17)	42.6 (0.86)	169.6	12.7
曲 MN-35-600-46-21	16.0	16.2 (0.99)	16.3 (0.98)	30.9	32.3 (0.96)	30.1 (1.03)	13.9	12.0 (1.16)	12.8 (1.09)	40.4	32.7 (1.24)	44.1 (0.92)	262.3	18.9
曲 MN-50-600-46-21	12.0	15.0 (0.80)	16.5 (0.73)	45.9	46.7 (0.98)	46.3 (0.99)	23.3	18.7 (1.25)	19.4 (1.20)	56.9	48.9 (1.16)	61.0 (0.93)	162.2	7.0

荷重: 全鉛直荷重P

変位: 梁中央点変位 δ



これらの破壊過程は、用いる主鉄筋の品質 (SD35, SD50) が違うため、最大荷重が異なる MN-35-600-46-21 と MN-50-600-46-21 で、せん断ひび割れの発生状況に若干の差異が見られる以外はほぼ同様である。ひび割れ間隔やひび割れ長さ、最終破壊パターンについて高強度と普通強度部材に顕著な差異は見受けられない。

表一 6 に諸荷重一覧を示す。ここに計算値とは示方書に基づき算定した値である。従って鉄筋のひずみ硬化は考慮されていない。変位については既に述べたように計算値、解析値とも曲率分布の積分よりこれを求めた。なお試験体は自重の影響を受けているため、荷重、変位ともその影響を考慮して修正した計算値および解析値を、実験結果と比較した。

曲げひび割れ荷重については全曲げ試験体について、計算値および解析値は実験値に近似する (実験値の計算値、および解析値に対する比率平均値: 0.87 および 0.83)。ここに計算値は鉄筋を無視した弾性曲げモーメントと(3)式で表される曲げ引張強度より定めた。

降伏荷重については近似は更に良好である (比率平均値: 計算0.99, 解析: 1.01)。荷重-変位関係の降伏前後の勾配の交点から定めた降伏変位実験値についても、計算値および解析値は SD50 を用いた MN-50-600-46-21 を除き近似する (比率平均値: 計算1.11, 解析1.06)。計算値、解析値は曲げ理論に基づいており、本試験体の場合荷重レベルが高く、せん断ひび割れの成長に伴いせん断変形の影響が大きくなるのがひとつの原因として考えられる。

最大荷重に関しては、鉄筋のひずみ硬化を無視した計算値を実験値は 2 割程度上回る (比率平均値: 1.19)。一方鉄筋のひずみ硬化を考慮した解析値はより近似する (比率平均値: 0.90)。

最大変位については破壊形式が鉄筋降伏先行型であり鉄筋の降伏強度に対するコンクリートの圧縮強度に余裕のあるほど (鉄筋係数 $\rho f_{sy}/f_c'$ が小さくなるほど) 最大変位は大きくなる傾向にある。

最大変位の降伏変位に対する比で定義した塑性率に関しては、自明のことではあるが今回の様な比較的低鉄筋

比の試験体については靱性設計の指標となる $\delta_{max}/\delta_y=4$ を十分満足する。また鉄筋の降伏ひずみが大きくなる高強度鉄筋を用いた試験体では、降伏変位が大きくなるため結果的に塑性率は小さくなる。

3.3 変位挙動

図-7 に代表的な高強度試験体のモーメント-曲率関係を示す。純曲げ区間内で曲率一定と仮定すると図中に示すように任意の3点の変位より曲率 κ を規定出来る。同区間内5点のたわみ測定値より3点を対にして求めた曲率 $\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3$ と、任意断面のコンクリート上縁ひずみ測定値と、引張主筋ひずみ測定値から平面保持を仮定して求まる曲率 κ_4 を示した。降伏直後までの挙動に関し、これら4者と解析値はほぼ近似する。

図-8 には全試験体の荷重-変位関係と上記のモーメント-曲率関係に基づいて求めた解析値の一例 (MN-35-600-46-21) を比較して示す。解析値は鉄筋降伏直後までは実験値に良く近似するが、ひずみ硬化域での予測が十分でない。ひび割れ部分とひび割れ間部分での付着力の介在による不均一な分布を一様に扱った解析仮定がその差異を生み出しているであろう。

