

超高強度材料を用いた RC 短柱の耐力と変形性能に関する調査・検討

佐藤 幸博 高森 直樹
佐々木 仁 寺岡 勝

概 要

本稿は、60 階程度の超高層鉄筋コンクリート(以下、RC)造集合住宅の下層階に適用する超高強度コンクリートおよび超高強度鉄筋を用いた RC 柱の設計に必要な資料を得ることを目的として行った調査・検討の結果について報告するものである。超高強度材料を用いた RC 短柱に関し、既往の実験データを収集・整理し、その耐力および変形性能について検討した結果、以下のような知見が得られた。

- (1) ひび割れ耐力の実験値と既往の評価式を用いた計算値とは概ね対応した。ただし、負荷重時のせん断ひび割れ耐力は正荷重時のそれに比較して小さく、計算値が実験値より大きくなる傾向にあった。
- (2) 終局耐力に関して、曲げ終局耐力、せん断終局耐力ともに、繰り返し漸増載荷における正負両荷重時の最大耐力の内、大きい方の実験値と既往の評価式による計算値とは概ね対応した。しかし、小さい方の終局耐力実験値に対しては、計算値が実験値より大きくなる傾向にあった。この傾向は、コンクリート強度が 100N/mm^2 超える試験体、およびせん断補強筋の少ない試験体において、より顕著であった。
- (3) クリアスパン比 (L/D) が 2 以上 3 以下の短柱において、せん断破壊型試験体の内、せん断補強筋比 (p_w) が 0.8% より小さく、かつせん断補強係数 ($p_w \cdot \sigma_y / \sigma_B$) が 0.1 以下の範囲のもので、前述の正負耐力差がより顕著になった。

Research on the Strength and the Deformation Properties of Short Span R/C Columns Using Ultra High-Strength Materials

Abstract

Research into short span R/C columns using ultra high-strength materials was conducted for the purpose of investigating seismic performance of super-high-rise condominium buildings (approximately 60 stories). Through selection and analysis of existing experimental data for ultra-high-strength materials applied to short columns, the following findings were obtained;

- (1) The crack strength was closely estimated by the existing equations. But regarding shear crack strengths in cyclic loading, the values at negative side loading are generally smaller than the values at positive loading, and the estimated values are larger than experimental values.
- (2) Regarding the flexural and shear capacities in cyclic loading, the larger absolute values of both the estimated and experimental data were almost same, but for the smaller absolute values, the estimated values were larger than the experimental values. This tendency was particularly noticeable in specimens with a strength of more than 100N/mm^2 and the fewer volume of lateral reinforcement bars.
- (3) In the specimens with the clear span to depth ratio (L/D) of between 2 and 3, the above mentioned difference was particular in specimen with the lateral reinforcement ratio (p_w) of less than 0.8% and the index of shear reinforcement ($p_w \cdot \sigma_y / \sigma_B$) of less than 0.1.

キーワード: 超高層 RC 造, 超高強度材料,
短柱, 耐力, 変形

§1. はじめに

本稿は、60 階程度の超高層鉄筋コンクリート(以下、RC)造集合住宅の下層階に適用する超高強度コンクリートおよび超高強度鉄筋を用いた RC 柱の設計に必要な資料を得ることを目的として行った調査・検討の結果について報告するものである。

近年、設計基準強度(F_c)が 100N/mm^2 を超えるような超高強度コンクリートと超高強度鉄筋を組み合わせた RC 柱に関する実験研究が盛んに行われている。その中では、クリアスパン比(L/D , L : 柱内法長さ, D : 柱せい) 3.0 と実際のものとは異なる比較的長い柱を対象とした実験が数多く実施されている。通常、超高層 RC 造集合住宅の下層住戸階の柱の L/D は大きくても 2.4 程度である。

超高層建物に地震力が作用した場合、圧縮側柱には高軸力が作用し、同時に反曲点も上昇してシアスパン比(M/QD)が大きい柱となる。超高強度材料を用いたこのような RC 柱は、適切なせん断補強を施すことにより、たとえ高軸力を受けたとしても安定した履歴性状が比較的容易に得られることが既往の実験において示されている¹⁾。

