

SABTEC 高強度せん断補強筋 設計施工指針 BUILD. 一貫V組込プログラム解説書

1章 はじめに	1
2章 プログラム概要	
2.1 許容応力度設計	2
2.2 終局強度設計	8
【付録】 入力コード	
(付録1) 建物データ	20
(付録2) 許容応力度計算データ	26
(付録3) 保有水平耐力計算データ	29



1章 はじめに

本プログラムは、SABTEC 高強度せん断補強筋 設計施工指針による許容応力度設計および終局強度設計のための BUILD. 一貫V組込プログラム((株)構造ソフト)です。

SABTEC 高強度せん断補強筋 設計施工指針は、下記①～⑤の設計施工指針の総称であり、各指針ともに、材料強度(685N/mm²級または785N/mm²級高強度せん断補強筋)の違いを除き、設計施工指針の基本事項は同じです。本解説書では、スーパーフープ685設計施工指針と区別するために、スーパーフープ設計施工指針(改定3)をスーパーフープ785設計施工指針と記載しました。

- ① OT685 フープ設計施工指針
- ② スーパーフープ 785 設計施工指針
- ③ スーパーフープ 685 設計施工指針
- ④ J フープ 785 設計施工指針
- ⑤ パワーリング 685 設計施工指針

■ SABTEC 高強度せん断補強筋設計施工指針の特長

- 1) 短期許容応力度設計では、梁せん断補強筋の β_c 式および柱せん断補強筋の β_{co} 式を考慮することで、高い損傷制御短期許容せん断力を算定できます。
- 2) 終局強度設計は、荒川mean式または修正塑性式によることができます。また、両式ともに、設計条件として基本条件と特別条件が定められています。
- 3) 修正塑性式は、従来、685N/mm²級や 785N/mm²級高強度せん断補強筋で多用されている算定式と同じであり、設計者の利便性を考慮して採用しています。
- 4) 終局強度設計の場合、特別条件によると、軸力比 σ_o/F_c が0.35を超える柱についても、靱性能の保証設計を行うことで、部材種別をFAにできる可能性があります。

(注記)

- 1) 本プログラム解説書は、(株)構造ソフト作成の BUILD. 一貫Vプログラム解説書を基に、(一社)建築構造技術支援機構が(株)構造ソフトの了解を得て、SABTEC 高強度せん断補強筋 設計施工指針に係わる内容を中心にまとめたものです。
- 2) OT685 フープ設計施工指針、スーパーフープ 785 設計施工指針の組込プログラムは、BUILD. 一貫IV+および BUILD. 一貫Vに対応します。
- 3) スーパーフープ 685 設計施工指針、J フープ 785 設計施工指針、パワーリング 685 設計施工指針の組込プログラムは、BUILD. 一貫Vに対応し、BUILD. 一貫IV+でも使用できます。ただし、(株)構造ソフトでは、現在、BUILD. 一貫IV+プログラム解説書の改定を行っていません。

(高強度せん断補強筋の BUILD. 一貫Vでの区別方法)

BUILD. 一貫Vでは、高強度せん断補強筋を固有の呼び径で入力します。

計算書のうち断面計算結果など関係するところは、この呼び径で表示することになっています。

- ① OT685 フープ : OS10、OS13、OS16
- ② スーパーフープ 785 : KH10、KH13、KH16
- ③ スーパーフープ 685 : KG10、KG13、KG16
- ④ J フープ 785 : JD10、JD13、JD16
- ⑤ パワーリング 685 : TA10、TA13、TA16

2章 プログラム概要

2.1 許容応力度設計

(1) 長期荷重に対する検討

1) 長期設計せん断力

長期設計せん断力 Q_d は『BUILD.一貫Vユーザーズマニュアル vol.1』の「3.4.1基本条件 (2) 断面計算用の応力」を参照して下さい。

2) 長期許容せん断耐力

a) 梁

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot {}_w f_t \cdot (p_w - 0.002) \}$$

$$\text{ただし、} \alpha = \frac{4}{\frac{M}{Q \cdot d} + 1} \text{ かつ } 1 \leq \alpha \leq 2$$

ここで、 Q_A : 長期許容せん断力 (N) (出力時は kN)

b : 梁の幅 (mm) (入力)

T形梁の場合はウェブの幅 (右図参照)

$$j : \text{梁の応力中心距離 (mm)} \quad j = \frac{7}{8} d$$

d : 梁の有効せい (mm)

$$p_w : \text{あばら筋比} \quad p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

p_w が 0.006 を超える場合は、0.006 として計算します。

a_w : 1組のあばら筋の断面積 (mm²)

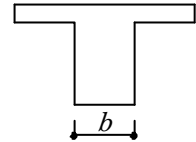
x : あばら筋間隔 (mm) (入力)

f_s : コンクリートの長期許容せん断応力度 (N/mm²)

${}_w f_t$: あばら筋のせん断補強用長期許容引張応力度 (195N/mm²)

α : 梁のせん断スパン比 $M/(Q \cdot d)$ による割増係数

M 、 Q : 『BUILD.一貫Vユーザーズマニュアル vol.1』の「3.4.3RC 部材の断面計算 (1) 2) c) ①長期許容せん断耐力」の表3.4-21を参照して下さい。



b) 柱

$$Q_A = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$$

$$\text{ただし、} \alpha = \alpha = \frac{4}{\frac{M}{Q \cdot d} + 1} \text{ かつ } 1 \leq \alpha \leq 1.5$$

ここで、 Q_A : 長期許容せん断力 (N) (出力時は kN)

b : 柱の幅 (mm)

$$j : \text{柱の応力中心距離 (mm)} \quad j = \frac{7}{8} d$$

d : 柱の有効せい

f_s : コンクリートの長期許容せん断応力度 (N/mm²)

α : 柱のせん断スパン比 $M/(Q \cdot d)$ による割増係数

M : 曲げモーメント

Q : せん断力

(2) 短期荷重に対する検討

SABTEC 高強度せん断補強筋設計施工指針による OT685フープ、スーパーフープ785、スーパーフープ685、Jフープ785、パワーリング685の場合、計算ルート1、2-1、2-2、2-3では「地震時安全性の検討」を行います。計算ルート3では許容応力度計算データの[HSSB]で「地震時安全性の検討」と「損傷制御のための検討」のどちらかの検討とするか、あるいは両方の検討とする指定ができます。

1) 短期設計せん断力

a) 地震時

① 損傷制御用の設計せん断力

- ・ 梁、柱

$$Q_{d2} = Q_L + Q_E$$

Q_L : 長期荷重時せん断力

Q_E : 地震荷重時せん断力

② 地震時安全性用の設計せん断力

- ・ 梁

地震時安全性用の短期設計せん断力は、 Q_{d1} とします。ただし、許容応力度計算データの[DES5]で Q_{d2} の割増率 n を1.5以上としている場合は、 Q_{d3} (Q_{d1} と Q_{d2} の小さい方) とします。

i) $Q_{d1} = Q_L + \sum M_u / \ell_o$

ii) $Q_{d2} = Q_L + n \cdot Q_E$

iii) $Q_{d3} = \min(Q_{d1}, Q_{d2})$

$\sum M_u$: 大梁両端の降伏曲げモーメント (『BUILD.-貫Vユーザーズマニュアル vol.1』の「3.4.3RC 部材の断面計算 (1) 2) b) ③安全性確保のための短期設計せん断力 (地震時)」を参照して下さい)

ℓ_o : ソデ壁の存在を考慮した梁の内法長さ

Q_L : 長期荷重時せん断力

n : 割増率 (許容応力度計算データの[DES5]で変更することが可能です。)

Q_E : 地震荷重時せん断力

表 1.1 RC大梁の割増率

計算ルート	1	2-1	2-2	2-3	3
n	1.5 ^{*1}	2.0	2.0	—	1.5

*1 技術基準(2007)に準じて計算を行う場合、塔屋・地下階を除く階数が4以下の場合は2.0とします。

- ・ 柱

地震時安全性用の短期設計用せん断力は、 Q_{d1} とします。ただし、許容応力度計算データの[DES5]で Q_{d2} の割増率 n を1.5以上としている場合は、 Q_{d3} (Q_{d1} と Q_{d2} の小さい方) とします。

- i) $Q_{d1} = \Sigma M_u / h_o$
- ii) $Q_{d2} = Q_L + n \cdot Q_E$
- iii) $Q_{d3} = \min(Q_{d1}, Q_{d2})$

ΣM_u : 柱両端の降伏曲げ耐力 (『BUILD. 一貫Vユーザーズマニュアル vol. 1』の「3.4.3RC 部材の断面計算 (2) 2) b) ③安全性確保のための短期設計せん断力 (地震時)」を参照して下さい)

h_o : コシ・タレ壁の存在を考慮した柱の内法長さ

Q_L : 長期荷重時せん断力 (ここでは0とします)

n : 割増率 (許容応力度計算データの [DES5] で変更することが可能です。)

Q_E : 地震荷重時せん断力

表 3.4-23 RC造柱の短期設計せん断力

計算ルート	1	2-1	2-2	2-3	3
n	1.5*1	2.0	2.0	—	1.5

*1 技術基準(2007)に準じた場合は、塔屋・地下階を除いた階数が4以下の場合は2.0とします。

b) 暴風時、積雪時

暴風時、積雪時の短期設計せん断力 Q_d は荷重状態におけるせん断力をそのまま採用します。割増係数の取り扱い等、詳細は『BUILD. 一貫Vユーザーズマニュアル vol. 1』の「3.4.1 基本条件 (2) 断面計算用の応力」を参照して下さい。

