

論文 対角型配筋を用いた柱梁接合部の耐震実験

高田 知明^{*1}・佐藤 学^{*2}・近藤 龍哉^{*3}・広沢 雅也^{*4}

要旨：柱梁接合部の強度向上を目的として、梁端からかかる応力の圧縮域が広がるよう調整した新しい配筋方法を考案した。新しい配筋方法では、梁端にプレートを配置し、梁主筋を接合部内で対角線上に折り曲げ、ナットでプレートに固定した。また、接合部内で梁主筋はアンボンドとした。これにより、曲げモーメントにより引張力を受けた梁主筋は反対側の引張力を受ける梁危険断面位置において圧縮力として作用し、強度を向上させることに有効であると考えた。実験の結果、最大強度は接合部せん断信頼強度の1.38倍まで上昇した。

キーワード：対角型配筋，アンボンド，不連続配筋，梁端プレート，接合部せん断耐力

1. はじめに

柱梁接合部（以下、接合部と略記）にせん断力が作用するとき、主応力は一つの対角線方向に圧縮力が生じ、これと直交する方向に引張力が生じる。接合部せん断破壊の発生はこの引張応力度の影響によるものと思われる。

そこで、本研究では圧縮域を拡大することで接合部パネル内の引張応力度を減少、もしくは圧縮応力度に転換し、二軸応力状態での破壊臨界値を上昇させる新しい配筋方法を考案した。加力実験結果に基づき想定するメカニズムの妥当性について検討した結果を報告する。

