

論文 RC 内柱・梁接合部の破壊と柱・梁通し筋の付着性状との関係

田島祐之^{*1}・北山和宏^{*2}・奥田誠^{*3}・岸田慎司^{*4}

要旨：鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部に軸力及び正負交番水平力を加える実験を行い、接合部破壊と接合部せん断力及び層せん断力の関係について検討した。接合部内の柱・梁主筋の付着が層せん断力に与える影響は、大きいことを確認した。接合部パネルにおいて圧縮ひずみは増大し続け、コンクリート材料試験による圧縮強度時ひずみを大きく超えたため、接合部コンクリートは圧壊したと考えられる。梁主筋に貼付したひずみゲージの値を用いて計算した接合部せん断力は層せん断力低下後も増加したが、試験体 PB-1 では、層せん断力 0 の時の梁主筋残留ひずみを除いた値を用いて求めた接合部せん断力は減少した。

キーワード：柱・梁接合部, 柱・梁主筋付着性能, 層せん断力, 接合部せん断力, 定着鋼板

1. はじめに

柱・梁接合部内の柱・梁主筋付着性能が鉄筋コンクリート造内柱・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

表-1 に各試験体諸元一覧を、図-1 に試験体形状概要を示す。試験体は縮尺およそ 1/2 とした平面十字型部分架構 4 体である。試験体形状（柱断面 350mm×350mm, 梁断面 250mm×380mm）及びコンクリート設計基準強度 (18MPa) は共通で、接合部内柱・梁主筋の付着の有無を実験因子とした。柱主筋は D22 を使用し梁主筋は D25 で共通であるが、試験体 PB-1, PNB-2, PNB-3 では、梁危険断面に図-2, 3 で示した定着鋼板をロックナットで両側から止めて設置した。この定着鋼板は、柱・梁接合部内の主筋付着性状が接合部の挙動に与える影響を調べる際に梁危険断面のコンクリートが圧壊しないようにするために設置した。試験体 PNB-2, PNB-3 では、接合部内梁主筋あるいは接合部内柱・梁主筋の凹部に紙粘土をつめ、ビニールを巻

表-1 試験体諸元

試験体	PB-1	PNB-2	PNB-3	PBU-4
軸力	圧縮一定 883 (kN)			
軸力比	0.33			
柱主筋	16-D22			
梁主筋	上端：4-D25 下端：4-D25			
接合部内横補強筋	2-D10@60 3sets			
定着鋼板	○	○	○	—
抱合せ鉄筋	—	—	—	○
接合部内 柱主筋付着絶縁	—	—	○	—
接合部内 梁主筋付着絶縁	—	○	○	—

表-2 鉄筋の材料特性

径	降伏点 σ_v (MPa)	引張り強度 σ_t (MPa)	破断伸び ϵ_{u} (%)	ヤング係数 E_s (GPa)
D10	404	629	14.0	175
D22	517	674	17.8	196
D25	534	685	18.0	191

Es：引張り試験による見かけの値

表-3 コンクリートの材料特性

試験体	圧縮強度 σ_B (MPa)	引張り強度 σ_t (MPa)	ヤング係数 E_c (GPa)
PB-1	21.0	2.10	25.1
PNB-2	21.0	2.38	25.7
PNB-3	21.9	2.07	26.0
PBU-4	22.2	2.38	25.8

Ec：1/3 σ_B 時割線剛性

表-4 定着鋼板(SM490)の材料特性

材質	降伏点 σ_v (MPa)	引張り強度 σ_t (MPa)	破断伸び ϵ_{u} (%)	ヤング係数 E_s (GPa)
SM490	388	583	20.4	196

Es：引張り試験による見かけの値

*1 鴻池組 修士 (工学) (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 鹿島建設(株)

*4 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)