暴風時 $Q_d = Q_L + Q_w$

積雪時 $Q_d = Q_L + Q_s$

- Q_d : 設計せん断力
- Q_L : 長期せん断力
- Q_w : 暴風時せん断力
- Q_s : 積雪時せん断力

2) 短期許容せん断耐力

a) 損傷制御用の短期許容せん断耐力

① 梁

$$Q_{AS} = b \cdot j \cdot \{ \beta_c \cdot \alpha \cdot f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.001) \}$$

β_c : SABTEC 高強度せん断補強筋設計施工指針に示されている p_w を考慮した式により計算するか、 $\beta_c = 2/3$ とするかを選択が可能です (許容応力度計算データの [HSSB] で指定します)。

p_w を考慮した式を選択した場合は下式によります。

$$\beta_c = 1 - (100 p_w - 0.2) / 3$$

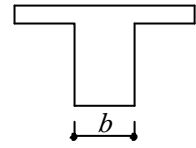
ただし、梁内法スパン長比 (L_o/D) が3未満の場合は $\beta_c = 2/3$ とします。

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Q \cdot d} + 1} \text{ かつ } 1 \leq \alpha \leq 2$$

ここで、 Q_{AS} : 損傷制御用の短期許容せん断力(N) (出力時は kN)

b : 梁の幅(mm) (入力)

T形梁の場合はウェブの幅 (右図参照)



j : 梁の応力中心距離(mm) $j = \frac{7}{8}d$

d : 梁の有効せい(mm)

p_w : あばら筋比 $p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$

ただし、OT685フープ、スーパーフープ685、パワーリング685では、

$$p_w \leq (1.2\%) \cdot (F_c/27)、かつ、0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$$

スーパーフープ785、Jフープ785では、

$$p_w \leq (1.0\%) \cdot (F_c/27)、かつ、0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$$

a_w : 1組のあばら筋の断面積(mm²)

x : あばら筋間隔(mm) (入力)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度(N/mm²)

${}_w f_t$: あばら筋のせん断補強用短期許容引張応力度(590N/mm²)

L_o : 梁の内法スパン(mm)

D : 梁のせい(mm)

α : 梁のせん断スパン比 $M/(Q \cdot d)$ による割増係数

M 、 Q : 『BUILD.一貫Vユーザーズマニュアル vol.1』の「3.4.3RC 部材の断面計算 (1) 2) c) ②損傷制御のための許容せん断耐力」の表3.4-22を参照して下さい。

② 柱

$$Q_{AS} = b \cdot j \{ \beta_{co} \cdot f_s + 0.5 {}_w f_t (p_w - 0.001) \}$$

β_{co} : SABTEC 高強度せん断補強筋設計施工指針に示されている p_w を考慮した

式により計算するか、 $\beta_{co} = 2/3 \alpha$ とするかを選択することができます

(許容応力度計算データの [H S S B] で指定します)。

p_w を考慮した式を選択した場合は下式によります。

$$\beta_{co} = 1 - \{1 - (2/3)\alpha\} \cdot (100 p_w - 0.2)$$

ただし、柱内法高さ比 (h_o/D) が2.5未満の場合は $\beta_{co} = 2/3 \alpha$ とします。

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Q \cdot d} + 1} \quad \text{かつ} \quad 1 \leq \alpha \leq 1.5$$

ここで、 Q_{AS} : 損傷制御用の短期許容せん断力(N) (出力時は kN)

b : 柱の幅(mm)

j : 柱の応力中心距離(mm) $j = \frac{7}{8}d$

d : 柱の有効せい

p_w : 帯筋比 $p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$

ただし、OT685フープ、スーパーフープ685、パワーリング685では、

$$p_w \leq (1.2\%) \cdot (F_c/27)、かつ、0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$$

スーパーフープ785、Jフープ785では、

$$p_w \leq (1.0\%) \cdot (F_c/27)、かつ、0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$$

a_w : 1組の帯筋の断面積(mm²)

x : 帯筋間隔(mm) (入力)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度(N/mm²)

f_t : 帯筋のせん断補強用短期許容引張応力度(590N/mm²)

H_o : 柱の内法スパン(mm)

D : 柱のせい(mm)

α : 柱のせん断スパン比 $M/(Q \cdot d)$ による割増係数

M : 曲げモーメント

Q : せん断力

b) 地震時安全性用の短期許容せん断耐力

① 梁

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{ \beta_c \cdot \alpha \cdot f_s + 0.5_w f_t (p_w - 0.001) \}$$

$$\beta_c = 1$$

$$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Q \cdot d} + 1} \text{ かつ } 1 \leq \alpha \leq 2$$

ここで、 Q_A : 地震時安全性用の短期許容せん断力(N) (出力時はkN)

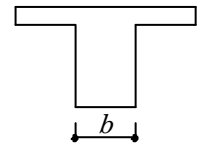
b : 梁の幅(mm) (入力)

T形梁の場合はウェブの幅 (右図参照)

j : 梁の応力中心距離(mm) $j = \frac{7}{8}d$

d : 梁の有効せい(mm)

p_w : あばら筋比 $p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$



ただし、OT685フープ、スーパーフープ685、パワーリング685では、

$$p_w \leq (1.2\%) \cdot (F_c/27)、かつ、0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$$

スーパーフープ785)、Jフープ785では、

$$p_w \leq (1.0\%) \cdot (F_c/27)、かつ、0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$$

a_w : 1組のあばら筋の断面積(mm²)

x : あばら筋間隔(mm) (入力)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度(N/mm²)

f_t : あばら筋のせん断補強用短期許容引張応力度(590N/mm²)

α : 梁のせん断スパン比 $M/(Q \cdot d)$ による割増係数

M 、 Q : 『BUILD.一貫Vユーザーズマニュアル vol.1』の「3.4.3RC 部材の断面計算 (1) 2) c) ③安全性確保のための許容せん断耐力」の表3.4-22を参照して下さい。

②柱

$$Q_A = b \cdot j \{ \beta_{co} \cdot f_s + 0.5 p_w f_t (p_w - 0.001) \}$$

$$\beta_{co} = 1$$

ここで、 Q_A : 地震時安全性用の短期許容せん断力 (N) (出力時は kN)

b : 柱の幅 (mm)

$$j : \text{柱の応力中心距離 (mm)} \quad j = \frac{7}{8} d$$

d : 柱の有効せい

$$p_w : \text{帯筋比} \quad p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

ただし、OT685フープ、スーパーフープ685、パワーリング685では、

$$p_w \leq (1.2\%) \cdot (F_c / 27)、かつ、0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$$

スーパーフープ785、Jフープ785では、

$$p_w \leq (1.0\%) \cdot (F_c / 27)、かつ、0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$$

a_w : 1組の帯筋の断面積 (mm²)

x : 帯筋間隔 (mm) (入力)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

$p_w f_t$: 帯筋のせん断補強用短期許容引張応力度 (590N/mm²)

α : 柱のせん断スパン比 $M/(Q \cdot d)$ による割増係数

M : 曲げモーメント

Q : せん断力

c) せん断耐力式を選択

計算ルート2-3、3の場合はa)、b)の式の他に「荒川 mean 式による終局せん断耐力」「修正塑性式による終局せん断耐力」が使用できます (許容応力度計算データの [DE S 5])。また、スーパーフープ785の場合、「靱性指針式による終局強度」も選択することができます。計算式の詳細は(3)終局せん断耐力を参照して下さい。

2.2 終局強度設計

(1) 部材種別

各柱、梁の部材種別は、メカニズム時応力を基に、表1.3の部材種別(F A～F D)より決定する。

表1.3 RC造 柱、梁の部材種別

柱・梁の種別		F A	F B	F C	F D
共通条件		せん断破壊、付着割裂破壊及び 圧縮破壊を生じない			左 記 以 外
柱の条件	h_o/D の下限	2.5	2.0	—	
	σ_o/F_c の上限	0.35	0.45	0.55	
	P_t の上限	0.8%	1.0%	—	
	τ_u/F_c の上限	0.1	0.125	0.15	
梁の条件	τ_u/F_c の上限	0.15	0.20	—	
h_o : 柱の内のり高さ (cm) D : 柱のせい (cm) σ_o : 崩壊メカニズム時の軸方向応力度 (N/cm ²) F_c : コンクリートの材料強度 (N/cm ²) P_t : 引張鉄筋比 τ_u : 崩壊メカニズム時の平均せん断応力度 (N/cm ²)					

1) 柱の平均せん断応力度は下式のいずれかで計算します。

ここで、技術基準(2007)に準じて計算を行う場合は、保有水平耐力計算データの[N S T 4]でソデ壁を考慮するかの指定をすることができます(技術基準(2015)に準じる場合は、常にソデ壁を考慮します)。

$$\tau_u = Q / (b \cdot j) \quad : \text{長方形柱}$$

$$\tau_u = Q / (b \cdot D + A_w) \quad : \text{ソデ壁付き柱 (技術基準(2015)の場合)}$$

$$\tau_u = Q / (b_e \cdot j_e) \quad : \text{ソデ壁付き柱}$$

τ_u : 平均せん断応力度 (N/mm²)
 Q : D 算定時想定崩壊メカニズムの柱のせん断力 (N)
 b : 柱幅 (mm)
 j : 応力中心間距離で $\frac{7}{8}d$ とする (mm)
 d : 柱の有効せい (mm)
 D : 柱のせい (mm)
 A_w : ソデ壁の断面積 (mm²)
 b_e : ソデ壁付き柱の置換長方形断面積の幅 (mm)
 j_e : ソデ壁付き柱の応力中心間距離で $\frac{7}{8}d_e$ とする (mm)
 d_e : 柱の引張鉄筋重心位置から圧縮縁までの距離 (mm)