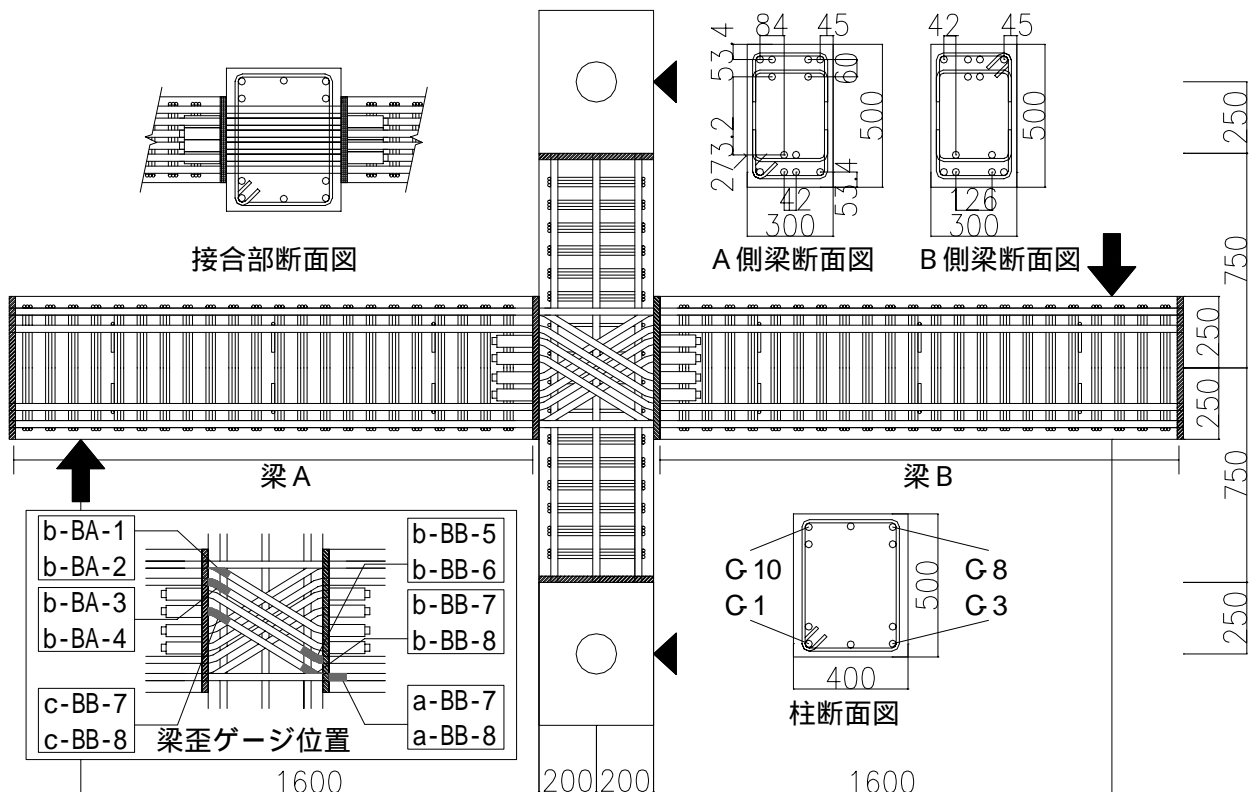


図 - 1 試験体配筋図

*1 工学院大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 小田急建設(株) 設計部 修(工) (正会員)

*3 工学院大学工学部建築学科 助教授 工修 (正会員)

*4 工学院大学工学部建築学科 教授 工博 (正会員)

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図 - 1 に試験体配筋図を、表 - 1 に試験体諸元を示す。

梁端部に梁断面と同寸法で、梁主筋を通すための 28mm 孔径の穴を空けた、梁主筋固定用のプレートを設置した。梁主筋にはネジ付き鉄筋を用い、柱面位置で折り曲げ、上端筋と下端筋を X 型に交差させ、反対側の梁端部のプレートにナットで固定した。接合部内の梁主筋には樹脂パイプを巻き、接合部コアコンクリートとの付着を解除した。四隅の梁主筋は通し配筋としている。なお、材料試験の結果を表 - 2, 3 に示す。

2.2 加力計画

試験体の柱上下反曲点位置にピンジョイントを設置した(図 - 1 柱上下矢印の位置)。両梁先端にスィベルジョイント・ロードセル付きアクチュエーターを取り付け、正負繰り返し荷重を加えた。なお、柱には一定軸圧 $\sigma_0=6.0\text{MPa}$ を与えている。

加力は層間変形角 R を指標とした変位制御で、層間変形角 $R=1/200\text{rad.} \sim 3/100\text{rad.}$ ステージでは各 2 サイクル、 $R=4/100\text{rad.}$ ステージでは 1 サイクル加力した。加力サイクル図を図 - 2 に示す。図中の + は正加力、- は負加力を表す。

2.3 変位計測

(1) 層間変形角

梁先端の加力点と柱端スィベルのピン位置で相対変位を測定した。また、梁先端の加力点で荷重を測定した。各点の相対変位を換算し、層間変形角とした。

(2) 接合部せん断変形角

接合部内に標点 (A, B, C, D) を埋め込み、水平および垂直方向面内の相対変位を測定した(図 - 3)。接合部のせん断変形角 R_j はベクトル AB とベクトル CD の平均ベクトルと、ベクトル AC とベクトル BD の平均 ab ベクトルの交角の変化量としてもとめた。また、接合部せん断力 V_j は式(1)により求めた。

表 - 1 試験体諸元

形状	階高H [mm]	2000
	スパンL [mm]	3600
柱	b_c [mm]	500
	D_c [mm]	400
	有効せい d_t [mm]	53.4
	引張鉄筋	4-D22
	a_t [mm ²]	1548
	帯筋	6-D10@80
梁	b_b [mm]	300
	D_b [mm]	500
	有効せい d_b [mm]	446.6
	引張鉄筋	6-D22
	a_t [mm ²]	2322
	あばら筋	6-D10@100
梁端プレート	t [mm]	22
	孔径	28
接合部	せん断補強筋	2-D10@100

表 - 2 鉄筋材料特性

径 (鋼種)	用途	降伏強度 y [MPa]	ヤング係数 E_s [MPa]
D10 (SD295A)	せん断補強筋	406.76	2.2×10^5
D22 (SD345)	柱主筋	382.70	1.9×10^5
DN22	梁主筋	376.61	2.2×10^5

