

高強度コンクリートを用いた外ケーブル方式PRC梁の曲げ・せん断挙動

中日本ハイウェイ・エンジニアリング東京(株) 正会員 工修 ○井口 淳
 日本大学理工学部 正会員 工博 柳沼 善明

Abstract : This study investigates bend and shear behavior of externally prestressed reinforced concrete beams using high-strength concrete. Experimented beams consist with beams without stirrups in Series S and beams with stirrups in Series B. Compressive strengths of concrete are 100 N/mm² and 120 N/mm², respectively.

A calculated shear strength by eq. (3), which is multiplied by β_n to Niwa's shear strength expression, well agrees with tested shear strength of the PRC beam in Series S. Calculated bending strengths by the JPCEA standard for PC structures using high-strength concrete well agree with tested bending strength of PRC beams in Series B. Furthermore, bend and shear behavior of the beams are analyzed by the nonlinear FEM. On the shear strength, the bending strength, the deflection behavior and the prestress force at the maximum load, those analyzed results well agree with those tested results.

Key words : External prestressing , High-strength concrete , Deflection behavior , FEM Analysis

1. はじめに

近年、セメントや混和剤の高性能化により設計基準強度が 100N/mm² 以上の高強度コンクリートを用いた構造物が建設されている。コンクリートの高強度化は、橋梁の長大化や建物の高層化などの利点があり、さらにはコンクリートが密実になるため高耐久性が期待できる。

高強度コンクリートの強度特性は、圧縮強度の増加割合に比例して引張強度などが増加しない。このため、高強度コンクリートを用いた部材の破壊性状などは十分に解明されていない。高強度コンクリートを構造部材へ利用するためには、部材の破壊に至る挙動（曲げ挙動やせん断挙動）を把握する必要がある。そこで、本研究は、高強度コンクリートを用いた外ケーブル方式 PRC 梁の載荷実験を行い、曲げ挙動とせん断挙動について検討するものである。曲げ耐力とせん断耐力の実験値と計算値を比較検討し、さらに、曲げ挙動とせん断挙動について非線形 FEM 解析を行い、実験結果と FEM 解析結果を比較検討し、FEM 解析の適用性について検討するものである。

2. 実験概要

実験に用いた供試体は外ケーブル方式 PRC 梁で、表-1のように2種類のシリーズに大別される。表中 A1 は外ケーブルを配置しない RC 梁である。シリーズ S は、スターラップのない供試体で、せん断挙動に及ぼすプレストレスの影響を調べるものである。シリーズ B は、スターラップのある供試体で、曲げ挙動に及ぼすコンクリートの圧縮強度の影響を調べるものである。供試体の形状を図-1に示す。鉄筋は、下縁側に D16 を2本、上縁側に $\phi 6$ を2本配置した。シリーズ B では、せん断補

表-1 供試体の種類

シリーズ	供試体名	W/C (%)	導入量 (kN)	スターラップ
S	A1	20	-	無
	A2		100	
B	A3	20	100	有
	B1	16.5		

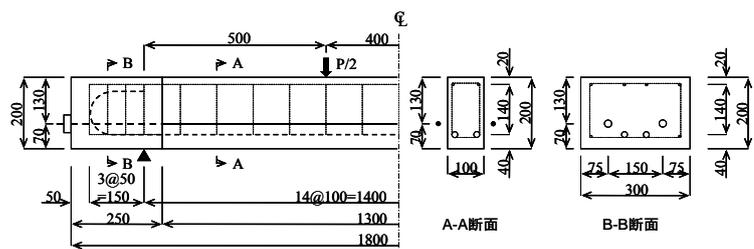


図-1 供試体の形状 (シリーズ B)

