

論文 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

森田真司^{*1}・北山和宏^{*2}・小山明男^{*3}・細野具貴^{*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、接合部せん断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。その結果、層せん断力の低下は梁主筋付着劣化に伴う梁応力中心間距離の減少が原因であった。また、接合部パネルの圧縮主歪み及び引張り主歪みは増大し続け、特に圧縮主歪みはコンクリート材料試験による圧縮強度時歪みを大きく超えたため、接合部コンクリートは中央部で圧壊したと考えられるが、圧壊部を迂回してせん断応力が伝達したため接合部が破壊したにも関わらず、接合部せん断力は低下しなかった。

キーワード: 柱・梁接合部、梁主筋付着性能、柱軸力、層せん断力、接合部せん断力

1. はじめに

柱軸力及び梁主筋付着性状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 6 体である。試験体形状（柱断面 350mm×350mm、梁断面 250mm×350mm）及びコンクリート設計基準強度（18MPa）は共通で、柱軸力、梁主筋径及びスパイラル筋の有無を実験因子とした。梁主筋は D16 及び D25 の 2 種類の径を用い、このうち D25 を用いた試験体一体の梁主筋をスパイラル筋により巻き補強した。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 に使用鉄筋及びコンクリートの材料特性を示す。

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軸力および水平力を

表-1 試験体諸元

試験体名	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6
軸力 (kN)	圧縮一定 +883	引張一定 -883	変動 ±883	圧縮一定 +883	圧縮一定 +883	引張一定 -883
軸力比	0.33	-0.33	±0.33	0.32	0.33	-0.33
梁主筋	上・下端とも 4-D25			上・下端とも 7-D16		
接合部	2-D10@90			2-D10@60		
横補強筋	p _{wj} =0.45%			p _{wj} =0.57%		
スパイラル筋	ナシ		アリ	ナシ		
共通事項	コンクリート設計基準強度 F _c =18 MPa					

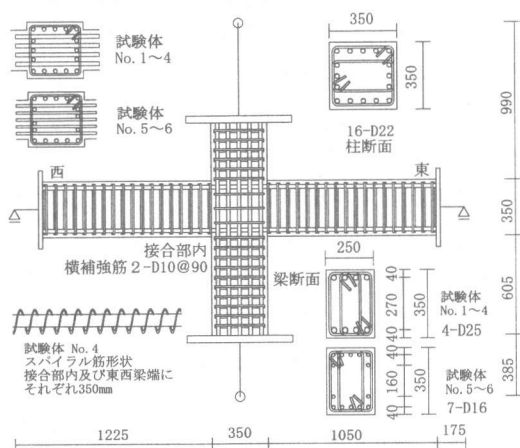


図-1 試験体概要

*1 東京都立大学大学院 工学研究科 建築学専攻 博士課程・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 明治大学 理工学部 建築学科 専任講師・博士(工学) (正会員)
 *4 東京都立大学大学院 工学研究科 建築学専攻 修士課程

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、1/400rad.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、正方向加力を押し切りとした。変動軸力の試験体 No.3 は図-2に示すように層間変形、軸力のいずれかを一定に保持して他方を変動させた。ここで同変形の繰り返し载荷による損傷偏在を避けるため、加力履歴を図のように変化させた。

3. 実験結果

3.1 実験経過概要

層間変形角 1/25rad.終了時のひび割れ状況を図-3に示す。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。せん断ひび割れの角度は、引張り軸力を载荷した試験体より圧縮軸力を载荷した試験体の方が梁材軸に対してやや立ち上がった。また圧縮軸力载荷の試験体では、柱危険断面圧縮域に軸力も加わるため接合部中央付近のコンクリートの剥落が激しくなった。全試験体で柱主筋は層間変形角 1/25rad.以上の大変形時に数本が降伏したに留まった。試験体 No.1~4 (梁主筋 D25) では大変形時においても梁主筋は降伏せず、試験体 No.5~6 (梁主筋 D16) では層間変形角 1/25rad.付近で1段筋数本が降伏した。以上より、柱・梁とも曲げ降伏しなかったと判定した。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断変形の割合から判断し、接合部せん断破壊と判定した。