表 - 3 コンクリート材料特性

圧縮強度 B [MPa]	引張強度 t [MPa]	密度 [g/mm ³]
20.53	1.61	2.18

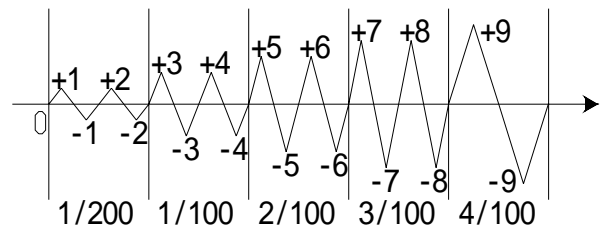


図 - 2 加力サイクル図

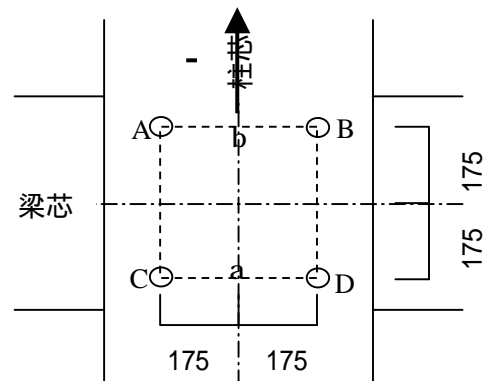


図 - 3 変位計測位置

なお、接合部せん断応力度は接合部せん断力を文献 1)の接合部有効断面積で除した値とした。

$$V_j = \frac{Q_b(L - D_c)}{j} - Q_c \quad (1)$$

(3) 歪度計測と応力度換算

図 - 1 に示す梁主筋歪ゲージ位置及び接合部パネル上下端位置で鉄筋歪を計測した。鉄筋の引張試験の結果を表 - 2 に示す。鉄筋は全て応力歪関係を Bi-Linear 型にモデル化し、残留歪を考慮しながら歪度を応力度に変換している。なお、これをもとに Bi-Linear 型履歴ループは、歪増加時の傾き角と歪回復時の傾き角を同じとして、降伏後の応力度は一定としてある。

3. 実験結果

3.1 荷重変形関係

層間変形角と荷重を梁せん断力から換算した柱せん断力の関係を図 - 4 に示す。

+5 加力時(+2/100rad.)に正側の最大強度 323.6kN を示し、-5 加力時(-2/100rad.)に負側の最大強度 - 289.8kN を示した。最大強度以降、サイクルが進むにつれて強度が低下しているが、これは梁がずれたことにより接合部に対するプレートの拘束効果が低下したためだと思われる。

3.2 ひび割れ状況

図 - 5 にひび割れ状況を示す。+3 加力時(2/100rad.)、接合部パネル、及び接合部パネル四隅から柱にかけて、ほぼ垂直に近い形でひび割れが発生した。最大強度時(2/100rad.)、接合部パネル中心付近に発生したひび割れ幅は 0.08mm 程度であったのに対し、接合部パネルから柱にかけて発生したひび割れ幅は 4mm を示した。+7 サイクル時(+3/100rad.)、接合部から柱にかけて発生したひび割れが接合部中心付近まで進展し、同サイクル負加力時(-3/100rad.)、逆 U 字を画いた。その後、接合部パネル上部のひび割れが大きく進展し、終局強度時(4/100rad.)には上柱から下柱にかけて大きな X 型のひび割れを画いた。ひび割れが垂直方向に伸びた要因として、梁か

