

梁に段差を有する鉄筋コンクリート造
柱梁接合部の耐力評価に関する研究

2026年 9月

とう てんぶん
董 添文

梁に段差を有する鉄筋コンクリート造
柱梁接合部の耐力評価に関する研究

董 添文

理工情報生命学術院
システム情報工学研究群
筑波大学

2026年 9月

目次

第1章 序論	3
1.1 研究背景および目的	3
1.2 鉄筋コンクリート造柱梁接合部の構造設計手法に関する概説	5
1.2.1 靱性保証型耐震設計指針・同解説	5
1.2.2 RC 構造計算規準・同解説, 2024	8
1.2.3 耐震性能評価指針 (案)・同解説	10
1.2.4 ACI Building Code (ACI318)	12
1.2.5 Standards New Zealand (NZS3101)	13
1.2.6 Euro Code 8 (EC8)	14
1.2.7 保有水平耐力計算規準・同解説, 2021	15
1.3 段差梁接合部に関する既往研究	16
1.3.1 通常の十字形およびT形接合部に関する研究	16
1.3.2 段差梁接合部に関する研究	21
1.4 本論文の構成	24
参考文献	29
第2章 接合部のせん断強度に梁主筋の定着形式が及ぼす影響	31
2.1 梁主筋の定着形式が異なる十字形接合部のせん断強度に関する実験	31
2.1.1 はじめに	31
2.1.2 実験概要	31
2.1.3 荷重変形関係および実験破壊性状	35
2.1.4 接合部せん断強度の実験値-計算値の比較	39
2.1.5 主筋定着性状の違いによる応力伝達機構への影響	40
2.1.6 折り曲げ定着の主筋の定着性状	43
参考文献	45
2.2 段差梁接合部のせん断強度に主筋の定着形式が及ぼす影響	46
2.2.1 はじめに	46
2.2.2 実験計画	46
2.2.3 接合部内の定着長さ	48
2.2.4 荷重-変形関係および接合部の損傷状況	50
2.2.5 柱梁接合部のせん断強度	52
2.2.6 柱梁接合部のせん断強度の差異が生じる要因の考察	53
参考文献	55
第3章 段差梁接合部のせん断強度に載荷方向および載荷履歴が及ぼす影響	56
3.1 段差梁接合部のせん断強度に載荷方向が及ぼす影響	56
3.1.1 はじめに	56
3.1.2 実験概要	56
3.1.3 荷重変形関係および実験破壊性状	59
3.1.4 接合部せん断強度の実験値-計算値の比較	62
3.1.5 段差梁接合部で想定するストラット機構	63
参考文献	65

目次

3.2 段差梁接合部の方向性に関する実験的検討	66
3.2.1 はじめに	66
3.2.2 実験概要	67
3.2.3 荷重変形関係および実験破壊性状	69
3.2.4 載荷方向ごとのピーク時の荷重および最大荷重の比較	70
3.2.5 段差梁接合部のせん断強度の実験値と計算値の比較	72
参考文献	75
第4章 十字形接合部のせん断抵抗機構に関する検討	76
4.1 従来の十字形柱梁接合部のせん断強度と各影響因子に関する再検討	76
4.1.1 はじめに	76
4.1.2 検討に用いる試験体	77
4.1.3 接合部せん断強度に影響する可能性のある各因子	85
4.1.4 接合部せん断強度に関する考察	88
参考文献	95
4.2 梁主筋が接合部のせん断強度に及ぼす影響に関する実験	97
4.2.1 はじめに	97
4.2.2 実験概要	99
4.2.3 実験結果	101
4.2.4 接合部せん断強度の評価	107
4.2.5 梁主筋配置の役割と設計上の示唆	108
参考文献	109
第5章 段差梁接合部における応力伝達機構およびせん断強度に関する検討	111
5.1 はじめに	111
5.2 段差梁接合部の既往実験結果	112
5.3 段差梁接合部のせん断強度に関する検討	114
5.3.1 ストラット機構の基本仮定	114
5.3.2 段差または梁主筋の定着形式により生じるストラット機構の仮定	116
5.4 ストラット機構に基づく接合部せん断強度の評価	120
5.4.1 Model1 と Model2 の分担率に関する検討	120
5.4.2 実験値と計算値の比較結果	125
参考文献	129
第6章 結論	131
6.1 本研究で得られた成果	131
6.2 今後の課題	135
論文目録	137
謝辞	140

第1章 序論

1.1 研究背景および目的

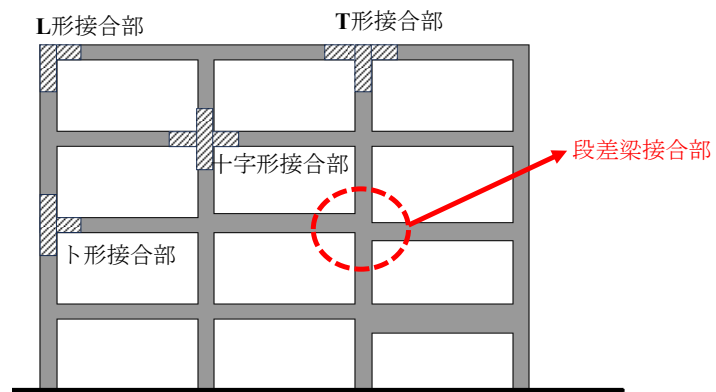
鉄筋コンクリート造建物の耐震設計においては、柱梁接合部の破壊は許容されず、接合部の力学性状を把握するとともに、合理的な強度評価法を構築することが重要な研究課題となっている。日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」¹⁾および「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」²⁾では、図-1.1に示すように柱梁接合部を十字形、ト形、T形およびL形の4種類に分類し、それぞれに対する接合部せん断強度評価式を規定している。これらの評価式は、多数の実験結果に基づく統計的検討から構築されたものであり、接合部形状に応じた形状係数などが導入されている。

一方、実際の建築物では、意匠上の要求や室用途に応じた計画により、図-1.1に示すように柱左右の梁に段差を設ける場合がある。このような柱梁接合部（以下、段差梁接合部と呼ぶ）については、現行の設計指針や設計規準において明確な規定が設けられておらず、設計者の判断に委ねられているのが現状である。また、段差梁接合部に関する研究事例は限られており、その力学性状や破壊機構について十分な知見が蓄積されていない。そのため、従来の接合部せん断強度評価式を段差梁接合部へ適用することの妥当性は明らかではない。したがって、段差梁接合部の力学メカニズムを解明し、終局強度を合理的に評価できる手法を構築することが重要な課題である。

また、日本建築学会靱性指針¹⁾では、柱梁接合部のせん断強度評価式が接合部形状や梁主筋の定着長さに応じて規定されているものの、梁主筋の定着形式のみが異なる場合については十分な検討が行われていない。特に段差梁接合部では、段差量が大きくなると、通常の十字形接合部のような通し配筋を採用することが困難となり、直線定着やフック付き定着などの定着形式を用いる必要がある。そのため、梁主筋の定着形式の違いが接合部の応力伝達機構およびせん断強度に及ぼす影響を明らかにすることも重要な研究課題である。

さらに、段差梁接合部は幾何学的に左右非対称な形状を有するため、載荷方向によって応力伝達機構や耐力が異なる可能性がある。本論文では、このような載荷方向による力学特性の違いを「方向性」と定義する。段差梁接合部の力学性状を適切に評価するためには、この方向性が接合部の応力伝達機構や終局強度に及ぼす影響を明らかにする必要がある。

以上の背景を踏まえ、本研究では柱左右の梁に段差を有するRC柱梁接合部を対象とし、梁主筋の定着形式および接合部の方向性が応力伝達機構とせん断強度に及ぼす影響について検討する。具体的には、筆者がこれまでに実施・収集した段差梁接合部に関する実験結果を整理・分析し、日本建築学会靱性指針に示される接合部せん断強度評価式の適用性を検証する。さらに、接合部せん断強度に影響を及ぼす各種因子について総合的に検討し、段差梁接合部の力学メカニズムに基づいて接合部せん断強度を適切に評価できる手法を提案することを本研究の目的とする。



図一1.1 建物における各種形状の柱梁接合部

1.2 鉄筋コンクリート造柱梁接合部の構造設計手法に関する概説

鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関する現行の耐震設計法では、以下のような設計規定が示されている。

1.2.1 靱性保証型耐震設計指針・同解説

(1) 設計方針

靱性指針¹⁾では、柱梁接合部の設計方針として、骨組が降伏機構を形成して終局限界変形に至るまで破壊しないように設計する。さらに、繰り返し荷重によって顕著な剛性低下やスリップ性状を生じないように設計する。

図-1.2.1に示すような応力状況を考え、柱梁接合部のせん断力に対する設計する。せん断信頼強度 V_{ju} が終局限界状態設計用せん断力 V_j を上回るようにする。せん断信頼強度 V_{ju} は式(1)により算定する。

$$V_{ju} = \kappa \phi F_j b_j D_j \quad (1)$$

ここに、

κ ：柱梁接合部の形状による係数 ($\kappa=1.0$ ：十字形柱梁接合部, $\kappa=0.7$ ：ト形および T 形柱梁接合部, $\kappa=0.4$ ：L 形および T 形柱梁接合部)

ϕ ：直交梁の有無による補正係数 ($\phi=1.0$ ：両面直交梁付き柱梁接合部, $\phi=0.85$ ：上記以外の柱梁接合部)

F_j ：柱梁接合部のせん断強度の基準値 $= 0.8 \sigma_B^{0.7} (\text{N/mm}^2)$

σ_B ：コンクリートの圧縮強度

b_j ：柱梁接合部の有効幅 (図-1.2.2 参照, $b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$, b_b ：梁幅, b_{a1} ： $b_1/2$ 又は $D_j/4$ の小さいの数値, b_{a2} ： $b_2/2$ 又は $D_j/4$ の小さい方の数値, b_1, b_2 ：梁両側面から梁に平行する柱側面までの長さ)

D ：柱せい又は 90° 折り曲げ筋水平投影長さ

また、設計用せん断力は図-1.2.1 の記号を用いて式(2)で表される。

$$V_j = T + C_s + C_c - V_c = T + T' - V_c \quad (2)$$

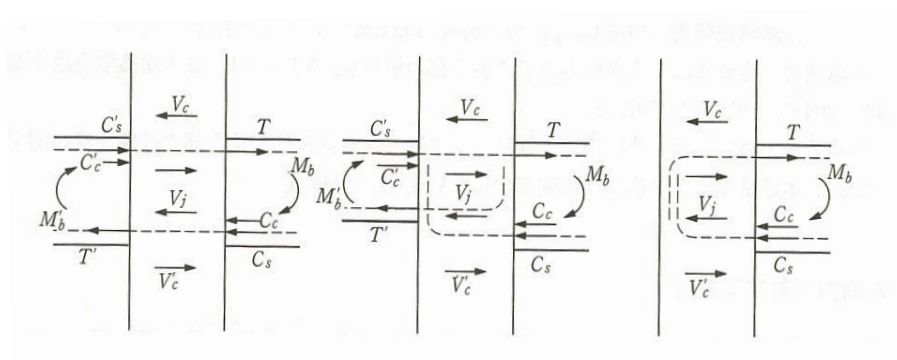
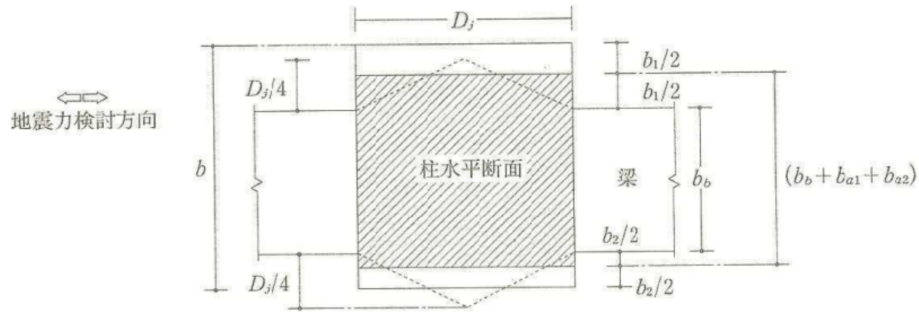


図-1.2.1 接合部のせん断力¹⁾



図一1.2.2 接合部有効幅の考え方¹⁾

(2) 梁降伏後の接合部せん断破壊の防止

梁降伏後のせん断破壊を防止するために、梁端部降伏ヒンジに要求される変形性能に応じて、適切なせん断余裕度を確保する。解説では、梁降伏後のせん断破壊を防止するために必要なせん断余裕度は、架構に要求される塑性率 μ から次式により算定することができる。

$$\alpha = \{2.4 + \mu (0.4 p_{jw} + 0.88)\} / 4.6 \geq 1 \quad (3)$$

ここに、

α : せん断余裕度

μ : 塑性率

p_{jw} : 接合部横補強筋比

(3) 梁・柱主筋の付着

柱梁接合部両端に、降伏ヒンジを計画する梁または柱の主筋を接合部内に通し配筋する場合、接合部内の設計用付着応力度が付着強度を超えないようにする。設計用付着応力度は次式による。

$$\tau_j = \frac{(1+\gamma)\sigma_{yu}d_b}{4D} \quad (4)$$

ここに、

γ : 複筋比で1以下とする

σ_{yu} : 主筋の上限強度算定用強度

d_b : 主筋径

D : 梁主筋の付着検討の際には柱せい、柱主筋の付着検討の際には梁せい

柱および梁の主筋の柱梁接合部内での付着強度は次式による。

$$\tau_u = 0.7 \left(1 + \frac{\sigma_0}{\sigma_B}\right) \sigma_B^{2/3} \quad (5)$$

ここに、

σ_B : コンクリートの圧縮強度

σ_0 : 柱の圧縮軸応力度で柱主筋の付着強度の場合には0とする

なお、接合部内である程度の付着劣化を許容する場合は、部材せいと主筋径の関係を満足することを確認することとしている。

$$1.25 \tau_u \geq \tau_j \quad (6)$$

ただし、

$$\frac{d_b}{D} = 0.7 \frac{\mu_t \sigma_B^{2/3}}{\sigma_{yu}} \quad (7)$$

(4) 横補強筋

接合部の横補強筋比 p_{jw} は 0.3% 以上とする。ただし、 p_{jw} は次式で定義する。

$$p_{jw} = \Sigma A_{jw} / (b_c j) \quad (8)$$

ここに、

b_c : 柱幅

j : 梁の上下の主筋の重心間距離

ΣA_{jw} : この区間の横補強筋断面積の総和

(5) 主筋の抜け出し量の定量化

通し配筋とした接合部における危険断面位置の主筋の引張力と抜け出し量との関係を適切に定める。

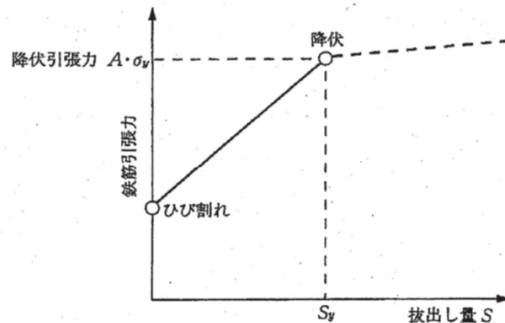


図-1.2.3 鉄筋の引張力ー抜け出し量関係¹⁾

(6) 接合部の復元力特性

柱梁接合部のせん断応力度ーせん断変形角関係を図-1.2.4 に示すモデル化とする。

斜めせん断ひび割れ強度

柱梁接合部の斜めひび割れの発生は、主応力度がコンクリートの引張強度に達した時と考え、次式により算定する。

$$\tau_{cr} = \sqrt{\sigma_0 \cdot f_t + f_t^2} \quad (9)$$

ここに、

τ_{cr} : 斜めせん断ひび割れ発生時のせん断応力度

σ_0 : 柱軸応力度

f_t : コンクリートの引張強度で $\sigma_B^{0.47}$ (σ_B : コンクリートの圧縮強度) としてよい。

初期剛性

$$G_1 = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (10)$$

ここに,

G_1 : 初期剛性

E_c : コンクリートの弾性剛性

ν : コンクリートのポアソン比で $4 \times 10^{-5} \sigma_B + 0.169$ と してよい

第 2 剛性

$$G_2 = G_{2i} K_0 K_1 K_2 K_3 \quad (11)$$

ここに,

G_2 : 第 2 剛性

G_{2i} : 基準となる第 2 剛性で $16260(\text{kgf/cm}^2)$ とする

K_0 : コンクリート強度を考慮する係数

K_1 : 接合部横補強筋を考慮する係数

K_2 : 柱中段筋を考慮する係数

K_3 : 柱軸応力度を考慮する係数

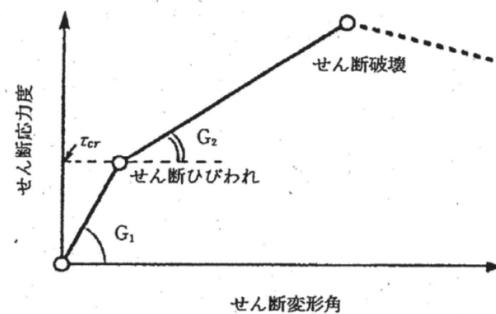


図-1.2.4 せん断応力度—せん断変形角の関係 ¹⁾

1.2.2 RC 構造計算規準・同解説, 2024

(1) 設計方針

RC 規準 ²⁾では, 純ラーメン部分の柱梁接合部の大地震動に対する安全性はせん断力について設計する。なお, 柱梁接合部の終局せん断強度に基づいてせん断破壊に対する安全性の検討を行う場合は, 下記の算定を省略してもよい。

柱梁接合部の安全性検討用の許容せん断力は次式による。

$$Q_{Aj} = \kappa_A (f_s - 0.5) b_j D \quad (12)$$

ここに,

κ_A : 接合部の形状による係数

$\kappa_A=10$ (十字形接合部)

$\kappa_A=7$ (T形接合部)

$\kappa_A=5$ (ト形接合部)

$\kappa_A=3$ (L形接合部)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度

b_j : 接合部の有効幅($b_j=b_b+b_{a1}+b_{a2}$)

b_b は梁幅

b_{ai} : $b_i/2$ または $D/4$ の小さいほうとし, b_i は梁両側面からこれに平行する柱側面までの長さとする。

D : 柱せい

柱梁接合部の安全性検討用の設計用せん断力は式(13)による。なお, 水平荷重時せん断力の割増し率 n を 1.5 以上として柱の設計用せん断力 Q_D を算定する場合は, 式(14)を用いてよい。

$$Q_{Dj} = \sum_j \frac{M_j}{j} (1-\xi) \quad (13)$$

$$Q_{Dj} = Q_D \frac{1-\xi}{\xi} \quad (14)$$

ただし, ξ は架構の形状に関する係数で式(15)による。

$$\xi = \frac{j}{H_c(1-\frac{D}{L_b})} \quad (15)$$

ここに,

$\sum_j \frac{M_j}{j}$: 接合部の左右の梁の降伏曲げモーメントの絶対値をそれぞれの j で除した和。

ただし, 梁は一方が上端引張, 他方が下端引張とする。

Q_D : 柱の安全性検討用の設計用せん断力で, n を 1.5 以上として算定した各階の数値を用いて, 一般階の接合部では接合部の上下の柱の平均値, 最上階の接合部では接合部直下の柱の値とする。

D : 柱せい

j : 梁の応力中心距離で, 式(15)では接合部の左右の梁の平均値とする。

H_c : 接合部の上下の柱の平均高さで, 最上階の接合部では最上階の柱の高さの 1/2 とする。柱の高さは上下階の梁の中心間距離とする。

L_b : 接合部の左右の梁の平均長さで, 外端の接合部では外端の梁の長さとする。梁の長さは柱梁両端の柱の中心間距離とする。

(2) 接合部内の帯筋

i) 帯筋は, D10 以上の異形鉄筋を用いる。

ii) 帯筋比は 0.2%以上とする。

iii) 帯筋間隔は 150 mm 以下とし, かつ, 隣接する柱の帯筋間隔の 1.5 倍以下とする。

ただし、特別な調査・研究によって支障ないことが確かめられた場合はこの限りでない。

1.2.3 耐震性能評価指針（案）・同解説

耐震性能指針³⁾では、柱梁接合部の性能評価法では、復元力特性および各種限界状態について評価している。なお、接合部の横補強筋比は 0.3%以上とされている。

(1) 骨格曲線

せん断ひび割れ発生点，パネルコンクリートの圧壊開始点，最大耐力点，耐力低下点を結んだ 4 折れ線でモデル化する。

せん断ひび割れ発生点（A 点）

主応力度式およびコンクリートのせん断弾性剛性を用いて評価する。

$${}_p\tau_{sc} = \sqrt{f_t^2 + f_t \cdot \sigma_0} \quad (16)$$

$${}_p\gamma_{sc} = {}_p\tau_{sc} / G_c \quad (17)$$

ここに，

f_t ：コンクリートの引張強度で $0.4\sigma_B^{0.5}$ （ σ_B ：コンクリートの圧縮強度）

σ_0 ：柱軸応力度

G_c ：コンクリートのせん断弾性剛性

パネルコンクリートの圧壊開始点（B 点）

主応力度式およびコンクリートのせん断弾性剛性を用いて評価する。

$${}_p\tau_{jc} = 0.85 {}_p\tau_{juc} \quad (18)$$

$${}_p\gamma_{jc} = 0.4\% \quad (19)$$

ここに，

${}_p\tau_{ju}$ ：最大耐力点のせん断応力度で次項による

最大耐力点（C 点）

$${}_p\tau_{ju} = \frac{V_{ju}}{b_j D_j} = \kappa \phi F_j \quad (20)$$

$${}_p\gamma_u = 1.0\% \quad (21)$$

ここに，

κ ：柱梁接合部の形状による係数（ $\kappa=1.0$ ：十字形柱梁接合部， $\kappa=0.7$ ：ト形および T 形柱梁接合部， $\kappa=0.4$ ：L 形および T 形柱梁接合部）

ϕ ：直交梁の有無による補正係数（ $\phi=1.0$ ：両面直交梁付き柱梁接合部， $\phi=0.85$ ：上記以外の柱梁接合部）

F_j ：柱梁接合部のせん断強度の基準値 $= 0.8\sigma_B^{0.7}(\text{N/mm}^2)$

σ_B ：コンクリートの圧縮強度

b_j ：柱梁接合部の有効幅（ $b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$ ， b_b ：梁幅， b_{a1} ： $b_1/2$ 又は $D_j/4$ の小さいの数値， b_{a2} ： $b_2/2$ 又は $D_j/4$ の小さい方の数値， b_1 ， b_2 ：梁両側面から梁に平行する柱側面までの長さ）

D : 柱せい又は 90° 折り曲げ筋水平投影長さ

耐力低下点 (D 点)

最大耐力以降の挙動は、実験結果に基づく次式による。

$$p\tau_d = 0.8 p\tau_u \quad (22)$$

$$p\gamma_d = 2.0\% \quad (23)$$

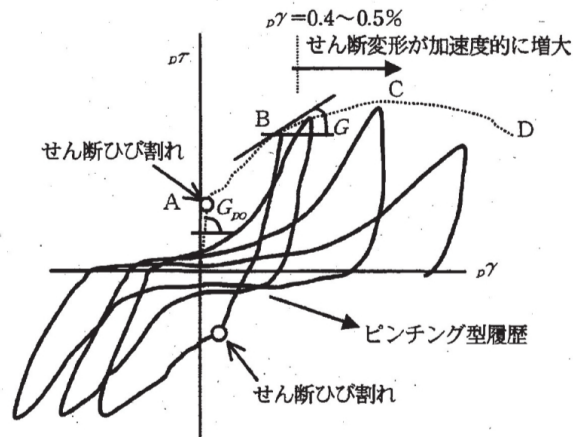


図-1.2.5 せん断応力度—せん断変形角の関係³⁾

(2) 履歴特性

履歴特性は、履歴吸収エネルギー量を精度よく評価できるように原点指向型モデルなどでモデル化する。

(3) 各種限界状態の評価法

使用限界状態

使用限界状態における柱梁接合部パネルのせん断変形角は、以下に示す各状態に対応するせん断変形角のうち最小のもの以下とする。通常の場合、0.4%としてよい。

- (a) 残留ひび割れ幅の最大値が 0.2mm になるせん断変形角
- (b) かぶりコンクリートの圧壊が起ころはじめるせん断変形角
- (c) 接合部に隣接する梁または柱部材が降伏するときのせん断変形角

修復限界状態 I

修復限界状態 I における柱梁接合部パネルのせん断変形角は、以下に示す各状態に対応するせん断変形角のうち最小のもの以下とする。通常の場合、0.625%としてよい。

- (a) 残留ひび割れ幅の最大値が 0.5mm になるせん断変形角
- (b) かぶりコンクリートのはく落がおこりはじめるせん断変形角

修復限界状態 II

修復限界状態 II における柱梁接合部パネルのせん断変形角は、以下に示す各状態に対応するせん断変形角のうち最小のもの以下とする。通常の場合、1.0%としてよい。

- (a) 残留ひび割れ幅の最大値が 1.0mm になるせん断変形角

(b) コアコンクリートが損傷をうけはじめるときのせん断変形角

(c) 主筋が座屈しはじめるときのせん断変形角

安全限界状態

安全限界状態における柱梁接合部パネルのせん断変形角は、以下に示す各状態に対応するせん断変形角のうち最小のもの以下とする。通常の場合、2.0%としてよい。

(a) 設計せん断力と軸力を安定して維持できる限界のせん断変形角

(b) 梁柱主筋の端部定着破壊が生じるせん断変形角

(c) 主筋が座屈しはじめるときのせん断変形角

1.2.4 ACI Building Code (ACI318)

(1) せん断終局強度式

ACI 規準⁴⁾は、柱梁接合部のせん断強度は次式による。なお、設計用せん断力の算定にあたっては引張鉄筋の降伏強度は 1.25 倍とする。

$$V_n = 1.7\sqrt{f'_c}A_j \quad (\text{柱梁接合部の 4 面が拘束されている場合})$$

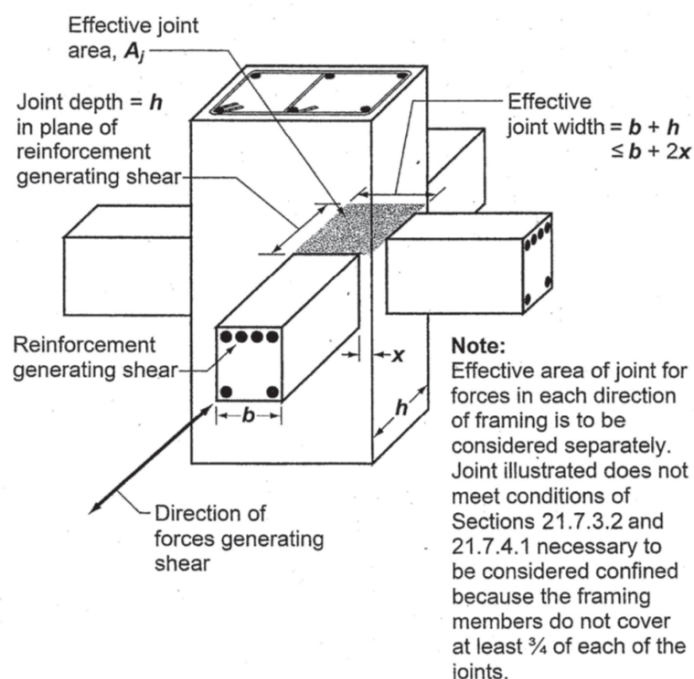
$$V_n = 1.2\sqrt{f'_c}A_j \quad (\text{柱梁接合部の 2 面または 3 面が拘束されている場合})$$

$$V_n = 1.0\sqrt{f'_c}A_j \quad (\text{上記以外}) \quad (24)$$

ここに、

f'_c : コンクリートの圧縮強度

A_j : 接合部の有効断面積



図－1.2.6 接合部の有効断面積⁴⁾

(2) 接合部横補強筋

柱梁接合部内の横補強筋の断面積は次式のいずれも下回ってはならない。

$$\begin{aligned} A_{sh} &= 0.3(s b_c f_c' / f_{yt}) [(A_g / A_{ch}) - 1] \\ A_{sh} &= 0.09 s b_c f_c' / f_{yt} \end{aligned} \quad (25)$$

ここに,

s : 梁の主筋間距離

b_c : 横補強筋の柱幅方向の中心間距離

f_c' : コンクリートの圧縮強度

f_{yt} : 横補強筋の降伏強度

A_g : 柱の断面積

A_{ch} : 横補強筋で囲まれたコアコンクリートの断面積

1.2.5 Standards New Zealand (NZS3101)

(1) 接合部の水平せん断応力度

NZS 規準⁵⁾ では、接合部のせん断力の設計は次式による。

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j h_c} \leq 0.20 f_c' \quad (26)$$

ただし、 $b_j = b_c$ もしくは $b_j = b_w + 0.5 h_c$ の小さいほう

ここに,

v_{jh} : 接合部の水平せん断応力度

V_{jh} : 接合部の全せん断力

f_c' : コンクリートの圧縮強度

f_{yt} : 横補強筋の降伏強度

b_j : 接合部の有効幅

h_c : 柱せい

b_c : 柱幅

b_w : 梁幅

(2) 接合部の横補強筋

接合部の横補強筋の断面積は次式に定める値以上とする。また、 $0.4v_{jh} / f_{yh}$ を下回ってはならない。また、下式では $0.8 \leq 6v_{jh} / f_c' \leq 1.2$ とする。

内部柱梁接合部

$$A_{jh} = \frac{6v_{jh}}{f_c'} \alpha_i \frac{f_y}{f_{yh}} A_s^* \quad (27)$$

ただし,

$$\alpha_i = 1.4 - 1.6 \frac{C_j N^*}{f_c' A_g}, \quad C_j = \frac{V_{jh}}{V_{jx} + V_{jz}}$$

$\alpha_i = 1.4$ もしくは

外部柱梁接合部

$$A_{jh} = \frac{6v_{jh}}{f_c'} \beta \left(0.7 - \frac{C_j N^*}{f_c' A_g} \right) \frac{f_y}{f_{yh}} A_s^* \quad (28)$$

ここに,

- v_{jh} : 接合部の水平せん断応力度
- f_c' : コンクリートの圧縮強度
- f_y : 主筋の降伏強度
- f_{yh} : 横補強筋の降伏強度
- A_s^* : 梁上端主筋と下端主筋の断面積の大きいほう
- N^* : 終局限界状態における最小の軸力
- A_g : 柱の断面積
- V_{jh} : 接合部の全せん断力
- V_{jx}, V_{jz} : x 方向および z 方向の水平せん断力

(3) 接合部の縦補強筋

柱中段筋および柱梁接合部内のあばら筋によって構成される接合部の縦補強筋の断面積は、次式に定める値以上とする。

$$A_{jv} = \alpha_v \frac{h_b}{h_c} A_{jh} \frac{f_{yh}}{f_{yv}} \quad (29)$$

ただし,

$$\alpha_v = \frac{0.7}{1 + N^*/f_c' A_g}$$

ここに,

- h_b : 梁せい
- h_c : 柱せい
- f_{yh} : 横補強筋の降伏強度
- f_{yv} : 縦補強筋の降伏強度

1.2.6 Euro Code 8 (EC8)

- (1) ヨーロッパ規準⁶⁾では、接合部のせん断強度の設計は、ストラット機構に基づく設計が提唱されるが、より精確なモデルがない場合、次式によって内部接合部を設計する。なお、外部接合部の場合はせん断入力 V_{jhd} が 80%以上の低減が必要である。

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_{jc} \quad (30)$$

ここに,

- $\eta = 0.6(1 - f_{ck}/250)$
- f_{ck} : コンクリート圧縮強度

v_d : 柱の軸力
 b_j : 接合部有効幅
 h_{jc} : 柱の鉄筋の最外層間の距離

- (2) 接合部には適切な拘束（水平方向および垂直方向の両方）を設ける必要がある。なお、水平方向の補強筋の 6mm 以上のものを使用する必要がある。

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d \cdot f_{cd}} - f_{ctd} \quad (31)$$

ここに、

A_{sh} : 水平方向の全断面積
 h_{jw} : 梁上下主筋間の距離
 f_{ctd} : コンクリート引張強度の設計基準値

1.2.7 保有水平耐力計算規準・同解説，2021

設計方針

保耐規準⁷⁾では、柱梁接合部については、従来はせん断破壊が生じる場合には接続する柱や梁の種別を FD とする方法が採用されてきた。しかし、最近の塩原・楠原ら^{14)~18)}の一連の研究成果に基づき、柱梁接合部が釣り合い破壊が生じる場合は同様に FD とするが、それ以外は接合部降伏破壊を考慮し層せん断力の低下を見込んだ各層の保有水平耐力が、それぞれの必要保有水平耐力を上回ることを確認する方法とし、接続する柱や梁の種別を FD とする必要はないこととした。なお、すべての柱梁接合部の柱梁曲げ強度比を概ね 2.0 程度以上とする場合には、接合部降伏破壊を考慮した各層の保有水平耐力の算定は要さない。

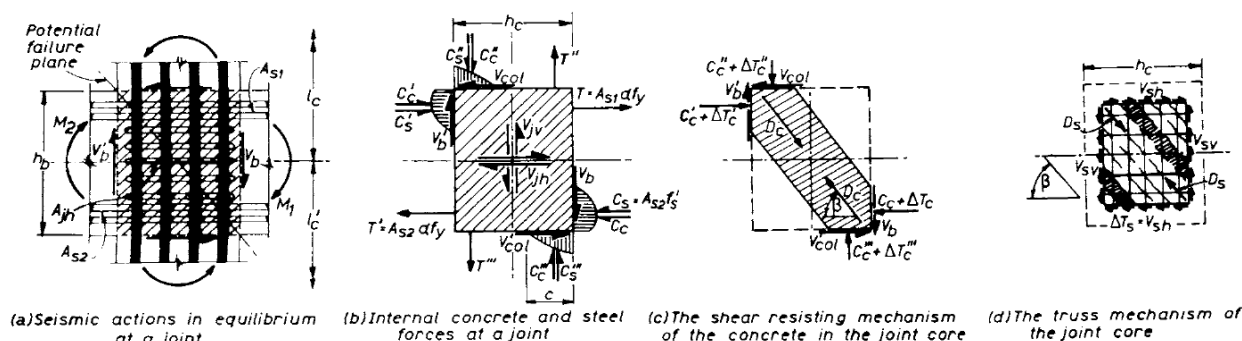
その他、柱梁接合部内の通し主筋の径の制限や、梁危険断面における設計用引張鉄筋応力度が定着強度を下回ることを確かめることなどの規定は靱性指針¹⁾に従っている。

1.3 段差梁接合部に関する既往研究

1.3.1 通常の十字形およびト形接合部に関する研究

(1) Paulay らの研究⁸⁾

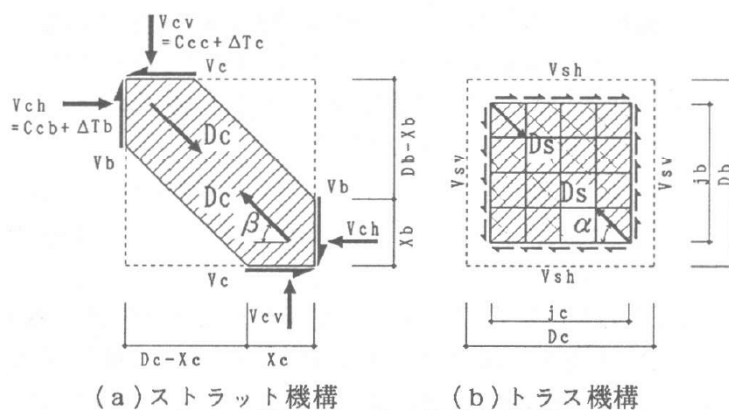
Paulay らは柱梁接合部に関する実験から、柱梁接合部に作用するせん断力を接合部内で伝達抵抗機構として、コンクリートストラット機構とトラス機構の組み合わせによる抵抗機構を最初に提案している。接合部パネルの曲げ圧縮側を結ぶコンクリートの圧縮力が伝達するストラット機構が形成されるとともに、水平・鉛直の補強筋の拘束力と主筋の付着力との釣り合いによるトラス機構が形成される。なお、梁端部にヒンジが形成されるとストラット機構による伝達割合が低下し、水平せん断力の大半はトラス機構により伝達されるようになるとしている。この考えに基づいて 1982 年版の NZ 規準では柱梁接合部に作用するせん断力はすべて接合部内の補強筋が負担するとされている。



図ー1.3.1 十字形接合部におけるせん断抵抗機構⁸⁾

(2) 李らによる研究⁹⁾

Paulay らの理論に基づき、李らはストラット機構とトラス機構がシンプルに計算できるようにモデル化し、さらに、日本国内の十字形接合部試験体の実験結果を用いて、統計的な手法により二つ機構の負担分について検討し、下界定理に基づく接合部のせん断終局強度式を構築した。そして、この強度式を用いて接合部せん断破壊型（J 型）と梁曲げ降伏後接合部破壊型（BJ 型）および梁曲げ降伏型（B 型）に概ね分類できることを示した。



図ー1.3.2 十字形接合部におけるせん断抵抗機構⁹⁾

$$V_{sh} = B_c \cdot j_b \cdot p_w \sigma_{wy} \leq \tau_{max} \cdot \sum \phi_b \cdot j_c \quad (1)$$

$$\sigma_s = V_{sh} / (B_c \cdot D' \cdot \cos \alpha) \quad (2)$$

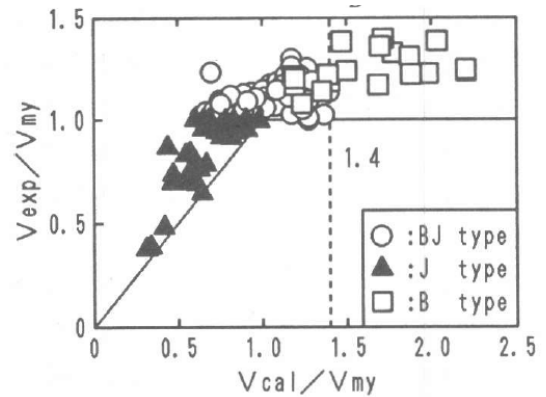
$$D' = \sqrt{j_b^2 + j_c^2 \cdot \cot^2 \alpha} \quad (j_b \geq j_c)$$

$$D' = \sqrt{j_b^2 + j_c^2 \cdot \tan^2 \alpha} \quad (j_b < j_c)$$

$$V_{ch} = (\nu \sigma_B - \sigma_s) \cdot D \cdot T_p \cdot \cos \beta \quad (3)$$

$$= 0.5 \cdot (\nu \sigma_B - \sigma_s) \cdot D_c' \cdot T_p \cdot \sin(2\beta)$$

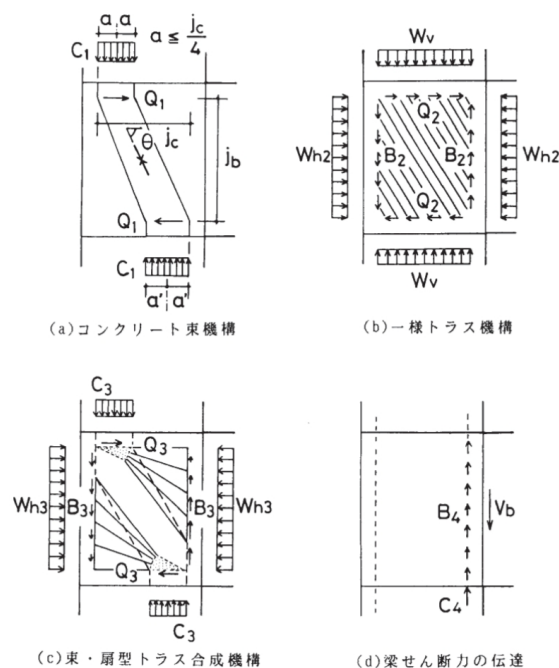
$$= 0.5 \cdot (\nu \sigma_B - \sigma_s) \cdot D_c \cdot T_p \quad (4)$$



図－1.3.3 十字形接合部のせん断強度終局強度の提案⁹⁾

(3) 藤井らの研究¹⁰⁾

十字形接合部におけるせん断抵抗機構の考え方を基礎として、藤井らは外部ト形接合部に特有のせん断抵抗機構を提案し、接合部まわりの応力および配筋条件に基づき、接合部のせん断抵抗機構は、(i) コンクリート束機構、(ii) 一様トラス機構、(iii) 束・扇型トラス合成機構が形成するとしている。各機構に生じる内力と梁・柱から作用する外力の釣り合い式から接合部に形成され得る抵抗機構を解析的に求める手法を示した。



図－1.3.4 ト形接合部のせん断抵抗機構モデル¹⁰⁾

(4) その他の研究

また、接合部のせん断強度に関する研究では以下に示すように代表的な研究例が挙げられる。

村上ら¹¹⁾は、過去に行われた十字形接合部の試験体の実験結果について統計的な分析を行った結果、コンクリート強度が接合部せん断強度を支配しており、柱軸力やせん断補強筋、接合部パネルの形状などその他の因子の影響が極めて低いと指摘しているものの、梁・柱の引張鉄筋比が増大するにつれ、接合部せん断強度が上昇する傾向にあるとの知見も示している。

寺岡ら¹²⁾は、十字形接合部では接合部横補強筋および梁・柱の引張鉄筋比（特に梁の引張鉄筋比）の増加が接合部せん断強度を上昇させる効果があると認め、同様に統計手法を用いて種々の影響因子を総合的に考慮した接合部せん断強度の評価式を提案し、実験結果と良好な適合性を示している。

また、草刈ら¹³⁾はストラット機構に基づき、コンクリート強度、柱軸応力度、接合部横補強筋、柱中段筋、付着指標などの因子を総合的に考慮した接合部せん断強度の評価式を構築し、過去の十字形接合部の実験結果を精度良く評価できている。

(5) 塩原・楠原らの研究^{14)~18)}

塩原・楠原らは梁曲げ降伏後の接合部破壊型（BJ 型）の柱梁接合部の実験結果から、図-1.3.5 に示すように接合部パネルのコンクリートの圧壊が生じずせん断力に対する抵抗機構が健全であっても、柱梁接合部内での主筋の引張降伏や主筋の弾性変形の増大によって接合部パネルの斜めひび割れが拡大して柱梁接合部の変形が増大する現象であると指摘した。

この発想に基づき、接合部パネルを斜めひび割れによりされる4つのセグメントから曲げ理論に基づく9自由度モデルを提案した。さらに、それぞれのセグメント上の力の釣り合いと材料の降伏条件を用いることで外力と内部応力の関係を導き、十字形接合部の終局強度と破壊モードの推定ができることを示した。また、9自由度モデルに基づき接合部内の応力分布から、柱主筋と梁主筋が降伏し接合部中央に形成されるコンクリートの圧縮束のひずみ度がコンクリートの圧壊時のひずみに達する状態を柱梁接合部の終局状態となるときの節点モーメントを接合部の終局モーメントと定義し、力の釣り合いから柱の曲げ強度と梁の曲げ強度が等しい場合、接合部の終局モーメントは梁断面が曲げ終局モーメントに達するときの節点モーメントに比べて常に小さいことを明らかにした。

楠原¹⁸⁾は、十字形接合部に対して提案された釣り合い機構を基礎として、これをT形接合部およびL形接合部へ拡張し、各種接合部の終局強度および破壊モードの推定について検討を行っている。そして、これらの一連の研究では、力の釣り合い条件および材料の破壊条件から導かれる高次方程式を数値解析により解くことで、各種接合部の力学挙動を評価している。さらに、各種接合部における釣り合い機構に基づき、接合部の復元力特性を構成する①斜めひび割れ発生点、②主筋降伏点、③最大耐力点を一貫して評価できる接合部曲げモーメント強度式を提案し、各種接合部の終局強度および破壊モードの評価に関する体系的な設計理論を構築している。

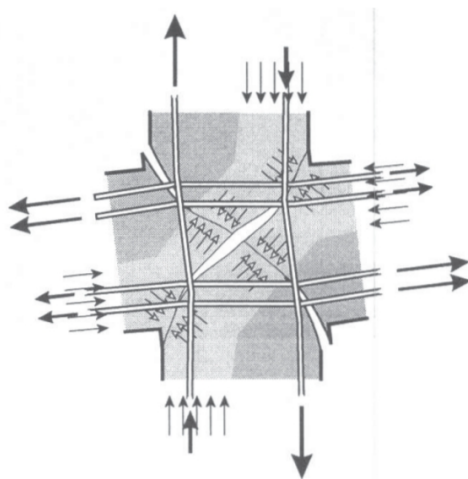
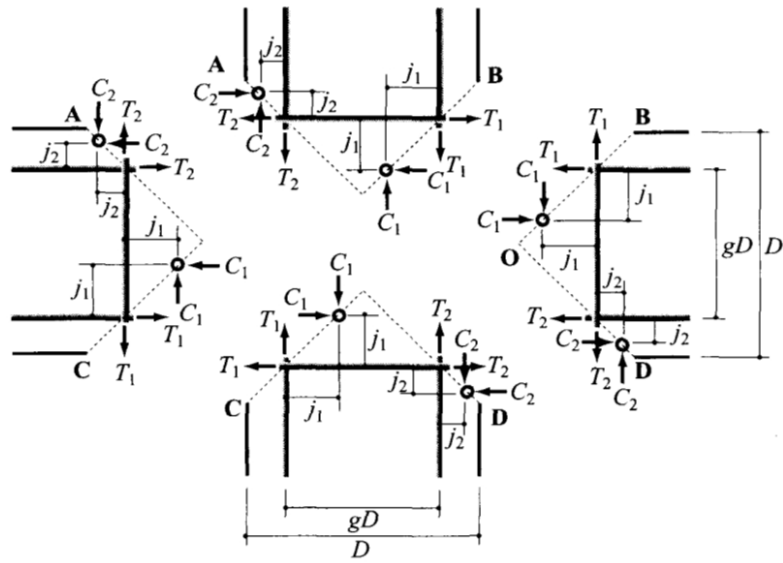
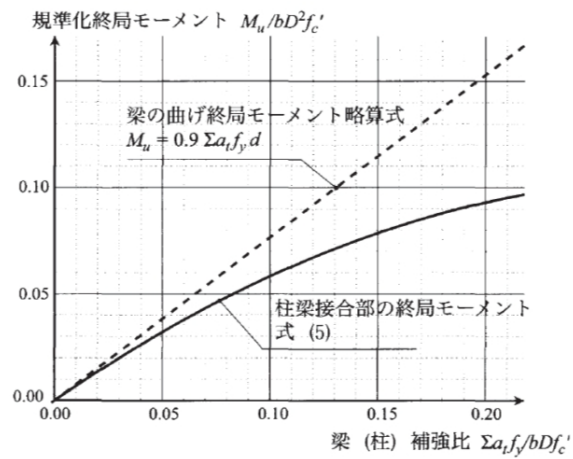


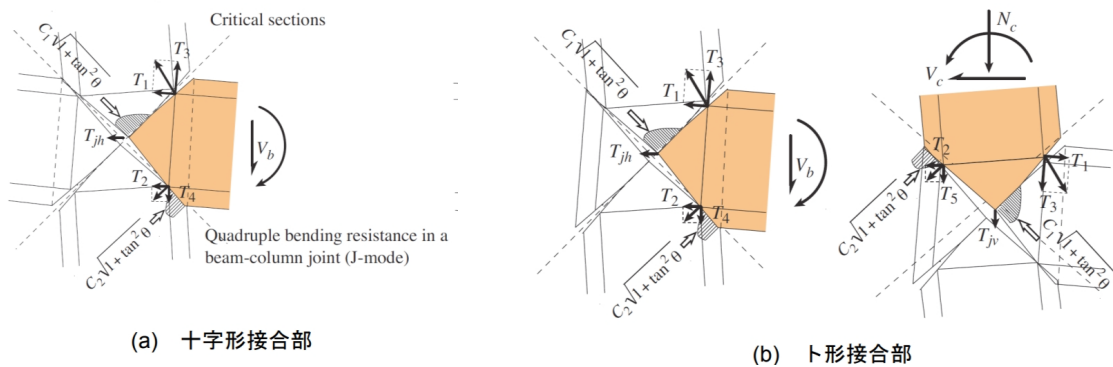
図-1.3.5 十字形接合部の変形機構¹⁴⁾



図一.3.6 十字形接合部内に生じる応力とその作用位置 ¹⁵⁾



図一.3.7 接合部終局モーメントと梁曲げ終局時の節点モーメントの関係 ¹⁶⁾



図一.3.8 接合部モーメントに対する抵抗機構と変形 ¹⁷⁾

最大耐力点：

$$\sum M_{ju} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left({}_b\gamma_{ju} \frac{D_b}{H} + {}_c\gamma_{ju} \frac{D_c}{L} \right)} \frac{\sum {}_bM_{ju} + \sum {}_cM_{ju}}{2} \quad (7-12)$$

ただし，

$${}_bM_{ju} = \left({}_hk_u g_b - \frac{1}{1 + R_1^2} {}_h\xi_{iu} \beta_{u1} \right) T_b D_{jv} + \frac{1}{4} T_{hy} D_{jv} \quad (7-13)$$

$${}_b\gamma_{ju} = g_b + \frac{2\lambda_v}{1 + R_1^2} {}_h\xi_{iu} \beta_{u1} \quad (7-14)$$

$${}_cM_{ju} = \left({}_vk_u g_c - \frac{1}{1 + 1/R_1^2} {}_v\xi_{iu} \beta_{u1} \right) \left(T_c + \frac{N_c}{2} \right) D_{jh} + \frac{1}{4} T_{my} D_{jh} \quad (7-15)$$

$${}_c\gamma_{ju} = g_c + \frac{2\lambda_h}{1 + 1/R_1^2} {}_v\xi_{iu} \beta_{u1} \quad (7-16)$$

$$\theta_{ju} = {}_b\theta_{ju} + {}_c\theta_{ju} \quad (7-17)$$

ただし，

$${}_b\theta_{ju} = \frac{g_c}{g - {}_h\xi_{iu}} \frac{1}{R_1} \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right) {}_b\varepsilon_y \quad (7-18)$$

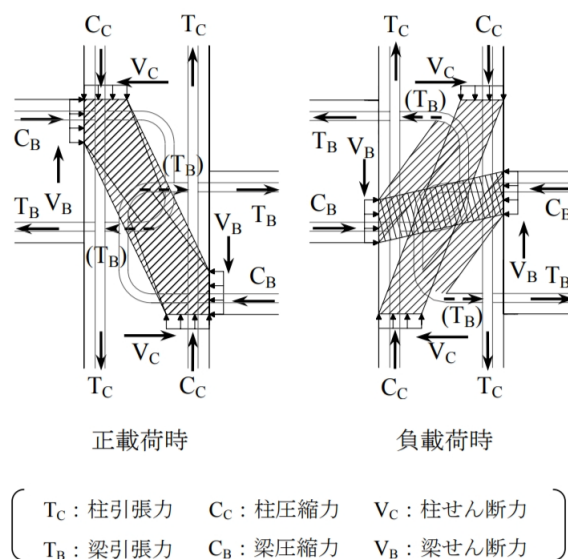
$${}_c\theta_{ju} = \frac{g_b}{g - {}_v\xi_{iu}} R_1 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1} \right) {}_c\varepsilon_y \quad (7-19)$$

図－1.3.9 接合部終局モーメント修正式（L形接合部以外）¹⁸⁾

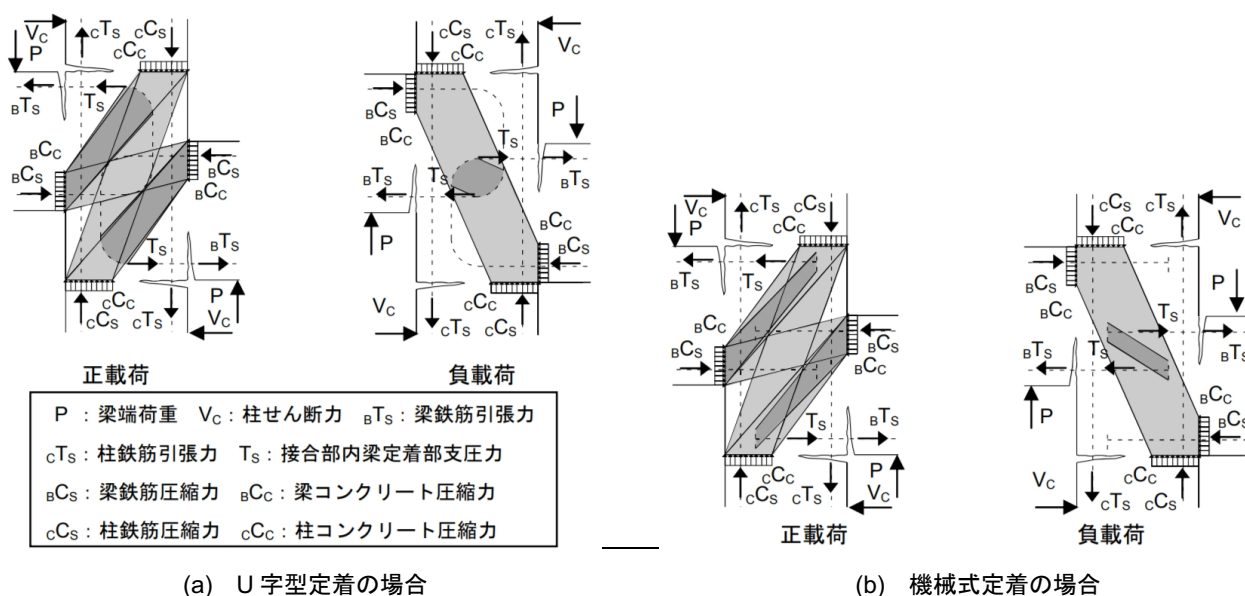
1.3.2 段差梁接合部に関する研究

(1) 上村ら¹⁹⁾の実験

段差梁接合部のせん断強度について調べた実験では、段差梁接合部のせん断強度が載荷方向に応じて異なる結果が得られた。なお、接合部内に生じるストラット機構が載荷方向に応じて異なることは接合部せん断強度が異なる原因であると指摘されている。一方、梁主筋の定着形式の影響について、廣谷ら²⁰⁾の実験梁主筋の定着形式が異なる実験結果に基づき、U字形定着より機械式定着の場合では主筋間の支圧力がより厳しく接合部せん断強度が顕著に低下したことが指摘されている。



