

論文 柱主筋位置が柱梁接合部の構造性能に与える影響

細矢 博^{*1}・小河 義郎^{*2}・浅野 芳伸^{*3}

要旨：柱主筋位置が柱梁接合部の構造性能に与える影響について検討するため載荷実験とFEM解析を行った。その結果，柱幅(B_c)および柱成(D_c)に対する最外端柱主筋間距離(B_{cj} , D_{cj})の比(B_{cj}/B_c , D_{cj}/D_c)が0.7程度から柱梁接合部のせん断耐力の低下傾向は顕著となり， $B_{cj}/B_c = D_{cj}/D_c = 0.6$ では，在来一体打ちRC造の最外端柱主筋間距離比に相当する0.85の場合に比べてせん断耐力は約10%低下すること，また，層間変形角が1/50radを上回ると，最外端柱主筋間距離が短いほど柱梁接合部の損傷が進み， B_{cj}/B_c が0.63では0.84の場合に比べてせん断変形角は約30%増大し，等価粘性減衰定数は約25%増大することを示した。

キーワード：鉄筋コンクリート，外殻PCa，柱梁接合部，柱主筋位置，構造性能

1. はじめに

近年，外殻PCaを柱に用いる工法の開発が各所で行われているが，外殻PCaを柱に用いる（以後，外殻PCa柱と記す）と，図-1に示すように，柱主筋位置は通常の在来一体打ちRC柱に比べて内側に入るケースが多々ある。この場合，柱梁接合部では柱主筋が内側にあるため，柱主筋ならびに柱主筋に緊結された横補強筋に拘束されるコア部分の領域が在来一体打ちRC造に比べて減少することになる。このため，柱梁接合部の構造性能が低下する可能性があると考えられる。そこで，柱梁接合部の構造性能，主としてせん断耐力に与える柱主筋位置の影響について検討することを目的として，十字形柱梁接合部の載荷実験とFEM解析を行った。

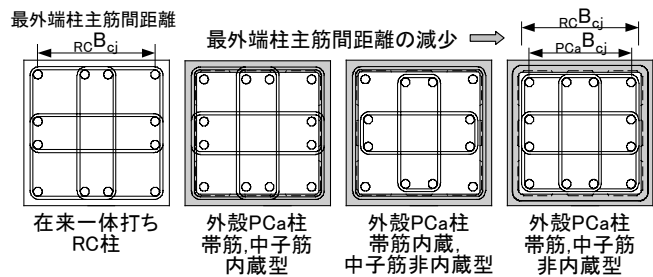


図-1 柱主筋位置の違い

表-1 試験体諸元

試験体名		No.1	No.2	No.3
梁	梁幅×梁成	$B_b \times D_b$ (mm)		
	主筋	上・下端筋 6-D16(SD785)		
	横補強筋	4-D6@75(SHD685)		
柱	柱幅×柱成	$B_c \times D_c$ (mm)		
	主筋	12-D16(SD785)		
	横補強筋	4-D6@50(SHD685)		
接合部	最外端柱主筋間距離	B_{cj} (mm)	200	235
	柱主筋間距離	D_{cj} (mm)	240	
	主筋間距離比	B_{cj}/B_c	0.63	0.73
	横補強筋		4-D6@45(SD390)	

有効幅： $B_b = (B_c + B_b)/2 = 270\text{mm}$ ，軸力： $N = 0.3 B_c D_c$

2. 柱梁接合部載荷実験

2.1 実験概要

(1) 試験体

試験体の諸元を表-1に，形状・寸法に関する記号を図-2に，また，形状・寸法ならびに配筋例を図-3，図-4に示す。試験体は実建物の外

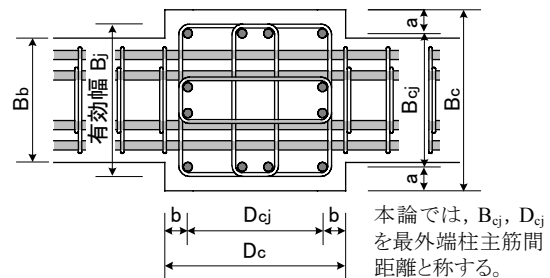


図-2 柱梁接合部の形状・寸法に関する記号

*1 (株)奥村組 技術研究所 主任研究員 博士(工学) (正会員)

