

## コンクリート強度打ち分けプレキャスト梁に関する研究

## STUDY ON PRECAST RC BEAMS USING THE DIFFERENT STRENGTH CONCRETE

竹中啓之\*1, 石岡拓\*2, 西村英一郎\*2, 濱田聡\*3, 太田行孝\*4  
 Hiroyuki TAKENAKA, Taku ISHIOKA, Eiichiro NISHIMURA, Satoshi HAMADA and Yukitaka Oota

Half-precast RC beam consists of precast concrete and site placing concrete. Usually, concrete strength of precast beam is the same strength in the section. If we can use the precast beams with different concrete strength in the section, the skeleton construction of buildings becomes effective. But the evaluation of strength of precast beams using the different concrete strength in the section is difficult.

In this study, to examine the appropriate evaluation method of precast beams using the different concrete strength in the section, the experiment of the beams is carried out. From the test results, the shear strength of the beam is confirmed to exceed the value of the calculation formula of shear strength of the beam. The equivalent concrete strength is used for the calculation formula of shear strength of the beam.

**Keywords :** Precast Reinforced Concrete Beam, Equivalent Concrete Strength, Shear Strength  
 プレキャスト鉄筋コンクリート梁, 等価コンクリート強度, せん断強度

## 1. はじめに

著者らは超高層プレキャスト鉄筋コンクリート (RC) 造の研究開発を行っている。RC 造建物にプレキャスト部材の梁を用いる場合、梁をハーフプレキャスト部材として、梁の上部コンクリートを現場で打設することが考えられる。この場合、一般的には梁上部のコンクリートとスラブのコンクリートを打ち分けるために、止め型枠を用いて梁上部のコンクリートを打設することが多い。

本研究では施工の合理化を目的としている。梁上部分をスラブと同強度のコンクリートでスラブと同時に打設できれば、施工効率は良くなる。しかしながら、同一断面の梁の上下で異なるコンクリート強度が存在することになり、その耐力についての評価法が設計上の問題となる。

そこで、梁断面内の上下で異なるコンクリート強度を有するプレキャスト鉄筋コンクリート梁 (図1参照) について、その耐力の評価方法を検討するための構造実験を計画し、実施した。

本実験は、異なるコンクリート強度を持つ梁断面の試験体について、梁下部(PCa部)には高強度コンクリートを用い、現場打ちする梁上部(Top部)のコンクリートはスラブと同一強度とし、主にコンクリート強度の影響が問題となる梁のせん断強度についてせん断破壊を先行させる試験体を計画し、そのせん断耐力を明らかにするとともに、変形性能を確認するための試験体を計画し、耐震性能を確認するための実験を行った。

## 2. 実験計画

## 2.1 試験体

試験体諸元を表1に、試験体形状を図2に示す。試験体は実大の約1/2スケールとした梁部材6体である。実験変数は、全試験体のPCa部のコンクリート設計基準強度 $F_c$ を $60\text{N/mm}^2$ として、Top部のコンクリート強度を、スラブを想定してそれより低強度コンクリートとして変化させるとともに、PCa部の掘り込み深さ、角状になっているPCa部の立ち上がり(以下、立ち上がり部)の有無、破壊モードとする。梁の片側に厚さ75mmのスラブが取り付けられている。高強度コンクリートとなるPCa部が梁断面を占める割合は、50～

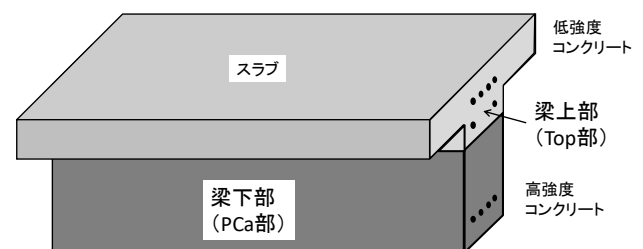


図1 異なるコンクリート強度を有するPCa RC梁

\*1 戸田建設株式会社技術開発センター 博士 (工学)

\*2 戸田建設株式会社技術開発センター 修士 (工学)

\*3 戸田建設株式会社構造設計部 博士 (工学)

\*4 戸田建設株式会社構造設計部 修士 (工学)

Research and Development Center, TODA CORPORATION, Dr.Eng.

Research and Development Center, TODA CORPORATION, M.Eng.

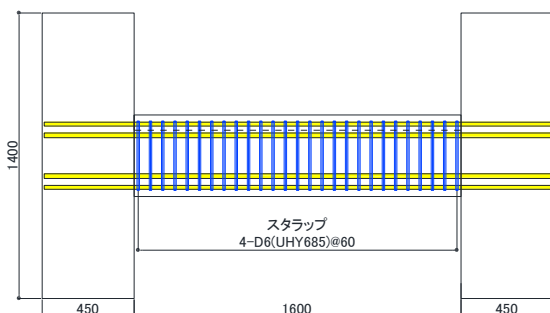
Structural Design Department, TODA CORPORATION, Dr.Eng.