3.2 層せん断力-層間変形角関係

図-4に層せん断力-層間変形角関係を示す。梁主筋に D25 を用いた試験体では引張り一定軸力の試験体 No.2 より圧縮一定軸力の試験体 No.1 の方が初期剛性は大きく、最大層せん

断力前は同変形時の層せん断力も大きかった。これは柱の曲げ強度が圧縮軸力により向上したためであると考えられる。圧縮一定軸力の試験体 No.1 では、引張り一定軸力の試験体 No.2 よりも最大層せん断力が6%程大きく、最大層せん断力時の変形は、圧縮軸力試験体の方が小さかった。梁主筋 D16 使用の圧縮一定軸力の試験体 No.5、引張り一定軸力の試験体 No.6 の比較においても同様の履歴特性を示し

表-2 鉄筋材料特性

径	降伏点 σ_y (MPa)	引張り 強度 σ_t (MPa)	伸び ϵ_u (%)	ヤング 係数 E_s (GPa)
D3	305	402	40.2	128
D10	377	643	14.2	181
D16	508	709	16.5	194
D22	548	739	15.1	196
D25	511	668	16.8	194

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 (MPa)	引張り 強度 σ_t (MPa)	ヤング 係数 E_c (GPa)
No.1	22.1	1.75	19.5
No.2	22.0	2.28	20.9
No.3	21.5	1.71	17.8
No.4	22.5	1.59	19.0
No.5	21.6	1.71	20.0
No.6	21.7	1.88	18.9

