

DS ネジカプラー梁 TR スキップ工法

—主筋継手に横補強筋を配置しない機械式梁主筋継手工法—

設計指針

目次

1 章 総則	
1.1 適用範囲	設計-1
1.2 用語	設計-6
2 章 材料	
2.1 鉄筋	設計-7
2.2 DS ネジバー機械式継手	設計-9
2.3 コンクリート	設計-12
3 章 設計の原則	設計-13
4 章 主筋継手部に係わる構造規定	設計-16
5 章 許容応力度設計	
5.1 許容応力度設計の方針	設計-21
5.2 許容せん断力の算定	設計-22
5.2.1 長期許容せん断力	
5.2.2 短期許容せん断力	
6 章 技術基準解説書に準拠した終局強度設計	
6.1 設計条件	設計-26
6.2 せん断終局耐力の算定	設計-28
7 章 靱性保証型設計指針に準拠した終局強度設計	
7.1 設計条件	設計-29
7.2 せん断終局耐力の算定	設計-32
8 章 RC 梁の配筋細則	設計-37
参考文献	設計-39

1章 総則

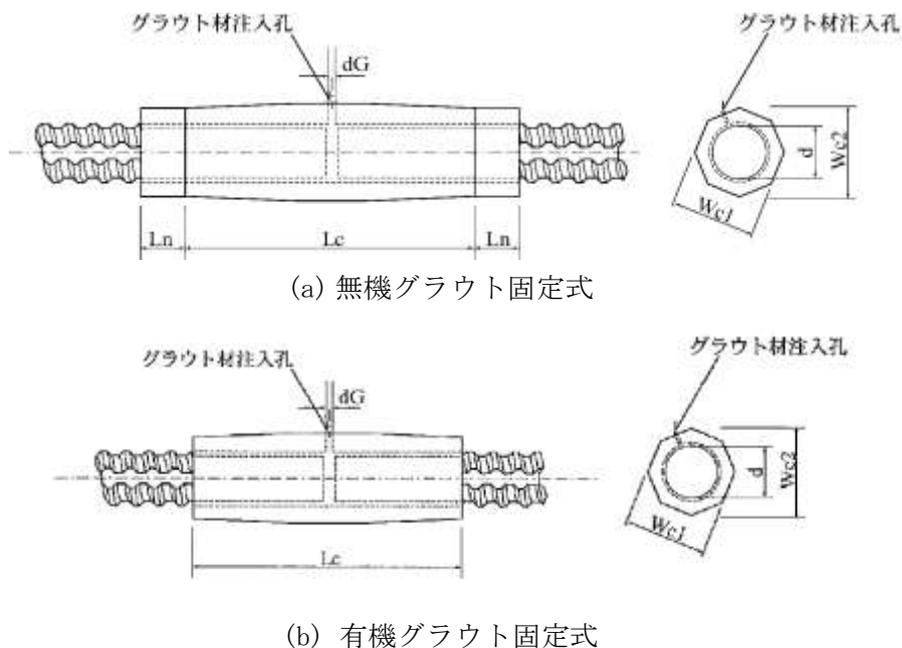
1.1 適用範囲

本設計指針は、DS ネジバー機械式継手を用いた DS ネジカプラー梁 TR スキップ工法による鉄筋コンクリート、鉄骨鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリートの梁の設計に適用する。本指針に記載されていない事項は、関連する法令および基・規準類による。

【解説】

(1) DS ネジバー機械式継手について

DS ネジバー機械式継手(DS ネジカプラー)は、日本建築センターの機械式鉄筋継手性能判定基準による A 級継手性能 (BCJ 評定-RC0276-02 : 2010 年 10 月 20 日、RC0277-01 : 2008 年 4 月 16 日) を満足するダイワスチール(株)が供給する機械式継手である。本継手では、解図 1.1 に示すように、カプラーの雌ねじとダイワスチール(株)製ねじ節鉄筋(DS ネジバー)の雄ねじを嵌合させ、両者の間に無機グラウトまたは有機グラウトを充填し、所要の継手強度を確保する。



解図 1.1 DS ネジバー機械式継手の構成

(2) 本工法の特長

DS ネジバー機械式継手のカプラーについては、たとえば D41 用の場合、全長 L_c は 221mm、両端の固定用ナットの長さ L_n (30mm) を含めた全長 ($L_c + 2L_n$) は 281mm、中央部の対角距離 W_{c2} は 71.2mm である。従来、鉄筋コンクリート (RC) 梁では、解図 1.2 に示すように、これらの寸法諸元を考慮し、カプラー部にも横補強筋を配置することになっている。

この場合、かぶり厚さはカプラー部に配置した横補強筋の外面で決定するので、主筋位置は部材の内側に寄り、その結果、RC 部材の曲げ終局耐力が減少するだけでなく、主筋部に配置する横補強筋の外寸法も小さくなる。また、これに伴い、横補強筋で囲まれたコア部の大きさが小さくなり、RC 部材のせん断終局耐力および曲げ降伏後の変形性能が減少する。

本工法で用いる DS ネジバー機械式継手は、A 級継手の性能判定基準を満足し、次項((3)項)で解説するように、カプラー外表面の付着強度を含めた小口の支圧強度は、カプラー全長または両端のナットを含めた全長と同じ長さの異形鉄筋(DS ネジバー)の付着強度に相当する。本工法は、その特長を活かし、前述の問題点の解消を意図して開発された。

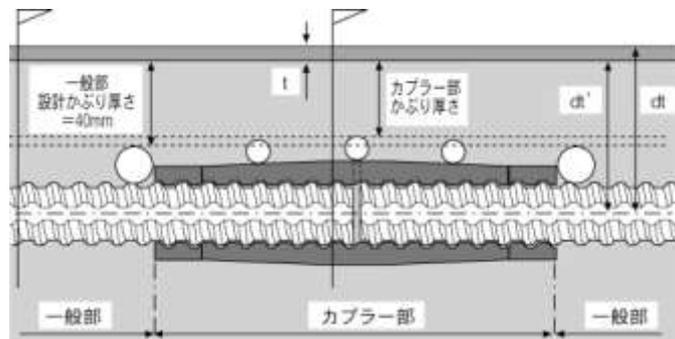
本工法では、解図 1.3 に示すように、主筋継手位置をスパン中央付近とすることで、横補強筋を主筋継手に配置しなくても、4 章の主筋継手に係わる構造規定を満足すれば、設計で保証すべき終局耐力、変形性能などの構造性能を確保できる。

ここで、4 章の構造規定 3) では、主筋継手部を除く、解図 1.3 に示す継手周囲区間およびそれ以外の区間に、それぞれ 5 章および 6 章または 7 章に従って定めた横補強筋を均等に配置することを基本としている。継手周囲区間とは、上下カプラー中心に対して 45° 方向の斜め線と上下最外縁主筋の中心線が交わる 2 点間、すなわち上下最外縁主筋の中心間距離と定義する。

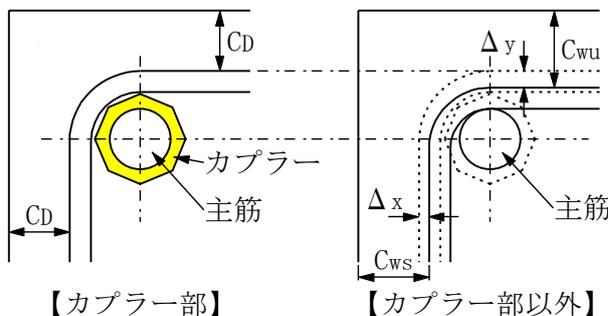
以上より、本工法によると、従来工法で問題となるかぶり厚さの確保が容易になり、主筋位置を梁断面の外側に寄せることができるので、RC 梁の構造性能確保の点で有利である。

なお、解図 1.3 では、上下主筋ともに、本工法による主筋継手を用いた場合を示している。これに対し、上端主筋または下端主筋のみに本工法による主筋継手を用いることもできる。その場合の設計は、本設計指針に準じて行う。

本工法は、現場施工による先組鉄筋工法などの鉄筋プレファブ工法に適用するのに適している。解図 1.4 に、先組鉄筋工法による鉄筋組立手順の概要を示す。



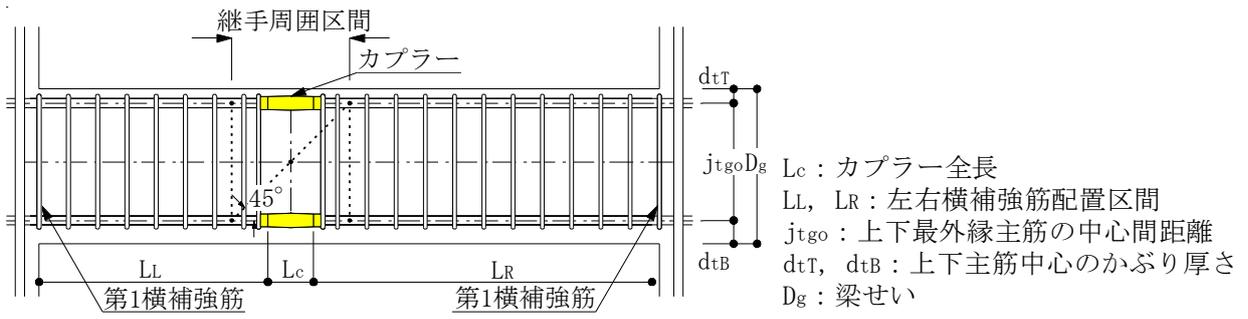
(a) カプラー外周への横補強筋の配置 (立面・配筋詳細図)



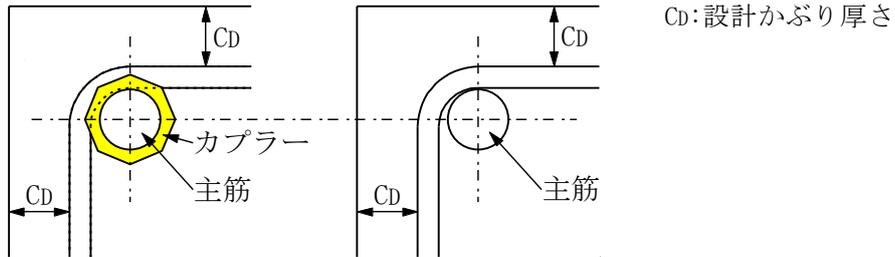
CD: 設計かぶり厚さ
 C_{ws} , C_{wu} : カプラー部以外 (梁最外縁主筋部) での横補強筋のかぶり厚さ
 $\Delta x (=C_{ws}-C_c)$: 側面かぶり厚さの増加分
 $\Delta y (=C_{wu}-C_c)$: 上面かぶり厚さの増加分

(b) 断面・配筋詳細図

解図 1.2 DS ネジバー機械式継手を用いた従来工法による横補強筋の配置



(a) 立面・配筋詳細図

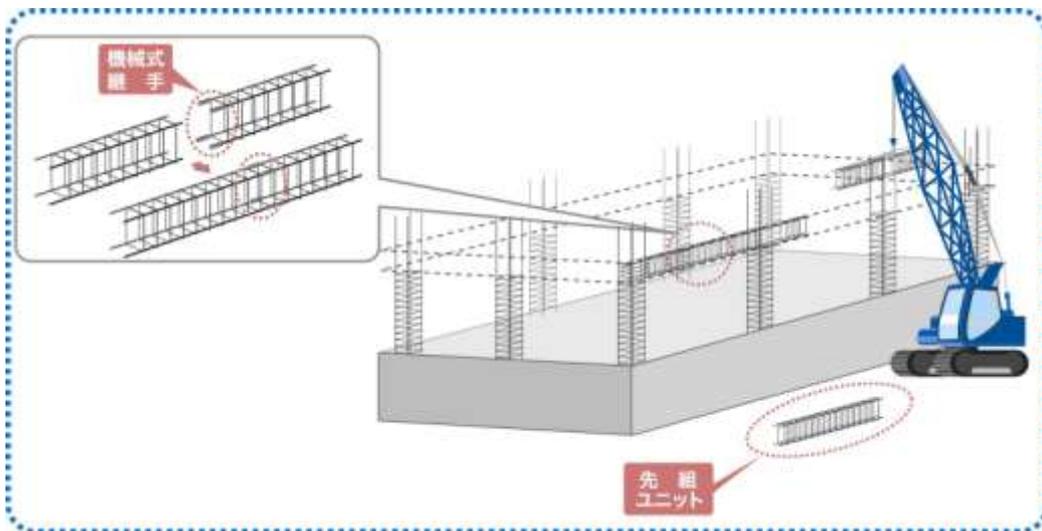


【カプラー部】

【カプラー部以外】

(b) 断面・配筋詳細図

解図 1.3 DS ネジカプラー梁 TR スキップ工法による RC 梁の配筋概要
 - 上下主筋ともに、主筋継手を用いた場合 -



解図 1.4 先組鉄筋工法による鉄筋組立手順例の概要

(3) DS ネジバー機械式継手カプラーの付着強度と支圧強度

DS ネジバー機械式継手カプラーは、JIS G 5503 によるオーステンパ球状黒鉛鋳鉄 (FCAD 1200) 製であり、カプラー外表面では大きな付着強度を期待できず、小口での支圧強度を期待できる^{1),2)}。一方、村上、窪田ら³⁾の実験によれば、機械式定着によるト形柱梁接合部に埋め込まれた梁主筋の定着耐力は、定着板の支圧面積比が2~6の間では、支圧面積比の影響を受けず、コンクリート強度を一定値以上とすると、定着筋母材の引張降伏強度を確保できる。支圧面積比 α_p は、 $\alpha_p = (A_p - a_t) / a_t$ として求められる。 A_p は定着板の見付け面積、 a_t は鉄筋の断面積を示す。

また、解表 1.1 および解図 1.5 に示すように、DS ネジバー機械式継手カプラーの外形は、各頂点が若干丸みを帯びた正八角形であり、中央部の寸法は小口よりも大きく、両端にテーパ部を有する。解表 1.1 に、正八角形としたときの中央部および小口の見付け面積 A_{n1} , A_{n2} を用い、定着板と同様に求めた支圧面積比 α_{n1} , α_{n2} を示す。なお、同表中に示した鉄筋の最外径は DS ネジバーの値である。

中央部の支圧面積比 α_{n1} (1.6~1.8) と村上、窪田ら³⁾の実験による値を比較すると、DS ネジバー機械式継手のカプラー外表面の付着強度を含めた小口の支圧強度は、カプラー全長またはカプラーと両側のナットを含めた全長と同じ長さの異形鉄筋 (DS ネジバー) の付着強度に相当すると考えられる。ただし、小口の支圧面積比 α_{n2} は 1.1~1.4 で、中央部の 0.7 倍前後であるので、カプラーテーパ部でも支圧抵抗を期待できる。これらの点は、説明資料 I 編の付着実験によって確認されている⁴⁾。

解表 1.1 DS ネジバー機械式継手カプラーの寸法諸元

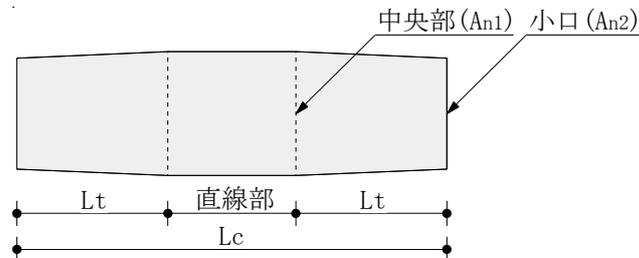
呼び名	do mm	at mm ²	中央部				小口				$\alpha_{n2} / \alpha_{n1}$	Lc mm	Lt mm	Dw mm
			Wc1 mm	Wc2 mm	An1 mm ²	α_{n1}	Wc1 mm	Wc2 mm	An2 mm ²	α_{n2}				
D19	22	287	31.0	33.6	798	1.8	28.6	31.0	678	1.4	0.76	110	37.5	5.8
D22	25	387	35.9	38.9	1070	1.8	32.8	35.5	891	1.3	0.74	125	43.0	7.0
D25	29	507	40.8	44.2	1381	1.7	36.9	39.9	1128	1.2	0.71	140	48.5	7.6
D29	33	642	45.8	49.6	1740	1.7	40.7	44.1	1372	1.1	0.67	165	57.5	8.3
D32	36	794	50.6	54.8	2123	1.7	45.2	48.9	1692	1.1	0.68	180	63.0	9.4
D35	40	957	55.1	59.6	2512	1.6	49.2	53.3	2005	1.1	0.67	205	72.0	9.8
D38	43	1140	60.4	65.4	3024	1.7	54.0	58.5	2416	1.1	0.68	215	75.5	11.2
D41	47	1340	65.8	71.2	3585	1.7	59.2	64.1	2904	1.2	0.70	221	77.5	12.1

do: 鉄筋の最外径、at: 鉄筋の断面積、Wc1, Wc2: カプラーの対辺距離と対角距離

An1, α_{n1} : カプラー中央部の見付け面積および支圧面積比

An2, α_{n2} : カプラー小口の見付け面積および支圧面積比

Lc: カプラー全長、Lt: カプラーテーパ部の水平長さ、Dw=(Wc2-do)/2: カプラーの出寸法



解図 1.5 DS ネジバー機械式継手カプラーの外形

(4) 本工法の目標性能

- 1) 本工法で用いる DS ネジバー機械式継手は、鉄筋コンクリート梁においてカプラー全長または両側のナットを含めた全長と同じ長さの異形鉄筋(DS ネジバー)の付着強度と同等の支圧強度を有すること。
- 2) 本工法による鉄筋コンクリート梁は、長期荷重時に使用上支障を来たすひび割れおよび短期荷重時に修復性を損なうひび割れを起こさず、「DS ネジカプラー梁 TR スキップ工法 設計指針」に定められた終局耐力および変形性能を有すること。