強鉄筋としてスターラップ (φ6, 60x160mm) を垂直に 100mm 間隔で配置した。シリーズ S ではスパン内にスターラップを配置していない。外ケーブルとして φ11 の PC 鋼棒を 2 本用い、プレストレス力の導入量は 100kN であった。載荷実験は対称 2 点載荷で、変位制御 (0.2mm/分) により荷重を静的に載荷した。コンクリートのクリープや乾燥収縮、および PC 鋼材のリラクセーションの影響を極力少なくするために、プレストレス導入後直ちに載荷実験を実施した。載荷実験では、載荷荷重、PC 鋼棒の緊張量、スパン中央のたわみ、コンクリートならびに鉄筋のひずみを計測した。コンクリートの強度試験用供試体は円柱供試体 (φ100x200mm) で、PRC 梁と同時に作製した。それぞれの養生は、打設後 1 週間は散水し、その後気中養生であった。コンクリートの強度試験は PRC 梁の載荷時に実施した。

3. 実験結果

3. 1 供試体と材料の実験結果

供試体の載荷実験結果を表-2に示す。ここに、 P_c はひび割れ発生荷重、 P_{dia} は斜めひび割れ発生荷重、 P_{max} は最大荷重である。梁の破壊形式は、シリーズSではせん断破壊で、シリーズBでは曲げ破壊であった。なお、梁下縁のプレストレスによる圧縮応力度の計算値は約9.5N/mm²であった。

コンクリートの力学的性質を表-3に示す。ここに、 f_c' は圧縮強度、 f_t は引張強度、 ϵ_{cy}' は圧縮強度時の圧縮ひずみである。コンクリートの圧縮強度が増大すると破壊はより脆性的となり、 f_c' / f_t が増大している (表-3参照)。使用した鋼材の力学的性質を表-4に示す。

3. 2 変形性状と

ひび割れ状況

梁の変形性状を図-2に示す。図中の縦軸

はせん断力V (すなわちP/2) で表示している。図-2 (a)のせん断破壊したシリーズSにおいて、プレストレス力のないA1 (すなわちRC梁) では、初期ひび割れが入ると梁の曲げ剛性が低下してたわみが大きくなり、Vが約25kNで斜めひび割れが発生した。その後荷重を増加させると、約29kNで載荷点から支点に向かう長い斜めひび割れが発生し、荷重が急激に低下した。さらに載荷すると荷重が増加したが最大荷重までには達しなかった。破壊後のひび割れ状況は図-3 (a) のようである。一方、プレストレス力を導入したA2では (図-2 (a))、プレストレス力の効果でA1よりも剛な変形性状であり、初期ひび割れ発生荷重はA1よりも約2.7倍大きくなった。その後載荷にともない荷重とたわみが増大し、斜めひび割れが発生した。さらに荷重を増加させると上部コンクリートと主鉄筋ならびに外ケーブルとでタイドアーチ的な耐荷機構を形成し、さらに大きな荷重に耐えてせん断圧縮破壊した。破壊後のひび割れ状況は図-3 (b) のようである。なお、A2はスター

表-2 供試体の実験結果

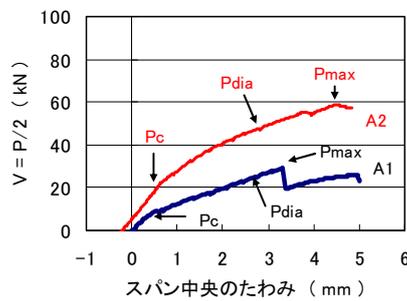
シリーズ	供試体名	f_c' (N/mm ²)	導入量 (kN)	P_c (kN)	P_{dia} (kN)	P_{max} (kN)	破壊形式
S	A1	103	-	17.67	50.54	58.14	斜め引張破壊
	A2		111.1	47.53	95.76	117.76	せん断圧縮破壊
B	A3	103	110.7	44.33	94.54	161.33	曲げ破壊
	B1	121	111.3	48.39	104.4	166.51	曲げ破壊