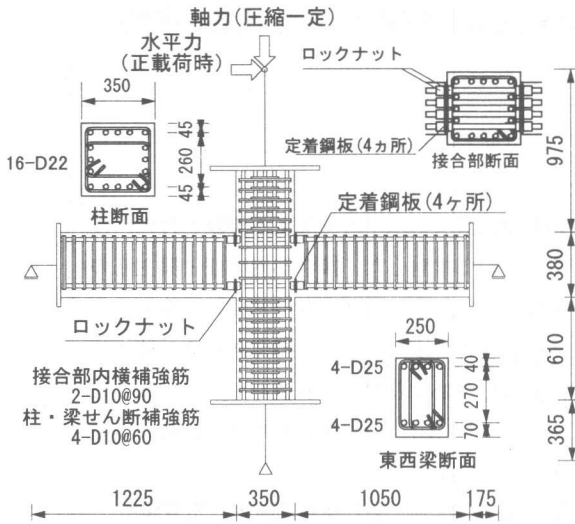


図-1 試験体概要(PB-1)

きつけることによってコンクリートとの付着を絶縁した。試験体 PBU-4 では接合部内梁主筋に D25 の鉄筋を抱き合せ溶接して、接合部内での梁主筋量および周長総和を増大させた。いずれの試験体においても接合部には 2-D10 を 3 組配筋した。表-2, 3, 4 に使用鉄筋、コンクリートおよび、定着鋼板の材料特性を示す。

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一定圧縮軸力及び正負交番水平力を与えた。軸力は荷重制御、水平力は層間変形角 θ により制御し、 $1/400\text{rad}$ を 1 サイクル、 $1/200$, $1/100$, $1/50\text{rad}$ をそれぞれ 2 サイクル行い、 $1/33\text{rad}$ を 1 サイクル、 $1/25\text{rad}$ を 2 サイクル行った後、正方向加力で押し切りとした。

3. 実験結果

3. 1 実験結果概要

層間変形角 $1/25\text{rad}$ 終了時のひび割れ状況を図-4 に示す。いずれの試験体も接合部せん断ひび割れの発生が目立った。また、接合部内主筋の付着を絶縁した試験体 PNB-2, PNB-3 では、主対角の斜めひび割れ幅が卓越して拡大した。かぶりコンクリートは、試験体 PB-1, PBU-4 では細かく剥落し、試験体 PNB-2, PNB-3 では大きな塊で剥落した。全試験体で柱主筋は層間変形角 $1/25\text{rad}$ 以上の大変

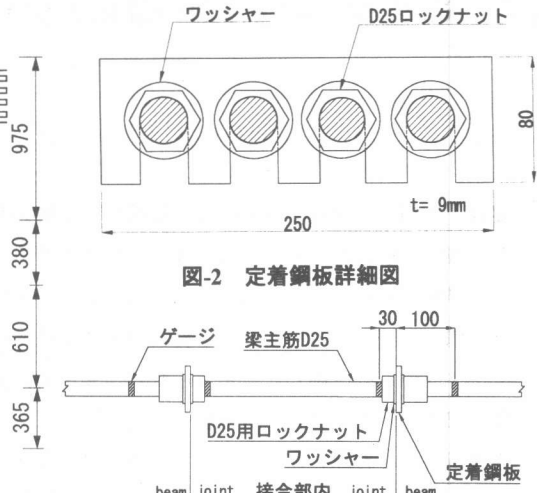


図-2 定着鋼板詳細図

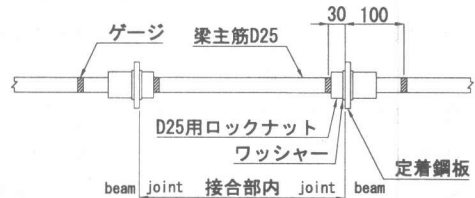


図-3 梁危険断面でのひずみゲージ位置

形時に 1 本が降伏したに留まった。試験体 PB-1, PNB-2, PNB-3 では層間変形角 $1/25\text{rad}$ 付近で接合部内梁主筋 1 本が降伏した。試験体 PBU-4 では、抱き合せ鉄筋の材料試験結果から判断して大変形時においても梁主筋の降伏は生じなかった。以上より、柱・梁部材の曲げ降伏は生じなかったと判定した。梁付け根コンクリートの圧壊も見られなかった。最終的な破壊性状は、接合部ひび割れ状況、鉄筋降伏状況及び層間変形に占める接合部せん