円形断面柱は等断面積の正方形断面柱に置換して計算する。

- ho/D の計算では、ソデ壁付き柱の D は圧縮側のソデ壁を含めた値とする(厚さ 0 の場合は含めない)。ただし、入力指定(保有水平耐力計算データの[N S T 4]で一括指定するが、保有水平耐力計算データの[N S C 1]で部材毎に変更することも可能)により、引張側のソデ壁を含む、あるいはソデ壁を無視することもできる。
- σ_o の計算では、ソデ壁付き柱の場合の断面積はソデ壁を含んだ値とする。ただし、入力指定(保有水平耐力計算データの[N S T 4]で指定する)によりソデ壁を無視することもできる。

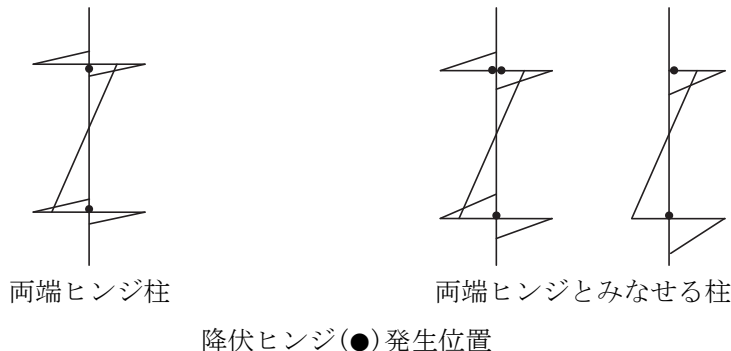
【注記】 RC 柱の h_o/D の取扱い

RC 柱の h_o/D の計算で、柱の上下の節点でいずれかが梁降伏節点となる場合、梁に降伏ヒンジが生じるものとして $2M/QD$ の計算を行い、 h_o/D と $2M/QD$ を比較し、有利な方を使用する。この時、 M は降伏ヒンジ発生位置でのメカニズム時最大曲げモーメント、 Q はメカニズム時せん断力とする。

2) 柱特別条件の検定

SABTEC 高強度せん断補強筋設計施工指針による OT685フープ、スーパーフープ785、スーパーフープ685、Jフープ785、パワーリング685を使用した柱で、以下の全ての条件を満たす場合に、部材種別をFAとします。ただし、以下の条件のうちで両端ヒンジとみなせない場合は部材種別をFBとします。また、柱特別条件の有無は、許容応力度計算データの[HSSB]で指定できます。

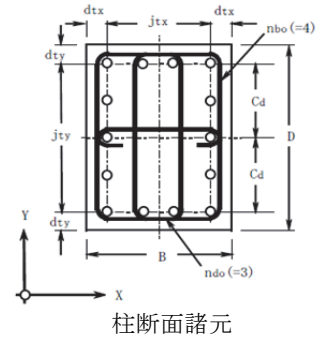
- ・ $Q_M \leq Q_u$ (D_s 算定時の増分計算において、せん断破壊しない柱)
- ・ $0.35 \leq \sigma_o / F_c \leq 0.6$
ただし、スーパーフープ685、Jフープ785、パワーリング685については
 $0 \leq \sigma_o / F_c \leq 0.6$
- ・ $1.75 \leq M / (Q_M \cdot D)$
ただし、スーパーフープ685、Jフープ785、パワーリング685については
 $1.5 \leq M / (Q_M \cdot D)$
- ・ $p_t \leq 1.0\%$
- ・ $\tau_u / F_c \leq 0.125$
- ・ 検討方向に中子筋を配筋している柱 (せん断補強筋の本数が3本以上の柱)
- ・ 断面辺長比 (D/B) が0.5以上、かつ、2.0以下
- ・ $C_d \leq j_{tx}$ あるいは $C_b \leq j_{ty}$
- ・ $R_p \cdot \phi_s \leq R_u$
- ・ D_s 算定時の増分計算において、両端ヒンジとみなせる場合
ここでいう、両端ヒンジとみなすとは、柱の両端にヒンジが生じている場合、あるいは柱の一端にヒンジ、他端は接続する梁全てにヒンジが生じている場合とします (下図参照)。



- σ_o / F_c 、 p_t 、 τ_u / F_c は表 1.3で使用する値と同じとし、その他の値は以下の通りです。
- Q_M : D_s 算定時想定崩壊メカニズム時のせん断力(kN)
 - Q_u : せん断終局耐力(kN)
 - M : 柱頭または柱脚ヒンジ発生位置の D_s 算定時想定崩壊メカニズム時の曲げモーメント(kN・mm)

(柱頭部と柱脚部のうち大きい方の曲げモーメント)

- D : 柱せい (mm)
 B : 柱幅 (mm)
 C_b : 柱断面内 Y 方向に掛け渡された横補強筋で拘束された主筋間距離 (mm)
 $= j_{tx} / (n_{bo} - 1)$
 C_d : 柱断面内 X 方向に掛け渡された横補強筋で拘束された主筋間距離 (mm)
 $= j_{ty} / (n_{do} - 1)$
 j_{tx} 、 j_{ty} : 柱断面内 X・Y 方向の最外縁主筋の中心間距離 (mm)
 n_{do} 、 n_{bo} : 柱断面内 X・Y 方向に掛け渡された横補強筋本数



D_s 算定時想定崩壊メカニズム時の軸力 N が釣り合い軸力 N_{co} を超える場合、 D_s 算定時想定崩壊メカニズム時のせん断力 Q_M を釣り合い軸力時の曲げ終局耐力時せん断力 Q_{Mu0} とします。釣り合い軸力および釣り合い軸力時の曲げ終局耐力 M_{u0} は以下により算出します。

$$N_{co} = 0.4B \cdot D \cdot F_c$$

$$M_{u0} = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12B \cdot D^2 \cdot F_c$$

$$Q_{Mu0} = M_{u0} / a, \quad a = M / Q_M$$

- a_t : 引張り鉄筋断面積 (mm²)
 σ_y : 引張り鉄筋降伏強度 (N/mm²)
 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

R_u 、 R_p 、 ϕ_s は以下によります。

$$R_u \geq R_p \cdot \phi_s \quad (\phi_s : \text{設計限界部材角に対する安全率} = 1.5)$$

R_u は下式により算出します。

$$R_u = \Phi_u \cdot \ell_p$$

($n \geq \alpha_c$ の時)

$$\Phi_u = \frac{\left\{ 2 \left[1 + (s\mu_g)_c - \alpha_c \right] \cdot \varepsilon_{cu} \cdot (e_{cu} - 1) \right\}}{\left\{ n \cdot (e_{cu} + 1) + \left[1 + (s\mu_g)_c \right] \cdot (e_{cu} - 1) - 2\alpha_c \cdot e_{cu} \right\}} \bigg/ j_t$$

($n < \alpha_c$ の時)

$$\Phi_u = \frac{2\alpha_c \cdot \varepsilon_{cu}}{n} \bigg/ j_t$$

- j_t : 最外縁主筋の中心間距離 (mm)
 Φ_u : ヒンジ領域の限界曲率 (1/mm)
 α_c : コンクリート質点の断面積比
 $= 0.25$
 n : $= N / (f_{cc} \cdot A_{cc})$
 N : D_s 算定時の軸力 (N)
 f_{cc} : コアコンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
 $= S_c \cdot f_{co}$
 A_{cc} : コアコンクリートの断面積 (mm²)
 $= b_c \cdot d_c$
 b_c : コアコンクリートの幅 (外周横補強筋の中心間距離) (mm)
 d_c : コアコンクリートのせい (外周横補強筋の中心間距離) (mm)