これに対し、反曲点の移動がほとんどない中柱の場合には、 M/QD の小さい柱となり、超高強度材料を用いたこのような RC 柱は、かなりのせん断補強を施し、比較的低軸力であっても、安定した履歴性状を得るのはかなり困難であることが既往の実験において示されている²⁾。また、筆者らは、既報³⁾において、 σ_B 99N/mm^2 の超高強度コンクリートを用いた RC 柱では、 σ_B が大きいものほど、また L/D およびせん断補強筋比(p_w)の小さいものほど、繰り返し漸増載荷における正負両荷重時の最大耐力に顕著な差が生じることを報告した(図 1)。

以上より、本報では、超高層 RC 造集合住宅の下層階柱を対象に、超高強度材料を用いた RC 造短柱の力学特性を把握するため、 $2 \leq L/D \leq 3$ 、かつ、 $\sigma_B > 60\text{N/mm}^2$ の既往の実験データ^{2)~12)}を収集・整理し、その耐力および変形性能について検討した。

§2. 調査・検討の範囲

調査・検討の対象とした試験体諸元の範囲を図 2 に示す。先にも述べた理由から、今回は $2 \leq L/D \leq 3$ 、 $\sigma_B > 60\text{N/mm}^2$ の範囲のものに限定して調査した。試験体の断面寸法($B \times D$, B : 幅, D : せい)は、すべて $250 \times 250\text{mm}$ 以上である。変動軸力を作用させた試験体や 2 方向加力したものやプレキャスト柱を想定したなどの理由から柱危険断面位置に打ち継ぎを有するようなものは除外した。対象試験体は合計 65 体である。軸力比

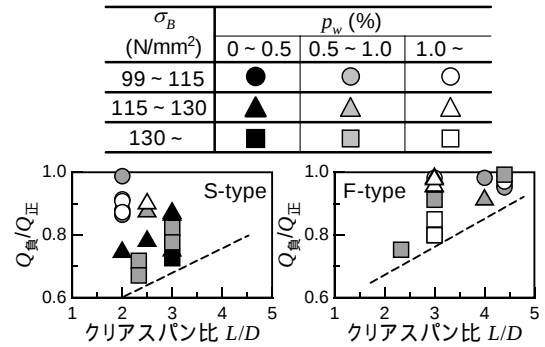
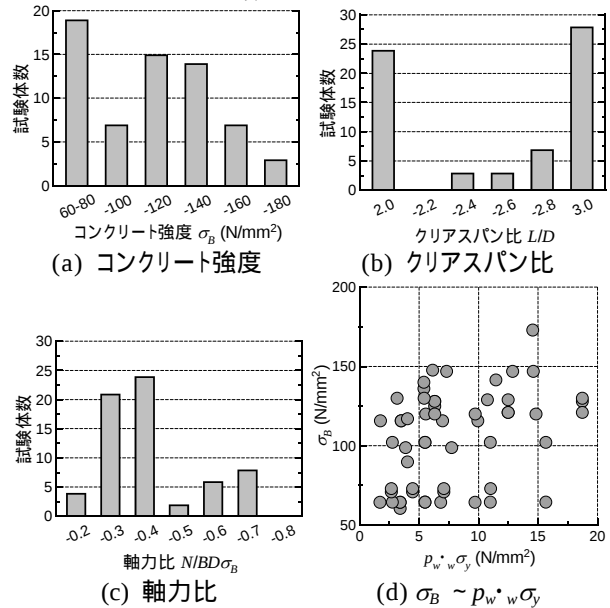
図 1 $Q_u/Q_0 \sim L/D$ 関係³⁾

図 2 試験体諸元の範囲

($\eta_0 = N/BD\sigma_B$, N : 圧縮軸力)の範囲および σ_B とせん断補強筋強度($p_w \cdot w \sigma_y$, $w \sigma_y$: せん断補強筋降伏点)との組み合わせの分布は、それぞれ図 2(c), (d)に示す通り、広範囲に分布したものとなっている。