3.4 曲げひび割れ幅

純曲げ区間内のひび割れ幅に関し、示方書の適用性を検討する。

示方書では次の曲げひび割れ幅算定式が規定されている。

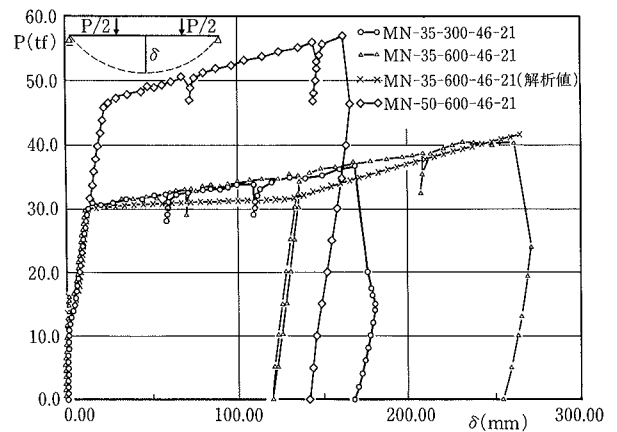


図-8 荷重-変位関係 (梁中央点)

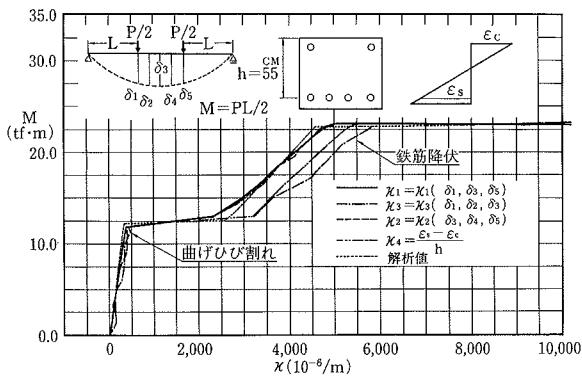


図-7 曲げモーメント-極率関係 (MN-35-600-46-21)

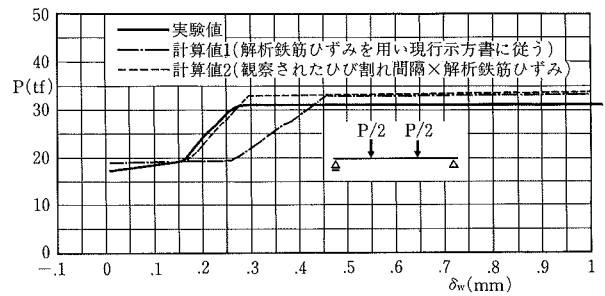


図-9 荷重-曲げひび割れ幅関係 (MN-35-600-46-21)

$$w = k_1 \{4c + 0.7(c_s - \Phi)\} \sigma_{se} / E_s \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに、 k_1 : 鉄筋の付着性状を表す係数(異形鉄筋:1)
 c : かぶり (cm) c_s : 鉄筋の中心間隔 (cm)
 Φ : 鉄筋径 (cm) σ_{se} : 鉄筋応力度 (kgf/cm²)
 E_s : 鉄筋弾性係数 (kgf/cm²)

(4)式で前半の係数は付着性状とひび割れ間隔を表わす係数とみなす事が出来る。 σ_{se}/E_s は一般に鉄筋の弾性ひずみであるが、以下に示される計算値では降伏後も含め、計算で得られるひずみを直接代入した。

図-9には代表的な高強度試験体の、純曲げ区間内ひび割れ幅と荷重との関係を示す。(4)式の算定式をもとに鉄筋ひずみ (σ_{se}/E_s) に前節で求めた解析値を用いた結果を、計算値1として示す。ここに実験値はひび割れ発生直後にクラックスケールで測定したひび割れ幅に、クリップゲージ測定値を加算して求めた。また計算値は曲げひび割れ発生以降のものをプロットした。なおひび割れ幅は設計上使用限界状態として検討されるため、鉄筋降伏以前のものが意味を持つがここでは降伏後も参考に示した。