ϵ_{cu}	: コアコンクリートの限界圧縮ひずみ = $\epsilon_{pu} \cdot \{1+5(S_c-1)\}$
$(s\mu g)_c$: = $(a_g/A_{cc}) \cdot (\sigma_{sy}/f_{cc})$
ϵ_{cu}	: $\epsilon_{cu} / \epsilon_{co}$
A_g	: 主筋全断面積 (mm ²)
σ_{sy}	: 主筋降伏強度 (N/mm ²) (降伏強度は規格降伏点とします)
ϵ_{co}	: プレーンコンクリートの圧縮強度時ひずみ = $0.93f_{co}^{(1/4)} \cdot 10^{-3}$
f_{co}	: プレーンコンクリートの圧縮強度 (N/mm ²) (コンクリートの設計基準強度とします)
S_c	: = $1+8.42 \cdot \xi_{wo} \cdot (1-s/2b_c) \cdot (1-s/2d_c) \cdot \sqrt{\rho_s \cdot \sigma_{wy}} / f_{co}$
ϵ_{pu}	: プレーンコンクリートの限界圧縮ひずみ = $4 \cdot 10^{-3}$
ξ_{wo}	: 横補強筋配置による補正係数 = $1 - \{n_b \cdot (C_b/b_c)^2 \cdot (b_c/d_c) + n_d \cdot (C_d/d_c)^2 \cdot (d_c/b_c)\} / 5.5$
ρ_s	: 横補強筋体積比 = $(n_{bo} \cdot d_c + n_{do} \cdot b_c) \cdot A_w / (b_c \cdot d_c \cdot s)$
n_b	: 柱断面内 Y 方向の横補強筋で拘束された主筋間アーチ部の個数 = $2(n_{bo}-1)$
n_d	: 柱断面内 X 方向の横補強筋で拘束された主筋間アーチ部の個数 = $2(n_{do}-1)$
s	: 横補強筋の間隔 (mm)
A_w	: 横補強筋1本の断面積 (mm ²)
σ_{wy}	: 横補強筋の降伏強度 (N/mm ²) (降伏強度は規格降伏点とします)
l_p	: ヒンジ領域長さ (mm) = $\{0.5M_u / (Q_M \cdot D)\} \cdot d$, かつ、 $1.5 \leq M_u / (Q_M \cdot D) \leq 3$
M_u	: 柱頭部または柱脚部ヒンジ発生位置の D_s 算定時想定崩壊メカニズム時の曲げモーメント (柱頭部と柱脚部のうち大きい方の曲げモーメント)
d	: 有効せい (mm)

保証回転角 R_p は下表の値と D_s 算定時の材端位置回転角の大きい方の値とします。ここで、 D_s 算定時に両端ヒンジとみなせる部材を降伏ヒンジ部材、それ以外を降伏ヒンジ以外の部材とします。

降伏ヒンジ以外の部材	降伏ヒンジ部材
1/100	1/67

なお、柱特別条件の検定の有無は、許容応力度計算データの [H S S B] で指定することができます。

(2) 部材のせん断保証設計

D_s 算定時崩壊メカニズムおよび保有水平耐力算定時メカニズムにおいて、RC部材およびSRC部材がせん断破壊しないことを平19国交告第594号第4第三号（保証設計）により検討します。

D_s 算定時崩壊メカニズムについては、部材種別を算定する際の破壊モードの判定に用いるため、全ての部材についてせん断保証設計を行います。 D_s 算定時崩壊メカニズムにおけるせん断保証設計を満足しない場合は部材種別をFD、WDとします。

保有水平耐力算定時メカニズムについては、部材種別がFA～FC、WA～WCの部材についてせん断保証設計を行います。保有水平耐力算定時メカニズムにおけるせん断保証設計を満足しない場合は適用範囲外メッセージを出力します。なお、保有水平耐力計算データの[U L A 1]で D_s および保有水平耐力の算定を別個の増分解析で行う指定がある場合に保有水平耐力算定時メカニズムのせん断保証設計を行います。

ここでは、破壊モードの判定方法に応じた検討を行います。

1) 保証設計による方法・技術基準における余耐力法による方法の場合

増分計算において、各メカニズム時にせん断降伏している部材の破壊モードはせん断破壊とします。曲げ降伏している部材についても各メカニズムのせん断力を割増し、下式による Q_{DG} 、 Q_{DC} 、 Q_{DW} と部材のせん断耐力を比較して部材のせん断耐力の方が小さい時はせん断破壊とします。

$$\text{梁の場合： } Q_{DG} = Q_o + n \cdot Q_M$$

$$\text{柱の場合： } Q_{DC} = n \cdot Q_M$$

Q_{DG} 、 Q_{DC} : 梁、柱のせん断力

Q_o : 単純支持とした時の長期荷重によるせん断力

n : せん断破壊判定用割増し係数

Q_M : 各メカニズム時のせん断力

せん断破壊判定用割増し係数は、選択した耐力式により以下の値とします。ただし、スーパーフープ685、Jフープ785、パワーリング685を使用する部材で柱の特別条件を満たす場合はせん断破壊判定用割増し係数を1.0とします。

荒川mean式による場合

使用する部材	部材の両端にヒンジが生じる状態	左記以外
梁	1.1	1.2
柱	1.1	1.25

修正塑性式による場合

使用する部材	部材の両端にヒンジが生じる状態	左記以外
梁	1.0	1.2/1.1
柱	1.0	1.25/1.1

2) 大臣認定プログラムにおける余耐力法による方法の場合

下式による Q_b と部材のせん断耐力を比較して部材のせん断耐力の方が小さい時はせん断破壊とします。

両端にヒンジを生じる梁

$$Q_D = Q_o + n_1 \cdot \sum M_u / h$$

両端ヒンジ以外の梁

$$Q_D = Q_o + \min\left(n_1 \cdot \frac{\sum M_u}{h}, n_2 \cdot Q_M\right)$$

両端にヒンジを生じる柱

$$Q_D = n_1 \cdot \sum M_u / h$$

両端ヒンジ以外の柱

$$Q_D = \min\left(n_1 \cdot \frac{\sum M_u}{h}, n_2 \cdot Q_M\right)$$

Q_M : D_s 算定時想定崩壊メカニズムあるいは保有水平耐力算定時崩壊メカニズムのせん断力

Q_o : 単純支持とした時の長期荷重によるせん断力

n_1 : 両端ヒンジ部材のせん断破壊判定用割増係数 (割増係数は1)と同様)

n_2 : 両端ヒンジ以外の部材のせん断破壊判定用割増係数 (割増係数は1)と同様)

$\sum M_u$: 両端の曲げ耐力の和

h : 部材の可撓長さ

(3) 終局せん断耐力

保有水平耐力計算における終局せん断耐力の算出式として、「荒川 mean 式による終局せん断耐力」「修正塑性式による終局せん断耐力」のいずれかを選択できます (保有水平耐力計算データの [U L A 4])。また、スーパーフープ785 の場合、「靱性指針式による終局強度」も選択することができます。

1) 荒川 mean 式による終局強度式

a) 梁

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j$$

ただし、 $M / (Q \cdot d) < 1$ の場合は $M / (Q \cdot d) = 1$ 、 $M / (Q \cdot d) > 3$ の場合は $M / (Q \cdot d) = 3$ とします。

ここで、 Q_u : 終局せん断耐力 (N) (出力時は kN)

b : 梁の幅 (mm) (入力)

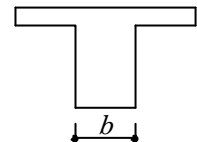
T形梁の場合はウェブの幅 (右図参照)

j : 梁の応力中心距離 (mm) $j = \frac{7}{8} d$

d : 梁の有効せい (mm)

p_t : 引張鉄筋比 (%) $p_t = \frac{a_t}{b \cdot d} \cdot 100$

a_t : 引張鉄筋の断面積 (mm²)



$$p_w : \text{あばら筋比} \quad p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

ただし、OT685フープ、スーパーフープ685、パワーリング685では、

$$p_w \leq (1.2\%) \cdot (F_c/27)、かつ、0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$$

スーパーフープ785、Jフープ785では、

$$p_w \leq (1.0\%) \cdot (F_c/27)、かつ、0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$$

a_w : 1組のあばら筋の断面積(mm²)

x : あばら筋間隔(mm) (入力)

F_c : コンクリート設計基準強度(N/mm²)

σ_{wy} : あばら筋の降伏強度(N/mm²)

OT685フープ、スーパーフープ685、パワーリング685では、 $\sigma_{wy}=685\text{N/mm}^2$

スーパーフープ785、Jフープ785では、 $\sigma_{wy}=785\text{N/mm}^2$

M 、 Q : 『BUILD.一貫Vユーザーズマニュアル vol.1』の「4.2.1 (4) シアースパンおよび反曲点位置」を参照して下さい。

(断面計算において、終局式を用いる場合の M 、 Q については、『BUILD.一貫Vユーザーズマニュアル vol.1』の「3.4.3RC 部材の断面計算 (1) 2) c) ④終局式を用いた短期許容せん断耐力」の表3.4-23を参照して下さい。)

b) 柱

$$Q_u = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} b \cdot j$$

ただし、 $M/(Q \cdot d) < 1$ の場合は $M/(Q \cdot d) = 1$ 、 $M/(Q \cdot d) > 3$ の場合は $M/(Q \cdot d) = 3$ とします。

引張軸力を受ける柱のせん断耐力は以下によります。

$$Q_u = (p_w \cdot \sigma_{wy}) \cdot b \cdot j$$

ここで、 Q_u : 終局せん断耐力(N) (出力時は kN)

b : 柱の幅(mm) (入力)

j : 柱の応力中心距離(mm) $j = \frac{7}{8} d$

d : 柱の有効せい(mm)

p_t : 引張鉄筋比(%) $p_t = \frac{a_t}{b \cdot d} \cdot 100$

a_t : 引張鉄筋の断面積(mm²)

p_w : 帯筋比 $p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$

ただし、OT685フープ、スーパーフープ685、パワーリング685では、

$$p_w \leq (1.2\%) \cdot (F_c/27)、かつ、0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$$

スーパーフープ785、Jフープ785では、

$$p_w \leq (1.0\%) \cdot (F_c/27)、かつ、0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$$

a_w : 1組の帯筋の断面積(mm²)

x : 帯筋間隔(mm) (入力)

F_c : コンクリート設計基準強度(N/mm²)