(5) 鉄骨鉄筋コンクリート梁およびプレストレストコンクリート梁への適用について

本工法は、4 章の主筋継手部に係わる構造規定を満足する場合、関連する基・規準類を準用すれば、鉄骨鉄筋コンクリート梁およびプレストレストコンクリート梁にも適用することができる。

(6) 関連する基・規準類

関連する基・規準類を以下に示す。

日本建築学会 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010 年)

日本建築学会 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説(1999 年)

日本建築学会 鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説(2010 年)

日本建築学会 建築工事標準仕様書・同解説: JASS5 鉄筋コンクリート工事(2009 年)

日本建築学会 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2001 年)

日本建築学会 鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説(2005 年)

日本建築学会 各種合成構造設計指針・同解説(1985 年)

日本建築学会 プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説(1998 改定)

日本建築学会 建築工事標準仕様書・同解説 JASS 10 プレキャスト鉄筋コンクリート工事(2003 改定)

[国土交通省住宅局監修、日本建築センター]

・2007 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書

・壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針(2003 年版)

(7) 設計者および施工者の要件

- 1) 本工法による主筋継手を配置した鉄筋コンクリート梁の設計は、ダイワスチール(株)または同社の指導を受けた関連会社の建築技術者から事前に本設計指針の内容について説明を受け、本設計指針に従って適切に行うものとする。
- 2) 本工法で用いる主筋継手の施工は、A 級継手性能の評価を取得した DS ネジバー機械式継手(無機グラウト固定式、有機グラウト固定式)の設計施工仕様書および施工要領書に従い、ダイワスチール(株)が認定した工事責任者の指導の下、ダイワスチール(株)が認定した作業資格者が行うものとする。

1.2 用語

本設計指針で用いる主な用語の定義を以下に示す。

DS ネジバー：ダイワスチール(株)が製造する JIS G 3112 に適合するねじ節鉄筋。

DS ネジバー機械式継手：ダイワスチール(株)が製造する DS ネジバーと接合する機械式継手。

せん断補強筋：せん断補強効果を期待する梁のあばら筋。

横補強筋：横拘束効果を期待する梁のあばら筋。

外周筋：梁断面の外周に配置するせん断補強筋または横補強筋。

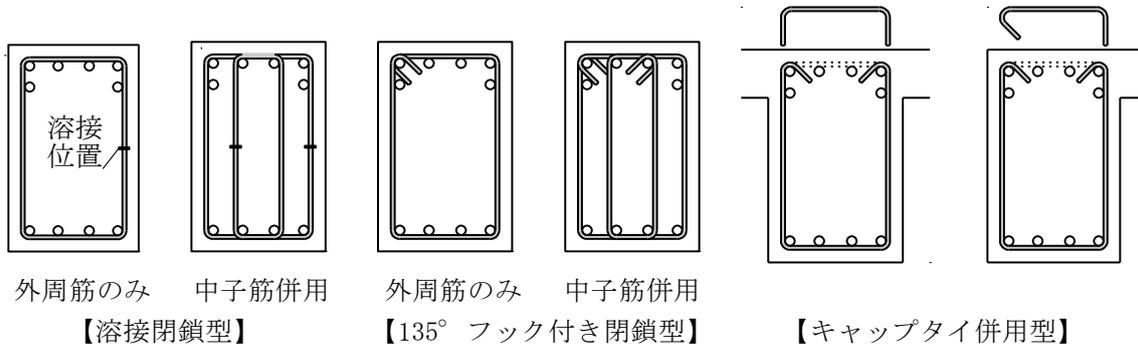
中子筋：外周筋の内側に配置するせん断補強筋または横補強筋で、副あばら筋とも言う。

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。ただし、本設計指針では、適切な修復性を保証するために、本設計指針 5 章に従い、損傷制御用の短期許容せん断力に対する算定を行う。

【解説】

あばら筋は、従来からせん断補強筋とも呼称されており、靱性保証型設計指針⁷⁾では、横拘束による抵抗機構を想定し、梁部材の終局耐力および変形性能が評価されるので、横補強筋と呼称されている。本設計指針では、近年、梁のあばら筋は、横拘束効果を期待することが多いので、靱性保証型設計指針⁷⁾と同様、原則として横補強筋と呼称する。

本設計指針による横補強筋の標準図を解図 1.6 に示す。この場合、外周筋は溶接閉鎖型または 135° フック閉鎖型とし、中子筋は溶接閉鎖型、135° フック閉鎖型あるいはサブタイ(副あばら筋)形式とする。ただし、スラブが接続する箇所では、キャップタイ併用型とすることができる。外周筋および中子筋のフック形状等の配筋仕様は、8 章の RC 梁の配筋細則に従って定める。



解図 1.6 本設計指針の適用対象とする横補強筋(標準図)

2章 材料

2.1 鉄筋

- 1) 鉄筋は、JIS G 3112(鉄筋コンクリート用棒鋼)の規格に適合する異形棒鋼とする。
ただし、横補強筋には、規格降伏点が 785N/mm^2 までの国土交通大臣の認定を取得した高強度せん断補強筋を用いることができる。
- 2) 鉄筋の呼び名および鋼種は、表 2.1 による。
ただし、主筋は、ダイワスチール(株)が製造するねじ節異形棒鋼(DS ネジバー)とする。
- 3) 鉄筋の許容応力度は、表 2.2 による。
ただし、高強度せん断補強筋のせん断補強用の許容応力度は、メーカーごとの設計指針による値とする。
- 4) 鉄筋の基準強度は、建設省告示第 2464 号(SD295A～SD390)および国交省告示第 1024 号(SD490)による。
ただし、高強度せん断補強筋の基準強度は、大臣認定の値とする。

表 2.1 鉄筋の呼び名および鋼種

	呼び名	鋼種
主筋	D19, D22, D25, D29, D32, D35, D38, D41	SD295A, SD345, SD390, SD490
横補強筋	D10, D13, D16	SD295A, SD345, SD390, SD490
	—	高強度せん断補強筋

表 2.2 鉄筋の許容応力度

(単位: N/mm^2)

鋼種	長期		短期	
	引張および圧縮	せん断補強	引張および圧縮	せん断補強
SD295A	195	195	295	295
SD345	215 (*195)	195	345	345
SD390	215 (*195)	195	390	390
SD490	215 (*195)	195	490	490

(*)内は、D29以上の鉄筋に対する数値とする。

【解説】

(1) 品質、許容応力度および基準強度

本設計指針を適用できる主筋は、鋼種 SD295A～SD490、呼び名 D19～D41 のダイワスチール(株)が製造するねじ節異形棒鋼(DS ネジバー)である。また、DS ネジバーは、JFE スチール(株)が製造する高炉製ビレットを用い、ダイワスチール(株)が圧延するねじ節異形棒鋼を含むものとする。

一方、本工法では、開発実験で確認した規格降伏点が 785N/mm^2 までの国土交通大臣の認定を取得した高強度せん断補強筋を用いることができるとした。

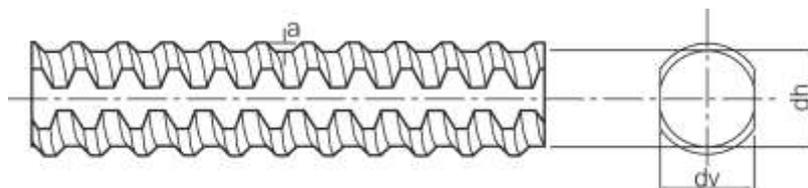
(2) DS ネジバーの形状寸法

DS ネジバーの形状寸法を解表 2.1 に示す。

解表 2.1 DS ネジバーの形状寸法

呼び名	D mm	ϕ mm	at mm ²	単位質量 kg/m	基円径		ふし高さ a mm	ピッチ p mm	ふしのすき間の和の最大値 mm
					dh mm	dv mm			
D19	19.1	60	287	2.25	18.0	17.6	1.75	8.0	15.0
D22	22.2	70	387	3.04	21.0	20.7	1.90	9.0	17.5
D25	25.4	80	507	3.98	24.1	23.8	2.15	10.2	20.0
D29	28.6	90	642	5.04	27.3	26.8	2.45	11.7	22.5
D32	31.8	100	794	6.23	30.4	30.0	2.65	12.8	25.0
D35	34.9	110	957	7.51	33.4	32.8	2.95	13.9	27.5
D38	38.1	120	1140	8.95	36.4	35.9	3.20	15.0	30.0
D41	41.3	130	1340	10.5	39.4	38.9	3.50	16.2	32.5

(注)D : 公称直径、 ϕ : 公称周長、at : 公称断面積



(DS ネジバーの形状)

2.2 DS ネジバー機械式継手

1) 本工法で用いる機械式継手は、ダイワスチール(株)が供給するDS ネジバー機械式継手とし、カプラーおよびナットの材質は、下記による。ただし、ナットは、無機グラウト固定式の場合のみに用いる。また、カプラーに使用するオーステンパ球状黒鉛鋳鉄の機械的性質は表 2.3 による。

カプラー：JIS G 5503 に規定するオーステンパ球状黒鉛鋳鉄(FCAD1200)

ナット：JIS G 5502 に規定する球状黒鉛鋳鉄(FCD600)

または JIS G 4051 に規定する機械構造用炭素鋼鋼材(S45C)

2) DS ネジバー機械式継手に用いるグラウト材は、表 2.4 の無機グラウト材または有機グラウト材とする。

表 2.3 カプラーに使用するオーステンパ球状黒鉛鋳鉄の機械的性質

種類	規格	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
FCAD1200	JIS G 5503	900以上	1200以上	2以上

表 2.4 DS ネジバー機械式継手に用いるグラウト材

グラウト材	名称	認定品
無機グラウト材	DSネジグラウト タイプM	日本シーカ製 (特注品)
	DSネジグラウト タイプM2	太平洋マテリアル製 (特注品)
有機グラウト材	DSネジグラウト タイプY	日本シーカ製 シーカデュアW-NF

【解説】

(1) カプラーおよびナット

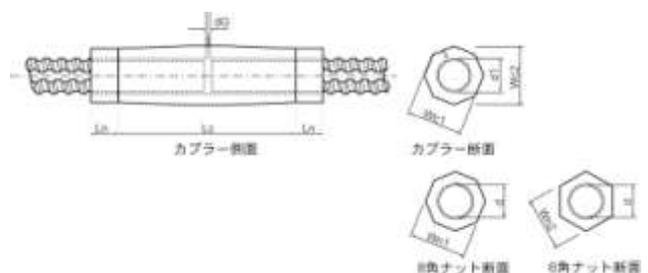
DS ネジバー機械式継手には、無機グラウト固定式および有機グラウト固定式がある。両固定式ともに、同一呼び名のカプラーの寸法諸元は同じである。ただし、無機グラウト固定式の場合、カプラーの両端にナットを配置している。DS ネジバー機械式継手に用いるカプラーおよびナットの形状寸法を解表 2.2 および解表 2.3 に示す。

解表 2.2 カプラーおよびナットの形状寸法(同径用)

(単位：mm)

呼び名	カプラー				ナット				注入孔径 dg
	中央部		長さ Lc	内径 d	対辺距離		長さ Ln	内径 d	
	We1	We2			Wn1	Wn2			
D19	31.0	33.6	110	18.9	28.6	30.0	20	18.9	5
D22	35.9	38.9	125	21.9	32.8	35.0		21.9	
D25	40.8	44.2	140	25.0	36.9	38.0		25.0	
D29	45.8	49.6	165	28.2	40.7	41.0		28.2	
D32	50.6	54.8	180	31.4	45.2	46.0		31.4	
D35	55.1	59.6	205	34.5	49.2	50.0	30	34.5	6
D38	60.4	65.4	215	37.5	54.0	54.0		37.5	
D41	65.8	71.2	221	40.5	59.2	60.0		40.5	
公差	+1.0	+1.0	+3.0	+0.3	+1.0	+1.0	—	+0.3	+0.2
	-0.4	-0.4	-1.0	-0.1	-0.4	-0.4	—	-0.1	-0.2

(注) We1：対辺距離、We2：対角距離



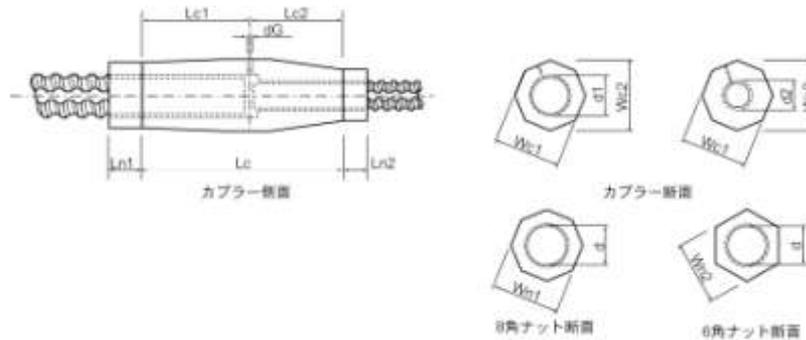
(カプラーおよびナットの形状)

解表 2.3 カプラーおよびナットの形状寸法 (異径用)

(単位: mm)

呼び名	カプラー								ナット				注入孔径 dg
	中央部		全長 Lc	太径側		細径側		太径側		細径側			
	We1	We2		長さ Lc1	内径 d1	長さ Lc2	内径 d2	長さ Ln1	内径 d1	長さ Ln2	内径 d2		
1 サイズ 違い	D19-D22	35.9	38.9	117.5	62.5	21.9	55.0	18.9	20	21.9	20	18.9	5
	D22-D25	40.8	44.2	132.5	70.0	25.0	62.5	21.9		25.0		21.9	
	D25-D29	45.8	49.6	152.5	82.5	28.2	70.0	25.0		28.2		25.0	
	D29-D32	50.6	54.8	172.5	90.0	31.4	82.5	28.2	30	31.4	30	28.2	
	D32-D35	55.1	59.6	192.5	102.5	34.5	90.0	31.4		34.5		31.4	
	D35-D38	60.4	65.4	210.0	107.5	37.5	102.5	34.5		37.5		34.5	
D38-D41	65.8	71.2	218.0	110.5	40.5	107.5	37.5	40.5	37.5	37.5	6		
2 サイズ 違い	D19-D25	40.8	44.2	125.0	70.0	25.0	55.0	18.9	20	25.0	20	18.9	5
	D22-D29	45.8	49.6	145.0	82.5	28.2	62.5	21.9		28.2		21.9	
	D25-D32	50.6	54.8	160.0	90.0	31.4	70.0	25.0		31.4		25.0	
	D29-D35	55.1	59.6	185.0	102.5	34.5	82.5	28.2	30	34.5	30	28.2	
	D32-D38	60.4	65.4	197.5	107.5	37.5	90.0	31.4		37.5		31.4	
	D35-D41	65.8	71.2	213.0	110.5	40.5	102.5	34.5		40.5		34.5	
公差	+1.0	+1.0	+3.0	—	+0.3	—	+0.3	—	+0.3	—	+0.3	+0.2	
	-0.4	-0.4	-1.0	—	-0.1	—	-0.1	—	-0.1	—	-0.1	-0.2	

(注) We1: 対辺距離、We2: 対角距離

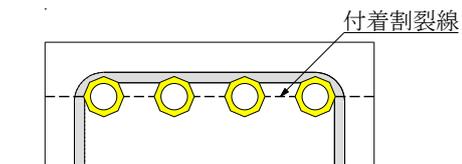


(カプラーおよびナットの形状)

次に、ねじ筋鉄筋 (DS ネジバー) および機械式継手 (DS カプラー) のあきと間隔の最小値を解表 2.4 に示す。これらの値は、下記の方法で算出した。

- 1) ねじ筋鉄筋 (DS ネジバー) のあきと間隔の最小値 (CB, P1) は、解表 2.5 に示した JASS5 の規定による。
- 2) 機械式継手 (DS カプラー) のあきの最小値 (CK) は、コンクリートの充填性を考慮し、粗骨材の最大粒径 (25mm) およびねじ筋鉄筋 (DS ネジバー) のあきの最小値のいずれか大きい方の値とする。
- 3) 機械式継手 (DS カプラー) の間隔の最小値 (P1K) は、あきの最小値 (CK) を考慮する。

解図 2.1 に示すように、カプラー位置では、後述の 7.2 節で定義するサイドスプリットモードによるコンクリートの付着割裂線の長さが減少するので、付着割裂耐力が減少する。説明資料 I 編の付着実験によると、カプラー周囲に付着割裂ひび割れが集中する傾向がある。ただし、最大耐力以降を含め、継手あり試験体の



