

両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件

益尾 潔◎一般社団法人建築構造技術支援機構 代表理事

荒川 mean 式と修正塑性式によるせん断設計

本指針5章および6章¹⁾では、荒川mean式と修正塑性式による設計せん断力は表1によるとしている。荒川mean式の割増係数 α_s は、技術基準解説書²⁾の値と同じである。修正塑性式は、従来から設計で多用されている685N/mm²級、785N/mm²級高強度せん断補強筋を用いた梁、柱のせん断終局耐力式と同じであり、修正塑性式の割増係数 α_{s0} は、最大せん断耐力実験値の耐力安全率および曲げ降伏後の限界部材角実験値を基に定められている。

また、技術基準解説書²⁾による柱のせん断設計では、表2の部材種別が用いられる。

柱の限界部材角

◎限界部材角実験値 (R_u)_{test}と部材種別の関係

検証用柱98体の限界部材角実験値 (R_u)_{test}と部材種別の関係を図1に示す¹⁾。(R_u)_{test}は最大耐力の80%耐力低下時部材角実験値であり、部材種別は表2の支配要因 (h_0/D , σ_0/F_c , p_t , τ_u/F_c) を基に算出した。

表1 荒川mean式と修正塑性式による設計せん断力

	荒川mean式			修正塑性式		
	設計せん断力	両端ヒンジ部材	両端ヒンジ部材以外	設計せん断力	両端ヒンジ部材	両端ヒンジ部材以外
梁	$Q_{su} \geq Q_L + \alpha_s \cdot Q_M$	1.1	1.2	$Q_{sub} \geq Q_L + \alpha_{s0} \cdot Q_M$	1.0	1.2/1.1
柱	$Q_{su} \geq \alpha_s \cdot Q_M$	1.1	1.25	$Q_{sub} \geq \alpha_{s0} \cdot Q_M$	1.0	1.25/1.1

α_s , α_{s0} : 割増係数, Q_L : 長期荷重によるせん断力, Q_M : D_S 算定時作用せん断力

表2 昭55建告第1792号による柱の部材種別

破壊形式	h_0/D	σ_0/F_c	p_t (%)	τ_u/F_c	部材種別
せん断破壊, 付着割裂破壊および圧縮破壊その他構造耐力上支障のある急激な耐力の低下の恐れのある破壊を生じないこと	2.5以上	0.35以下	0.8以下	0.1以下	FA
	2.0以上	0.45以下	1.0以下	0.125以下	FB
	—	0.55以下	—	0.15以下	FC
FA, FBまたはFCのいずれにも該当しない場合					FD

h_0 : 柱内法高さ, D : 柱せい, σ_0 : 柱軸圧縮応力度, F_c : コンクリートの設計基準強度, p_t : 引張鉄筋比, τ_u : 柱断面の平均せん断応力度
(注) 柱の上端または下端に接続する梁が崩壊形に達する場合で、塑性ヒンジが生じることが明らかでない場合は、 h_0/D に替えて $2M/Q_0$ を用いることができる。 M と Q は、崩壊形に達する場合の当該柱の最大曲げモーメントおよび最大せん断力を表す

コンクリートの設計基準強度 F_c は実圧縮強度 σ_B とし、同図中には $R=2.25/100$ と $R=1.5/100$ を破線で示した。 $R=2.25/100$ は靱性保証型指針³⁾による降伏ヒンジ部材(柱)の保証回転角 R_p (1/67)の1.5倍であり、 $R=1.5/100$ は潜在ヒンジ部材(柱)の保証回転角 R_p (1/100)の1.5倍である。同図によると、部材種別FA, FB, FCの順に、限界部材角(R_u)_{test}は、低下傾向があるが、両者の相関性は悪い。

◎限界部材角実験値 (R_u)_{test}とせん断余裕度の関係

検証用柱98体のうち、軸力比 n ($=\sigma_0/\sigma_B$) >0.2 の部材種別FA(22体)とFB(19体)の計41体の限界部材角(R_u)_{test}—せん断余裕度関係を図2に示す。同図中、荒川mean式の Q_{su}/Q_{fu} と修正塑性式の Q_{sub}/Q_{fu} はせん断余裕度を表す。 Q_{su} は荒川mean式のせん断終局耐力, Q_{sub} は修正塑性式のせん断終局耐力, Q_{fu} は平面保持仮定による曲げ終局耐力時せん断力であり、同図中には(R_u)_{test}の下限値を示した。