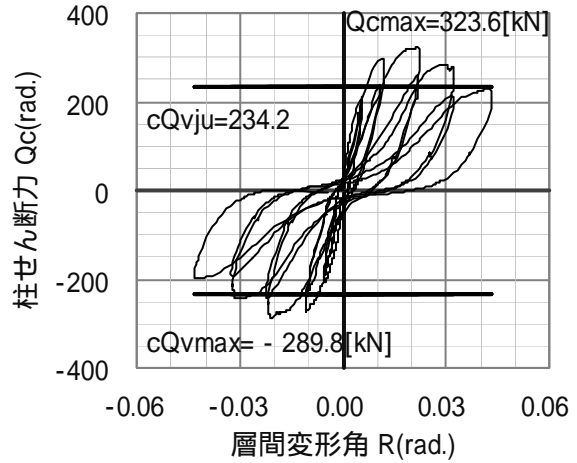


図 - 4 荷重変形曲線

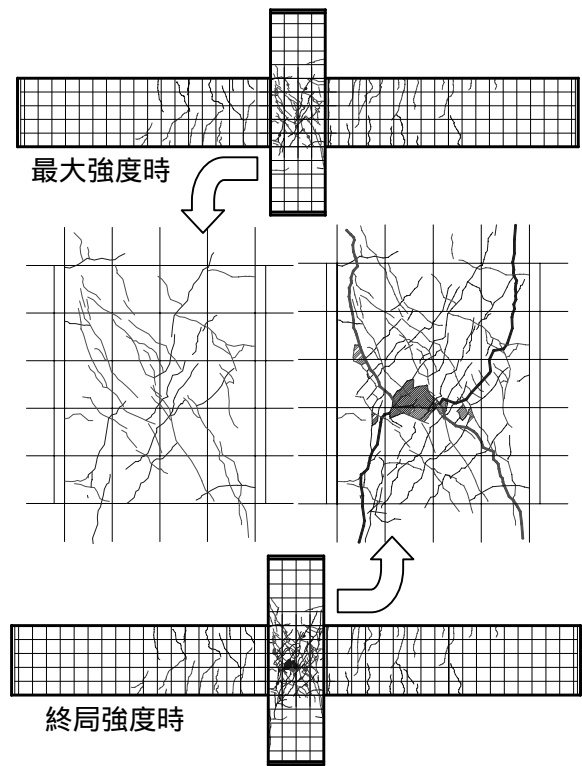


図 - 5 ひび割れ状況

らの応力が左右対称に近い圧縮力になったため、柱の上下非対称の圧縮域分布が垂直方向にせん断力として作用したことによると思われる。

3.3 鉄筋挙動

(1) 柱主筋付着応力度

図 - 1 の柱断面に示す C - 1 , C - 2 , C - 8 , C - 10 の接合部パネル上端位置と下端位置の応力の差をその区間の鉄筋表面積で除し、付着応力度 b_u を算出した。荷重番号と付着応力度の関係を図 - 6 に包絡線で示す。なお、正負加力とも引張方向を正としている。

最大耐力時、C-8の付着応力度は設計用付着強度に達し、C-10も7割程度の値を示したが、C-1、C-3の付着応力度は低下した。最大強度以降、C-8は更に進展しているが、C-1、C-3には付着力は発生しておらず、C-10の付着応力度も低下した。各主筋とも±3加力時までは付着力が発生していることが分かるが、以降の付着力は最大強度によらず変動していることから、接合部のひび割れ増大に伴い付着力の安定性が失われたものと思われる。よって、付着力の低下は接合部破壊に大きく影響しないものと考えられる。

(2) 接合部変形

図-7に対角型アンボンド配筋試験体の接合部せん断変形角 R_j と接合部せん断力応力度の関係を示した。なお、接合部せん断力は梁の応力中心間で生じるとして Q_b より換算した。

1/200rad.ステージでは大きな変形は見られなかったが、1/100rad.ステージ以降、せん断変形が正負共に進行している。これは、接合部パネルのひび割れの進展に伴い接合部の剛性が急速に低下したためだと思われる。なお、接合部にひび割れが多数発生した後は計測ポイントが接合部変形に即した動きをしなくなったため R_j の計算値に乱れが生じた。

(3) 梁主筋応力度

図-8に正加力時、引張側となる梁危険断面位置での梁主筋応力度 σ_s と、加力サイクルの関係を示す。

+5(最大強度)時、柱断面位置の梁主筋応力度を見ると、梁Aの主筋のb-BA1, b-BA3, b-BA4, 及び梁Bの主筋は全て降伏応力度に達しており、b-BA2も降伏応力度近くに達していることから、最大強度を示した+5時に梁主筋は降伏したと考えられる。よって、本試験体では梁曲げ降伏が支配的になったものと思われる。