表-3 コンクリートの力学的性質

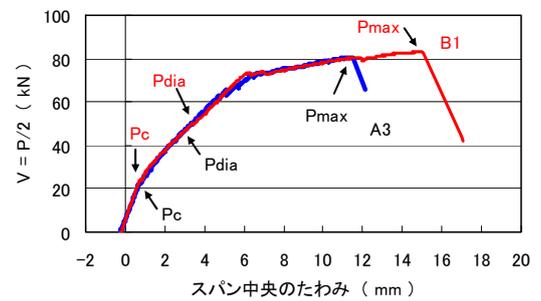
タイプ	f_c' (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ϵ_{cy}' (μ)	ポアソン比	f_t (N/mm ²)	f_c' / f_t	単位質量 (t/m ³)
A	103	45.6	2670	0.228	4.04	25.4	2.36
B	121	54.6	2420	0.235	4.14	29.3	2.53

表-4 鋼材の力学的性質

種類	呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	伸び (%)
鉄筋	D16	363	591	178	17
	φ6	264	439	207	25
PC鋼棒	φ11	1231	1283	200	12



(a) シリーズ S



(b) シリーズ B

図-2 変形性状

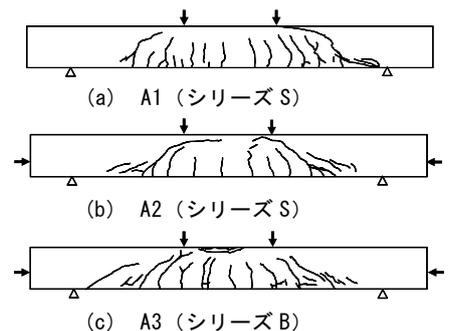


図-3 破壊後のひび割れ状況

ラップがなく、破壊が急激で危険であるため、载荷中に荷重が低下するのを確認した後に载荷を終了した。次に、図-2 (b)の曲げ破壊したシリーズBにおいて、A3の変形性状はB1とほぼ同じであり、梁上縁コンクリートの圧壊で破壊した (図-3 (c)参照)。なお、B1のひび割れ状況もA3と同様であった。

3.3 せん断耐力

ここでは、シリーズSのせん断耐力について、実験値とせん断耐力式による計算値との比較を行う。せん断耐力の計算は、高強度コンクリートを用いたPC構造物の設計施工規準¹⁾ (以下HPC規準と略)の式(1)と、コンクリート標準示方書²⁾のせん断耐力式の基礎となった二羽ら³⁾の式(2)とのせん断補強鋼材のない棒部材のせん断耐力式で行う。プレストレス力の評価には、式(3)のようにデコンプレッションモーメント M_0 を用いた $\beta_n (=1+2M_0/M_u)$ で行う方法 (以下 β_n 法と略)と、文献4)を参考に式(4)のように曲げひび割れが発生するまでのせん断力の増加をコンクリートのせん断耐力に加算する方法 (以下 M_{cr} 法と略)により行う。ここに、 M_u は曲げ耐力である。なお、 γ_b は1.0とした。

$$V_{u,HPC} = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w d / \gamma_b \dots \dots \dots (1)$$

$$V_{c,Niwa} = 0.20 (f_c')^{1/3} (100p_w)^{1/3} (d/1000)^{-1/4} [0.75 + 1.4/(a/d)] b_w d / \gamma_b \dots \dots (2)$$

$$V_{u,Niwa} = \beta_n \cdot V_{c,Niwa} \dots \dots \dots (3), \quad V_{u,Mcr} = V_{c,Niwa} + M_{cr}/a \dots \dots (4)$$

ここに、 $V_{u,HPC}$ はHPC規準によるせん断耐力、 $V_{c,Niwa}$ は二羽らによるせん断補強鉄筋のないRC梁のせん断耐力で、 $V_{u,Niwa}$ は β_n 法、 $V_{u,Mcr}$ は M_{cr} 法によるPC梁のせん断耐力である。 $\beta_d=(d/1000)^{-1/4}$ 、 $\beta_p=(100p_w)^{1/3}$ 、 $f_{vcd}=0.20(f_c')^{1/3}$ 、 f_c' はコンクリートの圧縮強度、 p_w は引張鉄筋比、 d は主鉄筋の有効高さ、 a はせん断スパン長、 b_w は梁のウェブ幅、 M_{cr} は曲げひび割れ発生モーメントである。