§3. 耐力について

3.1 ひび割れ耐力

(1) 曲げひび割れ

曲げひび割れ耐力に関し、実験値と下式を用いた計算値との対応を図 3 に示す。なお、曲げひび割れ耐力実験値は、報告された曲げひび割れ発生荷重またはせん断力から、柱危険断面位置のモーメントに換算した値である。

$${}_{cal}M_{fc} = (0.56\sqrt{\sigma_B} + \sigma_0)Z_e \cdots \cdots (1)$$

ここに、

- ${}_{cal}M_{fc}$: 曲げひび割れモーメント計算値,
- σ_B : コンクリート強度 (N/mm^2),
- σ_0 : 軸圧縮応力度 (= N/BD) (N/mm^2),
- Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数。

図 3 より, 実験値と計算値とは概ね対応しているもののばらつきはかなり大きい。正負それぞれの実験値と計算値との対応に顕著な差は見られない。

実験値と計算値との比較を影響因子毎に図 4 に示す。計算値に対する実験値の比は, コンクリート強度に対しては明確な影響は見られないが, 軸力比に対しては軸力比の大きいものほど実験値と計算値の比が小さくなる傾向が見られる。

(2) セン断ひび割れ

セン断ひび割れ耐力の実験値から以下に示す主応力式を用いて求めたコンクリートの引張強度 (σ_t) と割裂強度試験によるコンクリートの引張強度 ($c\sigma_{st}$) との比較を図 5 に示す。

$$cal Q_{sc} = BD \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_0 \cdot \sigma_t} / \kappa \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに,

- $cal Q_{sc}$: セン断ひび割れ耐力計算値
- σ_t : コンクリートの引張強度
- κ : 形状係数 (=1.5)

図より, 正荷重時, 負荷重時ともに σ_t は $c\sigma_{st}$ に比較してかなり小さい。また, 正荷重時と負荷重時との比較では, 負荷重時の σ_t の方が小さい結果となっている。ここで, 式 (2) の σ_t を $0.313 \sqrt{\sigma_B}$ (N/mm²) ($=\sqrt{\sigma'_B}$ (kgf/cm²)) としたセン断ひび割れ耐力計算値と実験値との比較を図 6 に示す。正荷重時のセン断ひび割れ耐力に対しては, $\sigma_t=0.313 \sqrt{\sigma_B}$ とした計算値は実験値の下限値に近くなっている。これに対し, 負荷重時のそれに対しては, 実験値が計算値を下回るものが多く見られる。

実験値と計算値との比較を影響因子毎に図 7 に示す。コンクリート強度, 軸力比ともに, それぞれ因子が実験値と計算値との比に及ぼす影響は顕著でない。

3.2 終局耐力

(1) 曲げ終局耐力

曲げ終局耐力に関し, ACI ストレスブロック法¹³⁾を用い, コンクリートの最大縁ひずみ度 (ε_u)=0.3%と仮定した計算値と実験値との対応を図 8 に示す。なお, 曲げ終局耐力実験値は, 曲げ破壊したと明記されていた試験体, あるいはセン断破壊以前に主筋が降伏したとの報告のあった試験体の最大荷重 (P- Δ 効果無考慮) とした。また, 図には, 正負両荷重時の最大耐力実験値の内, 大きい方 (Q_p) と, 小さい方 (Q_n) を分けて示した (次節でも同様)。 Q_p に対しては, ACI ストレスブロック法による計算値は, 比較的ばらつきも小さく良好に対応している。しかし, Q_n

に対しては, 実験値が計算値を下回るものが相対的に多い。

実験値と計算値との比較を影響因子毎に図 9 に示す。計算値に対する実験値の比は, コンクリート強度の大きいものほど, セン断補強係数 ($p_w \cdot \sigma_y / \sigma_B$) の小さいものほど, それぞれ小さくなる傾向を示しており, 特に, コンクリート強度が 100 N/mm² を超える範囲およびセン断補強係数