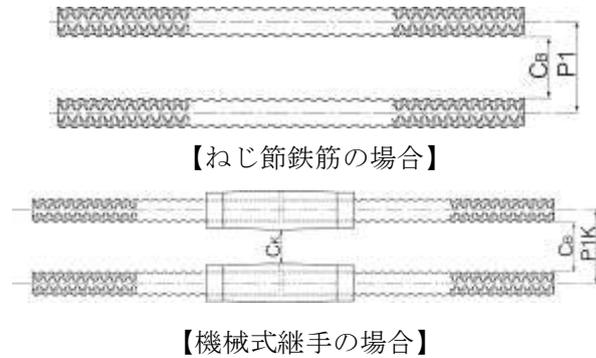
解図 2.1 カプラー位置の付着割裂線

耐力は、継手なし試験体と同程度となる。すなわち、カプラー全長はスパン長に比べて小さいので、継手あり試験体の耐力は継手なし試験体よりも低下しないと言える。

解表 2.4 DS ネジバーおよびカプラーのあきと間隔の最小値

(単位：mm)

呼び名	ねじ筋鉄筋のみの場合		機械式継手のみの場合	
	あき Cb	間隔 P1	あき Ck	間隔 P1K
D19	32	54	25	59
D22	33	58		64
D25	38	67		70
D29	44	77	27	77
D32	48	84	30	84
D35	53	93	33	93
D38	57	100	35	100
D41	62	109	38	109



解表 2.5 JASS 5 による異形鉄筋のあきと間隔の規定

定義	あき	間隔
	<ul style="list-style-type: none"> 呼び名の数値の1.5倍 粗骨材最大寸法の1.25倍 25mm のうち最も大きい数値	<ul style="list-style-type: none"> 呼び名の数値の1.5倍+最外径 粗骨材最大寸法の1.25倍+最外径 25mm+最外径 のうち最も大きい数値

(2) グラウト材

- 1) グラウト材は無機グラウト材と有機グラウト材とし、管理強度は解表 2.6 の値とする。
- 2) 有機グラウト材は、無機グラウト材に比べて耐火性が劣るので、解表 2.7 に示すように、耐火特性を考慮して使用する。

解表 2.6 グラウト材の管理強度

種類	管理強度 (N/mm ²)
無機グラウト材	70
有機グラウト材	90

(※) 有機グラウト材の管理強度は、メーカー規格強度 (69N/mm²) より厳しく設定している。

解表 2.7 有機グラウト材のかぶり厚さの最小値

	かぶり厚さの最小値
2時間耐火構造	60mm
3時間耐火構造	80mm

2.3 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

(2) 許容応力度

コンクリートの許容応力度は表 2.6、鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度は表 2.7 による。

表 2.6 コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

長期			短期		
圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
$F_c/3$	—	$F_c/30$ かつ ($0.49+F_c/100$)以下	長期に対する 値の2倍	—	長期に対する 値の1.5倍

表 2.7 鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度

(単位：N/mm²)

長期		短期
上端筋	その他の鉄筋	
$F_c/15$ かつ ($0.9+2F_c/75$)以下	$F_c/10$ かつ ($1.35+F_c/25$)以下	長期に対する 値の1.5倍

上端筋とは、曲げ材にあってその鉄筋の下に300mm以上のコンクリートが打ち込まれる場合の水平鉄筋を言う。

【解説】

コンクリートの品質は JASS 5⁹⁾、コンクリートの許容応力度および鉄筋のコンクリートに対する許容付着応力度は RC 計算規準⁶⁾によることとした。

3章 設計の原則

- 1) 本工法による主筋継手部周囲は、RC 梁両材端部が終局限界変形に達するまで、脆性的なせん断破壊を起こさないことを基本とし、4 章の主筋継手部に係わる構造規定を満足するようにし、6 章または 7 章の終局強度設計を行う。
- 2) 本工法による RC 梁は、長期荷重時および短期荷重時に保証すべき性能を確保するために、5 章の許容応力度設計を行う。
- 3) 本工法による RC 梁については、主筋継手を配置しないとして式(3.1)で求まる横補強筋比 p_w によって決定する総本数以上の横補強筋を、主筋継手部以外の範囲に配置することを基本とする。横補強筋の総本数とは、1 組の横補強筋本数と組数の積を指す。

ただし、横補強筋の鋼種は、主筋継手を配置しないとした場合と同じとする。

$$p_w = a_w / (b \cdot s_o) \quad (3.1)$$

ここに、 a_w : 1 組の横補強筋の断面積、 b : 梁幅

s_o : 主筋継手を配置しない RC 梁の許容せん断力およびせん断終局耐力の算定に用いる横補強筋の間隔

- 4) 式(3.1)による横補強筋比 p_w は、0.2%以上かつ 1.2%以下の範囲で設定する。ただし、785N/mm² 級までの高強度せん断補強筋を用いる場合には、式(3.2)を満足しなければならない。

$$p_w \leq (1.0\%) \times (F_c / 27)、かつ、p_w \leq 1.2\% \quad (3.2)$$

ここに、 F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

【解説】

(1) 本工法による主筋継手部設計の原則

本工法による主筋継手部周辺は、RC 梁両材端部が終局限界変形に達するまで、脆性的なせん断破壊を起こさないように設計することを基本とする。本工法による RC 梁の設計フローを解図 3.1 に示す。

4 章の主筋継手部に係わる構造規定を満足するようにし、6 章または 7 章の終局強度設計を行った RC 梁は、設計で保証すべき終局耐力および変形性能を有することを本工法開発実験で確認している。

また、5 章の許容応力度設計を行った場合、損傷制御用の短期荷重時に、修復性を損なうひび割れは発生しないことを本工法開発実験で確認している。

以上より、本工法による RC 梁は、本工法開発実験に基づき、主筋継手を配置しないとして式(3.1)で求まる横補強筋比 p_w によって決定する同総本数以上の横補強筋を、主筋継手部以外の範囲に配置することを基本とした。



解図 3.1 本工法による RC 梁の設計フロー

(2) 本工法による RC 梁の許容応力度設計および終局強度設計について

RC 計算規準⁶⁾では、SD295～SD490 の横補強筋を適用対象とした RC 柱、梁の許容応力度設計法が示されており、靱性保証型設計指針⁷⁾では、1275N/mm² 級までの高強度せん断補強筋を含めた横補強筋を適用対象とした終局強度設計法が示されている。また、技術基準解説書⁸⁾では、RC 計算規準⁶⁾と同様、SD295～SD490 の横補強筋を適用対象とした終局強度設計法が示されている。上記の規・基準類でのコンクリートの適用範囲は、設計基準強度 18N/mm² 以上あるいは 21N/mm² 以上かつ 60N/mm² 以下としている。

これらより、本設計指針では、RC 計算規準に準拠した 5 章の許容応力度設計、ならびに 6 章の技術基準解説書に準拠した終局強度設計または 7 章の靱性保証型設計指針に準拠した終局強度設計を行うことを基本とした。ただし、建物全体の設計方針を踏まえ、いずれかの終局強度設計を選択するものとする。

(3) 高強度せん断補強筋の取り扱い

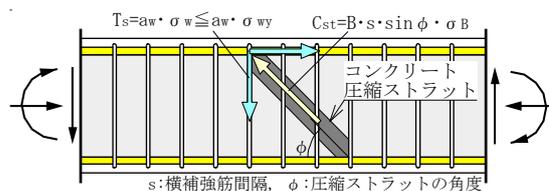
本工法の開発では、本工法開発実験ならびに主筋継手を配置していない RC 梁の既往実験¹¹⁾⁻¹³⁾を基に、SD295 から 785N/mm² 級までの横補強筋を用いた RC 梁の許容せん断力およびせん断終局耐力の妥当性を確認した。これらより、本設計指針では、785N/mm² 級までの国土交通大臣の認定を取得した高強度せん断補強筋を用いることができるとした。

また、5 章の許容応力度設計で用いるせん断設計用の許容引張応力度は、メーカーごとの設計指針による値 (585～590N/mm²) とし、6 章または 7 章の終局強度設計に用いるせん断設計用の材料強度は、大臣認定による基準強度の値とした。

一方、高強度せん断補強筋の場合、メーカーによって化学成分、製法だけでなく、節形状なども異なるので、8 章「RC 梁の配筋細則」で定める横補強筋末端フックの折曲げ内法直径および折曲げ後の余長は、メーカーごとの設計指針によることとした。

(4) 785N/mm² 級までの高強度せん断補強筋の横補強筋比 p_w の上限値について

RC 計算規準⁶⁾では、柱、梁ともに、短期許容せん断力の算定に用いる横補強筋比 p_w の下限は 0.2% とし、 p_w の上限は、過密配筋の防止の観点から 1.2% としている。一方、SD490 を超える高強度せん断補強筋の場合、横補強筋比 p_w を増やすと、解図 3.2 に示すように、RC 部材のせん断終局耐力はトラス機構におけるコンクリート・圧縮ストラットの圧縮強度で決定する。すなわち、トラス機構による横補強筋の引張力と圧縮ストラットの圧縮力の釣り合い条件より、 $p_w \cdot \sigma_{wy}/F_c$ は一定値以下にする必要がある。



$T_s = C_{st} \cdot \sin \phi$ より、 $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B = A$
 $(p_w = a_w / (B \cdot s), A: \text{圧縮ストラットの角度による定数} = \sin^2 \phi)$

解図 3.2 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

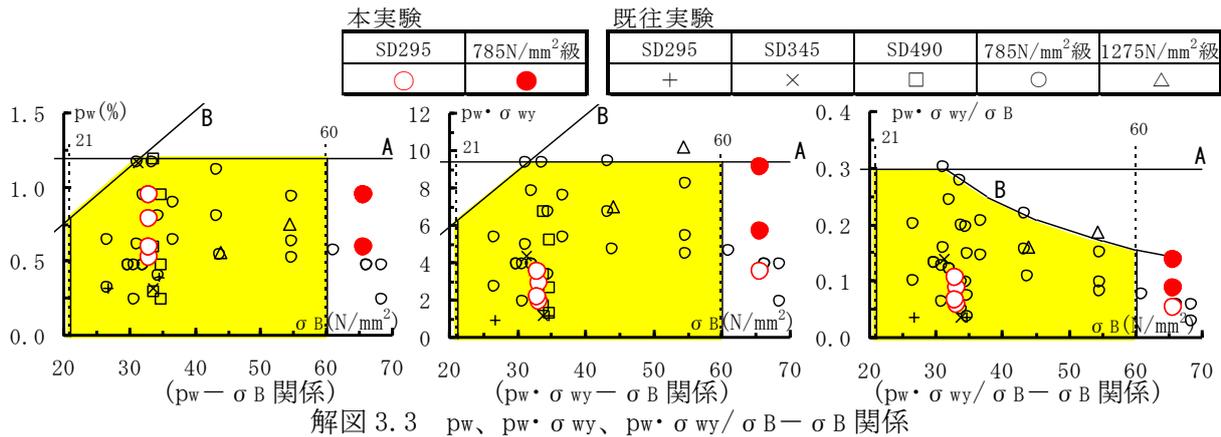
解図 3.3 に、本工法開発実験による梁試験体 (16 体) および既往実験¹¹⁾⁻¹³⁾による梁試験体 (45 体) の p_w 、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$ 、 $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ と σ_B の関係を示す。 σ_B はコンクリートの実圧縮強度である。

同図中には、縦軸の上限値を A と B の実線で示した。A は、 $p_w \leq 1.2\%$ 、 $p_w \cdot \sigma_{wy} \leq 1.2\% \times 785\text{N/mm}^2 = 9.42\text{N/mm}^2$ 、 $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B \leq 9.42 / \sigma_B$ を表し、B は、実験値の上限値 $p_w \leq 0.3 \sigma_B / 785$ 、 $p_w \cdot \sigma_{wy} \leq 0.3$

σ_B 、 $p_w \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B \leq 0.3$ を表す。A, B の範囲内のプロットに対応する終局耐力計算値および短期許容せん断力計算値の妥当性は、実験値と比較して確認されている。

以上より、785N/mm² 級までの高強度せん断補強筋については、許容応力度設計および終局強度設計に係わらず、横補強筋比 p_w の上限は、式(3.2)によって定められる。

なお、7.2 節で後述する靱性保証型設計指針⁷⁾による塑性理論に基づくせん断耐力が、式(7.3)において圧縮ストラットの圧縮強度によって支配される Q_{su3} で決定する場合、横補強筋比は式(3.2)による値より小さくなることもある。



(5) 技術基準解説書に従い設計された RC 梁の場合

技術基準解説書に従いルート 3 で設計された RC 梁については、同設計で定められた横補強筋の鋼種、呼び名、1 組の本数、間隔(s_0)を基に、4 章の主筋継手部に係わる構造規定を満足するように、継手周囲区間およびそれ以外の区間での横補強筋の間隔(s_1, s_2)を決定すればよい(解図 4.5、解図 4.6 参照)。

4章 主筋継手部に係わる構造規定

- 1) 本工法による RC 梁の内法スパン長 L_o は、梁せい D の 4 倍以上とする。
 2) 主筋継手部は、スパン中央付近を基本とし、式(4.1)の条件を満足するように配置する。

$$L_{so} \geq \max(1.5D, L_{sD}) \quad (4.1)$$

$$L_{sD} = L_h - (1 - SL/n_j) \cdot (L_h - d) / (\alpha_u \cdot \gamma_s) \quad (4.2)$$

ここに、 L_{so} ：材端部フェイスから主筋継手カプラー端面までの距離

L_{sD} ：主筋継手位置の限界距離

L_h ：材端部フェイスから反曲点位置までの距離

ただし、 $L_h = (L_o + d) / 2$ とする。 L_o ：梁の内法スパン長、 d ：梁の有効せい

γ_s ：上限強度算定用材料強度に基づく影響係数で、

SD295 では $\gamma_s = 1.0$ 、SD345, SD390, SD490 では $\gamma_s = 0.95$ とする。

α_u ：カットオフ筋の影響係数で、カットオフ筋が存在しない場合、 $\alpha_u = 1$ とし、カットオフ筋が存在する場合、下式によってもよい。

$$\alpha_u = (N + n_c) / N \quad (4.3)$$

N ：通し主筋の本数、 n_c ：カットオフ筋の本数

$SL = (\sigma_{sL} / \sigma_{yo})$ ：長期応力比、 σ_{sL} ：長期荷重による主筋の引張応力

ただし、 σ_{sL} は、単純梁とした時の主筋の引張応力とし、スパン中央の曲げモーメント M_o を用いて求めてもよい。

σ_{yo} ：主筋の規格降伏点

n_j ：主筋継手部の強度係数で、SD295～SD390 では $n_j = 1.35$ 、SD490 では $n_j = 1.25$ とする。

- 3) 主筋継手を配置しないとして式(3.1)で求まる横補強筋比 p_w によって決定する総本数以上の横補強筋を、主筋継手部を除く、継手周囲区間およびそれ以外の区間にそれぞれ均等に配置する。

ただし、継手周囲横補強筋の配置率 α_w は、式(4.4)の条件を満足しなければならない。また、継手周囲区間およびそれ以外の区間における横補強筋の間隔 s_1 、 s_2 は、それぞれ式(3.1)による横補強筋比 p_w の算定に用いる間隔 s_o よりも大きくしてはならない(解図 4.5、解図 4.6)。

$$\alpha_w = (n_{w1} + n_{w2}) / n_{wo} \geq \alpha_{wo} \quad (4.4)$$

n_{w1} ：継手周囲区間の横補強筋の組数

n_{w2} ：継手周囲区間に隣接する ($j_{tgo} / 2$) 内の横補強筋の組数、ただし、 $n_{w2} \geq n_{wo} / 2$ (解図 4.5)

n_{wo} ：主筋継手を配置しないとして求めた横補強筋の組数 ($n_{wo} = \text{ROUNDUP}(j_{tgo} / s_o, 0)$) (式(3.1))

j_{tgo} ：上下最外縁主筋の中心間距離

α_{wo} ：継手周囲横補強筋の必要配置率、

ただし、 $\alpha_{wo} = 0.85$ とする。

- 4) 本工法による RC 梁に貫通孔を設ける場合、解図 1.3 に示す継手周囲区間は、図 4.1 の C 区間内に侵入してはならない。また、貫通孔は、第三者機関の評価を取得した方法、または RC 計算規準 22 条に従い補強する。

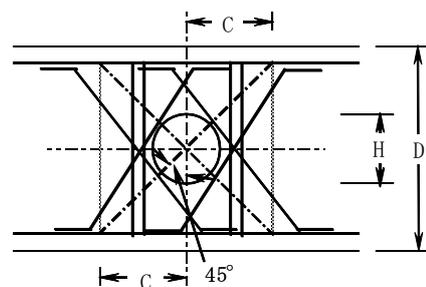


図 4.1 貫通孔周囲補強筋の有効範囲(C区間)

