

鉄筋コンクリート造建築物の梁主筋への  
機械式定着工法の適用拡大に関する研究

(A Study on Expanding Application Range of Mechanical Anchorage for  
Main Rebar in Reinforced Concrete Buildings)

清原 俊彦

# 鉄筋コンクリート造建築物の梁主筋への機械式定着工法の適用拡大に関する研究

## 目次

### 第 1 章 研究の目的と背景

- 1.1. 研究の目的 . . . . . p.1-1
- 1.2. 既往の研究 . . . . . p.1-3

### 第 2 章 ト形柱梁接合部における機械式定着耐力の算定法

- 2.1. 検討概要 . . . . . p.2-1
- 2.2. 定着耐力算定式の導出 . . . . . p.2-3
- 2.3. 計算値と実験値の比較 . . . . . p.2-10
- 2.4. 提案式の適用に関する留意事項 . . . . . p.2-11
- 2.5. まとめ . . . . . p.2-12

### 第 3 章 高強度材料を用いたト形柱梁接合部における梁主筋への機械式定着の適用

- 3.1. 検討概要 . . . . . p.3-1
- 3.2. 柱梁接合部せん断耐力の評価 . . . . . p.3-46
- 3.3. 接合部降伏に関する検討 . . . . . p.3-49
- 3.4. コンクリートの  $\sigma - \varepsilon$  関係の推定の妥当性の確認 . . . . . p.3-53
- 3.5. まとめ . . . . . p.3-55

### 第 4 章 最上階 L 形柱梁接合部における梁主筋への機械式定着の適用

- 4.1. 検討概要 . . . . . p.4-1
- 4.2. 最大耐力に影響を及ぼす因子の検討 . . . . . p.4-78
- 4.3. L 形接合部において梁上端主筋を機械式定着するための補強方針 . . . . . p.4-92
- 4.4. 最上階 L 形柱梁接合部において  
梁主筋を機械式定着するための補強量の算定 . . . . . p.4-96
- 4.5. 変形性能に関する検討 . . . . . p.4-98
- 4.6. 負加力（開く側）の最大耐力の検討 . . . . . p.4-111
- 4.7. まとめ . . . . . p.4-115

### 第 5 章 実用性の検証

- 5.1. 概要 . . . . . p.5-1
- 5.2. 集合住宅建物による検証 . . . . . p.5-2
- 5.3. 集会施設建物による検証 . . . . . p.5-14
- 5.4. まとめ . . . . . p.5-26

第 6 章 結論

6.1. 研究の成果 . . . . . p.6-1

6.2. 今後の課題 . . . . . p.6-3

謝辞

## 第 1 章 研究の目的と背景



## 第1章 研究の目的と背景

### 1.1. 研究の目的

近年、鉄筋コンクリート造構造物における鉄筋定着に機械式定着工法が用いられることが多くなっている。機械式定着工法とは、定着鉄筋端部を折り曲げてフック定着とする代わりに、定着鉄筋端部に定着版を接合し、定着版に生じる支圧力と鉄筋に生じる付着力とで鉄筋をコンクリート内に定着しようとするものである。

機械式定着工法は、1990年代以降ネジ節鉄筋の普及と共に鉄筋端部に螺合する定着金物が開発され、鉄筋コンクリート造建物に用いられる鉄筋の高強度化、太径化による折り曲げ加工の困難さを解消する工法として、また、省力化工法として広く普及してきている。

一方、機械式定着工法を適用した鉄筋の定着設計や、機械式定着版周辺の配筋ディテールなどは実験により確認した範囲のみが適用範囲となっており、機械式定着工法を適用したいという要望がありながらも適用範囲として認められていない使用法もある。

そこで、本論では、これまでに実施した数多くの静的加力実験結果及び、既発表文献に示されている実験結果を収集、分析することにより、これまで適用範囲に含まれていなかった範囲での機械式定着鉄筋の性状を明らかにし、既往の定着耐力設計式の改良、材料強度に関する適用範囲の拡張、適用可能な部位の拡張を試みるものである。

本論は以下のような構成となっている。

#### 第1章「研究の目的と背景」

本論の目的を示すと共に、本論が対象とする、鉄筋の機械式定着や鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関する既往の設計法について示す。既往の設計法では十分に設計できない部位、材料強度の範囲を本論の対象とする。

#### 第2章「ト形柱梁接合部における機械式定着耐力の算定法」

既発表文献に示された機械式定着耐力を知るための実験結果を収集し、既往の定着耐力評価式では考慮されていない側方割裂破壊耐力への影響因子の効果を含まず定着耐力設計式の提案を行う。本章では、既往の定着耐力式では評価されない影響因子として、定着長、梁断面応力中心距離、柱梁接合部フープ中子筋の影響を検討し、これらの影響を考慮した側方割裂破壊耐力式を提案する。

#### 第3章「高強度材料を用いたト形柱梁接合部における梁主筋への機械式定着の適用」

日本建築学会の規準類は主筋に用いる鉄筋鋼種はSD295～SD490、コンクリートは $F_c=21\sim60$  ( $N/mm^2$ )が適用範囲となっている。本章では、この適用範囲を超える、 $100N/mm^2$ 級の高強度コンクリートとUSD685等の高強度鉄筋を用いたト形柱梁接合部の静的加力実験より、このような高強度材料に機械式定着を適用した場合のト形部分架構の構造性能の検証を行う。検証の結果として、 $100N/mm^2$ 級の高強度コンクリートを用い、USD685高強度鉄筋を梁主筋に用いたト形柱梁接合部についても、既往の評価式による接合部せん断強度、及び、柱梁接合部降伏による強度低下率の算定結果は、概ね実験結果と整合することを示す。また、 $100N/mm^2$ 級の高強度コンクリートを用いた実験結果は、接合部せん断強度、柱梁接合部降伏による強度低下率ともに、普通強度を用いた場合と比べると実験結果の計算値に対

する余裕度が小さくなる傾向にあるため、高強度コンクリートを用いる場合の設計上の留意点を示す。

#### 第4章「L形柱梁接合部における梁主筋への機械式定着の適用」

最上階L形外部柱梁接合部の梁上端主筋は、十分な余長を有する90°フックにより定着されるのが一般的である。この長い余長は柱主筋との空き重ね継手として梁主筋応力の柱への伝達のために必要であると考えられ、単純に機械式定着工法に置き換えるのは困難である。本章では、28体の最上階L形柱梁接合部部分架構の静的加力実験結果を分析し、L形柱梁接合部内で梁上端筋を機械式定着するために必要な補強法の提案を行う。実験による破壊性状より、梁上端筋を機械式定着したL形柱梁接合部が脆性的に破壊する際には、梁主筋定着版前面のコンクリートが割り裂かれるコーン破壊のような定着破壊を生じていると考えられることから、定着性状を改善するために効果的な補強因子を実験結果より明らかにする。実験結果の分析により、梁上端筋より上部のコンクリートボリューム、柱主筋定着端部に配筋するフープ状の補強筋、梁主筋定着端部に配筋する補強筋が定着性状の改善に有用であることを示し、必要な補強量及び配筋方法を示す。

#### 第5章「実用性の検証」

梁主筋は折曲げ定着することとして実施設計した建物の事例を用い、第2章から第4章までに示す設計法及び留意点に準じ、梁主筋に機械式定着を適用した建物の各部位の設計例を示す。

#### 第6章「結論」

第1章から第5章までの検討により得られた知見を纏めて示すと共に、本論では解決できていない事項を今後の課題として示す。

## 1.2. 既往の研究

### 1.2.1. 折曲げ定着の場合の定着設計法

梁主筋を柱梁接合部内に定着する場合の定着端の詳細は日本建築学会「建築工事標準仕様書 JASS5 鉄筋コンクリート工事」に必要な定着長の規定がある他、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準」に許容定着耐力の算定法、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」に終局定着耐力の算定法が示されている。これらは、鉄筋コンクリート部材に定着された鉄筋の引抜き実験の結果から導出されたものと考えられる。これらの規定は異形鉄筋を直線定着する場合、又は、鉄筋端部をかぎ状に折曲げて定着する場合の規定であり、機械式定着を対象としたものではないが、機械式定着耐力への影響因子を考察するために、折曲げ定着の定着性状に影響する影響因子も参考にできるものと考えられる。以下、折曲げ定着の終局定着耐力の評価式として用いられる「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針」による定着設計法、及び、同指針の定着耐力算定式の導出において参考としている論文の概要を示す。

(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(1999)」<sup>1.1)</sup>による定着設計 (90° 折曲げ定着の場合)

(1-1)想定する破壊形式

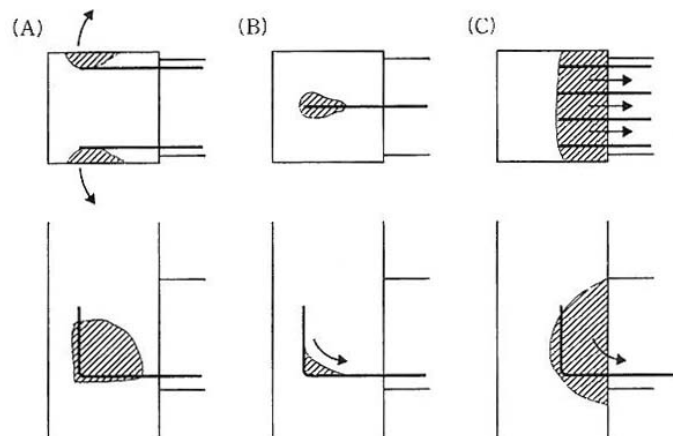


図 1.2.1.-1. 折曲げ定着部破壊の破壊形式 <sup>1.1)</sup>

- (A) 側方割裂破壊：定着に対して最も拘束程度の小さい梁断面の隅に位置する最外縁の鉄筋に対して柱側面のコンクリートが割り裂かれる破壊形式で、定着筋折曲げ面までの側面かぶり厚さや定着投影長さ、折曲げ位置、横補強筋の影響を受ける。指針(8.5.1)式で評価できる。
- (B) 支圧破壊：鉄筋折曲げ部の折曲げ半径が小さい場合に生じる、コンクリートの局部支圧破壊であり、最小折曲げ半径の規定を満足することでこの破壊形式を回避する。
- (C) かき出し破壊：定着投影長さが柱せいに比べて相対的に短い場合に、折曲げ部内側のコンクリートが梁主筋と共に塊状となって掻き出されて全鉄筋が定着耐力を失うせん断破壊に類する破壊形式。定着長を長く確保することで防止するのが原則。指針(解 8.5.2)式で評価しても良い。

(1-2)側方割裂破壊耐力の評価（靱性保証型耐震設計指針(8.5.1)式）

(1-2-1)設計式の特徴

- ①森田・藤井定着耐力式<sup>1,2)</sup>を安全側に簡略化した実験式である。
- ②定着強度を定着筋軸方向応力度の形で表現
- ③定着強度はコンクリート強度の0.4乗に比例するとし、主筋かぶり厚さ、定着長、梁応力中心距離と定着長の関係、横補強筋の影響によって定着強度を補正する形になっている。

(1-2-2)耐力評価式

$$f_u = 210 \cdot k_c \cdot k_j \cdot k_d \cdot k_s \cdot \sigma_B^{0.4} \quad (\text{N/mm}^2)$$

ここに

$f_u$ ：折り曲げ定着強度（主筋軸応力度の形で表現）

$$k_c = 0.4 + \frac{0.1 \cdot C_0}{d_b} \quad (\leq 1.0), \text{ 主筋かぶり厚さの影響}$$

$$k_j = 0.6 + \frac{0.4 \cdot l_{dh}}{j} \quad (\leq 1.0), \text{ 梁応力中心距離と定着長の関係による影響}$$

$$k_d = 0.5 + \frac{l_{dh}}{30d_b} \quad (\leq 1.0), \text{ 定着長の影響}$$

$$k_s = 0.7 + \frac{0.5 \cdot d_s^2}{d_b^2} \quad (\leq 1.0), \text{ 定着端近傍に配筋される横補強筋の影響}$$

$d_b$ ：定着筋の公称径

$C_0$ ：定着鉄筋心までのかぶり厚さ

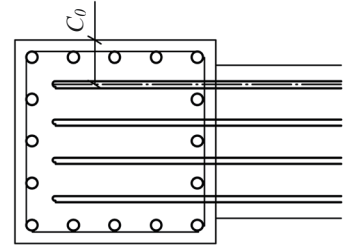


図 1.2.1.-2.  $C_0$

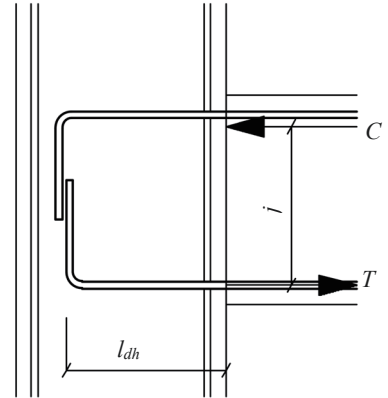


図 1.2.1.-3  $l_{dh}$  及び  $j$

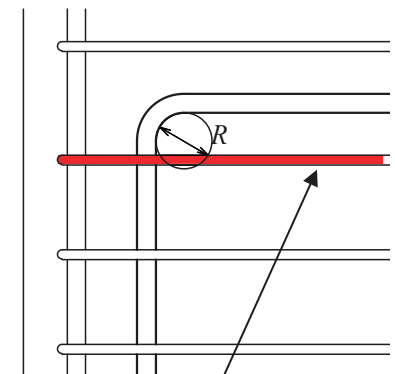
上記定着強度  $f_u$  が梁主筋の設計用引張応力度を上回れば定着破壊が防げるものと判断する。

$l_{dh}$ ：定着投影長さ

$j$ ：梁危険断面の応力中心距離

$d_s$ ：定着部に配される横補強筋径

$\sigma_B$ ：コンクリート強度



折り曲げ直径  $R$  の範囲に配筋される横補強筋のみ  $k_s$  の算定に算入してよい

図 1.2.1.-4  $k_s$  に見込んでよい鉄筋

(1-2-3) 靱性保証型設計指針定着耐力式の適合性

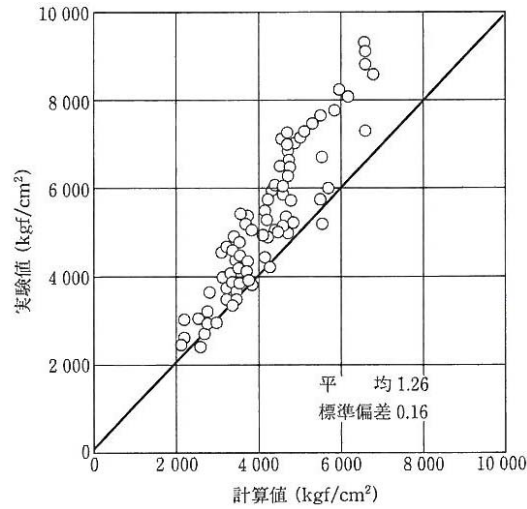


図 1.2.1-5 定着耐力式の適合性<sup>1.1)</sup>

(1-3) かき出し割裂破壊耐力の評価 (靱性保証型指針(解 8.5.2)式)<sup>1.3)</sup>

(1-3-1) 耐力評価式

$$T = k_n \cdot (T_c + T_w)$$

ここに

$$T_c = \frac{2 \cdot l_{dh} \cdot b_e \sqrt{l_{dh}^2 + j^2}}{j} \cdot \sqrt{\sigma_B} \quad (\text{kgf})$$

$$T_w = 0.7 \cdot A_w \cdot \sigma_{wy}$$

$$b_e = b + C_{e1} + C_{e2}$$

$$k_n = 1 + \sqrt{\frac{\sigma_0}{\sigma_B}} \quad (\text{ただし,}$$

$$k_n \leq 1 + 0.0016 \sigma_B \text{ (kgf/cm}^2\text{)})$$

$b$  : 左右最外縁梁主筋幅

$C_{e1}, C_{e2}$  : 左右最外縁梁主筋に対するかぶり厚さで  $0.8l_{dh}$  以下

$A_w$  : 梁主筋から柱上下方向にそれぞれ  $l_{dh}$  の範囲, かつ柱有効幅  $b_e$  の範囲内に配筋された横補強筋全断面面積

$\sigma_{wy}$  : 横補強筋規格降伏点

$\sigma_0$  : 柱軸方向応力度

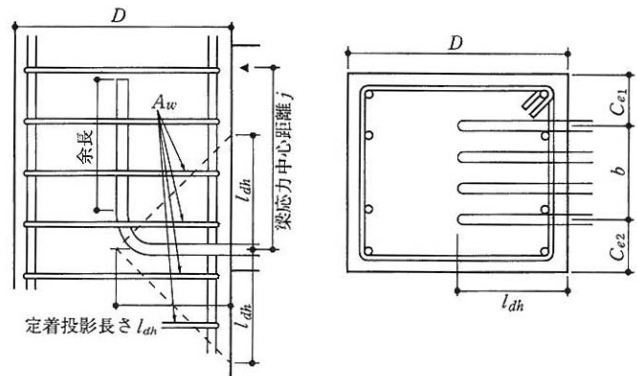


図 1.2.1-6. かき出し破壊耐力式の諸元<sup>1.3)</sup>

上記掻き出し破壊耐力  $T$  が主筋群の設計引張力以上であれば掻き出し破壊を防止できるとする。

(1-4) 支圧破壊の防止

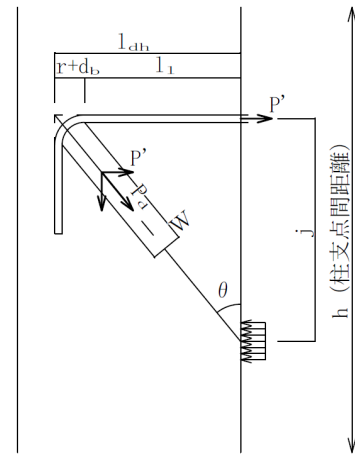
文献<sup>1.4)</sup>では折曲げ定着の抵抗機構を図 1.2.1-7.のように仮定している。接合部内ストラットの幅が折

曲げ直径に依存して変化すると考えれば、折曲げ直径を大きくすれば折曲げ部に生ずる支圧応力度は小さくなると考えられる。指針<sup>1.1)</sup>では、JASS5<sup>1.5)</sup>の規定に準ずれば極端に大きな支圧応力度は生じないとしている。

表 1.2.1.-1. JASS5<sup>1.5)</sup>による最小折曲げ直径

鉄筋の種類	鉄筋径	折曲げ内法直径 R
SR235	16φ以下	3d以上
SR295	D16以下	
SD295	19φ	4d以上
SD345	D19~D41	
SD390	D41以下	5d以上
SD490	D25以下	5d以上
	D29~41	6d以上

d : 鉄筋径



$$P = P' \cdot h / (h - j)$$

$$P' = P_d \cdot \sin \theta$$

$$P_d = w \cdot d_b \cdot f_{bear}$$

図 1.2.1.-7. 文献<sup>1.4)</sup>による折曲げ定着の抵抗機構

#### (1-5) 靱性保証型指針の計算外規定

- ① 定着投影長さ  $l_{dn}$  は定着筋径の 8 倍以上かつ 15cm 以上
- ② 折曲げ部、余長部は接合部コア内に配筋する
- ③ 定着投影長さは原則として柱せいの 2/3 以上

#### (2) 森田藤井定着耐力式<sup>1.2)</sup>

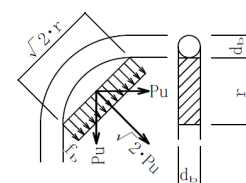
##### (2-1) 想定する破壊形式

側方割裂破壊。ただし、柱梁接合部以外にも適用可能と論文中に記されており、コーン破壊を含めた「支圧破壊」を対象としているとも考えられる。

##### (2-2) 評価式の特徴

- ① 柱梁接合部を模した引抜き実験の結果を基にした実験式である。(接合部形以外の実験結果も参照している。)
- ② 折曲げ部の支圧面積を  $d_b \cdot r$  ( $r$  は折曲げ半径) と仮定している。
- ③ 定着耐力に影響する因子として、以下のものが定着強度を補正する係数として与えられている。

- ・ コンクリート強度
- ・ 折曲げ半径
- ・ 定着筋側面かぶり厚さ
- ・ 定着筋間隔
- ・ 定着長



$$\sqrt{2} \cdot P_u = f_b \cdot d_b \cdot \sqrt{2} \cdot r$$

図 1.2.1.-8. 支圧面積の定義

- ・ 定着長と梁応力中心距離の関係
- ・ 定着長と柱せいの関係
- ・ 横補強筋

(2-3)耐力評価式

$$P_u = f_b \cdot d_b \cdot r$$

ここに

$P_u$  : 定着耐力 (鉄筋軸方向力として表示)

$f_b$  : 定着強度,  $f_b = k_0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot f_{b0}$  (kgf/cm<sup>2</sup>)

$d_b$  : 定着筋径

$r$  : 折曲げ内法半径

$k_0$  : コンクリート強度の影響を表す係数

$$k_0 = (\sigma_B / 400)^{1/2} \quad (\sigma_B < 400 \text{ kgf/cm}^2)$$

$$k_0 = (\sigma_B / 400)^{1/3} \quad (400 \leq \sigma_B \leq 1200 \text{ kgf/cm}^2)$$

$k_1$  : 折曲げ形状の影響を表す係数

$$k_1 = \left( \frac{r}{3d_b} \right)^{-0.72}$$

$k_2$  : 鉄筋のかぶり及び鉄筋間隔の影響を表す係数

$$k_2 = k_{2s} \cdot k_{2c}$$

$k_{2s}$  : 定着筋間隔の影響を表す係数

$$k_{2s} = 0.7 + 0.011 \frac{S_0}{d_b} \quad (k_{2s} \leq 1.0)$$

$S_0$  : 定着筋間隔

$k_{2c}$  : 定着筋かぶり厚さの影響を表す係数

$$k_{2c} = 0.38 + 0.1 \frac{C_0}{d_b} \quad (k_{2c} \leq 1.0)$$

$C_0$  : 定着筋心までのかぶり厚さ

$k_3$  : 折り曲げ位置の影響を表す係数

$$k_3 = k_{3a} \cdot k_{3b}$$

$k_{3a}$  : 定着投影長さとせん断スパンの影響を表す係数

$$k_{3a} = 1.2 \left( 1 - \frac{a}{l_{dh}} \right)^2 + 1$$

$$(a/l_{dh} \leq 1.0)$$

$$k_{3a} = 1.0 \quad (a/l_{dh} > 1.0)$$

$a$  : せん断スパン

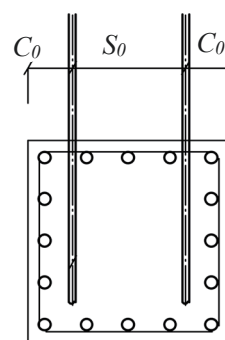


図 1.2.1.-9.  $C_0$  と  $S_0$

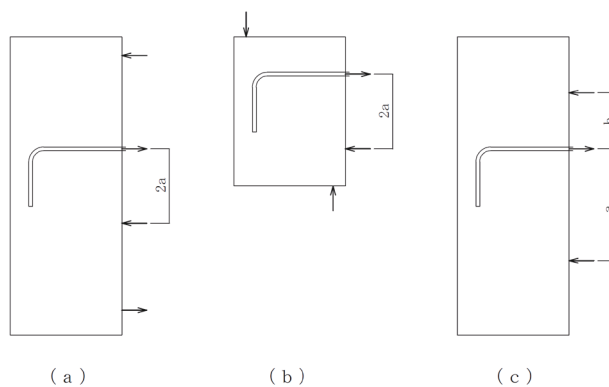


図 1.2.1.-10 加力形式とせん断スパン  $a$

$k_{3b}$  : 定着投影長さと定着部材せいの影響を表す係数

$$k_{3b}=0.85 \quad (l_{dh}/D \leq 0.5)$$

$$k_{3b}=1.00 \quad (l_{dh}/D > 0.5)$$

$D$  : 定着部材せい

$k_4$  : 定着投影長さの影響を表す係数

$$k_4 = 0.038 \frac{l_{dh}}{d_b} + 0.544 \quad (k_4 \leq 1.15)$$

$k_5$  : 横補強筋の影響を表す係数

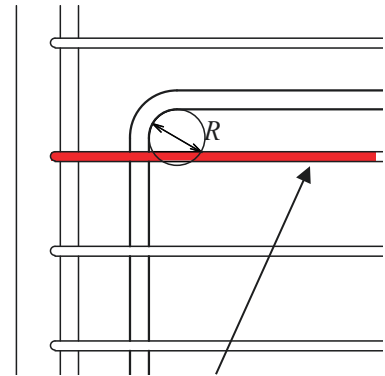
$$k_5 = 1 + 0.0007 \frac{A_s \cdot \sigma_{wy}}{s} \quad (k_5 \leq 1.4)$$

$A_s$  : 横補強筋断面積で、折曲げ直径の範囲内に配筋されたもののみを考慮する。

$\sigma_{wy}$  : 横補強筋降伏強度

$s$  : 横補強筋間隔,  $s > 2r$  の場合は  $k_5 = 1.0$

$f_{b0}$  : 基準強度,  $f_{b0} = 1,910(\text{kgf/cm}^2)$



折り曲げ直径  $R$  の範囲に配筋される横補強筋のみ  $k_5$  の算定に算入してよい

図 1.2.1.-11  $k_5$  に見込んでよい鉄筋

上記定着耐力  $P_u$  が定着鉄筋の設計用引張力を上回れば定着破壊が防げるものと判断する。



## 1.2.2. 機械式定着を用いる場合の定着設計法

### (1) 想定する破壊モード

機械式定着工法を用いて柱梁接合部に定着した梁主筋の定着破壊の形式は、図 1.2.1.-1. に示した折曲げ定着の破壊モードを参考に、以下のようなものが考えられる。

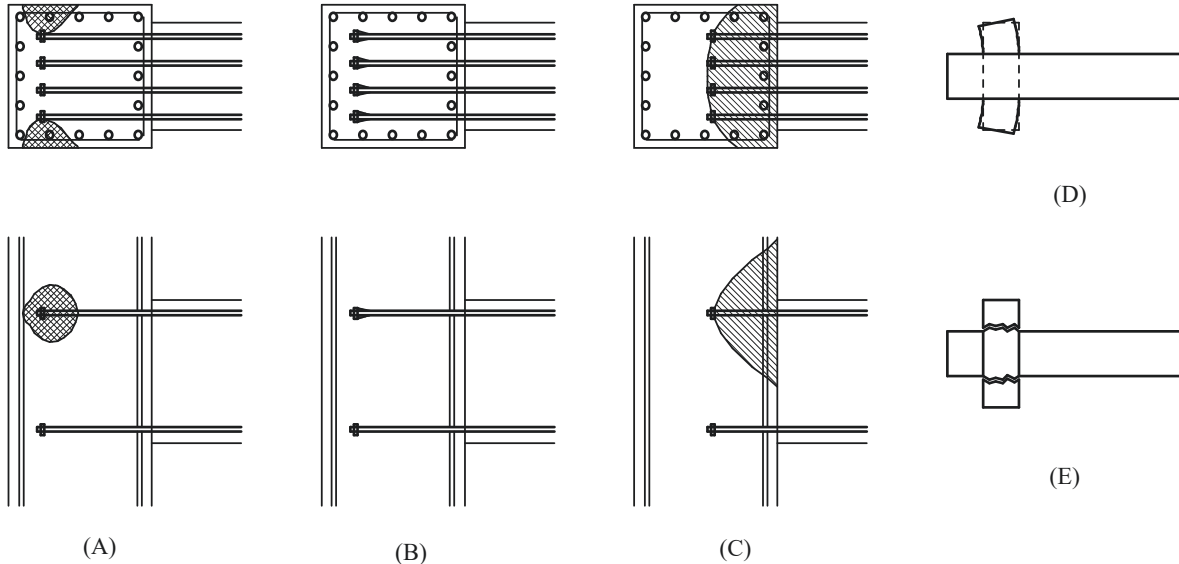


図 1.2.2.-1. 機械式定着における想定破壊モード

- (A) 側方割裂破壊：折曲げ定着の場合と同様、最外縁の鉄筋に対して柱側面のコンクリートが割り裂かれる破壊形式であり、折曲げ定着の場合と同様の因子の影響が考えられる。機械式定着工法を用いた定着筋の引抜き実験の結果に基づき導出された定着耐力式である **New RC 式**（窪田・村上式）<sup>1,7)</sup> や同式をベースとした既製金物メーカーの設計指針による定着耐力式を用いて鉄筋降伏引張力以上の定着耐力を有するように設計する。
- (B) 定着要素前面コンクリートの支圧破壊：折曲げ定着の場合は折曲げ半径が小さい場合に局部支圧破壊を生じやすいとされているが、機械式定着は定着版面積が小さい場合に局部支圧破壊が生じやすいものと考えられる。鉄筋メーカー等が提供する既製金物の場合、実験結果などにより支圧破壊が生じないような定着版の大きさを有する製品となっている。支圧面積比（定着版面積を定着筋断面積で除した値）は概ね 5.0～6.0 程度となっている製品が多い。
- (C) コーン破壊（掻き出し破壊）：定着版前面のコンクリートが割り裂かれ、コンクリートが梁主筋と共に塊状となって掻き出されて全鉄筋が定着耐力を失う破壊形式であり、折曲げ定着の掻き出し破壊と同様の破壊形式と考えられる。コーン破壊を防止するためには定着長を出来るだけ大きくすることが有用である。コーン破壊耐力の評価には、靱性保証型耐震設計指針解説に示される掻き出し破壊耐力評価式を準用するなどが多いと思われる。
- (D) 定着要素の破壊：定着版面積に比して定着版の厚さが小さい場合には、定着版に作用する支圧力により定着版が面外方向に曲げ降伏することが考えられる。既製金物の場合、定着版破壊が生じないような大きさ、材質を用いた製品となっている。
- (E) 定着要素と定着筋との接合部破壊：定着版と定着筋との接合は、螺合、溶接、圧接のいずれかが用い

られることが多い。定着筋が引張降伏する以前に、定着版と定着筋との接合部が破壊することの無い  
 接合方法、材質とすることが必要である。

(2)設計実務

既制定着金物メーカーが提供する設計指針に基づき、定着  
 ディテールを定め、定着耐力の確認を行うのが一般的となっ  
 ている。メーカーが提供する設計指針は第三者機関の技術評  
 価を取得しており、各メーカーの性能確認実験範囲や定着金  
 物周辺補強方法により、多少の適用範囲の相違がある。

メーカーの指針に拠らない、一般性のある機械式定着工法  
 の設計指針として、文献<sup>1.8)</sup>、<sup>1.9)</sup>なども刊行されている。

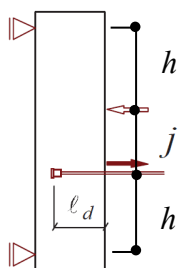


図 1.2.2.-2. 機械式定着具の例<sup>1.10)</sup>

(3)側方割裂破壊定着耐力評価式 (New RC 式 (窪田・村上式)<sup>1.7)</sup>)

(3-1)評価式の特徴

- ①柱梁接合部を模した引抜き実験の結果による実験式である。
- ②対象とする破壊モードは側方割裂破壊である。
- ③定着強度を定着筋軸方向応力度の形で表現。
- ④定着長は  $12d_b$  かつ  $3/4D_c$  とした実験結果に基づいている。(  $D_c$  : 柱せい )
- ⑤定着耐力に影響する因子として、以下のものが定着強度を補正する係数として与えられている。
  - ・コンクリート強度
  - ・支圧面積比 (=支圧面積/定着筋断面積)
  - ・定着筋側面かぶり厚さ
  - ・横補強筋
- ⑥機械式定着金物メーカーの設計指針式は、各メーカーの実験結果に基づき、原式を多少アレンジして  
 いる場合がある。



共通因子		変動因子	
柱長さ $h$	600(mm)	定着金物支圧面積比	2.1~8.85
柱せい $D$	300(mm)	側面かぶり厚さ	63~125(mm)
梁応力中心距離 $j$	300(mm)	コンクリート強度	197~692 (kgf/cm <sup>2</sup> )
梁主筋定着長 $l_d$	225(mm)		
接合部フープ 中子筋	□-D10@100 (SD785)	接合部フープ 外周筋	$p_{wjc} =$ 0.2~0.6(%)

図 1.2.2.-3. New RC 式バックデータ<sup>1.7)</sup>の実験因子

### (3-2)耐力評価式

$$\sigma = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \sigma_{std} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

ここに、

$\sigma$  : 定着強度 (定着筋軸方向応力度の形で表記)

$k_1$  : 支圧面積の影響を表す係数

$$k_1 = 1.0 \quad (2.7 \leq \text{支圧面積比} \leq 6.0)$$

$k_2$  : 定着筋かぶり厚さの影響を表す係数

$$k_2 = 0.96 + 0.01(C/d_b)$$

$C$  : 定着筋心までのかぶり厚さ

$k_3$  : 横補強筋の影響を表す係数

$$k_3 = 62.5p_{wj} - 0.12p_{wj}(\sigma_B - 277) + 1 \quad (p_{wjc} \leq 0.004)$$

$$k_3 = 1.25 - 0.0005(\sigma_B - 277) \quad (p_{wjc} > 0.004)$$

$p_{wjc}$  : 外周筋のみによって算定した横補強筋比

$\sigma_{std}$  : コンクリート強度による影響を考慮した基準定着強度

$$\sigma_{std} = 324\sqrt{\sigma_B} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

上記定着強度  $\sigma$  が梁主筋の設計用引張応力度を上回れば定着破壊が防げるものと判断する。

#### (4)コーン破壊の防止

定着長が短い場合は掻き出し破壊の評価式<sup>1.3)</sup>を準用するなどして、コーン破壊が生じないことを確認する。

側方割裂破壊に対する NewRC 式が  $3/4D_c$  の定着長に基づき定められており、定着長が  $3/4D_c$  以上確保されていればコーン破壊を生じた事例が少ないことから、定着長が  $3/4D_c$  よりも短い定着長の場合にコーン破壊の検討を行う例が多い。

#### (5)定着版前面の支圧破壊の防止，定着要素破壊の防止，定着要素と定着筋との接合部破壊の防止

既製品の定着金物の場合は、金物の開発実験にて、これらの破壊を生じないと確認された寸法、品質のものが製品化されている。

#### (6)計算外規定

設計指針によって差はあるが、柱主筋とフープに囲まれたコンクリートコア内に梁主筋を定着することが大原則となっている。そこから外れる、柱主筋の定着への適用や、最上階 L 形柱梁接合部の梁上端主筋の定着、梁-梁接合部内での梁主筋定着などに機械式定着を用いる場合は注意が必要である。

#### (7)益尾・窪田式<sup>1.11)</sup>

##### (7-1)評価式の特徴

NewRC 式と同様に、引き抜き実験結果に基づき側方割裂破壊耐力を推定する算定式として、益尾らが提案した式であり、以下のような特徴がある。

- ①側方割裂破壊を対象とする。
- ②接合部を模した引抜き実験の結果に基づく実験式である
- ③NewRC 式などと同様、基準定着強度に影響因子による係数を乗ずる形となっている。

##### (7-2)定着耐力評価式

$$\tau = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot k_6 \cdot \sigma_{auo} \cdot A_p$$

ここに、

$k_1$  : 支圧面積比による補正係数

$$k_1 = 5.5 / \alpha_p$$

$$\alpha_p = A_p / a_t$$

$A_p$  : 支圧面積

$a_t$  : 定着筋断面積

$k_2$  : 定着長さ比による補正係数

$$k_2 = 0.8 + 0.0167(l_a / d_b), \quad k_2 \leq 1.1$$

$l_a$  : 定着長さ

$k_3$  : ストラット勾配による補正係数

$$k_3 = 0.7 + 0.3 (l_a / j), \quad k_3 \leq 1.05$$

$k_4$  : 側面かぶり厚さ比による補正係数

$$k_4 = 0.92 + 0.02(Co/db), \quad k_4 \leq 1.05$$

k5 : 接合部横補強筋比による補正係数

$$k_5 = 0.9 + 12.5p_{jw}, \quad k_5 \leq 1.0$$

p<sub>jw</sub> : 接合部横補強筋比

k6 : 定着筋直径による補正係数

$$k_6 = k_{6d} \cdot k_{6f}, \quad k_6 \leq 1.0$$

$$k_{6d} = 1.31 - 0.0125db, \quad k_{6d} \leq 1.0$$

$$k_{6f} = 0.492 + 0.0169 \sigma B, \quad k_{6f} \geq 1.0$$

$\sigma_{auo}$  : 基本支圧強度

$$\sigma_{auo} / \sigma B = 31.2 \cdot \sigma B^{-0.5} - 1.26$$

上記定着耐力  $\tau$  が梁主筋の設計用引張力を上回れば定着破壊が防げるものと判断する。

### 1.2.3. 柱梁接合部の設計に関する既往の研究

(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」<sup>1,12)</sup>による柱梁接合部のせん断設計

#### (1-1)設計方法

以下に示す接合部せん断耐力  $V_{ju}$  が接合部設計用せん断力  $V_j$  を上回るようにする。

#### (1-2)接合部せん断耐力 $V_{ju}$ の算定

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j$$

ただし、

$\kappa$  : ト形, T形接合部について  $\kappa = 0.7$ , L形接合部について  $\kappa = 0.4$

$\phi$  : 両側直交梁付きの場合  $\phi = 1.0$

両側直交梁付き以外の場合  $\phi = 0.85$

$$F_j = 0.8 \sigma_B^{0.7} (\text{N/mm}^2)$$

$b_j$  : 接合部の有効幅

$D_j$  : 接合部の有効せい

#### (1-3)接合部設計用せん断力 $V_j$ の算定

##### (1-3-1)梁曲げ降伏型柱梁接合部

梁曲げ降伏型の接合部設計用せん断力  $V_j$  は、接合部周りの応力を図 1.2.3.-1.のように考え、以下のように算定する。

##### ① 十字形接合部の場合

$$V_j = M_b / j_b + M_b' / j_b' - V_c \quad \dots \dots \dots (1.1)$$

$$V_c = 2(M_b L_b / L + M_b' L_b' / L') / (H_c + H_c') \quad \dots \dots \dots (1.2)$$

##### ② ト形接合部の場合

$$V_j = M_b / j_b - V_c \quad \dots \dots \dots (1.3)$$

$$V_c = 2M_b L_b / L / (H_c + H_c') \quad \dots \dots \dots (1.4)$$

##### ③ 最上階の場合(T形接合部とL形接合部)

柱せん断力  $V_c$  は式(1.2)と式(1.4)において  $H_c = 0$  として計算し、接合部せん断力  $V_j$  は式(1.1)と式(1.3)より計算する。

ここで、  $V_j$  : 梁曲げ降伏時の柱梁接合部設計用せん断力

$V_c$  : 梁曲げ降伏時の柱せん断力

$M_b, M_b'$  : 左右の梁端曲げ降伏耐力

$j_b, j_b'$  : 左右の梁の応力中心距離

$L_b, L_b'$  : 左右の梁のスパン長さ

$L, L'$  : 左右の梁の内法長さ

$H_c, H_c'$  : 上下の柱の階高

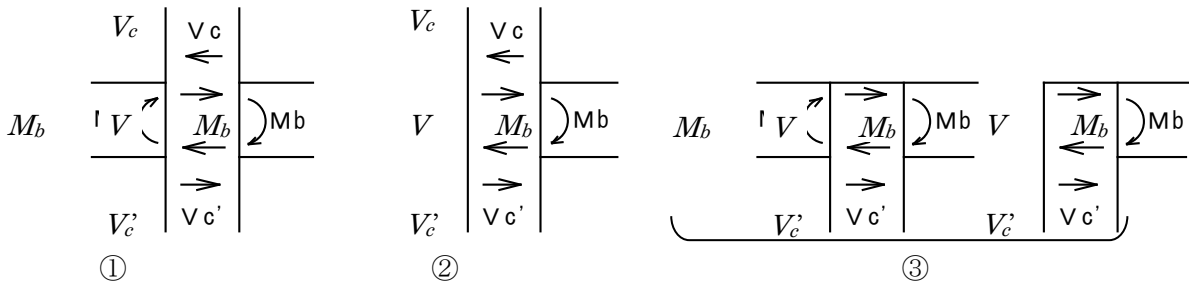


図 1.2.3.-1. 柱梁接合部のせん断応力（梁曲げ降伏型接合部の場合）

(1-3-2)柱曲げ降伏型接合部

柱曲げ降伏形の T 形接合部について，接合部設計用せん断力  $V_j$  は，接合部周りの応力を図 1.2.3.-2. のように考え，以下のように算定する。

$$V_j = M_c / j_c - V_b \quad \dots \dots \dots (1.5)$$

$$V_b = 2M_c H_c' / H' / (L_b + L_b') \quad \dots \dots \dots (1.6)$$

- ここで，  
 $V_j$  : 柱曲げ降伏時柱梁接合部の設計用せん断力  
 $V_b$  : 柱曲げ降伏時の梁せん断力  
 $M_c$  : 柱の曲げ降伏耐力  
 $j_c$  : 柱の応力中心距離  
 $H'$  : 柱の内法長さ

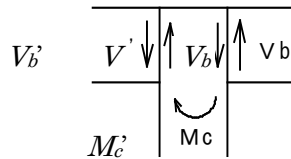


図 1.2.3.-2. 柱梁接合部のせん断応力（柱曲げ降伏型接合部の場合）

(2) 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」<sup>1.13)</sup>による柱梁接合部の設計接合部降伏による強度低下率  $\beta_j$  の算定

(ト形接合部の場合)

$$\beta_j = \left\{ 0.85 - \frac{\Sigma A_t \cdot f_y}{b_j \cdot D_b \cdot F_c} + \frac{1}{4} \left( \frac{\tilde{M}_{cu} + \tilde{M}'_{cu}}{\tilde{M}_{bu}} \cdot \xi_a - 1 \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{\Sigma A_{jw} \cdot f_{jy}}{\Sigma A_t \cdot f_y} \right) \right\} \xi_r$$

(L 形接合部で柱梁が開く側の加力方向の場合)

$$\beta_j = \left\{ 1 - \frac{\Sigma A_t \cdot f_y}{b_j \cdot D_b \cdot F_c} + \frac{1}{2} \left( \frac{\tilde{M}_{cu} + \tilde{M}'_{cu}}{\tilde{M}_{bu}} \cdot \xi_a - 1 \right) + \frac{1}{4} \left( \frac{\Sigma A_{jw} \cdot f_{jy}}{\Sigma A_t \cdot f_y} \right) \right\} \xi_r$$

ただし，

$\Sigma A_t$  : 梁の引張主筋断面積

$f_y$  : 梁引張主筋の降伏点。

$b_j$  : 接合部の有効幅。

$D_b$  : 梁せい

$F_c$  : ここではコンクリートの圧縮強度とする。

$\tilde{M}_{cu}$ ,  $\tilde{M}'_{cu}$  : 上下の柱の梁フェースでの曲げ終局時の節点モーメント

$\tilde{M}_{bu}$  : 梁の柱フェースでの曲げ終局時の節点モーメント

$\xi_a$  : 柱の有効せい比。  $\xi_a = D_{jc}/D_c$

$D_{jc}$  : 柱梁接合部の水平方向の有効せいで、ここでは梁主筋の定着長に等しいとする。

$D_c$  : 柱せい

$\Sigma A_{jw}$  : 柱梁接合部内の梁上端筋と下端筋の間に配置された横補強筋の断面積の総和

$f_{jy}$  : 柱梁接合部横補強筋の降伏点。ここでは規準に示される上限値を無視し、材料試験結果を採用する。

$\xi_r$  : 柱梁接合部のアスペクト比による補正係数で、以下による。

$$\xi_r = 1 - \frac{1}{2} \left\{ 1 - 2 \left( \xi + \frac{1}{\xi} \right)^{-1} \right\}$$

$\beta_j \geq 1.0$  とすれば、接合部耐力が当該接合部を含む架構のメカニズム時応力を下回らないと判断するが、接合部降伏を防止して梁端に良好な降伏ヒンジを形成するには  $\beta_j \geq 1.5$  が必要とされている。



## 参考文献

- 1.1) 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，pp.259-268，1999.8
- 1.2) 藤井栄，森田司郎，川上修司，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
- 1.3) 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，pp.265-267，1999.8
- 1.4) 藤井栄，後藤定己，森田司郎，近藤吾郎：外端柱・梁接合部の折り曲げ定着に関する研究（その 2. 異形鉄筋の折り曲げ定着の評価），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1823-1824，1983.9
- 1.5) 日本建築学会：建築工事標準仕様書 JASS5 鉄筋コンクリート工事，pp.325-326，2017.4
- 1.6) 藤井栄，森田司郎，後藤定己：折り曲げ定着部の耐力と破壊性状，第 4 回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.273-276，1982.4
- 1.7) 村上雅英，宮崎史，窪田敏行：高強度電炉鉄筋の開発に関する研究（その 20,21），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.125-128，1993.9
- 1.8) 日本建築総合試験所：2010 年改定機械式定着工法設計指針，2010.5
- 1.9) (一社)建築技術支援機構：SABTEC 機械式定着工法 RC 構造設計指針(2022 年)，2022
- 1.10) 東京鉄鋼ホームページ，<https://www.tokyotekko.co.jp/ja/prd/tekko/nst/nst10.html>
- 1.11) 益尾潔，窪田敏行：機械式定着工法による RC 造ト形接合部の終局耐力に関する設計条件，日本建築学会構造系論文報告集第 590 号，pp.87-94，2005.4
- 1.12) 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，pp.243-255，1999.8
- 1.13) 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，pp.198-207，2021.2

## 第2章 ト形柱梁接合部における機械式定着の算定法

## 第2章 ト形柱梁接合部における機械式定着耐力の算定法

### 2.1. 検討概要

#### 2.1.1. 検討目的

柱梁接合部内に機械式定着した梁主筋が、周辺コンクリートの割裂により定着力を失う破壊形式としては、定着版前面のコンクリートが割裂して全主筋の定着力が失われるコーン破壊と、定着版の側方のコンクリートが割裂する側方割裂破壊がある。コーン破壊は定着長を大きくすることで生じにくくすることができ、また、折り曲げ定着の場合の掻き出し破壊と破壊性状が同様であることから、折り曲げ定着に対して定められた掻き出し破壊耐力推定式を準用して定着耐力の算定を行うことが多い。一方、側方割裂破壊については、折り曲げ定着の場合についての定着耐力算定式も提案されているが、機械式定着を対象とした梁主筋の側方割裂耐力の推定式としてNew RC式<sup>2.1)</sup>が提案されており、同式を用いて機械式定着耐力の算定を行うことが一般的となっている。

New RC式はト形柱梁接合部を模した定着筋の引抜き実験結果に基づき定められたものであり、側方割裂定着耐力に影響を及ぼしていると考えられる因子を抽出し、基準となる定着強度に各因子による影響係数を乗じて側方割裂定着耐力を算定するものである。しかしながら、参照している試験体数は限られたものであり、定着長の変動による定着耐力への影響は考慮できないなど、適用範囲は限定的なものとなっている。

このため、本論では、より一般性のある側方割裂耐力式を構築することを目的とし、既発表文献より機械式定着耐力に関する実験データを収集し、90°折り曲げ定着耐力算定法として提案されている森田藤井式<sup>2.2)</sup>や、90°折り曲げ定着を対象とした既往の設計指針<sup>2.3)</sup>も参考としながら、梁主筋の機械式定着耐力に影響を及ぼす因子について検討を行う。

2.1.2. 収集した実験結果の概要

(1) 試験体概要

1992年から2001年の間に発表された国内の学術論文<sup>2.1),2.4),2.5),2.6),2.7),2.8),2.9)</sup>から148体の引き抜き試験体を収集した。収集した引き抜き試験体は、柱反曲点に相当する部分をピンローラーで支持し、梁圧縮領域と想定される部分に圧縮力を与えつつ、梁型のない梁主筋を引き抜くものである。図2.1.2.-1.に本章で対象とする引き抜き実験の概要を示す。

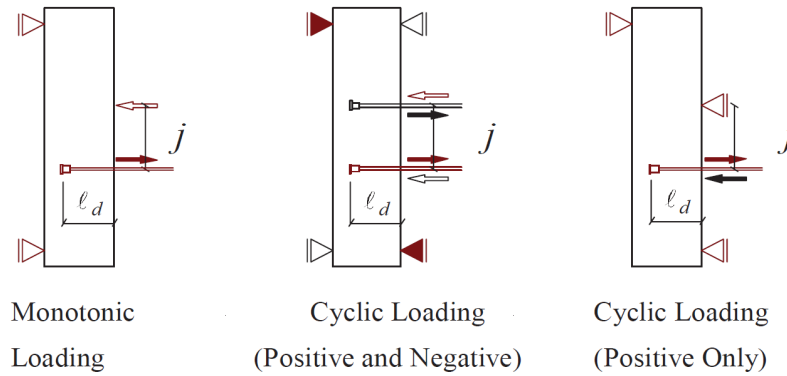


図2.1.2.-1. 本章で検討対象とする試験体の概要

(2) 試験体の破壊形式

既発表文献の記述により破壊形式を分類した結果、側方割裂破壊85体、コーン状破壊20体、接合部破壊14体、定着筋破断15体が確認できた。本章では側方割裂破壊が確認できた試験体85体のデータを用いて、機械式定着法における側方割裂耐力に影響を与える因子を検討し、側方割裂破壊を対象とした機械式定着耐力算定式を構築する。なお、本章では、実験データを整理する際に、文献中に記されている最大荷重を定着耐力とみなしている。

表2.1.2.-1.に、本章で検討対象とする85体の実験結果の実験因子の範囲を示す。

なお、定着長 $l_d$ は柱面から定着板までの長さとし、側面かぶり厚さ $C_0$ は定着筋芯から柱側面までの長さとした。また、接合部横補強筋比 $p_{jw}$ は靱性保証型耐震設計指針・同解説<sup>2.3)</sup>に基づいて算定した。

表 2.1.2.-1. 実験因子の範囲

影響因子	変動範囲	
コンクリート圧縮強度 $\sigma_B$	19.3~76.0(N/mm <sup>2</sup> )	
支圧面積比	2.70~5.84	
側面かぶり厚さ $C_0/d_b$	2.57~6.58	
応力中心距離 $j/l_d$	0.85~2.00	
定着長	$l_d/d_b$	7.89~18.67
	$l_d/D_c$	0.50~0.84
接合部補強筋比 $p_{jw}$	0.00~1.10(%)	
外周補強筋比 $p_{jwc}$	0.00~0.63(%)	
中子筋補強筋比	0.00~0.47(%)	
柱幅 $b_c$	180~650(mm)	
柱せい $D_c$	300~700(mm)	

$d_b$  : 鉄筋径

## 2.2. 定着耐力算定式の導出

### 2.2.1. 定着耐力算定式の構成

側方割裂破壊が確認できた試験体85体のデータを整理することにより、側方割裂破壊耐力に影響を及ぼす因子として、コンクリート強度、及び、下記に示す5項目の計6項目に着目した。

$k_1$  : 定着板(支圧面積)の影響を表す因子

$k_2$  : 側方かぶり厚さの影響を表す因子

$k_3$  : 応力中心距離の影響を表す因子

$k_4$  : 定着長の影響を表す因子

$k_5$  : 接合部内横補強筋の影響を表す因子

コンクリート強度が耐力に及ぼす影響は、上記 $k_1 \sim k_5$ の5項目が全て等しくコンクリート強度のみが異なる試験体の耐力を比較し、これらの試験体の耐力をコンクリート強度の関数として近似曲線により表現する。上記 $k_1 \sim k_5$ の5項目が耐力に及ぼす影響は、検討する因子以外が全て等しい試験体の組を取り出し、その中で基準となる試験体を定義し、その基準試験体の耐力に対する上昇率、低下率で評価することとする。本章で提案する側方割裂耐力算定式は、New RC式に準じて定着筋軸方向応力度の形で表すこととし、コンクリート強度の関数として表した基準軸方向応力度 $\sigma_{std}$ に上記 $k_1 \sim k_5$ の5項目の影響因子を乗ずることによって式(2.1)のように表す。

$$\sigma = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot \sigma_{std} \quad (2.1)$$

### 2.2.2. 各影響因子の検討

#### (1) $\sigma_{std}$ : コンクリート強度の影響を考慮した基準軸方向応力度

ここで対象とする破壊形式はコンクリートの割裂によるものであり、コンクリートの割裂強度は圧縮強度の平方根に比例するとして評価することが広く行われている。New RC式においてもコンクリート強度の影響はコンクリート圧縮強度の平方根に比例するとして評価しているが、収集した実験結果をコンクリート強度について分析すると、コンクリート強度が高いほど定着耐力の頭打ち傾向が強いことが明らかとなった。このため、コンクリート強度のみが変動する試験体の実験結果を比較し、コンクリート強度の側方割裂破壊に対する影響の度合いを検討することとした。

本論で検討対象としたデータにおいて、コンクリート強度( $\sigma_B$ )のみ異なり、他はすべて等しい試験体が6組計18体あり、その他に、側方割裂ではなく定着筋破断が生じたものの、コンクリート強度だけが変動しておりコンクリート強度の最大耐力への影響として参照する試験体が1体ある。これら19体の最大耐力とコンクリート強度の関係を図2.2.2.-1.に表す。ここで、最大耐力は、New RC式による計算耐力の表現に準じ、定着鉄筋の軸方向応力度として表している。

コンクリート強度の増大に伴い定着耐力が増大しているが、 $\sigma_B > 50\text{N/mm}^2$ になると、コンクリート強度の増大に伴う定着耐力の増大率は小さくなる傾向が見られる。

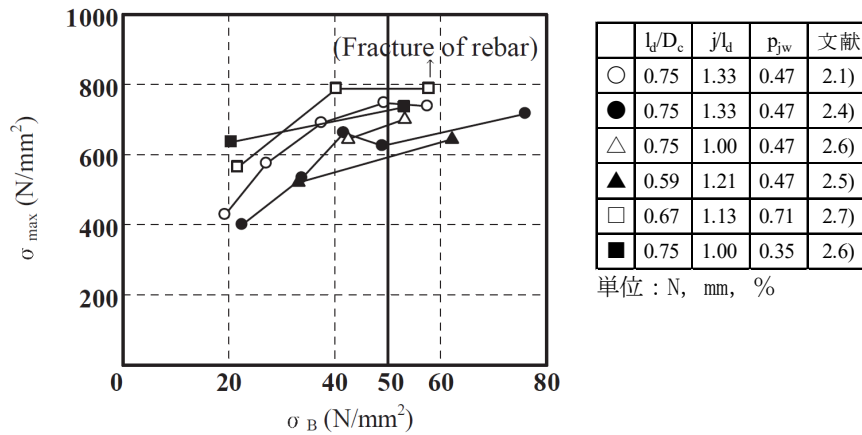


図2.2.2.-1. 側方割裂耐力に及ぼすコンクリート強度の影響

後述する影響因子 $k_1 \sim k_5$ の基準となる試験体として、図2.2.2.-1. の19体のうち文献<sup>2.1)</sup>(○)及び<sup>2.4)</sup>(●)の試験体計10体の実験結果を用いることとし、これら10体の試験体について最大耐力とコンクリート強度の関係を示す近似曲線を求める。これらの試験体は、コンクリート強度以外は、横補強筋配置が外周筋のみ(文献<sup>2.1)</sup>)と中子筋のみ(文献<sup>2.4)</sup>)の差異があるだけで、それ以外の試験体形状、配筋などは共通となっている。ここでは、後述するように横補強筋の効果は横補強筋比 $p_{jw}$ で評価することとし、横補強筋の配置の差異は考慮しないこととする。

図2.2.2.-1.より、 $\sigma_B > 50 \text{ N/mm}^2$ の範囲においてコンクリート強度の増大に対する側方割裂耐力の上昇率が小さくなることを考慮し、 $\sigma_B \leq 50 \text{ N/mm}^2$ では側方割裂耐力は $\sigma_B$ の平方根に、 $\sigma_B > 50 \text{ N/mm}^2$ では $\sigma_B$ の3乗根に比例すると仮定する。図2.2.2.-2.に近似曲線を示す。

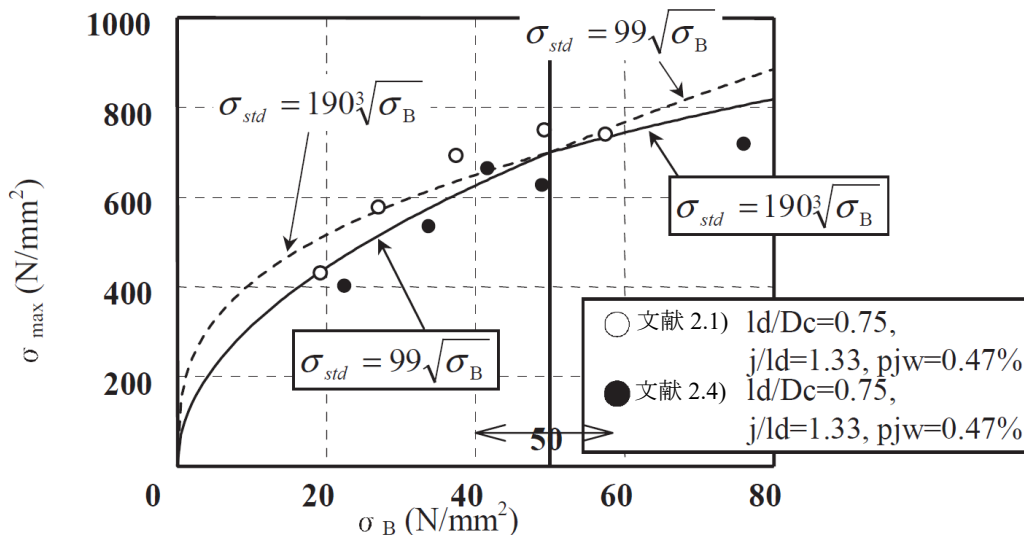


図2.2.2.-2. 側方割裂耐力の基準軸応力度 $\sigma_{std}$

これにより、基準軸応力度 $\sigma_{std}$ を次式により表すこととする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{std} &= 99 \sqrt{\sigma_B} \quad (\sigma_B \leq 50 \text{N/mm}^2) \\ \sigma_{std} &= 190 \sqrt[3]{\sigma_B} \quad (50 \text{N/mm}^2 < \sigma_B \leq 76 \text{N/mm}^2) \end{aligned} \right\} \quad (2.2)$$

(2)  $k_1$ : 定着板の支圧面積による影響係数

定着版面積が小さくなれば、同じ鉄筋の引張力に対して定着版に生じる支圧応力が大きくなり局部支圧破壊が生じ易くなることから、支圧面積が小さくなれば定着耐力が小さくなる可能性があると考え、支圧面積比（定着版の支圧面積を定着筋断面面積で除した値）を変動因子とした実験結果を分析することとした。

本章で検討対象としたデータにおいて、側方割裂破壊した試験体のうち、支圧面積比を変動因子としているものは、文献1)に公表されているNew RC式のバックデータのみであったため、New RC式における影響係数をそのまま適用して $k_1$ とする。

$$k_1 = 1.0 \quad (2.7 \leq \text{支圧面積比} \leq 6.0) \quad (2.3)$$

(3)  $k_2$ : 定着端側方かぶり厚さによる影響係数

側方割裂破壊は定着版側方のコンクリートが割裂破壊形式であるため、定着筋側方のかぶり厚さが大きくなれば、割裂するコンクリートのボリュームが大きくなることで定着耐力が増大することが考えられる。このため、かぶり厚さを変動因子とした実験結果の分析を行うこととした。

本章で検討対象としたデータにおいて、側方割裂破壊した試験体のうち、定着鉄筋の定着端側方かぶり厚さ（実構造物では柱梁接合部における梁主筋の柱側面に対するかぶり厚さ）を変動因子としているものは、文献2)に公表されているNew RC式のバックデータのみであったため、New RC式における影響係数をそのまま適用して $k_2$ とする。

$$k_2 = 0.96 + 0.01(C_0/d_b) \quad (2.4)$$

上記影響係数 $k_2$ は、通常の配筋の場合概ね1.0前後となり、定着耐力計算値への影響はあまり大きくない係数となっている。この原因としては、梁主筋定着端が置かれる場所が、柱主筋と接合部フープで拘束されたコンクリート内であるために、コンクリートの割裂が生じにくい環境にあることと、建物の耐久性のために定められている鉄筋のかぶり厚さ規定を満足するように配筋すると、柱梁接合部内における梁主筋の側方かぶりは極端に小さくなるのが無いことから、本来、割裂するコンクリートのボリュームを代表する係数である $k_2$ が、かぶり厚さの変動に対してあまり大きく変動することが無い結果となっているものと考えられる。

(4)  $k_3$ : 応力中心距離による影響係数

十分に大きなコンクリートボリュームに機械式定着した定着筋を引き抜くことを想定すると、コンクリートの主応力は定着筋から45度の方向になると考えられ、それよりも定着筋に近い位置で引き抜き力

の反力をとると割裂するコンクリートを拘束することになり定着耐力の増大に寄与すると考えられる。梁主筋を機械式定着した柱梁接合部では、梁の応力中心距離 $j$ よりも定着長 $l_d$ が大きいほど、定着耐力の増大が期待できると考えられる。

文献<sup>2,2)</sup>では、反力点位置を変えた折り曲げ定着筋の引抜き実験の結果から、定着筋と反力点との距離（応力中心距離）が定着耐力に及ぼす影響を検討している。機械式定着の場合でも文献<sup>2,2)</sup>の検討結果と同様に応力中心距離（ $j$ ）が小さいほど定着耐力が高くなると予想し、検討を行った。ここで、応力中心距離の影響は $j/l_d$ によって評価し、文献<sup>2,4)</sup>で代表的に用いられている $j/l_d=4/3=1.33$ の試験体耐力を基準とする。

本章で検討対象としたデータのうち、定着長が一定で、応力中心距離を変動因子とした実験は文献<sup>4)</sup>に3組（各2体）が報告されているのみだが、図2.2.2.-3. に示すように応力中心距離が小さいほど定着耐力は高くなる傾向が見られた。

応力中心距離の影響を表す係数 $k_3$ を(2.5)式とする。

$$k_3 = -0.16(j/l_d) + 1.22 \tag{2.5}$$

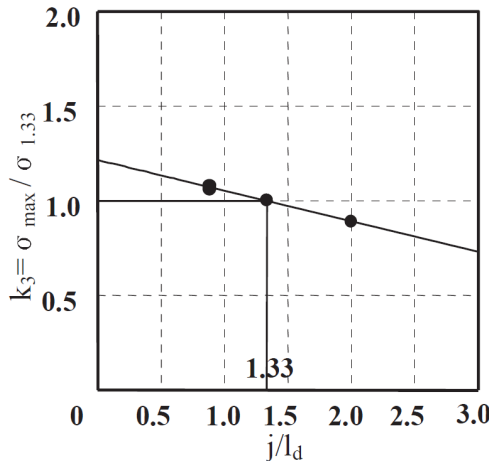


図2.2.2.-3. 応力中心距離の影響（ $j/l_d=4/3=1.33$ を基準とした耐力評価）

(5)  $k_4$  : 定着長による影響係数

柱梁接合部内に梁主筋が定着されている状況を考えると、コーン破壊の想定破壊面（定着版から45度の角度で広がる面）は定着筋引張り方向である柱前面を横切る前に柱側面を横切ることが想定される。定着版前面のコンクリートが全割裂すればコーン破壊であるが、コーン破壊が生じる以前に最外縁鉄筋側方のコンクリートだけが割裂して耐力低下を生じるのが側方割裂破壊であると考えれば、定着長が大きいほど割裂に抵抗するコンクリートボリュームが大きくなり、定着耐力が大きくなるものと考えられる。

本論で検討対象としたデータにおいて、定着長を変動因子とした試験体が10組（各2体）ある。定着長の影響は主筋径に対する比によって評価することとするが、ほとんどの試験体が $l_d/d_b$ と連動して $j/l_d$ も変動してしまうため、式(2.5)によって、 $j/l_d=4/3$ の耐力に換算して、両者を独立に評価する。式(2.5)を決定する際に基準とした $j/l_d=4/3$ の試験体が $j/l_d=11.8$ であったため、これを基準として定着長の影



響を $l_d/d_b=11.8$  に対する耐力比で表したのが、図2.2.2.-4.である。尚、定着長の増大に伴い側方割裂耐力は線形的に上昇する傾向が見られたため、定着長以外の因子が等しい試験体の組の中に $l_d/d_b=11.8$ の試験体が無い場合は、線形補間により $l_d/d_b=11.8$ に相当する基準耐力を算定し、その基準耐力に対する最大耐力の増減を検討した。

定着長の影響を表す係数 $k_4$ は(2.6)式のように表す。

$$k_4 = 0.032(l_d/d_b) + 0.63 \quad (2.6)$$

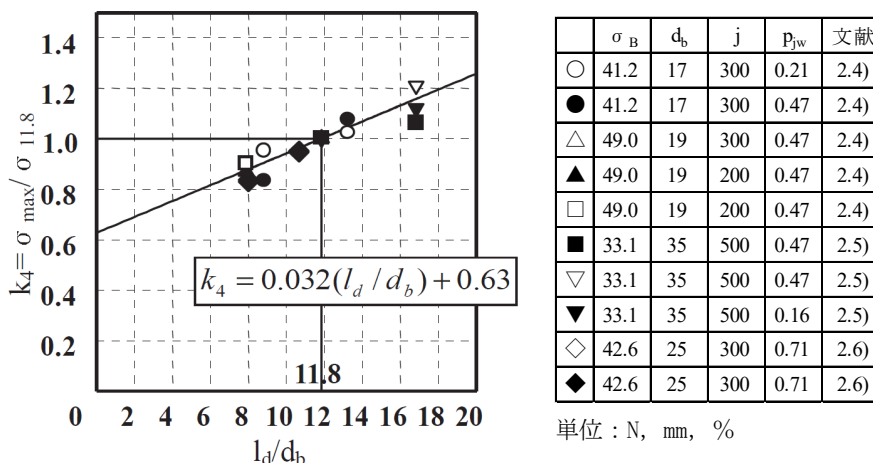


図2.2.2.-4. 定着長の影響 ( $l_d/d_b=11.8$ を基準とした耐力評価)

(6)  $k_5$  : 接合部補横強筋による影響係数

New RC式では、接合部補横強筋の効果として外周筋のみを考慮し、中子筋は考慮しないことになっている。しかしながら、検討対象とした実験データを整理し、横補強筋比 $p_{jw}$ が等しく、中子筋のみを配した試験体と外周筋のみを配した試験体の定着耐力を比較した結果、図2.2.2.-2.に示したように中子筋のみを配した試験体の側方割裂耐力は外周筋のみを配した試験体の側方割裂耐力と同等であったため、接合部補横強筋の効果は、中子筋も含めて考慮することとして再検討した。収集した実験データのうち $p_{jw}$ が変動因数となっている試験体が13組、計36体ある。図2.2.2.-5.に、最大耐力と横補強筋比 $p_{jw}$ の関係を示す。

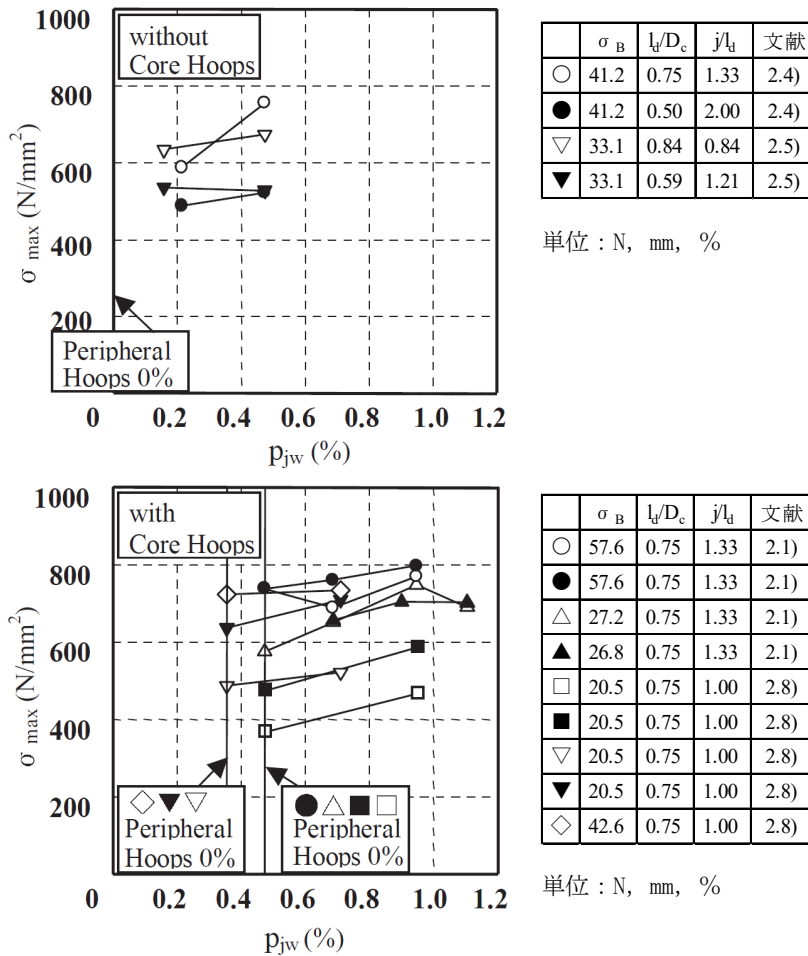
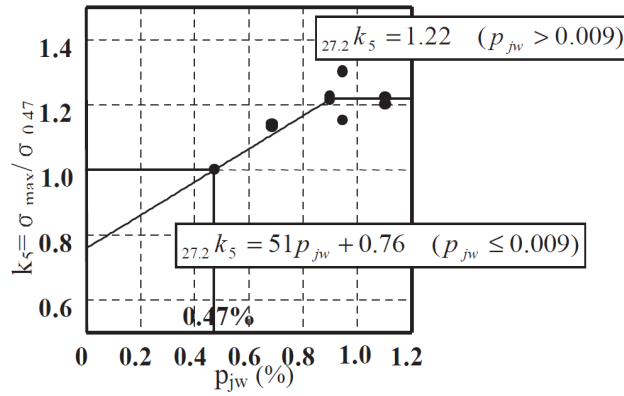
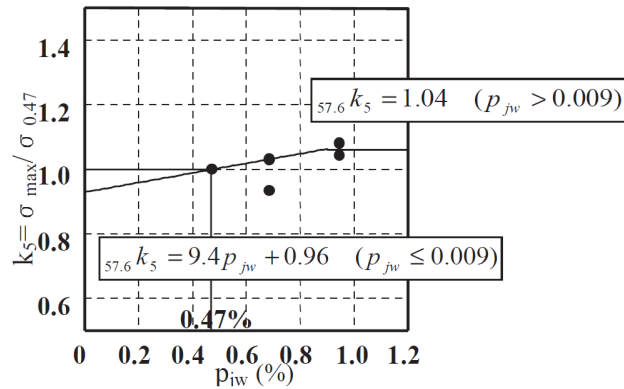


図2.2.2.-5. 接合部横補強筋の影響

図2.2.2.-5.に示すように、 $p_{jw}$ の増大に伴い最大耐力が上昇している。 $p_{jw}$ が1%を超えるデータは少ないが、 $p_{jw} = 0.9\%$ 程度で最大耐力の上昇は頭打ち傾向にある。また、文献<sup>2.1),2.10)</sup>において、コンクリート強度が高くなると、補強筋による影響が低下する傾向にあると報告されている。そこで、文献<sup>2.1),2.10)</sup>を参考にして、New RC式における横補強筋の影響係数を $p_{jw}$ により再評価し、接合部横補強筋の影響を表す係数 $k_s$ とする。即ち、New RC式のバックデータである文献<sup>2.1)</sup>で横補強筋量を変動している試験体群の内、コンクリート強度が $27.2\text{N/mm}^2$ の試験体群と $57.6\text{N/mm}^2$ の試験体群のそれぞれについて、 $p_{jw} = 0.47\%$ の耐力を基準にした接合部横補強筋による影響係数 $_{27.2}k_s$ 及び $_{57.6}k_s$ を定め、それらをコンクリート強度に関して直線補間することによって任意のコンクリート強度に対する影響係数 $k_s$ を算出する。尚、ここで参照している試験体は、中子筋だけで $p_{jw} = 0.47\%$ の配筋とし、外周筋量を変動させている試験体である。



(a)  $\sigma_B=27.2(\text{N/mm}^2)$ の場合の横補強筋の影響



(b)  $\sigma_B=57.6(\text{N/mm}^2)$ の場合の横補強筋の影響

図2.2.2.-6. 接合部横補強筋による影響係数

コンクリート強度が $27.2\text{N/mm}^2$  の場合の接合部補横強筋による影響係数 $_{27.2}k_5$ 及びコンクリート強度が $57.6\text{N/mm}^2$  の場合の接合部補横強筋による影響係数 $_{57.6}k_5$ は以下とする。

$$_{27.2}k_5 = 51p_{jw} + 0.76 \quad (p_{jw} \leq 0.009)$$

$$_{27.2}k_5 = 1.22 \quad (p_{jw} > 0.009)$$

$$_{57.6}k_5 = 9.4p_{jw} + 0.96 \quad (p_{jw} \leq 0.009)$$

$$_{57.6}k_5 = 1.04 \quad (p_{jw} > 0.009)$$

$p_{jw} \leq 0.009$ の場合と、 $p_{jw} > 0.009$ の場合をそれぞれコンクリート強度に関して線形補間し、接合部補横強筋による影響係数 $k_5$ を以下のように定める。

$$\left. \begin{aligned} k_5 &= 51p_{jw} - (1.37p_{jw} - 0.0065) \cdot (\sigma_B - 27.2) + 0.76 & (p_{jw} \leq 0.009) \\ k_5 &= 1.22 - 0.0059(\sigma_B - 27.2) & (p_{jw} > 0.009) \end{aligned} \right\} \quad (2.7)$$

### 2.3. 計算値と実験値の比較

本論で収集した引き抜き実験データのうち側方割裂破壊した85体の最大耐力と、前節に示した提案式による計算耐力との比較を図2.3.-1.に示す。また、比較として、同じく85体の最大耐力とNew RC式による計算耐力との比較を図2.3.-2.に示す。各図は定着長の柱せいに対する比 ( $l_d/D_c$ ) に応じてマーカーを変えてプロットしているが、New RC式は $l_d/D_c=3/4$ の試験体の実験結果から導出されたものである。

本提案式( $m=1.012$ ,  $\sigma=0.117$ )はNew RC式( $m=0.942$ ,  $\sigma=0.139$ )に比較し、実験結果を精度よく評価できていると言える。