プレストレス力のないA1について、せん断耐力の実験値と計算値との比較を表-5に示す。

表-5 せん断耐力の実験値と計算値の比較(A1)

供試体名	test (kN)	test/calc	
		HPC規準	二羽ら
A1	29.07	1.242	0.756

HPC規準の $V_{u,HPC}$ では安全側に、二羽らの $V_{c,Niwa}$

では危険側に計算されている。次に、プレストレス力のあるA2について、せん断耐力の実験値と計算値との比較を表-6に示す。 β_n 法では、

表-6 せん断耐力の実験値と計算値の比較(A2)

供試体名	増分緊張量	test (kN)	test/calc		
			HPC規準	β_n 法	M_{cr} 法
A2	PC規準	58.88	1.852	1.126	1.012

曲げ耐力 M_u を求めるため、梁の破壊までに生じる外ケーブル緊張量の増加量を評価する必要がある。ここでは、外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工規準⁵⁾ (以下PC規準と略)にしたがい求めた増加量を用いて M_u を計算し、 β_n を算出した。表-6によれば、HPC規準の $V_{u,HPC}$ ではかなり安全側に、 β_n 法の $V_{u,Niwa}$ では安全側に、 M_{cr} 法の $V_{u,Mcr}$ では実験値とほぼ一致して計算されている。したがって、 β_n 法を用いた二羽らの式(3)ならびに M_{cr} 法の式(4)でせん断補強鋼材のないPRC梁のせん断耐力は概ね評価できるものと思われる。

3.4 曲げひび割れ発生モーメントと曲げ耐力

曲げひび割れ発生モーメント M_{cr} の実験値と計算値との比較を表-7に示す。 M_{cr} は、次式で計算した。

表-7 M_{cr} の実験値と計算値の比較

シリーズ	供試体名	test kN·m	test/calc
S	A2	11.88	1.203
	A3	11.08	1.124
B	B1	12.10	1.217
		平均値	1.181

$$M_{cr} = (\sigma_c + f_t) \cdot Z_g \dots \dots \dots (5)$$

ここに、全断面有効の断面係数 Z_g 、プレストレスによる断面下縁の応力度 σ_c 、コンクリートの引張強度 f_t である。表-7から、 M_{cr} の計算値は実験値よりも小さく、安全側に計算されている。

曲げ破壊したシリーズBについて、曲げ耐力の実験値と計算値との比較を表-8に示す。曲げ耐力 M_u は、HPC規準¹⁾にしたがいコンクリートの応力分布形状を台形 (図-4参照) として次式で計算した。引張と圧縮鉄筋がともに降伏する場合は、

$$M_u = C_{c1}' (x_2 + x_1/2) + C_{c2}' \cdot 2x_2/3 + C_s' (x - d') + T_s (d - x) + T_p (d_p - x) \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 $C_{c1}' = k_1 f_c' b (1 - \alpha) x$ 、 $C_{c2}' = k_1 f_c' b \alpha x / 2$ 、 $C_s' = f_y' A_s'$ 、 $T_s = f_y A_s$ 、 $T_p = P_{eu}$ 、 $x = (T_p - C_s' + T_s) / \{k_1 (1 - \alpha/2) f_c' b\}$ である。ここに、 A_p 、 A_s 、 A_s' はそれぞれPC鋼材、下部と上部の鉄筋の断面積、

