

超高強度コンクリート ($F_c=100\text{N/mm}^2$) を用いた超高層 RC プレキャスト構法の開発 (その1 柱部材実験)

Development of Super High-rise Precast Building Using 100N/mm^2 Strength Concrete (Part 1 Tests of Columns)

高橋 孝二*	西浦 範昭*
Koji Takahashi	Noriaki Nishiura
宮下 剛士*	飯塚 信一*
Takeshi Miyashita	Shinichi Iizuka

要 約

本報告は、高さ 200m、地上 60 階クラスの超高層住宅の開発の一環で実施された構造実験に関する報告である。建物の下層階に適用が想定されるコンクリート設計基準強度 (F_c) $80\sim 100\text{N/mm}^2$ および高強度鉄筋を使用した柱部材またはプレキャスト柱部材の静的加力実験を実施し、耐力・変形性能などの構造性能を明らかにした。これらの検討結果は下層階の柱の設計における、コンクリート強度や主筋の選定、補強筋量などの検討に必要とされる有益なデータが得られたとともに、 100N/mm^2 クラスの部材にプレキャストを適用しても、十分な耐震性能を有することが確認された。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 実験概要
- § 3. 実験結果の概要
- § 4. 実験結果の検討
- § 5. おわりに

§ 1. はじめに

近年、都市部における高層集合住宅は、ますます高層化が進み 50 階を越えるものも建設されている。高層集合住宅の構造躯体としては、居住性に優れた鉄筋コンクリート構造が採用されているが、建物が高層となると、その重量を支えるために一本の柱に作用する軸力が大きくなり、断面積が大きくなることで、居住性は損なわれる。そこで、より強度の高い材料が必要になる。これまで、国内で使用されたコンクリート設計基準強度の最高は 100N/mm^2 であり、50 階クラスの建物に適用されている。コンクリート強度 100N/mm^2 、鉄筋の降伏強度 1250N/mm^2 を超える材料を用いた部材または架構の力学性状を把握するには、構造実験によるデータの蓄積が急務であり、信頼性の高い耐震設計の向上に努める必要

がある。一方、超高層建築物では、施工の合理化としてプレキャスト化 (以下、PCa) が不可欠であり、コンクリート強度が 100N/mm^2 クラスの PCa 部材の構造性能の確認は殆どされていない。本報告では、超高強度コンクリート ($F_c=80\sim 100\text{N/mm}^2$)、高強度鉄筋 (USD 685, SBPD 1275) を使用した柱部材および PCa 柱部材の曲げせん断実験を実施し、耐力・変形性能などの構造性能を検討した。

§ 2. 実験概要

2-1 試験体

試験体の一覧を表-1 に示す。試験体は、断面 $350\times 350\text{mm}$ で実大の約 $1/3$ の縮小モデルとし、せん断スパン比は下層階は 2.2、基準階は 1.6 とした。最下階の中柱を対象とした No.1 ($F_c=80\text{N/mm}^2$) と No.3 ($F_c=100\text{N/mm}^2$)、基準階の中柱を対象とした No.2 ($F_c=80\text{N/mm}^2$) と No.5 ($F_c=100\text{N/mm}^2$) を基本とし、せん断補強筋を No.3 に対し密に配筋した試験体を No.4 とした。また、No.3, No.4 に対して主筋を SD 490 から USD685 に変えた試験体を No.6, No.7 とした。

*技術研究所技術研究部建築技術研究課

試験体の形状・寸法および配筋を図-1に示す。PCa部材は、柱脚にスリーブ継ぎ手を有し、下スタブとの隙間を10mmとしてグラウトモルタルを注入する方法とした。コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-2に示す。コンクリートの力学的性質は、現場封緘養生のテストピースから得られた結果である。またグラウトモルタルは4週強度で 183N/mm^2 に達していることを確認した。