Structural Design Department, TODA CORPORATION, M.Eng.

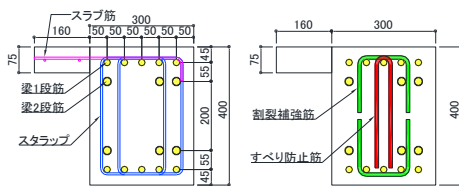
表1 試験体諸元

試験体		nt01	nt02	nt03	nt04	nt05	nt06
断面形状							
梁断面 : B×D(mm)		300×400					
L(mm)		1500					
せん断スパン比		2.0					
スラブ厚さ : t(mm)		75					
コンクリート圧縮強度 Fc(N/mm <sup>2</sup> )	Top 部	60	30	45	30	30	30
	PCa 部	60					
梁配筋 (種別)	主筋(pt)	1 段筋 : 5-D19(SD980) 2 段筋 : 3-D23(GS) (2.71)					4+2-D19(SD590) (1.70)
	補強筋 (pw)	4-D6(UHY685)@60 (0.71)					4-D6(UHY685) @75 (0.57)
スラブ筋 (種別)		D6(SD295)@100					
割裂補強筋 (種別)		2-D10(UHY685)@60					2-D10(UHY685) @75
すべり防止筋 (種別)		2-D10(UHY685)@60					2-D10(UHY685) @75
破壊モード		せん断破壊					曲げ破壊

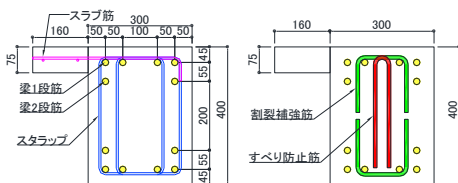
GS : ゲビンデスターブ



(a) 試験体概要



(b) nt01 試験体～nt05 試験体断面



(c) nt06 試験体断面

図2 試験体

70%程度とする。また、梁のせん断破壊を先行させるため、高強度梁主筋を配筋していることで、梁主筋に沿った割裂破壊が懸念されたため、主筋の割裂破壊を抑制する目的で、割裂補強筋としてD10(UHY685)を配している。

また、梁の水平打ち継ぎ面は、梁のせん断破壊を先行させるため、「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説(2002)」により水平打ち継ぎ部のすべり破壊が生じないようにすべり防止筋としてD10(UHY685)を配している。

各試験体についての概要を以下に記す。

(1) 試験体 nt01 (せん断破壊型)

試験体 nt01 は、基準試験体として Top 部および PCa 部ともにコンクリート設計基準強度 Fc を 60N/mm<sup>2</sup> である。

(2) 試験体 nt02 (せん断破壊型)

試験体 nt02 は、試験体 nt01 に対して Top 部の Fc を 30N/mm<sup>2</sup> とする。

(3) 試験体 nt03 (せん断破壊型)

試験体 nt03 は、試験体 nt01 に対して Top 部の Fc を 48N/mm<sup>2</sup> とする。

(4) 試験体 nt04 (せん断破壊型)

試験体 nt04 は、試験体 nt01 に対して Top 部の Fc を 30N/mm<sup>2</sup> とし、PCa 部の掘り込み深さを 62.5mm と浅くして梁断面の PCa 部が占める割合を 70%程度とする。

(5) 試験体 nt05 (せん断破壊型)

試験体 nt05 は、試験体 nt01 に対して Top 部の Fc を 30N/mm<sup>2</sup> とし、立ち上がり部を無くして水平打ち継ぎと同じ高さとする。

(6) 試験体 nt06 (曲げ破壊型)

試験体 nt06 は、せん断破壊型試験体との比較対象として、曲げ破壊型を計画する。Top 部の  $F_c$  は  $30\text{N/mm}^2$  とする。

材料試験結果を表 2 および表 3 に示す。

2.2 加力方法

実験装置の概要を図 3 に示す。加力は梁試験体上下に加力スタブを設置し、試験体を 90 度回転させてモーメント分布が逆対称モーメントになるような正負交番繰り返し加力とする。

加力スケジュールを図 4 に示す。加力の制御は梁部材角  $R$  で行い、 $R = \pm 1/800, \pm 1/400, \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/50, R = \pm 1/33,$