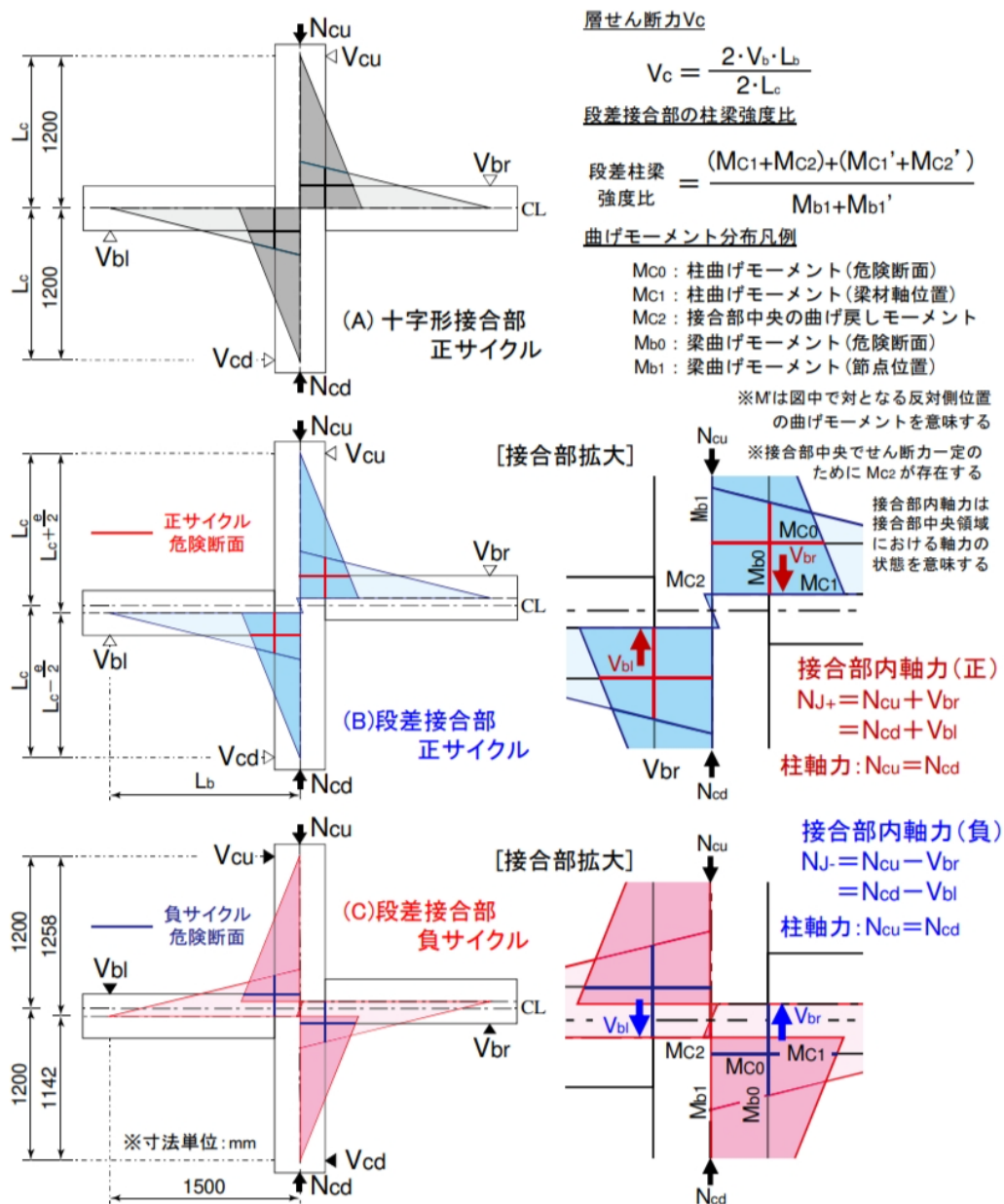
図－1.3.10 正負載荷時の予想ストラット抵抗機構¹⁹⁾



図－1.3.11 梁主筋の定着形式の違いによる抵抗機構の推測²⁰⁾

(2) 石川ら²¹⁾の実験

梁主筋を機械式定着とした段差梁接合部に関する実験を行い、段差梁接合部の方向性について、載荷方向における正側と負側とで接合部内の曲げモーメント分布が異なると示している。さらに、ストラット機構に基づき、梁主筋の定着強度とストラットモデルによるせん断抵抗強度を用いて、試験体の破壊モードを判別する手法を提案した。しかし、この手法では、正負両載荷方向における接合部せん断強度を十分な精度で評価するには至っていない。



図一.3.12 段差梁を有することによる曲げモーメント分布の変化²¹⁾

1.4 本論文の構成

本論文は5章から構成され、本研究の流れを図-1.4に示し、各章の構成を以下に示す。

第1章の「序論」では、本研究の背景および目的を述べ、既往の研究についてまとめた。

第2章「接合部のせん断強度に梁主筋の定着形式が及ぼす影響」では、梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断強度に梁主筋の定着形式が及ぼす影響を検討するため、方向性がない通常の十字形接合部および方向性を有する段差梁接合部を対象に、梁主筋が接合部内における定着形式をパラメータとした実験的な研究を行った。

主な実験変数を以下に示す。

- 梁主筋の定着形式
 - ・ 通し配筋
 - ・ 90°折り曲げ定着
 - ・ 直線定着
- 接合部形状
 - ・ 通常の十字形接合部
 - ・ 段差梁接合部
- 載荷方法
 - ・ 片側漸増載荷
 - ・ 正負交番載荷
- 載荷方向
 - ・ 正方向載荷
 - ・ 負方向載荷

各試験体に対し、以下の項目を計測した。

- ・ 荷重－変形関係
- ・ 接合部せん断変形角
- ・ 主筋ひずみ
- ・ 接合部内のひび割れ進展状況
- ・ 最大耐力および破壊モード

また、主筋周辺のひずみ分布を詳細に計測することで、接合部内部における応力伝達機構およびストラット形成状況について検討した。

2.1 節では、梁主筋の定着形式が異なる鉄筋コンクリート造柱梁接合部の実験を実施し、接合部のせん断強度に関して検討した結果、十字形接合部において、梁主筋定着形式の違いにより、通し配筋とした試験体と比べ、90°折り曲げ定着した試験体のほうが接合部せん断強度は低かったが、主筋の定着長さを用いてせん断強度を算定すれば靱性指針のせん断強度算定式で概ね評価できた。また、十字形接合部で梁主筋の定着形式が異なる場合、パネルゾーンにおけるストラット機構が異なる可能性があり、このことがせん断強度が異なった原因の一つとして考えられる。

2.2 節では、梁引張主筋の異なる定着方法を用いた梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部の試験体の片側漸増載荷実験を行い、主筋の定着形式の違いが接合部のせん断強度に及ぼす影響について調べた。その結果、梁の引張主筋を 90°標準フック定着としたものと比べ、直線定着とした試験体のほうが、接合部せん断強度が 36%高かったが、最大荷重後の耐力低下は急激であった。

第 3 章「段差梁接合部のせん断強度に載荷方向および載荷履歴が及ぼす影響」では、段差梁接合部方向性に着目した実験を行い、載荷方向および載荷履歴が接合部せん断強度及ぼす影響について検討する。

3.1 節では、梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部において、載荷方向を変えた片側漸増載荷実験を実施し、接合部のせん断強度に関して検討した。その結果、梁主筋を 90°折り曲げ定着した梁せいの 0.4 倍程度の段差を有する接合部では、載荷方向の違いによりせん断強度が約 30%異なった。これより、段差梁接合部のせん断強度を正確に評価するためには、載荷方向を考慮する必要がある。また、既往の実験で正負交番載荷を行った柱梁の断面および梁主筋の定着形式が同一である段差がない接合部のせん断強度の実験値の計算値に対する比は、梁せいの 0.4 倍程度の段差を有する接合部の正載荷時と負載荷時の間になった。

3.2 節では、RC 造段差梁接合部の方向性を調べることを目的とし、梁せいの 0.4 倍程度の段差を有する柱梁接合部の試験体を用い、正載荷あるいは負載荷のいずれを先に加力するか（加力順）をパラメータとした正負交番載荷を行った実験の結果について報告した。正負交番載荷実験における載荷方向および加力順が段差梁接合部のせん断強度に及ぼす影響について検討した結果、本実験で定義した負載荷の最大荷重は、載荷順に拘わらず正載荷より約 20～30%大きかった。また、負載荷の最大荷重は、負載荷を先に加力した試験体のほうが大きかった。なお、載荷方向と比べて正負の載荷順が最大荷重に及ぼす影響は相対的に小さかった。

第 4 章「十字形接合部のせん断強度に関する検討」では、十字形柱梁接合部のせん断強度設計法を再検証し、コンクリート強度以外に接合部せん断強度へ影響を及ぼす要因について検討した。その結果、既往の経験式では明示的に考慮されていない鉄筋の影響が重要であると考えられた。そこで、本研究では鉄筋要因の中でも特に梁主筋に着目し、その量および配置が接合部せん断強度に及ぼす影響について実験的に検討した。

4.1 節では、既往の十字形鉄筋コンクリート造柱梁接合部試験体に関する実験データを収集し、各種パラメータと接合部せん断強度との相関について検討を行った。その結果、コンクリート強度に加え、試験体寸法や配筋条件などの構造諸元も接合部せん断強度に影響を及ぼす可能性があることが明らかとなった。特に、梁・柱の引張鉄筋比および柱軸力の増加は部材断面の中立軸を深くし、接合部内に形成されるコンクリート圧縮ストラットの形状や伝達機構に影響を与えることで、接合部せん断強度に影響を及ぼすと考えられた。さらに、梁・柱の引張鉄筋比、柱軸力および横補強筋の効果を考慮したストラット機構に基づく評価法を用いることで、接合部せん断強度を従来の経験的評価式よりも合理的に評価できることを示した。

4.2 節では、各国における鉄筋コンクリート（RC）柱梁接合部のせん断強度設計式は、主としてコン

クリート強度に基づいて構築されており、梁主筋の影響は設計式に明示的には反映されていないことを示した。この課題に着目し、接合部を貫通する梁主筋の量および配置が接合部のせん断挙動に及ぼす影響を検討した。4体の柱梁接合部試験体に対して繰返し载荷実験を実施した。主な実験変数は、接合部を通過する梁主筋の量および配置である。梁主筋のひずみを詳細に計測し、付着劣化の進展およびそれに伴う内部応力伝達機構を明らかにした。実験の結果、圧縮側梁主筋において顕著なテンションシフト現象と進行的な付着劣化が確認された。本実験の範囲内では、梁主筋の量および配置の違いは最大荷重に大きな影響を及ぼさなかった。一方で、梁端モーメントに基づいて間接的に評価した接合部せん断力は、梁主筋を二段配置した試験体において大きな値を示した。また、計測ひずみに基づく応力成分の力の釣合いから算定した接合部せん断力は、より大きな変形角においてさらに大きな値を示し、接合部せん断力の評価結果が評価方法に大きく依存することが明らかとなった。さらに、内部圧縮場を考慮した力学的対角圧縮ストラットモデルを用いて評価を行った結果、実験値との良好な対応が得られ、本モデルの実用設計への適用可能性が確認された。

第5章「段差梁接合部における応力伝達機構に関する検討」では、段差梁接合部に関する実験結果を収集し、段差による方向性および梁主筋の定着形式が接合部せん断強度に及ぼす影響を踏まえ、ストラット機構に基づく接合部せん断強度を評価する力学モデルを構築することにより、段差の有無または梁主筋の定着形式の違いを考慮した接合部せん断強度を総括に評価できる手法を試みた。従来の十字形接合部では、接合部内部に単一の対角圧縮束が形成されると仮定されることが多い。しかし、段差梁接合部では、梁主筋の定着形式や段差形状によって圧縮束がされ、複数のストラットが形成される可能性がある。

提案モデルでは、以下の要因を考慮した。

- 段差の大きさによる圧縮ストラットの偏り
- 梁主筋の定着形式によるストラットの拡張
- 主筋の支圧力および付着性状の影響
- 载荷方向によるストラット経路の変化

このストラットモデルを用いて既往実験結果および本研究の実験結果を評価したところ、段差の有無や定着形式の違いに拘わらず、接合部せん断強度を精度よく評価できることが確認された。

また、本研究の結果は、従来の経験的設計式では説明が困難であった段差梁接合部の方向性や定着形式の影響を、力学的に説明できることを示唆している。

第6章の「結論」では、各章から得られた結論をまとめ、本論文の総括を行う。

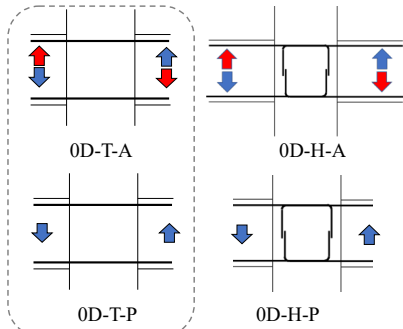
第1章 序論

課題の提出：

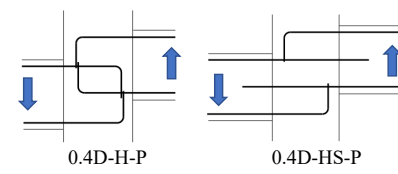
- ① 段差接合部における方向性
- ② 梁主筋の配筋形式が接合部強度に及ぼす影響

第2章 接合部のせん断強度に梁主筋の定着形式が及ぼす影響

2.1 段差なし十字形接合部に関する実験

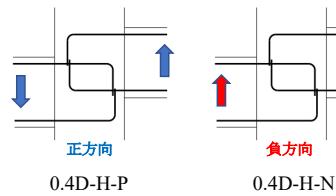


2.2 段差梁接合部に関する実験

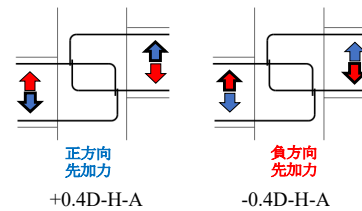


第3章 段差梁接合部のせん断強度に荷重方向および荷重履歴が及ぼす影響

3.1 片側荷重実験

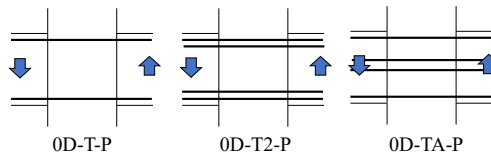


3.2 正負交番荷重実験



第4章 十字形接合部のせん断抵抗機構の検討

- ・ 従来の十字形柱梁接合部のせん断強度と各影響因子に関する再検討
- ・ 梁主筋が接合部のせん断強度に及ぼす影響に関する実験



第5章 段差梁接合部における応力伝達機構の検討

- ・ 梁主筋の定着形式違いおよび方向性に基づくストラット機構の仮設
- ・ 接合部せん断強度の推定と評価

第6章 結論

研究成果のまとめ

図－1.4 本論文の構成

表－1.4 本研究の実験パラメータ

試験体名	段差量	梁主筋の定着形式	載荷方法	載荷方向
0D-T-A	なし	通し配筋（1 段のみ）	正負交番	正負
0D-T-P				
0D-T2-P		通し配筋（2 段）	片側	正
0D-TA-P		通し配筋（中段）		
0D-H-A			正負交番	正負
0D-H-P	0.4D	90°折り曲げ		正
0.4D-H-P			片側	
0.4D-H-N				負
+0.4D-H-A			正負交番	正負（正先）
-0.4D-H-A				正負（負先）
0.4D-HS-P		直線定着と 90°折り曲げ 併用	片側	正

＊ ＊ D：梁のせいの（＊ ＊）倍数

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・同解説，1999
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2024
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004
- 4) ACI 352R-02; Recommendations for Design of Beam–Column Connections in Monolithic RC Structures. American Concrete Institute (ACI): Farmington Hills, MI, USA, 2002.
- 5) NZS 3101:2006; Concrete Structures Standard—Part 1: The Design of Concrete Structures. (Amendment 3, 2017); Standards New Zealand: Wellington, New Zealand, 2017.
- 6) *EN 1998-1*; Eurocode 8—Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. European Committee for Standardization (CEN): Brussels, Belgium, 2004.
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説，2021
- 8) T. Paulay, R. Park, and M.J.N. Priestley. : Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Seismic Actions, *ACI Journal*, Vol.75, , pp.585-593, 1978.11
- 9) 李祥浩, 小谷俊介, 青山博之：鉄筋コンクリート内柱接合部のせん断終局強度，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15, 0D-H-A, pp.565-570, 1993.7
- 10) 藤井栄, 森田司郎：鉄筋コンクリート外部柱・梁接合部のせん断抵抗機構，日本建築学会構造系論文報告集，ト-H-A98, pp. 61–71, 1989.4
- 11) 村上秀夫, 藤井栄, 石渡康弘, 森田司郎：鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断強度に関する検討（接合部データベース解析 その1），日本建築学会構造系論文集，第 503 号，pp.85-92, 1998
- 12) 寺岡勝, 狩野芳一, 小林勝巳：鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断強度に関する調査および検討，構造工学論文集，Vol. 37B, pp.365-392, 1991
- 13) 草刈敏夫, 城攻：実験的資料に基づく RC 造内部柱梁接合部のせん断耐力評価に関する検討，コンクリート工学論文集，第 9 巻，0D-T-A, pp.35-45, 1998.1
- 14) 楠原文雄, 塩原等：接合部破壊が先行する RC 柱はり接合部の接合部せん断力と接合部破壊の因果関係，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 19, 0D-H-A, pp. 1005–1010, 1997.6
- 15) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構，日本建築学会構造系論文集，Vol. 73, No. 631, pp. 1641–1648, 2008.9
- 16) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：終局強度と部材端力の相互作用，日本建築学会構造系論文集，Vol. 74, No. 635, pp. 121–128, 2009.1
- 17) 塩原等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：梁曲げ降伏型接合部の耐震設計，日本建築学会構造系論文集，Vol. 74, No. 640, pp. 1145–1154, 2009.6
- 18) 楠原文雄：鉄筋コンクリート造柱梁接合部の性能評価法に関する研究，東京大学，2016，博士論文
- 19) 藤原将章, 上村智彦, 石橋一彦, 林静雄：段差梁を有する鉄筋コンクリート造梁・柱接合部の終局強度，コンクリート工学年次論文報告集 Vol. 31, 0D-H-A, pp.367-372, 2009.7
- 20) 廣谷祐貴, 上村智彦, 石橋一彦, 林静雄：梁主筋定着方法の違いが段差梁を有する RC 造梁・柱接合部の終局強度に与える影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 33, 0D-H-A, pp.283-288, 2011.7
- 21) 古澤護, 石川裕次：梁主筋に機械式定着工法を用いた梁段差を有する柱梁接合部の応力伝達機構，構造工学論文集，Vol. 69B, pp. 244-255, 2023.4
- 22) 石飛英輝, 大和田義正：段差梁を持つ鉄筋コンクリート柱梁接合部の終局強度に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.195-196, 2001.9

- 23) 董添文, 花井伸明, 内田和弘, 白川敏夫 : RC 段差梁柱接合部における応力伝達に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, 0D-H-A, pp.301-306, 2016.7
- 24) 諏訪田晴彦, 小豆畑達哉 : 柱梁曲げ強度比が小さい RC 造段差梁-柱接合部の耐震性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, 0D-H-A, pp.223-228, 2014

第2章 接合部のせん断強度に梁主筋の定着形式が及ぼす影響

2.1 梁主筋の定着形式が異なる十字形接合部のせん断強度に関する実験

2.1.1 はじめに

鉄筋コンクリート（RC）構造物の現行設計規準では、柱梁接合部のせん断強度評価式は、十字形接合部やト形接合部などの接合部形式、および接合部内における梁主筋の定着長さに応じて規定されている。しかしながら、梁主筋の定着形式のみが異なる場合については、詳細な検討がほとんど行われていない。AIJ 靱性指針¹⁾、ACI 352R-02²⁾、Eurocode 8³⁾、NZS 3101⁴⁾をはじめとする多くの設計基準では、内部柱梁接合部において梁主筋を接合部コア内で通し配筋とすることが基本的に要求されている。これは、接合部内では高いせん断応力作用下で付着劣化やひび割れが進行しやすく、接合部内での定着に十分な信頼性を期待できないためである。この規定は、接合部コア内で完全な付着を仮定するものではなく、繰返し載荷時に付着劣化や鉄筋のすべりを生じやすい領域において短い定着長さに依存することを避けるとともに、拘束された接合部コアを介した安定した応力伝達を確保し、脆性的な接合部破壊や柱破壊を防止することを目的としている⁵⁾。

一方、筆者らは過去に左右の梁に段差を有する柱梁接合部の実験⁶⁾を行い、段差が小さい場合に段差のない場合より最大耐力が低下する結果を得ているが、その原因として、段差のない試験体の梁主筋を通し配筋、段差のある試験体の梁主筋を折り曲げ定着としたためと考えている。そこで本研究では、梁主筋の配筋の違いに着目した接合部の載荷実験を計画した。

類似する実験例としては、例えばプレキャスト梁を想定して上端筋を通し配筋、下端筋を折り曲げ定着とした実験例⁷⁾等が挙げられるが、本実験の目的は、上述の段差梁接合部の応力伝達を解明する一步として、梁主筋の定着方法の違いによる影響を抽出するために段差のない十字形接合部試験体を用いて通し配筋と折り曲げ定着について接合部のせん断強度を比較し、梁主筋の定着形式が接合部挙動および応力伝達機構に及ぼす影響について検討することを目的とする。

2.1.2 実験概要

2.1.2.1 試験体概要と材料特性

試験体は以下の5体を計画した。0D-T-A と 0D-T-P 試験体は梁主筋を接合部内で通し配筋とし、0D-H-A と 0D-H-P 試験体は梁主筋を接合部内で90°標準フック⁴⁾（余長は $8d_b$ ， d_b ：鉄筋径）により定着した十字形接合部とし、ト-H-A 試験体は0D-H-A 試験体と同一の定着方法を用い、片側のみの梁を有するト形接合部とした。図-2.1.1に十字形接合部試験体の全体形状を示す。なお、縮尺は1/3程度を想定した。図-2.1.2に接合部の配筋詳細を示す。柱の寸法および配筋は各試験体とも共通とした。試験体パラメータを表-2.1.1に、鉄筋およびコンクリートの材料特性を表-2.1.2に示す。コンクリート打設は、試験体を床上に寝かして横打ちとした。

本研究では接合部の破壊性状を見るために、柱および梁の主筋を高強度筋とし、全試験体において柱梁曲げ降伏時の接合部への入力せん断力 V_{mu} が接合部のせん断強度の計算値 V_{ju} ¹⁾より十分に大きくなるように設計した。なお、 V_{ju} および載荷時の接合部への入力せん断力 V_j （以下、接合部せん断力と呼ぶ）は次式で算定した。

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad (1)$$

$$V_{j(\text{十字形})} = \left(\frac{L-D_c}{j_b} - \frac{L}{H} \right) \cdot P_{exp} \quad (2)$$

$$V_{j(\text{ト形})} = \frac{1}{2} \left(\frac{L-D_c}{j_b} - \frac{L}{H} \right) \cdot P_{exp} \quad (3)$$

ここに、

κ : 接合部の形状による係数

$\kappa=1.0$ (十字形) $\kappa=0.7$ (ト形)

ϕ : 直交梁の有無による補正係数(=0.85)

F_j : 接合部のせん断強度の基準値(=0.8× $\sigma_B^{0.7}$)

σ_B : コンクリート圧縮強度

b_j : 接合部の有効幅

D_j : 柱せいまたは 90 度折り曲げ筋水平投影長さ

L : スパン長さ

H : 階高

D_c : 柱せい

j_b : 梁応力中心距離(=7/8 d) d : 梁有効せい

P_{exp} : 左右梁の載荷点の荷重平均値 (=(P_L+P_R)/2)

2.1.2.2 載荷方法

載荷装置を図-2.1.3 に示す。柱頭柱脚をピン支持として載荷装置に固定し、柱フェイスから 1100 mm 離れた位置に設置した一対のアクチュエータにより、左右のジャッキのストロークが等しくなるよう逆対称で制御し、梁端に逆対称変位を与えた。0D-T-A・0D-H-A・ト-H-A 試験体には正負交番繰返し載荷を行った。一方、0D-T-P・0D-H-P 試験体については、各載荷サイクルごとに荷重をゼロまで除荷した後、次のサイクルへ移行する片側繰返し載荷を行った。各サイクルで目標とする層間変形角は(1) 1/500 rad, (2) 1/200 rad, (3) 1/100 rad, (4) 1/67 rad, (5) 1/50 rad, (6) 1/40 rad, (7) 1/33 rad, (8) 1/25 rad とした。接合部せん断変形は図-2.1.4 に示す方法により計測した。なお、柱には初期軸力を導入していない。

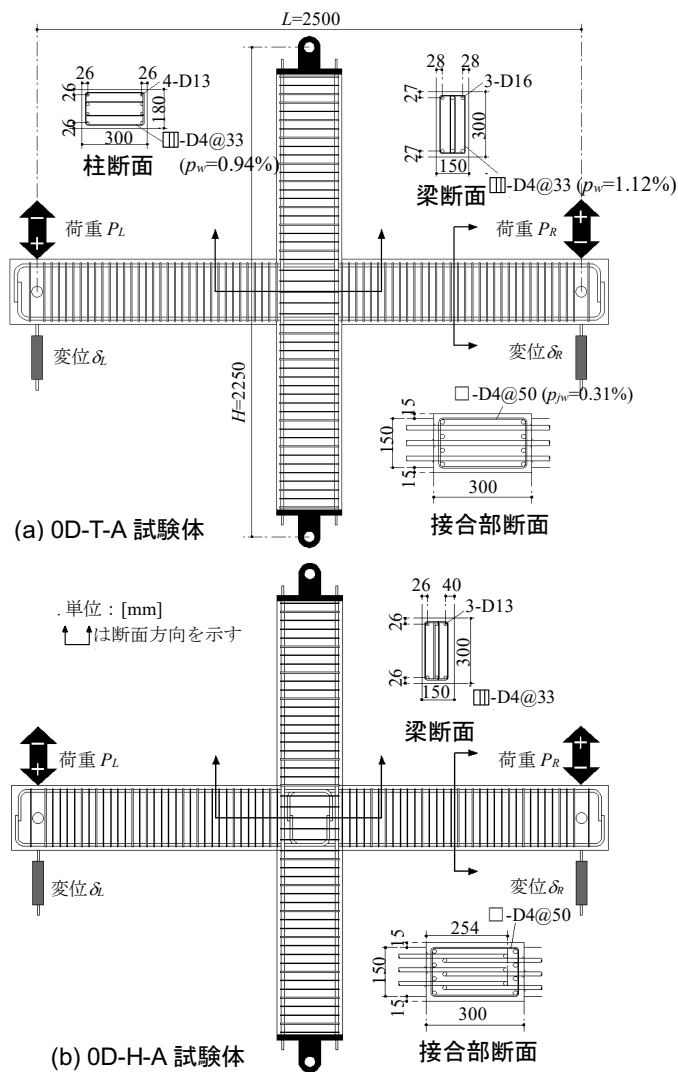


図-2.1.1 試験体形状

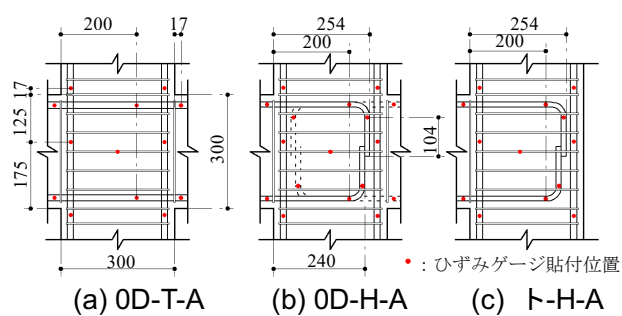


図-2.1.2 接合部詳細とひずみゲージ貼付位置

表-2.1.1 試験体パラメータ

試験体	0D-T-A	0D-T-P	0D-H-A	0D-H-P	ト-H-A
試験体形状	十字形				ト形
梁主筋定着形式	通し筋		90°折り曲げ		
梁主筋配筋量	3-D16		3-D13		
載荷方法	正負交番	片側	正負交番	片側	正負交番

表-2.1.2 材料特性

	呼び名	降伏強度 (MPa)			ヤング係数 (GPa)		
		その他	0D-T-P	0D-H-P	その他	0D-T-P	0D-H-P
鉄筋	D16	831	824	—	211	214	—
	D13	866	831	869	210	203	206
	D4	399	379	372	191	195	196
コン クリ ート	圧縮強度 (MPa)	25.7	23.8	22.7	ヤング係数 (GPa)		
	引張強度 (MPa)	2.38	2.39	2.69	25.4	24.7	24.3

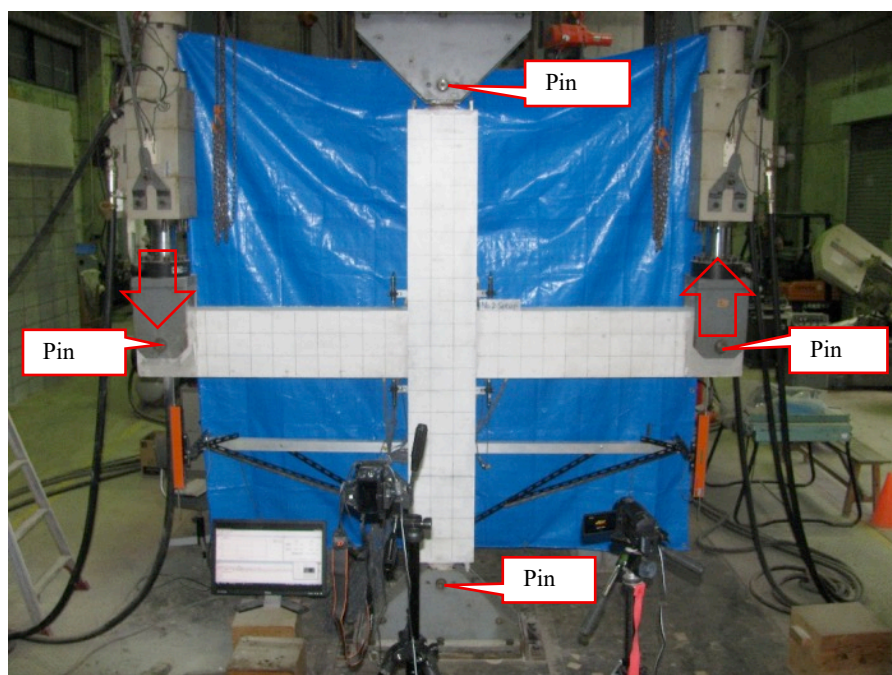


図-2.1.3 載荷方法

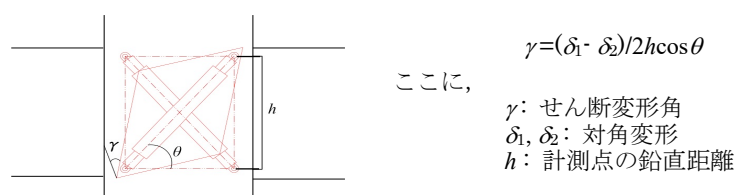


図-2.1.4 接合部せん断変形の計測方法

2.1.3 荷重変形関係および実験破壊性状

図-2.1.5 に荷重－層間変形角関係を示す。層間変形角 R は、0D-T-A、0D-H-A 試験体は左右の載荷点の変位の合計値をスパン長さ L で、ト-H-A 試験体は載荷点の変位を $L/2$ でそれぞれ除して算定した。

荷重－層間変形角関係から、全試験体ともエネルギー吸収能が低い逆 S 字形を示していることがわかる。また、写真-2.1.1 に最大荷重時および最終サイクル時の損傷状況を示す。全試験体とも、柱および梁主筋の降伏は確認されず、接合部内の横補強筋が概ね $1/50\text{rad}$ のサイクルのピーク手前で降伏した。損傷はト-H-A 試験体を除き主に接合部パネルゾーン内に集中した。

0D-T-A 試験体は正負載荷とも $2 \times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルで接合部四隅の梁フェイス位置に曲げひび割れが生じた。正載荷では、 $+10 \times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルで接合部内において左下の入隅部から右上の入隅部まで斜めひび割れが生じ、その後、負載荷では、 $-10 \times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルで反対方向の斜めひび割れも生じた。 $\pm 20 \times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルで梁荷重が V_{ju} ($\kappa=1.0$, D_j は柱せいで算定) に達する時の梁荷重を超え、最大荷重に達した。その後のサイクルでパネルゾーンの斜めひび割れが伸展し、梁端の曲げ圧縮縁近傍でコンクリートの圧壊が見られ、耐力低下した。 $-40 \times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルのピーク手前で、パネルゾーンのカバーコンクリートが完全に剥落し、接合部がせん断破壊して荷重が急激に低下した。

0D-H-A 試験体は最初に 0D-T-A 試験体と同じような曲げひび割れが生じ、 $10 \times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルで、接合部内において、正載荷では左下の入隅部から左梁上端筋の折り曲げ開始点近傍までの斜めひび割れが生じ、負載荷では右下の入隅部から右梁上端筋の折り曲げ開始点近傍までの斜めひび割れが生じ始めた。 $+15 \times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルで、右上の入隅部から右梁下端筋の折り曲げ開始点近傍までの 2 本目の斜めひび割れが発生した。 $\pm 20 \times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルで梁荷重が最大荷重となったが、 V_{ju} ($\kappa=1.0$, D_j は柱せい以て算定) に達する時の梁荷重 P_{ju} に達してない。その後パネルゾーンの斜めひび割れが伸展し、 $+40 \times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルでカバーコンクリートが剥落した。 $-40 \times 10^{-3}\text{rad}$ のサイクルのピーク手前で層間変形角測定用の変位計が測定点から離れてしまい正確な測定が不可能となった（以降、破線で示す）が、十分に耐力低下したと判断し、載荷を終了した。0D-T-A 試験体と比べ、0D-H-A 試験体のほうが正負載荷とも、最大耐力が 25%程度小さかった。

片側載荷とした 0D-T-P と 0D-H-P 試験体においても同様なひび割れ状況および破壊の進展過程が確認された。通し配筋の 0D-T-P 試験体では、梁および柱の圧縮域を結ぶ典型的な対角せん断ひび割れが観察された。一方、折り曲げ定着とした 0D-H-P 試験体では、梁圧縮域から梁主筋の折り曲げ定着部に向かって進展する斜めひび割れが観察された。0D-H-P 試験体の最大荷重は 0D-T-P 試験体と比較して約 11%低かった。

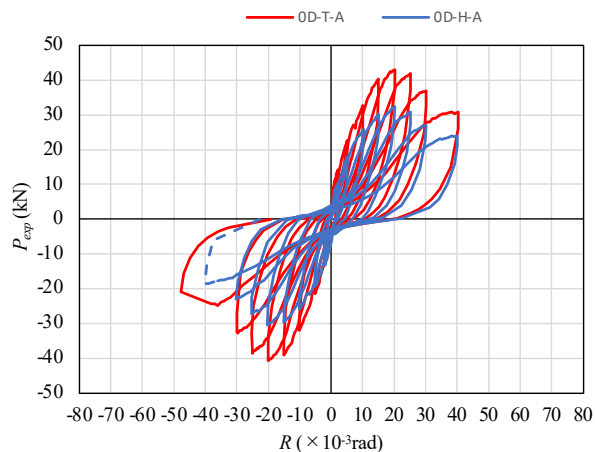
なお、0D-T-A 試験体の正載荷側最大荷重は 0D-T-P 試験体よりもわずかに大きかった。しかし、この差異を直接比較する際には注意が必要である。これは両試験体の載荷履歴が異なるためである。0D-T-A 試験体は正負交番繰返し載荷を受けたのに対し、0D-T-P 試験体は片振幅繰返し載荷を受けている。

0D-T-A 試験体でやや大きな最大荷重が観察された要因として、載荷反転による付着応力分布の変化や内部応力の再配分が考えられる。これらの影響により、一方向の載荷において見かけ上の耐力が一時的に増加した可能性がある。一方で、0D-T-A 試験体では正負交番載荷に伴う損傷の蓄積により、最大荷重到達後の耐力低下がより急激であった。このことは、接合部内部における損傷の進展がより顕著であったことを示している。

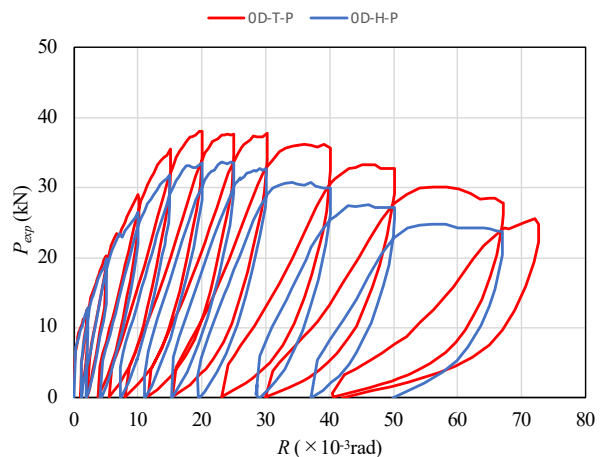
したがって、0D-T-A 試験体において観察された正載荷側の最大荷重の増加は、正負交番載荷そのものによる耐力向上を意味するものではなく、載荷履歴に依存した挙動および限られた試験体数に起因する実験上のばらつきによるものと解釈される。

ト-H-A 試験体は正載荷では、計測上の不具合により $+2 \times 10^{-3} \text{rad}$ のサイクルで目標とする変位を超過したが（約 $+3 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで載荷）、層間変形角が小さい範囲であり、かつ次のサイクルの目標を超えていないため、実験結果への影響はほとんどないとする。 $-2 \times 10^{-3} \text{rad}$ のサイクルで梁フェイスの左下位置に曲げひび割れが生じた。正載荷では、 $+10 \times 10^{-3} \text{rad}$ のサイクルで、上端筋のフック余長部付近からパネルゾーンの中下位置まで斜めひび割れが生じた。 $-10 \times 10^{-3} \text{rad}$ のサイクルで、パネルゾーンの左上から梁下端筋の折り曲げ終点付近にかけて斜めひび割れが生じた。また、同サイクル以降の各サイクルにおいて、層間変形角がゼロとなる前後に荷重が一時的に低下する現象が見られた。 $+15 \times 10^{-3} \text{rad}$ のサイクルで、パネルゾーンの左下の入隅部からほぼ梁上端筋の定着部までの長い 2 本目の斜めひび割れが生じた。 $\pm 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ のサイクルで最大荷重に達した。その後のサイクルでは、パネルゾーンの斜めひび割れが伸展せず、損傷は主に柱フェイス位置に集中した。

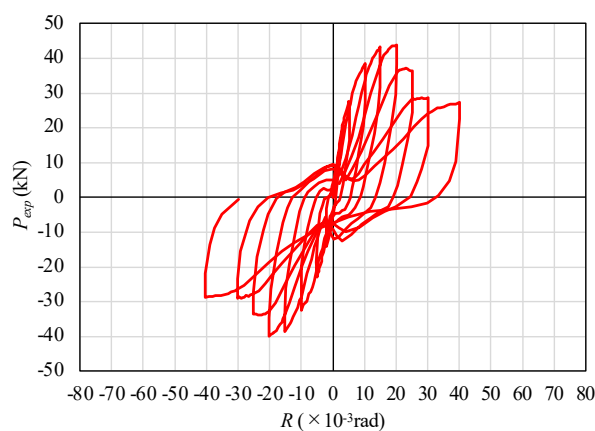
ト-H-A 試験体は、梁最大荷重が V_{ju} ($\kappa=0.7$, 正負載荷時のストラット伝達長さを考慮し、 D_j は正載荷時が梁上端筋定着長さ、負載荷時が下端筋の定着長さで算定) に達する時の梁荷重より低く、ト-H-A 試験体の破壊性状も他の試験体と異なった。



(a) 0D-T-A & 0D-H-A 試験体

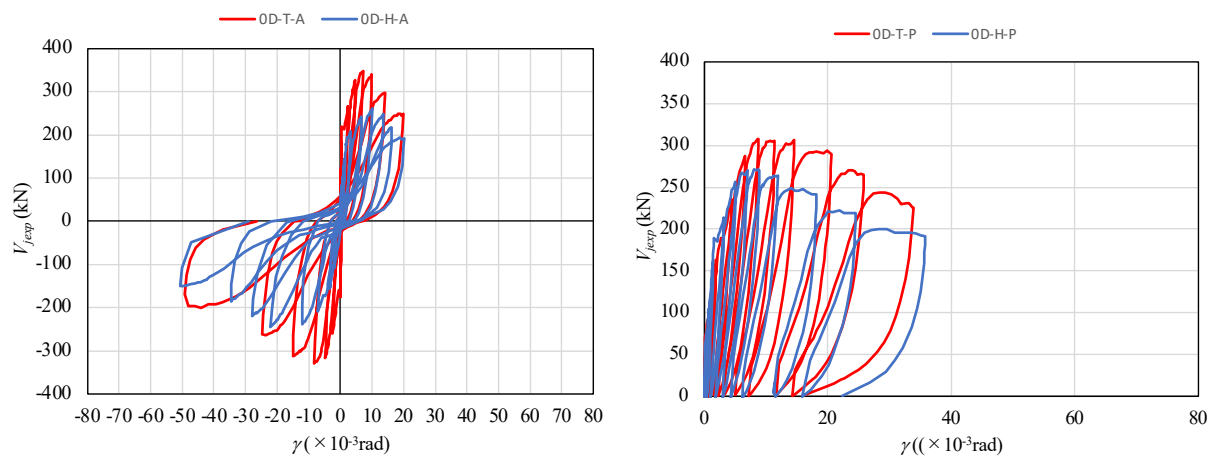


(b) 0D-T-P & 0D-H-P 試験体



(c) ト-H-A 試験体

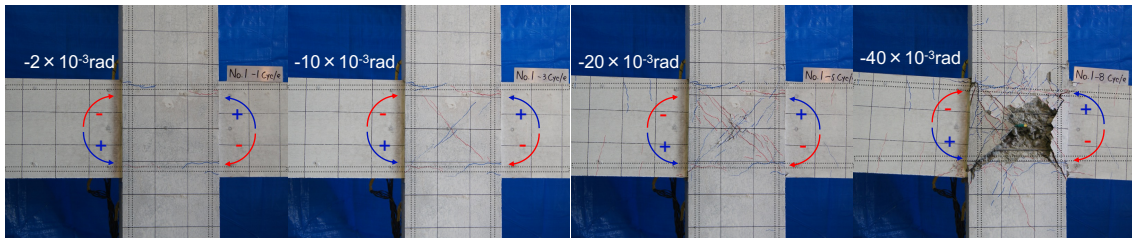
図-2.1.5 荷重-層間変形角関係



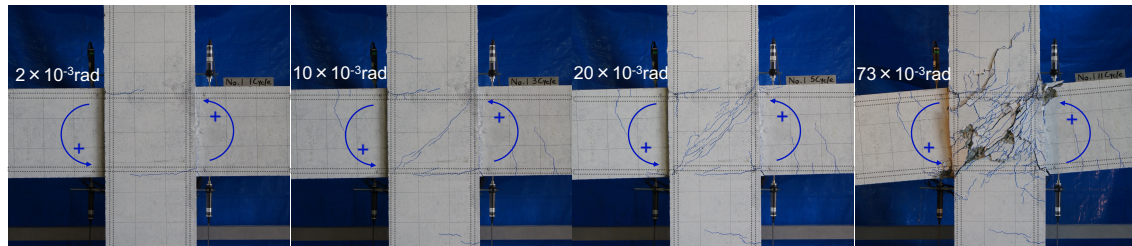
図一2.1.6 接合部せん断力-せん断変形角関係

青: 正載荷時

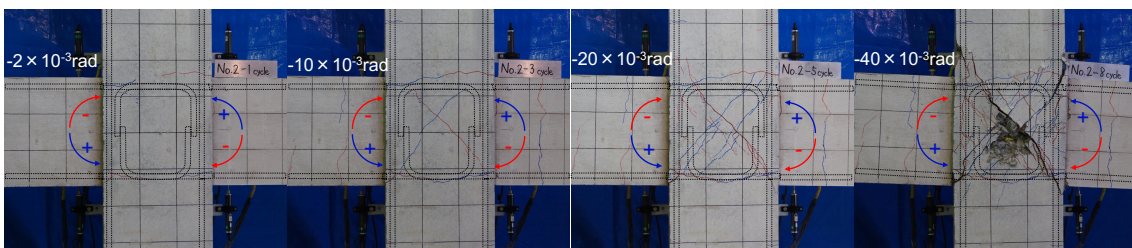
赤: 負載荷時



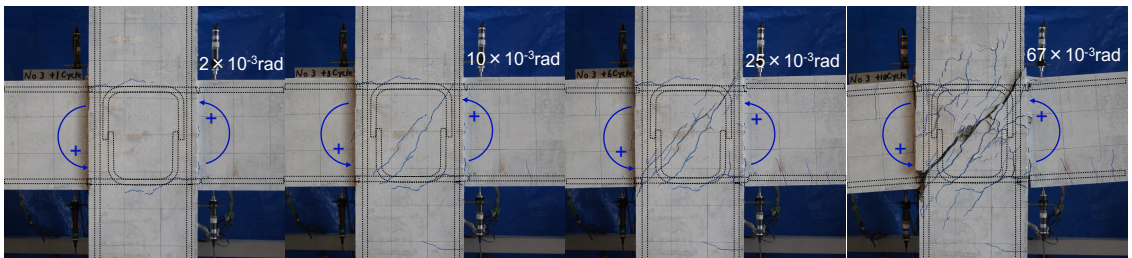
a.0D-T-A



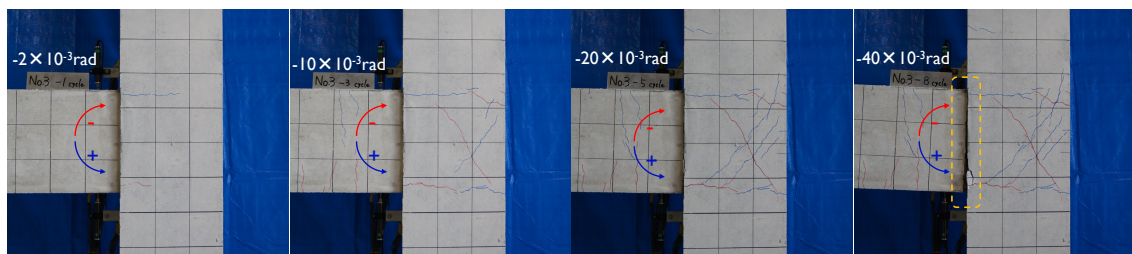
b.0D-T-P



c.0D-H-A



d.0D-H-P



e. 1-H-A

写真-2.1.1 接合部の損傷状況

2.1.4 接合部せん断強度の実験値-計算値の比較

図-2.1.7 に接合部せん断強度の実験値 V_{jexp} （式(2)で最大荷重により算定した）と計算値 V_{ju} （靱性指針で下限値を表す式(1)で算定した）との比較を示す。なお、縦軸および横軸を梁曲げ降伏時の接合部せん断力 V_{mu} で除して基準化としている。また、表-2.1.3 には各試験体の接合部せん断強度の実験値および計算値を示す。

0D-T-A と 0D-T-P 試験体は、正負荷荷とも、 V_{jexp}/V_{ju} の値は 1.0 程度となり、接合部せん断強度の実験値は靱性指針の強度式で評価でき、接合部がせん断破壊した実験結果と対応している。0D-H-A と 0D-H-P 試験体は 0D-T-A/P 試験体と同様に、 D_j を柱せいとしてせん断強度を算定した結果、 V_{jexp}/V_{ju} の値は 0.8~0.9 程度となり、靱性指針の強度式が 0D-H-A 試験体のせん断強度を高く評価している。しかし、 D_j を梁主筋の水平投影定着長さとしてせん断強度を算定した結果、正負荷荷とも、 V_{jexp}/V_{ju} の値は 1.0 に近づいており、接合部がせん断破壊した結果と照合すると、せん断強度の実験値は靱性指針の強度式で概ね評価できている。また、ト-H-A 試験体は形状係数 $\kappa=0.7$ で接合部せん断強度を算定しても、正負荷荷とも V_{jexp}/V_{ju} の値は 0.9 程度となり、試験体の破壊性状も併せると他の破壊モードにより破壊したことを示している。

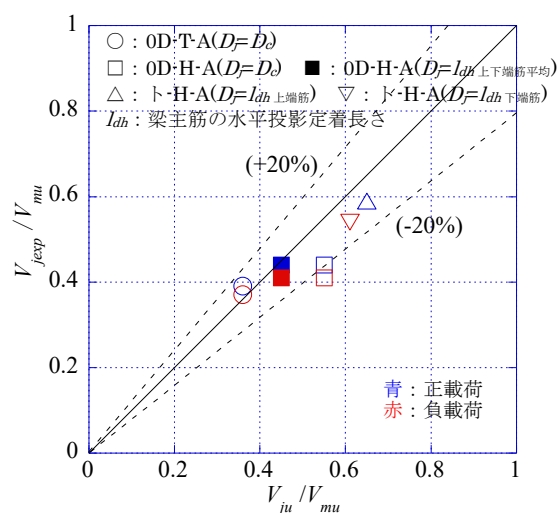


図-2.1.7 接合部せん断強度の実験値-計算値の比較

表-2.1.3 実験値と計算値一覧

試験体	梁最大荷重 (kN)		接合部最大せん断力 (kN)				
	P_{expmax}	$R(\%)$	$V_{jexpmax}$	$V_{ju(AIJ)}$		$V_{jexpmax}/V_{ju}$	
				$D_j=D_c$	$D_j=l_{dh}$	$D_j=D_c$	$D_j=l_{dh}$
0D-T-A	+43.1/-40.5	2.0	+349/-328	327	—	1.07	—
0D-T-P	38.0	2.0	308	310	—	0.99	—
0D-H-A	+32.3/-30.4	2.0	+261/-245	327	269	0.80/0.75	0.97/0.91
0D-H-P	33.7	2.5	272	299	247	0.91	1.10
ト-H-A	+43.9/-39.9	2.0	+177/-161	—	193/183	—	0.92/0.88

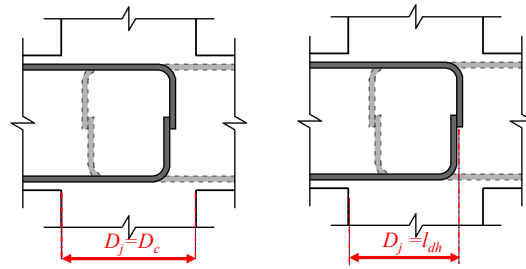


図-2.1.8 接合部の有効せい

2.1.5 主筋定着性状の違いによる応力伝達機構への影響

図-2.1.9 に各試験体の梁主筋のひずみ分布を示す。

0D-T-A 試験体は、正載荷時において、梁主筋の B6~B10 間のひずみ勾配が大きく、柱の圧縮縁寄りにおいて大きな付着力が生じている。一方、負載荷では、柱の引張縁寄りとなる B6~B10 間のひずみ勾配は小さく、付着応力はほぼ生じていない。なお、逆対称性を考慮すれば、正載荷時の B2~B6 間においても負載荷時の B6~B10 間と同様な現象が生じていると考えられ、柱の引張縁寄りにおいて梁主筋の付着劣化が生じたといえる。また、梁端部付近の曲げ圧縮側主筋に引張ひずみが生じている。これは B2~B6 間で付着劣化が生じた結果、付着領域が右梁までシフトしたためであると考えられる。片側載荷した試験体について、白抜きプロットで示した主筋のひずみは、0D-T-A 試験体で観測されたひずみ分布を基に推定した値である。

塩原ら⁹⁾も接合部のせん断破壊の原因として、これに類似した現象について指摘している。楠原ら¹⁰⁾は、このような梁圧縮筋の引張転化という現象により、図-2.1.10 に示すようにコンクリートの圧縮域が増大すると指摘しているが、逆に言えば、本実験のように梁主筋が降伏せず、接合部のコンクリートの圧縮で耐力が決まる場合は、ストラットせいが増大すればそれだけ大きな圧縮力が伝達できる（せん断強度が大きくなる）ことになる²⁾。

一方、通し配筋とした試験体と異なり、折り曲げ定着の試験体では梁の曲げ圧縮側主筋に引張ひずみは生じていない。引張側および圧縮側主筋のひずみ勾配から、水平定着部において発生する付着応力は両方で概ね同程度であることが示唆された。さらに、折り曲げ開始位置付近に残留ひずみが確認されたことから、折り曲げ部で発生する定着力が梁端引張主筋張力の半分程度を負担していたものと考えられる。つまり、通し配筋とした試験体は主に柱の圧縮縁寄りから反対側の梁にかけての付着応力が梁主筋の引張に抵抗したことに対して、折り曲げ定着の試験体では、梁主筋の引張に対する抵抗機構の一部を折り曲げ部付近の支圧力が負担していたと考えられる。このことより、折り曲げ定着試験体では、折り曲げ定着部に向かって対角圧縮ストラットが形成されるものと推定される。この推定は、写真-2.1.1 で観察された折り曲げ定着部に向かって進展する斜めひび割れとも整合している。

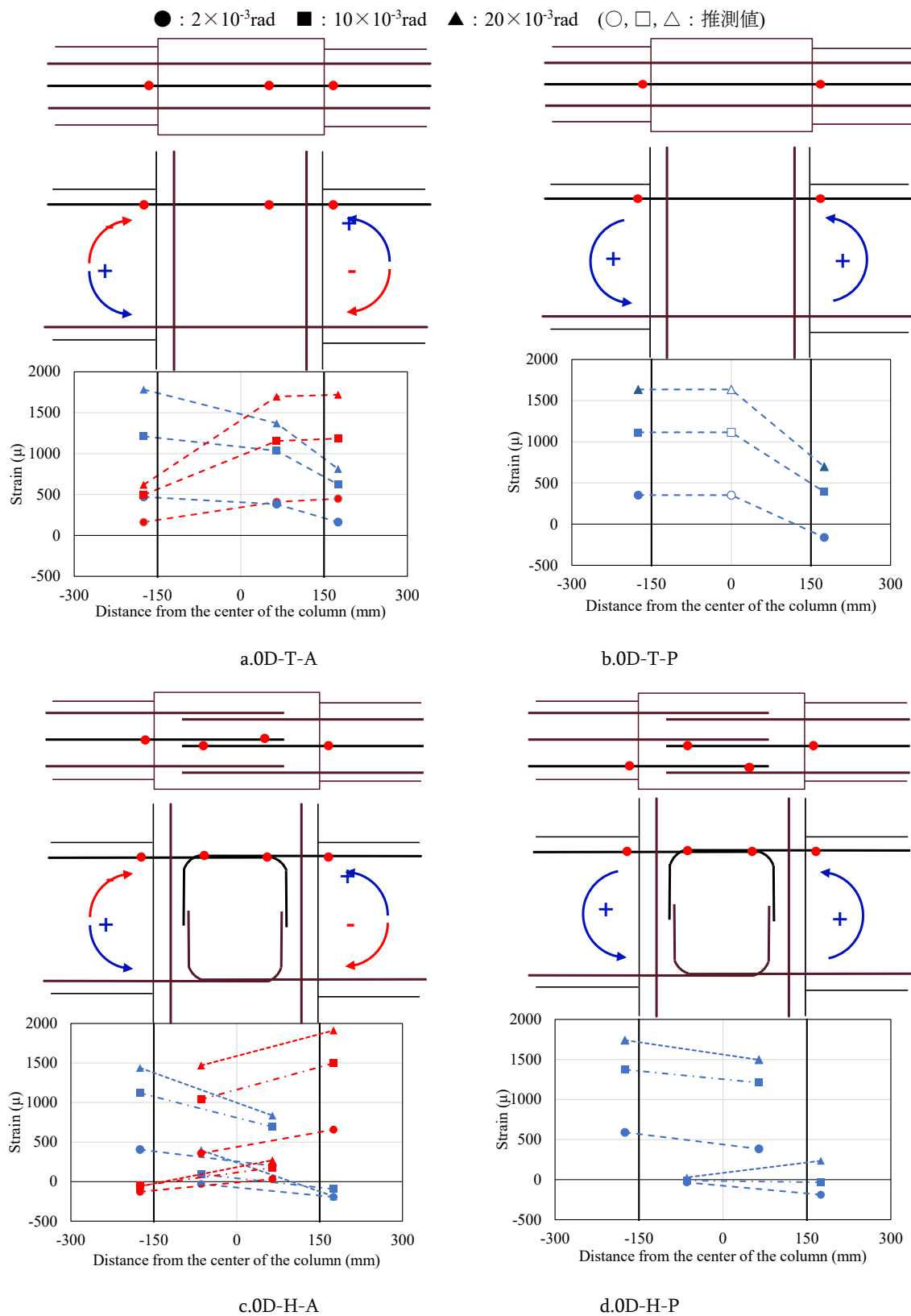


図-2.1.9 梁主筋のひずみ分布

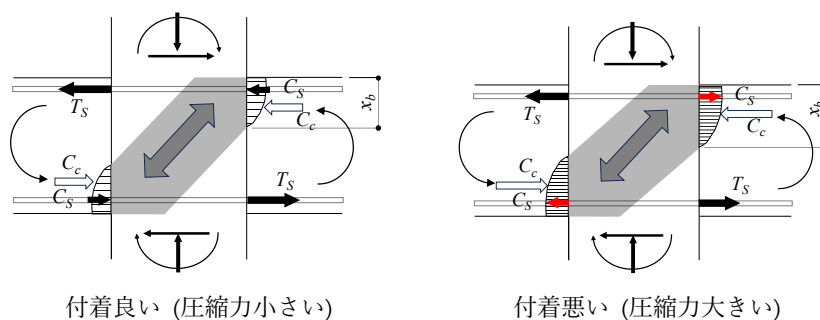


図-2.1.10 梁圧縮主筋の引張転化によるストラットの変化

図-2.1.11(a)(b)に、逆対称性を考慮した上で、0D-T-A 試験体と 0D-H-A 試験体をベースにして、負荷荷時の柱梁主筋のひずみ分布を上下または左右に反転した図を示す。柱梁主筋のひずみ分布から主筋の応力状態およびこの応力に基づいた主筋の付着応力状態を考えると、主筋の付着力は図-2.1.11(c)に示すように推定できる。また、図-2.1.12 に示すような簡略化した圧縮ストラット機構を想定する。0D-T-A 試験体では、図-2.1.12(a)に示すような対角方向の圧縮ストラット機構を想定する。一方、0D-H-A 試験体では、図-2.1.12(b)に示すような、0D-T-A と同様な対角圧縮の釣合い (Mode1a)、折り曲げ部の支圧力同士の釣合い (Mode1b)、柱梁端圧縮力の一部と折り曲げ部の支圧力の釣合い (Mode2)、の3つのストラット機構が同時に生じ得ると考えられる。すなわち、0D-T-A 試験体にはない2つのストラット機構によりひび割れ性状が変化し、前述したような接合部曲げ圧縮側の入隅部と梁の引張主筋の折り曲げ部付近を結ぶ2本の斜めひび割れが生じたものと考えられる。