P_{eu} は梁破壊時の外ケーブル緊張量, f_y と f_y' はそれぞれ引張と圧縮鉄筋の降伏強度, f_c' はコンクリートの圧縮強度, ϵ_{cu}' と ϵ_{cy}' はそれぞれコンクリートの終局ひずみと f_c' 時のひずみ, $\alpha = \epsilon_{cy}' / \epsilon_{cu}'$ である。表-8中のケースUS25では, HPC規準にしたがい終局ひずみ ϵ_{cu}' を f_c' / E_c または0.0025の大きいほうの値とし, ϵ_{cy}' を $k_1 f_c' / E_c$ で求めた。 $k_1=0.76$ とし, E_c はコンクリートのヤング係数である。ケースUS35では, ϵ_{cu}' の値を0.0035とし, ϵ_{cy}' を円柱供試体の強度試験から得られた値(表-3参照)とし, $k_1=0.76$ とした。終局ひずみ ϵ_{cu}' の値を0.0035としたのは, 曲げ破壊したシリーズBにおいて P_{max} 時の上縁コンクリートのひずみが, A3では約0.00315, B1では約0.00368で0.0035に近い値であったためである。ここでは, 梁破壊時の外ケーブル緊張量 P_{eu} をPC規準にしたがい求めて M_u を計算した。なお, 比較のために, 緊張量の増分がない場合と, P_{eu} の実験値(表-10参照)とした場合についても M_u を計算した。表-8によれば, 曲げ耐力 M_u の計算値はいずれのケースでも外ケーブル緊張量の増分量がない場合にはかなり安全側に計算されている。緊張量の増分量をPC規準ならびに P_{eu} の実験値とした場合には, M_u の計算値はいずれのケースとも M_u の実験値とよく一致し, 若干安全側に計算されている。ケースUS25の M_u はいずれの場合でもUS35よりも若干安全側に計算されている。

4. PRC梁のFEM解析結果

4. 1 FEM解析概要

本研究では2次元有限要素解析プログラム「ATENA」を用いて解析した。本FEM解析での载荷は変位制御で行い, 修正Newton-Raphson法により節点力, 節点変位ならびにエネルギーの残差が所定の収束判定値を満足するまで繰り返し計算を行った。本FEM解析では, 収束判定値を0.5%とし, 繰り返し計算の回数は500回とした。所定の繰り返し回数を超えて収束判定値内に入らなかった場合には, 強制的にFEM解析を終了させた。これは, 収束しない場合には, 誤差を次のステップに持ち越すため, 解の精度が保持できないと判断したためである。コンクリートの構成則は, 圧縮, 引張ともに破壊エネルギーモデルで, 鉄筋の構成則は弾塑性である。コンクリートは4節点アイソパラメトリック要素を用い, 鉄筋はバー要素でモデル化した。外ケーブルとしてのPC鋼棒はバー要素でモデル化し, 両端部や偏向部の固定点のみでコンクリート要素と接合した。コンクリート要素のひび割れは分散ひび割れモデルとした。FEM解析に用いた分割要素は四角形で, その寸法は25mmである(図-5参照)。FEM解析は, 表-9に示すように, コンクリートの圧縮強度 f_c' と引張側の破壊エネルギー G_F の値を変化させて行った。供試体名と解析ケースを組み合わせるFEM解析の解析名とした。破壊エネルギー G_F の値は, 用いた粗骨材の最大寸法20mmと f_c' の実験値からHPC規準¹⁾の算定式で計算した。 G_F の値を変化させたのは, f_c' / f_t の値が大きくなりコンクリートがかなり脆性的に破壊する場合には, G_F の値が低下するものと考えられ, 脆性的に破壊する超軽量コンクリートを用いたPRC梁において G_F の値を低下させたFEM解析が行われている⁶⁾ためである。

4. 2 せん断挙動に関する実験結果とFEM解析結果との比較

シリーズSの斜め引張破壊したA1(プレストレス力がないRC梁)について, 変形性状の実験結果と

表-8 曲げ耐力の実験値と計算値の比較

ケース	供試体名	test kN・m	test/calc		
			増分なし	PC規準	P_{eu} の実験値
US25	A3	40.33	1.216	1.054	1.063
	B1	41.63	1.231	1.061	1.029
	平均値		1.224	1.058	1.047
US35	A3	40.33	1.219	1.057	1.066
	B1	41.63	1.235	1.066	1.034
	平均値		1.227	1.062	1.050