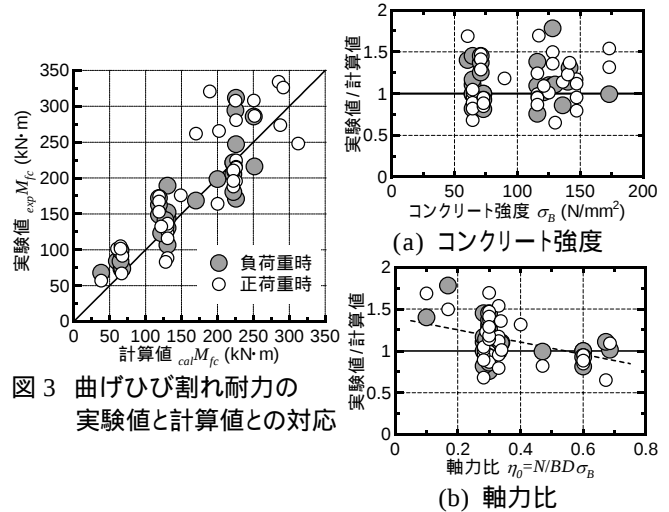


図 3 曲げひび割れ耐力の実験値と計算値との対応

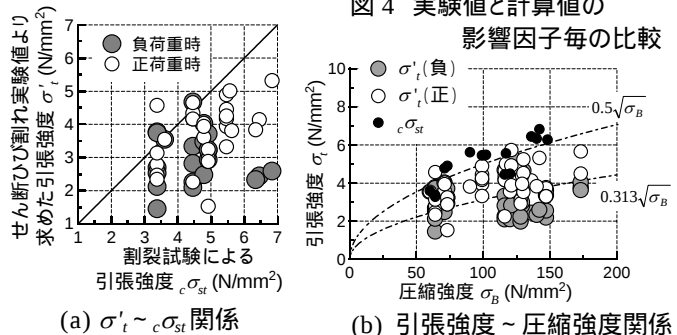


図 4 実験値と計算値の影響因子毎の比較

図 5 セン断ひび割れ耐力実験値から求めたコンクリートの引張強度と割裂強度および圧縮強度との関係

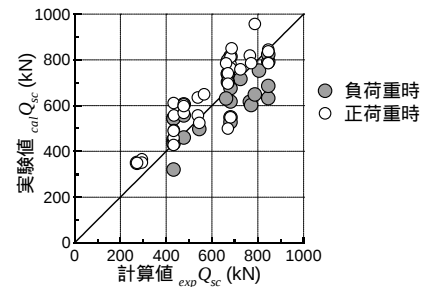


図 6 セン断ひび割れ耐力の実験値と計算値との対応

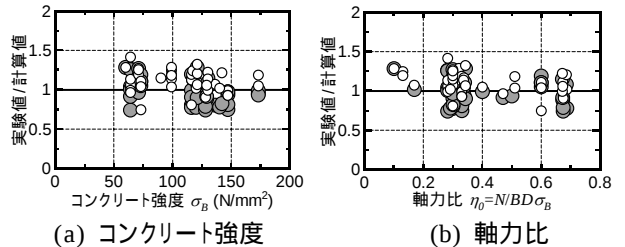


図 7 実験値と計算値の影響因子毎の比較

が 0.1 を下回る範囲においては計算値が実験値に比べて大きくなる傾向が見られる。さらに、この傾向は Q_n に対してより顕著である。

(2) セン断終局耐力

セン断終局耐力に関し、NewRC 式¹⁴⁾ による計算値と実験値とを比較して図 8 に示す。なお、セン断終局耐力実験値は、曲げ降伏する以前にセン断破壊したとの報告のあった試験体の最大荷重 (P-Δ効果無考慮) とした。 Q_p に対しては、NewRC 式による計算値は比較的ばらつきも小さく概ね良好に対応している。しかし、 Q_n に対しては、実験値が計算値を下回るものが相対的に多い。

