

SABTEC高強度せん断補強筋 設計施工指針(2016年)



2016年11月17日（大阪会場）
2016年11月22日（東京会場）
（一社）建築構造技術支援機構
代表理事 益尾 潔

1

電炉高強度せん断補強筋開発の背景

・ 高強度せん断補強筋は、1970～1980年代に鉄筋コンクリート造超高層建物の実現に向け、柱、梁部材の過密配筋防止のために、1980年前後より開発されました。

その後、高さ60m以下の一般建物の柱、梁部材にも適用され、近年、電炉鉄筋の精錬技術の向上と相まって、電炉高強度せん断補強筋の使用が増えています。

2

SABTEC指針 (2016年) 発刊の経緯

当機構は、設立当初より、電炉鉄筋メーカー5社による高強度せん断補強筋開発の技術支援を行いました。

それらの設計施工指針は、GBRC性能証明を取得するか、当機構の建築構造技術審議委員会(委員長:窪田敏行 近畿大学 名誉教授)のSABTEC技術評価を取得しています。

電炉鉄筋メーカー5社開発のSD490、685N/mm²級、785N/mm²級の高強度せん断補強筋 設計施工指針では、鉄筋強度の違いを除く基本的な設計規定は同じです。

これらより、電炉鉄筋メーカー5社開発の高強度せん断補強筋設計施工指針原案作成の立場から、設計者の利便性を考慮し、それらの共通指針として、SABTEC高強度せん断補強筋 設計施工指針(2016年)を発刊しました。

3

【本指針適用対象の高強度せん断補強筋】

鉄筋メーカー	高強度せん断補強筋	技術評価	発効年月日
大谷製鉄(株)	OT685フープ (685N/mm ² 級)	GBRC性能証明 第12-31号	2013. 1. 22
岸和田製鋼(株)	スーパーフープ785 (785N/mm ² 級)	GBRC性能証明 第10-10号 改3	2013. 8. 8
岸和田金属(株)	スーパーフープ685 (685N/mm ² 級)	SABTEC評価15-02	2015. 9. 25
JFE条鋼(株)	Jフープ785 (785N/mm ² 級)	SABTEC評価15-01	2015. 9. 25
東京鉄鋼(株)	パワーリング685 (685N/mm ² 級)	SABTEC評価15-03	2016. 1. 29
共英製鋼(株)	キョウエイリング (SD490) SD490, USD785 (785N/mm ² 級)	SABTEC評価16-05	2016. 9. 23

4

SABTEC高強度せん断補強筋 設計施工指針(2016年) 目次

1章 総則	6章 修正塑性式による終局強度設計
1.1 適用範囲	6.1 設計条件
1.2 用語	6.2 せん断終局耐力の算定
2章 材料	6.3 両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件
2.1 高強度せん断補強筋	7章 構造規定
2.2 コンクリート	8章 施工
3章 設計の原則	(付録) 修正靱性指針式による終局強度設計
4章 許容応力度設計	【本設計施工指針概要】
4.1 許容応力度設計の方針	(関連資料1) ~ (関連資料4)
4.2 許容せん断力の算定	SATEC指針Q & A集
5章 荒川mean式による終局強度設計	
5.1 設計条件	
5.2 せん断終局耐力の算定	
5.3 両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件	

(関連資料1) 電炉・高強度せん断補強筋を用いたRC梁の損傷短期許容せん断力時せん断ひび割れ幅
 (関連資料2) SD490, 685N/mm², 785N/mm²級横補強筋を用いた高圧縮軸力下のRC長方形断面柱の曲げ変形性能
 (関連資料3) 高強度せん断補強筋を用いたフック付き重ね継手を有するRC基礎梁のせん断性状
 (関連資料4) SABTEC組込プログラムによる試設計建物の検討

SABTEC指針(2016年)の特長

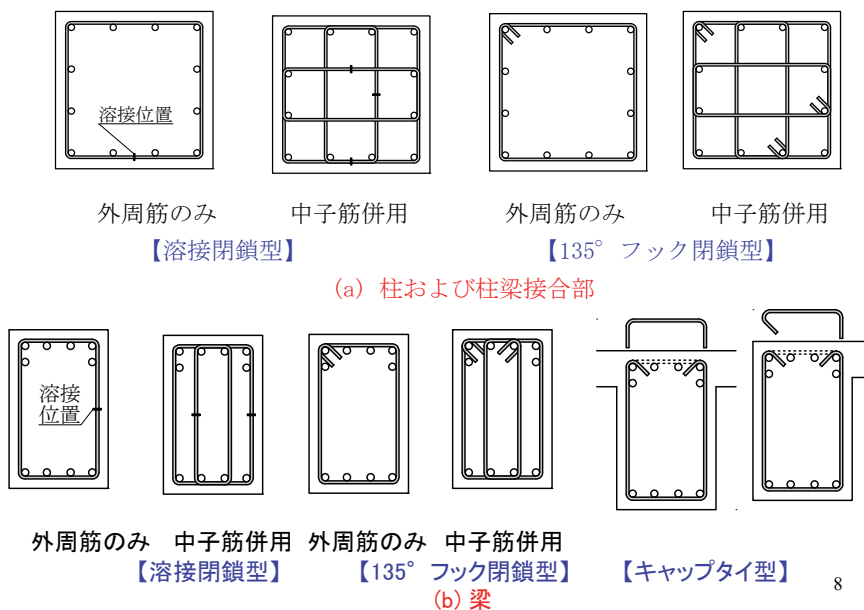
- 1) **4章 許容応力度設計**では、RC計算規準に準拠した損傷短期許容せん断力の算定式が示されています。
 同式によると、梁横補強筋の補正係数 β_c を考慮することで、損傷短期許容せん断力を高く評価できます。
- 2) **5章 荒川mean式**および**6章 修正塑性式**による終局強度設計では、それぞれ「両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件」が示されています。
 この特別条件を満足する場合、軸力比が0.35を超える柱でも、部材種別FAまたはFBに相当する変形性能を確保できます。
- 3) 7章 構造規定では、スーパーフープ685およびパワーリング685設計施工指針で適用対象とした基礎梁横補強筋のフック付き重ね継手の規定が示されています。

1.2 用語

- ・ **高強度せん断補強筋**：鉄筋コンクリート造(RC)柱、梁および柱梁接合部に適用されるJIS G 3112の規格に適合するSD490異形棒鋼、ならびに大臣認定取得の685 N/mm²級および785 N/mm²級高強度異形棒鋼を用いた横補強筋。
- ・ **横補強筋**：横拘束効果とせん断補強効果を期待する柱の帯筋および梁のあばら筋の総称。
- ・ **外周筋**：柱断面および梁断面の外周に配置される横補強筋。
- ・ **中子筋**：外周筋の内側に配置される横補強筋で、副帯筋または副あばら筋とも言う。
- ・ **修復性**：鉄筋コンクリート部材を無理なく原状に修復すること。
本指針では、適切な修復性を保証するために、4.2節に従い、損傷短期許容せん断力を算定する。

7

解図1.1 高強度せん断補強筋標準図



8

2章 材料

2.1 高強度せん断補強筋

(1) 品質

- 高強度せん断補強筋に用いる鉄筋母材は、JIS G 3112の規格に適合するSD490異形棒鋼、ならびに大臣認定取得の685 N/mm²級および785N/mm²級高強度異形棒鋼とする。

解表2.1 高強度せん断補強筋の呼び名、公称周長、公称断面積、単位質量

呼び名					公称直径 (mm)	公称周長 (cm)	公称断面積 (cm ²)	単位質量 (kg/m)
OT685	KH785 KH685	JH785	SPR685	SD490 USD785				
OD10, OS10	K10	D10	TA10	D10	9.53	3.0	0.7133	0.560
OD13, OS13	K13	D13	TA13	D13	12.7	4.0	1.267	0.995
OD16, OS16	K16	D16	TA16	D16	15.9	5.0	1.986	1.56

OT685：OT685フープ、OD10, 13, 16：6リブ千鳥、OS10, 13, 16：4リブ千鳥

KH785：スーパーフープ785、KH685：スーパーフープ685

JH785：Jフープ785、SPR685：パワーリング685

SD490, USD785：キョウエイリングSD490, USD785

9

2.1 高強度せん断補強筋

(1) 品質

解表2.2 鉄筋母材およびせん断補強筋溶接部の機械的性質

鋼種	試験片	降伏点 または耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)	曲げ 角度	折曲げ 内法半径
SD490	鉄筋母材	490~625	620以上	12以上	90°	2.5d
	せん断補強筋溶接部				—	—
685N/mm ² 級	鉄筋母材	685以上	860以上 (857以上)	10以上	180°	1.5d
	せん断補強筋溶接部				5以上	—
785N/mm ² 級	鉄筋母材	785以上	930以上	8以上 (10以上)	180°	1.5d
	せん断補強筋溶接部				5以上	—

(注)1) SD490：キョウエイリングSD490、685N/mm²級：OT685フープ、スーパーフープ685、パワーリング685
785N/mm²級：スーパーフープ785、キョウエイリングUSD785

2) 試験片はJIS Z 2241の2号試験片、伸び測定の標点間距離は8×dとする。d：公称直径

3) 鉄筋母材の曲げ試験では、曲げられた外側に亀裂が生じてはならない。

4) 685N/mm²級鉄筋母材の引張強さ：(下段)パワーリング685、(上段)左記以外

5) 785N/mm²級鉄筋母材の伸び：(下段)キョウエイリングUSD785/D10、(上段)左記以外

- 鉄筋母材曲げ性の内側半径は、JIS規格を基に2.5d以上または大臣認定を基に1.5d以上とし、本指針7章の構造規定では、鉄筋組立時の施工性を考慮し、いずれも2d(内法直径4d)以上としている。

10

2.1 高強度せん断補強筋

解説(2)高強度せん断補強筋の節形状寸法

解表2.3 実験に供した高強度せん断補強筋(D10)の節形状寸法

	鉄筋母材	節形状	$\Delta \rho$	P (mm)	H (mm)	G (mm)
キョウエイリングSD490	SD490	竹節	±6%	6.7	0.4~0.8	7.5
OT685フープ	OT685	6条リブ千鳥	±6%	6.7	0.1~0.5	15.0
		4条リブ千鳥	±4.5%	6.7	0.15~0.5	15.0
スーパーフープ685	KH685	クロス	±6%	6.7	0.2~0.6	7.5
パワーリング685	SPR685	斜め節	±6%	6.7	0.2~0.6	7.5
スーパーフープ785	KH785	斜め節	±6%	6.7	0.2~0.6	7.5
Jフープ785	JH785	4条リブ	±6%	6.7	0.4~0.8	7.5
キョウエイリングUSD785	USD785	竹節	±6%	6.7	0.4~0.8	6.8

$\Delta \rho$: 単位質量の許容差, P : 節の平均間隔の最大値, H : 節の高さ
G : 節の隙間の和の最大値

(関連資料1)

高強度せん断補強筋の節形状寸法は、折曲げ加工性や現場での識別性、鉄筋母材と周囲コンクリートとの付着性能を考慮し定められ、685N/mm²級、785N/mm²級高強度せん断補強筋も、JIS G 3112の規格を概ね満足する。

2.1 高強度せん断補強筋

(2) 許容応力度

表2.1 せん断補強用許容応力度

鋼種	長期	短期
SD490	195	490
685N/mm ² 級 785N/mm ² 級	195	590

(単位 : N/mm²)

長期許容応力度は、いずれもRC計算規準と同じ値であり、短期許容応力度は、4.2節の解説に示すように、短期荷重時に修復性を損なうひび割れを起さないように定められている。