σ_{wy} : 帯筋の降伏強度

OT685フープ、スーパーフープ685、パワーリング685では、 $\sigma_{wy}=685\text{N/mm}^2$

スーパーフープ785、Jフープ785では、 $\sigma_{wy}=785\text{N/mm}^2$

σ_o : 軸応力度(N/mm²)

$$\sigma_o = N/(b \cdot D)$$

ただし、 σ_o が $0.4F_c$ を超える場合は $\sigma_o = 0.4F_c$ とします。

N : 軸力(N)

一次設計時の地震時軸力に割増係数(保有水平耐力計算データの[U L A 7])を乗じた値に鉛直荷重時の軸力を足した値とします。

(断面計算時は各短期荷重時の軸力に割増係数(許容応力度計算データの[D E S 5])の10項目)を乗じた軸力に鉛直荷重時の軸力を足した軸力とします(ただし、鉛直荷重時の軸力の方が大きくなる場合は長期軸力とします。)

D : 柱せい(mm)

M 、 Q : 『BUILD.一貫Vユーザーズマニュアル vol.1』の「4.2.1 (4) シアースパンおよび反曲点位置」を参照して下さい。

(断面計算において、終局式を用いる場合の M は、降伏モーメント、 Q は、両端降伏時のせん断力とします。)

2) 塑性理論式による終局せん断耐力

$$Q_u = \min(Q_{su}, Q_{bu})$$

Q_{su} : 塑性理論によるせん断耐力(N)

Q_{bu} : 付着割裂耐力(N)

$$Q_{su} = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + k_1(1-k_2) b \cdot D \cdot v \cdot F_c$$

$$k_1 = \frac{\sqrt{(L/D)^2 + 1} - (L/D)}{2}$$

$$k_2 = \frac{2p_w \cdot \sigma_{wy}}{v \cdot F_c}$$

$$v = 0.7(0.7 - F_c/200)$$

ここで、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$ が $v \cdot F_c/2$ を超える場合は $p_w \cdot \sigma_{wy} = v \cdot F_c/2$ とします。

$$Q_{bu} = j_t \cdot \tau_b \cdot \sum \phi + k_3(1-k_3) b \cdot D \cdot v \cdot F_c$$

$$k_3 = \frac{2 \tau_b \cdot \sum \phi}{b \cdot v \cdot F_c} \leq 1.0$$

$$\tau_b = k_0 \left(0.0961 b_i + 0.134 + \frac{7.80 \cdot a_w \cdot h}{x \cdot N \cdot d_b} \right) \sqrt{F_c}$$

ここで、梁の場合は $k_0=1.0$ 、柱の場合は $k_0=1.22$ とします。

主筋と副主筋が混在する場合、 $(N \cdot d_b)$ は、 $(N_1 \cdot d_{b1} + N_2 \cdot d_{b2})$ とします。

N_1 : 一段目主筋本数 N_2 : 一段目副主筋本数

d_{b1} : 主筋径 d_{b2} : 副主筋径

$$b_i = \min(b_{vi}, b_{ci}, b_{si})$$

$$b_{vi} = \sqrt{3} (2 C_{\min} / d_b + 1)$$

$$b_{ci} = \sqrt{2} \{ (C_s + C_b) / d_b + 1 \} - 1$$

$$b_{si} = b / (N \cdot d_b) - 1$$

ただし、主筋と副主筋が混在する場合は以下のように扱います。

b_{vi} 、 b_{ci} を求める時の d_b は太い方の径とします。

b_{si} を求める時の $(N \cdot d_b)$ は、 $(N_1 \cdot d_{b1} + N_2 \cdot d_{b2})$ とします。

h は b_i に応じて、

$$h = 0 \quad (b_i = b_{vi} \text{の時})$$

$$h = \sqrt{2} \quad (b_i = b_{ci} \text{の時})$$

$$h = 1.0 + 0.85(n-2)/N \quad (b_i = b_{si} \text{の時})$$

b : 梁あるいは柱の幅、T形梁の場合はウェブの幅(mm)

j_t : 梁あるいは柱の主筋の重心間距離(mm)

D : 梁あるいは柱のせい(mm)

L : 梁あるいは柱の内法寸法(mm)

p_w : せん断補強筋比 $p_w = a_w / (b \cdot x)$

OT685 フープ、スーパーフープ 685、パワーリング 685 では、

$$p_w \leq (1.2\%) \cdot (F_c / 27)、かつ、0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$$

スーパーフープ 785、J フープ 785 では、

$$p_w \leq (1.0\%) \cdot (F_c / 27)、かつ、0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$$

σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度

OT685フープ、スーパーフープ685、パワーリング685では、

$$\sigma_{wy} = 685 \text{N/mm}^2$$

スーパーフープ785、Jフープ785では、 $\sigma_{wy} = 785 \text{N/mm}^2$

ただし、 σ_{wy} は $25F_c$ 以下とします。

F_c : コンクリート設計基準強度(N/mm²)

ν : コンクリート圧縮強度の有効係数

$\Sigma \phi$: 引張り鉄筋の周長和(2段配筋の場合は2段目の鉄筋も含める)(mm)

主筋と副主筋が混在する場合、 $\Sigma \phi$ を求める時の ϕ は、太い方の周長とします。

N : 外側1列の引張鉄筋の本数

τ_b の算出式において、 $b_i = b_{ci}$ の時は、 $N=2$ とします。

d_b : 主筋の呼び名の値(直径)(mm)

$$C_{\min} = \min(C_b, C_s)$$

C_b : 主筋の底面かぶり厚さ(mm)

C_s : 主筋の側面かぶり厚さ(mm)

a_w : 一組のせん断補強筋断面積(mm²)

τ_b の算出式において、 $b_i = b_{ci}$ の時は、2本分の断面積とします。

x : せん断補強筋間隔(mm)

n : 一組のせん断補強筋の足の数

n が4を超える場合は $n=4$ とします。

3) 靱性保証型設計指針に準拠した終局強度式(スーパーフープ785のみ採用可)

靱性保証型設計指針に準拠した終局強度式にせん断耐力では、塑性理論に基づくせん断耐力 Q_{su} と付着割裂耐力 Q_{bu} のうち小さい方とします。

$$Q_{su0} = \min(Q_{su}, Q_{bu})$$

a) 塑性理論に基づくせん断耐力

塑性理論に基づくせん断耐力は下記の(1)～(3)式の最小値とします。

$$Q_{su1} = \mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e + \left(\nu \cdot F_c - \frac{5p_{we} \cdot \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \cdot \frac{b \cdot D \cdot \tan\theta}{2} \quad (1) \text{式}$$

$$Q_{su2} = \frac{(\lambda \cdot \nu \cdot F_c + p_{we} \cdot \sigma_{wy}) \cdot b_e \cdot j_e}{3} \quad (2) \text{式}$$

$$Q_{su3} = \frac{\lambda \cdot \nu \cdot F_c \cdot b_e \cdot j_e}{2} \quad (3) \text{式}$$

p_{we} : 有効横補強筋比 $p_{we} = a_w / (b_e \cdot s)$
 ただし、 $p_{we} \leq (1.0\%) \cdot (F_c/27)$ 、かつ、 $p_{we} \leq 1.2\%$

σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度 (785N/mm²)

μ : トラス機構の角度を表わす係数
 $\mu = 2 - 20R_p$

ν : コンクリート圧縮強度の有効係数
 $\nu = (1 - 20R_p) \cdot \nu_0$

ν_0 : 降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画しない時の有効係数
 $\nu_0 = 0.7 - F_c/200$

λ : トラス機構の有効係数
 $\lambda = 1 - \frac{s}{2 \cdot j_e} - \frac{b_s}{4 \cdot j_e}$

θ : アーチ機構の圧縮束の角度

引張軸力を受ける柱 $\tan\theta = 0.0$

$L/D \geq 1.5$ の柱 $\tan\theta = 0.9 D/2L$

$L/D < 1.5$ の柱 $\tan\theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$

b : 梁あるいは柱の幅(mm)

D : 梁あるいは柱のせい(mm)

L : 部材の内法長さ(mm)

b_e : トラス機構に関与する断面の有効幅(mm)
 (外側の横補強筋のせん断力方向への心-心間隔)

j_e : トラス機構に関与する断面の有効せい(mm)
 (外側の横補強筋のせん断力直交方向への心-心間隔)

a_w : 横補強筋 1 組の断面積(mm²)

s : 横補強筋の間隔(mm)

R_p : 降伏ヒンジ部材、潜在ヒンジ部材、非ヒンジ部材の保証回転角(rad)
 下表によります。

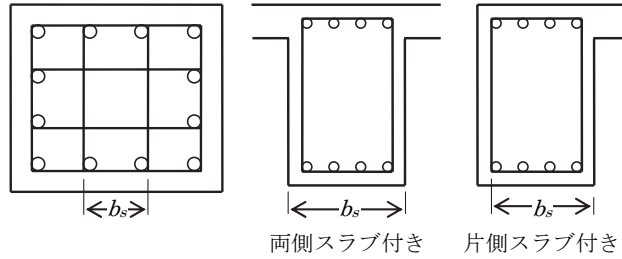
	降伏ヒンジ部材	潜在ヒンジ部材	非ヒンジ部材
梁	1/50	1/75	0
柱	1/67	1/100	0

※降伏ヒンジ部材、潜在ヒンジ部材、非ヒンジ部材の指定は許容応力度計算データの [HSSH] [HSS1] [HSS2] で入力できます。

※保有水平耐力計算時の保証設計における保証回転角 (R_p) は、許容応力度計算データの [HSSH] [HSS1] [HSS2] で指定した想定ヒンジ状態に応じた値と、 D_s 算定時の材端位置の回転角のうちの大きい方の値とします。