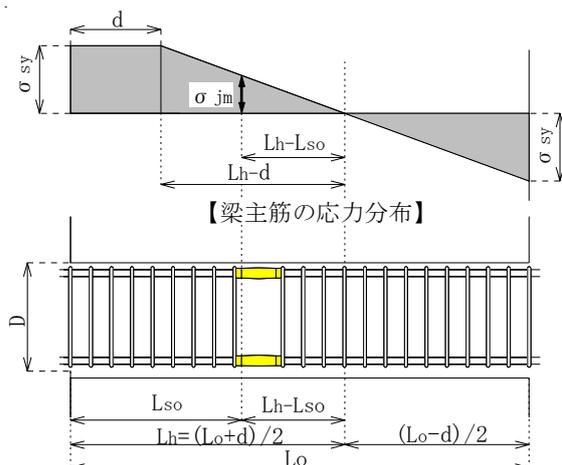
【解説】

(1) 主筋継手部の設計条件

(a) テンションシフトの影響

式(4.1)の設計条件は、①降伏ヒンジ領域での変形性能の低下防止、②主筋継手部の破断防止の観点から定められている。本工法開発実験では、靱性保証型設計指針⁷⁾による降伏ヒンジ領域長さと同様、主筋継手位置を材端部フェイスから1.5Dとすれば、本工法による主筋継手を配置したRC梁は、主筋継手を配置していない場合と同等の終局耐力および変形性能を有することを確認している。

一方、材端部に降伏ヒンジを形成したRC梁の主筋応力分布は、解図4.1に示すように、材端部でのテンションシフトの影響を受けるので、この点を考慮し、両材端部(降伏ヒンジ領域)が終局限界変形に達するまで、主筋継手部の破断を防止する必要がある^{14),15)}。テンションシフト⁶⁾とは、材端部での降伏ヒンジの形成に伴い、降伏ヒンジ領域によって決定する範囲(ここでは、有効せいdの範囲)で、梁主筋が塑性化し、降伏強度 σ_{sy} に達する現象をいう。



解図4.1 梁主筋の応力分布とLsoの定義

解図4.1によると、両材端部の終局限界変形

時における主筋継手部の引張応力 σ_{jm} は、下式で求められる。

$$\sigma_{jm} = \sigma_{sy} \cdot (Lh - Lso) / (Lh - d) \quad \text{(解4.1)}$$

ここに、 σ_{sy} ：梁主筋の上限強度算定用材料強度

DSネジバー機械式継手は、A級継手性能判定基準を満足するので、SD295～SD490の主筋継手部の引張強度 σ_{ju} は、 $1.35\sigma_{yo}$ または σ_{bo} のいずれか小さい方の値としてもよい。 σ_{yo} は規格降伏点、 σ_{bo} は規格引張強さを示す。

そこで、 n_j を継手の強度係数とし、 $\sigma_{jm} = n_j \cdot \sigma_{yo}$ とすると、SD295～SD390では $n_j = 1.35$ 、SD490では $n_j = 1.25$ とできる。なお、SD490の場合、 $\sigma_{bo} = 620 \text{ N/mm}^2 = 1.27\sigma_{yo}$ となる。

また、上限強度算定用材料強度 $\sigma_{sy} = s_u \cdot \sigma_{yo}$ とし、 $\sigma_{ju} \geq \sigma_{jm}$ の条件より、上限強度算定用材料強度に基づく影響係数を $\gamma_s = s_u / n_j$ とすると、式(解4.2)が得られる。

$$Lso \geq Lh - (Lh - d) / \gamma_s \quad \text{(解4.2)}$$

解表4.1に示すように、SD295A～SD390の上限強度算定用材料強度は、靱性保証型指針⁷⁾による値とし、SD490は、製造実績を考慮して $1.15\sigma_{yo}$ とできる。

これらより、上限強度算定用材料強度に基づく影響係数 γ_s は、SD295では $\gamma_s = 1.0$ 、SD345、SD390、SD490では $\gamma_s = 0.95$ とした。

解表4.1 主筋の上限強度算定用材料強度

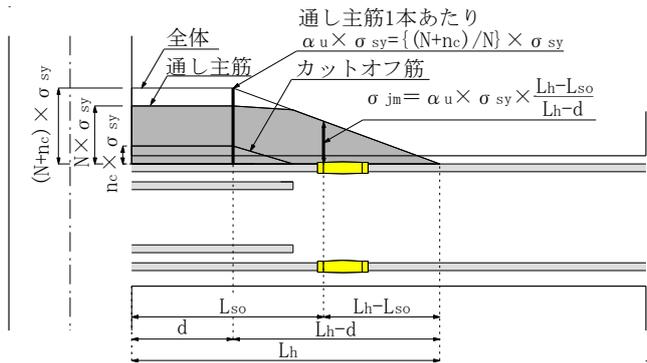
SD295A, B	$1.30\sigma_{yo}$
SD345, SD390	$1.25\sigma_{yo}$
SD490	$1.15\sigma_{yo}$

(注) σ_{yo} ：鉄筋の規格降伏点

(b) カットオフ筋の影響

カットオフ筋と通し主筋の引張応力分布の算定方法は、靱性保証型設計指針 6.8 節の解説 3) に示されているが、設計式としては複雑である。

これらより、式(4.1)の主筋継手位置 L_{so} を安全側に評価するために、梁主筋継手部の引張応力 σ_{jm} は、解図 4.2 に示すように、式(4.3)によるカットオフ筋の影響係数 α_u を考慮して求める¹⁵⁾。この場合、カットオフ筋が存在しない範囲の通し主筋の引張応力の勾配は、カットオフ筋が存在する範囲よりも大きくなる。



解図 4.2 カットオフ筋の影響を考慮した主筋応力分布

(c) 長期荷重の影響

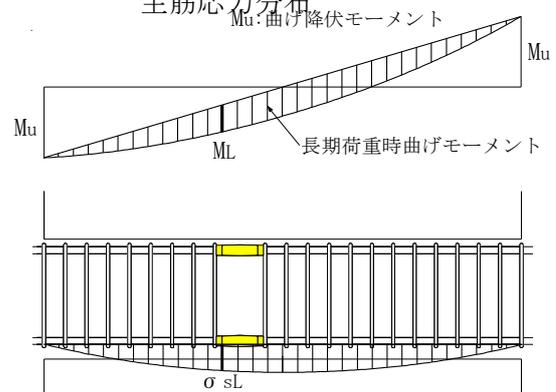
長期荷重による主筋の引張応力 σ_{sL} は、下式で求められる。

$$\sigma_{sL} = ML / (at \cdot j) \quad (\text{解 4.3})$$

ここに、ML: 長期荷重時曲げモーメント

at: 引張主筋の断面積

j = (7/8)d: 応力中心距離



解図 4.3 長期荷重による主筋の引張応力

通常、両材端部が曲げ降伏する RC 梁では、解図 4.3 に示すように、水平荷重時曲げモーメントに長期荷重時曲げモーメントが付加されるので、長期荷重による主筋の引張応力 σ_{sL} は、単純支持による長期荷重時曲げモーメント ML を用いて求める。ただし、ML は、安全側の措置として、スパン中央の曲げモーメント M_0 を用いてもよい。

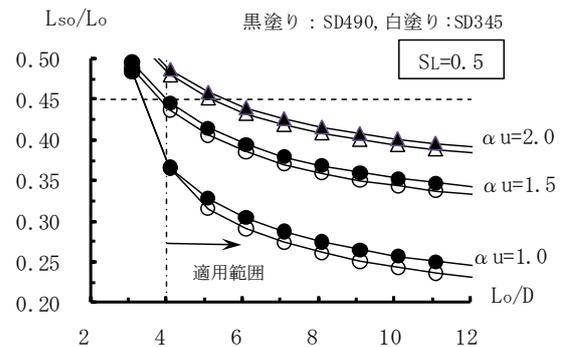
以上より、長期荷重を受ける主筋継手部の引張応力 σ_{jm} は、カットオフ筋の影響係数 α_u を考慮した主筋継手部の引張応力 σ_{jm} と長期荷重による引張応力 σ_{sL} を足し合わせると、式(解 4.4)で求められる。また、式(解 4.4)を用い、 $\sigma_{ju} \geq \sigma_{jm}$ の条件を適用すると、式(4.2)が得られる。

$$\sigma_{jm} = \alpha_u \cdot \sigma_{sy} \cdot (L_h - L_{so}) / (L_h - d) + \sigma_{sL} \quad (\text{解 4.4})$$

そこで、(a)項で示した継手の強度係数 n_j を用い、SD345 と SD490 の主筋について、 $d=0.9D$ 、 $SL=0.5$ 、 $\alpha_u=1.0, 1.5, 2.0$ として求めた $L_{so}/Lo - Lo/D$ 関係を解図 4.4 に示す。

$\alpha_u=1.0$ は全主筋が通し主筋の場合、 $\alpha_u=1.5$ と $\alpha_u=2.0$ は全主筋本数の (1/3) または (1/2) をカットオフ筋とした場合である。

同図によると、カットオフ筋の影響係数 α_u が大きくなるか、内法スパン比 Lo/D が小さくなると、材端部フェイスから主筋継手カプラー端面までの距離 L_{so} は増加する。



解図 4.4 $L_{so}/Lo - Lo/D$ 関係

通常、内法スパン比 L_0/D が小さいと、長期荷重時曲げモーメントは減少するとともに、通し主筋に対するカットオフ筋の本数の比は減少する。

これらより、主筋継手部は、通常、スパン中央に対して $\pm 0.05L_0$ の範囲に配置すれば、式(4.1)の条件を満足する。本工法で用いる DS ネジバー機械式継手カプラーの全長 L_c は、解表 2.2 に示すように、D41 では 221mm であるので、内法スパン長 L_0 が 3m 程度の短スパン梁については、継手カプラーの中心をスパン中央に一致するように、主筋継手を配置すればよい。

(2) 継手周囲横補強筋の組数

解図 4.5 に示すように、継手周囲区間の中心に対し、 45° トラス機構を仮定すると、継手周囲区間両端の引張材(横補強筋)の降伏耐力 T_{wy} は、下式で求められる。

$$T_{wy} = (n_{w1} + n_{w2}) \cdot a_w \cdot \sigma_{wy} \quad (\text{解 4.5})$$

ここに、 σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度

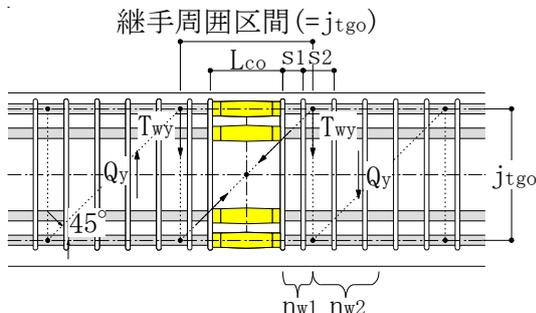
また、主筋継手を配置しないとして式(3.1)より横補強筋比 p_w を算定する場合、解図 4.6 に示すように、継手周囲区間と同じ長さ (j_{tgo} : 上下最外縁主筋の中心間距離) 内に配置される横補強筋の降伏耐力 T_{wyo} は、下式で求められる。

$$T_{wyo} = n_{wo} \cdot a_w \cdot \sigma_{wy} \quad (\text{解 4.6})$$

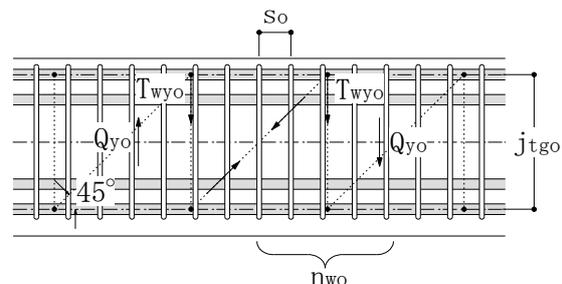
以上より、継手周囲横補強筋の配置率 α_w は、 T_{wyo} に対する T_{wy} の比とし、式(4.4)で定義する。

ここで、主筋継手を配置しない場合の組数 n_{wo} は、 45° トラス機構の仮定より、 $n_{wo} = \text{ROUNDUP}(j_{tgo}/s_o, 0)$ として求められ、この組数 n_{wo} を用いると、トラス機構の負担せん断力 Q_w は、 $Q_w = T_{wyo} = (j_{tgo}/s_o) \cdot a_w \cdot \sigma_{wy} = (p_w \cdot \sigma_{wy}) \cdot b \cdot j_{tgo}$ として求められる(式(3.1) 参照)。

(固定ナットあり) $L_{co} = L_c + 2L_n + d_{wo}$ 、 (固定ナットなし) $L_{co} = L_c + d_{wo}$
 L_c : カプラー全長、 L_n : 固定ナットの長さ、 d_{wo} : 横補強筋の最外径



解図 4.5 継手周囲区間の横補強筋の組数



解図 4.6 主筋継手を配置しない場合の組数

解表 4.2 に、説明資料 II 編の RC 梁実験に供した継手周囲横補強筋の配置率 α_w と限界部材角実験値 R_{80} を示す。同表中、No. 2, No. 4 はスパン中央に継手を配置した試験体、それ以外は材端部フェイスから主筋継手カプラー端面までの距離 L_{so} を $1.5D$ (D : 梁せい) とした試験体であり、横補強筋の間隔 s_1, s_2 は、継手周囲区間およびそれに隣接する横補強筋の間隔である。

また、同表中に示した継手を配置しないとして式(3.1)より求めた横補強筋の間隔 s_o および本数 n_{wo} は、継手あり試験体に対応する継手なし試験体 (No. 1, No. 3 および No. 5, No. 7) の値である。

実験によると、 $L_{so} = 1.5D$ の継手あり試験体は、いずれも継手なし試験体と同等の構造性能を有する。ただし、限界部材角実験値 R_{80} が靱性保証型設計指針に示された終局変形角の目安値 (1/50) のほぼ 2 倍以上の変形性能を有する試験体 (No. 9, No. 11, No. 15) の配置率 α_w は 0.86 である。

以上より、本設計指針では、継手周囲横補強筋の必要配置率 α_{wo} を 0.85 とした。

解表 4.2 継手周囲横補強筋の配置率 α_w と限界部材角実験値 R80

試験体	s_o (mm)	s_1 (mm)	s_2 (mm)	n_{wo} (本)	n_{w1} (本)	n_{w2} (本)	α_w	R80 ($\times 10^{-3}$)
No. 2	90	85	85	4	1	2	0.75	20.7
No. 4	60	55	55	6	2	3	0.83	24.2
No. 6	80	75	75	5	1	3	0.80	30.8
No. 13								38.4
No. 9	50	46	46	7	2	4	0.86	39.5
No. 11								45.0
No. 15								66.9

【凡例】

s_o, n_{wo} : 式(3.1)より求めた横補強筋の間隔と本数

s_1, s_2, n_{w1}, n_{w2} : 継手周囲区間およびそれに隣接する横補強筋の間隔と本数

α_w : 継手周囲横補強筋の配置率

R80 : 最大耐力の80%低下時の限界部材角実験値

(3) 本工法による主筋継手と貫通孔の配置可能範囲

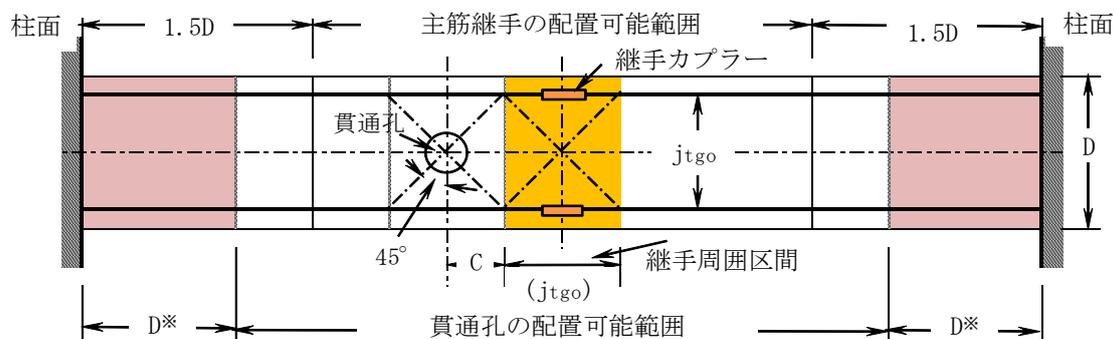
梁貫通孔については、通常、第三者機関の評価を取得した方法、または RC 計算規準 22 条に従い、図 4.1 の貫通孔周囲補強筋の有効範囲(C 区間)が補強されるので、解図 1.3 に示す継手周囲区間は、図 4.1 の C 区間内に侵入してはならないとした。

第三者機関の評価を取得した梁貫通孔補強金物を用いる場合、通常、梁両材端部フェイスから梁せい D の範囲に貫通孔を配置してはならない。したがって、本工法による主筋継手と貫通孔の配置は、解図 4.7 の配置可能範囲に限定される。ただし、梁両材端部フェイスから梁せい D の範囲の貫通孔について、第三者機関の評価を取得した梁貫通補強工法を適用する場合には、梁両材端部フェイスから梁せい D の範囲に貫通孔を配置することができる。

また、第三者機関の評価を取得した梁貫通孔補強金物を用いる場合、上記の規定のほかに、孔の直径、位置、個数、孔の中心間隔などが規定されている。本工法による主筋継手と組み合わせて用いる場合、それらの規定も満足しなければならない。

なお、継手周囲区間と C 区間が接する場合、梁貫通孔の補強用とは別に、式(4.4)中の継手周囲区間に隣接する組数 n_{w2} の横補強筋を C 区間内に配置してもよいものとする。