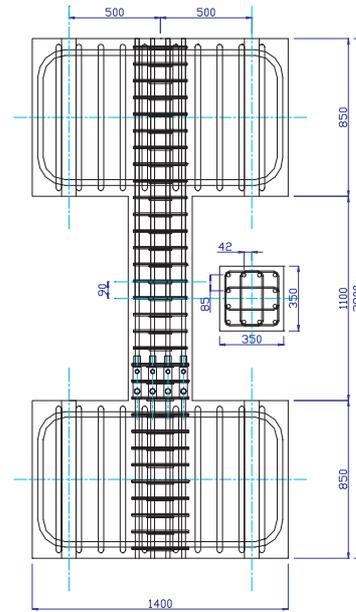


図-1 試験体形状 (No. 2, No. 5)

2-2 加力方法

加力装置を図-2に示す。加力は鉛直方向に設置した5000kN ジャッキにより軸力 (N) を载荷するとともに、柱高さ中央位置に設置した2000kN アクチュエータにより水平力 (Q) を正負交番繰返し载荷する。加力サイクルを図-3に示す。加力サイクルは試験体の部材角で定義し1/800と1/400は1サイクルづつとし以降2サイクルとした。試験体への载荷軸力は $0.3N_{uc}$ ($N_{uc}=\sigma_B \cdot B \cdot D$)の定圧縮軸力とした。

表-1 試験体一覧

試験体 No.	1	2	3	4	5	6	7
コンクリート強度 F_c	80N/mm ²		100N/mm ²				
在来・PCa	在来	PCa	在来	PCa			
内法寸法 (mm)	1575	1100	1575	1100	1575		
せん断スパン比	2.3	1.6	2.3	1.6	2.3		
主筋	12-D19 SD 490			12-D19 USD 685			
Pt (%)	0.94						
せん断補強筋 SBPD 1275 4-U 7.1	@90		@40	@90	@40		
Pw (%)	0.5		1.1	0.5	1.1		

表-2 材料試験結果

鉄筋	降伏点 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏ひずみ $\times 10^{-6} \mu$
SD 490	529	187	2990
USD 685	764	189	4460
SBPD 1275	1274	196	6720
コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度時ひずみ $\times 10^{-6} \mu$
Fc 80	74 (43日)	40.3	2261
Fc 100	94 (48日)	45.8	2534