(4)式前半の係数に実験で得られた平均ひび割れ間隔を直接代入し、鉄筋ひずみは同様に解析値を用いたものを計算値2として参考に示すが、実験値とよく一致している。このことは鉄筋降伏までの挙動に関する限り、付着劣化の影響が少なく、コンクリートのひずみがひび割れ部分に集中していることを意味する。計算値1が過大なひび割れ幅を与えることは、示方書算定式はひび割れ間隔予測に若干精度を欠くが、設計上は安全側の評価を与えることを意味する。この傾向は普通コンクリートでも同様であり、示方書算定式はコンクリート圧縮強度の違いによらず同様の精度で、設計上安全側の評価を与えるといえる。

4. せん断破壊実験

4.1 解析手法

汎用FEM非線形解析プログラム [ABAQUS]⁵⁾をせん断試験体の解析に用いた。ただしコンクリート構成則は別途に開発された構成則サブルーチン⁶⁾を組み込んで用いた。コンクリートのひび割れについては発生後は直交異方性体としての扱いを行なう。圧縮側については軟化域を伴う1軸応力-ひずみ関係を用いるが、2軸への拡張は Darwin-Peck-nold⁶⁾の等価1軸ひずみの概念を用いる。ひび割れ後のせん断伝達効果を考慮するが、本解析では $\beta = G_{cr}/G_0 = 0.125$ を用いた(ここに、 β :せん断伝達率、 G_0 :コンクリートの弾性せん断剛性、 G_{cr} :ひび割れ面でのせん断剛性)。 β を考慮した一つの理由は以下による。本解析のような分布ひび割れモデルでは $\beta = 0$ とした場合、曲げひび割れの様に部材軸に直交してひび割れが入った部分がせん断剛性を失う。加えて周囲の鉄筋は各軸方向の剛性のみを有するとしていることから同部分のコンクリート要素が不安定な変形を生じることになる。なお $\beta = 0.05 \sim 0.4$ の範囲の解析を予備的に行なっ

たが、本試験体の場合、耐力変形への影響はほとんど認められなかった。

コンクリート引張強度については、曲げひび割れの発生が予測される引張主筋より外側かぶり部分では式(3)をそれ以外の部分では通常の引張強度 ($0.5 f_c^{2/3}$)を用いた。

今回の試験体の場合、載荷点よりすぐ外側のコンクリートが圧壊して最終破壊が決定した。従来よりひび割れを有するコンクリートの圧縮強度はプレーンなものに比しかなり低下すると言われている。この種の破壊を予測する上でコンクリートの圧縮強度を如何に与えるかが重要なポイントとなる。一般に1軸圧縮強度に低減係数 α をかけた $f_c = \alpha f_c'$ がよく用いられる。本解析では、普通コンクリート: $\alpha = 0.75$, 高強度コンクリート: $\alpha = 0.65$ を用いた。

4.2 破壊経過と諸強度

総じて普通、高強度試験体とも全て破壊挙動には大きな差は観られなかった。

図-10に全せん断試験体についての最終ひび割れ状況を示す。純曲げ区間内に発生した曲げひび割れは、下縁より30cm程度までに達するとほぼ成長は止まる。ひび

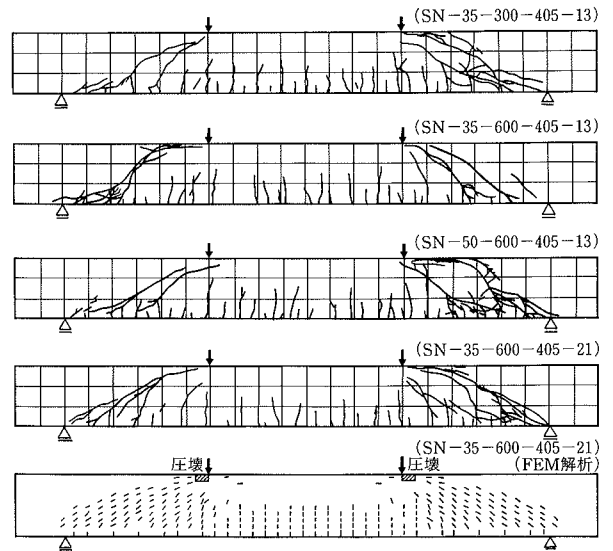


図-10 ひび割れ図 (せん断破壊実験)