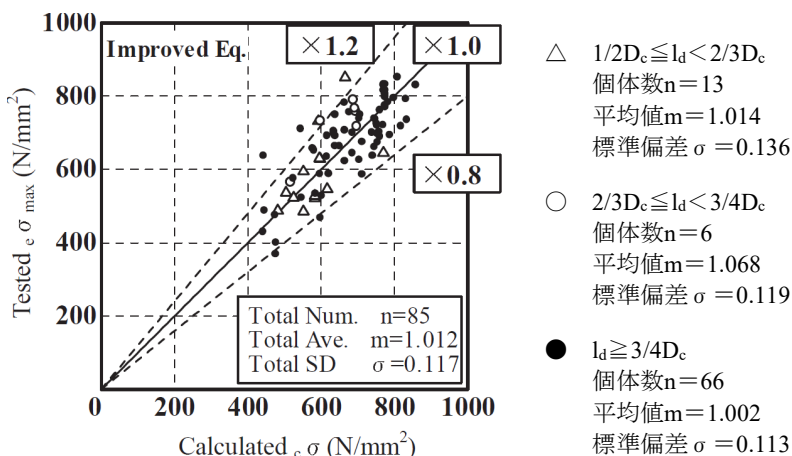


図2.3.-1. 本提案式と実験結果との比較

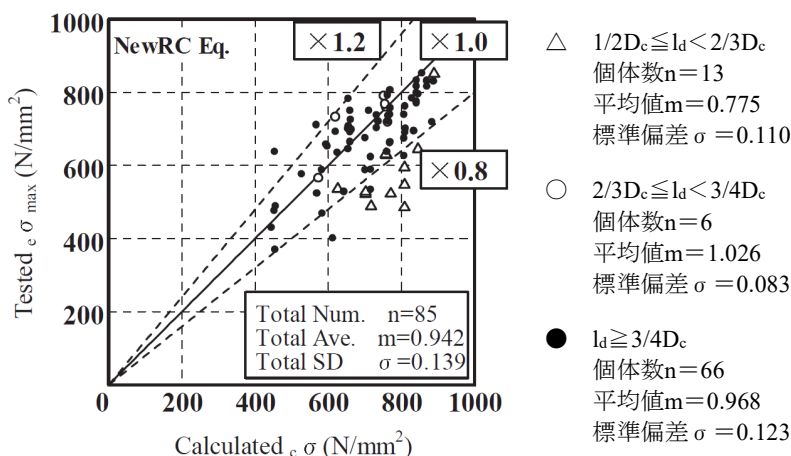


図2.3.-2. New RC式と実験結果との比較

## 2.4. 提案式の適用に関する留意事項

2.2.に示した提案式は、実験結果を回帰して定めた実験式であるため、参照している実験データの変動範囲を超えて適用することには十分に慎重となる必要がある。特に、以下に示す事項については、定着耐力に影響する可能性が考えられるものの、本論で収集した実験データだけでは検討することが難しく、提案式にはこれらの影響は考慮されていないことに注意が必要である。

### (1) 柱軸力

柱に圧縮軸力が作用し、梁主筋定着端が圧縮応力場にあれば、定着端周辺コンクリートによる拘束効果が高まることで定着耐力が向上することが考えられる一方、引張軸力を受けている場合は定着耐力が低下する恐れも考えられる。

### (2) 柱せいに対する定着長の比( $l_d/D_c$ )

柱せいに対して十分長い定着長を確保すれば、定着端は柱の曲げ圧縮領域に存在することになり、コンクリートによる拘束効果が高まることで定着耐力が向上することが考えられる。本論で収集した試験体の多くは $l_d/D_c \geq 3/4$ であるため、 $l_d/D_c$ が $3/4$ 未満となる場合には提案式による計算耐力が過大評価となる可能性が考えられる。

### (3) 二段配筋の場合

靱性保証型設計指針では、梁主筋を二段配筋とした場合の二段筋の定着耐力は一段筋よりも小さく算定されるようになっている。これは、折り曲げ定着の場合、二段筋は一段筋よりも定着投影長さが小さくなる上に、外側筋の影響で内側の定着耐力が更に低下するためとされている<sup>2.11)</sup>。機械式定着で二段配筋の定着性状を知るための実験はほとんど無いため、機械式定着で二段配筋の場合の定着性状が一段筋のみの場合と差異があるのかどうか明確ではない。

### (4) 直交梁の効果

本提案式は側方割裂を対象としたものであり、直交梁があれば定着版側方のコンクリートが割裂することもないと思われるが、直交梁のボリュームや取り付け位置によっては側方割裂の抑止に寄与しない場合もあるのではないかとと思われる。

### (5) 上端筋、下端筋の差異

コンクリートのブリージングにより梁上端筋は下端筋に比較し、付着強度が低下するとされている。付着強度が低下すると定着端応力が増大することにより定着破壊しやすくなる可能性が考えられる。既製定着金物の設計式では、梁上端筋の定着耐力は、上端筋以外の場合について算定した値の0.8倍としているものもある<sup>2.12)</sup>。

## 2.5. まとめ

既発表文献より機械式定着耐力に関する実験データを収集し、定着耐力に影響すると思われる実験因子を抽出、回帰分析することにより、既往の耐力算定式では考慮されていなかった因子の影響も考慮した機械式定着した梁主筋の側方割裂破壊耐力式を提案した。提案式では、既往の耐力推定式と比較して、定着長の影響、梁断面の応力中心距離の影響、接合部フープ中子筋の影響が新しく考慮できるようになった。また、提案式は、既往の耐力推定式と比較してより精度よく実験結果を評価できることを確認した。

## 参考文献

- 2.1) 村上雅英, 宮崎史, 窪田敏行: 高強度電炉鉄筋の開発に関する研究 (その20,21), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.125-128, 1993.9
- 2.2) 藤井栄, 森田司郎, 川上修司, 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
- 2.3) 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, pp.268, 1999.8
- 2.4) 村上雅英, 門野陽, 窪田敏行: 高強度材料を用いたRC 構造物のはり主筋の機械定着に関する実験 (その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.909-912, 1992.8
- 2.5) 小西覚, 加藤友康, 別所佐登志: 特殊定着金物を用いたRC 造梁主筋定着法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.1195-1200, 1995.6
- 2.6) 村井和雄, 岡本晴彦, 菅野俊介, 堀川洸, 宮本三千夫, 上村昌之, 宮内靖昌: 端部にコブを設けた梁主筋の柱・梁接合部内における定着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.259-262, 1993.9
- 2.7) 村井晴彦, 吉田啓喜, 岡本晴彦, 菅野俊介, 宮下昭広, 太田道彦, 宮内靖昌: 端部にコブを設けた梁主筋の柱・梁接合部内における定着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.683-684, 1994.9
- 2.8) 太田勤, 窪田敏行, 福田幹夫, 村上雅英, 池山豪: 機械式定着の引抜実験による耐力 (その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.527-530, 1999.9
- 2.9) 中村一彦, 石渡康弘, 市川昌和, 竹内博幸, 早川邦夫: 円形定着板を用いた機械式定着工法の開発 (その1, その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.107-110, 2001.7
- 2.10) 村上雅英, 藤達也, 窪田敏行: 引き抜き試験によるはり主筋の機械式定着耐力の評価, コンクリート工学論文集, Vol.8, No.2, pp.1-10, 1997.7
- 2.11) 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, pp.264, 1999.8
- 2.12) 東京鉄鋼株式会社: プレートナット工法設計施工指針 (旧版), BCJ 評定-RC-0152-04, 2009.6
- 2.13) 加藤慎士, 清原俊彦, 田才晃, 長田正至: RC 造柱梁接合部内に機械式定着した梁主筋の定着耐力の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.859-864, 2002.6.
- 2.14) Toshihiko KIYOHARA, Shinji KATO, Akira TASAI: EVALUATION OF ANCHORAGE STRENGTH OF BEAM MAIN BARS ANCHORED MECHANICALLY IN R/C EXTERIOR BEAM-COLUMN JOINT, 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.1150, 2004.8

### 第3章 高強度材料を用いたト形柱梁接合部における 梁主筋への機械式定着の適用



### 第3章 高強度材料を用いたト形柱梁接合部における梁主筋への機械式定着の適用

#### 3.1. 検討概要

##### 3.1.1. 検討目的及び検討方法

日本建築学会の規準類は、主筋に用いる鉄筋鋼種はSD295～SD490、コンクリートは $F_c=21\sim60$  (N/mm<sup>2</sup>)が適用範囲となっている。一方で超高層鉄筋コンクリート造建築物ではUSD590, USD685といった高強度鉄筋が柱梁の主筋に用いられ、コンクリートも $F_c=100$ (N/mm<sup>2</sup>)級の高強度コンクリートが用いられている。これらの超高層建築物の設計にあたっては、部材実験による性能確認を行うなど特別な検討を行った上で、建物個別に大臣認定を取得している。

本章では、高強度材料を用いたト形柱梁接合部部分架構試験体計18体の静的加力実験結果を用い、日本建築学会の規準類に示される柱梁接合部の耐力算定式による耐力算定結果と実験結果の比較を行う。参照する実験結果は、1999年から2004年にかけて3シリーズに渡り実施した正負交番載荷の静的加力実験の結果であり、コンクリート設計基準強度 $F_c=45\sim120$ (N/mm<sup>2</sup>)の高強度コンクリートを用いた、柱梁接合部せん断破壊先行型試験体11体と、梁主筋にUSD685高強度鉄筋を用いた梁降伏先行型試験体7体である。

柱梁接合部せん断破壊耐力は、コンクリートのせん断強度に大きく依存すると考えられ、また、コンクリートのせん断強度と圧縮強度との関係は線形ではないため、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針」に示される耐力評価式のコンクリート強度に関する適用範囲を逸脱して外挿して評価することが可能であるかに着目して実験結果の分析を行う。

一方、梁曲げ降伏先行型試験体については、いずれの試験体も梁降伏に至ったと判断したが、最大耐力は梁曲げ降伏時計算値に届かないものもあり、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」に解説されている柱梁接合部降伏破壊が生じている可能性も考えられるため、同規準に示される柱梁接合部降伏による強度低下率 $\beta_j$ に着目した実験結果の分析を行うこととする。

### 3.1.2. 実験シリーズの概要及び実施時期

実験は以下に示すように大きく3つのシリーズで実施した。

第1シリーズ：1999年度実施（1999No.6～1999No.11）<sup>3.1)</sup>

第2シリーズ：2003年度実施（2003No.1～2003No.5）<sup>3.2)</sup>

第3シリーズ：2004年度実施（2004No.6～2004No.12）<sup>3.3),3.4)</sup>

実験はいずれも、側柱梁接合部を含むト形部分架構試験体で、正負交番載荷の静的加力実験としている。試験体数は3シリーズの合計で18体である。

第1シリーズは  $F_c=45\sim60(\text{N}/\text{mm}^2)$  程度の高強度コンクリートを用い、柱梁接合部のせん断性状を確認しようとしたものである。

第2シリーズは、 $F_c=100(\text{N}/\text{mm}^2)$  級の高強度コンクリート、梁主筋に USD685 と高強度材料を用いた場合で梁降伏を先行させた場合の柱梁接合部の性状を確認しようとしたものである。

第3シリーズは、 $F_c=100(\text{N}/\text{mm}^2)$  級の高強度コンクリートを用いた場合の柱梁接合部のせん断性状を確認しようとしたものである。

いずれの実験シリーズも機械式定着した主筋の定着性状及び柱梁接合部のせん断性状に着目して計画したものであるが、本章では、近年提案された柱梁接合に作用する曲げモーメントによる破壊機構<sup>3.5)</sup>についても検討を加えることとする。

### 3.1.3. 試験体

表 3.1.3.-1.及び表 3.1.3.-2.に試験体一覧を示す。表中には、実験結果による最大耐力、破壊形式の他、柱、梁の曲げ終局耐力計算値、2章に示した定着耐力計算値、柱梁接合部終局耐力計算値( $V_{ju}$ )<sup>3.6)</sup>、接合部降伏による強度低下率計算値( $\beta_j$ )<sup>3.5)</sup>も併せて示す。

破壊形式の分類は、試験体の損傷状況の観察による他、鉄筋歪、定着版移動量、接合部変形成分割合の推移を参照し、以下のように分類した。

梁曲げ降伏 (B)：梁主筋歪が降伏歪を上回り、耐力が梁曲げ降伏計算値に概ね達したものの。

接合部せん断破壊 (J)：接合部フープ歪が降伏歪を上回り、接合部変形成分割合が急増したものの。

定着破壊：定着版移動量が急増したものの。試験体の損傷状況、及び、外部側梁主筋及び内部側梁主筋の定着版移動量に差異などにより、側方割裂破壊(A)、掻き出し破壊(C)に分類した。

柱、梁の曲げ降伏耐力計算値は、平面保持を仮定した断面解析結果を用い、柱、梁共に断面の図心よりも引張側に配筋された全ての主筋歪が降伏ひずみに達した時点として定めた。加力装置図を図 3.1.4.-1.及び図 3.1.4.-3.に示すが、いずれの試験体も柱軸力は載荷せず、梁せん断力が下柱の付加軸力として作用する実験となっている。このため断面解析においては実験時最大梁せん断力に等しい軸力が下柱に作用しているものと仮定した。本章で扱う試験体はいずれも  $F_c \geq 45(N/mm^2)$  の高強度コンクリートであり、コンクリートの応力度-ひずみ関係は直線的な性状を示すため、文献<sup>3.7)</sup>に示されている Fafitis + Shah よる応力度-ひずみ関係算定式を用いることとした。コンクリートの強度時歪は文献<sup>3.7)</sup>に示されている Shah による算定値を用いた。コンクリートの最大歪は強度時歪の 2 倍とした。鉄筋の応力度-歪関係は初期剛性に材料試験結果を用い降伏ひずみ以降の剛性を持たないバイリニア形とした。以下にここで用いたコンクリートの応力度  $\sigma$  -ひずみ  $\varepsilon$  関係算定式及び圧縮強度時歪算定式を示す。

$$\eta = 1 - (1 - \xi)^\alpha \quad : 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_m$$

$$\eta = \exp\{-k \cdot (\varepsilon - \varepsilon_m)^{1.15}\} \quad : \varepsilon \geq \varepsilon_m$$

ただし、

$$\alpha = \frac{E_i \cdot \varepsilon_m}{f_c}$$

$$k = 0.17f_c$$

$$\eta = \sigma / f_c$$

$$\xi = \varepsilon / \varepsilon_m$$

$f_c$ ：コンクリートの圧縮強度(kgf/cm<sup>2</sup>)

$E_i$ ：コンクリートの初期弾性係数(kgf./cm<sup>2</sup>)

$\varepsilon_m$ ：コンクリートの圧縮強度時歪で、以下による。

$$\varepsilon_m = (1950 + 1.46 \cdot f_c) \times 10^{-6}$$

柱梁接合部終局耐力計算値  $V_{ju}$  は、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」<sup>3.6)</sup>に示される設計式を用い、以下のように算定する。

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j$$

ただし、

$\kappa$  : ト形接合部について  $\kappa = 0.7$

$\phi$  : ここでは、両側直交梁付き以外の場合として  $\phi = 0.85$

$F_j$  : 接合部せん断強度。  $F_j = 0.8 \sigma_B^{0.7} (\text{N/mm}^2)$

$b_j$  : 接合部の有効幅で、ここでは梁幅と柱幅の平均とする。

$D_j$  : 接合部の有効せいで、梁主筋の定着長に等しいとする。

接合部降伏による強度低下率  $\beta_j$  は、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造保有水平耐力規準・同解説」<sup>3.5)</sup>に示される算定式を用い、ト形接合部について以下のように算定する。

$$\beta_j = \left\{ 0.85 - \frac{\Sigma A_t \cdot f_y}{b_j \cdot D_b \cdot F_c} + \frac{1}{4} \left( \frac{\tilde{M}_{cu} + \tilde{M}'_{cu}}{\tilde{M}_{bu}} \cdot \xi_a - 1 \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{\Sigma A_{jw} \cdot f_{jy}}{\Sigma A_t \cdot f_y} \right) \right\} \xi_r$$

ただし、

$\Sigma A_t$  : 梁の引張主筋断面積

$f_y$  : 梁引張主筋の降伏点。ここでは規準に示される上限値を無視し、材料試験結果を採用する。

$b_j$  : 接合部の有効幅で、ここでは梁幅と柱幅の平均とする。

$D_b$  : 梁せい

$F_c$  : ここではコンクリートの圧縮強度とする。

$\tilde{M}_{cu}$ ,  $\tilde{M}'_{cu}$  : 上下の柱の梁フェースでの曲げ終局時の節点モーメント

$\tilde{M}_{bu}$  : 梁の柱フェースでの曲げ終局時の節点モーメント

$\xi_a$  : 柱の有効せい比。  $\xi_a = D_{jc} / D_c$

$D_{jc}$  : 柱梁接合部の水平方向の有効せいで、ここでは梁主筋の定着長に等しいとする。

$D_c$  : 柱せい

$\Sigma A_{jw}$  : 柱梁接合部内の梁上端筋と下端筋の間に配置された横補強筋の断面積の総和

$f_{jy}$  : 柱梁接合部横補強筋の降伏点。ここでは規準に示される上限値を無視し、材料試験結果を採用する。

$\xi_r$  : 柱梁接合部のアスペクト比による補正係数で、以下による。

$$\xi_r = 1 - \frac{1}{2} \left\{ 1 - 2 \left( \xi + \frac{1}{\xi} \right)^{-1} \right\}$$

表 3.1.3.-1. 試験体一覧 (その1)

試験体名称			1999No.6	1999No.7	1999No.8	1999No.9	1999No.10	1999No.11	2003No1	2003No2	2003No3	
コンクリート強度			$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	49.1	49.1	49.1	49.1	57.4	49.1	95.3	148.4	44.4
梁	幅	$b_b$ (mm)	350	350	350	350	350	350	450	450	450	
	せい	$D_b$ (mm)	450	450	450	450	450	450	600	600	600	
	部材長	$l_b$ (mm)	1,750	1,750	1,750	1,750	1,750	1,750	2,125	2,125	2,125	
	引張主筋		4-D25(USD685)	2-D25(USD685)	4-D25(USD685)	4-D25(USD685)	4-D25(USD685)	9-D19(USD685)	4-D29(USD685)	6-D29(USD685)	3-D29(USD685)	
上柱	幅	$b_{cu}$ (mm)	400	400	400	400	400	400	550	550	550	
	せい	$D_{cu}$ (mm)	400	400	400	400	400	400	550	550	550	
	部材長	$l_{cc}$ (mm)	860	860	860	860	860	860	1,200	1,200	1,200	
	全主筋		12-D22(SD490)	12-D22(SD490)	12-D22(SD490)	12-D22(SD490)	12-D22(SD490)	12-D22(SD490)	16-D25(USD685)	16-D25(USD685)	16-D25(USD685)	
下柱	幅	$b_{cb}$ (mm)	400	400	400	400	400	400	550	550	550	
	せい	$D_{cb}$ (mm)	400	400	400	400	400	400	550	550	550	
	部材長	$l_{cb}$ (mm)	860	860	860	860	860	860	1,200	1,200	1,200	
	全主筋		12-D22(SD490)	12-D22(SD490)	12-D22(SD490)	12-D22(SD490)	12-D22(SD490)	12-D22(SD490)	16-D25(USD685)	16-D25(USD685)	16-D25(USD685)	
接合部	接合部フープ		$3 \times \square$ -D10 (SD295A)	$3 \times \square$ -D10 (SD295A)	$3 \times \square$ -D10 (SD295A)	$3 \times \square$ -D10 (SD295A)	$3 \times \square$ -D10 (SD295A)	$3 \times \square$ -D10 (SD295A)	$3 \times \square$ -D13 (SD785)	$3 \times \square$ -D13 (SD785)	$3 \times \square$ -D13 (SD785)	
		$p_{wj}$	0.00313	0.00313	0.00313	0.00313	0.00313	0.00367	0.00289	0.00330	0.00289	
	梁主筋定着長	$l_d$ (mm)	300	300	325	265	300	300	365	365	365	
	有効幅	$b_j$ (mm)	375	375	375	375	375	375	500	500	500	
計算値	梁曲げ耐力		$M_{bu}$ (kNm)	495	246	495	495	495	423	886	1,243	666
	上柱曲げ耐力		$M_{cuu}$ (kNm)	357	357	357	352	360	357	1,216	1,224	1,190
	下柱曲げ耐力	$M_{cub}$ (kNm)	正加力	390	378	391	382	393	390	1,315	1,341	1,249
			負加力	327	336	326	323	329	325	1,129	1,105	1,127
	梁曲げ耐力比	$\sum_n M_{cu} / M_{bu}$	正加力	1.711	3.387	1.711	1.680	1.721	1.999	3.162	2.285	4.053
			負加力	1.565	3.194	1.563	1.546	1.577	1.826	2.930	2.075	3.850
	接合部降伏による強度低下率	$\beta_j$	正加力	0.768	1.230	0.795	0.726	0.799	0.833	1.232	1.030	1.301
			負加力	0.741	1.194	0.765	0.704	0.772	0.800	1.194	0.995	1.267
	接合部せん断強度		$F_j$ (N/mm <sup>2</sup> )	12.2	12.2	12.2	12.2	13.6	12.2	19.4	26.5	11.4
	定着強度		$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	698.2	698.2	730.1	651.7	751.7	714.4	978.9	1,240.7	654.9
	層せん断力	梁曲げ降伏時	$cQ_{bu}$ (kN)	254.0	126.3	254.0	254.0	254.1	217.3	333.6	467.8	250.7
		接合部せん断強度時	$cQ_j$ (kN)	176.4	176.4	191.1	155.8	196.8	163.0	456.5	580.8	267.4
	接合部せん断余裕度		$cQ_j / cQ_{bu}$	0.694	1.397	0.752	0.613	0.774	0.750	1.369	1.242	1.067
	定着余裕度		$\sigma / \sigma_y$	0.964	0.964	1.008	0.900	1.038	1.311	1.385	1.755	0.926
実験結果	最大層せん断力	$Q_{max}$ (kN)	正加力	215.9	131.3	217.3	191.2	209.3	212.6	370.4	443.9	257.7
			負加力	191.2	131.3	199.0	177.6	189.5	198.7	340.1	437.1	260.7
	破壊形式			J	B→A	J	J	J	J	B→J	B→J	B→A
	$Q_{max} / cQ_{bu}$		正加力	0.850	1.040	0.855	0.753	0.824	0.978	1.111	0.949	1.028
			負加力	0.753	1.040	0.783	0.699	0.746	0.914	1.019	0.934	1.040
	接合部せん断応力度最大値	$\tau_{ju}$ (N/mm <sup>2</sup> )	正加力	8.9	5.4	8.3	8.9	8.6	9.5	9.4	12.0	6.5
			負加力	7.9	5.4	7.6	8.3	7.8	8.9	8.6	11.9	6.6
	$\tau_{ju} / (\kappa \cdot \phi \cdot F_j)$		正加力	1.224	0.744	1.137	1.227	1.064	1.304	0.811	0.764	0.964
負加力			1.084	0.744	1.041	1.140	0.963	1.219	0.745	0.752	0.975	

※破壊形式 B: 梁曲げ降伏, J: 接合部せん断破壊, A: 定着破壊 (側方割裂破壊), C: 掻き出し破壊

表 3.1.3.-2. 試験体一覧 (その2)

試験体名称				2003No4	2003No5	2004No6	2004No7	2004No8	2004No9	2004No10	2004No11	2004No12	
コンクリート強度				$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	95.3	95.3	106.3	138.8	47.4	105.9	108.0	103.4	105.0
梁	幅	$b_b$ (mm)		450	450	450	450	450	450	450	450	450	450
	せい	$D_b$ (mm)		600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
	部材長	$l_b$ (mm)		2,125	2,125	2,125	2,125	2,125	2,125	2,125	2,125	2,125	2,125
	引張主筋			4-D29(USD685)	4-D29(USD685)	7-D29(SD980)	7-D29(SD980)	7-D29(SD980)	7-D29(SD980)	7-D29(SD980)	7-D29(SD980)	5-D29(USD685)	6-D29(USD685)
上柱	幅	$b_{cu}$ (mm)		550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
	せい	$D_{cu}$ (mm)		550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
	部材長	$l_{cc}$ (mm)		1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200
	全主筋			16-D25(USD685)	16-D25(USD685)	20-D25(USD685)	20-D25(USD685)	20-D25(USD685)	20-D25(USD685)	20-D25(USD685)	20-D25(USD685)	16-D25(USD685)	16-D25(USD685)
下柱	幅	$b_{cb}$ (mm)		550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
	せい	$D_{cb}$ (mm)		550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
	部材長	$l_{cb}$ (mm)		1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200
	全主筋			16-D25(USD685)	16-D25(USD685)	20-D25(USD685)	20-D25(USD685)	20-D25(USD685)	20-D25(USD685)	20-D25(USD685)	20-D25(USD685)	20-D25(USD685)	20-D25(USD685)
接合部	接合部フープ			3×□-D13 (SD785)	3×□-D13 (SD785)	3×□-D13 (SD785)	3×□-D13 (SD785)	3×□-D13 (SD785)	3×□-D13 (SD785)	3×□-D13 (SD785)	3×□-D13 (SD785)	3×□-D13 (SD785)	3×□-D13 (SD785)
		$\rho_{wj}$		0.00289	0.00289	0.00324	0.00324	0.00324	0.00324	0.00324	0.00324	0.00289	0.00330
	梁主筋定着長	$l_d$ (mm)		460	275	365	365	365	460	275	365	460	460
	有効幅	$b_j$ (mm)		500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
計算値	梁曲げ耐力	$M_{bu}$ (kNm)		886	886	2,123	2,128	2,059	2,123	2,124	1,067	1,207	
	上柱曲げ耐力	$M_{cuu}$ (kNm)		1,216	1,216	1,466	1,468	1,421	1,466	1,467	1,204	1,204	
	下柱曲げ耐力	$M_{cub}$ (kNm)	正加力	1,321	1,304	1,596	1,609	1,502	1,618	1,590	1,305	1,338	
			負加力	1,115	1,134	1,342	1,345	1,340	1,315	1,348	1,102	1,073	
	梁曲げ耐力比	$\Sigma_n M_{cu} / M_{bu}$	正加力	3.169	3.148	1.597	1.601	1.571	1.608	1.593	2.602	2.331	
			負加力	2.912	2.936	1.464	1.463	1.484	1.450	1.467	2.392	2.088	
	接合部降伏による強度低下率	$\beta_j$	正加力	1.370	1.102	0.775	0.812	0.573	0.845	0.711	1.099	1.116	
			負加力	1.317	1.075	0.753	0.790	0.559	0.812	0.696	1.064	1.065	
	接合部せん断強度	$F_j$ (N/mm <sup>2</sup> )		19.4	19.4	21.0	25.3	11.9	20.9	21.2	20.6	20.8	
	定着強度	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )		1,123.8	825.6	1,032.7	1,198.4	694.7	1,180.4	882.0	1,025.1	1,172.7	
	層せん断力	梁曲げ降伏時	$cQ_{bu}$ (kN)		333.6	333.6	799.2	801.2	775.3	799.1	799.5	401.6	454.4
		接合部せん断強度時	$cQ_j$ (kN)		575.3	343.9	464.2	559.5	263.7	583.5	353.6	483.3	574.6
接合部せん断余裕度	$cQ_j / cQ_{bu}$		1.725	1.031	0.581	0.698	0.340	0.730	0.442	1.203	1.264		
定着余裕度	$\sigma / \sigma_y$		1.590	1.168	0.999	1.159	0.672	1.142	0.853	1.486	1.700		
実験結果	最大層せん断力	$Q_{max}$ (kN)	正加力	395.9	334.2	519.4	540.0	362.6	611.5	483.1	391.0	515.5	
			負加力	388.1	323.4	475.3	478.2	347.9	574.3	455.7	374.4	490.0	
	破壊形式		B	B→C	J	J	J	J	J	B→J	B→J		
	$Q_{max} / cQ_{bu}$	正加力	1.187	1.002	0.650	0.674	0.468	0.765	0.604	0.974	1.134		
		負加力	1.163	0.970	0.595	0.597	0.449	0.719	0.570	0.932	1.078		
	接合部せん断応力度最大値	$\tau_{ju}$ (N/mm <sup>2</sup> )	正加力	8.0	11.2	14.0	14.5	9.7	13.0	17.2	9.9	11.1	
負加力			7.8	10.9	12.8	12.9	9.4	12.2	16.3	9.5	10.6		
$\tau_{ju} / (\kappa \cdot \phi \cdot F_j)$	正加力	0.688	0.972	1.119	0.965	1.375	1.048	1.366	0.809	0.897			
	負加力	0.675	0.940	1.024	0.855	1.319	0.984	1.289	0.775	0.853			

※破壊形式 B: 梁曲げ降伏, J: 接合部せん断破壊, A: 定着破壊 (側方割裂破壊), C: 掻き出し破壊

### 3.1.4. 加力方法

試験体の载荷は、1999年の第1シリーズ実験は、大阪工業大学八幡工学実験場にて、2003年第2シリーズ及び2004年第3シリーズの実験は横浜国立大学構造実験棟にて実施した。

第1シリーズの実験加力装置図及び加力スケジュールを図3.1.4-1.、図3.1.4-2.に、第2シリーズ及び第3シリーズ実験の加力装置図及び加力スケジュールを図3.1.4-3.、図3.1.4-4.に示す。

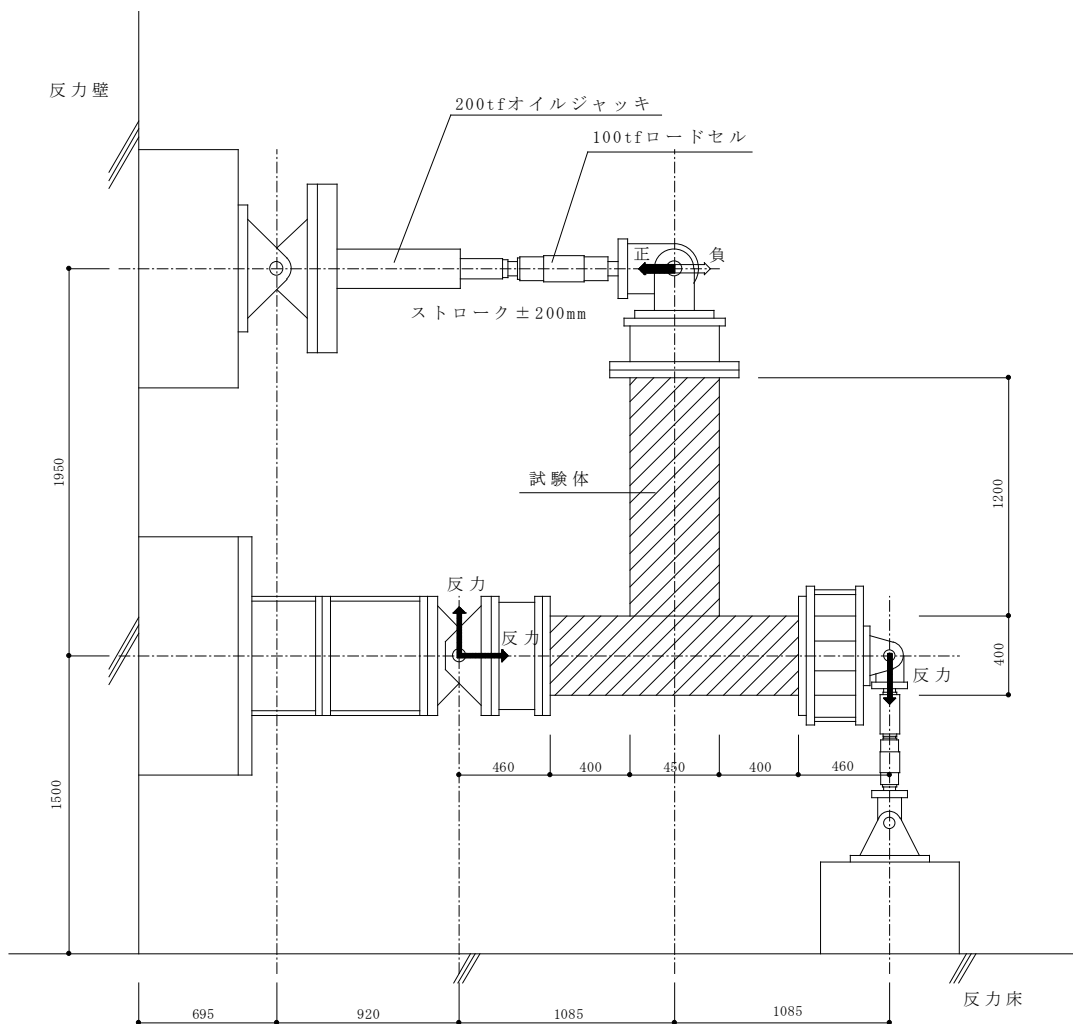


図 3.1.4.-1. 第1シリーズ実験载荷装置図

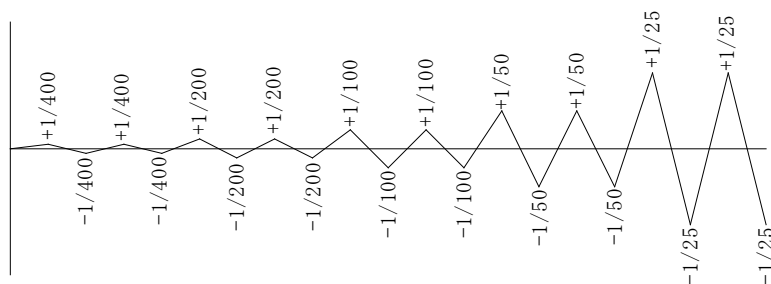


図 3.1.4.-2. 第1シリーズ実験载荷スケジュール

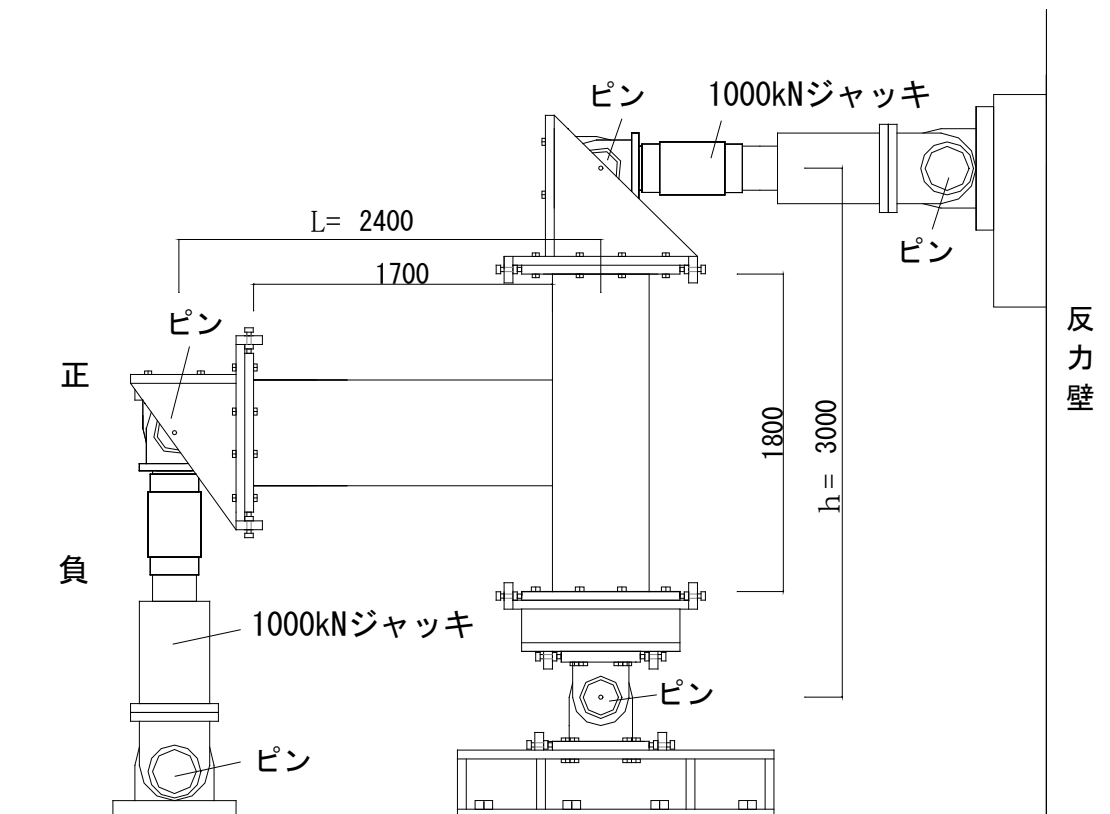


図 3.1.4.-3. 第 2 及び第 3 シリーズ実験載荷装置図

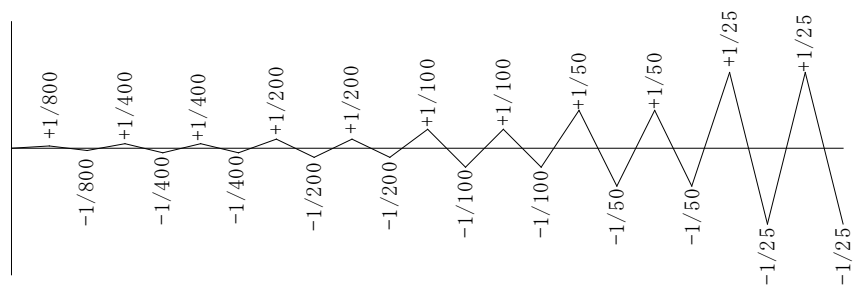


図 3.1.4.-4. 第 2 及び第 3 シリーズ実験載荷スケジュール



### 3.1.5. 実験結果概要

以下に各試験体の概要，層せん断力  $Q$ －層間変形  $R$  関係，代表的なサイクルピークにおける損傷状況を示す。

$Q$ - $R$  関係には柱梁接合部せん断終局耐力時層せん断力及び梁曲げ降伏時層せん断力の計算値も併せて示している。また，梁主筋，柱主筋，柱梁接合部フープが最初に降伏ひずみに至った点をプロットして示している。

尚，一部，定着余裕度 ( $\sigma/\sigma_y$ ) が 1.0 を下回る試験体もあるが，破壊性状等の観察よりいずれの試験体も梁主筋の定着破壊により最大耐力が決定したものではないと判断する。

1999No.6

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=0.694$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.711$ (正加力),  $\beta_j=0.768$ (正加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.565$ (負加力),  $\beta_j=0.741$ (負加力)

梁  $b \times D=350 \times 450$ (mm), 梁主筋 4-D25(USD685)上下

柱  $b \times D=400 \times 400$ (mm), 柱主筋 12-D22(SD490)

梁主筋定着長  $l_d=0.75D_c$ ,  $\sigma_B=49.1$ (N/mm<sup>2</sup>)

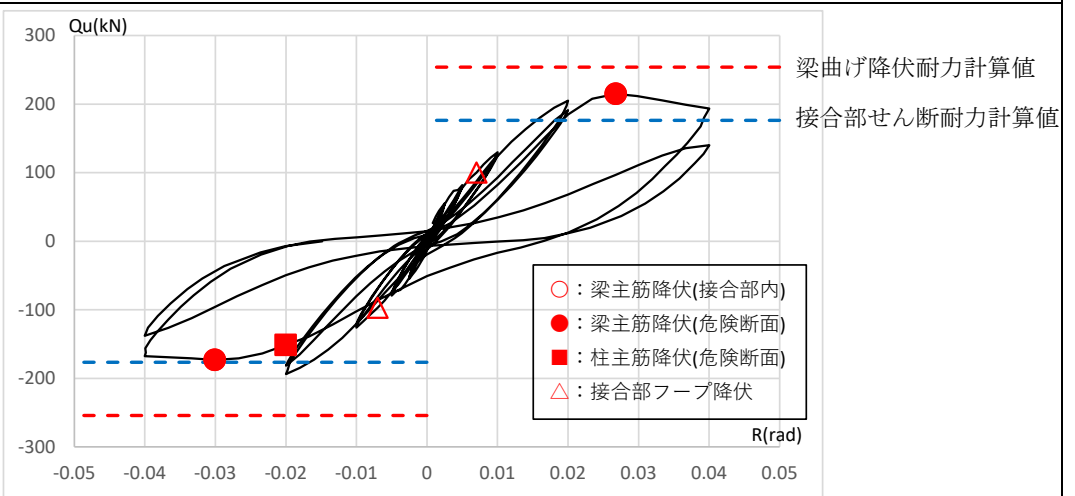
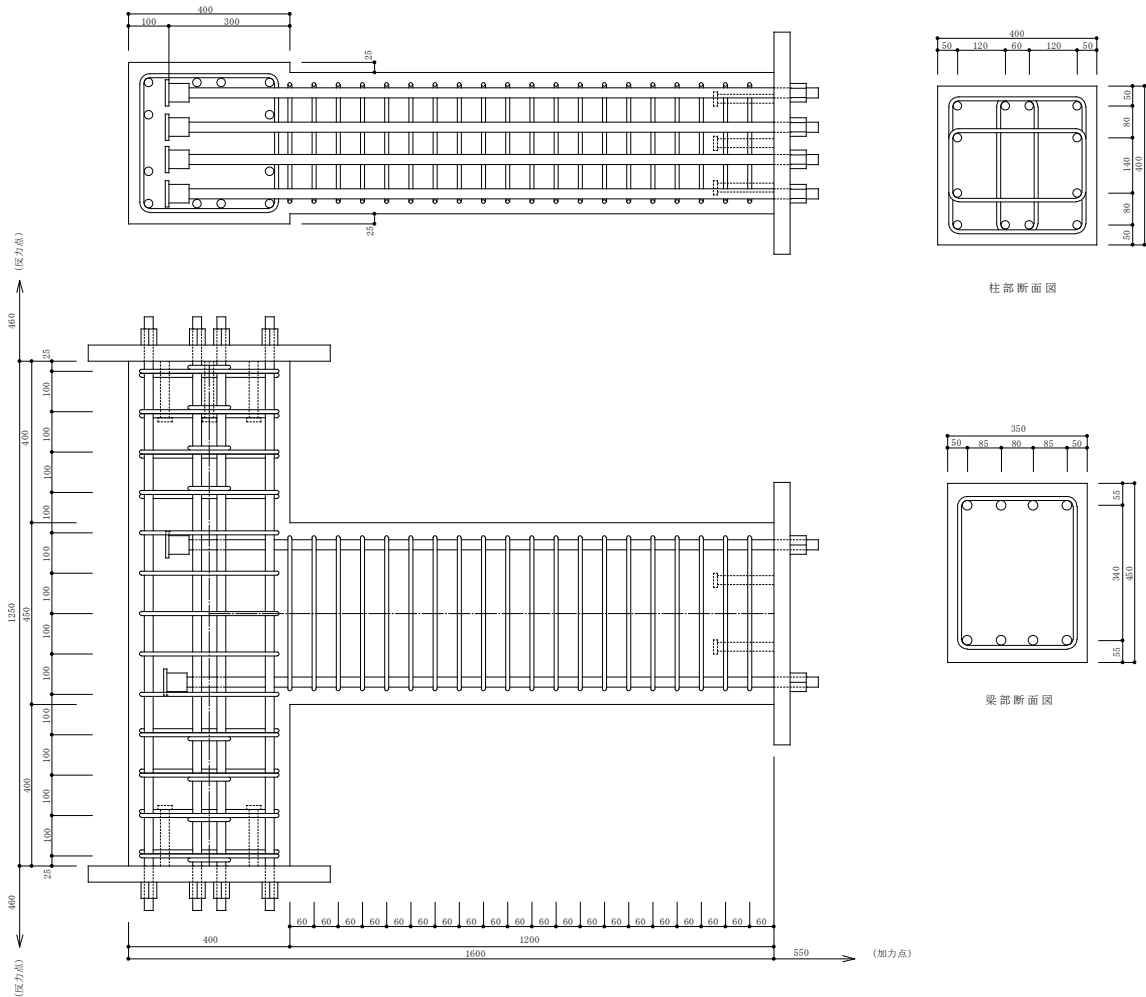


図 3.1.5.-1. 1999No.6 試験体概要及び Q-R 関係

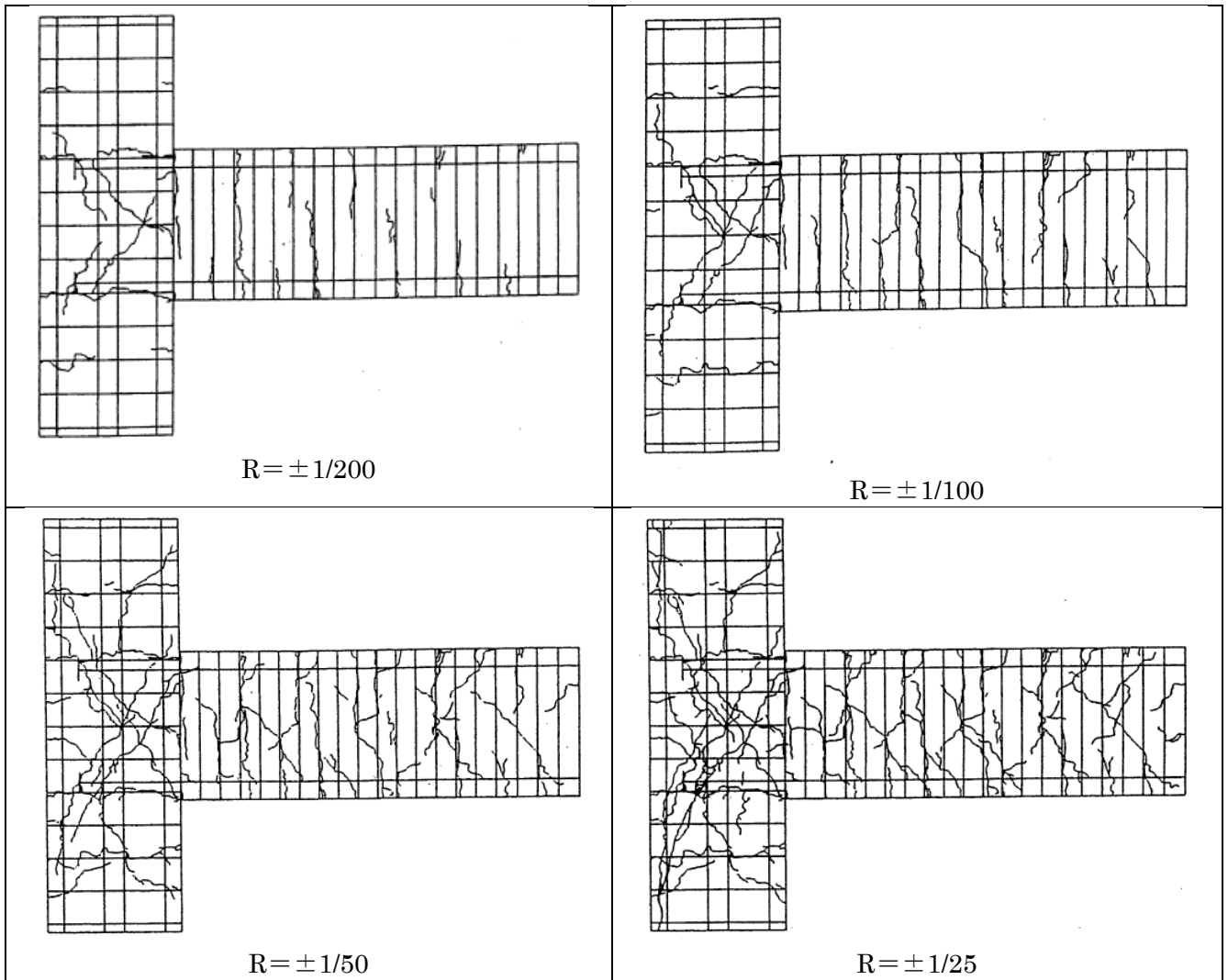


図 3.1.5.-2. 1999No.6 試験体ひび割れ図



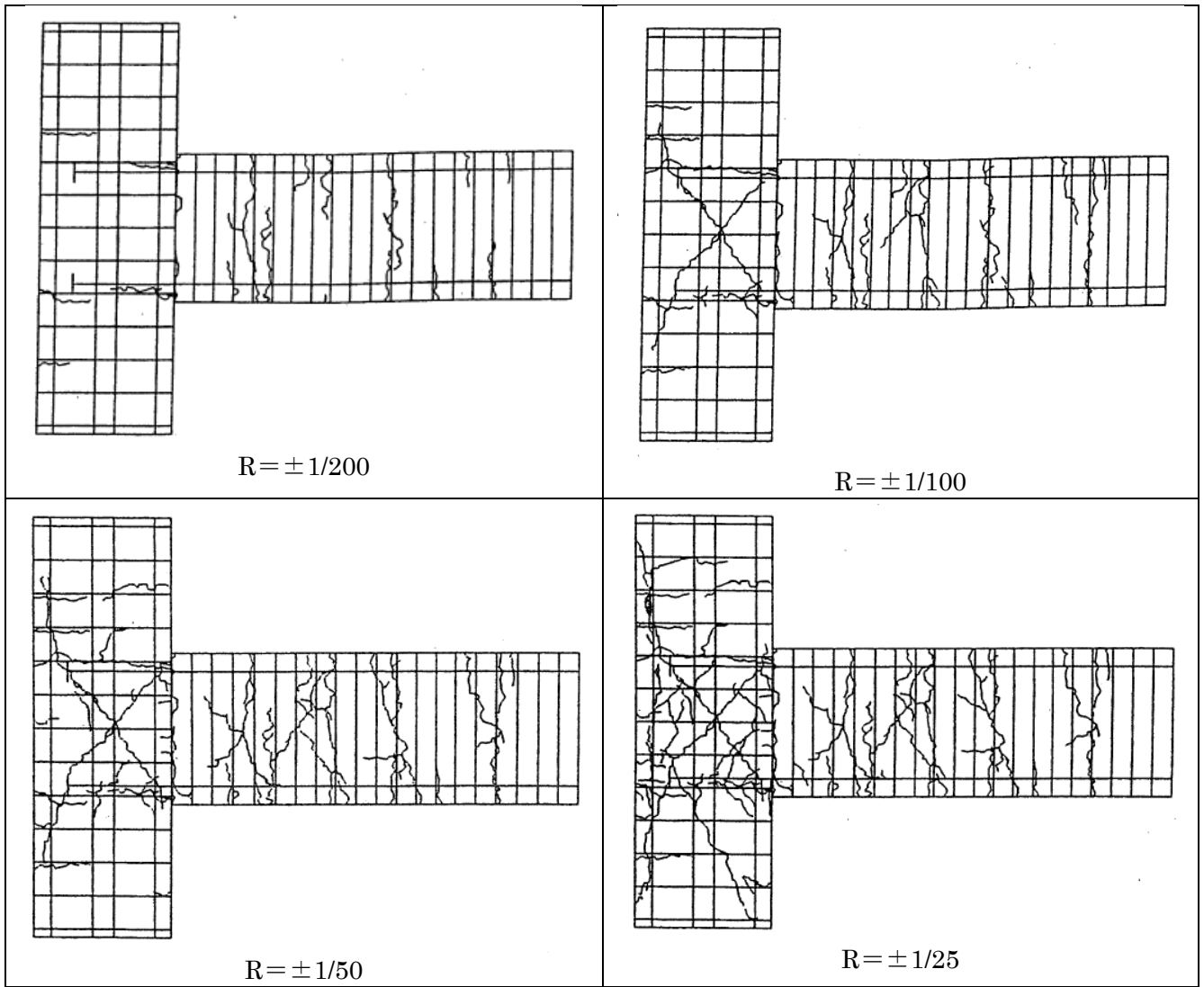


図 3.1.5.-4. 1999No.7 試験体ひび割れ図

1999No.8

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=0.752$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.711$ (正加力),  $\beta_j=0.795$ (正加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.563$ (負加力),  $\beta_j=0.765$ (負加力)

梁  $b \times D=350 \times 450$ (mm), 梁主筋 4-D25(USD685)上下

柱  $b \times D=400 \times 400$ (mm), 柱主筋 12-D22(SD490)

梁主筋定着長  $l_d=0.81D_c$ ,  $\sigma_B=49.1$ (N/mm<sup>2</sup>)

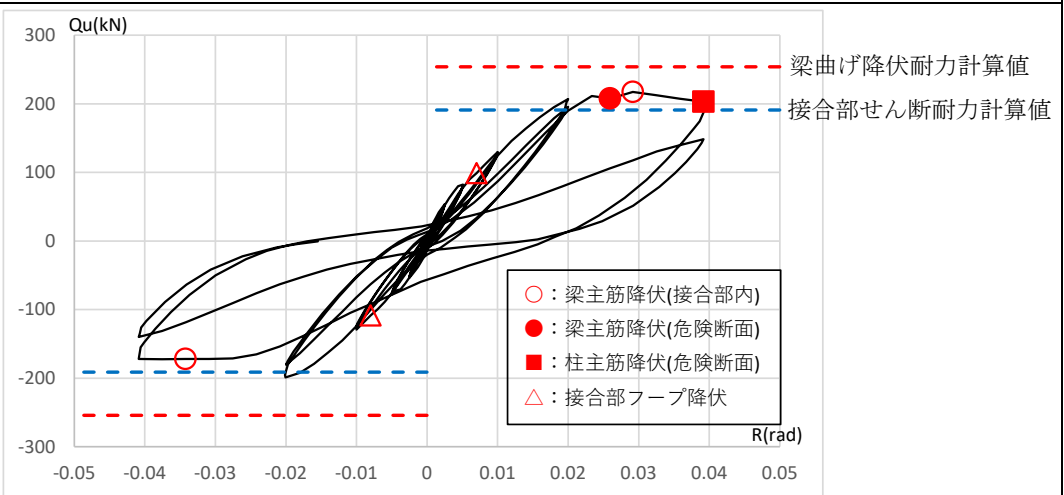
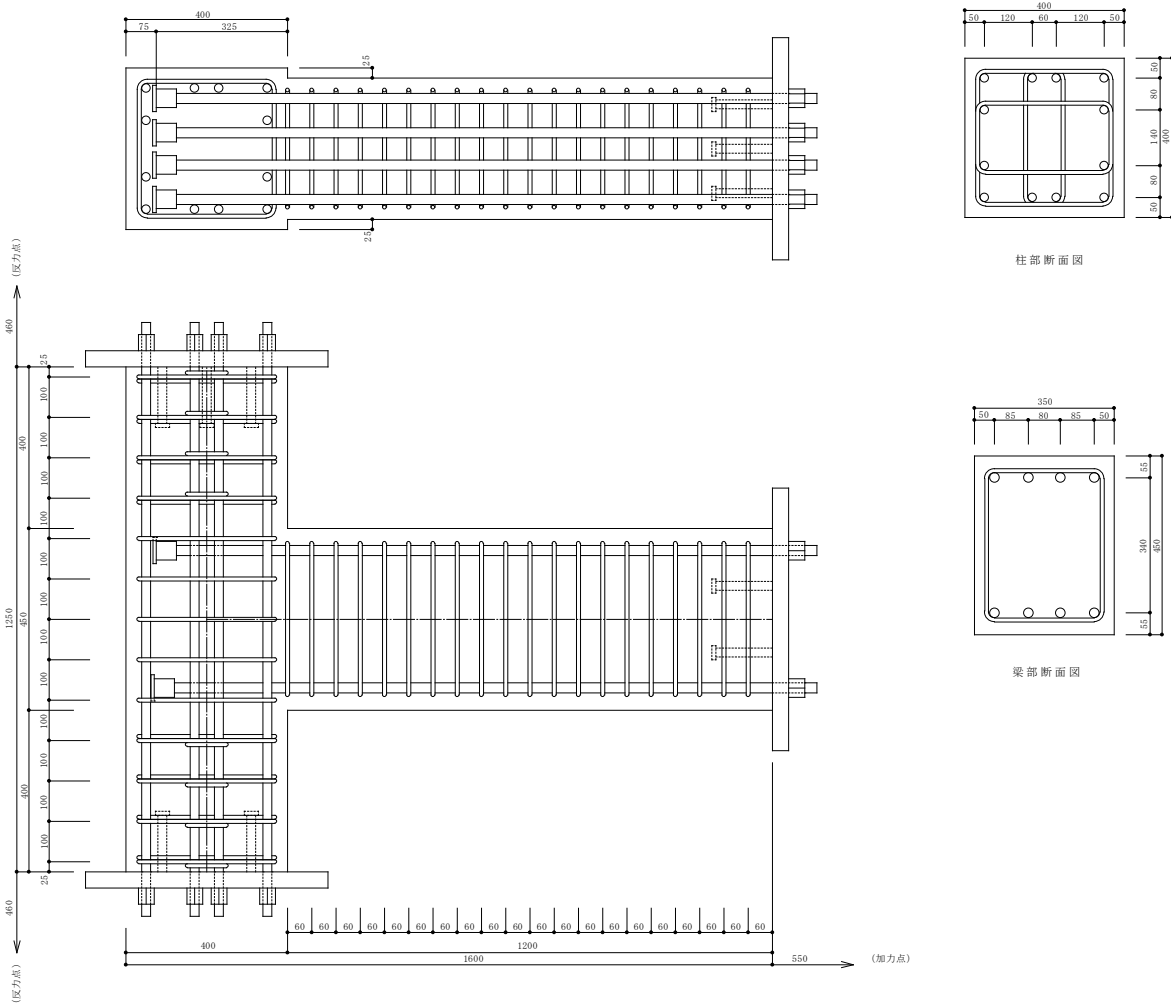


図 3.1.5.-5. 1999No.8 試験体概要及び Q-R 関係

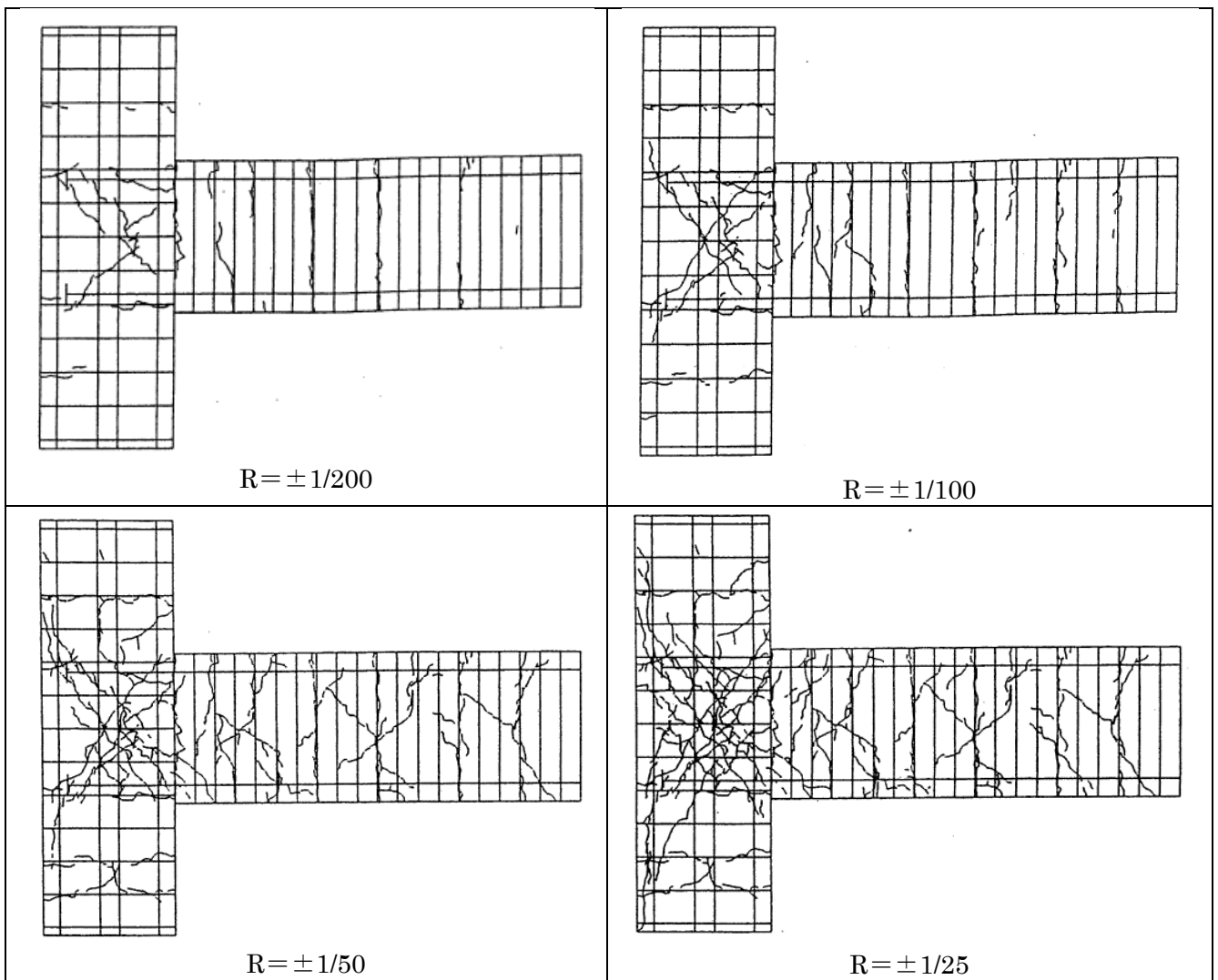


図 3.1.5.-6. 1999No.8 試験体ひび割れ図

1999No.9

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=0.613$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.680$ (正加力),  $\beta_j=0.726$ (正加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.546$ (負加力),  $\beta_j=0.704$ (負加力)

梁  $b \times D=350 \times 450$ (mm), 梁主筋 4-D25(USD685)上下

柱  $b \times D=400 \times 400$ (mm), 柱主筋 12-D22(SD490)

梁主筋定着長  $l_d=0.66D_c$ ,  $\sigma_B=49.1$ (N/mm<sup>2</sup>)

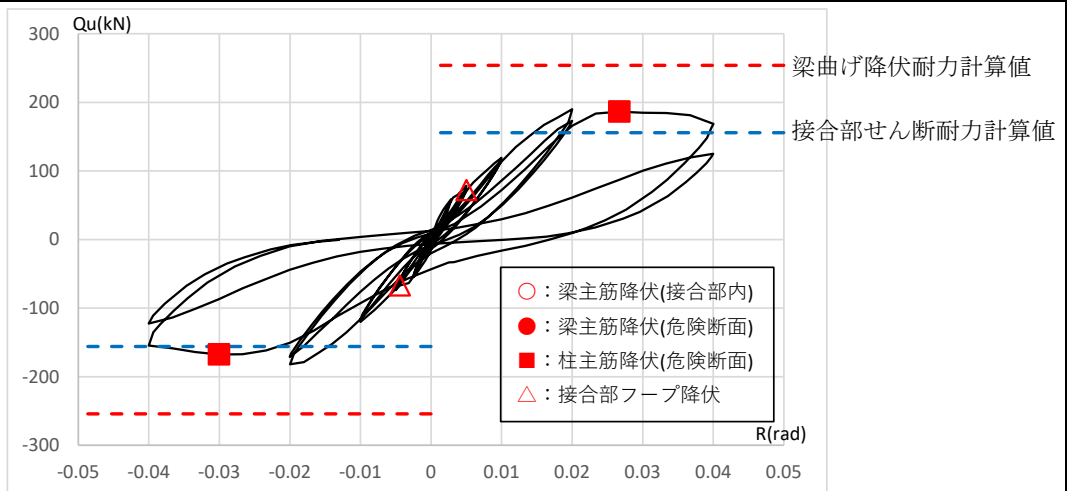
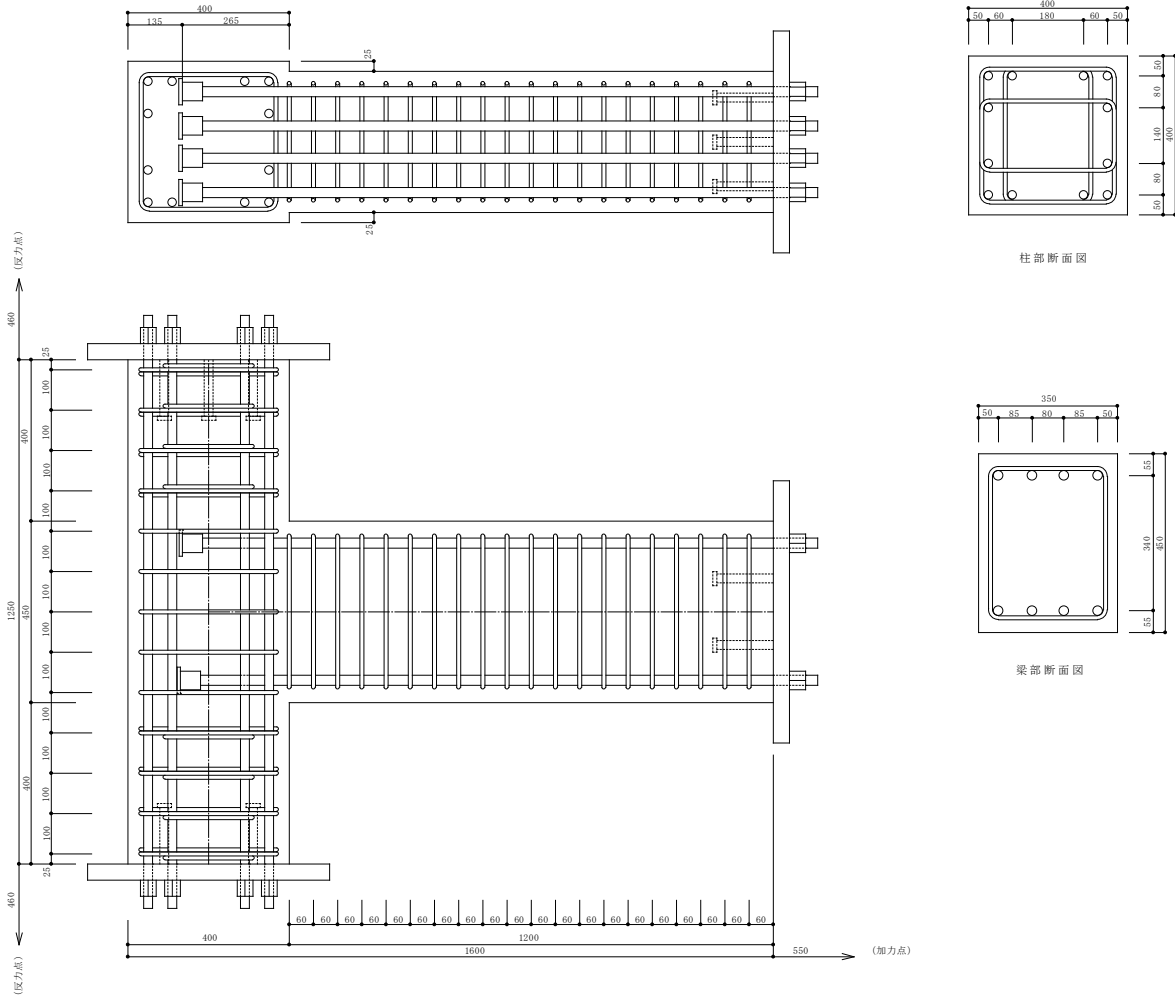


図 3.1.5.-7. 1999No.9 試験体概要及び Q-R 関係



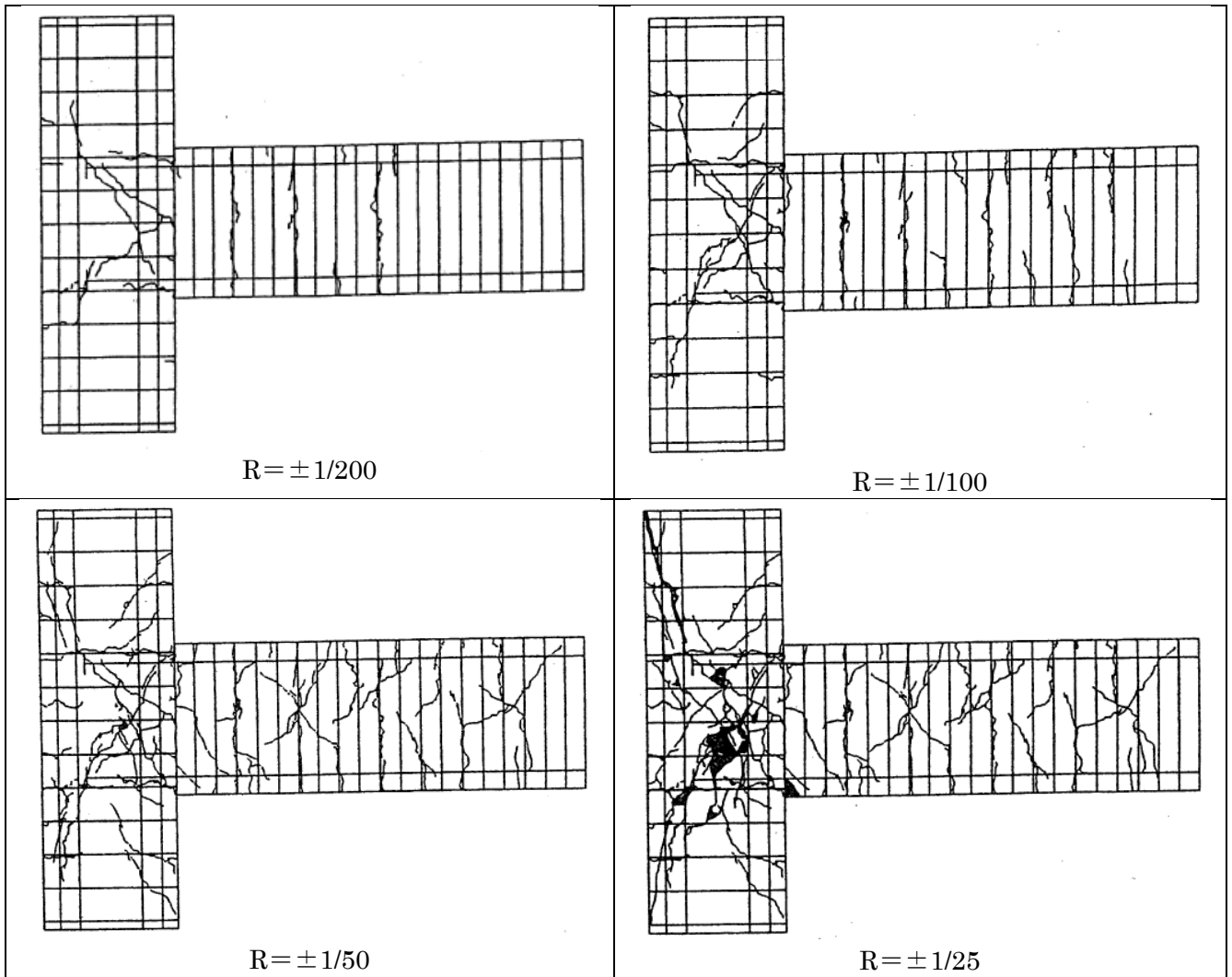


図 3.1.5.-8. 1999No.9 試験体ひび割れ図

1999No.10

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=0.774$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.721$ (正加力),  $\beta_j=0.799$ (正加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.577$ (負加力),  $\beta_j=0.772$ (負加力)

梁  $b \times D=350 \times 450$ (mm), 梁主筋 4-D25(USD685)上下

柱  $b \times D=400 \times 400$ (mm), 柱主筋 12-D22(SD490)

梁主筋定着長  $l_d=0.75D_c$ ,  $\sigma_B=57.4$ (N/mm<sup>2</sup>)

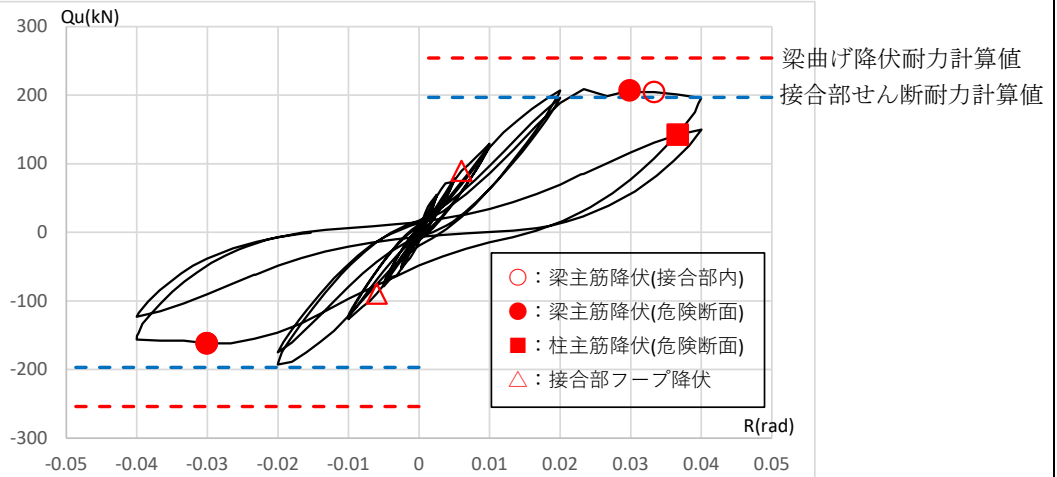
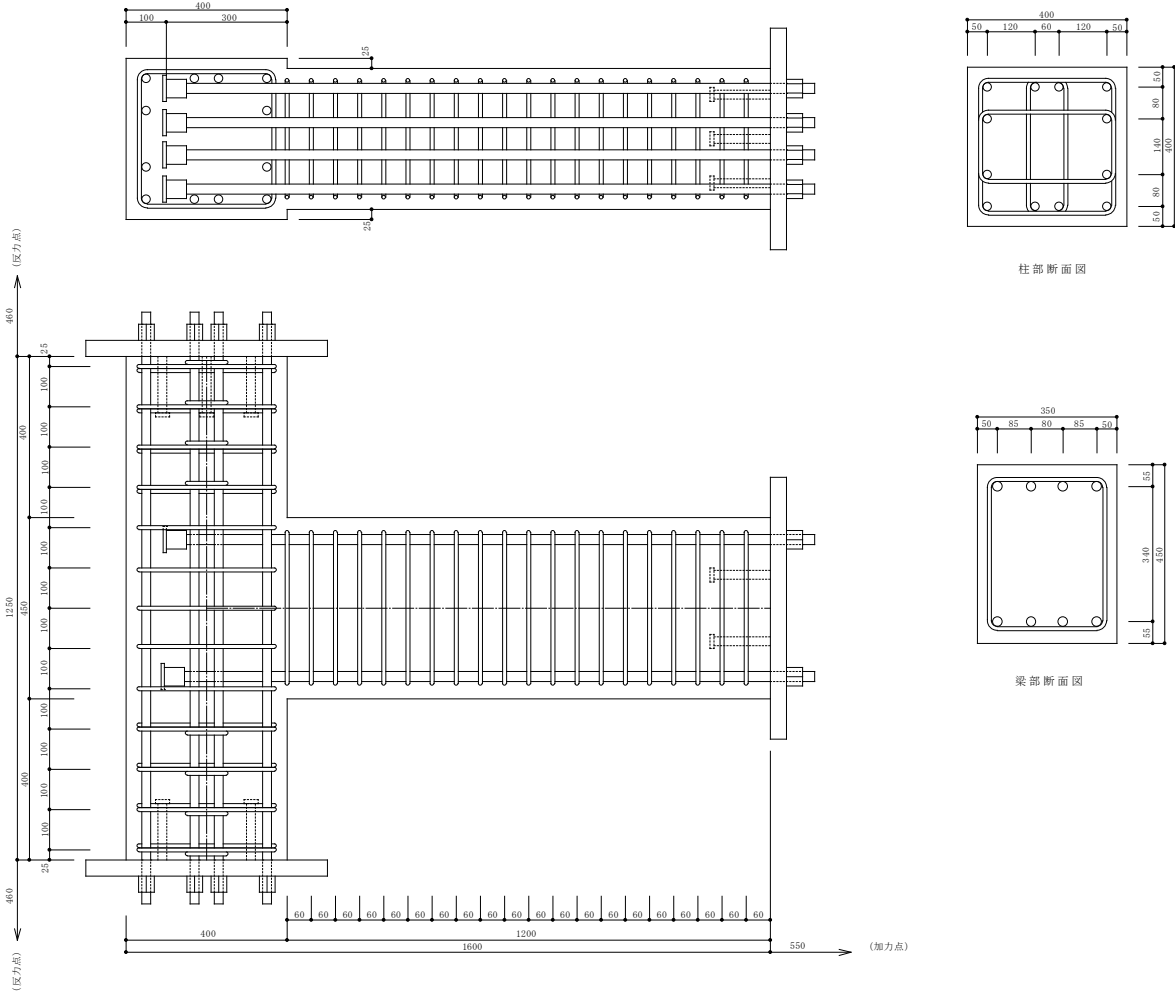


