

論文 主筋付着性能を向上させた RC 造内柱・梁接合部のせん断性状に関する研究

森田 真司*1・北山 和宏*2・岸田 慎司*3・平良 美智子*4

要旨：鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部に正負交番または単調方向水平力を加える実験を行い、接合部周りの応力状態の変化が接合部破壊に至る変形性状及びせん断性状に与える影響について検討した。その結果、梁危険断面のコンクリート圧縮域は梁せい全域に及んでおり、全圧縮状態であった。全圧縮状態となる原因は、接合部の膨張であった。梁危険断面の応力状態を考慮した接合部水平せん断力算出式を求めた。同算出式による値は梁主筋付着応力が減少すると最大層せん断力以降に低下した。また、梁危険断面におけるコンクリートの圧壊が進むと、接合部水平せん断力がより低下することも表現した。

キーワード：柱・梁接合部, 接合部膨張, 梁主筋付着, 接合部水平せん断力

1. はじめに

柱・梁主筋付着性能, 接合部横補強筋量, 接合部入力せん断力及び加力方法が RC 造内柱・梁接合部のせん断性状に与える影響を把握するために実施した実験の結果について報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

各試験体諸元一覧を表-1 に、試験体概要を図-1 に示す。試験体は縮尺約 1/2 とした柱幅と梁幅の等しい平面十字型部分架構 6 体である。試験体形状（柱断面 300mm×350mm, 梁断面 300mm×400mm）及びコンクリート設計基準強度 (18N/mm²) は共通とした。試験体 M1 を基準試験体とし、試験体 M2~4 は接合部内の梁主筋付着性能を向上させるため、通し梁主筋を挟む形で柱せいと同長の D25 鉄筋を上下に溶接して抱合せ表面積を増大させた。試験体 M2 及び M3 は同一配筋で試験体 M2 は正負交番载荷、試験体 M3 は単調载荷とした。試験体 M4 は接合部横補強筋量を増大させるため 4-D13 を 4 組配

表-1 試験体諸元

試験体名	M1	M2	M3	M4	M5	M6
柱軸力	ゼロ					
柱の配筋	主筋：16-D22, 帯筋：4-D10@60					
梁の配筋	主筋：上・下端とも4-D25, 肋筋：4-D10@60					
接合部横補強筋 (P _{wj} :接合部横補強筋比)	2-D6@80, 2sets p _{wj} =0.16%		4-D13@40 4sets p _{wj} =2.51%		2-D6@80 2sets p _{wj} =0.16%	
梁内定着筋	—				○	—
主筋抱合せ	—	梁主筋			—	柱主筋
载荷履歴	繰り返し		単調	繰り返し		

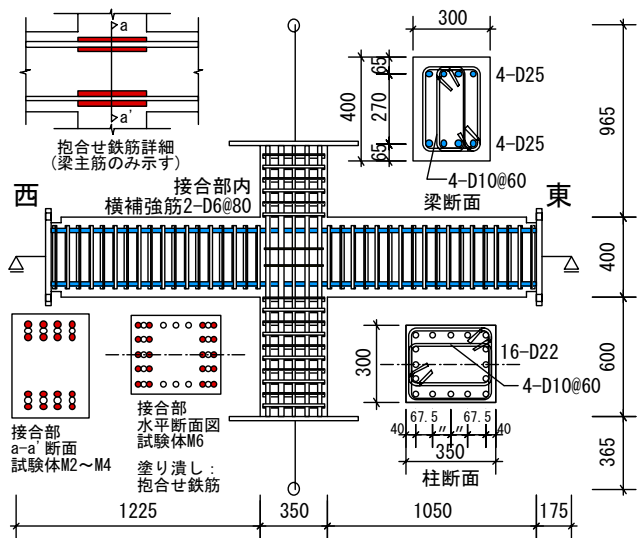


図-1 試験体概要 (基準試験体 M1)

*1 東京都立大学大学院 工学研究科 建築学専攻 博士課程 (正会員)
 *2 東京都立大学大学院助教授 工学研究科 建築学専攻 工博 (正会員)
 *3 東京都立大学大学院助手 工学研究科 建築学専攻 博士 (工学) (正会員)
 *4 東京都立大学 工学部 建築学科