(4) 梁主筋の応力伝達状況

想定したメカニズムを満たすためには、梁主筋に発生する引張応力度は梁端プレートの主筋固定位置に伝達している必要がある。よって、

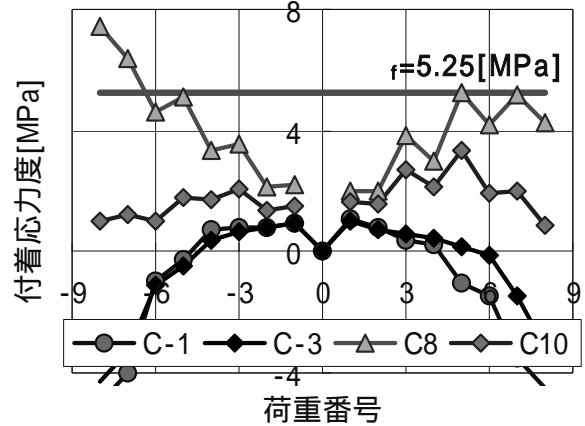


図-6 柱主筋付着状況

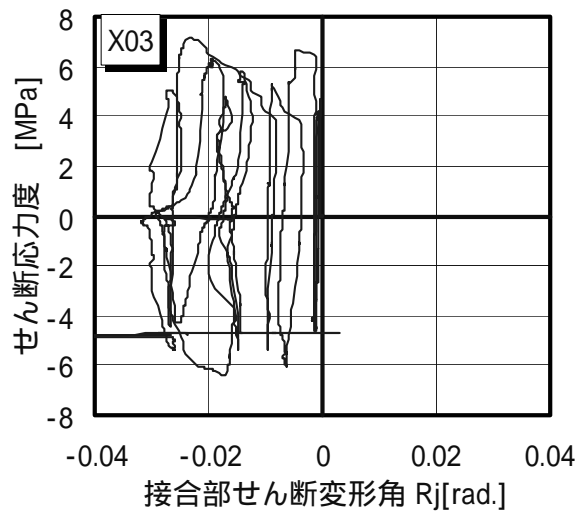


図-7 接合部せん断変形関係

梁主筋応力度の伝達状況に着目し、梁Bの梁主筋であるBB-7, BB-8について梁端部、及び2箇所の接合部内折り曲げ位置の応力度を計測し、各地点で発生する応力度を比較した。計測位置を図-1に、応力分布状況を図-9に示す。

梁主筋は接合部内で折り曲げているため、引張力は折り曲げ角度に沿った方向に働く。この時、発生する引張応力が進入側の梁主筋折り曲げ位置の梁端プレートにかかることが考えられる。しかし両主筋とも応力度分布に大きな差が見られないことから、梁主筋に発生する応力は全て固定したプレートのみ伝達され、圧縮応力として作用しているものと思われる。