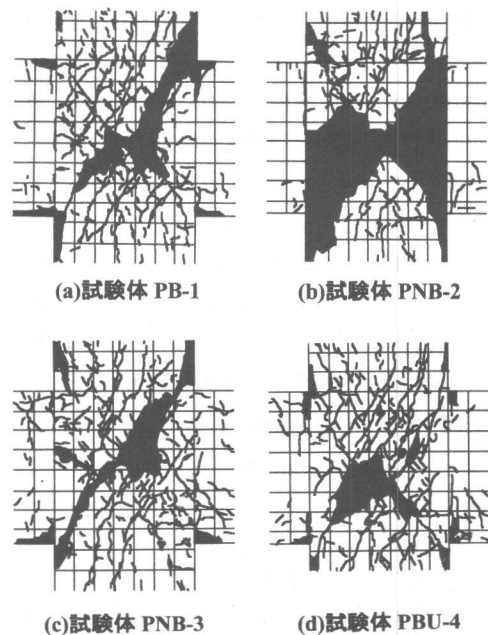


図-4 ひび割れ状況

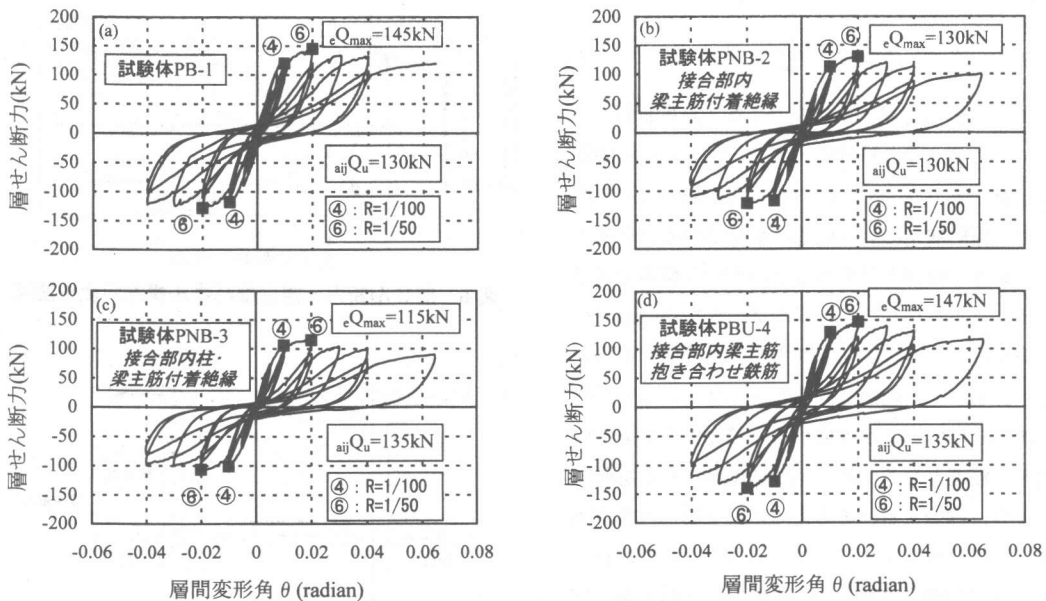


図-5 層せん断力-層間変形角関係

断変形の割合から、接合部破壊と判断した。

3. 2 層せん断力-層間変形角関係

図-5に層せん断力-層間変形角関係を示す。層せん断力は、測定した両梁端せん断力から力の釣り合いによって求めた柱頭ピン位置での水平力である。全試験体で層間変形角 $1/50\text{rad}$ で最大層せん断力に達して、それ以後層せん断力は低下した。