*2 (株)奥村組 技術研究所 研究員

*3 (株)奥村組 技術研究所 建築研究室長

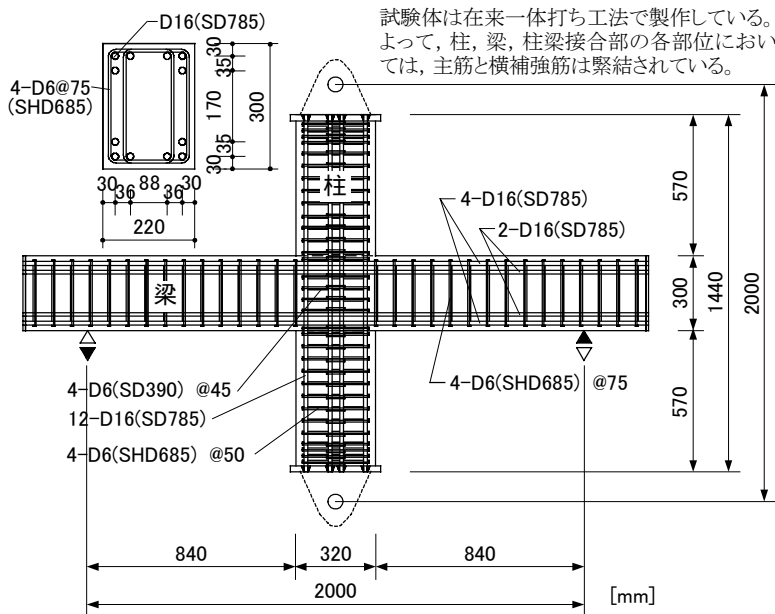


図-3 試験体の形状・寸法ならびに配筋(鉛直断面)

部に面した部分架構を約1/3にモデル化したものであり、直交梁を有してない十字形平面部分架構で、梁は柱に対して偏心していない。実験因子は、加力梁に直交する方向の最外端柱主筋間距離(B_c)である(以後、最外端柱主筋間距離を柱主筋間距離と記す)。試験体No.1では200 mm, No.2では235 mm, No.3では270 mmである。柱主筋間距離が最も長いNo.3は、在来一体打ちRC柱の主筋位置を、No.3に比べ主筋が内側にあるNo.2は、外殻PCa柱の主筋位置を想定している。本論では、柱梁接合部の構造性能に着目しているため、柱梁接合部のせん断破壊が梁および柱の曲げ降伏に先行するように計画した。

(2) 材料

コンクリートの材料試験結果を表-2に、鉄筋の材料試験結果を表-3に示す。

(3) 荷重方法

試験体の柱の反曲点位置をピン・ローラーで支持し、梁の反曲点位置にアクチュエータを取り付け、図-5に示す荷重スケジュールにより、梁の全体変形を制御しながら正負交番漸増繰返し加力を行った。軸力は軸力比($=N/B_c D_c$)にして0.3に相当する一定軸力を柱頂部からアクチュエータにより荷重した。

2.2 実験結果

(1) 破壊状況

試験体は在来一体打ち工法で製作している。よって、柱、梁、柱梁接合部の各部位においては、主筋と横補強筋は緊結されている。

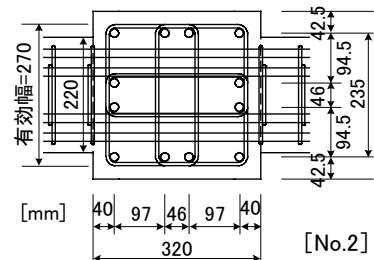


図-4 接合部の配筋例(水平断面)

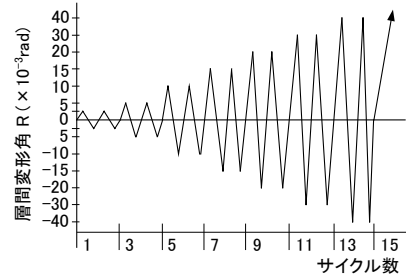


図-5 荷重スケジュール

表-2 コンクリート材料試験結果

試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	圧縮強度時 ひずみ度 ϵ_{co} ($\times 10^{-6}$)	弾性係数* E_c (kN/mm^2)	割裂強度 σ_t (N/mm^2)
No.1	47.6	2475	33.7	3.28
No.2	52.1	2454	35.7	3.38
No.3	51.9	2558	33.9	-