以上のように、梁主筋の定着性状が異なることで接合部における異なる応力伝達機構が生じる可能性があり、この違いによって、接合部せん断強度の差が生じたと考えられる。

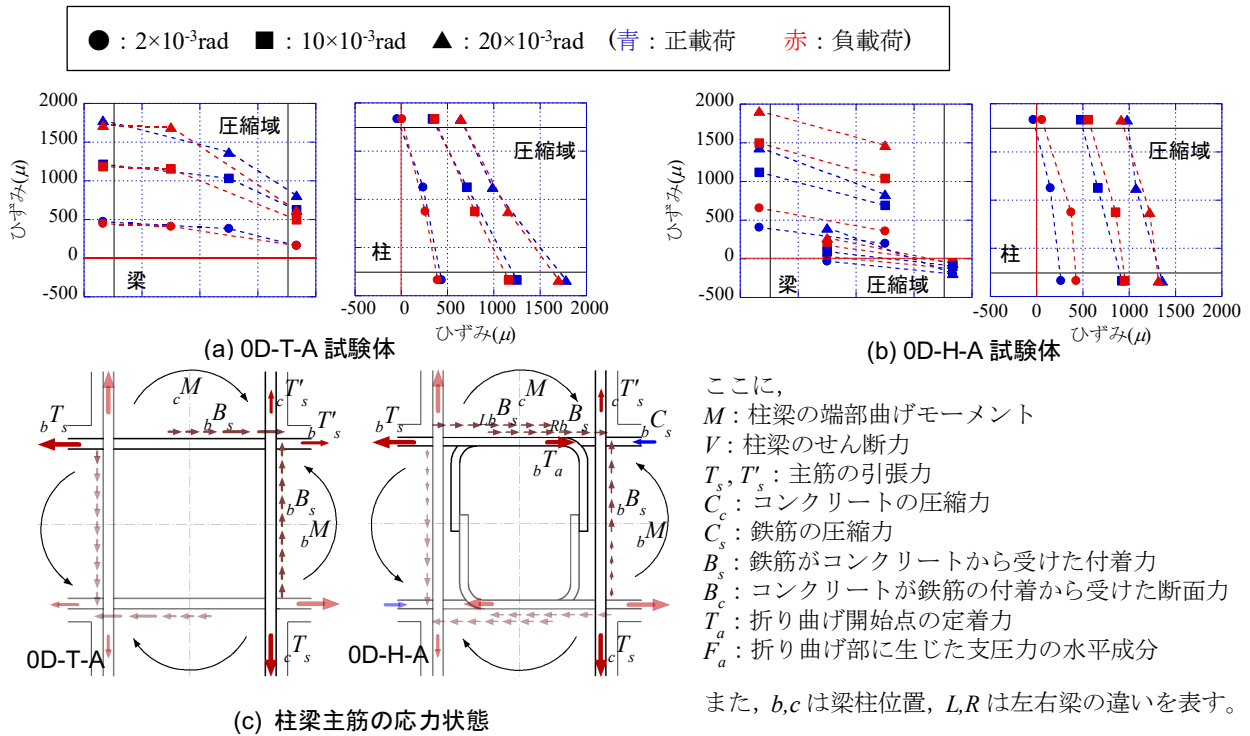


図-2.1.11 柱梁主筋のひずみ分布と応力状態

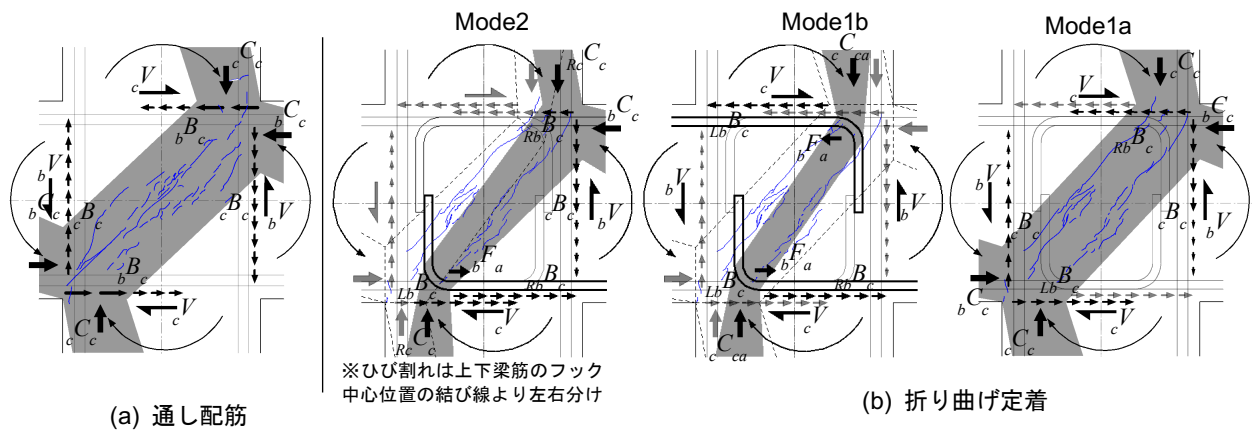


図-2.1.12 接合部に想定するストラット機構

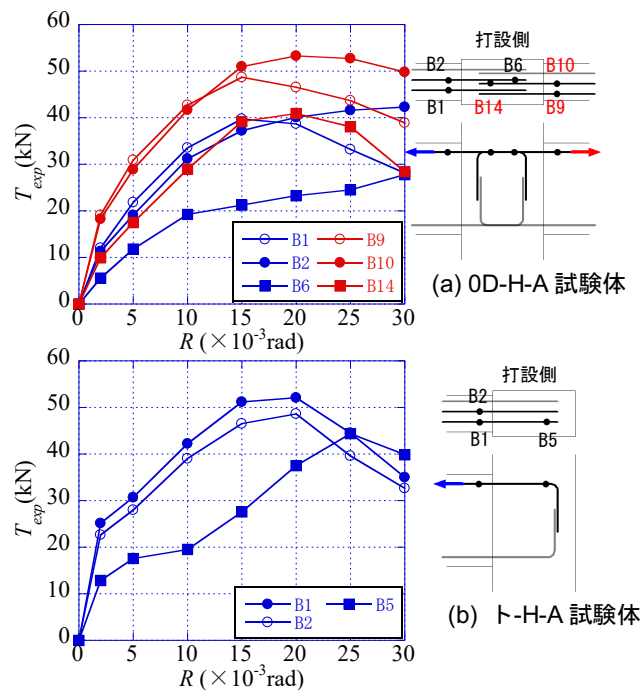
2.1.6 折り曲げ定着の主筋の定着性状

図-2.1.13 に 0D-H-A 試験体および ト-H-A 試験体において、各サイクルのピーク時の梁主筋の引張力の挙動を示す。横軸を層間変形角 R とし、縦軸を梁端 (B1, B2, B9, B10) および折り曲げ開始点 (B5, B6, B14) の鉄筋引張力の実験値 T_{exp} とする。実験値 T_{exp} は鉄筋に貼り付けたひずみゲージの計測値から算定した。なお、ひずみゲージの計測不良があり、信頼できるデータのみを示す。

0D-H-A 試験体では、左右梁の引張力の差が大きいものの、左梁の同一主筋の梁端 (B2) と折り曲げ開始点 (B6) の引張力の差が大きくなっている。右梁の梁端 (B10) と折り曲げ開始点 (B14) も同様である。すなわち、梁主筋の水平部分に十分な付着力が生じているといえる。最大荷重後も、梁端と折り曲げ開始点位置の引張力の差は減少せず、梁主筋の水平部分で付着力が十分に保たれている。以上より、0D-H-A 試験体は梁主筋の定着破壊ではないと考えられる。

一方、ト-H-A 試験体では、B1~B5 間の付着力 (B1 と B5 の引張力の差) が $1/100$ rad 前後で最大とな

り，次の $1/67\text{rad}$ 以降のサイクルで，付着力が徐々に小さくなり， $25 \times 10^{-3}\text{rad}$ 前後で B1~B5 間の付着力がほぼ失われた。また，最大荷重後のサイクルでは，柱フェイス位置でひび割れが開いたり閉じたりし，一方でパネルゾーンのせん断ひび割れにほとんど変化が見られなかったこと（写真－2.1.1 参照）も鑑みると，ト-H-A 試験体は梁主筋の定着破壊と判断するのが妥当であると考えられる。



図－2.1.13 梁主筋の引張力により定着性状の比較

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・同解説，1999
- 2) ACI 352R-02: Recommendations for Design of Beam–Column Connections in Monolithic RC Structures (2002).
- 3) EN 1998-1: Eurocode 8 – Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (2004).
- 4) NZS 3101: Concrete Structures Standard – Part 1: The Design of Concrete Structures, (Amendment 3) (2017).
- 5) Kazuhiro Kitayama: The State of the Art on Bond Characteristics along Bars Passing through R/C Beam-Column Joint, Concrete Journal Vol. 33, No. 5, pp. 25-33 (1995)
- 6) 董添文，花井伸明，内田和弘，白川敏夫：RC 段差梁柱接合部における応力伝達に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，0D・H・A，pp.301-306，2016.7
- 7) 近藤修一，西原寛，松本智夫，鈴木英之：曲げ上げ定着を有する柱梁接合部に関する実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，0D・H・A，pp.595-600，1993.6
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 9) 塩原等，Safaa Zaid，小谷俊介：柱・梁接合部における接合部せん断力と接合部内定着力の相互作用，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，ト・H・A，pp.355-360，2001
- 10) 楠原文雄，塩原等：接合部破壊が先行する RC 柱はり接合部の接合部せん断力と接合部破壊の因果関係，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 19，0D・H・A，pp. 1005-1010，1997.7

2.2 段差梁接合部のせん断強度に主筋の定着形式が及ぼす影響

2.2.1 はじめに

段差梁接合部における梁主筋の定着方法として、「鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説，2010 版」¹⁾（以下，配筋指針と呼ぶ）では，図-2.2.1 に示すような梁主筋をフック付き定着とする方法と直線定着とフック付き定着を併用する方法を示しており，この二つの定着形式は実際の建物にも用いられている。しかしながら，既往の段差梁接合部に関する実験では，試験体の梁主筋を図-2.2.1 (a) に示すようなフック付き定着としたものが多く，図-2.2.1 (b) に示すような直線定着したものはほとんどない。また，梁主筋の定着形式のみが異なる試験体の実験結果より，段差梁接合部のせん断強度を直接比較した実験例は見当たらない。

そこで，筆者らは図-2.2.1 に示す二つの定着形式を用いた段差梁接合部の試験体の載荷実験を行い，梁の引張主筋の定着形式が接合部のせん断強度に及ぼす影響について調べた。本節ではその実験結果について報告する。

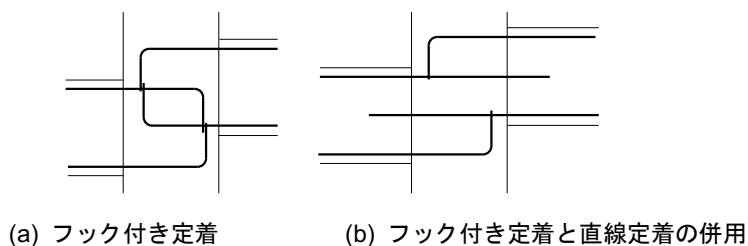


図-2.2.1 段差梁接合部における配筋方法¹⁾

2.2.2 実験計画

本実験では，梁の引張主筋の定着形式のみが異なる鉄筋コンクリート造段差梁接合部の 2 体の試験体を比較対象とした。いずれの試験体も，筆者らが過去に行った実験²⁾の段差量を梁主筋間距離の 0.5 倍とした試験体と同じ 125 mm（梁せいの約 0.4 倍）の段差を設けた。縮尺は 1/3 程度を想定し，柱梁の寸法および配筋は各試験体とも共通とした。試験体の配筋詳細を表-2.2.1 に，鉄筋およびコンクリートの材料特性を表-2.2.2 に示す。また，コンクリート打設は，試験体を床上に寝かせて横打ちとした。なお，本実験では接合部の破壊性状を見るために，柱および梁の主筋を高強度筋とし，全試験体において梁曲げ降伏時の接合部への入力せん断力が接合部のせん断強度の計算値より 1.5 倍程度大きくなるように設計した。

図-2.2.2 に 0.4D-HS-P 試験体の全体形状を示す。0.4D-H-P 試験体は，梁主筋を 90° 標準フック³⁾（余長は $8d_b$ ， d_b ：鉄筋の呼び径）により定着した。0.4D-HS-P 試験体は，引張側の梁主筋のみを直線定着とした。図-2.2.3 に接合部の配筋詳細を示す。

載荷方法は図-2.2.4 に示すように柱頭柱脚をピン支持として加力装置に試験体を固定し，柱芯から 1250mm の位置の梁に荷重を与え逆対称載荷とした。梁の引張主筋の定着形式が接合部のせん断強度に及ぼす影響を明確に把握するため，いずれの試験体も定着形式の異なる主筋が引張力を受けるように図-2.2.4 に示す方向で片側載荷とした。柱の初期軸力は 0 とした。制御は図-2.2.5 に示すサイクルに従い漸増載荷とし，左右のジャッキのストローク量が等しくなるよう変位制御とした。各サイクルの目標

変位に達した後、荷重が 0 になるまで除荷し、それから次のサイクルの載荷を開始した。なお、層間変形角 R は図－2.2.6 に示すように載荷点の下に変位計を取り付け、左右の載荷点の変位の合計値をスパン長さ L ($= 2500 \text{ mm}$) で除して算定した。

表－2.2.1 試験体の配筋詳細

試験体名		0.4D-H-P	0.4D-HS-P
梁	主筋（あばら筋）	3-D13（ $\square$ -D4@33）	
	定着形式	90°標準フック	90°標準フック 直線
柱	主筋（帯筋）	8-D13（ $\square$ -D4@33）	
	接合部の帯筋	$\square$ -D4@47 計 8 組	

表－2.2.2 材料特性

鉄筋	呼び名	降伏強度(Mpa)	ヤング係数(Gpa)
	D13	850	205
	D4	397	197
コンクリート	圧縮強度(Mpa)	引張強度(Mpa)	ヤング係数(Gpa)
	25.2	2.48	25.4

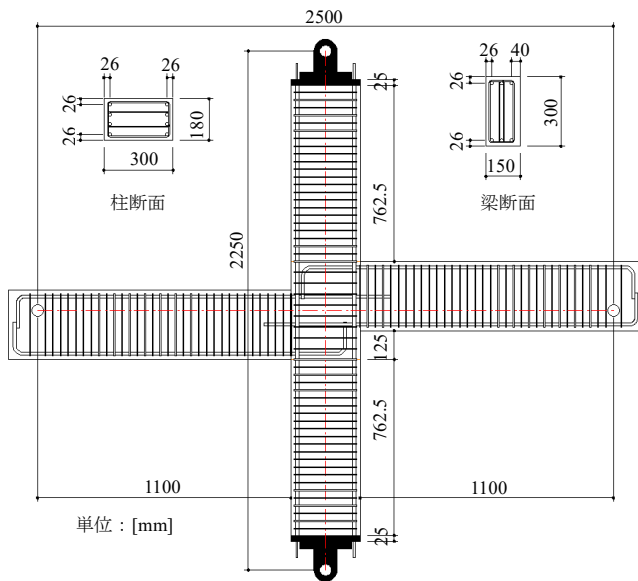


図-2.2.2 試験体形状 (0.4D-HS-P)

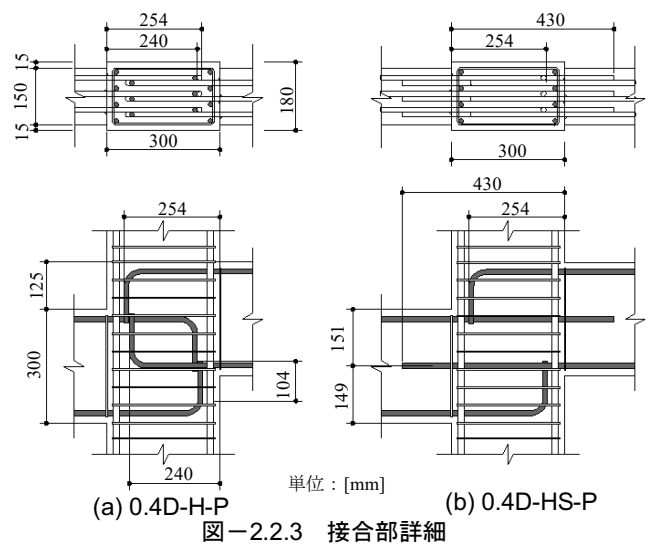


図-2.2.3 接合部詳細

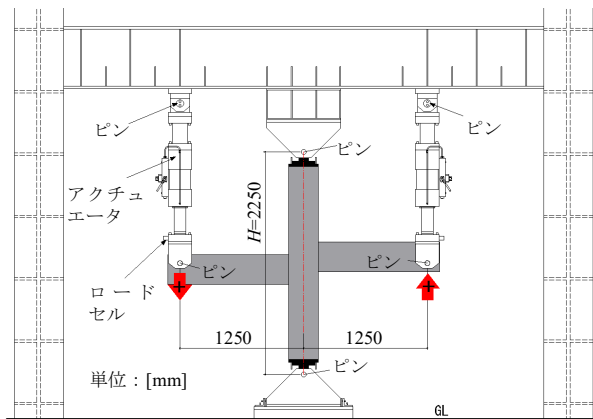


図-2.2.4 加力装置の概要

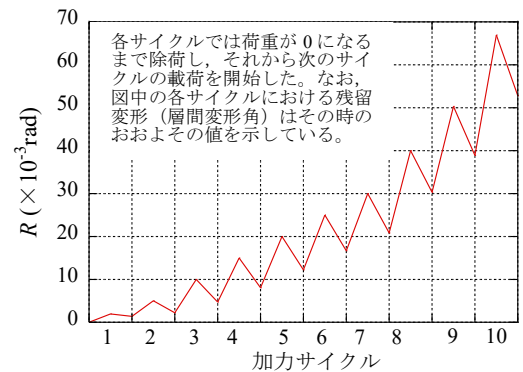


図-2.2.5 荷履歴

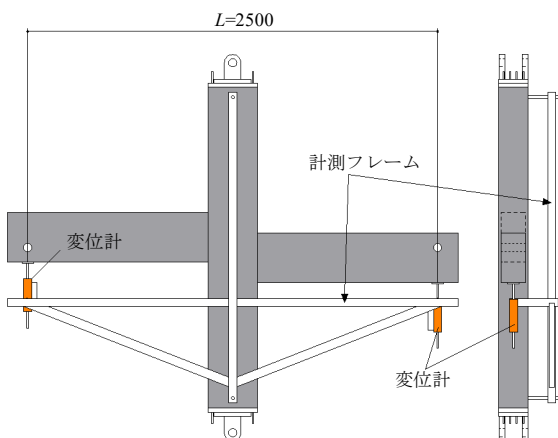


図-2.2.6 荷点の変位の測定

2.2.3 接合部内の定着長さ

RC 規準³⁾では、定着破壊に対する安全性を確保するため、異形鉄筋の仕口への定着長さ l_a は、式 (1) により算定される必要定着長さ l_{ab} 以上の長さとするを規定している。ここに、 l_a は、図-2.2.7(a) に示すように、直線定着する場合は定着起点から鉄筋先端までの長さ、90° 標準フックを設ける場合は

定着起点からフックまでの投影定着長さとなる。

$$L_{ab} = \alpha \frac{S\sigma_t d_b}{10f_b} \quad (1)$$

ここに、

α ：横補強筋で拘束されたコア内に定着する場合の係数 (=1.0)

S ：必要定着長さの修正係数（耐震部材では、直線定着の場合が 1.25、標準フックの場合が 0.7）

σ_t ：仕口面における鉄筋の応力度

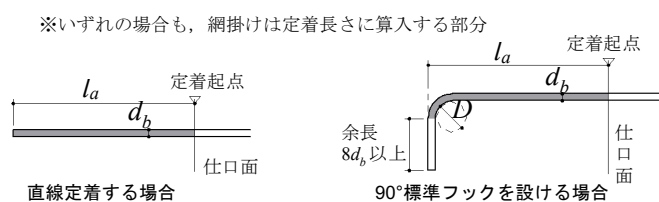
d_b ：鉄筋の呼び径

f_b ：付着割裂の基準となる強度 ($=F_c/40+0.9$)

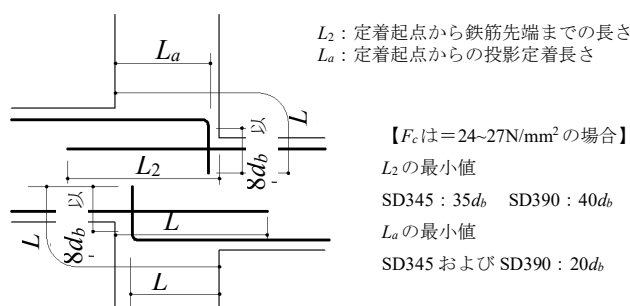
F_c ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

本実験では、定着部に 90° 標準フック（折り曲げ内法直径 $D=4d_b$ ，余長 $8d_b$ ， $d_b=13$ mm）を設ける 0.4D-H-P 試験体の梁引張主筋の定着長さを、柱せいの 0.75 倍（225 mm）以上かつ無理のない納まりとなる範囲でできるだけ奥まで鉄筋を呑み込ませることとして、240 mm に設定した。それに対し、0.4D-HS-P 試験体の直線定着とする梁引張主筋の定着長さは、式 (1) に示す修正係数 S の直線定着の場合と折り曲げ定着の場合との比を用いて、 $430 (\div 240 \times (1.25/0.7))$ mm に設定した。一般的な中高層 RC 造建物の設計でよく用いられる鉄筋 SD345 および SD390 の必要定着長さ l_{ab} を式 (1) で (F_c は試験体のコンクリートの圧縮強度とする) 算定すると、標準フック定着の場合は $l_{ab}=206$ mm および 232 mm，直線定着の場合は $l_{ab}=367$ mm および 415 mm となる。したがって、主筋の材質が SD390 以下であるとする、本実験の試験体では RC 規準の必要定着長さの規定を満足していることになる。

配筋指針では、設計図書に定着長さの特記のない場合に対し、図-2.2.7(b) に示す直線定着の場合の定着長さ L_2 および標準フック定着の場合の投影定着長さ L_a (RC 規準の定着長さ l_a と同じもの) について、RC 規準による必要定着長さを安全側に丸めた数値である定着長さの最小値も示している。試験体のコンクリートの圧縮強度では、鉄筋 SD345 の定着長さの最小値は直線定着の場合は $35 d_b (=455$ mm)，標準フック定着の場合は $20 d_b (=260$ mm) となり、各試験体における L_2 は 430 mm， L_a は 240 mm であるので、いずれもこの最小値をやや下回っている。



(a) RC 規準³⁾における定着長さ



(b) 配筋指針¹⁾における定着長さ

図-2.2.7 RC 規準および配筋指針における接合部内主筋の定着長さ

2.2.4 荷重－変形関係および接合部の損傷状況

写真-2.2.1 に試験体の損傷状況，図-2.2.8 に荷重 P_{exp} －層間変形角 R 関係を示す。 P_{exp} は，左右梁の荷重の平均値とする。

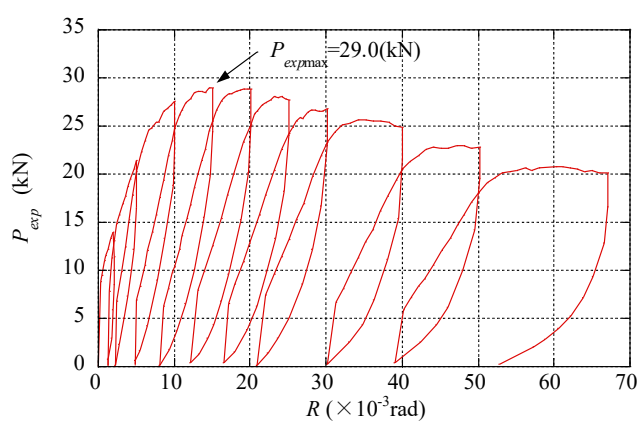
0.4D-H-P 試験体は， $2 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルでパネルゾーン右上の入隅部から右梁下端筋の折り曲げ位置に向かって，斜めひび割れ①が生じた。 $10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルでパネルゾーン右上と左下の両入隅部を結ぶ斜めひび割れ③が生じ， $15 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルで最大荷重に達した。その後，ひび割れ①，②，③の幅が拡大して耐力低下し， $30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以降でパネルゾーンのカバーコンクリートが剥落した。 $40 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルで仕口面のひび割れの幅の拡大が顕著となった。 $67 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルでひび割れ③に沿うコンクリートの圧壊が激しかった。

0.4D-HS-P 試験体は， $2 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルで 0.4D-H-P 試験体と同様に，パネルゾーン右上の入隅部から右梁下端筋と柱フェイスが交差する位置に向かって斜めひび割れ①， $5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルでパネルゾーン左下の入隅部から左梁上端筋と柱フェイスが交差する位置に向かって斜めひび割れ①'が生じた。これらは 0.4D-H-P 試験体のひび割れ①より角度が緩やかである。 $10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルでパネルゾーン右上と左下の両入隅部を結ぶ斜めひび割れ②が生じるとともに，ひび割れ①，①'が左右梁の材軸方向に伸展し（③，③'）， $15 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルで直線定着された鉄筋の先端付近に達した。 $20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルで最大荷重に達した。その後，ひび割れ①，②の幅が拡大して耐力低下し， $40 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 以降でパネルゾーンのカバーコンクリートが剥落し，仕口面のひび割れの幅の拡大が顕著となった。 $50 \times 10^{-3} \text{ rad}$ までのサイクルでは 0.4D-H-P 試験体と同様に主に接合部における斜めひび割れの幅が拡大したが， $67 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルでは斜めひび割れ②に沿うコンクリートの圧壊が 0.4D-H-P 試験体ほど顕著ではなかった。なお，0.4D-HS-P 試験体では図-2.2.8 (b) に示すように， $40 \times 10^{-3} \text{ rad}$ および $67 \times 10^{-3} \text{ rad}$ のサイクルの途中で荷重が一旦低下してから上昇する履歴を示した。これは，ひび割れ状況から直線定着筋の拔出が生じたと推測され，鉄筋のすべりにより荷重が一時的に低下したが，すべりが止まったことで荷重が再上昇したと思われる。

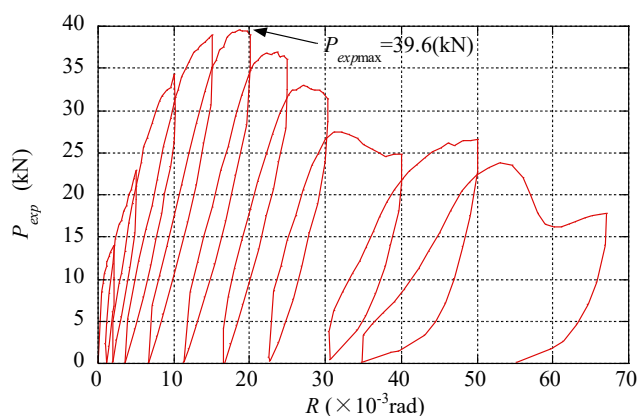
なお，図-2.2.8 では各サイクルのピークの直後に変形が戻ることなく除荷されているように見えるが，これは計測上の都合でそのように描かれているだけである。

いずれの試験体も、接合部の損傷が顕著であり、最大荷重が梁曲げ強度の略算式 ($M_u = 0.9a_t \sigma_y d$, ここに, a_t : 引張鉄筋の公称断面積, σ_y : 引張鉄筋の降伏強度, d : 梁の有効せい) で算定した梁の曲げ降伏時荷重 (= 72.4 kN) の 50% 程度であったこと, 仕口面のひび割れが大きく拡大したのは最大荷重後の比較的大変形時であったことを勘案し, 最大荷重時における破壊形式は接合部のせん断破壊が支配的であったと判断した。

図-2.2.9 に各サイクルのピーク時荷重をそれぞれの試験体の最大荷重で無次元化したものを示す。両試験体の最大荷重時の変形角に大きな差はない。いずれの試験体も 25×10^{-3} rad 以降で耐力が明確に低下し始めた。0.4D-HS-P 試験体のほうが 0.4D-H-P 試験体よりも最大耐力は高かったが, 最大荷重後の耐力低下は急激であった。これは, 前述したように最大荷重後に直線定着筋のすべりが生じたと推測され, これが接合部の応力状態に影響を及ぼし, せん断強度がより激しく低下したものである。



(a) 0.4D-H-P 試験体



(b) 0.4D-HS-P 試験体

図-2.2.8 荷重 P_{exp} —層間変形角 R 関係

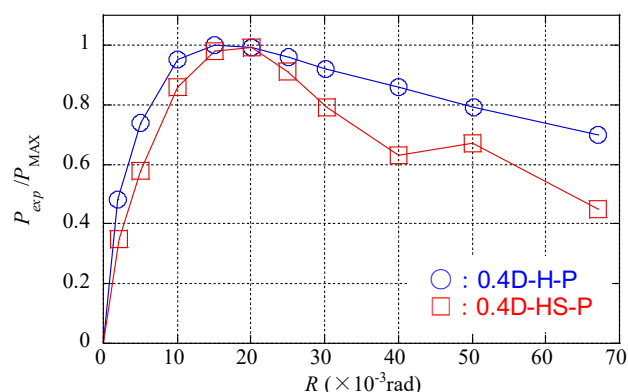
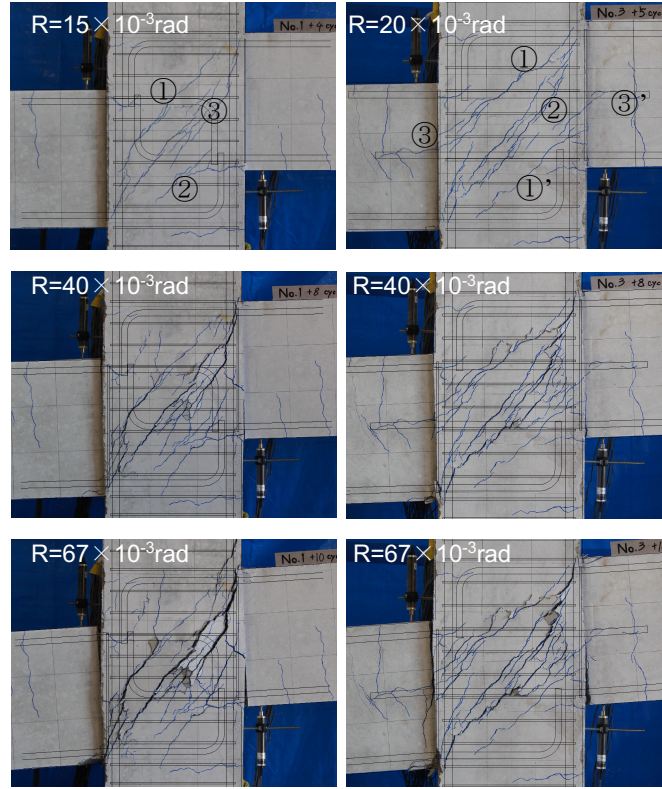


図-2.2.9 最大荷重後の耐力低下の状況



(a) 0.4D-H-P 試験体 (b) 0.4D-HS-P 試験体

写真－2.2.1 接合部の損傷状況

2.2.5 柱梁接合部のせん断強度

表－2.2.3 に接合部のせん断強度の実験値と計算値を示す。実験値 V_{jexp} は、図－2.2.10 に示す綱掛け部に最大せん断力 $V_j^{(4)}$ が生じるとし、実験における最大荷重より式(2)を用いて算定する。計算値 V_{ju} は靱性指針⁵⁾で示されている十字形柱梁接合部のせん断強度の平均値を評価する式(3)で算定する。

$$V_{jexp} = \left(\frac{L-D_c}{j_b} - \frac{L}{H} \right) \cdot P_{expmax} \quad (2)$$

$$V_{ju} = 0.799 \sigma_B^{0.712} \cdot b_j \cdot D_j \quad (3)$$

ここに、

L : スパン長さ

D_c : 柱せい

j_b : 梁応力中心距離(=7/8d)

d : 梁の有効せい

H : 階高

P_{expmax} : 梁の最大荷重

σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

b_j : 接合部の有効幅

D_j : 接合部の有効せい

ここに、両試験体とも接合部の有効せい D_j を柱せい $D_c=300$ mm として V_{ju} を算定するが、引張主筋を

標準フックとした 0.4D-H-P 試験体については、ト形柱梁接合部のせん断強度の評価で行われるように、 D_j を梁引張主筋の投影定着長さ $l_a = 240 \text{ mm}$ として V_{ju} を算定した値も示している。

表-2.2.3 に示すように、せん断強度の実験値は、0.4D-H-P 試験体と比べ、0.4D-HS-P 試験体のほうが 36% 高い。また、いずれの試験体も、実験値 V_{jexp} は計算値 V_{ju} を下回っている。なお、段差梁接合部では定着方法以外に段差量および載荷方向も接合部のせん断強度に影響を及ぼすと考えられ、これらの因子を考慮してせん断強度を評価すべきとも言える。また、実際の建物では、地震時の接合部の応力状況が正負交番載荷に相当することを考慮すれば、片側のみの載荷とした場合は比較的損傷状況が小さくなるため、本実験の実験結果では接合部のせん断強度が若干高く評価されているとも考えられる。

表-2.2.3 実験値および計算値一覧

試験体名	P_{expmax} (kN)	接合部せん断強度(kN)			V_{jexp} / V_{ju}
		V_{jexp}	$V_{ju}(D_j=D_c)$	$V_{ju}(D_j=l_a)$	
0.4D-H-P	29.0	234	394	315	0.60 [0.74]
0.4D-HS-P	39.6	319	—	—	0.81

$l_a (= L_a)$: 引張主筋の投影定着長さ
 [] 内は $D_j = l_a$ とする場合の算定値

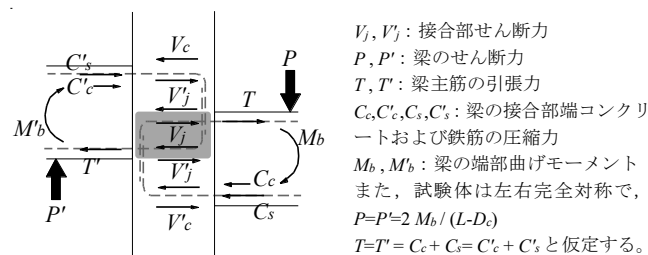


図-2.2.10 段差梁接合部の最大せん断力 V_j

2.2.6 柱梁接合部のせん断強度の差異が生じる要因の考察

一般的に梁主筋の引張力は、90°標準フック定着の場合では主にフックの内側に生じる支圧力⁶⁾によって接合部内に伝達される。直線定着の場合では鉄筋とコンクリートの境界面に生じる付着力によって接合部内に伝達されと考えられる。図-2.2.11 に 0.4D-HS-P 試験体の直線定着筋のひずみ分布を示す。ここに、図では右梁のひずみの測定点位置を左右反転して示している。ひずみ分布の状況から、梁引張主筋は、それぞれの梁から接合部を越えた位置（図中に示す C, C' 点の位置）に、梁端の位置（図中に示す A, A' 点の位置）に生じているひずみの 1/3 程度のひずみが生じていると推測される。梁主筋が弾性範囲にあるため、ひずみの計測値から接合部を越えた位置の鉄筋には、梁端の鉄筋の引張力の 1/3 程度の引張力が生じていることがわかる。

柱梁から作用する力により、ストラット機構が接合部内に形成される場合、接合部内のコンクリートが圧縮力を受けることによりストラット方向に圧縮主応力が生じ、またそれと直交する方向に引張主応力が生じると仮定し、引張主応力度がコンクリート引張強度に達するとコンクリートにひび割れが生じると仮定すれば、ストラットに沿って斜めひび割れが生じると推測できる。両試験体の接合部パネルゾーンに生じた斜めひび割れは、写真 1 に示すように角度が若干異なり、0.4D-HS-P 試験体のほうがひび割れの生じる範囲が 0.4D-H-P 試験体より広がっている。なお、コンクリート圧壊の状況から、いずれの試験体においても圧縮ストラットの存在が示唆される。

0.4D-HS-P 試験体では、それぞれの梁から接合部を越えた位置に生じている鉄筋の引張力の反力として梁端の断面にコンクリートの圧縮力が生じることにより、梁せいの中央付近においても梁から接合部に圧縮力が伝達されると推測される。図-2.2.12 に示す網掛けの範囲を接合部内のストラットと想定すれば、0.4D-H-P 試験体に比べ、0.4D-HS-P 試験体のほうがストラットのせいが大きくなる。李らは文献7) で、ストラットのせい（図-2.2.12 に示す D_s の大きさ）が大きいほどストラット機構の負担できる力が大きくなると指摘している。両試験体とも接合部のせん断強度が主にストラット機構により決まるならば、ストラットのせいが大きくなるにつれてせん断強度が高くなるので、このことが 0.4-HS-P 試験体の接合部せん断強度が 0.4D-H-P 試験体より高くなる要因の一つとして考えられる。

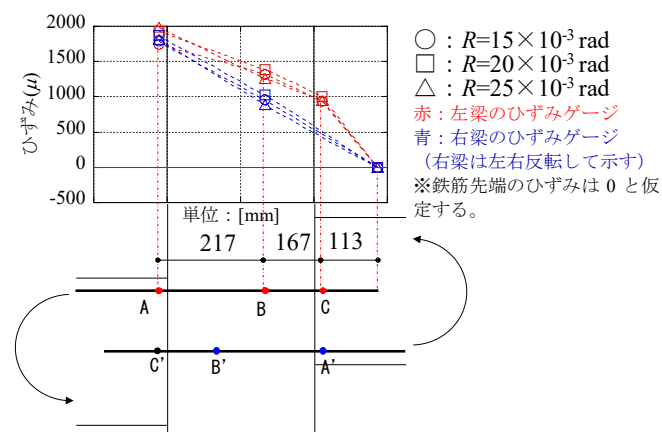


図-2.2.11 直線定着筋のひずみ分布

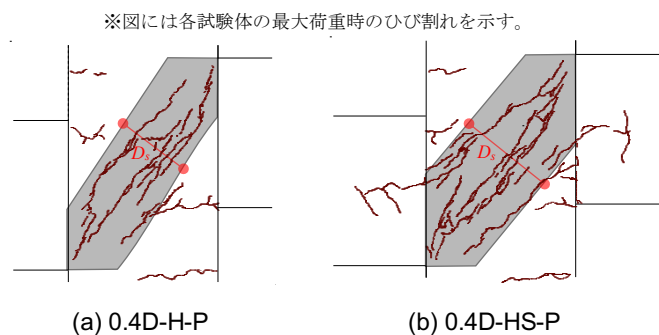


図-2.2.12 接合部内の応力伝達範囲の推定

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説，2010
- 2) 董添文，花井伸明，内田和弘，白川敏夫：RC 段差梁柱接合部における応力伝達に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，0D・H・A，pp.301-306，2016.7
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 4) 藤原将章，上村智彦，石橋一彦，林静雄：段差梁を有する鉄筋コンクリート造梁・柱接合部の終局強度コンクリート工学年次論文集 Vol. 31，0D・H・A，pp.367-372，2009.7
- 5) 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
- 6) 藤井栄，森田司郎，川側修司，山田稔明：90° 折り曲げ鉄筋の定着耐力の再評価，日本建築学会構造系論文報告集，第 429 号，pp. 65-75，1991.11
- 7) 李祥浩，小谷俊介，青山博之：鉄筋コンクリート内柱接合部のせん断終局強度，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，0D・H・A，pp.565-570，1993.7
- 8) 董添文，花井伸明，蜷川利彦：梁に段差を有する RC 造柱梁接合部のせん断強度に載荷方向が及ぼす影響，日本建築学会九州支部研究報告，No.59，pp.549-552，2020.3

第3章 段差梁接合部のせん断強度に荷重方向および荷重履歴が及ぼす影響

3.1 段差梁接合部のせん断強度に荷重方向が及ぼす影響

3.1.1 はじめに

段差梁接合部について、正負交番漸増荷重実験でせん断破壊した試験体を対象に、接合部せん断強度に影響を及ぼし得る因子ごとに、せん断強度の実験値と計算値を比較して検討した結果、荷重方向や梁主筋の定着形式の違いにより段差梁接合部のせん断強度が異なる可能性があると考えている¹⁾。

段差梁接合部の既往の荷重実験では、建物が地震力を受ける時の挙動を模擬できるように、正負交番荷重を行ったものが多い(例えば 2)~5)。しかし、正負交番荷重では、後で荷重した方向において、その前の荷重サイクルにおける劣化や残留変形が耐力などに影響する可能性がある。また、段差梁接合部は幾何学的に非対称な形状を有しているため、試験体の力学的性状が外力の方向により異なる(以下、このような性質を方向性と呼ぶ)。このような方向性を持った試験体の実験結果を正確に評価するためには、荷重方向とその順序の影響を考慮する必要もある。一方、既往の実験例では、荷重方向の順序が定まっていない。つまり、実験結果に試験体の持つ方向性の影響と荷重履歴の影響が混在している。

本研究では、正負交番荷重を行うことによる影響を除去し、荷重方向による接合部せん断強度の差異を明確に把握するため、形状や配筋や材料などの諸元が同じである試験体を用いて、正あるいは負の片側のみの荷重とした実験を行う。通常、上述のとおり実際の地震時の挙動に近い条件を考慮して正負交番荷重とすることが多いが、逆方向の荷重で生じたせん断ひび割れ面において観察したい方向の応力伝達機構の形成に影響を与えることを避けるため、片側のみの荷重とする。

なお、本実験の実験結果を方向性がない試験体の実験結果と比較するため、正負交番荷重を行った柱梁の断面および梁主筋の定着形式が同一である段差がない試験体⁶⁾も併せて検討する。

3.1.2 実験概要

同一形状・配筋の段差梁接合部の試験体2体(0.4D-H-P および 0.4D-H-N)を作成した。図-3.1.1 に段差梁接合部の試験体の全体形状を示す。さらに、筆者らが行った既往研究⁶⁾の段差のない試験体(0D-H-A)も比較のため検討する。

各試験体とも縮尺は1/3程度を想定し、柱梁の寸法および配筋は各試験体とも共通とした。梁主筋を接合部内で90°標準フック⁷⁾(余長は $8d_b$ 、 d_b :鉄筋径)により定着した。0.4D-H-P および 0.4D-H-N 試験体は125mm(梁せいの0.4倍程度)の段差量を設けた。図-3.1.2 に接合部の配筋詳細、表-3.1.1 に試験体諸元を示す。いずれの試験体も、ほぼ同様な材料を使用した。表-3.1.2 に鉄筋およびコンクリートの材料特性を示す。また、コンクリート打設は、試験体を床上に寝かせて横打ちとした。

なお、本研究では接合部の破壊性状を見るために、柱および梁の主筋を高強度筋とし、文献6)に従って梁曲げ降伏時の接合部への入力せん断力が接合部のせん断強度の計算値⁸⁾より1.5倍程度大きくなるように設計した。

荷重方法は図-3.1.3 に示すように柱頭柱脚をピン支持として加力装置に試験体を固定し、柱芯から1250mmの位置に荷重を与え逆対称荷重とした。なお、柱の初期軸力は0とした。荷重方向は0.4D-H-P は正、0.4D-H-N 試験体は負とした。制御は図-3.1.4 に示すサイクルに従い正あるいは負の片側のみの漸増荷重とし、左右のジャッキのストローク量が等しくなるよう行った。各サイクルは荷重が0になるまで除荷し次のサイクルの荷重を開始した。なお、0D-H-A は同一の加力装置を使い、文献6)に示す正

負交番载荷とした。層間変形角 R は図-3.1.5 に示すように载荷点の下に変位計を取り付け、左右の载荷点の変位の合計値をスパン長さ L ($= 2500 \text{ mm}$) で除して算定した。

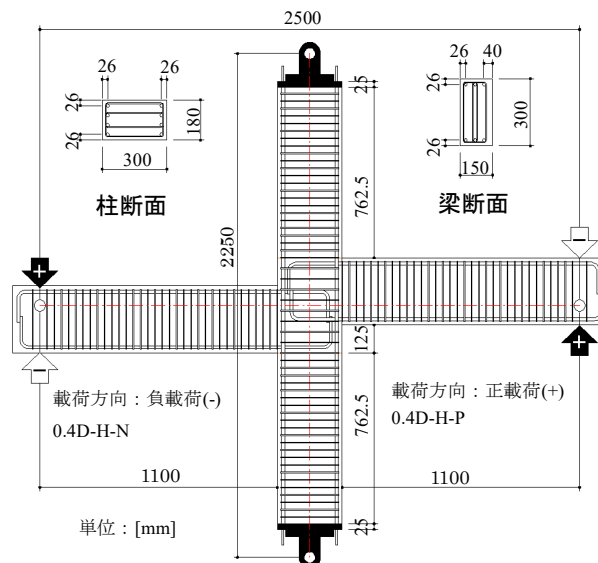


図-3.1.1 試験体形状

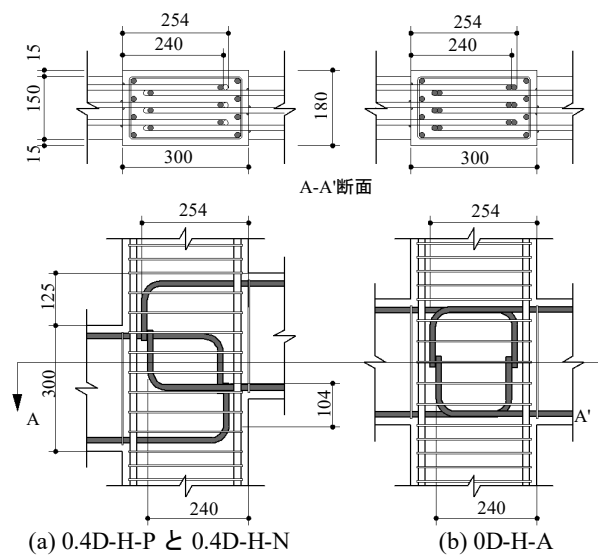


図-3.1.2 接合部詳細

表-3.1.1 試験体諸元

試験体名 ^{※1}	0.4D-H-P	0.4D-H-N	0D-H-A ^{※2}
梁	スパン長さ×階高 幅×せい 主筋 定着形式 あばら筋	2500×2250(mm) 150×300(mm) 3-D13 90°折り曲げ □-D4@33	
柱	幅×せい 主筋 帯筋	180×300(mm) 8-D13 目-D4@33	
接合部		□-D4@47	□-D4@50
載荷方向	正(+)	負(-)	交番(±) ^{※3}

※1：試験体名

0.4D-H-P

→ 載荷方向, P：正載荷, N：負載荷, A：正負交番載荷
→ 梁主筋の定着形式, H：90°折り曲げ定着
→ 段差量, D：梁せい

※2：本研究では文献 6)の試験体番号 0D-H-A を 0D-H-A とする。

※3：正(+)は先に載荷, 負(-)は後で載荷したことを表す。

表-3.1.2 材料特性

	呼び名	降伏強度*(MPa)	ヤング係数(GPa)
鉄筋	D13	850[866]	205[210]
	D4	397[399]	197[191]
コンクリート	圧縮強度(MPa)	引張強度(MPa)	ヤング係数(GPa)
	25.2[25.7]	2.48[2.38]	25.4[25.4]

※：0.2%オフセット耐力 []：0D-H-A 試験体を表す。

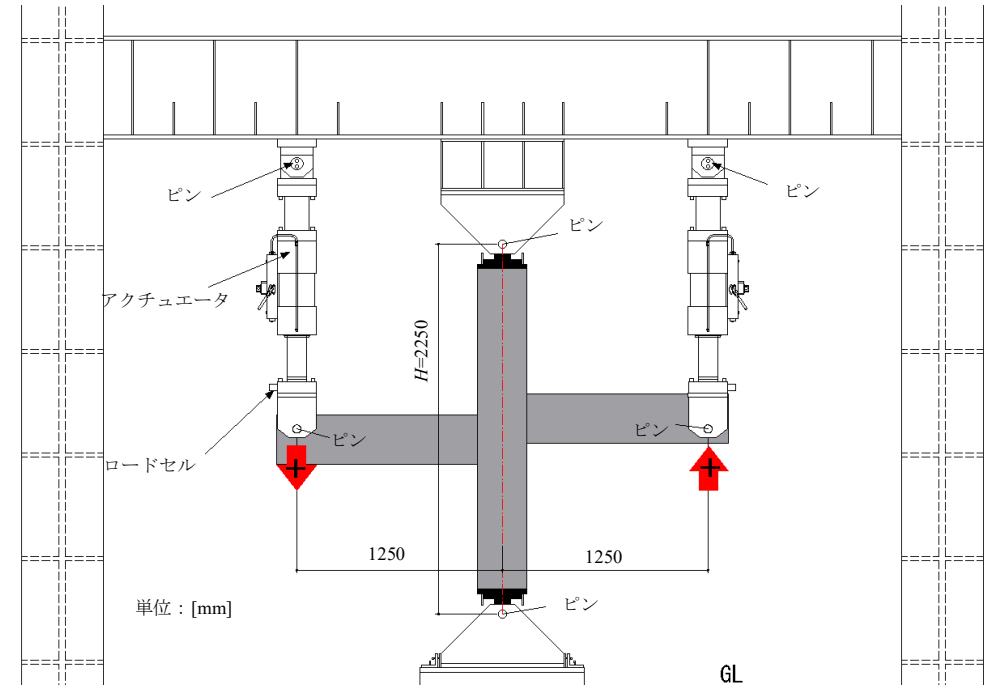


図-3.1.3 加力装置の概要（正載荷の場合）

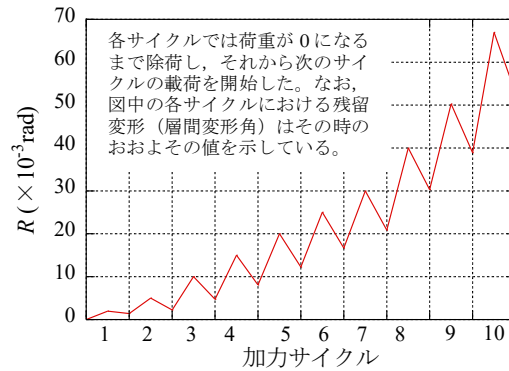


図-3.1.4 荷重履歴

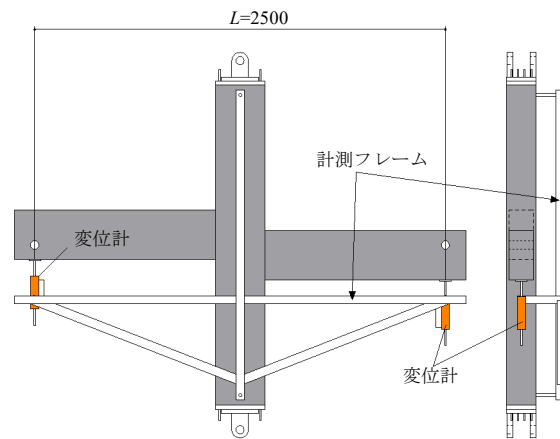


図-3.1.5 荷重点の変位の測定方法

3.1.3 荷重変形関係および実験破壊性状

写真-3.1.1 に試験体の損傷状況，図-3.1.6 に荷重 P_{exp} —層間変形角 R 関係を示す。 P_{exp} は、左右梁の荷重の平均値とする。また、正負交番載荷を行った 0D-H-A 試験体では、荷重 0 で図を分けて、図-3.1.6(c)に正側、(d)に負側を示す。なお、正側を先に載荷、負側を後で載荷した。

写真-3.1.1(a)に示すように、0.4D-H-P 試験体は $2 \times 10^{-3} \text{rad}$ でパネルゾーン右上の入隅部から右梁下端筋の折り曲げ位置に向かっての斜めひび割れ C_1 、 $5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で斜めひび割れ C_1' が生じた。 $10 \times 10^{-3} \text{rad}$ でパネルゾーン左下の入隅部から右上の入隅部まで斜めひび割れ C_2 が生じ、 $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ で C_2 周辺に細かいひび割れが増え、最大荷重に達した。その後、斜めひび割れ C_1 、 C_2 の幅が拡大し耐力低下した。 $30 \times 10^{-3} \text{rad}$ でパネルゾーンのカバーコンクリートが剥落し始め、仕口面の曲げひび割れの幅が拡大した。最終的にひび割れ C_2 に沿うコンクリートの圧壊が激しかった。