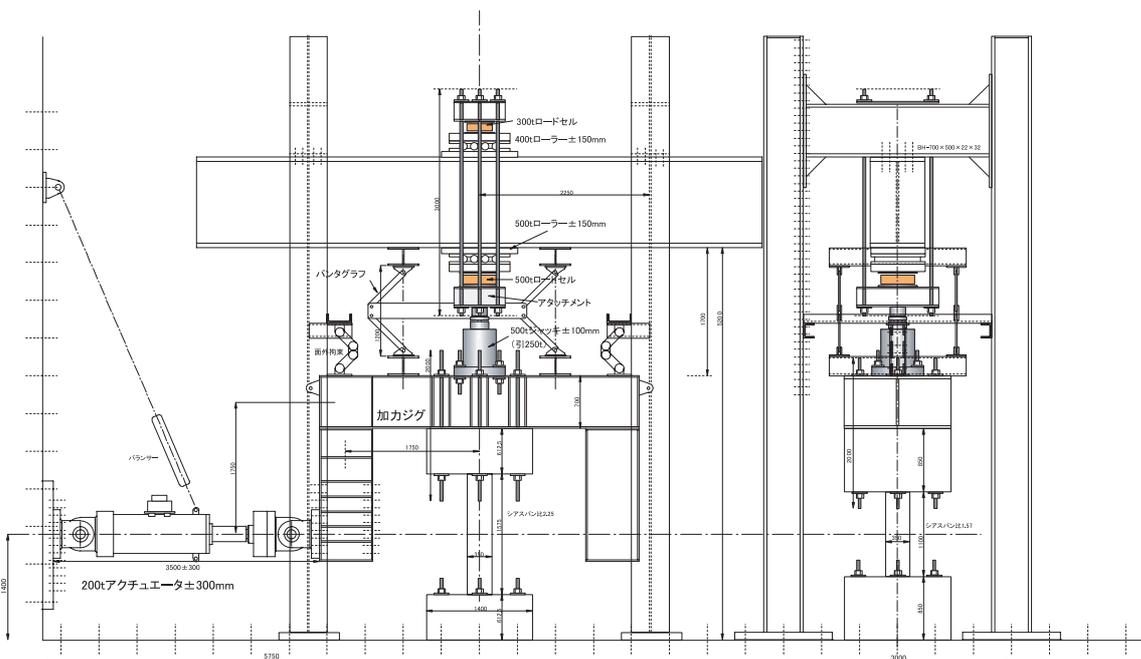


図-2 加力装置

§ 3. 実験結果の概要

3-1 実験結果

試験体の最終破壊状況の一例を写真-1に示す。各試験体の実験結果を表-3に示す。各試験体の荷重-変形関係を図-4に示す。

最下層中柱想定試験体 No. 1, No. 3 は, $R=1/400$ で曲げひび割れが発生し, $R=1/100$ で柱頭柱脚部における圧壊および曲げせん断ひび割れが発生した。 $R=1.5/100$ に向かう荷重で最大荷重を示し, その後のサイクルで徐々に耐力低下したが, No. 1 は $R=5/100$ まで最大荷重に対して僅かな耐力低下にとどまり変形性能が良かった。 No. 3 は No. 1 に対してコンクリート強度が高く設定されている試験体であるが, $R=5/100$ に向かう荷重で, 柱脚部のせん断筋補強筋が破断し, 主筋の座屈が生じて急激な耐力低下を生じた。 最大荷重に対しては $R=3/100$ で約 70% まで低下し, No. 1 より変形性能は劣っていた。

最下層中柱想定 No. 3 に対しせん断補強筋を密に配筋した No. 4 は $R=1/200$ で初期曲げひび割れが生じた。 $R=1/100$ で柱頭柱脚部における圧壊および曲げせん断ひび割れが発生した。 また, 最大荷重は $R=1/100$ で示したが最大荷重後も殆ど耐力低下せず $R=5/100$ まで安定した履歴形状を示した。

主筋に USD 685 を用いた No. 6, No. 7 では, No. 6 は $R=1/400$ で No. 7 は $R=1/200$ で初期曲げひび割れの発生, $R=1/100$ で柱頭柱脚部における圧壊および曲げせん断ひび割れが発生した。 No. 6 は, $R=1/100$ で最大耐力を示すと $R=1.5/100$ で試験体全域にわたり主筋に沿った縦ひび割れが発生し, サイクルごとの耐力低下が激しく $R=2/100$ までに最大荷重に対して約 50% まで耐力が低下した。 一方, No. 7 は最大荷重後も殆ど耐力低下せず $R=5/100$ まで安定した変形性能を示した。

圧壊の程度は, コンクリート強度の大きい試験体である, No. 3, No. 4, No. 7 が大きく, かぶりコンクリートが大きな塊として剥落した。

基準階中柱想定試験体である No. 2, No. 5 では, No. 2 は $R=0.75/100$ で No. 5 は $R=1/200$ でせん断ひび割れが発生した。 No. 2 は, $R=1/100$ で最大荷重を示し, 最大荷重に対し $R=2/100$ で 80%, $R=3/100$ で 70% まで耐力低下した。 No. 5 は, No. 2 に対してコンクリート強度が高く設定されている試験体であるが, $R=1/100$ に向かう荷重で最大荷重を示すと急激に耐力低下を生じ, $R=1/100$ の 2 サイクル目で最大荷重の 80% まで低下した。

3-2 鉄筋歪分布

各試験体のせん断補強筋の歪分布を図-5に示す。図中のプロット点は正方向の各サイクルにおけるピーク時の値を示している。

せん断補強筋の歪分布はせん断スパン比の違いにより大きく異なっている。せん断スパン比が 2.2 の試験体は

柱頭, 柱脚部で歪が大きく出ているのに対し 1.6 の試験体は, 中央付近を頂点とする山形の形状となっている。 No. 3 と No. 6 は主筋の違いであるが, $R=2/100$ における歪分布形状は大きく異なり, No. 6 の中央付近は 3000μ にも達している。 一方, No. 6 に対しせん断補強筋を密に配筋している No. 7 は, 1000μ 程度に収まっている。