*: 圧縮強度の1/3の応力における割線係数

表-3 鉄筋材料試験結果

鉄筋 呼び名	鉄筋 種類	降伏強度 σ_{sy} (N/mm^2)	降伏 ひずみ度 ϵ_{sy} ($\times 10^{-6}$)	引張強度 σ_{su} (N/mm^2)	破断伸び (%)
D16	SD785	818	3971	1085	11.0
D6	SHD685	748*	3631	950	10.0
D6	SD390	435*	2112	608	15.6

*: 0.2%オフセット値
ここで、 $\epsilon_{sy} = \sigma_{sy} / E_s$ E_s : 弾性係数(=206kN/mm²)

最大耐力に至った層間変形角(R)1/33radでの第1サイクル終了後のひび割れ状況を写真-1に示す。各試験体とも $R=1/400$ radのサイクルで梁に、 $R=1/100$ radのサイクルで柱に曲げおよび曲げせん断ひび割れが生じ、以後、これらのひび割れが進展拡大した。 $R=1/33$ radのサイクルに至って最大耐力近傍で梁主筋が降伏したものの、柱主筋は降伏しなかった。一方、柱梁接合部では、各試験体とも $R=1/200$ radのサイクルでせん断ひび割れが発生進展し、 $R=1/33$ radのサイクルで横補強筋が降伏した。この後、下柱頭部と上柱脚部の圧縮部を結ぶ対角線状のせん断ひび割れがさらに拡幅して柱梁接合部がせん断破壊した。ひび割れや鉄筋の降伏の経過は柱主筋間距離の違いによらず類似したが、 $R=1/33$ rad以降で

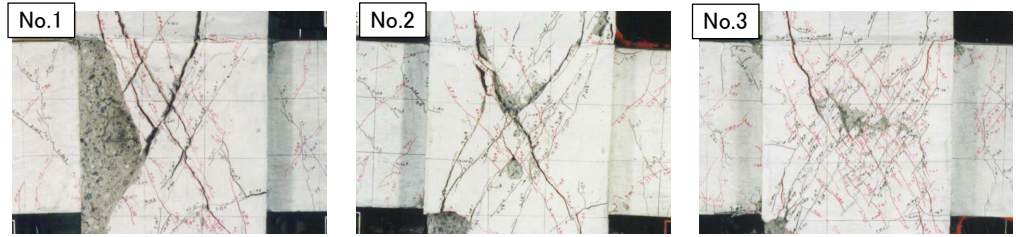


写真-1
ひび割れ状況

[R=1/33rad 第1サイクル(最大耐力発生サイクル)終了後]

は、柱主筋間距離が短いNo.1, No.2, No.3の順に柱梁接合部のせん断ひび割れ幅が拡大し損傷の度合いが大きかった。これは、No.3に比べNo.1, No.2では柱梁接合部内の横補強筋に拘束されたコア領域が小さいため、入力せん断力が同程度であってもせん断ひび割れが拡大しやすいこと、また、かぶりコンクリートが厚くひび割れ幅が拡大しやすいことによると考えられる。

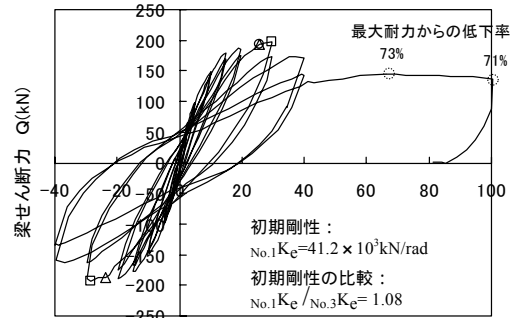
(2) 梁せん断力 - 層間変形角曲線

梁せん断力 - 層間変形角(Q-R)関係を図-6に示す。各試験体ともQ-R曲線の形状は紡錘形で、かつ最大耐力を経験した後も急激な耐力の低下は生じなかった。このため、各試験体のQ-R曲線の形状を比較すると、初期段階から最大耐力発生時のR=1/33radならびに最大耐力発生以降のR=1/25radのサイクルまで似ており、ほとんど差はみられなかった。しかし、最終のR=1/10radのサイクルでは、柱梁接合部の損傷度合いに対応して柱主筋間距離が短い試験体ほど耐力の低下率は大きく、約10%の差が生じた。