(注)※： 第三者機関の評価を取得した梁貫通補強工法を適用する場合には、材端部 D の範囲に貫通孔を配置することができる。



解図 4.7 本工法による主筋継手と貫通孔の配置可能範囲

5章 RC梁の許容応力度設計

5.1 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、5.2.1項による長期許容せん断力を用いて行う。

(2) 短期許容応力度設計

短期許容応力度設計は、5.2.2項による損傷制御用および地震時安全性用の短期許容せん断力を用いて行う。ただし、地震時安全性の検討は、6章または7章の終局強度設計を行う場合には省略してもよい。

1) 損傷制御用の短期設計用せん断力 Q_{DS} は、式(5.1)による。

$$Q_{DS} = Q_L + Q_E \quad (5.1)$$

2) 地震時安全性用の短期設計用せん断力 Q_D は、式(5.2)による。

$$\text{(梁)} \quad Q_D = Q_L + \Sigma B_{My}/L_o \quad (5.2)$$

ただし、割増係数 n を1.5以上とする場合、式(5.3)によることができる。

$$Q_D = Q_L + n \cdot Q_E \quad (5.3)$$

ここに、 Q_L ：長期荷重時せん断力で、単純梁として算定した値としてもよい。

Q_E ：水平荷重時せん断力

ΣB_{My} ：梁両端の降伏曲げモーメントの絶対値の和、 L_o ：梁内法スパン長

【解説】

本設計指針では、RC計算規準⁶⁾と同様、下記のように、短期許容応力度設計(以下、短期設計と略記する)と終局強度設計を使い分けることにしている。

- 1) 終局強度設計を行う場合、短期設計による地震時安全性の検討を省略してもよい。ただし、その場合、損傷制御のための短期設計を省略できない。
- 2) 終局強度設計を行わず、短期設計による地震時安全性の検討を行う場合、損傷制御のための短期設計を省略できる。

5.2 許容せん断力の算定

5.2.1 長期許容せん断力

長期許容せん断力 QAL は、式(5.4)による。ただし、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(5.5)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。

$$QAL = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s \quad (5.4)$$

$$QAL = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5w_{ft} \cdot (p_w - 0.002) \} \quad (5.5)$$

$$\alpha = 4 / \{ (M/Qd) + 1 \} \quad (5.6)$$

ただし、 $1 \leq \alpha \leq 2$ とする。

ここに、 b : 梁の幅、T形梁の場合、 b はウェブの幅とする。

j : 応力中心距離、 $j = (7/8)d$ としてよい。 d : 有効せい

f_s : 表 2.6 によるコンクリートの長期許容せん断応力度

α : せん断スパン比 M/Qd による割増係数

M, Q : 長期荷重による最大曲げモーメントおよび最大せん断力

p_w : 式(3.1)による横補強筋比

w_{ft} : 表 2.2 によるせん断補強用の長期許容引張応力度

5.2.2 短期許容せん断力

短期許容せん断力 Q_A は、式(5.7)による。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{ \beta_c \cdot \alpha \cdot f_s + 0.5w_{ft} \cdot (p_w - 0.002) \} \quad (5.7)$$

ただし、損傷制御用の短期許容せん断力 Q_{AS} は、式(5.8)による補正係数 β_c を用いて算定し、地震時安全性用の短期許容せん断力 Q_A は、横補強筋比 p_w に係わらず、 $\beta_c = 1$ として算定する。

$$\beta_c = 1 - (100p_w - 0.2) / 3 \quad (5.8)$$

式(5.7)中のせん断スパン比 M/Qd による割増係数 α は、地震荷重時の最大曲げモーメント M と最大せん断力 Q を用い、式(5.6)より算定する。

ここに、 f_s : 表 2.6 によるコンクリートの短期許容せん断応力度

w_{ft} : 表 2.2 によるせん断補強用の短期許容引張応力度

【解説】

(1) 長期許容せん断力

式(5.4)は、長期荷重時にせん断ひび割れを発生させないことを意図して定められており、式(5.5)は、従来からの算定式と同じである。本工法開発実験では、式(5.5)による長期許容せん断力 QAL 時に、使用上支障を来たすせん断ひび割れは発生しないことを確認している。

(2) 損傷制御用の短期許容せん断力について

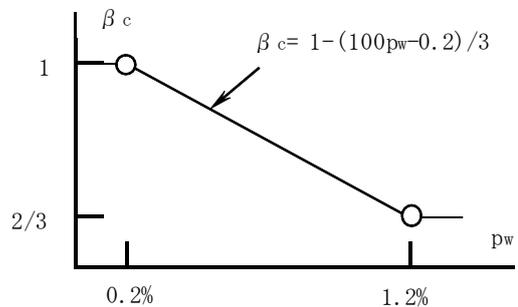
文献 13) では、SD490 および 785N/mm² 級横補強筋を用いた長方形断面梁および T 形断面梁の実験より、RC 規準 15 条⁶⁾と同様、横補強筋比 p_w に係わらず、 $\beta_c=2/3$ として算定した損傷制御用短期許容せん断力時の最大せん断ひび割れ幅の実測値が示されている。

この実験によると、最大残留せん断ひび割れ幅の実測値は、横補強筋比 p_w が小さいと 0 に近く、 p_w が 1.2% 程度の時でも 0.1mm 以下となる。一方、RC 規準では、損傷制御用の短期許容せん断力経験後の最大残留せん断ひび割れ幅は 0.3mm 以下とすることを基本としている。

すなわち、上記の最大残留せん断ひび割れ幅の実測値に基づくと、横補強筋比 p_w が小さい時、RC 規準による損傷制御用の短期許容せん断力は過小評価になる。その結果、RC 規準による損傷制御用の短期許容せん断力に対して求まる必要横補強筋比は、6 章または 7 章による終局強度設計に対して求まる必要横補強筋比を上回る可能性がある。

これらの点を考慮し、本設計指針では、解図 5.1 に示すように、損傷制御用の短期許容せん断力は、 $p_w=0.2\%$ 時の $\beta_c=1$ と $p_w=1.2\%$ 時の $\beta_c=2/3$ を直線補間した式(5.8)による補正係数 β_c を用いて算定することとした。

式(5.8)による補正係数 β_c を用いた損傷制御用の短期許容せん断力経験後の最大残留せん断ひび割れ幅は、(3) 項に示すように、SD295 および 785N/mm² 級横補強筋を用いた本工法開発実験および SD490 および 785N/mm² 級横補強筋を用いた既往実験¹³⁾によって、横補強筋の鋼種に係わらず、0.1mm 程度以下になることを確認している。



解図 5.1 短期許容せん断力算定用の β_c

(3) 損傷制御用の短期許容せん断力経験後の最大残留せん断ひび割れ幅

ここでは、次の 3CASE について、損傷制御用の短期許容せん断力 QAS1, QAS2, QAS3 時の最大残留せん断ひび割れ幅の実験値を示す。

CASE1 : p_w に係わらず $\beta_c=2/3$ 、 w_{ft} の上限を 590N/mm² とした場合…QAS1

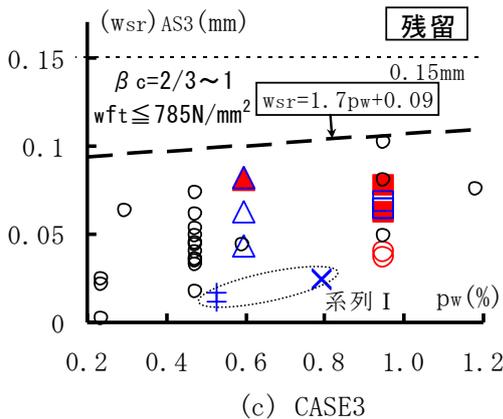
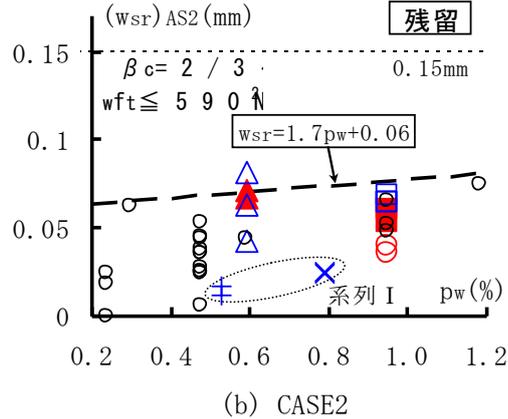
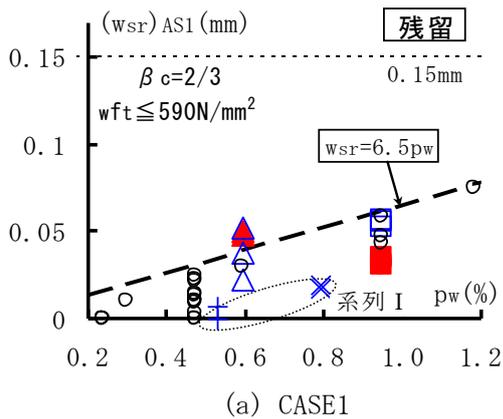
CASE2 : 式(5.8)の β_c 、 w_{ft} の上限を 590N/mm² とした場合…QAS2

CASE3 : 式(5.8)の β_c 、 w_{ft} の上限を 785N/mm² とした場合…QAS3

解図 5.2 に、本工法開発実験(16 体)および SD490 および 785N/mm² 級横補強筋を用いた主筋継手なし RC 梁の既往実験(20 体)¹³⁾で得られた、損傷制御用の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})AS と横補強筋比 p_w の関係を示す。同図中には、主筋継手なし RC 梁 20 体の既往実験値の上限値を破線で示した。

同図によると、CASE1、CASE2 では、継手位置を 1.25D とした RC 梁の(w_{sr})AS は上限値を超える場合があるが、継手位置を 1.5D とした RC 梁の(w_{sr})AS は、CASE1～CASE3 とともに、概ね上限値以下となった。また、これらの上限値は、RC 規準による最大残留せん断ひび割れ幅制限値 0.3mm を、部材寸法に対するひび割れ幅の増大率 2.0 で除した 0.15mm の(1/1.5)程度以下となる。

以上より、CASE3 としても、損傷制御用の短期許容せん断力を経験し、長期荷重まで除荷した時の最大残留せん断ひび割れ幅は、0.3mm 以下となると判断できる。



記号	試験体	F _c (N/mm ²)	横補強筋	
			pw (%)	鋼種
+	No. 1, 2	27	0.53%	SD295A
×	No. 3, 4		0.79%	
△	No. 5~7		0.59%	
□	No. 8~10		0.95%	
○	No. 11, 12	60	0.95%	KSS785
△	No. 13, 14		0.59%	
■	No. 15, 16		0.95%	

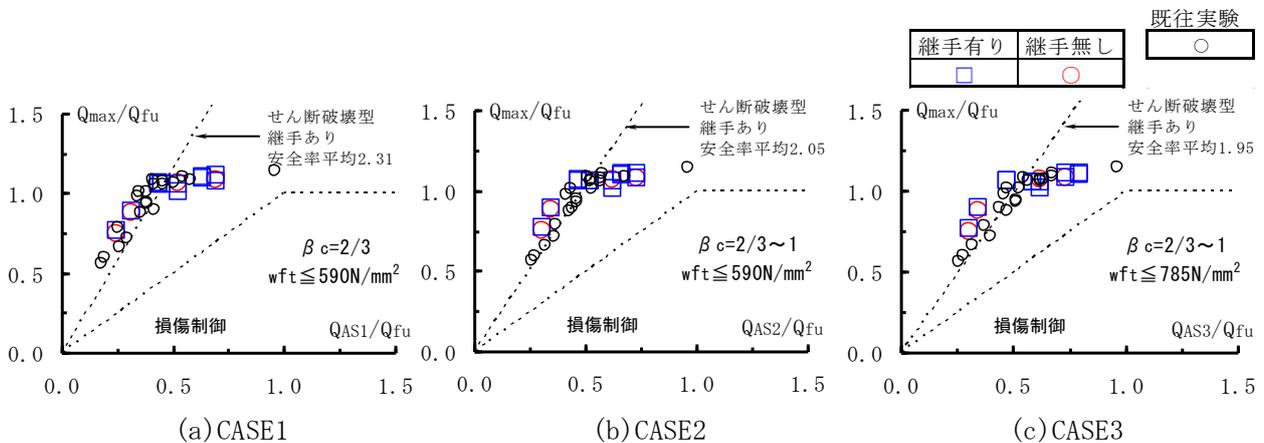
既往実験
○

解図 5.2 最大残留せん断ひび割れ幅 (wsr) AS—横補強筋比 pw 関係

(4) 損傷制御用の短期許容せん断力と最大耐力実験値との関係

CASE1~CASE3 の損傷制御用の短期許容せん断力 QAS1~QAS3 に対する、 Q_{max}/Q_{fu} — Q_{AS1} (Q_{AS2} または Q_{AS3})/ Q_{fu} 関係を解図 5.3 に示す。 Q_{max} は最大耐力実験値、 Q_{fu} は e 関数によるコンクリート応力—ひずみ関係を用いて平面保持仮定より算定した曲げ終局耐力である。

同図中には、継手なし RC 梁の既往実験値 (45 体)¹¹⁻¹³⁾ を併示した。また、6.2 節で後述する荒川 mean 式によるせん断余裕度 $Q_{su}/Q_{fu} \leq 1.0$ となるせん断破壊型試験体の安全率の平均値を示した。これによると、主筋継手の有無に係わらず、せん断破壊型試験体の最大耐力実験値は、損傷制御用の短期許容せん断力 QAS1~QAS3 の 1.9~2.3 倍程度である。

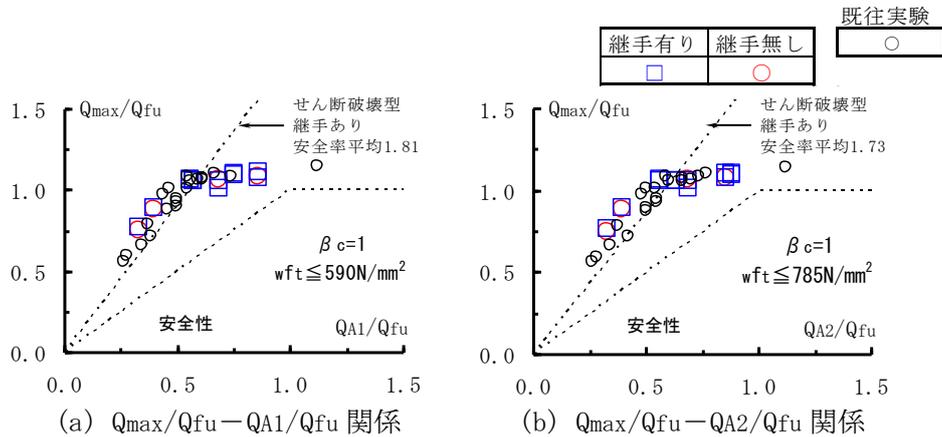


解図 5.3 Q_{max}/Q_{fu} — Q_{AS1} (Q_{AS2} , Q_{AS3})/ Q_{fu} 関係

(5) 地震時安全用の短期許容せん断力と最大耐力実験値との関係

地震時安全性用の短期許容せん断力 $QA1$ および $QA2$ に対する、 $Q_{max}/Q_{fu}-QA1(QA2)/Q_{fu}$ 関係を解図 5.4 に示す。ここで、 $785N/mm^2$ 級以上の横補強筋の場合、 $QA1$ は $wft=590N/mm^2$ 、 $QA2$ は $wft=785N/mm^2$ とし、それぞれ横補強筋比 p_w に係わらず、 $\beta_c=1$ として式(5.7)より算定した。

同図によると、主筋継手の有無に係わらず、荒川 mean 式によるせん断余裕度 $Q_{su}/Q_{fu} \leq 1.0$ となるせん断破壊型試験体の最大耐力実験値は、地震時安全性用の短期許容せん断力 $QA1$ の 1.8 倍程度、 $QA2$ の 1.7 倍程度である。

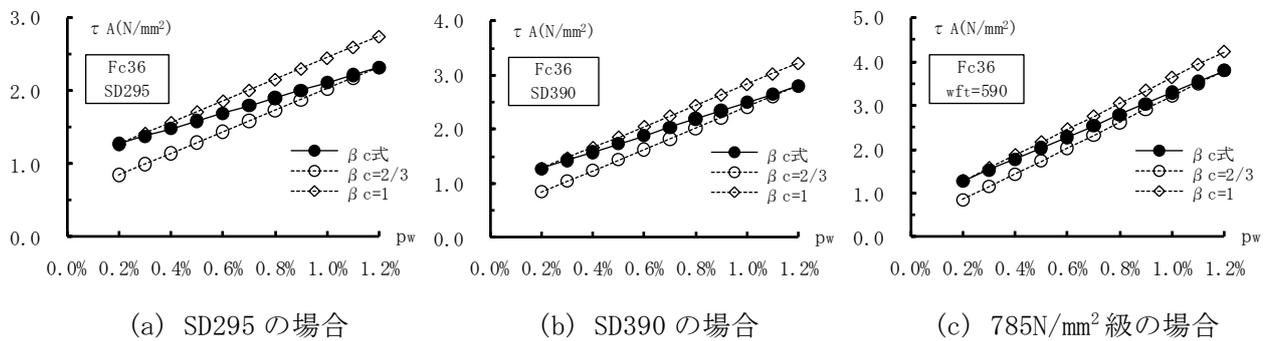


解図 5.4 $Q_{max}/Q_{fu}-QA1(QA2)/Q_{fu}$ 関係

(6) 短期許容せん断応力度の算定結果

$\alpha=1$ 、 $Fc36$ とし、 $SD295$ 、 $SD390$ 、 $785N/mm^2$ 級横補強筋について、式(5.7)による短期許容せん断応力度 $\tau_A (=QA/bj)$ と横補強筋比 p_w の関係を解図 5.5 に示す。 $785N/mm^2$ 級横補強筋の場合、せん断設計用の短期許容引張応力度 wft を $590N/mm^2$ とした。各図ともに、式(5.7)中の補正係数 β_c を、 $2/3$ (RC 規準による損傷制御用の値)、 1 (地震時安全性用の値)、式(5.8)の値とした場合を示した。