RC計算規準(2010年)では、損傷短期許容せん断力の算定に用いるSD490せん断補強筋の短期許容引張応力度は390N/mm²で頭打ちしている。

これは、RC計算規準(2010年)発刊当時、SD490せん断補強筋を用いたRC梁、柱の実験データが見当たらなかったためと考えられる。

2.2 コンクリート

(1) 種類および設計基準強度

- ① 種類: 普通コンクリート
- ② 設計基準強度(F_c): 21N/mm²以上、かつ、60N/mm²以下

3章 設計の原則

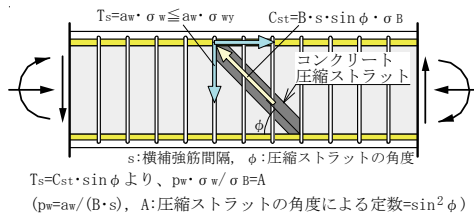
- ・ 鉄筋コンクリート柱、梁は、許容応力度設計および終局強度設計を行うことを基本とする。
 - 1) 許容応力度設計は、RC計算規準に準拠する。
 - 2) 終局強度設計は、5章の荒川mean式または6章の修正塑性式による。

【せん断耐力式の歴史的背景】

- 1) 1968年十勝沖地震などのRC建物被害を踏まえ、1971年に改定されたRC構造計算規準では、荒川min(せん断終局耐力)式を基に、現行の安全短期許容せん断力式と同じ短期許容せん断力式が採用され、1981年の新耐震設計法の施行までは、終局強度設計の代替えとして、許容応力度設計が行われた。
- 2) 1981年の新耐震設計法の施行後は、保有水平耐力計算の導入に伴い、許容応力度設計と終局強度設計が行われた。
- 3) 2010年版のRC構造計算規準15条の改定後、損傷短期許容応力度設計が行われるようになった。
- 4) 1981年～2010年の30年間に、コンピュータと解析技術の進歩と相まって、損傷短期許容応力度設計の概念が生まれたと考えられる。

3章 設計の原則 (本指針で用いる横補強筋比 p_w)

(SD490の場合) $0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$
 (685N/mm²級の場合)
 $0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$ 、かつ、 $p_w \leq 1.2\% \times (F_c/27)$ (3.1)
 (785N/mm²級の場合)
 $0.2\% \leq p_w \leq 1.2\%$ 、かつ、 $p_w \leq 1.0\% \times (F_c/27)$
 $p_w = a_w / (b \cdot x)$

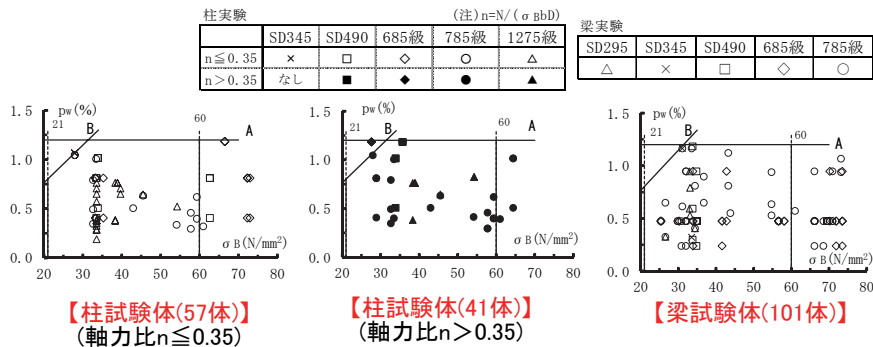


$p_w \leq 1.2\%$
: 過密配筋防止
 $p_w \cdot \sigma_{wy} / F_c \leq 0.3$

解図3.1 圧縮ストラットの圧縮強度でせん断耐力が決まるトラス機構 15

3章 設計の原則 (本指針の妥当性検証用試験体)

本図の縦軸の上限値 $B(p_w \cdot \sigma_{wy} / F_c \leq 0.3)$ は、785N/mm²級の場合を示す。



解図3.2 $p_w - \sigma_B$ 関係

4章 許容応力度設計

設計-9

4.1 許容応力度設計の方針

(1) 長期許容応力度設計

長期許容応力度設計は4.2.1項の長期許容せん断力を用いて行う。

(2) 短期許容応力度設計

終局強度設計を行う場合、安全短期許容せん断力の検討は省略してもよい。

1) 損傷短期設計用せん断力 Q_{DS} は、梁、柱ともに、式(4.1)による。

$$Q_{DS} = Q_L + Q_E \quad (4.1)$$

2) 安全短期設計用せん断力 Q_D は、梁では式(4.2)、柱では式(4.3)による。

$$\text{(梁)} \quad Q_D = Q_L + \sum BMy/l_o \quad (4.2)$$

$$\text{(柱)} \quad Q_D = \sum cMy/h_o \quad (4.3)$$

ただし、割増し率 n を1.5以上とする場合、梁、柱ともに、式(4.4)によることができる。

$$Q_D = Q_L + n \cdot Q_E \quad (4.4)$$

4章 許容応力度設計

設計-10

4.2 許容せん断力の算定

4.2.1 長期許容せん断力

梁、柱の長期許容せん断力 Q_{AL} は、式(4.5)による。

ただし、梁については、長期荷重によってせん断ひび割れの発生を許容できる場合、式(4.6)によってもよい。

同式中の横補強筋比 p_w は、0.6%を超える場合、0.6%とする。

$$Q_{AL} = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s \quad (4.5)$$

$$Q_{AL} = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5w_{ft} \cdot (p_w - 0.002) \} \quad (4.6)$$

$$\alpha = 4 / \{ (M/Q_d) + 1 \} \quad (4.7)$$

ただし、梁の場合 $1 \leq \alpha \leq 2$ 、柱の場合 $1 \leq \alpha \leq 1.5$ とする。

4.2 許容せん断力の算定

4.2.2 短期許容せん断力

設計-10

- 1) 梁の損傷短期許容せん断力 Q_{AS} は、式(4.9)の β_c を用いるか、または β_c を $2/3$ とし、式(4.8)で算定する。ただし、梁内法スパン長比(L_o/D)が3未満の場合、 β_c は $2/3$ とする。
- 2) 梁の安全短期許容せん断力 Q_{AI} は、横補強筋比 p_w に係わらず $\beta_c=1$ とし、式(4.8)で算定した Q_{AS} とする。

$$(梁) \quad Q_{AS} = b \cdot j \cdot \{\beta_c \cdot \alpha \cdot f_s + 0.5w_f t \cdot (p_w - 0.001)\} \quad (4.8)$$

$$\beta_c = 1 - (100p_w - 0.2) / 3 \quad (4.9)$$

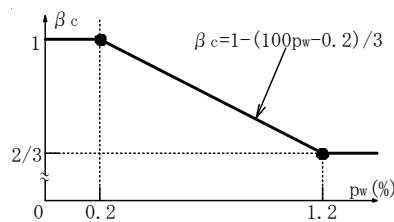


図4.1 梁横補強筋の補正係数 β_c

19

4.2 許容せん断力の算定

4.2.2 短期許容せん断力

設計-10

- 1) 柱の損傷短期許容せん断力 Q_{AS} は、式(4.11)の β_{co} を用いるか、または β_{co} を $(2/3)\alpha$ とし、式(4.10)で算定する。ただし、柱内法高さ比(h_o/D)が2.5未満の場合、 β_{co} は $(2/3)\alpha$ とする。

$$(柱) \quad Q_{AS} = b \cdot j \cdot \{\beta_{co} \cdot f_s + 0.5w_f t \cdot (p_w - 0.001)\} \quad (4.10)$$

$$\beta_{co} = 1 - \{1 - (2/3)\alpha\} \cdot (100p_w - 0.2) \quad (4.11)$$

- 2) 柱の安全短期許容せん断力 Q_{AI} は、横補強筋比 p_w に係わらず $\beta_{co}=1$ とし、式(4.10)で算定した Q_{AS} とする。

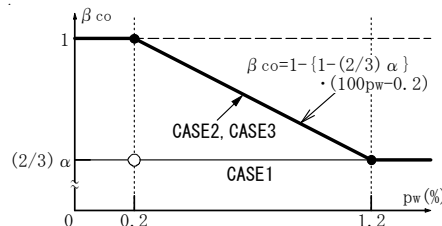


図4.2 柱横補強筋の補正係数 β_{co}

20

4.2 許容せん断力の算定

設計-11

解説(2) 梁の損傷短期許容せん断力

(a) 梁横補強筋の補正係数 β_c

梁横補強筋の補正係数 β_c は、SD490、685N/mm²級、785N/mm²級横補強筋を用いた実験に対し、下記の3CASEの損傷短期許容せん断力QAS1時のせん断ひび割れ幅について検討した。

CASE1(QAS1): $\beta_c=2/3$, ($p_w=0.002$)

CASE2(QAS2): $\beta_c=式(4.9)$, ($p_w=0.002$)

CASE3(QAS3): $\beta_c=式(4.9)$, ($p_w=0.001$)

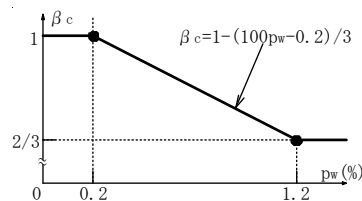


図4.1 梁横補強筋の補正係数 β_c

21

梁の損傷短期許容せん断力の 検証実験

関連資料1-1

表2 実験計画概要

メーカー	鋼種	試験体数	主筋			横補強筋		文献	
			σ_B (N/mm ²)	p_t (%)	σ_{sy} (N/mm ²)	p_w (%)	σ_{wy} (N/mm ²)		加工形式
A	SD490	3	35	1.91	560	0.24~0.95	550	W	4)
		3	34	1.33	383	0.30~1.18	565		
	785級	4	35,70	1.44	456,581	0.47	552	W,H,C	6)
		6	35,70	1.44	456,581	0.47	839	W,H,C	
B	785級	14	30~71	1.44, 1.91	507	0.24~0.95	826	W,H,C	4)
	785級	4	25,57	1.44	456,506	0.47	827	H,C	※1
	685級	6	25,57	1.44	456,506	0.47	784	W,H,C	
C	685級	14	30~72	1.44, 1.91	538	0.24~0.95	739,757	W,H,C	5)
D	785級	10	32,66	1.44, 1.91	427,523	0.24~0.95	832	W,H,C	※2
E	685級	10	34,74	1.44, 1.91	446,532	0.24~0.95	715	W,H,C	※3

σ_B : コンクリートの実圧縮強度, p_t : 引張鉄筋比, σ_{sy} : 主筋の降伏強度

p_w : 横補強筋比, σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度 (注)※1~※3 : 未発表実験

【各実験共通事項】 梁幅**b**=300mm, 梁せい**D**=400mm, 内法スパン長**L**=1200mm (**L/D**=3.0)

(横補強筋の加工形式) W : 溶接閉鎖型, H : 135° フック閉鎖型, C : キャップタイ型

試験体は、**メーカー5社8種類の電炉・高強度せん断補強筋**を用いた**スラブなし長方形断面梁およびスラブ付きT形断面梁**であり、**試験体数は計74体**である。

梁の損傷短期許容せん断力の の検証実験

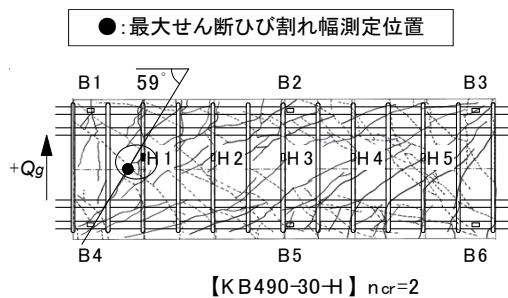


図4 最大せん断ひび割れ幅の測定位置例

●▲■: 損傷短期許容せん断力時(Q_{AS3})