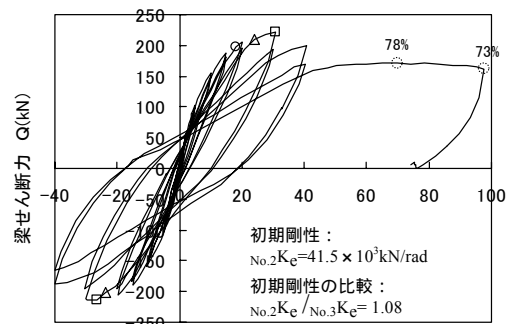
(3) 最大耐力

各試験体の梁および柱の曲げ耐力、せん断耐力の計算値、柱梁接合部のせん断耐力の計算値、ならびに最大耐力の実験値(梁せん断力で表記)、最大耐力時に柱梁接合部に作用するせん断応力度について表-4に示す。曲げ耐力は日本建築学会曲げ耐力略算式¹⁾、せん断耐力は荒川mean式¹⁾により求めた。また、柱梁接合部のせん断耐力は靱性保証型耐震設計指針式²⁾により求めた。

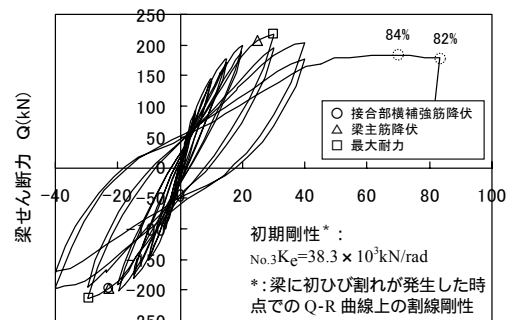
まず、最大せん断耐力の実験値について述べる。柱主筋間距離が最も長い試験体のNo.3 ($B_{c_j}=270\text{mm}$)に対する最も短いNo.1 ($B_{c_j}=200\text{mm}$)のせん断耐力の実験値の比は0.90であった。靱性保証型耐震設計指針式では、部材外形寸法が同一



No.1 層間変形角 R ($\times 10^{-3}$ rad)



No.2 層間変形角 R ($\times 10^{-3}$ rad)



No.3 層間変形角 R ($\times 10^{-3}$ rad)

図-6 梁せん断力-層間変形角曲線

であればせん断耐力は同一であるが、載荷実験の範囲では、柱主筋間距離が短い試験体の場合には、柱梁接合部のせん断耐力は約10%減少した。次に、計算値と実験値との関係を見ると、同耐震設計指針式は、試験体のせん断耐力を36~43%安全側に評価した。柱主筋位置が内側に入り、柱梁接合部のせん断耐力がおおよそ10%減少する場合でも、 $B=50\text{N/mm}^2$ 程度のコンクリート強度の領域では、同耐震設計指針式は35%程度の安全率を有していた。

(4) せん断変形角

柱主筋と梁主筋に囲まれる柱梁接合部パネルのせん断変形角と柱主筋間距離比(B_{cj}/B_c :柱幅に対する加力直交方向最外端柱主筋間距離の比)との関係を図-7に示す。ここで、せん断変形角は各層間変形角における2サイクルの正負の平均値である。 $R=1/50\text{rad}$ までは、各試験体間のせん断変形角に差はみられないが、最大せん断耐力に至った $R=$

$1/33\text{rad}$ 以降では、柱主筋間距離比が小さい試験体ほど柱梁接合部パネルのせん断変形角は大きく、 $B_{cj}/B_c=0.63$ では0.84の場合に比べ約30%増大した。これは、写真-1でNo.1, No.2, No.3の順に柱梁接合部のせん断ひび割れが拡大し、損傷の度合いが大きかったことに対応している。