E_c : 1/4 σ_B 時割線剛性

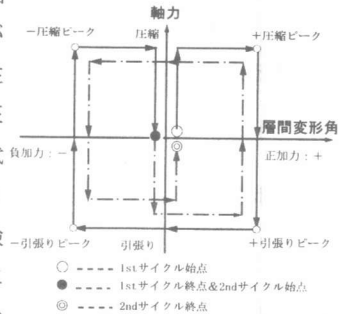


図-2 加力概略図

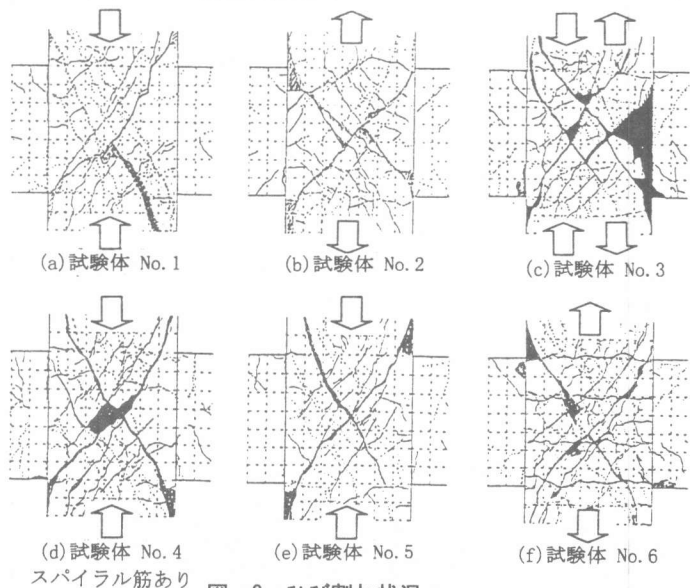


図-3 ひび割れ状況

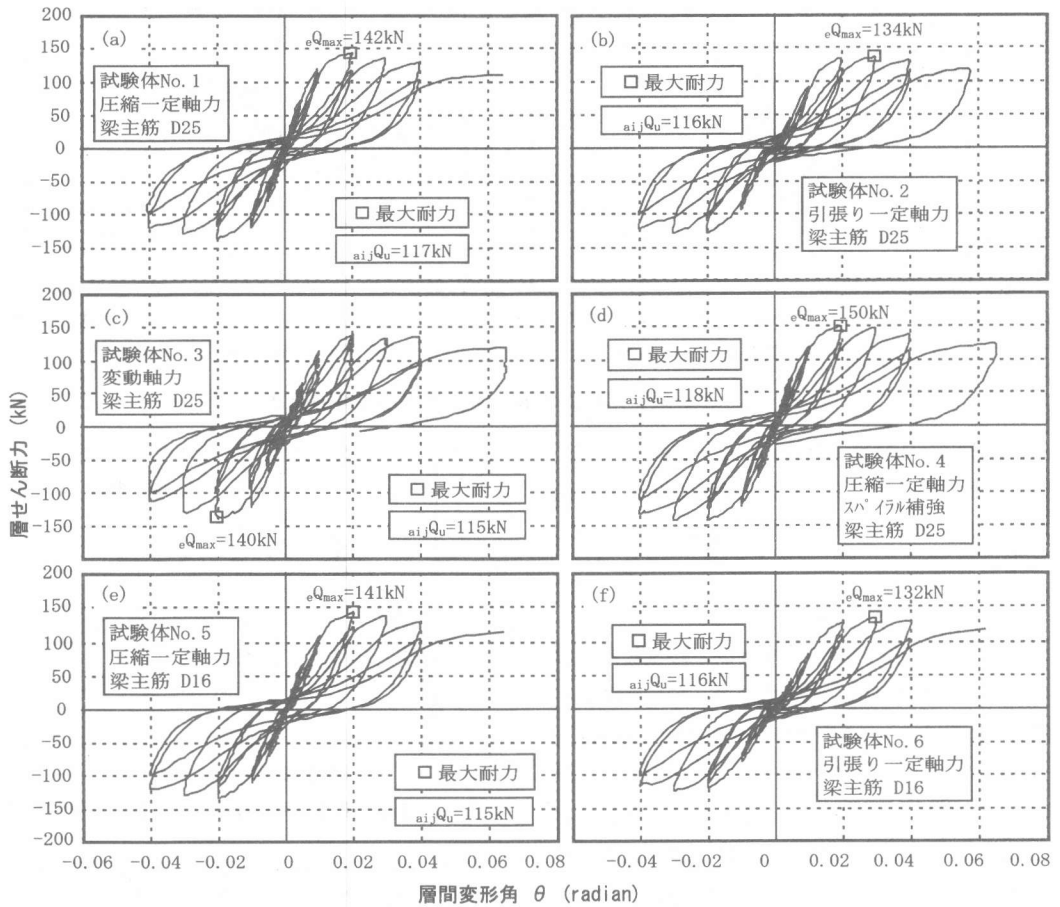


図-4 層せん断力-層間変形角関係

た。これらより、一定軸力下において軸力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。梁主筋の異なる圧縮一定軸力の試験体 No.1 (梁主筋 D25) と試験体 No.5 (梁主筋 D16) は、履歴形状及び最大層せん断力に明確な違いは現れなかった。また、スパイラル筋補強した試験体 No.4 の最大層せん断力は大きくなったが、その差は微少であり梁の配筋の違いが層せん断力に与える影響は小さいと考えられる。また靱性保証型設計式¹⁾による接合部せん断強度時の層せん断力 $a_{ij}Q_u$ (図-4 に記入) は、実験での層せん断力最大値 eQ_{max} の約 80~90% となり、各試験体の接合部せん断強度は同式で安全側に評価することができた。

4. 実験結果の検討

楠原・塩原らの研究²⁾によると、接合部せん断破壊は存在せず、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が原因とされている。ここでは接合部せん断破壊と層せん断力及び接合部せん断力との関係を検討した。

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 種類の方法により算定した。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。