表-1 コンクリート材料試験結果

試験体		$F_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_c$ [ $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> ]
nt01	Top 部	60	63.3	3.48	4.11
	PCa 部	60	52.2	3.26	3.27
nt02	Top 部	30	32.5	2.32	3.07
	PCa 部	60	57.7	3.28	3.30
nt03	Top 部	48	48.6	3.40	3.71
	PCa 部	60	57.5	3.84	3.43
nt04	Top 部	30	32.2	2.50	3.17
	PCa 部	60	55.3	3.43	3.38
nt05	Top 部	30	33.0	2.39	3.16
	PCa 部	60	58.4	3.31	3.34
nt06	Top 部	30	33.4	2.66	3.28
	PCa 部	60	59.7	2.97	3.45

表-2 鉄筋材料試験結果

鋼材			$\sigma_y$	$\sigma_u$	$E_s[\times 10^5]$
使用部位	径	規格	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	N/mm <sup>2</sup>
梁主筋	D19	590 級	637	811	1.93
梁 1 段筋	D19	980 級	1060	1150	1.90
梁 2 段筋	D23	ケビンデ	1070	1140	2.14
せん断補強筋	D6	685 級	715	896	1.98
スラブ筋	D6	295 級	437	543	1.95
割裂防止筋	D10	685 級	816	992	2.11
すべり防止筋					

$\pm 1/25$  [rad]を加力するスケジュールとし、 $1/800$  [rad]では正負 1 回繰り返し返し、その他のサイクルでは正負 2 回の繰り返し加力とする。ただし、加力の途中で長期許容せん断力および短期許容せん断力に達した場合はその点をピークとし、除荷を行い、それぞれ 1 サイクルずつ追加する。

3. 実験結果

3.1 実験経過と荷重変形関係

各試験体の梁せん断力—部材角関係および最終破壊状況を図 5 に示す。図中の等価せん断耐力計算値は、後述する梁断面のコンクリート強度を等価コンクリート強度  $\sigma_{eq}$  として算出して、鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説<sup>3)</sup>に従って求めた梁のせん断強度  $Q_{eq}$  を表記している。

また、曲げ破壊型の試験体 nt06 については、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説に従って求めた曲げ終局耐力計算値を示す。各試験体の破壊経過を以下に記す。

(1) 試験体 nt01 (せん断破壊型)

試験体 nt01 は、 $R=1/200\text{rad}$ (1)加力時に梁端部からおおよそ 1D (D : 梁せい) の範囲にせん断ひび割れが発生し、 $1/50\text{rad}$ (1)ピーク時にせん断補強筋が降伏した。その後  $1/33\text{rad}$ (1)加力途中で図 5 に示すせん断ひび割れと梁下端主筋に沿った割裂ひび割れが同時に拡大し、変形が大きく進んで耐力低下を生じた。

(2) 試験体 nt02 (せん断破壊型)

試験体 nt02 は、 $R=1/400\text{rad}$ (1)加力時に梁端部からおおよそ 1D の範囲にせん断ひび割れが発生し、 $1/50\text{rad}$ (1)ピーク時にせん断補強筋が降伏して最大耐力に至った。

その後のサイクルでは、圧縮縁コンクリートの圧壊とせん断ひび割れの拡大により、最大耐力の 57%まで耐力低下した。

(3) 試験体 nt03 (せん断破壊型)

試験体 nt03 は、 $R=1/400\text{rad}$ (1)加力時に梁端部からおおよそ 1D の範囲にせん断ひび割れが発生し、正側ではせん断補強筋降伏後の  $1/33\text{rad}$ (1)ピーク時に最大耐力を記録し、 $1/33\text{rad}$ (2)サイクル時には最大耐力の 64%まで耐力が低下した。

(4) 試験体 nt04 (せん断破壊型)