筋した。試験体 M5 は通し梁主筋とは別に片側 4 本の D25 鉄筋を接合部内に配し、両柱フェイスから 400mm 位置に市販のプレート付ナットを用いて定着させた (図-2 参照)。試験体 M6 は接合部内の柱主筋付着性能を向上させるため、最外縁の通し柱主筋を挟む形で梁せいと同長の D22 鉄筋を東西に溶接して抱合せた。使用鉄筋及びコンクリートの材料特性を表-2, 3 に示す。

2.2 実験方法

柱頭・柱脚をピン支持、梁端をピン・ローラー支持とした試験体の柱頭に水平力のみを与えた。水平力は層間変形角 θ により制御した。正負交番載荷する試験体では、1/400rad. を 1 サイクル、1/200, 1/100, 1/50rad. をそれぞれ 2 サイクル、1/33rad. を 1 サイクル、1/25rad. を 2 サイクル行った後、正方向加力を押切りとした。

3. 実験結果

3.1 破壊経過概要

層間変形角 1/25rad. 終了時のひび割れ状況を図-3 に示す。全ての試験体で接合部せん断ひび割れの発生が目立った。試験体 M1 及び M5 は接合部中央に破壊が集中したが、梁主筋を抱合せた試験体 M2 では抱合せ鉄筋より内側の接合部域が広く破壊した。単調載荷した試験体 M3 では柱・梁域まで斜めひび割れが伸展した。試験体 M4 では細かい斜めひび割れが多数発生し、最終的に横補強筋に沿ってコンクリートが剥落した。柱主筋を抱合せた試験体 M6 では柱域まで斜めひび割れが伸展し、最終的に接合部隅角部を結ぶひび割れが拡幅して破壊した。全ての試験体で柱主筋は降伏しなかった。梁主筋は試験体 M3 において 1/25rad. 以降、数箇所降伏したが、他の試験体では降伏しなかった。以上より、柱・梁とも曲げ降伏し

なかったと判定した (曲げ降伏とは引張り側鉄筋の半数以上が降伏した状態とした)。最終的な破壊形式は、接合部ひび割れ状況、鉄筋降伏状況及び層間変形角に占める接合部せん断変形の割合から判断し接合部せん断破壊とした。

3.2 層せん断力-層間変形角関係

層せん断力-層間変形角関係を図-4 に示す。試験体 M2 の最大層せん断力は、基準試験体 M1 より 17%、試験体 M6

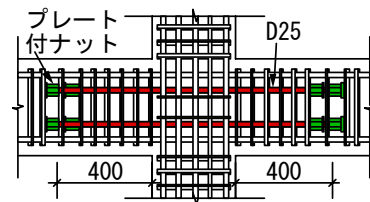


図-2 梁内定着筋

表-2 鉄筋材料特

径	降伏点 σ_y N/mm ²	引張り強度 σ_t N/mm ²	伸び ϵ_u %	ヤング係数 E_s kN/mm ²
D6	344	485	27.3	186
D10	424	569	13.6	166
D13	429	593	13.7	184
D22	520	683	21.6	193
D25	520	674	14.2	192

E_s : 引張り試験による見かけの値

表-3 コンクリート材料特性

試験体	圧縮強度 σ_B N/mm ²	引張り強度 σ_t N/mm ²	ヤング係数 E_c kN/mm ²
M1	17.1	1.60	22.3
M2	18.2	1.76	23.6
M3	18.8	1.88	20.6
M4	20.6	1.55	22.3
M5	19.7	1.97	23.0
M6	19.4	1.93	23.5