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

ここで、 M_b 、 M_b' : 梁端モーメント、 j_b 、 j_b' : 梁応力中心間距離、 V_c : 層せん断力。 j_b 及び

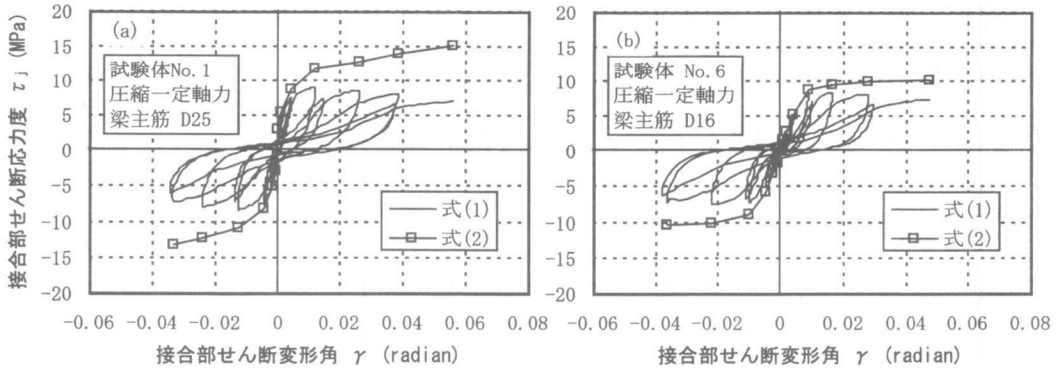


図-5 接合部せん断応力度—接合部せん断変形角関係

j_v は梁断面有効せいの7/8倍(一定値)とした。
 ②梁引張り鉄筋応力を梁危険断面に貼付した歪みゲージの値より直接求める方法で式(2)となる。

$$V_j = \Sigma a_t \sigma_s + \Sigma a_t' \sigma_s' - V_c \quad (2)$$

ここで、 a_t 、 a_t' ：梁の上端及び下端主筋断面積、 σ_s 、 σ_s' ：梁引張り鉄筋応力度で、梁危険断面に貼付した歪みゲージの出力をRamberg-Osgoodモデルによって応力変換して求めた。図-5に試験体No.1、及びNo.6の式(1)、(2)から求めた接合部せん断応力を重ねて示す。式(2)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低下せず、いずれの試験体においても増大する傾向が見られた。図-6に全試験体の各サイクルピーク時の式(2)による接合部せん断応力度をコンクリート強度 σ_B で除して基準化した値と層間変形角の関係を示す。全ての試験体で接合部せん断力は増大する傾向にあるため、層せん断力の低下は接合部せん断力の低下によるものではない。

4.2 梁主筋応力度の推移

図-7に試験体No.1及びNo.6の梁危険断面での梁主筋応力度—層間変形角関係を示す。いずれの試験体でも繰り返し荷増大に伴い層せん断力は低下しているにも関わらず、引張り鉄筋の応力は増加する傾向にあった。

4.3 梁主筋付着性状

図-8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

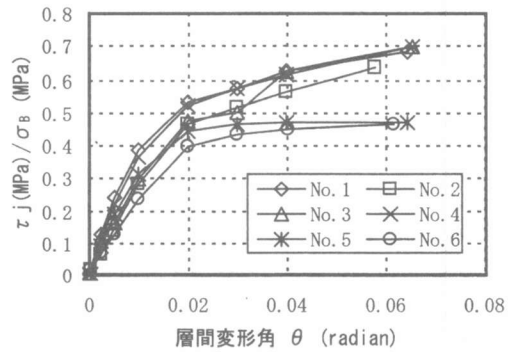


図-6 基準化接合部せん断応力度—層間変形角関係

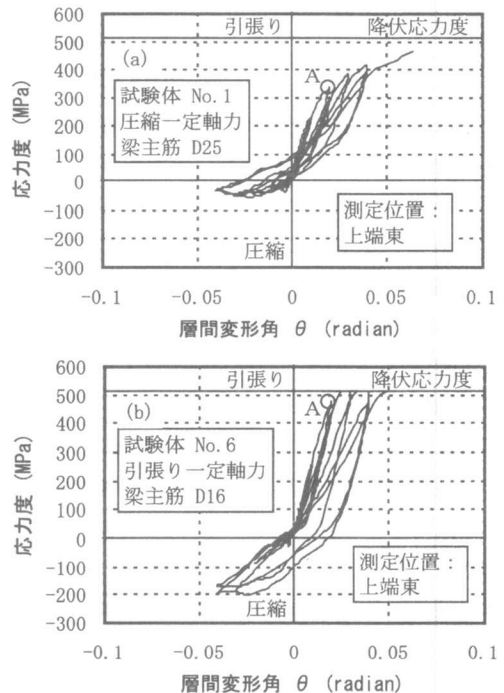


図-7 梁主筋応力度—層間変形角関係

力度は、東西の梁危険断面における梁鉄筋力の差により計算した。層間変形角 1/50rad.付近までの梁主筋付着応力度は梁主筋径による違いはほとんど見られず、梁主筋に D25 鉄筋を使用した試験体 No.1~4 と D16 鉄筋を使用した試験体 No.5~6 は、それぞれでほぼ同一の値を示した。また圧縮一定軸力を加えた試験体の方が、梁主筋付着は良好であった。その後、各試験体とも繰り返し载荷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。