同図によると、式(5.8)の補正係数 β_c を考慮して求めた τ_A は、 $p_w=0.2\%$ の時 $\beta_c=1$ として求めた τ_A から $p_w=1.2\%$ の時 $\beta_c=2/3$ として求めた τ_A に近づく。



解図 5.5 τ_A - p_w 関係

6章 技術基準解説書に準拠した終局強度設計

6.1 設計条件

本工法によるRC梁は、式(6.1)の条件を満足するように設計する。

部材の両端にヒンジが生じる状態： $Q_{su} \geq Q_L + \alpha_f \cdot Q_M$

上記以外の状態： $Q_{su} \geq Q_L + \alpha_s \cdot Q_M$ (6.1)

ここに、 Q_{su} ：梁のせん断終局耐力

Q_L ：長期荷重による鉛直せん断力で、
単純梁とした時の長期荷重によるせん断力としてもよい。

Q_M ：保有水平耐力時せん断力

α_f ：変形性能確保のための割増係数

α_s ：せん断耐力確保のための割増係数

ここで、 $\alpha_f=1.1$ 、 $\alpha_s=1.2$ とし、部材種別は昭55建告第1792号による。

また、せん断設計に用いる保有水平耐力時せん断力 Q_M は、梁主筋および片側につき1m程度の有効幅内のスラブ筋について、それぞれ材料強度を用いて算定する。

ただし、内法スパン長と梁せいの比 L/D が6を超える場合、材端部ヒンジ領域でのせん断破壊を防止する観点より、材端部ヒンジ領域の横補強筋は中子筋併用の溶接閉鎖型とすることが望ましい。

【解説】

(1) 基本方針

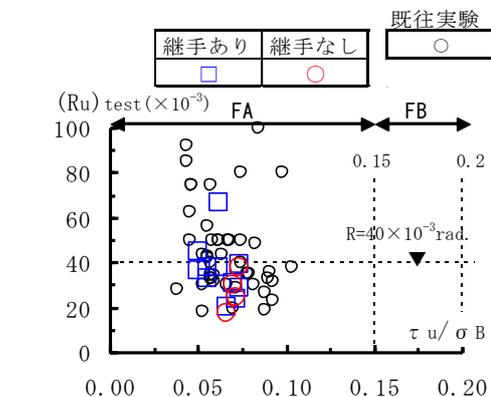
技術基準解説書⁸⁾に準拠する場合、メカニズム時にせん断破壊等の脆性破壊が生じないように、設計することを基本とする。この基本方針より、6.2節に示すように、国土交通省告示第594号第4によって梁のせん断終局耐力を算定する。

(2) RC梁の変形性能の評価

(a) 限界部材角実験値と部材種別の関係

限界部材角実験値 $(R_u)_{test}$ とせん断応力レベル τ_u/σ_B の関係を解図6.1に示す。 $(R_u)_{test}$ は、耐力が最大耐力 Q_{max} の80%に低下した時の部材角実験値である。同図中には、本工法実験値(16体)および既往実験値(45体)¹¹⁾⁻¹³⁾を示すとともに、昭55建告第1792号による部材種別を併記した。梁の部材種別は、 $\tau_u/F_c \leq 0.15$ の時「FA」、 $\tau_u/F_c \leq 0.2$ の時「FB」、 $\tau_u/F_c > 0.2$ の時「FD」と規定されている。

解図6.1によると、梁試験体は、すべてせん断応力レベル τ_u/σ_B が0.15以下であり、部材種別はFAと判別される。しかしながら、主筋継手の有無に係わら



解図 6.1 RC梁の $(R_u)_{test} - \tau_u/\sigma_B$ 関係

ず、限界部材角 $(Ru)_{test}$ が $40 \times 10^{-3} \text{rad}$. 未満の実験値が多数存在する。部材角 $40 \times 10^{-3} \text{rad}$. は、靱性保証型設計指針⁷⁾ に示された RC 梁の終局限界部材角目安値(1/50)の 2 倍に相当する。 σ_B はコンクリートの実圧縮強度を示す。

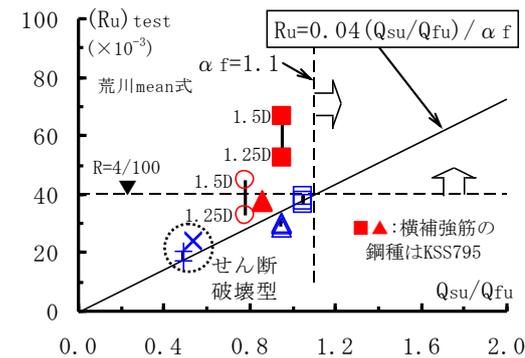
(b) 変形性能確保のための設計条件

解図 6.2 に、荒川 mean 式によるせん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} と本実験値による限界部材角 $(Ru)_{test}$ の関係を示す。同図中に、 $\alpha f=1.1$ として求めた式(解 6.1)の計算値を示した。同式は、 $(Ru)_{test}$ の概ね下限に相当し、継手を配置していない RC 梁の既往実験値(45 体)¹¹⁾⁻¹³⁾ を基に求められている。 Q_{fu} は e 関数法による曲げ終局耐力時せん断力を示す。

$$Ru = 0.04(Q_{su}/Q_{fu}) / \alpha f \tag{解 6.1}$$

解図 6.2 によると、

- 1) 材端部フェイスからの主筋継手位置を 1.5D から 1.25D にすると、コンクリートの目標強度 $F_c=60\text{N/mm}^2$ 、横補強筋比 $p_w=0.95\%$ の試験体(No. 11~12、No. 15~16)の限界部材角 $(Ru)_{test}$ が減少した。
- 2) 上記以外の試験体(No. 1~10、No. 13~14)の限界部材角 $(Ru)_{test}$ は、主筋継手の有無および位置に係わらずほとんど変化しなかった。
- 3) 本実験値の下限は、 $\alpha f=1.1$ として式(解 6.1)より求めた計算値と概ね一致した。

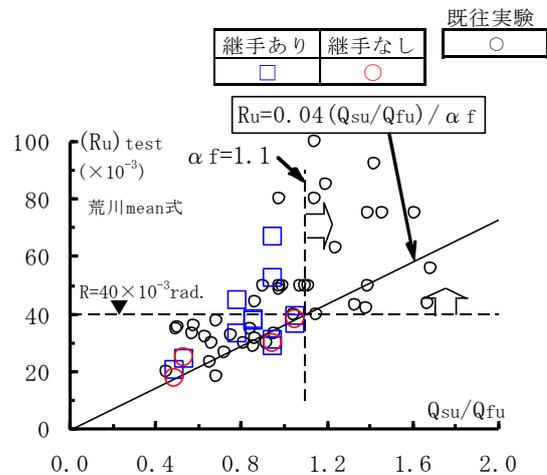


記号	試験体	F _c (N/mm ²)	横補強筋	
			p _w (%)	鋼種
+	No. 1, 2	27	0.53%	SD295A
×	No. 3, 4		0.79%	
△	No. 5~7		0.59%	
□	No. 8~10		0.95%	
○	No. 11, 12	60	0.95%	KSS785
▲	No. 13, 14		0.59%	
■	No. 15, 16		0.95%	

解図 6.2 $(Ru)_{test} - Q_{su}/Q_{fu}$ (荒川 mean 式) 関係

解図 6.3 に、本実験値および継手なし RC 梁の既往実験値¹¹⁾⁻¹³⁾ について、限界部材角 $(Ru)_{test}$ と荒川 mean 式によるせん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} の関係を示す。なお、既往実験値は、 135° フック付き外周筋のみの横補強筋を用いた 3 体を除く 42 体とした。

同図より、 $\alpha f=1.1$ とすれば、本工法による主筋継手を配置した RC 梁は、主筋継手を配置していない RC 梁と同様、限界部材角 $(Ru)_{test}$ が $40 \times 10^{-3} \text{rad}$. 以上の変形性能を有すると判断できる。



解図 6.3 $(Ru)_{test} - Q_{su}/Q_{fu}$ (荒川 mean 式) 関係

6.2 せん断終局耐力の算定

本工法によるRC梁のせん断終局耐力 Q_{su} は、式(6.2)による。

$$(梁) \quad Q_{su} = \{0.068pt^{0.23}(F_c+18)/[(M/Qd)+0.12]+0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}}\} \cdot b \cdot j \quad (6.2)$$

ただし、 $1 \leq M/Qd \leq 3$ とする。

ここに、 M ：最大曲げモーメント、 Q ：最大せん断力、 d ：有効せい

pt ：引張鉄筋比(%)、 F_c ：コンクリートの設計基準強度(単位： N/mm^2)

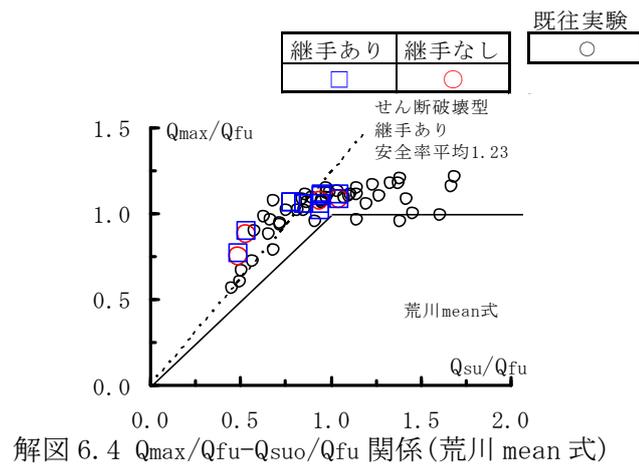
p_w ：式(3.1)による横補強筋比、 σ_{wy} ：横補強筋の降伏強度(単位： N/mm^2)

b ：部材幅、 j ：応力中心距離 ($j=7d/8$ としてよい)

【解説】

荒川 mean 式によるせん断余裕度 Q_{su}/Q_{fu} と Q_{max}/Q_{fu} の関係を解図 6.4 に示す。同図中には、本実験値(□：主筋継手あり、○：主筋継手なし)および主筋継手を配置していないRC梁の既往実験値(45体：○)^{11)~13)}を示すとともに、せん断余裕度 $Q_{su}/Q_{fu} \leq 1.0$ となるせん断破壊型試験体の安全率 Q_{max}/Q_{su} の平均値を示した。

同図によると、主筋継手の有無、位置に係わらず、 $Q_{su}/Q_{fu} \leq 1$ のせん断破壊型の場合、最大耐力実験値は、荒川 mean 式によるせん断終局耐力の 1.2 倍程度である。



7章 靱性保証型設計指針に準拠した終局強度設計

7.1 設計条件

- 1) 本工法による RC 梁は、メカニズム時に降伏ヒンジが発生する部材(降伏ヒンジ部材)、降伏ヒンジが発生する可能性のある部材(潜在ヒンジ部材)、それ以外の非ヒンジ部材にわけて設計する。

降伏ヒンジ部材の塑性領域(降伏ヒンジ領域)ならびに潜在ヒンジ部材の塑性可能領域(潜在ヒンジ領域)は、特別に検討した場合を除き、柱面から梁せいの 1.5 倍以内の範囲とする。

- 2) 降伏ヒンジ部材および潜在ヒンジ部材のメカニズム時に保証すべき回転角 R_p (以下、保証回転角 R_p と呼ぶ)は、各階ともに、メカニズム時層間変形角から降伏部材角 R_y を減じた値以上とする。

ただし、メカニズム時の最大層間変形角が 1/50 以下であっても、表 7.1 の値以上とし、特別に検討した場合を除き、降伏部材角 R_y は 0 としてもよい。

また、非ヒンジ部材では、 $R_p=0$ としてもよい。

表 7.1 RC 梁の保証回転角 R_p

潜在ヒンジ部材	降伏ヒンジ部材
1/75	1/50

- 3) 本工法による RC 梁は、式(7.1)を満足するように設計する。同式中のせん断終局耐力 Q_{suo} は、2)項の保証回転角 R_p を考慮し、7.2 節に従って算定する。

$$(梁) \quad Q_{suo} \geq Q_L + \alpha_s \cdot Q_m \quad (7.1)$$

ここに、 Q_{suo} : 梁のせん断終局耐力、 Q_L : 長期荷重による鉛直せん断力

Q_m : 保有水平耐力時せん断力、 α_s : 割増係数

割増係数 α_s は、降伏ヒンジ部材、潜在ヒンジ部材では 1.0 とする。一方、非ヒンジ部材の場合、SD490 までの横補強筋では 1.1、785N/mm² 級までの横補強筋では 1.2 とする。

また、せん断設計に用いる保有水平耐力時せん断力 Q_m は、梁主筋および片側につき 1m 程度の有効幅内のスラブ筋について、それぞれ鉄筋降伏点の上昇を考慮して上限強度算定用材料強度を用いて算定する。

ただし、内法スパン長と梁せいの比 L_o/D が 6 を超える場合、材端部ヒンジ領域でのせん断破壊防止の観点より、材端部ヒンジ領域の横補強筋は中子筋併用の溶接閉鎖型とすることが望ましい。

【解説】

(1) 降伏ヒンジ部材、潜在ヒンジ部材、非ヒンジ部材の設定

靱性保証型設計指針⁷⁾に準拠する場合、メカニズム時の材端部の降伏状況に応じて、降伏ヒンジ部材、潜在ヒンジ部材、非ヒンジ部材にわけ、式(7.1)を満足するように設計する。降伏ヒンジ部材は、メカニズム時まで降伏ヒンジを形成する部材、潜在ヒンジ部材は、メカニズム時まで降伏ヒンジを形成しないが、地震荷重等の諸条件によっては降伏ヒンジを形成する可能性がある部材とし、非ヒンジ部材は、降伏ヒンジ部材および潜在ヒンジ部材以外の部材とする。

(2) 保証回転角 R_p の設定

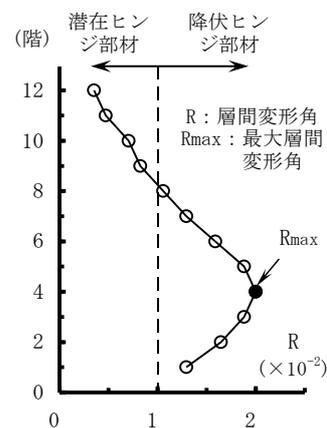
RC 純ラーメン骨組の場合、通常、最上階や最下階を除く一般階では、保有水平耐力時層間変形角は $1/100$ 程度であり、その 2 倍程度の層間変形角に達しても、RC 梁は、せん断破壊等の脆性破壊を起こさないことを保証すべきである。本節では、上記の観点より、メカニズム時の最大層間変形角が $1/50$ 以下であっても、各階ともに、表 7.1 に示すように、降伏ヒンジ部材および潜在ヒンジ部材の保証回転角 R_p を満足することとした。

すなわち、降伏ヒンジ部材の保証回転角 R_p は、靱性保証型設計指針 4.5.5 項の解説に示された終局限界状態での部材角の目安値(梁 $1/50$)と同じとし、潜在ヒンジ部材の保証回転角 R_p は、同解説による潜在ヒンジ柱 ($1/100$) と降伏ヒンジ柱 ($1/67$) の部材角の目安値の比 ($2/3$) を降伏ヒンジ部材の値に乗じた値とした。また、非ヒンジ部材の回転角は、靱性保証型設計指針と同様、 $R_p=0$ とした。

一方、層間変形角が $1/150 \sim 1/100$ になると、柱または梁が材端部に降伏ヒンジを形成する可能性が高い⁷⁾。したがって、解図 7.1 に示すように、概略的に、降伏ヒンジ部材は、メカニズム時層間変形角が $1/150 \sim 1/100$ 以上の場合、潜在ヒンジ部材は、 $1/150 \sim 1/100$ 未満の場合に形成されると判別できる。

なお、当該階の柱頭部に接続する梁の保証回転角 R_p は、解図 7.2 に示すように、当該階とその上階のメカニズム時層間変形角のいずれか大きい方の値、最上階の梁については、最上階のメカニズム時層間変形角に基づいて決定する。

一方、耐震壁に接続する境界梁については、同一層間変形角時でも、一般の梁よりも大きい材端部回転角が生じるので、降伏ヒンジ部材および潜在ヒンジ部材の保証回転角 R_p は、材端部回転角の解析結果に基づき、適切に設定する必要がある。