No. 2, No. 5 は実線が外周筋で破線が中子筋を示しているが, $R=1/200$ では歪に差は見られないが $R=1/100$ 以降は, 中子筋の歪が外周筋より大きくなる傾向が見られる。 No. 2, No. 5 はコンクリート強度の違いのみであるが, $R=1/100$ で No. 5 の中子筋は 6000μ 付近まで達していて, No. 2 の倍の歪値を示している。

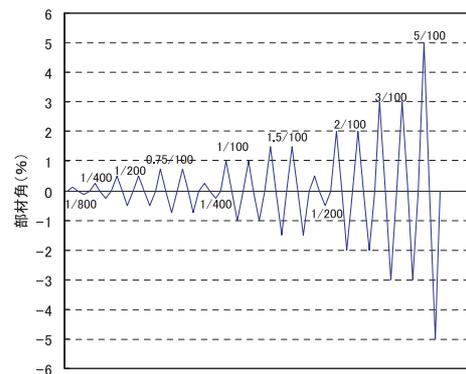
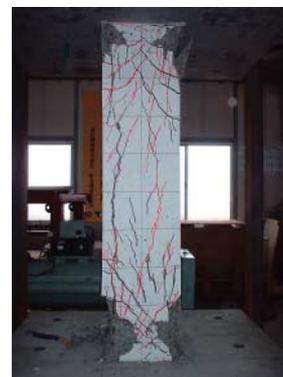