4.4 応力中心間距離—層間変形角関係

梁主筋の付着劣化は、梁危険断面でのコンクリート圧縮域を増大させ、梁端部の応力中心間距離を減少させていると考えられる。そこで、梁端部の応力中心間距離 j_b の推移を図-9 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。繰り返し载荷の増大に伴い、全ての試験体で j_b は 7/8d (d: 梁断面有効せい) 付近から減少していく傾向にあった。引張り鉄筋の応力は低下していないため、応力中心間距離の減少に伴う梁モーメント低下が層せん断力低下の原因と考えられる。しかし、応力中心間距離は層間変形角の増加に伴いほぼ一定の割合で減少しているため、層せん断力低下の原因は、引張り鉄筋の応力増加の割合が最大耐力付近で低下することが関係していると考えられる。このように梁主筋の引張り応力の剛性が低下する (図-7 中の A 点) 原因としては、層間変形に占める接合部せん断変形の割合が増加することによって、梁の変形成分の増加が押さえられ、その結果歪みの伸び率が低下することが原因であると考えられる。

4.5 接合部パネルの歪み状態

図-10 に試験体 No.1 及び No.6 の引張り主歪み—圧縮主歪み関係を、図-11 に梁材軸に対する圧縮主歪みの方向をそれぞれ示す。主歪みは接合部パネルに設置した水平方向 2 個及び鉛直方向 2 個の変位計の平均歪みと、斜め歪みを用いて求めた。全ての試験体で繰り返し载荷の増大に伴