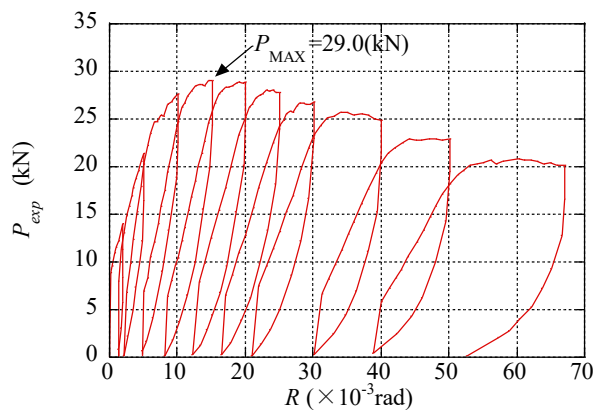
写真-3.1.1(b)に示すように、0.4D-H-N 試験体は $-10 \times 10^{-3} \text{rad}$ で左右梁の重なり区間で左梁の曲げ圧縮側の入隅部から右梁の曲げ圧縮側の入隅部までの斜めひび割れ C_1 が生じ、 $-15 \times 10^{-3} \text{rad}$ で C_1 より勾配が急な斜めひび割れ C_2 が左上の入隅部から左梁下端筋の折り曲げ位置に向かって生じた。 $-20 \times 10^{-3} \text{rad}$ でパネルゾーン右下の入隅部近傍で C_1 の周辺に細かいひび割れが増え、 C_2 が左梁下端筋の折り曲げ位置の左側に向かって伸展し、最大荷重に達した。その後のサイクルでパネルゾーンの斜めひび割れの幅が拡大し、耐力低下した。 $-40 \times 10^{-3} \text{rad}$ でパネルゾーンのカバーコンクリートが剥落し始め、仕口面の曲げひび割れの幅が拡大した。0.4D-H-P 試験体と比べ、写真-3.1.1(b)に示す 0.4D-H-N 試験体の最終破壊時では、斜めひび割れ C_1 、 C_2 の幅の拡大は穏やかであり、パネルゾーン左下部分のかぶりコンクリートの

浮き、右上部分の斜めひび割れ幅の拡大、および左上と右下の柱圧縮主筋付近のひび割れ幅の拡大が顕著であるが、試験体裏側のコンクリート打設面では、斜めひび割れ C_1 , C_2 に沿う位置にひび割れの幅の拡大が最も激しかった。

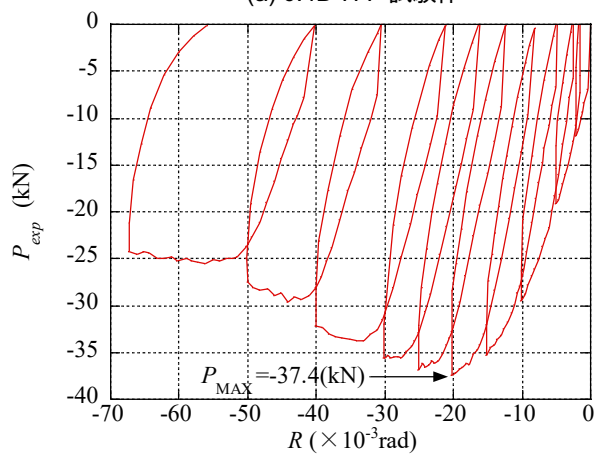
0D-H-A 試験体では、0.4D-H-P および 0.4D-H-N 試験体と異なり、写真-3.1.1(c)に示すように、 $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降で接合部の曲げ圧縮側の入隅部から左右梁の引張主筋の折り曲げ開始点近傍までの生じた斜めひび割れ C_1 , C_1' , C_2 , C_2' が顕著であり、最終破壊時の $-40 \times 10^{-3} \text{rad}$ で斜めひび割れの幅の拡大およびカバーコンクリートの剥落が激しかった。

いずれの試験体も、接合部の損傷が顕著であり、最大荷重が梁曲げ強度の略算式 ($M_u = 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d$, ここに、 a_t : 引張鉄筋の公称断面積, σ_y : 表-3.1.2 に示す鉄筋の降伏強度, d : 梁の有効せい) で算定した梁の曲げ降伏時荷重 (=72.4kN) の 50%程度であったこと、仕口面のひび割れが大きく拡大したのは最大荷重後の比較的大変形時であったことを勘案し、接合部の破壊形式は主にせん断破壊と判断した。0.4D-H-P 試験体は層間変形角が $15 \times 10^{-3} \text{rad}$ で、他の試験体は層間変形角が $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大荷重に達した。最大荷重は、0.4D-H-P 試験体と比べて、0.4-D-H-N 試験体が 29%大きかった。0D-H-A 試験体は正載荷時と比べて、負載荷時が 6%低かった。

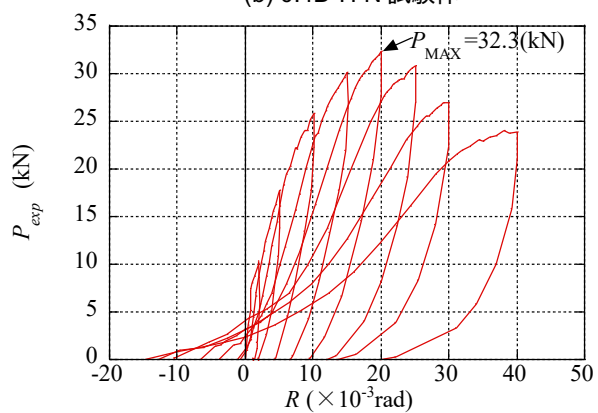
図-3.1.7 に各サイクルのピーク時荷重をそれぞれの試験体の最大荷重で無次元化したものを示す。いずれの試験体も、 $25 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降で耐力が明確に低下し始めた。0.4D-H-P と 0.4D-H-N 試験体では、最大荷重後の耐力低下の程度はほぼ同様である。 $25 \times 10^{-3} \text{rad}$ で 0.4D-H-P および 0.4D-H-N 試験体は荷重が数%程度低下したことと比べ、0D-H-A 試験体では、荷重が正載荷時 5%、負載荷時 10%程度低下しており、最大荷重後の耐力低下は 0.4D-H-P および 0.4D-H-N 試験体より大きい。これは、0D-H-A 試験体が交番載荷の影響で、試験体の劣化が、片側のみの載荷を行った試験体より激しかったと考えられる。



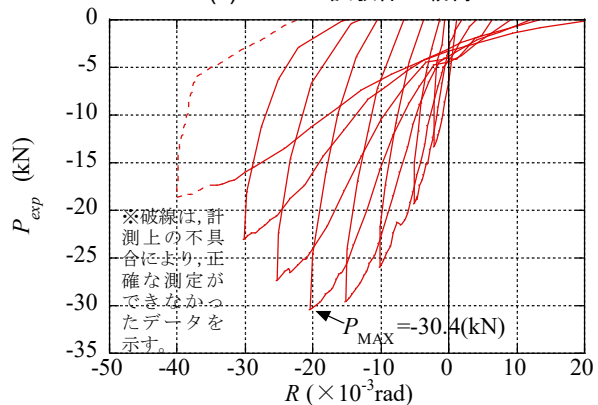
(a) 0.4D-H-P 試験体



(b) 0.4D-H-N 試験体

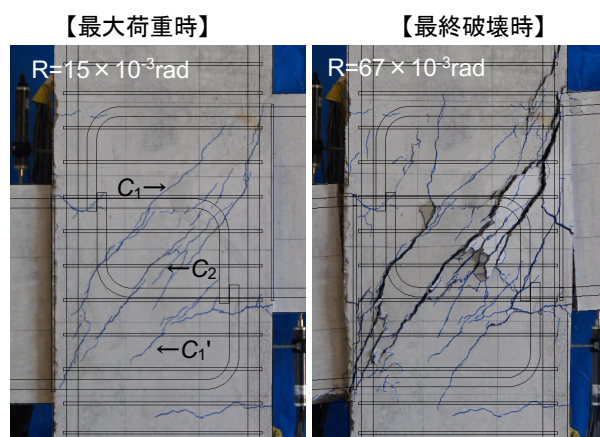


(c) 0D-H-A 試験体正載荷

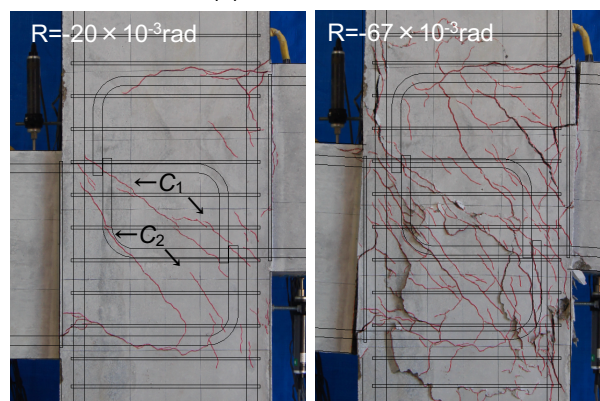


(d) 0D-H-A 試験体負載荷

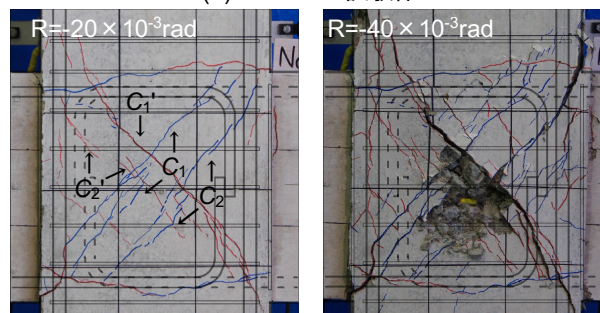
図-3.1.6 荷重-層間変形角関係



(a) 0.4D-H-P 試験体



(b) 0.4D-H-N 試験体



(c) 0D-H-A 試験体⁶⁾

写真-3.1.1 接合部の損傷状況

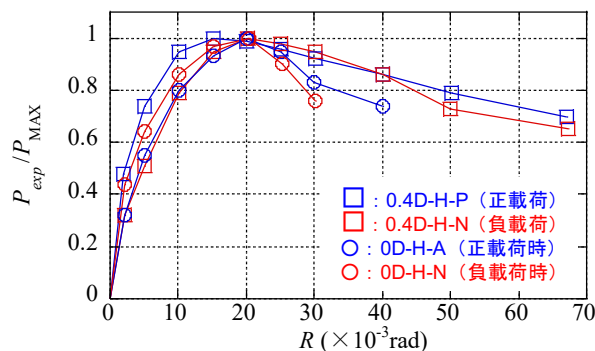


図-3.1.7 最大荷重後の耐力低下の状況

3.1.4 接合部せん断強度の実験値-計算値の比較

図-3.1.8 に载荷方向ごとに、接合部せん断強度の実験値 V_{jexp} を計算値 V_{ju} ⁸⁾ で除した値を示す。なお、 V_{jexp} および V_{ju} は下記の式により接合部せん断強度を算定した。

$$V_{jexp} = \{(L - D_c) / j_b - L / H\} \cdot P_{expmax} \quad (1)$$

$$V_{ju} = 0.799 \times \sigma_B^{0.712} \cdot b_j \cdot D_j \quad (2)$$

ここに、

L : スパン長さ

D_c : 柱せい

j_b : 梁応力中心距離(=7/8 d)

d : 梁の有効せい

H : 階高

P_{expmax} : 梁の最大荷重

σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

b_j : 接合部の有効幅

D_j : 接合部の有効せい

l_{dh} : 梁引張主筋の水平投影定着長さ

靱性指針⁸⁾では、接合部の有効せい D_j を「柱せいまたは 90°折り曲げ筋水平投影長さ」としている。図-3.1.8(a)は接合部の有効せい D_j を柱せい $D_c=300\text{mm}$ とした場合、図-3.1.8(b)は D_j を 90°折り曲げ定着した梁引張主筋の水平投影定着長さ l_{dh} とした場合である。なお、 l_{dh} は、0.4D-H-P および 0.4D-H-N 試験体はそれぞれ引張側の主筋の定着長さ (0.4D-H-P: 240mm, 0.4D-H-N: 254mm), 0D-H-A 試験体は上端筋と下端筋の定着長さの平均値 247mm とした。また、表-3.1.3 に各試験体の接合部せん断強度の実験値および計算値を示す。 V_{jexp} は、 D_j を l_{dh} とした場合においても、 V_{ju} より低い。

0.4D-H-P 試験体と比べると、0.4D-H-N 試験体のせん断強度は約 30%高い。これより、段差梁接合部のせん断強度については、载荷方向を考慮して評価する必要があると考えられる。また、正負交番载荷を行った 0D-H-A 試験体のせん断強度の実験値の計算値に対する比は、正負とも 0.4D-H-P 試験体と 0.4D-H-N 試験体の間になっている。0D-H-A 試験体と 0.4D-H-N 試験体との差は 0.4D-H-P 試験体との差より大きい、0D-H-A 試験体は負荷側側のせん断強度が正荷側より 5%程度耐力が低下していることが示

唆するように、正負交番载荷の影響で試験体の劣化がより激しくせん断強度が低下していた可能性があると考えられ、片側のみの载荷を行う場合であれば、0D-H-A 試験体のせん断強度は、0.4D-H-P 試験体と 0.4D-H-N 試験体の中間程度であるとも推察できる。

以上により、本実験のような梁主筋を 90°折り曲げ定着した接合部では、梁せいの 0.4 倍程度の段差を有する接合部のせん断強度は、载荷方向の影響を大きく受けると言える。

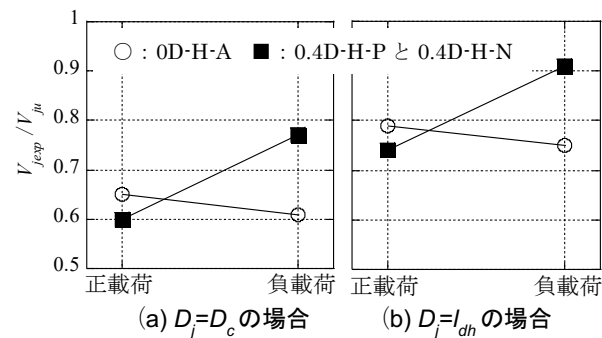


図-3.1.8 载荷方向による接合部せん断強度の比較

表-3.1.3 実験値および計算値一覧

試験体名	载荷方向	接合部せん断強度(kN)		
		V_{jexp}	$V_{\mu}(D_j=D_c)$	$V_{\mu}(D_j=l_{dh})$
0D-H-A	正	261	399	329
	負	245		
0.4D-H-P	正	234	394	315
0.4D-H-N	負	302		333

3.1.5 段差梁接合部で想定するストラット機構

段差がない 0D-H-A 試験体では、文献 6)に示すように、①柱梁の曲げ圧縮側における水平方向の力（例えば図-3.1.9(a)では、梁端のコンクリートの圧縮力 bC_c と接合部内の右梁上端筋の一部付着力 R_bB と柱のせん断力 cV ），および鉛直方向の力（柱脚のコンクリートの圧縮力の一部 R_cC_c と接合部内の柱主筋の一部付着力 cB と梁のせん断力 bV ）の合力と、折り曲げ部の支圧力（柱頭のコンクリートの圧縮力の一部 R_cC_c と右梁下端筋の折り曲げ位置に作用する定着力 T_a の合力）が釣合う機構（図では片側のストラットのみを網掛けで、それと対になるもう一方は破線で示す。）（Mode2），②左右梁の引張主筋の折り曲げ部において、支圧力同士が釣合う機構（Mode1b），③右梁の曲げ圧縮側において、水平方向の力（ bC_c と R_bB と cV ），および鉛直方向の力（ cC_c と cB と bV ）の合力と、左梁の曲げ圧縮側において、水平方向の力（ bC_c と接合部内左梁圧縮主筋の一部付着力 L_bB と cV ），および鉛直方向の力（ cC_c と cB と bV ）の合力が釣合う機構（Mode1a），の 3 つのストラット機構が同時に生じ得ると推測している。

そこで、段差梁接合部 0.4D-H-P および 0.4D-H-N 試験体においても、同様に図-3.1.9 に示すように、Modela, Modelb, Mode2 の 3 つのストラット機構が同時に生じ得ると仮定すると、载荷方向の違いにより、ストラット機構の生じ方が異なると想定できる。特に Modela と Modelb は载荷方向でストラットの角度が大きく変わると想定できる。接合部内のコンクリートが圧縮力を受けることにより、ストラット方向に圧縮主応力が生じ、またそれと直交する方向に引張主応力が生じると仮定し、引張主応力度がコンクリート引張強度に達するとコンクリートにひび割れが生じると仮定すれば、ストラットに沿って斜めひび割れが生じ得ると推測できる。一方、コンクリートの圧縮主応力度が有効圧縮強度に達する

とコンクリートが圧壊すると仮定すれば、ストラットが負担する最大せん断力が推測できる。斜めひび割れの発生状況から、正載荷・負載荷とも少なくとも Mode2 および Mode1a の存在が示唆される。負載荷の 0.4D-H-P 試験体では、Mode1b のストラットに沿うひび割れは明確に見られなかった。また、本実験では、パネルゾーンに浮いている状況から、いずれも接合部内にコンクリートの圧壊が生じたと考えられる。李らは文献 9) で段差のない通し配筋とする十字形接合部を対象に、接合部せん断強度に影響を及ぼすストラット機構について検討し、接合部コンクリートの有効圧縮強度、ストラットのせいおよび角度を用いてせん断強度を評価すれば計算値が実験値と良い精度で推定できることを示している。そこで、同様な手法を用いればストラット機構に基づいてせん断強度を評価することができると考えられる。しかし、段差梁接合部では前述のように複数のストラット機構が混在していると考えられる。さらに、正載荷と負載荷で接合部せん断強度の差が生じる要因として、各ストラット機構がせん断力を負担する割合が異なる可能性も考えられる。

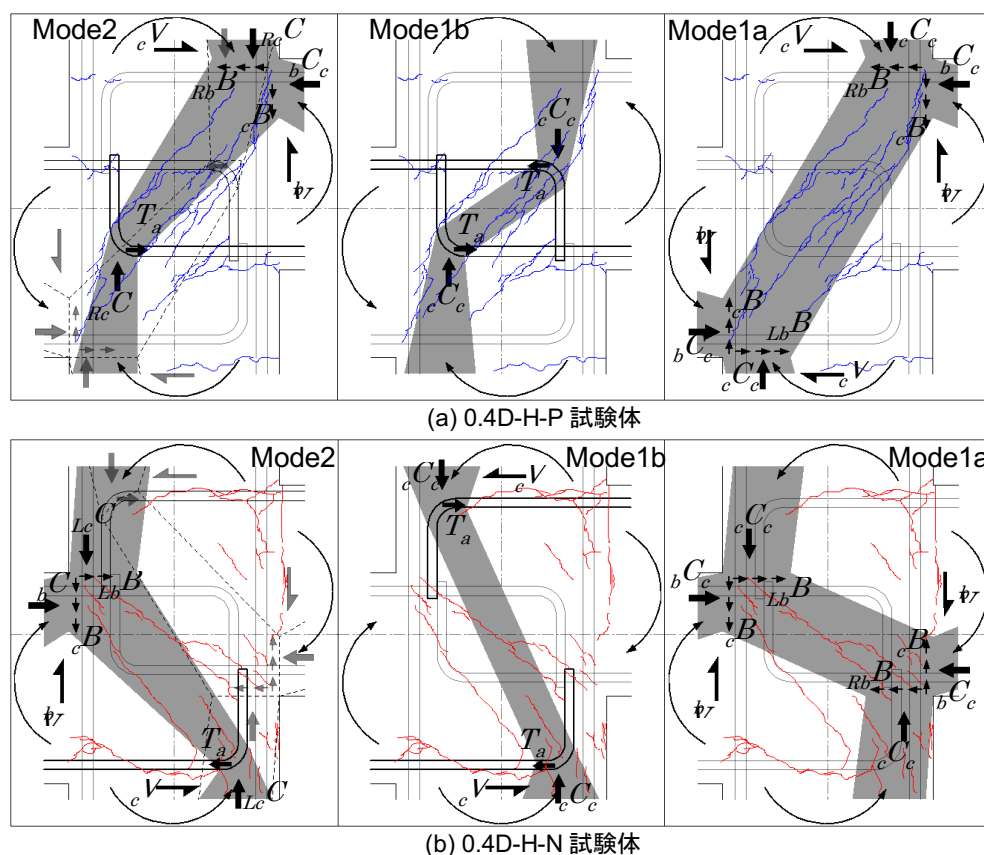


図-3.1.9 接合部内に想定するストラット機構

ここに、
 V : 柱梁のせん断力
 C_c : コンクリートの圧縮力
 B : コンクリートと鉄筋の界面に生じた付着力
 T_a : 折り曲げ部分の定着力

また、 b, c は梁柱位置、
 L, R は左右梁を表す。

※ストラットのせいは、Mode1a では文献 9) を参考に、コンクリートの圧縮域（柱梁圧縮縁より中立軸までの距離）に集中すると仮定し、Mode1, Mode2 では、折り曲げ半径に集中したと仮定して描いた。Mode2 では、片側のストラットのみを網掛けで、それと対になるもう一方は破線で示す。

なお、青線と赤線は試験体の最大荷重時のひび割れを示す。

参考文献

- 1) 董添文, 蜷川利彦, 南部恭広: 梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部の終局せん断強度に関する考察, 日本建築学会九州支部研究報告, No.57, pp.553-556, 2018.3
- 2) 澤田和宏, 藤塚幹男, 石橋一彦, 上村智彦: 段差梁を有する鉄筋コンクリート造梁・柱接合部の力学的挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, ト-H-A, pp.241-246, 2007.7
- 3) 藤原将章, 上村智彦, 石橋一彦, 林静雄: 段差梁を有する鉄筋コンクリート造梁・柱接合部の終局強度, コンクリート工学年次論文集 Vol. 31, 0D-H-A, pp.367-372, 2009.7
- 4) 廣谷祐貴, 上村智彦, 石橋一彦, 林静雄: 機械式定着を用いた段差梁を有する鉄筋コンクリート造梁・柱接合部の抵抗機構, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, 0D-H-A, pp.319-324, 2010.7
- 5) 董添文, 花井伸明, 内田和弘, 白川敏夫: RC 段差梁柱接合部における応力伝達に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, 0D-H-A, pp.301-306, 2016.7
- 6) 董添文, 花井伸明: 梁主筋の定着形式が異なる鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断強度に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, 0D-H-A, pp.313-318, 2019.7
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018
- 8) 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
- 9) 李祥浩, 小谷俊介, 青山博之: 鉄筋コンクリート内柱接合部のせん断終局強度, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, 0D-H-A, pp.565-570, 1993.7

3.2 段差梁接合部の方向性に関する実験的検討

3.2.1 はじめに

RC ラーメン構造の柱梁接合部では、柱や梁から伝達されるせん断力に対して設計がなされている。しかし、段差梁接合部のせん断強度の評価法は RC 規準¹⁾ や靱性指針²⁾ に示されていない。設計の実務では、段差が大きくない場合には十字形接合部の評価法を流用して設計がなされているケースが多いと思われるが、このことの妥当性は不明である。靱性指針²⁾ による十字形柱梁接合部のせん断強度の算定式は、梁に段差がなく通し配筋とした接合部の試験体を用い、柱や梁が曲げ降伏する前に接合部がせん断破壊した既往の実験結果を分析して得られたものであり、RC 規準¹⁾ の接合部の許容せん断力の算定式も、靱性指針²⁾ の接合部のせん断強度の算定式に基づいて定められている。

段差梁接合部は幾何学的に左右非対称であるため、図-3.2.1 に示す荷重の方向により力学性状が異なる（以下、このような性質を方向性と呼ぶ）ことも考えられる。既往の研究には段差梁接合部の方向性について、接合部内のストラット機構やモーメントの分布の差異などの観点から言及しているもの（例えば 3), 4)）もあるが、その数は多くない。一方、筆者らは既報⁵⁾ において、段差梁接合部の方向性について以下のとおり検討している。

部材や接合部などの耐震性能に関する実験においては正負交番载荷とすることが多いが、正負交番载荷では正（負）载荷時の損傷や残留変形が負（正）载荷時の力学性状に影響を及ぼす可能性がある。そのため段差梁接合部の方向性を検証する実験で正負交番载荷とすると、その実験結果に方向性の影響と载荷方向が反転したことによる影響とが混在することになる。そこで、筆者らは上述の既報⁵⁾ において、せん断破壊する段差梁接合部の方向性を抽出するために、同一仕様の 2 体の試験体を用いて正载荷（下段の梁の上端および上段の梁の下端が曲げ引張側）のみおよび負载荷（下段の梁の上端および上段の梁の下端が曲げ圧縮側）のみ（図-3.2.1 参照）の片側漸増载荷実験を行った。その結果、正载荷と負载荷とで最大荷重およびその時の変形角ならびに接合部における損傷状況に相違が見られた。すなわち、段差梁接合部に小さくはない方向性があることが示唆された。

他方、地震動により建物には正負繰り返し外力が作用するため、柱梁接合部に生じるせん断力が反転する状況が生じる。したがって、既報⁵⁾ で得られた段差梁接合部の方向性が、荷重の方向が反転する状況下においても生じるか否かについて確認することが必要となる。そこで新たに、既報⁵⁾ と同様の試験体を用いて正負交番载荷実験を行い、荷重の方向が接合部のせん断強度に及ぼす影響などについて検討した。その際、正载荷あるいは負载荷のいずれを先に加力するか（以下、加力順と呼ぶ）が実験結果に影響する可能性があることを考慮し、同一仕様の 2 体の試験体を用いて加力順を変えて実験を行った。本節ではその結果について報告するとともに、既報⁵⁾ の結果も含めて方向性について総合的に考察する。

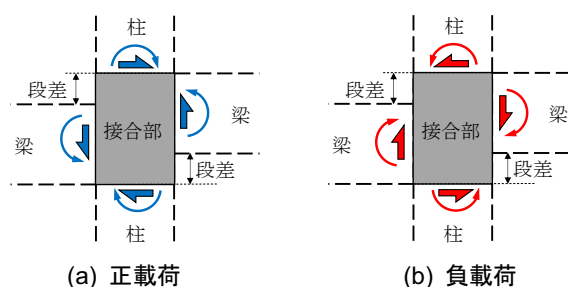


図-3.2.1 段差梁接合部に作用する応力の方向

3.2.2 実験概要

図－3.2.2 に試験体の全体形状を示す。縮尺は 1/3 程度を想定し、同一形状・配筋の試験体 2 体を作成した。段差量は梁せいの 0.4 倍程度 (125 mm) とした。図－3.2.3 に接合部の配筋詳細を示す。梁主筋を接合部内で 90° 標準フック¹⁾ (余長は $8d_b$, d_b : 異形鉄筋の呼び名に用いた数値) により定着した。本実験では、接合部内で点対称の応力状態となるよう、各方向の載荷時において上下段の梁の引張主筋同士の水平投影定着長さが等しくなるように配筋した。また、接合部の横補強筋は、縮尺を考慮して上段の梁の上端位置から下段の梁の下端位置までの間で 8 組の横補強筋を均等割り (=47mm) で配筋した。表 1 に試験体諸元、表－3.2.2 に鉄筋およびコンクリートの材料特性を示す。また、コンクリート打設は横打ちとした。本実験では鉄筋量が過度にならないようにしつつ接合部を破壊させるように、柱および梁の主筋を高強度筋とし、梁曲げ降伏時の接合部への入力せん断力 V_{jmu} が接合部のせん断強度の計算値 V_{jumean} の 1.6 倍程度となるように設計した。なお、接合部への入力せん断力を式(1)、接合部のせん断強度の計算値を、靱性指針²⁾ で示されている十字形柱梁接合部のせん断強度の平均値を評価する式(2)で算定した。

$$V_{jmu} = \left(\frac{L-D_c}{0.9d} - \frac{L}{H} \right) \cdot \frac{2M_u}{L-D_c} \quad (1)$$

$$V_{jumean} = 0.799 \sigma_B^{0.712} \cdot b_j \cdot D_j \quad (2)$$

ここに、

L : スパン長さ

D_c : 柱せい

d : 梁の有効せい

H : 階高

M_u : 梁の降伏曲げモーメント ($= 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot d$)

a_t : 引張鉄筋の公称断面積

σ_y : 引張鉄筋の降伏強度 (表 1 による)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

b_j : 接合部の有効幅

D_j : 接合部の有効せい ($= D_c$)

載荷方法は図－3.2.4 に示すように試験体を柱頭・柱脚をピン支持として載荷装置に固定し、柱芯から 1250 mm の位置で梁に荷重を与え逆対称載荷とし、正負交番漸増載荷とした。載荷方向の正負は図－3.2.5 に示す向きとして定義する。載荷は上下段の梁の載荷点の鉛直変位が等しくなるように行い、図－3.2.6 に示すような層間変形角 (左右の載荷点の変位の和をスパン長さ $L = 2500$ mm で除して算定する) を目標として制御した。+0.4D-H-A 試験体は正載荷、-0.4D-H-A 試験体は負載荷から先に加力した。なお、載荷装置の都合により本実験では柱の初期軸力は 0 とした。

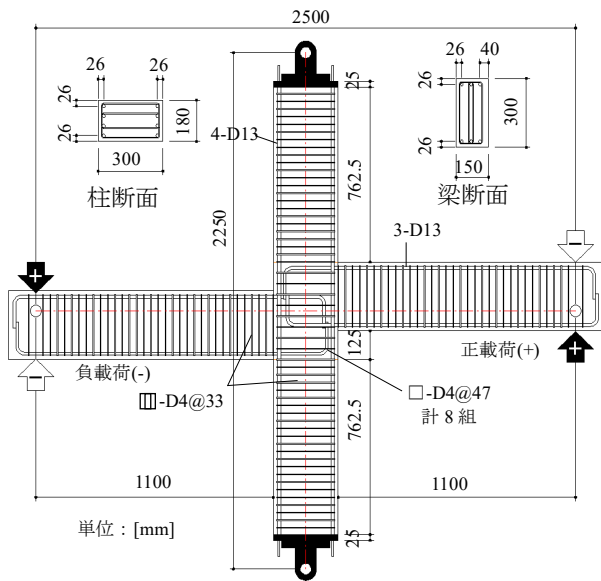


図-3.2.2 試験体形状

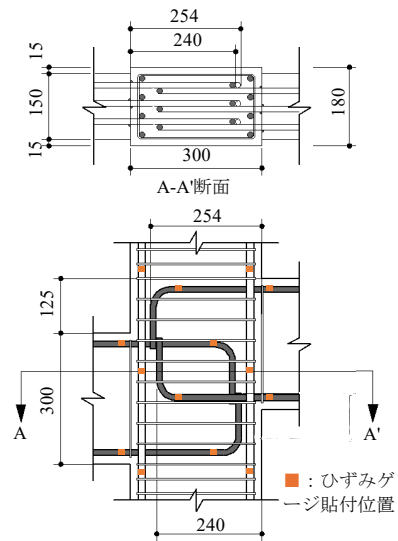


図-3.2.3 接合部詳細

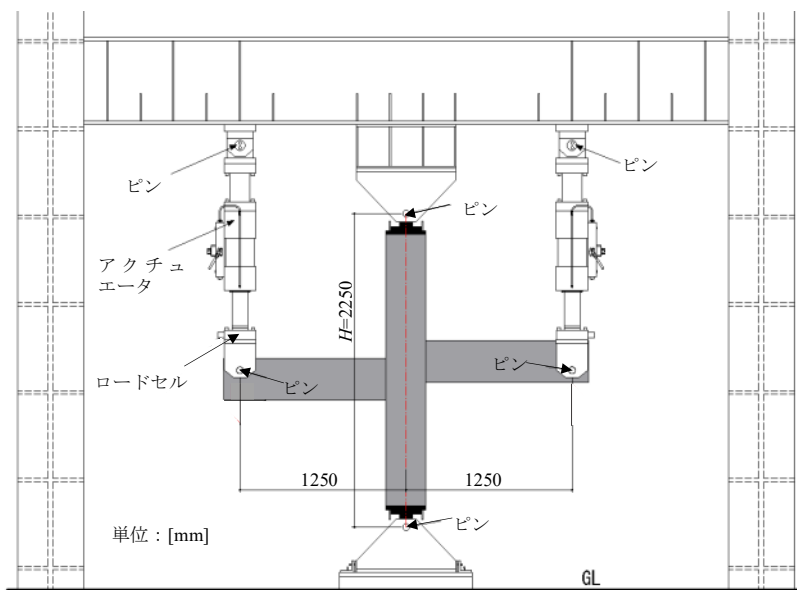
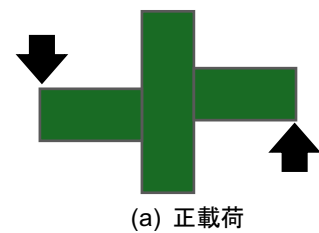


図-3.2.4 荷重装置の概要

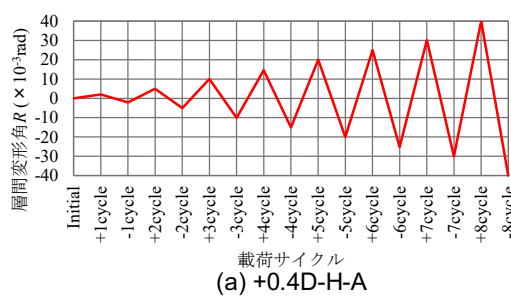


(a) 正荷重

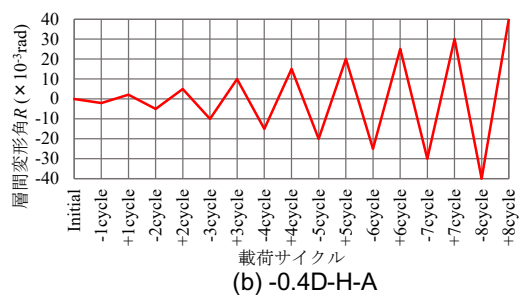


(b) 負荷重

図-3.2.5 荷重方向



(a) +0.4D-H-A



(b) -0.4D-H-A

図-3.2.6 荷重履歴

表－3.2.1 試験体諸元

試験体名		+0.4D-H-A	-0.4D-H-A
段差量[梁せいとの比]		125mm [0.42]	
スパン長さ×階高		2500×2250(mm)	
梁	幅×せい	150×300(mm)	
	主筋	3-D13 [0.92%]	
	定着形式	90° 標準フック ¹⁾	
	あばら筋	□-D4@33 [1.13%]	
柱	幅×せい	180×300(mm)	
	主筋	4+4-D13 [0.94%]	
	帯筋	□-D4@33 [0.95%]	
	接合部	□-D4@47 [0.33%] [※]	
先に加力する方向		正(+)	負(-)

[] : 梁柱の引張主筋比および横補強筋比を表す。

※ : $p_w = a_w / bx$, a_w : 横補強筋の一組の断面積, b : 柱幅, x : 鉄筋間隔 (=47mm)

表－3.2.2 材料特性

鉄筋	呼び名	降伏強度 ^{※1} (MPa)	ヤング係数 ^{※2} (GPa)
	D13 (主筋)	869	206
コンクリート	D4 (横補強筋)	372	196
	圧縮強度(MPa)	引張強度 ^{※3} (MPa)	ヤング係数 ^{※4} (GPa)
	22.7	2.29	24.3

※1 : 0.2%オフセット耐力

※2 : 応力度ひずみ度関係がほぼ直線と見なせる範囲の2点間を結ぶ割線の傾き

※3 : 割裂引張強度試験による

※4 : 圧縮強度の1/3の応力点と縦ひずみ 50×10^{-6} のときの応力点を結ぶ割線の傾き

3.2.3 荷重変形関係および実験破壊性状

図－3.2.7 に荷重 P_{exp} －層間変形角 R 関係を示す。 P_{exp} は、上下段の梁の荷重の平均値とする。なお、正載荷時の荷重と層間変形角をそれぞれ正とする。図中にひび割れの発生を確認した点を示す。ひび割れの観察は各サイクルのピーク時に行った。両試験体の履歴ループの形状が逆 S 字形のループを呈することは同様であった。

写真－3.2.1 に最大荷重時および実験終了時の接合部の損傷状況を示す。両試験体とも概ね同様な損傷状況を呈した。正載荷時または負載荷時に生じた接合部の斜めひび割れに着目すると、正載荷では、最大荷重を迎える $+15 \times 10^{-3}$ rad のサイクルで、パネルゾーンの左下の入隅付近から右上の入隅付近まで生じた斜めひび割れの進展が顕著になった。一方、負載荷では、 -20×10^{-3} rad のサイクルでパネルゾーンの左上（右下）の入隅付近から下段（上段）の梁引張主筋の折り曲げ位置付近まで生じた斜めひび割れの進展が顕著になった。このように、正載荷時と負載荷時に生じた接合部の斜めひび割れは生じ方が異なっている。 $\pm 40 \times 10^{-3}$ rad のサイクルでは、接合部のカバーコンクリートの剥落が顕著となり、ピーク時の荷重が最大荷重の7割以下となったため、実験を終了した。

両試験体とも、最大荷重後は損傷が接合部に集中し、荷重が大きく低下した。図－3.2.3 に示す柱梁主筋に貼り付けたひずみゲージの測定結果から主筋の降伏は確認されず、最大荷重が梁の降伏曲げモーメント M_u 時の荷重 (= 74 kN) の6割以下であった。以上のことを勘案し、破壊形式は接合部のせん断破壊と判断する。なお、接合部の横補強筋のひずみを計測していないため、降伏の有無は確認できていない。また、本実験では柱頭柱脚の変位を拘束しているため、柱に付加軸力が生じるが、正載荷と負載荷との接合部の力学性状の差異に及ぼす影響は大きくないと考える。

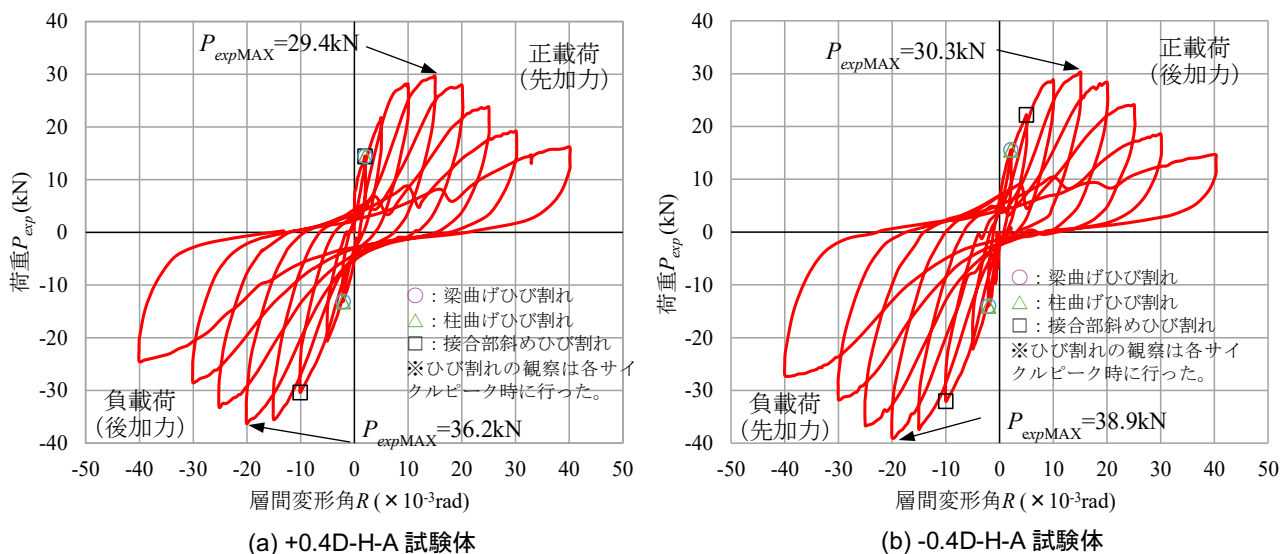


図-3.2.7 荷重と層間変形角の関係

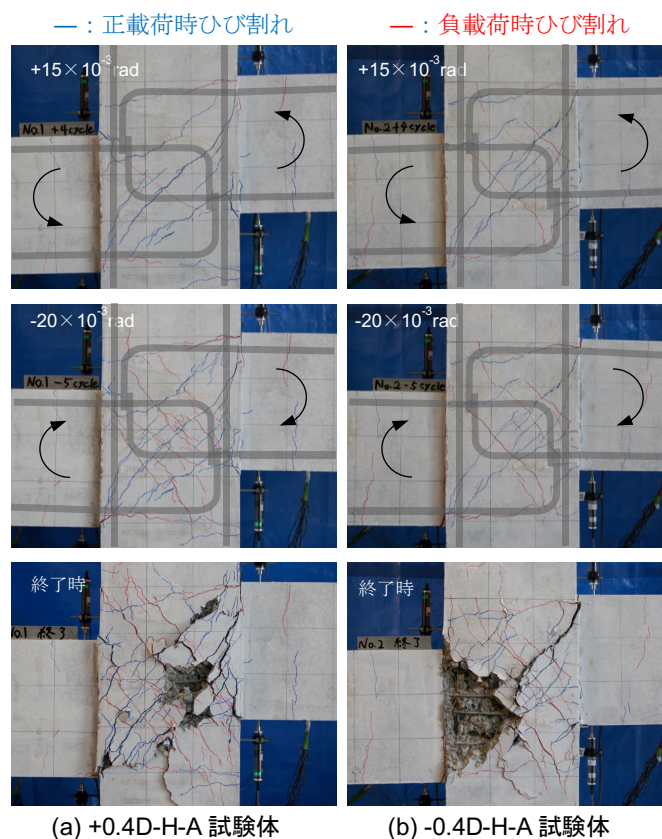


写真-3.2.1 接合部の損傷状況

3.2.4 載荷方向ごとのピーク時の荷重および最大荷重の比較

図-3.2.8 に両試験体の載荷サイクルごとのピーク時の荷重を示す。両試験体とも、3 サイクル (10×10^{-3} rad) 以降では、同一サイクルにおけるピーク時荷重は負荷荷が正載荷を上回っており、正載荷は $+15 \times 10^{-3}$ rad、負荷荷は -20×10^{-3} rad のサイクルで最大荷重に達している。また、負荷荷を先に加力した -0.4D-H-A 試験体では、正載荷の耐力が低下しないうちに負荷荷の最大荷重となっていることに対し、正

載荷を先に加力した+0.4D-H-A 試験体では、正載荷の耐力が低下した後に負載荷の最大荷重となっている。なお、正載荷の最大荷重は両試験体ともほぼ同程度であるが、負載荷の最大荷重は、負載荷を先に加力した-0.4D-H-A 試験体のほうが 7 % 大きい。正載荷と比べて負載荷の最大荷重は、+0.4D-H-A 試験体が 23 %， -0.4D-H-A 試験体が 29 % 大きい。つまり、加力順にかかわらず、本実験では最大荷重は負載荷が正載荷より大きくなっている。

図-3.2.9 に両試験体の正および負の骨格曲線をそれぞれ示す。さらに、過去に筆者らが片側載荷を行った試験体⁵⁾ (0.4D-H-P および 0.4D-H-N) も併せて示す。載荷方向 (図-3.2.5) は 0.4D-H-P 試験体は正， 0.4D-H-N 試験体は負である。詳細については文献 5) を参照されたい。正載荷では、正負交番載荷を行った両試験体の骨格曲線の形状がほぼ一致している。負載荷では、負載荷を先に加力した-0.4D-H-A 試験体が正載荷を先に加力した+0.4D-H-A 試験体より、各サイクルのピーク時の荷重が若干大きい、骨格曲線の形状が類似している。なお、片側載荷の試験体の最大荷重は、コンクリート強度が若干大きいにもかかわらず、正載荷・負載荷とも正負交番載荷を行った試験体より小さい。ただし、最大荷重の正載荷と負載荷との差は正負交番載荷を行った試験体と同程度であり、最大荷重となった層間変形角も同じである。また、最大荷重後の次のサイクルにおける耐力低下は、正載荷・負載荷とも、正負交番載荷を行った試験体では 5～8 % となっているのに対し、片側載荷を行った試験体ではほぼ耐力低下しておらず、 $30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ になってから同程度の耐力低下が生じている。つまり、最大荷重後の耐力低下は、正負交番載荷を行った両試験体は、正載荷と負載荷が概ね同程度で、片側載荷を行った試験体より激しくなっている。

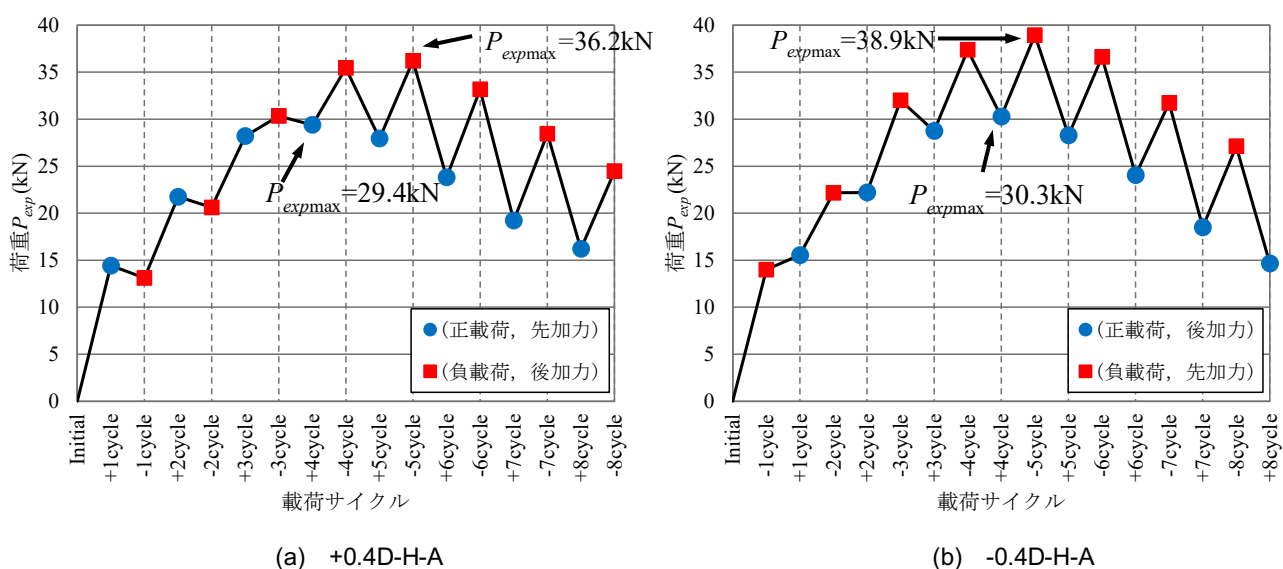
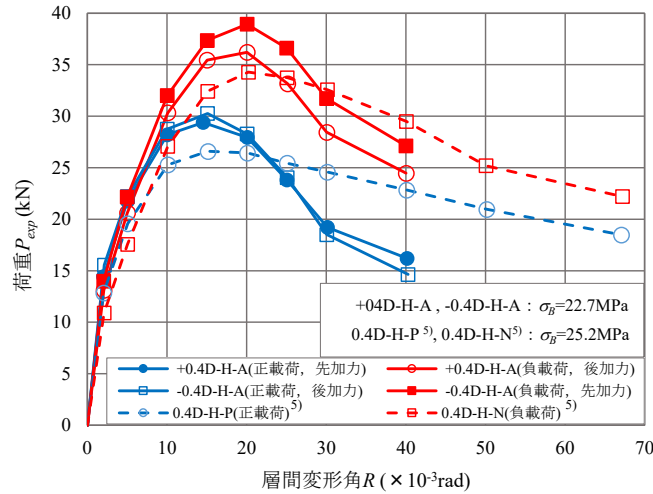


図-3.2.8 載荷サイクルごとのピーク時の荷重



図－3.2.9 各試験体の骨格曲線の比較

3.2.5 段差梁接合部のせん断強度の実験値と計算値の比較

段差梁接合部のせん断強度の実験値 V_{jexp} を図－3.2.10 に示す綱掛け部に生じるせん断力 V_j とし、実験の最大荷重を用いて式(3)で算定する。段差梁接合部のせん断強度の計算値 V_{jumin} は、設計の実務では段差がない十字形接合部のせん断強度の設計式を用いる場合が多いと考えられるため、本章では靱性指針²⁾で示されている式(4)を用いて算定する。

$$V_{jexp} = \left(\frac{L \cdot D_c}{j_b} - \frac{L}{H} \right) \cdot P_{expmax} \quad (3)$$

$$V_{jumin} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad (4)$$

ここに、

L : スパン長さ

D_c : 柱せい

j_b : 梁応力中心距離 ($= 7/8d$)

d : 梁の有効せい

H : 階高

P_{expmax} : 上下段の梁の最大荷重の平均値

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

b_j : 接合部の有効幅

D_j : 接合部の有効せい ($= l_{dh}$)

l_{dh} : 梁主筋の水平投影定着長さ

κ : 接合部の形状による係数 ($= 1.0$)

ϕ : 直交梁の有無による補正係数 ($= 0.85$)

F_j : 接合部のせん断強度の基準値 ($= 0.8 \times \sigma_B^{0.7}$)

表-3.2.3 に各試験体の諸元および接合部のせん断強度の実験値と計算値を示す。計算値は式(2)で算定した結果 V_{jmean} も併せて示す。また、藤原らが行った文献 3) と 6) の正負交番載荷実験では、仕様が同一の 2 体の段差梁接合部の試験体を用いているが、この二つの実験は加力順が異なる可能性があると考えられるため、段差量と梁せいの比が本実験の試験体に近いもの 2 体を併せて比較する。ここに、文献 6) では先に加力する方向を明記していないが、その続報の文献 3) では負載荷を先に加力したことを明記していることから、文献 6) では正載荷を先に加力したと推測している。また、文献 6) では負載荷の最大荷重が明記されていないため、図から読み取った値を用いている。本実験の試験体と比べ、藤原ら^{3), 6)}の試験体は、段差・主筋間の距離・柱梁の引張主筋比および接合部横補強筋比が若干大きく、梁主筋の水平投影定着長さが相対的に小さく、柱初期軸力がある。なお、藤原ら^{3), 6)}の試験体は同じ変形角で 2 回繰返し載荷がなされている。

図-3.2.11 に正載荷・負載荷ごとに接合部せん断強度の実験値と計算値の比較を示す。計算値は式(4)で算定した結果を用いる。また、筆者ら⁷⁾の段差がなく梁主筋の定着形式のみが異なる柱梁接合部に関する実験では、接合部のせん断強度の実験値は、折り曲げ定着した試験体が梁主筋を通し配筋としたものより 25 % 小さくなっている。接合部の有効せいとして、通し配筋とした試験体では柱せい、折り曲げ定着した試験体では梁引張主筋の水平投影定着長さを用いて接合部のせん断強度の計算値を算定すれば、両試験体とも計算値に対する実験値の比が同程度となっている。このことを踏まえ、図-3.2.11 では接合部の有効せいを梁主筋の水平投影定着長さとして接合部のせん断強度の計算値を算定する。なお、筆者らの試験体は、配筋の納まりの都合上で梁引張主筋の水平投影定着長さが、負載荷時の引張主筋より正載荷時の引張主筋が 6 % 短いことにより、正載荷時の接合部のせん断強度計算値が負載荷時より小さく算定されている。筆者らの試験体では、正載荷の実験値は計算値と同程度である。一方、文献 3) と 6) の試験体は、接合部のせん断強度は正載荷・負載荷とも実験値が計算値より 40 % 以上大きい。なお、本実験の結果と異なり、文献 6) の J-0.5D 試験体では、接合部のせん断強度の実験値は負載荷が正載荷より小さくなっている。

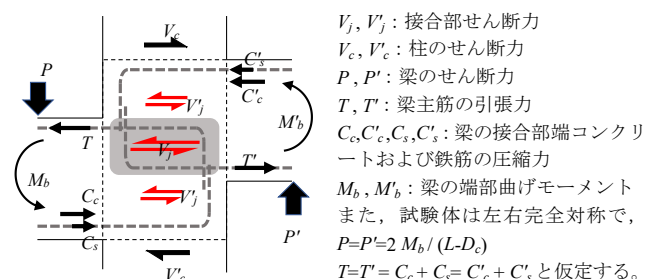


図-3.2.10 段差梁接合部のせん断力 V_j

表-3.2.3 段差梁接合部試験体の諸元およびせん断強度の実験値と計算値一覧

文献 番号	試験体名	B_c × D_c	B_b × D_b	e	$\frac{(D_b+e)}{D_c}$ $\frac{(D_b-e)}{D_c}$	σ_B	ρ_{bw} ρ_{bt} ρ_{ct}	η	載荷 方向※1	梁主筋 定着形式	l_{dh} (mm)	梁最大荷重 $P_{exp\max}$ (kN)		最大荷重 比 (負/正)	接合部のせん断強度(kN)							
		(mm)	(mm)	(mm)		(MPa)										R (×10 ⁻³ rad)		実験値 V_{jexp}	計算値			
																			$D_j=D_c$		$D_j=l_{dh}$	
																			$V_{ju\ mean}$	$V_{ju\ min}$	$V_{ju\ mean}$	$V_{ju\ min}$
本 実 験	+0.4D-H-A	180 × 300	150 × 300	125	1.42 0.58	22.7	0.33 0.92 0.94	0	[正]	90°標準 フック	240	36.2	15	1.23	237	365	299	292	240			
	負								254		29.4	20	292		309			254				
	正								240		38.9	15	244		292			240				
	[負]								254		30.3	20	314		309			254				
5)	0.4D-H-P					25.2			正		240	29	15	1.29	234	394	322	315	258			
	負								254		37.4	20	302		333			273				
6)	J-0.5D	350 × 350	300 × 400	200	1.71 0.57	26.5	0.41 1.45 1.24	0.2	【正】	U字形	262.5	115.3	15	0.87	993	937	767	703	575			
	負					約100※2	15		861													
3)	-J-0.5D					23			正			102.4	15	1.06	882	847	694	635	521			
									[負]			108.8	20		937							

B_c : 柱幅 D_c : 柱せい B_b : 梁幅 D_b : 梁せい e : 段差量 σ_B : コンクリートの圧縮強度 ρ_{jw} : 接合部横補強筋比
 ρ_{bt}, ρ_{ct} : 梁または柱の引張主筋比 η : 柱初期軸力比 l_{dh} : 梁引張主筋の水平投影定着長さ R : 層間変形角
 []: 先に加力した方向 【】: 先に加力する方向について明記なく、文献3)と反対の方向と仮定した。
 ※1: 図5で定義した方向 ※2: 文献に明確な記載のないもの。

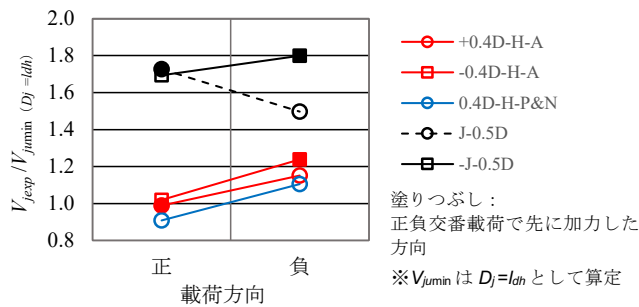


図-3.2.11 各試験の正・負載荷のせん断強度 (V_{jexp}/V_{jumin}) の比較

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，2018
- 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
- 3) 藤原将章，上村智彦，石橋一彦，林静雄：段差梁を有する鉄筋コンクリート造梁・柱接合部の終局強度，コンクリート工学年次論文集 Vol. 31，0D-H-A，pp. 367-372，2009.7
- 4) 古澤護，大村周，石川裕次，杉本訓祥：梁主筋に機械式定着を用いた梁段差を有する柱梁接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 44，0D-H-A，pp. 463-468，2022.7
- 5) 董添文，花井伸明，蜷川利彦：梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断強度に荷重方向が及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 42，0D-H-A，pp. 241-246，2020.7
- 6) 藤原将章，塚本浩，廣谷祐貴，上村智彦：柱の応力伝達機構との類似性に基づく接合部終局強度の推定：その2，段差梁を有する場合への適用，日本建築大会学術講演梗概集（中国），C-2，pp. 195-196，2008.9
- 7) 董添文，花井伸明：梁主筋の定着形式が異なる鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断強度に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 41，0D-H-A，pp. 313-318，2019.7