実験値と計算値との比較を、影響因子毎に図 9 に示す。計算値に対する実験値の比は、 Q_p に対しては概ね 1 以上となっているものの、 Q_n に対しては 1 を下回るものが多く見られる。この傾向は、コンクリート強度が 100N/mm^2 を超える範囲、およびセン断補強筋強度が 10N/mm^2 を下回る範囲においてより顕著である。

3.3 正負両荷重時の最大耐力について

前記したように、正負繰返し漸増載荷において正側、負側で最大耐力に顕著な差を生じるものが見られた。超高強度コンクリートを用いた RC 柱が、クリアスパン比、セン断補強筋比の範囲によっては、繰返し時の正負最大耐力に顕著な差を生じる場合があることはすでに述べたが、ここでは、クリアスパン比が 2~3 という比較的限られた範囲での最大耐力について見てみることにする。 Q_n を Q_p で除した値 (耐力比) とセン断補強係数との関係をセン断破壊型、曲げ破壊型別に図 12 に示す。

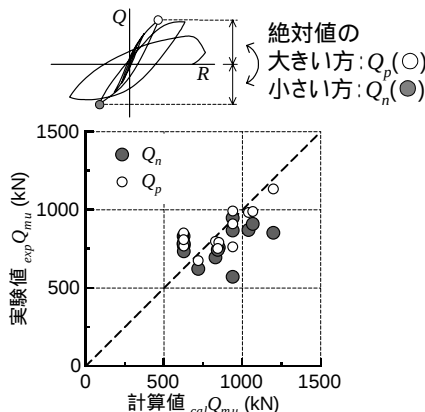


図 8 曲げ耐力の実験値と計算値との対応

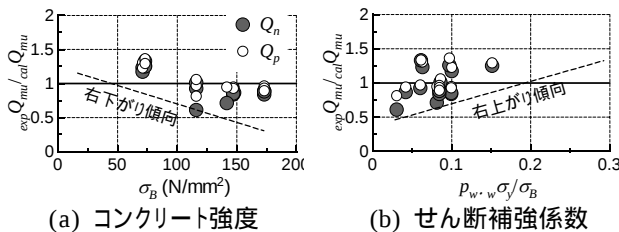


図 9 実験値と計算値の影響因子毎の比較

図より、セン断破壊型の場合、コンクリート強度が 100N/mm^2 以下およびセン断補強筋比が 0.8%より大きい試験体の最大耐力差は顕著ではない。しかし、コンクリート強度が 100N/mm^2 より大きく、セン断補強筋比が 0.8%以下で、かつ、セン断補強係数が 0.1 程度以下の試験体に、顕著な最大耐力差を生じている試験体が見られる。

一方、曲げ破壊型の試験体の場合、降伏点が 481N/mm^2 の主筋と $\sigma_B=141.5\text{N/mm}^2$ の組み合わせの試験体を除けば最大耐力差は顕著ではない。

§ 4 . 変形について

(1) 初期剛性

初期剛性と下式を用いた弾性剛性計算値との対応を図 13 に示す。

$$_{cal} k_e = \frac{Q}{\delta}, \quad \delta = \delta_B + \delta_S,$$

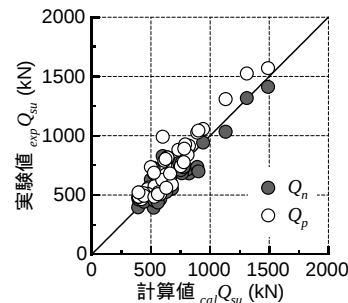


図 10 セン断耐力の実験値と計算値との対応

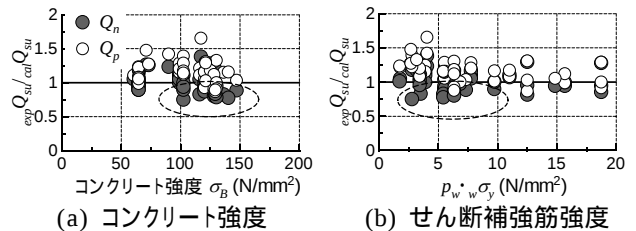


図 11 実験値と計算値の影響因子毎の比較

σ_B (N/mm^2)	p_w (%)			
	0 ~ 0.4	0.4 ~ 0.8	0.8 ~ 1.2	1.2 ~
60 ~ 100	○	⊗	●	●
100 ~ 115	△	△	△	—
115 ~ 130	□	⊠	■	■
130 ~ 145	—	◇	◇	—
145 ~	—	▽	▽	—