E_c : 1/4 σ_B 時割線剛性

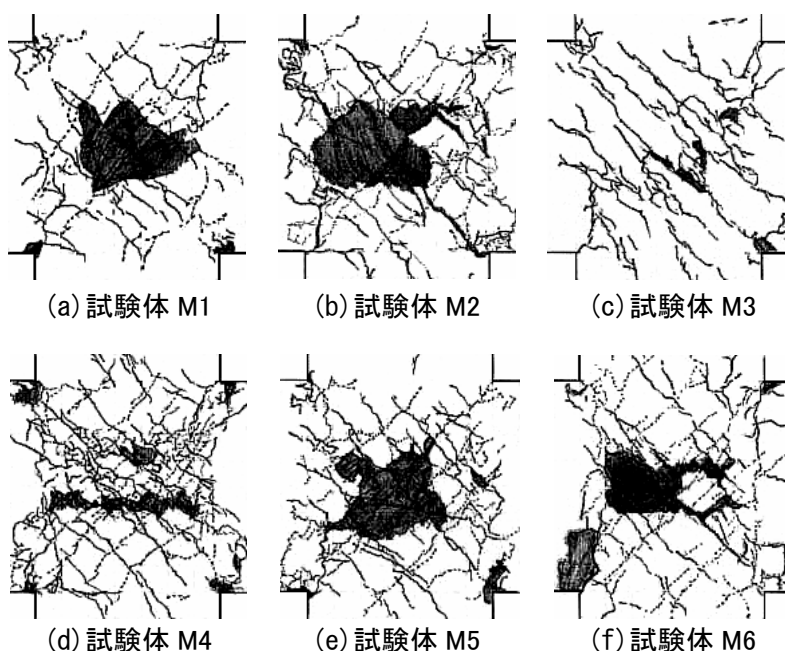


図-3 ひび割れ状況 (層間変形 $\theta=1/25rad.$)

では 14% 高くなったが、コンクリート圧縮強度の差を考慮すると、梁主筋抱合せに比べ、柱主筋抱合せの影響は小さい。試験体 M2 と M6 は、最大層せん断力以降の負勾配が試験体 M1 と同程度であった。試験体 M2 と M4 の最大層せん断力に大きな違いは見られなかったが、試験体 M4 の方が大きい層間変形 ($\theta=1/33\text{rad.}$) で最大層せん断力に達し、負勾配も緩やかであった。また、試験体 M3 は試験体 M2 に比べ、緩やかな負勾配を示した。