PCa 部の掘り込みが浅い試験体 nt04 は、掘り込み深さが標準でコンクリート強度が同じ試験体 nt02 に近い履歴ループおよび破壊性

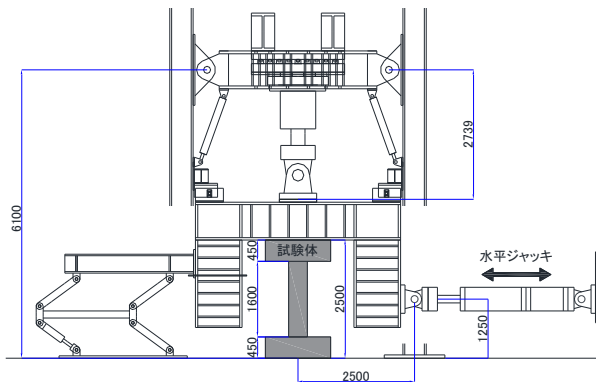


図 3 実験装置

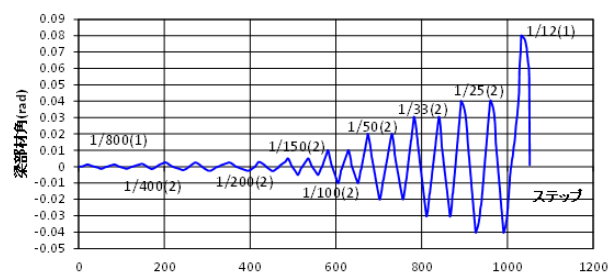


図 4 加力スケジュール

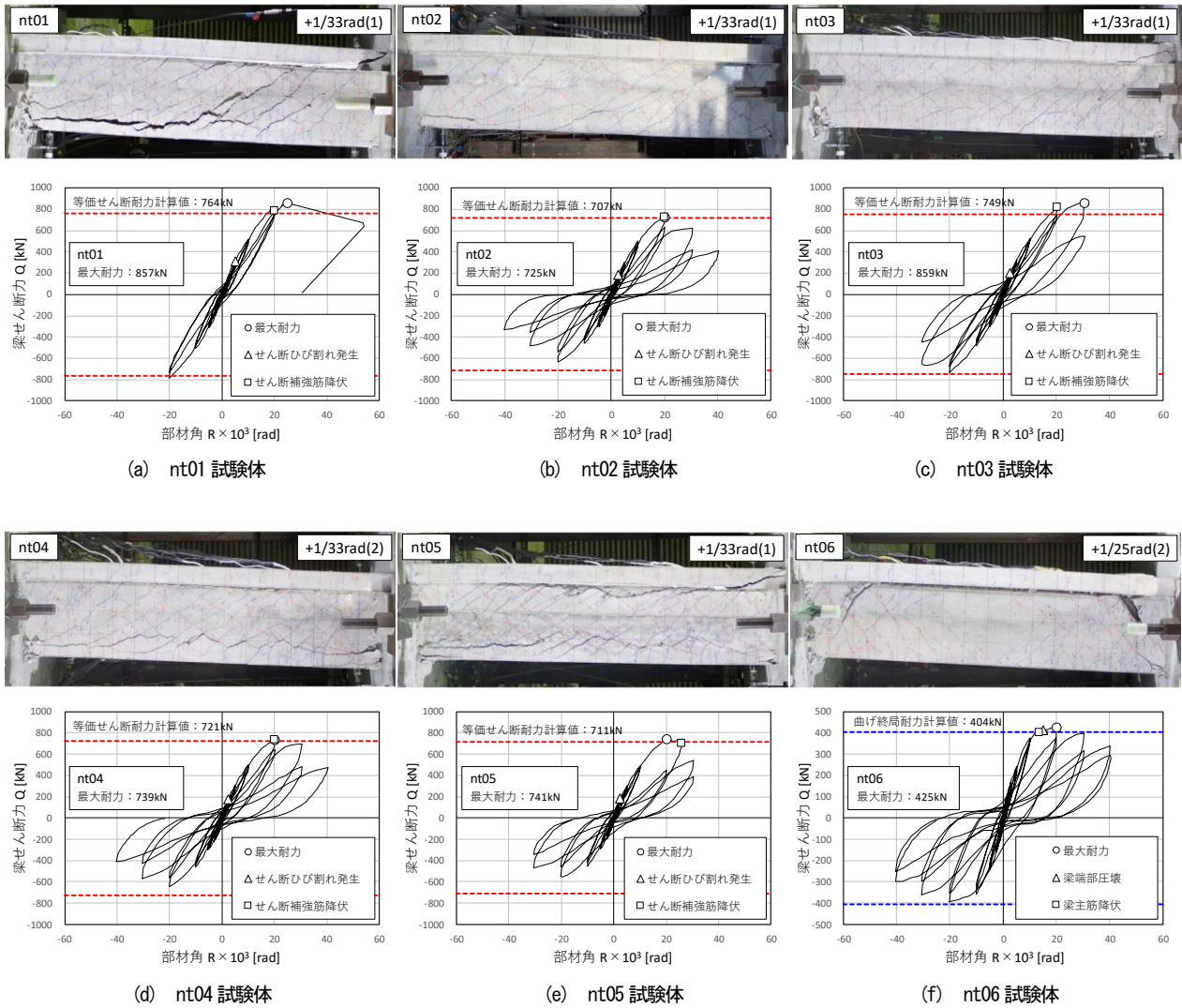


図5 最終破壊状況とせん断力部材角関係

状を示した。ただし、最大耐力および耐力低下の度合いは、コンクリートの等価強度が高い試験体 nt04 の方が良好であった。

(5) 試験体 nt05 (せん断破壊型)