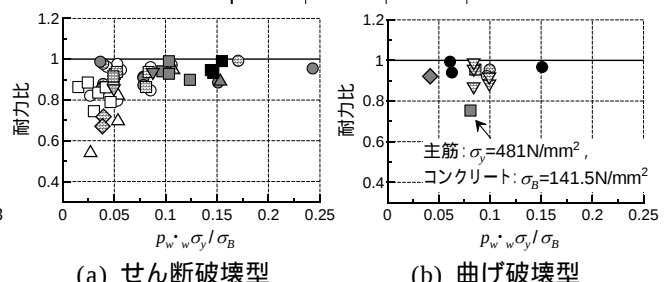


図 12 耐力比とセン断補強係数との関係

$$\delta_B = \frac{QL}{12E_c I_e}, \quad \delta_S = \frac{\kappa QL}{G_c BD} \dots\dots\dots (3)$$

ここに,

- $_{cal}k_e$: 初期剛性計算値,
- Q : 柱のせん断力,
- E_c : コンクリートのヤング係数,
- I_e : 鉄筋を考慮した柱の断面二次モーメント,
- κ : 形状係数(=1.5),
- G_c : コンクリートのせん断弾性係数.

図(●印)からわかるように, 計算値は実験値に比較してかなり小さい。そこで, 便宜的に, L の代わりに $L'=L+2 \times 0.25D$ として算定した結果を示したのが○印である。これにより計算値と実験値との対応が比較的良好となっている。このことから, 初期剛性の評価には端部の弾性境界を考慮することが必要と考えられる。ただし, 実験値のばらつきはかなり大きい。

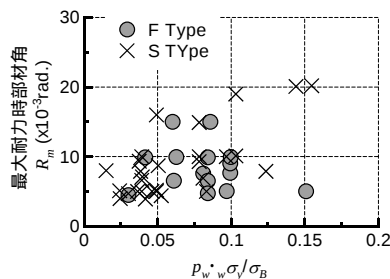
初期剛性と弾性剛性計算値(L' を用いて計算)との比較を影響因子毎に図 14 に示す。図より, コンクリート強度が 100N/mm^2 程度以上の範囲で実験値が計算値を下回る傾向が若干見られる。軸力比による影響については明確な傾向は見られない。

(2) 正荷重時の最大耐力時部材角

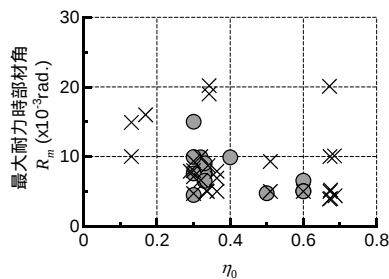
正荷重時の最大耐力時部材角(R_m)と各影響因子との関係を図 15 に示す。

図より, 曲げ破壊型試験体(F Type)の場合, せん断補強係数およびせん断スパン比の大小が R_m に及ぼす影響に明確な傾向は見られず, 軸力比についてのみ R_m への影響が見られる。すなわち, 軸力比の大きいものほど R_m が小さくなる傾向が若干見られる。