(5) 等価粘性減衰定数

等価粘性減衰定数 - 層間変形角($h_{eq}-R$)関係を図-8に示す。 h_{eq} について各層間変形角の2サイクルの平均値をとると、 $R=1/100\text{rad}$ では、No.1は0.07, No.2は0.06, No.3は0.06であり差はほとんどみられなかった。しかし、最大せん断耐力に至った $R=1/33\text{rad}$ では、No.1は0.15, No.2は0.13, No.3は0.12であった。柱主筋間距離比が小さい試験体ほど h_{eq} が大きく、約25%の差が生じた。 $R=1/25\text{rad}$ でもその傾向は同様であった。

3. FEM解析

柱主筋位置の違いが柱梁接合部の最大せん断耐力に与える影響について有限要素法解析により検討した。解析にあたっては、千葉大学の野口研究室で開発された3次元非線形FEM解析プログラムを用いた。

3.1 解析概要

(1) 解析方法および材料のモデル化

解析方法および材料特性のモデル化については既往の研究論文3)~6)を参考にした。各要素のモデル化の概要を表-5に示す。

表-4 各種耐力の計算値および実験値

項目		耐力式	試験体名	No.1	No.2	No.3
加力直交方向最外端柱主筋間距離比		B_{cj}/B_c		0.63	0.73	0.84
加力方向最外端柱主筋間距離比		D_{cj}/D_c		0.88	0.88	0.88
接合部コンクリート圧縮強度		σ_B (N/mm ²)		47.6	52.2	51.9
計算値	梁	曲げ耐力 略算式	cal Q_{bmu} (kN)	270	270	270
		せん断耐力 荒川mean式	cal Q_{bsu} (kN)	195	202	201
	柱	曲げ耐力 略算式*	cal Q_{cmu} (kN)	389	396	396
		せん断耐力 荒川mean式*	cal Q_{csu} (kN)	398	407	406
	接合部パネル	せん断耐力 靱性保証型耐震設計指針式	cal τ_{ju} (N/mm ²)	10.1	10.8	10.8
			cal Q_{ju} (kN)	146	155	155
実験値	最大耐力(梁せん断力)		exp Q_{bmu} (kN)	197	222	218
	最大耐力時に接合部に作用するせん断力		exp Q_{ju} (kN)	1180	1331	1307
			exp τ_{ju} (N/mm ²)	13.7	15.4	15.1
実験値/計算値			exp τ_{ju} /cal τ_{ju}	1.36	1.43	1.40
破壊形式		柱梁接合部せん断破壊				

*: 梁せん断力換算値

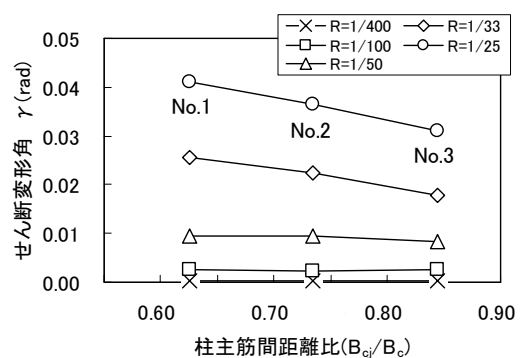


図-7 せん断変形角－柱主筋間距離比関係

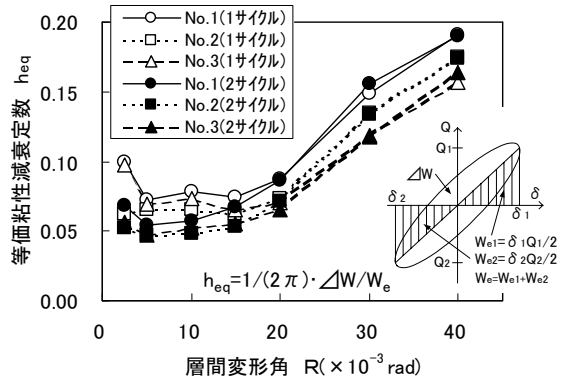


図-8 等価粘性減衰定数－層間変形角関係

(2) 解析精度の検証

解析を進めるにあたって、載荷実験試験体を対象に、解析精度の検討を行った。ここで、載荷方法は、載荷実験では正負交番漸増繰り返し加力であるが、解析では一方向単調増分加力である。部材寸法、材料強度、配筋等の諸元は載荷実験試験体(No.1~No.3)の値を用いた。