また、層せん断力は接合部内の梁主筋量を増大させた試験体 PBU-4 が最大で、続いて試験体 PB-1, PNB-2, PNB-3 の順になり、試験体 PB-1 に比べて梁主筋付着を絶縁した試験体 PNB-2 では 11% 減少した。試験体 PB-1 の最大層せん断力に比べて、接合部内の柱主筋及び梁主筋付着を絶縁した試験体 PNB-3 では 21% 減少した。これらより、一定軸力下において接合部内柱・梁主筋の付着性状の違いが履歴形状及び層せん断力に影響を与えることが認められた。しかし、試験体 PB-1 と試験体 PBU-4 では最大層せん断力に大きな違いは現れなかった。また靱性保証型設計指針式¹⁾による接合部せん断強度時の層せん断力 $aijQ_u$ (図-5 に記入) は、試験体 PB-1, PBU-4 においては実験での層せん断力最大値 eQ_{max} の 92~97% となり安全側に評価できるが、試験体 PNB-2, PNB-3 においては、100~117% となり危険側の評価となった。

4. 実験結果の検討

楠原・塩原²⁾らの研究によると、層せん断力の低下は接合部内梁主筋の付着劣化に伴う梁危険断面コンクリート圧縮域の拡大により、梁応力中心間距離が減少することに起因するとされた。ここでは接合部せん断破壊と層せん断力との関係を検討した。なお本論でこれ以降に用いる主筋の応力度は、当該位置に貼付したひずみゲージの出力を Ramberg-Osgood モデルによって応力変換することによって求めたものである。

4. 1 接合部せん断力-接合部せん断変形角関係

接合部のせん断力は以下の 2 種類の方法によるものが使われている。

- ① 梁端モーメントを梁応力中心間距離で除すことにより引張り鉄筋の応力を求める方法で、式(1)となる。

$$V_j = \frac{M_b}{J_b} + \frac{M_b'}{J_b'} - V_c \quad (1)$$

なお、 M_b , M_b' : 梁端モーメント、 J_b, J_b' : 梁危険断面での応力中心間距離で梁危険断面有効せいの 7/8 倍 (一定値) とした。 V_c : 層せん断力、である。

- ② 梁引張り鉄筋応力を梁危険断面に貼付したひずみゲージの値より直接求める方法で式(2)となる。

$$V_j = \sum a_t \sigma_t + \sum a'_s \sigma'_s - V_c \quad (2)$$

ここで、 a_t 、 a'_s ：梁の上端及び下端主筋断面積、 σ_t 、 σ'_s ：梁引張り鉄筋応力度で、図-3に示す梁危険断面近傍 2ヶ所(ひずみゲージ位置)の応力を用いて、線形補完により梁危険断面での応力を求めた。梁危険断面近傍でのひずみゲージ位置を図-3に示した。しかしこのひずみゲージからの出力を直接用いると接合部せん断力を過大評価する可能性がある。その理由は、繰り返し载荷によって接合部のせん断損傷が進展すると接合部の横方向の膨張が顕著となるため、両側の梁がこれを抑制するように機能する。そのために梁主筋には拘束効果によるひずみも生じるようになるためである。

図-6 に試験体 PNB-3 の層せん断力-接合部パネル横方向変位関係を示した。層せん断力 0 の時に横変位が残留していることが分かる。そこで第 3 の方法を記す。

③繰り返し载荷の場合、例えば負方向から正方向に载荷する時に層せん断力が 0 になる時、鉄筋には残留ひずみが残る。つまり接合部せん断力を計算する時に、応力に変換したこの残留ひずみを次のピーク時の応力から引く必要がある。ここで、図-7 に層せん断力 0 の時における接合部の応力状態を示す。両側の梁からの拘束による反力として梁主筋には引張力 T が均等に生じる。このときの梁主筋応力は接合部せん断力に寄与しないことが分かる。したがって、層せん断力 0 から加力ピーク時まで上昇した主筋応力増分が接合部入力せん断力になると考えた。これは(3)式のようになる。

$$V_j = \sum a_t (\sigma_t - \sigma_0) + \sum a'_s (\sigma'_s - \sigma'_0) - V_c \quad (3)$$

ここで、 σ_0 、 σ'_0 ：ピーク時の直前の層せん断力 0 時における鉄筋応力度である。図-8 に試験体 PB-1、PNB-2 及び PNB-3 の式(1)、(2)、(3)から求めた接合部せん断応力を重ねて示す。式(2)、(3)は比較のため各サイクルピーク時の値のみを示した。式(2)で求めた接合部せん断応力は、試験体 PNB-3 において低下する点が存在したが、全体的には増大する傾向が見られた。しかし、式(3)で求めた接