図2の荒川mean式のせん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} については、部材種別FAの $Q_{su}/Q_{fu} \geq 1.1$ の場合、(R_u)_{test}は2.25/100を上まわる。一方、部材種別FBの(R_u)_{test}はすべて1.5/100を上まわり、 $Q_{su}/Q_{fu} < 1.1$ でも(R_u)_{test} $\geq 2.25/100$ の試験体が多数存在する。 $1.0 \leq Q_{su}/Q_{fu}$

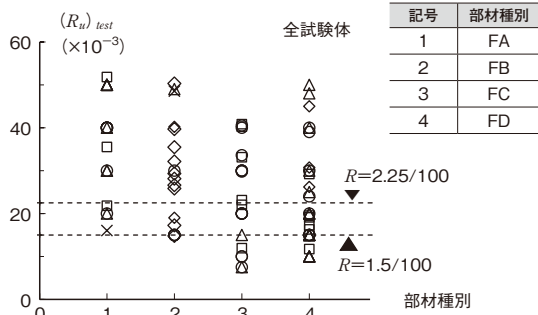
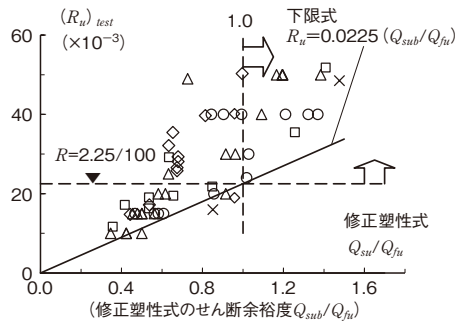
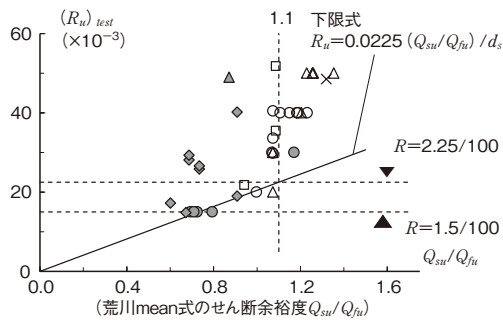


図1 限界部材角実験値 $(R_u)_{test}$ 一部材種別関係



横補強筋鋼種	SD345	SD490	685級	785級	1275級
部材種別	FA	FB	FC	FD	FE

図2 限界部材角実験値 $(R_u)_{test}$ — せん断余裕度関係

< 1.1 の場合、 $(R_u)_{test} \geq 2.25/100$ の試験体は、材端部ヒンジ領域で十分な横拘束によって、所要の曲げ圧縮靱性能が確保されていると考えられる。

なお、図2の修正塑性式のせん断余裕度 Q_{sub}/Q_{fu} では、 $Q_{sub}/Q_{fu} \geq 1.0$ の場合、 $(R_u)_{test}$ は、すべて2.25/100を上まわる。

横補強筋量 ($p_w \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$) と限界部材角の関係

荒川mean式のせん断余裕度 $Q_{su}/Q_{fu} \geq 0.9$ で、材端部に降伏ヒンジを形成したと推定される軸力比 $n > 0.2$ の曲げ破壊型柱67体の限界部材角実験値 $(R_u)_{test}$ — $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ 関係を図3に示す。同図では、軸力比

	SD345	SD490	685級	785級	1275級
$n \leq 0.35$	×	□	◇	○	△
$n > 0.35$	なし	■	◆	●	▲

(注) $n = N / (\sigma_B b D)$

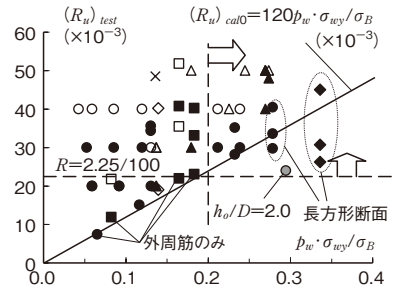


図3 $n > 0.2$ の $(R_u)_{test}$ — $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ 関係

$n \leq 0.35$ と $n > 0.35$ に分けてプロットし、下式による下限式 $(R_u)_{calo}$ を示した。

$$(R_u)_{calo} = 120 p_w \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B (\times 10^{-3}) \quad (1)$$