図 3.1.5.-9. 1999No.10 試験体概要及び Q-R 関係

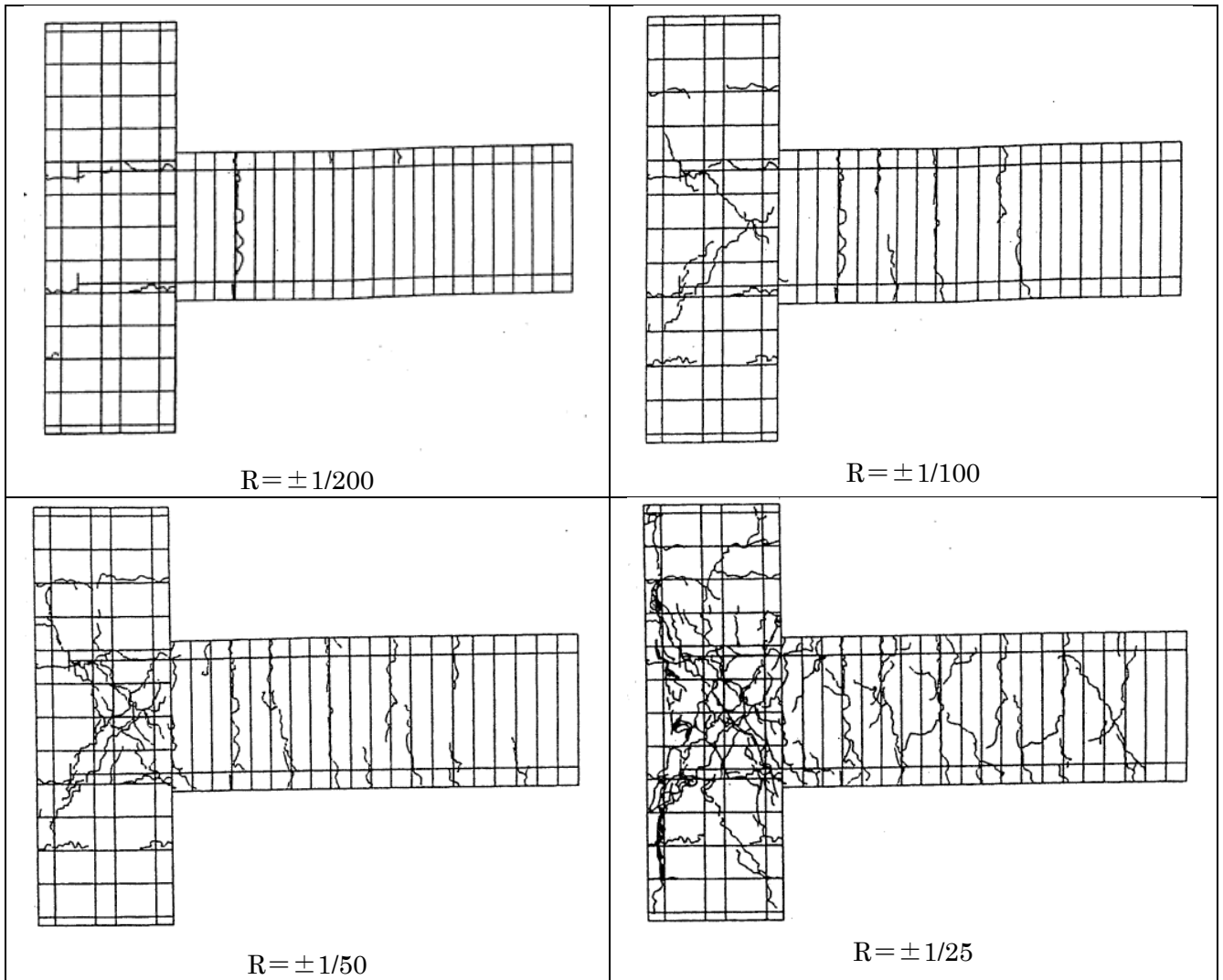


図 3.1.5.-10. 1999No.10 試験体ひび割れ図

1999No.11

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=0.750$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.999$ (正加力),  $\beta_j=0.833$ (正加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.826$ (負加力),  $\beta_j=0.800$ (負加力)

梁  $b \times D=350 \times 450$ (mm), 梁主筋 9-D19(USD685)上下

柱  $b \times D=400 \times 400$ (mm), 柱主筋 12-D22(SD490)

梁主筋定着長  $l_d=0.75D_c$ ,  $\sigma_B=49.1$ (N/mm<sup>2</sup>)

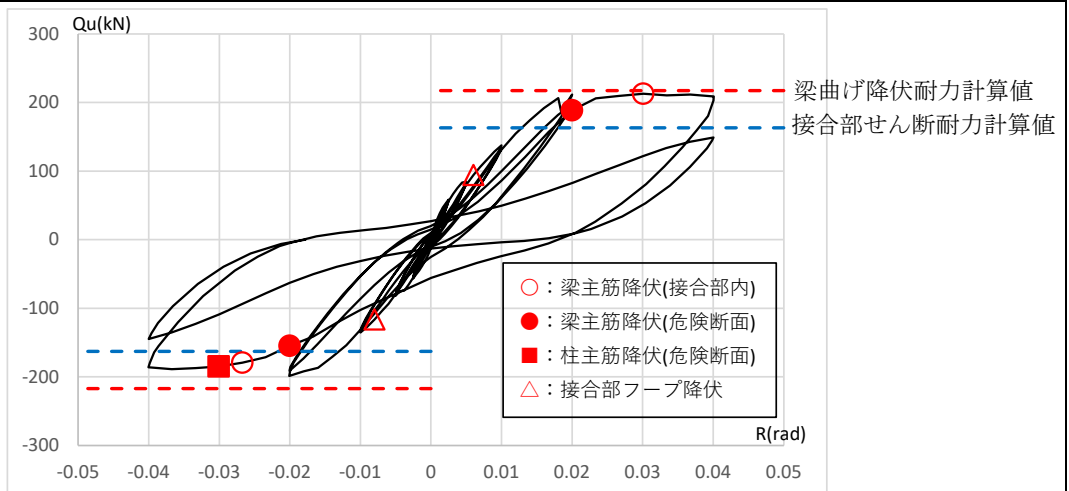
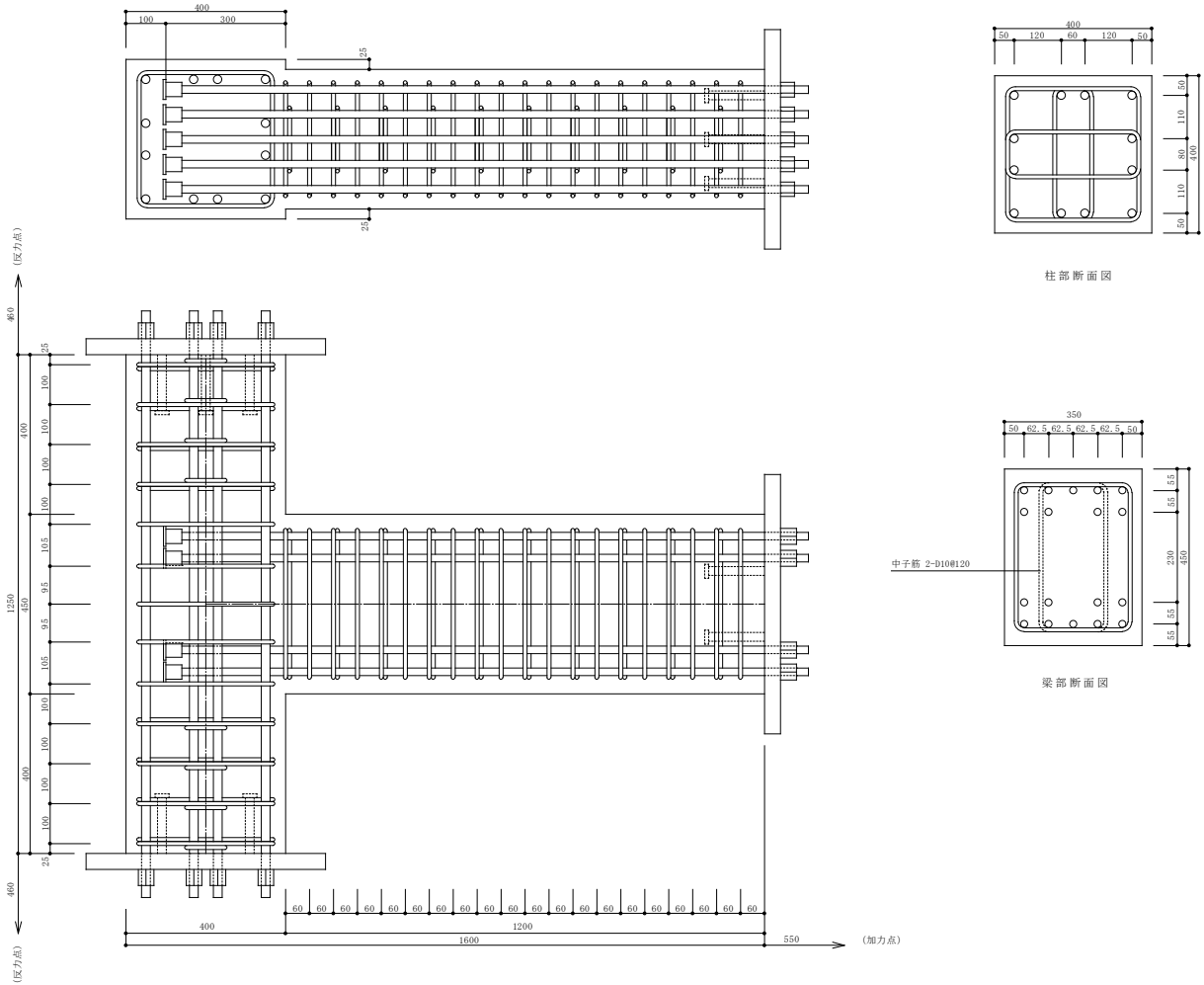


図 3.1.5.-11. 1999No.11 試験体概要及び Q-R 関係

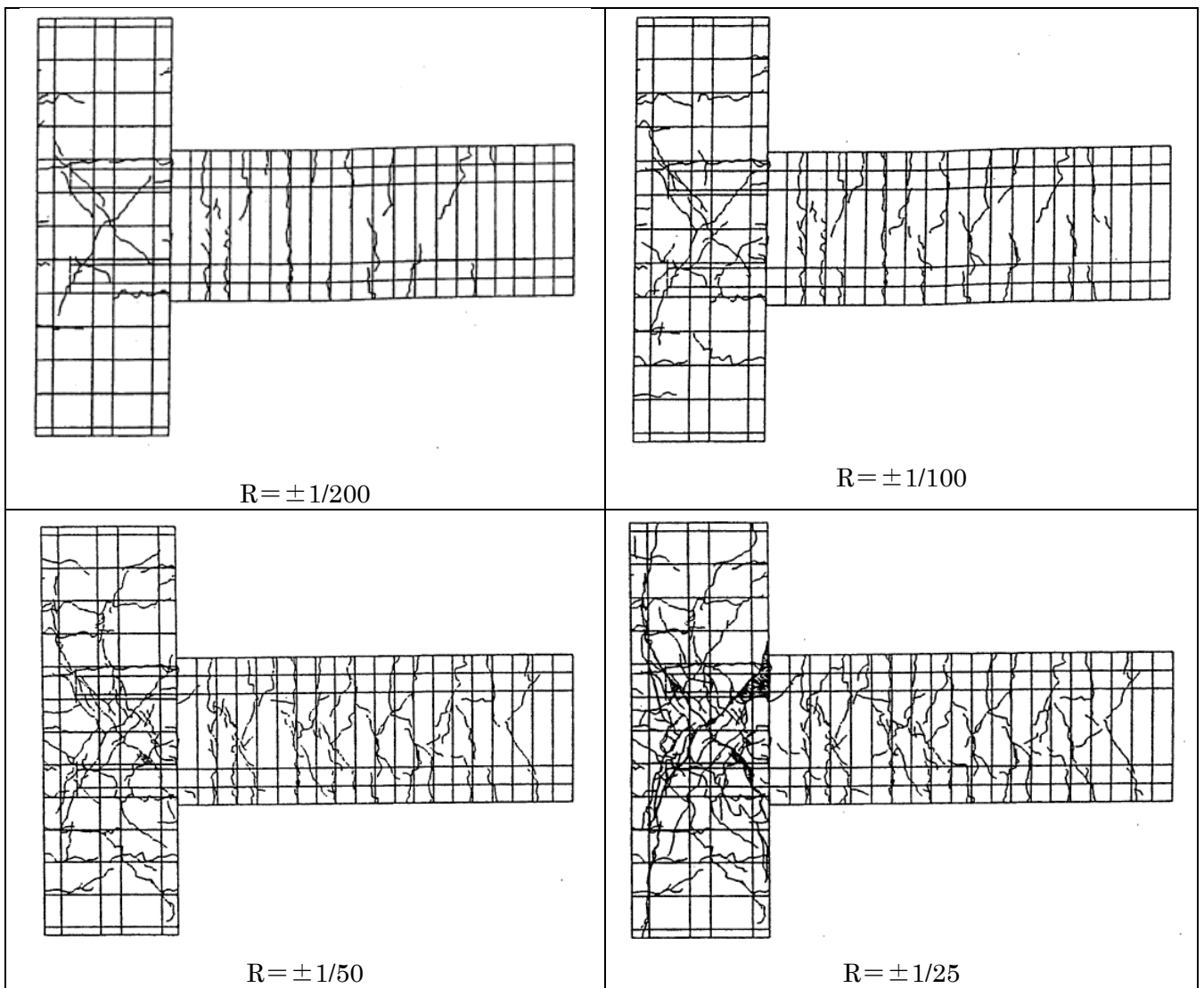


図 3.1.5.-12. 1999No.11 試験体ひび割れ図

2003No.1

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=1.369$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=3.162$ ,  $\beta_j=1.232$ (正加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=2.930$ ,  $\beta_j=1.194$ (負加力)

梁  $b \times D=450 \times 600$ (mm), 梁主筋 4-D29(USD685)上下

柱  $b \times D=550 \times 550$ (mm), 柱主筋 16-D25(USD685)

梁主筋定着長  $l_d=0.66D_c$ ,  $\sigma_B=95.3$ (N/mm<sup>2</sup>)

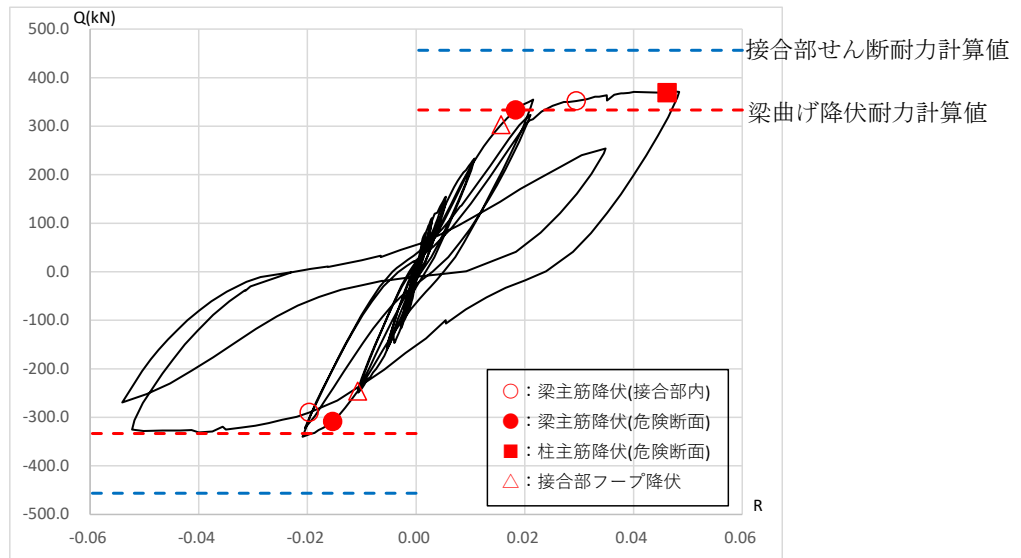
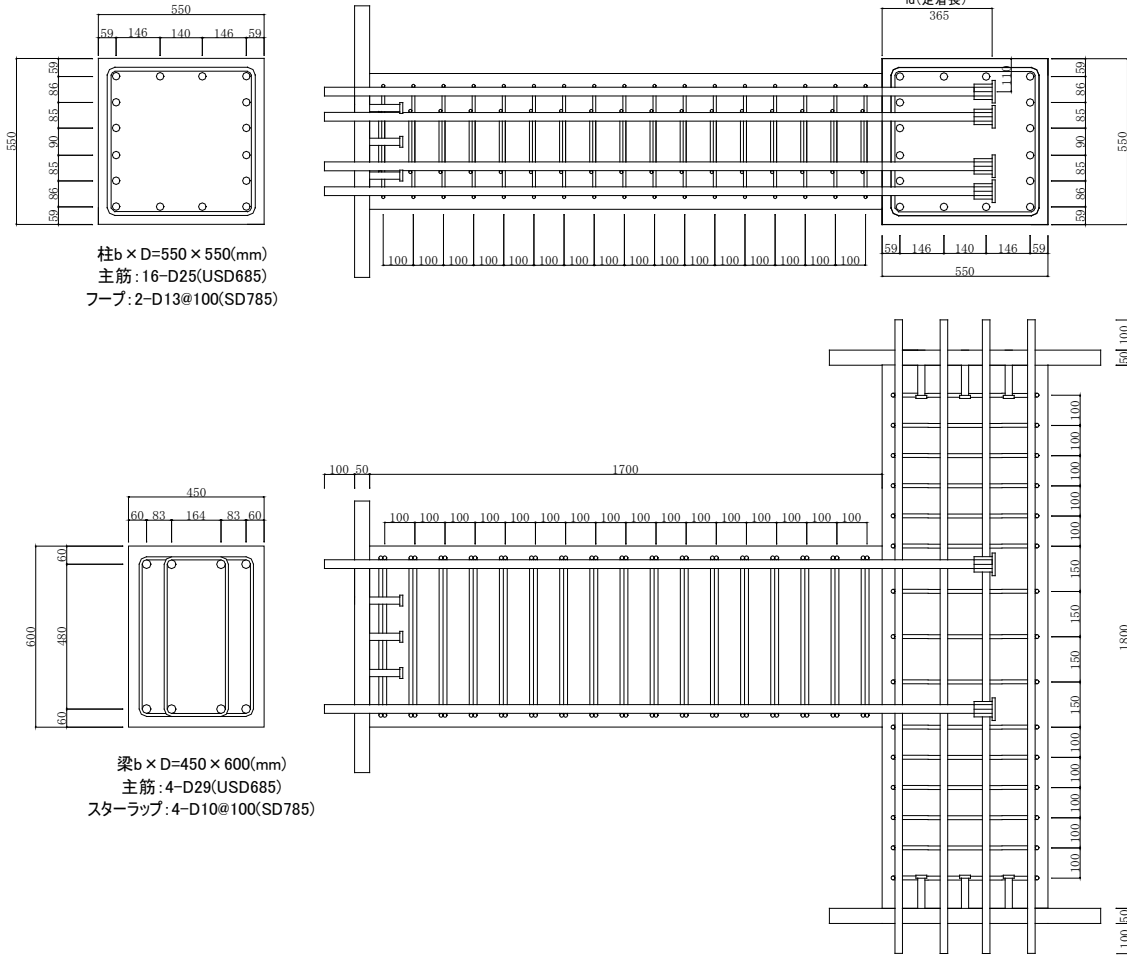


図 3.1.5.-13. 2003No.1 試験体概要及び Q-R 関係

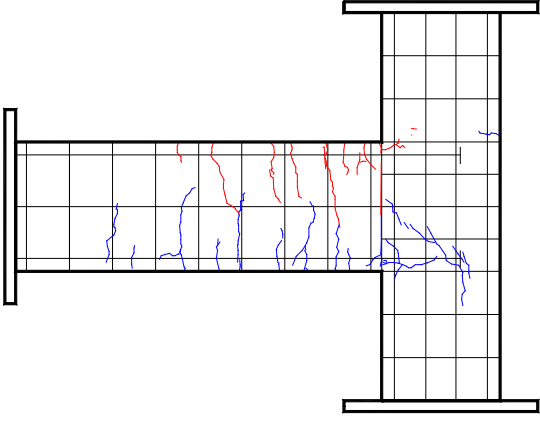

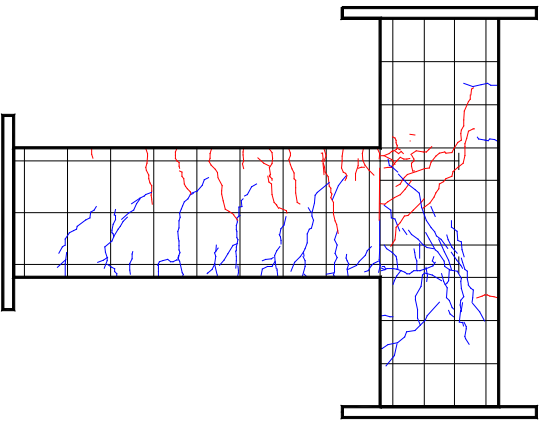
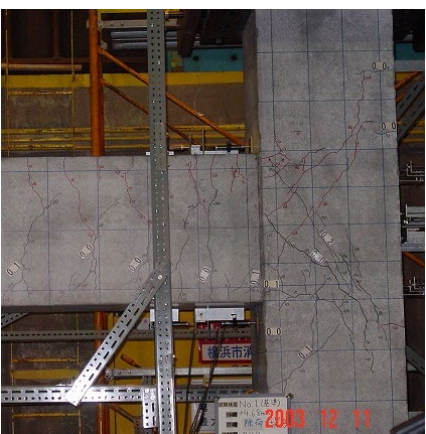
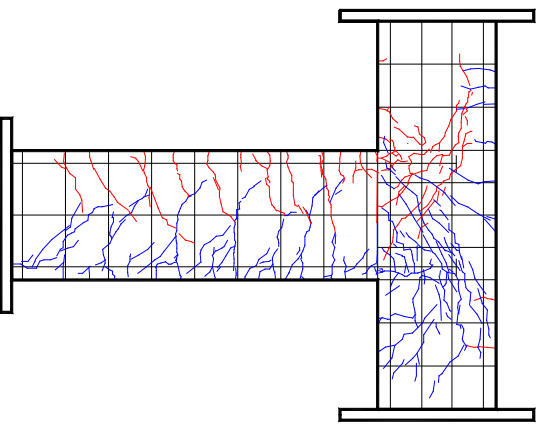
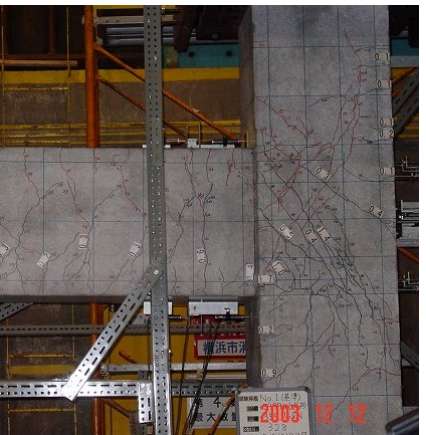
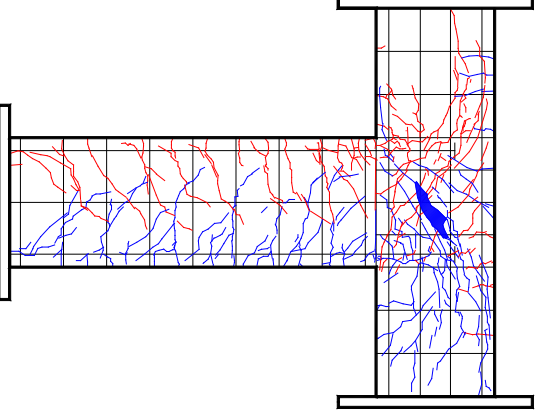

R=+1/200		
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/25		

图 3.1.5.-14. 2003No.1 試驗体損傷狀況

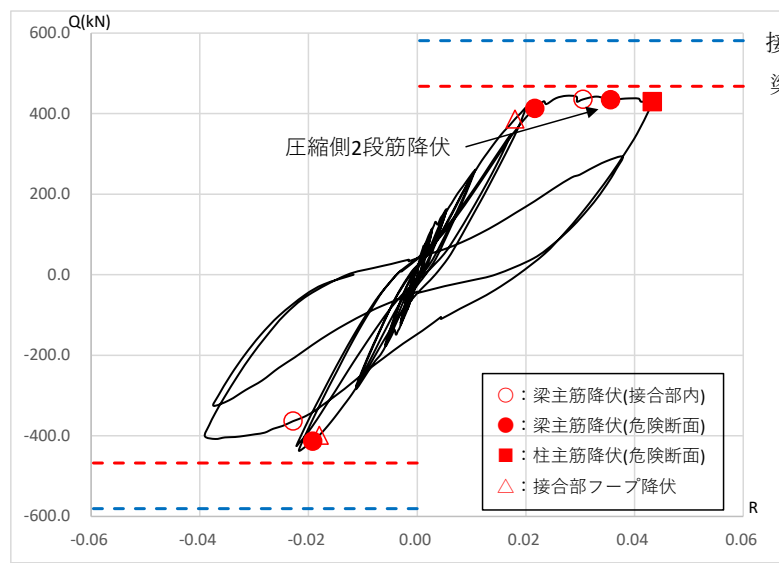
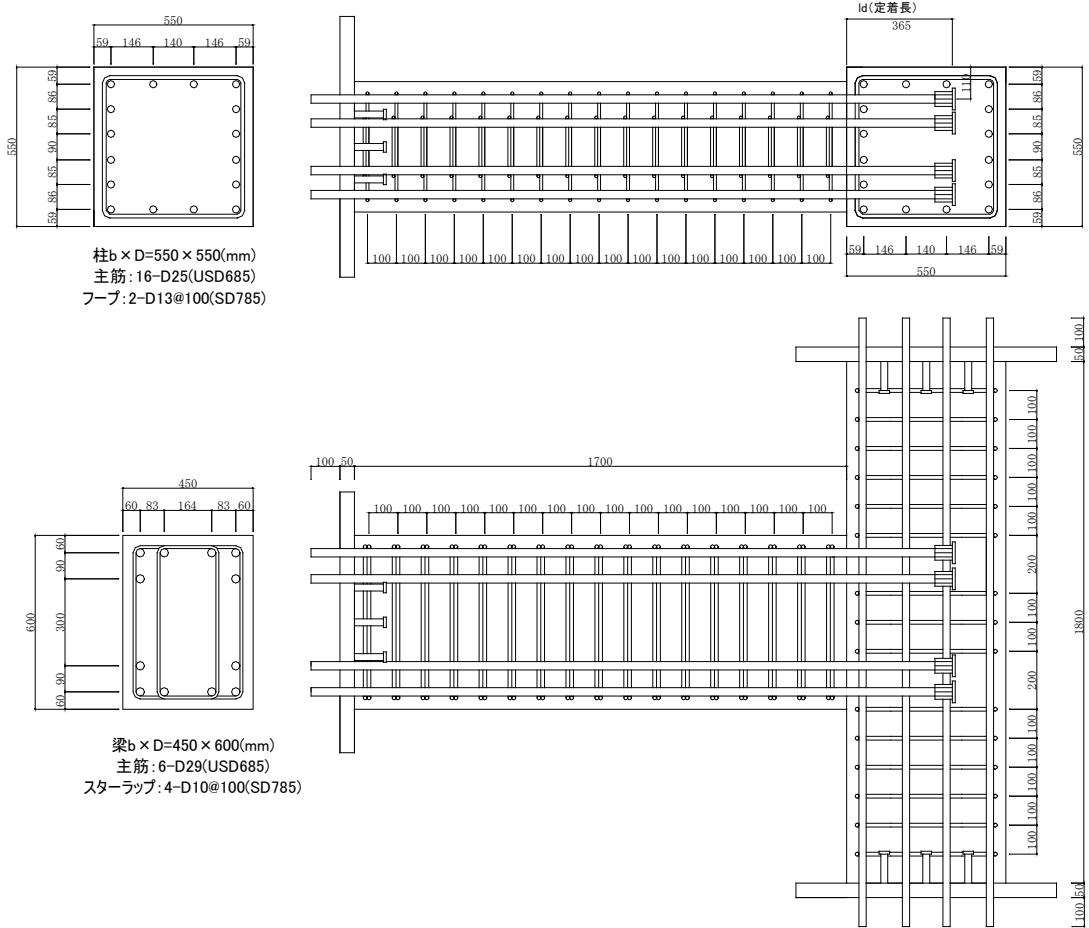
2003No.2

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=1.242$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=2.285$ (正加力),  $\beta_j=1.030$ (正加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=2.075$ (負加力),  $\beta_j=0.995$ (負加力)

梁  $b \times D=450 \times 600$ (mm), 梁主筋 6-D29(USD685)上下

柱  $b \times D=550 \times 550$ (mm), 柱主筋 16-D25(USD685)

梁主筋定着長  $l_d=0.66D_c$ ,  $\sigma_B=148.4$ (N/mm<sup>2</sup>)



接合部せん断耐力計算値  
 梁曲げ降伏耐力計算値

図 3.1.5.-15. 2003No.2 試験体概要及び Q-R 関係



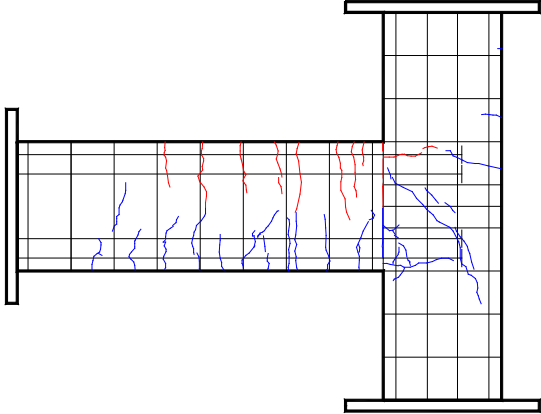
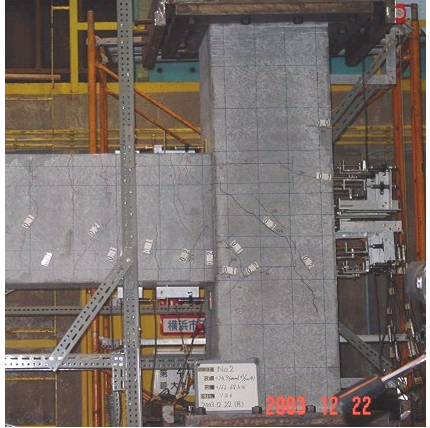
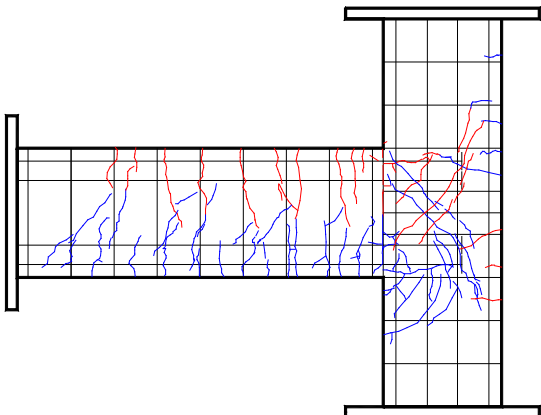

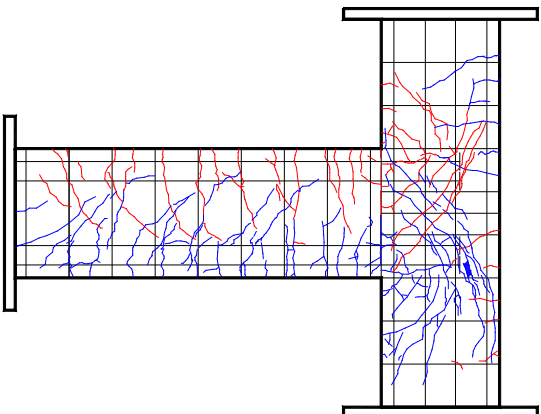
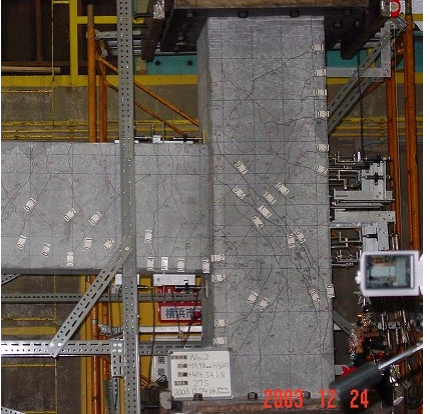
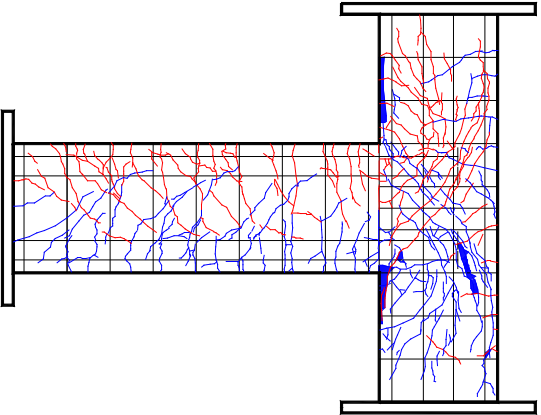
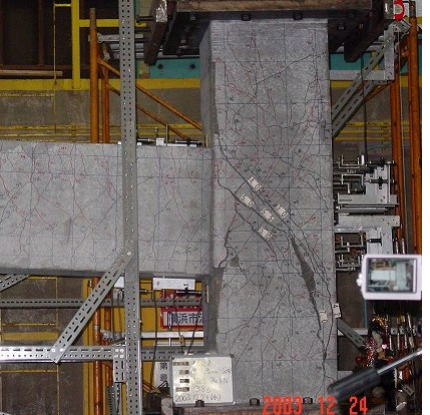
R=+1/200		
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/25		

图 3.1.5.-16. 2003No.2 試驗体損傷狀況

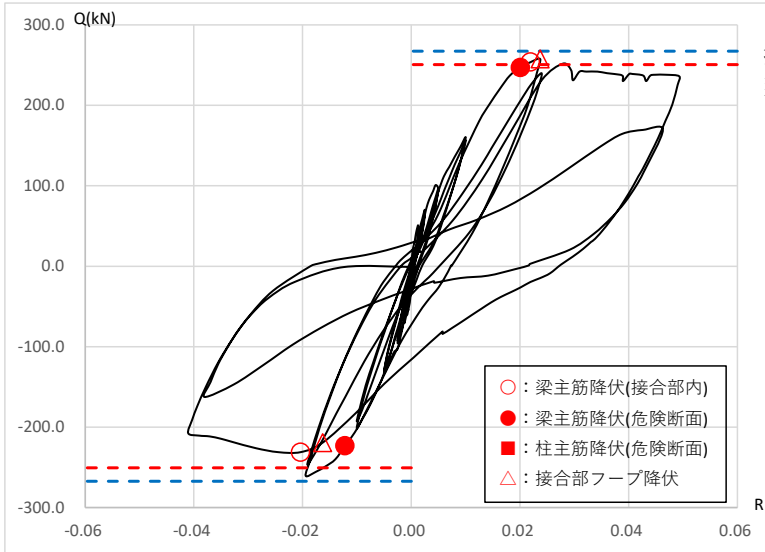
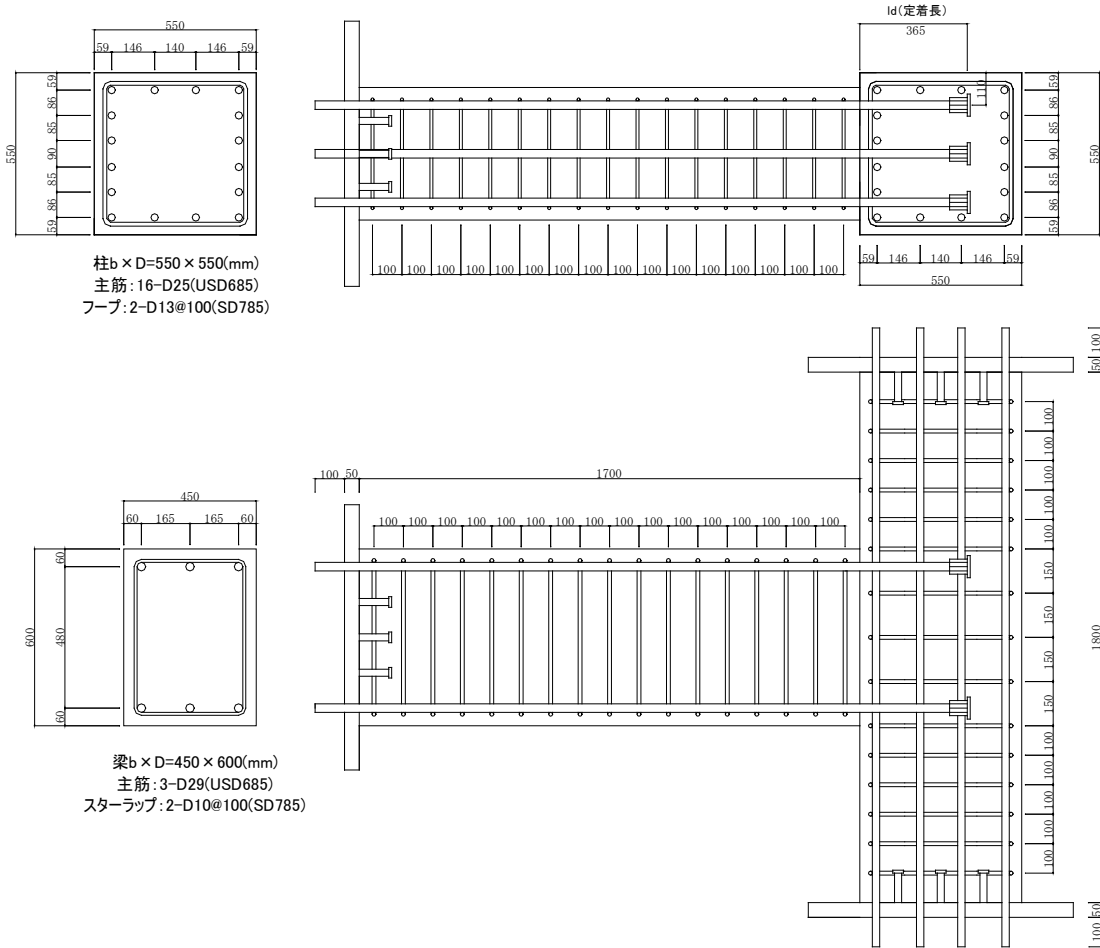
2003No.3

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=1.067$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=4.053$ (正加力),  $\beta_j=1.301$ (正加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=3.850$ (負加力),  $\beta_j=1.267$ (負加力)

梁  $b \times D=450 \times 600$ (mm), 梁主筋 3-D29(USD685)上下

柱  $b \times D=550 \times 550$ (mm), 柱主筋 16-D25(USD685)

梁主筋定着長  $l_d=0.66D_c$ ,  $\sigma_B=44.4$ (N/mm<sup>2</sup>)



接合部せん断耐力計算値  
 梁曲げ降伏耐力計算値

図 3.1.5.-17. 2003No.3 試験体概要及び Q-R 関係

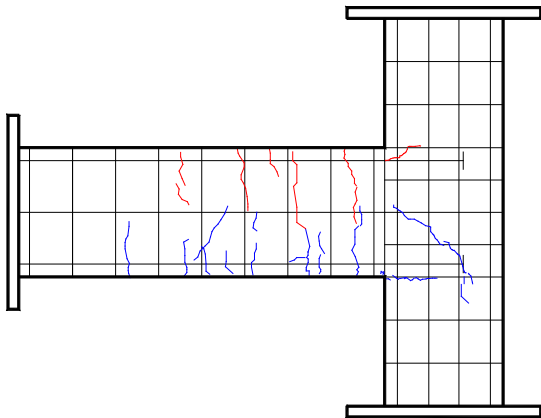

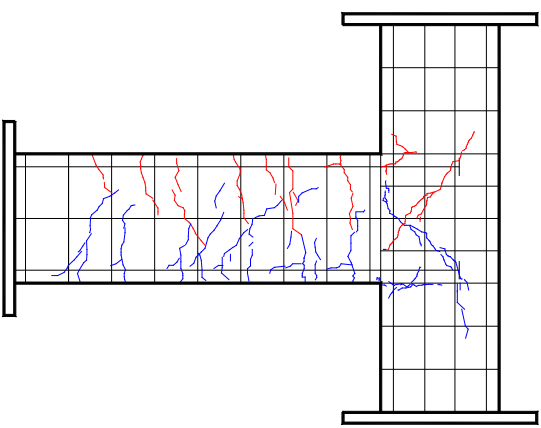
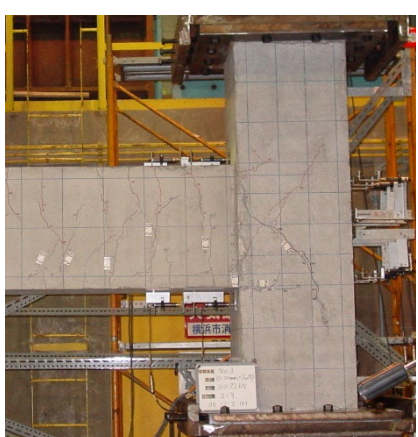
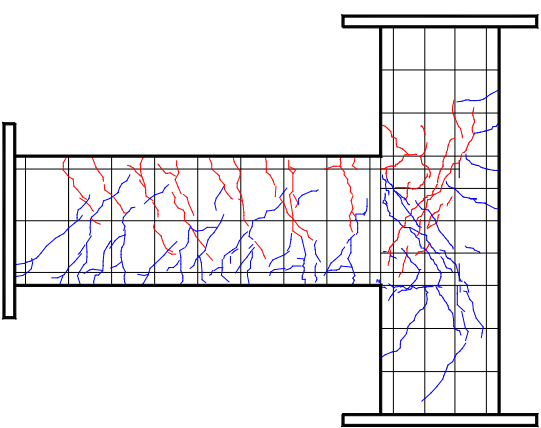
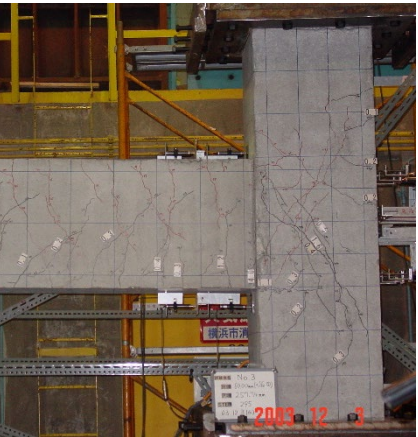
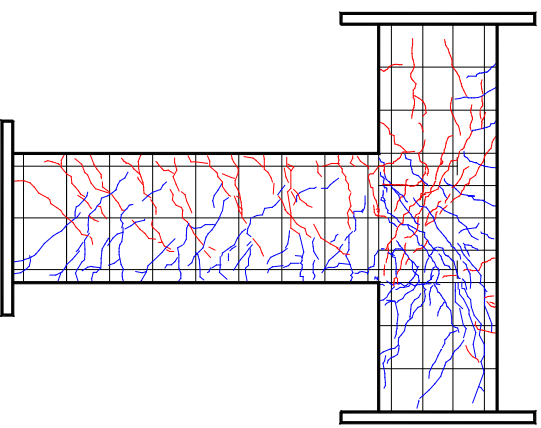

R=+1/200		
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/25		

图 3.1.5.-18. 2003No.3 試驗体損傷狀況

2003No.4

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=1.725$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=3.169$ (正加力),  $\beta_j=1.370$ (正加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=2.912$ (負加力),  $\beta_j=1.317$ (負加力)

梁  $b \times D=450 \times 600$ (mm), 梁主筋 4-D29(USD685)上下

柱  $b \times D=550 \times 550$ (mm), 柱主筋 16-D25(USD685)

梁主筋定着長  $l_d=0.84D_c$ ,  $\sigma_B=95.3$ (N/mm<sup>2</sup>)

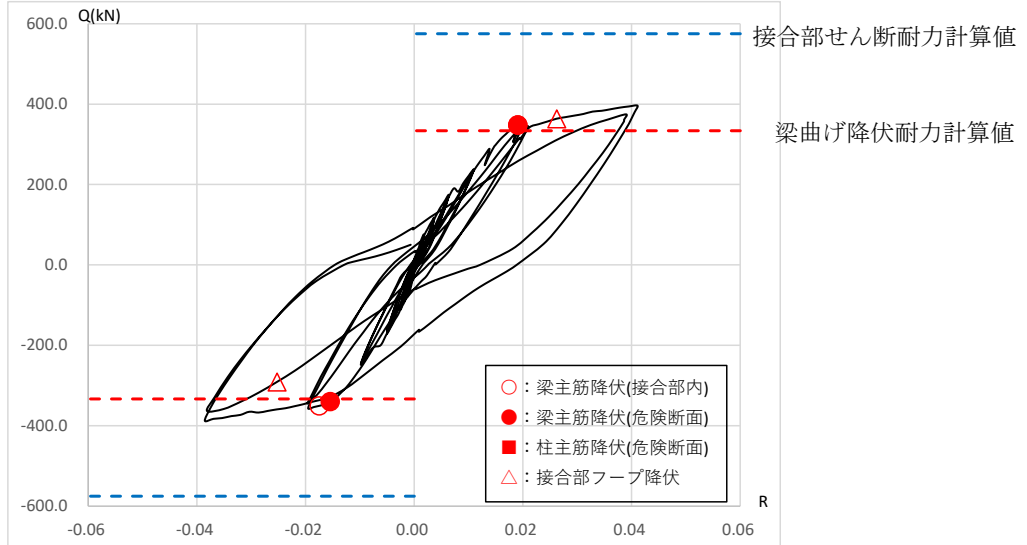
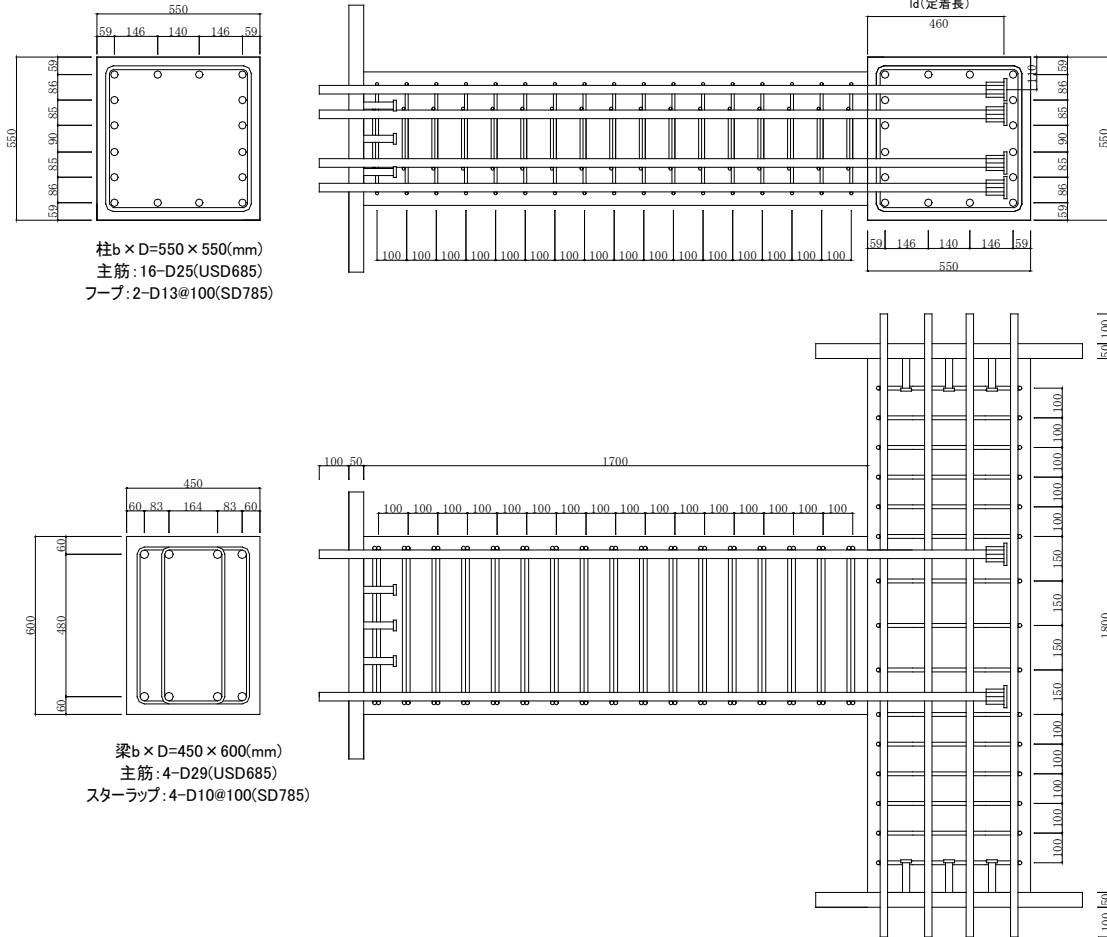


図 3.1.5.-19. 2003No.4 試験体概要及び Q-R 関係



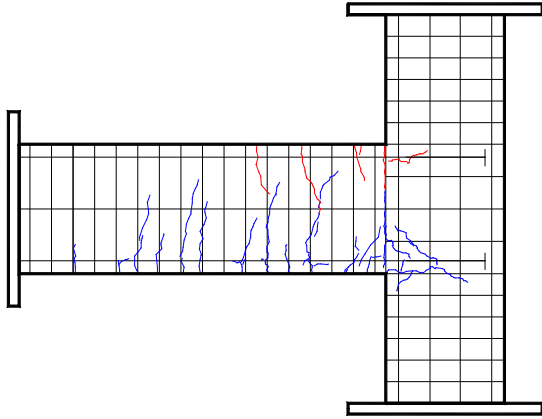

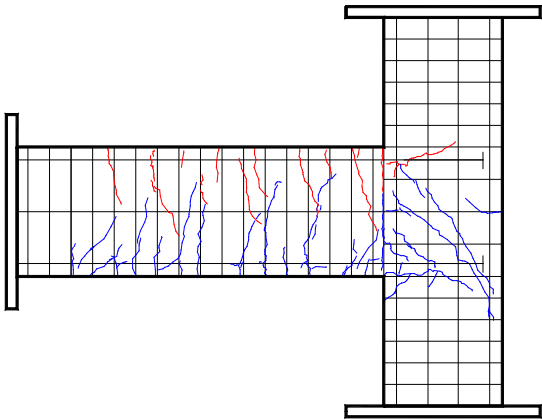

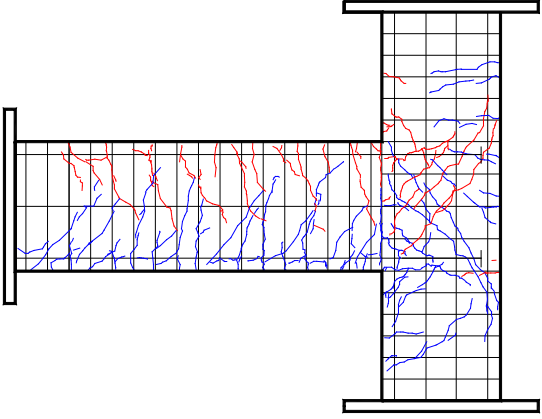

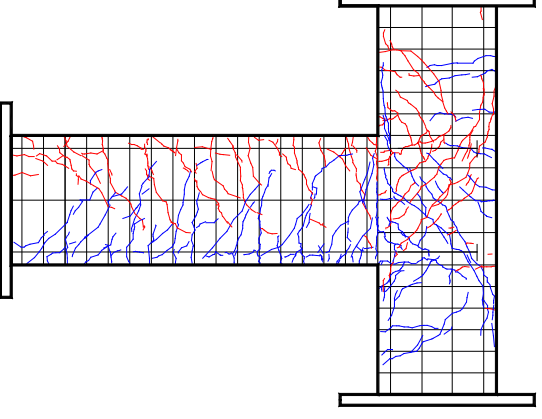
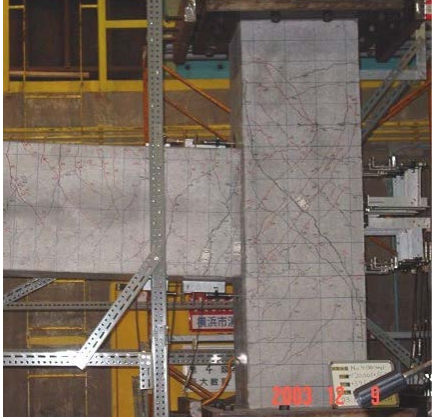
R=+1/200		
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/25		

图 3.1.5.-20. 2003No.4 試驗体損傷狀況

2003No.5

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=1.031$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=3.148$ (正加力),  $\beta_j=1.102$ (正加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=2.936$ (負加力),  $\beta_j=1.075$ (負加力)

梁  $b \times D=450 \times 600$ (mm), 梁主筋 4-D29(USD685)上下

柱  $b \times D=550 \times 550$ (mm), 柱主筋 16-D25(USD685)

梁主筋定着長  $l_d=0.50D_c$ ,  $\sigma_B=95.3$ (N/mm<sup>2</sup>)

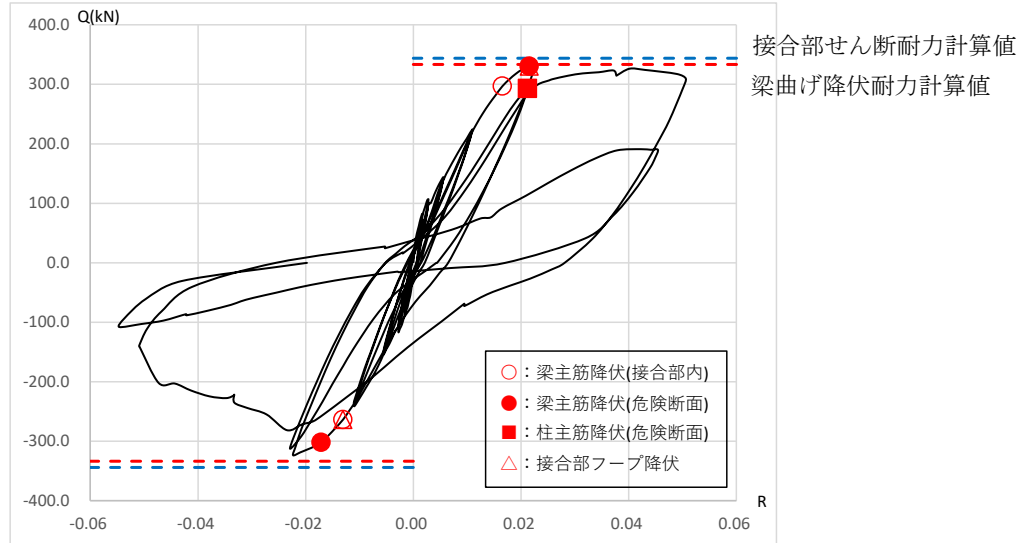
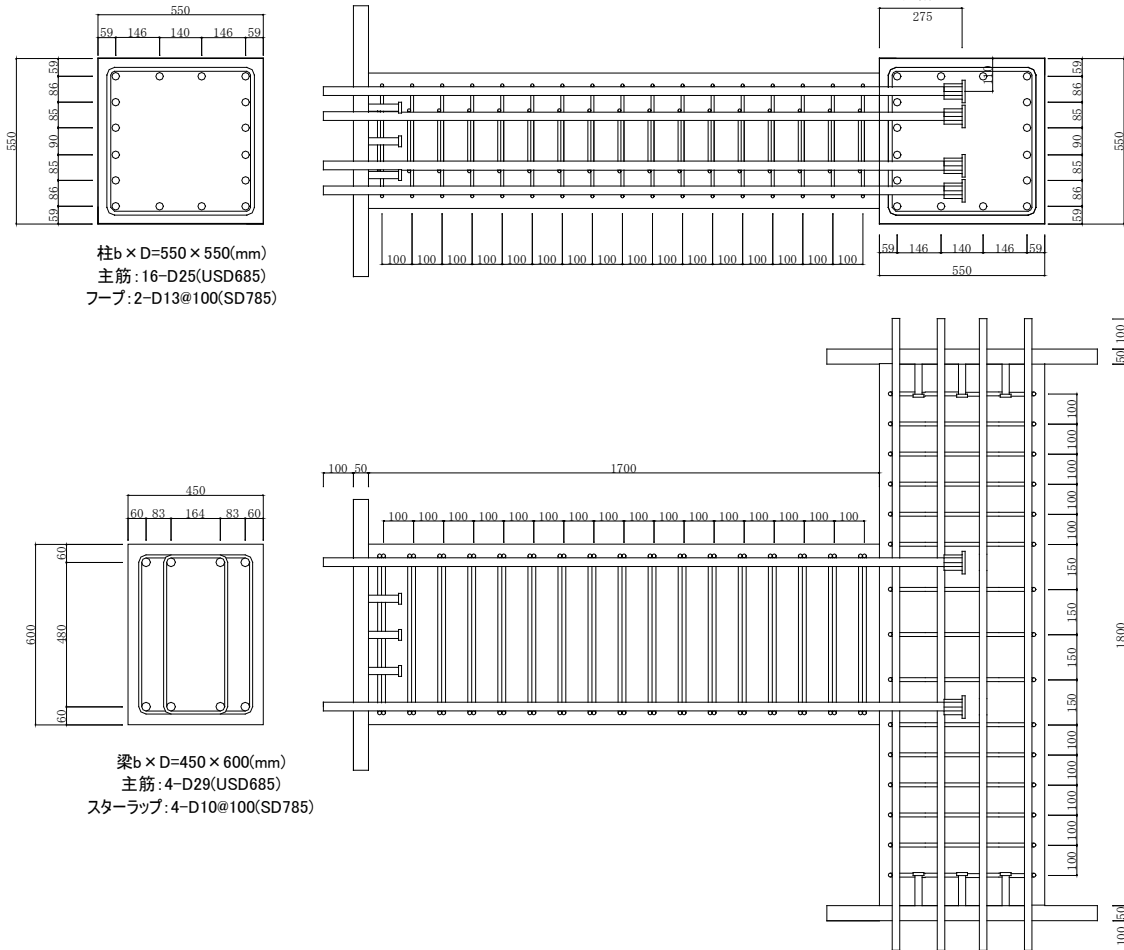


図 3.1.5-21. 2003No.5 試験体概要及び Q-R 関係

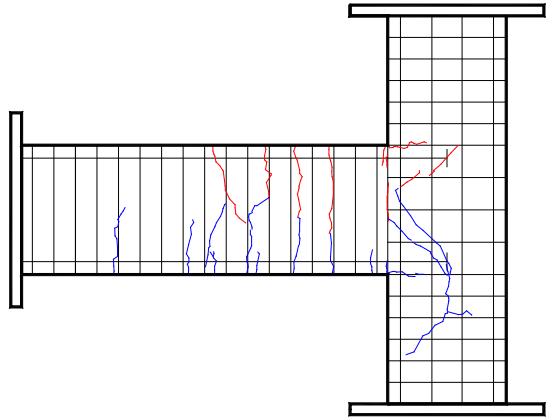

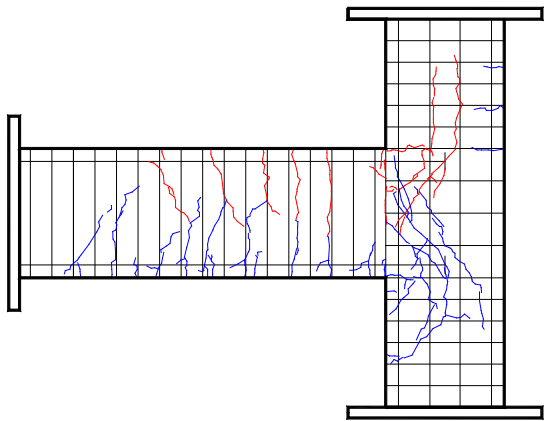

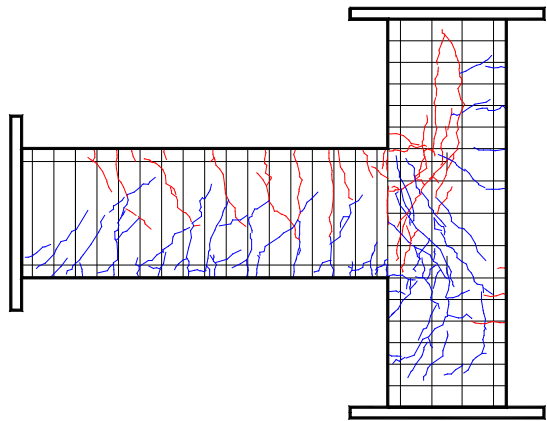

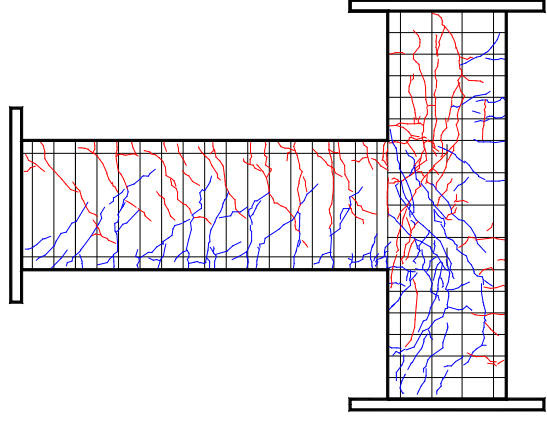

R=+1/200		
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/25		

图 3.1.5.-22. 2003No.5 試験体損傷状況

2004No.6

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=0.581$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.597$ (正加力),  $\beta_j=0.775$ (正加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.464$ (負加力),  $\beta_j=0.753$ (負加力)

梁  $b \times D=450 \times 600$ (mm), 梁主筋 7-D29(SD980 相当)上下

柱  $b \times D=550 \times 550$ (mm), 柱主筋 20-D25(USD685)

梁主筋定着長  $l_d=0.66D_c$ ,  $\sigma_B=106.3$ (N/mm<sup>2</sup>)

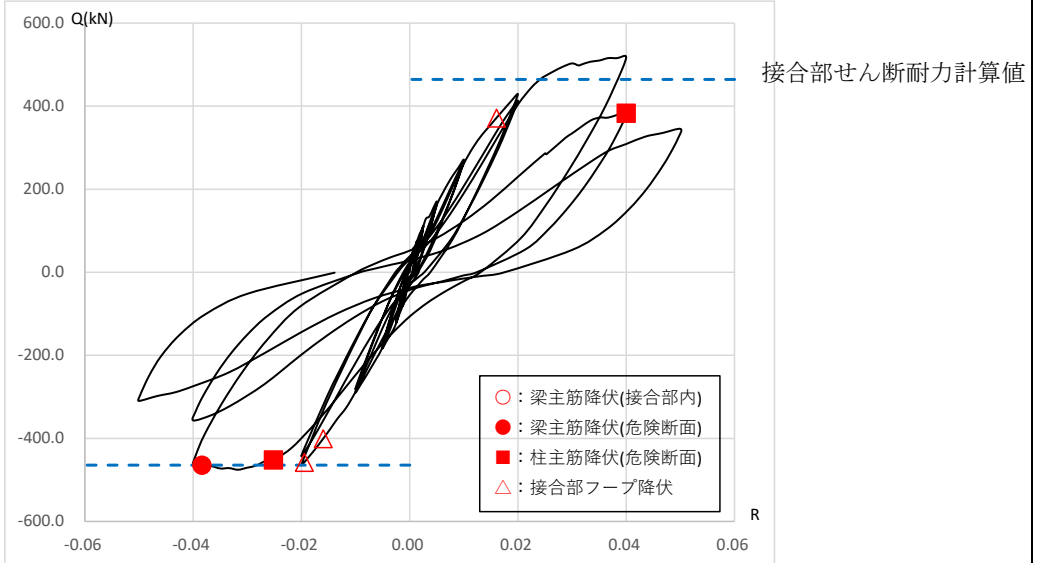
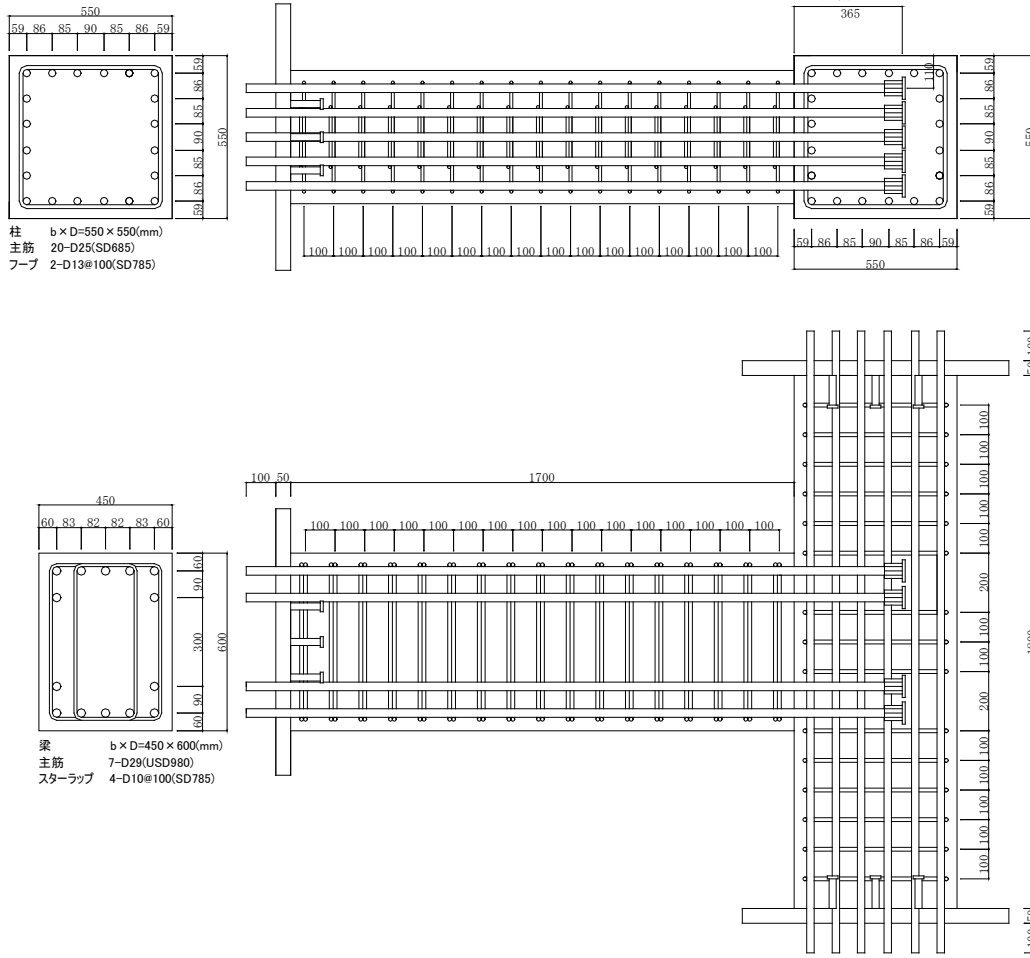


図 3.1.5.-23. 2004No.6 試験体概要及び Q-R 関係



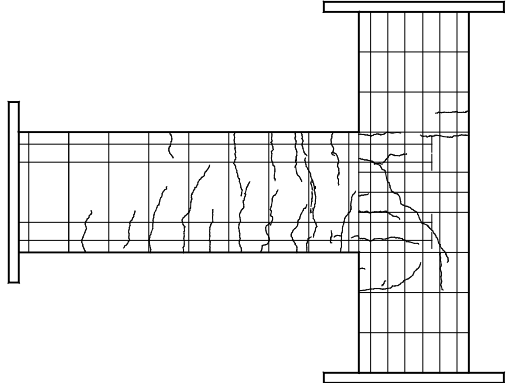

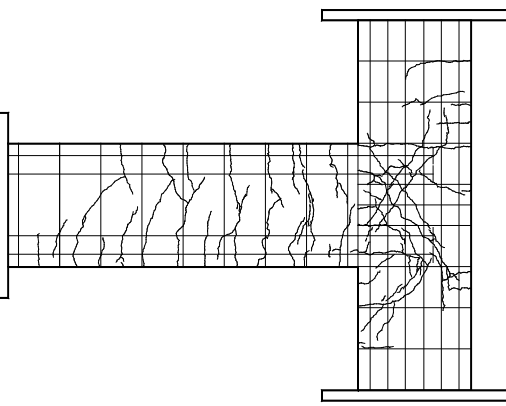

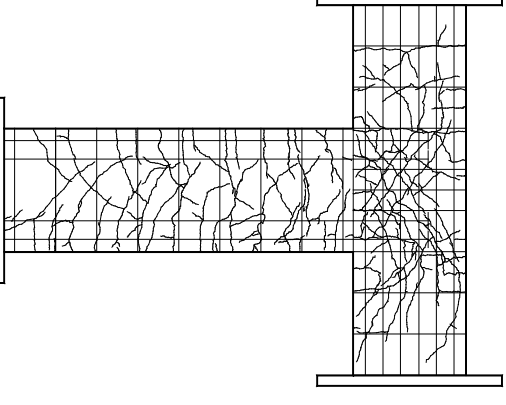
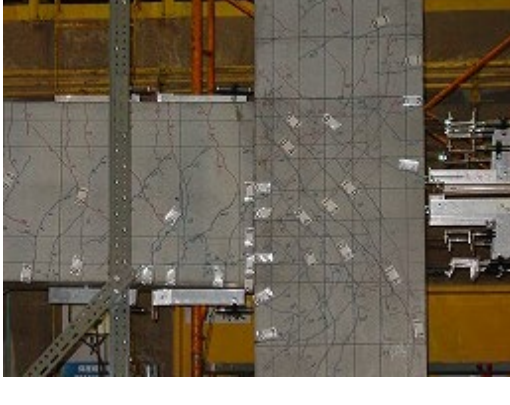
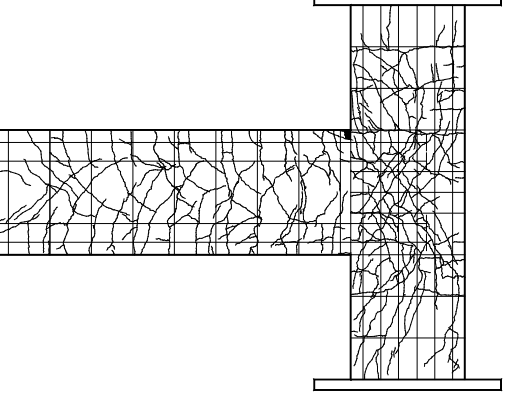
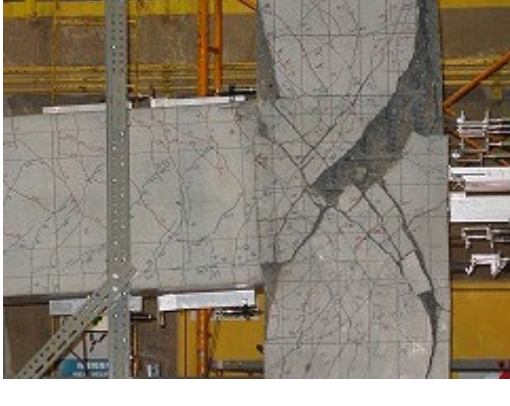
R=+1/200		
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/25		

图 3.1.5.-24. 2004No.6 試驗体損傷狀況

2004No.7

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=0.698$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.601$ (正加力),  $\beta_j=0.812$ (負加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.463$ (負加力),  $\beta_j=0.790$ (負加力)

梁  $b \times D=450 \times 600$ (mm), 梁主筋 7-D29(SD980 相当)上下

柱  $b \times D=550 \times 550$ (mm), 柱主筋 20-D25(USD685)

梁主筋定着長  $l_d=0.66D_c$ ,  $\sigma_B=138.8$ (N/mm<sup>2</sup>)

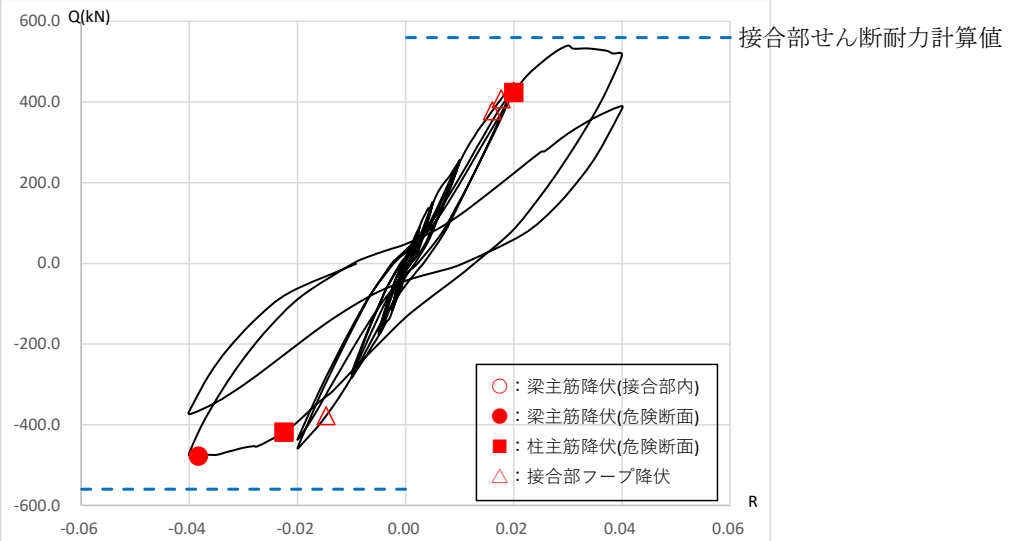
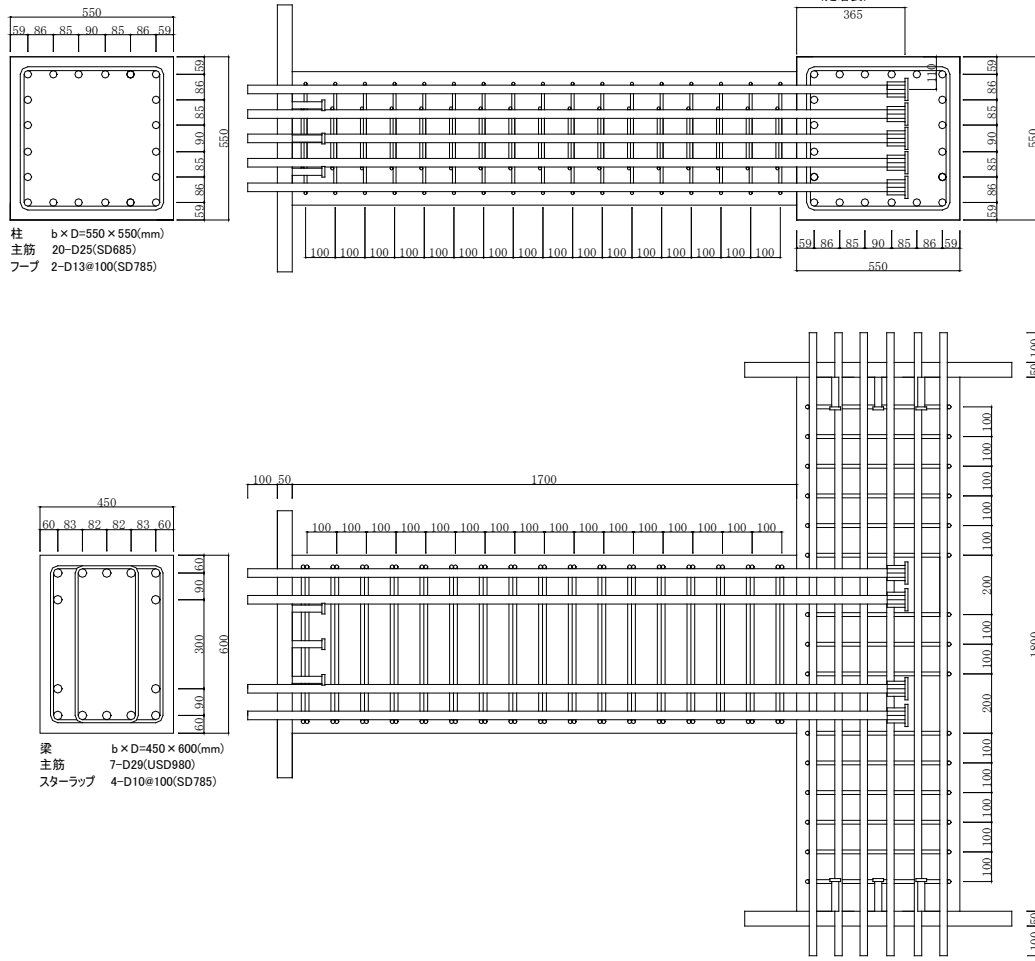