3.4 評価式との比較

表-4に設計用接合部せん断強度と実験結果の最大値を示す。 Q_{CMAX} は実験結果の最大値を柱

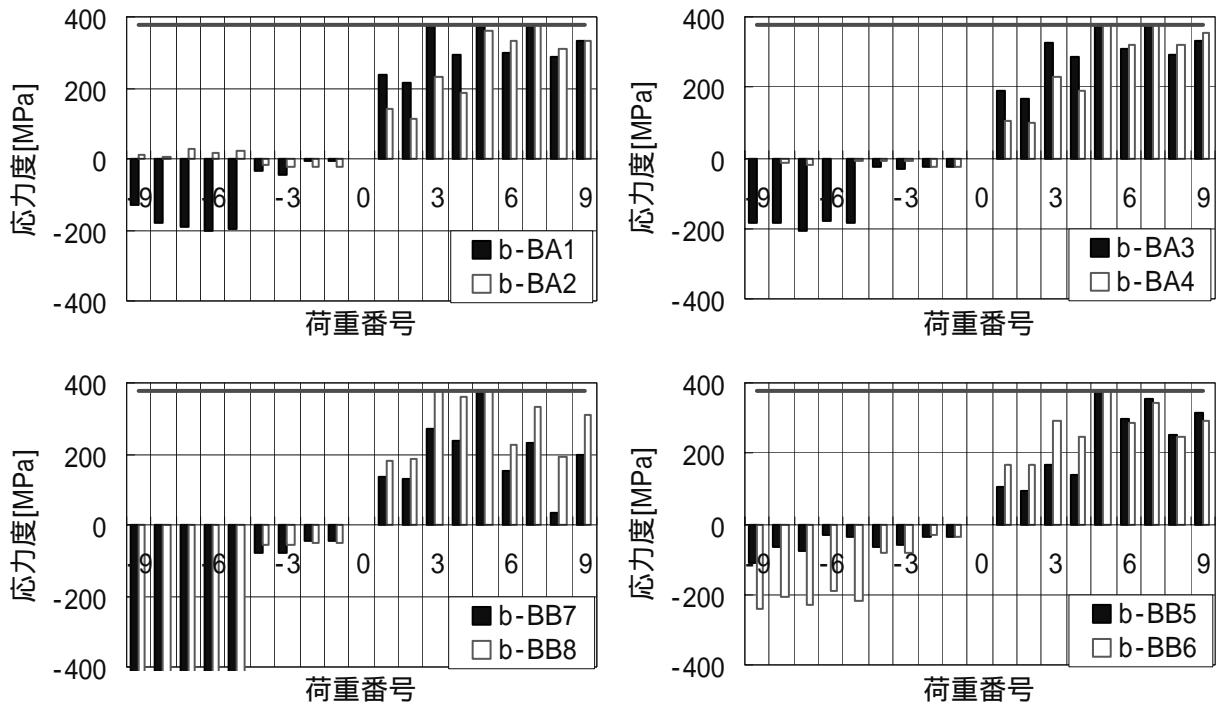


図 - 8 梁主筋応力度状況

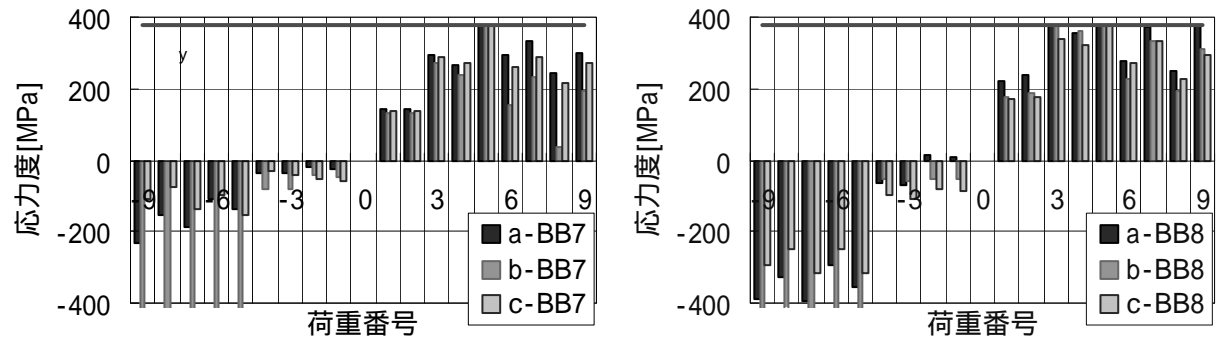


図 - 9 梁主筋応力度分布状況

せん断力に換算した値、 cQ_{ju} は接合部せん断強度計算値を柱せん断力に換算した値、 cQ_{my} は梁曲げ強度計算値を柱せん断力に換算した値である。

最大強度を比較すると、1.38倍と高い強度を示した。

表 - 4 強度比較

Q_{cmax}	Q_{cmax}/cQ_{ju}	cQ_{ju}	cQ_{my}
323.6	1.38	234.2	382.2

4. 破壊メカニズム

通常配筋と対角型アンボンド配筋の想定する応力メカニズムを図 - 10 に示す。なお、通常配筋のモデルとして筆者らが昨年度行った実験資料 02 - NR を用いた。

02 - NR の接合部は、主応力度として引張応力度()と圧縮応力度()が生じ、図 - 10(a)の状

態になる。この時、梁からの二軸応力度のうち引張応力度がコンクリートの強度を低下させていると考える。

提案する配筋方法で想定される応力状態は、接合部に梁からの曲げモーメントが発生するとき、引張を受ける主筋が反対側の梁の梁端プレートで固定されているため、圧縮力として作用し、主応力度の一方である通常配筋における引張応力度を低減、もしくは圧縮応力度に転換することが可能であると考え。この時、主筋に樹脂パイプを巻き、アンボンドとすることで付着による梁端プレートへ伝達される応力の低下を防いでいる。よって対角型アンボンド配筋の接合部の応力メカニズムは図 - 10(b)に示すような応力状態になると考える。これにより、接合