図3によると、次項で後述する適用範囲内の場合、 $(R_u)_{test}$ は $(R_u)_{calo}$ を上まわり、適用範囲外の場合、 $(R_u)_{calo}$ を下まわることがある。また、適用範囲内の場合、高軸力下の $(R_u)_{test}$ は $(R_u)_{calo}$ の1~3倍程度であり、式(1)による $(R_u)_{calo}$ の推定精度は必ずしもよくない。

これらより、本指針5章および6章¹⁾の両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件では、高軸力下での推定精度が高い式(3)による $(R_u)_{cal}$ を採用している。

両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件

◎荒川mean式の基本事項

- 適用範囲 ($M/Q_M D \geq 1.75$ または $M/Q_M D \geq 1.5$, $p_t \leq 1.0\%$, $\tau_u/F_c \leq 0.125$) 内の場合、軸力比 $\sigma_0/F_c \leq 0.35$ および $0.35 < \sigma_0/F_c \leq 0.6$ としても、表3の降伏ヒンジ部材および降伏ヒンジ部材以外の保証回転角を満足すれば、想定崩壊型架構(図4)の柱は両端ヒンジ部材とみなせる柱としてもよいとしている。また、表1より、両端ヒンジ部材とみなせる柱を判別した場合、割増係数 a_s は1.0としてもよい。

σ_0 : 軸圧縮応力度

M, Q_M : D_S 算定時の最大作用曲げモーメントと最大作用せん断力、 D : 柱せい、 p_t : 引張鉄筋比

τ_u : 平均せん断応力度

F_c : コンクリートの設計基準強度

$M/Q_M D$ の条件は、高強度せん断せん断補強筋を用いた実験に供した試験体の内法高さ比 h_0/D で決まる。

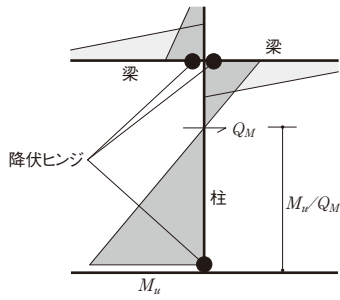


図4 想定崩壊型架構

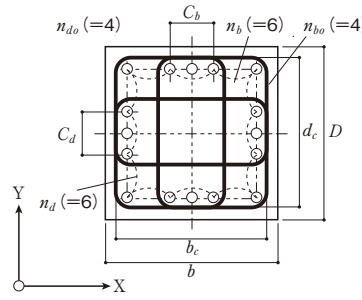


図5 コア断面モデル

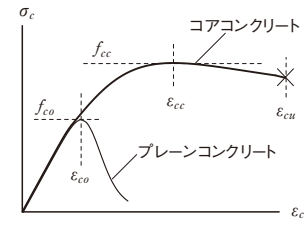


図6 コアコンクリートの応力 σ_c -ひずみ ϵ_c 関係

表3 保証回転角 R_p

	降伏ヒンジ以外の部材	降伏ヒンジ部材
柱	1/100	1/67

2) 両端ヒンジ部材とみなせる柱の場合、表3の保証回転角 R_p に依り、降伏ヒンジ部材と降伏ヒンジ部材以外の部材に式(2)を満足する横補強筋を配置すれば、1)項の適用範囲内で表3の降伏ヒンジ部材の保証回転角を満足する柱の部材種別はFAに相当し、降伏ヒンジ部材以外の場合はFBに相当する。

$$R_u \geq R_p \cdot \phi_s \quad (2)$$

R_u : 設計限界部材角

ϕ_s : 保証回転角に対する安全率 ($\phi_s \geq 1.5$ とする)

ただし、 D_s 算定時の材端位置回転角が表3の値よりも大きい場合、保証回転角 R_p は D_s 算定時の材端位置回転角とする。

また、軸力比 σ_0/F_c が0.35を超える場合、横補強筋は、XY両方向ともに中子筋併用とし、本指針7章の(1)項と(2)項の構造規定を満足しなければならない。

3) D_s 算定時柱軸力 N は釣合い軸力を超える場合、釣合い軸力時の曲げ終局耐力を算定する。

4) 想定崩壊型架構(図4)の梁の部材種別は、柱と同等以上の部材種別になることを表1の設計せん断力の条件によって確認する。

◎修正塑性式の基本事項

前項1)の荒川mean式の場合と同様、両端ヒンジ部材とみなせる柱は、適用範囲内の場合、 $0.35 < \sigma_0/F_c \leq 0.6$ としても、表3の降伏ヒンジ部材の保証回転角を満足する柱の部材種別はFAに相当し、降伏ヒンジ部材以外の場合はFBに相当する。その他の事項は、荒川mean式の場合と同様とした。