第4章 十字形接合部のせん断抵抗機構に関する検討

4.1 従来の十字形柱梁接合部のせん断強度と各影響因子に関する再検討

4.1.1 はじめに

日本では、ラーメン構造を有する鉄筋コンクリート造建物の耐震設計において、柱または梁の曲げ性能を十分に発揮させることを基本方針としており、柱梁接合部の破壊は許容されていない。日本建築学会靱性指針¹⁾では、隣接する柱・梁部材から接合部に入力されるせん断力が、接合部せん断強度を上回らないように設計することが求められている。接合部せん断強度の評価式は、主としてコンクリート強度との相関に基づいて構築されており、鉄筋の影響は明示的には考慮されていない。

この評価式を提案した村上ら²⁾は、接合部せん断強度がコンクリート強度に強く支配される一方で、柱軸力、接合部横補強筋および接合部形状の影響は比較的小さいことを示している。また、梁・柱の引張鉄筋比が増加するにつれて接合部せん断強度も上昇する傾向が認められることを報告している。さらに、寺岡ら³⁾および草刈ら⁴⁾は、接合部横補強筋量ならびに梁・柱の引張鉄筋比、特に梁引張鉄筋比の増加が接合部せん断強度の向上に寄与することを示し、これらの因子を考慮した接合部せん断強度評価式を提案している。提案式は実験結果と良好な対応を示しており、接合部せん断強度にはコンクリート強度だけでなく、接合部内の配筋条件も影響を及ぼすことが指摘されている。

しかし、これらの研究は主として既往実験結果の統計的分析に基づいており、各因子と接合部せん断強度との相関関係は示されているものの、接合部せん断強度が変化する力学的メカニズムについては十分に解明されているとは言い難い。また、収集された試験体には種々の破壊モードを含むものが混在しており、必ずしも接合部せん断破壊によって終局強度が決定された試験体のみが対象とされているわけではない。さらに、各影響因子相互の相関関係について十分な検討が行われた研究はほとんど見当たらない。

近年、塩原・楠原ら^{5),6)}は、従来の接合部せん断強度式によって十分な耐力を有すると評価される場合であっても、接合部内の鉄筋量が不十分であれば接合部破壊が生じる可能性を実験的・理論的に示した。さらに、接合部内のコンクリート圧縮束と縦横方向の主筋および横補強筋による抵抗機構を考慮した9自由度接合部モデルを提案し、接合部強度および破壊モードに及ぼす鉄筋の影響を明らかにしている。これらの研究成果を踏まえ、現行の「保有水平耐力計算規準・同解説」では、従来の接合部せん断破壊に加え、接合部内の鉄筋量および柱梁曲げ強度比に起因する接合部降伏破壊を考慮した設計法が示されている。

一方、接合部せん断破壊の防止を目的とする従来の接合部せん断強度評価式では、コンクリート強度を基本としてせん断強度を評価しており、接合部内の鉄筋がせん断強度に及ぼす影響は明示的に考慮されていない。このことから、接合部せん断強度の評価においても、鉄筋がせん断抵抗機構に果たす役割を力学的に明らかにし、その影響を適切に評価する必要がある。

そこで、本研究では、接合部せん断破壊が梁および柱の曲げ降伏に先行する試験体を用いて実験を行い、接合部内の鉄筋がせん断抵抗機構および接合部せん断強度に及ぼす影響を実験的・力学的に検討する。さらに、接合部せん断破壊によって終局状態に至った既往実験結果を収集し、各種影響因子相互の関係を整理した上で、従来の接合部せん断強度評価式を再検討し、鉄筋の影響を考慮した合理的な接合部せん断強度評価法を構築するための基礎的知見を得ることを目的とする。

4.1.2 検討に用いる試験体

本節では、本節では、梁または柱が曲げ降伏する前にせん断破壊した（以降、J 型と呼ぶ）十字形柱梁接合部の試験体を検討対象とする。選定する試験体は、①普通コンクリートを使用した、②左右の梁の断面寸法と配筋が同一である、③左右の梁および上下の柱、または柱と梁に部材芯が一致している、④スラブまたは直交梁が付いていない、⑤柱軸力が一定である、⑥柱小径は 180～500mm、梁小径は 150～370mm である、⑦接合部の主筋は通し配筋とした、⑧接合部横補強筋は柱主筋外周を囲んだもの、計 45 体^{12)~32)}とした。図-4.1.1 に試験体の破壊モードの判定手順を示す。

破壊モードについて原則的には原著者の判断に従っている。しかし、近年の研究⁵⁾では、梁・柱の主筋が危険断面位置で降伏しないものの、接合部内において降伏することにより接合部の降伏破壊が生じる実験例が報告されている。そこで、J 型と明記された試験体について、付表-4.1 に示す各実験で得た梁最大せん断力を用い、梁端部危険断面（接合部中心から柱主筋間距離の 1/2 離れた位置）で求めた曲げモーメント M_b' が接合部降伏破壊の終局モーメント M_{ju} ⁶⁾ を超えていないものを選定した。また、梁・柱の曲げ降伏状況が明記されていないものについて、付表に示す梁最大せん断力を用いて梁・柱端部（柱・梁フェイス位置）で求めた曲げモーメント M_b, M_c が、試験体の材料強度により算定した梁・柱の曲げ強度 M_{by}, M_{cy} ⁷⁾ より大きいものを降伏ありと判断した。なお、 M_{ju}, M_{by}, M_{cy} は以下の式により算定した。

$$M_{ju} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left(b\gamma_{ju} \frac{D_b}{H} + c\gamma_{ju} \frac{D_c}{L} \right)} \frac{bM_{ju} + cM_{ju}}{2} \quad (1)$$

$$M_{by} = 0.9a_t\sigma_y d \quad (2)$$

$$M_{cy} = 0.8a_t\sigma_y D_c + 0.5N_c D_c (1 - N_c / (b_c D_c \sigma_B)) \quad (3)$$

ここに、

$$bM_{ju} = \left\{ \left[1 + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_b}{g_b} \right)^2 \right] g_b - \frac{1}{1+R^2} h\xi_{iu}\beta_{u1} \right\} T_b D_b + \frac{1}{4} T_{hy} D_b$$

$$b\gamma_{ju} = g_b + \frac{2}{1+R^2} h\xi_{iu}\beta_{u1}$$

$$cM_{ju} = \left\{ \left[1 + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_c}{g_c} \right)^2 \right] g_c - \frac{1}{1+R^2} v\xi_{iu}\beta_{u1} \right\} \left(T_c + \frac{N_c}{2} \right) + \frac{1}{4} T_{my} D_c$$

$$c\gamma_{ju} = g_c + \frac{2}{1+R^2} v\xi_{iu}\beta_{u1}$$

D_b, D_c : 梁・柱せい

H, L : 柱高とスパン長さ

a_t : 引張鉄筋の断面積（柱は $0.3D_c$ に配置された主筋を引張とした。）

σ_y : 引張鉄筋の降伏強度

d : 梁の有効せい

N_c : 柱の軸力

b_c, b_b : 柱・梁幅

σ_B : コンクリート圧縮強度

b_j : 接合部有効幅

g_b, g_c : 梁および柱の主筋間距離比

T_b, T_c : 梁および柱主筋の引張力

T_{hy} : 接合部横補強筋の降伏強度

T_{my} : 柱中段筋の降伏強度

β_{u1} : コンクリートストレスブロックの形状を表す係数⁸⁾

R : 斜めストラットの傾きで接合部アスペクト比に等しい($=D_b/D_c$)

$h\xi_{iu}$: ストラットの幅($=\frac{(R+1/R) \cdot (T_b + \frac{T_{hy}}{2})}{b_j \cdot D_b \beta_{u1} \cdot \beta_{u3} \cdot \sigma_B}$)

$v\xi_{iu}$: ストラットの幅($=\frac{(R+1/R) \cdot (T_c + \frac{N_c + T_{my}}{2})}{b_j \cdot D_c \beta_{u1} \cdot \beta_{u3} \cdot \sigma_B}$)

β_{u3} : コンクリートストレスブロックの高さのコンクリート圧縮強度に対する比($=0.85$)

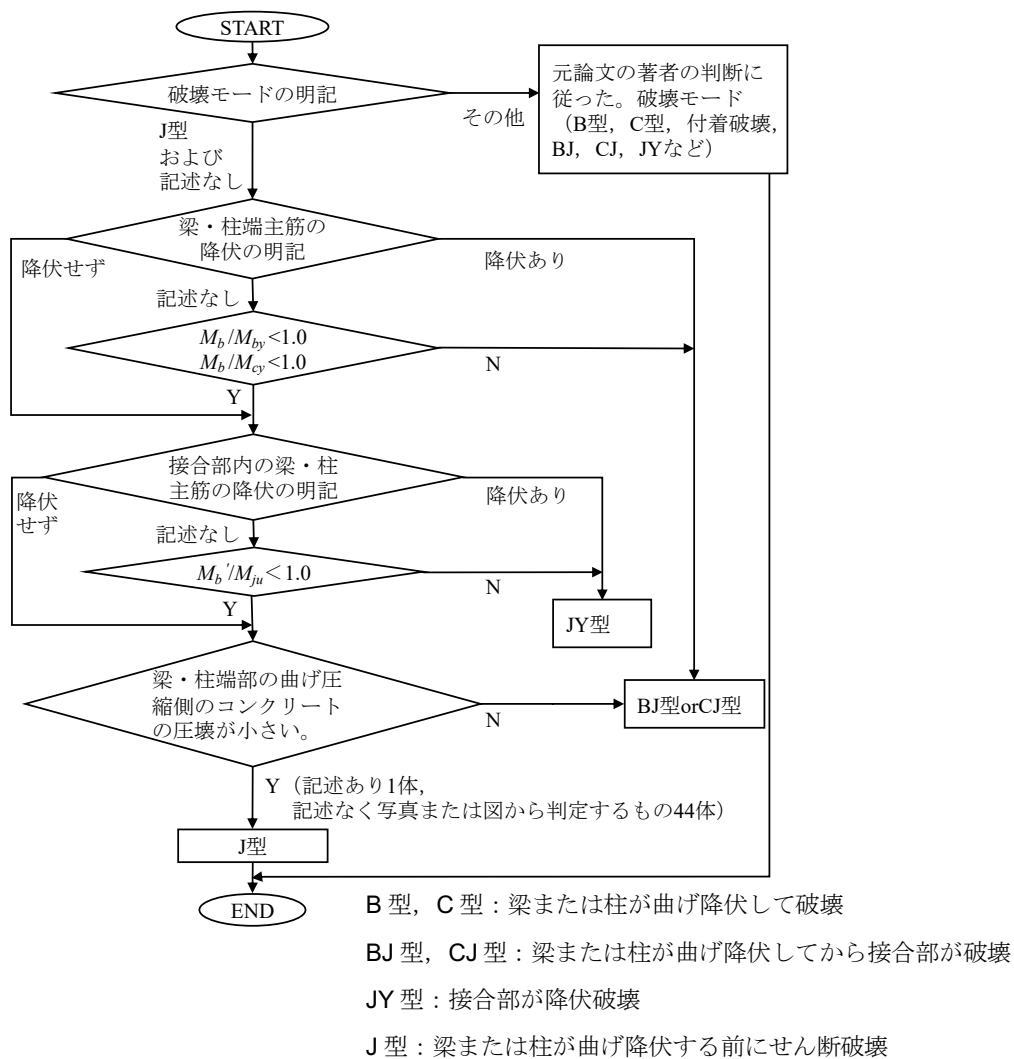


図-4.1.1 試験体の破壊モードの判定手順

4.1.2.1 接合部せん断強度（実験値）の算定と梁応力中心距離の影響

十字形接合部のせん断力 V_j の算定方法は図-4.1.2 に示すように考えられる場合が多い。 V_j の算定値が梁応力中心距離 j_b に依存することがわかる。特に、左右の梁の曲げモーメントおよび柱のせん断力が同一であっても、梁の引張鉄筋を2段配筋とした試験体は1段配筋のものより、引張鉄筋の重心位置が下がり梁の有効せいが小さくなるケースが多いため、 V_j が大きく算定される可能性がある。そこで、 j_b の値が V_j に及ぼす影響を把握するため、本節では後述の曲げ解析で求めた左右の梁端部の曲げモーメント M_b と梁主筋の引張力 T_s との比を各試験体の j_b として算定する。解析は図-4.1.3 に示すように、平面保持を仮定して式(5),(6)により、最大荷重時の曲げモーメントに達するまで曲率 ϕ および中立軸とコンクリート圧縮縁との距離 x_n （以降、中立軸深さと呼ぶ）について収束計算を行う。なお、原則として左右梁の曲げモーメントが等しいと仮定する。実験値が曲げ終局モーメントを超えても数値解析が収束しない場合は、収束が得られた範囲における最大値を採用した。また、コンクリートの応力-ひずみ曲線は図-4.1.4 に示している崎野-孫修正モデル^{9),10)}を用い、鉄筋は完全弾塑性と仮定する。

図-4.1.5 に各試験体の計算結果を示す。図-4.1.5(a)に曲げ圧縮縁におけるコンクリートのひずみ ε_{ca} （ここではコンクリート強度時のひずみ ε_B で無次元化した。）、の曲げ解析結果を示す。図-4.1.5(b)に曲げ引張側の鉄筋のひずみ ε_{sa} （ここでは付表に示す梁主筋の降伏強度 ε_y の最小値で無次元化した。）を表している。一部の試験体^{12),13),25),26),27)}では梁上下端の配筋が異なるため、曲げ解析した左右梁の曲げ応力の状況が異なっており、片側の梁が降伏していると算定されている。このような試験体について左右の梁のそれぞれのひずみおよび左右の梁の平均値で示す。図-4.1.5(c)に梁の引張鉄筋比 p_{tb} と j_b の計算値の関係を示す。左右梁の応力状態が異なるものについて平均値で示す。図-4.1.2 に示す j_b の値（略算値と呼ぶ）と比べ、曲げ解析で求めた j_b の値（精算値と呼ぶ）は梁の引張鉄筋比が大きいほど小さくなる傾向にあることがわかる。つまり、精算値を用いて式(4)で計算する場合では、梁の引張鉄筋比が大きいほど接合部のせん断力 V_j が大きく算定される。したがって、接合部せん断強度を評価する際このことを考慮すべきと考え、以降の分析では精算値を用いる。

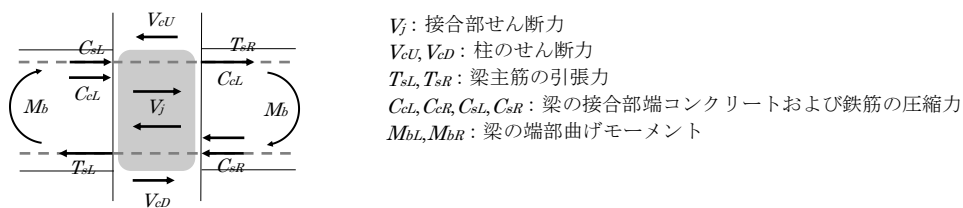


図-4.1.2 接合部せん断力の定義

$$V_j = T_{sL} + T_{sR} - V_c = \frac{M_{bL}}{j_{bL}} + \frac{M_{bR}}{j_{bR}} - V_c \quad (4)$$

ここに、

T_{sL}, T_{sR} : 梁主筋の引張力

M_{bL}, M_{bR} : 梁の端部曲げモーメント

V_c : 上下端柱のせん断力平均値

j_{bL}, j_{bR} : 左右梁応力中心距離(=7/8d)

d : 梁の有効せい

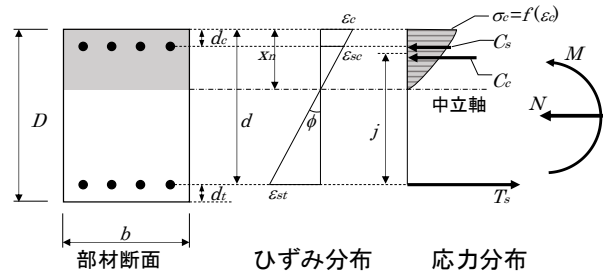


図-4.1.3 梁・柱断面応力の記号

$$T_s + N = C_s + C_c \quad (5)$$

$$M = N\left(\frac{D}{2} - x_n\right) + T_s(d - x_n) + C_s(x_n - d_c) + \frac{bx_n^2}{\varepsilon_c^2} \int_0^{\varepsilon_c} f(\varepsilon_c) \cdot \varepsilon_c \cdot d(\varepsilon_c) \quad (6)$$

ここに,

$$T_s = a_{st} E_s \varepsilon_{st}$$

$$C_s = a_{sc} E_s \varepsilon_{sc}$$

$$C_c = \frac{bx_n}{\varepsilon_c} \int_0^{\varepsilon_c} f(\varepsilon_c) \cdot d(\varepsilon_c)$$

T_s, C_s : 鉄筋の引張・圧縮合力

C_c : コンクリートの圧縮合力

N : 軸力

M : 曲げモーメント

D, b : 部材のせいと幅

x_n : 中立軸とコンクリート圧縮縁との距離

d_c : 圧縮縁と圧縮鉄筋重心との距離

ε_c : コンクリート圧縮縁のひずみ

a_{st}, a_{sc} : 引張・圧縮鉄筋の断面積

E_s : 鉄筋のヤング係数

$\varepsilon_{st}, \varepsilon_{sc}$: 引張・圧縮鉄筋の応力度

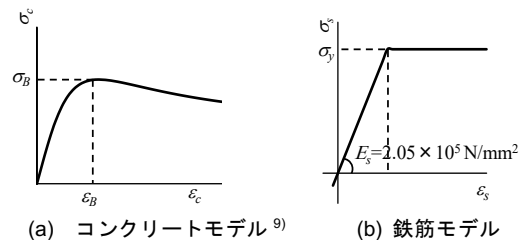


図-4.1.4 材料構成則

$$\sigma_c = \frac{A \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_B} + (B-1) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_B} \right)^2}{1 + (A-2) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_B} + B \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_B} \right)^2} \cdot \sigma_B \quad (7)$$

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24} \right)^{1.5} \times \left(\frac{\sigma_B}{60} \right)^{1/3} \quad (8)$$

ここに,

$$A = E_c \varepsilon_B / \sigma_B$$

$$\varepsilon_B = 0.94 \times \sigma_B^{1/4} \times 10^{-3}$$

$$B = 2.25 - 0.017 \sigma_B^{28})$$

$$\gamma = 23, \sigma_B \leq 36 \text{ MPa},$$

$$\gamma = 23.5, 36 < \sigma_B \leq 48 \text{ MPa},$$

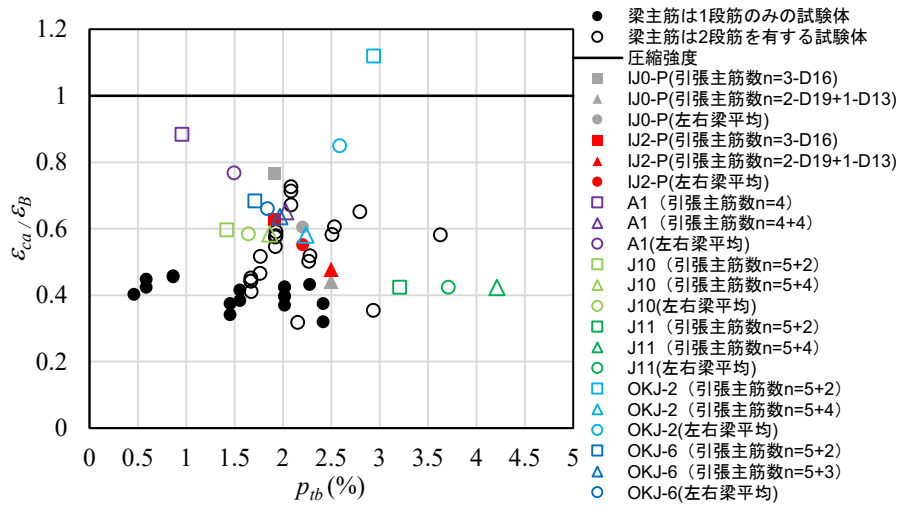
$$\gamma = 24, 48 < \sigma_B \leq 60 \text{ MPa},$$

$$\gamma = 24.5, 60 < \sigma_B$$

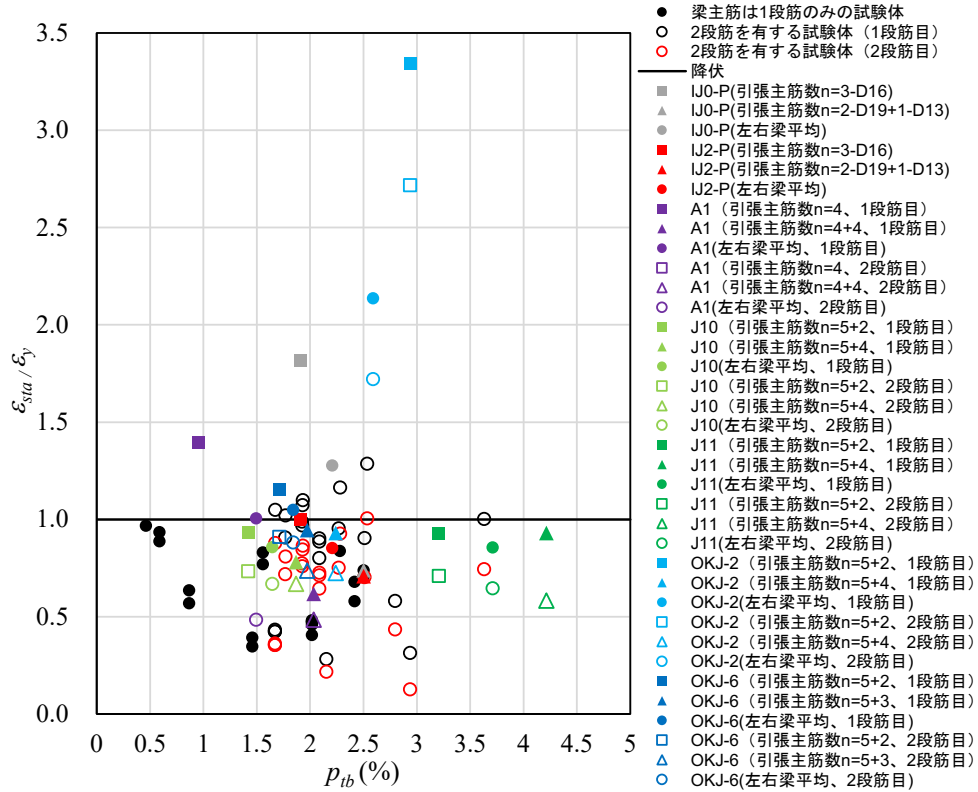
ε_B : コンクリート圧縮強度時のひずみ

E_c : コンクリートのヤング係数

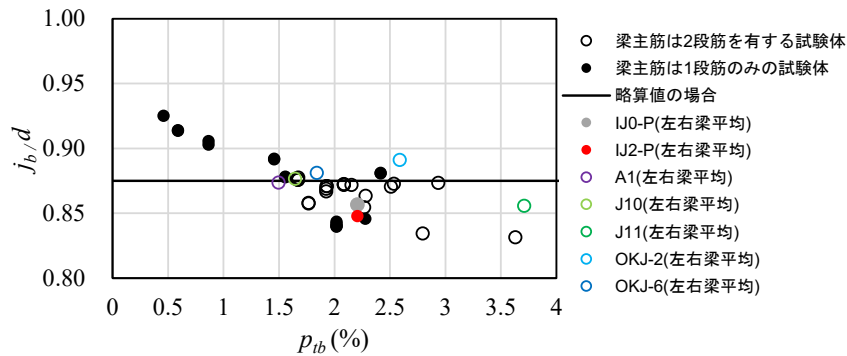
σ_B : コンクリート圧縮強度



(a) 圧縮端のコンクリートひずみ



(b) 引張鉄筋のひずみ



(c) 梁応力中心距離 j_b の精算値
図-4.1.5 梁曲げ解析の結果

4.1.2.2 接合部せん断強度とコンクリート強度の関係

図-4.1.6 に接合部せん断強度 τ_{exp} ($=V_{jMAX} / (b_j \times D_j)$, b_j, D_j : 接合部有効幅¹⁾とせい¹⁾) とコンクリート強度 σ_B との関係を示す。なお、靱性指針¹⁾ に示す接合部せん断強度の評価式 (以下、指針式と呼ぶ) および指針下限式も併せて示す。

τ_{exp} と σ_B の関係を最小 2 乗法により求めた回帰式と指針式の差がほぼないが、一部の試験体では τ_{exp} が指針下限式の計算値よりも小さくなっている。各試験体の τ_{exp} を指針式の計算値 τ_{ju} で除した結果、平均値 Ave. が 0.98、標準偏差 σ が 0.18 となり、 τ_{exp} を指針下限式の計算値で除した結果、Ave. が 1.21、 σ が 0.22 となっている。靱性指針¹⁾ の解説表 8.3.1 に示されている接合部せん断強度の実験値/計算値の結果と比べ、Ave. が概ね一致しているが、 σ が相対的に大きい。 τ_{exp} と σ_B の関係を表す回帰式は収集した試験体の実験結果に依存するが、指針式と概ね一致しているため、以降の考察では τ_{exp} を指針式の計算値 τ_{ju} で基準化とする (以下、 τ_{exp} / τ_{ju} と略す)。

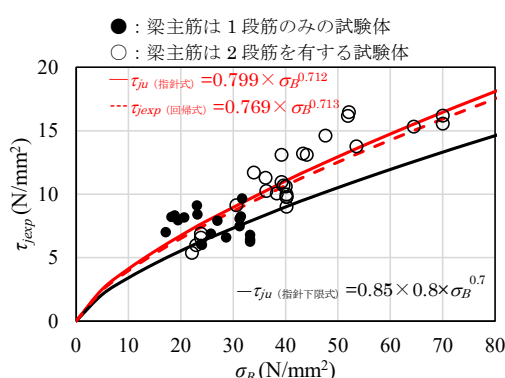


図-4.1.6 コンクリート強度 σ_B とせん断応力度 τ_{exp} の関係

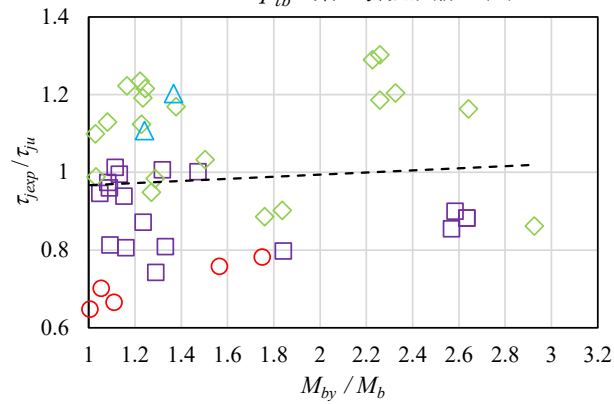
4.1.2.3 曲げ余裕度と τ_j / τ_{ju} の関係

J 型試験体の選定は元論文の著者の判断に従ったものが多い。しかし、梁・柱または接合部の曲げ余裕度が小さい試験体は、2.1 節に示した曲げ解析の結果のように曲げ降伏する恐れがあるため、接合部せん断強度が十分に発揮できていないとも考えられる。図-4.1.7 に梁・柱および接合部の曲げ余裕度と τ_{exp} / τ_{ju} との関係を示す。なお、曲げ余裕度を梁・柱および接合部の曲げ強度と各試験体の最大荷重時の曲げモーメントとの比で示す。曲げ余裕度が相対的に小さい試験体 (ここでは 1.5 以下のもの) に着目して考察すると、いずれも、余裕度が小さくなるにつれて接合部せん断強度が低下する傾向がないことがわかる。つまり、本節で収集した梁・柱または接合部の曲げ余裕度が小さい試験体においても、梁・柱または接合部の曲げ降伏する可能性が小さく接合部せん断強度が発揮できていると判断できる。この結果から、図-4.1.1 に示す手順で J 型試験体を選定した結果が概ね妥当であると言える。

回帰線：全試験体の曲げ余裕度とせん断強度との関係を表している。

○ : $p_{tb} \leq 1.0$ □ : $1.0 < p_{tb} \leq 2.0$ ◇ : $2.0 < p_{tb} \leq 3.0$ △ : $3.0 < p_{tb}$

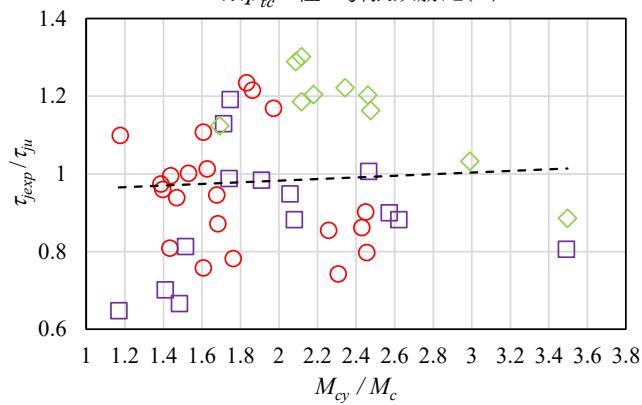
※ p_{tb} ：梁の引張鉄筋比(%)



(a) 梁の曲げ余裕度の影響

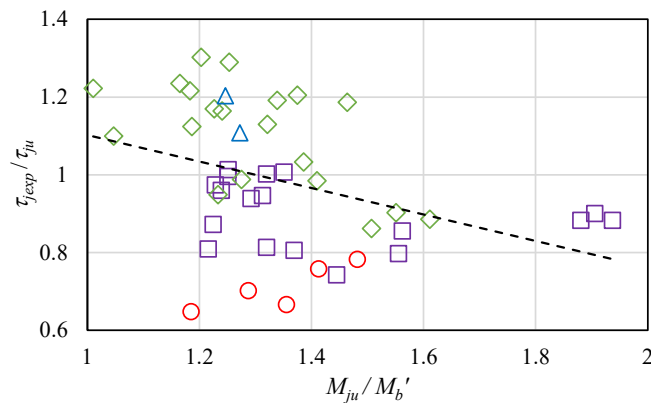
○ : $p_{tc} \leq 1.0$ □ : $1.0 < p_{tc} \leq 1.5$ ◇ : $1.5 < p_{tc}$

※ p_{tc} ：柱の引張鉄筋比(%)



(b) 柱の曲げ余裕度の影響

○ : $p_{tb} \leq 1.0$ □ : $1.0 < p_{tb} \leq 2.0$ ◇ : $2.0 < p_{tb} \leq 3.0$ △ : $3.0 < p_{tb}$



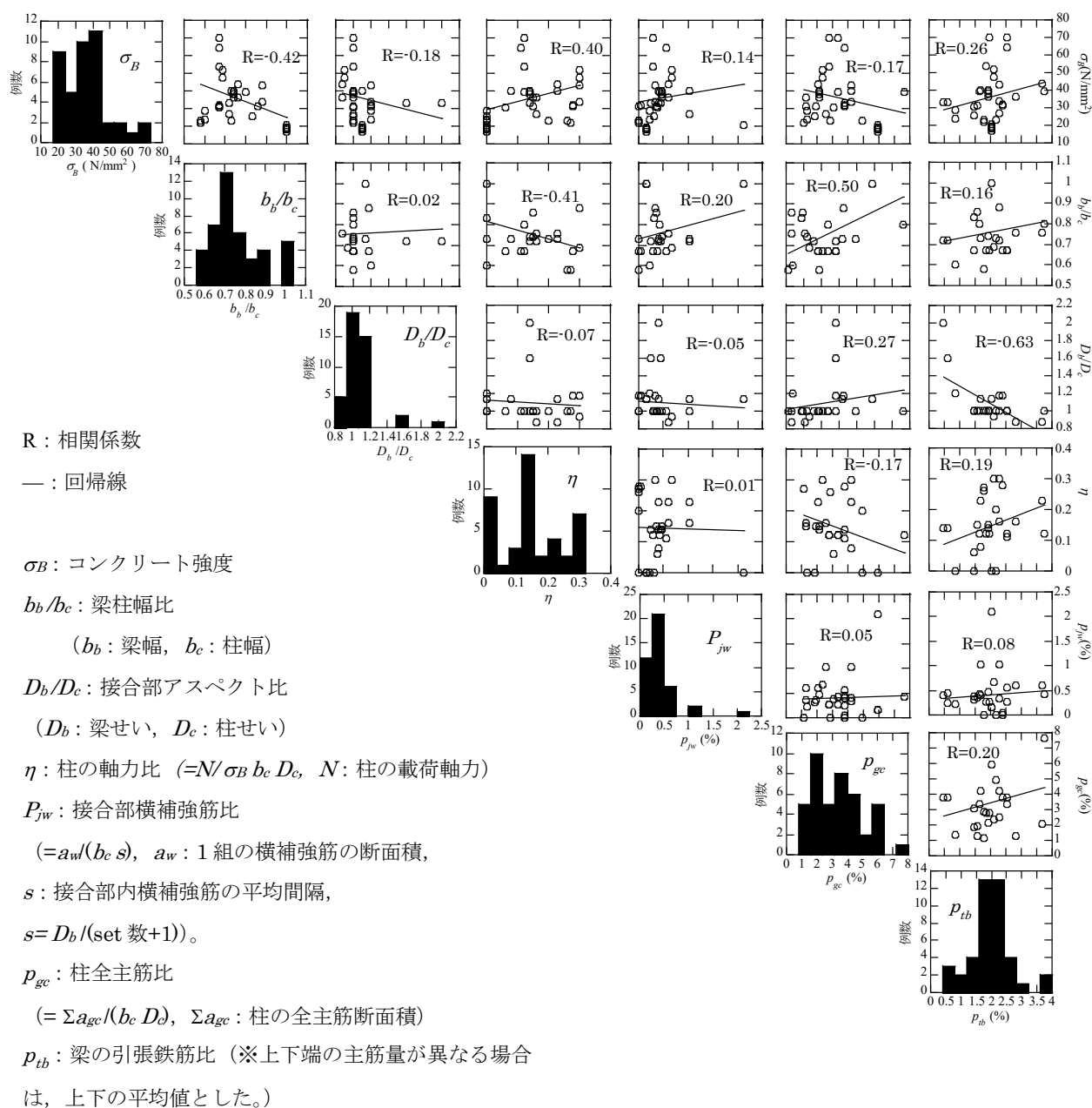
(c) 接合部の曲げ余裕度の影響

図-4.1.7 τ_{exp} / τ_u と梁柱曲げ余裕度の関係

4.1.3 接合部せん断強度に影響する可能性のある各因子

4.1.3.1 各因子間の相関性

接合部せん断強度に影響を及ぼす可能性のある因子として、コンクリート強度、梁柱幅比、接合部アスペクト比、柱の軸力比、接合部の横補強筋、柱全主筋比または梁の引張鉄筋比などが考えられる。図—4.1.8 に、収集した試験体の特性および各試験体の各因子間の相関を示す。なお、相関図に回帰直線および相関係数 R を示す。諸因子とコンクリート強度との相関を除き、梁柱幅比と柱の軸力比または柱全主筋比、接合部アスペクト比と梁の引張鉄筋比は相関係数が 0.4 を超えており、比較的相関性が高いため、以降ではこの相関性を踏まえて検討を行う。



図—4.1.8 収集した試験体の特性と各因子の相関関係

4.1.3.2 τ_{jexp}/τ_{ju} と各因子の関係

図-4.1.9 に、コンクリート強度の影響を除外するため、接合部せん断強度比 (τ_{jexp}/τ_{ju}) と各因子との関係を示す。図-4.1.8 において比較的高い相関が認められた因子について、その影響を明確にするため、各因子の範囲を概ね均等に区分してグループ分けを行い整理した。

図-4.1.9(a)に梁柱幅比 (b_b/b_c) と τ_{jexp}/τ_{ju} の関係、図-4.1.9(b)に柱全主筋比 (p_{gc}) と τ_{jexp}/τ_{ju} の関係を示す。いずれも b_b/b_c および p_{gc} の増加に伴い τ_{jexp}/τ_{ju} が増加する傾向が認められる。しかし、図-4.1.8 に示したように、梁柱幅比と柱全主筋比の間には正の相関が存在するため、この傾向をそれぞれの因子単独の影響として評価することはできない。

日本建築学会靱性指針では、接合部内の応力伝達を簡略化して評価するため、有効幅 $b_j^{1)}$ が定義されている。しかし、梁柱幅比が小さい場合には、梁から接合部へ伝達される応力が指針で想定される有効幅全体に十分広がらず、 b_j が過大評価されている可能性がある。一方、柱主筋比が大きい場合には、主筋のダボ作用やひび割れ進展に対する拘束効果によって、接合部せん断強度の向上に寄与している可能性が考えられる。

図-4.1.9(c)に柱軸力比 (η) と τ_{jexp}/τ_{ju} の関係を示す。軸力比を実験変数とした研究例 (図中実線) では、軸力比の増加に伴うせん断強度の変化が認められるものの、全体のデータを対象とすると明確な相関は確認できない。柏崎ら¹¹⁾ は有限要素解析に基づき、柱軸力が接合部内のストラット形成に影響を及ぼす一方で、接合部せん断強度そのものへの影響は比較的小さいことを指摘している。しかし、本研究で収集した試験体では η と b_b/b_c の間に負の相関が認められるため、柱軸力が接合部せん断強度に影響しないと結論づけることはできない。

図-9(d)に接合部横補強筋比 (p_{jw}) と τ_{jexp}/τ_{ju} の関係を示す。 p_{jw} の影響は比較的小さく、明確な相関は認められない。既往研究^{3),11)} では、横補強筋はコアコンクリートを拘束することによってせん断強度の向上に寄与するとされている。例えば、柏崎ら¹¹⁾ は有限要素解析により、 p_{jw} が 0.2% 程度までは接合部せん断強度の向上に有効であることを示している。しかし、本研究で収集した試験体の範囲では、そのような効果を明瞭に確認することはできなかった。したがって、横補強筋は接合部せん断強度に寄与するものの、その影響度および有効範囲は比較的限定的であると考えられる。なお、横補強筋の降伏強度 ($s\sigma_{wy}$) を考慮した指標 $p_{jw} \times s\sigma_{wy}$ についても検討を行ったが、 p_{jw} 単独の場合より若干高い相関が認められたものの、顕著な強度増加効果は確認されなかった。

図-4.1.9(e)に接合部アスペクト比 (D_b/D_c) と τ_{jexp}/τ_{ju} の関係を示す。収集した試験体の多くは ($D_b/D_c \div 1.0$) の範囲に分布しているが、小林ら¹⁷⁾ によるアスペクト比を実験変数とした研究では、 D_b/D_c の増加に伴い接合部せん断強度が低下することが報告されている。アスペクト比が大きくなると、後述するストラット角度が急勾配となり、圧縮応力の伝達効率が低下することがその要因として考えられる。ただし、梁主筋量が一定の場合には、 D_b/D_c の増加に伴い梁引張鉄筋比が相対的に低下するため、強度低下をアスペクト比のみの影響として評価することはできない。

図-4.1.9(f)に梁引張鉄筋比 (p_{lb}) と τ_{jexp}/τ_{ju} の関係を示す。他の因子と比較して、 p_{lb} と τ_{jexp}/τ_{ju} の相関が最も強く認められる。接合部アスペクト比が同程度の試験体においても、 p_{lb} の増加に伴い τ_{jexp}/τ_{ju} が増加する傾向が確認された。この傾向は、村上ら¹⁾ および岡ら³⁾ の研究結果とも一致している。梁引張鉄筋比は、柱主筋比と同様に鉄筋による拘束効果を有するだけでなく、後述する接合部内のストラット形成にも影響を及ぼしているものと考えられる。なお、本研究で収集した試験体には、実際の建物と比較して梁引張鉄筋比が大きいものが多く含まれている。そのため、設計の実務において梁引張鉄筋比が小さい場合には、接合部せん断強度の余裕度に十分留意する必要がある。

前述したように、梁柱幅比が小さい試験体では、有効幅 (b_j) の評価によって (τ_{exp}) が過小評価されている可能性がある。そこで図-4.1.10 では、有効幅を b_j ではなく梁幅 b_b として再評価した τ_{exp} を用い、各因子との関係を再検討した。その結果、梁柱幅比を除き、各因子と τ_{exp}/τ_{ju} の関係は図-4.1.9 と概ね同様の傾向を示した。

以上の結果より、接合部アスペクト比、柱軸力比、接合部横補強筋量および柱・梁主筋比は、接合部せん断強度に影響を及ぼす主要な因子であると考えられる。特に、梁引張鉄筋比は他の因子と比較して強い相関を示し、接合部せん断強度に大きな影響を及ぼす因子であることが確認された。

— : 回帰線 — : 実験パラメータとした試験体

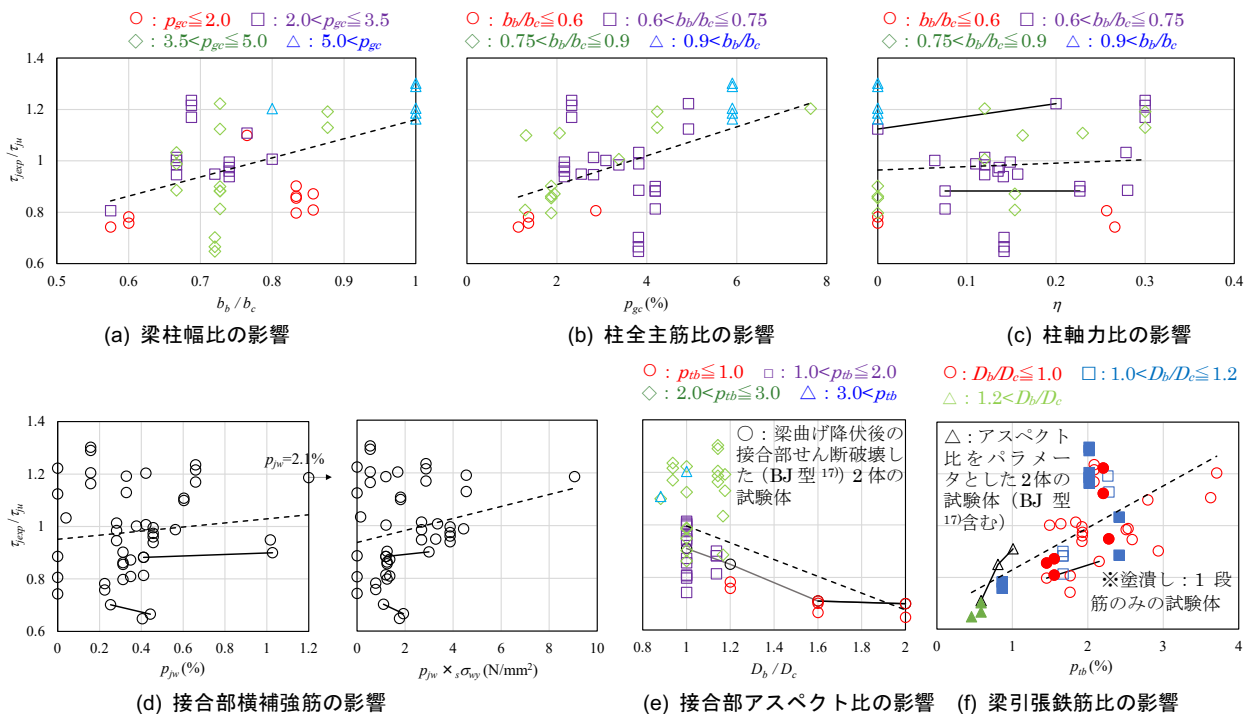


図-4.1.9 $\tau_{exp}(b_j^1)/\tau_{ju}$ と各因子の関係

— : 回帰線 — : 実験パラメータとした試験体

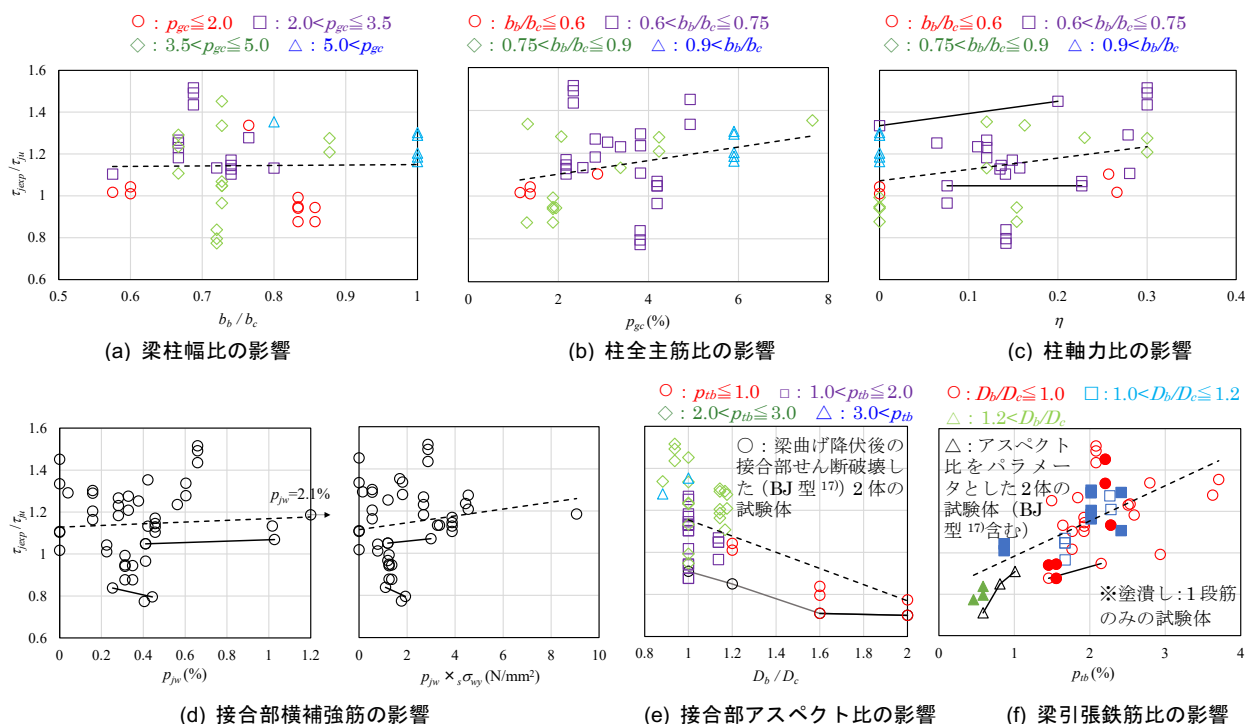


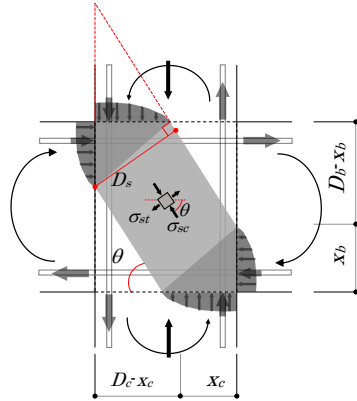
図-4.1.10 $\tau_{exp}(b_j=b_b)/\tau_u$ と各因子の関係

4.1.4 接合部せん断強度に関する考察

4.1.4.1 柱・梁引張鉄筋比とストラット機構の関係

接合部せん断強度についてストラットやトラス抵抗機構を用いて検討されることが多い(例えば: 32)。しかし、トラス機構では主筋の付着性状や横補強筋の拘束効果の推定が難しい。また、李ら³²⁾はトラス機構の寄与度が相対的に小さいと指摘している。本節では、接合部せん断強度を主に支配するストラット抵抗機構に着目して考察する。

図-4.1.11 に示すようにストラットせい D_s は梁・柱フェイス位置のコンクリートの曲げ圧縮の範囲(曲げ解析で求めた中立軸位置の深さ x_n) によって決まると仮定すれば、図-4.1.12 に示す通り、梁の場合では、引張鉄筋比 p_{tb} が大きいほど、中立軸位置(x_n/d) が深くなり、接合部に生じるストラットの水平方向の圧縮領域($D_s/(D_c \sin \theta)$)が大きくなることからわかる。このことにより接合部の水平せん断抵抗力が上昇すると考えられる。一方、柱の場合では、中立軸位置(x_n/d)の深さが引張鉄筋比と軸力の両方の影響を受けており、両因子はストラットの生じ方に影響を及ぼす(η または p_{tc} が大きいほど、 D_s が大きくなるものの、 θ が急になる。)が、 p_{tb} と比べて水平せん断抵抗力への寄与が小さい。また、収集した試験体は引張鉄筋比が小さいものでは軸力比が大きいものが多いため、両因子による影響が混在し、水平せん断抵抗力との相関が見られなくなったと考えられる。



σ_{sc}, σ_{st} : ストラット内の圧縮/引張主応力度
 D_s : ストラットせい
 θ : ストラット角度
 x_c, x_b : 柱・梁の中立軸深さ
 D_c, D_b : 柱・梁せい

図-4.1.11 接合部のストラット機構

$$V_{js} = \sigma_{sc} D_s b_j \cos \theta \quad (9)$$

ここに,

σ_{sc} : ストラット内の圧縮主応力度
 D_s : ストラットせい $[(x_b + x_c \tan \theta) \cos \theta]$
 b_j : 接合部有効幅¹⁾
 θ : ストラット角度 $[\theta = \arctan(D_b - x_b)/(D_c - x_c)]$
 x_c, x_b : 柱・梁の中立軸深さ
 D_c, D_b : 柱・梁せい

--- : 梁 ● : 1 段筋のみの試験体 ○ : 2 段筋を有する試験体
 - - - : 柱 □ : $0 = \eta$ ▨ : $0 < \eta \leq 0.2$ ▩ : $0.2 < \eta$
 ※ここに, p_t は曲げ解析の結果に基づいて算定した。

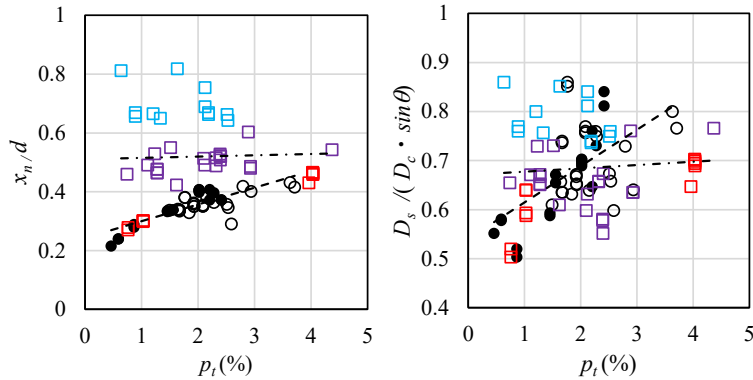


図-4.1.12 梁・柱の引張鉄筋比と中立軸深さおよびストラットせいの関係

4.1.4.2 ストラット機構における有効圧縮強度

図-4.1.13 にストラット内のコンクリート応力状態をモール円で描いた。ストラット内の引張主応力度がおおよそコンクリートの引張強度に達するときに、接合部に斜めせん断ひび割れが生じると考えられる。一方、接合部せん断強度に達する時では、ストラット内の引張主応力度が（ひび割れの存在により）0、圧縮主応力度 σ_{sc} が有効圧縮強度 $\nu \sigma_B$ になると考えられる。以上の仮定により求めた圧縮主応力度（ここに, η_{exp} を 2.2 節に示す定義で算定した。）とコンクリート強度・軸力比・横補強筋強度との相関

を図-4.1.14 に示す。なお、コンクリート圧縮強度との相関について、超高強度コンクリートへの適用性を考慮すべき乗係数で表している。横補強筋の寄与分について柏崎ら¹¹⁾の研究に従い、 p_{fw} の有効範囲を0.2%までとした。いずれの因子も σ_{sc} との相関性が認められる。 σ_{sc} は軸力比および横補強筋との相関が小さいものの、軸力および横補強筋の拘束によりコンクリートの有効圧縮強度への向上効果が示唆される。したがって、本研究ではコンクリート強度・軸力比・横補強筋強度を用いて重回帰分析（式(11)）によりストラットの有効圧縮強度を推定した。

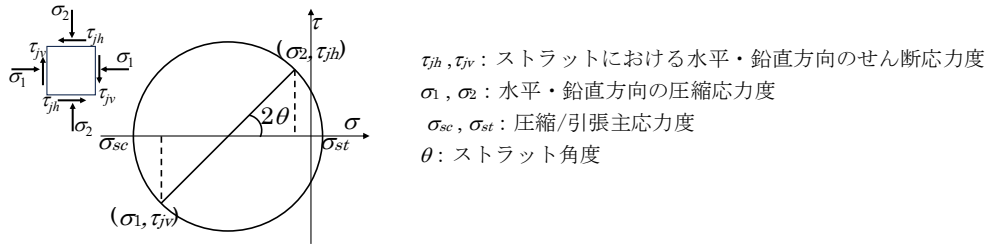


図-4.1.13 ストラット内のモール円

$$\tau_{jh} = \frac{\sigma_{sc} - \sigma_{st}}{2} \sin 2\theta \quad (10)$$

ここに,

τ_{jh} : ストラットにおける水平方向のせん断応力度

$$\left(\frac{\tau_{jh}}{\tau_{jexp}} = \frac{D_c}{D_s / \sin \theta} \right)$$

σ_{sc}, σ_{st} : ストラット内圧縮・引張主応力度

θ : ストラット角度

τ_{jexp} : 接合部せん断強度の実験値 ($=V_j/b_j D_c$)

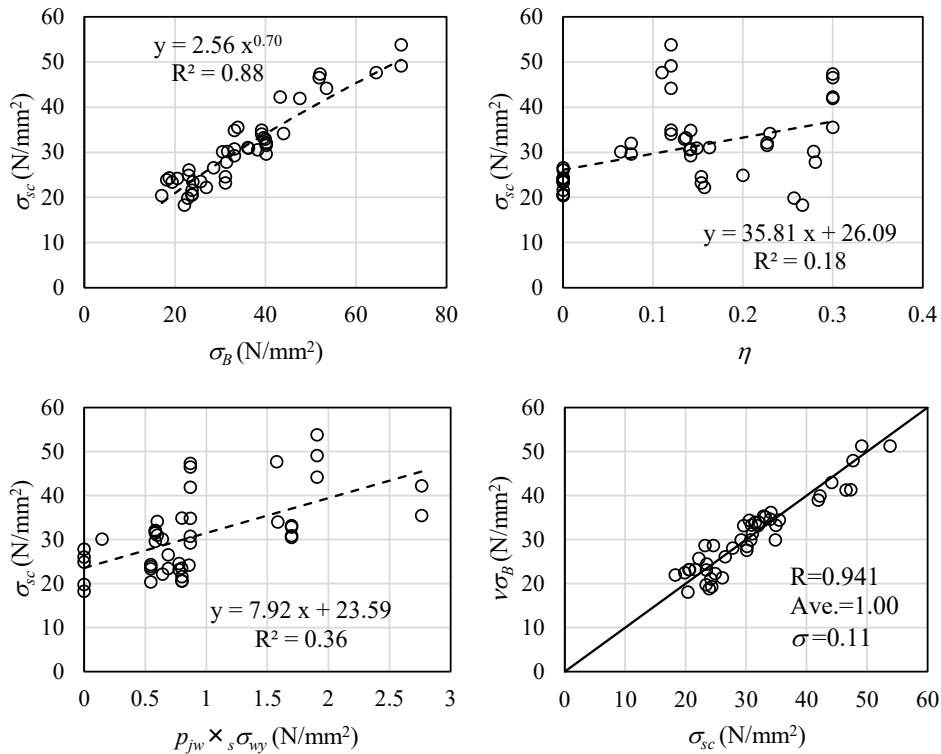


図-4.1.14 ストラット内有効圧縮強度 $\nu\sigma_B$ の推定

$$\nu\sigma_B = 2.46\sigma_B^{0.70} + 1.74p_{jw}\sigma_{wy} + 5.02\eta - 0.82 \quad (11)$$