図-3 加力サイクル



No. 1



No. 3



No. 2



No. 5

写真-1 最終破壊状況

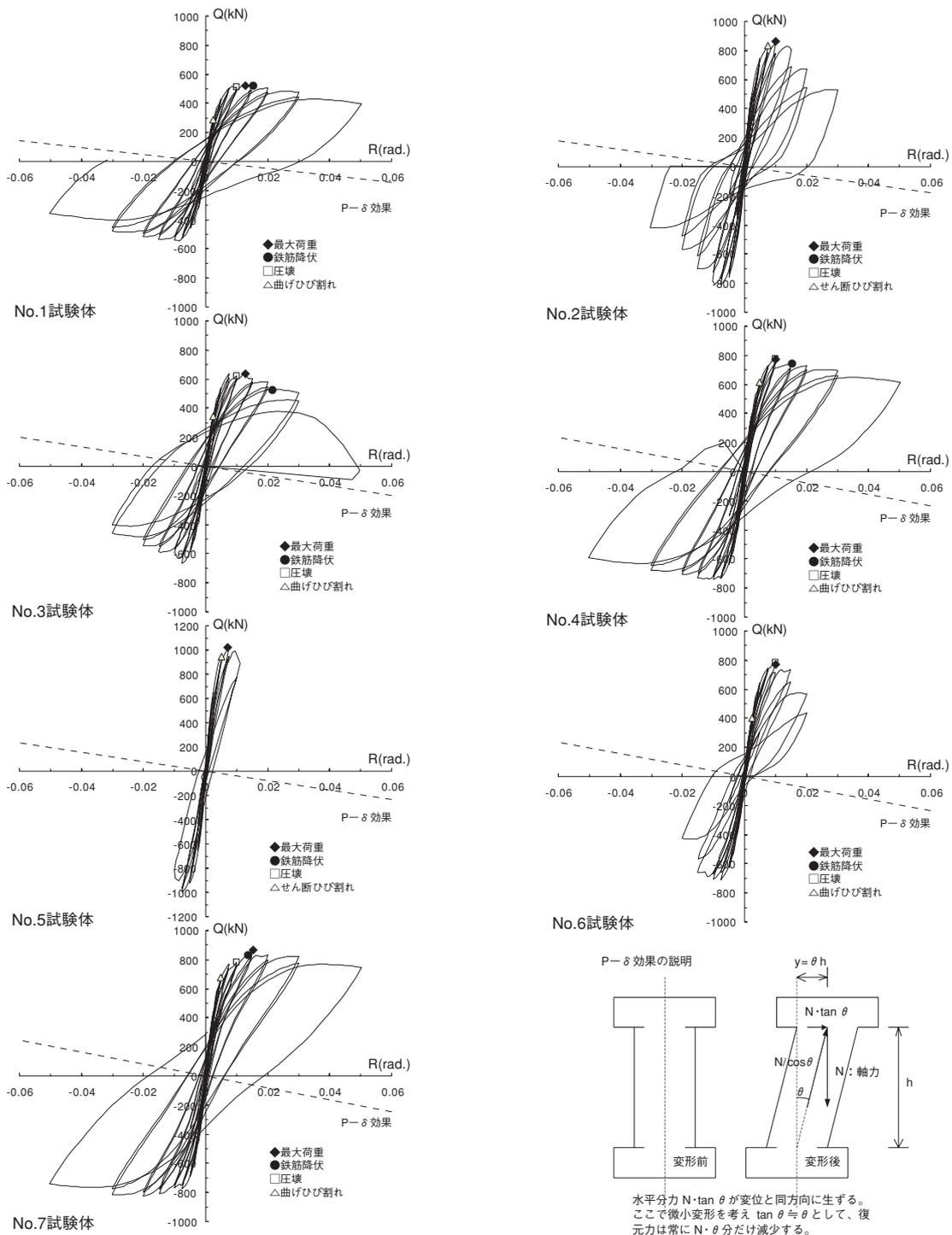


図-4 荷重-変形関係

表-3 実験結果一覧

試験体 No.	1	2	3	4	5	6	7
実強度 σ_B (N/mm ²)	74.0	81.6	94.3	109.2	111.3	109.2	115.9
ヤング係数 E (N/mm ²)	40600	41900	45700	48000	48300	48000	49000
載荷軸力 N (ton)	241	305	345	400	404	405	421
軸力比	0.26	0.30	0.29	0.29	0.29	0.30	0.29
破壊形式	曲げ	せん断	曲げ	曲げ	せん断	付着	曲げ
最大耐力 Q (kN)	534	856	638	778	1027	782	852
最大耐力 Q (kN) (P- δ 効果補正值)	568	874	679	807	1058	810	956
限界部材角 (rad.)	0.040	0.018	0.030	0.048	0.010	0.015	0.050