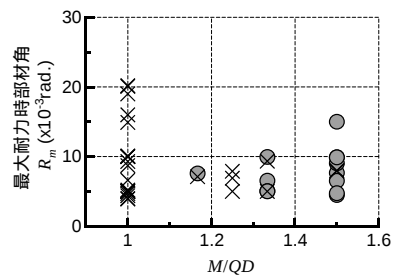
一方, せん断破壊型試験体(S Type)の場合, 軸力比の大小が R_m に及ぼす影響には明確な傾向が見られず, せん断補強係数, およびせん断スパン比の大小による影響が見られる。すなわち, せん断補強係数が大きいものほど R_m は大きくなる傾向が見られ, また, せん断スパン比が 1 のものでは R_m のばらつきは大きい。



(a) せん断補強係数



(b) 軸力比



(c) せん断スパン比

図 15 正荷重時の最大耐力時部材角と各影響因子との関係

(3) 正荷重時の限界部材角

正荷重時の限界部材角(R_u)と各影響因子との関係を図 16 に示す。なお, 限界部材角は, P-Δ効果を考慮しない荷重～変形曲線の包絡線上で最大耐力の 80%を保持可能な部材角とした。

図より, 曲げ破壊型試験体(F Type), せん断破壊型試験体(S Type)ともに, R_u のデータのほとんどが $15 \times 10^{-3}\text{rad}$ 以下となっている。また, 曲げ破壊型試験体とせん断破壊型試験体を比較すると, 曲げ破壊型試験体の場合のみに, せん断補強係数と軸力比が R_u に及ぼす影響が見られる。すなわち, せん断補強係数の大きいものほど, および軸力比の小さいものほど, それぞれ R_u は大きくなる傾向が見られる。

§5. まとめ

超高層 RC 造集合住宅の下層階柱を対象に, 超高強度材料を用いた RC 造短柱に関する既往の実験データを収集・整理し, 耐力および変形性能について検討した結果, 得られた知見は以下のようにまとめられる。

(1) ひび割れ耐力の実験値と既往の評価式を用いた計算

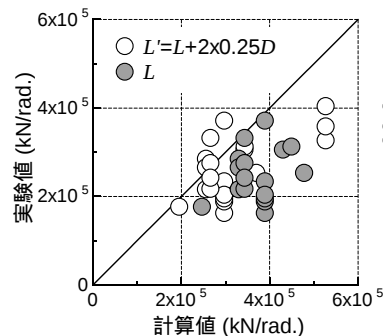
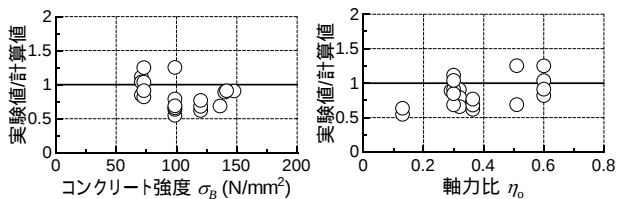
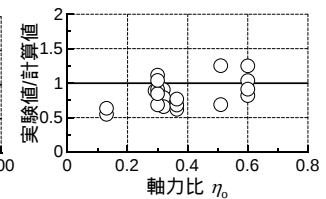


図 13 初期剛性と弾性剛性計算値との対応



(a) コンクリート強度



(b) 軸力比

図 14 各影響因子による実験値と計算値との比較

値は概ね対応した。ただし、負荷重時のせん断ひび割れ耐力は正荷重時のそれに比較して小さく、計算値が実験値に比べ大きくなった。

- (2) 終局耐力は、曲げ終局耐力、せん断終局耐力ともに、正負両荷重時の最大耐力の内、大きい方の実験値と既往の評価式による計算値とは概ね対応した。しかし、小さい方の最大耐力実験値に対しては、計算値が実験値に比べ大きくなる傾向にあった。また、この傾向は、 $\sigma_B > 100 \text{ N/mm}^2$ およびせん断補強筋の少ない試験体において、より顕著に見られた。
- (3) $L/D = 3$ の短柱において、せん断破壊型の場合、 $p_w < 0.8\%$ かつ $p_w \cdot \sigma_y / \sigma_B = 0.1$ の範囲で正負耐力差が顕著となる傾向にあった。
- (4) 超高強度材料を用いた RC 短柱の限界部材角は小さく、 $R_u = 15 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ のものがほとんどであった。