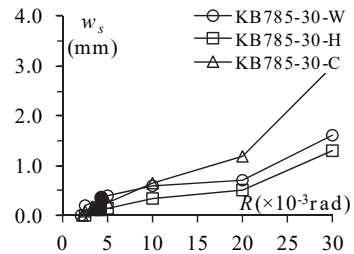


図5 最大せん断ひび割れ幅の推移例

実験中、所定部材角(ピーク)時と除荷時に、せん断ひび割れ幅5箇所程度、付着割裂ひび割れ幅2~3箇所程度で、それぞれひび割れ幅をクラックスケールで測定した。

23

梁の損傷短期許容せん断力の の検証実験

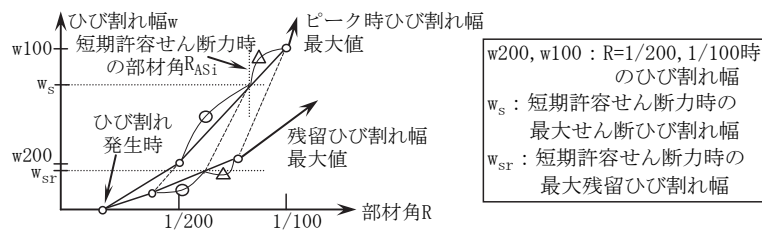


図8 ひび割れ幅の算出方法

24

4.2 許容せん断力の算定

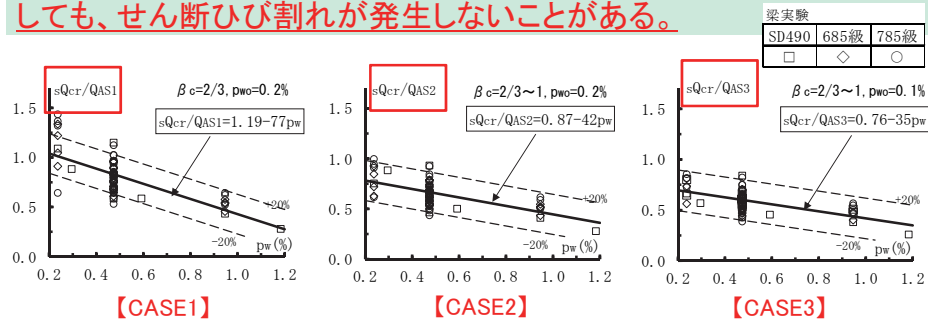
設計-11

解説(2) 梁の損傷短期許容せん断力

(b) せん断ひび割れ発生荷重実験値との比較

各CASEともに、横補強筋鋼種に係わらず、 p_w の増大に伴い、 $sQ_{cr}/QASi$ は減少し、CASE2,CASE3の回帰式の傾きはCASE1に比べて小さく、各実験の $sQ_{cr}/QASi$ は回帰式 $\pm 20\%$ の範囲に概ね入る。

CASE1の $p_w=0.2\%$ 時には、損傷短期許容せん断力 $sQ_{cr}/QAS1$ に達しても、せん断ひび割れが発生しないことがある。



解図4.1 $sQ_{cr}/QASi-p_w$ 関係

25

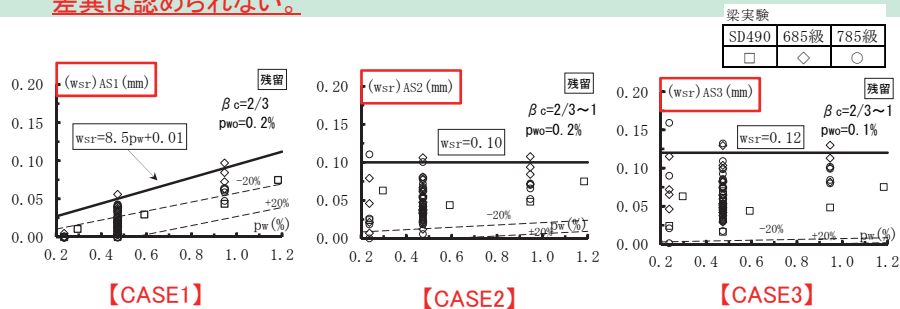
4.2 許容せん断力の算定

設計-12

解説(2) 梁の損傷短期許容せん断力

(c) 損傷短期許容せん断力経過後の最大残留せん断ひび割れ幅

- 1) CASE1の最大残留せん断ひび割れ幅 $(w_{sr})AS1$ は、 $p_w=0.2\%$ 時には0に近く、 p_w に概ね比例して増大する。
- 2) CASE2の $(w_{sr})AS2$ 、CASE3の $(w_{sr})AS3$ の上限は、 p_w に係わらず、0.1~0.12mm程度で、RC計算規準に基づく残留ひび割れ幅制限値0.3mmの1/3程度であり、 $(w_{sr})AS2$ 、 $(w_{sr})AS3$ ともに、SD490~785N/mm²級横補強筋鋼種によって有意な差異は認められない。



解図4.2 $(w_{sr})ASi-p_w$ 関係

26

4.2 許容せん断力の算定

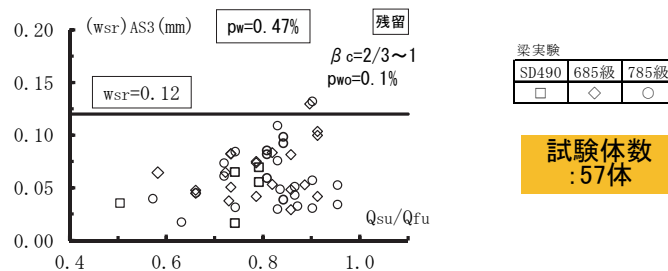
解説(2) 梁の損傷短期許容せん断力

設計-12

(d) 最大残留せん断ひび割れ幅に及ぼすせん断余裕度の影響

解図4.3によると、横補強筋鋼種によって、 $(w_{sr})_{AS3}$ に有意な差異は認められない。

理由は、横補強筋鋼種に係わらず、短期許容せん断力時の横補強筋ひずみが 1.5×10^{-3} 程度以下、言い換えると横補強筋応力が 300N/mm^2 程度(SD295Aの規格降伏点)以下となることに起因する。



解図4.3 $p_w=0.47\%$ の $(w_{sr})_{AS3}$ —せん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} 関係

27

4.2 許容せん断力の算定

解説(2) 梁の損傷短期許容せん断力

設計-13

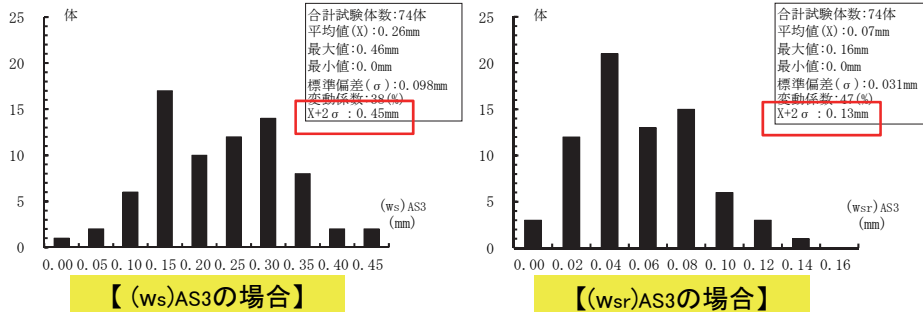
(e) 損傷短期許容せん断力の妥当性について

- 1) 既往実験の縮小率が $1/2$ 程度以上の柱試験体では、試験体寸法によってせん断ひび割れ幅に有意な差異は認められず、せん断ひび割れ幅は横補強筋間隔に依存する。関連資料1の実験では、横補強筋間隔は $100\text{mm} \sim 200\text{mm}$ であり、実部材に近い寸法である。
- 2) 地震経過後の建物の使用性に係わる残留せん断ひび割れ幅は、最大値とは限らず、定量的に明確にされていない。
- 3) CASE3の損傷短期許容せん断力経過後、長期荷重まで除荷しても、せん断ひび割れ幅は修復性を損なわない。

これらより、本指針では、損傷短期許容せん断力は、 $L/D \geq 3$ の場合、式(4.9)の補正係数 β_c を用いるか、または $\beta_c=(2/3)$ として算定し、 $L/D < 3$ の場合、RC計算規準と同様、横補強筋比 p_w に係わらず、 $\beta_c=(2/3)$ として算定するとした。

28

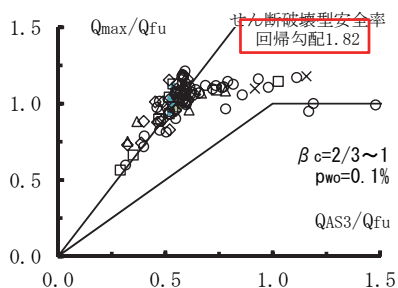
電炉・高強度せん断補強筋を用いた梁試験体74体の 最大せん断ひび割れ幅のヒストグラム



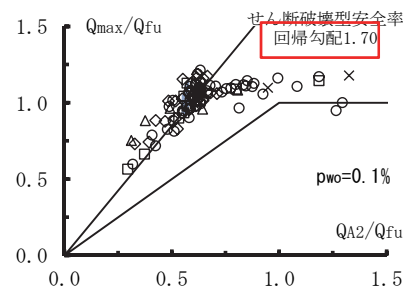
- (ws)AS3: 損傷短期許容せん断力 Q_{AS3} (ピーク)時最大せん断ひび割れ幅
(wsr)AS3: Q_{AS3} 経過後の最大残留せん断ひび割れ幅
- (ws)AS3の上限値(0.4mm)および(wsr)AS3の上限値(0.12mm)は、それぞれ梁試験体74体の平均値(X)+2×標準偏差(σ)と同程度である。
- すなわち、(ws)AS3および(wsr)AS3の上限値は、コンクリート強度やヤング係数などのばらつきを考慮すると、横補強筋の節形状寸法に係わらず決定したと考えられる。

4.2 許容せん断力の算定 解説(2) 梁の損傷短期許容せん断力

(短期許容せん断力と最大耐力実験値との関係)



解図4.4 Q_{max}/Q_{fu} — Q_{AS3}/Q_{fu} 関係
(損傷短期)



解図4.5 Q_{max}/Q_{fu} — Q_{A2}/Q_{fu} 関係
(安全短期)

以上より、SD490~785N/mm²級横補強筋の場合、梁の損傷短期許容せん断力はおよび安全短期許容せん断力は、式(4.8)で算定するとした。

4.2 許容せん断力の算定

設計-15

解説(4) 柱の損傷短期許容せん断力

(a) 柱横補強筋の補正係数 β_{co}

柱横補強筋の補正係数 β_{co} は、梁横補強筋の β_c と同様、SD345～1275N/mm²級横補強筋を用いた実験に対し、下記の3CASEの損傷短期許容せん断力 QAS_i について検討した。

CASE1(QAS1): $\beta_{co} = (2/3)\alpha$, ($p_w = 0.002$)

CASE2(QAS2): β_{co} = 式(4.11), ($p_w = 0.002$)

CASE3(QAS3): β_{co} = 式(4.11), ($p_w = 0.001$)