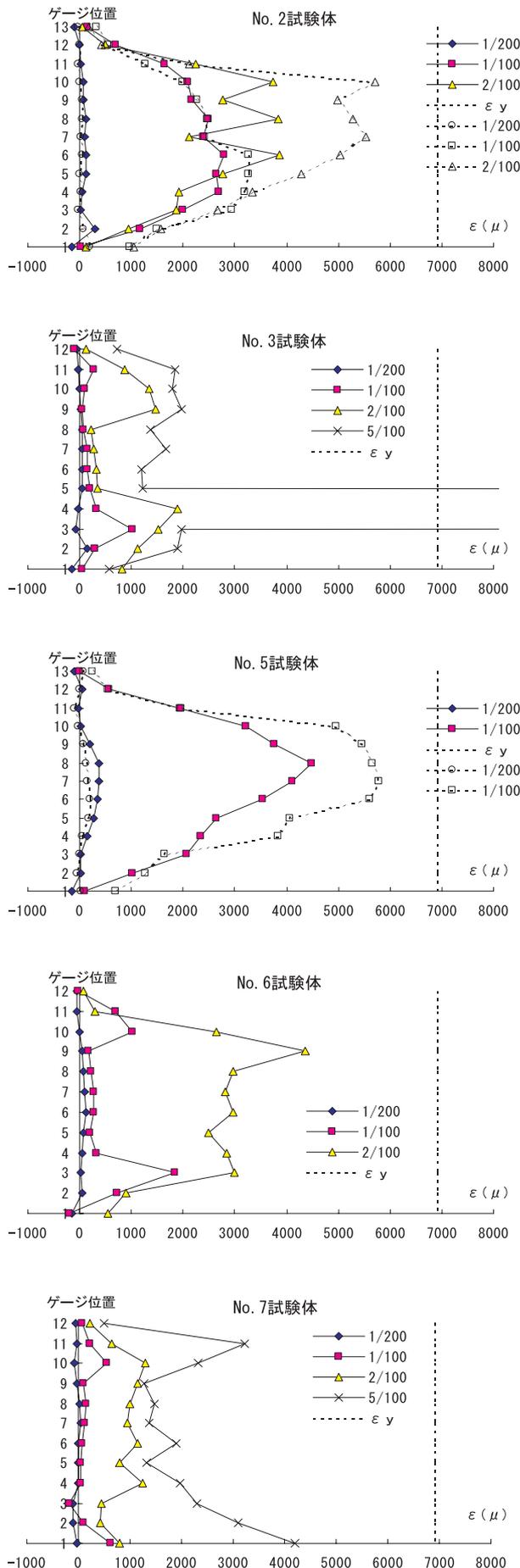


図-5 せん断補強筋の歪分布

§ 4. 実験結果の検討

4-1 最大耐力

曲げ破壊型試験体 4 体の最大耐力値とセンター略算式¹⁾および断面分割法により求めた値を比較して図-6(a)に示す。図中の実験結果は P-δ 効果を補正したものである。ここで、断面分割法においては、コアコンクリートを NewRC で提案されたせん断補強筋によるコンファインドコンクリートの応力-歪関係²⁾として求めた場合と考慮しない場合の 2 ケースとした。

コンクリートに用いた応力-ひずみ関係は Popovics の提案式²⁾(1)を用い、圧縮強度時のひずみ算定式は六車式²⁾(2)を用いた。

$$\eta = \frac{n\xi}{n-1+\xi^n} \tag{1}$$

$$n = 0.00571f_c + 1, \eta = \sigma/f_c, \xi = \varepsilon/\varepsilon_m$$

$$\varepsilon_m = 1299 + 1.3f_c \tag{2}$$

ここに、

f_c : 圧縮強度

ε_m : 圧縮強度時のひずみ

コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係は、NewRC で提案された(3)式を用いる。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cB}} = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2} \tag{3}$$

ここに、

記号の意味は参考文献(1)を参照

略算式は、どのケースも実験値より大きくなり 10~20% 程過大に評価している。一方、断面分割法では、コアコンクリートの拘束効果を考慮しない場合は、若干低めの評価であるが、コアコンクリートをコンファインドコンクリートとした計算値の精度は良い。

せん断破壊型の試験体である No. 2, No. 5 の最大耐力値と靱性保証型耐震設計指針³⁾式(4)、高強度せん断補強筋(ウルボン)を用いた場合の設計式⁴⁾(5)と比較して図-6(b)に示す。

$$V_u = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left(v \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{bD}{2} \tan \theta$$

$$V_u = \frac{\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e$$

$$V_u = \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_e j_e \tag{4}$$

上の 3 式の最小値

$$Q_{u1} = \left\{ \frac{0.053 \cdot P_t^{0.23} \cdot (k \cdot F_c + 180)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \cdot \sqrt{P_W \cdot \sigma_{W_y}} \right\} \cdot b \cdot j \quad (5)$$

ここで、終局せん断耐力を計算する際に用いる有効圧縮強度は、NewRC で提案された(6)式を用いる。

$$v_0 = 3.68 \sigma_B^{-0.333} \quad (6)$$

靱性保証型耐震設計指針式は、実験値を精度良く評価できている。一方、高強度せん断補強筋式は、安全側の評価となっているが、これは大野・荒川 min 式に準拠しているためである。

4-2 変形性能

変形能力を評価する目安として P-δ 効果を含んだ荷重-変形関係包絡線で荷重が最大の 80% に低下した時の部材角を限界変形角として定義し、コンクリート強度、せん断スパン比、主筋種類、せん断補強筋比でそれぞれ比較したものを図-7 に示す。ただし、同一変形の繰返し時に耐力低下した場合は、その部材角とした。

せん断補強筋比が同一レベルの場合、コンクリート強度が大きいほど、またはせん断スパン比が小さいほど限界変形角は小さい。主筋の強度を上げると補強筋量によっては限界部材角は小さくなるので注意が必要である。これは、破壊型式が曲げ破壊から付着破壊、せん断破壊と変わることによる影響である。変形性能の確保から、最小補強筋量については、更に検討が必要である。