参考文献

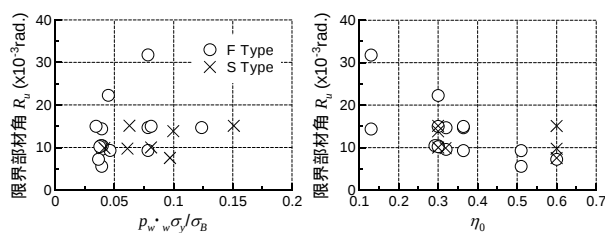
- 1) 例えば、石川裕次、木村秀樹、沢村牧人、上田忠男：高強度コンクリート・高強度鉄筋を用いた柱の高軸力下における力学性状、コンクリート工学年次論文集、Vol.22, No.3, 2000
- 2) 例えば、高見信嗣、吉岡研三：超高強度コンクリートを用いた柱のせん断強度に関する実験研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿) C-2 構造, pp.25-26, 1997.9
- 3) 寺岡勝、高森直樹、佐藤幸博、佐々木仁：鉄筋コンクリート構造の耐震設計と部材性能評価についてのいくつかの疑問、コンクリート工学、Vol.41, No.4, 2003.4
- 4) 高森直樹、佐藤幸博、寺岡勝、佐々木仁、内田和弘、加藤泰夫、中根宣容：超高強度材料を用いた RC 短柱の耐震性能に関する実験的研究(その 1)、(その 2)、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海) C-2 構造, pp.147-150, 2003.9
- 5) 高見信嗣、吉岡研三：超高強度コンクリートを用いた柱の 2 方向曲げせん断実験、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿) C-2 構造, pp.177-178, 1996.9
- 6) 金杉英輝、中澤淳、山下祐司、宮腰昌平、桑田裕次、南宏一、宇和田満之、大山博、柴田正隆：8000kgf/cm² 級の高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状に関する実験的研究(その 3) ~ (その 4)、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東) C-2 構造, pp.5-8, 1997.9
- 7) 小室努、渡辺英義、是永健好、川端一三：150MPa 超高強度コンクリートを用いた RC 柱の耐震性能、コンクリート工学年次論文報告集, vol.24, No.2, pp.277-282, 2002
- 8) 渡辺秀義、小坂英生、小室努、是永健好、川端一三、渡邊史夫：超高強度コンクリートを用いた RC 柱の高軸力下における構造性能(その 1 実験の概要と結果)、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海) C-2 構造, pp.151-152, 2003.9
- 9) 熊谷仁志、中澤春生、塚越英夫、黒瀬行信、矢部喜堂：超高強度鉄筋コンクリート構造($F_c = 120 \text{ N/mm}^2$)の開発(その 2 柱の曲げせん断実験)、日本建築学会大会学術講演梗概集 C-2 構造, pp.609-610, 2000.9
- 10) 堀伸輔、岩岡信一、渡邊朋之、青田晃治、山本憲一郎：超高強度鉄筋コンクリート構造の柱部材実験(その 1)、(その 2)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸) C-2 構造, pp.415-418, 2002.8
- 11) 藤原敏夫、狩野芳一、寺岡勝、佐々木聡：高強度コンクリートを用いた RC 短柱の力学性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集, 13-2, pp.433-438, 1991
- 12) 木村暁子、丸田誠：高強度鉄筋コンクリート柱の高軸力下におけるせん断性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集, vol.24, No.2, pp.751-756, 2002
- 13) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-02), American Concrete Institute, 2002
- 14) 国土開発技術研究センター：建設省総合技術開発プロジェクト 鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発 平成 4 年度 構造性能分科会報告書, 1993.3

ひとこと

超高強度材料の利用は、RC 造の高層化のみならず、断面寸法の縮小にも結びつきます。超高強度材料を用いた部材設計法の確立のため努力していきたいと思っています。



佐藤幸博



(a) せん断補強係数 (b) 軸力比
図 17 限界部材角と各影響因子との関係