F_c : コンクリート設計基準強度(N/mm²)

b_s : 横補強筋の断面幅方向の最大間隔(mm)



デフォルトでは $b_s = \frac{b_e}{N_s + 1}$ として計算します。

※許容応力度計算データの [HSS 1][HSS 2] で入力できます。
 N_s : 中子筋の本数 (せん断補強筋本数 - 2 とします)

b) 付着割裂耐力

付着割裂耐力は下記によります。

$$Q_{bu} = \sum (\tau_{bu} \cdot \phi) \cdot j_e + \left\{ \nu \cdot F_c - \frac{2.5 \sum (\tau_{bu} \cdot \phi)}{\lambda \cdot b_e} \right\} \cdot \frac{b \cdot D}{2} \tan \theta$$

$\sum (\tau_{bu} \cdot \phi) = \tau_{bu1} \cdot \sum \phi_1 + \tau_{bu2} \cdot \sum \phi_2$... 降伏ヒンジを計画しない部材

$\sum (\tau_{bu} \cdot \phi) = (1 - 10R_p) \cdot (\tau_{bu1} \cdot \sum \phi_1 + \tau_{bu2} \cdot \sum \phi_2)$... 降伏ヒンジを計画する部材

$$\tau_{bu1} = \alpha t \cdot \left\{ (0.085b_i + 0.10) \cdot \sqrt{F_c} + k_{st} \right\}$$

$$\alpha t = 0.75 + F_c / 400$$

... 梁上端筋

$$\alpha t = 1.0$$

... 上記以外

b_i : 1 段目主筋の割裂線長さ比

$$b_i = \min(b_{si}, b_{ci})$$

$$b_{si} = \frac{b - N_1 d_b}{N_1 d_b}$$

... サイドスプリットの場合

$$b_{ci} = \frac{\sqrt{2}(d_{cs} + d_{ct}) - d_b}{d_b}$$

... コーナースプリットの場合

$$k_{st} = \left(54 + \frac{45N_w}{N_1} \right) \cdot (b_{si} + 1) p_w$$

... ($b_{ci} \geq b_{si}$) の時

$$k_{st} = 140 A_w / (d_b \cdot s)$$

... ($b_{ci} < b_{si}$) の時

$$\tau_{bu2} = \alpha_2 \cdot \alpha_t \cdot \left\{ (0.085b_{si2} + 0.10) \cdot \sqrt{F_c} + k_{st2} \right\}$$

b_{si2} : 2 段目主筋の割裂線長さ比

$$b_{si2} = \frac{b - N_2 \cdot d_b}{N_2 \cdot d_b}$$

$$k_{st2} = 99(b_{si2} + 1) \cdot p_w$$

$$\alpha_2 = 0.6$$

ただし、 $\tau_{bu2} \leq \tau_{bu1}$ とする。

$\sum \phi_1$: 1 段目主筋の周長の合計 (mm)

$\sum \phi_2$: 2 段目主筋の周長の合計 (mm)

ただし、柱の場合、せい の 1/4 以内の 2 段目主筋は考慮しません。

N_1 : 1 段目主筋の本数

N_2 : 2 段目主筋の本数

d_{cs} : 主筋中心からの側面かぶり厚さ (mm)

d_{ct} : 主筋中心からの底面かぶり厚さ (mm)

d_b : 主筋直径

ただし、主筋と副主筋が混在する場合は以下のように扱います。

b_{ci} を求める時の d_b は太い方の径とします。

b_{si} を求める時の $(N_1 \cdot d_b)$ は、 $(N_{11} \cdot d_{b1} + N_{12} \cdot d_{b2})$ とします。

b_{si2} を求める時の $(N_2 \cdot d_b)$ は、 $(N_{21} \cdot d_{b1} + N_{22} \cdot d_{b2})$ とします。

N_{11} : 1 段目主筋本数 N_{12} : 1 段目副主筋本数

N_{21} : 2 段目主筋本数 N_{22} : 2 段目副主筋本数

d_{b1} : 主筋径 d_{b2} : 副主筋径

N_w : 1 組の横補強筋の足の本数 (横補強筋本数)

p_w : 横補強筋比 $p_w = a_w / (b_e \cdot s)$

ただし、 $p_w \leq (1.0\%) \cdot (F_c / 27)$ 、かつ、 $p_w \leq 1.2\%$

a_w : 横補強筋 1 組の断面積 (mm²)

(4) 軸力の検討

保有水平耐力計算において、スーパーフープ785の終局耐力式を靱性保証型設計指針に準拠した場合、降伏ヒンジ柱および潜在ヒンジ柱の軸力の検討を行います。検討内容は以下の通りです。

$$-k_2 \cdot A_g \cdot \sigma_{sy} \leq N_c \leq k_1 \cdot A_c \cdot F_c$$

N_c : D_s 算定時想定崩壊メカニズム (余耐力法を用いない場合は、 D_s 算定時崩壊メカニズム) の軸力 (N)
圧縮を正とします。

A_c : 柱断面積 (mm²)

F_c : コンクリート設計基準強度 (N/mm²)

A_g : 引張に有効な柱主筋の全断面積 (mm²)

σ_{sy} : 引張に有効な柱主筋の信頼強度算定用の材料強度 (N/mm²)
(ここでは、降伏強度とします。)

k_1 : 上限圧縮軸力係数 ($k_1 = 0.35$)

下記の条件を満足する場合は $k=0.6$ とします。

- ・ $1.75 \leq M / (Q_M \cdot D)$

- ・ $p_t \leq 1.0\%$

- ・ $\tau_u / F_c \leq 0.125$

- ・ $R_p \cdot \phi_s \leq R_u$

$M / (Q_M \cdot D)$ 、 p_t 、 τ_u / F_c 、 R_p 、 ϕ_s 、 R_u は、柱特別条件の検定で使用する値と同様です。柱特別条件の検定内容の詳細は『BUILD.一貫Vユーザーズマニュアル vol.1』の「4.4.2 (3) 2) e) 柱特別条件の検定」を参照して下さい。

k_2 : 上限引張軸力係数 ($k_2 = 1.0$)

【付録】 入力コード

(付録 1) 建物データ

[MAT 2] 使用鉄筋材料

MAT 2	1 2 3	○M
-------	-------	----

番号	項目	型	説明	省略時
1	鉄筋径 (: 鉄筋径)	A	異形鉄筋 D10～D51 丸鋼 R 9～R 32 高強度せん断補強筋 ・ OS10～OS16 KH10～KH16 KG10～KG16 JD10～JD16 TA10～TA16	下記参照
2	鉄筋材料	A	‘SD295’ ‘SD345’ ‘SD390’ ‘SD490’ ‘SR235’ ‘SR295’ ‘SBPD’	不可
3	鉄筋強度の割増率	F	(3)参照	下記参照

入力例 D10～D16:SD295、D19～D38:SD345、D41:SD390
R9～R32:未使用

MAT2 D10:D16 SD295 1.0 D19:D38 SD345 1.1 D41 SD390 1.1

- 使用できる鉄筋径は下記の通りです。また、この入力コードが省略された場合には下記の鉄筋材料が自動設定されます。() 内は鉄筋強度の割増率を示す。

D10、D13、D16－SD295 (1.0)

D19、D22、D25、D29、D32、D35、D38、D41、D51－SD345 (1.1)

R 9、R12、R13、R16、R19、R22、R25、R28、R32－SR235 (1.0)

・
OT685 フープ : OS10～OS16

スーパーフープ 785 : KH10～KH16

スーパーフープ 685 : KG10～KG16

Jフープ 785 : JD10～JD16

パワーリング 685 : TA10～TA16

- (2) 鉄筋材料の指定で‘SBPD’は大臣認定を取得した高強度せん断補強筋の材料(・・・OT685フープ、スーパーフープ785、スーパーフープ685、Jフープ785、パワーリング685)を使用する場合指定して下さい。ただし、SRC部材に高強度せん断補強筋を使用する場合、“高強度せん断補強筋を使用しています”という警告メッセージが出力されます。

- (3) 鉄筋強度の割増率は M_v (降伏曲げモーメント)の計算時に使用します。

[GME 2] 梁鉄筋断面

GME 2	1 2 3	○M
-------	-------	----

番号	項目	型	説明	省略時
1	鉄筋断面符号	A	8文字以内。ただし、先頭の文字はアルファベット（A～Z）とします。	不可
2	主筋断面	A	断面検定の時 上端筋本数－下端筋本数 －D径（R径） (2) 参照 断面算定の時 D径（R径）	不可
3	スタラップ断面	A	断面検定の時 n－径－ピッチ n：スタラップ本数 径：スタラップ鉄筋符号 D径（R径）：異形棒鋼（丸鋼） ・ OS径：OS10, OS13, OS16 KH径：KH10, KH13, KH16 KG径：KG10, KG13, KG16 JD径：JD10, JD13, JD16 TA径：TA10, TA13, TA16 ピッチ：スタラップのピッチ（mm） 断面算定の時 n－径	不可