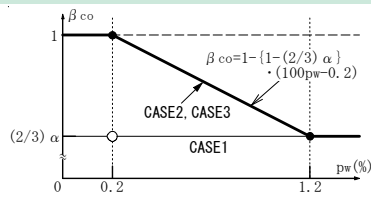


図4.2 柱横補強筋の補正係数 β_{co}

31

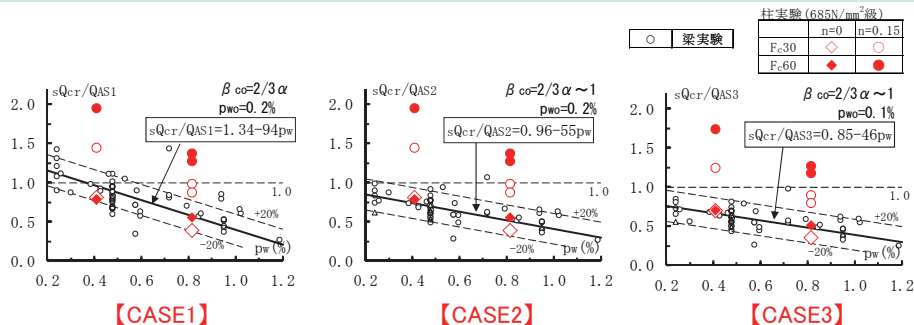
4.2 許容せん断力の算定

設計-15

解説(4) 柱の損傷短期許容せん断力

(b) せん断ひび割れ発生荷重実験値との比較

- 685N/mm²級横補強筋を用いた柱実験の軸力比0柱試験体の sQ_{cr}/QAS_i は、梁実験値の回帰式 $\pm 20\%$ の範囲に概ね入る。
- 軸力比0.15柱試験体の sQ_{cr}/QAS_i は、梁実験値よりも明らかに大きく、損傷短期許容せん断力時に、Fc60試験体のせん断ひび割れは発生していない。



解図4.6 $sQ_{cr}/QAS_i - p_w$ 関係

32

4.2 許容せん断力の算定

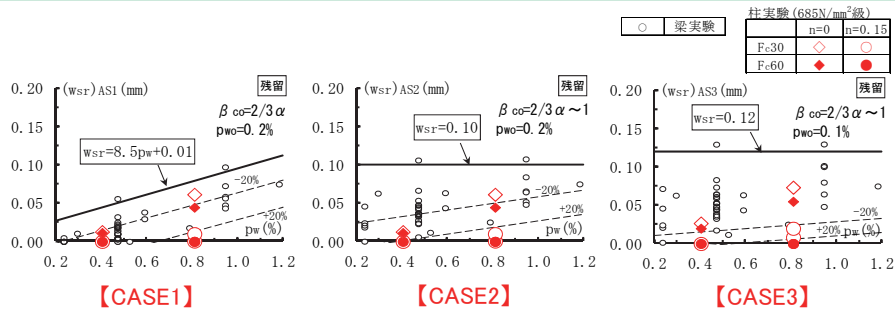
設計-15

解説(4) 柱の損傷短期許容せん断力

(c) 横補強筋比 p_w と最大残留せん断ひび割れ幅との関係

各CASEともに、685N/mm²級横補強筋を用いた軸力比0柱試験体の $(w_{sr})_{ASi}$ は梁実験値の上限を超えず、軸力比0.15柱試験体の $(w_{sr})_{ASi}$ は、梁実験値よりも明らかに小さい。

すなわち、CASE3の損傷短期許容せん断力経験後の最大残留せん断ひび割れ幅 $(w_{sr})_{AS3}$ は、梁実験値と同様、0.1mm程度以下となる。



解図4.7 $(w_{sr})_{ASi}$ — p_w 関係

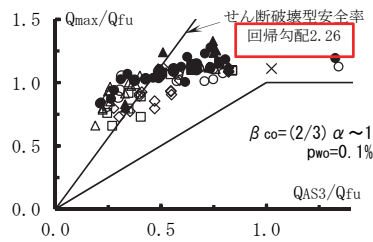
33

4.2 許容せん断力の算定

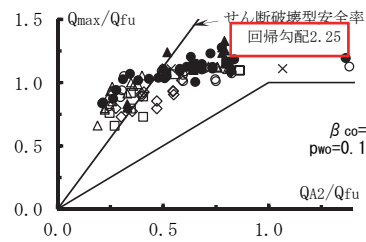
設計-16, 17

解説(4) 柱の損傷短期許容せん断力

(短期許容せん断力と最大耐力実験値との関係)



解図4.8 Q_{max}/Q_{fu} — Q_{AS3}/Q_{fu} 関係
(損傷短期)



解図4.9 Q_{max}/Q_{fu} — Q_{A2}/Q_{fu} 関係
(安全短期)

以上より、SD490~785N/mm²級横補強筋の場合、柱の損傷短期許容せん断力および安全短期許容せん断力は、式(4.10)で算定するとした。

34

5章 荒川mean式による終局強度設計

設計-18

5.1 設計条件

$$(梁) Q_{su} \geq Q_L + \alpha_s \cdot Q_M \quad (5.1)$$

$$(柱) Q_{su} \geq \alpha_s \cdot Q_M \quad (5.2)$$

両端ヒンジ部材の場合、 $\alpha_s=1.1$ (梁、柱とも)

両端ヒンジ部材以外の場合、 $\alpha_s=1.2$ (梁)、 $\alpha_s=1.25$ (柱)

5.2 せん断終局耐力の算定

$$(梁) Q_{su} = \{0.068p_t^{0.23}(F_c+18)/[(M/Q_d)+0.12]+0.85\sqrt{(p_w \cdot \sigma_{wy})}\} \cdot b \cdot j \quad (5.3)$$

$$(柱) Q_{su} = \{0.068p_t^{0.23}(F_c+18)/[(M/Q_d)+0.12]+0.85\sqrt{(p_w \cdot \sigma_{wy})+0.1\sigma_o}\} \cdot b \cdot j \quad (5.4)$$

引張軸力を受ける柱の場合は、式(5.5)による。

$$Q_{su} = (p_w \cdot \sigma_{wy}) \cdot b \cdot j \quad (5.5)$$

ここに、 $1 \leq M/Q_d \leq 3$ とする。

(SD490) $\sigma_{wy}=490\text{N/mm}^2$

(685N/mm²級) $\sigma_{wy}=685\text{N/mm}^2$ 、(785N/mm²級) $\sigma_{wy}=785\text{N/mm}^2$

$\sigma_o=N/bD$: 軸圧縮応力度、 $\sigma_o > 0.4F_c$ の場合、 $0.4F_c$ とする。

5章 荒川mean式による終局強度設計

設計-18

5.3 両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件

(1) 基本事項

1) 下記①または②のM/QMDの条件、および $p_t \leq 1.0\%$ 、 $\tau_u/F_c \leq 0.125$ の条件からなる適用範囲内の場合、 $\sigma_o/F_c \leq 0.35$ および $0.35 < \sigma_o/F_c \leq 0.6$ としても、表5.1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、図5.1に示した想定崩壊型架構の柱は、両端ヒンジ部材とみなせる柱としてもよい。

また、式(5.2)で両端ヒンジ部材とみなせる柱を判別した場合、割増し係数 α_s は1.0としてもよい。

①OT685フープ、スーパーフープ785では $M/QMD \geq 1.75$

②スーパーフープ685、Jフープ785、パワーリング685、キョウエイリングSD490、USD785では $M/QMD \geq 1.5$

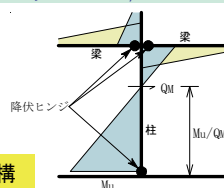


図5.1 想定崩壊型架構

表5.1 保証回転角Rp

	降伏ヒンジ 以外の部材	降伏ヒンジ 部材
柱	1/100	1/67

36

5章 荒川mean式による終局強度設計

設計-19

5.3 両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件

(1) 基本事項

- 2) 両端ヒンジ部材とみなせる柱の場合、表5.1の保証回転角 R_p に応じて、降伏ヒンジ部材および降伏ヒンジ部材以外の部材に、式(5.6)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5.1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FAIに相当し、降伏ヒンジ部材以外の保証回転角を満足する柱の部材種別はFBIに相当する。

$$R_u \geq R_p \cdot \phi_s \quad (5.6)$$

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5.1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_o/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、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。

37

5章 荒川mean式による終局強度設計

設計-19

5.3 両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件

(1) 基本事項

- 3) D_s 算定時柱軸力 N は、釣り合い軸力を超える場合、釣り合い軸力として曲げ終局耐力を算定する。長方形断面柱の場合、釣り合い軸力 N_{co} および釣り合い軸力時の曲げ終局耐力 M_{uo} は、式(5.7)で求めてもよい。

$$N_{co} = 0.4b \cdot D \cdot F_c, \quad M_{uo} = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_c \quad (5.7)$$

- 4) 図5.1に示した想定崩壊型架構の梁の部材種別は、同架構の柱と同等以上の変形性能に相当することを、 D_s 算定時最大作用せん断力 Q_M を用いて式(5.1)で確認する。

38

5章 荒川mean式による終局強度設計

設計-19

5.3 両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件

(横補強筋による横拘束効果)

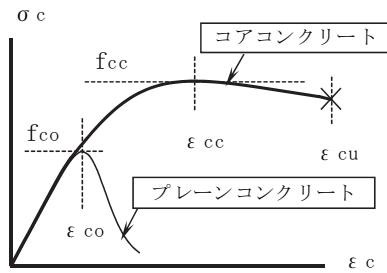


図5.2 コアコンクリートの応力 σ_c - ひずみ ϵ_c 関係

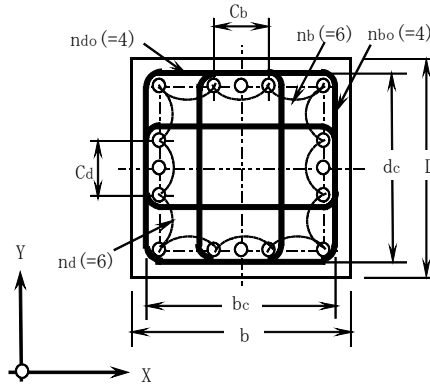


図5.3 コア断面のモデル

39

5章 荒川mean式による終局強度設計

設計-19

5.3 両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件

(2)設計限界部材角 R_u の算定

$$R_u = \theta_u = \Phi_u \cdot l_p \quad (5.8)$$

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

$$n \geq \alpha_c \text{ の時、 } \underline{j_t \cdot \Phi_u} = \frac{2[1 + (s \mu_g)_c - \alpha_c] \cdot \epsilon_{cu} \cdot (e_{cu} - 1)}{n_c \cdot (e_{cu} + 1)} + [1 + (s \mu_g)_c] \cdot (e_{cu} - 1) - 2 \alpha_c \cdot e_{cu} \quad (5.9)$$

$$n < \alpha_c \text{ の時、 } \underline{j_t \cdot \Phi_u} = 2 \alpha_c \cdot \epsilon_{cu} / n_c \quad (5.10)$$

Φ_u : ヒンジ領域の限界曲率、 j_t : 最外縁主筋の中心間距離

$\alpha_c = 0.25$: コンクリート質点の断面積比(図5.1)

$n_c = N / (f_{cc} \cdot A_{cc})$ 、 N : 軸力、 f_{cc} : コアコンクリートの圧縮強度(図5.2)

ϵ_{cu} : コアコンクリートの限界圧縮ひずみ(図5.2)

$$S_c = f_{cc} / f_{co} = 1 + 8.42 \xi_{wo} \cdot (1 - s / 2b_c) \cdot (1 - s / 2d_c) \cdot \sqrt{\rho_s \cdot \sigma_{wy}} / f_{co} \quad (5.12)$$