◎設計限界部材角 R_u の設計式

式(2)中の設計限界部材角 R_u は、下式で算定する。

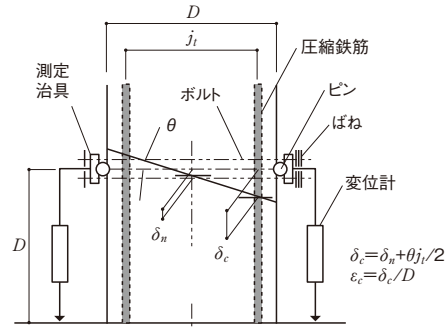


図7 柱材端部変位量の測定方法

$$R_u = \theta_u = \Phi_u \cdot l_p \quad (3)$$

θ_u : ヒンジ領域の限界回転角

Φ_u : ヒンジ領域の限界曲率

l_p : ヒンジ領域長さ

ヒンジ領域の限界曲率 Φ_u の設計式は、外周筋で囲まれた柱コア断面(図5)の平面保持仮定に基づく解析結果の近似式として与えている⁴⁾。また、同式では、コアコンクリートの圧縮強度 f_{cc} を考慮し、コアコンクリートの圧縮ひずみ ϵ_{cu} を下式で与えている。

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{pu} \cdot \{1 + (S_c - 1)\} \quad (4)$$

ϵ_{pu} : プレーンコンクリートの限界圧縮ひずみ

=コンクリートの設計基準強度 F_c

S_c は横補強筋による横拘束効果(f_{cc}/f_{c0})であり、横補強筋の体積膨張率 ρ_s を考慮して算定される(図6参照)⁴⁾。

◎コアコンクリートの限界圧縮ひずみ ϵ_{cu}

コアコンクリートの限界圧縮ひずみ ϵ_{cu} は、図7に示した材端部 $1D$ 区間の変位測定値を用いて求めた限界部材角 $(R_u)_{test}$ 時の実験値 $(\epsilon_{cu})_{test}$ を基に導出される。 D は柱せいを示す。

図8の $(\epsilon_{cu})_{test}$ とコアコンクリートの拘束係数増分 $\Delta S_c (= S_c - 1)$ の関係によると、 $(\epsilon_{cu})_{test}$ は拘束係数増分 ΔS_c の増加に伴い増加し、プレーンコンクリートの限界圧縮ひずみ ϵ_{pu} を 4×10^{-3} とすると、式(4)の ϵ_{cu} は

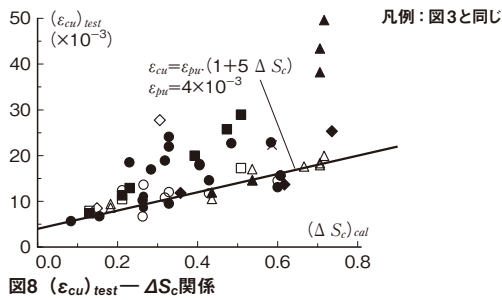


図8 $(\varepsilon_{cu})_{test}$ — ΔS_c 関係

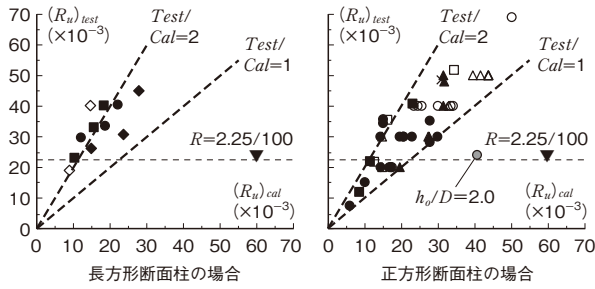


図9 $(R_u)_{test}$ — $(R_u)_{cal}$ 関係

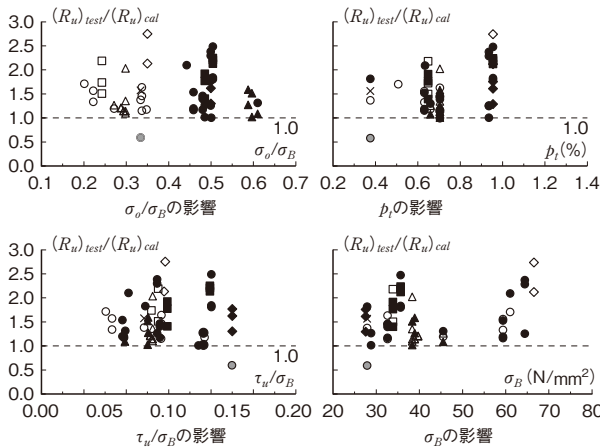


図10 $(R_u)_{test}/(R_u)_{cal}$ に及ぼす部材種別の決定要因の影響

$(\varepsilon_{cu})_{test}$ のおおむね下限となる。同図中には、正方形断面柱および長方形断面柱の実験値を示した¹⁾。長方形断面柱の実験では、加力直交方向の中子筋本数の影響を調べている。