解図 7.1 降伏ヒンジ部材と潜在ヒンジ部材の概略判別



解図 7.2 保証回転角 R_p の適用対象梁

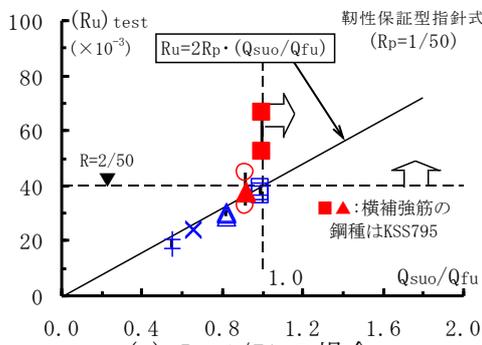
(3) 変形性能の評価

降伏ヒンジ領域の保証回転角 $R_p=1/50$ (降伏ヒンジ部材)、 $R_p=1/75$ (潜在ヒンジ部材) として、後述の式 (7.2) によるせん断余裕度 Q_{suo}/Q_{fu} と限界部材角実験値 $(R_u)_{test}$ の関係を解図 7.3 および解図 7.4 に示した。解図 7.3 では本実験値のみを示し、解図 7.4 では本工法実験値および継手なし RC 梁の既往実験値 (42 体)¹¹⁾⁻¹³⁾ を示した。

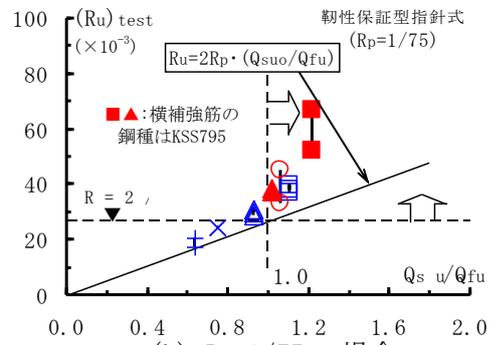
これらによると、本工法実験による $(R_u)_{test}$ は、 $R_p=1/50$ 、 $R_p=1/75$ のいずれの場合も、主筋継手の有無、位置に係わらず、継手なしの既往実験値と同様、 $Q_{suo}/Q_{fu} \geq 1.0$ とすれば、保証回転角 R_p の 2 倍 ($2/50$ または $2/75$) 以上となる。ただし、内法スパン長・梁せい比 $L/D=6.6$ で、 135° フック付き外周筋のみとし、材端部ヒンジ領域でせん断破壊した試験体では、 $\alpha_s \geq 1.0$ の範囲で $(R_u)_{test}$ が $2/50$ を下回った。

以上より、降伏ヒンジ部材および潜在ヒンジ部材となる RC 梁は、 $\alpha_s=1.0$ とし、式(7.1)によってせん断設計を行えば、設計で保証すべき変形性能を有すると判断できる。ただし、 L/D が 6 を超える場合、材端部ヒンジ領域でのせん断破壊防止の観点より、材端部ヒンジ領域の横補強筋は中子筋併用の溶接閉鎖型とすることが望ましい。

記号	試験体	F _c (N/mm ²)	横補強筋	
			p _w (%)	鋼種
+	No. 1, 2	27	0.53%	SD295A
×	No. 3, 4		0.79%	
△	No. 5~7		0.59%	
□	No. 8~10		0.95%	
○	No. 11, 12	60	0.95%	KSS785
▲	No. 13, 14		0.59%	
●	No. 15, 16		0.95%	
■	No. 15, 16		0.95%	

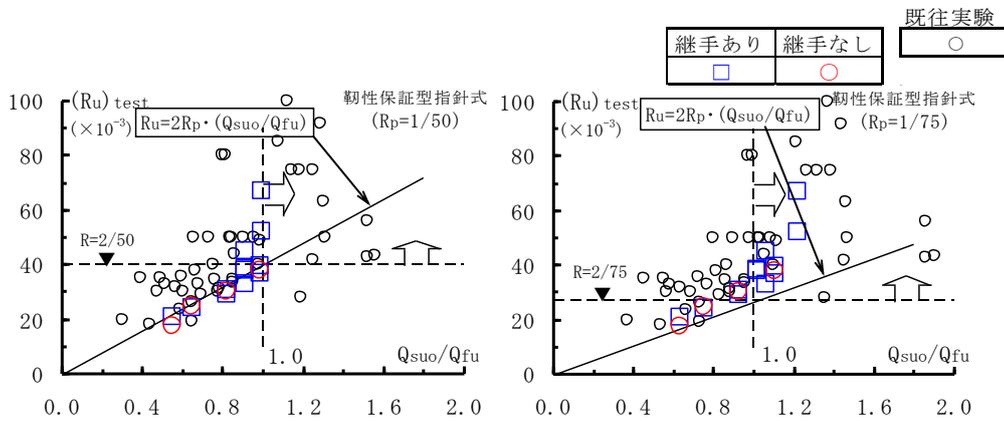


(a) $R_p=1/50$ の場合



(b) $R_p=1/75$ の場合

解図 7.3 (Ru) test - Q_{suo}/Q_{fu} (靱性保証型指針式) 関係 (本工法実験値のみ)



(a) $R_p=1/50$ の場合

(b) $R_p=1/75$ の場合

解図 7.4 (Ru) test - Q_{suo}/Q_{fu} (靱性保証型指針式) 関係 (本工法実験値 + 既往実験値)

(4) 式(7.1)の割増係数

式(7.1)の割増係数は、(3)項に示すように、目標性能の妥当性を確認した実験に基づいて設定している。すなわち、告示第 594 号第 4 第三号に示された「その他特別な調査又は研究の結果に基づき適切であることが確かめられた方法」に従って定めている。

7.2 せん断終局耐力の算定

本工法による RC 梁のせん断終局耐力 Q_{suo} は、式(7.2)による。

$$Q_{suo} = \min(Q_{su}, Q_{bu}) \quad (7.2)$$

ここに、 Q_{su} ：塑性理論に基づくせん断耐力、 Q_{bu} ：付着割裂耐力

塑性理論に基づくせん断耐力 Q_{su} は式(7.3)、付着割裂耐力 Q_{bu} は式(7.4)による。

(塑性理論に基づくせん断耐力)

$$Q_{su} = \min(Q_{su1}, Q_{su2}, Q_{su3}) \quad (7.3)$$

$$Q_{su1} = \mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e + (\nu \cdot F_c - 5p_{we} \cdot \sigma_{wy} / \lambda) \cdot b \cdot D \cdot \tan \theta / 2$$

$$Q_{su2} = (\lambda \cdot \nu \cdot F_c + p_{we} \cdot \sigma_{wy}) \cdot b_e \cdot j_e / 3$$

$$Q_{su3} = \lambda \cdot \nu \cdot F_c \cdot b_e \cdot j_e / 2$$

$p_{we} = a_w / (b_e \cdot s_o)$ ：有効横補強筋比

σ_{wy} ：横補強筋の降伏強度(単位：N/mm²)

$\mu = 2 - 20R_p$ ：トラス機構の角度を表す係数

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

$\nu_o = 0.7 - F_c / 200$ ：降伏ヒンジおよび潜在ヒンジを計画しない時の有効係数

$\lambda = 1 - s_o / 2j_e - b_s / 4j_e$ ：トラス機構の有効係数

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

ただし、 $L/D \geq 1.5$ の部材では、 $\tan \theta = 0.9D/2L$ としてもよい。

ここに、 b, D ：部材断面の幅およびせい、 L ：部材の内法長さ

b_e, j_e ：トラス機構に關与する断面の有効幅および有効せい(図 7.1)

a_w ：横補強筋 1 組の断面積

s_o ：式(3.1)による横補強筋比の算定に用いる横補強筋の間隔

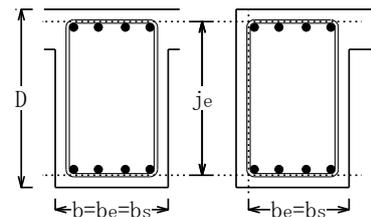
R_p ：降伏ヒンジ部材、潜在ヒンジ部材、非ヒンジ部材の保証回転角

F_c ：コンクリートの設計基準強度(単位 N/mm²)

b_s ：横補強筋の断面幅方向の最大間隔(図 7.1)

中子筋が断面内にほぼ均等に配置される場合は、 $b_s = b_e / (N_s + 1)$ としてもよい。 N_s は中子筋の本数を示す。

θ ：アーチ機構の圧縮束の角度



(a) 両側スラブ付き (b) 片側スラブ付き

図 7.1 梁断面における各諸元

(付着割裂耐力)

$$Q_{bu} = \Sigma(\tau_{bu} \cdot \phi) \cdot j_e + \{\nu \cdot F_c - 2.5 \Sigma(\tau_{bu} \cdot \phi) / (\lambda \cdot b_e)\} \cdot b \cdot D \cdot \tan \theta / 2 \quad (7.4)$$

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

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

1 段目主筋の付着信頼強度： $\tau_{bu} = \alpha_t \cdot \{(0.086b_i + 0.11) \cdot \sqrt{F_c} + k_{st}\}$

(梁上端筋) $\alpha_t = 0.75 + F_c / 400$ 、(上記以外の主筋) $\alpha_t = 1$

$b_i = \min(b_{si}, b_{ci})$ ：1 段目主筋の割裂線長さ比

$bsi = (b - N_1 \cdot db) / (N_1 \cdot db)$: サイドスプリットの場合

$bci = \{\sqrt{2} (dcs + dct) - db\} / db$: コーナースプリットの場合

($bci \geq bsi$ の時) $kst = (56 + 47N_w / N_1) \cdot (bsi + 1) \cdot pw$

($bci < bsi$ の時) $kst = 146A_w / (db \cdot so)$

2 段目主筋の付着信頼強度 τ_{bu2} : $\tau_{bu2} = \alpha_2 \cdot \alpha_t \cdot \{(0.086bsi_2 + 0.11) \cdot \sqrt{F_c} + kst_2\}$

$bsi_2 = (b - N_2 \cdot db) / (N_2 \cdot db)$, $kst_2 = 103(bsi_2 + 1) \cdot pw$, $\alpha_2 = 0.6$

ここに、 $\Sigma \phi_1$: 1 段目主筋の周長の合計、 $\Sigma \phi_2$: 2 段目主筋の周長の合計

α_t : 上端筋に対する付着強度低減係数、 N_1 : 1 段目主筋の本数

dcs : 主筋中心からの側面かぶり厚さ

dct : 主筋中心からの底面かぶり厚さ、 db : 主筋直径

kst : 横補強筋の効果、 $N_w (=N_s + 2)$: 1 組の横補強筋の足の本数

N_s : 中子筋の本数、 A_w : 横補強筋 1 本の断面積

so : 式(3.1)による横補強筋比の算定

に用いる横補強筋の間隔

pw : 式(3.1)による横補強筋比

bsi_2 : 2 段目主筋の割裂線長さ比、

kst_2 : 2 段目主筋に対する横補強筋の効果

α_2 : 2 段目主筋の付着強度低減係数、

N_2 : 2 段目主筋の本数

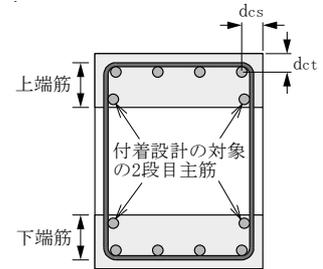


図 7.2 付着設計の対象となる主筋

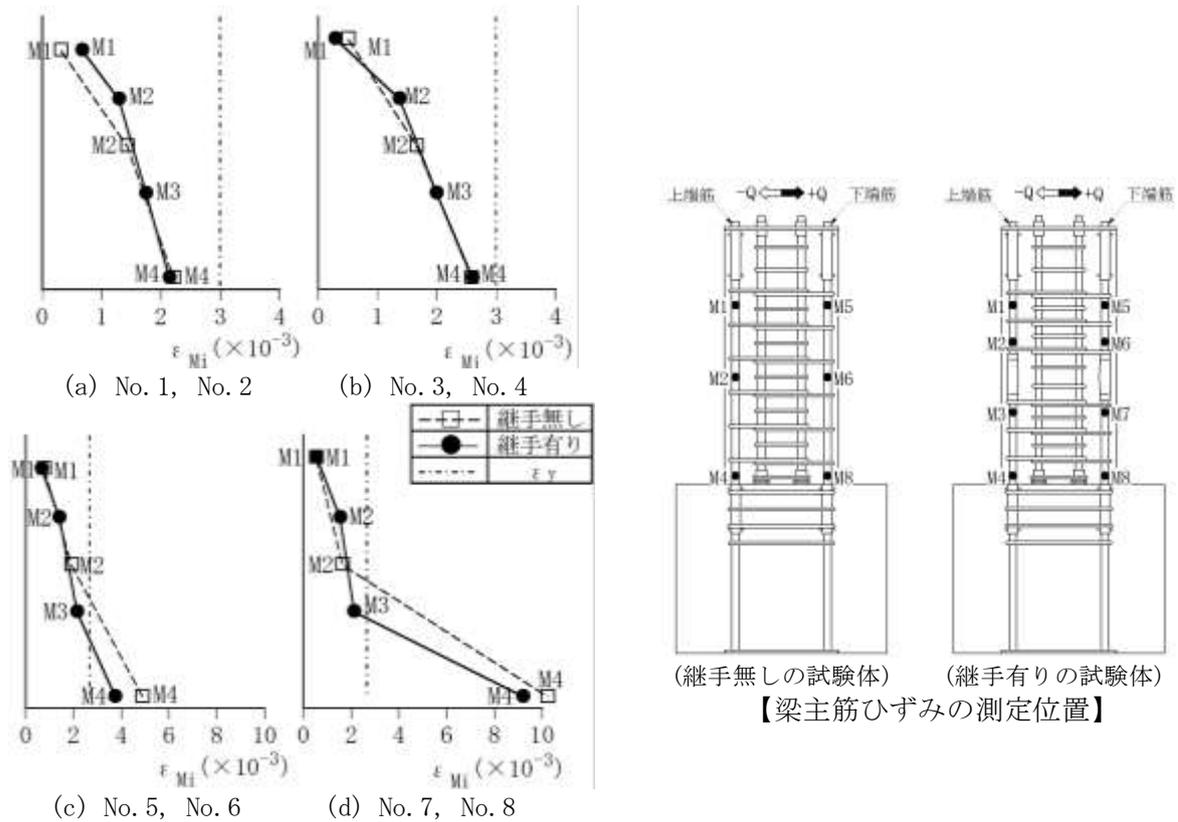
【解説】

(1) 主筋継手カプラーを配置した RC 梁のトラス機構

式(7.3)のせん断耐力 Q_{su} および式(7.4)の付着割裂耐力 Q_{bu} は、トラス機構を仮定している。また、この場合、主筋に沿う付着応力の発現を前提としている。これに対し、本工法では、解図 1.3 に示すように、主筋継手カプラーに横補強筋を配置しておらず、カプラー外表面の付着強度は異形鉄筋に比べて小さいと考えられる。

しかしながら、本工法開発実験(説明資料 I 編「付着実験」)によると、解図 7.5 に示すように、継手ありとなし試験体では、主筋に沿う最大耐力時ひずみに有意な差異は認められない。すなわち、本工法の場合、カプラー外表面では、異形鉄筋よりも小さい付着強度しか期待できなくても、小口での支圧強度を期待できるので、結果として、両者が相殺され、継手ありとなし試験体の最大耐力時ひずみに有意な差異が認められなかったと考えられる。

したがって、本工法の場合にも、式(7.3) および式(7.4)で想定したトラス機構を仮定しても差し使えないと考えられる。この妥当性は、7.1 節の解説(3)で前述した本工法による RC 梁の変形性能および後述の(3)項のせん断終局耐力の検討結果によっても確認できる。



解図 7.5 付着実験による継手ありとなし試験体の主筋に沿う最大耐力時ひずみの比較

(2) 式(7.3)によるせん断終局耐力

本設計指針では、梁のせん断終局耐力 Q_{su0} は、靱性保証型設計指針⁷⁾による塑性理論に基づくせん断耐力 Q_{su} と付着割裂耐力 Q_{bu} の小さい方とし、式(7.2)より算定する。

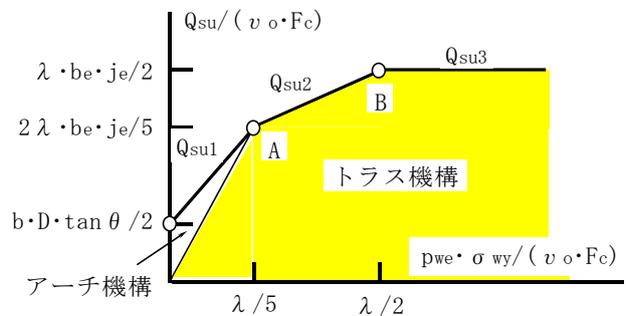
塑性理論に基づくせん断耐力 Q_{su} は、解図 7.6 に示すように、トラス機構とアーチ機構の累加耐力 Q_{su1} 、トラス機構のみの耐力 Q_{su2} 、圧縮ストラットの圧縮強度で決まる耐力 Q_{su3} の最も小さい耐力とし、式(7.3)より算定する。