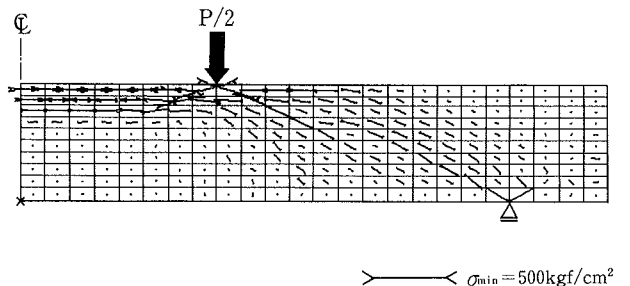


図-11 圧縮主応力の流れ (SN-35-600-405-21)

割れ本数は曲げ破壊実験で得られるものと同様である。一方せん断スパン内においては、純曲げ区間に少し遅れて曲げひび割れが発生し、曲げせん断ひび割れに成長する。一方腹部にはせん断ひび割れが発生する。このひび割れは荷重点近傍まで成長し、荷重点外側かぶり部が圧壊して荷重が急降した。図には、代表的な高強度コンクリート試験体の FEM 解析最終ひび割れパターンを合わせて示すが、実験での破壊パターンとよく対応する。また解析でも荷重点外側のコンクリートかぶり部分が圧壊しこの時点解析上の最大荷重とした。図-11には解析で得られた最終時の圧縮応力の流れを示すが、荷重点直下で斜め圧縮力が卓越している。

表-7には諸荷重一覧を示す。4.2節同様寸法効果を考慮した曲げひび割れ荷重計算値は、実験結果によく近似する(比率平均値:1.01)。FEM 解析でも同様に寸法効果を考慮した曲げ引張強度を用いているが、予測が不十分である。解析では弾性時でも多量の曲げ補強筋の引張力負担が大きいこと、用いる要素の精度に依存すると思われる。一方曲げせん断ひび割れ荷重については、FEM 解析値は実験値を近似出来た(比率平均値:1.09)。

最大荷重に関しては、実験値の示方書計算値に対する比率は1.13~1.42である(比率平均値:1.30)。一方 FEM 解析との比較では、SN-35-600-405-13に若干の差が認められるが、近似した結果を得た(比率平均値:0.87)。

4.3 変位挙動

図-12には、全せん断試験体の荷重-変位関係を示す。荷重 P=10~20 tf と、P=60~70 tf で若干の折れ曲がりが見られ、それぞれ曲げひび割れ、せん断ひび割れの発生に相当する。曲げせん断ひび割れは 40~50 tf で発生するが、荷重-変位関係には顕著に現れない。

図中には SN-35-600-405-21の試験体について解析結果を示す。解析ではせん断ひび割れ発生後も変形は特に

急増する様子は無く破壊までほぼ一般的な勾配で推移する。一つの要因として、実際には不連続に発生するひび割れを、要素内一定領域で分布させる解析上の扱いが差を生じさせているものと考えられる。

5. 結び

コンクリート設計基準強度 300, 600 kgf/cm² および鉄筋 SD35, SD50を用いた梁部材の曲げ実験、せん断実験を実施し、示方書の適用性を検討した。曲げ試験体は全て曲げ引張破壊、せん断試験体は全てせん断圧縮破壊により耐力が決定した。以下に得られた結論を示す。

- ①高強度コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係については示方書提案式は十分で無く Fafitis-Shah の提案式がより近似する。
- ② Fafitis-Shah 式を用い、鉄筋のひずみ硬化を考慮した曲げ試験体の解析は、降伏後の勾配を除き最大荷重まで実験値を精度よく予測出来る。
- ③示方書に規定される曲げ引張強度に寸法効果を考慮すれば良好な精度で曲げひび割れ荷重を予測出来る。曲