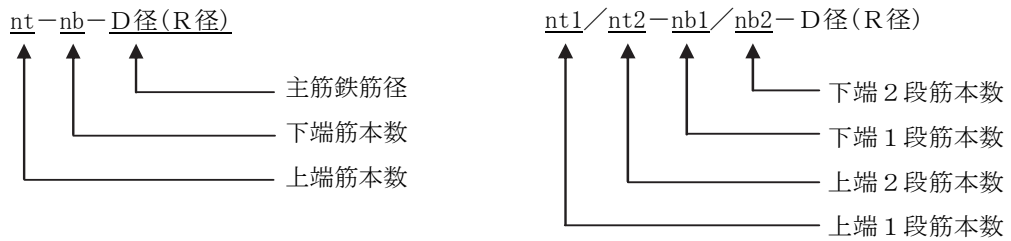
入力例

断面検定の時（上図参照）
GME2 RE1 3/2-4-D25 2-D13-200
RE2 3-3-D22 3-D10-100
RE4 3/0+2-2+1/0+2-D25/D22 2-D10-100
※RE4は次のように入力することもできます。
RE4 0+3/2-1+2/2-D22/D25 2-D10-100

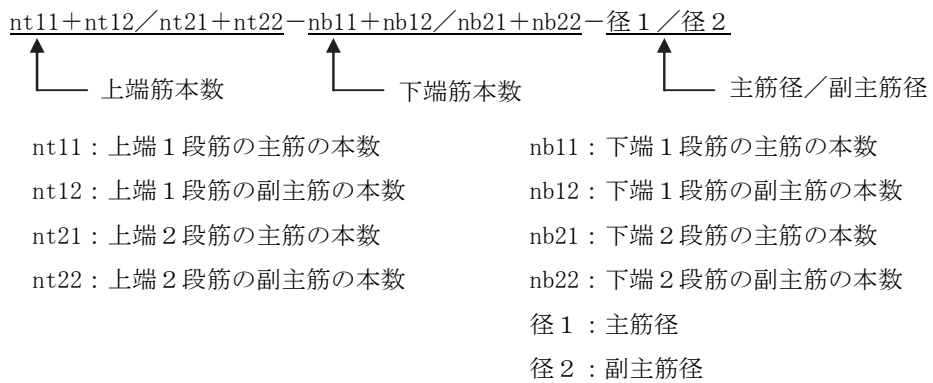
断面算定の時
GME2 RE3 D25 2-D13

- ここで定義された鉄筋断面符号は、RC梁断面（建物データの[GMD 2]）及びSRC梁断面（建物データの[GMD 3]）の定義に際して用いられます。応力解析までしか行わない場合、または断面登録ファイルを用いる場合には、このレコードの入力は不要です。

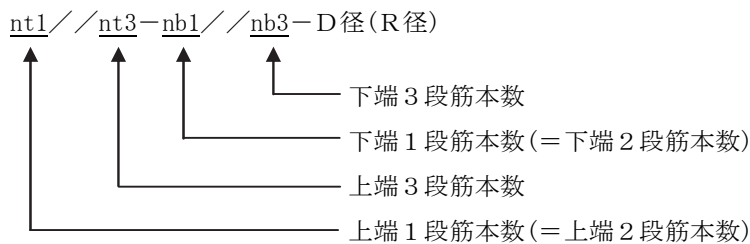
(2) 2段筋が無い場合は‘/’を含め、2段筋本数の記述は省略できます。



主筋径を2種類入力する場合は、下記の書式で行います。本プログラム中では2種類目の鉄筋を『副主筋』と呼んでいます。主筋の材料強度と副主筋の材料強度が違う場合は、小さい方の材料強度を使用して断面を検討します。なお、D径鉄筋とR径鉄筋を同時に入力することはできません。



3段筋を入力する場合は、下記の書式で行います。3段筋の場合は1段筋と2段筋を同本数とします。また、副主筋を使用することはできません。



(注) 3段筋の入力は基礎梁断面（建物データの[GMD 5]）のみ使用可能です。

(3) スタラップに使用する鉄筋符号にはD径（R径）のほかに、下記に示す高強度せん断補強筋を使用することができます。

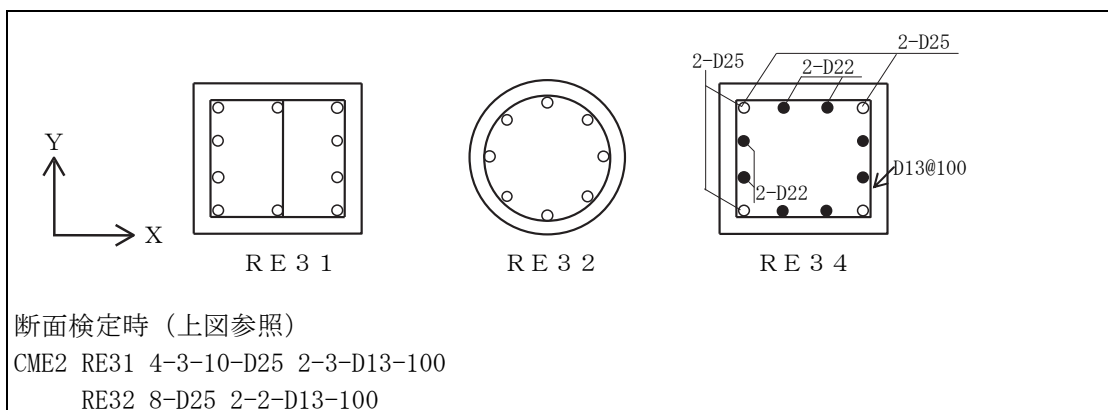
- OS 径 (OT685フープ) : OS10, OS13, OS16
- KH 径 (スーパーフープ785) : KH10, KH13, KH16
- KG 径 (スーパーフープ685) : KG10, KG13, KG16
- JD 径 (Jフープ785) : JD10, JD13, JD16
- TA 径 (パワーリング685) : TA10, TA13, TA16

[CME 2] 柱鉄筋断面

CME 2	1 2 3 4	○M
-------	---------	----

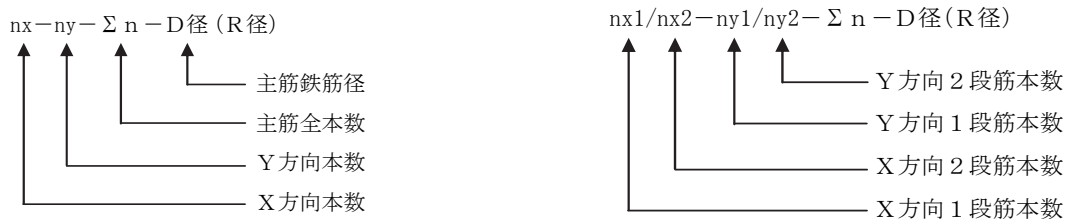
番号	項目	型	説明	省略時
1	鉄筋断面符号	A	8文字以内。ただし、先頭の文字はアルファベット(A~Z)とします。	不可
2	主筋断面	A	断面検定の時 X 方向本数- Y 方向本数- Σn - D 径 (R径) : 矩形柱 (2) 参照 $\Sigma n - D$ 径 (R径) : 円形柱 Σn : 主筋全本数 D 径 (R径) : 主筋鉄筋符号 断面算定の時 D 径 (R径)	不可
3	フープ断面	A	断面検定の時 $n_x - n_y - \text{径} - \text{ピッチ}$ n_x : X 方向フープ本数 n_y : Y 方向フープ本数 径 : フープ鉄筋符号 D 径 (R径) : 異形棒鋼 (丸鋼) ・ OS径 : OS10, OS13, OS16 KH径 : KH10, KH13, KH16 KG径 : KG10, KG13, KG16 JD径 : JD10, JD13, JD16 TA径 : TA10, TA13, TA16 ピッチ : フープのピッチ (mm) 断面算定の時 $n_x - n_y - \text{径}$	不可
4	芯鉄筋	A	$n - \text{径} - s d x - s d y$: 矩形柱 $n - \text{径} - s d r$: 円形柱 n : 芯鉄筋本数 (4、8、12、16、20、24、28本) 径 : 芯鉄筋符号 $s d x$ 、 $s d y$ 、 $s d r$: (4) 参照	なし

入力例

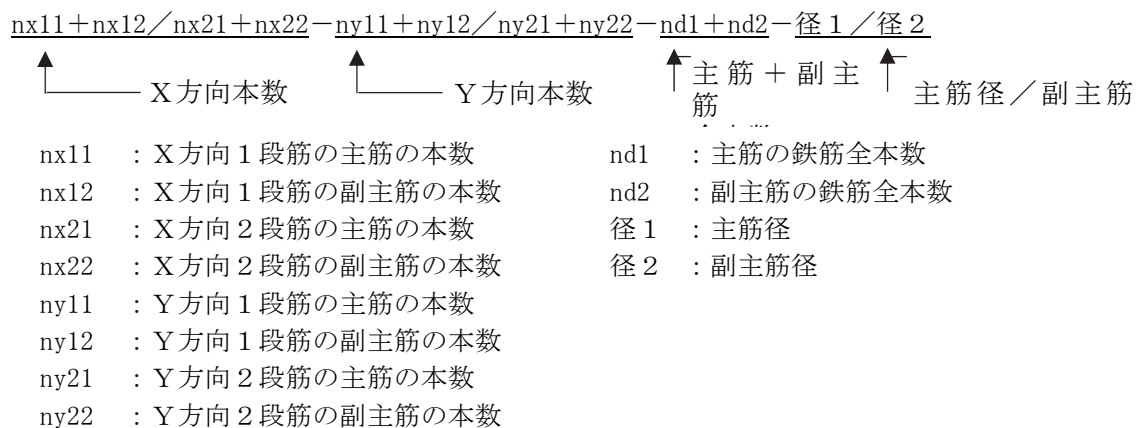


RE34 2+2-2+2-4+8-D25/D22 2-2-D13-100
 断面算定時
 CME2 RE33 D25 2-3-D13

- ここで定義された鉄筋断面符号は、RC柱断面（建物データの[CMD 2]）の及びSRC柱断面（建物データの[CMD 3]）の定義に際して用いられます。応力解析までしか行わない場合、または断面登録ファイルを用いる場合には、このレコードの入力は不要です。
- (2) X方向主筋とはX軸に直交する鉄筋列、Y方向主筋とはY軸に直交する鉄筋列を指します。2段筋が無い場合は、'/'を含め、2段筋本数の記述は省略できます。