また、付着割裂耐力 Q_{bu} は、 Q_{su1} と同様、付着割裂強度 τ_{bu} で決まる耐力とその残りのアーチ機構で決まる耐力の累加耐力とし、式(7.4)より算定する。前者の耐力は、解図 7.7 に示すように、主筋の付着応力 τ_b が主筋に沿って一様に分布し、付着割裂強度 τ_{bu} に達すると仮定すると、下式で求められる¹²⁾。下式では、主筋間距離 j_t を用いて表現している。

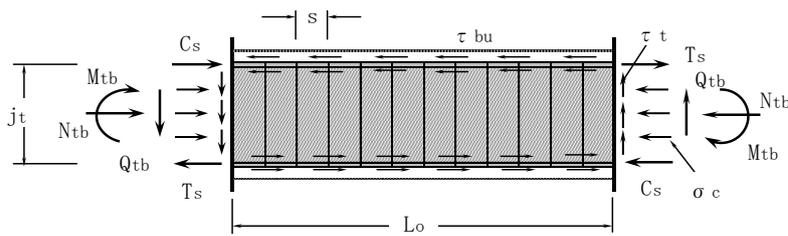
$$T_s + C_s = \sum \tau_{bu} \cdot \phi \cdot L_o \quad (\text{解 7.1})$$

$$M_{tb} = (T_s + C_s) \cdot j_t / 2 \quad (\text{解 7.2})$$

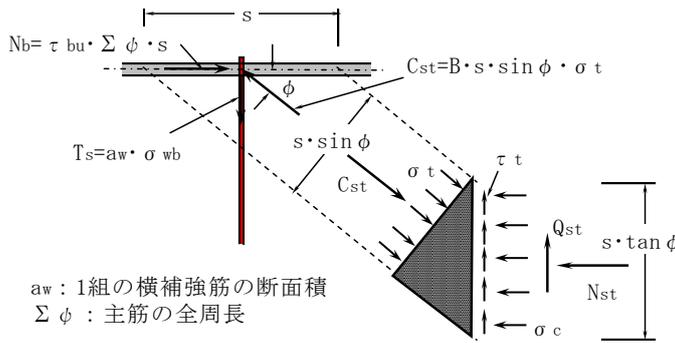
$$Q_{tb} = 2M_{tb} / L_o = \sum \tau_{bu} \cdot \phi \cdot j_t \quad (\text{解 7.3})$$



解図 7.6 非靱性部材 ($R_p=0$) の横補強筋量とせん断耐力の関係



(a) トラス機構における釣合い



(b) 主筋と横補強筋の交点での釣合い

解図 7.7 付着割裂耐力を考慮したトラス機構

(注) 主筋と横補強筋の交点での釣合い条件より、下式が得られる。

$$p_w \cdot \sigma_{wb} = \sum \tau_{bu} \cdot \phi / b$$

$$\sigma_t = 2p_w \cdot \sigma_{wb}$$

$$\sigma_c = \tau_t = p_w \cdot \sigma_{wb}$$
 ただし、 $\tan \phi = 1$ とする。
 σ_{wb} は、 τ_{bu} 到達時の横補強筋の引張応力を示す。

(3) せん断終局耐力の評価

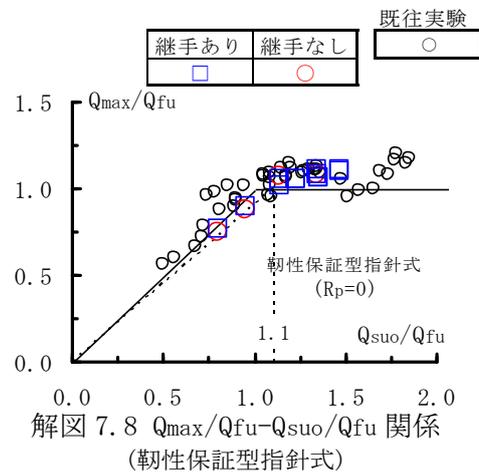
降伏ヒンジ領域の保証回転角 $R_p=0$ として、式(7.2)によるせん断余裕度 Q_{suo}/Q_{fu} と Q_{max}/Q_{fu} の関係を解図 7.8 に示す。 Q_{max} は最大耐力実験値、 Q_{fu} は曲げ終局耐力時せん断力を示す。同図中には、本工法実験値(□:主筋継手あり、○:主筋継手なし)および継手なし RC 梁の既往実験値(45 体:○)¹¹⁾⁻¹³⁾を示した。

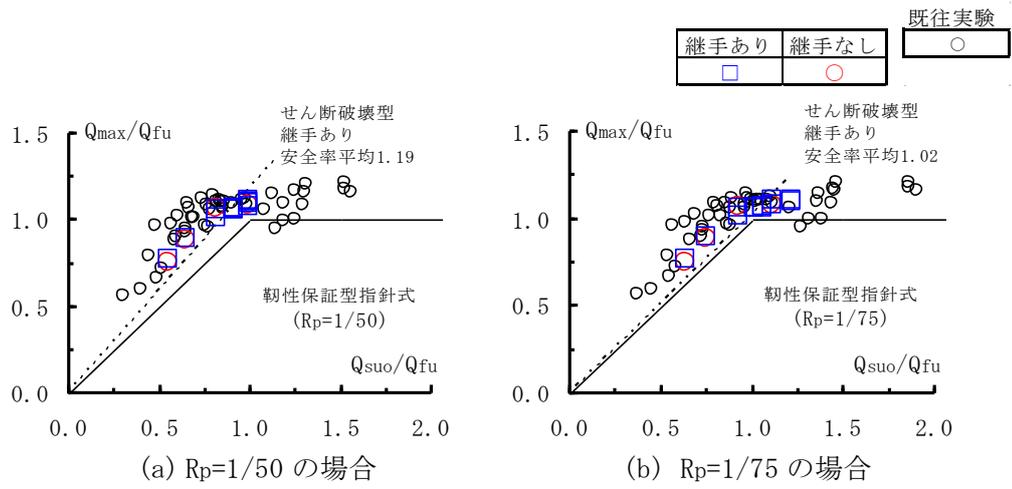
解図 7.8 によると、主筋継手の有無、位置および横補強筋の鋼種に係わらず、継手なしの既往実験値と同様、式(7.2)によるせん断終局耐力 Q_{suo} は、低減率を 1/1.1 とすると、本工法実験による最大耐力実験値に対して安全側に評価される。

これらより、7.1 節の式(7.1)中の割増係数 α_s は、非ヒンジ部材の場合、SD490 までの普通強度の横補強筋を用いる場合には 1.1 とし、785N/mm² 級までの高強度せん断補強筋を用いる場合には、安全側の評価となるように 1.2 とした。

また、降伏ヒンジ領域の保証回転角 $R_p=1/50$ (降伏ヒンジ部材)、 $R_p=1/75$ (潜在ヒンジ部材)として、式(7.2)によるせん断余裕度 Q_{suo}/Q_{fu} と Q_{max}/Q_{fu} の関係を解図 7.9 に示す。同図中には、解図 7.8 と同様、本工法実験値および継手なし RC 梁の既往実験値(45 体)¹¹⁾⁻¹³⁾を示した。

解図 7.9 によると、主筋継手の有無、位置および主筋の鋼種に係わらず、 $Q_{suo}/Q_{fu} \leq 1.0$ となるせん断破壊型の場合、 $R_p=1/50$ および $1/75$ 時ともに、せん断終局耐力 Q_{suo} は本工法実験による最大耐力実験値に対して安全側に評価される。





解図 7.9 $Q_{\max}/Q_{fu}-Q_{suo}/Q_{fu}$ (靱性保証型指針式)関係

8章 RC梁の配筋細則

(1) 終局強度設計における共通規定

本項では、技術基準解説書および靱性保証型設計指針に準拠した終局強度設計で共通する構造規定を定める。

(横補強筋の加工形状)

1) 横補強筋末端フックの折曲げ内法直径 D は表 8.1、折曲げ後の余長は図 8.1 による。 db は横補強筋の直径を示す。

ただし、大臣認定を取得した高強度せん断補強筋の場合、横補強筋末端フックの折曲げ内法直径および折曲げ後の余長は、メーカーごとの設計指針による。

2) 外周筋は、溶接閉鎖型または 135° フック付き閉鎖型とし、サブタイ(副あばら筋)は、末端 135° または 180° フック付きとしてもよい。

3) 梁の横補強筋は、スラブが接続する箇所では、キャップタイ併用型としてもよい。ただし、片側スラブの場合、スラブが接続しない側では、末端 90° フック付き横補強筋を使用してはならない。

表 8.1 鉄筋 D10~D16 の
折曲げ内法直径

鋼種	折曲げ内法直径(D)
SD295A SD345	3db以上
SD390 SD490	4db以上

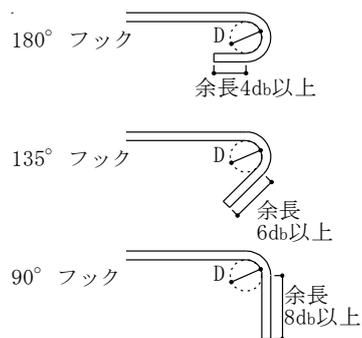


図 8.1 フック付き鉄筋 D10~D16 の余長
(SD295~SD490 の場合)

(横補強筋の間隔)

梁の横補強筋の間隔は、本工法による主筋継手部を除き、梁せいの $1/2$ 以下かつ 250mm 以下とする。ただし、横補強筋間のあき寸法は、JASS 5 の規定を満足しなければならない。

(横補強筋のかぶり厚さ)

横補強筋のかぶり厚さは、JASS 5 の規定による。

(2) 靱性保証型設計指針に準拠する場合

(梁の断面形状)

梁幅は 250mm 以上、降伏ヒンジ部材、潜在ヒンジ部材(以下、ヒンジ部材)では、梁せいの $(1/4)$ 倍以上とする。

(梁主筋)

1) ヒンジ部材の場合、梁主筋の引張鉄筋比 p_t はスラブ筋を含め 2.5% 以下、圧縮鉄筋全断面積を引張鉄筋全断面積で除した値は 0.5 以上とする。

2) 引張鉄筋は、原則として、2 段までとする。

$p_t = a_t / b d$ 、 a_t : 引張鉄筋全断面積、 b, d : 梁断面の幅および有効せい

(横補強筋の最大間隔)

梁の横補強筋の最大間隔は、本工法による主筋継手部を除き、表 8.2 による。同表中、ヒンジ領域は、降伏ヒンジ領域または潜在ヒンジ領域を指す。

表 8.2 靱性保証型設計指針に準拠す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※
梁	D10	150mm	200mm
	D13以上	200mm、8dbかつD/3	300mm、10dbかつD/2

(注) db：主筋直径、 D：梁せい

※ 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

【解説】

(1) 終局強度設計における共通規定

共通規定は、技術基準解説書⁸⁾、RC 計算規準⁶⁾および靱性保証型設計指針⁷⁾による構造規定を基に定めた。ただし、高強度せん断補強筋の場合、メーカーによって化学成分、製法だけでなく、節形状なども異なるので、横補強筋末端フックの折曲げ内法直径および折曲げ後の余長は、メーカーごとの設計指針によるとした。

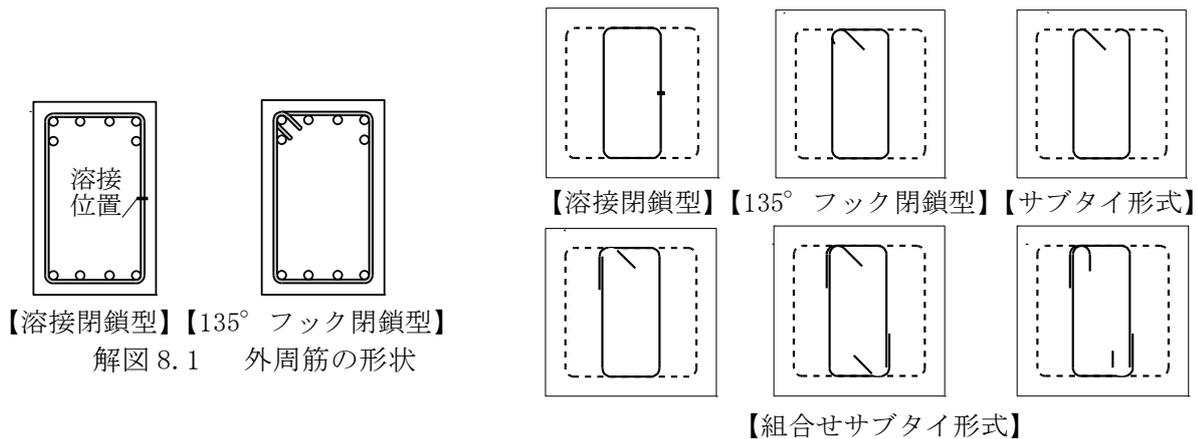
一方、横補強筋の加工形状の 2) 項と 3) 項、すなわち、135° フック付きおよび 90° フック付きキャップタイ併用型の横補強筋の妥当性は、785N/mm² 級横補強筋を用いた RC 梁の既往実験¹³⁾によって確認されている。

(2) 靱性保証型設計指針に準拠した場合

靱性保証型設計指針⁷⁾に準拠した場合、全体崩壊型を保証することを意図し、梁の横補強筋の最大間隔は、技術基準解説書⁸⁾よりも厳しい規定としているので、注意が必要である。

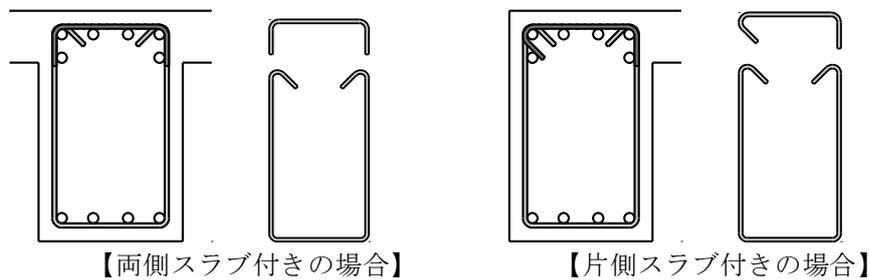
(3) 外周筋と中子筋を組合せた横補強筋

本設計指針では、技術基準解説書、靱性保証型設計指針に準拠した場合ともに、RC 配筋指針⁵⁾と同様、外周筋は、解図 8.1 に示すように、溶接閉鎖型または 135° フック閉鎖型とし、中子筋は、解図 8.2 に示すように、溶接閉鎖型、135° フック閉鎖型あるいはサブタイ(副あばら筋)形式を基本とした。ただし、梁の横補強筋は、解図 8.3 に示すように、スラブが接続する箇所では、キャップタイ併用型としてもよいとした。



【溶接閉鎖型】【135° フック閉鎖型】
解図 8.1 外周筋の形状

【組合せサブタイ形式】
解図 8.2 副あばら筋の形状



解図 8.3 キャップタイ併用型横補強筋

参考文献

- 1) 又刈克英、阿瀬正明、末永保美、南宏一：スプライススリーブ継手を含んだ異形鉄筋の付着性状に関する一実験、日本建築学会大会中国支部研究報告集、第 25 巻、pp. 273-276, 平成 14 年 3 月
- 2) 安川真知子、山元雄亮、中村卓史、杉崎一哉、杉山知昭、松崎育弘：モルタル充填式継手を有する鉄筋コンクリート部材の付着性能に関する実験的研究(その 2 内部性状)、日本建築学会大会梗概集、構造Ⅳ、pp. 75-76, 2005.9
- 3) 村上雅英、藤達也、窪田敏行：引き抜き試験によるはり主筋の機械式定着耐力の評価、コンクリート工学論文集、第 8 巻、第 2 号、pp. 1-10, 1997.7
- 4) 田川浩之、市岡有香子、足立将人、益尾潔：機械式鉄筋継手の有無が RC 梁主筋の付着性能に及ぼす影響、日本建築学会大会梗概集、構造Ⅳ、pp. 121-122, 2010.9
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説、2010
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2010
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999
- 8) 日本建築防災協会、日本建築センター編集：2007 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書、2007
- 9) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事、2009
- 10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説、実用的評価手法、5. 梁部材の性能評価法、pp. 129-pp168, 2004
- 11) 益尾潔、角彰、久徳敏治：曲げ降伏先行型鉄筋コンクリートはりの限界部材角の評価、日本建築学会大会梗概集、構造Ⅱ、pp. 743-744, 1992.8
- 12) 益尾潔：鉄筋コンクリート柱、はり部材の終局せん断耐力ならびに降伏変形の評価、日本建築学会構造系論文報告集、第 452 号、pp. 87-97, 1993.10
- 13) 益尾潔、市岡有香子、田川浩之、足立将人：SD490 および 785N/mm² 級横補強筋を用いた RC 梁の構造性能、日本建築学会大会梗概集、構造Ⅳ、pp. 183-188, 2010.9
- 14) (財)日本建築総合試験所：竹中鉄筋こぶ重ね継手工法、建築技術性能証明 評価概要報告書 GBRC 性能証明第 03-01 号、2003.7.1
- 15) (財)日本建築総合試験所：戸田式 RC 梁重ね継手工法、建築技術性能証明 評価概要報告書 GBRC 性能証明第 09-32 号、2010.3.2