図 3.1.5.-25. 2004No.7 試験体概要及び Q-R 関係

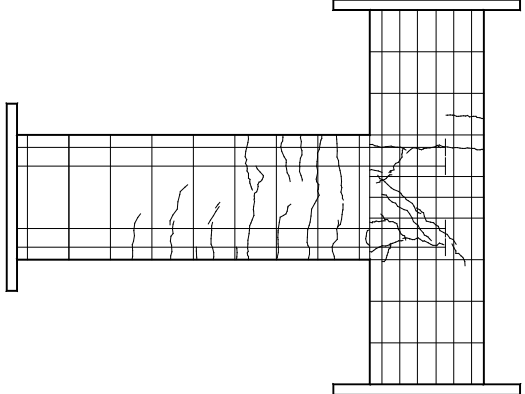
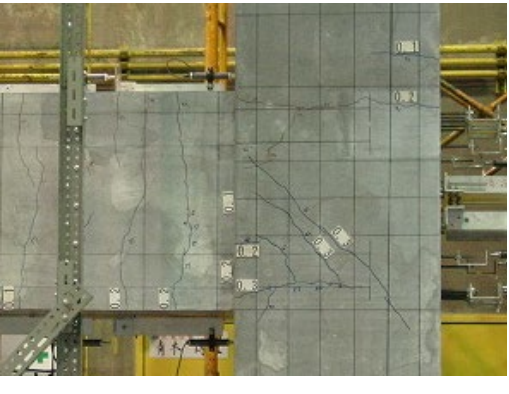
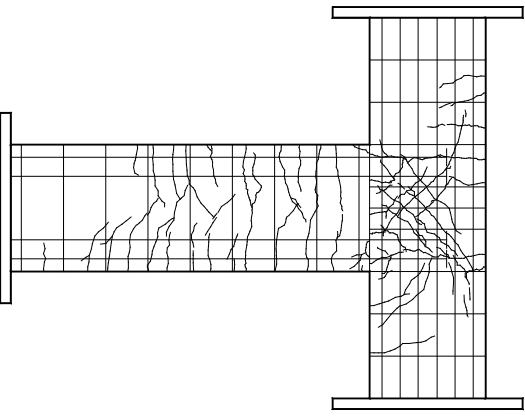
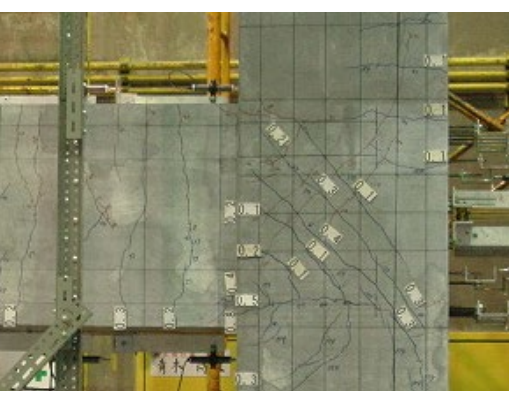
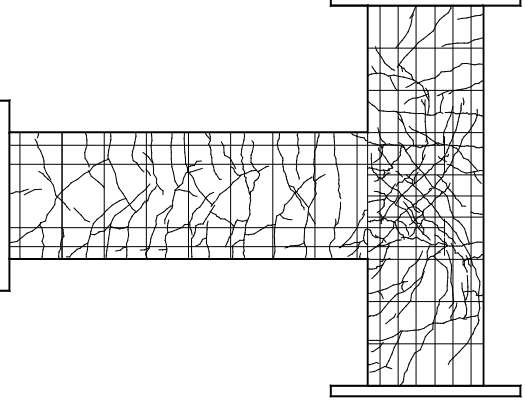
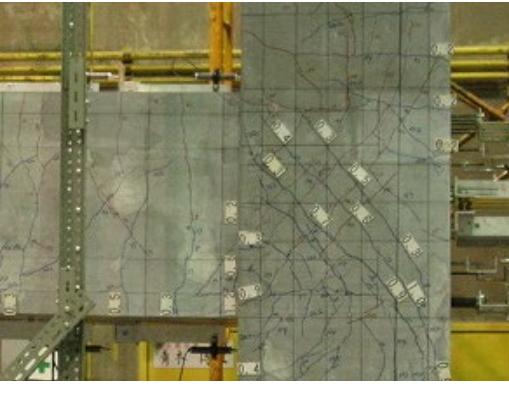
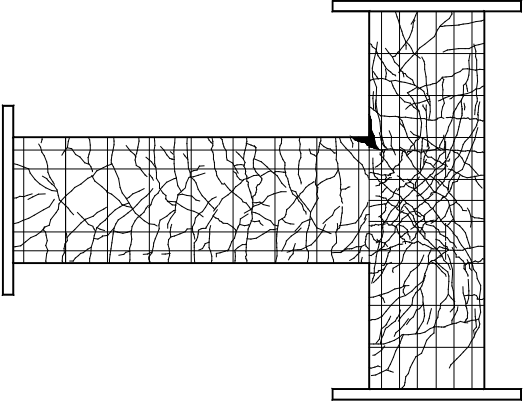

R=+1/200		
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/25		

图 3.1.5.-26. 2004No.7 試験体損傷状況

2004No.8

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=0.340$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.571$ (正加力),  $\beta_j=0.573$ (正加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.484$ (負加力),  $\beta_j=0.559$ (負加力)

梁  $b \times D=450 \times 600$ (mm), 梁主筋 7-D29(SD980 相当)上下

柱  $b \times D=550 \times 550$ (mm), 柱主筋 20-D25(USD685)

梁主筋定着長  $l_d=0.66D_c$ ,  $\sigma_B=47.4$ (N/mm<sup>2</sup>)

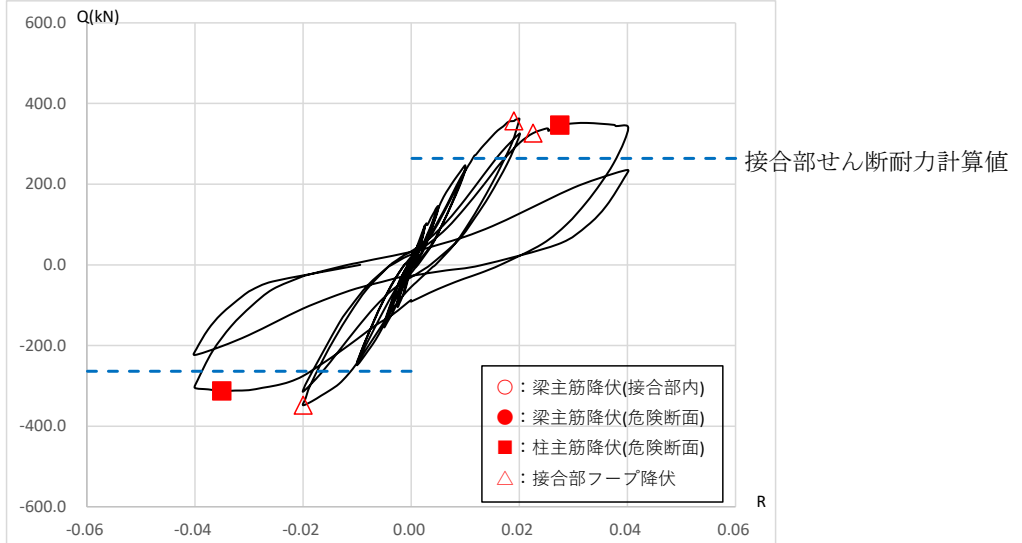
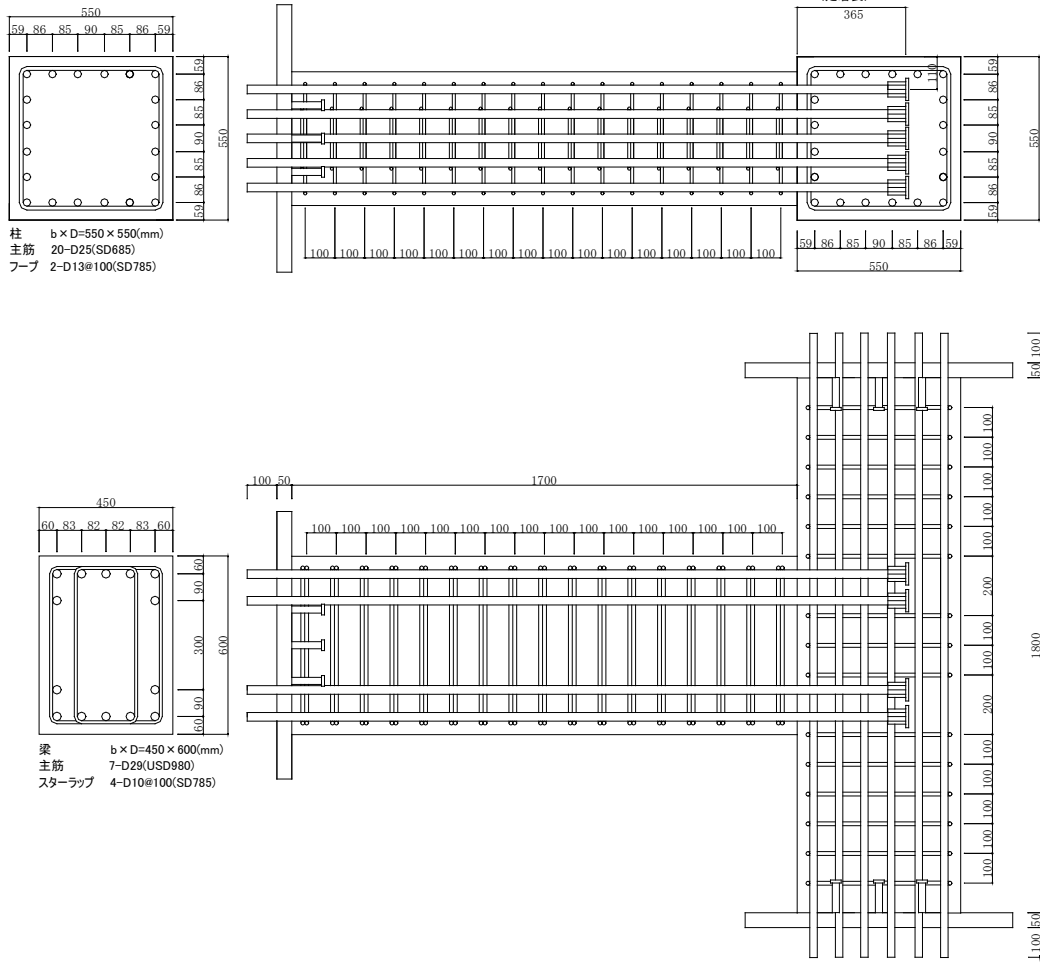


図 3.1.5.-27. 2004No.8 試験体概要及び Q-R 関係



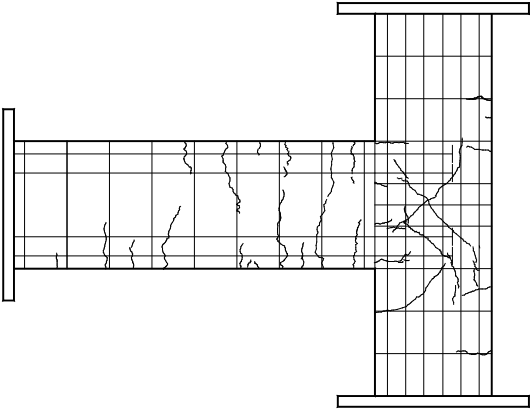

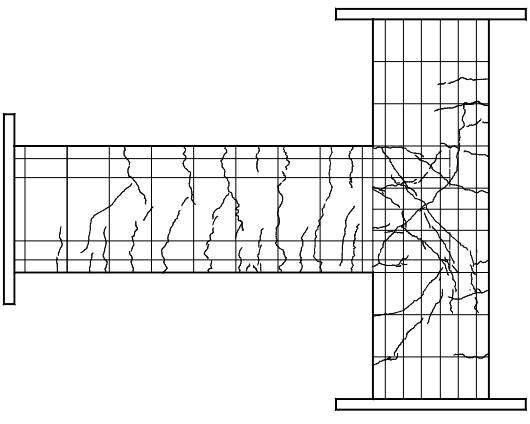

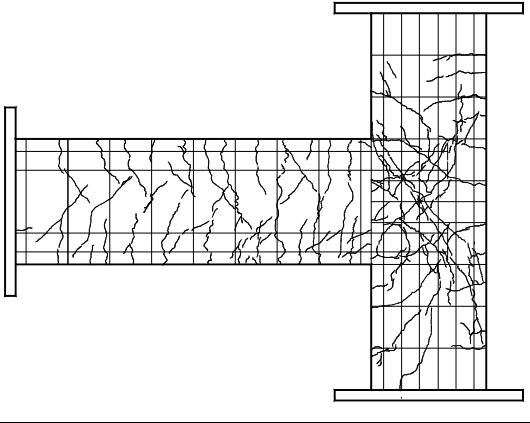

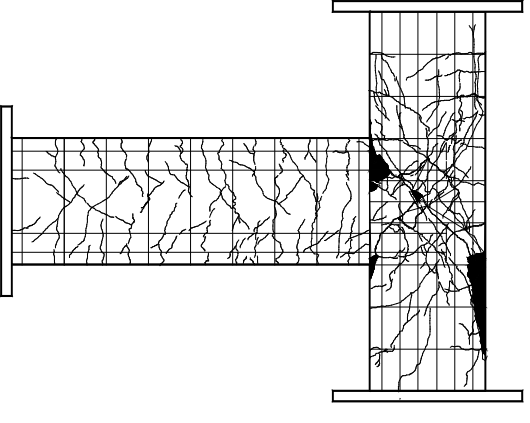

R=+1/200		
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/25		

图 3.1.5.-28. 2004No.8 試験体損傷状況

2004No.9

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=0.730$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.608$ (正加力),  $\beta_j=0.845$ (正加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.450$ (負加力),  $\beta_j=0.812$ (負加力)

梁  $b \times D=450 \times 600$ (mm), 梁主筋 7-D29(USD980 相当)上下

柱  $b \times D=550 \times 550$ (mm), 柱主筋 20-D25(USD685)

梁主筋定着長  $l_d=0.84D_c$ ,  $\sigma_B=105.9$ (N/mm<sup>2</sup>)

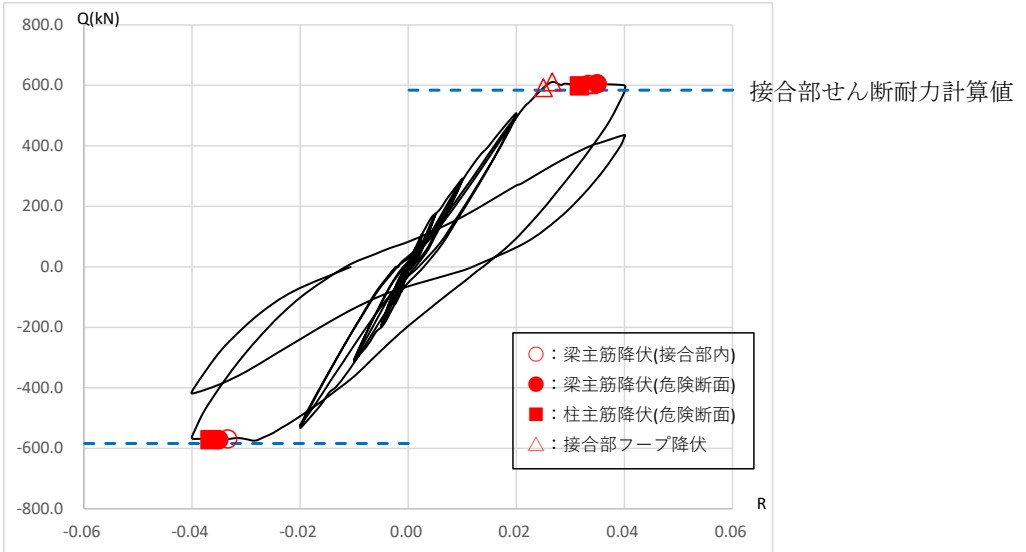
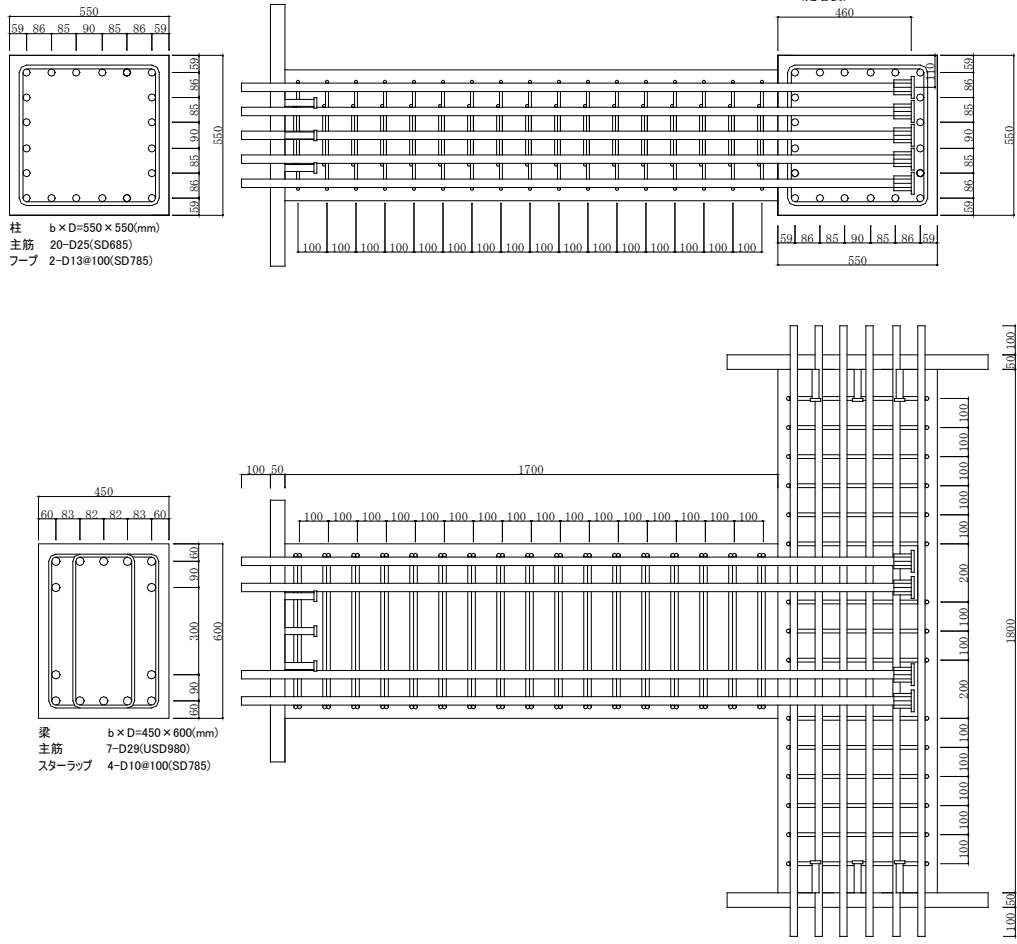


図 3.1.5.-29. 2004No.9 試験体概要及び Q-R 関係

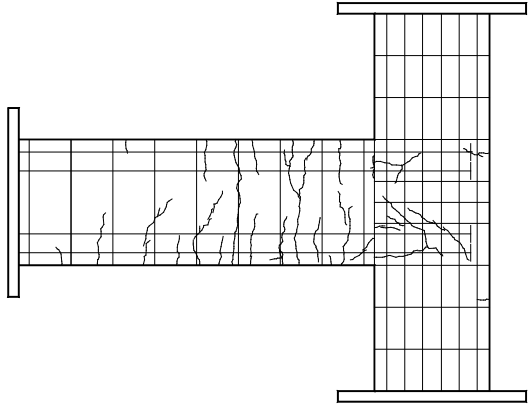
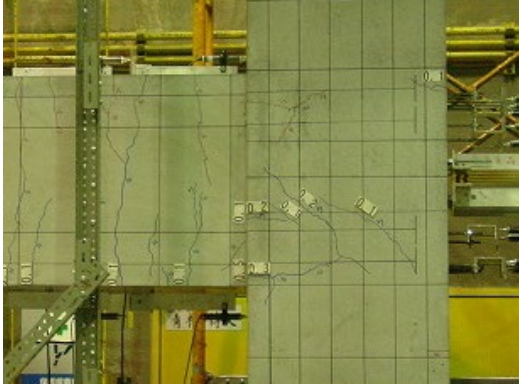
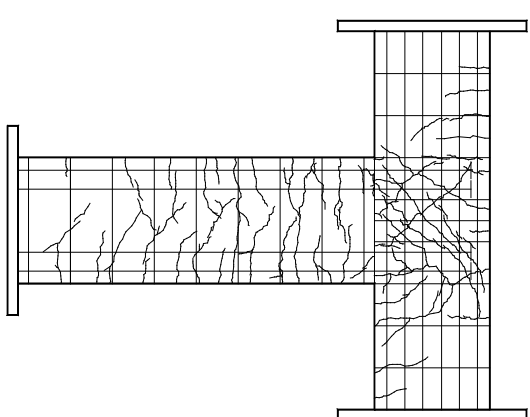
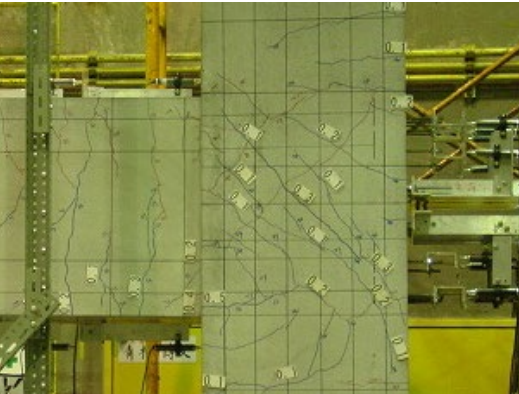
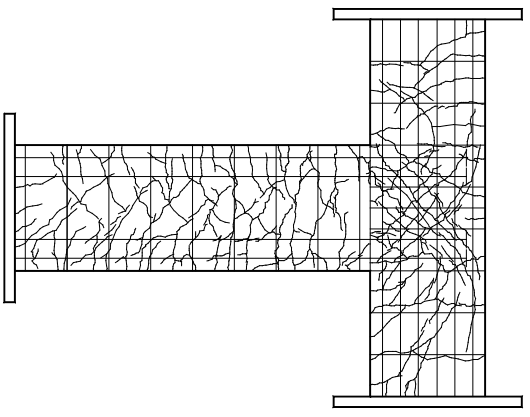
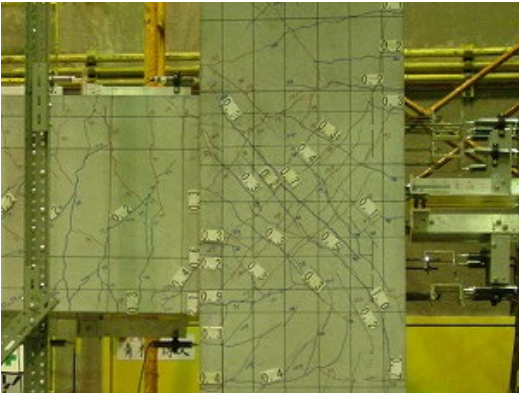
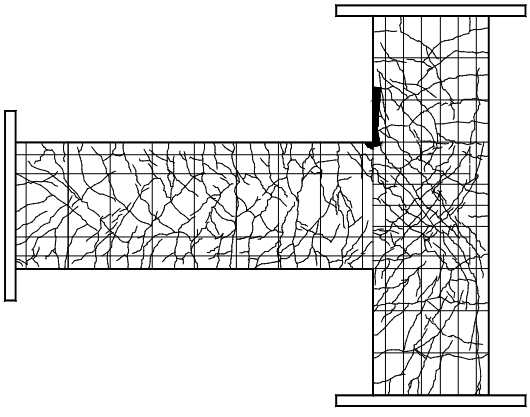

<p>R=+1/200</p>		
<p>R=+1/100</p>		
<p>R=+1/50</p>		
<p>R=+1/25</p>		

图 3.1.5.-30. 2004No.9 試験体損傷状況

2004No.10

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=0.442$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.593$ (正加力),  $\beta_j=0.711$ (正加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.467$ (負加力),  $\beta_j=0.696$ (負加力)

梁  $b \times D=450 \times 600$ (mm), 梁主筋 7-D29(SD980 相当)上下

柱  $b \times D=550 \times 550$ (mm), 柱主筋 20-D25(USD685)

梁主筋定着長  $l_d=0.50D_c$ ,  $\sigma_B=108.0$ (N/mm<sup>2</sup>)

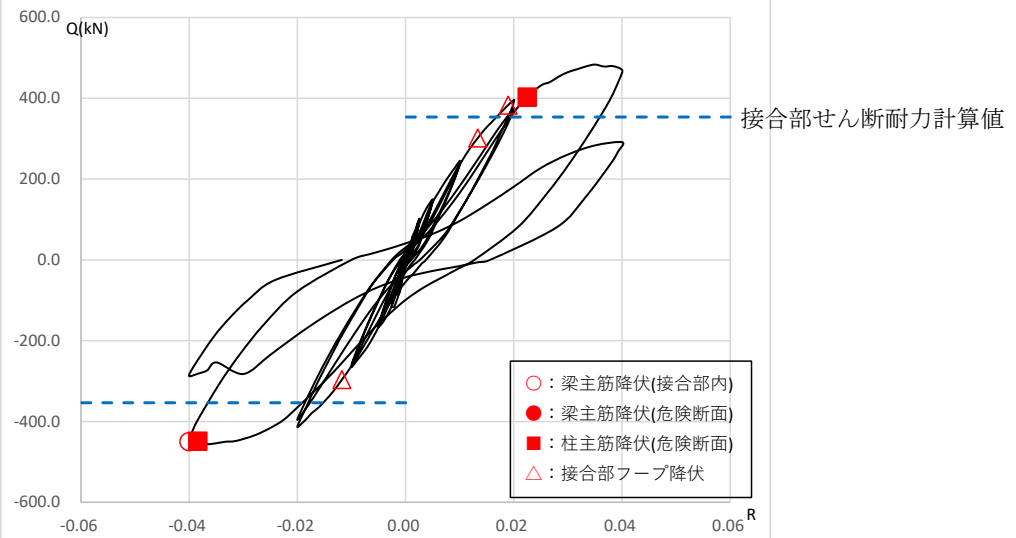
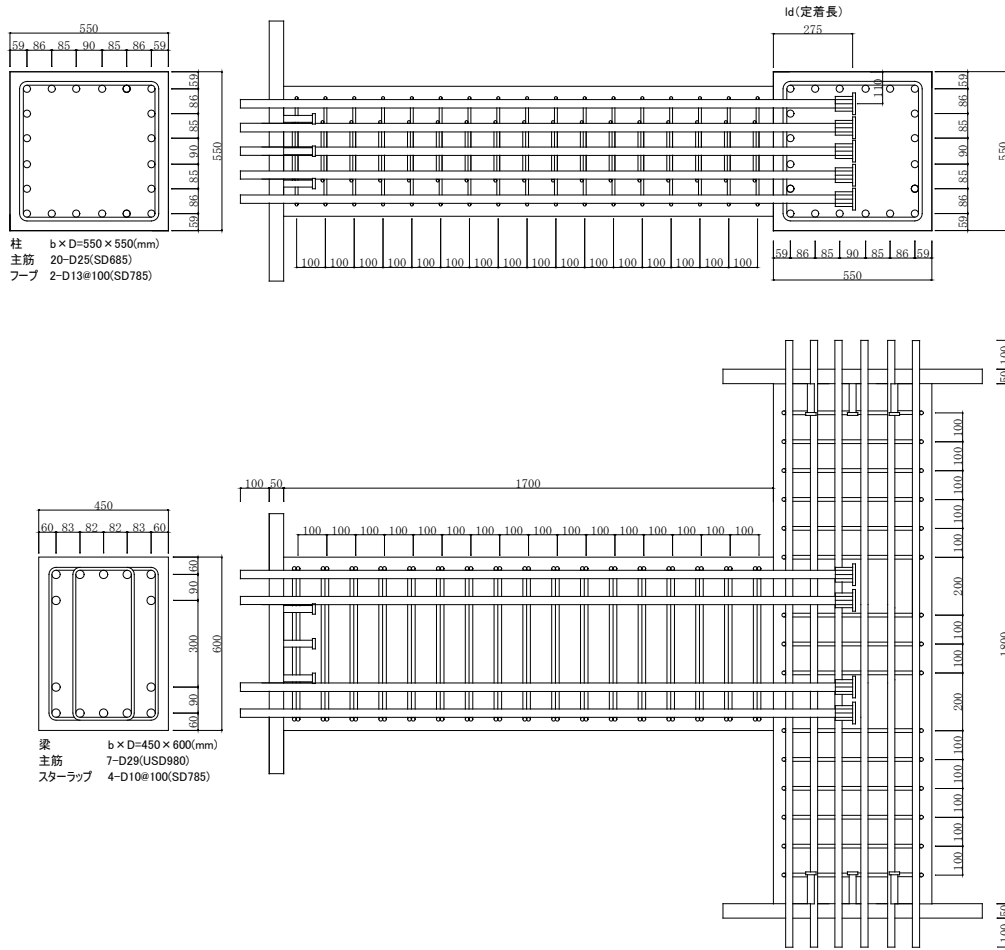


図 3.1.5.-31. 2004No.10 試験体概要及び Q-R 関係



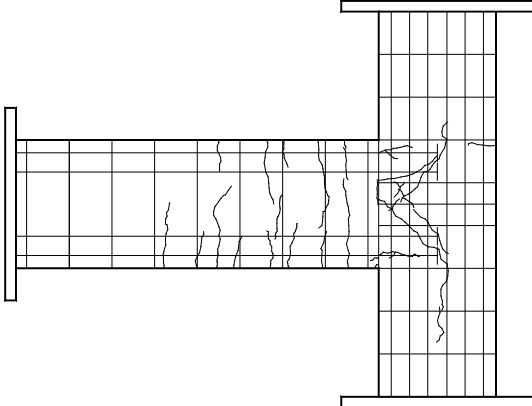
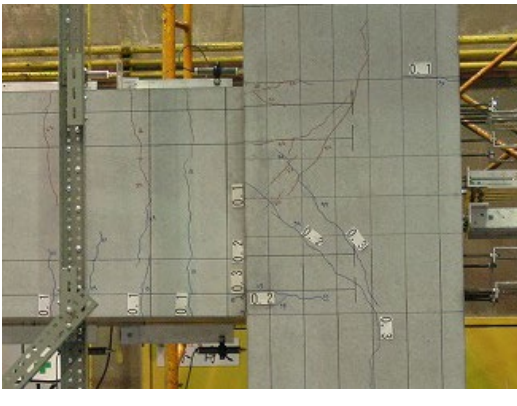
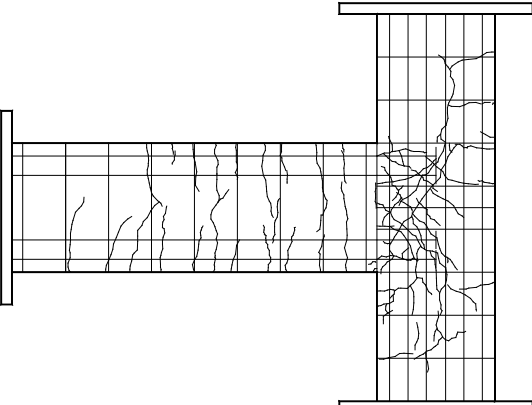
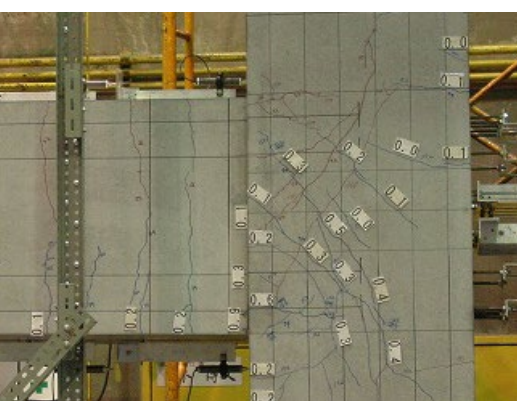
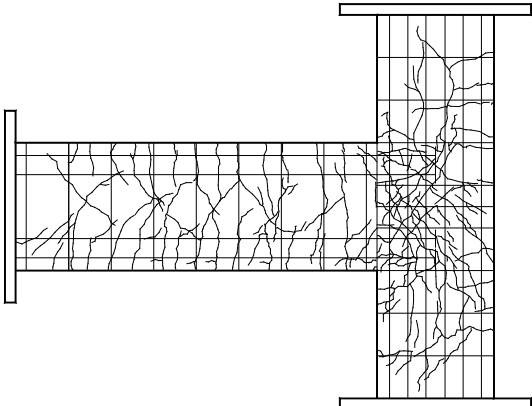

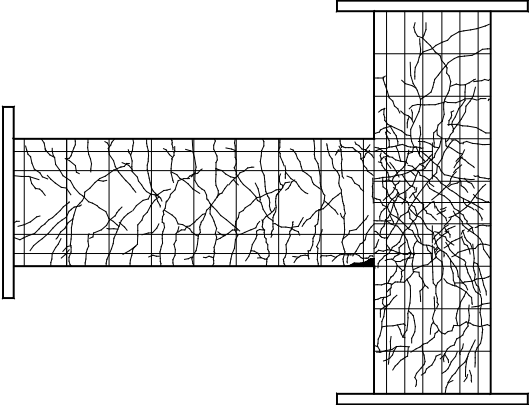
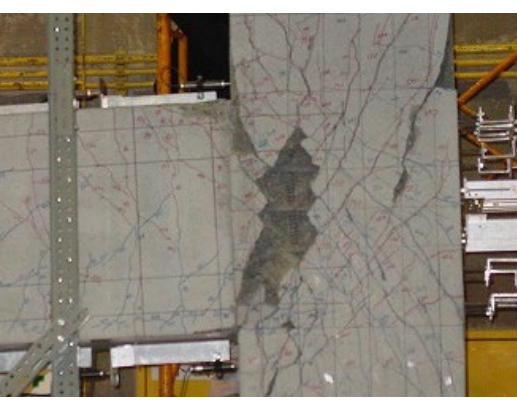
<p>R=+1/200</p>		
<p>R=+1/100</p>		
<p>R=+1/50</p>		
<p>R=+1/25</p>		

図 3.1.5.-32. 2004No.10 試験体損傷状況

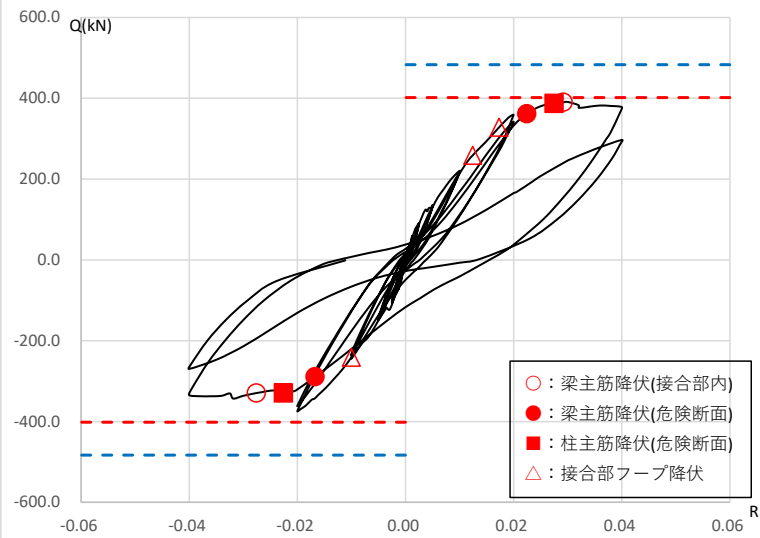
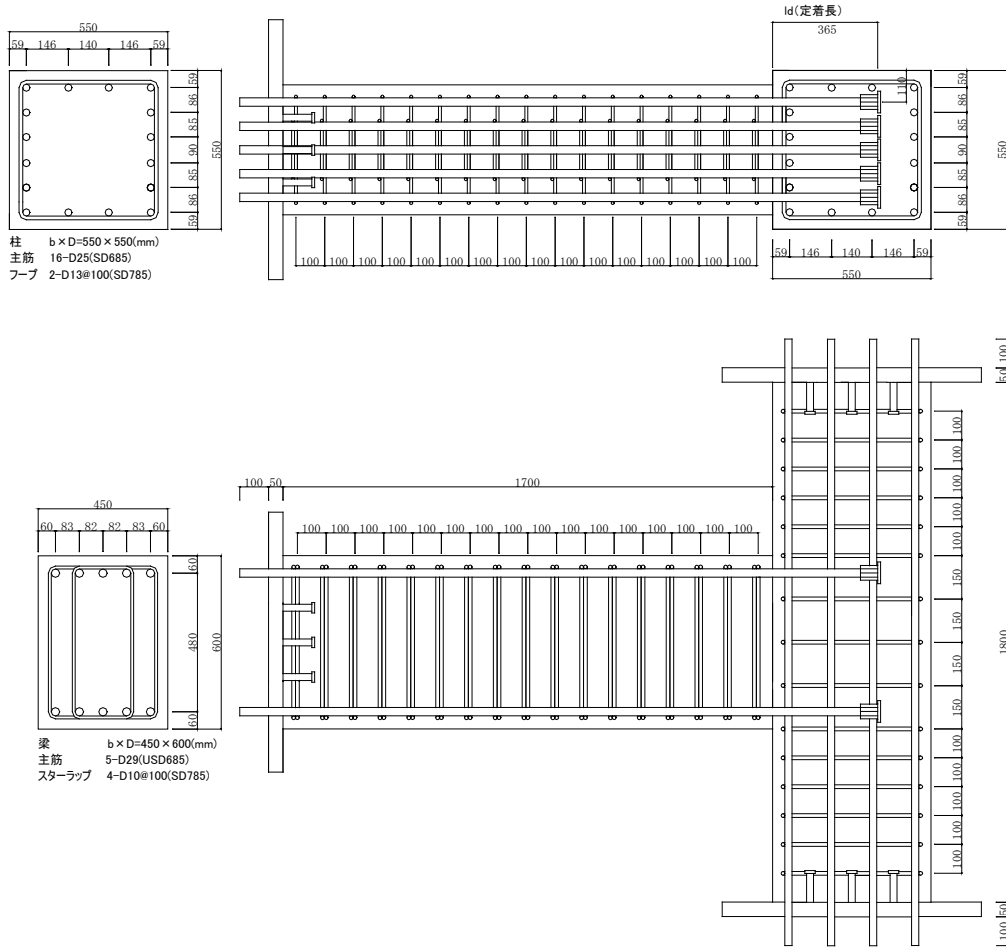
2004No.11

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=1.203$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=2.602$ (正加力),  $\beta_j=1.099$ (正加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=2.392$ (負加力),  $\beta_j=1.064$ (負加力)

梁  $b \times D=450 \times 600$ (mm), 梁主筋 5-D29(USD685)上下

柱  $b \times D=550 \times 550$ (mm), 柱主筋 16-D25(USD685)

梁主筋定着長  $l_d=0.66D_c$ ,  $\sigma_B=103.4$ (N/mm<sup>2</sup>)



接合部せん断耐力計算値  
 梁曲げ降伏耐力計算値

図 3.1.5.-33. 2004No.11 試験体概要及び Q-R 関係

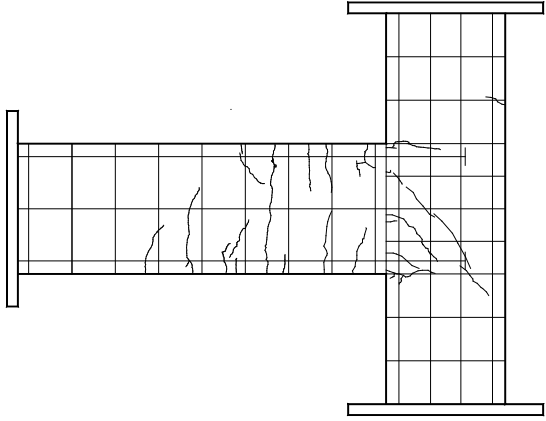

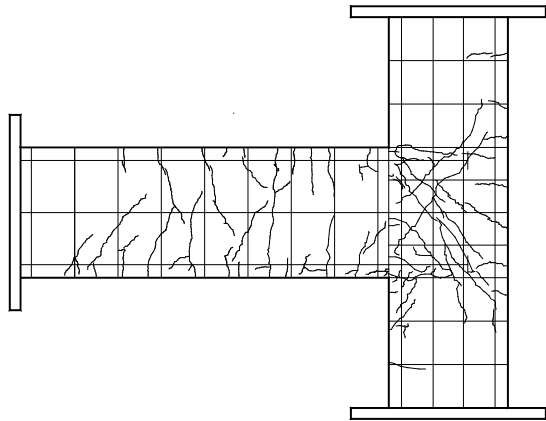
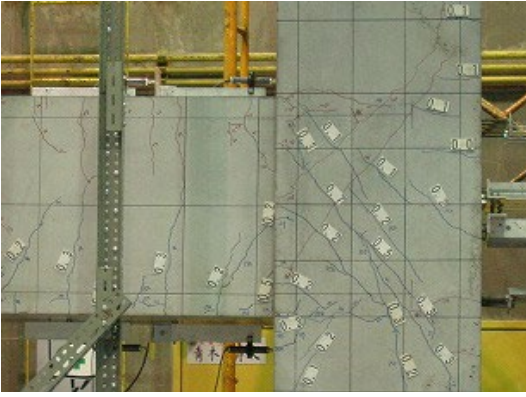
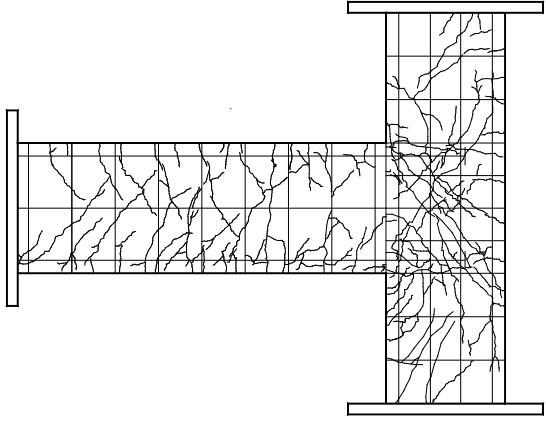
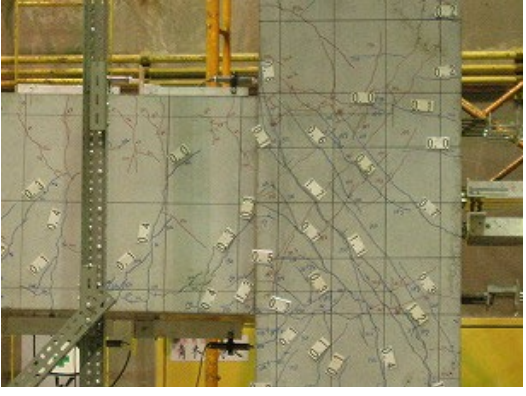
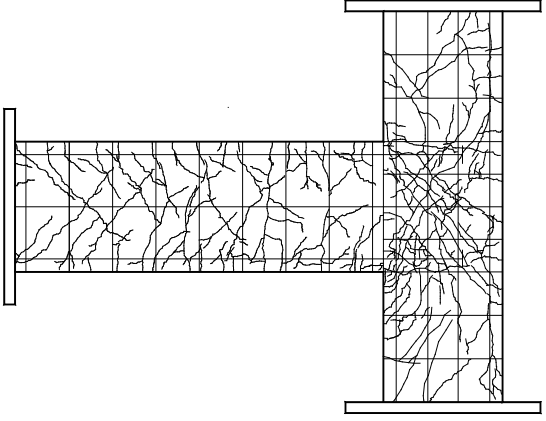

R=+1/200		
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/25		

图 3.1.5.-34. 2004No.11 試験体損傷状況

2004No.12

接合部せん断余裕度  $cQ_{ju}/cQ_{bu}=1.264$ , 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=2.331$ (正加力),  $\beta_j=1.116$ (正加力)  
 柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=2.088$ (負加力),  $\beta_j=1.065$ (負加力)

梁  $b \times D=450 \times 600$ (mm), 梁主筋 6-D29(USD685)上下

柱  $b \times D=550 \times 550$ (mm), 柱主筋 16-D25(USD685)

梁主筋定着長  $l_d=0.84D_c$ ,  $\sigma_B=105.0$ (N/mm<sup>2</sup>)

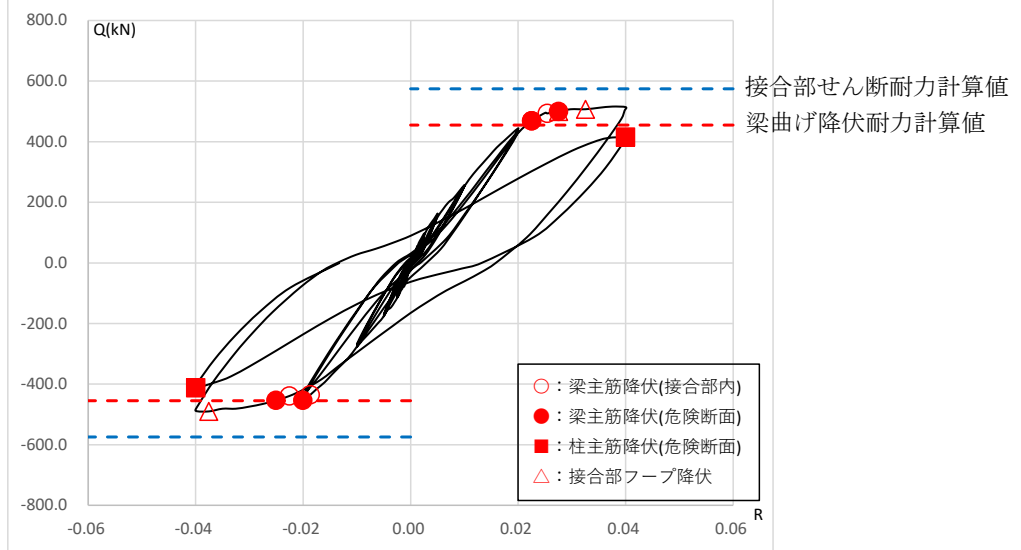
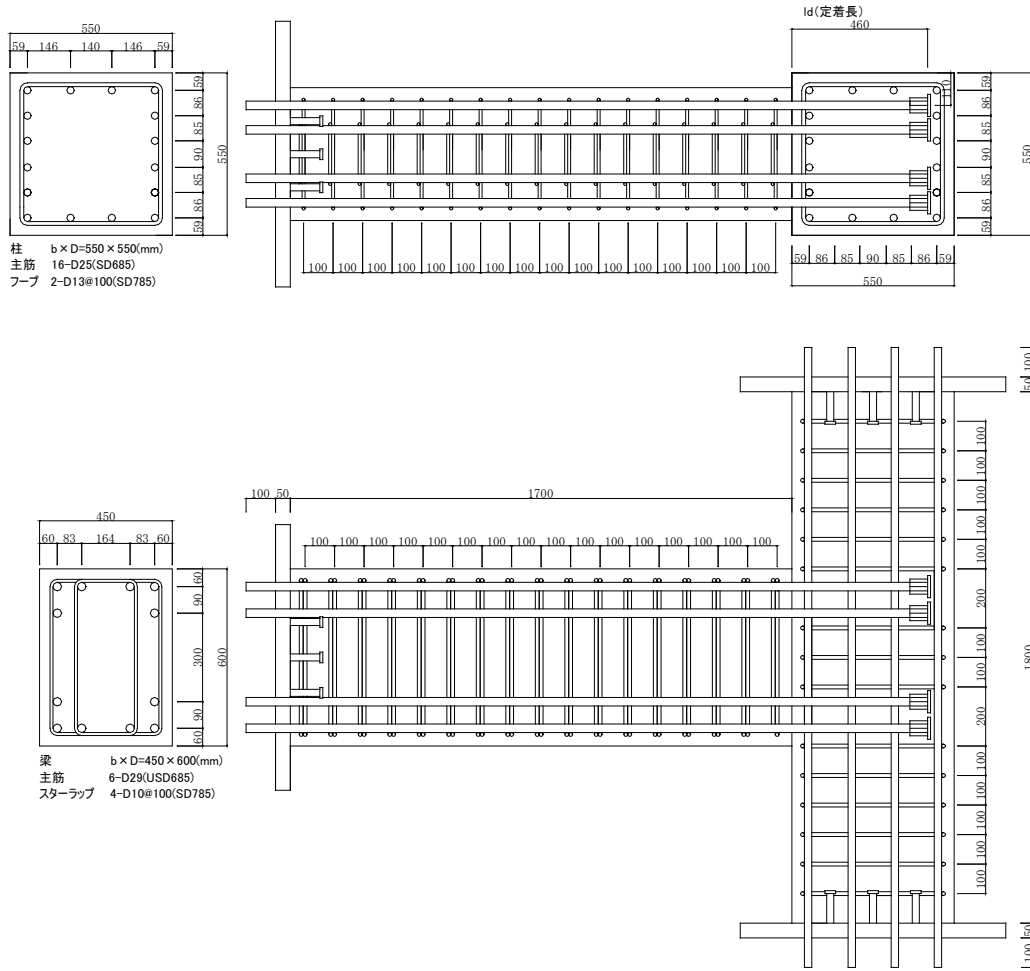


図 3.1.5.-35. 2004No.12 試験体概要及び Q-R 関係



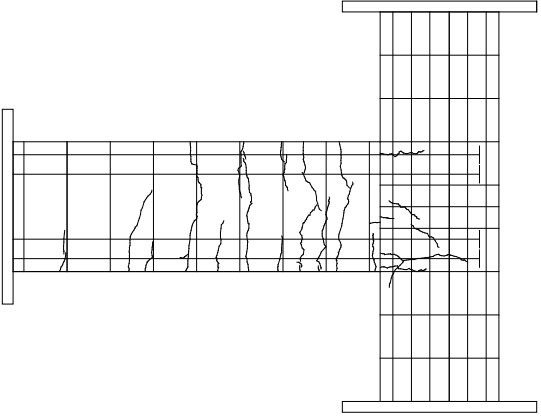
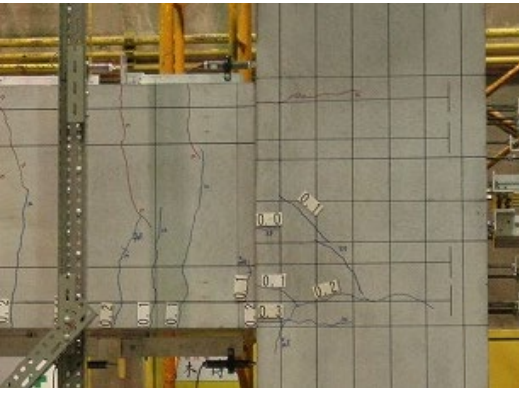
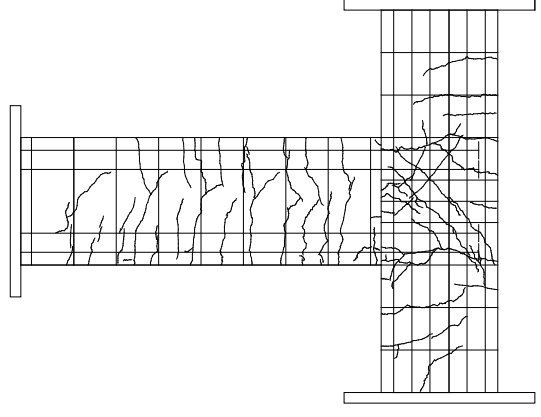
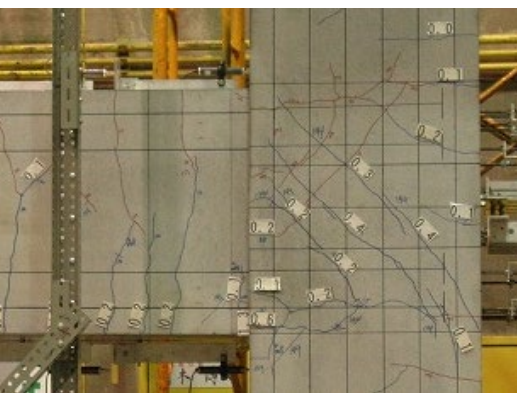
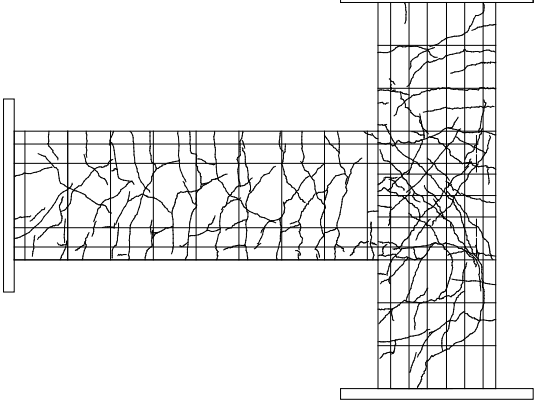
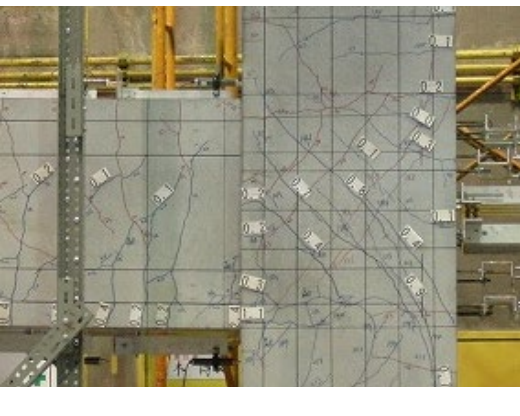
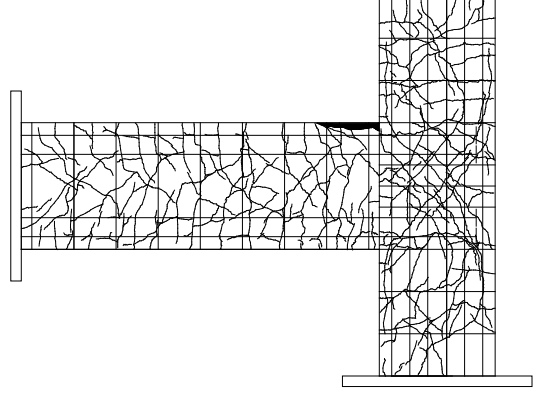

R=+1/200		
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/25		

図 3.1.5.-36. 2004No.12 試験体損傷状況

### 3.2. 柱梁接合部せん断耐力の評価

#### 3.2.1. 接合部せん断応力度最大値とコンクリート強度の関係

図 3.2.1.-1.に、実験結果による接合部せん断応力度最大値  $\tau_j$  と、コンクリート強度  $\sigma_B$  の関係を示す。 $\tau_j$  は接合部の有効断面積を  $b_j \cdot l_d$  ( $l_d$  は梁主筋定着長) として、接合部せん断力  $Q_j$  を  $b_j \cdot l_d$  で除して算定した。図中には、靱性保証型耐震設計指針<sup>3.6)</sup>による接合部せん断強度  $F_j$  及び  $\kappa \cdot \phi \cdot F_j$  の計算値も併せて示す。接合部せん断破壊型の試験体に着目すると、靱性保証型耐震設計指針の適用範囲は  $\sigma_B \leq 60(\text{N/mm}^2)$  であるが、 $\sigma_B > 60(\text{N/mm}^2)$  においてもコンクリート強度の上昇に伴い  $\tau_j$  が増大する傾向が見られ、 $\sigma_B \approx 140(\text{N/mm}^2)$  の試験体の  $\tau_j$  も、靱性保証型耐震設計指針による計算強度  $\kappa \cdot \phi \cdot F_j$  に近似する結果となっている。

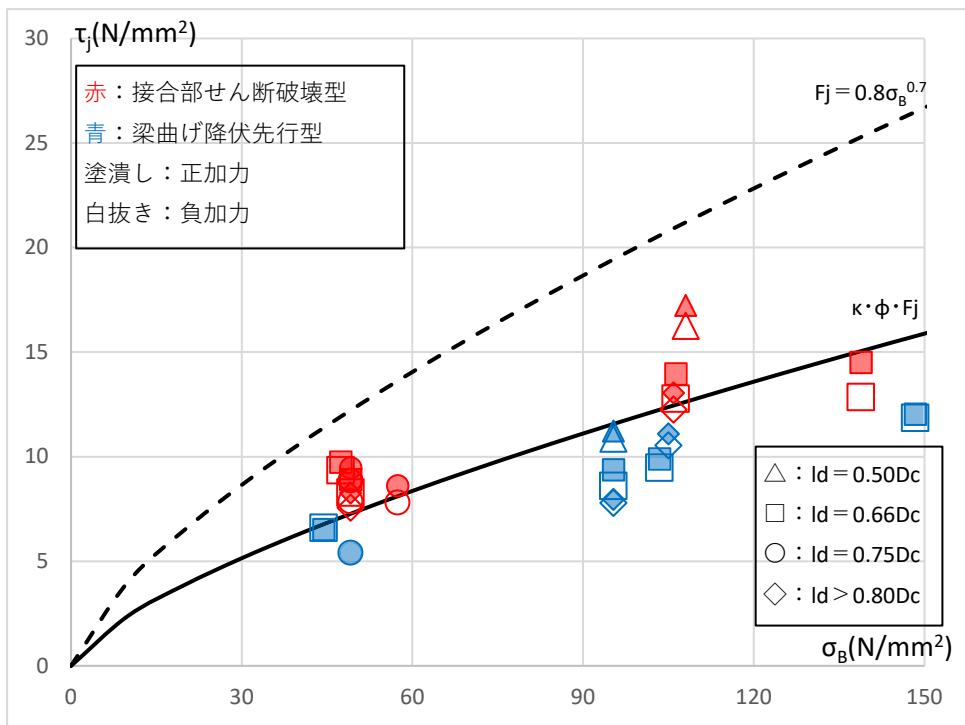


図 3.2.1.-1. 接合部せん断応力度最大値  $\tau_j$  とコンクリート強度  $\sigma_B$  の関係

図 3.2.1.-2.は、接合部せん断破壊型の試験体のみを取り出し、横軸にコンクリート強度、縦軸に接合部せん断応力度( $\tau_j$ )をせん断強度計算値( $\kappa \cdot \phi \cdot F_j$ )で除した値を示している。図は梁主筋定着長  $l_d$  によってマーカーを変えているが、 $l_d$  が同一の試験体同士を比較すると、コンクリート強度が高いほど  $\tau_j / (\kappa \cdot \phi \cdot F_j)$  が小さくなる傾向にある。このことは、靱性保証型耐震設計指針による接合部せん断強度設計式を適用する場合には、コンクリート強度が高いほど、より大きな安全率を見込むべきであることを示している。実験値のほぼ下限を示すように定めた低減係数を図中に破線で示す。この曲線は  $\eta = 1.0$  ( $\sigma_B < 60$ ) 及び、 $\eta = 1.05 - 0.05 \sigma_B / 60$  ( $\sigma_B \geq 60$ ) として表される曲線であり、この低減係数は  $45 \leq F_c(\text{N/mm}^2) \leq 120$  を適用範囲として、東京鉄鋼(株)の「USD685・USD590 プレートナット工法設計施工指針」<sup>3.8)</sup>に取り入れられている。

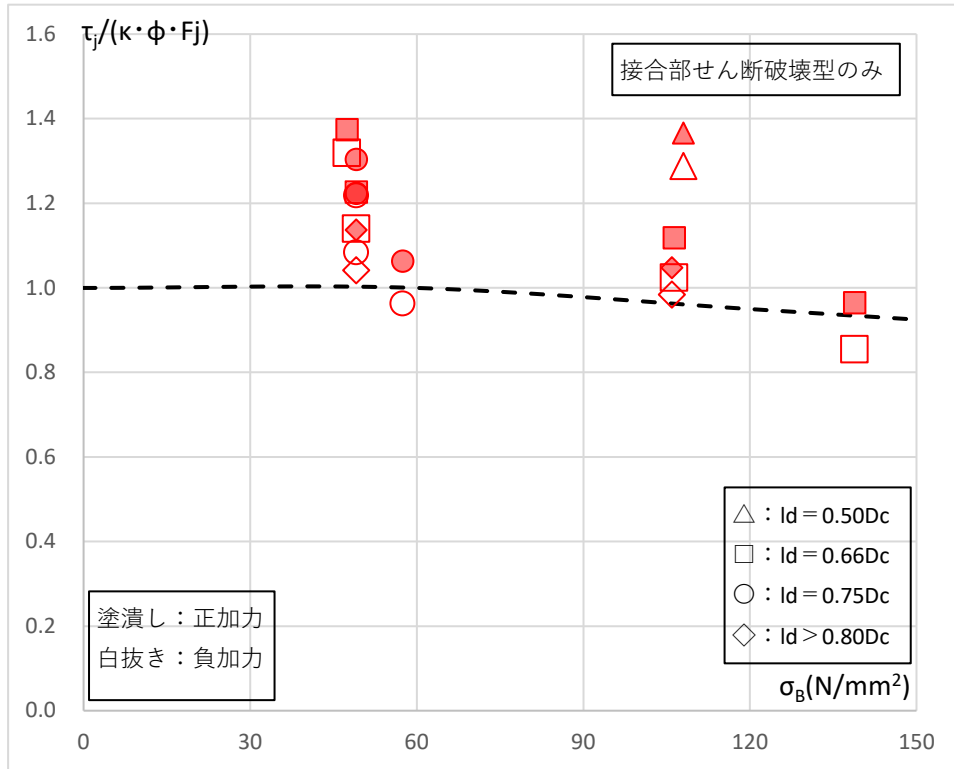


図 3.2.1.-2.  $\tau_j / (\kappa \cdot \phi \cdot F_j) - \sigma_B$  関係

また、図 3.2.1.-2. でコンクリート強度がほぼ等しい試験体同士で梁主筋定着長による差異に着目すると、梁主筋定着長が短い試験体ほど  $\tau_j / (\kappa \cdot \phi \cdot F_j)$  が大きくなる傾向がみられる。これは、 $\tau_j$  を算定する際の柱梁接合有効断面積を  $b_j \cdot l_d$  と定義しているが、実際には梁主筋定着版の背面のコンクリートボリュームもせん断伝達に寄与しており、定着長  $l_d$  で有効断面積を計算することがやや安全側評価になっているということであると考えられる。梁主筋定着長が短いほど柱梁接合部のせん断耐力が向上することを意味している訳ではない。

### 3.2.2. 接合部せん断応力度最大値と接合部せん断余裕度の関係

図 3.2.2.-1.に、接合部せん断応力度最大値  $\tau_j$  と接合部せん断余裕度  $cQ_j/cQ_{bu}$  (梁曲げ降伏時層せん断力計算値に対する接合部せん断耐力時層せん断力の比) の関係を示す。ここに、接合部せん断応力度最大値は靱性保証型耐震設計指針による計算値で規準化し、 $\tau_j/(\kappa \cdot \phi \cdot F_j)$ として表している。図中、接合部せん断破壊型試験体について、コンクリート強度以外のパラメータが等しい試験体、及び、梁主筋定着長以外のパラメータが等しい試験体をマーキングしてある。コンクリート強度が高いほど、また、梁主筋定着長が大きいほどせん断余裕度は大きく、 $\tau_j$ の計算値に対する比  $\tau_j/(\kappa \cdot \phi \cdot F_j)$ は小さくなる傾向が読み取れる。これは、本章で検討した試験体の多くは、梁主筋の配筋を一定としたままコンクリート強度を変動させており、コンクリート強度が高いほど  $\tau_j/(\kappa \cdot \phi \cdot F_j)$ が低下するという前項に示した傾向を表しているものである。また、梁主筋定着長が大きいほど接合部せん断耐力は大きく評価される一方、前項に示したように、梁主筋定着長が小さい方が  $\tau_j$ は大きく評価される傾向があることの現れである。

また、梁曲げ降伏型の試験体はいずれも  $\tau_j/(\kappa \cdot \phi \cdot F_j)$ が 1.0 を下回っているが、 $cQ_j/cQ_{bu} \approx 1.0$  の試験体は  $\tau_j/(\kappa \cdot \phi \cdot F_j)$ も 1.0 に近く、 $cQ_j/cQ_{bu}$ が大きいほど  $\tau_j/(\kappa \cdot \phi \cdot F_j)$ は小さくなる傾向がみられる。これは、接合部せん断余裕度が小さい設計を行うと接合部せん断応力度が計算強度に近いレベルに達してしまうということであり、接合部せん断終局耐力の設計式自体にはさほど余裕が無いということであると考えられる。このため、特に高強度コンクリートを用いた柱梁接合部においては、せん断余裕度  $cQ_j/cQ_{bu}$ を大きめに設定することが望ましいと言える。

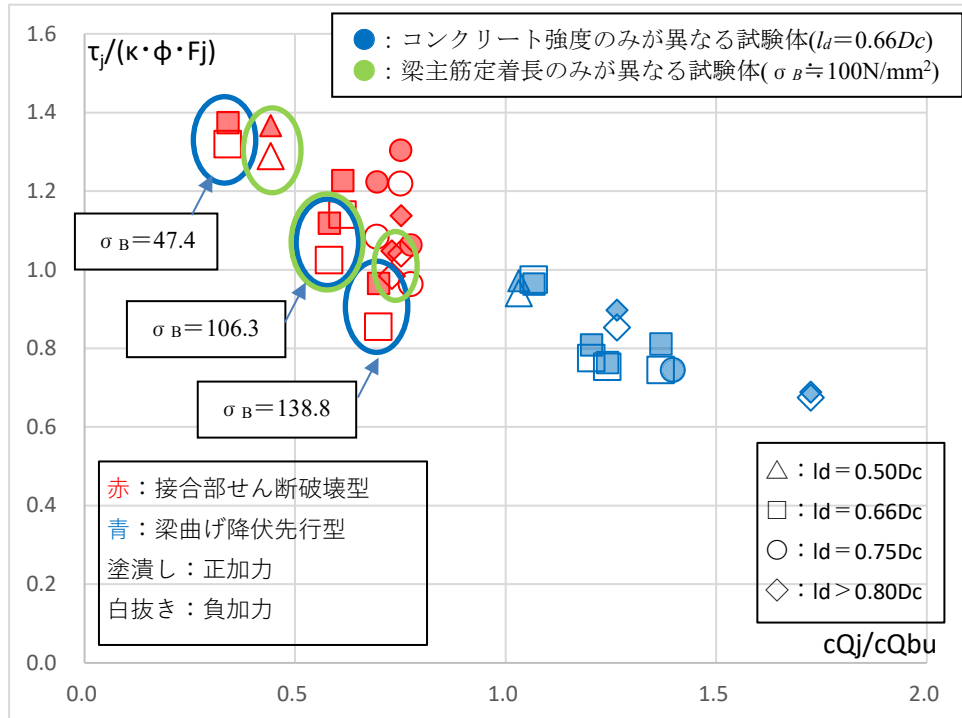


図 3.2.2.-1.  $\tau_j/(\kappa \cdot \phi \cdot F_j) - cQ_j/cQ_{bu}$  関係



### 3.3. 接合部降伏に関する検討

図 3.3.-1.に、梁曲げ降伏型として計画し、梁主筋定着長のみを変動させた 2003No.1, No.4, No.5 試験体の梁主筋定着長  $l_d$  と最大耐力  $cQ_{max}$  との比較を示す。図中、横軸は柱せい  $D_c$  に対する梁主筋定着長  $l_d$  の比を示している。図 3.3.-2.にはこれらの試験体が概ね最大耐力に至った  $R=1/50$  時点の接合部ひび割れ状況を示す。これらの試験体はいずれも梁主筋が降伏し、最大耐力は梁曲げ降伏耐力計算値に達しており、梁降伏に至ったと考えられるが、梁主筋定着長が大きいほど最大耐力が大きく、また、梁主筋定着位置に応じて接合部ひび割れの発生状況が異なっており、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」（以下「保有耐力規準」）に解説されている柱梁接合部降伏破壊が生じている可能性も考えられる。このため、保有耐力規準解説に示される、柱梁接合部降伏による強度低下率  $\beta_j^{3.5)}$  と、最大耐力との比較を行うこととする。

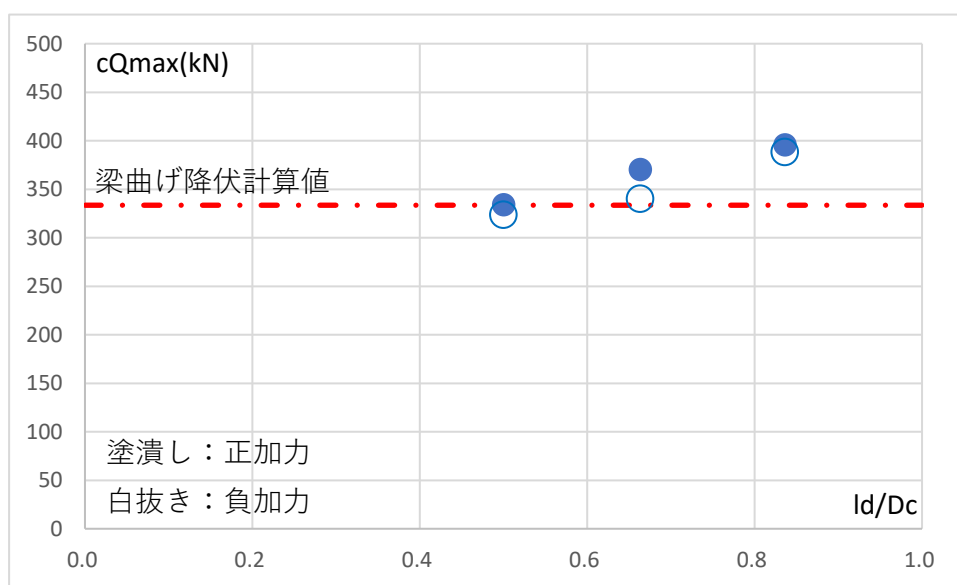


図 3.3.-1. 最大耐力  $cQ_{max}$  と梁主筋定着長  $l_d$  の関係

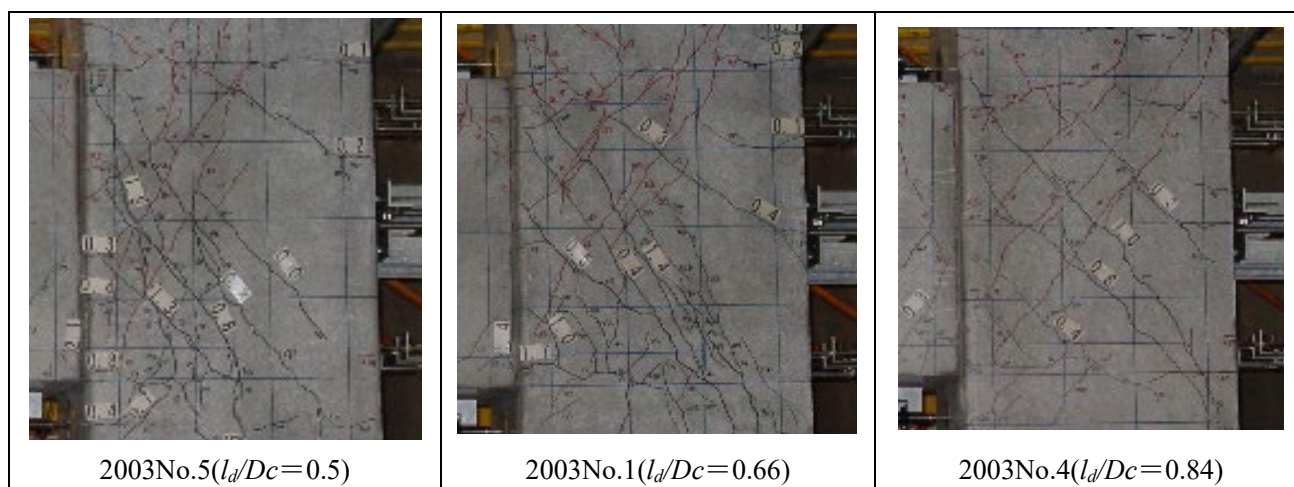


図 3.3.-2.  $R=+1/50$  (概ね最大耐力) 時の接合部損傷状況

図 3.3.-3.に、最大耐力の梁曲げ降伏時計算値に対する比  $cQ_{max}/cQ_{bu}$  と  $\beta_j$  の関係を示す。 $\beta_j$  が 1.0 を上回っている試験体はいずれも梁曲げ降伏型の試験体であり、前節に示したように、いずれも接合部せん断余裕度  $cQ_j/cQ_{bu}$  が 1.0 を上回っている試験体である。 $\beta_j$  が 1.0 を上回りながら  $cQ_{max}/cQ_{bu}$  が 1.0 を下回り最大耐力が梁曲げ降伏計算値に達しなかった試験体はいずれも梁主筋定着長  $l_d$  が  $0.5Dc$  又は  $0.66Dc$  と短い試験体である。 $l_d=0.66Dc$  でも  $\beta_j$  が大きければ最大耐力が梁曲げ降伏計算値を上回った試験体も見られるが、梁主筋定着長が大きい試験体の方が  $cQ_{max}/cQ_{bu}$  が大きい傾向が見られ、梁主筋定着長はなるべく長く、柱せいに対して十分深く定着することが望ましいと言える。

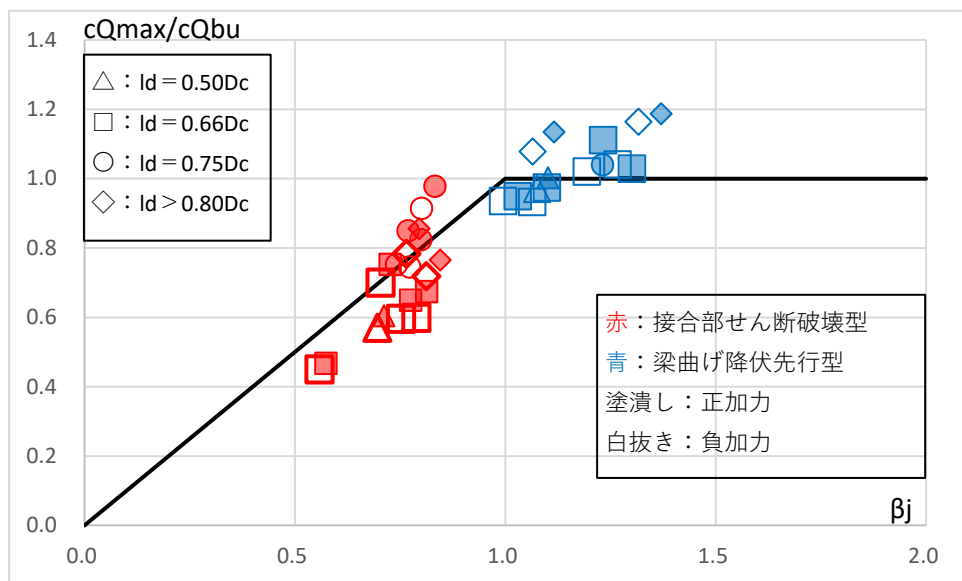


図 3.3.-3. 最大耐力の梁曲げ降伏時計算値に対する比  $cQ_{max}/cQ_{bu}$  と  $\beta_j$  の関係

図 3.3.-4.に、2004No.11 試験体及び 2004No.12 試験体の層せん断力一層間変形角関係及び  $R=+1/25$  における損傷状況を再掲する。これら 2 体の試験体は梁主筋定着長を  $0.66Dc$  と  $0.84Dc$  と変動させながら、接合部せん断余裕度が 1.2 程度となるように梁主筋量を調整したものである。結果として 2004No.11 試験体は 5-D29、2004No.12 試験体は 6-D29 となっており、これらの試験体について  $\beta_j$  を計算すると、 $\beta_j \approx 1.1$  とほぼ等しくなっている。梁主筋定着長を  $0.66Dc$  と短くした 2004No.11 試験体は最大耐力が梁曲げ降伏計算値に達せず、接合部の損傷も著しい。一方で、梁主筋定着長を長くした 2004No.12 試験体は、梁主筋量が 2004No.11 試験体よりも多く接合部への入力も大きいにもかかわらず、梁曲げ降伏計算値以上の最大耐力を記録し、接合部の損傷も 2004No.11 試験体と比較して軽微である。これらの試験体からも梁主筋の定着長は出来るだけ長くすることが重要であると言える。