表 - 5 応力中心比較

加力	03-XR								02-NR			
	A				B				t	H _t	j	H _c
	t	H _t	j	H _c	t	H _t	j	H _c				
-5	1059	53	231	284	871	447	216	230	1616	240	159	87
-4	865	53	256	309	855	447	276	170	1382	245	161	83
-3	966	53	263	317	932	447	279	167	1343	266	196	70
-2	561	53	290	344	552	447	312	134	771	310	256	54
-1	599	53	294	347	590	447	318	129	699	323	282	41
1	679	447	306	140	573	53	300	354	699	177	286	463
2	612	447	277	170	581	53	301	354	771	190	254	445
3	988	447	276	171	1047	53	263	317	1343	234	202	436
4	772	447	252	195	954	53	261	314	1382	255	179	435
5	1028	447	247	200	1229	53	293	347	1616	250	177	427

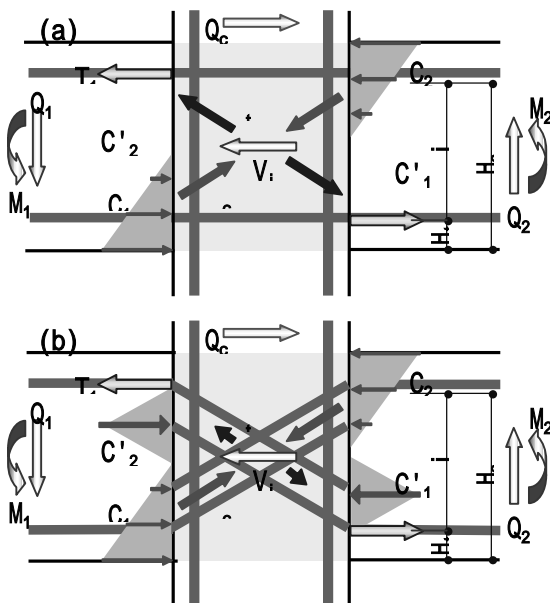


図 10 応力メカニズム(上:02-NR,下:03-XR)

部に対する梁からの応力が全面圧縮に近い形となり、強度が向上すると想定した。図 - 10を元に、最大強度までの梁端部の梁側と接合部側に発生する応力度の集計結果について表 - 5 に示した。発生する引張応力度の総和を T_s 、圧縮応力度の総和を T_c 。梁下端位置を基点として引張側応力中心を H_t 、圧縮側応力中心を H_c 、応力中心間距離を梁端部の曲げモーメント M を T_s で除した値として求めた。

通常配筋の圧縮応力中心に対し、対角型アンボンド配筋の圧縮応力中心は接合部中央付近にかかっていることが分かる。なお、加力サイクルが進むにつれて接合部の圧縮応力中心が接合部中心に近づいているが、これは折り曲げた主

筋が効果を発揮するまでにある程度変形が進む必要があるためだと思われる。以上より、接合部に入力される応力は通常のせん断力に加えて接合部中央部を中心に分布した大きな圧縮力を受けることになり、主応力の一部である引張力が低減、一部圧縮力に変換され、接合部強度の向上に繋がったと思われる。

5. まとめ

- (1) 接合部内で主筋とコアコンクリートの付着を解除していたにもかかわらず、接合部せん断信頼強度の 1.38 倍の接合部せん断強度を得る事が出来た。
- (2) 対角型アンボンド試験体を用いた場合、通常の配筋状態に比べ、梁から入力される圧縮応力が全圧縮に近い応力分布を示した。よって、二軸応力のうち引張力が接合部強度を低下させる主因子のひとつであり、圧縮域を拡大することが強度向上に繋がると考えられる。

参考文献

- 1) 鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1999
- 2) 近藤龍哉, 佐藤学, 鈴木公平, 広沢雅也: 新しい配筋方法による RC 造柱梁接合部のせん断強度に関する実験的研究, コンクリート工学, Vol.25, No.2, pp.469-474, 2003.6