立ち上がり部がない試験体 nt05 は、 $R=+1/50(1)$ rad ピーク到達時にせん断補強筋が降伏した際、ややスリップして耐力低下を生じた。1/33rad(2)サイクル時には最大耐力の52%まで耐力が低下した。等価強度がほぼ等しく立ち上がり部がある試験体 nt02 と比較すると、最大耐力や破壊性状に対する立ち上がり部の影響は、ほとんど見られなかった。

(6) 試験体 nt06 (曲げ破壊型)

試験体 nt06 は、 $R=1/50rad(1)$ ピーク手前で梁主筋端部が降伏及び梁端部コンクリートが圧壊し、1/50rad(1)ピーク時に最大耐力に至った。±1/25rad 加力時においてもせん断補強筋は降伏しておらず、最大でもそのひずみは2000 $\mu$ 程度であった。

3.2 梁主筋のひずみ分布

試験体 nt01 から試験体 nt06 の梁主筋のひずみ分布を図7に示す。

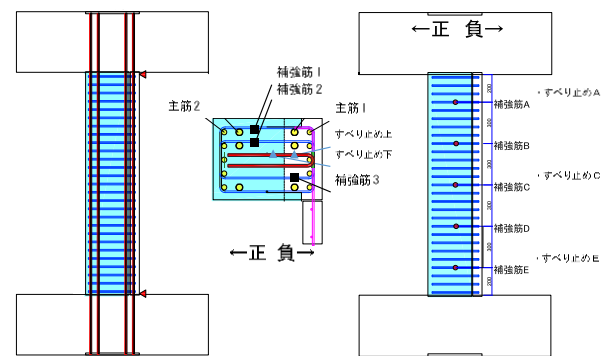


図6 試験体ひずみゲージ貼付位置

図には、梁材端部の位置における正側の各サイクルピーク時の値を示している。

図より、せん断破壊を計画した試験体 nt01 から試験体 nt05 では、耐力低下時に変形が大きく進んだ試験体 nt01 以外の試験体では、梁主筋は降伏ひずみ 5600 $\mu$  に達しなかった。また、梁主筋に SD590 材