ここに,

σ_B : コンクリート圧縮強度

p_{jw} : 接合部内の横補強筋比 ($=a_w/(b_c s) \leq 0.2\%$)

a_w : 1組の横補強筋の断面積

b_c : 柱幅

s : 接合部内横補強筋の平均間隔 $s = D_b / (\text{組数} + 1)$

σ_{wy} : 接合部内の横補強筋の降伏強度

η : 柱軸力比 ($=N/(\sigma_B b_c D_c)$)

N : 柱の載荷軸力

D_c, D_b : 柱・梁せい

4.1.4.3 種々の影響因子を考慮した接合部せん断強度

図-4.1.15 にストラット機構に基づいて計算した接合部せん断強度 V_{js} と実験値 V_{jexp} との比較を示す。靱性指針式による計算結果では実験値/計算値(V_{jexp}/V_{ju})の平均 Ave. が 0.98, 標準偏差 σ が 0.18, 相関係数 R が 0.971 であることと比べ, V_{jexp}/V_{js} の平均 Ave. が 1.00, 標準偏差 σ が 0.11, 相関係数 R が 0.986 となっている。図-4.1.11 に示すストラット機構に基づいて接合部せん断強度を精度よく評価できると言えるものの, 楠原ら³⁴⁾ および筆者ら²¹⁾ の既往実験では, 梁の曲げ圧縮側の主筋が引張になった現象が確認されている。このような試験体 (付表に示す OD-T-A²¹⁾ と J10, J11²⁶⁾) では, 圧縮側主筋の引張転化によるストラットのせいの拡大が接合部せん断強度に影響を及ぼすことが示唆され, 接合部せん断強度評価において考慮すべき因子の一つであると考えられる。

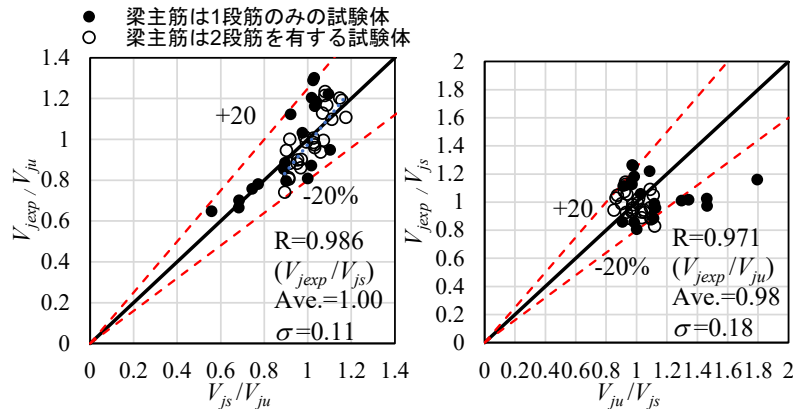


図-4.1.15 接合部せん断強度の実験値と計算値の比較

一方、靱性型の設計では、骨組みの変形性能を確保するために梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊が許容されない。図-4.1.11 に示す状態と比べ、梁の引張鉄筋が降伏後では、図-4.1.16 に示すように中立軸位置が浅くなり、ストラットの水平方向の圧縮領域が縮小するため、接合部の水平せん断抵抗力は低下すると考えられる。すなわち、梁曲げ降伏後は、梁曲げ降伏前に比べて接合部せん断破壊が生じやすくなることが示唆される。したがって、梁曲げ降伏後において接合部破壊（いわゆる BJ 型）を防止するためには、梁の曲げ終局状態に基づいて接合部せん断強度を評価することが重要である。図-4.1.17 に示すように梁または柱の終局状態を想定して中立軸位置を算定することにより、梁または柱の曲げ終局時における接合部の許容せん断強度 V_{jsu} は式(12)によって推定できる。

$$V_{jsu} = v\sigma_B \cdot D_s \cdot b_j \cdot \cos\theta \quad (12)$$

ここに、

$v\sigma_B$: ストラット内の有効圧縮強度

D_s : ストラットせい $(= (x_b + x_c \cdot \tan\theta) \cdot \cos\theta)$

b_j : 接合部有効幅

θ : ストラット角度 $[= \text{Arctan}(D_b - x_b) / (D_c - x_c)]$

x_c, x_b : 柱・梁の中立軸深さ $(= \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A})$

$A = 0.85\beta_{u1}\sigma_B b$

$B = -(a_{st}\sigma_y + N + 0.3\% a_{sc} E_s)$

$C = -0.3\% a_{sc} E_s d_c$

D_c, D_b : 柱・梁せい

β_{u1} : コンクリートストレスブロックの形状を表す係数⁸⁾

ε_B : コンクリート圧縮強度

b : 部材の幅

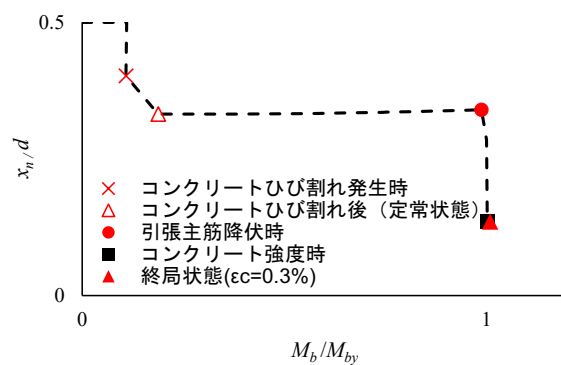
a_{st}, a_{sc} : 引張／圧縮鉄筋の断面積

σ_y : 鉄筋の降伏強度

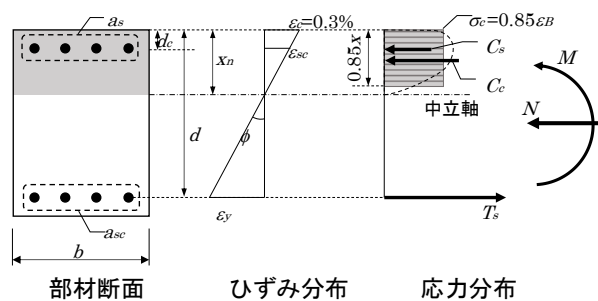
N : 柱軸力

E_s : 鉄筋のヤング係数

d_c : コンクリート圧縮縁と圧縮鉄筋重心との距離



図－4.1.16 梁中立軸位置の変化



図－4.1.17 梁・柱曲げ終局時の応力状態の仮定

付表-4.1 引用した試験体の諸元および文献一覧

文献 番号	試験体名	スパン 長さ (mm)	階高 (mm)	コンク リート 強度	梁			柱			接合部横補強筋			軸力比	梁最大 せん断力 (kN)
					幅×せい (mm)	主筋	降伏強度(N/mm ²)	幅×せい (mm)	主筋※1	降伏強度 (N/mm ²)	配筋	補強筋比 (%)	降伏強度 (N/mm ²)		
12	IJ0-P	2000	1500	23.1	160×220	上端：2-D19+1-D13 下端：3-D16	362(D19) , 357(D13) 364(D16)	220×220	4・4・4-D16	364	無し	—	—	0	35.2
13	IJ2-P	2000	1500	23.0	160×220	上端：2-D19+1-D13 下端：3-D16	363(D19) , 454(D13) 399(D16)	220×220	4・4・4-D16	399	無し	—	—	0.2	37.7
14	J1	2000	1400	27.0	180×250	3-D19	345	250×250	4・4-D16	361	2-φ9@50 4set	1.02	322	0.16	50.5
15	C3-OH ^{※2} C3-LO	3000	2050	31.5 31.7	200×350	3-D25	425	300×300	6・6-D19	577	無し 2-φ3-@117 2set	— 0.04	— 360	0.28	77.2 90.3
16	M1	2800	2330	17.1	300×400	4-D25	520	300×350	5・6・5-D22	520	2-D6@80 2set	0.16	344	0	98.2
	M2			18.2		4-D13@40 4set					2.11	429	114.8		
	M3			18.8							2-D6@80 2set	0.16	344		116.5
	M4			20.6							2-D6 @57 6set	0.44	114.8		
	M6			19.4							4-D25	5・6・5-D22 ^{※4}	2-D6@80 2set		0.16
17	BCJ-1.6 BCJ-1.6J BCJ-2.0	2000	1400	33.2	180×400 180×500	3-D13	702	250×250	4・4・4-D16	395	2-D6 @100 3set 2-D6 @62.5 7set	0.25 0.41	435	0.14	89.0 93.7 125.5
18	S-60 L-60	2800	2330	31.2	300×350	5-D19	445	350×350	6・6-D16 4・4-D16	437	2-D10@80 2set	0.35	389	0.15	116.3 108.0
19	No.1	2500	2250	24.0	150×300	5-D10	842	250×250	6・6-D10	842	2-D4@50 5set	0.22	344	0	37.8
20	No.1	2500	2250	28.6	150×300	5-D10	830	250×250	6・6-D10	846	2-D4@50 5set	0.22	344	0	41.6
21	No.1	2500	2250	25.7	150×300	3-D16	831	180×300	4・4-D13	866	2-D4@50 5set	0.31	399	0	43.1
22	0D-T-P	2500	2250	23.8	150×300	3-D16	824	180×300	4・4-D13	831	2-D4@50 5set	0.31%	400	0	38.0
	0D-T2-P					3+2-D16									38.4
	0D-TA-P														38.1
23	No.28 No.30	2160 2160	1100 1100	36.2 44.0	260×300 260×300	2-D19+6-D16 4+4-D19	427(D19) , 399(D16) 427	340×339 340×340	4・4・4-D16 ^{※4}	398 399	2-φ7@35 6set 2-φ7@35 7set	0.6 0.6	300 300	0.16 0.23	164.2 189.6
24	A1 A2 A3 A4	2000	1500	40.2	160×250	4+4-D10	1068 409 1068	220×220	5・6・5-D13	643 387 643	2-φ6 3set 4-φ6 4set	0.41 1.03	291	0.08 0.23	50.0 46.1 50.0 51.0
25	A1	2700	1470	30.6	200×300	上端：4+4-D13 下端：4-D13	779	300×300	4・6・4-D16	539	3-R6@45 3set	0.38	319	0.06	77.6
26	J10	2860	1400	39.2	240×300	上端：5+4-D13 下端：5+2-D13	686	300×300	8・8・8-D13	686	2-D6@50 5set	0.42	794	0.12	95.5
	J11					上端：5+4-D19 下端：5+2-D19	365		8・8・8-D19	365			401		111.0
27	OKJ-2	2700	1470	70.0	200×300	上端：5+4-D13 下端：5+2-D13	718	300×300	6・8・6-D13	718	2-D6@50 3set	0.28	954	0.12	128.1
	OKJ-5			70.0		5+5-D13			8・8・8-D13						133.8
	OKJ-6			53.5		上端：5+3-D13 下端：5+2-D13			6・8・6-D13						118.6
28	JS-36-18 JS-48-18	2080	1200	33.9 43.3	250×335	4+4-D16	428	285×285	4・4・4-D19	461	2-U5 7set	0.33	1382	0.3	154.9 175.8
29	AT-8	2700	1470	64.5	200×300	5+5-D13	545	300×300	4・4・4-D19	544	4-D6@50 3set	0.56	788	0.11	125.5
30	0I-RN 0I-RA	3600	2000	22.1 22.9					4・4-D19 6・8・6-D19		無し	—	—	0.27 0.26	125.8 139.8
31	No.1	2000	2000	47.6	220×300	4+2-D16	818	320×320	4・4・4-D16	818	4-D6@45 4set	0.66	435	0.3	197.0
	No.2			52.1											222.0
	No.3			51.9											218.0
32	N	2800	2000	36.3	370×500	4+2-D25	517	500×500	5・4・5-D22	534	6-D10 3set	0.68	849	0.15	464.0
	E1			38.3		456.0									
	E2			39.6		484.0									
	S			40		481.0									

※1 最外側筋・中段筋・最外側筋

※2 接合部に縦補強筋あり。

※3 接合部内の主筋の表面に溶接し表面積を増やした。

※4 柱最外側の主筋は四角に、内側の中段筋は円形に配置されている。

※5 接合部内の梁主筋が機械式継手使用。

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・同解説，1999
- 2) 村上秀夫，藤井栄，石渡康弘，森田司郎：鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断強度に関する検討（接合部データベース解析 その1），日本建築学会構造系論文集，第503号，pp.85-92，1998
- 3) 寺岡勝，狩野芳一，小林勝巳：鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断強度に関する調査および検討，構造工学論文集，Vol.37B，pp.365-392，1991
- 4) 草刈敏夫，城攻：実験試料に基づく RC 造内部柱梁接合部のせん断耐力評価に関する検討，コンクリート工学論文集，Vol.9，0D-T-A，pp.35-45，1998
- 5) 楠原文雄，塩原等，田崎渉，朴星勇：柱梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，第656号，pp.1873-1882，2010
- 6) 楠原文雄：鉄筋コンクリート造柱梁接合部の性能評価法に関する研究，東京大学，2016，博士論文
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018
- 8) Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-14),2014
- 9) 崎野健治，孫玉平：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第461号，95-104，1994.7
- 10) 田福勝，崎野健治，孫玉平：拘束 RC 柱の曲げ圧縮性状に及ぼす断面ひずみ勾配の影響，構造工学論文集 vol.43b. 1997.3
- 11) 柏崎隆志，永井智之，野口博：有限要素法を用いた RC 内柱・梁接合部のせん断耐力に関するパラメータ解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.18，0D-H-A，pp.941-946，1996
- 12) 藤原幹弘ほか：2方向外力を受ける柱はり接合部の弾塑性挙動(その1)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.655-656，1987
- 13) 藤原幹弘ほか：2方向外力を受ける柱はり接合部の弾塑性挙動(その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.425-426，1987
- 14) 上村智彦ほか：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，10-3，pp.519-524，1988
- 15) 柴田拓二ほか：RC 十字形柱はり接合部のせん断抵抗性状に対するせん断補強筋の効果，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.443-448，1989
- 16) 森田真司ほか：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，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，0D-H-A，pp.457-462，2003
- 17) 小林宗悟ほか：鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の破壊性状への接合部アスペクト比の影響，構造工学，Vol.50B，pp.67-76，2004.3
- 18) 田中信也ほか：RC 造内部梁・柱接合部へ柱端からの鉛直方向力に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，0D-H-A，pp.289-294，2006
- 19) 花井伸明ほか：段差梁柱接合部における応力伝達に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV，pp.387-388，2014
- 20) 董添文ほか：RC 段差梁柱接合部における応力伝達に関する実験（その3）応力伝達および最大耐力—実験概要および結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV，pp.363-364，2016
- 21) 董添文ほか：梁主筋の定着形式が異なる鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断強度に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，0D-H-A，pp.313-318，2019
- 22) 董添文ほか：RC 造柱梁接合部における梁の軸方向筋が接合部せん断力に与える影響，日本建築学会大会学術講演梗概集

概集, pp.405-408, 2021

- 23) 林和也ほか：鉄筋コンクリート造十字形柱・はり接合部の力学性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.415-416, 1988
- 24) 山田稔明ほか：鉄筋コンクリート柱・梁接合部のせん断耐力に関する研究(その 1. 内部柱・梁接合部の場合), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.439-440, 1989
- 25) 北山和宏ほか：鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断耐力におけるひび割れた直交梁の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.455-456, 1989
- 26) 岡功治ほか：高強度鉄筋を主筋に用いた高強度鉄筋コンクリート造梁柱接合部の耐震設計法(その 7 試験体 J-10, J-11 の実験及び実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.599-600, 1991
- 27) 柏崎隆志ほか：超高強度コンクリート造内柱・梁接合部のせん断性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.577-578, 1991
- 28) 川崎清彦ほか：高強度コンクリートを用いた内柱・梁接合部に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.579-582, 1991
- 29) 竹崎真一ほか：高強度材料を用いた RC 内柱・梁接合部の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.15, 0D-H-A, pp.21-26, 1993
- 30) 工藤裕也ほか：配筋の異なる RC 造柱・梁接合部の耐震性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, 0D-H-A, pp.349-354, 2002
- 31) 細矢博ほか：柱主筋位置が柱梁接合部の構造性能に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, 0D-H-A, pp.427-432, 2002
- 32) 高谷真次ほか：柱梁接合部内機械式継手の付着性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, 0D-H-A, pp.463-468, 2003
- 33) 李祥浩, 小谷俊介：鉄筋コンクリート内柱梁接合部のせん断強度, コンクリート工学年次論文集, Vol.17, 0D-H-A, pp.303-308, 1995
- 34) 楠原文雄, 塩原等：接合部破壊が先行する RC 柱はり接合部の接合部せん断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.19, 0D-H-A, pp.1005-1010, 1997

4.2 梁主筋が接合部のせん断強度に及ぼす影響に関する実験

4.2.1 はじめに

接合部のせん断破壊を防止することは、耐震設計における基本的かつ重要な要件として国際的に認識されている。地震被害調査および数多くの実験研究により、柱梁接合部が構造上の弱点となりやすいことが繰り返し示されてきた。各国の耐震設計規準^{1)~4)}では、接合部の形状や境界条件に基づいて接合部せん断強度が評価され、隣接部材から伝達されるせん断力とその耐力を超えないことが求められている。日本建築学会(AIJ)の靱性指針¹⁾では、接合部せん断強度はコンクリート強度および接合部の形状・寸法に基づく実験結果から評価されている。しかしながら、接合部横補強筋や接合部を貫通する梁主筋といった内部補強筋の影響は、設計式に明示的には反映されていない。

日本、ニュージーランド、米国および欧州における接合部せん断強度評価式の概要を表-4.2.1に示す。

ニュージーランドのNZS 3101では、Paulayら⁵⁾による実験的・解析的研究に基づき、接合部内部の応力伝達機構を対角圧縮ストラット機構およびトラス機構によって表現している。このモデルでは、梁主筋の付着作用によって伝達される水平力が柱せん断力に対応すると考えられている。また、接合部のせん断抵抗は主としてコンクリートおよび横補強筋によって負担されるとされている。

米国のACI 352R-02は、MeinheitおよびJirsa⁶⁾による実験研究を基礎とし、その後、米国、日本およびニュージーランドにおける実験データを集積することで発展してきた。この規準では、梁主筋および横補強筋の両方を考慮した力学モデル^{7),8)}が採用されている。しかしながら、ニュージーランドの考え方とは異なり、接合部せん断抵抗の主要因をコンクリートに求めている。

欧州規準であるEurocode 8 (EN 1998-1)⁴⁾では、対角圧縮ストラット機構に基づく設計法が推奨されている。一方で、より高度な力学モデルが存在しない場合には、AIJ基準⁹⁾と同様に許容応力度設計の概念に基づく評価を行っている。また、柱軸力が接合部せん断強度に及ぼす影響を明示的に考慮している点も特徴である。

表-4.2.1に示すように、各国で採用されている接合部せん断強度式は主としてコンクリート強度に基づいて構築されており、梁主筋の影響は明示的に反映されていない。また、既往の力学モデル研究においても、主として梁主筋の付着挙動に着目しており、梁主筋の段数、本数および配置位置といった詳細な配筋条件が、対角圧縮ストラットの形成や接合部せん断抵抗機構にどのような影響を及ぼすかについては十分に検討されていない。

村上ら¹⁰⁾は既往実験結果の分析により、接合部せん断強度は主としてコンクリート強度によって支配され、柱軸力、横補強筋量および接合部アスペクト比の影響は比較的小さいことを報告している。一方で、梁および柱の引張鉄筋比が増加すると接合部せん断強度も増加する傾向が認められている。寺岡ら¹¹⁾および草刈ら¹²⁾は、横補強筋量および主筋比の影響を考慮した評価式を提案している。しかし、その力学モデルにおいても、梁主筋が接合部せん断強度に及ぼす影響のメカニズムは十分に説明されていない。森田ら¹³⁾も梁主筋の影響について検討を行っているが、その主眼は梁主筋の付着性能および柱軸力の影響にあり、梁主筋配置が接合部せん断強度に及ぼす影響についての詳細な検討は行われていない。

Lin¹⁴⁾は、柱軸力、梁主筋配置および横補強筋比を変数とした解析および実験研究を実施している。その結果、梁主筋配置が接合部の変形性能に影響を及ぼすことを報告している。しかし、主筋量・主筋配置・柱軸力・横補強筋比など複数の因子が同時に変化しているため、梁主筋配置単独の影響を直接比

較することは困難である。また、全ての試験体が接合部せん断破壊を示したわけではない。

楠原らおよび塩原^{15)~18)}は、従来の接合部せん断強度式では安全側に評価できない試験体が存在することを指摘し、曲げ理論に基づく9自由度接合部モデルを提案した。このモデルを用いて接合部内部の応力状態を検討し、接合部内の主筋および横補強筋が耐力に及ぼす影響を明らかにした。また、日本の設計法における接合部配筋量が不足している可能性を指摘するとともに、提案モデルによって実験結果の妥当性を説明している。

近年では、実験的研究、解析的研究およびデータ駆動型研究の進展により、RC 柱梁接合部の挙動に関する理解が大きく進展している。例えば、ストラット&タイモデルは、接合部せん断強度のみならず接合部コアのせん断応力一ひずみ関係まで表現できるよう拡張されており、繰返し荷重下における接合部挙動をより包括的に評価することが可能となっている¹⁹⁾。また、大規模な実験データベースを用いて学習した機械学習手法により、従来の設計式を上回る精度で接合部せん断強度を予測する試みも報告されている²⁰⁾。さらに数値解析研究では、接合部モデル化の不確実性が建物全体の地震応答に大きな影響を及ぼすことが示されている²¹⁾。

しかしながら、いくつかの本質的な課題はいまだ解明されていない。近年の実験研究では、現行設計基準に基づいて設計された試験体においても、梁主筋の付着劣化および付着すべりが接合部挙動に重要な影響を及ぼすことが確認されている²²⁾。一方で、梁主筋の量および配置が接合部内部の圧縮場形成や、それに伴う接合部せん断抵抗機構にどのような影響を及ぼすかについては十分に明らかにされていない。既往研究の多くは鉄筋比や付着挙動に着目しており、多段配筋や特殊な主筋配置が対角圧縮ストラット機構に及ぼす影響についてはほとんど検討されていない。

さらに、設計の実務における接合部せん断力の評価は一般に梁端モーメントおよび有効せいにに基づく間接的な方法によって行われている。しかし近年の研究では、特に付着劣化が生じる場合、このような間接評価法では接合部内部の実際の応力状態を適切に表現できない可能性が指摘されている。これに対し、計測ひずみに基づく力の釣合いによる評価は、実際のせん断力伝達機構をより合理的に表現できる可能性がある。しかし、梁主筋配置と内部応力伝達機構との関係に着目し、これら二つの評価方法を直接比較した研究は極めて少ない。

以上の背景を踏まえ、本節では、RC 十字形柱梁接合部を対象として、梁主筋の量および配置が接合部のせん断挙動に及ぼす影響を明らかにすることを目的とする。梁主筋配置の異なる4体の試験体に対して繰返し載荷実験を実施し、詳細な局所ひずみ計測により、接合部内における付着劣化および内部力伝達機構を検討した。さらに、接合部せん断力について、梁端モーメントに基づく従来の間接評価法と、力の釣合いに基づく応力評価法の両者による比較を行った。また、断面解析によって求めた中立軸位置に基づく対角圧縮ストラットモデルを用いて実験結果を考察した。さらに、既存設計基準による計算値との比較を通じて、各評価式の適用性および限界について検討した。

本研究を通じて、梁主筋配置が接合部内部の圧縮場形成および接合部せん断抵抗機構に及ぼす影響を明らかにするとともに、現行の設計指向型評価法の適用性と限界を検証する。これらの知見は、接合部せん断機構のより合理的な理解に資するとともに、将来的な設計法高度化の基礎資料となることが期待される。

表－4.2.1 各国における柱梁接合部せん断強度設計法の比較

国・規準	せん断強度設計式	影響因子				
		コンクリート強度	形状	主筋	補強筋	軸力
日本 (AIJ 設計指針)	$\kappa \phi F_j b_j D_j$	実験結果に基づく経験式	十字形・ト形接合部を区別	接合部を貫通する梁主筋の定着・付着性能を規定	接合部横補強筋の最小配筋率を規定	考慮しない
New Zealand (NZS3101)	$0.2 f'_c b_j h_c$	応力伝達機構に基づく			横補強筋および主筋に関する構造規定を設定	
USA (ACI 352-R-02)	$\gamma \sqrt{f'_c} A_j$	実験結果に基づく	接合部周辺の拘束面数によって区分		横補強筋量を規定	
EU (EC8)	$\eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} b_j h_{jc}$	許容応力度設計の考え方にに基づく	十字形・ト形接合部を区別		接合部の十分な拘束を要求	軸力比考慮

ここに、

κ : 接合部形状による係数
 ϕ : 直交梁の有無による補正係数
 F_j : ($=\sigma_B^{0.7}$) 接合部せん断強度の基準値
 σ_B, f'_c, f_{cd} : コンクリート圧縮強度
 b_j : 接合部有効幅
 D_j : 接合部有効せい
 h_c : 柱せい
 γ : 接合部せん断強度係数
 A_j : 接合部有効断面積
 $\eta = 0.6(1 - f_{ck}/250)$;
 f_{ck} : コンクリート特性圧縮強度
 v_d : 柱の無次元軸力比
 h_{jc} : 柱主筋最外縁間距離

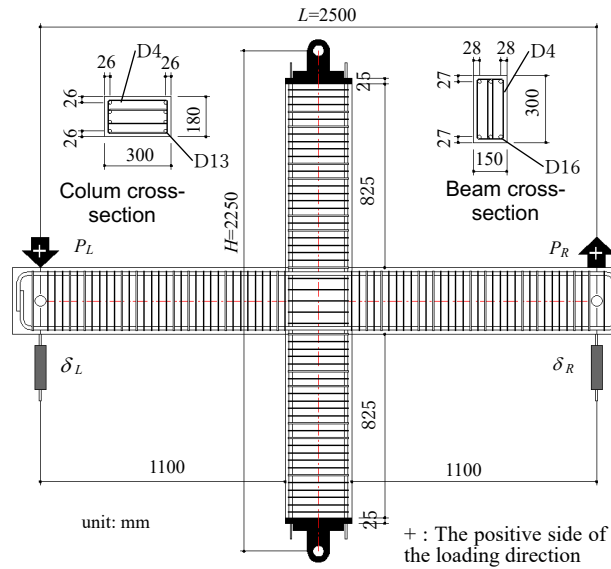
4.2.2 実験概要

4.2.2.1 試験体概要と材料特性

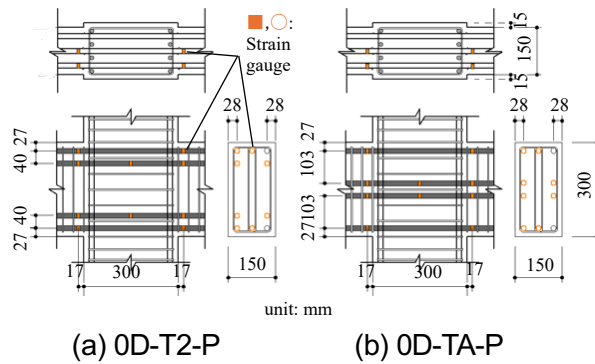
本実験では、4体のRC柱梁接合部試験体を製作し、載荷実験を実施した。試験体一覧を表－4.2.2に示す。試験体の形状、寸法および配筋詳細を図－4.2.1に示す。想定したRCラーメン架構は、スパン2500 mm、階高2250 mmであり、実構造物のおよそ1/3スケールに相当する。本研究では、梁および柱の破壊を防止し、接合部の破壊挙動に着目するため、主筋には高強度鉄筋を用いるとともに、あばら筋および帯筋を十分に配置した。試験体の主な実験変数は、梁主筋の量および配置である。

試験体0D-T-Aおよび0D-T-Pでは、梁主筋としてD16鉄筋を3本配置した。一方、試験体0D-T2-Pおよび0D-TA-Pでは、D16鉄筋を5本配置した。0D-T2-Pおよび0D-TA-Pの詳細な配筋状況を図－4.2.2に示す。梁主筋配置が接合部せん断強度に及ぼす影響を検討するため、0D-TA-P試験体では、通常の実施設計では採用されない配置として、5本の梁主筋のうち2本を梁断面中央付近に配置した。

試験体に使用した鉄筋およびコンクリートの材料特性を表－4.2.3に示す。梁主筋および柱主筋には、それぞれ高強度D16鉄筋およびD13鉄筋を使用した。また、あばら筋および帯筋にはD4鉄筋を使用した。コンクリートの目標圧縮強度は24 MPaとし、100 mm ϕ $\times$ 200 mm 円柱供試体による圧縮試験から得られた実測圧縮強度は23.8～25.7 MPaの範囲であった。



図－4.2.1 試験体形状（0D-T-A/P）



図－4.2.2 接合部配筋詳細（0D-T-A/P）

表－4.2.2 試験体諸元と载荷方法

試験体	梁主筋	梁あばら筋	柱主筋	柱帯筋	接合部せん断補強筋	载荷方法
0D-T-A	3-D16					正負交番
0D-T-P						
0D-T2-P	3 + 2-D16	D4@33 ($p_w = 1.12\%$)	8-D13	D4@33 ($p_w = 0.94\%$)	D4@50 ($p_{fw} = 0.31\%$)	片側
0D-TA-P	3 + 2-D16 (中段筋)					

表－4.2.3 材料特性

	ID	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
鉄筋	D13	831 (866)	203 (210)
	D16	824 (831)	214 (211)
	D4	379 (399)	195 (191)
コンクリート	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
	23.8 (25.7)	2.39 (2.38)	24.7 (25.4)

(): 0D-T-A 試験体

4.2.2.2 荷重方法

荷重装置を図-4.2.3に示す。柱の上下端はピン支持とし、柱面から1100 mm離れた位置に設置した一対のアクチュエータにより、梁端に逆対称変位を与えた。試験体 0D-T-A には正負交番繰返し荷重を行った。一方、その他の試験体については、各荷重サイクルごとに荷重をゼロまで除荷した後、次のサイクルへ移行する片側繰返し荷重を行った。層間変形角は、左右のアクチュエータ変位の和をスパン長(2500 mm)で除することにより算定した。なお、柱には軸力を0とした。

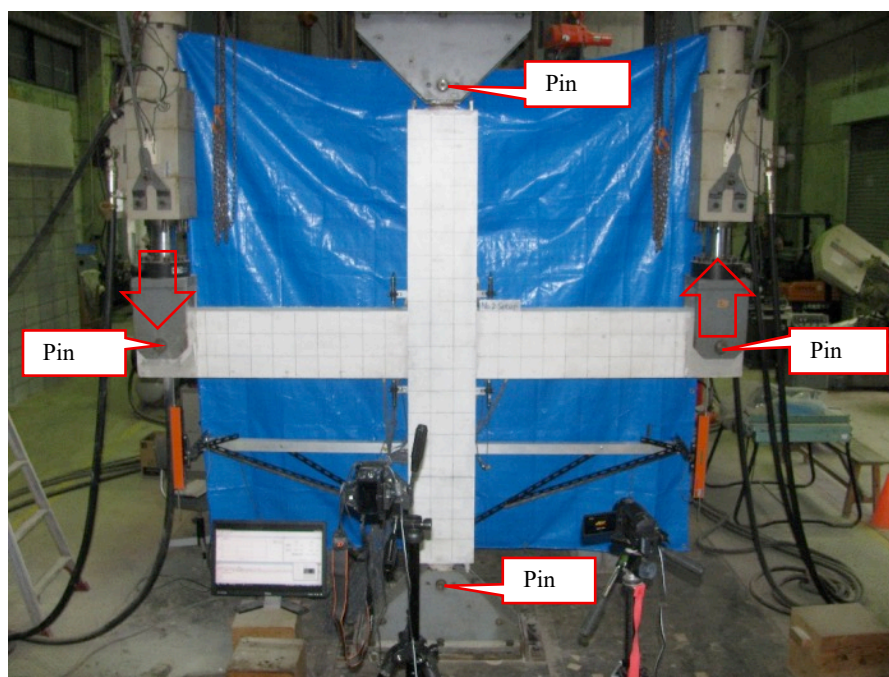


図-4.2.3 荷重方法

4.2.3 実験結果

4.2.3.1 荷重変形関係と破壊性状

図-4.2.4に荷重(P_{exp})ー層間変形角(R)関係を示す。ここで、 P_{exp} は左右の梁に設置した2台のアクチュエータ荷重の平均値である。また、図中には最大荷重も併せて示している。図-4.2.5には、 $R = 20 \times 10^{-3}$ rad および 40×10^{-3} rad (または 67×10^{-3} rad) 時におけるひび割れ状況および破壊の進展過程を示す。

試験体 0D-T-A では、 $R = 2 \times 10^{-3}$ rad で梁端部に曲げひび割れが発生した。正荷重時には、 $R = +10 \times 10^{-3}$ rad において接合部パネル内に左下から右上へ進展する対角ひび割れが発生した。一方、負荷重時にはこれと反対方向の対角ひび割れが生じた。最大荷重は $R = \pm 20 \times 10^{-3}$ rad で記録された。その後、接合部パネル内の対角ひび割れが著しく進展し、続いて梁端圧縮域近傍にコンクリートの圧壊が生じた。 $R = -40 \times 10^{-3}$ rad では接合部パネル部のかぶりコンクリートが剥落し、荷重が急激に低下した。

試験体 0D-T-P では、 $R = 10 \times 10^{-3}$ rad で接合部パネルの右上から左下へ進展する対角ひび割れが発生し、 $R = 20 \times 10^{-3}$ rad で最大荷重に達した。 $R = 30 \times 10^{-3}$ rad からかぶりコンクリートの剥落が始まり、 $R = 40 \times 10^{-3}$ rad 以降では顕著なコンクリート圧壊が確認された。

試験体 0D-T2-P では $R = 5 \times 10^{-3}$ rad で対角ひび割れが発生したのに対し、0D-TA-P では $R = 2 \times 10^{-3}$

rad とより小さな変形角でひび割れが発生した。両試験体とも $R = 20 \times 10^{-3}$ rad で最大荷重を示し、0D-T-P と比較してより広範囲のひび割れ進展および顕著なコンクリート圧壊が観察された。 $R = 40 \times 10^{-3}$ rad 以降の破壊状況は 0D-T-P と概ね同様であった。

すべての試験体において、接合部パネル内の対角ひび割れの著しい開口およびコンクリートの剥落によって最終的な破壊に至った。梁主筋および柱主筋の降伏は確認されなかったことから、すべての試験体は接合部せん断破壊によって終局状態に達したものと判断される。

試験体 0D-T-A の正荷側最大荷重は 0D-T-P よりもわずかに大きかった。しかしながら、この差異を直接比較する際には注意が必要である。これは両試験体の荷重履歴が異なるためである。0D-T-A は正負交番繰返し荷重を受けたのに対し、0D-T-P は片振幅繰返し荷重を受けている。

0D-T-A においてやや大きな最大荷重が観察された要因として、荷重反転による付着応力分布の変化や内部応力の再配分が挙げられる。これらの影響により、一方向の荷重時に見かけ上の耐力が一時的に増加した可能性がある。一方で、0D-T-A では正負交番荷重による損傷の蓄積により、最大荷重到達後の耐力低下がより急激であった。このことは、接合部内部における損傷の進展がより大きかったことを示している。

したがって、0D-T-A において観察された正荷側最大荷重の増加は、正負交番荷重そのものによる耐力向上を示すものではなく、荷重履歴に依存した挙動および限られた試験体数に起因する実験上のばらつきによるものと解釈される。

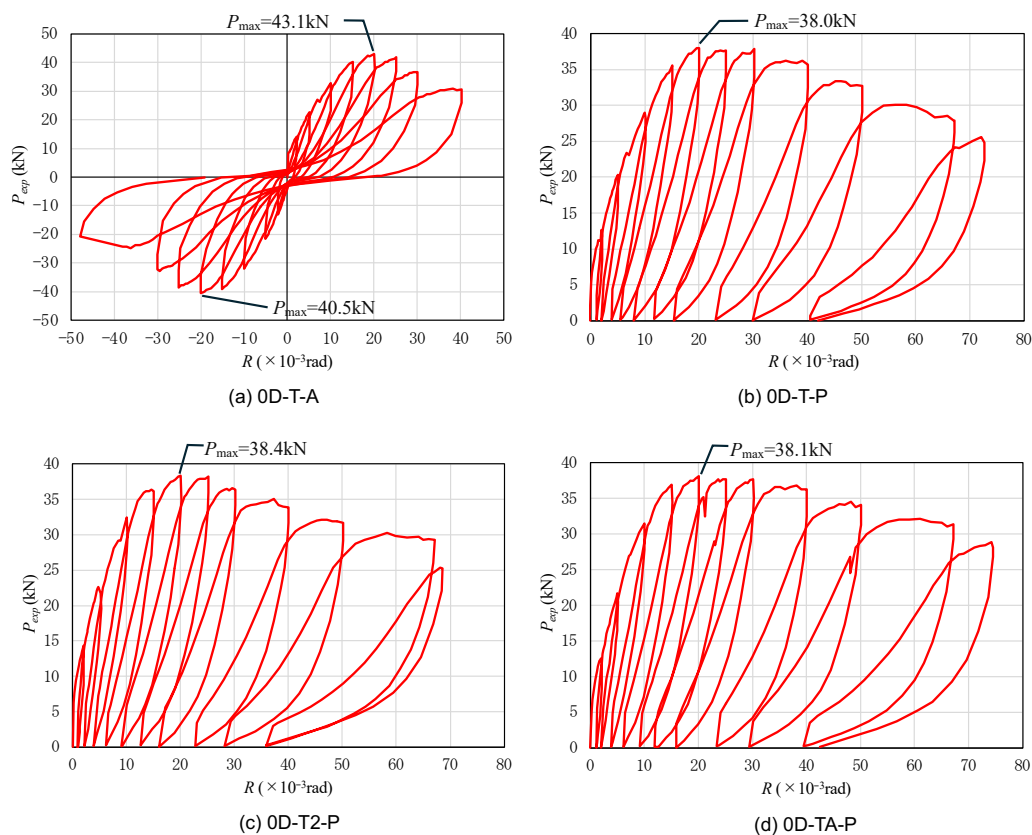
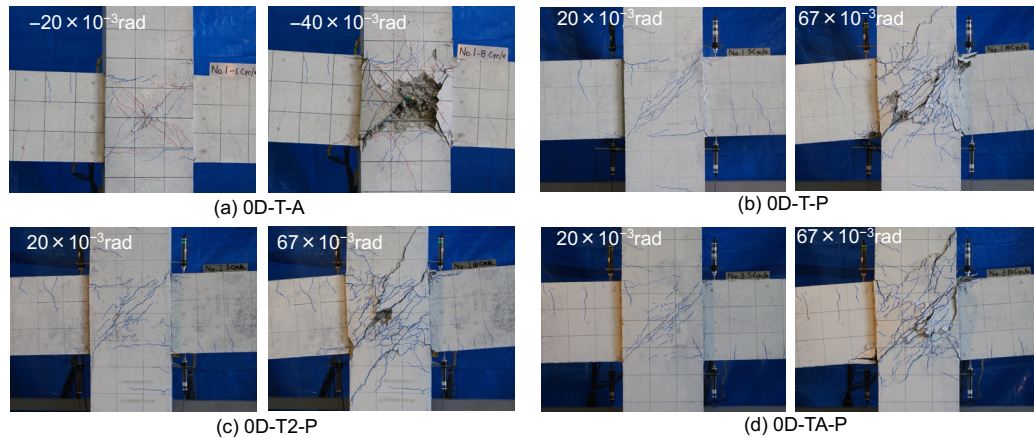


図-4.2.4 荷重変形関係



図－4.2.5 接合部損傷状況

4.2.3.2 梁主筋のひずみ分布性状

図－4.2.6 に試験体 0D-T-A の主筋ひずみ分布を示す。2.1 節で紹介した通り，梁の圧縮域内に位置する主筋において引張ひずみが観測され，梁主筋の付着劣化は柱引張縁側において生じている。この現象は，正載荷時には B2～B6 間，負載荷時には B6～B10 間で付着劣化が生じたことにより，付着応力が負担される領域が正載荷時には右梁側へ，負載荷時には左梁側へ移動したためと考えられる。塩原ら²³⁾も同様の挙動を報告しており，主筋の付着劣化によって生じる「テンションシフト (Tension Shift)」として説明している。

図－4.2.7 に，片側繰返し载荷を受けた試験体について，最大荷重時における梁主筋のひずみ分布を示す。白抜きプロットで示した 1 段目主筋のひずみは，試験体 0D-T-A で観測されたひずみ分布を基に推定した値である。

すべての試験体において，0D-T-A と同様に，梁端圧縮域内に位置する主筋に引張ひずみが確認された。楠原ら²⁴⁾は，梁圧縮側主筋が引張状態へ転化することによってコンクリート圧縮域が拡大すると指摘している。一方，本研究のように梁主筋が降伏せず，接合部強度が接合部内コンクリートの圧縮によって支配される場合には，ストラット耐力の増加によってより大きな圧縮力を伝達することが可能となり，その結果として接合部せん断強度が増加すると考えられる。

0D-TA-P 試験体の中央配置主筋では，梁両端および柱中央位置においてほぼ同程度のひずみが観測され，その大きさは梁曲げ引張側の 1 段目主筋と同程度であった。接合部内で付着応力が発生している 0D-T2-P 試験体の 2 段目主筋とは対照的に，0D-TA-P 試験体の中央配置主筋では接合部内で顕著な付着応力は発生していないと考えられる。その代わりに，これらの主筋は接合部コア領域の膨張を拘束する役割を果たしているものと推察される。

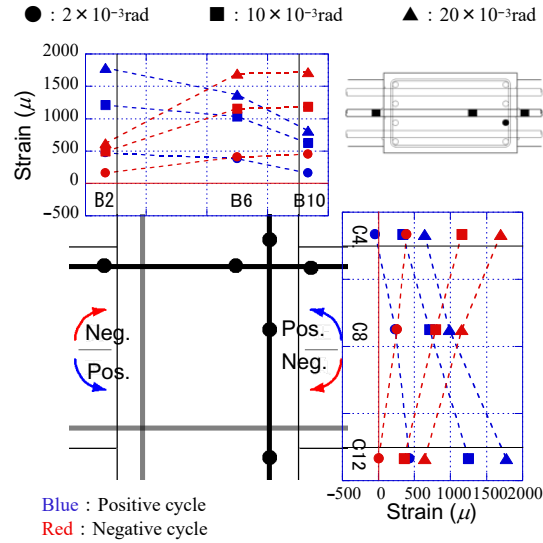


図-4.2.6 主筋のひずみ分布性状 (0D-T-A)

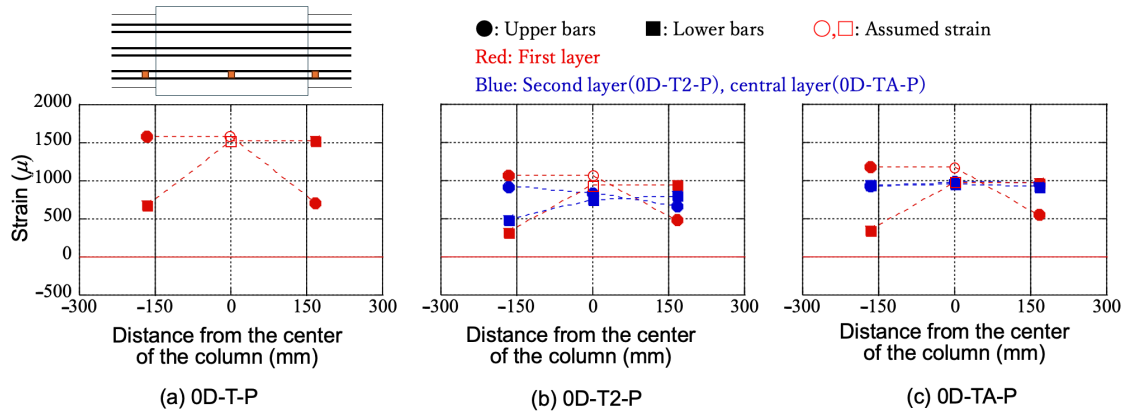


図-4.2.7 梁主筋のひずみ分布性状

4.2.3.3 接合部内に作用する力の成分

計測した主筋ひずみおよび材料特性 (表 3) を用いて、各段の主筋の応力 (式(1), (2)), コンクリート圧縮力 (式(3)), および応力合力作用位置 (式(4)) を算定した。

$$T_s = a_{st} E_s \epsilon_{st} \quad (1)$$

$$C_s = a_{sc} E_s \epsilon_{sc} \quad (2)$$

$$C_c = T_s - C_s \quad (3)$$

$$d_{cc} = (M_b + T_s d_{ts} + C_s d_{cs}) / C_c \quad (4)$$

ここに,

T_s : 引張側主筋の引張力 (引張を正とする)

C_s : 圧縮側主筋の圧縮力 (圧縮を正とする)

C_c : コンクリート圧縮力 (圧縮を正とする)

d_{cc} : コンクリート圧縮応力分布の合力作用位置

a_{st}, a_{sc} : 引張側および圧縮側主筋断面積

E_s : 鉄筋のヤング係数

$\varepsilon_{st}, \varepsilon_{sc}$: 主筋の計測ひずみ (1 段目主筋については, 図-4.2.2 に示す梁断面左側および中央の主筋に貼付したひずみゲージの平均値を用いた)

M_b : 柱面位置における梁端曲げモーメント

d_{ts}, d_{cs} : 引張側主筋および圧縮側主筋から圧縮縁までの距離

図-4.2.8 に, 変形角 $R = 20 \times 10^{-3}$ rad 時における接合部パネル内の応力成分を示す。

0D-T2-P および 0D-TA-P 試験体では, 梁端曲げモーメントはほぼ同程度であり, 1 段目主筋に発生する付着力も概ね同等であった。一方, 0D-TA-P 試験体の中央配置主筋に生じる引張力は, 0D-T2-P 試験体の 2 段目主筋に生じる引張力よりも大きく, さらに 0D-TA-P 試験体ではコンクリート圧縮力も大きかった。

接合部に作用するせん断力については, 以下の 2 つの方法により評価を行った。

1. 梁端モーメントと有効せいに基づく設計上一般的な間接評価法
2. 計測ひずみから求めた応力成分による力の釣合いに基づく評価法

それぞれの評価式を式(5), (6)に示す。

$$V_{jexp1} = \frac{{}_L M + {}_R M}{j_b} - V_c \quad (5)$$

$$V_{jexp2} = T_s + C_s + C_c - V_c \quad (6)$$

ここに,

${}_L M, {}_R M$: 左右梁端の曲げモーメント ($= (L - D_c)/2 \cdot P_{exp}$);

L : スパン長

D_c : 柱せい

P_{exp} : 実験荷重

j_b : 梁の引張合力と圧縮合力の距離 ($= 7/8d$);

d : 梁有効せい (273 mm for 0D-T-P and 0D-TA-P, 257 mm for 0D-T2-P);

V_c : 柱せん断力 ($= L/H \cdot P_{exp}$);

H : 階高

T_s : 引張側主筋の引張力(引張力を正とする)

C_s : 圧縮側主筋の圧縮力(圧縮力を正とする)

C_c : コンクリート圧縮力(圧縮力を正とする)

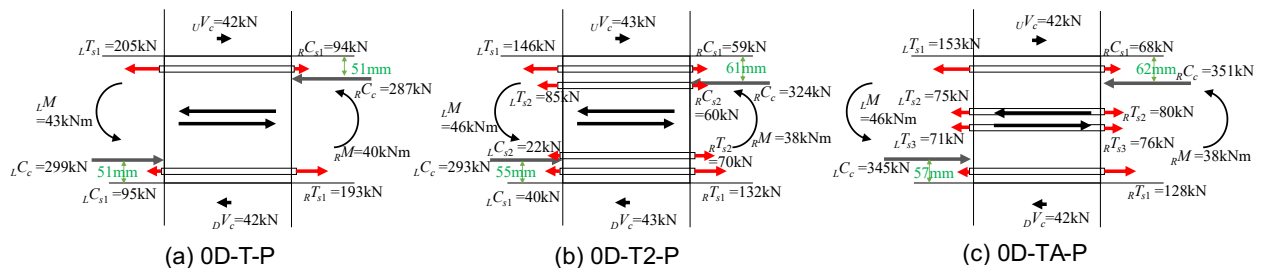


図-4.2.8 接合部パネル内の応力成分 ($R = 20 \times 10^{-3}$ rad)

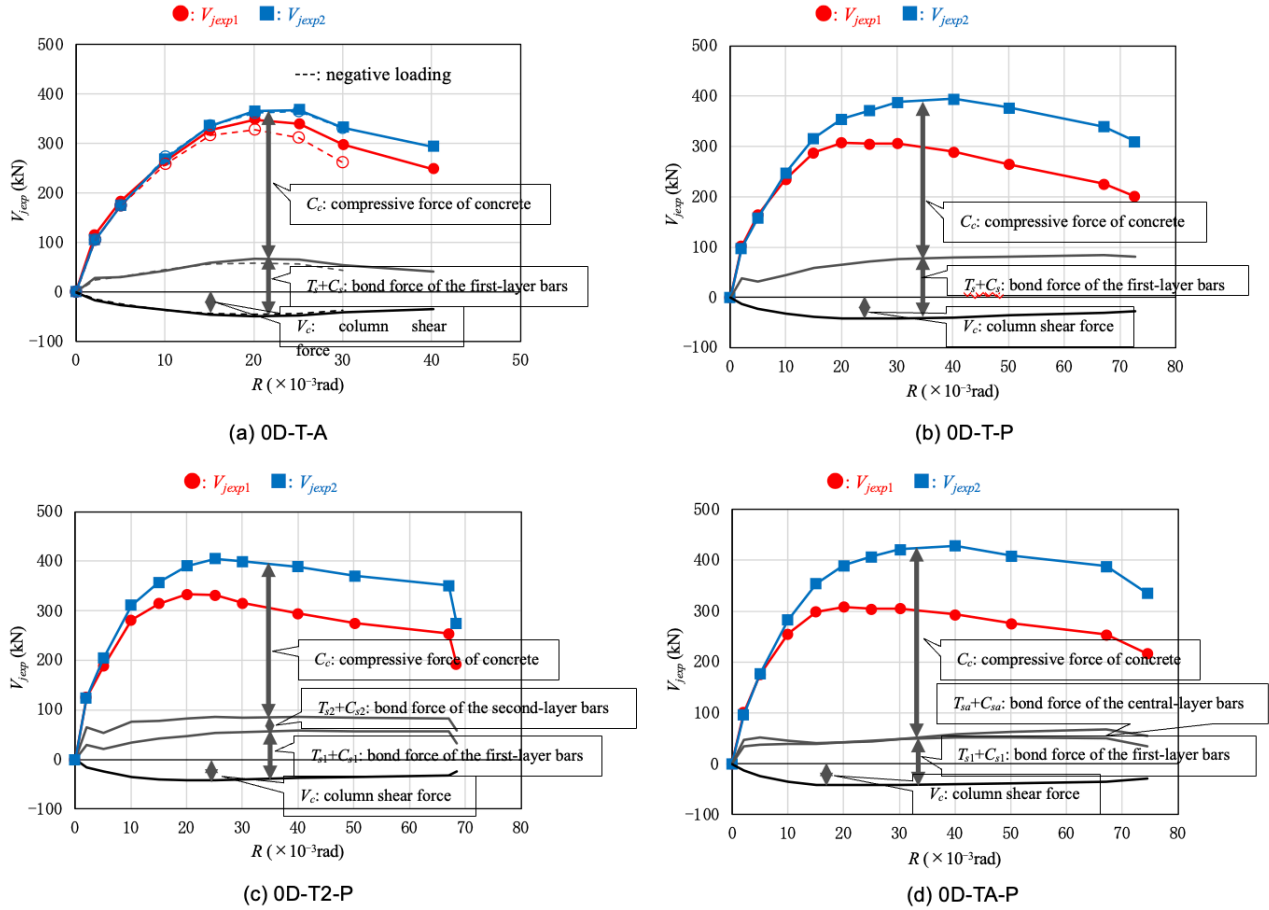


図-4.2.9 接合部パネル内に作用する接合部せん断力の推移

図-4.2.9 に、式(5)と(6)により算定した接合部せん断力の推移を示す。図には各载荷サイクルのピーク時における値をプロットしている。

V_{jexp2} は、梁引張側および圧縮側主筋の力の和である付着力成分 ($T_s + C_s$)、コンクリート圧縮力成分 (C_c)、および柱せん断力成分 (V_c) から構成される。これらの各成分についても図中に示している。

すべての試験体において、 V_{jexp2} は V_{jexp1} を上回る値を示した。梁荷重は $20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で最大値に達したが、 V_{jexp2} はそれより大きな変形角で最大値を示した。

同一変形角において、0D-T-P 試験体の1段目主筋の付着力成分は、0D-T2-P 試験体の1段目および2段目主筋の付着力成分の合計とほぼ同程度であった。また、0D-T2-P と 0D-TA-P の1段目主筋の付着力成分はほぼ同じである一方、0D-TA-P の中央配置主筋の付着力成分は比較的小さかった。

さらに、0D-TA-P 試験体のコンクリート圧縮力成分は他の試験体より大きかった。0D-T2-P と 0D-TA-P はほぼ同一の最大梁荷重を示したものの、ひずみ分布および応力成分評価の結果から、両者の内部応力伝達機構は異なることが明らかとなった。

0D-T2-P では、2段目主筋が接合部内で付着応力を負担していたのに対し、0D-TA-P では中央配置主筋に接合部内での付着応力発生はほとんど認められなかった。その代わり、中央配置主筋は接合部コアの膨張を抑制し、コンクリート圧縮力成分を増加させる役割を果たしたと考えられる。

これらの結果は、本研究の範囲では、主筋配置が最大梁荷重に及ぼす影響は限定的である一方、接合部内部のせん断力伝達機構および応力ベースで評価した接合部せん断力には大きな影響を及ぼすことを示している。

表－4.2.4 に最大荷重および接合部せん断力を示す。0D-T-P 試験体と比較すると、 V_{jexp2} の最大値は 0D-T2-P で約 3%，0D-TA-P で約 9%大きかった。また、0D-T-P と 0D-T2-P の最大梁荷重にはほとんど差がないにもかかわらず、 V_{jexp1} の最大値は 0D-T2-P で約 8%大きかった。

このことから、構造性能の評価は、梁荷重を基準とするか接合部せん断力を基準とするかによって異なる結果を与えることに留意する必要がある。

以上より、梁端モーメントと有効せいから算定した接合部せん断力による評価では、二段配筋試験体の方が 1 段配筋試験体より高い接合部せん断耐力を示す結果となった。一方、接合部せん断強度を評価する際には、梁端モーメントと有効せいから求めた接合部せん断力ではなく、梁端部の応力状態に基づく応力成分の力の釣合いによって評価する方が、より合理的であると考えられる。