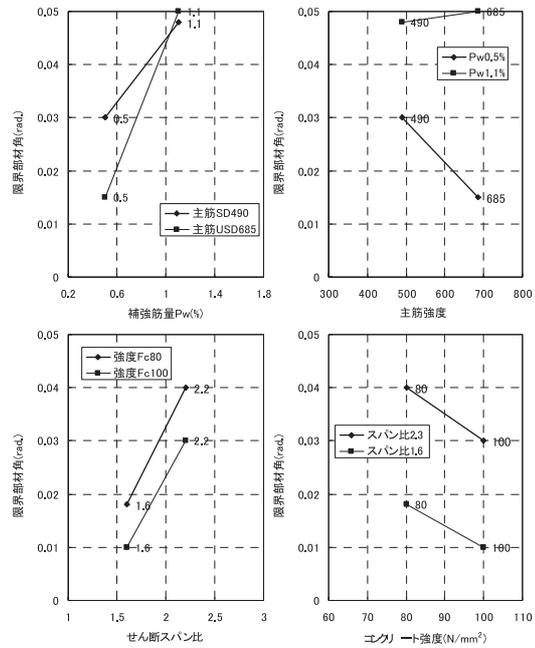


図-7 限界変形角

§ 5. おわりに

コンクリート設計基準強度 (Fc) 80~100N/mm² および高強度鉄筋を使用したプレキャスト柱部材の静的加力実験を実施し、以下の知見を得た。

- ① 曲げ耐力の評価において、NewRC で提案されたコアコンクリートをコンファインドコンクリートとした断面分割法と実験値の整合性は良い。
- ② せん断耐力の評価において、靱性保証型耐震設計指針式で実験結果を概ね評価できる。
- ③ 限界変形角について、コンクリート強度、せん断スパン比、主筋種類、せん断補強筋比等を比較検討した。せん断補強筋比が同一の場合、コンクリート強度が大きいほど、またせん断スパン比が小さいほど限界変形角は小さい。
- ④ 100N/mm² クラスの部材にプレキャストを適用しても、十分な耐震性能を有することが確認できた。

これらの検討結果は超高層 RC 造建築物の下層階の柱の設計において、コンクリート強度や主筋の選定、補強筋量などの検討に必要とされる有益なデータが得られた。

参考文献

- 1) (財) 国土開発技術センター：平成 4 年度「高強度鉄筋分科会報告書」、1993。
- 2) (財) 国土開発技術センター：平成 4 年度「構造性能分科会報告書」、1993。
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1997。
- 4) 高周波熱錬：鉄筋コンクリート造はり、柱のせん断補強筋として PC 鋼棒ウルボンを使用する工法設計指針・同解説、1999。

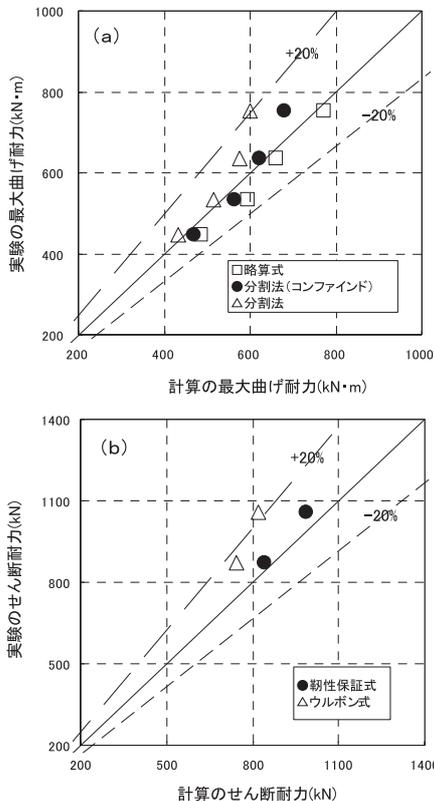


図-6 計算値と実験値の比較