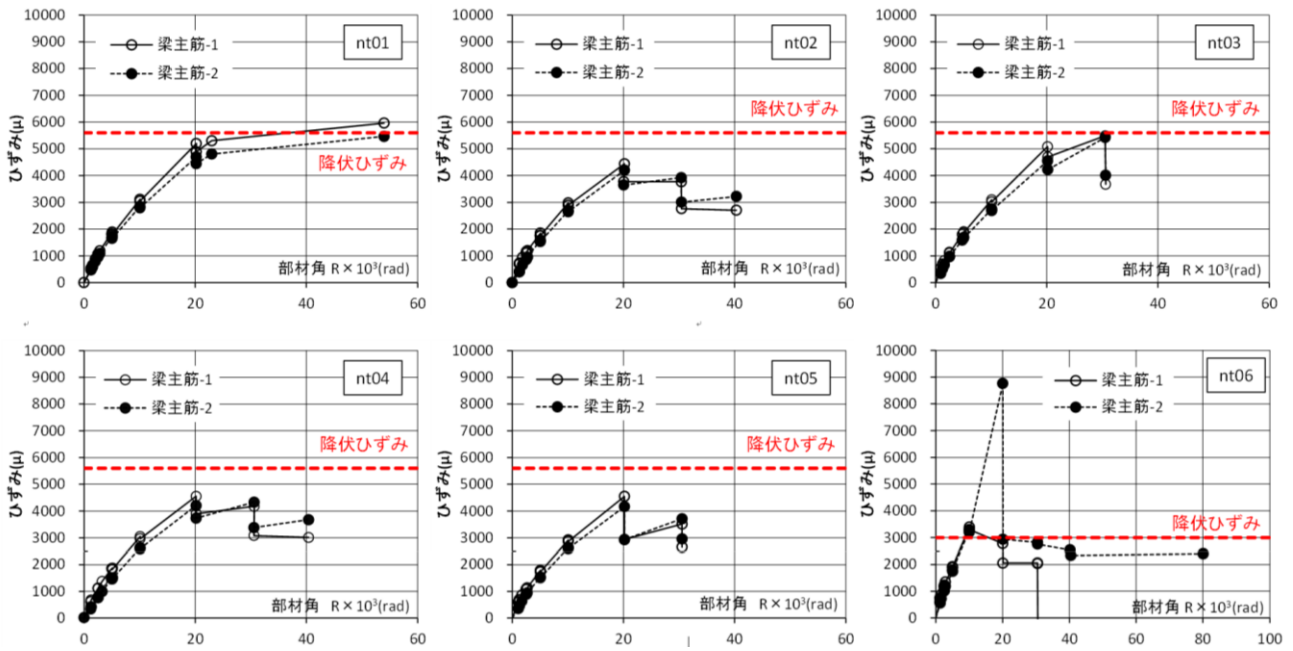


図7 梁主筋ひずみ分布

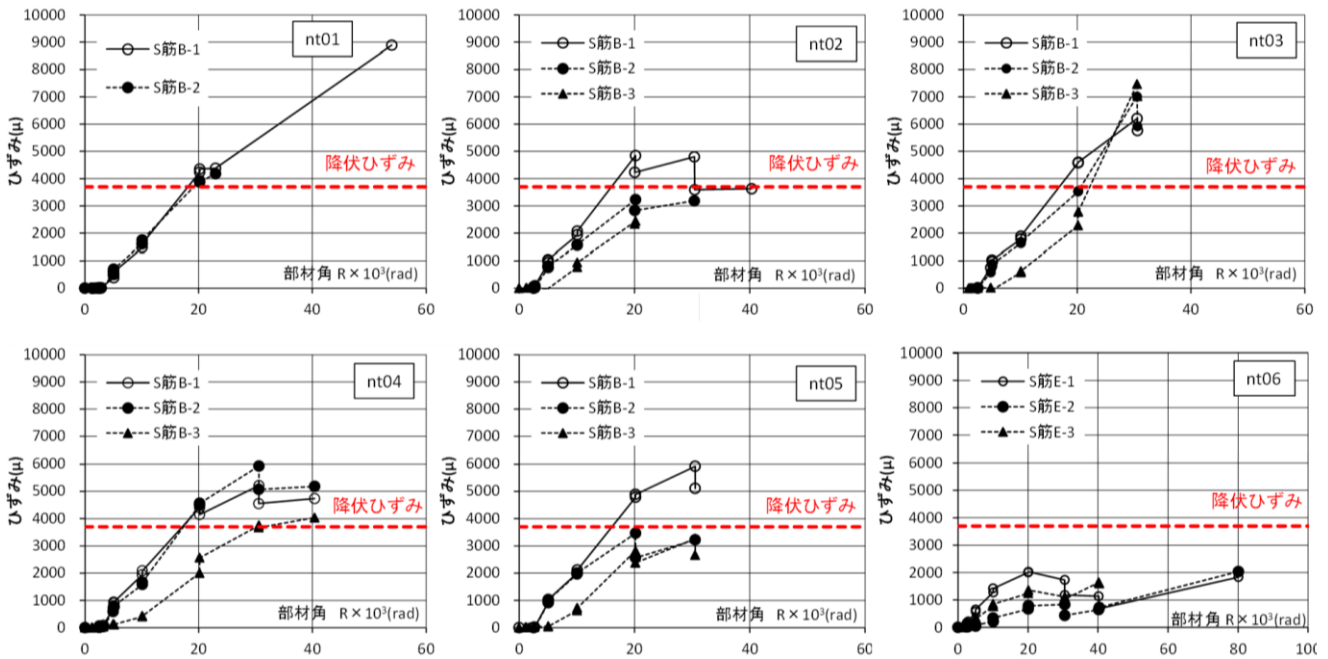


図8 せん断補強筋ひずみ分布

を用いた曲げ破壊型の試験体 nt06 は、 $R=1/100$  rad から  $1/50$  rad に向かうときに梁端部にて降伏ひずみ  $3000 \mu$  に達した。

壊試験体 nt06 は最大耐力時のせん断補強筋ひずみが  $2000 \mu$  程度であった。

### 3.3 せん断補強筋のひずみ分布

試験体 nt01 から試験体 nt06 のせん断補強筋のひずみ分布を図 8 に示す。図は、図 6 に示す補強筋 B (試験体 nt06 は補強筋 E) の位置における正側の各サイクルピーク時の値を示している。

図より、試験体 nt01 は、 $R=1/50$  rad で一部が降伏し、梁がせん断破壊するとともにすべてのせん断補強筋が降伏した。試験体 nt02 から試験体 nt05 では、 $R=1/50$  rad でせん断補強筋が降伏した。曲げ破

### 3.4 すべり防止筋のひずみ分布

試験体 nt01 から試験体 nt06 のすべり防止筋のひずみ分布を図 9 に示す。図は、図 6 のすべり止め C の位置における正側の各サイクルピーク時の値を示している。図より、ひずみの値は、梁上部とプレキャスト部で大差はなく、最大で  $1000 \mu$  から  $1500 \mu$  程度のひずみとなった。