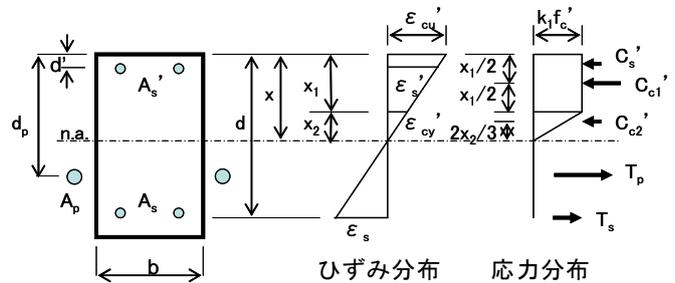


図-4 梁破壊時のひずみ分布と応力分布

表-9 解析ケース

解析ケース	圧縮強度	引張の破壊エネルギー
N10	$1.0f_c'$	$1.0G_F$
N02	$1.0f_c'$	$0.2G_F$
K76	$0.76f_c'$	$0.76G_F$



図-5 要素分割図

FEM解析結果との比較を図-6に示す。図中の実験結果は $P_{max}/2$ までの変形性状を記載している。解析名A1-N10の変形性状は実験結果よりも剛に解析され、 $P_{max}/2$ のFEM解析値は実験値の1.29倍と大きい。ここに、 P_{max} は最大荷重である。一方、A1-N02とA1-K76の変形性状は、実験結果とほぼ一致しているが、 $P_{max}/2$ のFEM解析値は実験値のそれぞれ1.31倍と1.13倍大きく解析されている。次に、A1について $P_{max}/2$ とその時のたわみ δ_{max} の実験値とFEM解析値との比較を図-7に示す。いずれの解析名でもFEM解析値は実験値よりも大きく解析されている。

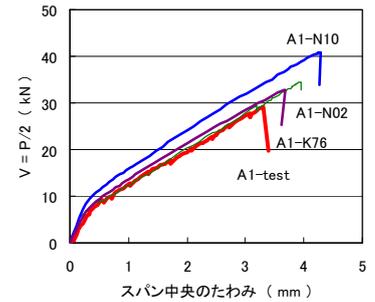


図-6 変形性状 (A1)

一方、せん断圧縮破壊したA2 (プレストレス力があるPRC梁) について、変形性状の実験結果とFEM解析結果との比較を図-8に示す。変形性状のFEM解析結果は、いずれの解析名でも実験結果とほぼ一致している。次に、A2について $P_{max}/2$ と δ_{max} の実験値とFEM解析値との比較を図-9に示す。図-9には、解析名A2-N05 ($1.0f_c'$ で $0.5G_F$ とした解析) を追加している。 G_F の値を小さくするにしたがい、 $P_{max}/2$ と δ_{max} のFEM解析値は実験値よりも小さく解析されている。これは、 G_F の値が小さくなると、ひび割れが梁上縁に向かって一気に長く伸展しやすくなるためであると考えられる。

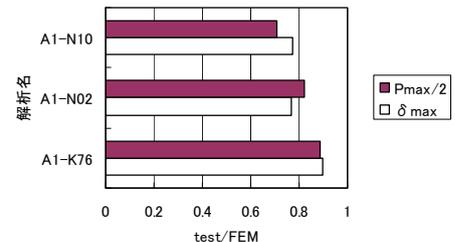


図-7 $P_{max}/2$ と δ_{max} の実験値と FEM 解析値の比較 (A1)

梁の破壊直前におけるひび割れ状況のFEM解析結果を図-10に示す。A1では、 G_F の値が大きいA1-N10でタイドアーチ的な耐荷機構が見られ、載荷荷重が増大し破壊したものと思われる。一方、 G_F の値が小さいA1-N02では斜めひび割れが伸展し破壊したものと思われる。したがって、 G_F の値を小さくすれば斜め引張破壊になるものと推察される。次に、プレストレス力のあるA2では、タイドアーチ的な耐荷機構が見られ、せん断圧縮破壊したものと思われる。