◎限界部材角計算値

図3と同じ曲げ破壊型柱67体の $(R_u)_{test}$ —式(3)の限界部材角計算値 $(R_u)_{cal}$ 関係を図9に示す。

同図によると、適用範囲外の $h_0/D=2.0$ の場合を除くと、正方形断面柱、長方形断面柱にかかわらず、 $(R_u)_{test}$ は $(R_u)_{cal}$ の1~2倍程度であり、式(3)の $(R_u)_{cal}$ は $(R_u)_{test}$ を精度よく評価している。

◎部材種別の決定要因

表2の部材種別の決定要因の σ_0/σ_B 、 p_t 、 τ_u/σ_B 、 σ_B と $(R_u)_{test}/(R_u)_{cal}$ の関係を図10に示す。

同図によると、前述の適用範囲内の場合、部材種別の決定要因に係わらず、 $(R_u)_{test}$ は $(R_u)_{cal}$ を上まわる。

保有水平耐力計算規準案19条のせん断補強指標

◎基本事項

保有水平耐力計算規準案19条⁵⁾によると、部材種別FBおよびFCと判定されるか、またはFDと判定されても、せん断破壊などの脆性的な破壊を生じないことが確認された場合、式(A)の条件を満足し、かつ、所定の適用範囲を満足すれば、当該部材は部材種別FAと同等の変形性能を有すると判定することができる。

$$p_w \cdot \sigma_{we} / (\nu_0 \cdot F_c) \geq 0.30 (\sigma_0 / F_c) 2 + 0.10 \quad (A)$$

p_w : せん断補強筋比

$$\sigma_{we} = \min(\sigma_{wy}, 85\sqrt{F_c})$$

: せん断補強筋の有効強度 (N/mm²)

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

$\nu_0 = 1.7 F_c - 0.333$: コンクリートの有効強度

σ_0 : 崩壊形形成時の柱軸方向応力度 (N/mm²)

◎ $(R_u)_{test}$ —せん断補強指標値 η_f 関係

式(A)より、せん断補強指標判定値 η_f を式(5)で定義し、図3と同じ試験体の $(R_u)_{test}$ — η_f 関係を図11に示す。 σ_B はコンクリートの実圧縮強度を示す。同図中、長方形断面柱の場合、式(5)の η_f は加力平行方向の中子筋併用横補強筋の p_w を用いて算定した。

$$\eta_f = \{p_w \cdot \sigma_{we} / (\nu_0 \cdot \sigma_B)\} / \{0.30 (\sigma_0 / \sigma_B) 2 + 0.10\} \quad (5)$$

図11によると、 $\eta_f \geq 1.0$ の場合、 $(R_u)_{test}$ は、保有水平耐力計算規準案19条の解説(7)に示された限界部材角下限値 (20×10^{-3} rad) を上まわる。ただし、せん断補強指標判定値 η_f と限界部材角実験値 $(R_u)_{test}$ の相関性は必ずしもよくない。

◎本指針による $(R_u)_{test}$ —横拘束効果 ΔS_c 関係

図8のコアコンクリートの横拘束効果および長方形断面柱の加力直交方向・横補強筋量の影響を表わす拘束係数増分 ΔS_c を考慮すると、図12の $(R_u)_{test}$ — ΔS_c の相関性は、図11の $(R_u)_{test}$ — η_f の相関性よりもよくなる。また、保有水平耐力計算規準案19条で示された限界部材角の目安値 (20/1000) は、本指針の「両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件」の降伏ヒンジ部材の保証回転角 R_b に安全率 ϕ_s を乗じた値 ($(1/67) \times$

1.5=22.5/1000)と同程度である。

以上より、両端ヒンジ部材とみなせる柱については、荒川mean式の基本事項1)に示した適用範囲内の場合、表3の降伏ヒンジ部材の保証回転角を満足する柱の部材種別はFA、降伏ヒンジ部材以外の場合はFBに相当するとした。