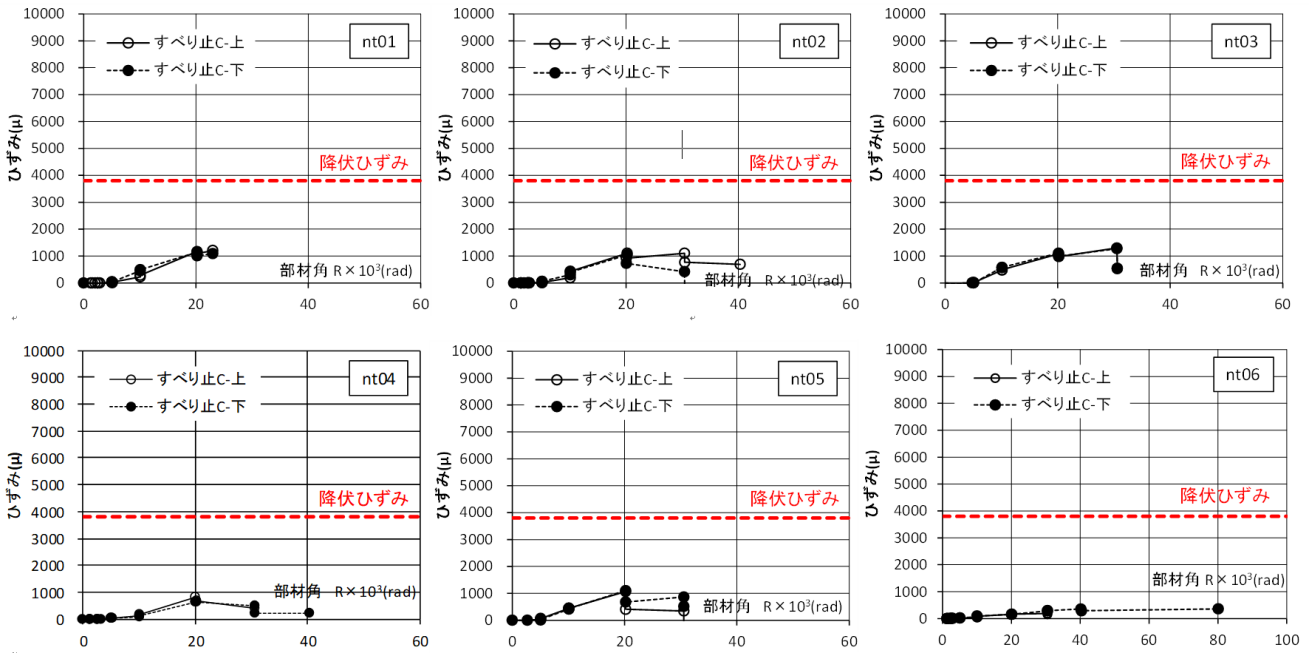


図9 滑り防止筋ひずみ分布

#### 4. 考察

##### 4.1 実験値と計算値の比較

実験値と計算値の比較を表4に示す。ここで、 $\sigma_{eq}$ は、図10に示す梁せいの高さ方向の割合に応じて式(1)より求めたコンクリートの平均強度（等価コンクリート強度）である。

$$\sigma_{eq} = \left( \frac{\sigma_{Top} \times d_{Top} + \sigma_{PCa} \times d_{PCa}}{d} \right) \quad (1)$$

表4より、せん断破壊型の試験体について、最大耐力を梁せいの高さ方向の割合に応じた等価コンクリート強度を用いた梁のせん断強度式により求めることで、安全側に評価できることがわかる。

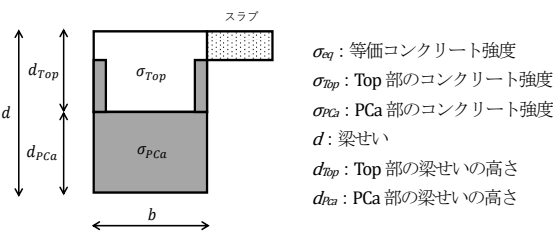


図10 等価コンクリート強度の算出方法

##### 4.2 コンクリート強度の評価

梁におけるトラス機構の圧縮応力の釣合に基づき、実験結果からコンクリートの斜め圧縮力 ( $\sigma_t$ ) を推定する。釣合式で横補強筋の引張力 ( $a_w \cdot \sigma_{wy}$ ) は実験結果のひずみゲージ値より算出する。トラス機構によるせん断力負担分:  $V_l$ は、式(2)となる。

$$V_l = \sum a_w \sigma_{wy} = p_{ne} \sigma_{wy} b_e j \cot \phi \quad (2)$$

斜め圧縮力横補強筋の引張力、主筋の付着力の釣合より、

表4 実験値と計算値の比較

試験体	等価コンクリート強度 $\sigma_{eq} [N/mm^2]$	$\cot \phi$ *)	実験値	計算値		実験値/ 計算値
			最大耐力	等価せん断強度 <sup>2)</sup>	曲げ強度	
			$Q_m [kN]$	$Q_{eq} [kN]$	$Q_{fu} [kN]$	
nt01	57.7	1.64	857	764	1058	1.12
nt02	45.1	1.42	725	707		1.03
nt03	53.1	1.68	859	749		1.15
nt04	47.4	1.45	739	721		1.02
nt05	45.7	1.45	741	711		1.04
nt06	46.1	—	425	562		404