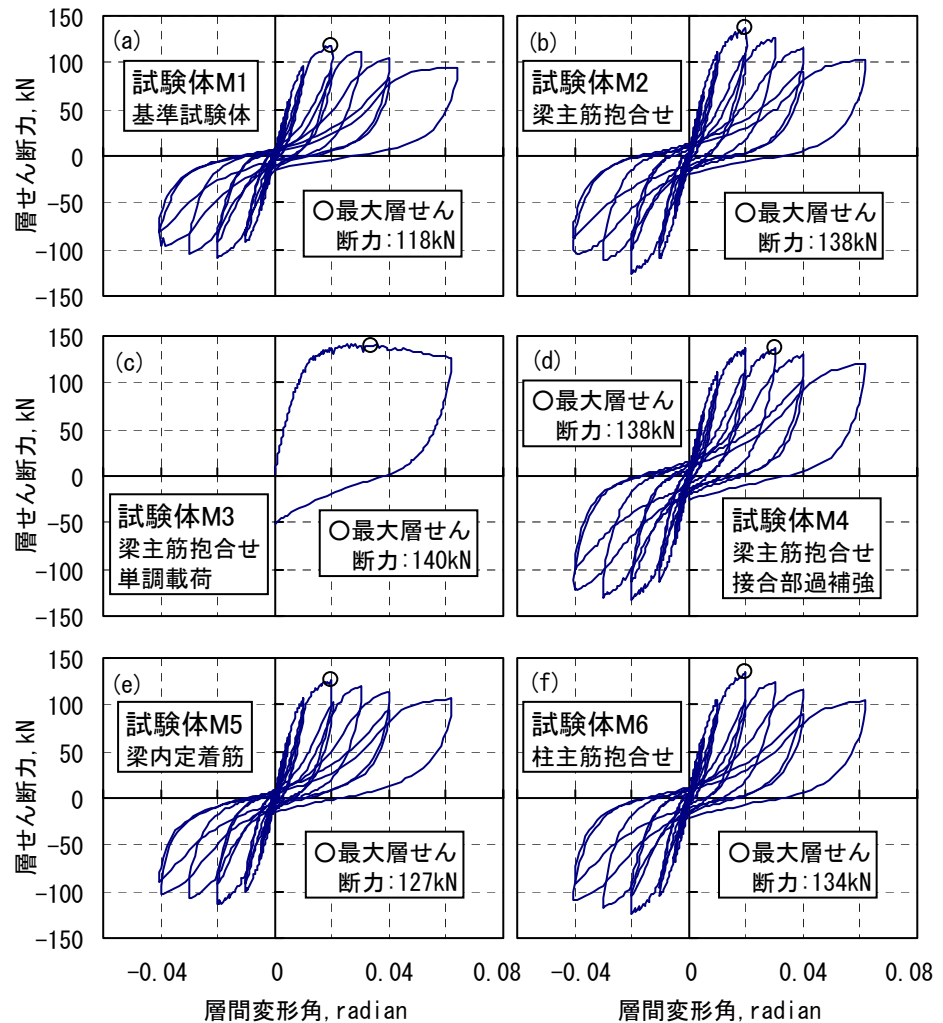


図-4 層せん断力-層間変形角関係

4. 実験結果の検討

4.1 梁主筋付着性状

接合部内の梁主筋付着応力-層間変形角関係の包絡線を図-5 に示す。梁主筋付着応力は、東西の梁危険断面における鉄筋力の差より計算した平均の値である。試験体 M1 及び M5 の梁主筋付着応力は、層間変形角 $\theta=1/50\text{rad.}$ 以降に低下した。試験体 M6 では $\theta=1/100\text{rad.}$ 以降に低下した。これに対し梁主筋に抱合せをした試験体 M2, M3 及び M4 の梁主筋付着応力は低下せず、押切サイクルまで緩やかに増加する傾向を示した。よって、主筋を抱合せすることで、付着性能が向上することを確認できた。

4.2 梁危険断面コンクリート歪み分布

試験体 M1, M3 及び M6 の梁危険断面コンクリートの歪み分布を図-6 に示す。ここに示した図は上端引張りとなる側の梁である。図中の一点破線は材料試験によるコンクリート圧縮強度時歪み ϵ_c である。全試験体で、梁危険断面の

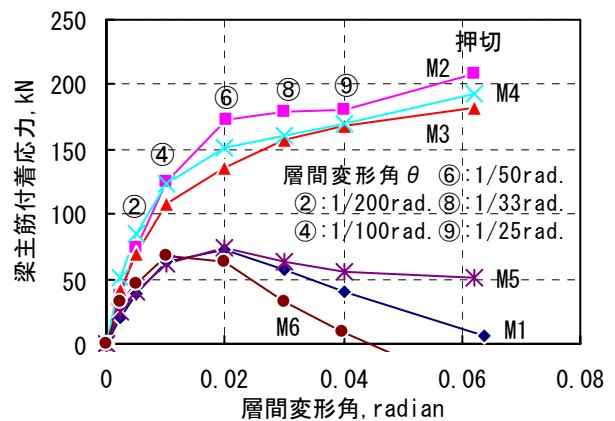


図-5 梁主筋付着応力-層間変形角関係

ほぼ全域が圧縮歪みであった。繰り返し載荷した試験体では、逆方向加力時の圧縮残留歪が蓄積するため、引張り歪みとなる上端側でも大きな圧縮歪みが生じた。単調載荷した試験体 M3 では、引張り側である上端でほぼ歪みがゼロとなり、コンクリート歪み分布形状は三角形とな