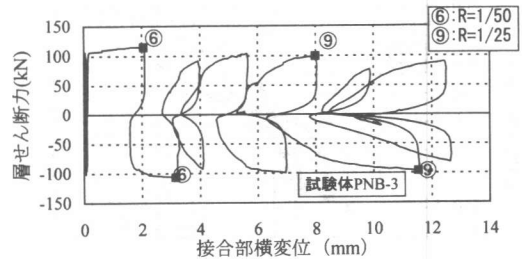


図-6 層せん断力-接合部パネル横方向変位関係

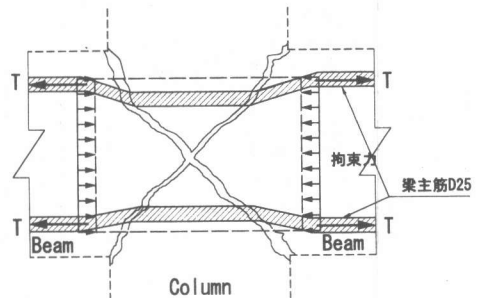


図-7 層せん断力 0 時での接合部の応力状態

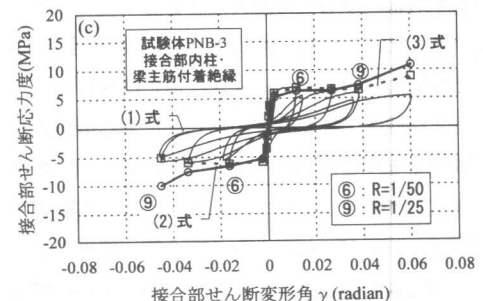
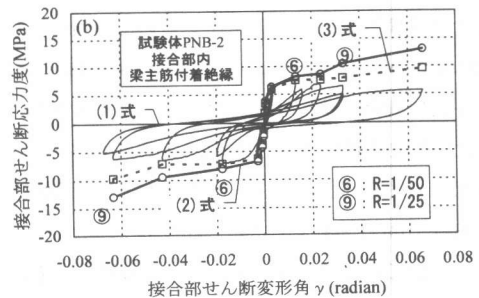
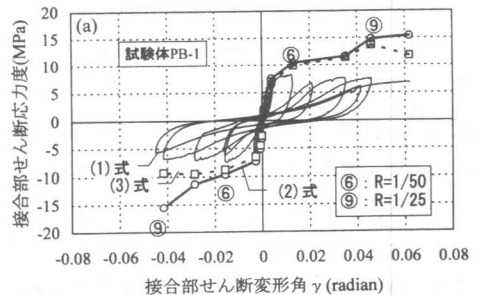


図-8 接合部せん断力-接合部せん断変形角関係

合部せん断応力度は、試験体 PB-1 では、正方向でなだらかに上昇した後、押し切りで減少した。試験体 PNB-2、PNB-3 においてはほぼ一定値あるいは減少の経過をたどった後、押し切りで上昇した。つまり③の考え方をを用いると接合部せん断耐力は低下を示す試験体も存在した。

4. 2 梁主筋応力度の推移

図-9 に試験体 PB-1 の梁危険断面に近い接合部内での梁主筋応力度-層せん断力関係を示す。いずれの試験体でも繰り返し荷载の増大に伴い引張り鉄筋の応力は増加する傾向にあったが、層せん断力 0 時には残留応力があり、次のピーク時の応力からそれを引けば、上昇した応力は減少の傾向にあった。

4. 3 柱・梁主筋付着性状

図-10 に各試験体の接合部内梁主筋付着応力度-層間変形角関係の包絡線を示す。梁主筋付着応力度は東西の梁危険断面に近い接合部内での梁鉄筋力の差より計算した。試験体 PB-1 は繰り返し荷载の増大に伴い梁主筋付着応力度は減少した。しかし梁主筋の引張り鉄筋力は最後まで増大しているため、梁主筋付着応力度の減少は梁主筋の付着劣化が原因である。また試験体 PBU-4 においては、梁主筋付着応力度は増大した。すなわち付着劣化が原因で層せん断力が低下したのではない。