\*)  $\cot \phi$  は、せん断破壊した試験体の実験時最大耐力より推定した値

2) 計算値は、ヒンジ領域の回転角  $R_p=0$ 、コンクリートの有効係数  $\nu=\nu_0$  としている

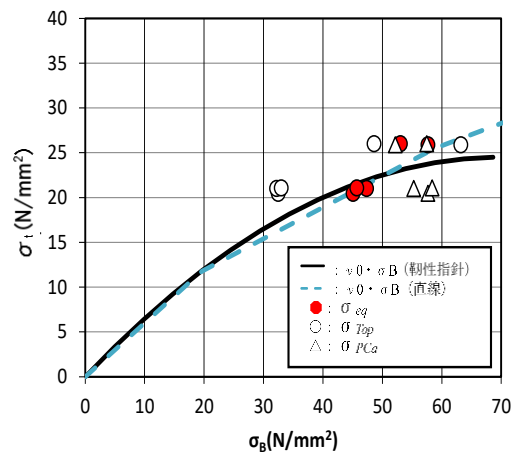


図11 実験より求めた  $\sigma_t$  と等価コンクリート強度の関係

$$(\sum a_w \sigma_{wy})^2 (1 + \cot^2 \phi) = (\sigma_{be} \lambda j_e \cos \phi)^2 \quad (3)$$

(2)および(3)より  $\sigma_t$  について展開して、式(4)を得る.

$$\sigma_t = (1 + \cot^2 \phi) (p_{we} \sigma_{wy}) / \lambda \quad (4)$$

記号： $a_w$ ：1組の横補強筋の断面積， $\sigma_{wy}$ ：横補強筋の信頼強度， $p_{we}$ ：有効横補強筋日(= $a_w / (b_e s)$ )， $b_e$ ：トラス機構に参与する断面の有効幅， $j_e$ ：トラス機構に参与する断面の有効せい， $\phi$ ：トラス機構の角度， $\lambda$ ：トラス機構の有効係数

各試験体について、横軸に等価コンクリート強度、縦軸に実験値より算出したコンクリートの圧縮強度をプロットしたものを図 11 に示す。図中には、参考文献3)によるコンクリートの有効係数を乗じて強度を低減させたコンクリート強度の曲線と近似直線を示す。図より、コンクリート強度をすべて PCa 部で評価するとトラス機構のコンクリート斜め圧縮力は靱性指針式の強度を下回るものが見られるが、等価コンクリート強度で評価すると良い対応を示すことがわかる。

## 5. まとめ

強度の異なるコンクリートを同一断面に有するプレキャスト RC 梁の加力実験により、以下の知見を得た。

- 1) せん断破壊を計画した試験体は、梁部材角 1/50rad でせん断補強筋が降伏ひずみに達した。また nt01 試験体以外では梁主筋の降伏は見られなかった。
- 2) せん断破壊を計画した試験体により、実験時の最大耐力が等価コンクリート強度を用いた梁のせん断耐力を上回ることを確認した。
- 3) プレキャスト部の立ち上がりの有無による最大耐力や破壊性状の違いは見られなかった。
- 4) すべり防止筋はプレキャスト部と後打ち部とでひずみ値に大きな差はなく、いずれも 1000~1500  $\mu$  程度であった。
- 5) 実験値より推定したトラス機構による梁のコンクリートの斜め圧縮力は、等価コンクリート強度による評価とよく一致した。

※本研究は戸田・西松共同研究の成果の一部である。

## 参考文献

- 1) 木村他、プレキャストコンクリート合成梁構造の開発 その1~3、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、構造IV、pp.217-222、2014.9
- 2) 金川他、プレキャストコンクリート合成梁構造の開発 その4~5、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)、構造IV、pp.503-506、2015.9
- 3) 西村他、PCa コンクリート強度打ち分け RC 梁に関する実験的研究 その1~3、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)、構造IV、pp.19-24、2017.7
- 4) 金川基、濱田聡、竹中啓之、高橋孝二、プレキャスト強度打ち分け RC 梁に関する実験的研究、コンクリート工学会年次大会論文集 Vol.40 第2号、pp.193-198、2018.7
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999.9