Q-R関係の例として、No.1の解析値と実験値との比較を図-9に示すとともに、各試験体の最大せん断耐力の解析値と実験値の比較を図中に示す。最大せん断耐力の解析値は実験値に比べ3

表-5 要素モデル

項目	要素	材料特性
コンクリート	アイソパラメトリック 8節点ソリッド要素	文献5)による
鉄筋	2節点線材要素	バイリニア型モデル
鉄筋の付着	ボンドリング要素	付着劣化を考慮した バイリニア型モデル

体平均で9%小さな値であったものの、Q-R関係は十分な対応を示した。また、柱梁接合部横補強筋は $R=1/76 \sim 1/50$ radで降伏する一方、柱主筋および梁主筋は解析終了時まで降伏せず、柱梁接合部せん断破壊型であった。載荷実験での破壊モードと一致していた。これゆえ、本解析プログラムを用いてパラメータ解析を行った。

(3) 解析条件

解析対象試験体と解析変動因子を表-6に、要素分割例を図-10に、入力した材料物性値を表-7および表-8に示す。コンクリート強度を2水準($F_c=24, 48\text{N/mm}^2$)設定し、加力直交方向柱主筋間距離(B_{cj})と加力方向柱主筋間距離(D_{cj})をそれぞれ基本的に3水準変化させて解析を行った。その際、 $B_{cj}/B_c=D_{cj}/D_c=0.85$ の場合を在来一体打ちRC造に対応するものと考え、これを規準にして変動因子の値を変動させた。

3.2 解析結果

解析から得られた最大せん断耐力を表-9に、最大せん断耐力比と柱主筋間距離比との関係を図-11に示す。ここで、図中の解析対象試験体の最大せん断耐力の値は、 $B_{cj}/B_c=D_{cj}/D_c=0.85$ のときの値で規準化されている。

加力方向の柱主筋間距離比(D_{cj}/D_c)を因子とした場合には、 B_{cj}/B_c が0.60, 0.73, 0.85それぞれで、 $D_{cj}/D_c=0.60$ でのせん断耐力は $D_{cj}/D_c=0.85$ のせん断耐力に対して2~3%低下するに過ぎなかった。柱梁接合部のせん断耐力に対して、加力方向の柱主筋間距離は、設定した範囲ではさほど影響を与えないといえる。これに対し、加力直交方向の柱主筋間距離比(B_{cj}/B_c)を因子とした場合には、 D_{cj}/D_c が0.60, 0.73, 0.85それぞれで、 $B_{cj}/B_c=0.60$ でのせん断耐力は $B_{cj}/B_c=0.85$ のせん断耐力に対して6~7%低下した。

一方、図-11(3)から、 $B_{cj}/B_c=D_{cj}/D_c=0.85$ でのせ

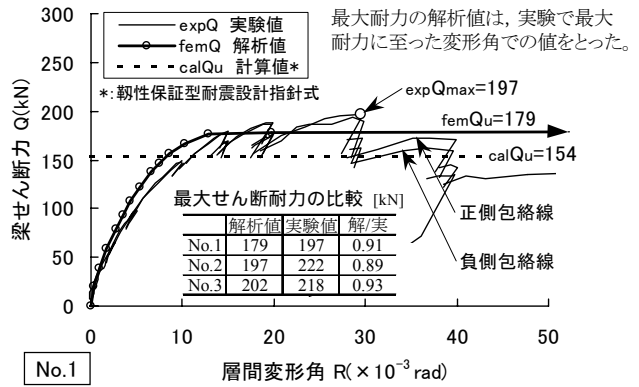


図-9 梁せん断力ー層間変形角関係の比較

表-6 解析対象試験体と解析変動因子

B_{cj} (mm)	192	232	272	【試験体記号の説明】 B: B_{cj}/B_c , D_{cj}/D_c 60: 0.600 73: 0.725 85: 0.850 H: $F_c=48\text{N/mm}^2$ L: $F_c=24\text{N/mm}^2$
D_{cj} (mm)	192	232	272	
0.600	B60D60H/B60D60L	B73D60H/B73D60L	B85D60H/B85D60L	
0.725	B60D73H/B60D73L	B73D73H/B73D73L	B85D73H/B85D73L	
0.850	B60D85H/B60D85L	B73D85H/B73D85L	B85D85H/B85D85L	