った。よって、圧縮残留歪みを取り除けば、繰り返し載荷した試験体でもコンクリート歪みの分布形状は三角形であると考えられる。圧縮側のコンクリート歪みは層間変形角 $\theta = 1/50\text{rad}$. でコンクリート圧縮強度時歪み ϵ_c を越え、梁危険断面で圧壊現象が見られた。また $\theta = 1/50\text{rad}$. 以降、コンクリート圧壊領域のせいは広がった。ここで、梁危険断面のコンクリート歪み分布の形状が梁せい全域で三角形となる要因を考える。梁モーメント M_b によるコンクリート圧縮力を図-7(a)に、接合部の水平方向膨張に対する拘束力の分布形状を図-7(b)に示す。ここでコンクリートは弾性時を想定し、接合部膨張とは接合部破壊に伴って生じる水平方向変位の増大のことである。接合部膨張は梁せい方向に対して一様であるとした。梁危険断面には $\theta = 1/400\text{rad}$. から曲げひび割れが生じた。梁には曲げモーメントと同時にせん断力も生じているため骨材の噛合い作用で曲げひび割れを介して拘束力が伝達される。よってひび割れ伸展方向に沿って、接合部膨張に対する拘束力は低減され、図-7(c)の分布形状となる。実際の応力分布の形状は図-7(a)と図-7(c)の足し合わせであると考えれば、実測された梁危険断面におけるコンクリート歪み分布の形状と同様な三角形となる。すなわち、梁危険断面におけるコンクリート歪み分布の形状が三角形で、梁せい全域で圧縮状態となるのは、接合部膨張による結果であると考えた。

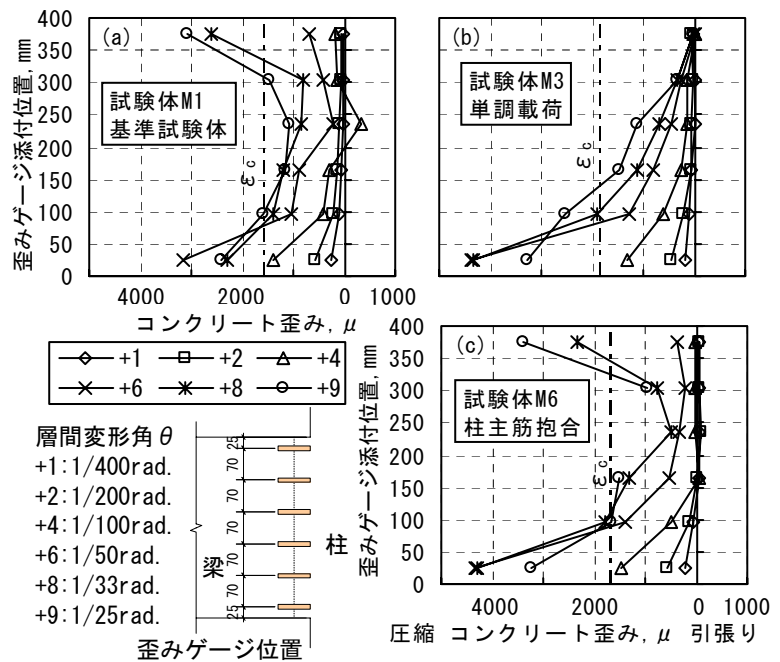


図-6 梁危険断面コンクリート歪み分布

4.3 接合部水平せん断力

梁危険断面のコンクリート歪み分布形状と、梁危険断面のコンクリートが圧壊したことを考慮し、梁危険断面でのコンクリート圧縮力分布の形状を図-8のように台形であると仮定した。また、東西の梁危険断面においてコンクリート圧縮力分布形状は合同とした。ここで、 σ_B : コンクリート圧縮強度、 x : コンクリート圧壊領域のせい、 T_{et} : 東上端鉄筋力、 T_{eb} : 東下端鉄筋力、 T_{wt} : 西上端鉄筋力、 T_{wb} : 西下端鉄筋力、 C_{ce} : 東側梁コンクリート圧縮合力、 C_{cw} : 西側梁コンクリート圧縮合力、 D_b : 梁せい、 V_c : 層せん断力である。この応力状態において接合部水平せん断力は接合部の中心軸で切断した断面で最大となる。接合部中心軸における接合部水平せん断力 V_{jh} は式(1)となる。