S_c : 横拘束係数、 s : 横補強筋の間隔、 f_{co} : プレーンコンクリートの圧縮強度

ξ_{wo} : 横補強筋配置の補正係数、 ρ_s : 横補強筋の体積比

$$\epsilon_{cu} = \epsilon_{pu} \cdot \{1 + 5(S_c - 1)\} \quad (5.15)$$

$\epsilon_{pu} = 4 \times 10^{-3}$: プレーンコンクリートの限界圧縮ひずみ

5章 荒川mean式による終局強度設計

解説(1) 基本条件

設計-20

- 式(5.1)、式(5.2)は技術基準解説書に準拠した設計式であり、同式による設計せん断力は、解表5.1の部材種別の判定に用いられる。
- 式(5.1)、式(5.2)中の割増し係数 α_s は、技術基準解説書の値と同じである。

解表5.1 昭55建告1792号による部材種別

柱、梁の破壊形式	柱				梁	柱、梁の種別
	h _o /D	σ_o/F_c	P_t (%)	τ_u/F_c	τ_u/F_c	
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	0.15以下	FA
	2.0以上	0.45以下	1.0以下	0.125以下	0.2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_o: 柱内法高さ、D: 柱せい、 σ_o : 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 : 柱または梁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について、崩壊形に達する場合に塑性ヒンジが生じることが明らかな場合には、表中のh_o/Dに替えて2M/QDを用いることができるものとする。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。

41

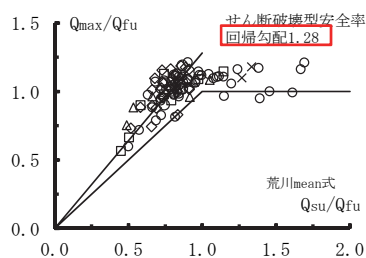
5章 荒川mean式による終局強度設計

解説(2) せん断終局耐力の算定

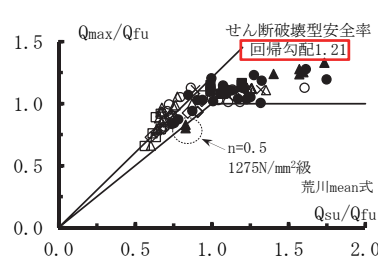
設計-21

SD490、685N/mm²級、785N/mm²級高強度せん断補強筋の場合、梁では $\alpha_s=1.2$ 、柱では $\alpha_s=1.25$ とすれば、式(5.3)および式(5.4)によるせん断終局耐力計算値は、それぞれ最大耐力実験値と比べて安全側に評価される。

Q_{max}: 最大耐力実験値、Q_{fu}: 曲げ終局耐力時せん断力、Q_{su}: せん断終局耐力計算値



【梁】



【柱】

解図5.1 Q_{max}/Q_{fu}—Q_{su}/Q_{fu}関係(荒川mean式)

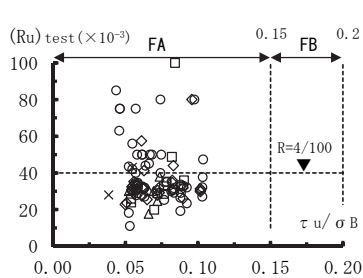
42

5章 荒川mean式による終局強度設計 設計-21

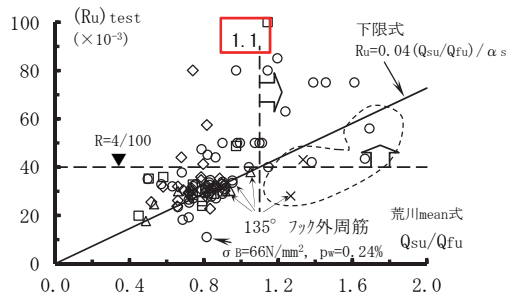
解説(3) RC梁の限界部材角

SD490、685N/mm²級、785 N/mm²級高強度せん断補強筋を用いた梁の場合、荒川mean式によるせん断終局耐力 Q_{su} に対して、 $\alpha_s \geq 1.1$ とすれば、靱性保証型設計指針による降伏ヒンジ部材(梁)の終局部材角の目安値(1/50)の2倍以上の変形性能が確保される。

(Ru)_{test}: 限界部材角実験値、 τ_u / σ_B : せん断応力レベル、 Q_{su} / Q_{fu} : せん断余裕度



解図5.2 RC梁の
(Ru)_{test} - τ_u / σ_B 関係



解図5.3 (Ru)_{test} - Q_{su} / Q_{fu} (荒川mean式)関係

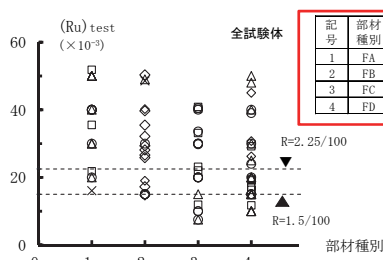
43

5章 荒川mean式による終局強度設計 設計-22

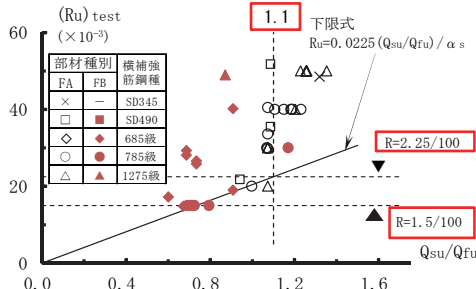
解説(4) RC柱の限界部材角

- 1) 解図5.4によると、部材種別FA,FB,FCの順に、限界部材角(Ru)_{test}の低下傾向はあるが、両者の相関性は悪い。
- 2) 解図5.5によると、部材種別FAの場合、 $Q_{su} / Q_{fu} \geq 1.1$ では、(Ru)_{test}は2.25/100を上回る。部材種別FBの場合、(Ru)_{test}はすべて1.5/100を上回り、 $Q_{su} / Q_{fu} < 1.1$ でも、(Ru)_{test} $\geq 2.25/100$ の試験体が多数存在する。

(Ru)_{test}: 限界部材角実験値、 Q_{su} / Q_{fu} : せん断余裕度



解図5.4 RC柱の
(Ru)_{test} - 部材種別関係



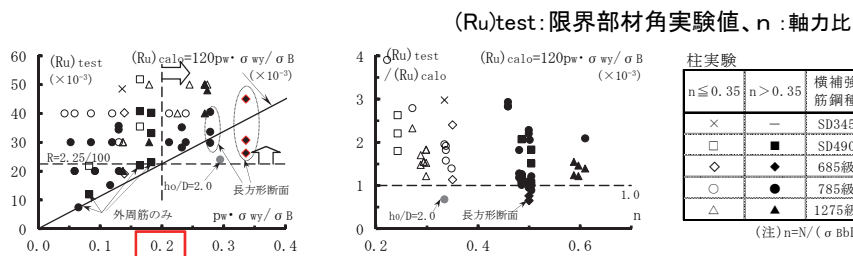
解図5.5 (Ru)_{test} - Q_{su} / Q_{fu} (荒川mean式)関係

5章 荒川mean式による終局強度設計 設計-23

解説(5) 両端ヒンジ部材と見なせる特別規定

①最小横補強筋量($\rho_w \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$)に基づく算定

- 1) 解図5.6では、5.3節(1)2)に示した適用範囲内の場合、 $(R_u)_{test}$ は $(R_u)_{calo}$ を上回り、適用範囲外の場合、 $(R_u)_{calo}$ を下回ることがある。
- 2) 解図5.7によると、適用範囲内の場合、軸力比 $n(=\sigma_o / \sigma_B)$ が0.6程度までの高軸力下の $(R_u)_{test}$ は、 $(R_u)_{calo}$ の1~3倍程度である。



解図5.6 (Ru)test — $\rho_w \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ 関係

解図5.7 (Ru)test/(Ru)calo — n 関係

45

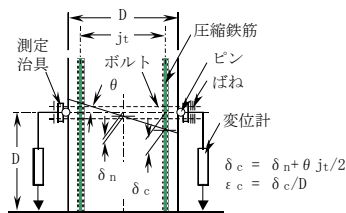
5章 荒川mean式による終局強度設計 設計-24

解説(5) 両端ヒンジ部材と見なせる特別規定

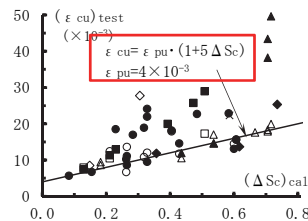
②コアコンクリートの限界圧縮ひずみ ϵ_{cu}

- 解図5.9によると、限界圧縮ひずみ実験値 $(\epsilon_{cu})_{test}$ は、拘束係数増分 ΔS_c の増加に伴い増加する。
すなわち、 $(\epsilon_{cu})_{test}$ はコアコンクリートの拘束係数 S_c に支配される。

(ε cu)test: 限界圧縮ひずみ実験値、 $\Delta S_c = S_c - 1$ 、 S_c : 横拘束係数



解図5.8 材端部変位量の測定方法



解図5.9 (ε cu)test — ΔS_c 関係

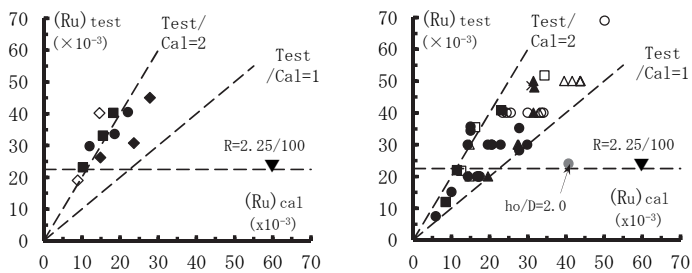
46

5章 荒川mean式による終局強度設計 設計-25

解説(5) 両端ヒンジ部材と見なせる特別規定

③終局限界部材角の算定結果

解図5.10によると、**正方形断面柱、長方形断面柱に係わらず、限界部材角実験値 $(R_u)_{test}$ は、計算値 $(R_u)_{cal}$ と良く対応し、適用範囲外の $h_o/D=2.0$ の場合を除くと、 $(R_u)_{cal}$ の1~2倍程度となる。**



【長方形断面柱】

【正方形断面柱】

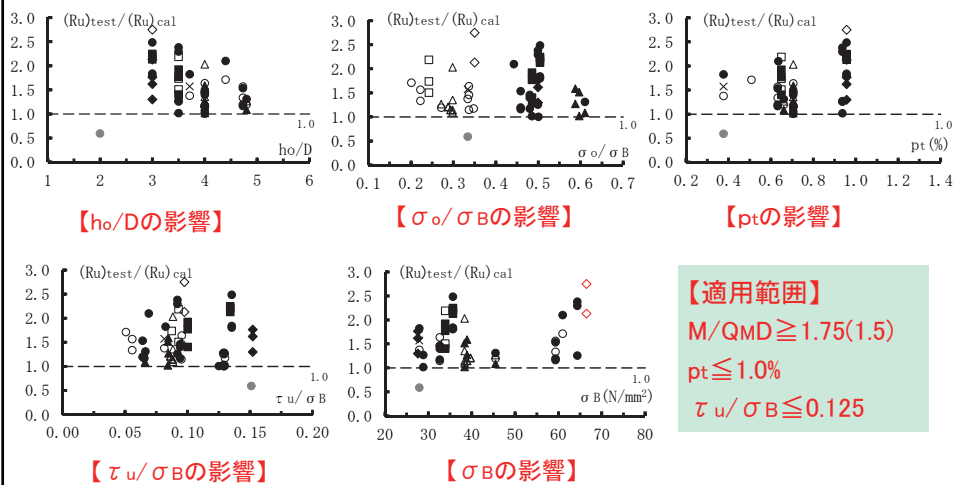
解図5.10 $(R_u)_{test} - (R_u)_{cal}$ 関係

47

5章 荒川mean式による終局強度設計 設計-25

解説(5) 両端ヒンジ部材と見なせる特別規定

【適用範囲の検討】



【 h_o/D の影響】

【 σ_o / σ_B の影響】

【 pt の影響】

【 τ_u / σ_B の影響】

【 σ_B の影響】

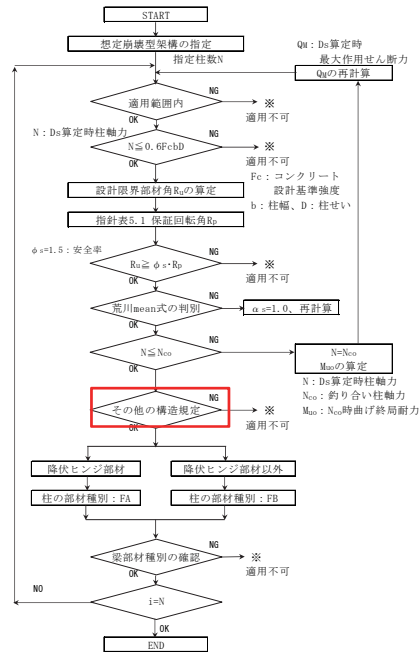
【適用範囲】
 $M/QMD \geq 1.75(1.5)$
 $pt \leq 1.0\%$
 $\tau_u / \sigma_B \leq 0.125$