表－4.2.4 最大荷重と接合部最大せん断力

試験体	梁最大荷重(kN)		接合部最大せん断力 (kN)			
	P_{expmax}	R (%)	V_{jexp1}	R (%)	V_{jexp2}	R (%)
0D-T-A	+43.1/-40.5	2.0	+349/-328	2.0	+366/-366	2.5
0D-T-P	38.0	2.0	308	2.0	394	4.0
0D-T2-P	38.4	2.0	333	2.0	405	2.5
0D-TA-P	38.1	2.0	308	2.0	429	4.0

4.2.4 接合部せん断強度の評価

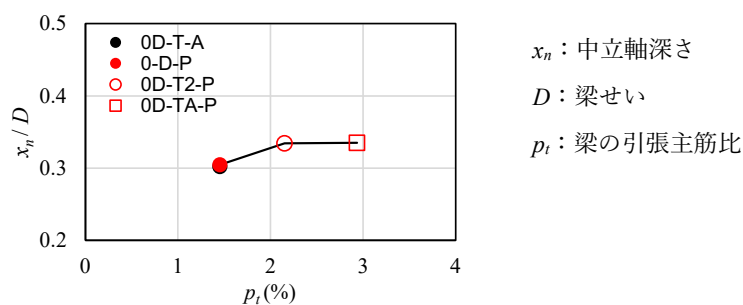
前節で示したように、梁主筋および柱主筋のひずみ分布から、圧縮側主筋において「テンションシフト」が生じていることが確認された。この現象は、接合部内における付着応力の劣化を明確に示している。こうした条件下では、トラス機構によるせん断抵抗の寄与は大幅に低下し、接合部のせん断抵抗は主として対角コンクリートストラット機構によって負担されるものと考えられる。

李ら²⁵⁾は、Paulay ら⁵⁾が提案したストラットトラス複合モデルを発展させ、接合部せん断強度は主として対角ストラット機構によって支配されることを示した。本研究でもこれらの知見に基づき、接合部内に形成される圧縮応力場に着目し、ストラット抵抗機構を中心として検討を行う。

ストラット機構の仮定および柱梁断面の解析方法は、4.1 節に示した方法に従った。図－4.2.10 に、最大せん断力時における各試験体の梁端部中立軸深さを示す。梁引張主筋が 1 段配筋である 0D-T-A および 0D-T-P では、中立軸深さは比較的浅い値を示した。一方、梁引張主筋を 2 段配置した 0D-T2-P および 0D-TA-P では、中立軸位置がより深くなり、両試験体でほぼ同等の値を示した。

表－4.2.5 に、ストラット機構に基づいて算定した接合部せん断強度(V_{js})と実験値との比較を示す。表－4.2.5 より、実験値 (V_{jexp2}) はストラット機構による計算値 (V_{js}) を 2～16%上回った。この結果から、接合部せん断強度はストラット機構に基づいて概ね適切に評価できるものと考えられる。

また、表－4.2.5 には、日本、ニュージーランド、米国および欧州の設計基準による接合部せん断強度の計算値も併せて示している。各設計基準による評価値はいずれも実験値を下回っており、安全側の評価を与えていることが確認できる。



図－4.2.10 最大せん断力時の梁端の中立軸深さ（断面解析結果）

表－4.2.5 接合部せん断強度の比較

試験体	実験値(kN)			計算値(kN)			
	V_{jexp1}	V_{jexp2}	V_{js}	Japan (AIJ Design Guidelines)	New Zealand (NZS 3101)	USA (ACI 352-R-02)	EU (EC8)
0D-T-A	349	366	358	327	278	250	412
0-D-P	308	394	342	310	257	241	385
0D-T2-P	333	405	368	310	257	241	385
0D-TA-P	309	429	369	310	257	241	385

4.2.5 梁主筋配置の役割と設計上の示唆

実験結果より、本研究の範囲内では、梁主筋の量および配置が最大梁荷重に及ぼす影響は限定的である一方、接合部内部の応力伝達機構には大きな影響を及ぼすことが明らかとなった。この一見矛盾した結果は、すべての試験体において、梁主筋の曲げ降伏ではなく、接合部コア内のコンクリート圧縮および対角ひび割れによって終局状態が支配されていたことに起因すると考えられる。

一方、ひずみ計測結果および応力成分の分析から、梁主筋の配置は接合部内における応力伝達経路を変化させることが明らかとなった。複数段に配置された主筋を有する試験体では、接合部内で付着応力が発生し、せん断力伝達に直接寄与していた。これに対し、中央配置主筋を有する試験体では、接合部内における付着応力の発生はほとんど認められなかった。その代わり、中央配置主筋は接合部コアの膨張を拘束し、対角ストラットに対応するコンクリート圧縮力成分を増加させる役割を果たしていたものと考えられる。

これらの結果は、梁主筋配置が単純に鉄筋による抵抗力を増加させるのではなく、接合部内の圧縮応力場の形状や有効性を変化させることによって、間接的に接合部せん断抵抗に影響を及ぼしていることを示唆している。このような挙動は、梁端モーメントおよび有効せいのみに基づく従来の設計手法では十分に評価することができない。

設計上の観点からは、本研究の結果は、接合部せん断力を間接的に評価する従来手法の限界を示すとともに、特に付着劣化が生じる場合には、接合部内部の応力状態を考慮することの重要性を示している。本研究で用いた応力ベースの評価手法は、実際の応力伝達機構をより合理的に表現できる可能性を有している。

なお、本実験では柱軸力および床スラブの影響を考慮していない。これらはいずれも接合部挙動に影響を及ぼすことが知られている。柱軸力はコンクリートの有効圧縮強度を増加させるとともに、対角ストラットの傾斜角にも影響を及ぼす可能性がある。また、床スラブは接合部に対する拘束効果を高め、接合部内の応力再配分機構を変化させる可能性がある。そのため、本研究の知見を実構造物へ適用するためには、これらの影響を考慮したさらなる検討が必要である。

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・同解説，1999
- 2) *NZS 3101:2006*; Concrete Structures Standard—Part 1: The Design of Concrete Structures. (Amendment 3, 2017); Standards New Zealand: Wellington, New Zealand, 2017.
- 3) *ACI 352R-02*; Recommendations for Design of Beam–Column Connections in Monolithic RC Structures. American Concrete Institute (ACI): Farmington Hills, MI, USA, 2002.
- 4) *EN 1998-1*; Eurocode 8—Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings. European Committee for Standardization (CEN): Brussels, Belgium, 2004.
- 5) Paulay, T.; Park, R.; Priestley, M.J.N. Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Seismic Actions. *ACI J.* **1978**, *75*, 585–593.
- 6) Meinheit, D.F.; Jisra, J.O. *The Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints*; Final Report on a Research Project Sponsored by The National Science Foundation Research Grant GK-40289, Department of civil Engineering; University of Texas at Austin: Austin, TX, USA, 1977.
- 7) Zhang, L.; Jisra, J.O. *A study of Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints*; PMFSEL Report No.82-1; Department of civil Engineering, University of Texas at Austin: Austin, TX, USA, 1982; p. 118.
- 8) Bonacci, J.; Pantazopoulou, S. Parametric Investigation of Joint Mechanics. *ACI Struct. J.* **1993**, *90*, 61–71.
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2024
- 10) 村上秀夫，藤井栄，石渡康弘，森田司郎：鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断強度に関する検討（接合部データベース解析 その1），日本建築学会構造系論文集，第503号，pp.85-92，1998
- 11) 寺岡勝，狩野芳一，小林勝巳：鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断強度に関する調査および検討，構造工学論文集，Vol. 37B，pp.365-392，1991
- 12) 草刈敏夫，城攻：実験試料に基づく RC 造内部柱梁接合部のせん断耐力評価に関する検討，コンクリート工学論文集，Vol.9，No.1，pp.35-45，1998
- 13) 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，コンクリート工学会年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.679-684，1999
- 14) Lin, C.-M. Seismic Behaviour and Design of Reinforced Concrete Interior Beam-Column-Joints. *Bull. New Zealand Soc. Earthq. Eng.* **2002**, *35*, 108–128.
- 15) 楠原文雄，塩原等，田崎渉，朴星勇：柱梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，第656号，pp.1873-1882，2010.10
- 16) 塩原等：鉄筋コンクリート造柱梁接合部：見逃された破壊機構，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第631号，pp. 1641-1648，2008.9
- 17) 塩原等：鉄筋コンクリート造柱梁接合部：終局強度と部材端力の相互作用，日本建築学会構造系論文集，第74巻，第635号，pp. 121-128，2009.1
- 18) 塩原等：鉄筋コンクリート造柱梁接合部：梁曲げ降伏型接合部の耐震設計，日本建築学会構造系論文集，第74巻，第640号，pp. 1145-1154，2009.6
- 19) Zhao, W.; Yan, Y.; Yue, Y.; Xue, R.; Yan, X. Strut and tie model for predicting shear behavior of interior RC beam column joints under seismic loading. *Sci. Rep.* **2026**, *16*, 544.
- 20) Kim, D.; Ju, H. Shear Strength Evaluation of Precast Concrete Beam-Column Joints Considering Key Influencing Parameters. *Sustainability* **2026**, *18*, 468.
- 21) Elmorsy, M.; Vamvatsikos, D. Impact of Beam-Column Joint Modeling Uncertainties on the Seismic Response of Low-Rise RC

Frames. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* **2025**, 54, 3224–3243.

- 22) Chandra, J.; Wibowo, H.; Christian, Y.B.; Handoko, J.; Gunawan, A.; Ardenlie, F.G. Seismic Performance Evaluation of An Interior Reinforced Concrete Beam-Column Joint Subjected to Cyclic Loading. *Civ. Eng. Dimens.* **2025**, 28, 180–192.
- 23) 塩原等, Safaa Zaid, 小谷俊介 : 柱・梁接合部における接合部せん断力と接合部内定着力の相互作用, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp. 355–360, 2001
- 24) 楠原文雄, 塩原等 : 接合部破壊が先行する RC 柱はり接合部の接合部せん断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.19, No.2, pp.1005-1010, 1997
- 25) 李祥浩, 小谷俊介 : 鉄筋コンクリート内柱梁接合部のせん断強度, コンクリート工学年次論文集, Vol.17, No.2, pp.303-308, 1995

第5章 段差梁接合部における応力伝達機構およびせん断強度に関する検討

5.1 はじめに

第1章に示したように、段差梁接合部（図-5.1）のせん断強度の評価法は日本建築学会のRC規準¹⁾ 靱性指針²⁾に示されていない。靱性指針による接合部のせん断強度算定式は、既往の接合部がせん断破壊した十字形接合部試験体の実験結果を分析して得られたものであり、段差がある接合部の試験体が網羅されていない。設計の実務では、段差が大きくない場合には十字形接合部の評価法を流用して設計がなされているケースが多いと思われるが、このことの妥当性は不明である。一方、段差梁接合部に関する既往研究では、接合部内の応力伝達が通常の十字形接合部またはト形接合部と異なることが実験結果から推察されるものの、段差梁接合部における配筋や段差量などの種々の影響を考慮した接合部のせん断強度を総括に評価できる力学モデルの構築までに至っていない。

第2章と第3章に示したように、段差の有無・配筋形式の差異・載荷方向の差異に着目して一連の実験³⁾⁻⁹⁾を行ってきたことにより、段差梁接合部は幾何学的に左右非対称であるため、図-5.2に示す荷重の方向により正側（下段の梁の上端および上段の梁の下端が曲げ引張側）と負側（下段の梁の上端および上段の梁の下端が曲げ圧縮側）の力学性状が異なる（以下、このような性質を方向性と呼ぶ）とわかった。

段差梁接合部に関する既往実験¹⁰⁾⁻²⁰⁾が多く行われていたが、その方向性を言及する研究例が数少ない。藤原ら¹¹⁾は段差梁接合部のせん断強度を調べる実験により、段差梁接合部のせん断強度が載荷方向に応じて異なる結果を得た。なお、接合部内に生じるストラット機構が載荷方向に応じて異なることが接合部せん断強度が異なる原因であると指摘している。また、石川ら²¹⁾は梁主筋を機械式定着とした段差梁接合部に関する実験を行い、正側と負側とで曲げモーメント分布が異なる観点から方向性について言及し、ストラット機構に基づいて段差梁接合部のせん断強度を推定する手法を提案したが、正・負両側における接合部のせん断強度を精度よく推定できるとは言にくい。一方、廣谷ら²²⁾は梁主筋の定着形式が異なる実験結果に基づき、U字形定着より機械式定着の場合では接合部せん断強度が顕著に低下したことを指摘している。

したがって、段差梁接合部の応力性状について定性的な結論を得るために、段差を設けることにより接合部の方向性および梁主筋の定着形式が接合部内の応力伝達に及ぼす影響を踏まえて考察すべきと考えられる。本章では既往の段差梁接合部の実験結果を収集し、靱性指針²⁾に示されている接合部せん断強度式の適用性を検証すると共に、段差量や主筋の配筋状況などの因子が段差梁接合部の方向性に及ぼす影響について考察し、段差梁接合部のせん断強度を合理に評価し得る力学メカニズムを考案する。

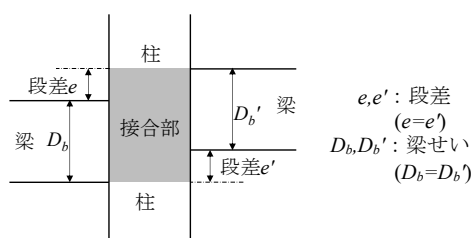


図-5.1 検討対象となる段差梁接合部

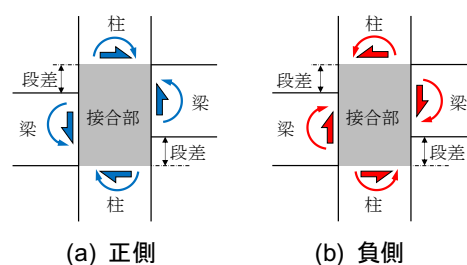


図-5.2 段差梁接合部に作用する応力の方向

5.2 段差梁接合部の既往実験結果

図－5.3 に段差なしと段差ありの場合にそれぞれ接合部の最大せん断力 V_j を示す。段差量が小さい場合（左右梁主筋が接合部内で重なっている）では、接合部の最大せん断力の算定方法が通常の段差なし十字形接合部の場合と同じである。段差量が大きい場合（左右梁主筋が接合部内で重なってない）では、接合部の最大せん断力の算定方法がト形接合部と同じである。

図－5.4 に靱性指針²⁾に示されている接合部せん断強度の平均値を表す評価式を用いて段差梁接合部のせん断強度を評価した結果を示す。実験値 V_{jexp} について、後述の曲げ解析で求めた梁主筋の引張力と柱せん断力の実験最大値を用いて算定する。計算値 V_{ju} について、十字形接合部の場合は式(1)、ト形接合部の場合は式(2)を用いて算定する。なお、正・負は図－5.2 に示す定義に従っている。

$$V_{ju \text{ (十字形)}} = 0.799 \sigma_B^{0.712} b_j D_c \quad (1)$$

$$V_{ju \text{ (ト形)}} = 0.587 \sigma_B^{0.718} b_j l_{dh} \quad (2)$$

ここに、

σ_B ：コンクリート圧縮強度

b_j ：接合部有効幅¹⁾

D_c ：柱せい

l_{dh} ：梁引張主筋の水平投影定着長さ¹⁾

梁柱主筋の降伏がある試験体では、段差の有無に拘わらず大きな差異が見られないものの、接合部せん断破壊型の試験体では、通常の段差がない十字形通し配筋接合部と比べ、段差梁接合部のせん断強度を靱性指針式で評価すると、ばらつきが非常に大きい。また、正側と負側とで異なるせん断強度を呈しているとわかる。

段差が小さい試験体では、表－5.1 に示すように段差の有無に拘わらず、梁の引張主筋を折り曲げ定着とした試験体の接合部せん断強度が通し配筋のものより小さい結果を得た。また、廣谷ら²²⁾は梁主筋の定着形式が異なる実験結果に基づき、正側においてU字形定着より機械式定着の場合で梁引張主筋間のせん断力の応力状況が厳しくなり、接合部せん断強度が低下したと指摘している。一方、中村ら¹³⁾の機械式定着した段差梁接合部に関する実験では、正側の梁主筋の定着長さを負側より長く配筋したこと（付表－5 参照）により、正・負側の接合部せん断強度の差が小さくなっている。

以上より、段差梁接合部の方向性については、梁主筋の定着長さおよび定着形式が接合部の応力伝達に及ぼす影響を考慮して検討する必要がある。

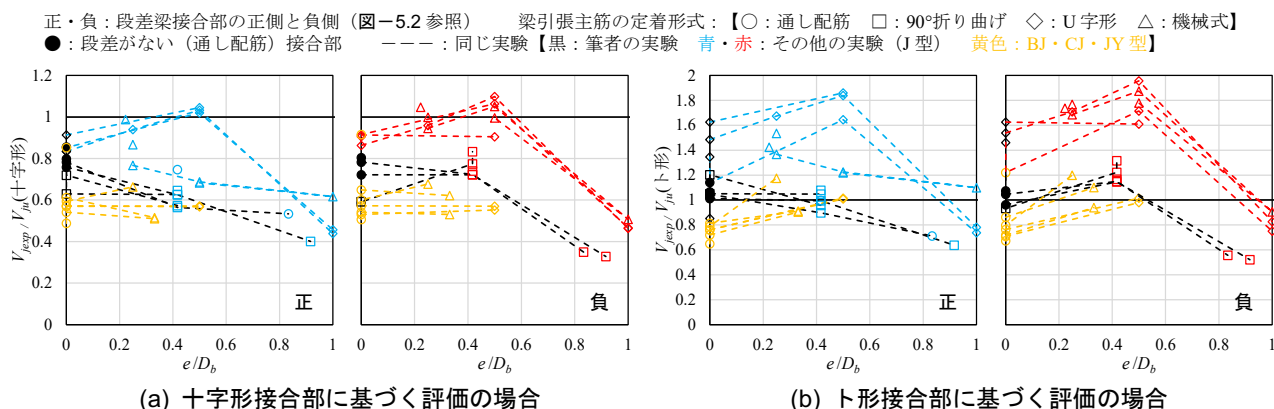
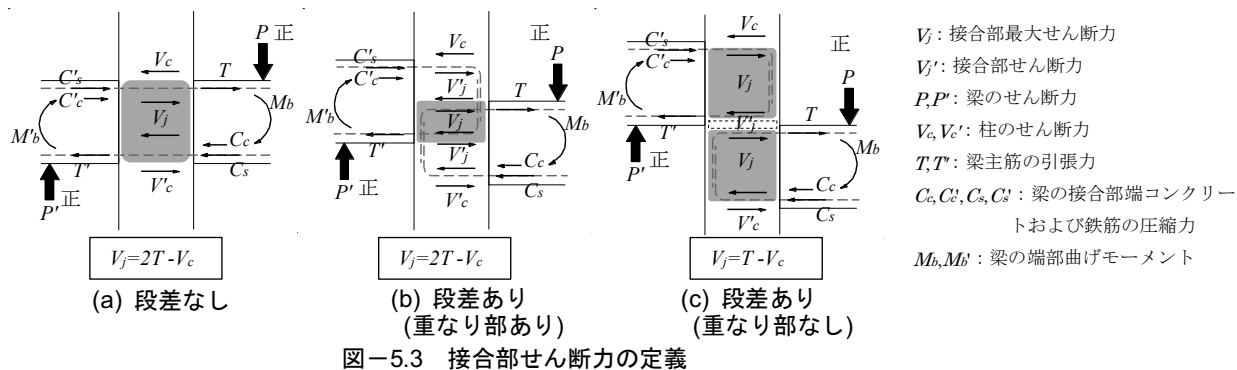


表-5.1 梁主筋定着形式の比較

参考文献	試験体名	段差量 e/D_b	梁主筋 定着形式※	接合部横補強筋 比	V_{jexp}/V_{ju} (十字形)	
					正	負
5)	0D-T-P	段差なし	T	0.31%	0.80	—
—	0D-H-P		H		0.72	—
8)	0D-T-A		T		0.85	0.80
—	0D-H-A		H		0.63	0.59
7)	0.4D-HS-P	段差あり	HS	0.31%	0.75	—
—	0.4D-H-P		H		0.57	—
11)	-J-0.25D		U		0.94	0.96
12)	-mJ-0.25D		M		0.77	0.95
11)	-J-0.5D		U		1.03	1.10
12)	-mJ-0.5D		M		0.69	1.05
13)	No.7		M		0.99	1.05

※: U: U字形 T: 通し配筋 M: 機械式 H: 標準フック(90° 折り曲げ, 余長=8 d_b)
 TH: 通し配筋と標準フック併用 HS: 標準フックと直線定着併用

5.3 段差梁接合部のせん断強度に関する検討

4 章の検討結果に基づいて、過去の十字形接合部におけるストラット抵抗機構^{23)~26)}をベースとし、本節では段差梁接合部せん断強度を主に支配する種々の影響因子に着目して考察する。

5.3.1 ストラット機構の基本仮定

(1) . ストラットの定義

図-5.5 に示すようには梁・柱フェイス位置にコンクリートの曲げ圧縮の範囲で接合部内において一様なストラットが形成すると仮定する。したがって、ストラットせい D_s は後述の曲げ解析で求めた中立軸位置の深さ x_n によって決まると仮定すれば、接合部の水平せん断抵抗 V_{js} を式(3)で求める。

$$V_{js} = \sigma_{sc} D_s b_j \cos \theta \quad (3)$$

ここに、

σ_{sc} : ストラット内の圧縮主応力度

D_s : ストラットせい $[=(x_b + x_c \tan \theta) \cos \theta]$

b_j : 接合部有効幅¹⁾

θ : ストラット角度 $[\theta = \text{Arctan}(D_b - x_b)/(D_c - x_c)]$

x_c, x_b : 柱・梁の中立軸深さ

D_c, D_b : 柱・梁せい

(2) . 柱・梁の中立軸深さ x_n の仮定

ストラットせいの算定において、柱・梁断面の中立軸とコンクリート圧縮縁との距離 x_n (以降、中立軸深さと呼ぶ) を以下のように曲げ解析に基づいて求める。

図-5.6 に示すように平面保持と仮定し、式(4),(5)の連立方程式を用い、最大荷重時の曲げモーメントに達するまで曲率 ϕ および中立軸深さ x_n について収束計算を行う。なお、原則的には左右梁の曲げモーメントが等しいと仮定する。実験値が曲げ降伏モーメントを超えて収束されない場合では最大値まで収束する。また、左右梁の配筋状況または上下柱の高さの違いによる応力状態が異なる場合では、左右梁または上下柱の x_n の平均値とする。

$$T_s + N = C_s + C_c \quad (4)$$

$$M = N \left(\frac{D}{2} - x_n \right) + T_s (d - x_n) + C_s (x_n - d_c) + \frac{b x_n^2}{\epsilon_c^2} \int_0^{\epsilon_c} f(\epsilon_c) \cdot \epsilon_c \cdot d(\epsilon_c) \quad (5)$$

ここに、

$$T_s = a_{st} E_s \epsilon_{st}$$

$$C_s = a_{sc} E_s \epsilon_{sc}$$

$$C_c = \frac{b x_n}{\epsilon_c} \int_0^{\epsilon_c} f(\epsilon_c) \cdot d(\epsilon_c)$$

T_s, C_s : 鉄筋の引張・圧縮合力

C_c : コンクリートの圧縮合力

N : 軸力 M : 曲げモーメント
 D, b : 部材のせいと幅
 x_n : 中立軸とコンクリート圧縮縁との距離
 d_c : 圧縮縁と圧縮鉄筋重心との距離
 ε_c : コンクリート圧縮縁のひずみ
 a_{st}, a_{sc} : 引張・圧縮鉄筋の断面積
 E_s : 鉄筋のヤング係数
 $\varepsilon_{st}, \varepsilon_{sc}$: 引張・圧縮鉄筋の応力度

また、式(4)、(5)で用いるコンクリートの応力—ひずみ関係は図-5.7 に示す崎野・孫修正モデル²⁷⁾とし、鉄筋は完全弾塑性と仮定する。なお、コンクリートの応力—ひずみ関係を表す曲線を式(6)で求める。コンクリートおよび鉄筋のヤング係数について原則的に元論文に従い、明記されていない場合にはコンクリートを式(7)、鉄筋を $2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ とする。

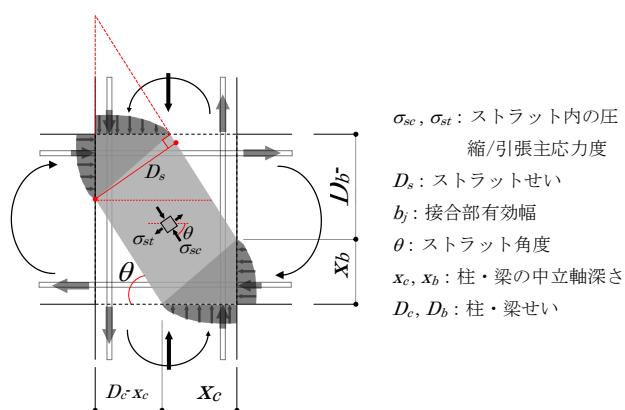


図-5.5 接合部のストラット機構

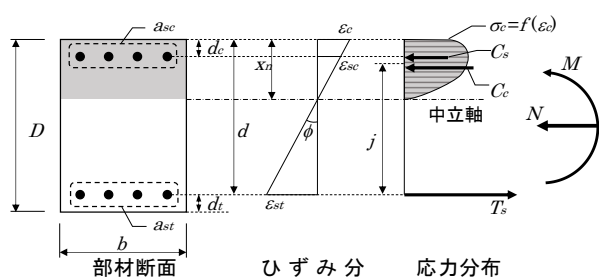


図-5.6 梁・柱断面応力の記号

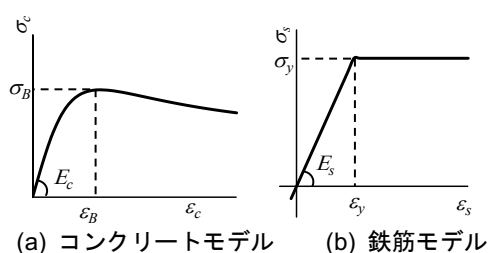


図-5.7 材料構成則

$$\sigma_c = \frac{A \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_B} + (B-1) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_B} \right)^2}{1 + (A-2) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_B} + B \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_B} \right)^2} \cdot \sigma_B \quad (6)$$

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24} \right)^{1.5} \times \left(\frac{\sigma_B}{60} \right)^{1/3} \quad (7)$$

ここに,

$$A = E_c \varepsilon_B / \sigma_B$$

$$\varepsilon_B = 0.94 \times \sigma_B^{1/4} \times 10^{-3}$$

$$B = 2.25 - 0.017 \sigma_B^{28})$$

$$\gamma = 23, \sigma_B \leq 36 \text{MPa},$$

$$\gamma = 23.5, 36 < \sigma_B \leq 48 \text{MPa},$$

$$\gamma = 24, 48 < \sigma_B \leq 60 \text{MPa},$$

$$\gamma = 24.5, 60 < \sigma_B$$

ε_B : コンクリート圧縮強度時のひずみ

E_c : コンクリートのヤング係数

σ_B : コンクリート圧縮強度

(3) . ストラット内コンクリート有効圧縮強度 $\nu\sigma_B$ の仮定

接合部せん断強度に達する時では、ストラット内の圧縮主応力度 σ_{sc} が有効圧縮強度 $\nu\sigma_B$ になると仮定し、ストラット内のコンクリート有効圧縮強度はコンクリート強度・柱軸力比・接合部横補強筋強度を考慮する式(8)で求める。なお、横補強筋の寄与分について柏崎ら²⁹⁾の研究に従い、 p_{jw} の有効範囲を 0.2% までとした。

$$\nu\sigma_B = 2.46\sigma_B^{0.70} + 1.74p_{jw}\sigma_{wy} + 5.02\eta - 0.82 \quad (8)$$

ここに,

σ_B : コンクリート圧縮強度

p_{jw} : 接合部内の横補強筋比 ($=a_w/(b_c s) \leq 0.2\%$)

a_w : 1組の横補強筋の断面積

b_c : 柱幅

s : 接合部内横補強筋の平均間隔 $s = D_b / (\text{組数} + 1)$

σ_{wy} : 接合部内の横補強筋の降伏強度

η : 柱軸力比 ($=N/(\sigma_B b_c D_c)$)

N : 柱の載荷軸力

D_c, D_b : 柱・梁せい

5.3.2 段差または梁主筋の定着形式により生じるストラット機構の仮定

図-5.8 に示す段差が小さい接合部における生じるストラットは以下のように仮定する。

【Model1a】

柱梁フェース位置において、柱・梁の曲げ圧縮側にコンクリートおよび主筋の圧縮力の合力が釣合う機構

【Model1b】

梁の引張主筋の定着力と柱の曲げ圧縮側にコンクリートおよび主筋の圧縮力の合力の一部とで、左右梁の引張主筋の折り曲げ部（機械式の場合は定着端部）において支圧力同士が釣合う機構

【Mode2】

柱梁の曲げ圧縮側にコンクリートおよび主筋の圧縮力の合力と、梁の引張主筋の折り曲げ部（機械式の場合は定着端部）の支圧力が釣合う機構（図では片側のストラットのみを網掛けで、それと対になるもう一方は破線で示す。）

つまり、図-5.5 に示す十字形通し配筋の接合部では Model1a のみ生じることに対し、段差の有無または梁主筋の定着形式が異なる接合部では複数のストラット機構（以下、ストラットと呼ぶ）が生じ得ると考える。なお、ストラット機構 Model1, Model2 においてストラットせい D_s と角度 θ について式(9)～(20)で求める。

【Model1a】

$$D_s = (x_b + x_c \tan \theta) \cos \theta \quad (9)$$

$$\theta_{(正)} = \text{Arctan}(D_b + e - x_b) / (D_c - x_c) \quad (10)$$

$$\theta_{(負)} = \text{Arctan}(D_b - e - x_b) / (D_c - x_c') \quad (11)$$

【Model1b】 折り曲げ定着の場合

$$D_s = x_c'' \sin \theta \quad (12)$$

$$\theta_{(正)} = \text{Arctan}(D_b - e - 2d_t) / (D_c - x_c'') \quad (13)$$

$$\theta_{(負)} = \text{Arctan}(D_b + e - 2d_t) / (D_c - x_c'') \quad (14)$$

【Model1b】 機械式定着の場合

$$D_s = [x_c'' - (D_c - l_{dh})] \sin \theta \quad (15)$$

$$\theta_{(正)} = \text{Arctan}(D_b - e - 2d_t - D/2) / (l_{dh} - x_c'') \quad (16)$$

$$\theta_{(負)} = \text{Arctan}(D_b + e - 2d_t - D/2) / (l_{dh} - x_c'') \quad (17)$$

【Mode2】

$$D_{s(正)} = x_b \cos \theta + x_c \sin \theta \quad (18)$$

$$D_{s(負)} = x_b \cos \theta + x_c' \sin \theta \quad (19)$$

$$\theta = \text{Arctan}(D_b - d_t) / l_{dh} \quad (20)$$

ここに、

x_b : 梁の中立軸深さ

x_c, x_c', x_c'' : 図-5.8 に示す柱各断面の中立軸深さ

D_c, D_b : 柱・梁せい

H : 階高

e : 段差

d_t : 1 段目梁主筋の重心位置

l_{dh} : 梁引張主筋の水平投影定着長さ¹⁾

D : 機械式定着板の長さ

なお、式(16),(17)では機械式定着板を使用した場合は $D/2$ の代わりに梁主筋の中心位置から定着板の下端までの距離とする。

一方、図-5.3 に示す段差量が大きい場合（左右梁主筋が接合部内で重なってない）では、ストラッ

トの分布を考慮し、接合部せん断強度は図－5.9 に示す正側では Modela と Mode2、負側では Modelb と Mode2 によって決まる。なお、折り曲げ定着と直線定着併用（付表に示す HS 式）した試験体では、正側において図－5.10(a)に示すストラット Model1 と Mode2 が生じるが、通し配筋と折り曲げ定着併用（付表に示す TH 式）した段差が 0.83D の試験体では、正側において図－5.10(b)に示すストラット Modela のみ生じると考える。

なお、Model1, 2 における柱の曲げ解析に用いる断面位置（図中の赤破線で示す）のモーメントは式 (21)~(24)に示す。

正側

【Modela】

$$M_c = V_c \frac{H-D_b-e}{2} \quad (21)$$

【Modelb】

$$M_c'' = V_c x - T_{bs} \left(x - \frac{H-D_b-e}{2} \right) \quad (22)$$

$$\text{ここに, } x = \frac{H-D_b+e}{2} + d_t$$

負側

【Modela】

$$M_c' = V_c x - T_{bs} \left(x - \frac{H-D_b-e}{2} \right) \quad (23)$$

$$\text{ここに, } x = \frac{H-D_b+e}{2}$$

【Modelb】

$$M_c'' = V_c \left(\frac{H-D_b-e}{2} + d_t \right) \quad (24)$$

ここに,

V_c : 柱軸力

H : 階高

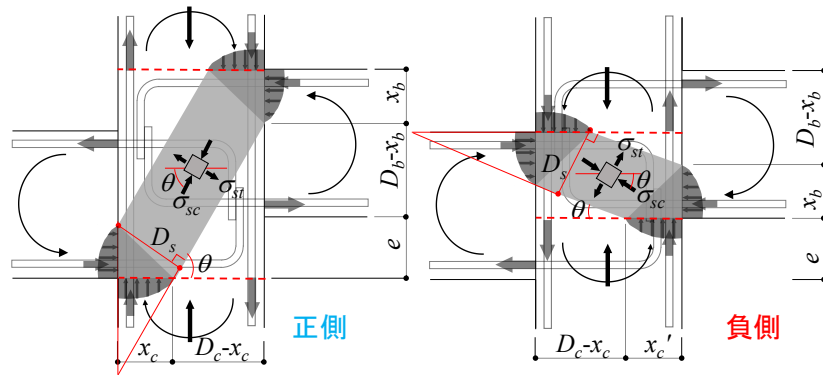
D_b : 梁せい

e : 段差

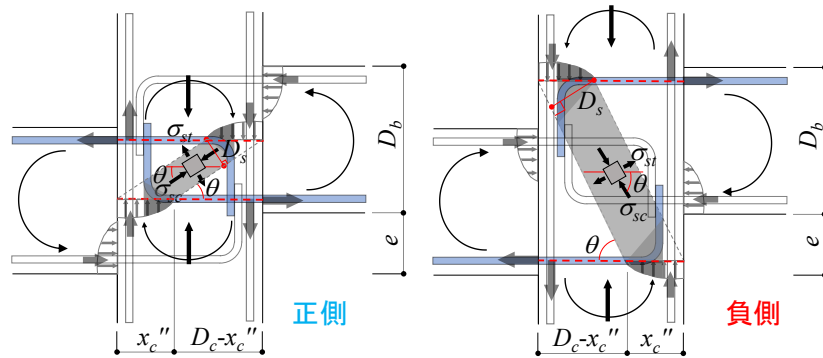
T_{bs} : 梁主筋の引張力

d_t : 1 段目梁主筋の重心位置

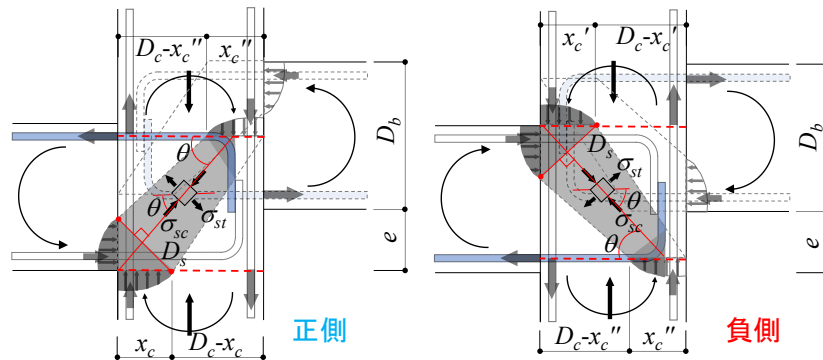
——：柱におけるストラットが形成する位置（柱の曲げ解析に用いる断面位置）



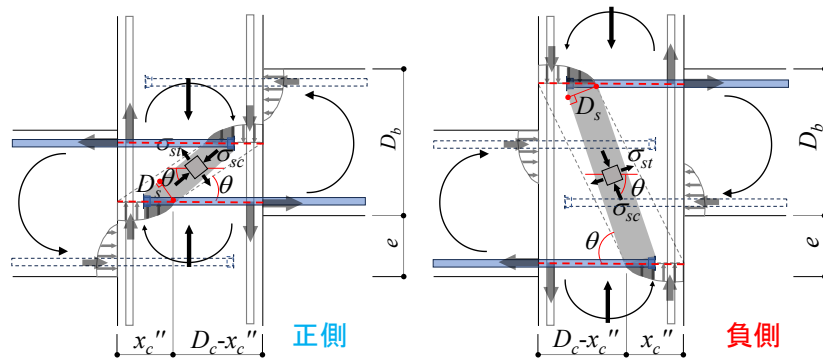
(a) Mode1a（折り曲げ定着の場合）



(b) Mode1b（折り曲げ定着の場合）



(c) Mode2（折り曲げ定着の場合）



(d) Mode1b（機械定着の場合）

図-5.8 ストラット機構の詳細

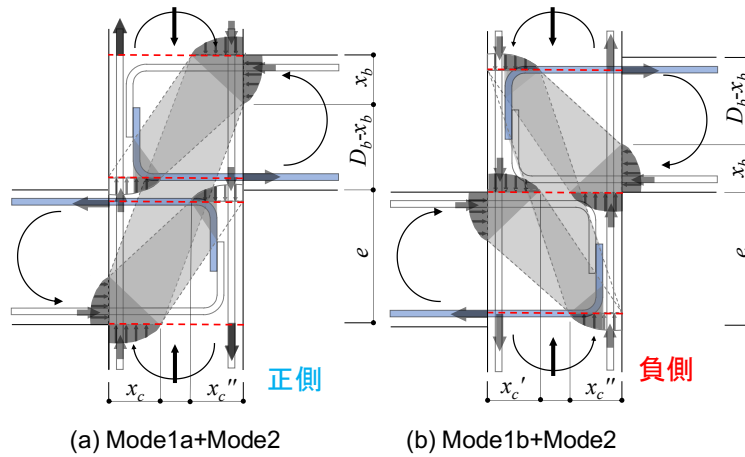


図-5.9 段差が1D程度の場合

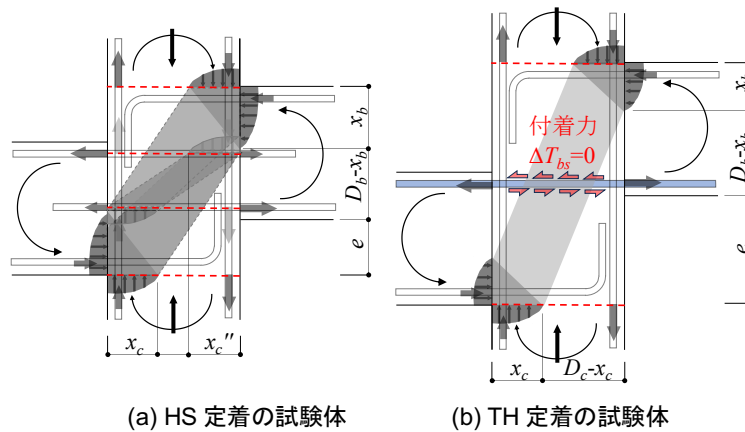


図-5.10 直線定着の場合（正側）

5.4 ストラット機構に基づく接合部せん断強度の評価

5.4.1 Mode1 と Mode2 の分担率に関する検討

梁断面におけるコンクリート圧縮力と主筋力の釣合いを考慮すると、Mode1a（左右梁のコンクリート圧縮力の釣合いによる機構）と Mode1b（左右梁の引張主筋張力の釣合いによる機構）は、相互に対応する一対のストラット機構であり、同時に形成されるものと考えられる。したがって、Mode2 の分担率に関する検討では、Mode1a と Mode1b が対となって発生することを前提とし、まず両機構が同程度に寄与すると仮定する。

Mode1 および Mode2 の接合部せん断強度に対する寄与を定量的に検討するため、表-5.2 に示す仮定分担率を用いて両抵抗機構の負担割合を評価する。図-5.11~5.16 には、本研究で対象とした試験体について、接合部せん断強度の実験値 (V_{jexp}) と計算値 (V_{js}) の比 (V_{jexp}/V_{js})、および正負荷荷時の実験値と計算値の比 ($V_{jexp}(+)/V_{js}(-)$) を示し、仮定した分担率の妥当性について検討する。

表-5.2 Mode1 と Mode2 の分担率の仮定

仮定条件	分担率		
	Mode1a)	Mode1b)	Mode2
Mode1a) = Mode1b)	0	0	1
	1/8	1/8	3/4
	1/4	1/4	1/2
	3/8	3/8	1/4
Mode2=0	0	1	
	1/4	3/4	
	1/2	1/2	0
	3/4	1/4	
	1	0	

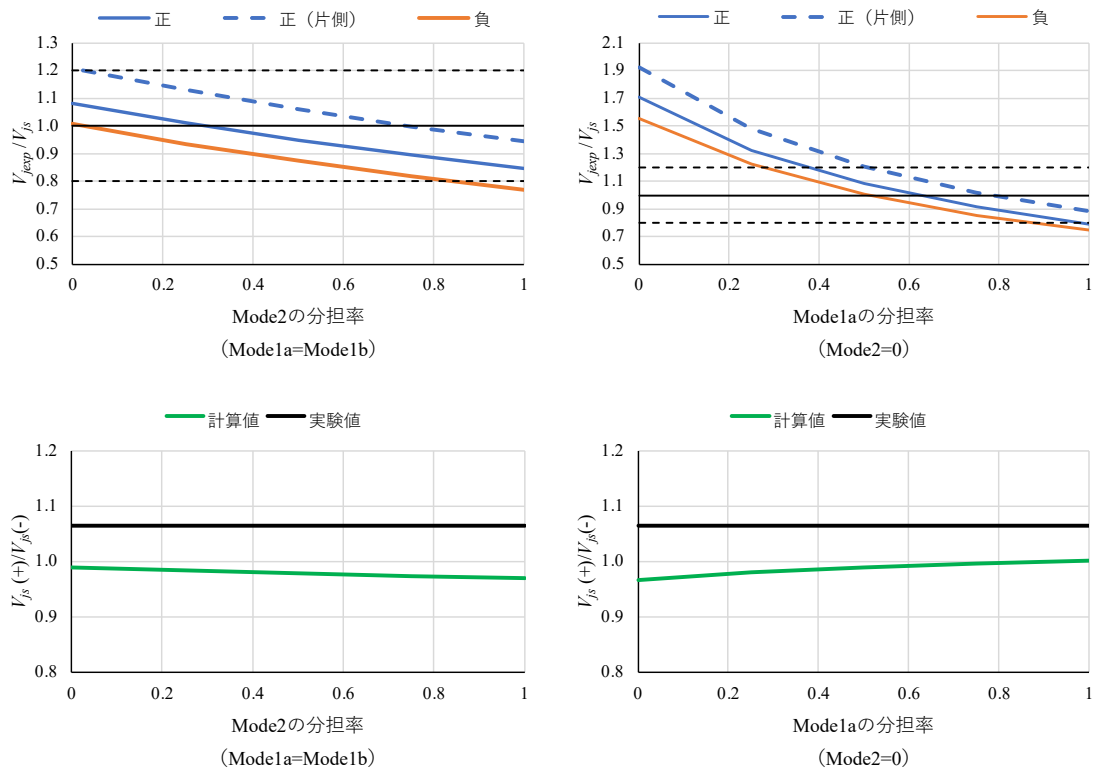


図-5.11 0.D-H-A と 0D-H-P 試験体

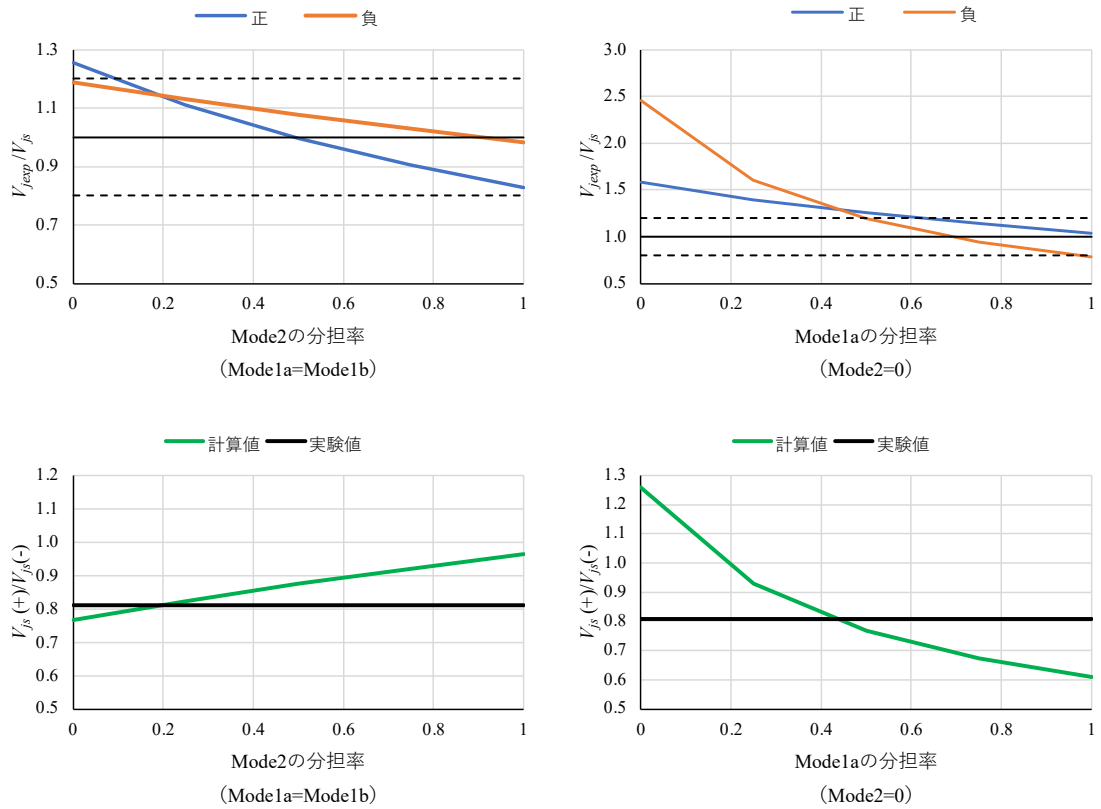


図-5.12 +0.4D-H-A 試験体

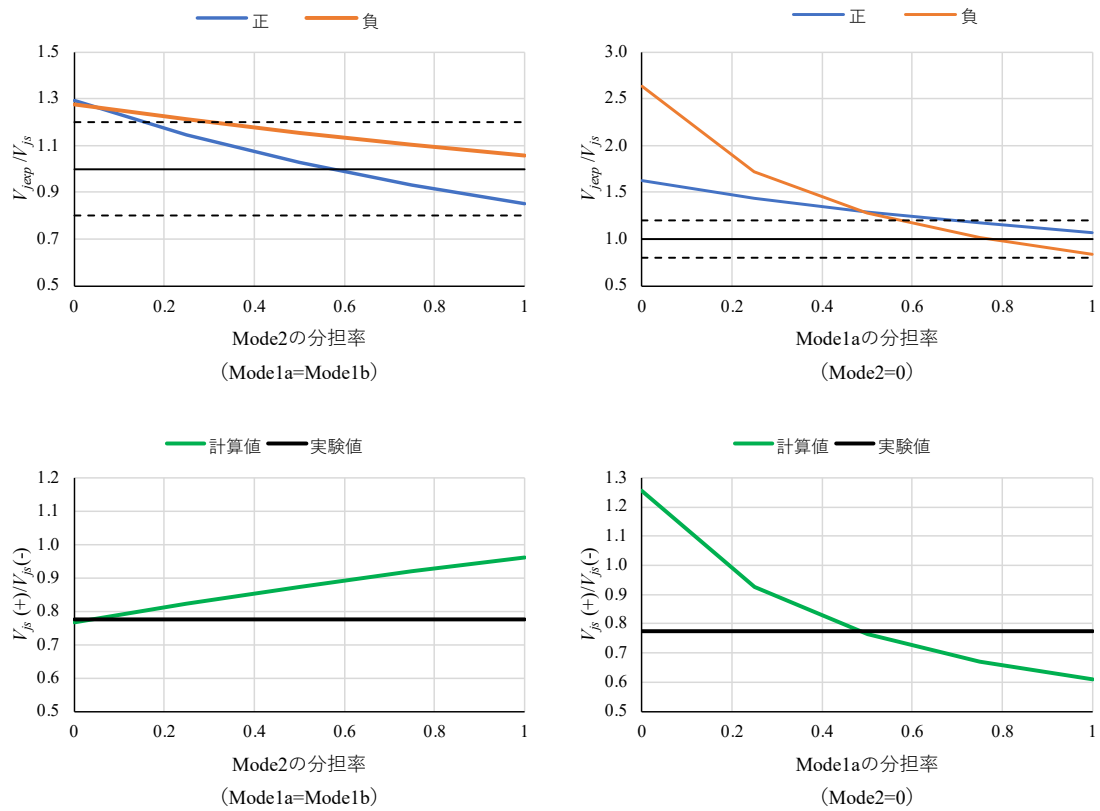


図-5.13 -0.4D-H-A 試験体

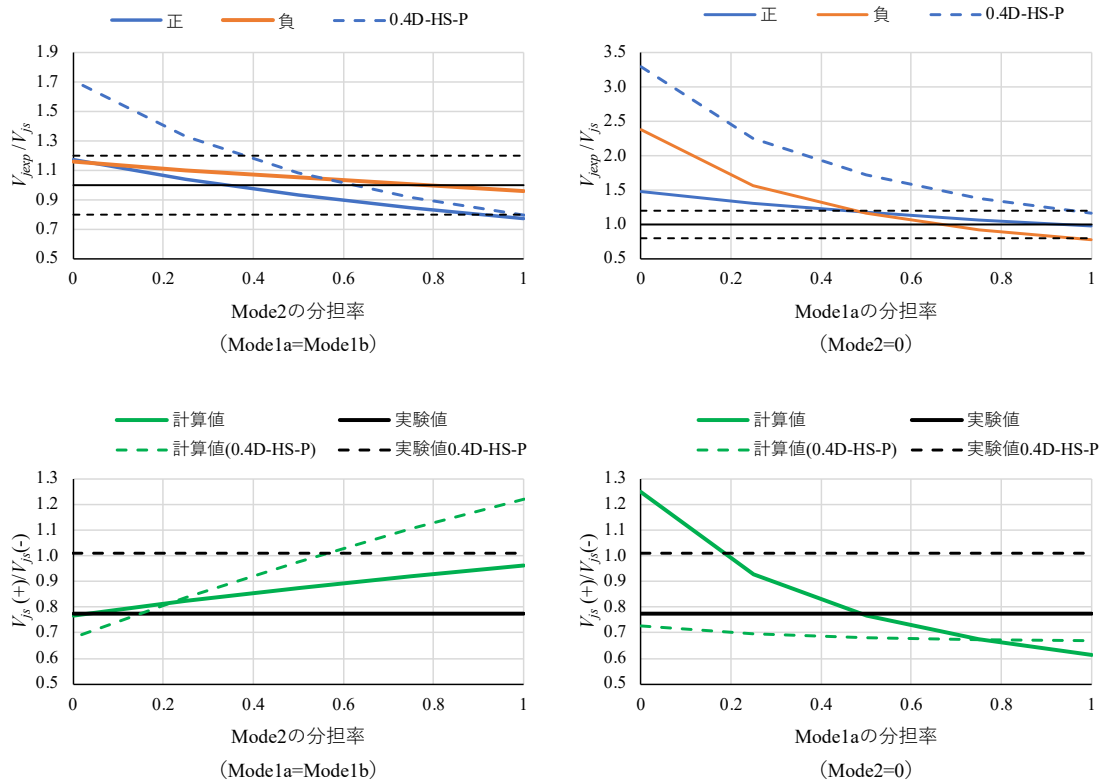


図-5.14 0.4D-H-P・0.4D-H-N・0.4D-HS-P 試験体

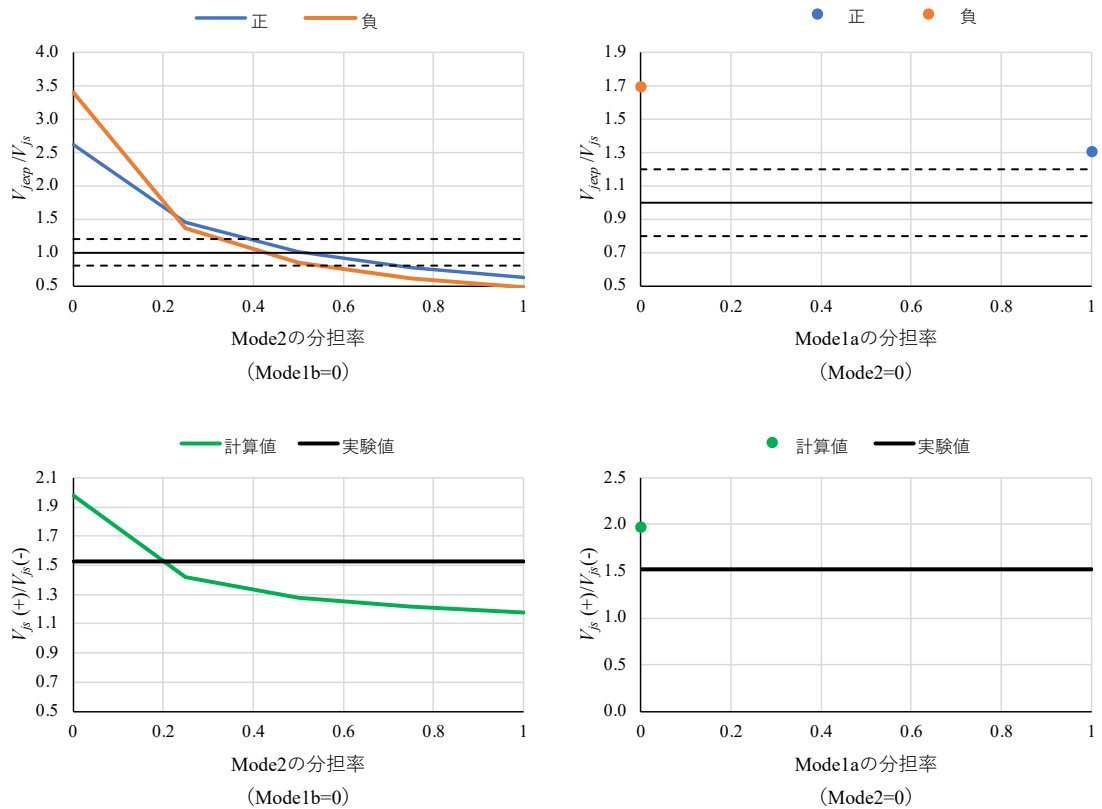
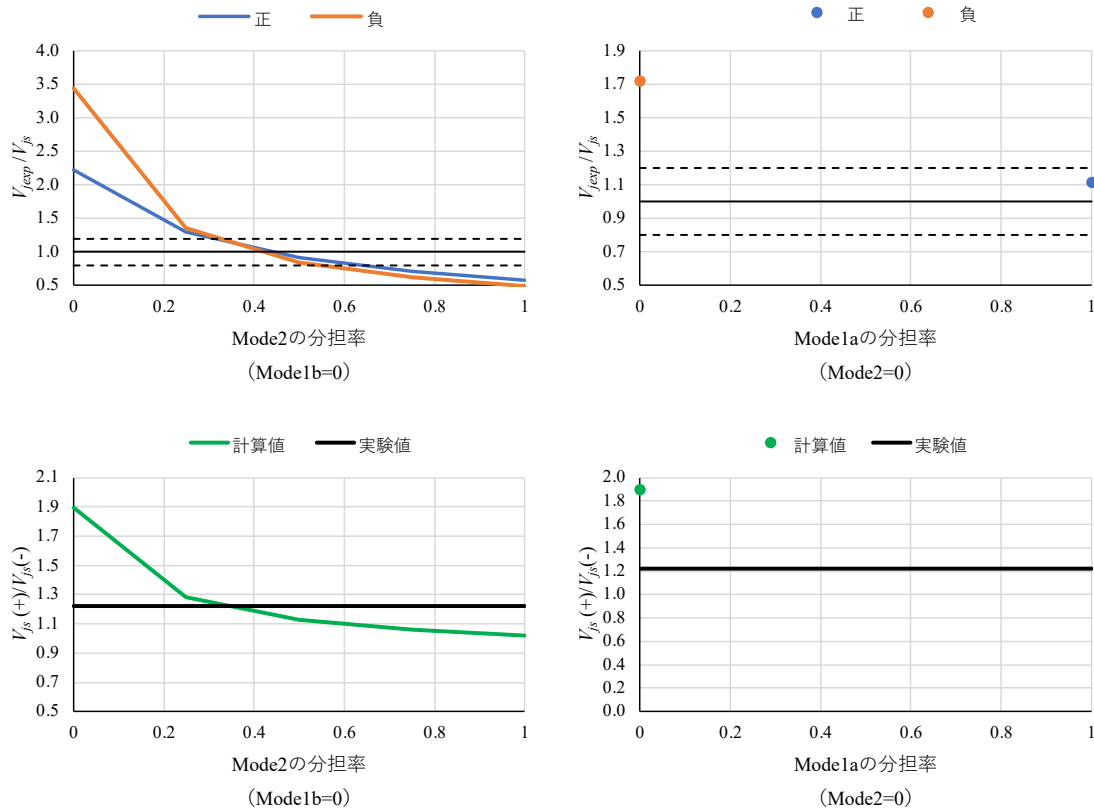