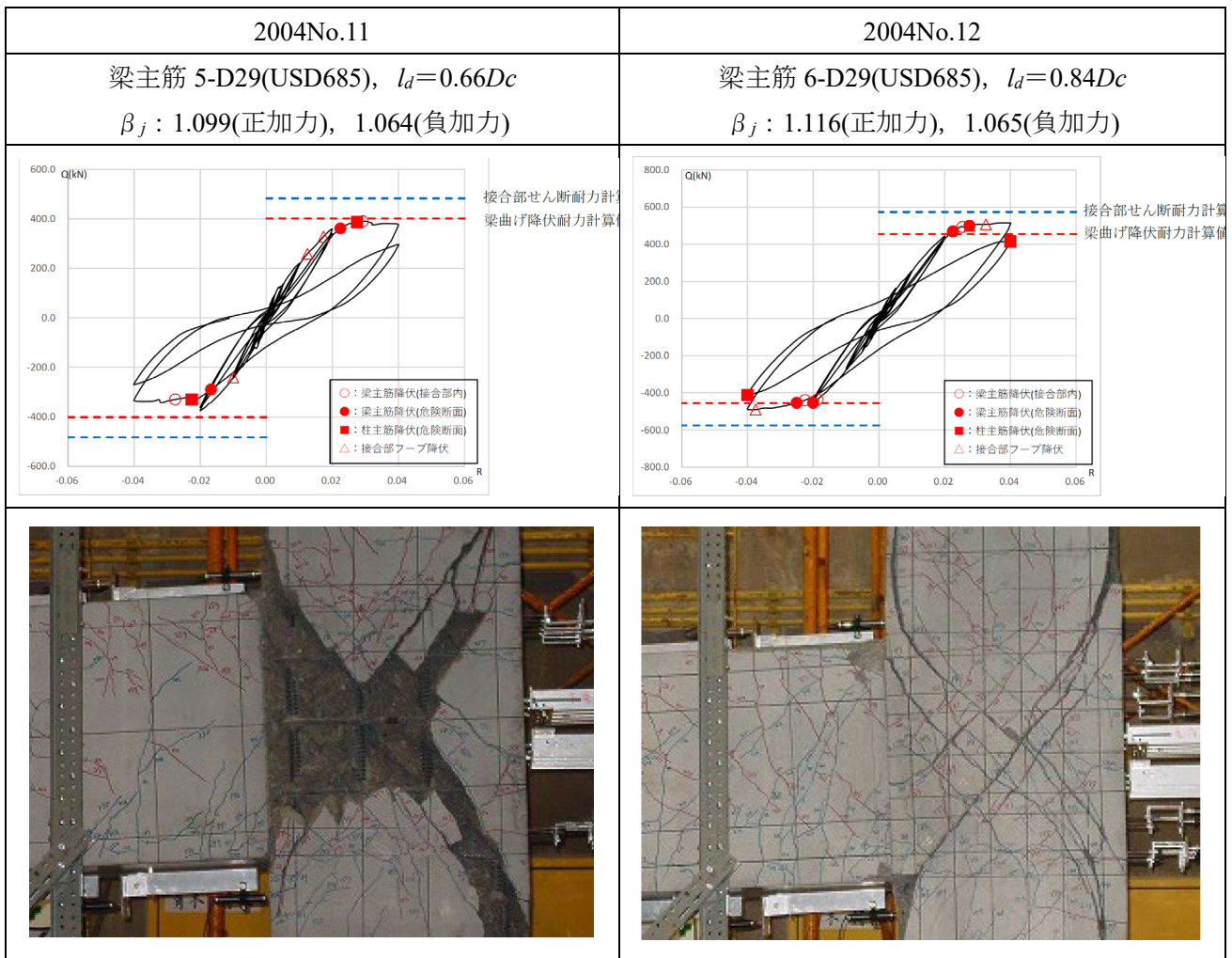


図 3.3.-4. 2004No.11 試験体及び 2004No.12 試験体の実験結果の比較

図 3.3.-3.において、 $\beta_j$ が 1.0 を下回っている試験体は、 $\beta_j$ による耐力低減を考慮しても計算耐力に達していない試験体が数多くみられるが、これらの多くは梁主筋定着長  $l_d$ が  $0.5Dc$  又は  $0.66Dc$  と短い試験体であり、 $l_d \leq 2/3Dc$  で計算耐力を満足した試験体はごくわずかである。このことから梁主筋定着長は柱せいに対して十分深く定着することが望ましいと言える。尚、 $l_d > 0.80Dc$  で  $\beta_j$ による低減を考慮した計算耐力を満足しない試験体 (2004No.9) があるが、これは  $\sigma_B \cong 100(N/mm^2)$ の高強度コンクリートを用いた試験体である。図 3.3.-5.は、横軸にコンクリート強度を示し、縦軸に  $cQ_{max}/cQ_{bu}$ を  $\beta_j$ で除したもので、即ち、 $\beta_j$ 実験値の計算値に対する余裕度を示したものである。コンクリート強度の増大に伴い  $\beta_j$ の実験余裕度は小さくなる傾向にある。 $l_d \geq 0.75Dc$  など定着長の大きな実験結果が少ないため、100 (N/mm<sup>2</sup>)級の高強度コンクリートで  $\beta_j$ の実験余裕度が小さくなる理由の検証は今後の課題とするが、本論で検討した実験結果からは、保有耐力規準の適用範囲を超える 100(N/mm<sup>2</sup>)級の高強度コンクリートを用いた柱梁接合部に  $\beta_j$ による強度低下率を適用する際には、定着長を  $l_d \geq 0.75Dc$  など十分に大きく確保したうえで、 $\beta_j$ の計算結果に 0.9 倍程度の低減係数を乗じる必要があると考えられる。

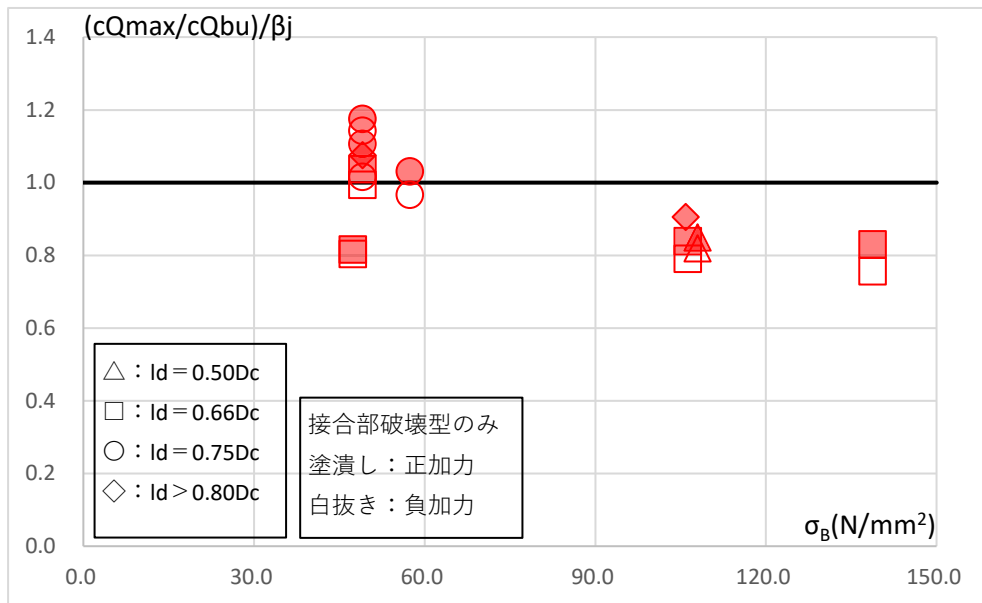


図 3.3-5. コンクリート強度  $\sigma_B$  と  $\beta_j$  の実験余裕度の関係

本章で検討した試験体は、接合部せん断余裕度が 1.0 以上の試験体はいずれも  $\beta_j$  が 1.0 を上回り、また、柱梁接合部のせん断破壊は生じなかったと考えられるため、柱梁接合部耐力が梁曲げ降伏耐力を上回るようにせん断設計を行えば  $\beta_j$  の検討を行わずとも十分のようにも思われるが、 $\beta_j$  が 1.0 を満足するように設計した柱梁接合部のせん断余裕度がどの程度得られるのかの検討は行っていない。このため、本論の範囲においては、柱梁接合部は靱性保証型指針の  $V_{ju}$  を用いて適切な安全率をもってせん断設計すると共に、保有耐力規準による  $\beta_j$  が 1.0 以上となるようにし、梁主筋定着は  $l_d \geq 0.75D_c$  を確保することで梁曲げ降伏計算値以上の最大耐力が得られると考えられる。この時、 $l_d \geq 0.75D_c$  を確保した上で、一部の機械式定着工法の設計指針に取り入れられている  $\eta = 1.0$  ( $\sigma_B < 60$ ) 及び、 $\eta = 1.05 - 0.05 \sigma_B / 60$  ( $\sigma_B \geq 60$ ) とする低減係数を  $V_{ju}$  の算定結果に乘じれば、本章で参照した接合部せん断強度実験結果のほぼ下限が得られると考えられる。また、接合部降伏による強度低下率  $\beta_j$  に関しては、 $l_d \geq 0.75D_c$  を確保した上で  $\beta_j$  の算定結果に低減係数 0.9 を乘じれば、本章で参照した実験結果のほぼ下限が得られると考えられる。

### 3.4. コンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係の推定の妥当性の確認

本章では柱、梁の曲げ終局耐力を算定するための断面解析において、コンクリートの応力度  $\sigma - \epsilon$  関係に文献<sup>3.7)</sup>に示される Fafitis&Shah の推定式を用いた。ここでは、推定式の妥当性の確認として材料試験による  $\sigma - \epsilon$  関係と推定式の比較を示す。ここでは Fafitis&Shah 式の外、梅村による e 関数法<sup>3.9)</sup>による推定も併せて示す。また、コンクリートの強度時歪は材料試験結果を用いた場合と文献<sup>3.7)</sup>に示される Shah による推定値を用いた場合を示す。

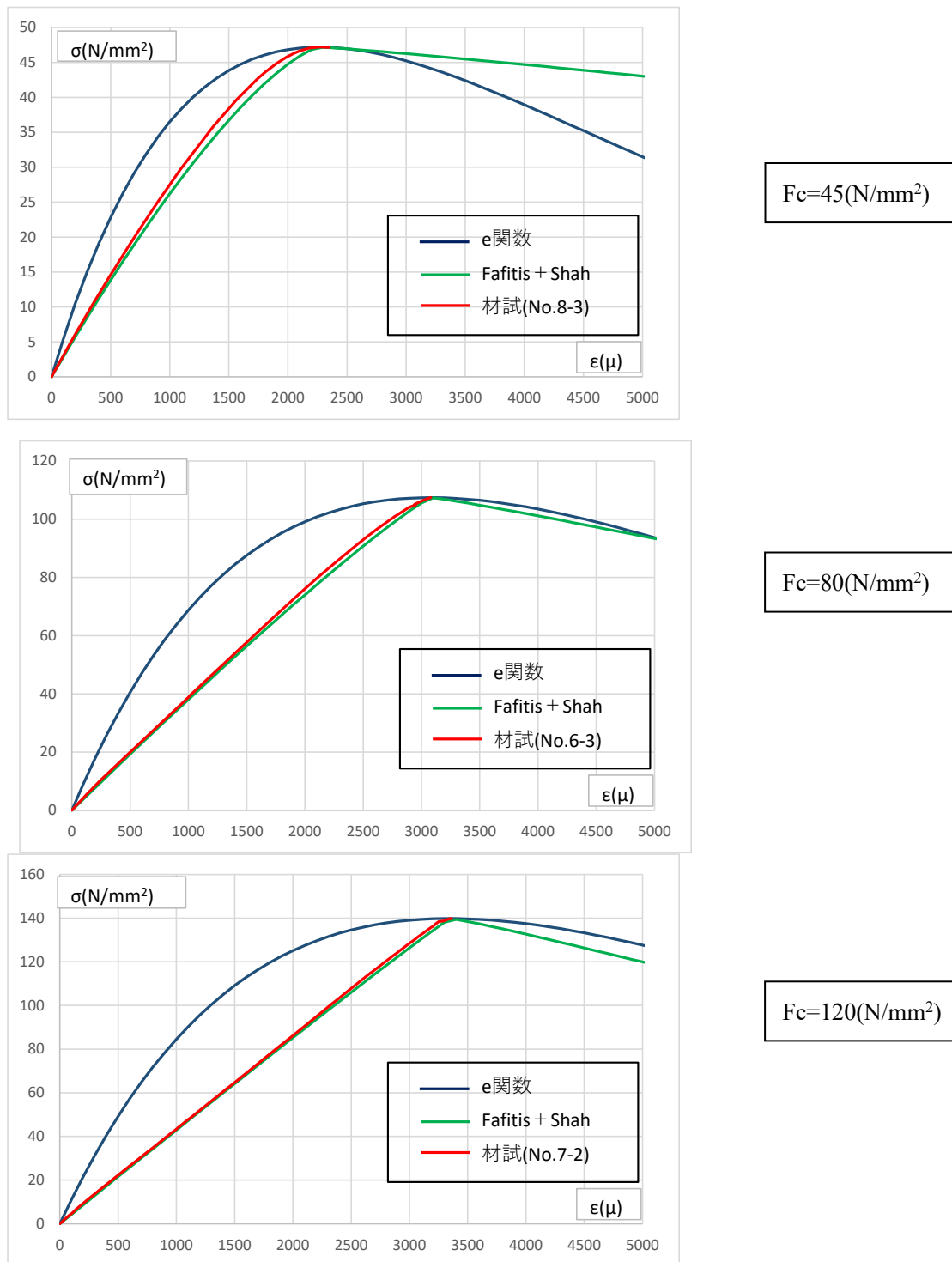
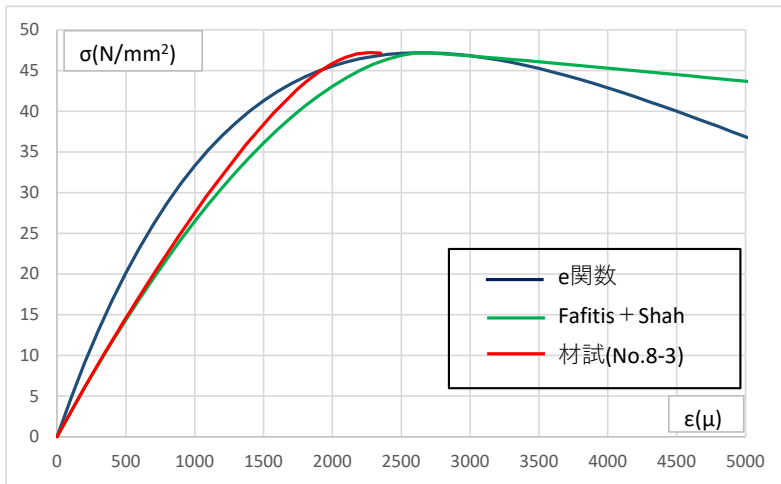
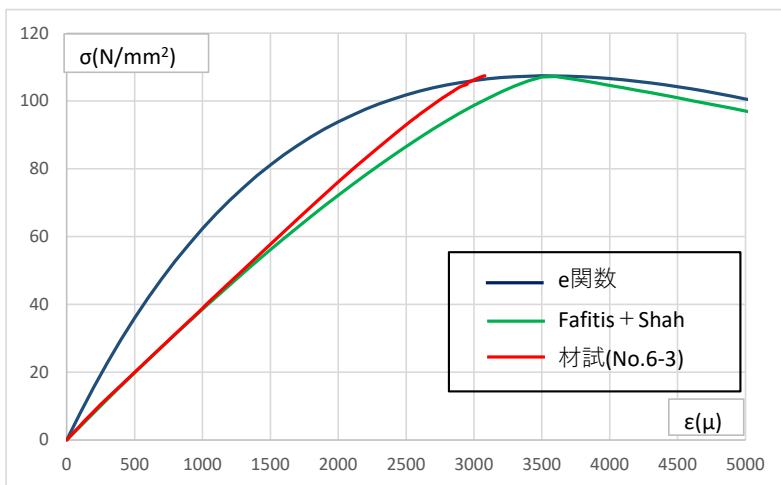


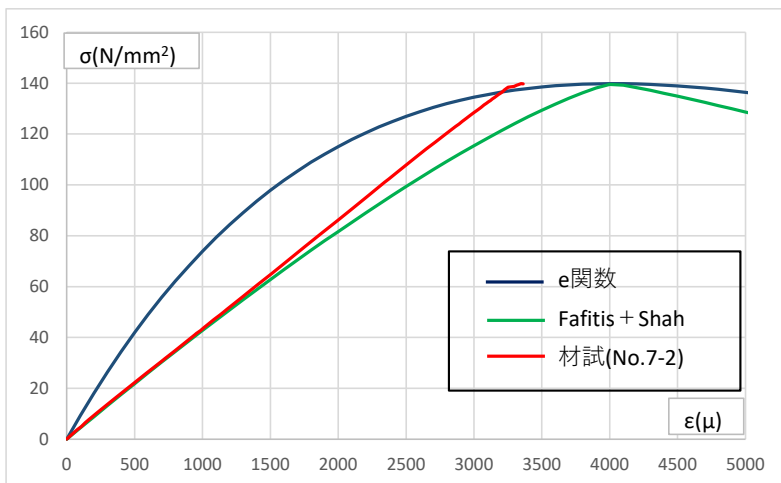
図 3.4.-1. コンクリートの  $\sigma - \epsilon$  関係 (強度時歪に材料試験結果による値を用いた場合)



$F_c=45(N/mm^2)$



$F_c=80(N/mm^2)$



$F_c=120(N/mm^2)$

図 3.4.-2. コンクリートの  $\sigma - \epsilon$  関係 (強度時歪に Shah による推定値を用いた場合)

コンクリート強度が高いと  $\sigma - \epsilon$  関係は直線的となり、 $e$  関数法よりも Fafitis&Shah 式の方が材料試験に対して適合性が良いことが確認できた。このため、本章において柱、梁の断面解析に用いるコンクリートの  $\sigma - \epsilon$  関係は Fafitis&Shah 式を採用することとした。



### 3.5. まとめ

設計基準強度が  $F_c=45\sim 120(\text{N}/\text{mm}^2)$  の高強度コンクリートを用いたト形柱梁接合部の静的加力実験 18 体の結果より、以下の知見を得た。

- (1) 靱性保証型指針による柱梁接合部せん断耐力  $V_{ju}$  の算定式は適用範囲が  $F_c \leq 60(\text{N}/\text{mm}^2)$  であるが、 $\sigma_B \doteq 140(\text{N}/\text{mm}^2)$  の高強度コンクリートであっても、実験による最大耐力は  $V_{ju}$  計算値に近似することが明らかとなった。ただし、コンクリート強度が大きいほど計算値に対する実験結果の余裕度は小さくなる傾向があり、高強度コンクリートを用いた柱梁接合部に靱性保証型指針による設計式を適用してせん断設計を行う場合には適切に安全率を見込む必要がある。実験値のほぼ下限を示す低減係数として、 $\eta = 1.0$  ( $\sigma_B < 60$ ) 及び、 $\eta = 1.05 - 0.05 \sigma_B / 60$  ( $\sigma_B \geq 60$ ) とする低減係数を定め、既に、一部の機械式定着工法の設計指針に取り入れられている。
- (2) 保有耐力規準に示される、接合部降伏による強度低下率  $\beta_j$  を算定した結果、本章で検討した試験体の内、靱性保証型指針によるせん断設計を満足している試験体はいずれも  $\beta_j \geq 1.0$  を満足した。また、せん断設計を満足した試験体の内、梁主筋定着長  $l_d$  を  $l_d \geq 0.75D_c$  とした試験体はいずれも最大耐力が梁曲げ降伏計算値を上回った。従って、梁主筋定着長を十分大きくしたうえで靱性保証型指針によるせん断設計を満足すれば梁曲げ降伏計算耐力を実現できるように思われる。しかしながら、本章で検討した試験体は  $\beta_j \geq 1.0$  を満足するように設計したものではなく、 $\beta_j \geq 1.0$  となるように設計した結果必ず靱性保証型指針によるせん断設計を満足するかの検証は出来ていないため、梁曲げ降伏計算値を実現するためには、靱性保証型指針に基づくせん断設計を満足し、保有耐力規準による  $\beta_j$  が 1.0 以上を確保できるようにすることが確実な方法である。
- (3) 梁主筋定着長を  $l_d > 0.80D_c$  と大きくした試験体でも、接合部破壊型の試験体では最大耐力が  $\beta_j$  による低減を考慮した計算値に達しない試験体が見られた。この試験体はコンクリート強度が  $\sigma_B \doteq 100$  ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) と高い試験体であり、 $\beta_j$  の算定においても、 $V_{ju}$  によるせん断設計と同様、コンクリート強度が高い場合には適切な安全率を見込むことが必要であると考えられる。本章で参照した実験結果からは、梁主筋定着長  $l_d \geq 0.75D_c$  を確保した上で、 $\beta_j$  の算定結果に低減係数 0.9 を乗じることで、実験結果のほぼ下限が得られる。
- (4)  $\sigma_B \doteq 100(\text{N}/\text{mm}^2)$  かつ  $\beta_j \doteq 1.1$  で梁主筋定着長の異なる試験体の実験結果を比較すると、梁主筋定着長が  $l_d = 0.84D_c$  と長い試験体は最大耐力が梁曲げ降伏計算値を上回った一方、 $l_d = 0.66D_c$  と短い試験体は最大耐力が梁曲げ降伏計算値に達しなかった。このことから、梁主筋定着長は出来るだけ長くすることが必要であると言える。

## 参考文献

- 3.1) 川勝康志郎, 田才晃, 清原俊彦, 窪田敏行: 梁主筋を機械式定着した外部柱・梁接合部のせん断性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.703-708, 2000.6.
- 3.2) 渡部杏子, 清原俊彦, 田才晃, 長谷川勇樹: 梁主筋を機械式定着した高強度コンクリート造外柱接合部の変形性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.481-486, 2004.6.
- 3.3) 長谷川勇樹, 藤本武人, 清原俊彦, 田才晃: 梁主筋を機械式定着した高強度鉄筋コンクリート造外柱接合部の構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.373-378, 2005.6.
- 3.4) 清原俊彦, 長谷川勇樹, 藤本武人, 茜絢也, 雨宮牧子, 田才晃, 足立智弘: 梁主筋を機械式定着した高強度鉄筋コンクリート造外柱接合部の構造性能 (その5~9), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.33-42, 2005.9
- 3.5) 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, pp.198-207, 2021.2
- 3.6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, pp.245, 1999.8.
- 3.7) 日本建築学会: 高強度コンクリートの現状, pp.90-92, 1991.1.
- 3.8) 東京鉄鋼株式会社: USD685・USD590 プレートナット工法設計施工指針, BCJ 評定-RC0213-05
- 3.9) 梅村魁: 鋼筋コンクリート梁の塑性変形及び終局強度, 日本建築学会論文集, 42 卷, pp.59-71, 1951.2.



## 第4章 最上階L形柱梁接合部における梁主筋への 機械式定着の適用

## 第4章 最上階L形柱梁接合部における梁主筋への機械式定着の適用

### 4.1. 検討概要

#### 4.1.1. 検討目的及び検討方法

最上階L形外部柱梁接合部の梁上端主筋は、十分な余長を有する90°フックにより定着されるのが一般的である。この長い余長は柱主筋との空き重ね継手として梁主筋応力の柱への伝達のために必要であると考えられ、単純に機械式定着工法に置き換えるのは困難である。本章では、L形柱梁接合部における梁上端主筋を機械式定着するために必要な補強として、柱を梁上部に突出させコンクリートボリュームを増すことで梁主筋の定着破壊を抑制しようとするもの（試験体形状Ⅱ）、梁主筋応力を背面側柱主筋に伝達することに着目し、柱主筋を梁上端主筋よりも上方で定着し、柱主筋定着端にフープ状の補強筋（柱頭拘束筋）を、梁主筋以上の降伏引張力を有するように配筋したもの（試験体形状Ⅲ）、柱頭拘束筋に加え、梁定着端にも補強筋（梁端拘束筋）を配置したもの（試験体形状Ⅳ）の3種類の補強効果を検討するため、比較用の90°フック試験体（試験体形状Ⅰ）と合わせて計28体の静的加力実験を行った結果を分析する。

柱梁が閉じる側（梁上端筋引張側）の加力時に脆性的に破壊した試験体の破壊性状は、梁主筋定着版同士を結ぶひび割れ、梁主筋定着端から柱主筋定着端を結ぶひび割れが顕著に開いており、梁主筋定着版前面から柱頭部にかけてのコンクリートが全割裂するコーン破壊のような定着破壊を生じたものと思われる。このため、梁主筋定着端の支圧耐力を高めるように柱梁接合部を補強するか、梁主筋の付着力を高めて定着版支圧力を減少させる補強を行うことにより、梁主筋降伏が実現可能となると考えられる。本章ではコンクリートボリュームや補強筋の配置による、柱梁接合部内の鉄筋応力の変動、定着端支圧力の変動に着目して実験結果を分析し、その結果に基づき、L形柱梁接合部内で梁上端筋を機械式定着するために必要な補強量を提案する。

また、柱梁が開く側では、梁曲げ降伏に至ったと考えられる試験体でも最大耐力が梁曲げ降伏時計算値に届かない試験体が多数あったため、柱梁接合部降伏による強度低下率  $\beta_j$  の検討、及び、危険断面位置を梁端ではなく接合部内に置いた場合の計算値との比較を行う。

#### 4.1.2. 実験シリーズの概要及び実施時期

実験は以下に示すように大きく4つのシリーズで実施した。

第1シリーズ：2008年度実施（FL1～FL7）<sup>4.1)</sup>

第2シリーズ：2009年度実施（No.1～No.8）<sup>4.2)</sup>、2011年度追加実験実施（No.9～No.11）<sup>4.3)</sup>

第3シリーズ：2010年度実施（AL1～AL5）<sup>4.4)</sup>

第4シリーズ：2011年度実施（BL1～BL5）<sup>4.5)</sup>

実験はいずれも、最上階柱梁接合部を含むL形部分架構試験体で、正負交番载荷の静的加力実験としている。試験体数は4シリーズの合計で28体である。

第1シリーズはパイロット実験的な計画とし、柱梁耐力比を大きくし梁曲げ降伏形に計画した上で、機械式定着と折曲げ定着の比較、柱梁接合部に対する補強方法として柱を梁上部に突出させる方法、及び、直交梁の柱梁接合部に対する補強効果の確認を主な目的としている。

第2シリーズは、曲げ略算式による柱梁耐力比を1.0程度及び1.5程度（断面解析による精算では1.5程度及び2.0程度）の2水準とし、折曲げ定着余長部に機械式定着を適用し余長を短くした場合の性状の確認、柱突出による補強効果の確認、柱突出長を小さくした場合の性状の確認を主な目的としている。

第3シリーズは、曲げ略算式による柱梁耐力比を1.0程度（断面解析による精算では1.5程度）とし、柱主筋定着端近傍に配筋する柱頭拘束筋の量および配置による性状の差異を知るための実験としている。

第4シリーズは、柱梁耐力比を1.0程度（断面解析による精算では1.5程度）とし、梁主筋定着端近傍に配筋する梁定着端拘束筋による補強効果の確認を主な目的としている。

### 4.1.3. 試験体

#### (1) 用語及び記号の定義

本章において試験体の説明に用いる用語及び記号を以下のように定義する。

##### (1-1) 用語の定義

在来配筋型試験体：梁上端主筋を 90° 折曲げ定着した試験体。配筋指針<sup>4)6)</sup>に準じ、折曲げ余長を L2 とした試験体 (FL4, FL5, FL6, FL7, No.1) 及び、余長端に機械式定着金物を設け、余長を 10d とした試験体 (No.2, No.3, No.4) がある。FL7 は梁下端筋を 90° 曲げ上げ定着、柱主筋を 180° フック定着している。他の在来配筋型試験体は梁下端筋及び柱主筋は機械式定着している。本論で形状 I と呼ぶ。

柱突出型試験体：梁の上部に柱型を突出させ、柱主筋の定着端を柱梁接合部外部に設けた試験体。FL1, FL2, FL3, No.7, No.8 試験体が該当する。本論で形状 II と呼ぶ。

柱頭拘束型試験体：柱主筋定着端を梁上端主筋よりも上方に配置し、柱主筋定着端近傍にフープ状の補強鉄筋を配筋した試験体。No.5, No.6, No.9, No.10, No.11, AL1, AL2, AL3, AL4, AL5 が該当する。本論で形状 III と呼ぶ。

梁端拘束試験体：梁主筋端部にスターラップ状、又は、端部に機械式定着金物を設けた J 形の補強鉄筋を配筋した試験体。BL1, BL2, BL3, BL4, BL5 が該当する。本論で形状 IV と呼ぶ。

柱頭拘束筋：柱主筋定着端近傍に設置したフープ状の補強筋 (図 4.1.3.1.)。柱突出型試験体においては、突出した柱型内のフープを柱頭拘束筋とみなす。

柱頭拘束筋の配筋は X 方向 (加力方向) i 本、Y 方向 (加力直交方向) j 本を n セットとして、以下のように表記する。

$$n \times X_i Y_j - D^{**}$$

梁端拘束筋：梁主筋定着端近傍に設置した補強筋 (図 4.1.3.1.)。

かんざし筋：柱梁接合部において梁上端筋を拘束するように配筋する U 形の補強筋 (図 4.1.3.1.)

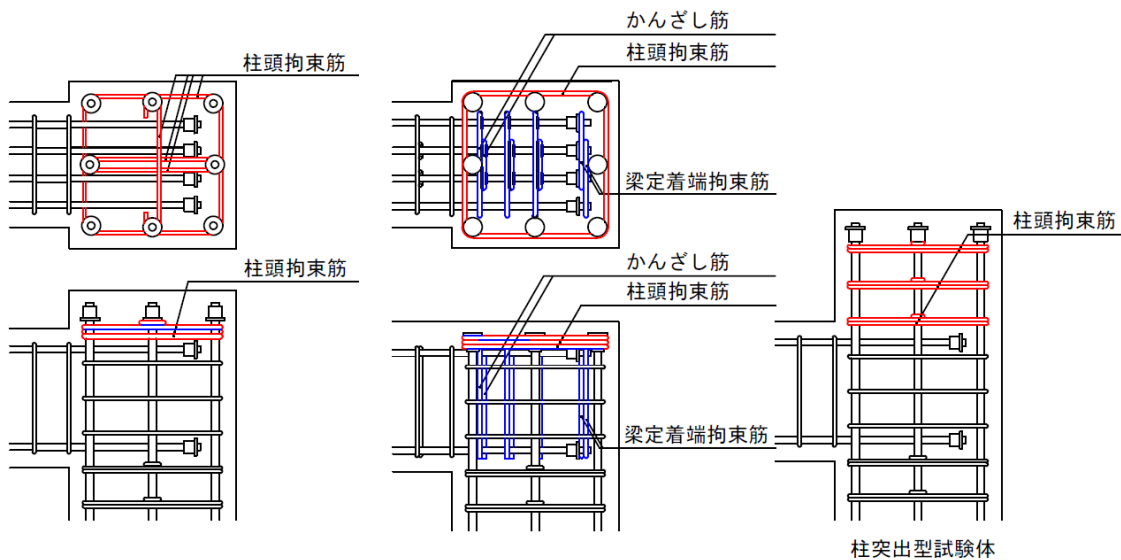


図 4.1.3.1. 補強筋名称

(1-2) 記号の定義

(i)コンクリートに関する記号

$\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度。実験時の材料試験結果による。

$\sigma_t$  : コンクリートの割裂強度。実験時の材料試験結果による。

(ii)梁主筋に関する記号

$a_t$  : 梁引張主筋断面積。FL1~FL7 は  $a_t=1,014\text{mm}^2$  (2-D25)。

その他の試験体は  $a_t=1,148\text{mm}^2$  (4-D19)

$\sigma_y$  : 梁主筋降伏点。実験時の材料試験結果による。

$T_y$  : 梁主筋の引張降伏力,  $T_y=a_t \cdot \sigma_y$

(iii)柱頭拘束筋に関する記号

梁上端主筋曲下げ試験体 (FL4~7 及び No.1~4) の柱頭拘束筋は柱主筋定着版前面に配筋した  $2 \times X2Y2-D10$  とする。

柱突出型試験体(FL1~3) の柱頭拘束筋は突出部フープ  $4 \times X2Y2-D10$  とする。

柱突出型試験体(No.7, 8) の柱頭拘束筋は突出部フープ  $3 \times X3Y3-D10$  とする。

$a_H$  : 柱頭拘束筋全断面積

$a_{Ht}$  : 柱頭拘束筋の内, 梁上端主筋より上部に配筋されたものの全断面積

$a_{HO}$  :  $a_{Ht}$  の内, 外周筋の断面積

$a_{Hl}$  :  $a_{Ht}$  の内, 中子筋に相当するものの断面積 ( $a_{Hl}=a_{Ht}-a_{HO}$ )

$a_{Hl}$  : 梁上端主筋より上部に加力方向と直交方向に配筋された柱頭拘束筋の断面積 (外周筋を除く)

${}_H\sigma_y$  : 柱頭拘束筋降伏点, 実験時の材料試験結果による

${}_HT_y$  : 全柱頭拘束筋降伏引張力  ${}_HT_y=a_H \times {}_H\sigma_y$

${}_{Ht}T_y$  : 梁上端主筋より上部に配筋された柱頭拘束筋の降伏引張力  ${}_{Ht}T_y=a_{Ht} \times {}_H\sigma_y$

${}_{HO}T_y$  : 梁上端主筋より上部に配筋された柱頭拘束筋の内, 試験体外周に配筋された柱頭拘束筋の降伏引張力  ${}_{HO}T_y=a_{HO} \times {}_H\sigma_y$

${}_{Hl}T_y$  : 梁上端主筋より上部に配筋された柱頭拘束筋の内, 中子筋に相当する柱頭拘束筋の降伏引張力  ${}_{Hl}T_y=a_{Hl} \times {}_H\sigma_y$

${}_{Hl}T_y$  : 梁上端主筋より上部に加力方向と直交方向に配筋された柱頭拘束筋の降伏引張力(外周筋を除く)  ${}_{Hl}T_y=a_{Hl} \times {}_H\sigma_y$

(iv)梁主筋定着端拘束筋に関する記号

$a_v$  : 梁端拘束筋全断面積

${}_v\sigma_y$  : 梁端拘束筋降伏点, 実験時材料試験結果による

${}_vT_y$  : 梁端拘束筋引張降伏力  ${}_vT_y=a_v \times {}_v\sigma_y$

(v)かんざし筋に関する記号

$a_v$  : かんざし筋全断面積

$v' \sigma_y$  : かんざし筋降伏点, 実験時材料試験結果による

$v'T_y$  : かんざし筋引張降伏力  $v'T_y = a_v' \times v' \sigma_y$

(vi) かぶり厚さなど (図 4.1.3.2.)

$C_{top}$  : 接合部上面かぶり厚さ。梁上端主筋芯から柱頭コンクリート面までの距離とする。

$L_{ca}$  : 梁上端主筋芯から柱主筋定着端までの鉛直投影長さ

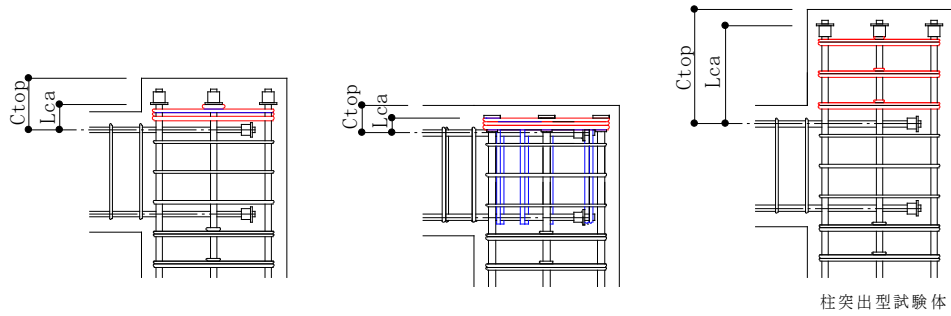


図 4.1.3.2. 接合部上面かぶり厚さ  $C_{top}$  及び柱主筋定着端鉛直投影長さ  $L$  の定義

(2) 試験体一覧

表 4.1.3.1.~表 4.1.3.4.に, 最上階 L 形柱梁接合部の試験体一覧を示す。

表 4.1.3.1. 最上階 L 形柱梁接合部試験体一覧(1)

試験体名 実験年			FL-1 2008	FL-2 2008	FL-3 2008	FL-4 2008	FL-5 2008	FL-6 2008	FL-7 2008	
試験体形状										
コンクリート			圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	27.9	55.0	27.9	27.9	27.9	27.9	
			引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.42	3.69	2.42	2.42	2.42	2.42	
柱	断面形状	幅 bc (mm)	480	480	480	480	480	480	480	
		せい De (mm)	480	480	480	480	480	480	480	
主筋			8-D25(USD685) X3Y3-D10(SD295A)@100	8-D25(USD685) X3Y3-D10(SD295A)@100	8-D25(USD685) X3Y3-D10(SD295A)@100	8-D25(USD685) X3Y3-D10(SD295A)@100	8-D25(USD685) X3Y3-D10(SD295A)@100	8-D25(USD685) X3Y3-D10(SD295A)@100	8-D25(USD685) X3Y3-D10(SD295A)@100	
梁	断面形状	幅 Bb (mm)	360	360	360	360	360	360	360	
		せい Db (mm)	400	400	400	400	400	400	400	
	上端筋	配筋	2-D25(SD345)	2-D25(SD490)	2-D25(SD345)	2-D25(SD345)	2-D25(SD345)	2-D25(SD345)	2-D25(SD345)	2-D25(SD345)
		断面積 $a_u$ (mm <sup>2</sup> )	1,014	1,014	1,014	1,014	1,014	1,014	1,014	1,014
		降伏点 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	385	524	385	385	385	385	385	385
		降伏引張力 $T_y$ (kN)	390.4	531.3	390.4	390.4	390.4	390.4	390.4	390.4
	下端筋	配筋	2-D25(SD345)	2-D25(SD490)	2-D25(SD345)	2-D25(SD345)	2-D25(SD345)	2-D25(SD345)	2-D25(SD345)	2-D25(SD345)
		断面積 $a_u$ (mm <sup>2</sup> )	1,014	1,014	1,014	1,014	1,014	1,014	1,014	1,014
		降伏点 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	385	524	385	385	385	385	385	385
		降伏引張力 $T_y$ (kN)	390.4	531.3	390.4	390.4	390.4	390.4	390.4	390.4
あばら筋			2-D10(SD295A)@100	2-D10(SD295A)@100	2-D10(SD295A)@100	2-D10(SD295A)@100	2-D10(SD295A)@100	2-D10(SD295A)@100	2-D10(SD295A)@100	
接合部	柱主筋	帯筋	配筋 3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	
		pwj	0.00317	0.00317	0.00317	0.00317	0.00317	0.00317	0.00317	
	梁主筋	定着法	通し配筋	通し配筋	通し配筋	PN	PN	PN	180°フック	
		定着長 ld (mm)	700	700	700	300	300	300	300	
		定着法	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	
		定着長 ld (mm)	360	360	360	400	400	400	400	
		余長 (mm)				875	875	875	875	
		定着法	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	
定着長 ld (mm)	360	360	360	360	360	360	360			
余長 (mm)							150			
直交梁	断面形状	取付位置			片側		片側	両側		
		幅 (mm)			240		240	240		
			せい (mm)		400		400	400		
接合部補強	突出部	柱主筋	突出長 (mm)	350	350	350				
			定着法	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	
				定着長 (mm)	300	300	300			
	柱頭拘束筋	加力方向	配筋	4×X2Y2-D10(SD295A)	4×X2Y2-D10(SD295A)	4×X2Y2-D10(SD295A)	2×X2Y2-D10(SD295A)	2×X2Y2-D10(SD295A)	2×X2Y2-D10(SD295A)	2×X2Y2-D10(SD295A)
			全断面積 $a_{H1}$ (mm <sup>2</sup> )	568	568	568	284	284	284	284
			梁主筋上部配筋 $a_{H1t}$ (mm <sup>2</sup> )	568	568	568				
			外周筋断面積 $a_{H1O}$ (mm <sup>2</sup> )	568	568	568				
			中子筋断面積 $a_{H1i}$ (mm <sup>2</sup> )							
			降伏点 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	355	355	355	355	355	355	355
			全降伏引張力 $H1T_y$ (kN)	201.6	201.6	201.6	100.8	100.8	100.8	100.8
			梁主筋上部配筋 $H1tT_y$ (kN)	201.6	201.6	201.6	0.0	0.0	0.0	0.0
			外周降伏引張力 $H1OT_y$ (kN)	201.6	201.6	201.6	0.0	0.0	0.0	0.0
			中子降伏引張力 $H1iT_y$ (kN)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	加力直交方向	断面積 $a_{H1}$ (mm <sup>2</sup> )								
		降伏点 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )								
		降伏引張力 $H1T_y$ (kN)								
	梁定着端拘束筋	配筋								
		形状 (1=ステッキ形状, 2=閉鎖型)								
断面積 $a_v$ (mm <sup>2</sup> )										
降伏点 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )										
かんざし筋	配筋					3×2-D10(SD295A)	3×2-D10(SD295A)	3×2-D10(SD295A)	3×2-D10(SD295A)	
	断面積 $a_v$ (mm <sup>2</sup> )					426	426	426	426	
	降伏点 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )					355	355	355	355	
			降伏引張力 $vT_y$ (kN)			151.2	151.2	151.2	151.2	
接合部上面かぶり厚さ			Ctop (mm)	410	410	60	60	60	60	
梁主筋芯から柱主筋定着端までの長さ			Lca (mm)	360	360	0	0	0	0	
かぶりコンクリートの引張耐力			Bc・Lca・ $\sigma_t$ (kN)	271.2	891.0	271.2	0.0	0.0	0.0	

表 4.1.3.2. 最上階 L 形柱梁接合部試験体一覧(2)

試験体名 実験年		No.1 2009		No.2 2009		No.3 2009		No.4 2009		No.5 2009		No.6 2009		No.7 2009						
試験体形状		在来配筋型(Ⅰ)		在来配筋型(Ⅰ)		在来配筋型(Ⅰ)		在来配筋型(Ⅰ)		柱頭拘束型(Ⅲ)		柱頭拘束型(Ⅲ)		柱突出型(Ⅱ)						
コンクリート		圧縮強度	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	27.7	31.1	30.8	32.5	34.2	33.5	34.2	引張強度	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.45	2.43	2.77	2.53	2.59	2.72	2.59	
柱	断面形状	幅	bc (mm)	480	480	480	480	480	480	480	せい	De (mm)	480	480	480	480	480	480	480	
		主筋	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	8-D22(SD490)	8-D22(SD490)	8-D22(SD345)	8-D22(SD490)	8-D22(SD345)	8-D22(SD490)	8-D22(SD490)	帯筋	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	
梁	断面形状	幅	Bb (mm)	360	360	360	360	360	360	360	せい	Db (mm)	400	400	400	400	400	400	400	
		配筋	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	
	上端筋	断面積	$a_u$ (mm <sup>2</sup> )	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	降伏点	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	445	445	445	445	445	445	445
		降伏引張力	$T_y$ (kN)	510.9	510.9	510.9	510.9	510.9	510.9	510.9	510.9	降伏引張力	$T_y$ (kN)	510.9	510.9	510.9	510.9	510.9	510.9	510.9
	下端筋	断面積	$a_u$ (mm <sup>2</sup> )	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	降伏点	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	445	445	445	445	445	445	445
		降伏引張力	$T_y$ (kN)	510.9	510.9	510.9	510.9	510.9	510.9	510.9	510.9	降伏引張力	$T_y$ (kN)	510.9	510.9	510.9	510.9	510.9	510.9	510.9
	あばら筋		配筋	2-D10(SD295A)@100	2-D10(SD295A)@100	2-D10(SD295A)@100	2-D10(SD295A)@100	2-D10(SD295A)@100	2-D10(SD295A)@100	2-D10(SD295A)@100	2-D10(SD295A)@100	帯筋	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	
	接合部	柱主筋	定着法	PN	PN	PN	PN	PN	PN	PN	PN	定着長	ld (mm)	300	300	300	300	423	423	664
定着法			機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	定着長	ld (mm)	400	400	400	400	360	360	360	
梁主筋		定着法	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	定着長	ld (mm)	400	400	400	400	360	360	360	
		定着法	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	定着長	ld (mm)	304	304	304	304	360	360	360	
直交梁	断面形状	幅	(mm)								せい	(mm)								
		突出部	突出長	(mm)							110	110	110	110	110	110	110	110	320	
接合部補強	柱主筋	定着法	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	定着長	(mm)	23	23	23	23	23	23	264	
		配筋	2×X2Y2-D10(SD295A)	2×X2Y2-D10(SD295A)	2×X2Y2-D10(SD295A)	2×X2Y2-D10(SD295A)	2×X2Y2-D10(SD295A)	2×X2Y2-D10(SD295A)	2×X2Y2-D10(SD295A)	X6Y3-D13(SD785)	X6Y3-D13(SD785)	3×X3Y3-D10(SD295A)	3×X3Y3-D10(SD295A)	3×X3Y3-D10(SD295A)	3×X3Y3-D10(SD295A)	3×X3Y3-D10(SD295A)	3×X3Y3-D10(SD295A)	3×X3Y3-D10(SD295A)		
	柱頭拘束筋	加力方向	全断面積	$a_{H1}$ (mm <sup>2</sup> )	284	284	284	284	284	284	762	762	762	762	762	762	762	762	639	
			梁主筋上部配筋	$a_{H1t}$ (mm <sup>2</sup> )																639
			外周筋断面積	$a_{H1O}$ (mm <sup>2</sup> )																426
			中子筋断面積	$a_{H1i}$ (mm <sup>2</sup> )																213
			降伏点	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	368	368	368	368	368	368	368	368	854	854	854	854	854	854	854	368
			全降伏引張力	$H1T_y$ (kN)	104.5	104.5	104.5	104.5	104.5	104.5	104.5	104.5	650.7	650.7	650.7	650.7	650.7	650.7	650.7	235.2
			梁主筋上部配筋	$H1tT_y$ (kN)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	650.7	650.7	650.7	650.7	650.7	650.7	650.7	235.2
	外周降伏引張力	$H1OT_y$ (kN)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	433.8	433.8	433.8	433.8	433.8	433.8	433.8	156.8		
	加力直交方向	断面積	$a_{H1i}$ (mm <sup>2</sup> )									127	127	127	127	127	127	127	213	
			降伏点	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )									854	854	854	854	854	854	368	
			降伏引張力	$H1iT_y$ (kN)									108.5	108.5	108.5	108.5	108.5	108.5	78.4	
	梁定着端拘束筋	配筋	形状 (1=ステッキ形状, 2=閉鎖型)																	
断面積			$a_v$ (mm <sup>2</sup> )																	
降伏点			$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )																	
降伏引張力			$\sqrt{T_y}$ (kN)																	
かんざし筋	配筋	3×2-D10(SD295A)	3×2-D10(SD295A)	3×2-D10(SD295A)	3×2-D10(SD295A)	3×2-D10(SD295A)	3×2-D10(SD295A)	3×2-D10(SD295A)	3×2-D10(SD295A)	3×2-D10(SD295A)	断面積	$a_v$ (mm <sup>2</sup> )	426	426	426	426	426	426		
		降伏点	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	368	368	368	368	368	368	368	368	降伏引張力	$\sqrt{T_y}$ (kN)	156.8	156.8	156.8	156.8	156.8	156.8	
		降伏引張力	$\sqrt{T_y}$ (kN)	156.8	156.8	156.8	156.8	156.8	156.8	156.8	156.8	接合部上面かぶり厚さ	Ctop (mm)	60	60	60	60	60	60	
梁主筋芯から柱主筋定着端までの長さ		Lca (mm)	0	0	0	0	0	0	0	0	83	83	83	83	83	83	83	324		
かぶりコンクリートの引張耐力		$Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t$ (kN)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	85.2	85.2	85.2	85.2	85.2	85.2	85.2	332.4		



表 4.1.3.3. 最上階 L 形柱梁接合部試験体一覧(3)

試験体名 実験年		No.8 2009		No.9 2011		No.10 2011		No.11 2011		AL1 2010		AL2 2010		AL3 2010		
試験体形状																
コンクリート		圧縮強度	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	33.1	27.3	27.6	27.8	30.6	30.8	30.8	30.8	30.8	30.8	30.8	30.8	
		引張強度	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.97	2.20	2.32	2.13	2.50	2.71	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	2.60	
柱	断面形状	幅	bc (mm)	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	
		せい	Dc (mm)	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480
		主筋		8-D22(SD490)	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	
		帯筋		X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	
梁	断面形状	幅	Bb (mm)	360	360	360	360	360	360	360	360	360	360	360	360	
		せい	Db (mm)	400	400	400	400	430	430	430	430	430	430	430	430	405
	主筋	上端筋	配筋		4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)
			断面積	$a_u$ (mm <sup>2</sup> )	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148
		降伏点	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	445	458	458	458	435	435	435	435	435	435	435	435	435
		降伏引張力	$T_y$ (kN)	510.9	525.8	525.8	525.8	499.4	499.4	499.4	499.4	499.4	499.4	499.4	499.4	499.4
	下端筋	配筋	配筋		4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)
			断面積	$a_u$ (mm <sup>2</sup> )	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148
		降伏点	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	445	458	458	458	435	435	435	435	435	435	435	435	435
		降伏引張力	$T_y$ (kN)	510.9	525.8	525.8	525.8	499.4	499.4	499.4	499.4	499.4	499.4	499.4	499.4	499.4
あばら筋		配筋		2-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100	
帯筋		配筋		3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	
接合部	柱主筋	定着法		通し配筋	通し配筋	通し配筋	PN	PN	PN	PN	PN	PN	PN	PN	PN	
		定着長	ld (mm)	664	423	423	360	390	390	360	390	390	360	365		
	梁主筋	上端筋	定着法		機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	
			定着長	ld (mm)	360	360	320	360	360	360	360	360	360	360	360	
		下端筋	定着法		機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	
			定着長	ld (mm)	360	360	320	360	360	360	360	360	360	360	360	
余長																
直交梁	断面形状	幅														
		せい														
接合部補強	突出部	柱主筋	突出長		320	110	110	80								
			定着法		機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	
			定着長		264	23	23									
	柱頭拘束筋	加力方向	配筋			3×X3Y3-D10(SD295A)	3×X2Y2-D13(SD785)	X6Y3-D13(SD785)	3×X2Y2-D13(SD785)	X6Y3-D13(SD785)	3×X2Y2-D13(SD785)	3×X2Y2-D13(SD785)	3×X2Y2-D13(SD785)	3×X2Y2-D13(SD785)	3×X2Y2-D13(SD785)	3×X2Y2-D13(SD785)
			全断面積	$a_{H1}$ (mm <sup>2</sup> )	639	762	762	762	762	762	762	762	762	762	762	
			梁主筋上部配筋	$a_{H1t}$ (mm <sup>2</sup> )	639	762	762	762	762	762	762	762	762	762	762	
			外周筋断面積	$a_{H1O}$ (mm <sup>2</sup> )	426	762	762	508	762	762	508	762	762	762	762	
			中子筋断面積	$a_{H1i}$ (mm <sup>2</sup> )	213			254		254		254		254		
			降伏点	$H1\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	368	821	821	821	821	846	846	846	846	846	846	
			全降伏引張力	$H1T_y$ (kN)	235.2	625.6	625.6	625.6	625.6	644.7	644.7	644.7	644.7	644.7	644.7	
			梁主筋上部配筋	$H1T_{yt}$ (kN)	235.2	625.6	625.6	625.6	625.6	644.7	644.7	644.7	644.7	644.7	644.7	
	外周降伏引張力	$H1O T_y$ (kN)	156.8	625.6	625.6	417.1	625.6	429.8	644.7	644.7	644.7	644.7	644.7			
	中子降伏引張力	$H1i T_y$ (kN)	78.4	0.0	0.0	208.5	0.0	214.9	0.0	214.9	0.0	214.9	0.0			
	加力直交方向	断面積	$a_{H1}$ (mm <sup>2</sup> )	213		127										
		降伏点	$H1\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	368		854										
		降伏引張力	$H1T_y$ (kN)	78.4		108.5										
梁定着端拘束筋	配筋															
	形状 (1=ステッキ形状, 2=閉鎖型)															
	断面積	$a_v$ (mm <sup>2</sup> )														
	降伏点	$v\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )														
かんざし筋	配筋															
	断面積	$a_v$ (mm <sup>2</sup> )														
	降伏点	$v\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )														
降伏引張力		$vT_y$ (kN)														
接合部上面かぶり厚さ		Ctop (mm)		380	170	170	170	90	90	90	90	90	90	65		
梁主筋芯から柱主筋定着端までの長さ		Lca (mm)		324	83	83	50	50	50	50	50	50	50	25		
かぶりコンクリートの引張耐力		$Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t$ (kN)		321.7	68.0	68.7	41.7	45.9	46.2	46.2	46.2	46.2	46.2	23.1		

表 4.1.3.4. 最上階 L 形柱梁接合部試験体一覧(4)

試験体名 実験年				AL4 2010	AL5 2010	BL1 2011	BL2 2011	BL3 2011	BL4 2011	BL5 2011		
試験体形状												
コンクリート				圧縮強度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	31.5	31.5	33.2	33.5	33.9	33.6	33.9	
				引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.45	2.69	2.58	3.09	2.55	2.28	2.76	
柱	断面形状			幅 bc (mm)	480	480	480	480	480	480	480	
				せい Dc (mm)	480	480	480	480	480	480	480	
梁	断面形状			主筋 8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	8-D22(SD345)	
				帯筋 X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	X3Y3-D10(SD295A)@100	
	主筋	断面形状			幅 Bb (mm)	360	360	360	360	360	360	360
					せい Db (mm)	405	405	430	430	430	430	430
	上端筋	配筋			4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)
		断面積 $a_s$ (mm <sup>2</sup> )			1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148
		降伏点 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )			435	435	458	458	458	458	458	458
		降伏引張力 $T_y$ (kN)			499.4	499.4	525.8	525.8	525.8	525.8	525.8	525.8
	下端筋	配筋			4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)	4-D19(SD390)
		断面積 $a_s$ (mm <sup>2</sup> )			1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148	1,148
降伏点 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )			435	435	458	458	458	458	458	458		
降伏引張力 $T_y$ (kN)			499.4	499.4	525.8	525.8	525.8	525.8	525.8	525.8		
あばら筋				2.4-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100	2.4-D10(SD295A)@100		
帯筋				配筋 3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)	3×X2Y2-D10(SD295A)		
				pwj	0.00317	0.00317	0.00317	0.00317	0.00317	0.00317		
接合部	柱主筋			定着法	PN	PN	PN	PN	PN	PN	PN	
				定着長 ld (mm)	365	365	390	390	390	390	390	
	梁主筋	上端筋			定着法	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	
					定着長 ld (mm)	360	360	360	360	360	360	
					余長 (mm)							
		下端筋			定着法	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	
			定着長 ld (mm)	360	360	360	360	360	360			
			余長 (mm)									
直交梁				取付位置								
断面形状				幅 (mm)								
				せい (mm)								
				突出長 (mm)								
突出部	柱主筋			定着法	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式	機械式		
				定着長 (mm)								
接合部補強	柱頭拘束筋			配筋	3×X2Y2-D13(SD785)	X2Y2-D13(SD785)	3×X2Y2-D13(SD785)	3×X2Y2-D13(SD785)	3×X2Y2-D13(SD785)	3×X2Y2-D13(SD785)	3×X2Y2-D13(SD785)	
	加力方向	全断面積 $a_{Ht}$ (mm <sup>2</sup> )			762	254	762	762	762	762	762	
		梁主筋上部配筋 $a_{Ht}$ (mm <sup>2</sup> )			254	254	254	254	254	254	254	
		外周筋断面積 $a_{H0}$ (mm <sup>2</sup> )			762	254	762	762	762	762	762	
		中子筋断面積 $a_{H1}$ (mm <sup>2</sup> )										
		降伏点 $H\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )			846	846	821	821	821	821	821	
		全降伏引張力 $H T_y$ (kN)			644.7	214.9	625.6	625.6	625.6	625.6	625.6	
		梁主筋上部配筋 $H T_y$ (kN)			214.9	214.9	625.6	625.6	625.6	625.6	625.6	
	加力直交方向	外周降伏引張力 $H0 T_y$ (kN)			644.7	214.9	625.6	625.6	625.6	625.6	625.6	
		中子降伏引張力 $H1 T_y$ (kN)			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		断面積 $a_{H1}$ (mm <sup>2</sup> )										
		降伏点 $H\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )										
		降伏引張力 $H T_y$ (kN)										
		配筋					4-D13(SD785)	4-D13(SD785)	4-D13(SD390)	4-D13(SD390)	8-D13(SD390)	
形状 (1=ステッキ形状, 2=閉鎖型)					2	2	1	1	1			
梁定着端拘束筋	断面積 $a_v$ (mm <sup>2</sup> )			508	508	508	508	508	508	1,016		
	降伏点 $v\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )			806	806	806	806	420	420	420		
	降伏引張力 $v T_y$ (kN)					409.4	409.4	213.4	213.4	426.7		
	配筋						3×4-D13(SD295A)	3×4-D13(SD295A)		3×4-D13(SD295A)		
かんざし筋	断面積 $a_v$ (mm <sup>2</sup> )						1,524	1,524		1,524		
	降伏点 $v\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )						368	368		368		
	降伏引張力 $v T_y$ (kN)						560.8	560.8		560.8		
接合部上面かぶり厚さ				Ctop (mm)	65	65	90	90	90	90		
梁主筋芯から柱主筋定着端までの長さ				Lca (mm)	25	25	50	50	50	50		
かぶりコンクリートの引張耐力				$Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t$ (kN)	23.6	23.6	49.8	50.3	50.9	50.4	50.9	

#### 4.1.4. 加力方法

試験体の荷重はいずれのシリーズも横浜国立大学構造実験棟にて実施した。図 4.1.4.1.に加力装置図を示す。柱が水平になるように試験体をセットし、梁及び柱の反曲点を想定している位置をピン支持としている。柱の支持点は加力点が鉛直方向に移動しないようにジャッキを設け、水平方向にセットしたジャッキにより柱を押し引きすることで柱梁接合部にせん断力を与えるようにした。尚、加力方向は、接合部が閉じる側、即ち、梁上端主筋が引張力を受ける側を正加力と定義した。

第 1 シリーズの荷重スケジュールを図 4.1.4.2.に示す。他のシリーズの荷重スケジュールも概ね同様であるが、第 4 シリーズは  $R=1/25$  のサイクルを 2 回繰り返している他、第 3 シリーズで早期に耐力を失った試験体は大変形のサイクルを省略したものもある。

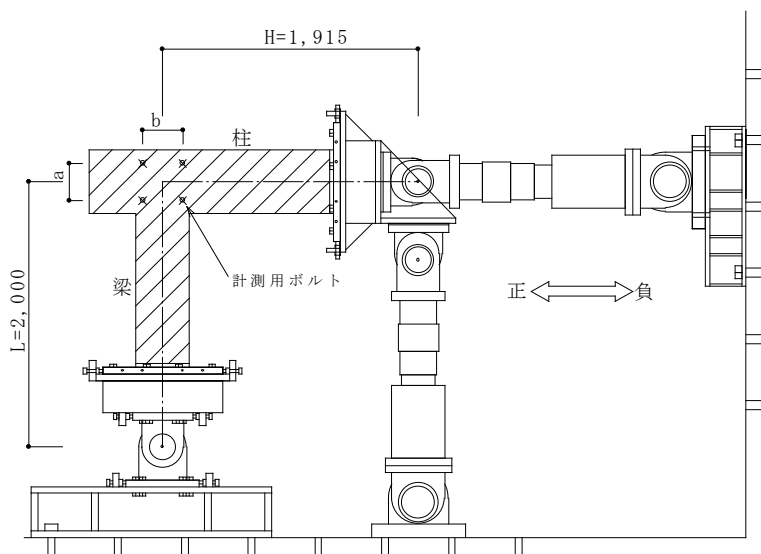


図 4.1.4.1. 加力装置図

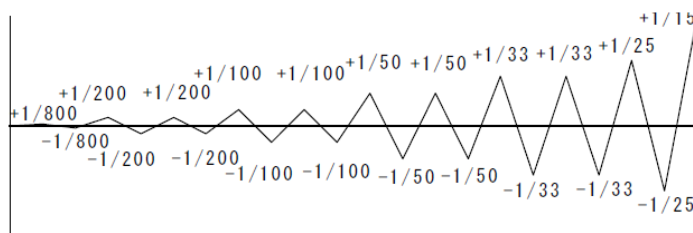


図 4.1.4.2. 加力スケジュール

#### 4.1.5. 実験結果概要

以下に、各試験体の層せん断力  $Q$ －層間変形角  $R$  関係、梁上端主筋支圧力－層間変形角関係、各種補強筋（柱頭拘束筋、梁定着端拘束筋、かんざし筋）引張応力－層間変形角関係、代表的なサイクルピークにおける柱梁接合部損傷状況写真を示す。

$Q$ - $R$  関係には梁降伏時層せん断力計算値  $Q_{cal}$  を併せて示している柱、梁の曲げ降伏耐力計算値は、平面保持を仮定した断面解析結果を用い、梁については引張主筋の、柱については引張主筋及び中段筋の歪が降伏ひずみに達した時点として定めた。断面解析においては実験時最大層せん断力に相応する軸力が柱、梁に作用しているものと仮定し、コンクリートの応力度－ひずみ関係に  $e$  関数法を用い、鉄筋の応力度－歪関係は初期剛性に材料試験結果を用い降伏ひずみ以降の剛性を持たないバイリニア形とした。いずれの断面においても曲げ降伏耐力計算値における圧縮縁コンクリート歪の解析値は、コンクリートの最大ひずみとして設定した 0.3%未満であった。

梁上端主筋支圧力は、機械式定着した主筋においては定着版近傍、 $90^\circ$  フック定着（折り曲げ定着）した主筋においては折り曲げ起点近傍に貼付した歪ゲージの値から主筋の軸方向応力度を算定し、主筋断面積を乗じて支圧力とした。歪ゲージは全ての主筋に貼付してある訳ではないため、歪ゲージのデータが得られた主筋の応力度（複数の主筋の応力度が得られている場合はその平均値）に全引張主筋断面積を乗じて主筋軸方向力を算定した。降伏ひずみに達した後のひずみと応力度の関係は文献<sup>4.7)</sup>に基づき算定した。補強筋引張応力も同様にして算定した。

柱梁接合部損傷状況は、柱梁接合部の側面及び上面からの観察としているが、上面に関しては顕著な損傷が確認されない場合には記録していないため、試験体によっては柱梁接合部上面の記録が無いものもある。

本章では、正加力側の変形性能に着目し、各試験体の実験結果を以下の3種類にグルーピングし表記する。

A：載荷終了( $R=1/15rad$ )まで顕著な耐力低下がみられないもの

B：梁降伏耐力計算値以上の最大耐力を記録した後  $R=1/50\sim 1/33rad$  程度で顕著な耐力低下を生じたもの

C：梁降伏耐力に至らず  $R=1/50rad$  までに顕著な耐力低下を生じたもの

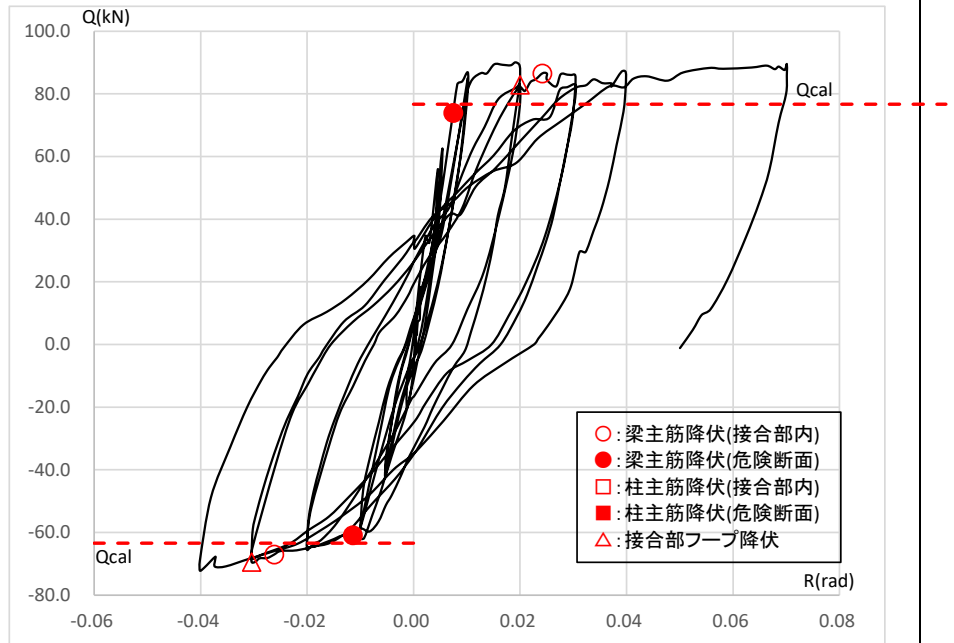
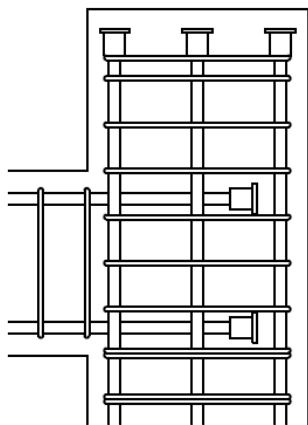
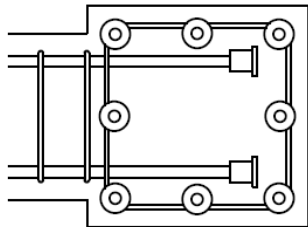
表 4.1.5.1.及び表 4.1.5.2.に実験結果一覧を示す。これらの表は、4.1.3.に示した試験体形状の分類及び、前述の正加力側変形性能による分類に応じて試験体をグルーピングして結果を示している。

FL1 形状Ⅱ (柱突出型)

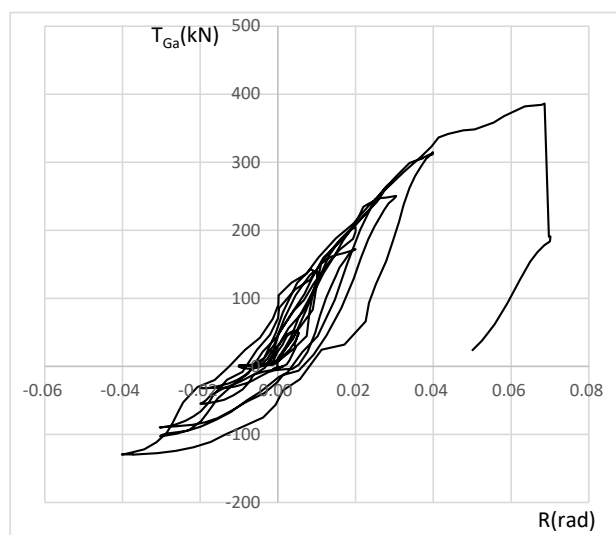
柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=4.22$ (正加力)/ $4.90$ (負加力)

梁主筋 2-D25(SD345)上下, 柱主筋 8-D25(USD685),  $F_c=27(N/mm^2)$

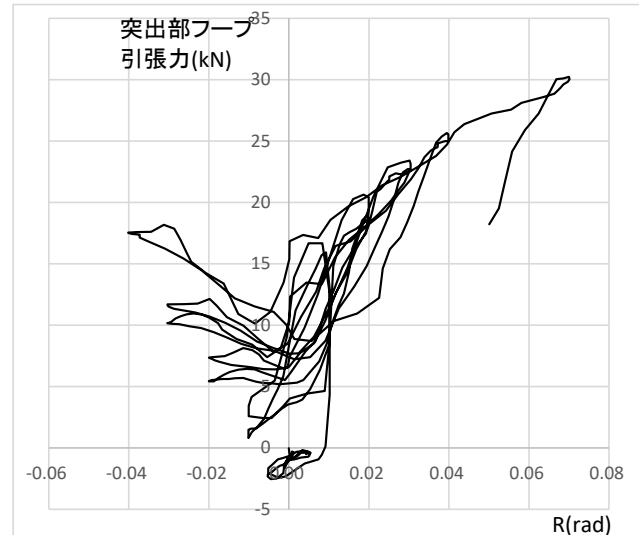
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}(kN)$	正加力 76.7, 負加力 63.4	正加力側変形性能による分類 A
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 1.173, 負加力 1.139	

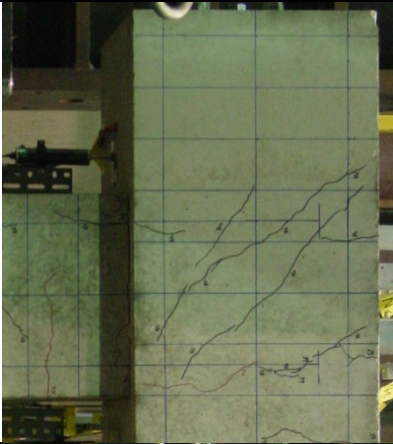
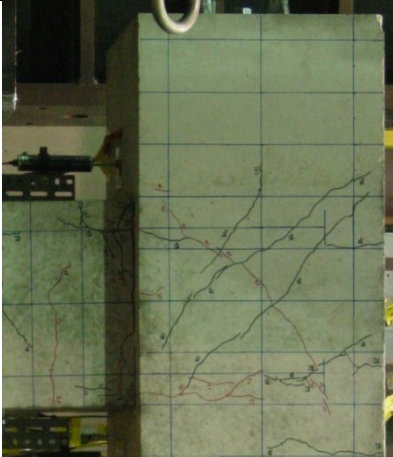
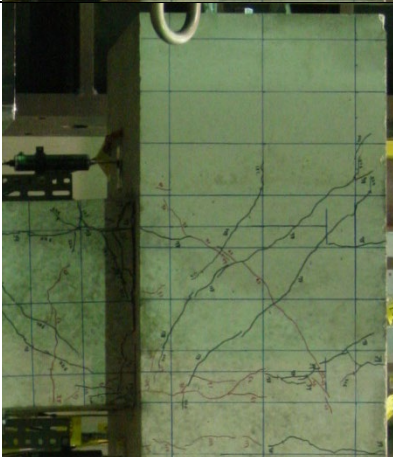



梁主筋支圧力 vs 層間変形角



柱突出部フープ引張力 vs 層間変形角



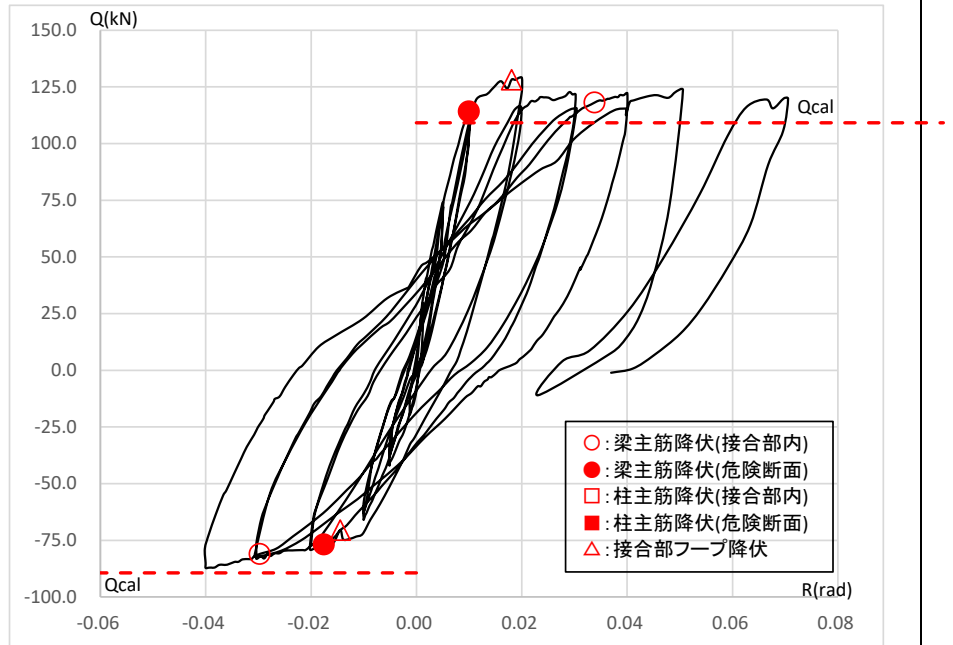
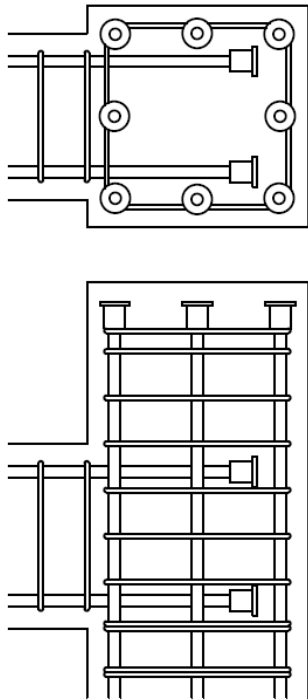
	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		

FL2 形状Ⅱ (柱突出型)

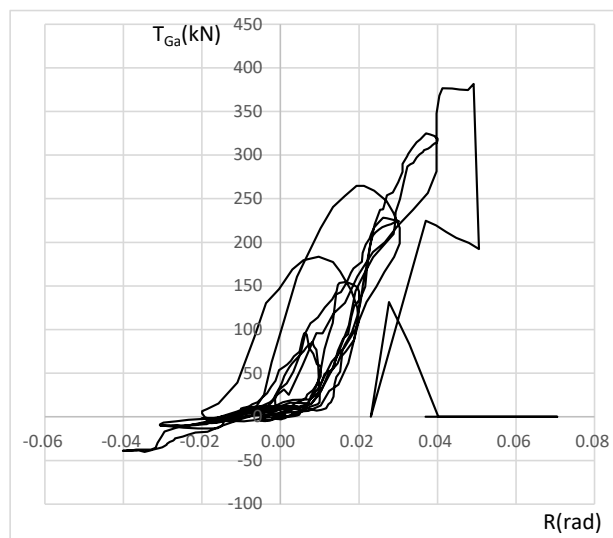
柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=3.18$ (正加力)/ $3.64$ (負加力)

梁主筋 2-D25(SD345)上下, 柱主筋 8-D25(USD685),  $F_c=45$ (N/mm<sup>2</sup>)