解図5.11 $(R_u)_{test} / (R_u)_{cal}$ に及ぼす諸要因の影響

48

両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件の計算フロー

Q&A集-
巻末



特別条件の妥当性は、関連資料2の実験的研究に基づき確認している。

BUS6(BUS5)組込プログラム仕様は、本計算フローに従って作成している(只今作成中)。

両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件を満足する場合、柱断面寸法を大きくせず、横補強筋量 $p_w \sigma_{wy}$ を増やせば、FAまたはFBに相当する変形性能を確保できる。

49

両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件の計算フロー

Q&A集-
巻末

【その他の構造規定】

本計算フローでは、高圧縮軸力を受ける長方形断面柱の横拘束靱性確保のために、以下のように、「その他の構造規定」※を定めている。

断面辺長比 D/B : 0.5以上、かつ、2.0以下

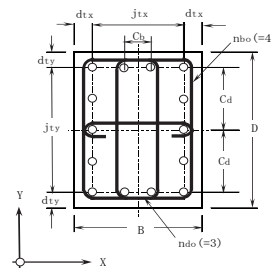
$$C_d \leq j_{tx} \text{ あるいは } C_b \leq j_{ty}$$

C_b : 柱断面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 $=j_{ty}/(ndo-1)$

C_d : 柱断面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 $=j_{tx}/(nbo-1)$

j_{tx}, j_{ty} : 柱断面X・Y方向の最外縁主筋の中心距離

ndo, nbo : 柱断面X・Y方向に掛け渡された横補強筋本数



柱断面諸元

※益尾潔: RC長方形断面柱の横拘束靱性能の評価、日本建築学会技術報告集、第19巻、第43号、pp.923-926、2013.10

30

両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件 式(5.6)による必要横補強筋量の試算

関連資料2-7

【計算条件】

柱断面寸法(B×D): 1000×1000, 2000mm

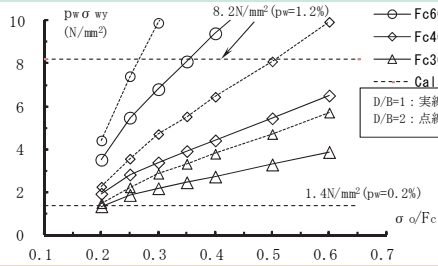
コンクリート設計基準強度(Fc): 30,40,60N/mm²

軸力比(σ_o/F_c): 0.2~0.6、 せん断スパン比(M/QD): 2.0

柱主筋: 16-D35 (SD390, σ_{sy}=390N/mm²)、柱主筋中心かぶり厚さ: dt=90mm

横補強筋鋼種: 685N/mm²級

柱断面内XY各方向の横補強筋本数(n_{bo}=n_{do}): 4本



D/B=1,2ともに、必要横補強筋量 pwσwyは、軸力比(σ_o/F_c)の増加に伴い増加し、コンクリートの設計基準強度F_cが高くなると急増する。

付図2 必要pwσwy—σ_o/F_c関係
設計限界部材Ru(1.5×1/67≒2.25/100)

51

5章 荒川mean式による終局強度設計 設計-25

解説(6)保有水平耐力計算規準案19条のせん断補強指標

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、解表5.2の条件を満足すれば、当該部材は部材種別FAに相当する変形性能を確保できる。

解表5.2 部材種別FAと同等の変形性能を有すると判定できる柱の条件

条件	σ _o /F _c	せん断補強指標	h _o /D	p _g	τ _u /F _c	その他の規定
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。	0.45以下	式(A)を満足すること	2.0以上	—	0.20以下	※1を満足すること
	0.67以下		3.0以上	1.6(%)以上		

※1 ①各方向の副帯筋を2本以上とし、各辺の引張鉄筋を4本以上配筋する。

②せん断補強筋間隔は100mm以下とし、かつ、最小主筋径の6倍以下とする。

σ_o: 崩壊形成時の柱軸圧縮応力度(N/mm²)

h_o/D: 柱せいDに対する柱内法高さh_oの比

梁降伏型の非ヒンジ柱については、表中のh_o/Dを2M/(QD)として算定してもよい。

この場合、Mは柱の最大モーメント、Qは最大せん断力とする。

p_g: 柱主筋比で、柱全断面積に対する柱主筋全断面積の比

τ_u: 崩壊形成時の柱平均せん断応力度

(せん断補強指標)

$$pw \cdot \sigma_{we} / (\nu_o F_c) \geq 0.30 (\sigma_o / F_c)^2 + 0.10 \quad (A)$$

σ_{we}=min(σ_{wy}, 85√F_c)、ν_o=1.7F_c^{-0.333}: コンクリートの有効強度

52

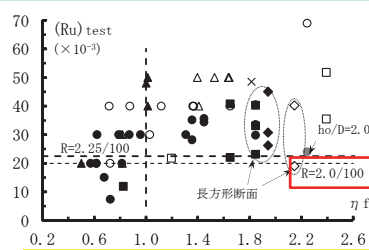
5章 荒川mean式による終局強度設計 設計-26

解説(6)保有水平耐力計算規準案19条のせん断補強指標

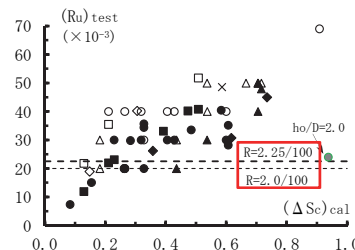
【せん断補強指標判定値 ηf 】

$$\eta f = [p_w \cdot \sigma_{we} / (\nu \circ F_c)] / \{0.30(\sigma_o / F_c)^2 + 0.10\} \quad (\text{解5.7})$$

- 1) 解図5.12によると、 $\eta f \geq 1.0$ の場合、 $(R_u)_{\text{test}}$ 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($20 \times 10^{-3} \text{rad}$)を上回る。ただし、せん断補強指標判定値 ηf と限界部材角実験値 $(R_u)_{\text{test}}$ との相関性は必ずしもよくない。
- 2) 解図5.13 の $(R_u)_{\text{test}} - \Delta S_c$ の相関性は解図5.12の $(R_u)_{\text{test}} - \eta f$ の相関性よりもよい。理由は、 ΔS_c の場合、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・横補強筋量の影響が考慮されているためである。



解図5.12 $(R_u)_{\text{test}} - \eta f$ 関係



解図5.13 $(R_u)_{\text{test}} - \Delta S_c$ 関係

図中の実験値は、解図5.6と同じ。

53

6章 修正塑性式による終局強度設計 設計-28

6.1 設計条件

$$\text{(梁)} \quad Q_{\text{sub}} \geq Q_L + \alpha_{so} \cdot Q_M \quad (6.1)$$

$$\text{(柱)} \quad Q_{\text{sub}} \geq \alpha_{so} \cdot Q_M \quad (6.2)$$

両端ヒンジ部材の場合、 $\alpha_{so} = 1.0$ (梁、柱とも)

両端ヒンジ部材以外の場合、 $\alpha_{so} = 1.2/1.1$ (梁)、 $\alpha_{so} = 1.25/1.1$ (柱)

6.2 せん断終局耐力の算定

$$\text{(梁、柱)} \quad Q_{\text{sub}} = \min(Q_{\text{SU}}, Q_{\text{BU}}) \quad (6.3)$$

(塑性理論によるせん断耐力)

$$Q_{\text{SU}} = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} + k_1 \cdot (1 - k_2) \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot F_c \quad (6.4)$$

(付着割裂耐力)

$$Q_{\text{BU}} = j_t \cdot \tau \cdot b \cdot \sum \phi + k_1 \cdot (1 - k_3) \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot F_c \quad (6.5)$$

$\sigma_{wy} = \min(\sigma_{wyo}, 25 \cdot F_c)$ とする。

(SD490) $\sigma_{wyo} = 490 \text{N/mm}^2$

(685N/mm²級) $\sigma_{wyo} = 685 \text{N/mm}^2$ 、(785N/mm²級) $\sigma_{wyo} = 785 \text{N/mm}^2$ お

6章 修正塑性式による終局強度設計

設計-29

6.3 両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別条件

(1) 基本事項

- 1) 5.3節(1)1)で定義した両端ヒンジ部材とみなせる柱については、同項に示した適用範囲内の場合、 $0.35 < \sigma_o / F_c \leq 0.6$ としても、表5.1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保証回転角を満足する柱の部材種別はFBに相当する。

ただし、 D_s 算定時の材端位置回転角が表5.1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_o / 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、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。

- 2) D_s 算定時柱軸力 N は、釣り合い軸力を超える場合、釣り合い軸力として曲げ終局耐力を算定する。長方形断面柱の場合、釣り合い軸力 N_{co} および釣り合い軸力時の曲げ終局耐力 M_{uo} は、式(5.7)で求めてもよい。
- 3) 図5.1に示した想定崩壊型架構の梁の部材種別は、同架構の柱と同等以上の変形性能に相当することを、 D_s 算定時最大作用せん断力 Q_M を用いて式(6.1)で確認する。

6章 修正塑性式による終局強度設計

設計-29

解説(1) 設計条件

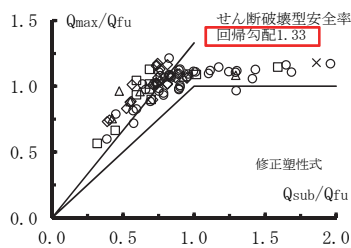
- 1) 修正塑性式は、従来から設計で多用されている $685\text{N}/\text{mm}^2$ 級および $785\text{N}/\text{mm}^2$ 級の高強度せん断補強筋を用いた梁および柱のせん断終局耐力式と同じである。
- 2) 修正塑性式(式(6.3))のせん断終局耐力 Q_{sub} は、塑性理論によるせん断耐力 Q_{su} と付着割裂耐力 Q_{bu} の小さい方としている。
- 3) Q_{su} の算定式は、終局強度型設計指針式を修正した算定式であり、付着割裂耐力 Q_{bu} の算定式は、藤井・森田の付着割裂強度の算定式に角ら提案の付着割裂強度に対する中子筋の効果を表す係数 h を考慮した算定式を基に、トラス機構とアーチ機構を考慮して導出されている。