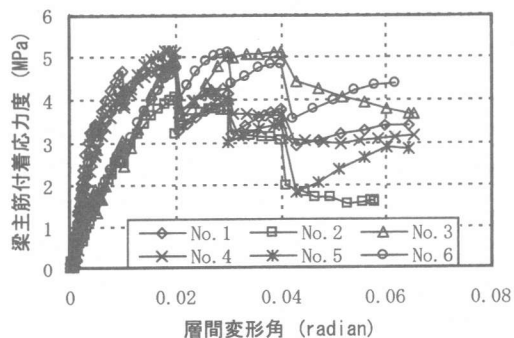


図-8 梁主筋付着応力度—層間変形角関係

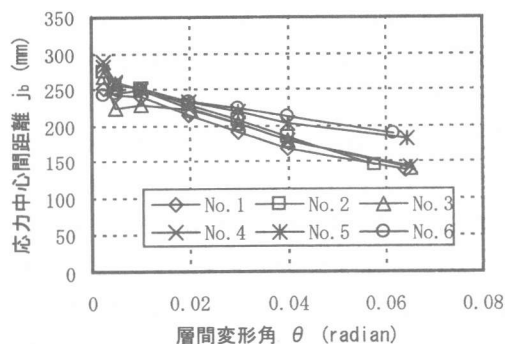


図-9 応力中心間距離—層間変形角関係

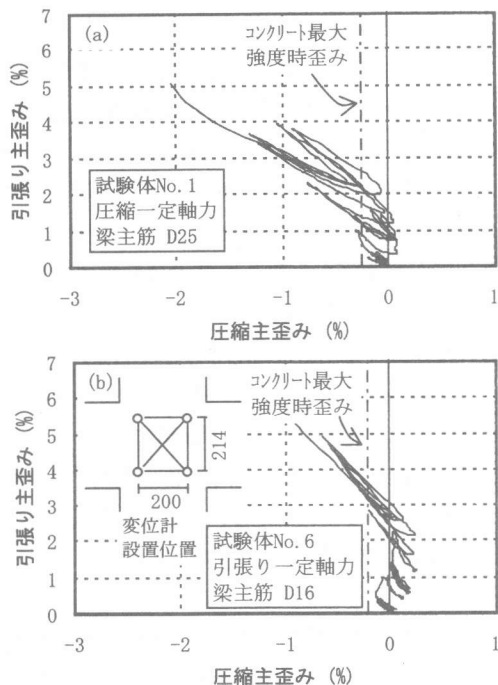


図-10 引張り主歪み—圧縮主歪み関係

い引張り主歪み、圧縮主歪みとも増加した。図-5に示す接合部せん断応力度-接合部せん断変形角関係で、式(2)による値が最大層せん断力付近で折れ曲がり点を持ち、この点以降接合部せん断力は緩やかに上昇し、接合部せん断変形角が増大するのは、圧縮主歪み及び引張り主歪みが増大し続けることが原因と考えられる。圧縮主歪みは、材料試験によるコンクリート圧縮強度時歪み(0.23%)を大きく超える値まで推移した。よって接合部パネル中央のコンクリートは圧壊したと考えられるが、接合部せん断力は図-12に示すように圧壊した部分を迂回して伝達できると推測される。そのため式(2)による接合部せん断力は折れ曲がり点以降も徐々に増加した。しかし折れ曲がり点以降は接合部せん断破壊が進行している状態であり、いずれは低下すると推測される。圧縮主歪みの方向は繰り返し载荷とともに増加し、最終的におよそ60度までに達した。この角度が接合部パネルの主対角方向(45度)よりも大きくなる原因としては、柱主筋の付着劣化が影響していると思われる。

5. まとめ

1. 軸力の違いが層せん断力に与える影響が認められた。また各試験体の最大層せん断力は靱性保証型設計式¹⁾で安全側に評価することができた。
2. 繰り返し载荷に伴い層せん断力が低下しているにもかかわらず、接合部せん断力は増大した。接合部内梁主筋の引張り鉄筋力は最後まで増大し続けることから、梁主筋の付着応力度の低下は梁主筋の付着劣化によるものであった。
3. 層せん断力の低下は、接合部内での梁主筋付着劣化による梁応力中心間距離の減少が原因と考えられるが、応力中心間距離はほぼ一定の割合で低下したため、梁引張り主筋の繰り返し载荷による剛性の低下が、層せん断力の低下に関係していると考えられる。
4. 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力に折れ曲がり点が存在した。接合部せん断変形角の伸びは、接合

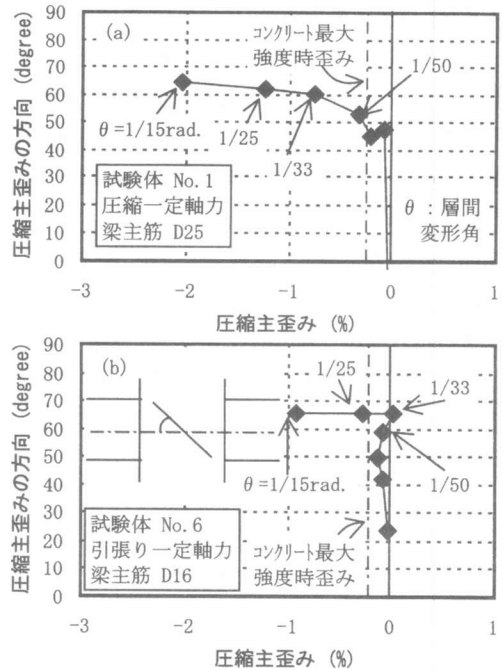


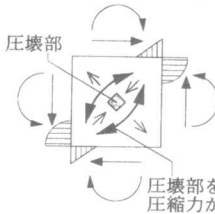
図-11 圧縮主歪みの方向

部パネルの圧縮

主歪み及び引張り主歪みの増大が原因である。

接合部パネル中央のコンクリー

トは圧壊したが、図-12 接合部パネルの応力伝達 圧壊部を迂回して圧縮力が伝達されたため、接合部せん断力は緩やかに増大した。



謝辞

本研究の一部は文部省科学研究費(研究代表者:小谷俊介 東京大学教授)によって行われた。また東京鉄鋼より鉄筋の提供を受けた。ここに記して御礼申し上げます。

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