特別条件による必要横補強筋量の試算

◎計算条件

- 柱断面寸法 ($B \times D$) : 1,000×1,000, 2,000mm
- コンクリート設計基準強度 (F_c) : 30, 40, 60N/mm²
- 軸力比 (σ_0/F_c) : 0.2~0.6
- せん断スパン比 (M/QD) : 2.0
- 柱主筋 : 16-D35 (SD390, $\sigma_{sy} = 390\text{N/mm}^2$)
- 柱主筋中心かぶり厚さ : $d_t = 90\text{mm}$
- 横補強筋鋼種 : 685N/mm²級
- 柱断面内XY各方向の横補強筋本数 : 4本

◎計算結果

設計限界部材角 R_u ($1.5 \times 1/67 = 2.25/100$)を保証するための特別条件による必要横補強筋量の試算結果を図13に示す。同図中には、 $p_w \sigma_{wy}$ の上限 ($685 \times 1.2\% = 8.2\text{ N/mm}^2$)と下限 ($685 \times 0.2\% = 1.4\text{ N/mm}^2$)を併記した。

同図によると、 $D/B=1$ と2とともに、軸力比 (σ_0/F_c)が増加すると、必要横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ も増加し、コンクリートの設計基準強度 F_c の増加に伴い、必要横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ が急増する。また、 $D/B=2$ と1の必要横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ の試算結果によると、長方形断面柱では、設計限界部材角 R_u を保証するためには、XY各方向の必要横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ の確保が重要である。

おわりに

本稿では、SABTEC高強度せん断補強筋設計施工指針(2016年)5章と6章¹⁾の荒川mean式および修正塑性式による終局強度設計における両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件について詳述した。

この特別条件を満足する場合、軸力比が0.35を超える柱でも、部材種別FAまたはFBに相当する変形性能を確保できる点が特長である。一方、高圧縮軸力下

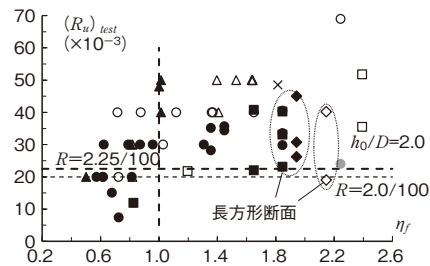


図11 (R_u)_{test}— η_f 関係

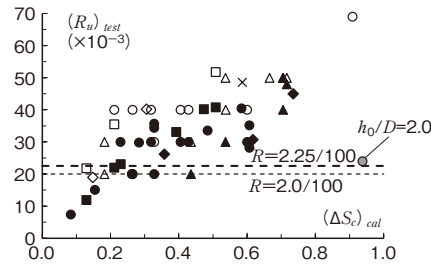


図12 (R_u)_{test}— ΔS_c 関係

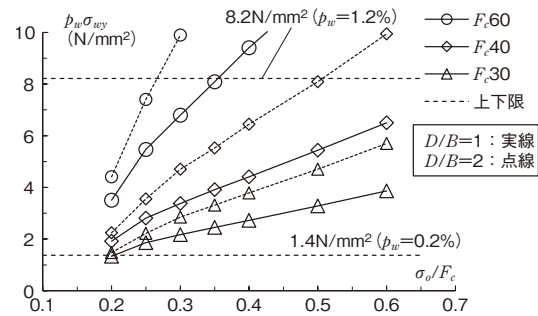


図13 特別条件による必要 $p_w \sigma_{wy}$ — σ_0/F_c 関係

の柱の変形性能を保証するためには、横補強筋による横拘束効果の確保が重要である。

本稿で紹介した両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件の荒川mean式および修正塑性式の基本事項は、本指針のBUS-6 (BUS-5)組込プログラム制作に際し、委託先の構造システムとの討議を踏まえてまとめたものである。同社の皆様に謝意を表す。

(ますお きよし)

【参考文献】

- 1) 建築構造技術支援機構：SABTEC高強度せん断補強筋設計施工指針(2016年)，2016年11月
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人建築研究所監修：2015年度版 建築物の構造関係技術基準解説書，6.4.4 鉄筋コンクリート造のルート3の計算，pp.387-404，2015年
- 3) 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年
- 4) 益尾潔：曲げ降伏先行型鉄筋コンクリート柱の限界部材角の評価，日本建築学会構造系論文報告集，第447号，pp.119-128，1993年5月
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説，19条柱部材，pp.157-179，2016年