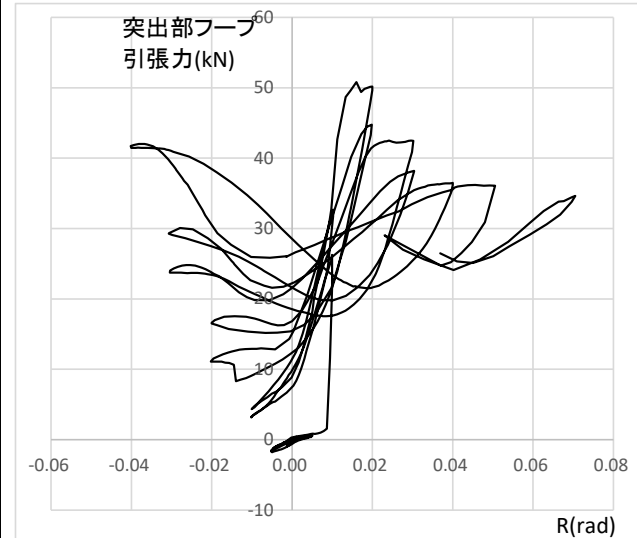
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}$ (kN)	正加力 109.2, 負加力 89.4	正加力側変形性能による分類 A
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 1.181, 負加力 0.975	




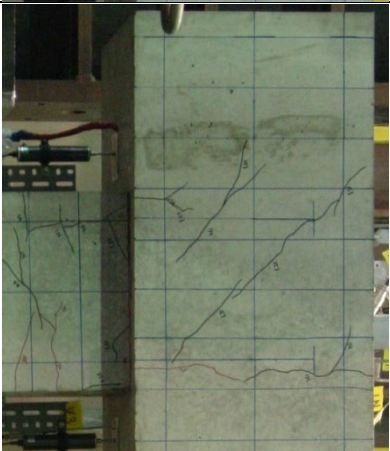

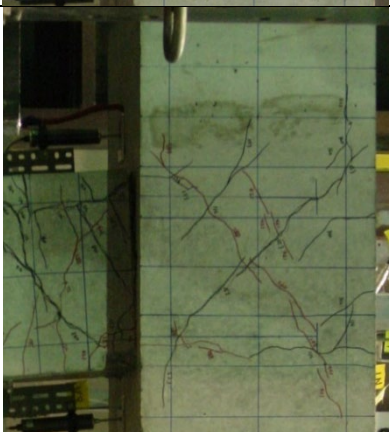
梁主筋支圧力 vs 層間変形角



柱突出部フープ引張力 vs 層間変形角





	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		

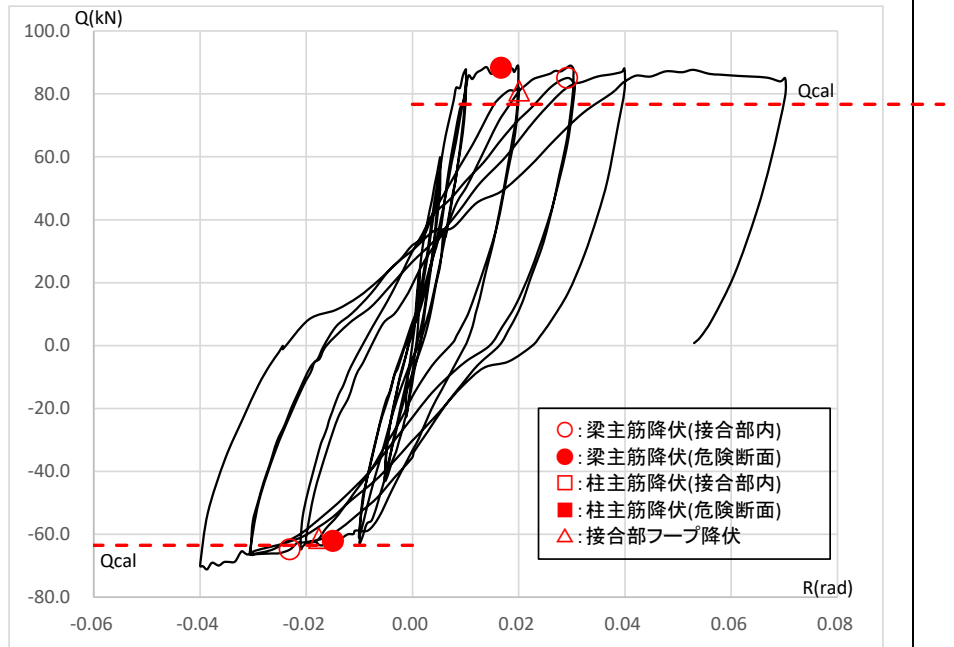
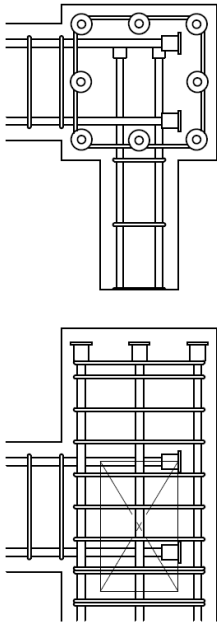


FL3 形状Ⅱ (柱突出型)

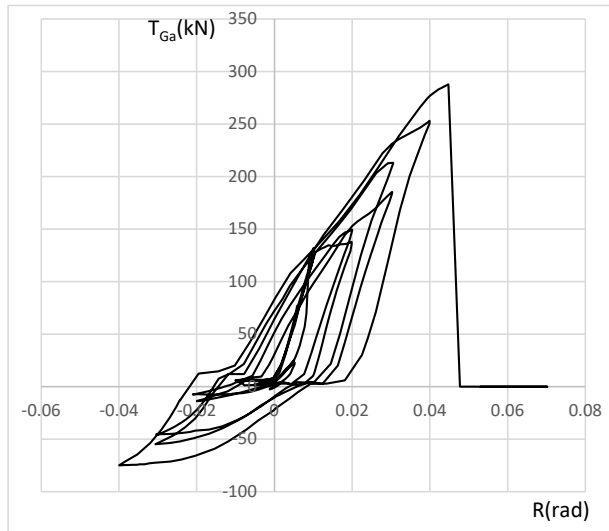
柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=4.22$ (正加力)/ $4.89$ (負加力)

梁主筋 2-D25(SD345)上下, 柱主筋 8-D25(USD685),  $F_c=27$ ( $N/mm^2$ ), 片側直交梁付き

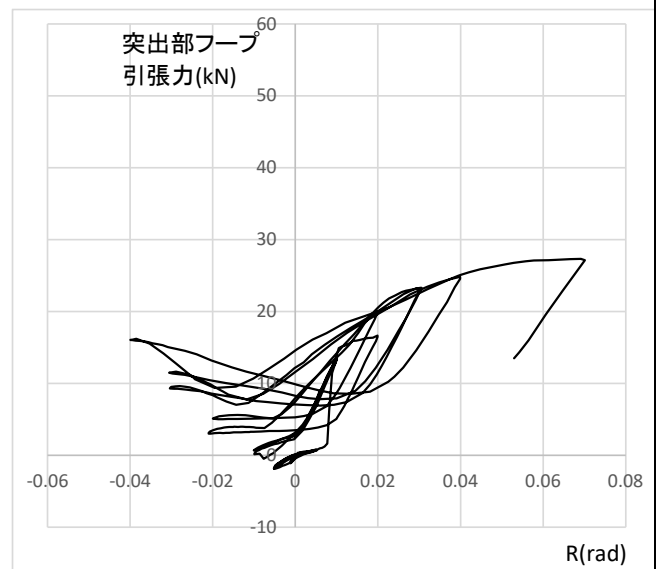
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}$ (kN)	正加力 76.7, 負加力 63.5	正加力側変形性能による分類 A
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 1.160, 負加力 1.120	


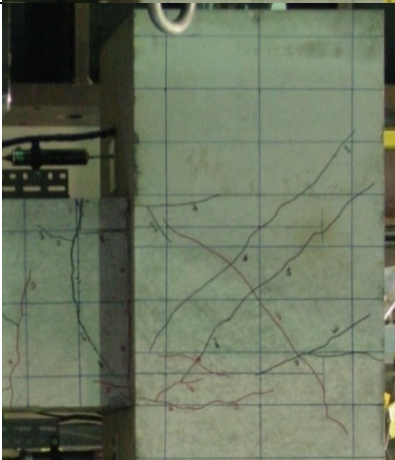
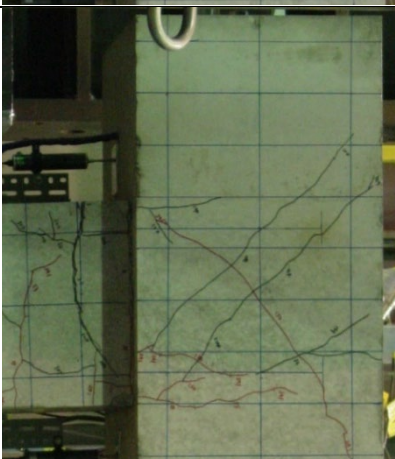



梁主筋支圧力 vs 層間変形角



柱突出部フープ引張力 vs 層間変形角



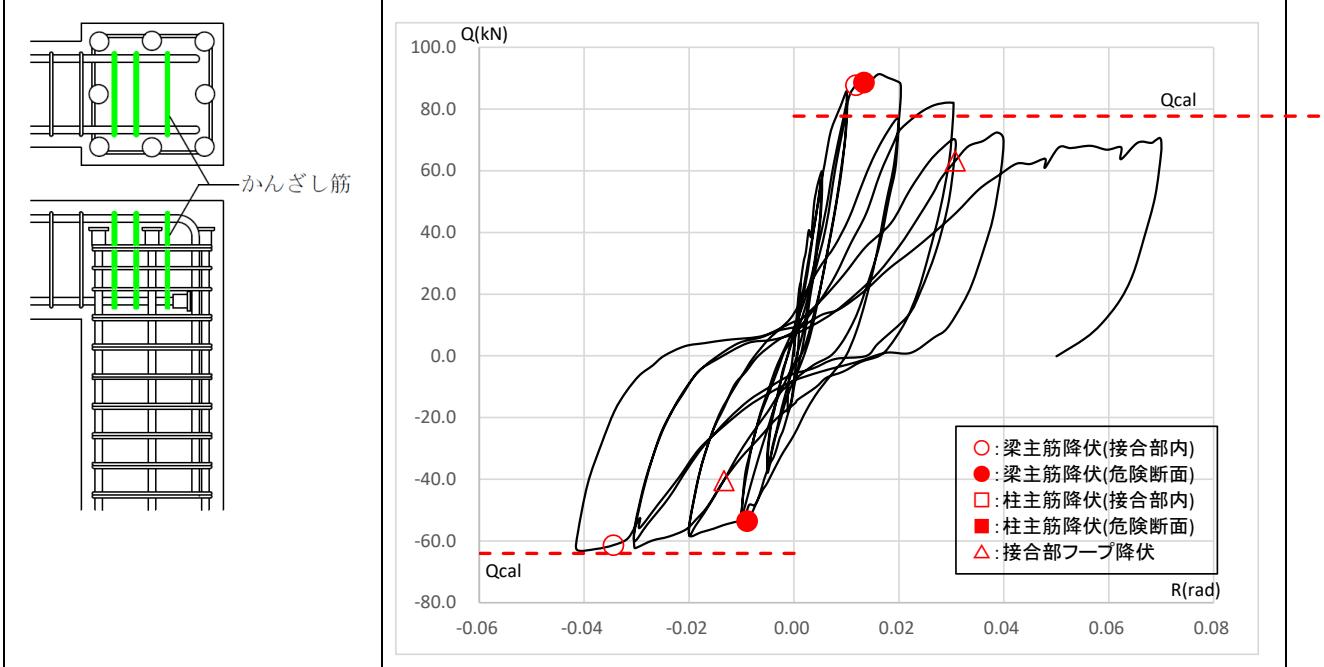
	側面		上面
R=+1/100			
R=+1/50			
R=+1/33			
R=+1/15			

FL4 形状 I (在来配筋型) 梁上端主筋曲げ下げ定着 (余長 35d)

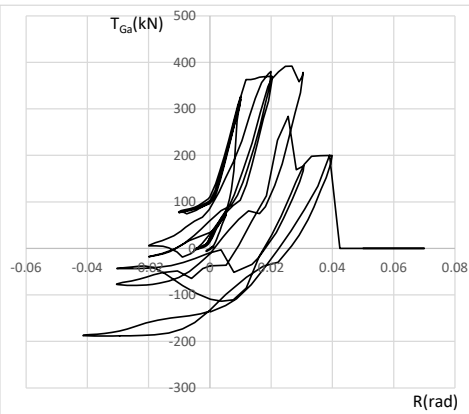
柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=4.17$ (正加力)/ $4.86$ (負加力)

梁主筋 2-D25(SD345)上下, 柱主筋 8-D25(USD685),  $F_c=27(N/mm^2)$

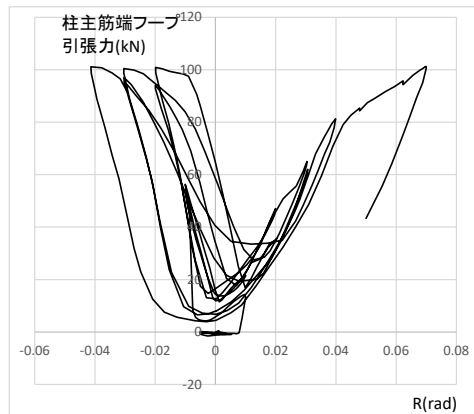
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}(kN)$	正加力 77.7, 負加力 64.0	正加力側変形性能による分類 B
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 1.175, 負加力 0.983	



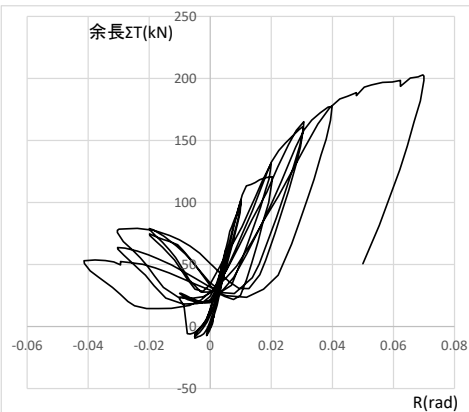
梁主筋支圧力 vs 層間変形角

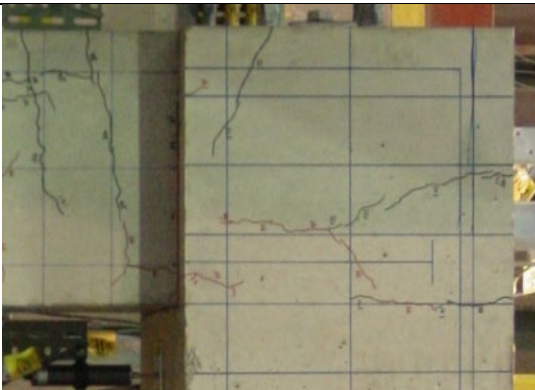
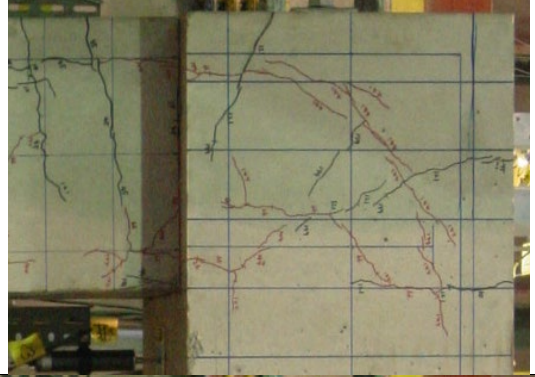
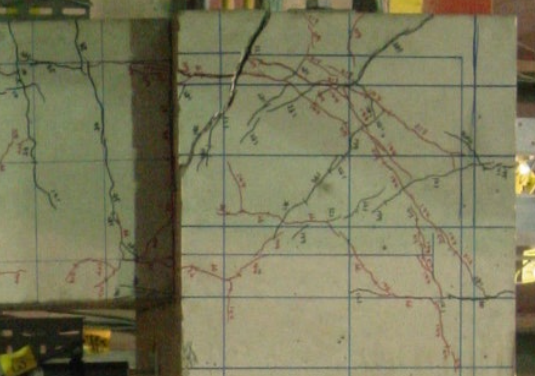




柱主筋端フープ引張力 vs 層間変形角



余長 (柱危険断面位置) 引張力 vs 層間変形角



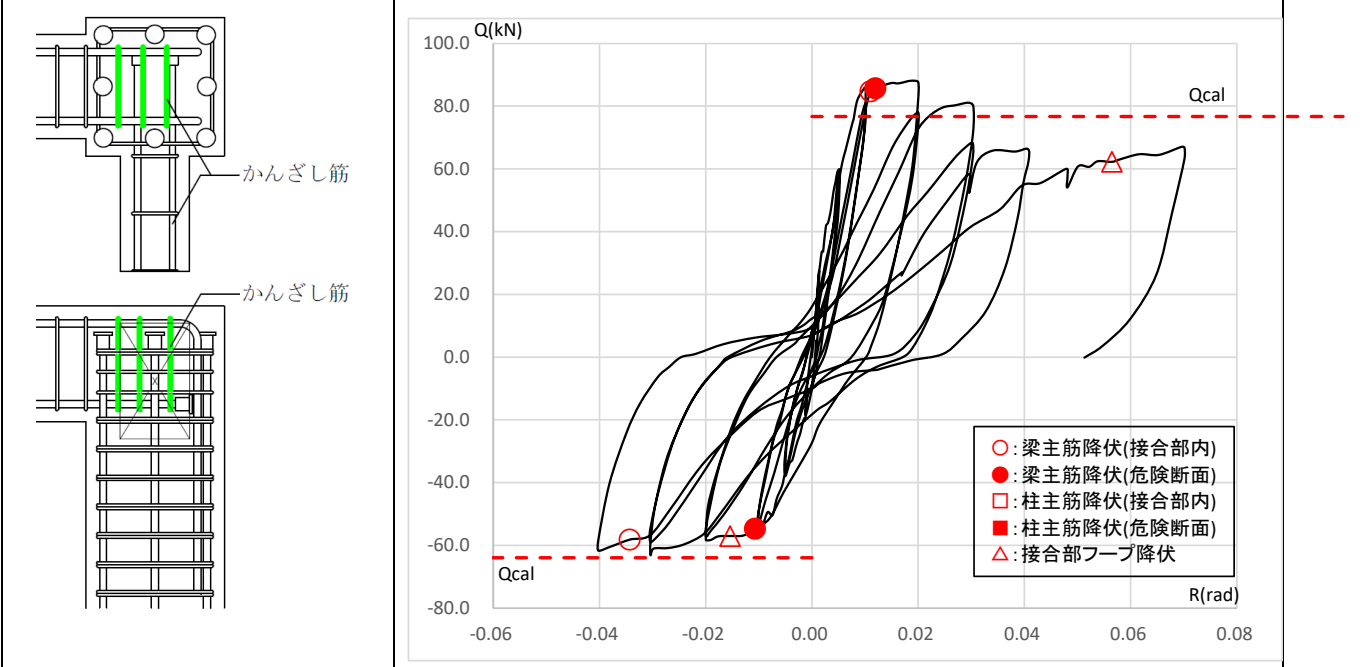
	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		

FL5 形状 I (在来配筋型) 梁上端主筋曲げ下げ定着 (余長 35d)

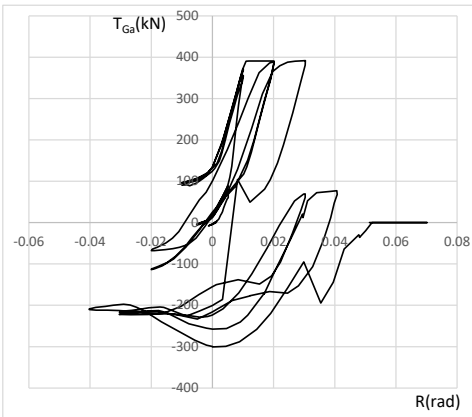
柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=4.22$ (正加力)/ $4.86$ (負加力)

梁主筋 2-D25(SD345)上下, 柱主筋 8-D25(USD685),  $F_c=27$ (N/mm<sup>2</sup>), 片側直交梁付き

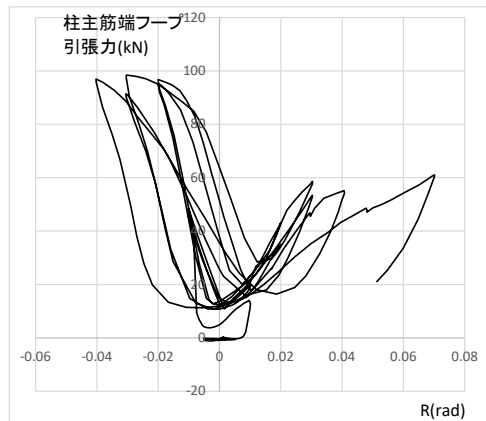
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}$ (kN)	正加力 76.7, 負加力 64.0	正加力側変形性能による分類 B
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 1.149, 負加力 0.987	



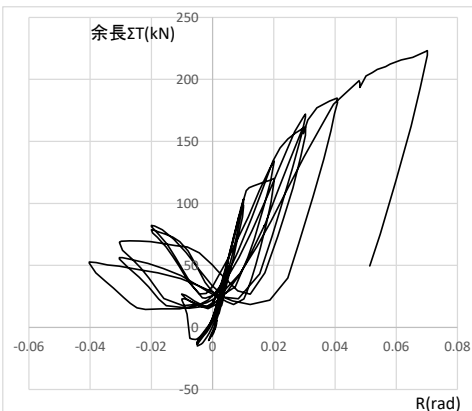
梁主筋支圧力 vs 層間変形角



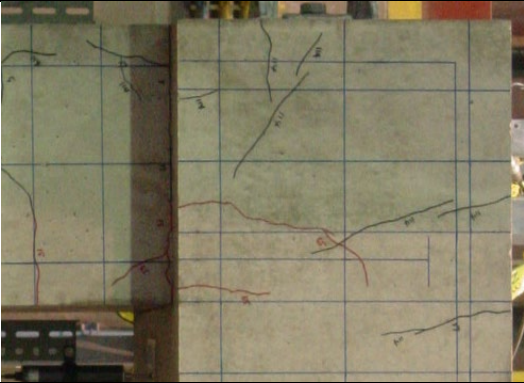





柱主筋端フープ引張力 vs 層間変形角



余長 (柱危険断面位置) 引張力 vs 層間変形角





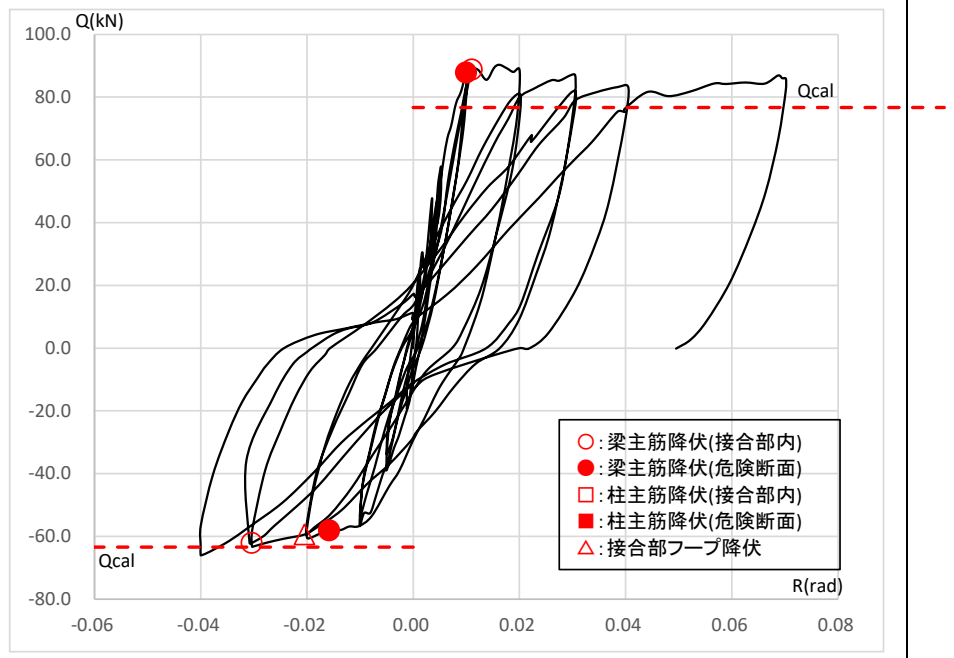
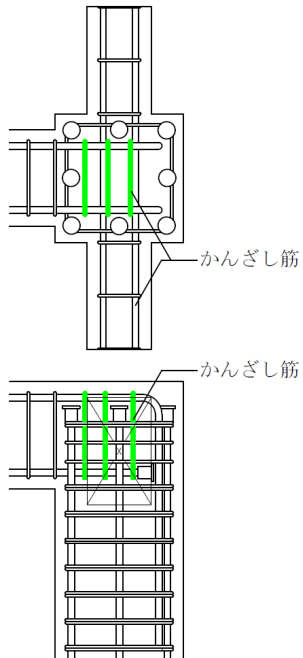
	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		 <p data-bbox="1118 1496 1273 1529">(R = +1/25)</p>
R=+1/15		

FL6 形状 I (在来配筋型) 梁上端主筋曲げ下げ定着 (余長 35d)

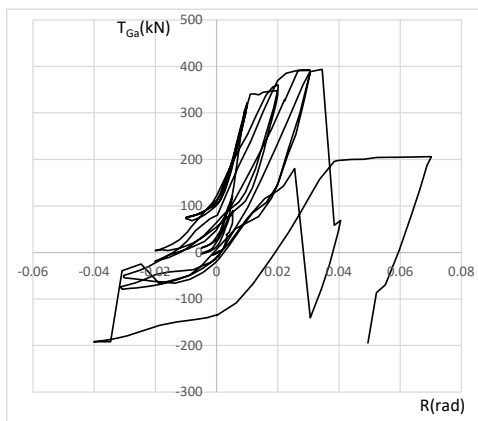
柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=4.22$ (正加力)/ $4.90$ (負加力)

梁主筋 2-D25(SD345)上下, 柱主筋 8-D25(USD685),  $F_c=27$ (N/mm<sup>2</sup>), 両側直交梁付き

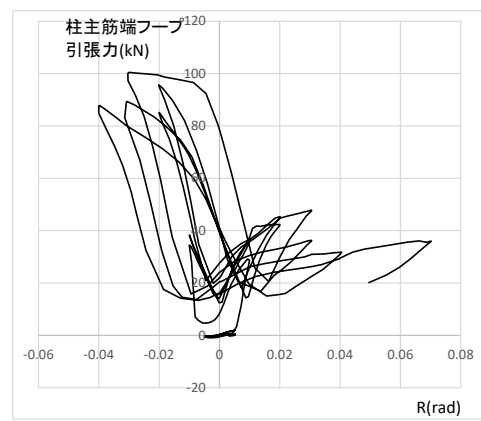
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}$ (kN)	正加力 76.7, 負加力 63.4	正加力側変形性能による分類 A
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 1.177, 負加力 1.039	



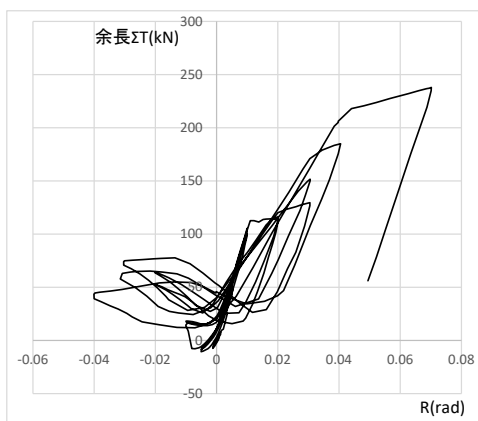
梁主筋支圧力 vs 層間変形角



柱主筋端フープ引張力 vs 層間変形角



余長 (柱危険断面位置) 引張力 vs 層間変形角



	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		

(R = + 1/25)

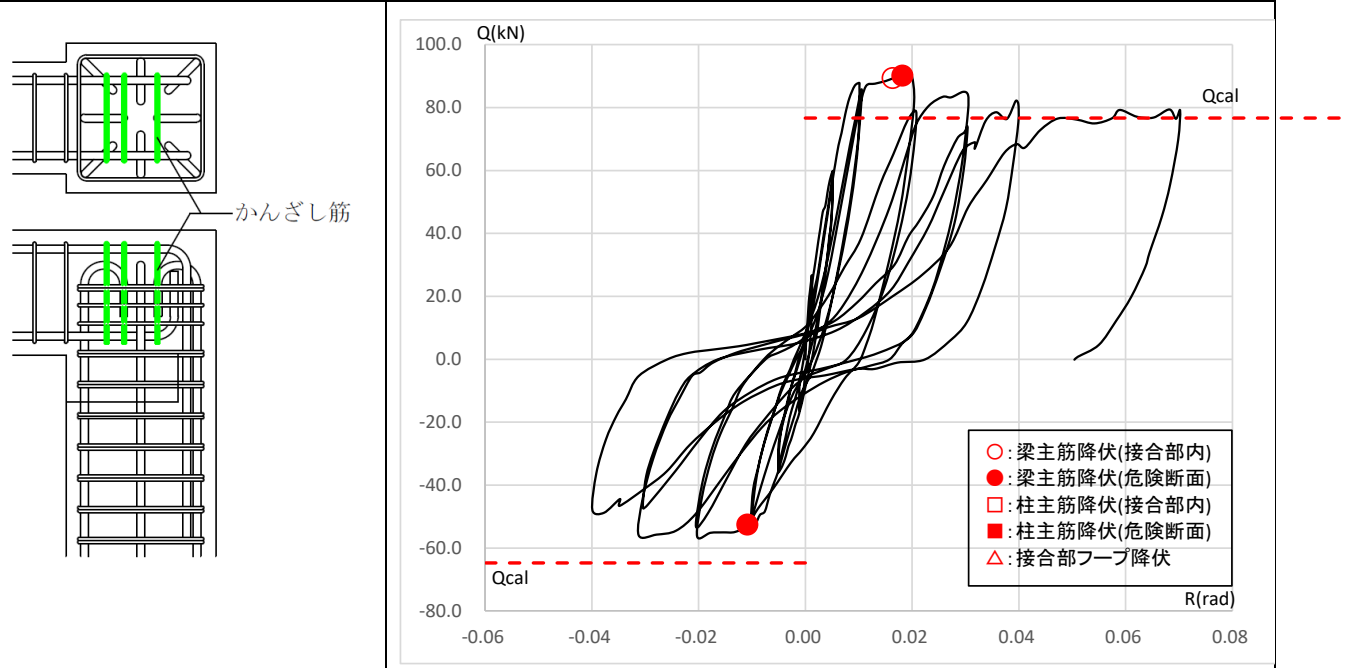


FL7 形状 I (在来配筋型) 梁上端主筋曲げ下げ定着 (余長 35d), 柱主筋, 梁下端筋も在来配筋

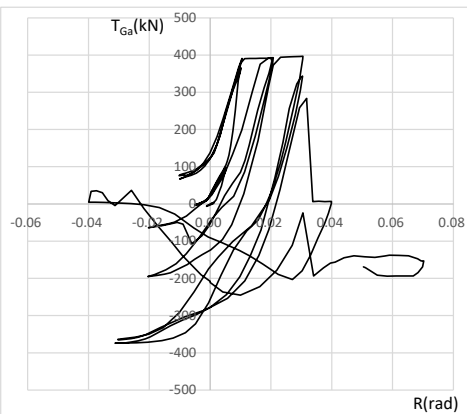
柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=4.22$ (正加力)/ $4.90$ (負加力)

梁主筋 2-D25(SD345)上下, 柱主筋 8-D25(USD685),  $F_c=27(N/mm^2)$

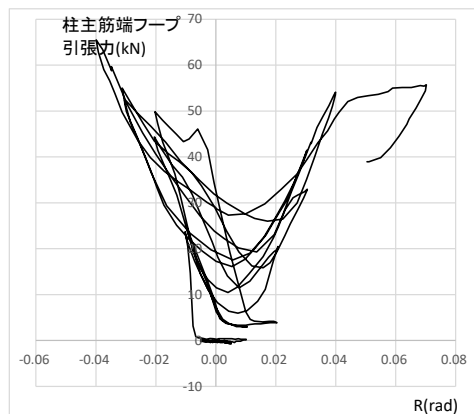
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}(kN)$	正加力 76.7, 負加力 64.8	正加力側変形性能による分類 A
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 1.174, 負加力 0.869	



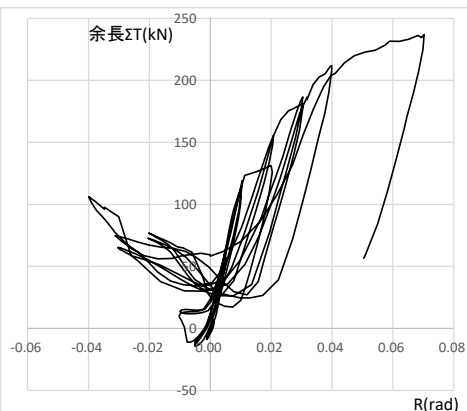
梁主筋支圧力 vs 層間変形角

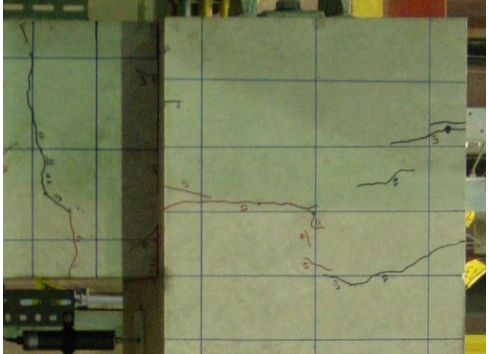


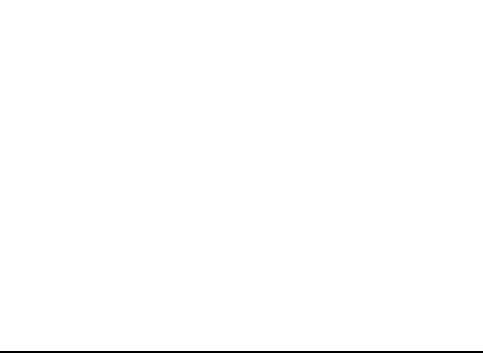
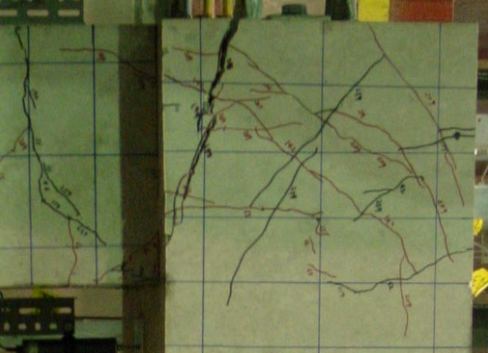





柱主筋端フープ引張力 vs 層間変形角



余長 (柱危険断面位置) 引張力 vs 層間変形角



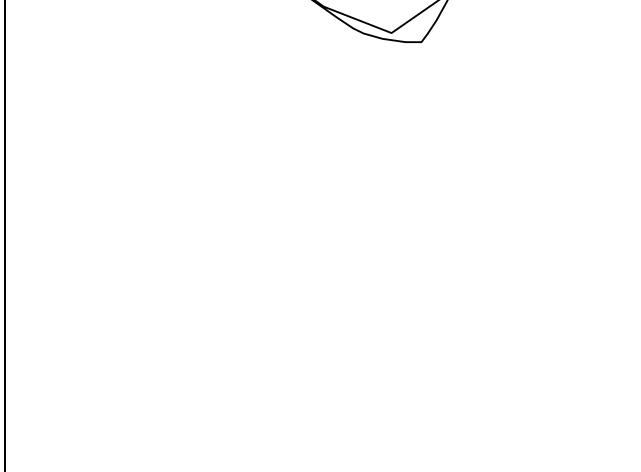
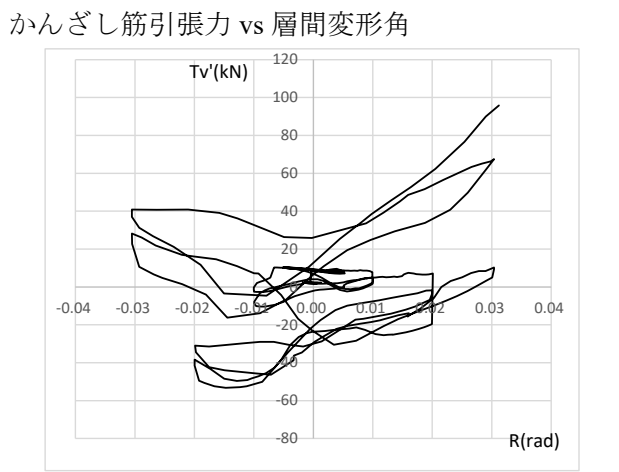
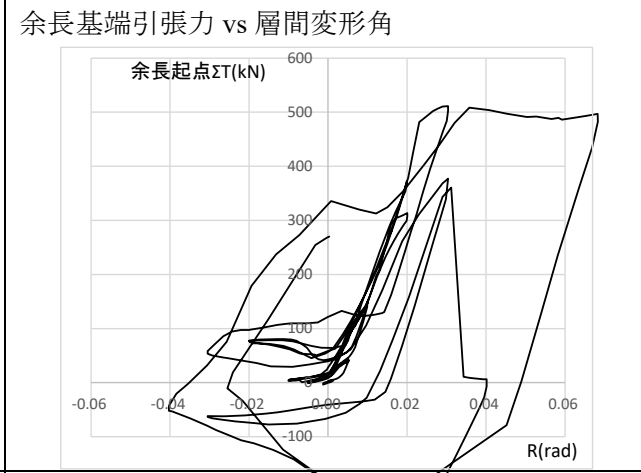
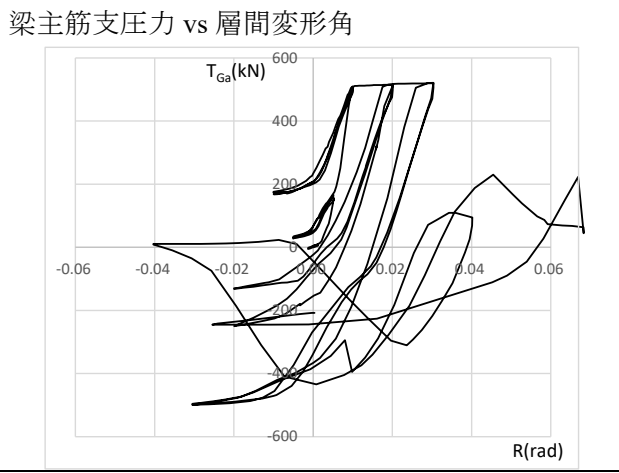
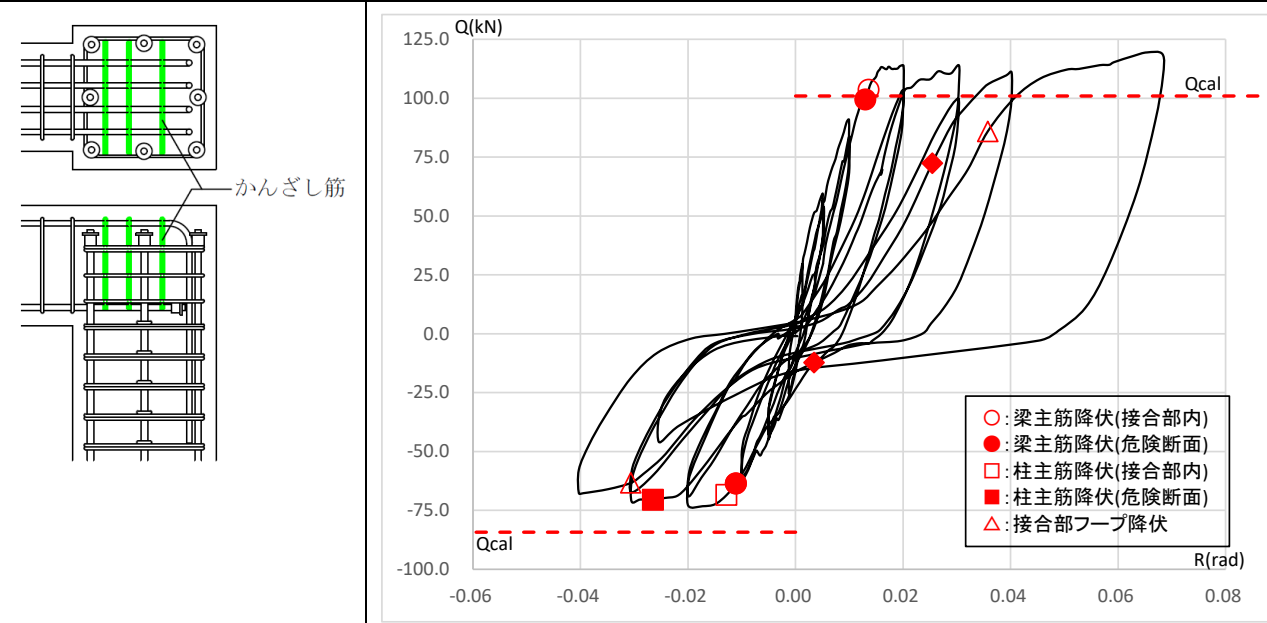
	側面	上面
R= +1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		

No.1 形状 I (在来配筋型) 梁上端主筋曲げ下げ定着(余長 35d)

柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b = 1.47$ (正加力)/ $1.53$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c = 30(N/mm^2)$ , かんざし筋  $3 \times 2-D10$

梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}(kN)$	正加力 101.0, 負加力 84.3	正加力側変形性能による分類 A
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 1.182, 負加力 0.866	



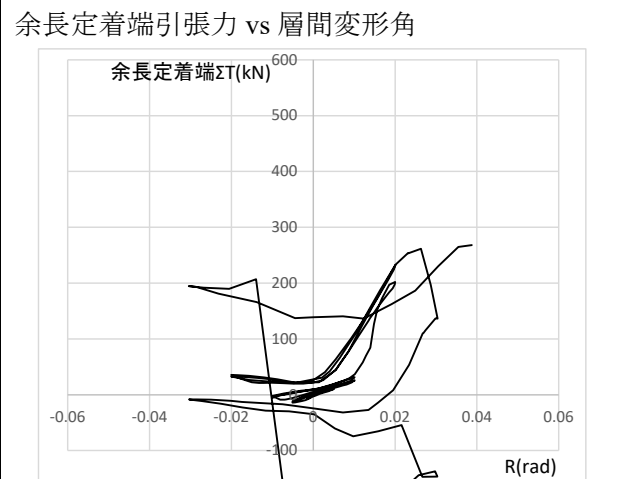
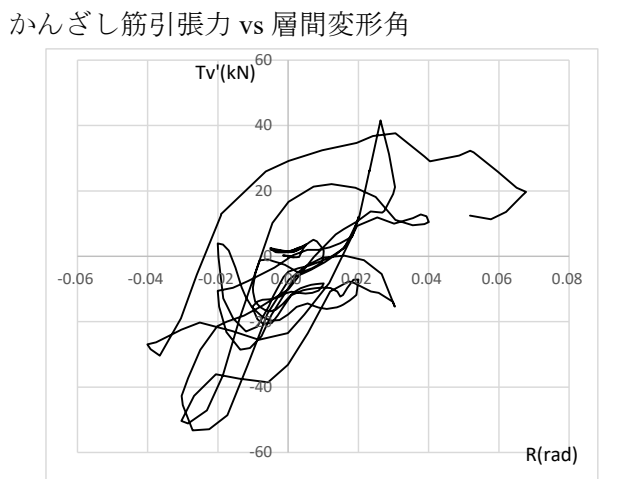
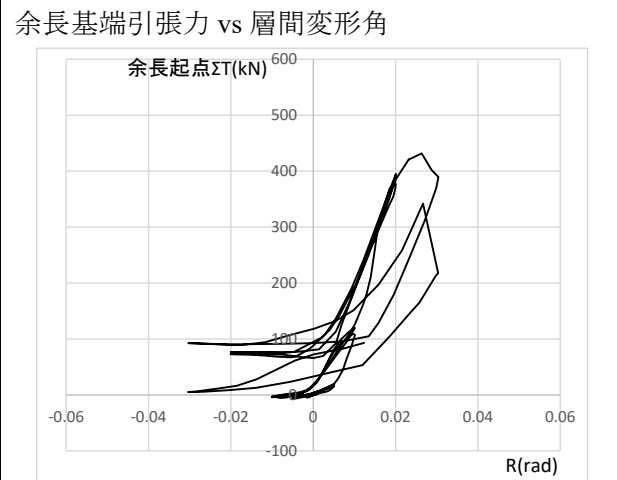
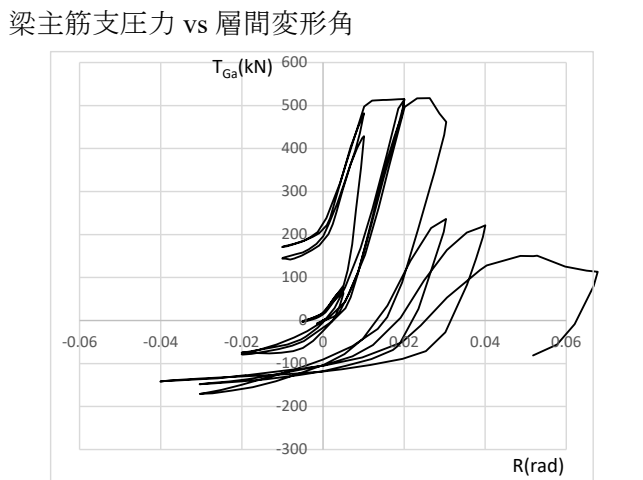
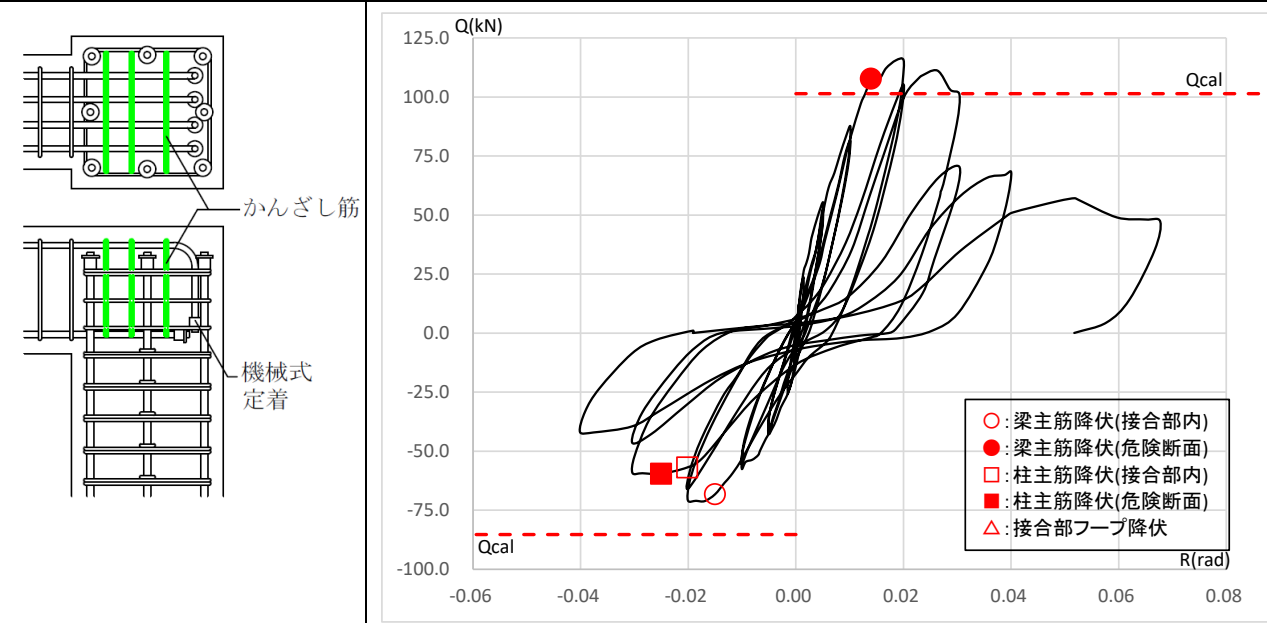
	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		

No.2 形状 I (在来配筋型) 梁上端主筋曲げ下げ定着(余長 10d+機械式定着)

柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b = 1.47$ (正加力)/ $1.53$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c = 30$ (N/mm<sup>2</sup>), かんざし筋 3×2-D10

梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}$ (kN)	正加力 101.4, 負加力 85.3	正加力側変形性能による分類 B
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 1.141, 負加力 0.835	





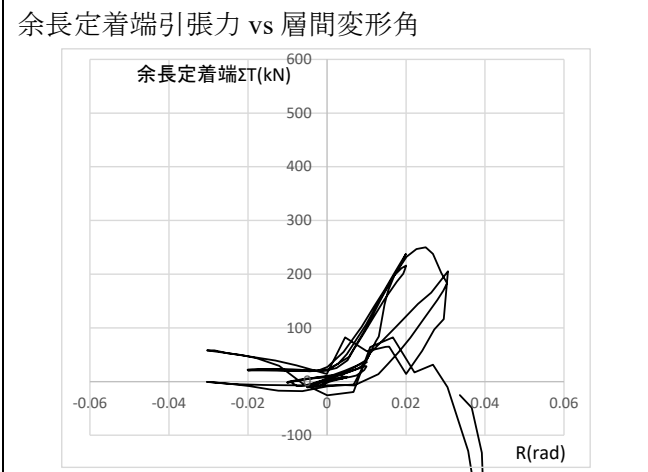
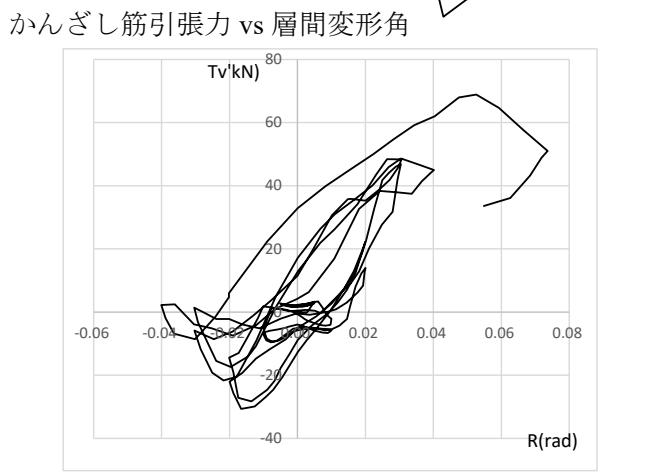
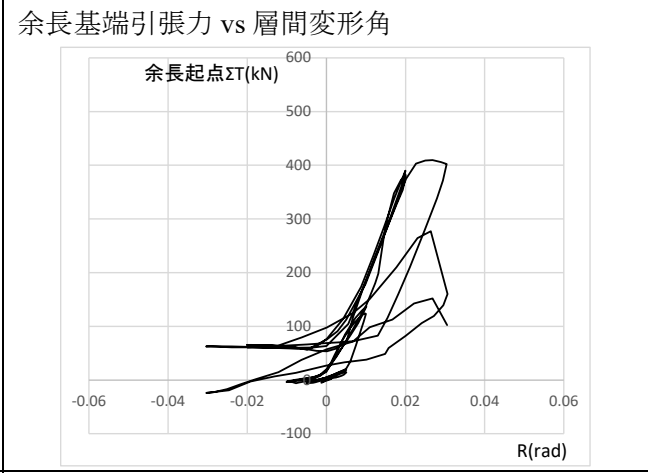
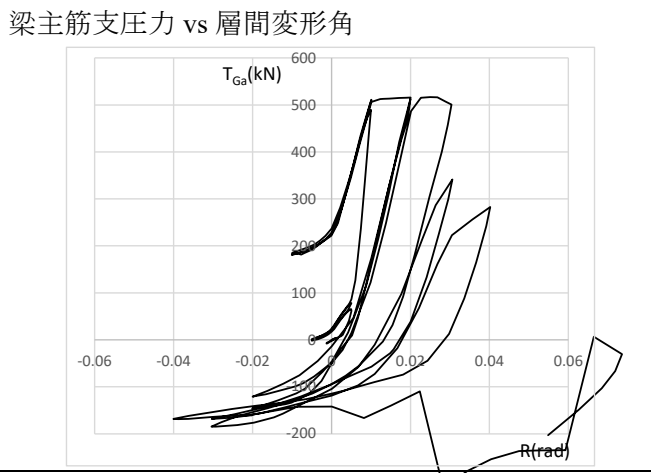
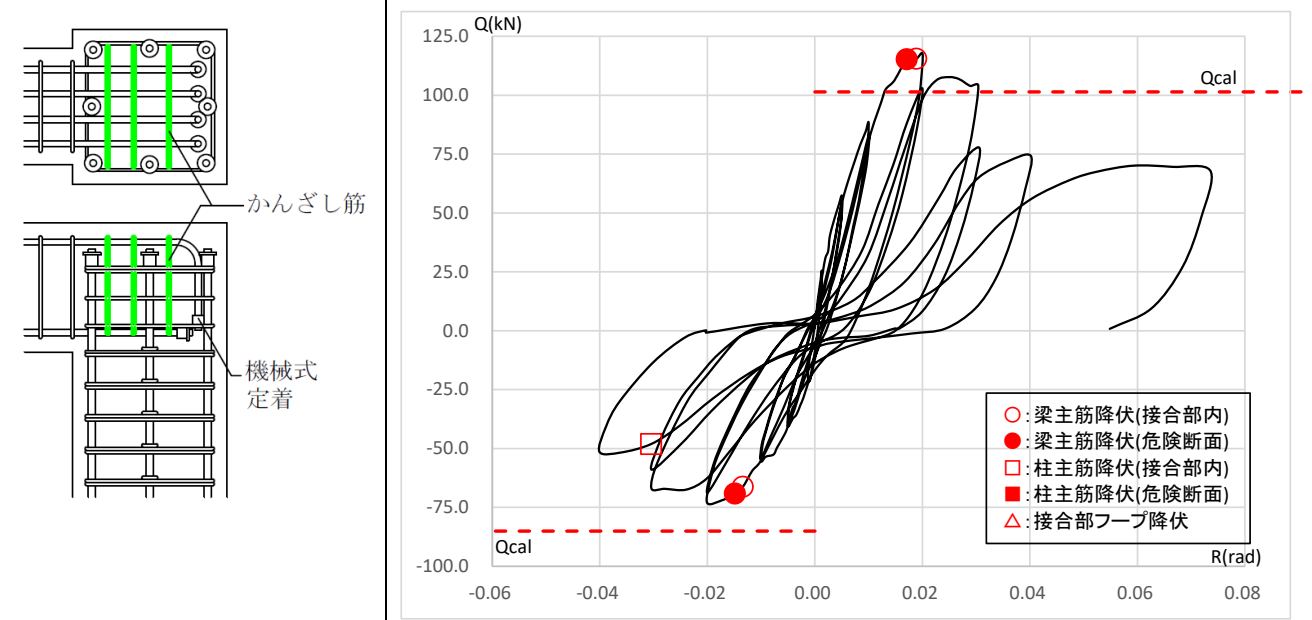
	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		

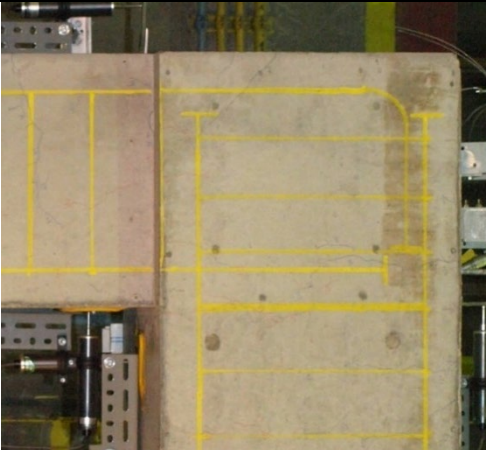
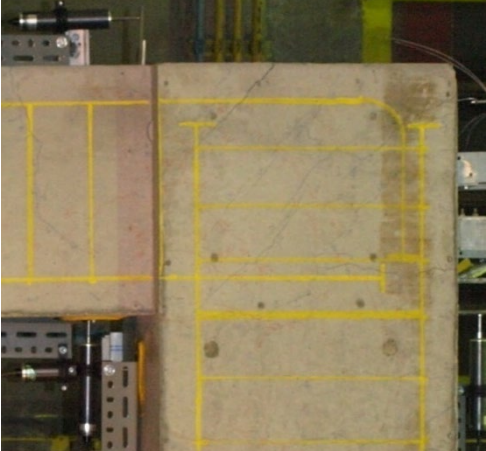


No.3 形状 I (在来配筋型) 梁上端主筋曲げ下げ定着(余長 10d+機械式定着)

柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b = 1.92$ (正加力)/ $2.06$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD490),  $F_c = 30$ (N/mm<sup>2</sup>), かんざし筋 3×2-D10

梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}$ (kN)	正加力 101.4, 負加力 85.1	正加力側変形性能による分類 B
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 1.159, 負加力 0.856	



	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/25		

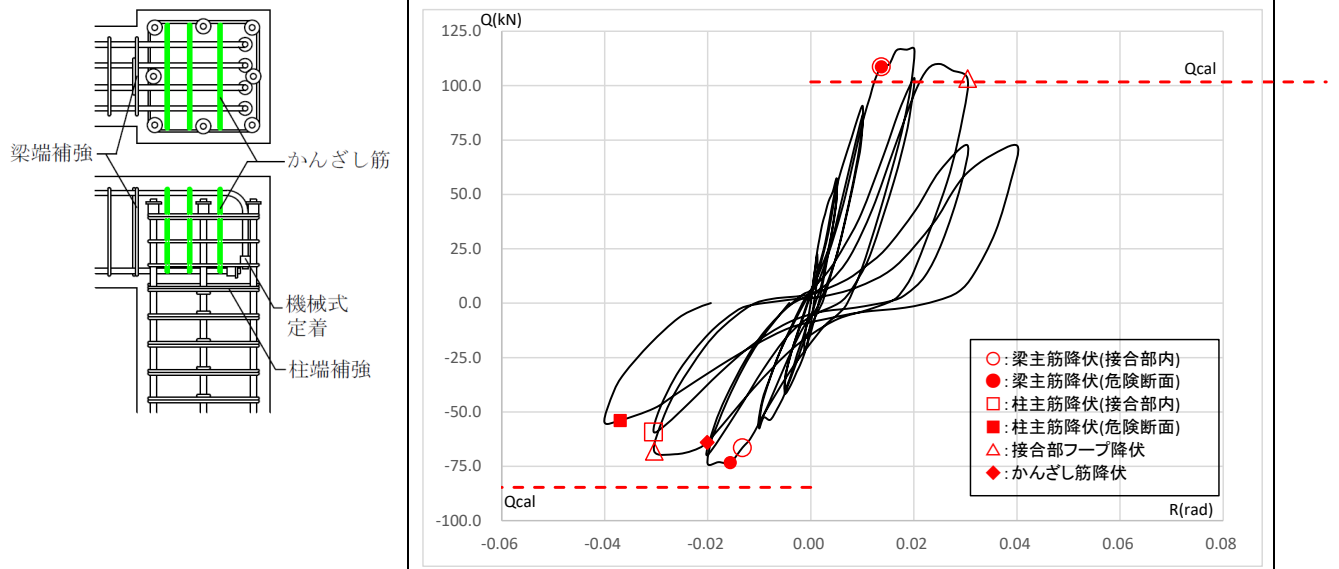


No.4 形状 I (在来配筋型) 梁上端主筋曲げ下げ定着(余長 10d+機械式定着)

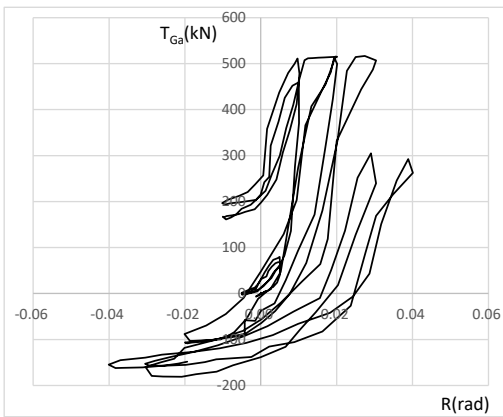
柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.92$ (正加力)/ $2.08$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD490),  $F_c=30(N/mm^2)$ , かんざし筋  $3 \times 2$ -D10,  
柱端補強(第1フープ X6Y3-D13, SD785), 梁端補強(第1スターラップ 4-D13, SD785)

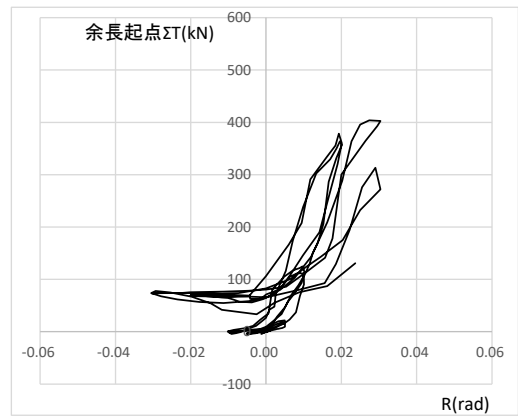
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}(kN)$	正加力 101.7, 負加力 84.6	正加力側変形性能による分類 B
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 1.149, 負加力 0.873	



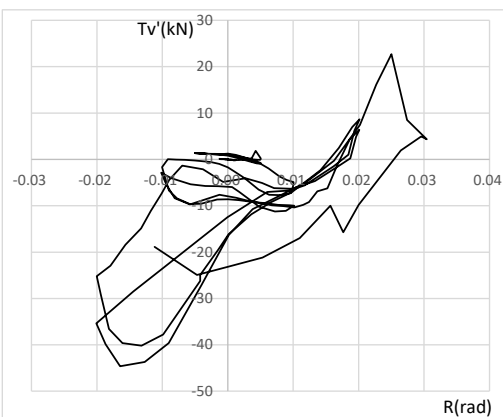
梁主筋支圧力 vs 層間変形角



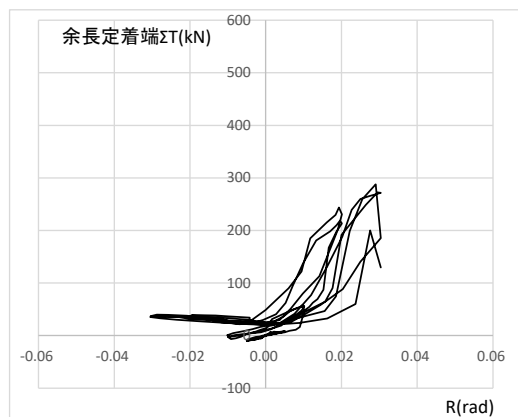
余長基端引張力 vs 層間変形角


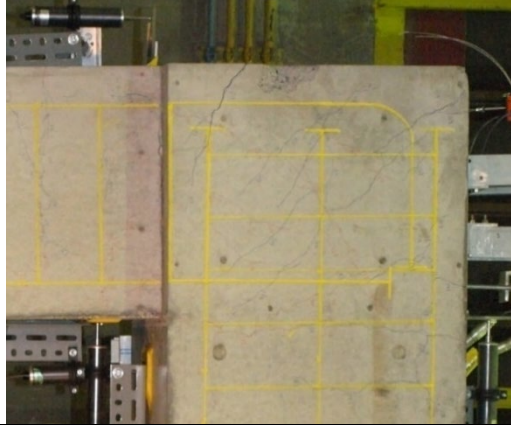
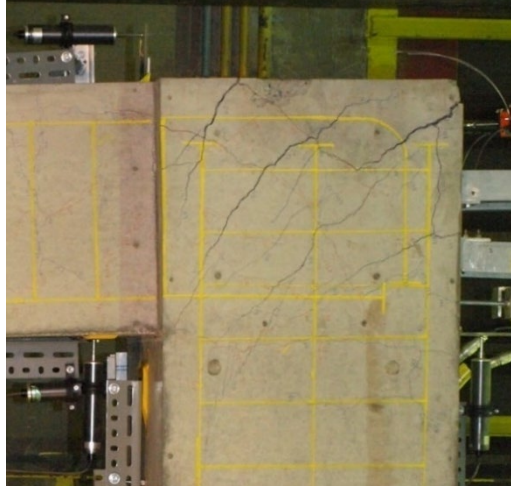



かんざし筋引張力 vs 層間変形角



余長定着端引張力 vs 層間変形角



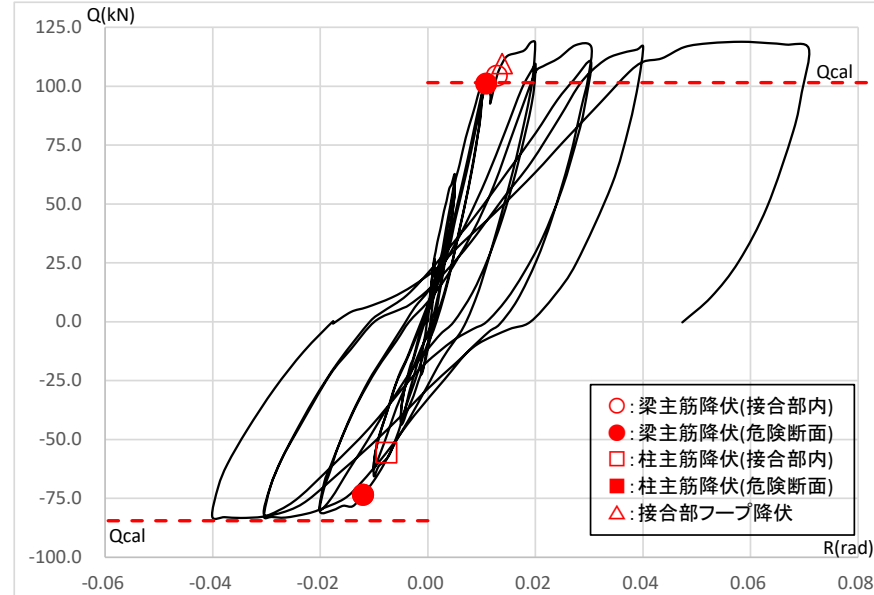
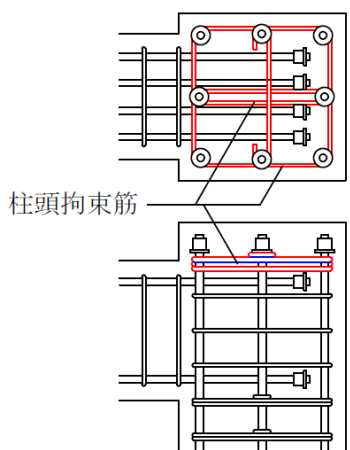
	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/25		

No.5 分類Ⅲ（柱頭拘束型）加力直交方向拘束筋有

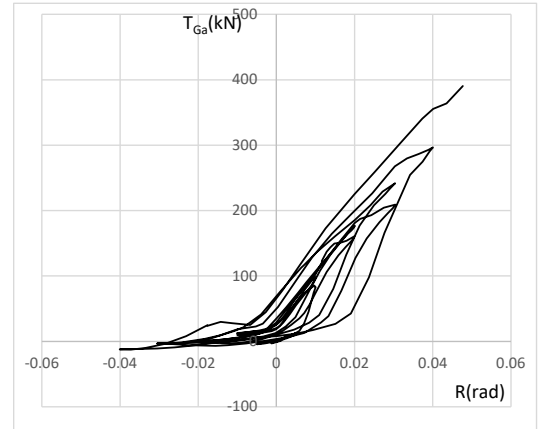
柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.48$ (正加力)/ $1.53$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c=30(N/mm^2)$ , 柱定着端拘束筋 X6Y3-D13

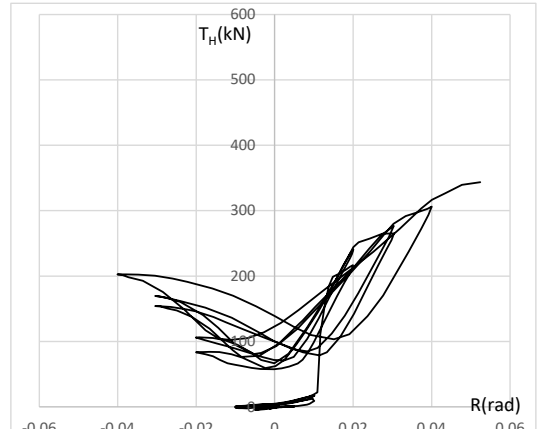
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}(kN)$	正加力 101.5, 負加力 84.5	正加力側変形性能による分類 A
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 1.171, 負加力 0.986	



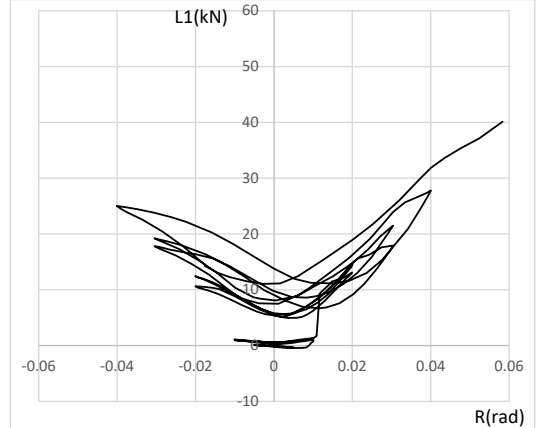
梁主筋支圧力 vs 層間変形角







柱頭拘束筋引張力 vs 層間変形角



柱頭拘束筋（直交方向） vs 層間変形角



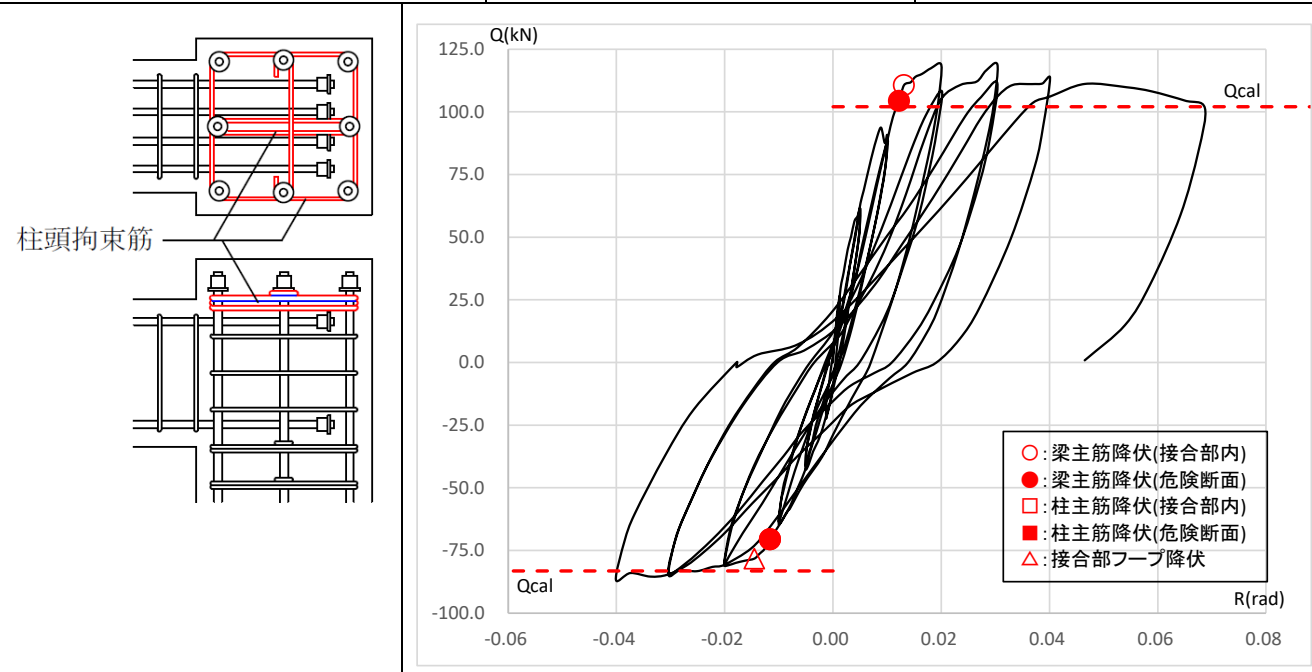
	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		

No.6 形状Ⅲ（柱頭拘束型）加力直交方向拘束筋有

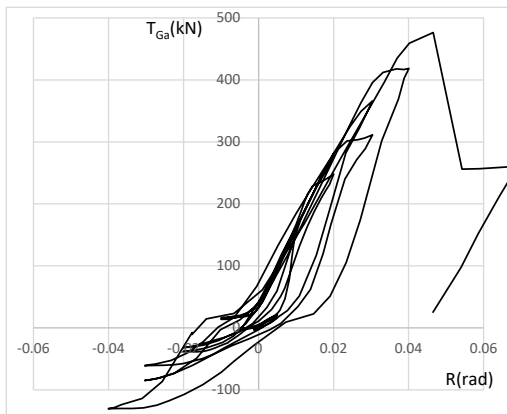
柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.92$ (正加力)/ $2.10$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD490),  $F_c=30(N/mm^2)$ , 柱定着端拘束筋 X6Y3-D13

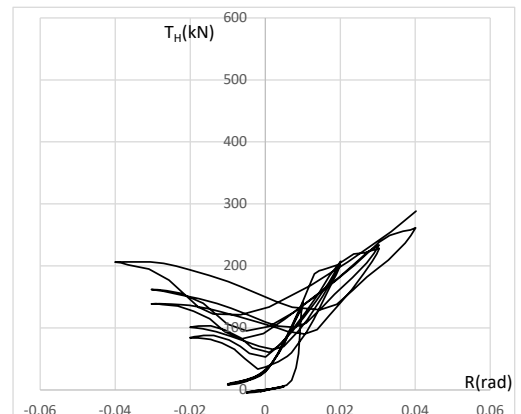
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}(kN)$	正加力 102.1, 負加力 83.2	正加力側変形性能による分類 A
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 1.164, 負加力 1.042	



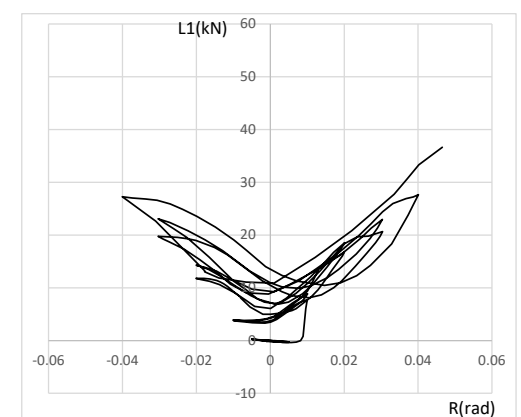
梁主筋支圧力 vs 層間変形角



柱頭拘束筋引張力 vs 層間変形角



柱頭拘束筋（直交方向）vs 層間変形角





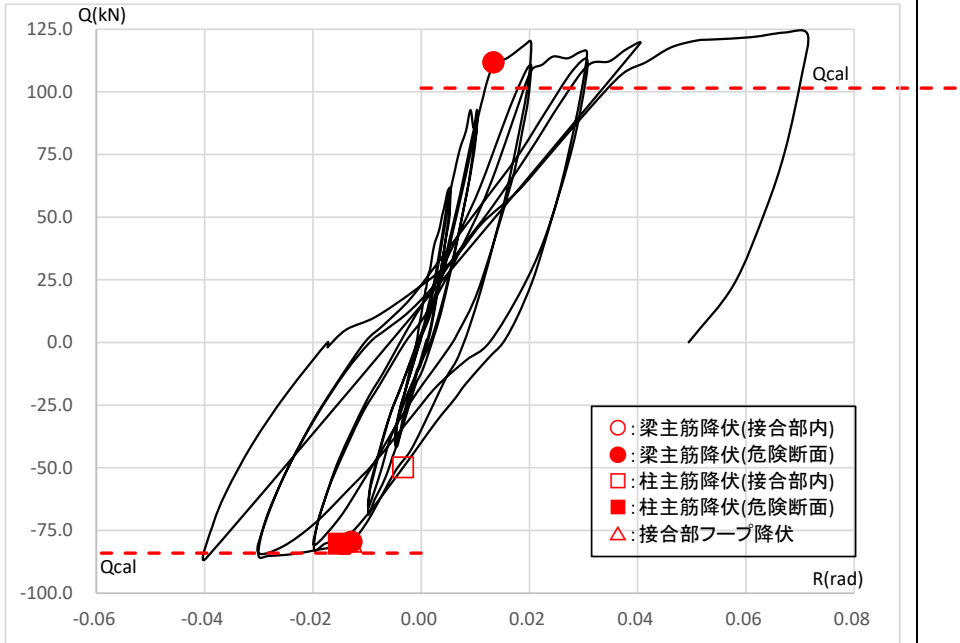
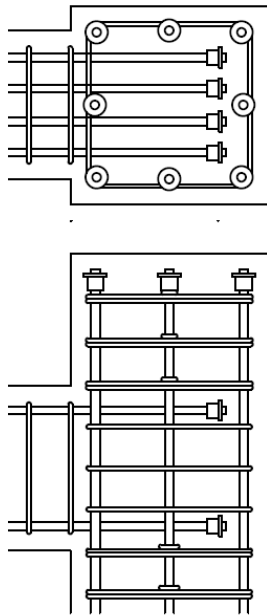
	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		