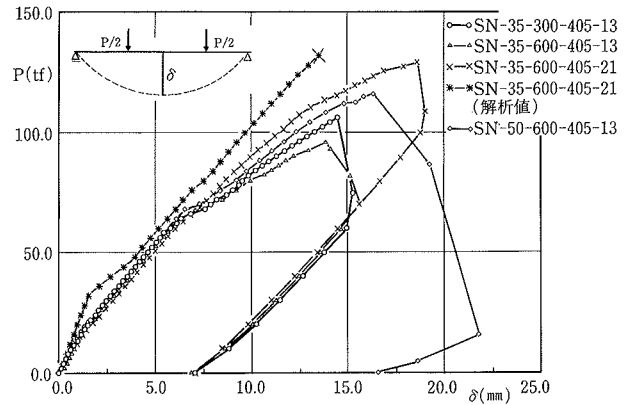


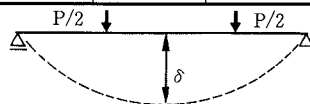
図-12 荷重-変位関係 (梁中央点)

表-7 諸荷重一覧 (せん断破壊実験)

試験体名	曲げひび割れ荷重 (tf)			曲げせん断ひび割れ荷重 (tf)		最大荷重 (tf)			最大変位	
	実験値	計算値 (実/計)	FEM 解析値 (実/解)	実験値	FEM 解析値 (実/解)	実験値	計算値 (実/計)	FEM 解析値 (実/解)	delta_max (mm) 実験値	
せ	SN-35-300-405-13	9.0	10.8 (0.83)	28.0 (0.32)	54.2	42.0 (1.29)	106.0	74.6 (1.42)	112.0 (0.95)	14.6
ん	SN-35-600-405-13	18.0	16.2 (1.11)	32.0 (0.56)	44.3	48.0 (0.92)	96.0	85.1 (1.13)	140.0 (0.69)	14.2
	SN-35-600-405-21	15.9	15.0 (1.06)	32.0 (0.50)	50.8	48.0 (1.06)	130.0	96.2 (1.35)	132.0 (0.98)	18.7
断	SN-50-600-405-13	15.8	15.4 (1.03)	32.0 (0.49)	52.0	48.0 (1.08)	116.4	88.8 (1.31)	136.0 (0.86)	16.4

荷重: 全鉛直荷重P

変位: 梁中央点変位delta



最大荷重計算値は、現行示方書せん断耐力式により算定

げ降伏荷重についても、示方書に従った計算値は更に良好な精度で実験結果を予測出来る。最大荷重については、実験値は鉄筋のひずみ硬化を考慮していない同計算値を2割前後上回る。従って示方書に従えば安全側の設計を施すことになる。

- ④示方書に規定される曲げひび割れ幅算定式は、設計上安全側の評価を与える。
- ⑤せん断耐力に関し、実験値は示方書に従う計算値を2～4割上回っており、示方書によるせん断強度式は設計上安全側の評価を与える。
- ⑥コンクリート圧縮強度の低下を考慮したFEM非線形解析は、ひび割れ性状、最終破壊、せん断耐力まで実験結果を比較的良好に予測出来た。

以上の結果、コンクリート設計基準強度600 kgf/cm²までの高強度コンクリート、SD50までの高強度鉄筋を使用する躯体構造で、梁部材としての設計をする上で現行RC示方書を適用してよいものと思われる。

謝 辞

本研究は東京ガス(株)、鹿島建設(株)、清水建設(株)、(株)大林組の4社の共同研究として実施された「低温液化ガス用地下式貯槽の躯体構造に高強度コンクリート・高強度

鉄筋を適用するための技術開発」の内常温部材実験結果について報告するものである。この共同研究については、東京大学工学部 岡村 甫教授の御指導を頂いた。関係各位に深謝の意を表わすものである。

参考文献

- 1) 土木学会：昭和61年制定コンクリート標準示方書 設計編
- 2) Fafitis, a. and Shah, S. P.: Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, ACI Special Publication, No. SP-87, p. 213~232, (1985)
- 3) 財国土開発技術センター：平成元年度高強度鉄筋分科会報告書, (1990. 3)
- 4) 塩屋俊幸：大型鉄筋コンクリート部材のせん断特性に関する研究, 清水建設研究報告別冊, 第25号, (1989. 2)
- 5) TED and HKS : ABAQUS User's Manual (Version 4.6) Takeda Eng. Devt. Inc., Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., (1987)
- 6) Darwin D. and Pecknold D. A.: Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete Under Biaxial Load of Reinforced Concrete, Univ. of Illinois, UILU-ENG-74-2018, (1974)
- 7) 長沼一洋：Final User's Manual (Version 7), (株)大林組技術研究所, (1987. 7)