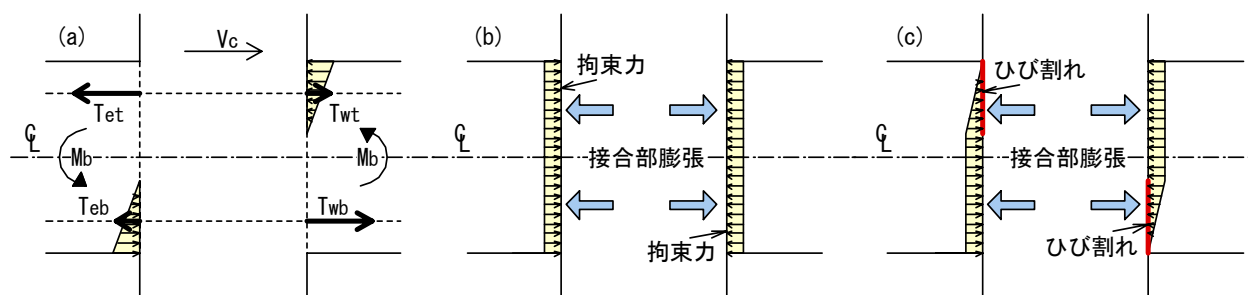


図-7 梁危険断面でのコンクリート圧縮力分布の分離

$$V_{jh} = T_{et} + \alpha \cdot C_{cw} - \beta \cdot C_{ce} - T_{wt} - V_c \quad (1)$$

ここで、係数 α は西側梁の中心軸より上のコンクリート圧縮合力が全圧縮合力 C_{cw} に占める割合、係数 β は東側梁の中心軸より上のコンクリート圧縮合力が全圧縮合力 C_{ce} に占める割合であり、式(2)、(3)のように表される。

$$\alpha = \begin{cases} \frac{3D_b^2 - 4x^2}{4(D_b^2 - x^2)} & \text{for } 0 \leq x < \frac{D_b}{2} \\ \frac{D_b}{x + D_b} & \text{for } \frac{D_b}{2} \leq x \leq D_b \end{cases} \quad (2)$$

$$\beta = 1 - \alpha \quad (3)$$

係数 α 及び β とコンクリート圧壊領域のせいとの関係を図-9 に示す。係数 α は圧壊領域のせいが広がるほど低下するが、係数 β は増加する傾向にある。梁危険断面の力の釣合いから、

$$C_{cw} = T_{wt} + T_{wb} \quad (4)$$

$$C_{ce} = T_{et} + T_{eb} \quad (5)$$

である。式(4)、(5)を式(1)に代入すると、

$$\begin{aligned} V_{jh} &= T_{et} + \alpha(T_{wt} + T_{wb}) - \beta(T_{et} + T_{eb}) - T_{wt} - V_c \\ &= (1 - \beta)T_{et} - \beta T_{eb} + (\alpha - 1)T_{wt} + \alpha T_{wb} - V_c \\ &= \alpha(T_{et} + T_{wb}) - \beta(T_{eb} + T_{wt}) - V_c \end{aligned} \quad (6)$$

となる。式(6)による接合部水平せん断力と、危険断面位置の梁主筋に貼付した歪みゲージの出力から直接引張り鉄筋力を求める方法¹⁾(図-7(a)の応力状態を想定している。以後、歪み直接法と呼ぶ)による接合部水平せん断力 V_{jh2} とを比較する。歪み直接法による V_{jh2} は、

$$V_{jh2} = T_{et} + T_{wb} - V_c \quad (7)$$

である。2つの算出法による接合部水平せん断力式の差を求める。式(7)から式(6)を引くと、

$$\begin{aligned} \Delta V_{jh} &= V_{jh2} - V_{jh} \\ &= (T_{et} + T_{wb} - V_c) \\ &\quad - \{ \alpha(T_{et} + T_{wb}) - \beta(T_{eb} + T_{wt}) - V_c \} \\ &= (1 - \alpha)T_{et} + (1 - \alpha)T_{wb} + \beta T_{eb} + \beta T_{wt} \\ &= \beta(T_{et} + T_{wb} + T_{eb} + T_{wt}) \end{aligned} \quad (8)$$