柱主筋付着応力度は、全試験体同じ箇所の一本を取り出して求めた。試験体 PB-1、PNB-2、PBU-4 は同様の履歴を示し、層間変形角 1/50rad. で付着応力度は 3MPa となり、それ以降の変形から付着応力度は減少した。しかし、柱主筋の引張り鉄筋力は最後まで増大しているため、柱主筋付着応力度の減少は柱主筋の付着劣化が原因である。

4. 4 接合部パネルのひずみ状態

図-11 に試験体 PB-1 及び PNB-2 の引張り主ひずみ-圧縮主ひずみ関係を示す。主ひずみは接合部パネルの水平、鉛直及び斜め方向に各 2 個ずつ設置した変位計の各方向平均ひずみを用いて求めた。試験体 PB-1 を除いて繰り返し荷载の増大に伴い引張り主ひずみ、圧縮主ひずみとも増加した。接合部変形角が増大するのは、圧縮主ひずみ及び引

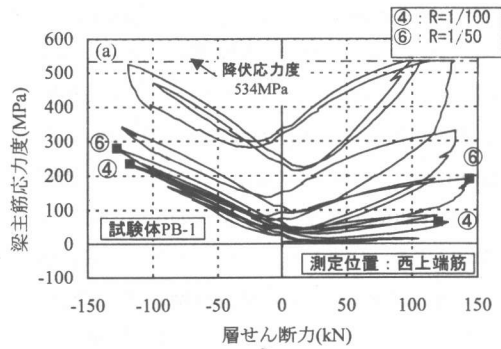


図-9 梁主筋応力度-層せん断力関係

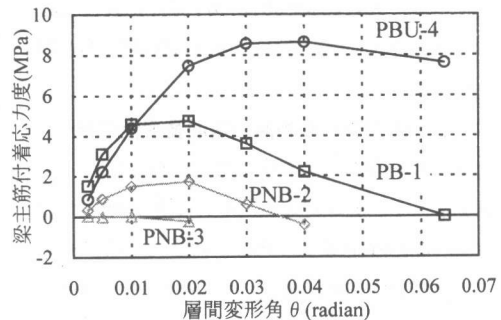


図-10 梁主筋付着応力度-層間変形角関係

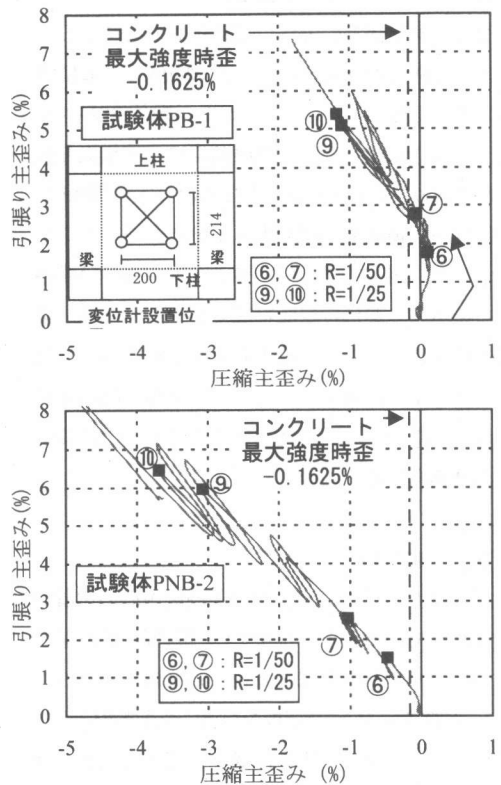


図-11 引張り主ひずみ-圧縮主ひずみ関係

張り主ひずみが増大しつづけることが原因である。また、試験体 PB-1 において層間変形角が小さい時圧縮主ひずみが正方向に進む(すなわち引張り側になる)のは接合部内主筋の付着の影響であり、試験体 PBU-4 も同様の傾向を示したのに対し、試験体 PNB-2、PNB-3 においては、変形の小さい時から圧縮主ひずみは増大した。このことから、接合部パネル内の圧縮主ひずみの増大は接合部内主筋に沿った付着劣化によって引き起こされたと考えられる。圧縮主ひずみは全ての試験体で材料試験から求めたコンクリートの最大強度時のひずみを大きく超えていたので接合部パネルの中央は圧壊したと判断した。