図-5.15 0.83D-TH-A 試験体 (図-5.10(b)参照)



図－5.16 0.92D-H-A 試験体 (図－5.10 参照)

表－5.3 実験値と計算値が±20%以内となる Mode1 および Mode2 の分担率の範囲

試験体	Mode1a) = Mode 1b)			Mode2=0		
0D-H-A	0.0	～	0.8	0.4	～	0.9
0D-H-P	0.0	～	1.0	0.5	～	1.0
0.4D-H-P	0.0	～	0.9	0.5	～	1.0
0.4D-H-N	0.0	～	1.0	0.5	～	1.0
+0.4D-H-A	0.1	～	1.0	0.6	～	1.0
-0.4D-H-A	0.3	～	1.0	0.7	～	1.0
0.4D-HS-P	0.4	～	0.9	0.9	～	1.0
0.83D-TH-A	—	～	—	—	～	—
0.92D-H-A	0.3	～	0.5	—	～	—
範囲	0.4	～	0.5	0.9	～	0.9

表－5.3 に、実験値と計算値の比 (V_{jexp}/V_{js}) および正負荷荷時の比 ($V_{jexp(+)}/V_{js(-)}$) が±20%以内に収まる Mode1 および Mode2 の分担率の範囲を示す。

Mode1a)と Mode1b)が等しく分担すると仮定した場合、Mode2 の分担率を概ね 40～50%とすることにより、多くの試験体において実験結果を良好に評価できることが確認された。すなわち、接合部せん断抵抗機構の約半分を Mode2 が負担すると仮定することで、実験結果との整合性が得られる。

一方、Mode2 の寄与を考慮せず、Mode2=0 と仮定した場合には、全試験体の実験結果を統一的に評価できる分担率は存在しなかった。このことから、接合部せん断強度を適切に評価するためには、Mode2

による抵抗機構の寄与を考慮する必要があると考えられる。

5.4.2 実験値と計算値の比較結果

2.1 節に示した梁主筋のひずみ分布の特徴を踏まえると、梁主筋を折り曲げ定着とした場合、折り曲げ部において梁端引張主筋張力の半分以上を負担する定着力が発生していることが確認された。このことから、折り曲げ定着部に向かう応力伝達経路が形成されているものと考えられ、Mode1b および Mode2 に対応するストラット機構の存在が示唆される。

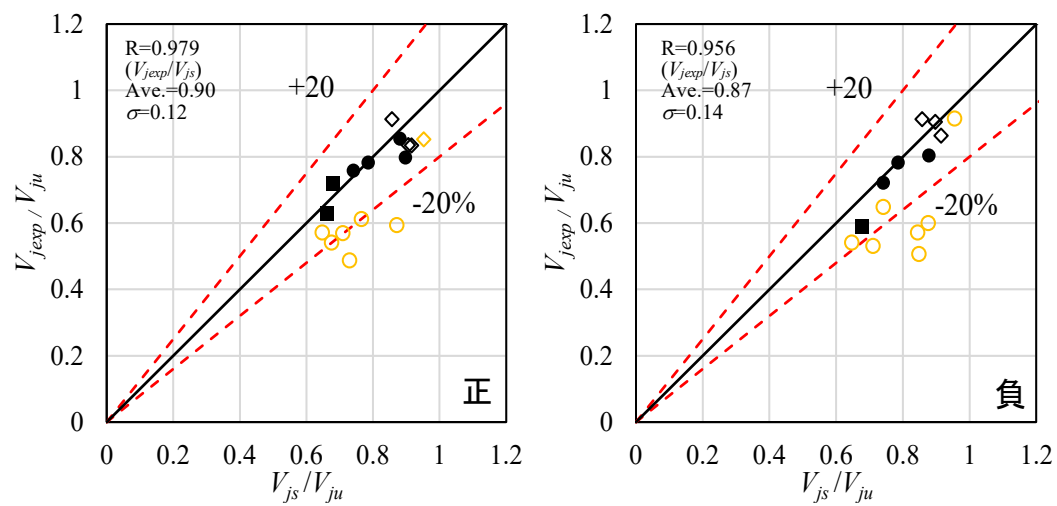
したがって、本研究では接合部内に3種類のストラット機構が形成されるものとする。また、Mode1a および Mode1b は一対のストラット機構として同時に形成されるものとし、これらを Mode1 として取り扱う。さらに、接合部せん断強度 (V_{js}) は Mode1 および Mode2 によって分担されるものと仮定する。まず、Mode1 と Mode2 が等しく寄与する場合について検討すると、 V_{js} は式(25)によって表される。

$$V_{js} = 1/4 V_{js \text{ (Mode1a)}} + 1/4 V_{js \text{ (Mode1b)}} + 1/2 V_{js \text{ (Mode2)}} \quad (25)$$

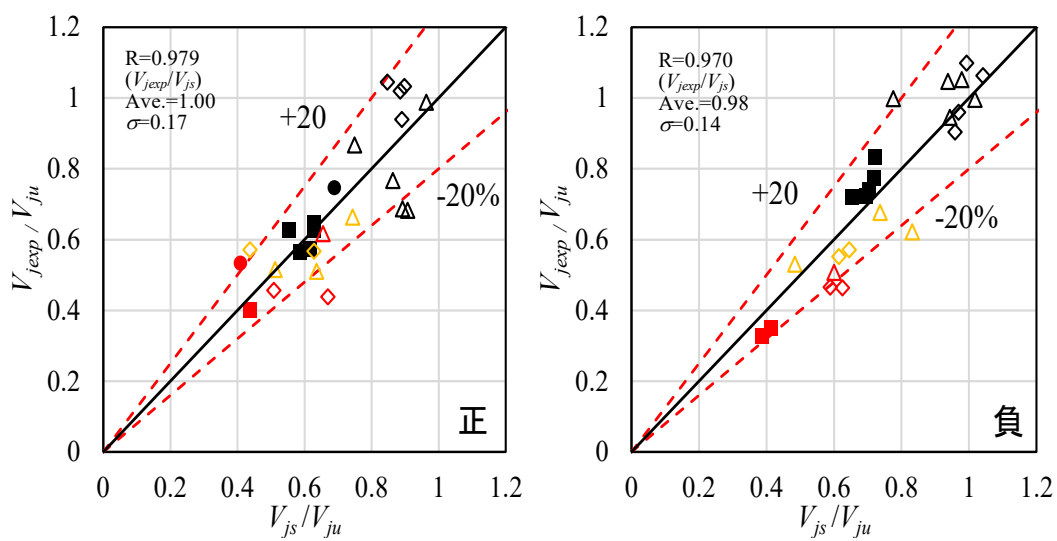
図-5.17 と表-5.4 にストラット機構に基づいて算定した接合部せん断強度 V_{js} と実験値 V_{jexp} との比較を示す。図中に相関係数および平均値と標準偏差の指標に示すようにストラットモデルに基づく評価法は高い精度を有すると言える。特に接合部せん断破壊先行型の試験体について段差の有無および梁主筋の定着形式の違いに拘わらず、ほぼ $\pm 20\%$ 範囲に収まり実験結果を精度よく評価できている。

一方、柱または梁主筋が降伏している試験体では、靱性指針式の計算値より精度が高くなっているものの、評価値のばらつきが相対的に大きい。保有水平耐力規準³⁰⁾では、段差梁接合部の破壊メカニズムや強度について言及されていないものの、十字形やト型接合部内の柱梁主筋が降伏して局所的な変形により接合部降伏破壊をもたらす現象が報告されている。今後の課題として曲げ解析に用いるモデルの精度の向上や柱梁主筋の降伏が接合部強度に及ぼす影響について検討する必要がある。

梁引張主筋の定着形式：【○：T □：H ◇：U △：M】
塗りつぶし：筆者の試験体
黄色：柱梁主筋の降伏あるもの 赤色：段差あり(0.8D~1D)
R：相関係数 Ave.：平均値 σ ：標準偏差



(a) 段差なし



(b) 段差あり

図-5.17 実験値—計算値の比較

表-5.4 接合部せん断強度の実験値と計算値の比較

段差量 e/D_0		梁主筋定着形式 ^{a)}		実験値		計算値								
						靱性指数式	V_{jexp}/V_{ju}		分割ストラット式			V_{jexp}/V_{js}		
							正	負	正	負	正/負	正	負	
段差なし	0	T	301	301	1.00	384	0.78	0.78	303	303	1.00	0.99	0.99	
			330	314	1.05	435	0.76	0.72	323	322	1.00	1.02	0.97	
			301	—	—	378	0.80	—	340	—	—	0.89	—	
			341	321	1.06	399	0.85	0.80	352	352	1.00	0.97	0.91	
			162	174	0.93	191	0.85	0.92	183	183	1.00	0.89	0.95	
			1021	1060	0.96	2092	0.49	0.51	1519	1766	0.86	0.67	0.60	
			1270	1284	0.99	2139	0.59	0.60	1855	1865	0.99	0.68	0.69	
			668	622	1.07	1172	0.57	0.53	835	836	1.00	0.80	0.74	
			670	671	1.00	1172	0.57	0.57	763	996	0.77	0.88	0.67	
			1180	1250	0.94	1927	0.61	0.65	1471	1425	1.03	0.80	0.88	
	1128	1127	1.00	2084	0.54	0.54	1403	1345	1.04	0.80	0.84			
			試験体数	11	10			試験体数	11	10				
			平均値	0.67	0.66			平均値	0.85	0.83				
			標準偏差	0.14	0.14			標準偏差	0.12	0.14				
			変動係数	0.20	0.21			変動係数	0.13	0.17				
			相関係数	0.988	0.984			相関係数	0.988	0.964				
段差なし	0	H	263	—	—	365	0.72	—	249	—	—	1.06	—	
			251	236	1.07	399	0.63	0.59	265	271	0.98	0.95	0.87	
		U	856	856	1.00	937	0.91	0.91	812	813	1.00	1.05	1.05	
			707	732	0.97	847	0.83	0.86	785	784	1.00	0.90	0.93	
			159	173	0.92	191	0.84	0.91	174	172	1.01	0.92	1.00	
			試験体数	5	4			試験体数	5	4				
			平均値	0.79	0.82			平均値	0.97	0.96				
			標準偏差	0.11	0.15			標準偏差	0.07	0.08				
			変動係数	0.14	0.19			変動係数	0.08	0.08				
			相関係数	0.990	0.985			相関係数	0.990	0.993				
段差あり	0.42	H	217	278	0.78	384	0.56	0.72	226	268	0.84	0.96	1.04	
			272	314	0.87	435	0.63	0.72	242	286	0.85	1.13	1.10	
			226	—	0.77	394	0.57	—	243	—	0.87	0.93	—	
			—	291	—	394	—	0.74	—	278	—	—	1.05	
		HS	294	—	1.01	394	0.75	—	272	—	0.98	1.08	—	
		H	229	283	0.81	365	0.63	0.77	231	264	0.87	0.99	1.07	
			236	304	0.77	365	0.65	0.83	231	265	0.87	1.02	1.15	
		0.50	U	980	848	1.16	937	1.05	0.90	803	909	0.88	1.22	0.93
		796		813	0.98	847	0.94	0.96	763	831	0.92	1.04	0.98	
		0.50	875	931	0.94	847	1.03	1.10	769	851	0.90	1.14	1.09	
	0.25	M	611	754	0.81	797	0.77	0.95	697	762	0.91	0.88	0.99	
	548		838	0.65	797	0.69	1.05	720	790	0.91	0.76	1.06		
	412		602	0.69	604	0.68	1.00	558	626	0.89	0.74	0.96		
	0.50		194	203	0.96	191	1.02	1.06	170	200	0.85	1.15	1.02	
	0.22	M	2562	2716	0.94	2593	0.99	1.05	2497	2433	1.03	1.03	1.12	
	1318		1344	0.98	1987	0.66	0.68	1470	1458	1.01	0.90	0.92		
	0.25	1862	2144	0.87	2147	0.87	1.00	1599	1658	0.96	1.16	1.29		
	0.50	U	669	647	1.04	1172	0.57	0.55	514	723	0.71	1.30	0.89	
			665	669	0.99	1172	0.57	0.57	741	761	0.97	0.90	0.88	
	0.33	M	1074	1296	0.83	2084	0.52	0.62	1063	1728	0.62	1.01	0.75	
			1063	1106	0.96	2084	0.51	0.53	1321	1007	1.31	0.80	1.10	
					試験体数	20	19			試験体数	20	19		
					平均値	0.73	0.83			平均値	1.01	1.02		
					標準偏差	0.18	0.19			標準偏差	0.15	0.12		
					変動係数	0.25	0.23			変動係数	0.15	0.12		
					相関係数	0.910	0.904			相関係数	0.979	0.965		
段差あり	0.83	TH	205	134	1.52	384 (287,241)	0.53 (0.71,0.85)	0.35 (0.47,0.56)	157	159	0.99	1.30	0.84	
	0.92	H	175	143	1.22	435(274)	0.40 (0.64)	0.33 (0.52)	191	169	1.13	0.91	0.84	
	1.00	U	372	393	0.95	847(476)	0.44 (0.78)	0.46 (0.83)	574	536	1.07	0.65	0.73	
		M	492	405	1.21	797(447)	0.62 (1.10)	0.51 (0.90)	529	485	1.09	0.93	0.83	
		U	87	89	0.98	191(118)	0.46 (0.74)	0.47 (0.75)	97	113	0.86	0.89	0.79	
				試験体数	5	5			試験体数	5	5			
			平均値	0.49 (0.79,0.82)	0.42 (0.69,0.71)			平均値	0.94	0.81				
			標準偏差	0.09 (0.18,0.17)	0.08 (0.19,0.17)			標準偏差	0.23	0.05				
			変動係数	0.18 (0.23,0.21)	0.19 (0.28,0.24)			変動係数	0.25	0.06				
			相関係数	0.937 (0.924,0.928)	0.977 (0.936,0.960)			相関係数	0.930	0.993				

※1：付表-5 参照

■：実験値が曲げ解析の最大モーメントを超えた試験体

赤字：柱また柱主筋の降伏がある試験体

()：ト形接合部せん断強度計算式(2)で算定した値

付表-5 引用した試験体の諸元および文献一覧

文 献 番 号	試験体名	段差 量 e/D _s	スパン 長さ (mm)	階高 (mm)	コンクリート 強度 ¹ (N/mm ²)	梁				梁主筋定着形式 ^{※1}	梁主筋定水平投影定着長さ		柱				接合部横補強筋			軸力 比	梁最大荷重 P _{exp max} (kN)	R (×10 ³ rad)		試験体破壊形式 ^{※2}	
						幅 (mm)	せい (mm)	主筋	降伏強度 (N/mm ²)		正	負	幅 (mm)	せい (mm)	主筋	降伏強度 (N/mm ²)	配筋	補強筋 比	降伏強度 (N/mm ²)			正	負		正
3)	No.1	0.00	2500	2250	24.0	150	300	5-D10	842	T	—	—	250	250	6+6-D10	842	□-D4@50	0.22%	344	0	37.8	37.8	25.0	25.0	J
	No.2	0.42								H	210	—					□-D4@47	0.24%			27.3	34.9	15.0	25.0	
	No.3	0.83								TH	—	210					—	59.1			39.2	40.0	40.0		
4)	No.1	0.00	2500	2250	28.6	150	300	5-D10	830	T	—	—	250	250	6+6-D10	846	□-D4@50	0.22%	344	0	41.6	39.6	40.0	30.0	J
	No.2	0.42								H	210	—					□-D4@47	0.24%			34.4	39.6	20.0	25.0	
	No.3	0.92								—	210	—					51.0	41.8			30.0	25.0			
5)	0D-T-P	0.00	2500	2250	23.8	150	300	3-D16	824	T	—	—	180	300	4+4-D13	831	□-D4@50	0.31%	400	0	38.0	—	20.0	—	J
—	0D-H-P	0.00	2500	2250	22.7	150	300	3-D13	869	H	240	—	180	300	4+4-D13	869	□-D4@50	0.31%	372	0	33.7	—	25.0	—	J
6)	No.1	0.42	2500	2250	25.2	150	300	3-D13	850	H	240	—	180	300	4+4-D13	850	□-D4@47	0.33%	397	0	29.0	—	15.0	—	J
No.2	H									—	254	—									—	37.4	—	20.0	
7)	No.3									HS	430	254									—	39.6	—	20.0	
8)	No.1	0.00	2500	2250	25.7	150	300	3-D16	831	T	—	—	180	300	4+4-D13	866	□-D4@50	0.31%	399	0	43.1	40.5	20.0	20.0	J
No.2	3-D13							866	H	240	254	—									32.3	30.4	20.0	20.0	
9)	0.4D-H-AP	0.42	2500	2250	22.7	150	300	3-D13	869	H	240	254	180	300	4+4-D13	869	□-D4@47	0.33%	372	0	29.4	36.2	15.0	20.0	J
0.4D-H-AN	0.42	2500	2250	22.7	150	300	3-D13	869	H	240	254	180	300	4+4-D13	869	□-D4@47	0.33%	372	0	30.3	38.9	15.0	20.0		
10)	J-0	0.00	3375	3000	26.5	300	400	4-D22	412	U	262.5	—	350	350	3+2+3-D25	438	□-D10@100	0.41%	345	0.2	101.0	101	15.0	15.0	J
J-0.5D	0.50	—								115.3	100	15.0									15.0				
—	J-0	0.00	3375	3000	23.0	300	400	4-D22	408	U	262.5	—	350	350	3+2+3-D25	430	□-D10@100	0.41%	446	0.2	82.9	85.8	15.0	15.0	J
J-0.25D	0.25	—								93.3	95.2	15.0									15.0				
J-0.5D	0.50	—								102.4	108.8	15.0									20.0				
J-D	1.00	—								100.2	105.9	15.0									20.0				
12)	-mJ-0.25D	0.25	3375	3000	21.1	300	400	4-D22	537	M	262.5	—	350	350	3+2+3-D25	537	□-D10@100	0.41%	384	0.2	71.5	88	15.0	15.0	J
-mJ-0.5D	0.50	—								64.1	97.7	10.0									15.0				
-mJ-D	1.00	—			131.1	108.4	10.0	15.0																	
-mJ-0.5D'	0.50	14.3			400	—	371	—	48.1	69.9	10.0	10.0													
13)	J000-1	0.00	1050	1050	32.0	120	200	3-D13	365	U	124	—	150	150	3-D13	365	□-3.2Φ@50	0.21%	597	0.2	34.6	37.5	20.0	20.0	J
J000-2	0.00	T								—	—	35.3									37.9	20.0	20.0		
J050-1	0.50	U								124	—	42.2									44	20.0	20.0		
J100-1	1.00	U								124	—	51.6									50	20.0	20.0	J	
14)	No.2	0.22	2760	2080	68.4	300	450	4+4-D19	505	M	424	360	450	450	5+6+5-D19	505	□-D8@80	0.11%	798	0.17	382.2	391.0	50.0	50.0	B
No.5	65.2				0.17																352.8	400.8	50.0	50.0	
No.7	63.6				0.18																431.2	454.7	20.0	20.0	
15)	HRPC-OB1	0.25	2750	1450	56.4	300	400	4+1-D19	514	M	315	—	425	425	4+4+4-D19	514	2-D6	0.18%	818	0.17	206.7	208.2	13.3	13.3	B
HRPC-OB2	0.25	74.5	300	450	4+(2)-D19	716	M	340	—	450	450	4+4+4-D19	716	4-D6	0.51%	862	0.19	222.2	242.3	13.3	13.3				
16)	—	0.22	3000	1500	53.9	300	450	4+(2)-D19	716	M	340	—	450	450	4+4+4-D19	716	4-D6	0.51%	862	0.1	322.9	331.2	20.0	30.3	B
17)	No.1	0.00	3000	1500	57.1	280	400	4+(2)-D19	519	T	—	—	420	420	4+4+4-D19	519	2-S6	0.25%	911	0.1	233.0	210.0	20.0	20.0	BJ
	No.3				58.9					—	257.0	250.0									20.0	20.0			
	No.4	53.1			4+2-D19			749	M	315	—	233.0									220.0	20.0	30.3		
	No.5	59.2							—	280.0	321	20.0									20.0	J			
18)	No.1	0.00	2600	2400	94.7	250	400	4+4-D16	563	T	—	—	400	400	4+4+4-D16	728	4-U5.1@50	0.41%	911	0.32	323.1	313.8	20.0	20.0	B
No.2	0.25	94.1			M					340	—	304.6									286.2	20.0	20.0		
No.3	0.00	35.6			—					—	—	241.8				230.8					20.0	20.0			
19)	0D-1.0	0.00	3000	2550	32.7	350	350	5-D16	389	T	—	—	350	350	4+4-D16	389	□-D6@87.5	0.21%	343	0.035	82.7	77.1	30.0	30.0	BCJ
	0.5D-1.0	0.50								U	262.5	—									87.6	80.1	20.0	20.0	CJ
	1D-1.0	1.00								—	—	—				91.2					82.0	20.0	30.0	BC	
	0D-1.5	0.00								T	—	—				86.8					83.0	20.0	20.0	BCJ	
	0.5D-1.5	0.50								U	262.5	—				91.3					87.9	20.0	20.0	CJ	
	1D-1.5	1.00								—	—	—				94.4					90.3	20.0	40.0	BC	
20)	J1N1	0.00	3000	2400	54.5	300	350	5-D19	552	T	—	—	400	400	3+2+3-D19	458	田-D6@70	0.34%	441	0.035	148.8	157.6	20.2	20.1	CBJY
	S1N1	0.33			544				M	300	—	田-D6@67					0.36%	0.03			136.0	164.0	12.5	19.9	正:JY 負:CBUY
	J1N2	0.00			—				—	—	田-D6@70	0.34%					0.065	147.2			148.0	19.9	14.9	BJ	
	S1N2	0.33			458				M	300	—	田-D6@67					0.36%	0.065			134.4	164.8	11.1	32.6	正:BJY 負:BJY

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， 2018
- 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
- 3) 花井伸明，白川敏夫：RC 段差梁柱接合部における応力伝達に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），構造 IV， pp.387-388， 2014.9
- 4) 董添文，花井伸明，内田和弘，白川敏夫：RC 段差梁柱接合部における応力伝達に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38， 0D-H-A， pp.301-306， 2016.7
- 5) 董添文ほか：RC 造柱梁接合部における梁の軸方向筋が接合部せん断力に与える影響，AIJ 大会， pp.405-408， 2021
- 6) 董添文，花井伸明，蜷川利彦：梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断強度に載荷方向が及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.42， 0D-H-A， pp.241-246， 2020.7
- 7) 董添文，花井伸明，蜷川利彦：梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断強度に主筋の定着形式が及ぼす影響，日本建築学会技術報告集，第 27 巻 第 65 号， pp.237-241， 2021.2
- 8) 董添文，花井伸明：梁主筋の定着形式が異なる鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断強度に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.41， 0D-H-A， pp.313-318， 2019.7
- 9) 董添文，花井伸明，蜷川利彦：梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部の方向性に関する実験的検討，日本建築学会技術報告集，第 29 巻 第 73 号， pp.1320-1325， 2023.10
- 10) 澤田和宏，藤塚幹男，石橋一彦，上村智彦：段差梁を有する鉄筋コンクリート造梁・柱接合部の力学的挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29， ト-H-A， pp.241-246， 2007.7
- 11) 藤原将章，上村智彦，石橋一彦，林静雄：段差梁を有する鉄筋コンクリート造梁・柱接合部の終局強度，コンクリート工学年次論文集 Vol. 31， 0D-H-A， pp.367-372， 2009.7
- 12) 廣谷祐貴，上村智彦，石橋一彦，林静雄：機械式定着を用いた段差梁を有する鉄筋コンクリート造梁・柱接合部の抵抗機構，コンクリート工学年次論文集，Vol. 32， 0D-H-A， pp.319-324， 2010.7
- 13) 中村雅彦，別所佐登志，丸田誠：高強度材料を用いた超高層 RC 造柱・はり部分骨組の水平加力実験（その 2），日本建築学会学術講演梗概集，C， pp.869-870， 1993.7
- 14) 山内茂一，石川勝美，千葉脩，和泉信之，柳下和男，渡辺秀仁，菊田繁美：プレキャスト鉄筋コンクリート造柱梁接合部部分架構に関する実験研究（その 5；段差梁及び幅広梁），日本建築学会学術講演梗概集，C-2， pp.827-828， 1996.7
- 15) 濱田真，吉松賢二，石橋久義，堀江啓：梁主筋を機械式定着した接合部の実験，日本建築学会学術講演梗概集，C-2， pp.569-570， 1998.7
- 16) 鴨川直昌，今西語龍，山口芳之，日高雅樹，中岡彰郎：高強度材料を用いた超高層鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関する実験的研究（その 2），日本建築学会学術講演梗概集，C-2， pp.813-814， 2000.7
- 17) 原孝文，鴫田隆，木村正人，征矢克彦，是永健好，今井和正：高強度材料を用いた RC 柱梁接合部架構の構造性能確認実験，日本建築学会学術講演梗概集，C-2， pp.247-248， 2001.7
- 18) 石飛英輝，大和田義正：段差梁を持つ鉄筋コンクリート柱梁接合部の終局強度に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.195-196， 2001.9
- 19) 諏訪田晴彦，小豆畑達哉：柱梁曲げ強度比が小さい RC 造段差梁-柱接合部の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.36， 0D-H-A， pp.223-228， 2014
- 20) 古澤護，大村周，石川裕次，杉本訓祥：梁主筋に機械式定着を用いた梁段差を有する柱梁接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 44， 0D-H-A， pp. 463-468， 2022.7
- 21) 古澤護，石川裕次：梁主筋に機械式定着工法を用いた梁段差を有する柱梁接合部の応力伝達機構，構造工学論文集，Vol. 69B， pp. 244-255， 2023.4

- 22) 廣谷祐貴, 上村智彦, 石橋一彦, 林靜雄: 梁主筋定着方法の違いが段差梁を有する RC 造梁・柱接合部の終局強度に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, 0D-H-A, pp.283-288, 2011.7
- 23) T. Paulay, R. Park, and M.J.N. Priestley. : Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Seismic Actions, ACI Journal, Vol.75, , pp.585-593, 1978.11
- 24) Zhang, L. and Jisra, J.O. : A study of Shear Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints , PMFSEL Report No.82-1 , Department of civil Engineering, University of Texas at Austin, pp.118, Feb.1982
- 25) 李祥浩, 小谷俊介, 青山博之: 鉄筋コンクリート内柱接合部のせん断終局強度, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, 0D-H-A, pp.565-570, 1993.7
- 26) 草刈敏夫, 城攻: 実験的資料に基づく RC 造内部柱梁接合部のせん断耐力評価に関する検討, コンクリート工学論文集, 第9巻, 0D-T-A, pp.35-45, 1998.1
- 27) 崎野健治, 孫玉平: 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第461号, 95-104, 1994.7
- 28) 田福勝, 崎野健治, 孫玉平: 拘束 RC 柱の曲げ圧縮性状に及ぼす断面ひずみ勾配の影響, 構造工学論文集 vol.43b. 1997.3
- 29) 柏崎隆志, 永井智之, 野口博: 有限要素法を用いた RC 内柱・梁接合部のせん断耐力に関するパラメータ解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 18, 0D-H-A, pp.941-946, 1996
- 30) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説, 2021

第6章 結論

6.1 本研究で得られた成果

本研究で得られた成果を、各章ごとに以下に示す。

第1章の「序論」では、本研究の背景および目的を述べ、既往の研究および論文の構成を示した。

第2章「接合部のせん断強度に梁主筋の定着形式が及ぼす影響」では、梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断強度に梁主筋の定着形式が及ぼす影響を検討するため、方向性がない通常の十字形接合部および方向性を有する段差梁接合部を対象に、梁主筋が接合部内における定着形式をパラメータとした実験的な研究を行った。

2.1節では、通し配筋および折り曲げ定着を有する十字形 RC 柱梁接合部試験体を用いて、梁主筋の定着形式が内部柱梁接合部のせん断強度に及ぼす影響について実験的に検討した。得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 折り曲げ定着試験体の接合部せん断強度は、通し配筋試験体と比較して低い値を示した。折り曲げ定着試験体の最大耐力は、対応する通し配筋試験体に対して約 11~25%低下した。
- 2) 通し配筋試験体では、梁および柱の圧縮域を結ぶ典型的な対角せん断ひび割れが観察された。一方、折り曲げ定着試験体では、折り曲げ定着部に向かって進展する斜めひび割れが観察された。これらの結果は、梁主筋の定着形式によって接合部内部に形成される圧縮ストラット機構が異なることを示している。
- 3) 通し配筋試験体では、接合部内の付着劣化およびテンションシフトにより、梁圧縮側主筋に引張りずみが発生した。一方、折り曲げ定着試験体ではテンションシフトの影響はほとんど認められず、梁端引張力の大部分が主筋折り曲げ部における定着作用によって伝達されていた。
- 4) 通し配筋試験体については、AIJ 靱性指針による接合部せん断強度評価は実験結果と概ね良好に対応した。一方、折り曲げ定着試験体については、接合部有効せいを柱せいとして評価した場合、靱性指針は接合部せん断強度を過大評価する結果となった。しかし、梁主筋の水平投影定着長さを接合部有効せいとして用いることにより、実験値と計算値は概ね良好な一致を示した。

2.2節では、梁引張主筋の異なる定着方法を用いた段差梁接合部の試験体の片側漸増載荷実験を行い、主筋の定着形式の違いが接合部のせん断強度に及ぼす影響について調べた。その結果、梁の引張主筋を 90°標準フック定着としたものと比べ、直線定着とした試験体のほうが、接合部せん断強度が 36% 高かったが、最大荷重後の耐力低下は急激であった。これより、実際の建物の段差梁接合部において梁主筋を直線定着としても、せん断強度の確保の上では問題がないと考える。

第3章「段差梁接合部のせん断強度に載荷方向および載荷履歴が及ぼす影響」では、段差梁接合部方向性に着目した実験を行い、載荷方向および載荷履歴が接合部せん断強度に及ぼす影響について検討した。

3.1節では、梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部の載荷方向を変えた片側漸増載

荷実験を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 梁せいの 0.4 倍程度の段差を有する段差梁接合部では、本実験で定義した負方向載荷の場合は、正方向載荷の場合より、接合部せん断強度が約 30% 高かった。これより、方向性を持つ段差梁接合部については、載荷方向を考慮してせん断強度を評価する必要があると考えられる。
- 2) 梁主筋を 90°折り曲げ定着した場合、筆者らの既往の実験で正負交番載荷を行った段差がない接合部のせん断強度の実験値の計算値に対する比は、梁せいの 0.4 倍程度の段差を有する接合部の正載荷時と負載荷時の間になった。

3.2 節では、では、RC 造段差梁接合部の方向性を調べることを目的とし、梁せいの 0.4 倍程度の段差を有する柱梁接合部の試験体を用い、正載荷あるいは負載荷のいずれを先に加力するか（加力順）をパラメータとした正負交番載荷を行った実験の結果について報告した。正負交番載荷実験における載荷方向および加力順が段差梁接合部のせん断強度に及ぼす影響について検討した結果、本節に示した実験では、加力順にかかわらず、本節で定義した負載荷の最大荷重は、正載荷より約 20～30 % 大きかった。また、正載荷と負載荷では、荷重変形関係および最大荷重時の接合部の損傷状況が異なった。したがって、せん断破壊する段差梁接合部では、荷重の方向により力学性状が異なる、すなわち方向性を有していると考えられる。また、加力順に着目すると、負載荷の最大荷重は、負載荷を先に加力した試験体のほうが大きかったが、正載荷の最大荷重は、両試験体とも同程度であった。

本節に示した実験の結果のように、段差梁接合部のせん断強度は荷重の方向により異なることがある。このことは、段差梁接合部について、そのせん断強度が小さい方向に合わせてせん断強度の評価式を策定するだけではなく、方向性を考慮したせん断強度の評価法を確立すること、例えばせん断強度が大きくなる方向についてはせん断強度を大きく評価する等により、設計の自由度が高まる可能性を示唆している。また、本節に示した実験の結果から、段差梁接合部の載荷実験では、正載荷と負載荷に分けて実験結果を評価すべきといえる。その場合、正負交番載荷実験においては加力順が実験結果に及ぼす影響について留意する必要がある。

第 4 章「十字形接合部のせん断強度に関する検討」では、従来の十字形柱梁接合部のせん断強度設計法が抱える不合理な点を見直し、既往実験結果の分析および梁主筋に着目した実験的検討を通じて、接合部内の応力伝達機構を再評価した。その結果に基づき、十字形柱梁接合部におけるコンクリート圧縮ストラットの抵抗機構を再構築し、接合部せん断強度を力学的に説明する評価手法を提案した。

4.1 節では、既往の十字形 RC 柱梁接合部試験体の実験結果を収集・分析し、接合部せん断強度に影響を及ぼす各種因子と接合部内の力学メカニズムについて検討した。その結果、以下の知見を得た。

- 1) 接合部せん断強度にはコンクリート強度だけでなく、試験体の形状や配筋などの諸元も影響を及ぼすことを確認した。特に、梁の引張鉄筋比の増加に伴い、接合部せん断強度が上昇する傾向が顕著であった。
- 2) ストラット機構に基づいて接合部の水平せん断抵抗機構を考察した結果、接合部のアスペクト比、柱軸力および梁・柱の引張鉄筋比がストラット形成に影響を及ぼすことが示された。本節で対象とした試験体では、梁の引張鉄筋比の増加により中立軸位置が深くなり、接合部内に形成されるストラットの圧縮領域が拡大するため、接合部せん断強度が増加したものと考えられる。

- 3) 梁・柱の引張鉄筋比，柱軸力および横補強筋の影響を考慮したストラット機構に基づいて接合部せん断強度を評価することにより，従来の靱性指針式と比較して実験値との対応が向上し，より高い精度で接合部せん断強度を評価できることを確認した。

4.2 節では，接合部を貫通する梁主筋の量および配置に着目し，RC 柱梁接合部のせん断挙動について検討した。梁主筋の詳細なひずみ計測およびそれに基づく内部応力伝達機構の分析を通じて，接合部パネル内に作用するせん断力の評価方法ならびに対角圧縮ストラット機構について考察した。得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 本節で実施した 4 体の試験体はすべて，主筋が降伏することなく，接合部パネル内に発生した対角ひび割れの著しい開口およびコンクリートの剥落によって破壊に至った。本実験の範囲内では，梁主筋の量および配置の違いは最大荷重に顕著な影響を及ぼさなかった。
- 2) 梁主筋のひずみ計測結果から，柱の引張縁側において梁主筋の付着劣化が生じていることが確認された。また，梁端圧縮域に位置する主筋に引張ひずみが発生していることが観察された。この挙動は，接合部内における内部応力伝達機構を変化させる要因となった。
- 3) 接合部パネル内に作用するせん断力について，設計で一般的に用いられる梁端モーメントと有効せいにに基づく間接評価法と，計測ひずみから求めた応力成分による力の釣合いに基づく評価法の二つの方法によって検討を行った。その結果，前者の方法では，単段配筋試験体に比べて二段配筋試験体の接合部せん断力が大きく評価された。接合部せん断強度を評価する際には，梁端モーメントと有効せいから算定される接合部せん断力ではなく，応力成分の力の釣合いによって求められる応力状態に基づいて評価する方が適切であると考えられる。
- 4) 接合部せん断強度は，梁柱接合部境界における断面解析から求めたストラット寸法を用いた対角圧縮ストラットモデルに基づいて評価した。コンクリートの有効圧縮強度には著者らが提案した評価式を用いて接合部せん断強度を算定した。その結果，計算値と実験値は概ね良好に対応しており，接合部せん断強度はストラット機構に基づいて適切に評価できる可能性が示された。

第 5 章「段差梁接合部における応力伝達機構に関する検討」では，方向性を有する段差梁接合部の既往実験結果を用いて，段差の有無および梁主筋の定着形式の違いが接合部せん断強度に影響について考察した結果，以下の知見を得た。

- 1) 通常の段差がない十字形接合部と比べ，段差梁接合部では方向性および梁主筋の定着形式の違いにより接合部内の応力状態が複雑になり，従来の靱性指針式で接合部のせん断強度を適切に評価することが難しいと示した。
- 2) 一方，接合部内の応力状態が複雑である段差梁接合部の力学メカニズムを説明するために，本章では段差および梁主筋の定着形式の影響を考慮したストラット機構を構築することにより，段差梁接合部のせん断強度を精度よく評価できている。このことはストラット機構に基づく手法が段差梁接合部の力学性状を合理的に評価できる可能性を示唆している。

最後のまとめとして，本研究では梁に段差を有する RC 柱梁接合部を対象とし，梁主筋の定着形式・載荷方向および載荷履歴が接合部せん断強度に及ぼす影響を実験的に検討した。また，ストラット機構に基づく合理的なせん断強度評価法を提案した。

得られた主な知見を以下に示す。

1. 梁主筋の定着形式は接合部せん断強度に大きな影響を及ぼす。
2. 通し配筋は 90°折り曲げ定着より高いせん断強度を示した。
3. 本研究で対象とした段差量の範囲では，段差梁接合部のせん断強度は載荷方向によって約 20～30% 異なった。
4. 段差梁接合部には明確な方向性が存在する。
5. 梁主筋の定着形式によってストラット機構が変化する。
6. ストラットモデルにより，段差梁接合部のせん断強度を合理的に評価できる。

以上より，本研究は，従来十分に検討されていなかった段差梁接合部の力学挙動を明らかにし，合理的な接合部設計法の構築に寄与する重要な知見を示した。本研究成果は，段差梁接合部に対する新たな耐震設計法の基礎資料となる。今後は，さらに多様な段差形状や配筋条件に対する検討を進めることで，実構造物への適用性を高めていく必要がある。

6.2 今後の課題

段差梁接合部に関する実験例は依然として少なく、本研究で提案したストラット機構に基づくせん断強度評価法の適用範囲を十分に検証するためには、今後さらに多様な実験データを蓄積する必要がある。また、段差梁接合部の構造性能については、以下に示す課題に取り組むことが重要である。

1) 梁主筋の定着形式が構造性能に及ぼす影響

梁主筋の定着形式については、直線定着では定着長さ、折り曲げ定着では折り曲げ半径などの違いが、段差梁接合部の方向性や応力伝達機構に及ぼす影響を実験的に明らかにする必要がある。また、実建物への適用を考慮すると、段差梁接合部における適切な定着長さおよび定着方法について、設計上の観点からも検討を進める必要がある。

2) 接合部内鉄筋の降伏が接合部強度に及ぼす影響

近年では、塩原らが提唱した柱梁接合部の曲げ破壊理論が保有水平耐力計算規準に取り入れられている。今後は、この理論の段差梁接合部への適用性について検討するとともに、塩原モデルで仮定される4つのセグメントから成る破壊機構と、本研究で対象とした段差梁接合部の破壊メカニズムとの共通点および相違点を明らかにする必要がある。

3) 段差梁接合部の履歴特性の解明

本研究で実施した実験では、接合部せん断破壊を対象として試験体を設計したため、通常のせん断破壊型RC部材と同様に、エネルギー吸収性能の小さい逆S字形の履歴特性を示した。今後は、梁または柱の曲げ降伏を先行させる試験体を用いた正負交番載荷実験を実施し、段差梁接合部の履歴特性および耐震性能について体系的に検討する必要がある。

4) ストラット機構の分担率の定量化

本研究では、Mode1 および Mode2 による接合部せん断抵抗機構を仮定し、実験結果との比較からその妥当性を検討した。しかし、両機構の分担率については限られた実験結果に基づく仮定であり、定量的な評価には至っていない。今後は、段差梁接合部に関する実験データをさらに蓄積するとともに、統計的手法を用いて Mode1 および Mode2 の分担率を定量的に評価し、より合理的な応力伝達モデルを構築する必要がある。

5) 実務設計を考慮した設計式への展開

本研究で提案した段差梁接合部のせん断強度評価法は、接合部内の応力伝達機構を考慮することで実験結果を良好に評価できた。一方で、複数のストラット機構やその分担率に加え、ストラット形状を決定するために梁および柱断面の断面解析を行い、中立軸位置を求める必要があるため、現段階では構造設計の実務に適用するにはやや複雑である。

実務設計では、梁または柱の曲げ終局状態における中立軸位置を用いてストラット形状を評価することにより、断面解析を簡略化できると考えられる。この方法では、本研究で対象とした接合部せん断破壊先行型の試験体に対しては実験値より安全側の評価となることが予想される。一方、梁または柱の曲げ降伏を許容する耐震設計では、設計上要求される安全性を確保できる可能性がある。今後は、提案モ

デルの力学的合理性を維持しつつ、設計に必要な入力条件を簡略化し、安全性と実用性を両立した簡潔な設計式へ発展させることが望まれる。

6) 付着劣化を考慮したストラットモデルの高度化

本研究では、ストラット形状を梁および柱断面の平面保持仮定に基づく断面解析から評価した。しかし、第 4.2 節で示した実験結果のように、接合部内では梁主筋の付着劣化やテンションシフトが生じ、これらがストラットの形成および応力伝達機構に影響を及ぼすことが確認された。平面保持仮定による評価は設計上安全側となる可能性があるものの、実験で観察された応力伝達機構を十分に再現できているとは言い難い。今後は、付着劣化がストラット形状に及ぼす影響を定量化し、これを考慮したより合理的なストラットモデルおよび接合部せん断強度評価法を構築する必要がある。

7) 段差量が応力伝達機構に及ぼす影響

本研究では、梁せいの約 0.4 倍の段差を有する段差梁接合部を対象として検討を行った。しかし、段差量がさらに大きくなると、段差梁接合部の応力伝達機構は、2 つのト形接合部の挙動に近づく可能性が考えられる。このような応力伝達機構の移行過程やその境界条件については未解明であり、今後は段差量を実験パラメータとした載荷実験や有限要素解析を実施し、段差量が応力伝達機構およびせん断強度に及ぼす影響を明らかにする必要がある。

8) 左右の梁せいが異なる段差梁接合部への適用

本研究では、柱左右の梁せいが等しく、梁位置のみに段差を有する段差梁接合部を対象として検討を行った。一方、実際の鉄筋コンクリート造建物では、柱左右の梁せいが異なる段差梁接合部が用いられる場合も少なくない。このような接合部では、梁断面性能や応力伝達経路が左右で異なるため、本研究で対象とした接合部とは異なるストラット機構が形成される可能性がある。しかし、この種の段差梁接合部に関する実験的・解析的研究は極めて少なく、その力学性状やせん断抵抗機構は未だ十分に解明されていない。今後は、左右の梁せいが異なる段差梁接合部を対象とした載荷実験および解析を実施し、応力伝達機構を明らかにするとともに、本研究で提案したせん断強度評価法の適用性について検証する必要がある。

論文目録

1. 本論文に関する発表論文

■ 全文査読論文（7 編）

【第 2.1 節】

- 1) 董添文, 花井伸明: 梁主筋の定着形式が異なる鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断強度に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.313-318, 2019.7
- 2) Tianwen Dong*; Nobuaki Hanai; Toshiyuki Kanakubo: Experimental Study on Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joint with Different Anchorage Type for Beam Main Bar, The 2nd International Conference on Innovative Structure and Resilient City (ISRC 2026), 6pp., Aug 2026

【第 2.2 節】

- 3) 董添文, 花井伸明, 蜷川利彦: 梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断強度に主筋の定着形式が及ぼす影響, 日本建築学会技術報告集, Vol.27, No.65, pp.237-241, 2021.2

【第 3.1 節】

- 4) 董添文, 花井伸明, 蜷川利彦: 梁に段差を有する 鉄筋コンクリート 造柱梁接合部のせん断強度に載荷方向が及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No.2, pp.241-246, 2020.7

【第 3.2 節】

- 5) 董添文, 花井伸明, 蜷川利彦: 梁に段差を有する 鉄筋コンクリート造柱梁接合部の方向性に関する実験的検討, 日本建築学会技術報告集, Vol.29, No.73, pp.1320-1325, 2023.10

【第 4.2 節】

- 6) Tianwen Dong*, Nobuaki Hanai, Toshiyuki Kanakubo: Effect of Main Bars of Beam on Shear Strength of Beam-Column Joint in Reinforced Concrete Frame Structure, CivilEng, Vol.7, No.2, 29 (18pp.), May 2026

【第 5 章】

- 7) 董添文: 梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断強度に関する検討, 日本建築学会技術報告集, Vol.31, No.77, pp.252-257, 2025.2

■ 梗概ほか（11 編）

- 1) 董添文, 蜷川利彦, 南部恭広: 梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部の終局せん断強度に関する考察, 日本建築学会九州支部研究報告集, 構造系（第 57 号・1）, pp.553-556, 2018.3

- 2) 董添文, 花井伸明, 蜷川利彦, 南部恭広: 梁に段差を有する RC 柱梁接合部における応力伝達機構に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), 構造 III, pp.679-680, 2018.9
- 3) 董添文: 梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部の応力性状に関する研究, 九州大学人間環境学府研究助成発表会 (ポスター発表), 2019.3
- 4) 董添文, 花井伸明: 梁主筋の定着形式が異なる鉄筋コンクリート造柱梁接合部のせん断強度に関する実験, 日本建築学会九州支部研究報告集, 構造系 (第 58 号・1), pp.513-516, 2019.3
- 5) 花井伸明, 董添文: 梁主筋の定着形式が RC 造柱梁接合部のせん断強度に与える影響 その 1 実験概要および結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), 構造 IV, pp.153-154, 2019.9
- 6) 董添文, 花井伸明, 蜷川利彦: 梁に段差を有する RC 造柱梁接合部のせん断強度に載荷方向が及ぼす影響, 日本建築学会九州支部研究報告集, 構造系 (第 59 号), pp.549-552, 2020.3
- 7) 董添文, 花井伸明: 梁主筋の定着形式が RC 造柱梁接合部のせん断強度に与える影響 その 2 接合部内の柱梁主筋のひずみ分布およびストラット機構, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), 構造 IV, pp.383-384, 2020.9
- 8) 花井伸明, 董添文, 蜷川利彦: 梁主筋の定着形式が RC 造柱梁接合部のせん断強度に与える影響 その 3 梁に段差を有する RC 造柱梁接合部の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), 構造 IV, pp.385-386, 2020.9
- 9) 董添文, 花井伸明, 蜷川利彦: RC 造柱梁接合部における梁の軸方向筋が接合部せん断力に与える影響, 日本建築学会九州支部研究報告集, 構造系 (第 60 号), pp.5405-408, 2021.3
- 10) 花井伸明, 董添文, 蜷川利彦: 梁の軸方向筋が RC 造柱梁接合部のせん断力の評価に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), 構造 IV, pp.421-422, 2021.9
- 11) 花井伸明, 董添文, 蜷川利彦: 梁に段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部の方向性に関する実験的検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道), 構造 IV, pp.83-84, 2022.9

2. その他の発表論文

■ 全文査読論文（2 編）

- 1) 董添文, 花井伸明, 内田和弘, 白川敏夫: RC 段差梁柱接合部における応力伝達に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.301-306, 2016.7
- 2) 花井伸明, 中井敏, 遠山孝行, 董添文: 柱をアラミド繊維ロッドで曲げ補強した RC 柱梁接合部に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.1225-1230, 2018.7

■ 梗概ほか（6 編）

- 1) 董添文, 花井伸明: RC 段差梁柱接合部における応力伝達および最大耐力, 日本建築学会九州支部研究報告集, 構造系 (第 55 号・1), pp.493-496, 2016.3
- 2) 董添文, 花井伸明: RC 段差梁柱接合部における応力伝達に関する実験 (その 3) 応力伝達および最大耐力—実験概要および結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), 構造 IV, pp.363-364, 2016.8
- 3) 花井伸明, 董添文: RC 段差梁柱接合部における応力伝達に関する実験 (その 4) 応力伝達および最大耐力—考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (九州), 構造 IV, pp.365-366, 2016.8
- 4) 董添文, 小林英二, 花井伸明: 柱をアラミド繊維ロッドで曲げ補強した梁柱接合部の応力伝達性状, 日本建築学会九州支部研究報告集, 構造系 (第 56 号・1), pp.421-424, 2017.3
- 5) 小林英二, 董添文, 遠山孝行, 小杉一正, 花井伸明: 柱をアラミド繊維ロッドで曲げ補強した柱梁接合部の応力伝達に関する実験 その 1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), 構造 IV, pp.229-230, 2017.8
- 6) 董添文, 小林英二, 遠山孝行, 小杉一正, 花井伸明: 柱をアラミド繊維ロッドで曲げ補強した柱梁接合部の応力伝達に関する実験 その 2 実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), 構造 IV, pp.231-232, 2017.8

謝辞

本論文の完成にあたり、大変多くの方々からのご指導・ご鞭撻を賜りました。ここにご支援をいただきました皆様に、心より感謝の意を表します。

私はかつて九州大学大学院博士後期課程を退学し、研究を継続することが困難な時期を経験しました。当時は将来への道筋を見失い、不安を抱える日々を過ごしておりました。しかし昨年、幸運にも筑波大学大学院理工情報生命学術院 構造エネルギー工学学位プログラム教授 金久保利之先生にご指導いただく機会を得ることができ、再び研究の道を歩むことができました。この出会いは、私にとって人生の大きな転機となりました。この1年間、金久保先生には終始温かく、そして丁寧にご指導いただきました。研究内容に関するご助言はもとより、英語論文の執筆に際しても、細部にわたり丁寧かつ貴重なご指導を賜りました。また、国際的な学術発信の重要性をご教示くださるとともに、海外へ向けて積極的に研究成果を発信するよう常に励ましてくださいました。そのおかげで、研究者としての視野を大きく広げることができ、自信を持って研究に取り組むことができるようになりました。さらに、研究面だけでなく、人としての在り方や研究に向き合う姿勢についても多くのことを学ばせていただきました。日々のご指導や先生との一つひとつのやり取りは、私にとってかけがえのない学びであり、この1年間に経験したことは、今後の研究者人生のみならず、人生においても大切な財産になると確信しております。金久保先生から賜りました数々のご指導とご厚情に対し、ここに深く感謝申し上げます。本当にありがとうございました。

本論文のテーマである「段差を有する鉄筋コンクリート造柱梁接合部」に関する研究は、九州産業大学建築都市工学部建築学科教授 花井伸明先生のこれまでの研究を継承・発展させたものです。花井先生には、修士課程入学以来、博士後期課程に至るまで長年にわたり、研究面のみならず私生活においても温かいご支援とご指導を賜りました。花井先生は、私を鉄筋コンクリート構造学研究の道へ導いてくださった恩師であり、研究者として必要な知識や研究手法だけでなく、学問に真摯に向き合う姿勢や、研究に対する誠実さ、粘り強く取り組む姿勢についても数多くのことをご教授くださいました。また、常に丁寧に、細部に至るまでご指導いただき、学業や研究だけでなく生活面においても温かく支えてくださいました。さらに、私に対していつも誠実かつ忍耐強く向き合ってください、研究上の困難に直面した際にも励まし続けてくださったことは、今日まで研究を続ける大きな支えとなりました。花井先生から賜りました数々のご指導とご厚情に対し、ここに深甚なる感謝の意を表します。

筑波大学構造エネルギー工学学位プログラム 浅井先生、八十島先生および庄司先生には、本

論文の構成および審査にあたり、貴重なご意見・ご教示を賜りました。熱く御礼申し上げます。

また、本論文は主に九州大学大学院人間環境学府博士後期課程在学中に取り組んだ研究成果を取りまとめたものです。この期間、九州大学大学院人間環境学研究院教授 蜷川利彦先生には、研究の方向性から論文の執筆に至るまで、終始辛抱強く、数多くの貴重なご指導を賜りました。先生からいただいた数々のご助言やお言葉は、研究を進める上で大きな支えとなっただけでなく、研究者として成長するための礎となりました。ここに深く感謝申し上げます。

本研究で実施した静的加力実験では、九州産業大学の実験装置を使用させていただくとともに、技術職員 三芳紀美子様および花井研究室のゼミ生の方々の多大なご協力を受けて実施いたしました。ここに深く御礼申し上げます。

最後に、陰ながら私を支え続けてくれた家族に、心より感謝申し上げます。

両親には、これまでどのような状況においても、何一つ不満を口にすることなく、静かに温かく私を支え続けていただきました。その変わらぬ支えがあったからこそ、今日まで研究を続け、本論文を完成させることができました。心より深く感謝申し上げます。

また、母の弟である叔父には、人生の進路について多くの助言をいただいただけでなく、経済的にも多大なるご支援を賜りました。困難な時期にも変わらぬ励ましとご支援をいただきましたことに、深く感謝申し上げます。

そして、妻には、長年にわたり多くの苦労や不安を抱えながらも、常に理解と忍耐をもって私を支え続けていただきました。その献身的な支えがあったからこそ、研究に専念し、本論文を完成させることができました。心より感謝しております。

さらに、長女と長男の二人の子どもたちは、日々の生活の中で私に笑顔と活力を与えてくれるかけがえのない存在でした。家族と過ごす時間は、研究生活を続ける上で何よりの心の支えとなりました。

ここに、家族への深い感謝の気持ちを記し、本論文の謝辞の結びといたします。