[補完試験体] $B_c=320\text{mm}, D_c=320\text{mm}$
 $B_{cj}=D_{cj}=212, B_{cj}/B_c=D_{cj}/D_c=0.663$ B66D66H, B66D66L
 $B_{cj}=D_{cj}=252, B_{cj}/B_c=D_{cj}/D_c=0.788$ B79D79H, B79D79L

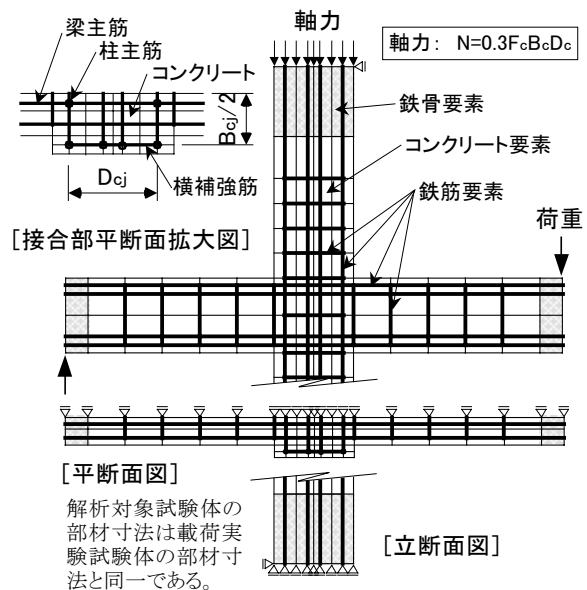


図-10 要素分割例(B85D73H, B85D73Lの場合)

表-7 コンクリート物性値

解析シリーズ	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	圧縮強度時ひずみ度 ϵ_{co} ($\times 10^{-6}$)	弾性係数 E_c (kN/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)	圧壊強度 σ_{cu} (N/mm ²)
F_c48	48.0	2060	31.1	3.70	9.6
F_c24	24.0	1670	24.7	2.33	4.8

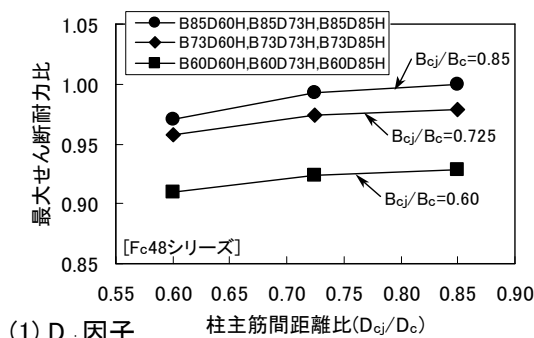
表-8 鉄筋物性値

解析シリーズ	使用部位	鉄筋呼び名	降伏強度 σ_{sy} (N/mm ²)	弾性係数 E_s (kN/mm ²)	引張強度 σ_{su} (N/mm ²)
F_c48	主筋, 横補強筋	D16, D6	719	206	935
	接合部横補強筋	D6	449	206	628
F_c24	主筋, 横補強筋	D16, D6	539	206	755
	接合部横補強筋	D6	339	206	509