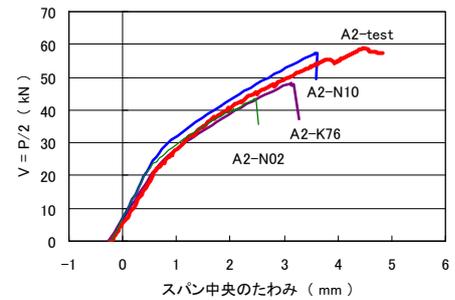


図-8 変形性状 (A2)

4. 3 曲げ挙動に関する実験結果とFEM解析結果との比較

シリーズBの曲げ破壊したA3について、変形性状の実験結果とFEM解析結果との比較を図-11に示す。解析名A3-N10とA3-N02の変形性状はほぼ同じで、実験結果とよく一致している。一方、A3-K76の変形性状は $P_{max}/2$ と δ_{max} のFEM解析値はともに実験値よりもかなり小さく解析されている。これは、コンクリートの圧縮強度を $0.76f_c'$ としたため、荷重とたわみの小さい段階で梁上縁コンクリートが圧壊すると解析されたためである。次に、A3について $P_{max}/2$ と δ_{max} の実験値とFEM解析値との比較を図-12に示す。解析名A3-N10とA3-N02の $P_{max}/2$ と δ_{max} のFEM解析値は実験値とほぼ一致しているが、A3-K76の $P_{max}/2$ と δ_{max} のFEM解析値は実験値よりかなり小さく解析されている。これらの傾向はB1でも同様である。以上により、曲げ挙動に及ぼす f_c' と G_F の値の大きさの影響は、 f_c' の値を小さくすると $P_{max}/2$ と δ_{max} の値を著しく小さく解析するが、 G_F の値を小さくしても $P_{max}/2$ と δ_{max} の値にはあまり影響を及ぼさないことがわかる。

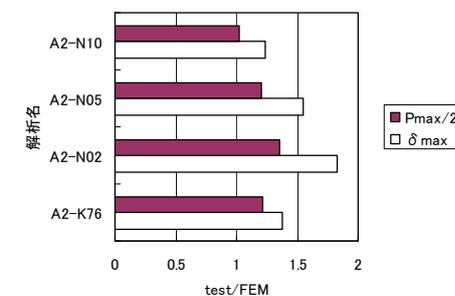


図-9 $P_{max}/2$ と δ_{max} の実験値と FEM 解析値の比較 (A2)

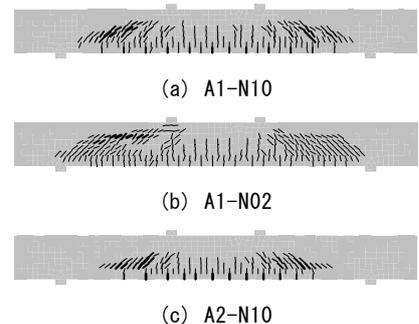


図-10 ひび割れ状況の FEM 解析結果

4. 4 破壊時の外ケーブル緊張量

PRC梁の破壊時における外ケーブル緊張量 P_{eu} の実験値とFEM解析値との比較を表-10に示す。引張の破壊エネルギーの値を $1.0G_F$ とした解析ケースN10(表-9参照)の場合では、 P_{eu} のFEM解析値はシリーズS、Bともに実験値とよく一致している。解析ケースN02の場合では、FEM解析値は実験値よりも若干小さく解析されている。次に、 P_{eu} の実験値とFEM解析値がよく一致しているA3について(表-10参照)、外ケーブルの緊張量 P_e の実験結果とFEM解析結果との比較を図-13に示す。 P_e のFEM解析結果は実験結果と梁の破壊に至るまでよく一致している。