No.7 形状Ⅱ (柱突出型)

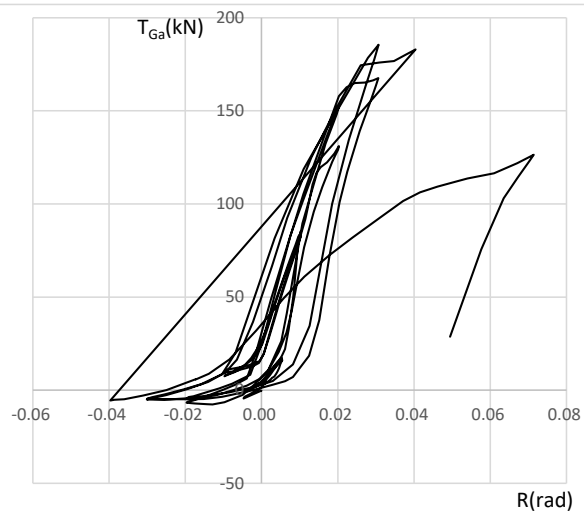
柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.49$ (正加力)/ $1.54$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c=30$ (N/mm<sup>2</sup>)

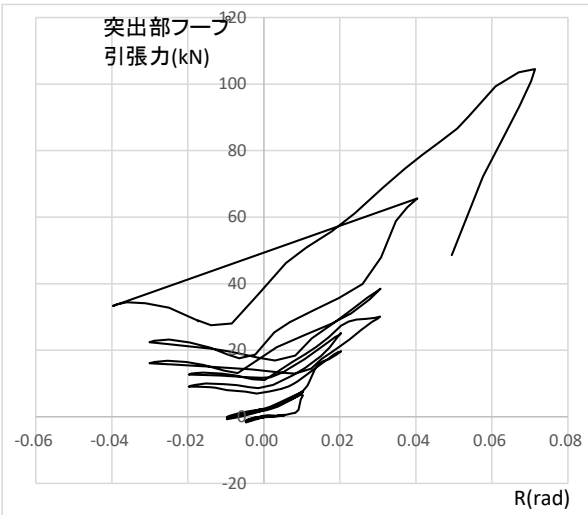
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}$ (kN)	正加力 101.5, 負加力 84.1	正加力側変形性能による分類 A
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 1.217, 負加力 1.023	




梁主筋支圧力 vs 層間変形角



柱突出部フープ引張力 vs 層間変形角



	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		

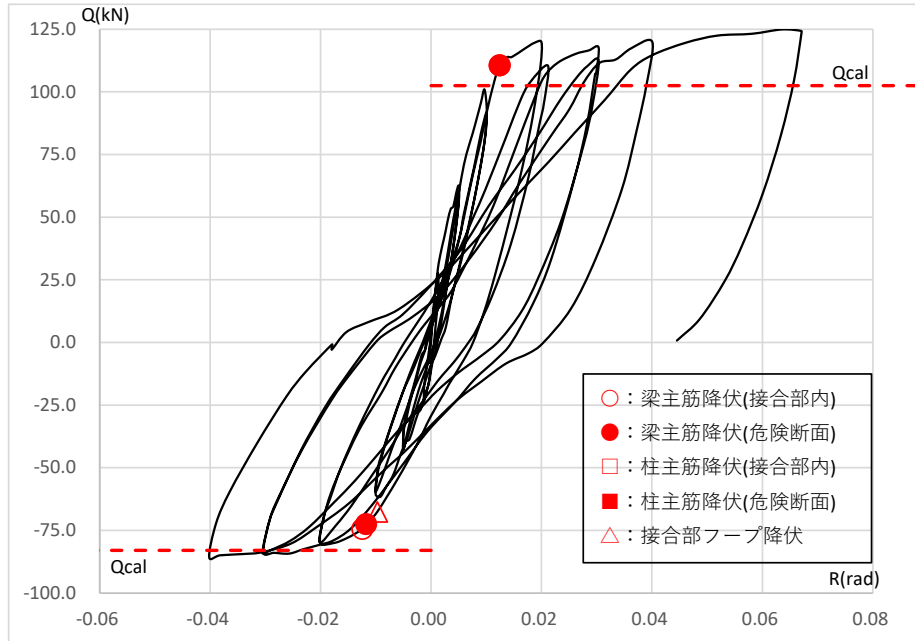
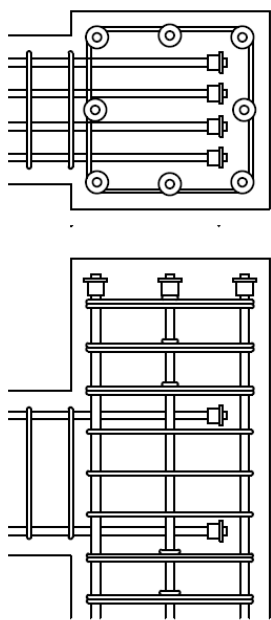


No.8 形状Ⅱ (柱突出型)

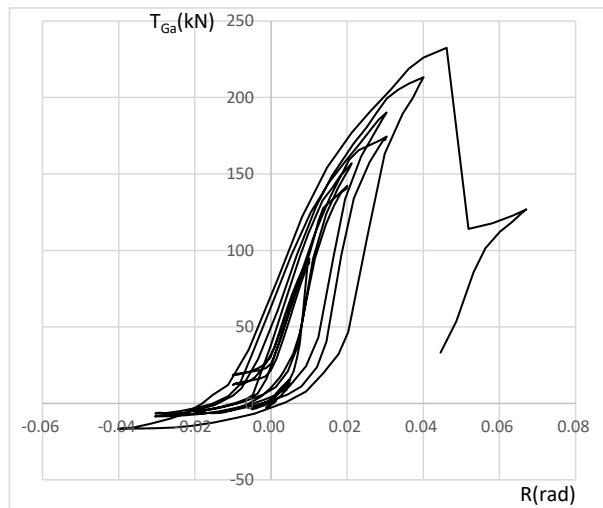
柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.91$ (正加力)/ $2.11$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD490),  $F_c=30(N/mm^2)$

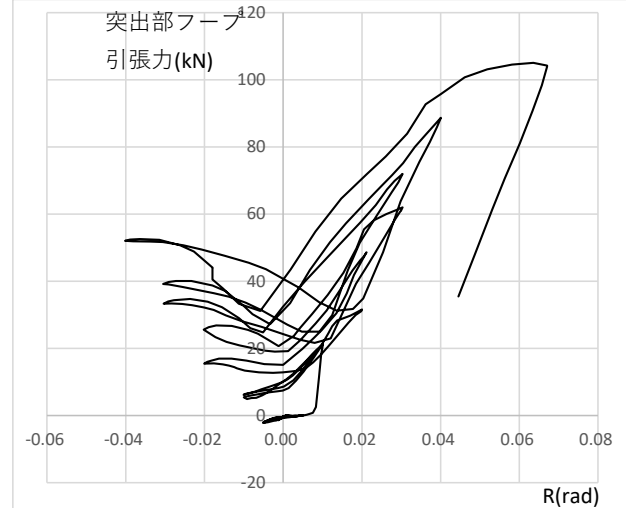
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}(kN)$	正加力 102.4, 負加力 83.0	正加力側変形性能による分類 A
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 1.218, 負加力 1.032	







梁主筋支圧力 vs 層間変形角



柱突出部フープ引張力 vs 層間変形角



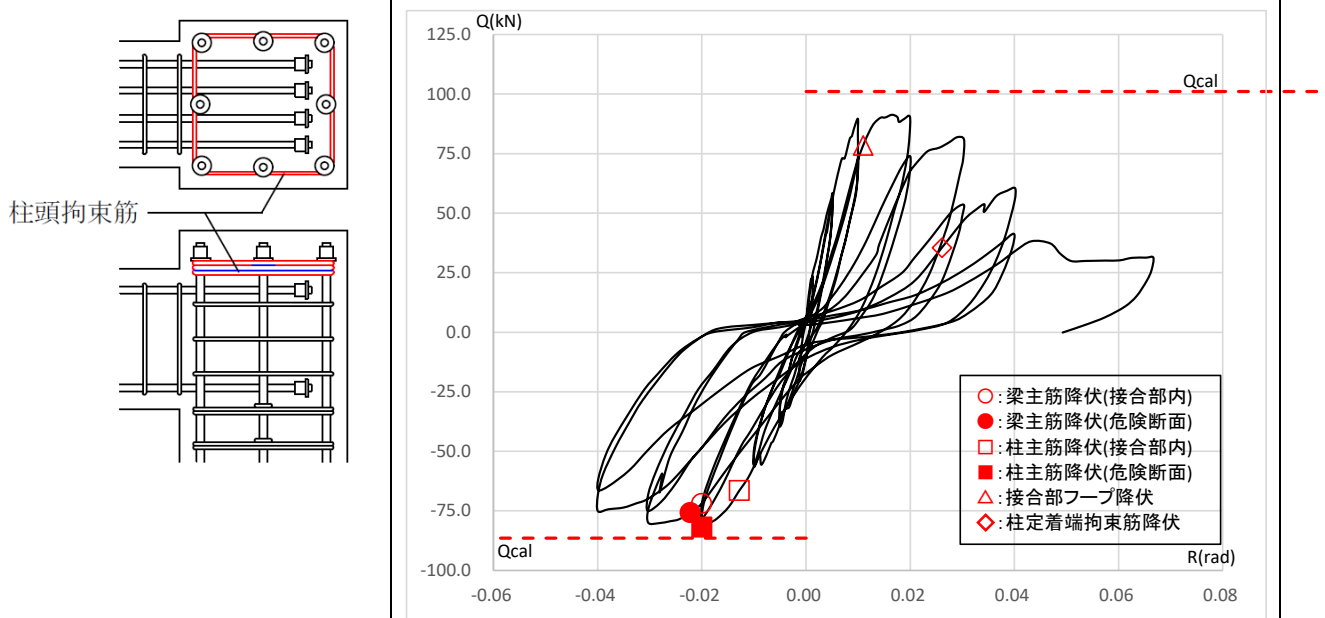
	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		

No.9 形状Ⅲ (柱頭拘束型)

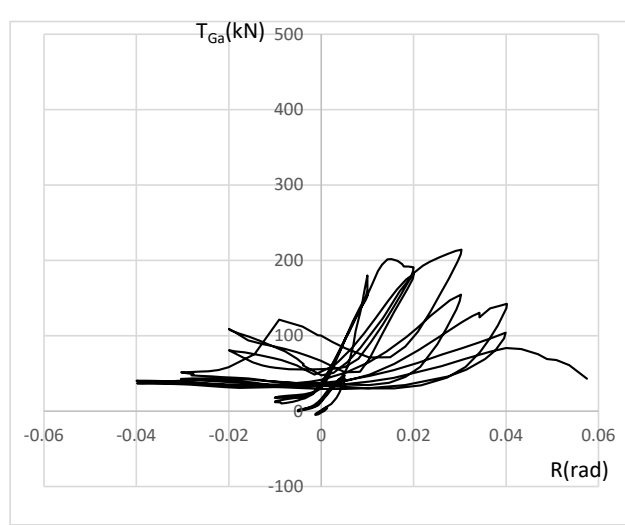
柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b = 1.45$ (正加力)/ $1.49$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c = 30$ (N/mm<sup>2</sup>), 柱定着端拘束筋  $3 \times X2Y2-D13$

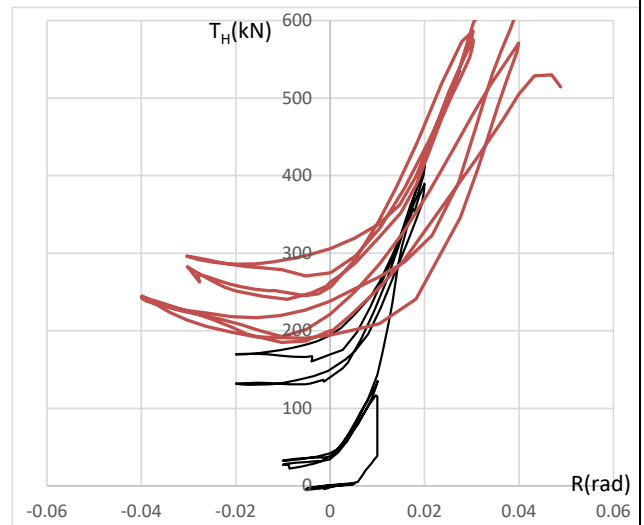
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}$ (kN)	正加力 101.1, 負加力 86.5	正加力側変形性能による分類 C
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 0.903, 負加力 0.947	

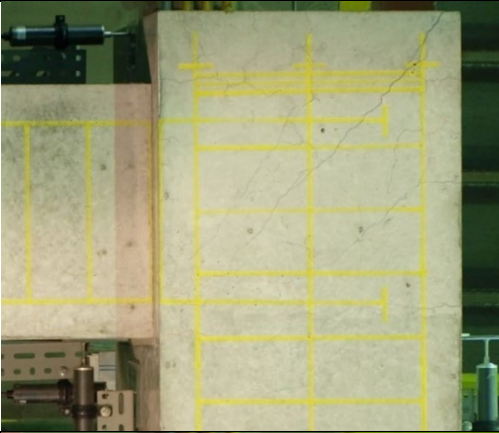
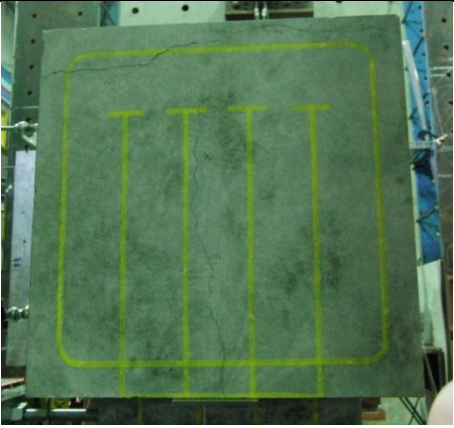
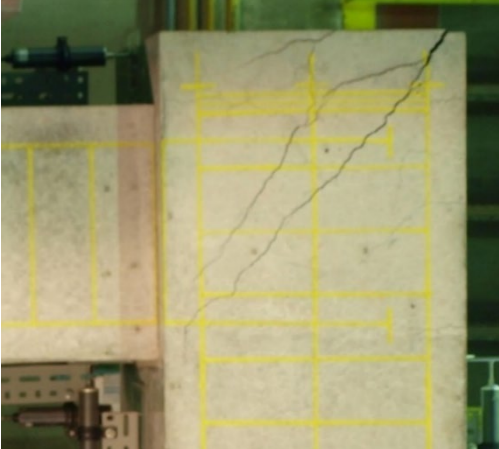
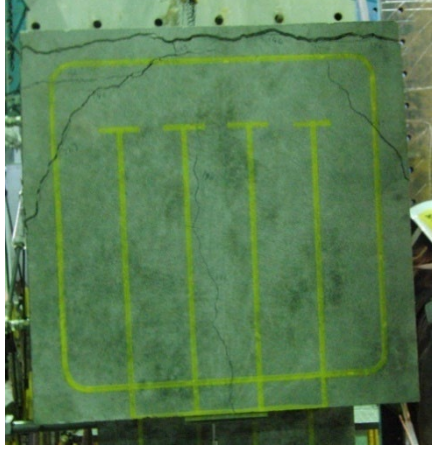
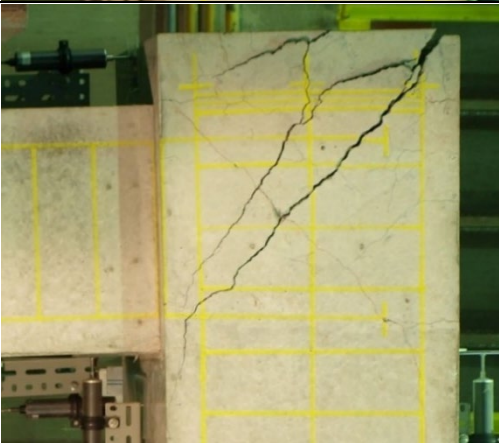
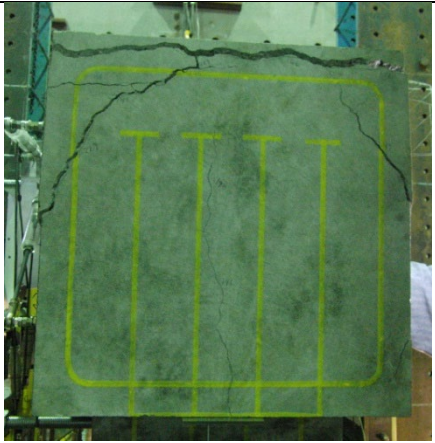
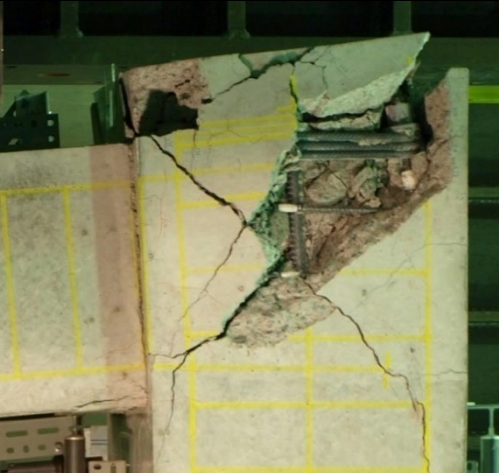
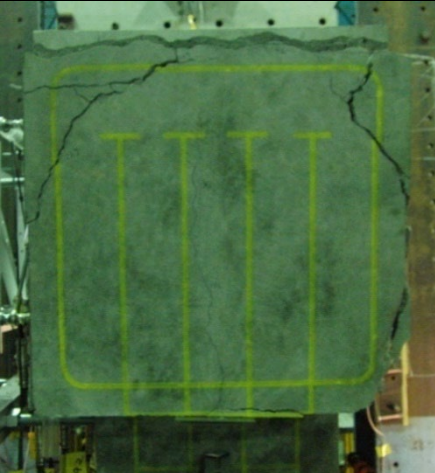


梁主筋支圧力 vs 層間変形角



柱頭拘束筋引張力 vs 層間変形角



	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		

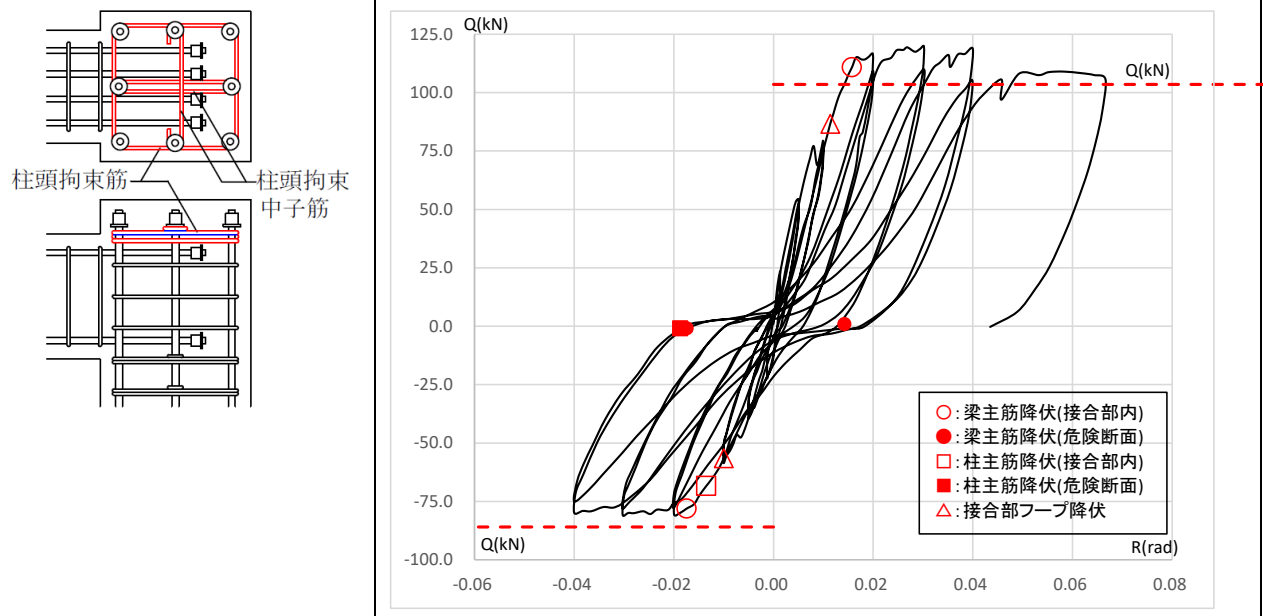


No.10 形状Ⅲ（柱頭拘束型）加力直交方向拘束筋有

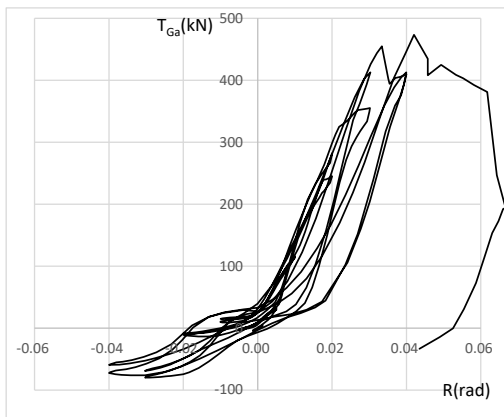
梁定着長 2/3Dc, 柱梁曲げ耐力比 Mc/Mb=1.44(正加力)/1.50(負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345), Fc=30(N/mm<sup>2</sup>), 柱定着端拘束筋 X6Y3-D13

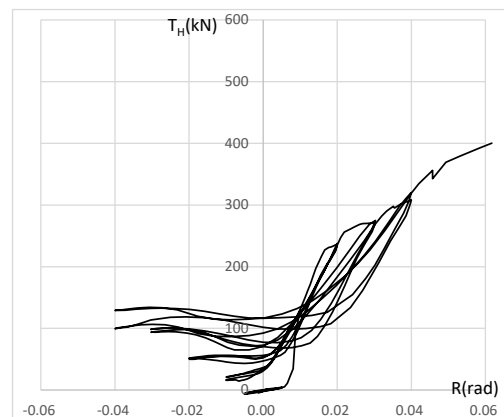
梁降伏時層せん断力計算値 Qcal(kN)	正加力 103.6, 負加力 85.9	正加力側変形性能による分類 A
最大層せん断力実験値 Qmax/Qcal	正加力 1.157, 負加力 0.940	



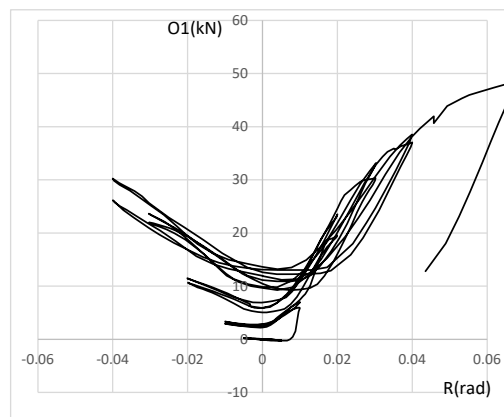
梁主筋支圧力 vs 層間変形角

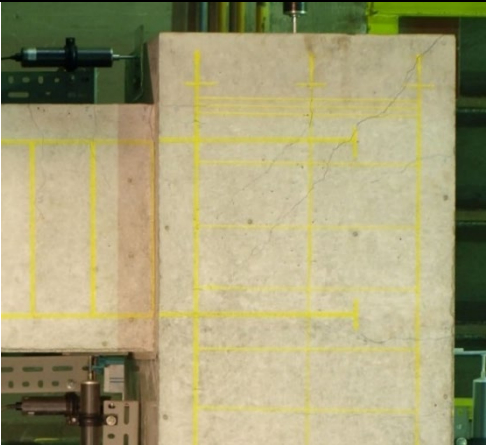
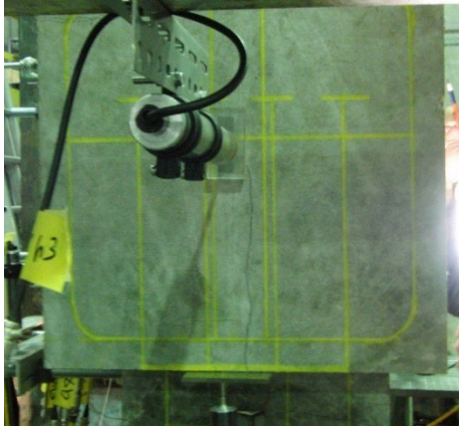
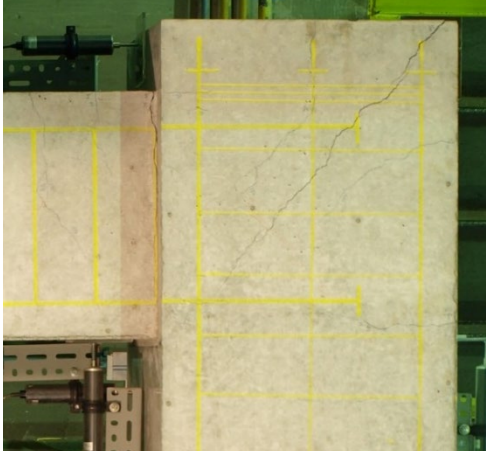
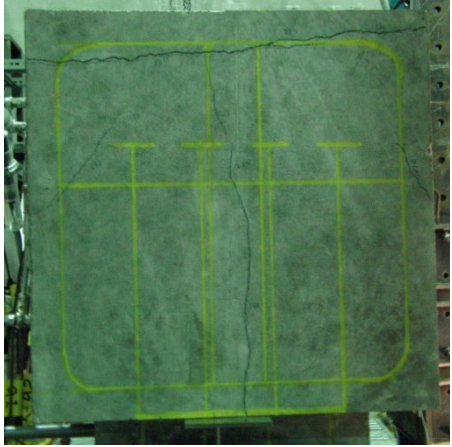
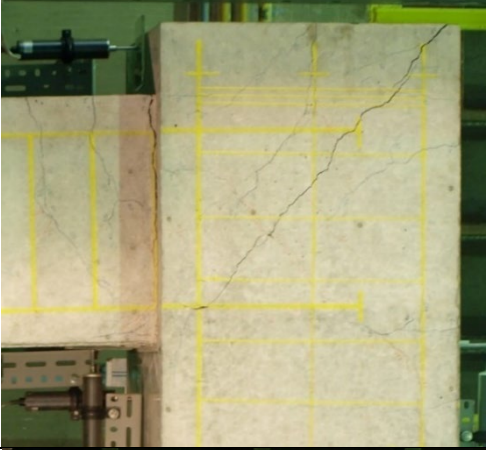
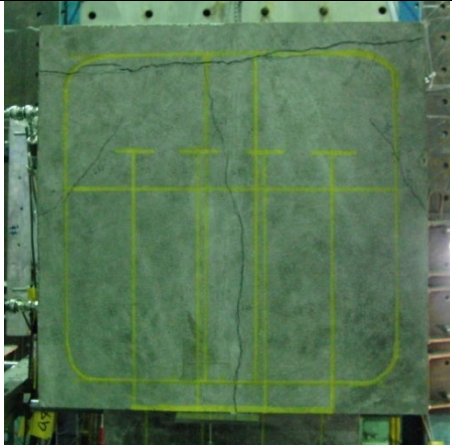

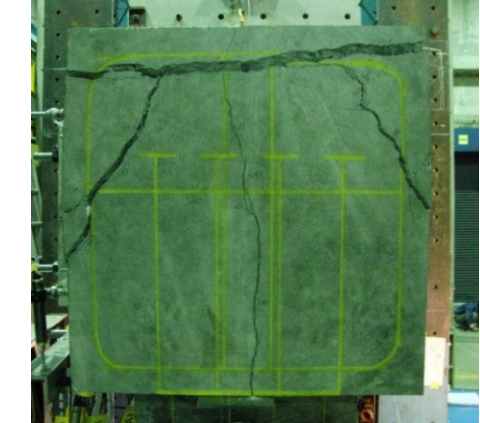


柱頭拘束筋引張力 vs 層間変形角



柱頭拘束筋（直交方向）引張力 vs 層間変形角



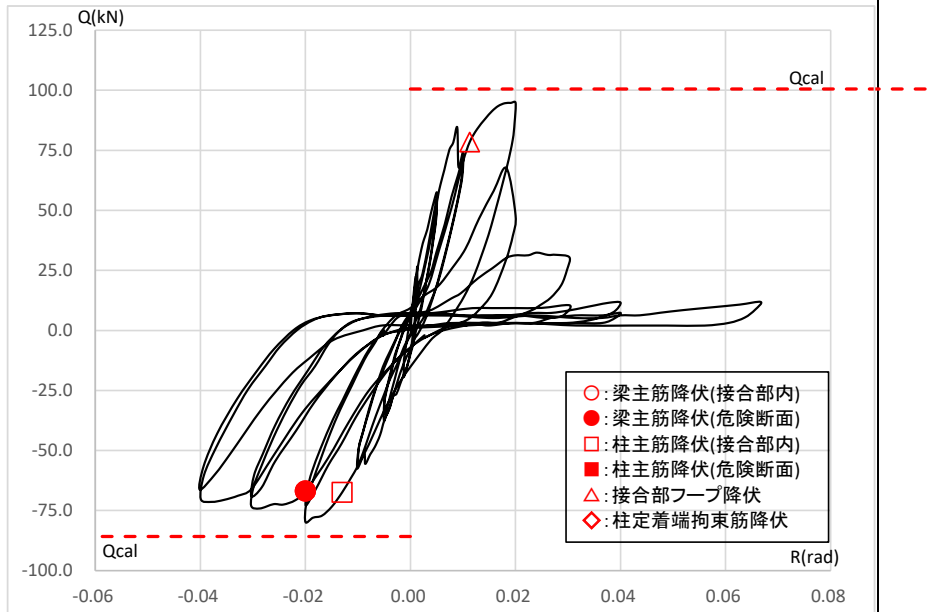
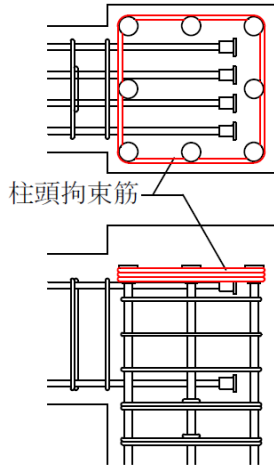
	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		

No.11 形状Ⅲ (柱頭拘束型)

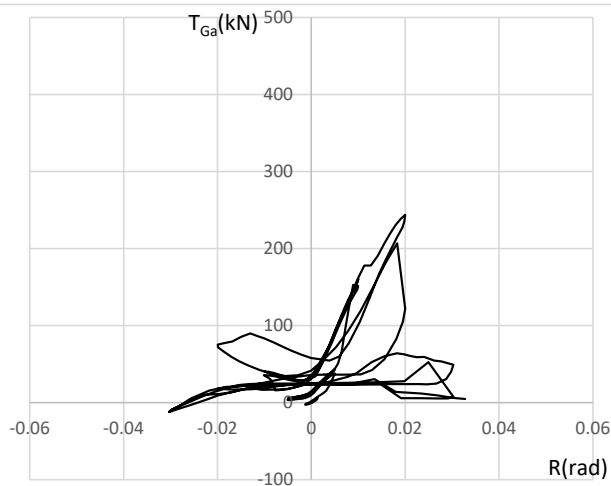
柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.48$ (正加力)/ $1.52$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c=30$ (N/mm<sup>2</sup>), 柱定着端拘束筋  $3 \times X2Y2-D13$

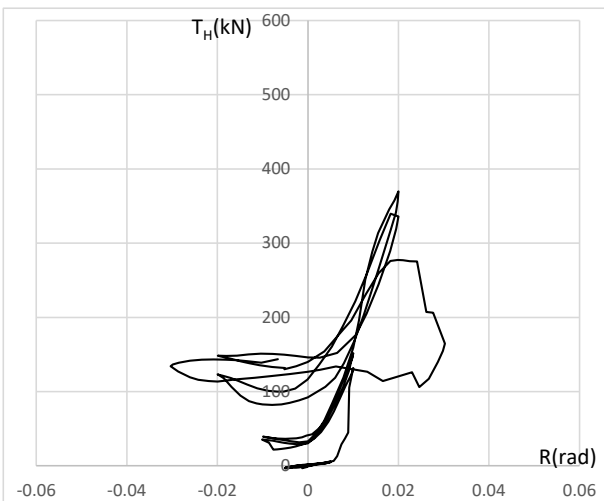
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}$ (kN)	正加力 100.5, 負加力 85.8	正加力側変形性能による分類 C
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 0.943, 負加力 0.931	



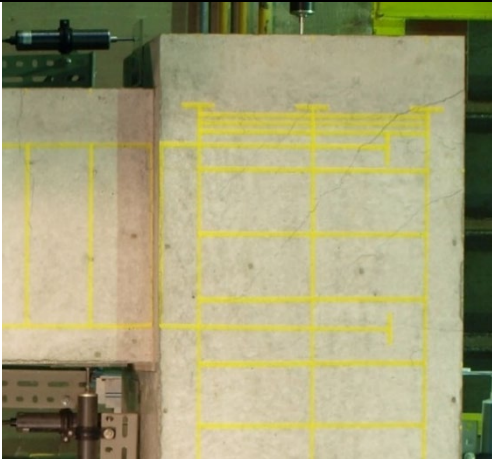

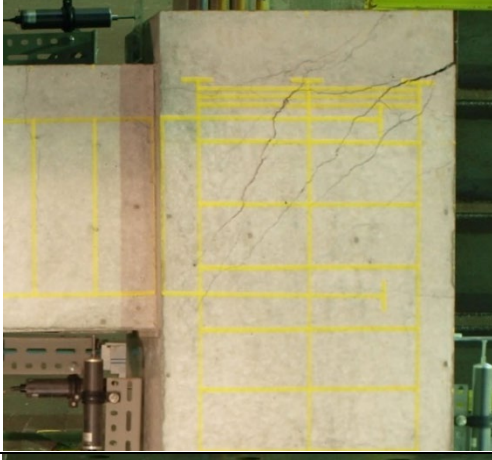
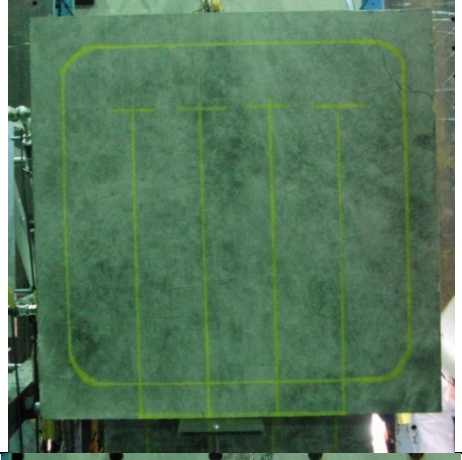
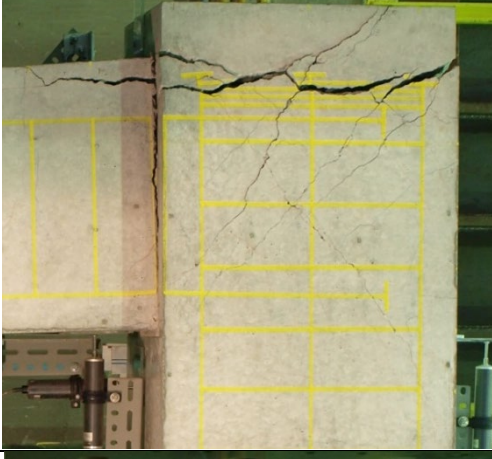
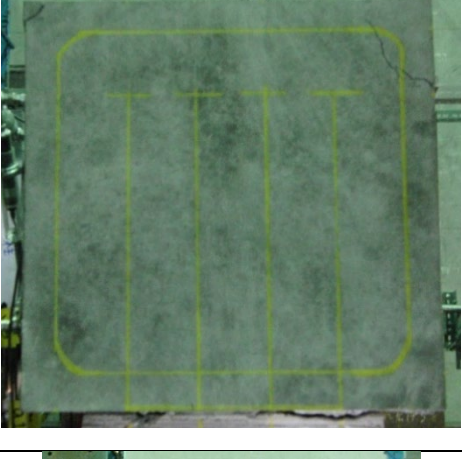

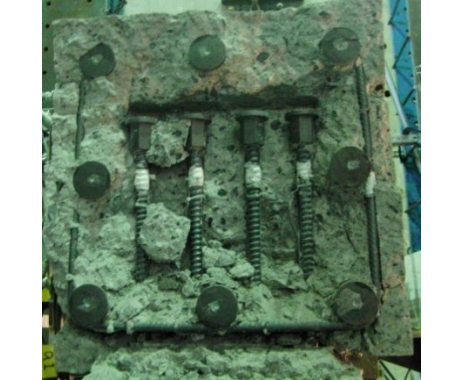
梁主筋支圧力 vs 層間変形角



柱頭拘束筋引張力 vs 層間変形角





	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		

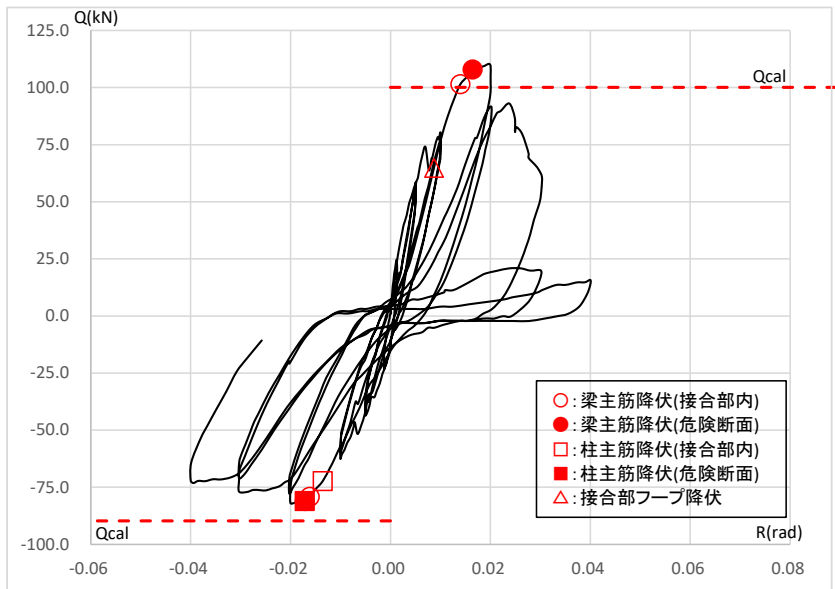
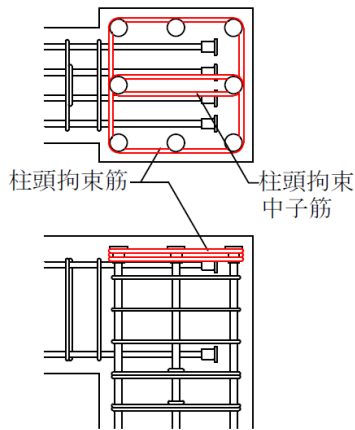
AL1 形状Ⅲ (柱頭拘束型)

柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.44$ (正加力)/ $1.39$ (負加力)

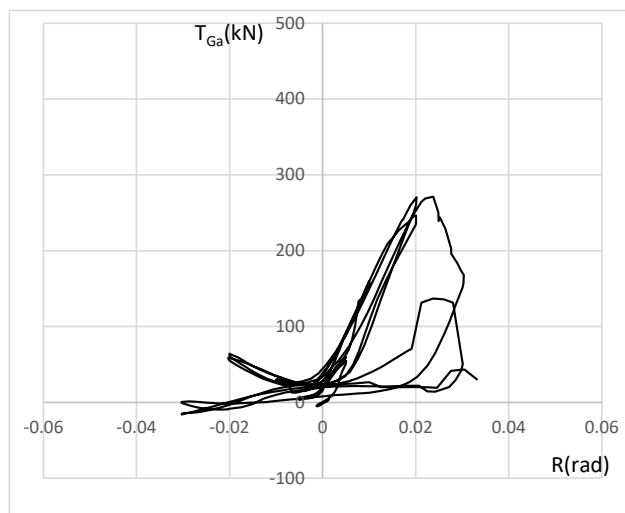
梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c=30$ (N/mm<sup>2</sup>), 柱頭拘束筋 X6Y2-D13

梁降伏時層せん断力計算値  $Q_{cal}$ (kN) 正加力 100.1, 負加力 89.7 正加力側変形性能による分類

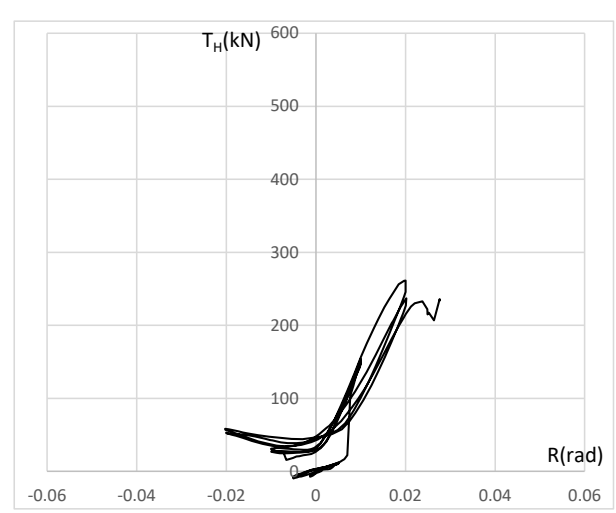
最大層せん断力実験値  $Q_{max}/Q_{cal}$  正加力 1.102, 負加力 0.913 B



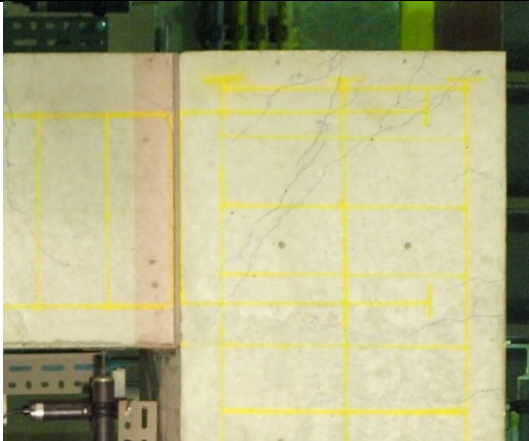
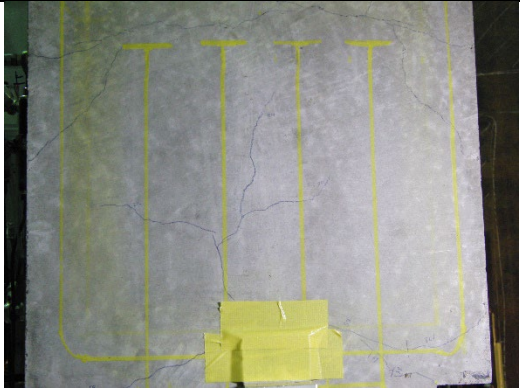
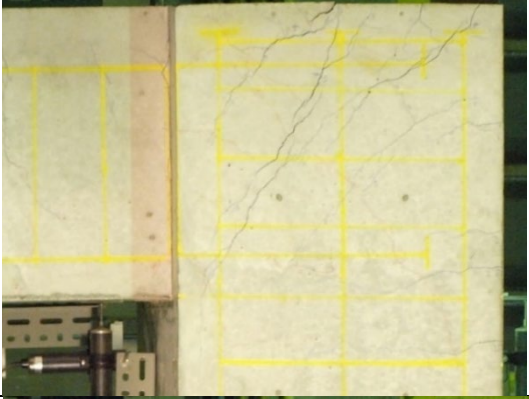
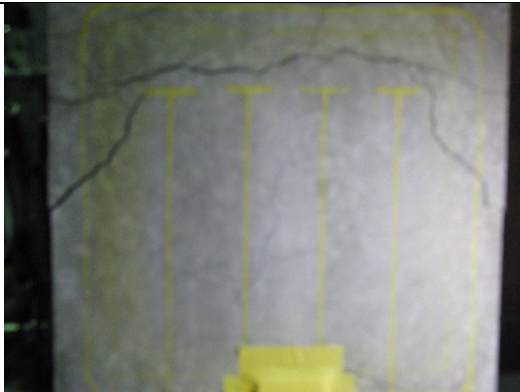
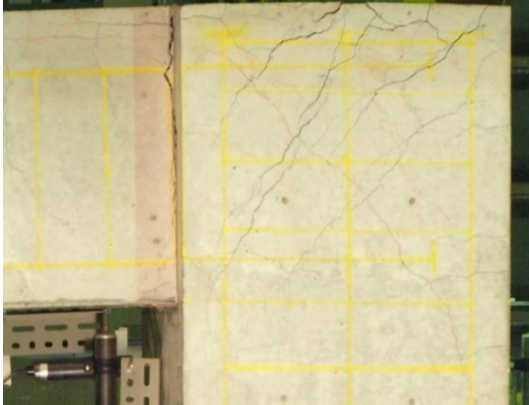
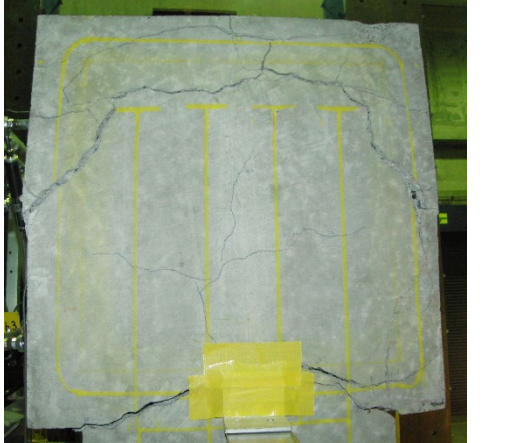


梁主筋支圧力 vs 層間変形角



柱頭拘束筋引張力 vs 層間変形角





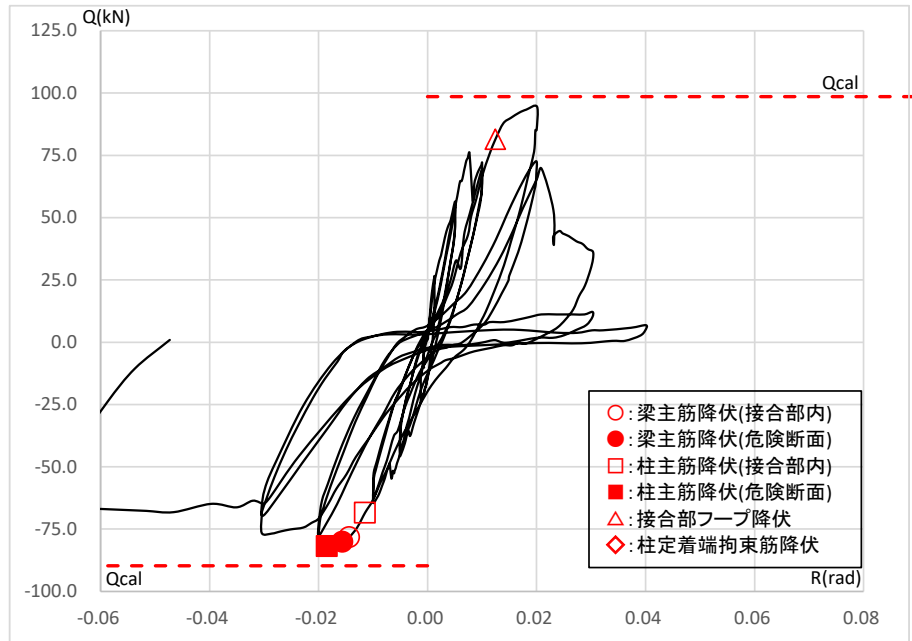
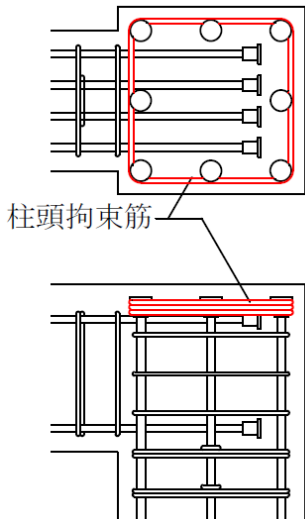
	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/25		

AL2 形状Ⅲ (柱頭拘束型)

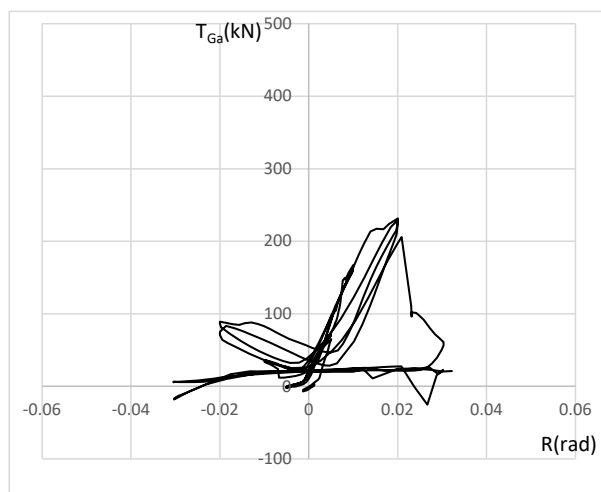
柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.45$ (正加力)/ $1.39$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c=30$ (N/mm<sup>2</sup>), 柱頭拘束筋  $3 \times X2Y2$ -D13

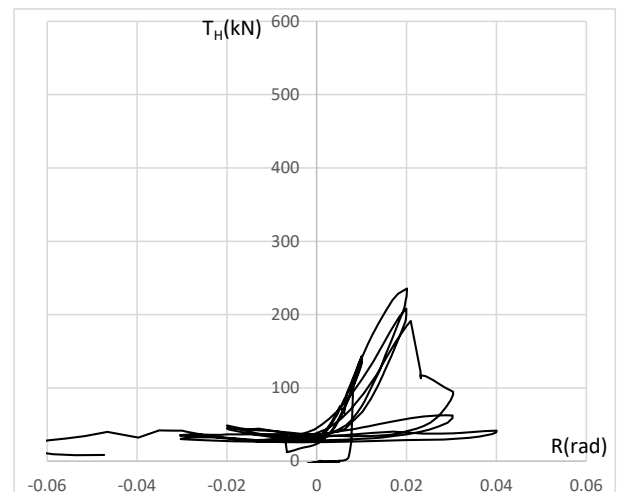
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}$ (kN)	正加力 98.6, 負加力 89.8	正加力側変形性能による分類 C
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 0.959, 負加力 0.911	



梁主筋支圧力 vs 層間変形角



柱頭拘束筋引張力 vs 層間変形角





	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/25		

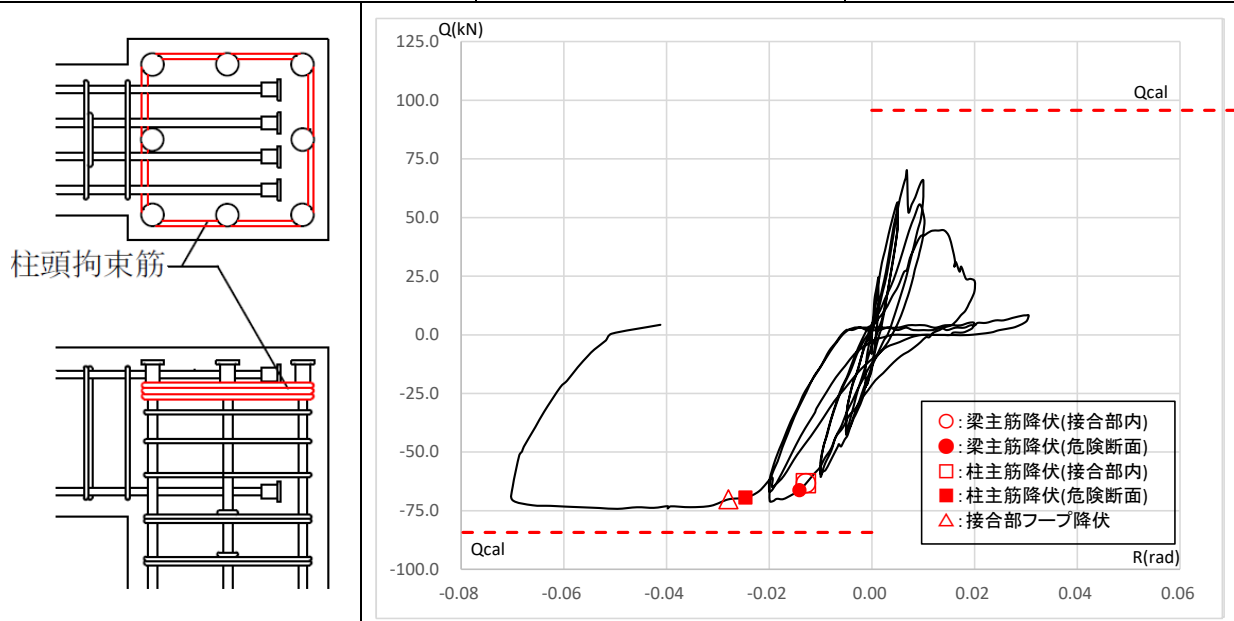
AL3 形状Ⅲ (柱頭拘束型)

柱定着端拘束 (中段筋拘束なし),  $M_c/M_b=1.47$ (正加力)/ $1.49$ (負加力)

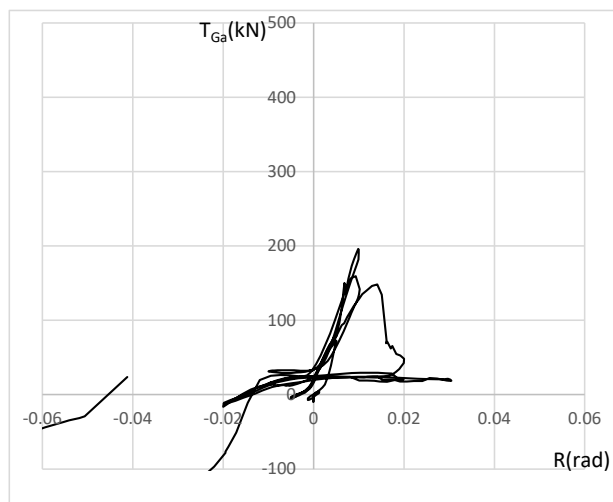
梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c=30$ (N/mm<sup>2</sup>),

柱頭拘束筋  $3 \times X2Y2-D13$ (梁上端主筋の下側)

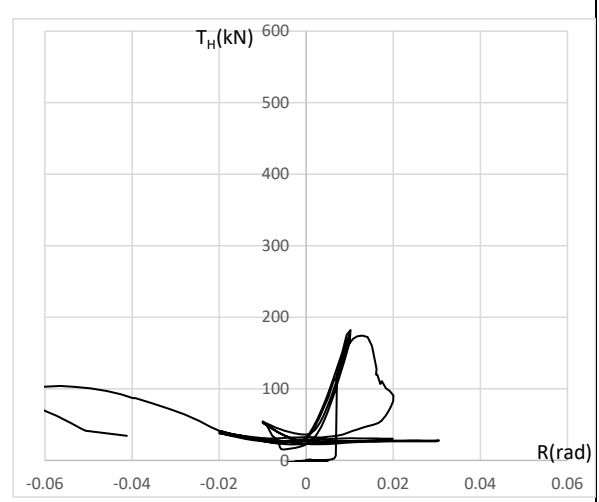
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}$ (kN)	正加力 95.8, 負加力 84.3	正加力側変形性能による分類 C
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 0.73, 負加力 0.879	

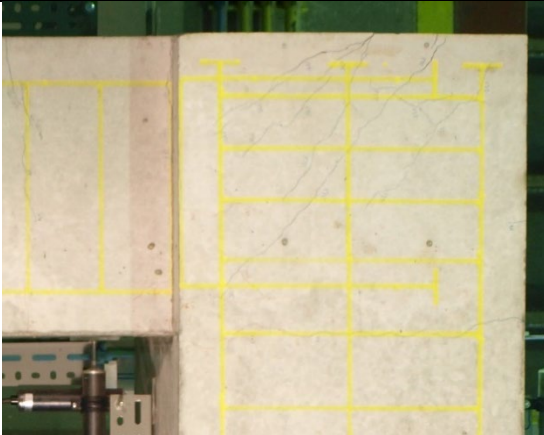
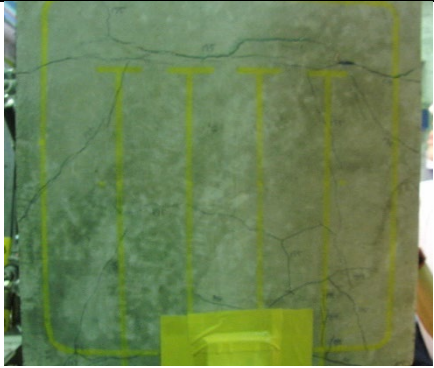
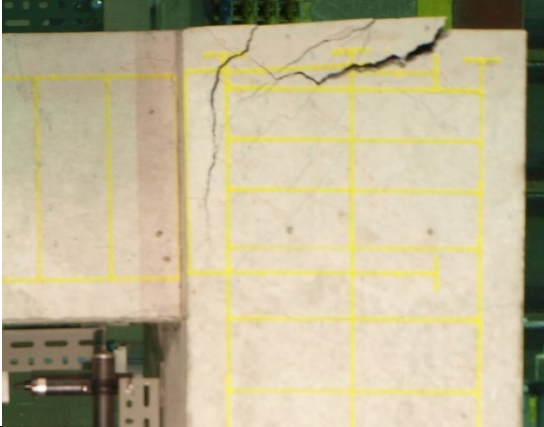
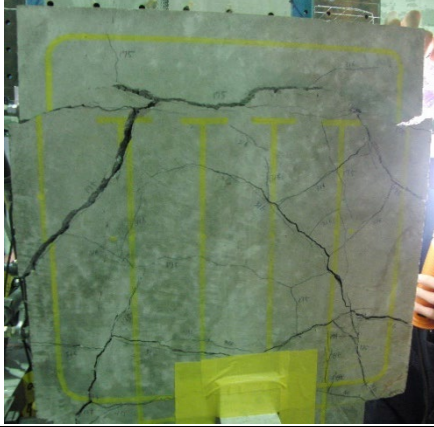

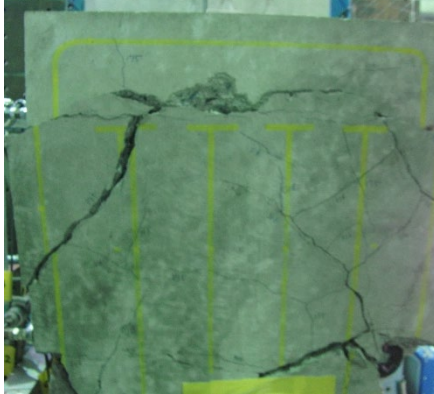


梁主筋支圧力 vs 層間変形角



柱頭拘束筋引張力 vs 層間変形角



	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		



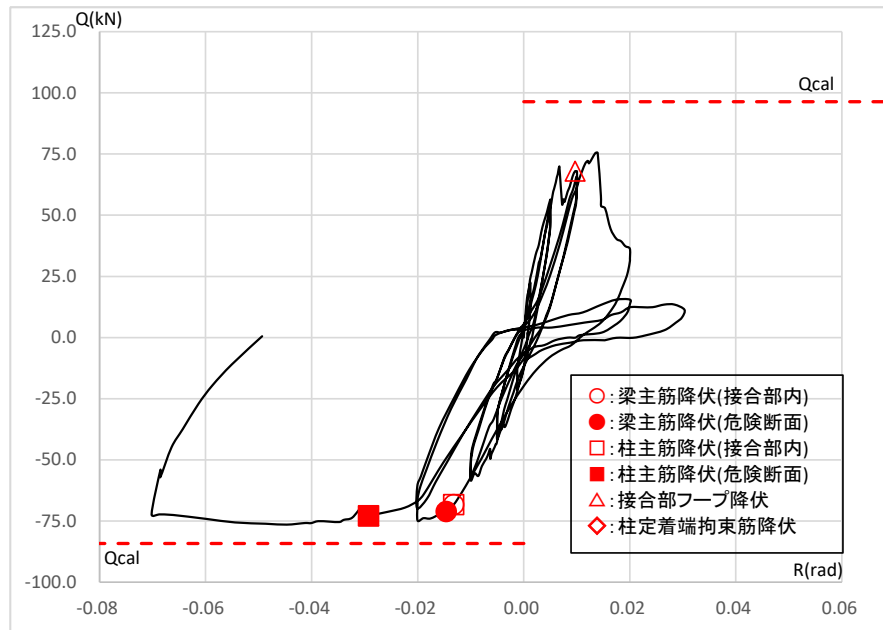
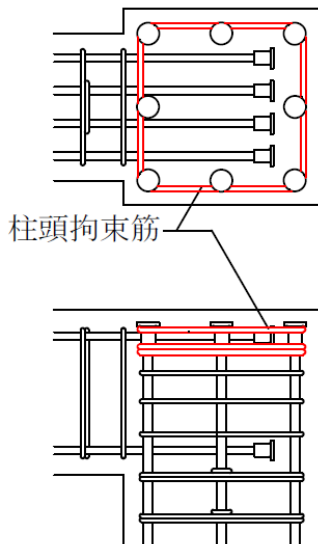
AL4 形状Ⅲ (柱頭拘束型)

柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.46$ (正加力)/ $1.49$ (負加力)

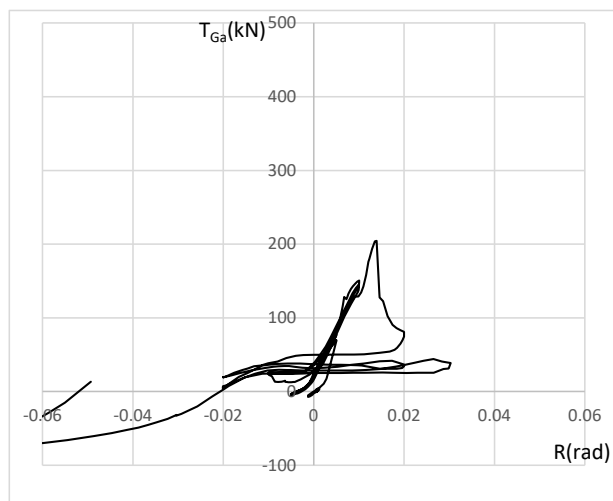
梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c=30$ (N/mm<sup>2</sup>),

柱頭拘束筋  $3 \times X2Y2$ -D13(梁上端主筋の上側に1組, 下側に2組)

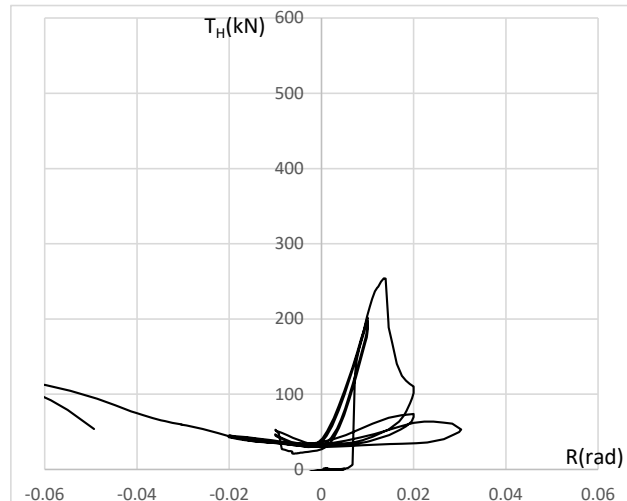
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}$ (kN)	正加力 96.4, 負加力 84.2	正加力側変形性能による分類 C
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 0.783, 負加力 0.909	

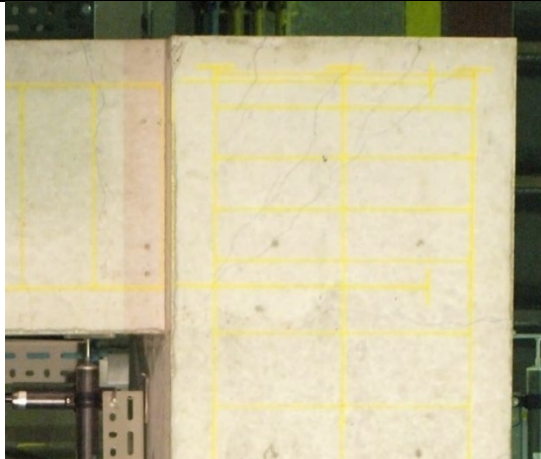
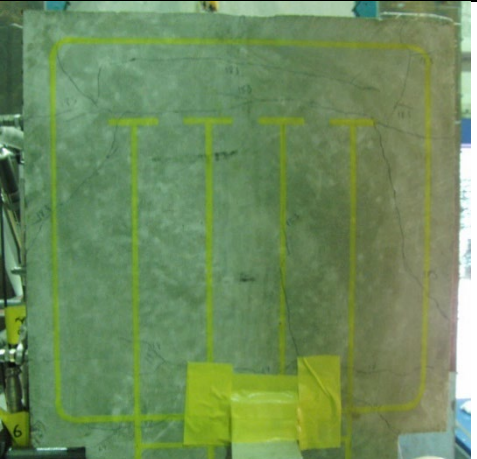
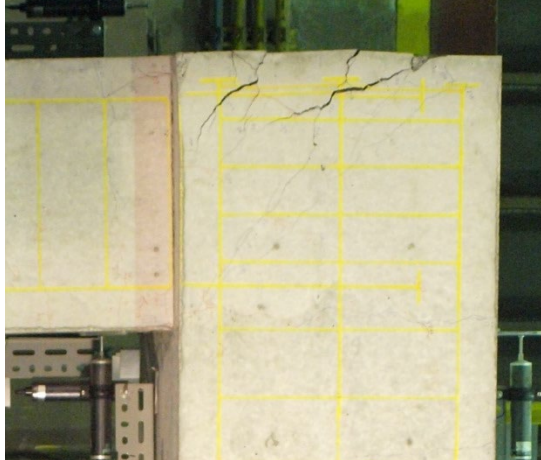
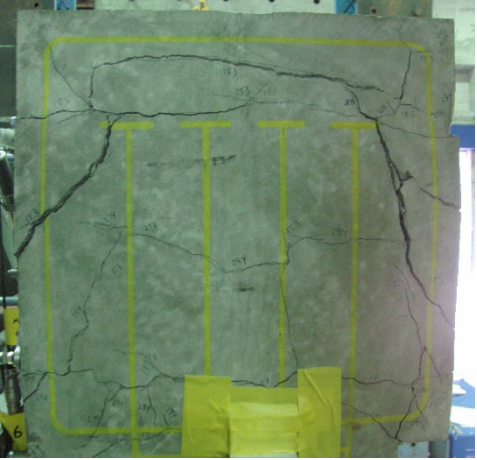
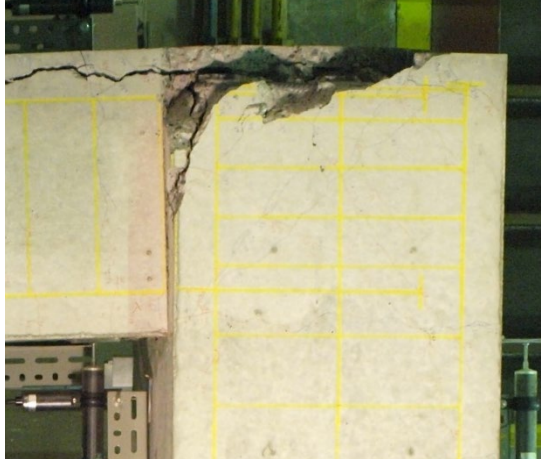



梁主筋支圧力 vs 層間変形角



柱頭拘束筋引張力 vs 層間変形角



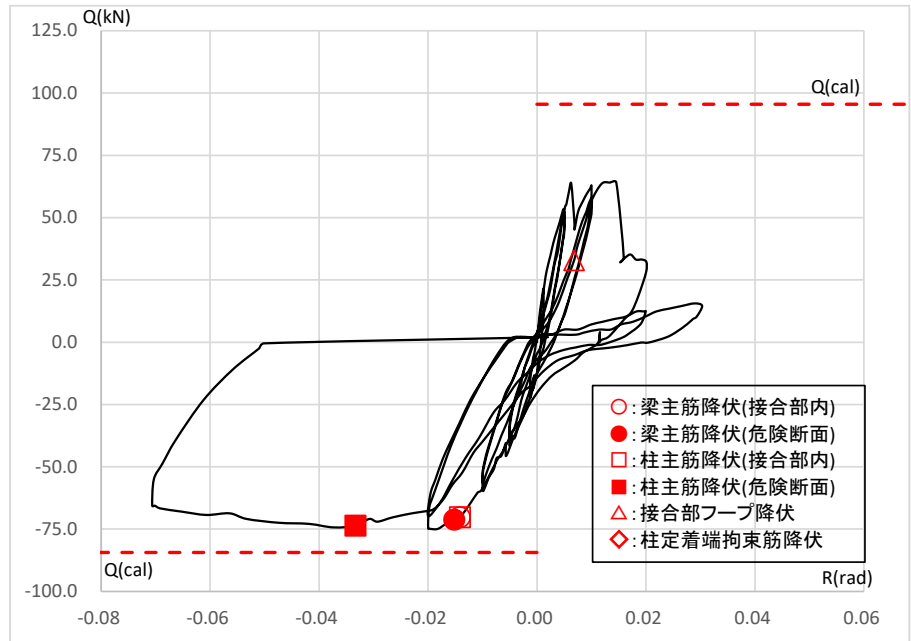
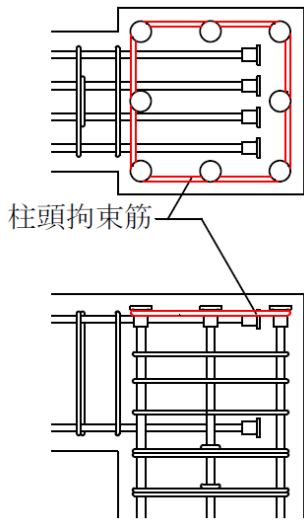
	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		

AL5 形状Ⅲ (柱頭拘束型)

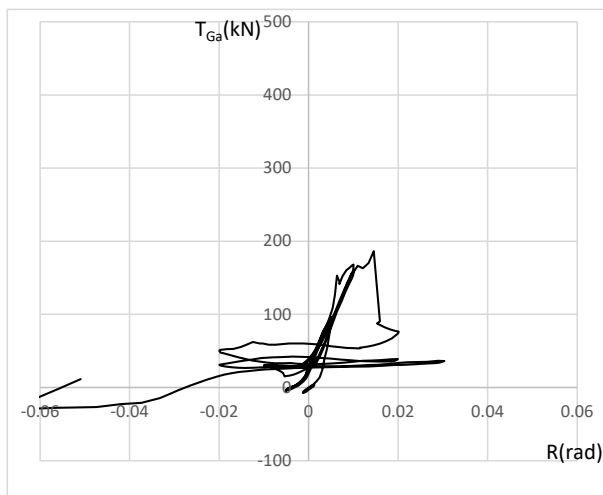
柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.47$ (正加力)/ $1.49$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c=30$ (N/mm<sup>2</sup>), 柱頭拘束筋  $1 \times X2Y2$ -D13

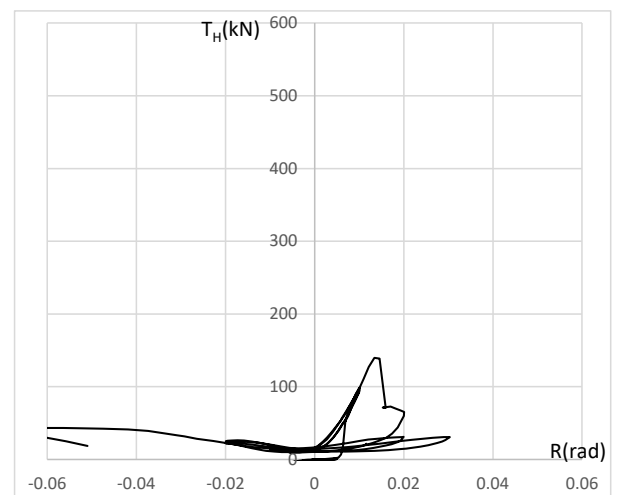
梁降伏時層せん断力計算値 $Q_{cal}$ (kN)	正加力 95.5, 負加力 84.4	正加力側変形性能による分類 C
最大層せん断力実験値 $Q_{max}/Q_{cal}$	正加力 0.671, 負加力 0.887	