となる。よって式(6)の値は、歪み直接法に比べ梁主筋の全鉄筋力の β 倍だけ低い値である。図-9 より係数 β は圧壊領域のせいが広いほど大

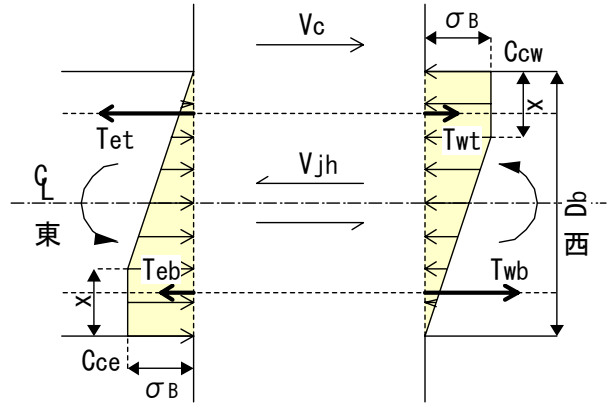


図-8 梁危険断面でのコンクリート圧縮力分布の形状

きくなるため、コンクリート圧壊が進むほど式(6)による値は減少する。接合部水平せん断力と接合部せん断変形角との関係を図-10 に示す。コンクリート圧壊領域のせいは、図-6 に示したコンクリート歪み分布において ϵ_c を超える点を線形補完して求めた。各梁鉄筋力は危険断面位置の梁主筋に貼付した歪みゲージの出力を Ramberg-Osgood モデルにより応力変換して求めた。試験体 M5 では梁内定着筋の梁危険断面位置の鉄筋力も梁鉄筋力に加えた。図中の一点破線は靱性指針²⁾における接合部せん断強度の平均値である。図中の履歴で示した値は、梁応力中心間距離を一定として、梁モーメントから引張り鉄筋力を求める方法による接合部水平せん断力¹⁾(以後、従来法と呼ぶ)である。式(7)の歪み直接法による値も合わせて示した。式(6)による値は、歪み直接法による値よりも 38~49%低かった。試験体 M1, M5 及び M6 の式(6)による値は従来法による値より 27~40%低く、靱性指針による平均値よりも 19~27%低かった。式(6)による

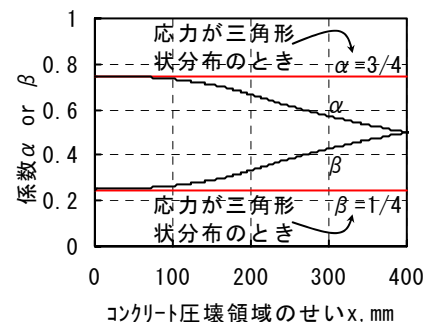


図-9 係数 α, β - コンクリート圧壊領域のせい関係

る値は靱性指針における接合部せん断強度の下限値(平均値の 0.85 倍)とほぼ等しくなっ

た。試験体 M1, M5 及び M6 の式(6)による値は、最大層せん断力時以降、低下する傾向を示した。試験体 M1, M5 及び M6 は、梁主筋に抱合せしていない（梁主筋付着応力が低下した）試験体である。これに対し、梁主筋に抱合せをした試験体 M2, M3 及び M4 の式(6)による値は、押切りに至るまで緩やかに上昇し続けた。最大層せん断力時以降の値を平均した値と比較すると、歪み直接法による値より 39~43%低く推移した。以上より、接合部水平せん断力の推移には、梁主筋の付着性状が大きな影響を及ぼしている。