5. まとめ

本研究の範囲内で以下のことが言える。

- 1) せん断補強鋼材のない外ケーブル方式PRC梁のせん断耐力について、 β_n 法の式(3)ならびに M_{cr} 法の式(4)によりせん断耐力は精度よく評価できる。
- 2) 外ケーブル方式PRC梁の曲げ耐力について、破壊時の外ケーブル緊張量をPC規準にしたがい求めた M_u の計算値は、ケースUS25ならびにUS35ともに実験値とよく一致し、安全側に計算される。
- 3) せん断挙動に対するFEM解析結果について、プレストレス力がないRC梁の場合では、コンクリートの引張の破壊エネルギー G_F の値を小さくした変形性状のFEM解析結果が実験結果に近づく。しかし、プレストレス力のあるPRC梁の場合では、 G_F の値を大きくした変形性状のFEM解析結果が実験結果に近づく。
- 4) 曲げ挙動に対するFEM解析結果について、解析ケースN10の場合では変形性状のFEM解析結果は実験結果とよく一致するが、コンクリートの圧縮強度を $0.76f_c'$ とした解析ケースK76の場合では δ_{max} を著しく小さく解析する。
- 5) 破壊時の外ケーブル緊張量 P_{eu} のFEM解析結果は、解析ケースN10の場合ではシリーズSとBともに実験結果とよく一致する。

以上により、PRC梁の曲げ挙動とせん断挙動は解析ケースN10のFEM解析で評価できると思われる。

最後に、本研究を行うに当たり、実験の実施ならびに資料の整理に協力してくれた日本大学理工学部社会交通工学科の井川貴裕・石田祐樹の両君(当時4年生)に感謝する。

参考文献

- 1) プレストレストコンクリート技術協会：高強度コンクリートを用いたPC構造物の設計施工規準，2008.
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕，2008.
- 3) 二羽淳一郎・山田一字・横沢和夫・岡村 甫：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，No. 372/V-5, pp. 167-176, 1986.
- 4) 伊藤忠彦・山口隆裕・池田尚治：プレキャストセグメントPCはりの曲げせん断挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 16, No. 2, pp. 967-972, 1994.
- 5) プレストレストコンクリート技術協会：外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法設計施工規準，2005.
- 6) 井口 淳・柳沼善明：超軽量コンクリートを用いた外ケーブル方式T形はりのせん断挙動とFEM解析，第16回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，pp. 147-152, 2007.

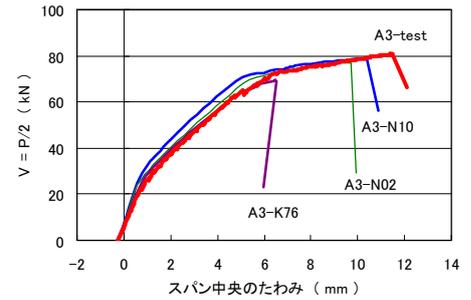


図-11 変形性状 (A3)

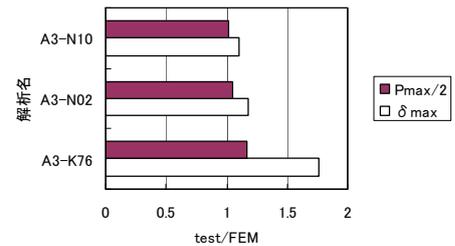


図-12 $P_{max}/2$ と δ_{max} の実験値と FEM 解析値の比較 (A3)

表-10 P_{eu} の実験値と FEM 解析値の比較

シリーズ	供試体名	test (kN)	test/FEM		
			N10	N02	K76
S	A2	129.7	1.019	1.066	1.051
	A3	162.1	0.981	1.006	1.162
B	B1	179.1	1.007	1.022	1.238

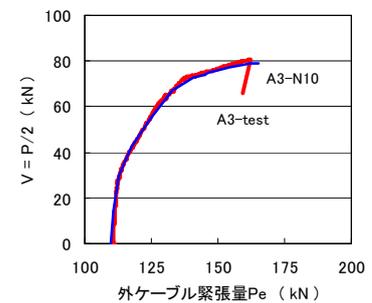


図-13 P_e の実験結果と FEM 解析結果の比較