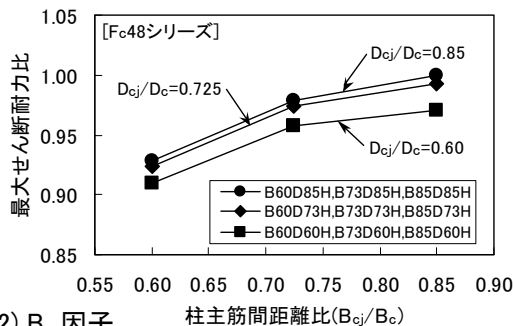
表-9 最大せん断耐力の解析値

解析因子	B_{cj}/B_c	0.600			0.725			0.850			0.663	0.788
		D_{cj}/D_c	0.600	0.725	0.850	0.600	0.725	0.850	0.600	0.725	0.850	0.663
F _c 48 シリーズ	試験体名	B60D60H	B60D73H	B60D85H	B73D60H	B73D73H	B73D85H	B85D60H	B85D73H	B85D85H	B66D66H	B79D79H
	最大耐力 (kN)	178.6	181.5	182.3	188.1	191.4	192.1	190.5	194.9	196.4	186.4	193.6
F _c 24 シリーズ	試験体名	B60D60L	B60D73L	B60D85L	B73D60L	B73D73L	B73D85L	B85D60L	B85D73L	B85D85L	B66D66L	B79D79L
	最大耐力 (kN)	107.1	109.1	110.0	113.1	114.8	115.8	114.1	116.9	118.1	112.1	116.6

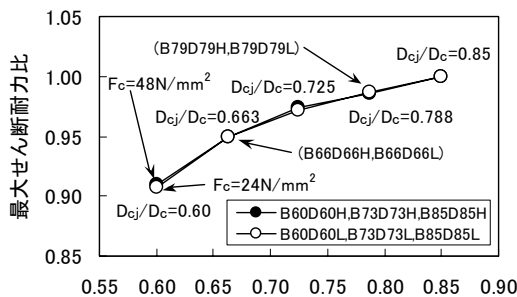
本論では、各解析ごとに解析終了時の層間変形角が異なるため、耐力がほぼ一定となる $R=1/50$ radでの梁せん断力を最大せん断耐力とし、規準化した。



(1) D_{cj} 因子



(2) B_{cj} 因子



(3) D_{cj}, B_{cj} 因子

図-11 最大せん断耐力比と柱主筋間距離比との関係 (FEM解析値)

ん断耐力に対する $B_{cj}/B_c=D_{cj}/D_c=0.60, 0.66, 0.73, 0.79$ でのせん断耐力の比は、柱主筋間距離比が0.7程度からその低下傾向は顕著になり、0.60ではせん断耐力は約10%低下することがわかる。また、本解析の範囲では、 $F_c=24, 48\text{N/mm}^2$ ともせん断耐力の低下率はほぼ同一であり、コンクリート強度の違いにさほど影響を受けなかった。

4. まとめ

本研究の範囲で以下の知見が得られた。

- (1) 載荷実験結果から、柱主筋間距離比(B_{cj}/B_c)

が0.63では0.84の場合に比べ、柱梁接合部のせん断耐力は約10%低下した。

- (2) 層間変形角が $1/33\text{rad}$ 以降、柱主筋間距離が短いほど柱梁接合部の損傷の度合いが大きくなり、 B_{cj}/B_c が0.63では0.84の場合に比べ、せん断変形角は約30%増大した。また、等価粘性減衰定数は約25%増大した。

- (3) FEM解析結果から、柱主筋間距離比($B_{cj}/B_c, D_{cj}/D_c$)がおおよそ0.7を下回ると、柱梁接合部のせん断耐力の低下傾向は顕著になり、 $B_{cj}/B_c=D_{cj}/D_c=0.60$ では、在来一体打ちRC造の柱主筋間距離比に相当する0.85の場合に比べ、せん断耐力は約10%低下した。

謝辞

載荷実験にあたっては、(財)ベターリビング 筑波建築試験センター 構造性能試験室の藤本 効室長ほか職員の方々にご協力いただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.136～155，1999年版
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，pp.245～249，1999年版
- 3) 大久保雅章，濱田聡，野口博：地震時のひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験，JCIコロキウム RC構造せん断設計法に関する解析的研究 論文集，pp.17～22，1989年
- 4) 雨宮篤，内田和弘，野口博：鉄筋コンクリート部材の3次元非線形有限要素法解析プログラムの開発，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.14，No.2，pp.21～26，1992年
- 5) 米沢健次，野口博：柱RC・梁Sを用いた混合構造柱梁接合部のせん断性能に関する解析的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.2，pp.1247～1252，1994年
- 6) 柏崎隆志，永井智之，野口博：超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断耐力に関する非線形有限要素解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.17，No.2，pp.315～320，1995年