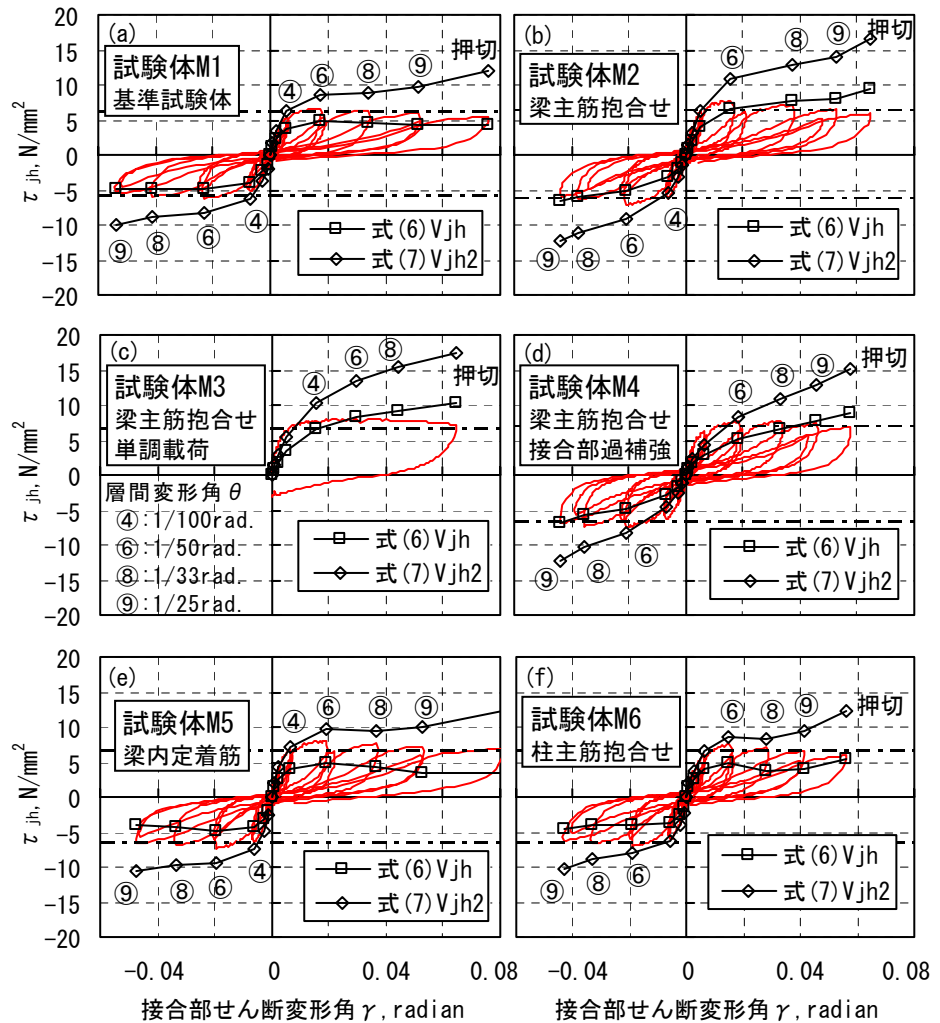


図-10 接合部水平せん断力-接合部せん断変形角関係

5. まとめ

- (1) 梁主筋付着性能の向上で、最大層せん断力が 17%向上し、柱主筋付着性能の向上で最大層せん断力が 14%向上したが、コンクリート圧縮強度を考慮すると柱主筋付着性能の向上の影響は小さかった。
- (2) 接合部の膨張に梁危険断面に入る曲げひび割れの影響を考慮することで、梁危険断面の歪み状態は三角形の全圧縮状態となる。
- (3) 梁危険断面におけるコンクリートの圧壊が進行するほど、接合部膨張が水平せん断力に与える影響が大きくなった。
- (4) 梁危険断面でのコンクリート圧縮力分布を考慮した接合部水平せん断力は、接合部内梁主筋の付着応力が減少する試験体では、最大

層せん断力以降に低下する傾向を示した。

参考文献

- 1) 森田真司, 北山和宏, 小山明男, 細野具貴 : RC 内柱梁接合部のせん断強度に及ぼす梁主筋付着と柱軸力の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 21, pp. 679-684, 1999. 6
- 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, 1999

謝辞

本研究は日本学術振興会科学研究費（基盤研究 B: 研究代表者 西川孝夫）によって実施した。また、本研究の実施に際し、ご助言いただいた東京都立大学・西川孝夫教授、東急建設技術研究所・白都滋氏に深謝致します。