6章 修正塑性式による終局強度設計 設計-30

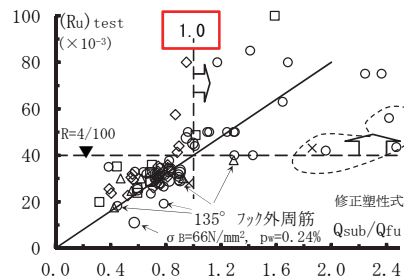
解説(2) RC梁の終局耐力および変形性能

解図6.1、解図6.2によると、SD490～785N/mm²級横補強筋を用いた梁の場合、せん断破壊型($Q_{sub}/Q_{fu} < 1$)の最大耐力実験値 Q_{max} は修正塑性式によるせん断終局耐力計算値 Q_{sub} よりも大きく、 $Q_{sub}/Q_{fu} \geq 1$ の場合、限界部材角実験値 $(R_u)_{test}$ は $40 \times 10^{-3} \text{rad}$.以上となる。

Q_{max} : 最大耐力実験値、 Q_{fu} : 曲げ終局耐力時せん断力、 Q_{sub} : せん断終局耐力計算値



解図6.1 $Q_{max}/Q_{fu} - Q_{sub}/Q_{fu}$ 関係 (修正塑性式)



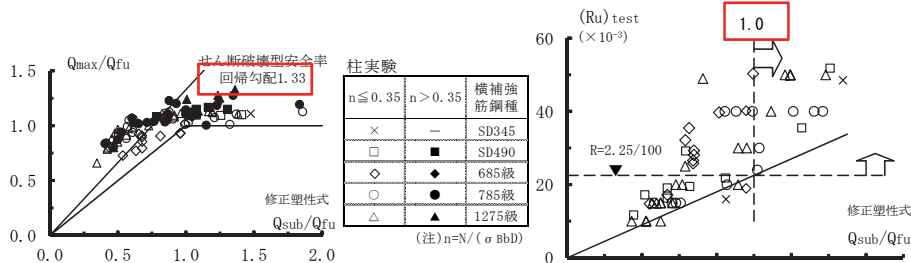
解図6.2 $(R_u)_{test} - Q_{sub}/Q_{fu}$ 関係

6章 修正塑性式による終局強度設計 設計-30

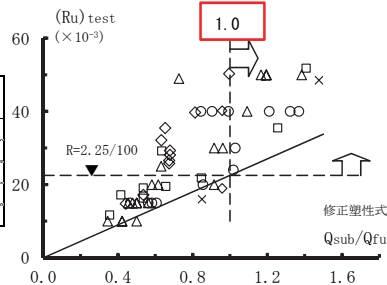
解説(3) RC柱の終局耐力および変形性能

解図6.3、解図6.4によると、SD490～785N/mm²級横補強筋を用いた柱の場合、せん断破壊型($Q_{sub}/Q_{fu} < 1$)の最大耐力実験値 Q_{max} は修正塑性式によるせん断終局耐力計算値 Q_{sub} よりも大きく、 $Q_{sub}/Q_{fu} \geq 1$ の場合、限界部材角実験値 $(R_u)_{test}$ は $22.5 \times 10^{-3} \text{rad}$.以上となる。

Q_{max} : 最大耐力実験値、 Q_{fu} : 曲げ終局耐力時せん断力、 Q_{sub} : せん断終局耐力計算値



解図6.3 $Q_{max}/Q_{fu} - Q_{sub}/Q_{fu}$ 関係 (修正塑性式)



解図6.4 $(R_u)_{test} - Q_{sub}/Q_{fu}$ 関係

7章 構造規定

設計-32

(1) 終局強度設計における共通規定

- (あばら筋および帯筋の加工形状)
- (帯筋の間隔)
- (あばら筋の間隔)
- (梁あばら筋および柱帯筋のあき寸法とかぶり寸法)

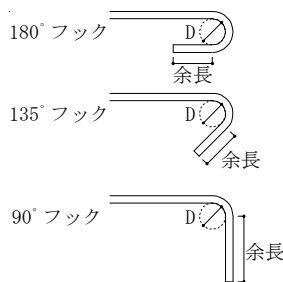


図7.1 フックの余長

表7.1 高強度せん断補強筋
フックの余長

鋼種	フック形式		
	180°	135°	90°
SD490	4d	6d	8d
685N/mm ² 級	6d	6d	10d
785N/mm ² 級			

d: 横補強筋の呼び名の値(直径)

関連資料1

横補強筋末端フックの折曲げ
内法直径D: 4d以上

59

7章 構造規定

設計-32

(基礎梁横補強筋フック付き重ね継手)

- 1)スーパーフープ685およびパワーリング685の場合、基礎梁横補強筋の鉛直方向中間にフック付き重ね継手を配置できる。
- 2)横補強筋末端フックは、図7.2に示すように、135° フックまたは180° フックのいずれかとする。
- 3)フック付き重ね長さL_{1h}は、表7.2による。

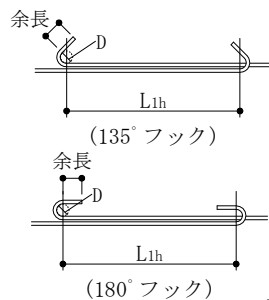


図7.2 フック付き重ね長さ

表7.2 685N/mm²級基礎梁横補強筋
のフック付き重ね長さL_{1h}

F _c (N/mm ²)	L _{1h}
27~30	50d
33~39	45d
42以上	40d

F_c: コンクリートの設計基準強度
d: 基礎梁横補強筋の呼び名の値

関連資料3

60

7章 構造規定

(2) 修正塑性式による場合

設計-33

(梁の断面形状)

梁幅は250mm以上、梁せいの(1/4)倍以上とする。

(柱の断面形状)

柱の径は400mm以上、長径を短径で除した値は3以下とする。

(横補強筋の最大間隔)

柱、梁の横補強筋の最大間隔は、表7.3による。

表7.3 修正塑性式による場合の横補強筋の最大間隔

	横補強筋呼び名	ヒンジ領域	非ヒンジ領域 ^{※1}
柱 ^{※2}	D10	100mm	100mm
	D13, D16	100mmかつ6d	200mmかつ8d
梁	D10	150mm	200mm
	D13, D16	200mm、8dかつD/3	300mm、10dかつD/2

(注) 1) d: 主筋の呼び名の値(直径)、D: 梁せい
 2) 横補強筋の呼び名の呼称は、各メーカーの呼称による。
 ※1 ヒンジを想定しない部材およびヒンジを想定する部材のヒンジ領域以外
 ※2 耐震壁の側柱を含む

61

7章 構造規定

解説(4) 基礎梁横補強筋フック付き重ね継手

設計-35

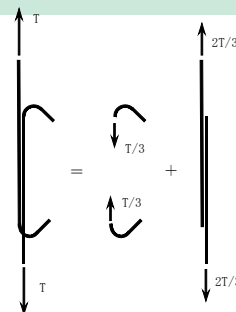
RC計算規準16条(付着および継手)2.継手では、フック付き重ね継手の場合、解図7.5に示すように、フックが鉄筋引張力の1/3を負担し、重ね継手部が鉄筋引張力の2/3を負担するとしている。

これらより、RC配筋指針では、フック付き重ね長さ比 L_{1h}/d を解表7.1で規定している。

解表7.1 RC配筋指針によるフック付き重ね長さ比 L_{1h}/d

F _c (N/mm ²)	鉄筋鋼種			
	SD295	SD345	SD390	SD490
21	30			—
24				40
27				
30				
33	25			
36				
39				
42				
45	20			
48				
54				
60				

F_c: コンクリートの設計基準強度
 d: 鉄筋呼び名の値



解図7.5 フック付き重ね継手の抵抗機構

62

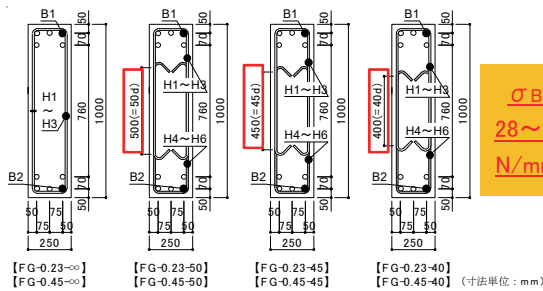
7章 構造規定

設計-35

【基礎梁横補強筋フック付き重ね継手実験】

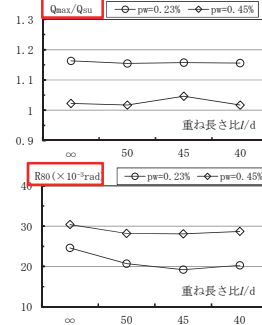
685N/mm²級基礎梁横補強筋のフック付き重ね長さL_{1h}は、せん断スパン比a/D=1.125、断面寸法250×1000mmの試験体(解図7.6)による基礎梁実験を基に規定されている。

解図7.7によると、フック付き重ね継手あり試験体の耐力安全率Q_{max}/Q_{su}および限界部材角実験値R₈₀については、**重ね継手長さに係わらず、重ね継手なし試験体との有意差は認められない。**



解図7.6 代表的試験体の基礎梁断面

$\sigma_B =$
28~34
N/mm²



解図7.7 フック重ね長さの影響

7章 構造規定

設計-36

【フック付き重ね長さ比L_{1h}/dの計算値と規定値】

F _c (N/mm ²)	横補強筋鋼種					規定値		
	SD295	SD345	SD390	SD490	685N級			
21	30				54.4	—		
24		30	35	40	50.1			
27		25			47.7	50		
30					45.5			
33					43.5			
36		25	30	35	41.7	45		
39								40.1
42								38.5
45								37.1
48		20	25	30	35.8	40		
54								33.4
60								31.3

- F_c : コンクリートの設計基準強度
 1) SD295~SD490のL_{1h}/dは、JASS 5 による。
 2) 685N級のL_{1h}/dは、下式で算定した。
 $L_{1h}/d = \sigma_{yo} / (4f_a)$ 、 σ_{yo} : 横補強筋の規格降伏点
 $f_a = \min(F_c/15, 0.9 + 2 * F_c/75) * 1.5$: 上端筋

本指針では、解表7.2を基に、表7.2のフック付き重ね長さ比L_{1h}/dを定めた。基礎梁実験では、横補強筋末端を135°フックとし、フック付き重ね継手の妥当性を確認したので、RC配筋指針を基に、135°フックまたは180°フックのいずれかを用いてもよいとした。

SABTEC組込プログラム による試設計建物の検討

関連
資料4

本資料では、**SABTEC高強度せん断補強筋 組込プログラム (BUILD.一貫VおよびSS3)**によって、XY方向ともに、設計ルート3で、**685N/mm²級および785N/mm²級高強度せん断補強筋**を用いて試設計を行った鉄筋コンクリート造建物の検討結果を示す。

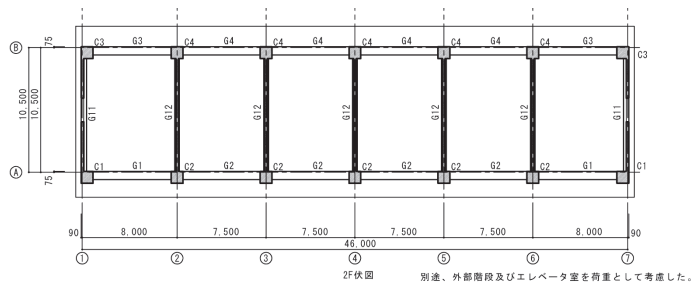


図1.1 検討架構
(2階伏図)