4. 5 応力中心間距離-層間変形角関係

梁主筋の接合部内付着劣化は、梁危険断面でのコンクリート圧縮域を増大させ、梁危険断面での応力中心間距離を減少させると考えられる。そこで、梁の応力中心間距離 j_b の推移を図-12 に示す。 j_b は梁端のモーメントを引張り鉄筋の応力で除して求めた。このときの引張り鉄筋の応力は、4. 1 で記した線形補完の方法で求めたものを使用した。繰り返し载荷の進展に伴い、各試験体とも j_b は減少していく傾向にあった。しかし試験体 PBU-4 を除く 3 体の試験体では梁危険断面に定着鋼板を設置しており、梁主筋のひずみ分布から定着鋼板は、梁付け根圧縮側での定着力を十分に負担したことを示した。図-13 に試験体 PB-1 の梁主筋のひずみ分布を示す。梁付け根圧縮側コンクリートは、梁端モーメントによる圧縮力のみを負担する。したがって、梁危険断面でコンクリートの圧縮域を拡大させ、応力中心間距離を低下させる要因は接合部の破壊にある。

5. まとめ

1. 最大層せん断力は、接合部内梁主筋の付着が絶縁されていると 11.3%減少し、接合部内柱・梁主筋の付着が絶縁されていると 20.7%減少した。
2. 危険断面に定着鋼板を設置した試験体では、梁付け根コンクリートの圧壊は、発生しなかったにもかかわらず、梁危険断面での応力中心間距離

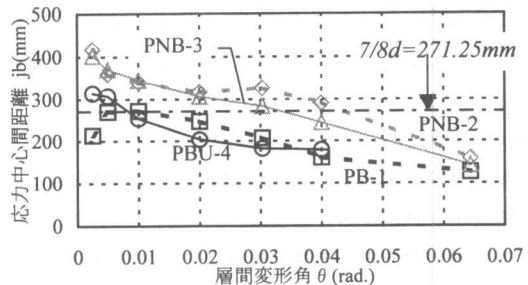


図-12 梁の応力中心間距離-層間変形角関係

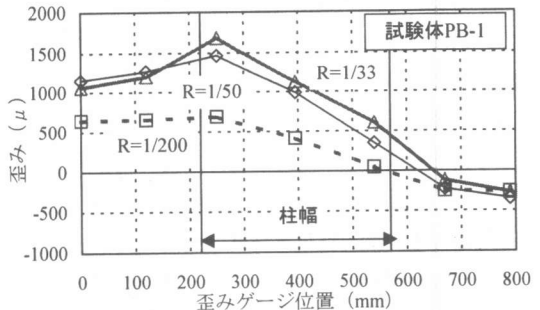


図-13 梁主筋ひずみ分布

は減少した。これより、梁危険断面での応力中心間距離の減少は接合部の損傷が要因と判断された。

3. 接合部せん断力-接合部せん断変形角関係では、式(2)による接合部せん断応力度は増大しつづけた。しかし、接合部せん断損傷が原因の拘束作用による残留応力を考慮した接合部せん断応力度は、減少した試験体もあった。接合部パネルの鉛直方向の変形性状が接合部のせん断挙動に影響を与えたと考えられ、更に検討を要する。

4. 接合部せん断変形角の進展は、接合部パネルの圧縮主ひずみ及び引張り主ひずみの増大が原因である。また、接合部パネル中央のコンクリートは圧壊した。

謝辞

本研究は文部省科費(基盤研究 C, 研究代表者: 北山和宏)によって実施した。また東京鉄鋼(株)より鉄筋の提供を受けた。記して御礼申し上げる。

参考文献

- 1) 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(案)・同解説, 1997
- 2) 楠原・塩原: 接合部破壊が先行する RC 柱はり接合部せん断耐力と接合部破壊の因果関係, コンクリート工学年次論文集, Vol.17, pp.1005-1010, 1997