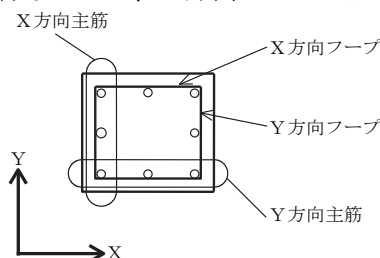


主筋径を2種類入力する場合は、下記の書式で行います。本プログラム中では2種類目の鉄筋を『副主筋』と呼んでいます。主筋の材料強度と副主筋の材料強度が違う場合は、小さい方の材料強度を使用して断面を検討します。なお、D径鉄筋とR径鉄筋を同時に入力することはできません。



円形断面の場合には副主筋の入力はできません。

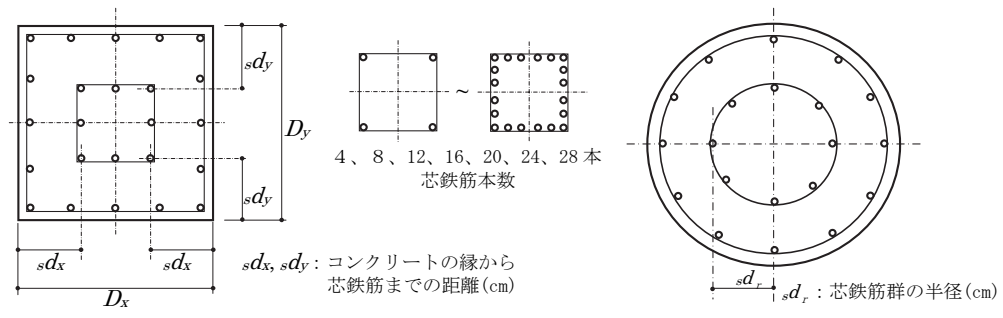
- (3) X方向フープとはX軸に平行なフープ、Y方向フープとはY軸に平行なフープを指します。



フープに使用する鉄筋符号にはD径（R径）のほかに、下記に示す高強度せん断補強筋を使用することができます。

- | | |
|-----------------|--------------------|
| OS径(OT685フープ) | : OS10, OS13, OS16 |
| KH径(スーパーフープ785) | : KH10, KH13, KH16 |
| KG径(スーパーフープ685) | : KG10, KG13, KG16 |
| JD径(Jフープ785) | : JD10, JD13, JD16 |
| TA径(パワーリング685) | : TA10, TA13, TA16 |

(4) 芯鉄筋の入力は以下の図に従います。



(付録2) 許容応力度計算データ

[DES5] RC造断面計算条件

DES5	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	M
------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	---

番号	項目	型	説明	省略時
1				
2				
3				
4				
5	許容せん断耐力式	I	‘1’:学会式 ‘2’:終局式(1) ‘3’:終局式(2) ‘4’:終局式(3)	1
6				
7				
8				
9	許容せん断耐力式	I	‘1’:学会式 ‘2’:終局式(1) ‘3’:終局式(2) ‘4’:終局式(3)	1
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				

(5)(9) 計算ルートを2-3とした場合、許容せん断耐力式を日本建築学会のRC規準に定められた式を使用するか、または終局式を使用するかを選択します。‘終局式(1)’および‘終局式(2)’の内容はせん断補強筋の種類により下表の通りとなります。なお、ルート1、ルート2-1、またはルート2-2の場合は、常に‘学会式’とします。

ルート3とした場合、設計せん断算定式で‘ $Q_d = Q_L + n \cdot Q_E$ ’を選択すると、許容せん断耐力式は入力に関わらず‘学会式’に固定されます。

終局式の種類

	せん断補強筋の種類	
	高強度 せん断補強筋 以外	SABTEC 高強度せん断補強筋 設計施工指針
終局式(1)	技術基準 0.0679式	修正塑性式
終局式(2)	技術基準 0.053式	荒川 mean 式
終局式(3)	—	靱性指針式 (スーパーフープ785のみ採用可)

[HSSB] SABTEC 高強度せん断補強筋設計施工指針の計算条件

HSSB	1 2 3	○M
------	-------	----

番号	項目	型	説明	省略時
1	計算ルート3の時の短期せん断力に対する検討方法	I	‘1’：両方の検討を行う ‘2’：地震時安全性 ‘3’：損傷制御	3
2	柱特別条件の検定	I	‘1’：行う ‘2’：行わない	1
3	損傷制御用の短期許容せん断力計算時の $\beta_c(\beta_{co})$ の値	I	‘1’：pwを考慮して算出する ‘2’： $2/3(2/3\alpha)$ とする	1

入力例

HSSB 1 2 2

○ ここでの指定は、せん断補強筋として SABTEC 高強度せん断補強筋設計施工指針（・・・OT685 フープ、スーパーフープ785、スーパーフープ685、Jフープ785、パワーリング685）を指定した部材に対して有効です。その他の高強度せん断補強筋を指定した部材に対しては無効です。

(1) SABTEC 高強度せん断補強筋設計施工指針の計算ルート3の時の短期せん断力に対する検討方法を指定します。

‘1’（両方の検討を行う）を選択した場合は、地震時安全性および損傷制御のための検討を行います。‘2’（地震時安全性）を選択した場合は、地震時安全性の検討は行いますが、損傷制御のための検討は行いません。‘3’（損傷制御）を選択した場合は、損傷制御の検討は行いますが、地震時安全性の検討は行いません。

スーパーフープ785については、許容応力度計算データの[HSSH]の8項目を‘2’（新評定とする）とした場合に有効です。

(注) SABTEC 高強度せん断補強筋設計施工指針では、計算ルート2-3、3の場合は選択できるせん断耐力式が変わります。選択できるせん断耐力式と計算ルートの関係を下表に示します。

		入力コード							
		[DES5]					[ULA4]		
		学会式		終局式	終局式	終局式	塑性理論式	荒川式 (荒川mean式)	靱性式* (靱性保証型指針式)
[HSSB]	地震時安全性	損傷制御	(1) (修正塑性式)	(2) (荒川mean式)	(3) (靱性保証型指針式)				
計算ルート	2-3	○	—	○	○	○	/	/	/
	3	○	○	○	○	○	○	○	○

* 靱性保証型指針式は、スーパーフープ785のみ採用可とします。

○：検討を行う選択可能 —：選択不可

(2) 保有水平耐力計算における柱の特別条件の検定を行うかどうかを指定します。

‘1’（行う）を選択した場合は、柱特別条件の検定を行います。‘2’（行わない）を選択した場合は、柱特別条件の検定を行いません。

柱特別条件の検定内容の詳細は、『BUILD.一貫Vユーザーズマニュアル vol.1』の「4.4.2 (3) 2) e)柱特別条件の検定」を参照して下さい。

(3) 損傷制御用の短期許容せん断力を算出する際の β_c (β_{co}) の値について指定します。

‘1’ (p_w を考慮して計算する) を選択した場合は、SABTEC 高強度せん断補強筋設計施工指針に示されている p_w を考慮した式により β_c (β_{co}) を計算します。

‘2’ ($2/3(2/3\alpha)$ とする) を選択した場合は、 p_w に関係なく $\beta_c=2/3$ ($\beta_{co}=2/3\alpha$) とします。

計算式の詳細は、『BUILD.一貫Vユーザーズマニュアル vol.1』の「5.15.7 (2) 2) a) 損傷制御用の短期許容せん断耐力」を参照して下さい。

(付録3) 保有水平耐力計算データ

[U L A 4] 部材特性の計算条件

U L A 4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	U
---------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	---

番号	項 目	型	説 明	省 略 時
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9	高強度せん断補強筋の耐力式	I	<ul style="list-style-type: none"> ・ ・ SABTEC 設計施工指針の場合 ‘0’：省略値(修正塑性式) ‘1’：修正塑性式 ‘2’：荒川 mean 式 ただし、スーパーフープ 785 の場合のみ ‘0’：省略値(修正塑性式) ‘1’：修正塑性式 ‘2’：荒川 mean 式 ‘3’：靱性指針式	0

(9) 高強度せん断補強筋の耐力式を選択します。選択できるのは、SABTEC 設計施工指針の場合、‘1’（塑性理論式）は修正塑性式、‘2’（荒川式）は荒川 mean 式となります。ただし、スーパーフープ785 の場合、‘1’（塑性理論式）は修正塑性式、‘2’（荒川式）は荒川 mean 式、‘3’（靱性式）は靱性指針式となります。