65

SABTEC組込プログラム による試設計建物の検討

関連
資料4

表1.1 各層コンクリート設計基準強度および主筋の鋼種と呼び名

(a) 各層コンクリート設計基準強度

R	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Fc27	Fc30	Fc33	Fc36	Fc36	Fc42	Fc42	Fc48	Fc48	Fc48	Fc48	Fc48	Fc42

(b) 主筋の鋼種と呼び名

部位	鋼種	呼び名
柱、梁 主筋	SD345	D22
	SD390	D29
	SD490	D32, D35, D38

66

SABTEC組込プログラム による試設計建物の検討

関連
資料4

表1.4 既往685,785指針によるA,B通架構梁、柱のせん断補強筋量

階	A,B通架構梁		柱			
	G1~G4		C1, C3		C2, C4	
R	2-S13@200	(0.21%)	—	—	—	—
12	2-S13@200	(0.21%)	2-2-S13@100	(0.39%)	同左	
11	2-S13@200	(0.21%)	2-2-S13@100	(0.39%)	同左	
10	2-S13@150	(0.28%)	2-2-S13@100	(0.30%)	3-2-S13@100	(0.45%)
9	2-S13@100	(0.36%)	2-2-S13@100	(0.30%)	3-2-S13@100	(0.45%)
8	2-S13@100	(0.36%)	2-2-S13@100	(0.25%)	4-2-S13@100	(0.51%)
7	2-S13@100	(0.36%)	2-2-S13@100	(0.25%)	4-2-S13@100	(0.51%)
6	4-S13@175	(0.41%)	3-2-S13@100	(0.38%)	5-2-S13@100	(0.63%)
5	4-S13@150	(0.48%)	3-2-S13@100	(0.38%)	5-2-S13@100	(0.63%)
4	4-S13@150	(0.48%)	3-2-S13@100	(0.38%)	5-2-S13@100	(0.63%)
3	4-S13@150	(0.48%)	3-2-S13@100	(0.38%)	5-2-S13@100	(0.63%)
2	4-S13@125	(0.58%)	3-2-S13@100	(0.38%)	5-2-S13@100	(0.63%)
1	4-S13@200	(0.36%)	4-4-S13@100	(0.51%)	6-4-S13@100	(0.76%)

表1.5 増分解析の限界層間変形角

	保有水平耐力時	Ds算定時
X方向	1/100	1/50
Y方向	1/100	1/50

67

SABTEC組込プログラム による試設計建物の検討 2章 柱、梁の検定比

関連
資料4

表2.1 短期検定比(BUILD.一貫V組込プログラム)

せん断補強筋 種別	4F A通架G1 (1-2通間)						2F A-2通柱C2					
	左端			右端			柱頭			柱脚		
	Qd (kN)	Qs (kN)	Qd/Qs	Qd (kN)	Qs (kN)	Qd/Qs	Qd (kN)	Qs (kN)	Qd/Qs	Qd (kN)	Qs (kN)	Qd/Qs
既往685指針	1060	1197	0.89	1081	1183	0.91	2341	2428	0.96	2341	2428	0.96
既往785指針	1060	1197	0.89	1081	1183	0.91	2341	2428	0.96	2341	2428	0.96
SABTEC685指針(1)	781	1135	0.69	797	1121	0.71	1566	2431	0.64	1566	2431	0.64
SABTEC785指針(1)	781	1135	0.69	797	1121	0.71	1566	2431	0.64	1566	2431	0.64
SABTEC685 指針(2)	781	1056	0.74	797	1044	0.76	1566	1831	0.86	1566	1831	0.86
荒川laeson式	781	914	0.85	797	903	0.88	1566	1831	0.86	1566	1831	0.86
SABTEC785 指針(2)	781	997	0.78	797	985	0.81	1566	1831	0.86	1566	1831	0.86
荒川laeson式	781	859	0.91	797	849	0.94	1566	1831	0.86	1566	1831	0.86

表2.2 終局検定比(BUILD.一貫V組込プログラム)

せん断補強筋 種別	4F A通架G1 (1-2通間)						2F A-2通柱C2					
	左端			右端			柱頭			柱脚		
	Qd (kN)	Qu (kN)	Qd/Qu	Qd (kN)	Qu (kN)	Qd/Qu	Qd (kN)	Qu (kN)	Qd/Qu	Qd (kN)	Qu (kN)	Qd/Qu
既往685指針	872	1677	0.52	1175	1636	0.72	3193	4351	0.73	3193	4351	0.73
既往785指針	872	1875	0.47	1175	1827	0.64	3193	4417	0.72	3193	4417	0.72
SABTEC685 指針(1)	780	1681	0.46	1083	1640	0.66	2902	4368	0.66	2902	4368	0.66
荒川laeson式	872	1461	0.60	1175	1439	0.82	3193	4176	0.76	3193	4176	0.76
SABTEC785 指針(1)	780	1878	0.42	1083	1831	0.59	2902	4435	0.65	2902	4435	0.65
荒川laeson式	872	1513	0.58	1175	1489	0.79	3193	4276	0.75	3193	4276	0.75
SABTEC685 指針(2)	780	1488	0.52	1083	1453	0.75	2902	3302	0.88	2902	3302	0.88
荒川laeson式	872	1293	0.67	1175	1280	0.92	3193	3855	0.83	3193	3855	0.83
SABTEC785 指針(2)	780	1491	0.52	1083	1456	0.74	2902	3535	0.82	2902	3535	0.82
荒川laeson式	872	1279	0.68	1175	1267	0.93	3193	3933	0.81	3193	3933	0.81

68

SABTEC組込プログラム による試設計建物の検討

2章 柱、梁の検定比

関連
資料4

表1.4のせん断補強筋量について既往指針とSABTEC指針によるA通架構の梁、柱の短期検定比を表2.1、終局検定比を表2.2に示す。同表によると、BUILD.一貫V、SS3組込プログラムともに、

- 1) 既往685,785指針によるA通梁、柱のせん断補強筋量は、短期検定比で決定したと考えられる。
- 2) SABTEC685,785指針(1)の短期検定比は、それぞれ既往685,785指針の場合よりも0.2~0.3程度小さい。
- 3) SABTEC685,785指針(1)の終局検定比は、それぞれ既往685,785指針の場合と大差ない。

以上より、SABTEC685,785指針によるA,B通架構梁、柱のせん断補強筋量は、既往685,785指針の場合よりも減少すると考えられる。

(注) SABTEC685指針(1)の検定比：既往685指針で決定するせん断補強筋量に対する検定結果
 SABTEC785指針(1)の検定比：既往785指針で決定するせん断補強筋量に対する検定結果
 SABTEC685指針(2)の検定比：SABTEC685指針各せん断耐力式で決定するせん断補強筋量に対する検定結果
 SABTEC785指針(2)の検定比：SABTEC785指針各せん断耐力式で決定するせん断補強筋量に対する検定結果 69

SABTEC組込プログラム による試設計建物の検討

3章 柱、梁のせん断補強筋量

関連
資料4

BUILD.一貫V、SS3組込プログラムともに、表2.1、表2.2中のSABTEC685,785指針(2)の短期検定比は0.7~0.9程度、終局検定比は0.5~0.9程度である。

これらより、表3.1に示すように、BUILD.一貫VとSS3組込プログラムの場合、SABTEC685,785指針によるせん断補強筋量はそれぞれ同じとし、既往685,785指針およびSABTEC685,785指針によるせん断補強筋の全質量一覧を表3.2に示した。

表3.1 SABTEC685,785指針によるせん断補強筋量
(A,B架構梁G1~G4)

層	SABTEC685指針式		SABTEC785指針式	
	修正塑性式	荒川mean式	修正塑性式	荒川mean式
R	2-D13@200 (0.21%)	同左	2-D13@200 (0.21%)	同左
12	2-D13@200 (0.21%)	同左	2-D13@200 (0.21%)	同左
11	2-D13@200 (0.21%)	同左	2-D13@200 (0.21%)	同左
10	2-D13@200 (0.21%)	同左	2-D13@200 (0.21%)	同左
9	2-D13@150 (0.24%)	2-D13@175 (0.21%)	2-D13@175 (0.21%)	同左
8	2-D13@150 (0.24%)	2-D13@175 (0.21%)	2-D13@175 (0.21%)	同左
7	2-D13@150 (0.24%)	2-D13@175 (0.21%)	2-D13@175 (0.21%)	同左
6	2-D13@125 (0.29%)	2-D13@175 (0.21%)	2-D13@150 (0.24%)	2-D13@175 (0.21%)
5	2-D13@100 (0.36%)	2-D13@150 (0.24%)	2-D13@125 (0.29%)	2-D13@175 (0.21%)
4	4-D13@175 (0.41%)	2-D13@125 (0.29%)	4-D13@200 (0.36%)	2-D13@150 (0.24%)
3	4-D13@175 (0.41%)	同左	4-D13@200 (0.36%)	同左
2	4-D13@200 (0.36%)	同左	4-D13@200 (0.36%)	同左
1	2-D13@175 (0.21%)	同左	2-D13@175 (0.21%)	同左

70

SABTEC組込プログラム による試設計建物の検討

3章 柱、梁のせん断補強筋量

関連
資料4

SABTEC685,785指針の場合、表3.2に示すように、修正塑性式、荒川mean式ともに、せん断補強筋全質量は、それぞれ既往685,785指針の70%程度となる。

表3.2 せん断補強筋の全質量一覧(SABTEC685,785指針の場合)

階	SABTEC685指針式						SABTEC785指針式					
	修正塑性式			荒川mean式			修正塑性式			荒川mean式		
	梁	柱	計	梁	柱	計	梁	柱	計	梁	柱	計
R	958	—	958	958	—	958	958	—	958	958	—	958
12	961	958	1,919	961	958	1,919	961	958	1,919	961	958	1,919
11	961	958	1,919	961	958	1,919	961	958	1,919	961	958	1,919
10	961	1,098	2,058	961	1,098	2,058	961	1,098	2,058	961	1,098	2,058
9	1,421	1,102	2,523	1,231	1,102	2,333	1,231	1,102	2,333	1,231	1,102	2,333
8	1,421	1,158	2,579	1,231	1,158	2,389	1,231	1,158	2,389	1,231	1,158	2,389
7	1,421	1,158	2,579	1,231	1,158	2,389	1,231	1,158	2,389	1,231	1,158	2,389
6	1,669	1,164	2,832	1,220	1,164	2,384	1,408	1,164	2,571	1,220	1,164	2,384
5	2,075	1,164	3,239	1,408	1,164	2,571	1,669	1,164	2,832	1,220	1,164	2,384
4	2,152	1,436	3,588	1,669	1,436	3,104	1,877	1,164	3,040	1,408	1,164	2,571
3	2,152	1,436	3,588	2,152	1,544	3,697	1,877	1,164	3,040	1,877	1,164	3,040
2	2,039	1,436	3,474	2,039	1,544	3,583	2,039	1,436	3,474	2,039	1,544	3,583
1	2,648	2,969	5,617	2,648	2,969	5,617	2,648	2,969	5,617	2,648	2,969	5,617
計	20,838	16,035	36,873	18,670	16,253	34,923	19,050	15,491	34,541	17,945	15,600	33,545
—	76%	58%	73%	68%	59%	69%	69%	68%	68%	65%	68%	66%

「建築技術」全4回・連載企画 SABTEC高強度せん断補強筋 設計施工指針(2016年)

- 第1回 SABTEC指針の概要および特長
(2017年3月号)
- 第2回 損傷短期許容せん断力
(2017年4月号)
- 第3回 両端ヒンジ部材とみなせる柱の特別規定
(2017年5月号)
- 第4回 基礎梁横補強筋のフック付き重ね継手
(2017年6月号)