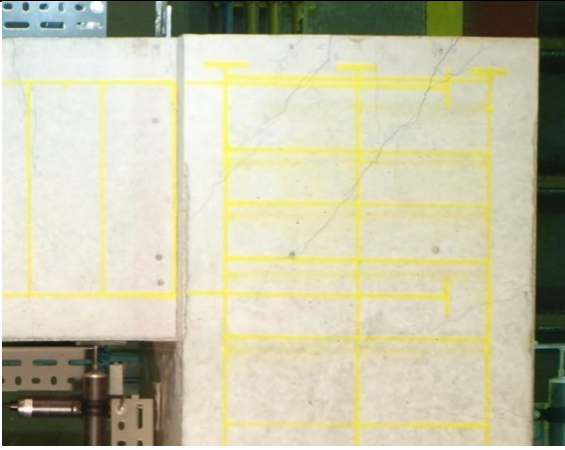
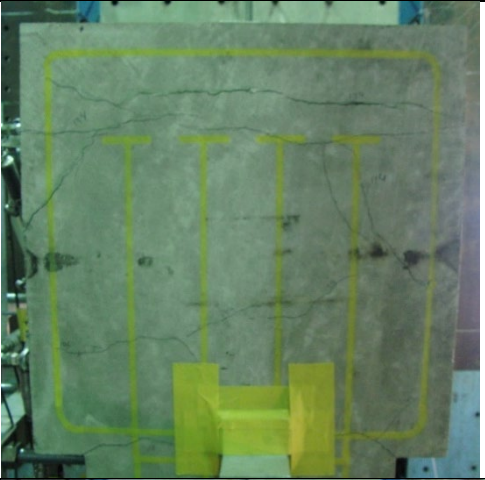
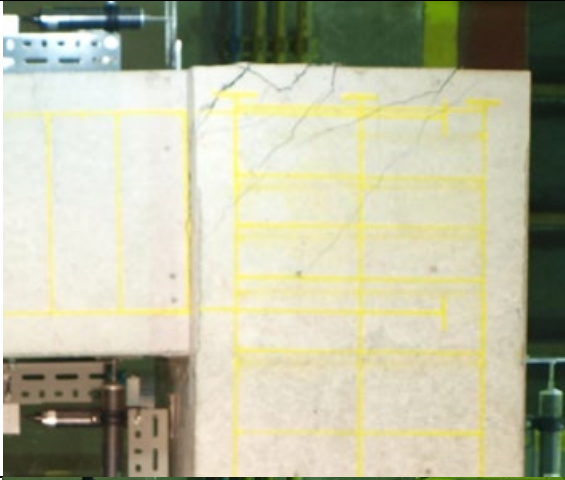
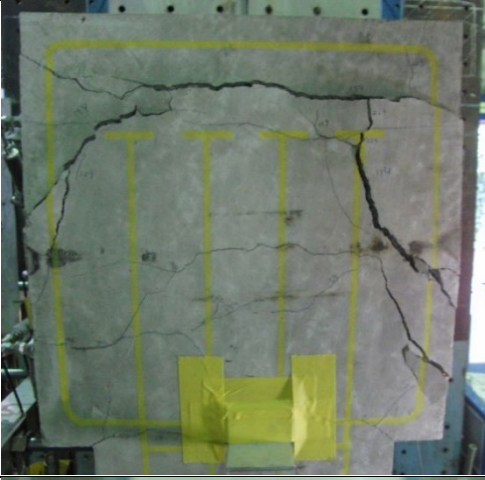
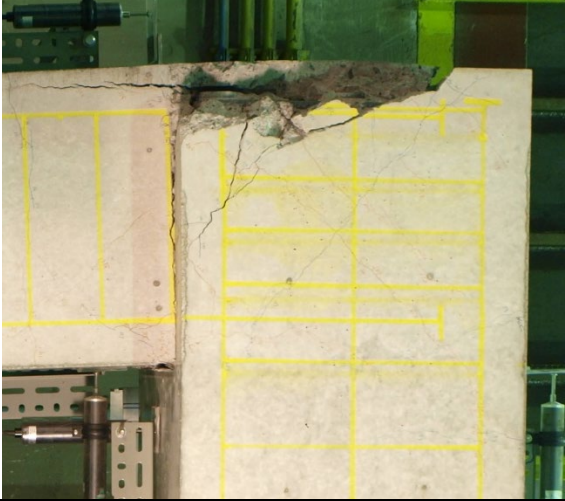
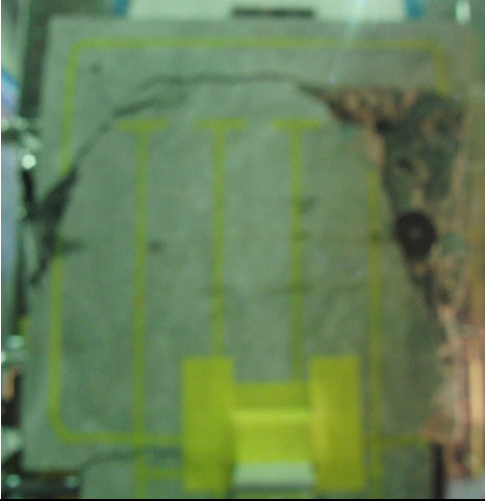


梁主筋支圧力 vs 層間変形角



柱頭拘束筋引張力 vs 層間変形角



	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		



BL1 形状IV (梁端拘束型)

柱梁耐力比  $M_c/M_b = 1.43$ (正加力)/ $1.37$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c = 30$ (N/mm<sup>2</sup>),

柱頭拘束筋  $3 \times X2Y2$ -D13, 梁端拘束筋 4-D13(SD785)

梁降伏時層せん断力計算値  $Q_{cal}$ (kN)

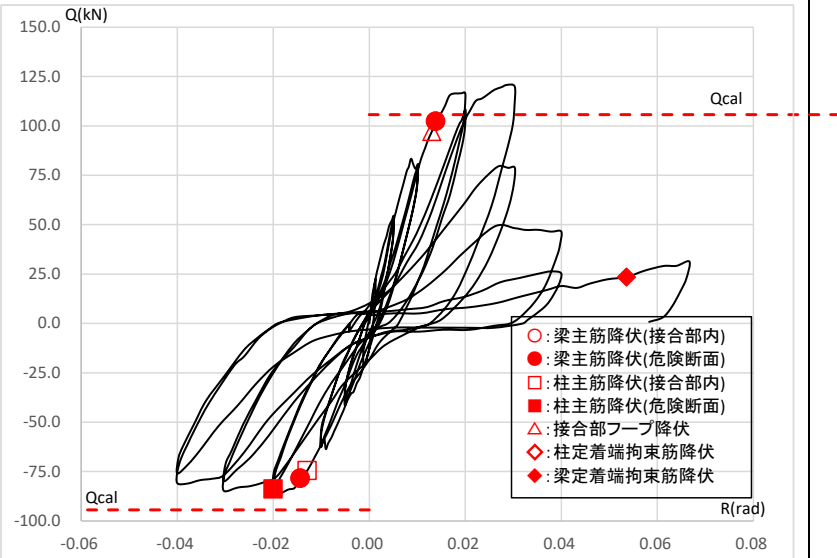
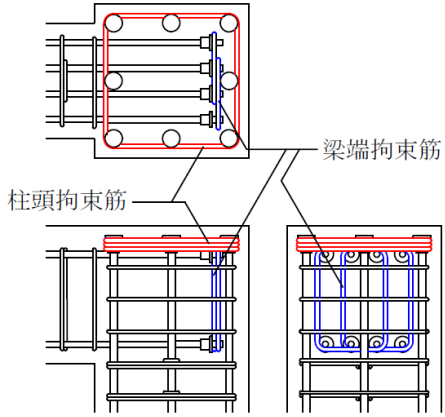
正加力 105.8, 負加力 94.4

正加力側変形性能による分類

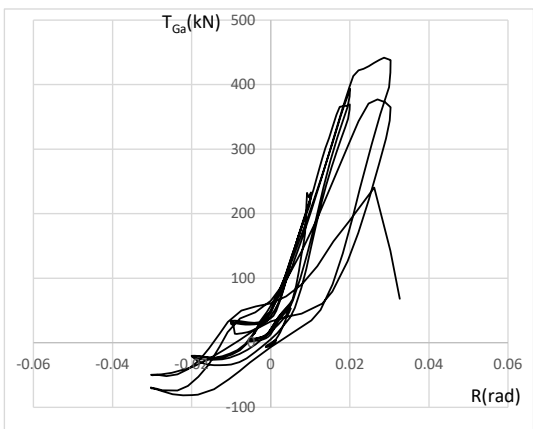
最大層せん断力実験値  $Q_{max}/Q_{cal}$

正加力 1.141, 負加力 0.911

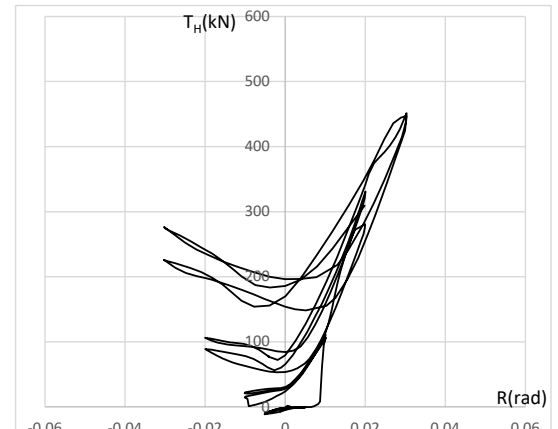
B



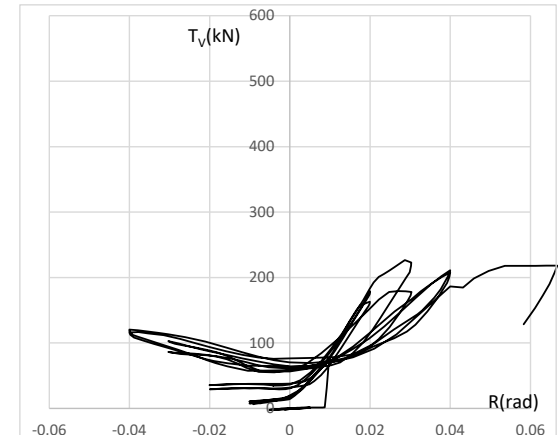
梁主筋支圧力 vs 層間変形角

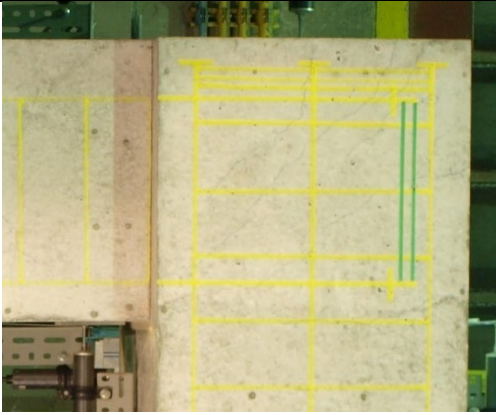
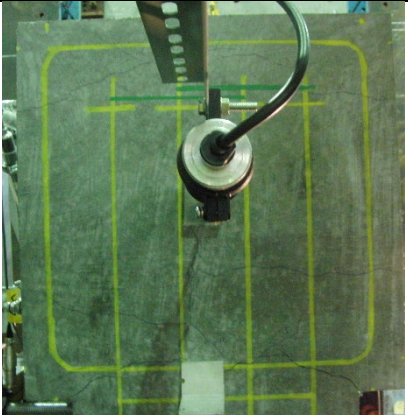
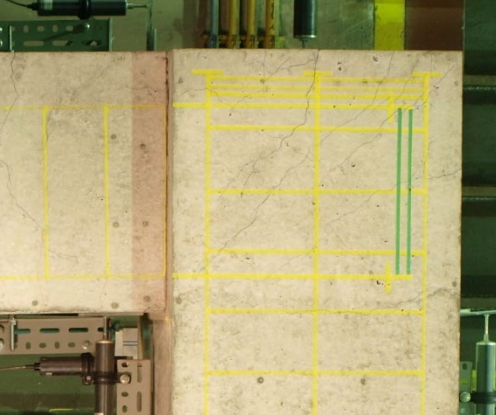
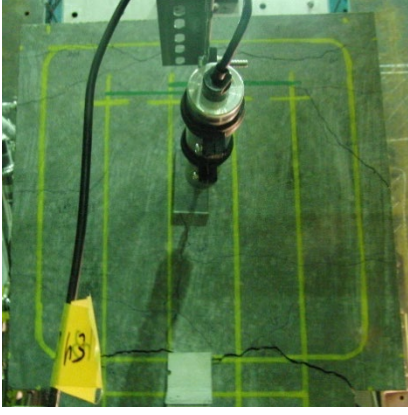
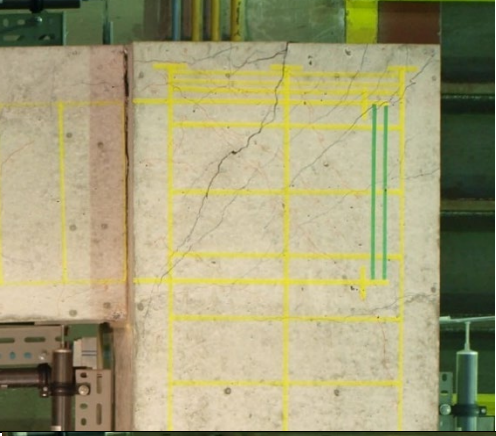
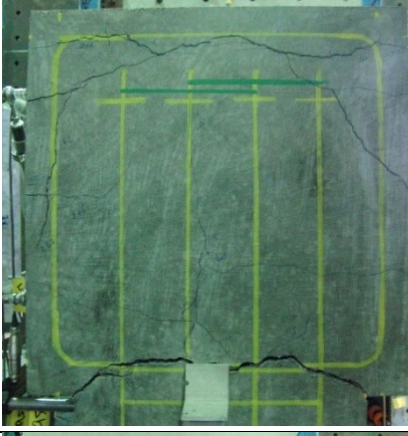
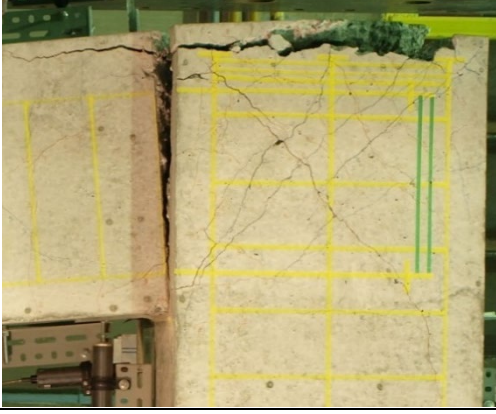
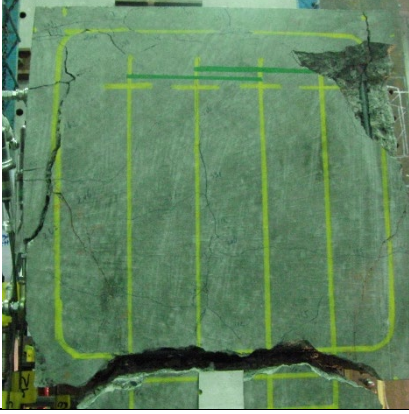


柱頭拘束筋引張力 vs 層間変形角



梁定着端拘束筋引張力 vs 層間変形角



	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		



BL2 形状Ⅳ（梁端拘束型）かんざし筋有

柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.43$ (正加力)/ $1.37$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c=30$ (N/mm<sup>2</sup>),

柱頭拘束筋 3×X2Y2-D13, 梁定着端拘束筋 4-D13(SD785), かんざし筋 3×4-D13

梁降伏時層せん断力計算値  $Q_{cal}$ (kN)

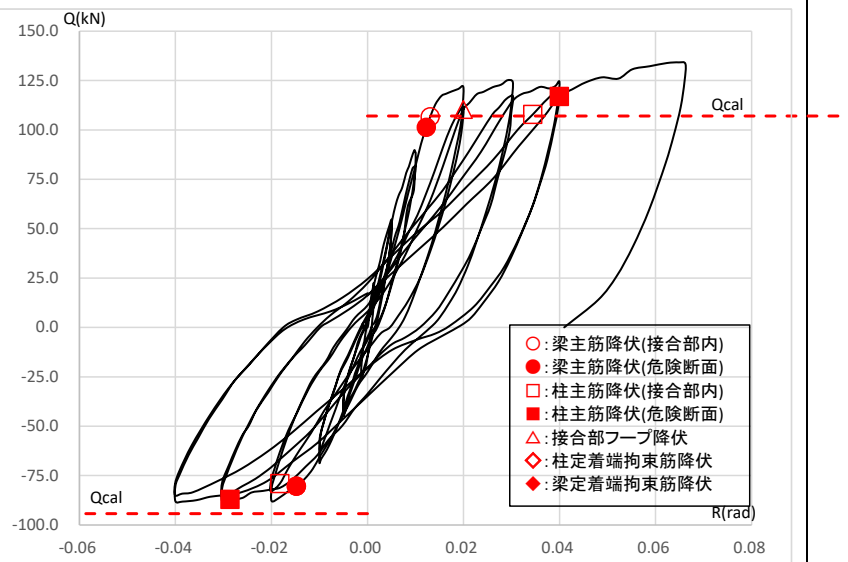
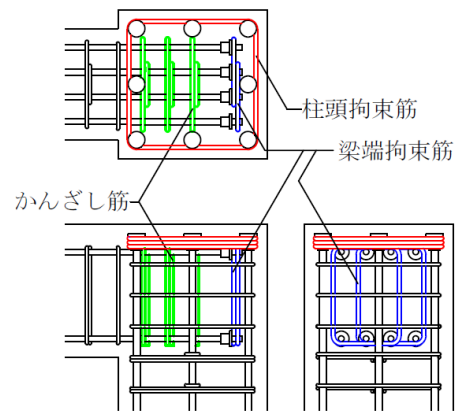
正加力 107.0, 負加力 94.3

正加力側変形性能による分類

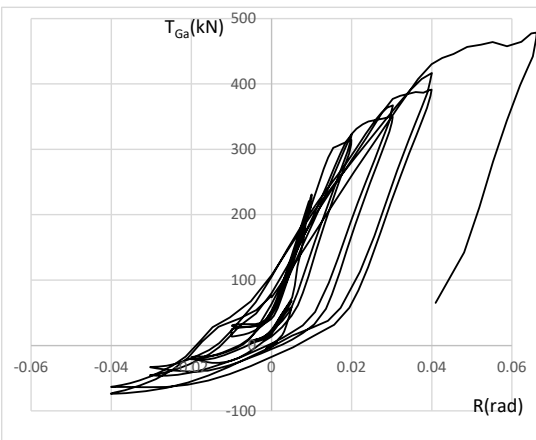
最大層せん断力実験値  $Q_{max}/Q_{cal}$

正加力 1.254, 負加力 0.935

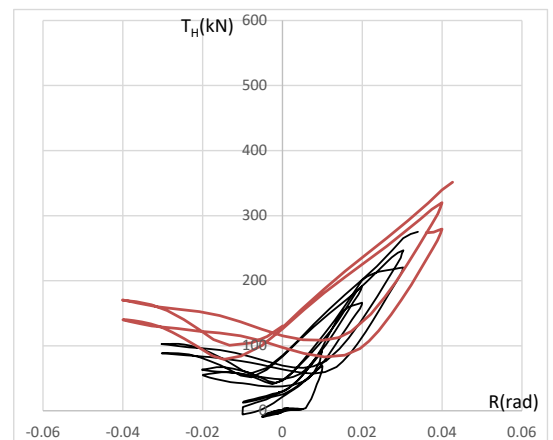
A



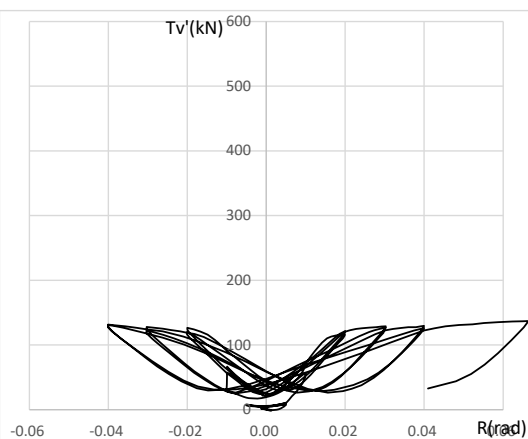
梁主筋支圧力 vs 層間変形角



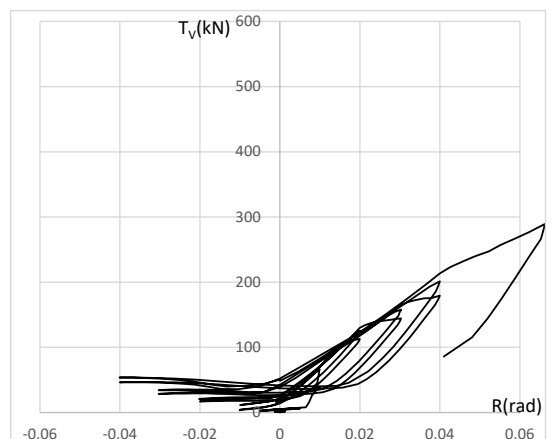
柱頭拘束筋引張力 vs 層間変形角

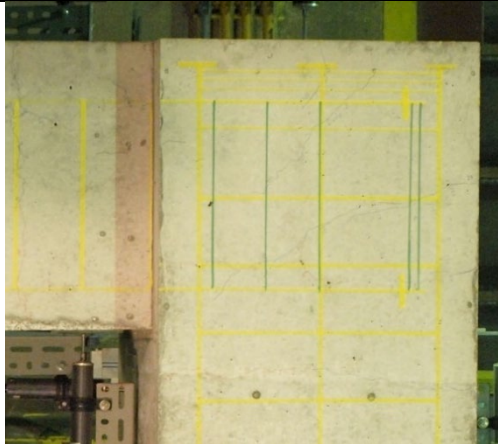
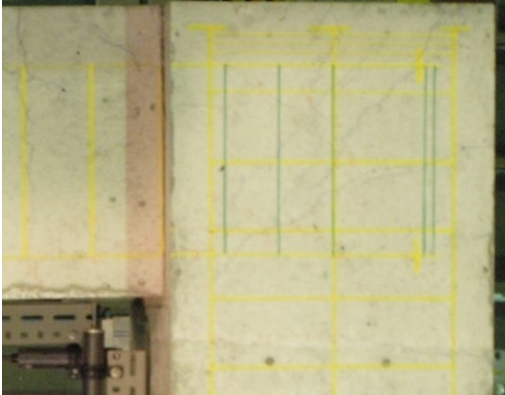
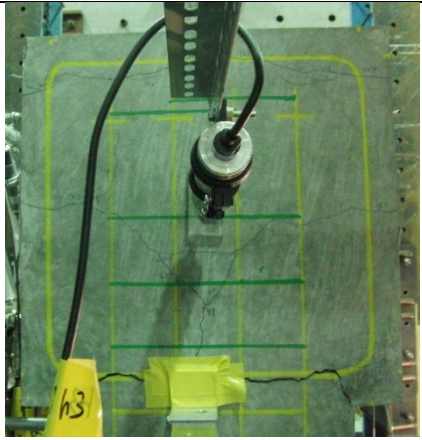
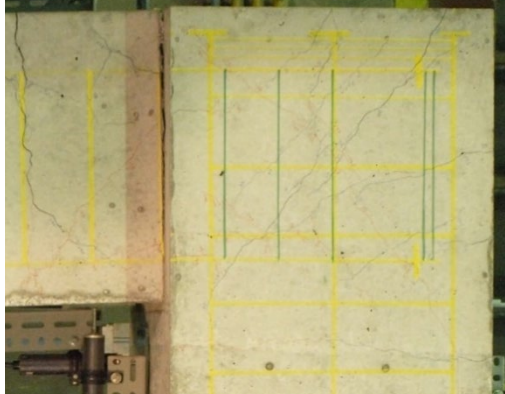
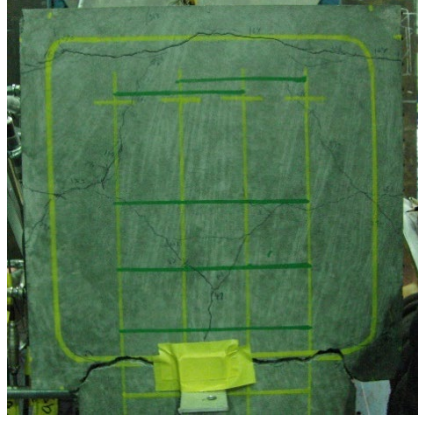
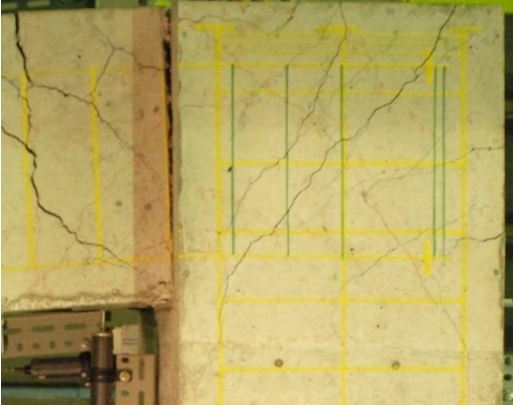



かんざし筋引張力 vs 層間変形角



梁定着端拘束筋引張力 vs 層間変形角



	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		

BL3 形状IV (梁端拘束型)

柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b = 1.43$ (正加力)/ $1.37$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c = 30$ (N/mm<sup>2</sup>),

柱頭拘束筋 3×X2Y2-D13, 梁端拘束筋 4-D13(SD390), かんざし筋 3×4-D13

梁降伏時層せん断力計算値  $Q_{cal}$ (kN)

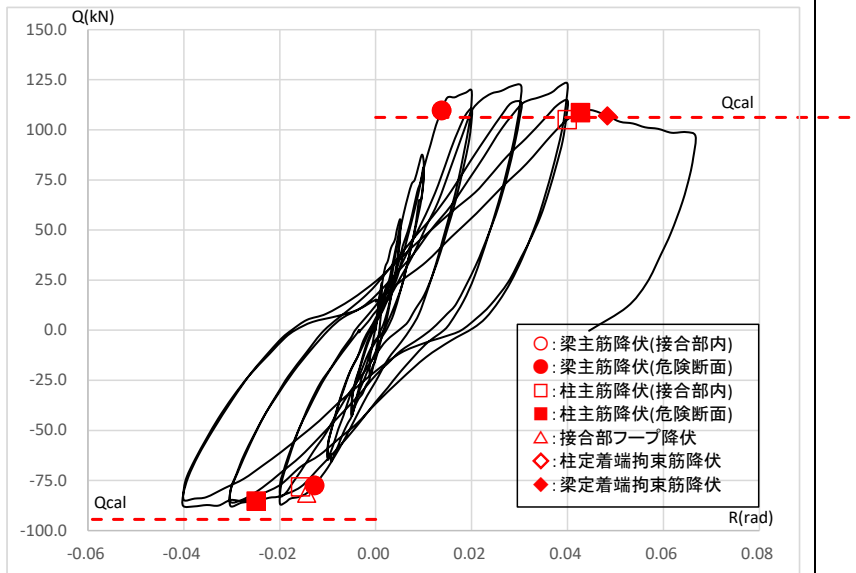
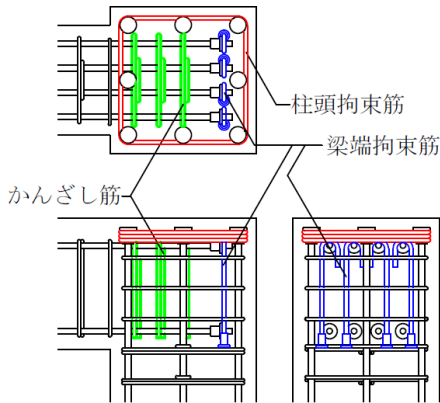
正加力 106.2, 負加力 94.4

正加力側変形性能による分類

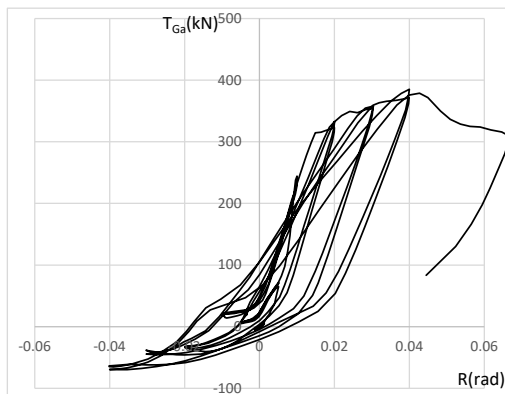
最大層せん断力実験値  $Q_{max}/Q_{cal}$

正加力 1.160, 負加力 0.931

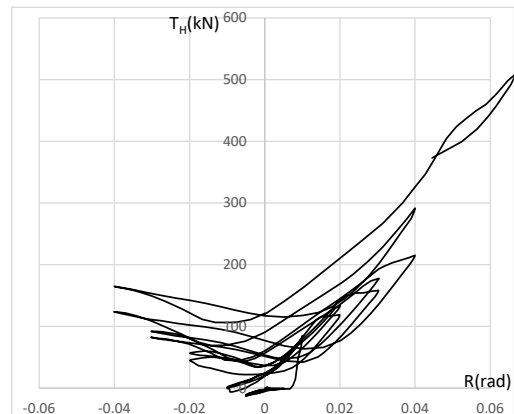
A



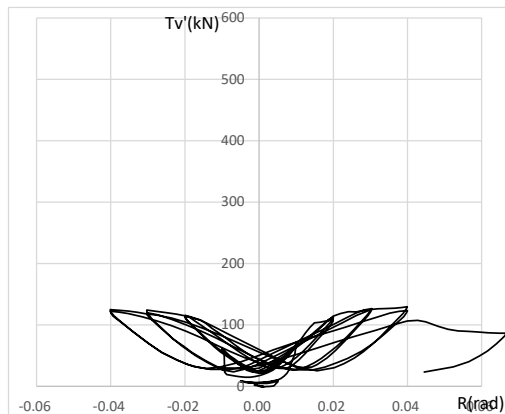
梁主筋支圧力 vs 層間変形角



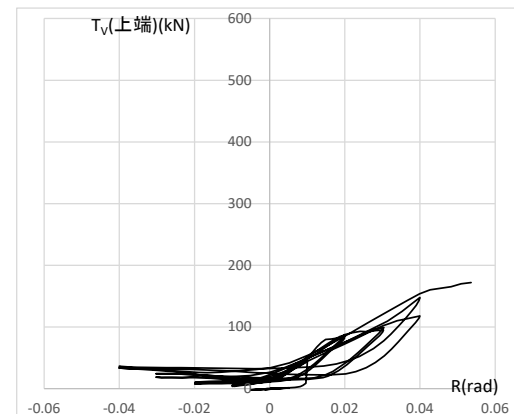
柱頭拘束筋引張力 vs 層間変形角



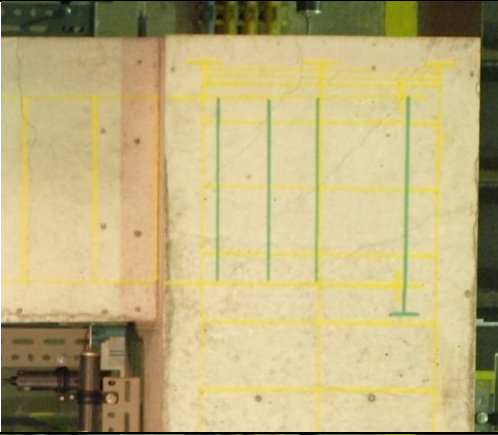
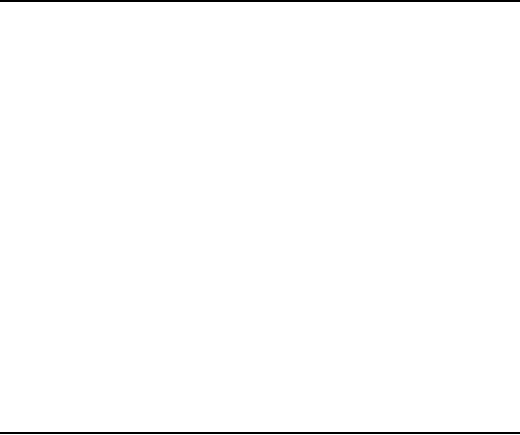
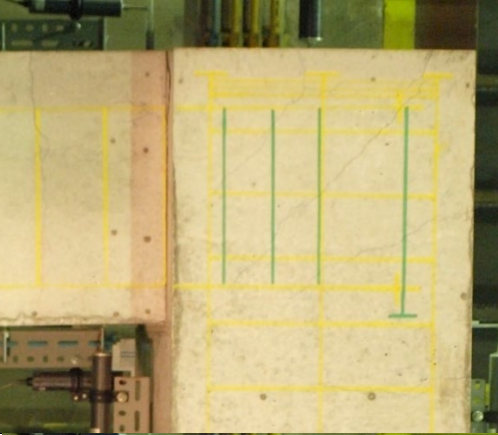
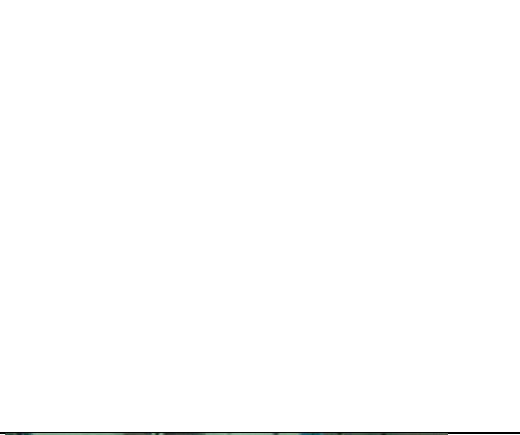
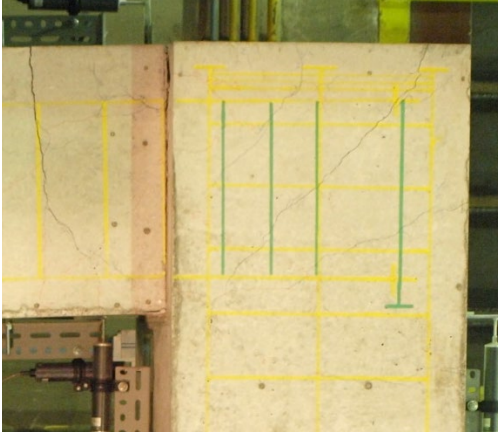
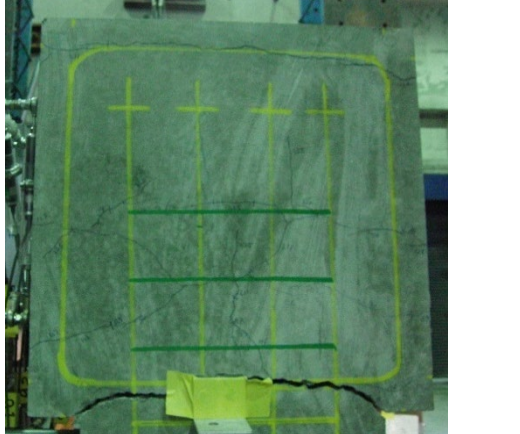
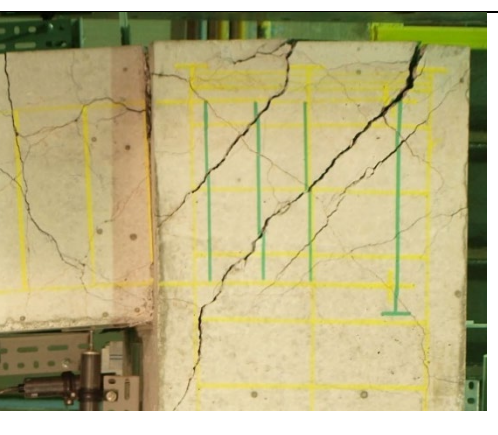

かんざし筋引張力 vs 層間変形角



梁定着端拘束筋引張力 vs 層間変形角





	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		

BL4 形状IV (梁端拘束型) 梁上端筋にスパイラル筋配置

柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.43$ (正加力)/ $1.37$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c=30$ (N/mm<sup>2</sup>),

柱頭拘束筋  $3 \times X2Y2$ -D13, 梁端拘束筋 4-D13(SD390)

梁降伏時層せん断力計算値  $Q_{cal}$ (kN)

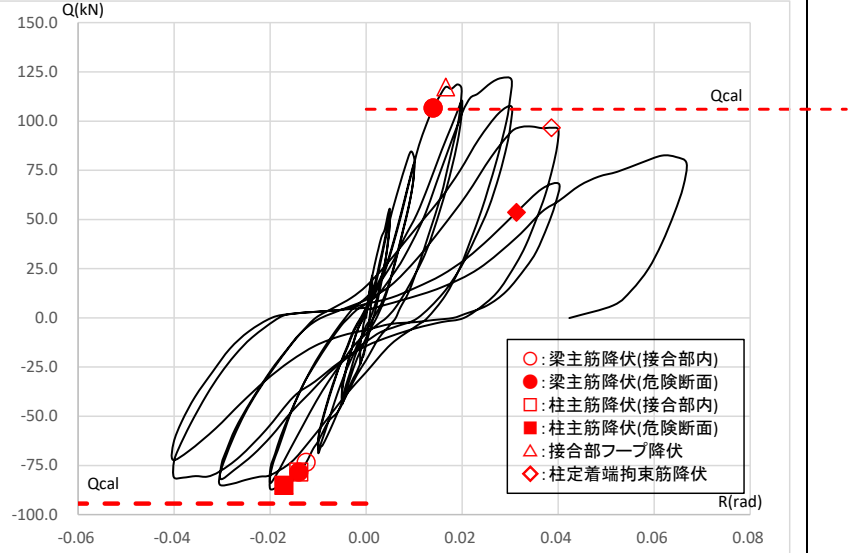
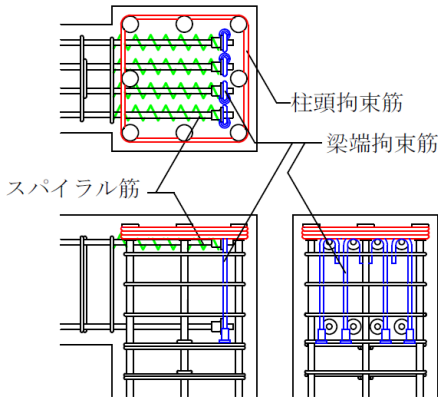
正加力 106.0, 負加力 94.4

正加力側変形性能による分類

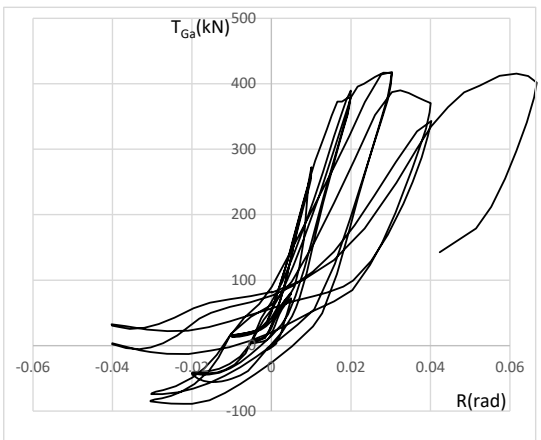
最大層せん断力実験値  $Q_{max}/Q_{cal}$

正加力 1.149, 負加力 0.920

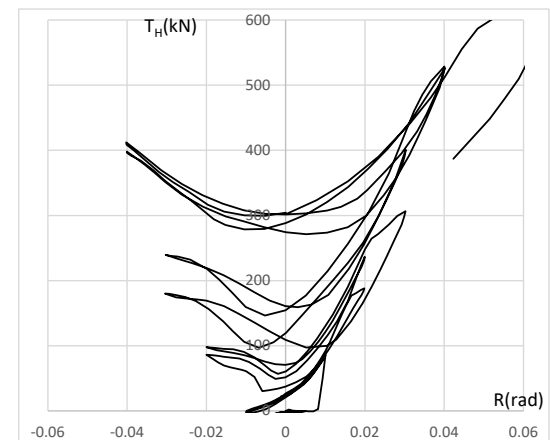
B



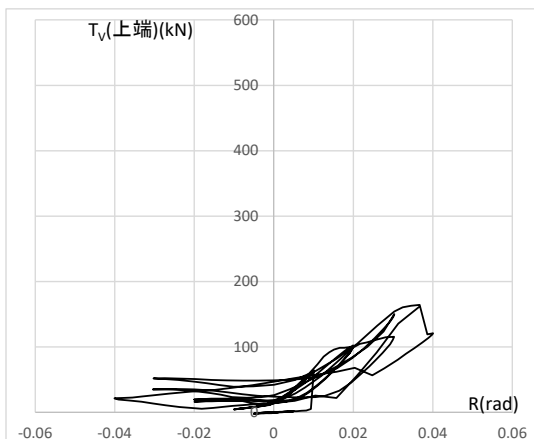
梁主筋支圧力 vs 層間変形角



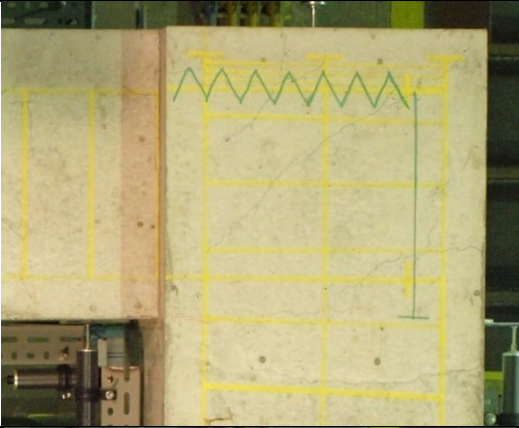
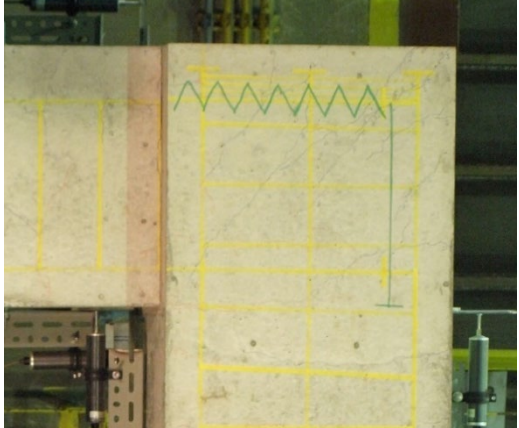
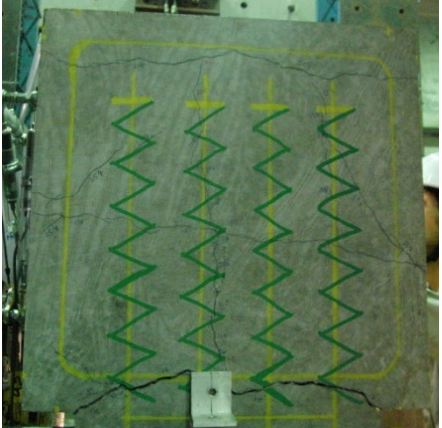
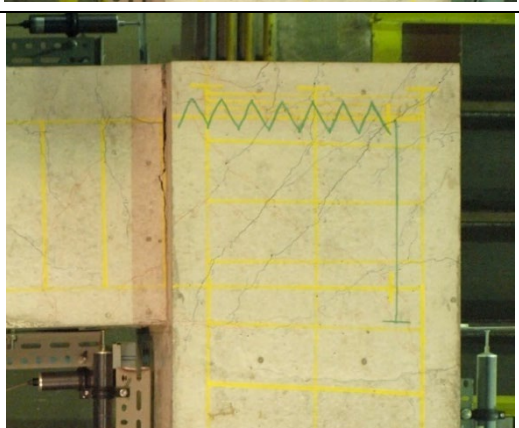
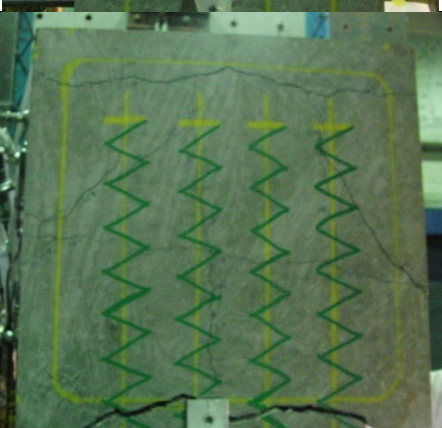
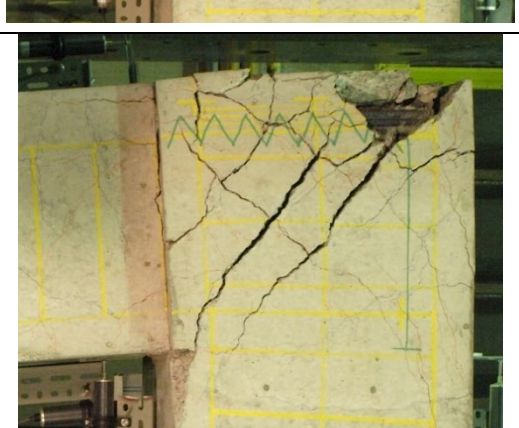
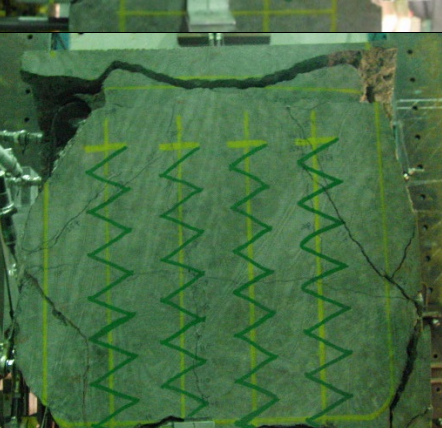
柱頭拘束筋引張力 vs 層間変形角



梁定着端拘束筋引張力 vs 層間変形角





	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		



BL5 形状IV (梁端拘束型) かんざし筋有

柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.43$ (正加力)/ $1.37$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c=30$ (N/mm<sup>2</sup>),

柱頭拘束筋 3×X2Y2-D13, 梁端拘束筋 8-D13(SD390), かんざし筋 3×4-D13

梁降伏時層せん断力計算値  $Q_{cal}$ (kN)

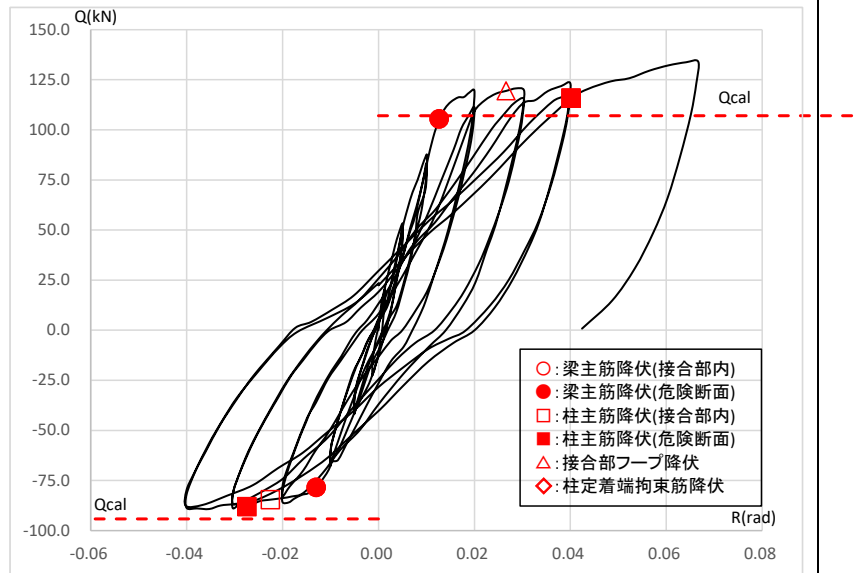
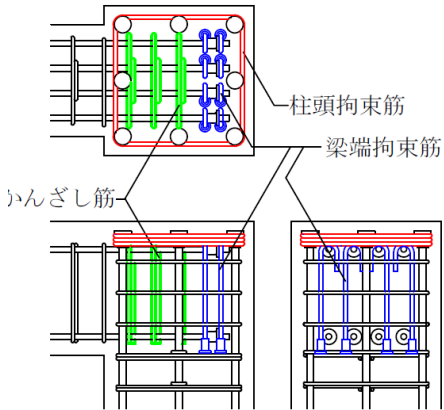
正加力 107.1, 負加力 94.2

正加力側変形性能による分類

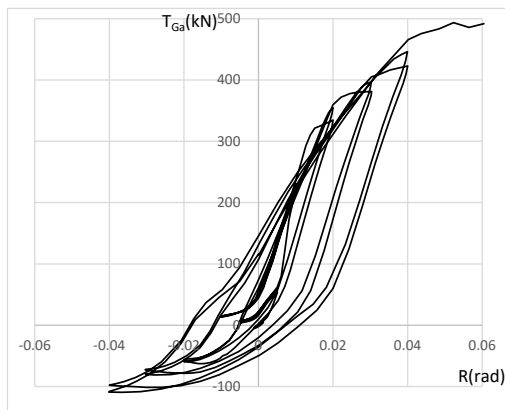
最大層せん断力実験値  $Q_{max}/Q_{cal}$

正加力 1.251, 負加力 0.948

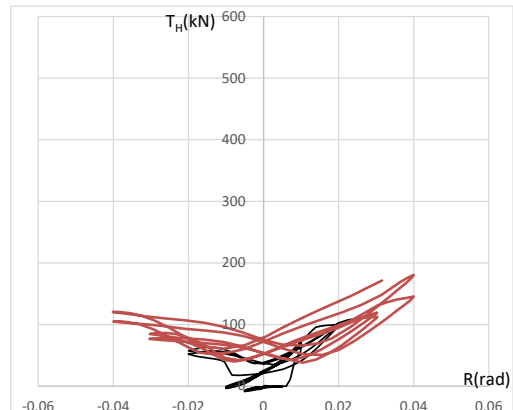
A



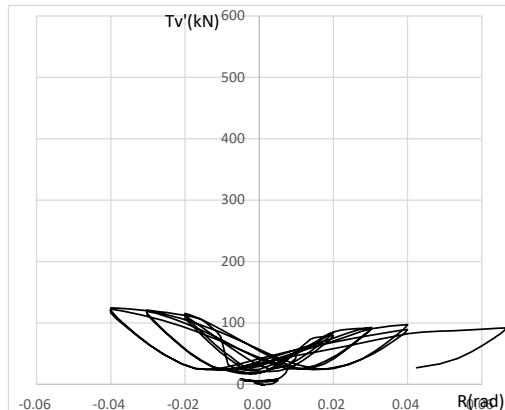
梁主筋支圧力 vs 層間変形角



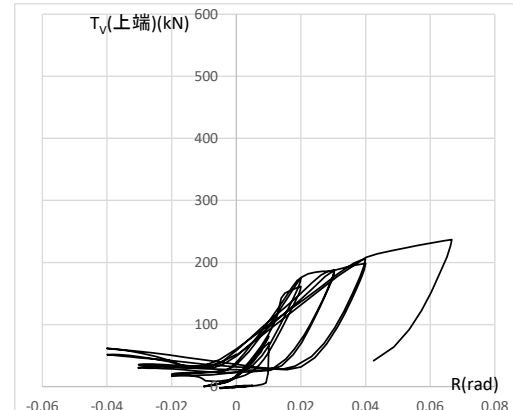
柱頭拘束筋引張力 vs 層間変形角

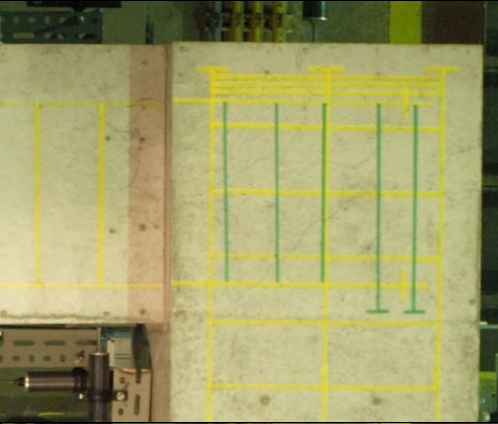
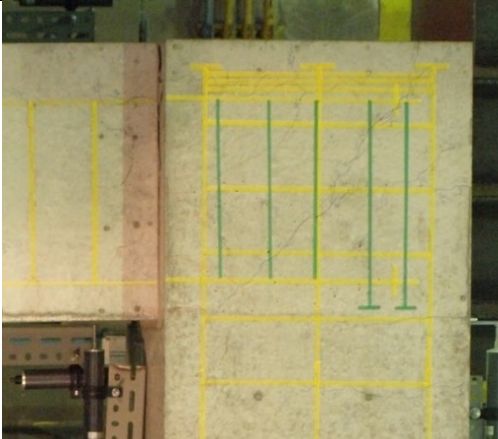
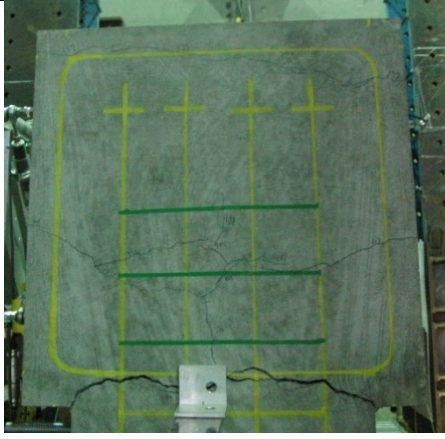
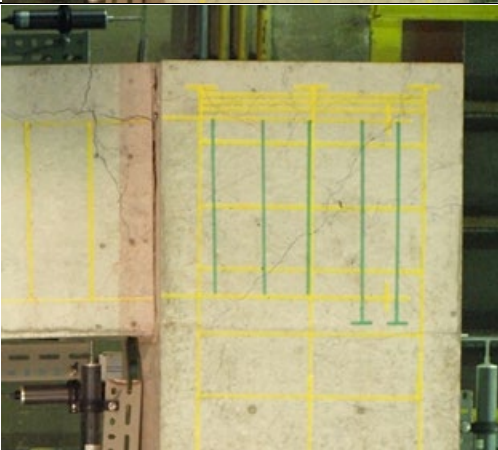
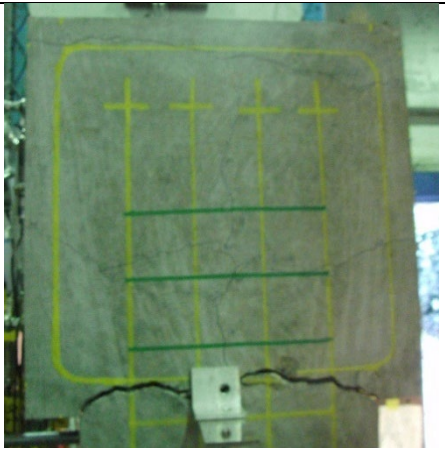
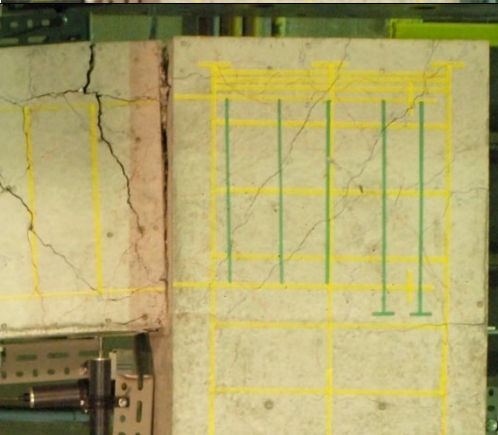
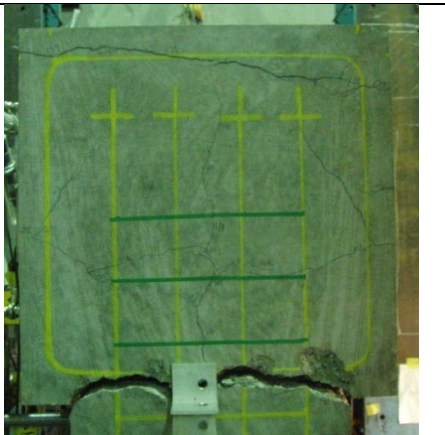


かんざし筋引張力 vs 層間変形角



梁定着端拘束筋引張力 vs 層間変形角



	側面	上面
R=+1/100		
R=+1/50		
R=+1/33		
R=+1/15		





#### 4.1.6. 破壊性状

代表的な損傷状況として、分類 C（梁降伏耐力に至らず  $R=1/50\text{rad}$  までに顕著な耐力低下を生じたもの）である AL2 試験体の  $R=+1/33$  時の損傷状況写真，分類 A（載荷終了まで顕著な耐力低下がみられないもの）である No.10 試験体の加力終了後（ $R=+1/15$ ）の損傷状況写真を，それぞれ，図 4.1.6.1.，図 4.1.6.2.に再掲する。

AL2 試験体の正加力側は  $R=+1/50$  にて最大耐力を記録しているが，梁主筋降伏には至らず， $R=+1/33$  時には耐力低下が生じている。接合部上面の損傷状況を参照すると，梁主筋の定着版同士を連絡するようなひび割れ及び，梁主筋定着版から柱主筋中段筋を目指すようなひび割れが顕著になっており，定着破壊（コーン状破壊）が生じ，耐力劣化を生じたものと考えられる。

一方，載荷終了( $R=+1/15$ )まで顕著な耐力低下の見られなかった No.10 試験体については，梁主筋定着版から柱主筋中段筋を目指すようなひび割れは AL2 試験体と同様に顕著であるが，定着版同士を連絡するひび割れは生じておらず，フープ状に配置している柱頭拘束筋に沿ったひび割れが顕著となっている。また，接合部斜めひび割れも顕著となっており，No.10 は梁主筋定着長が柱せいの  $2/3$  と他の試験体よりも短くした試験体である（他の試験体は柱せいの  $3/4$  の定着長としている）が，適切に補強筋を配置することによってコーン状破壊を抑制し，加力終了まで柱梁接合部の一体性を保つことができたものと考えられる。

図 4.1.6.3.に，AL2 及び No.10 の梁主筋支圧力－層間変形角関係を再掲する。No.10 試験体は層間変形角の増大に伴い支圧力が増大しているが，AL2 は最大耐力を記録した  $R=+1/50$  以降支圧力が減少している。4.1.5.に示した各試験体の梁主筋支圧力－層間変形角関係を参照すると，この 2 体の例と同様に，分類 A の試験体は靱性能の高い試験体は層間変形角の増大に伴い支圧力が増大しているが，分類 B 及び分類 C の試験体は最大耐力記録以降に支圧力が減少していることが確認できる。このことから，梁上端主筋の定着破壊が生じることにより耐力低下が生じたものと考えられることができる。



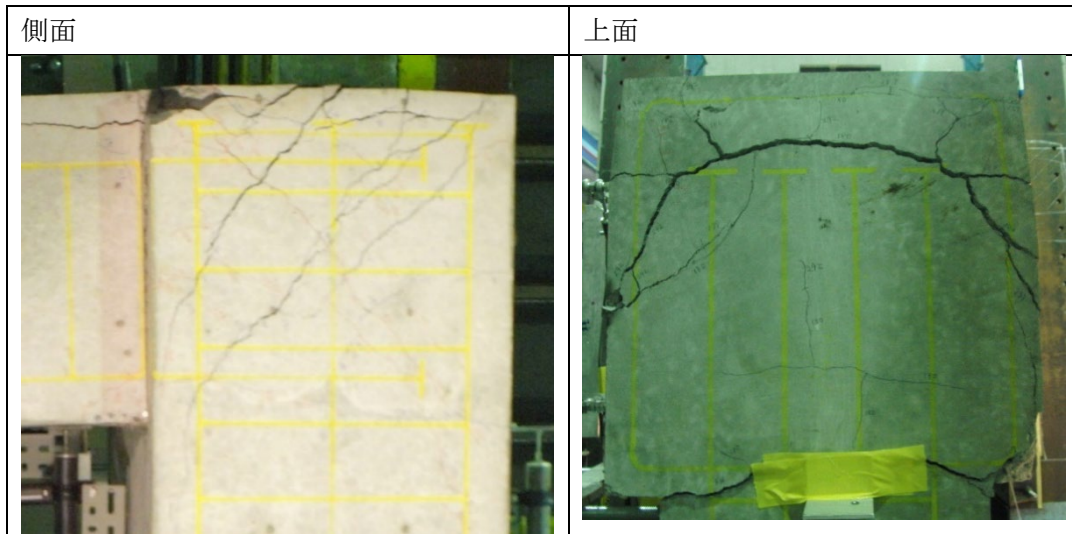


図 4.1.6.1. AL2 試験体の損傷状況 ( $R = +1/33$ )

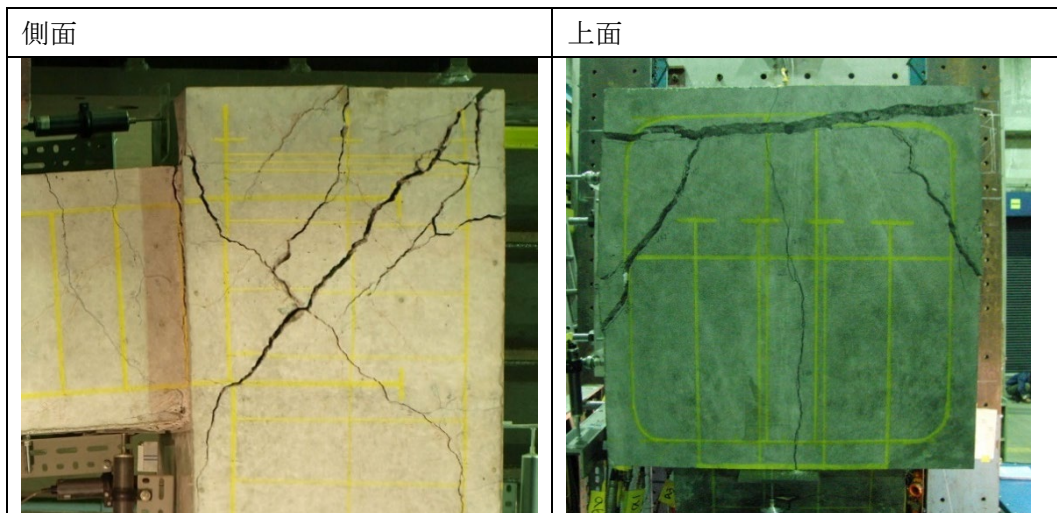


図 4.1.6.2. No.10 試験体の損傷状況 ( $R = +1/15$ )

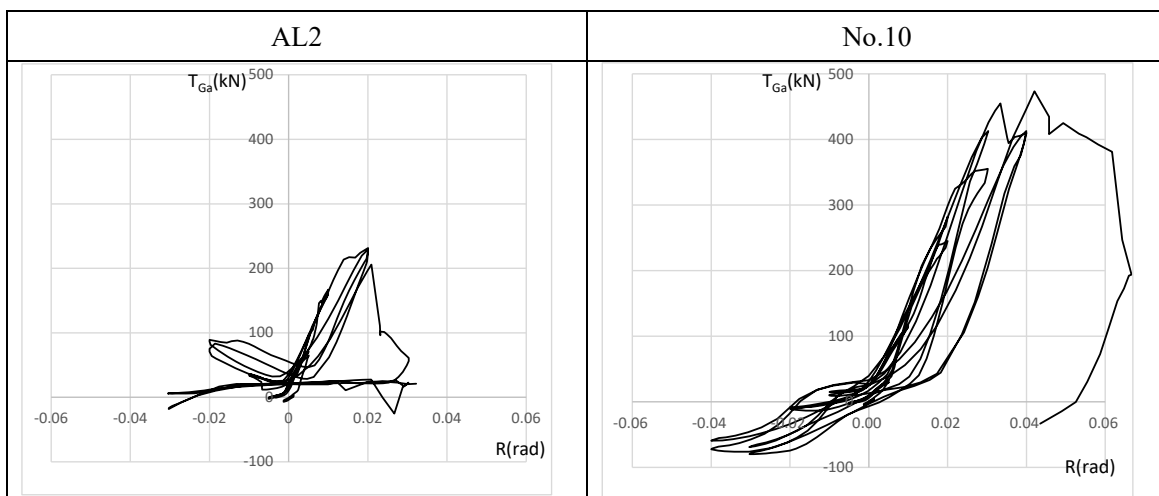


図 4.1.6.3. AL2 試験体及び No.10 試験体の梁主筋支圧力  $T_{Ga}$ —層間変形角  $R$  関係



#### 4.1.7. 柱梁接合部内主筋及び補強筋の引張力分布

各形状で分類 A の代表的な試験体として、No.1, No.7, No.5, BL2 試験体の  $R=+1/50$  における柱梁接合部内の主筋及び補強筋の引張力分布を損傷状況写真と共に図 4.1.7.1.～図 4.1.7.4.に示す。ここに、鉄筋の引張力は鉄筋に貼付した歪ゲージの値から応力度を算定し、立面方向に投影した際に同位置にある鉄筋の総断面積を乗じて引張力としている。即ち、梁主筋は 4-D19, 柱外周筋は 3-D22, 柱中段筋は 2-D22 の断面積を、歪ゲージの値から算定した応力度に乗じて鉄筋引張力としている。柱主筋定着版前面の拘束筋については、No.1 は 4-D10, No.7 は 3-D10, No.5 及び BL2 は 6-D13 の断面積を考慮している。

形状 I の No.1 (図 4.1.7.1.) は、柱面での梁主筋引張力(529kN)と、折り曲げ起点付近の梁主筋引張力(515kN)がほぼ等しく、梁主筋の付着抵抗は殆どないと考えられる。梁主筋余長基端での応力(311kN)もかなり大きく、余長先端に向かうに従い徐々に応力が小さくなる。一方で背面側柱主筋応力は定着端(97kN)では小さく、柱側に向かうにつれ徐々に応力が大きくなる。ほぼ同じ位置で計測した梁余長と背面側柱主筋の応力を累加すると、柱主筋定着端から順に 408, 417, 437, 427(kN)とほぼ一定であり、梁主筋余長と柱主筋との間で重ね継ぎ手として応力伝達が行われていると考えられる。また、柱梁接合部の有効せいをコンクリート圧縮縁(柱梁入隅部)から引張側梁主筋芯または引張側柱主筋芯までとすると、柱梁接合部のアスペクト比は  $340(\text{mm})/420(\text{mm})=0.81$  となる。一方で梁主筋定着端応力に対する柱主筋定着端近傍における梁余長応力と柱主筋応力の和の比は  $408(\text{kN})/515(\text{kN})=0.79$  であり柱梁接合部のアスペクト比に近似する。従って、形状 I では柱梁接合部コンクリートに生じる圧縮ストラットと梁主筋及び柱主筋の定着端応力が釣り合っていると考えられる。

形状 II の No.7 (図 4.1.7.2.) は、No.1 と異なり、柱面と定着端での梁主筋応力の差が大きい。即ち、梁上部に柱を突出させたことにより梁主筋の付着抵抗が大きくなっているとみることができる。No.1 と同様に、梁定着端付近における柱主筋応力(212kN)の梁主筋定着端応力(132kN)に対する比が柱梁接合部アスペクト比に近似すると仮定すると、 $212/132=1.61$  となり、実際の形状よりも非常に縦長の形状となるが、これは、定着端支圧力だけではなく付着力による抵抗もあるため、圧縮ストラットが柱梁接合部の対角を結ぶのではなく、より大きな角度を持つと考えられることと整合する。

形状 III の No.5 (図 4.1.7.3.) は、柱頭拘束筋が梁主筋応力を柱背面まで伝達する役割を担うものと期待して設計した試験体であるが、柱面位置梁主筋応力(529kN)に対して柱頭拘束筋応力(217kN)は半分以下の値に留まっている。一方、背面側柱主筋定着端応力 166(kN)に対し柱中段筋定着端応力が 150(kN)と比較的大きい。No.1 や No.7 と比較して明らかに柱中段筋応力が大きく、接合部内圧縮ストラットは柱梁入隅部から背面側柱主筋定着端を目指すものと柱中段筋定着端を目指すものが形成されているものと考えられる。柱梁接合部の有効せいを No.1 と同様に鉛直方向 340(mm), 水平方向 420(mm)と仮定し、柱中段筋の柱梁入隅部からの水平距離を 240(mm)とすれば、前述の圧縮ストラットと柱主筋応力に釣り合う水平力の大きさは、 $150(\text{kN}) \times 240/340 + 166(\text{kN}) \times 420/340 = 311(\text{kN})$ となる。これは、梁主筋定着端応力(161kN)と柱頭拘束筋応力(217kN)の合計 378(kN)の 82%程度の値となっている。

形状 IV の BL2 (図 4.1.7.4.) は、背面側柱主筋定着端応力(163kN)は No.5 と大差ないが、梁主筋定着端応力(314kN)は No.5 よりも明らかに大きい。また、柱中段筋応力(94kN)は No.5 よりも小さいが、柱中段筋に隣接するかんざし筋に大きな応力(125kN)が生じている。梁端拘束筋にも大きな応力(106kN)が生じている。No.5 と同様に、背面側柱主筋と柱中段筋の定着端を目指すストラットが形成されると考え、背面側柱主筋応力に梁端拘束筋応力を、柱中段筋応力にかんざし筋応力をそれぞれ累加し、これらの応力と

圧縮ストラットとに釣り合う水平力を算定すると、 $(94+125)(\text{kN}) \times 240/340 + (163+106)(\text{kN}) \times 420/340 = 487(\text{kN})$ となり、梁主筋定着端応力(315kN)と柱頭拘束筋応力(166kN)の合計 481(kN)と近似する。

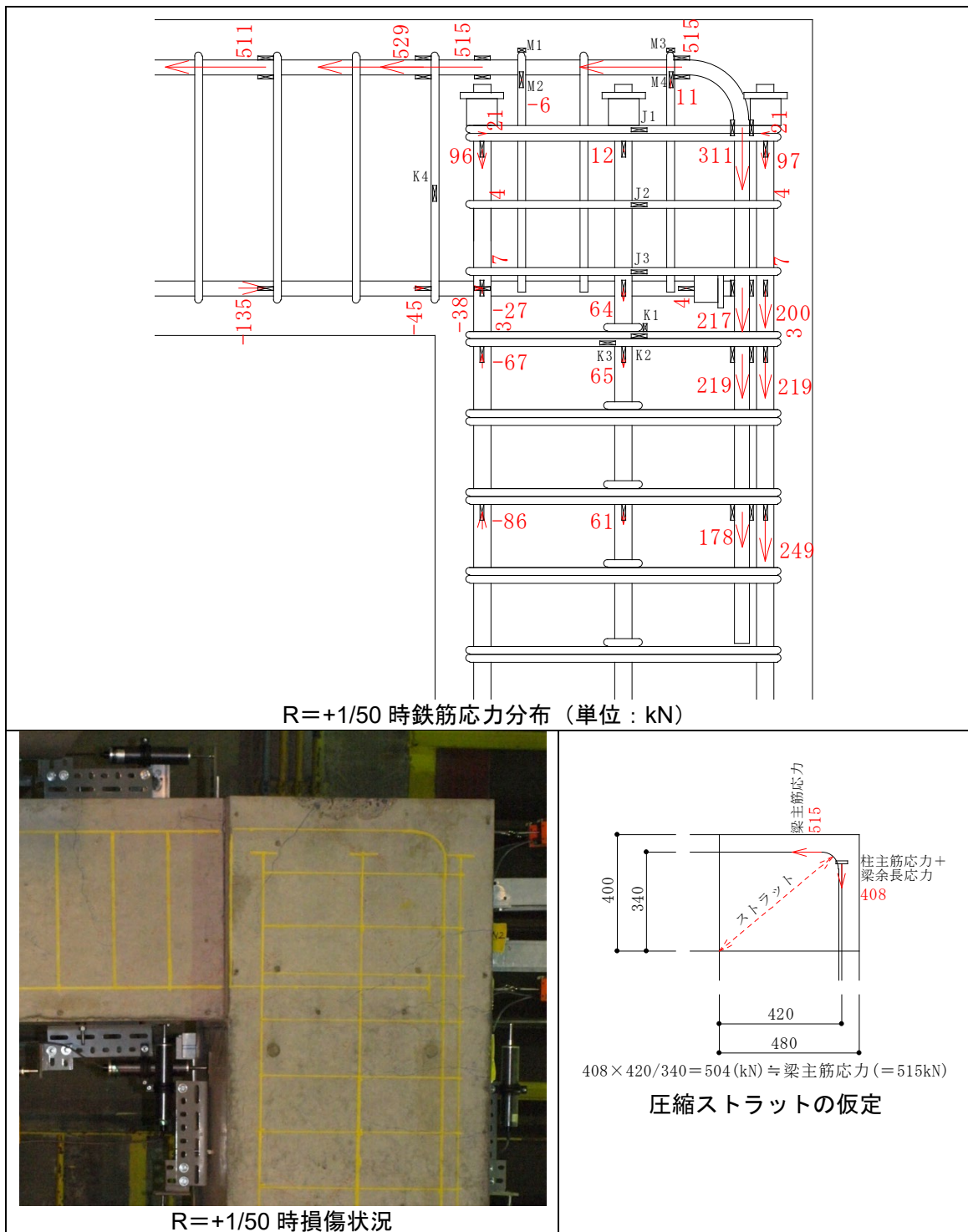
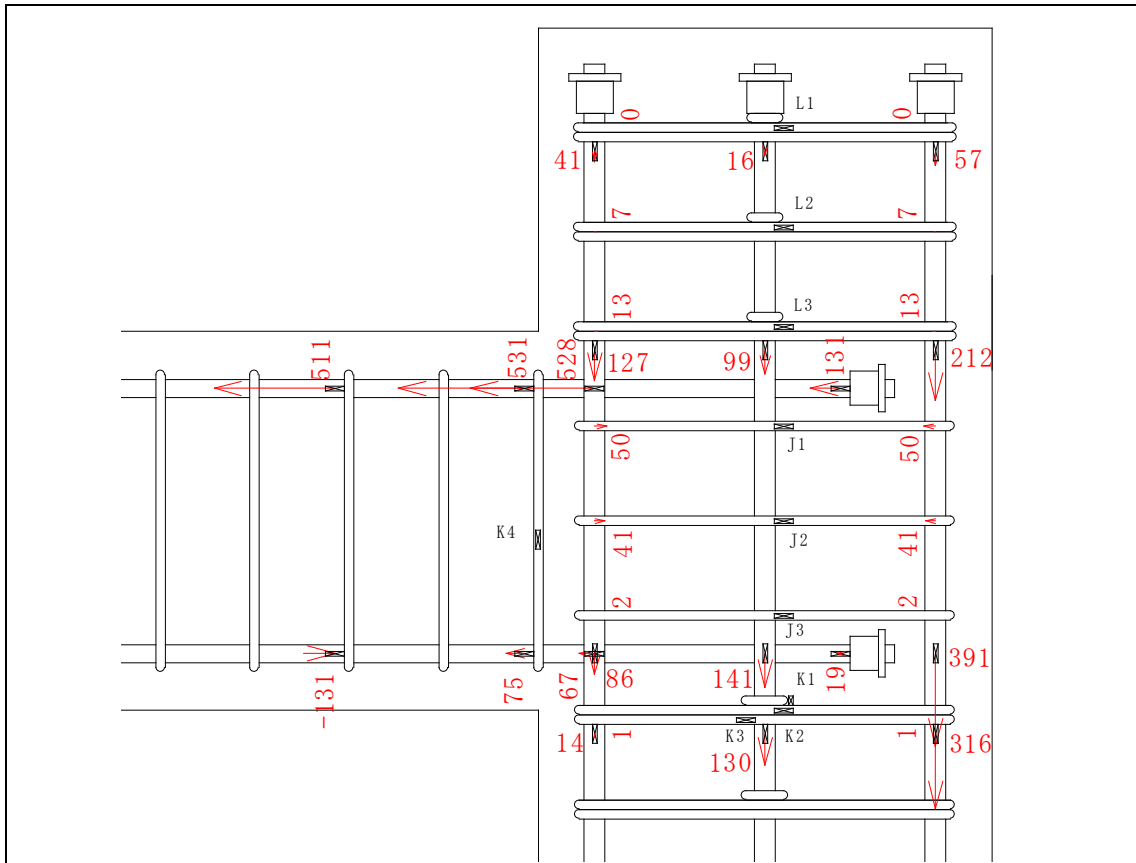
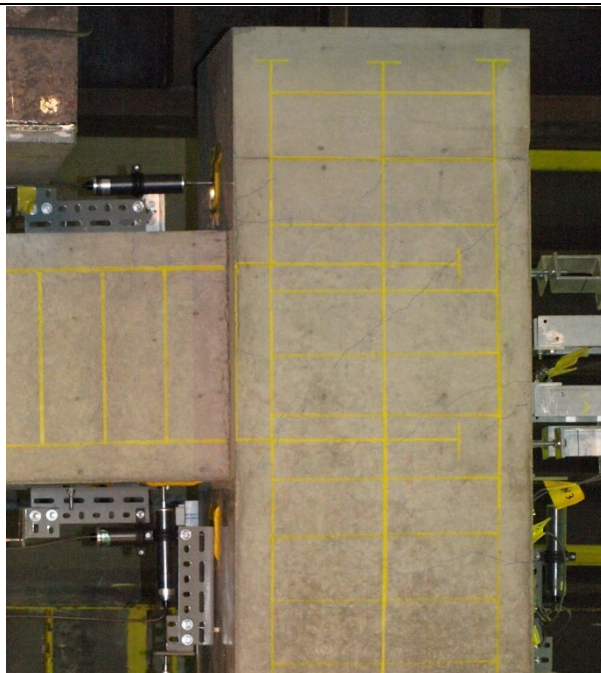


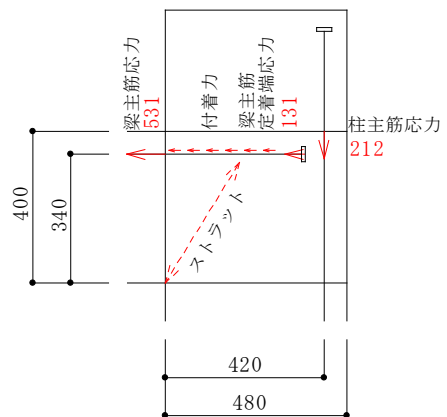
図 4.1.7.1. No.1 試験体(形状 I) R=+1/50 時鉄筋応力分布



R=+1/50 時鉄筋応力分布 (単位 : kN)



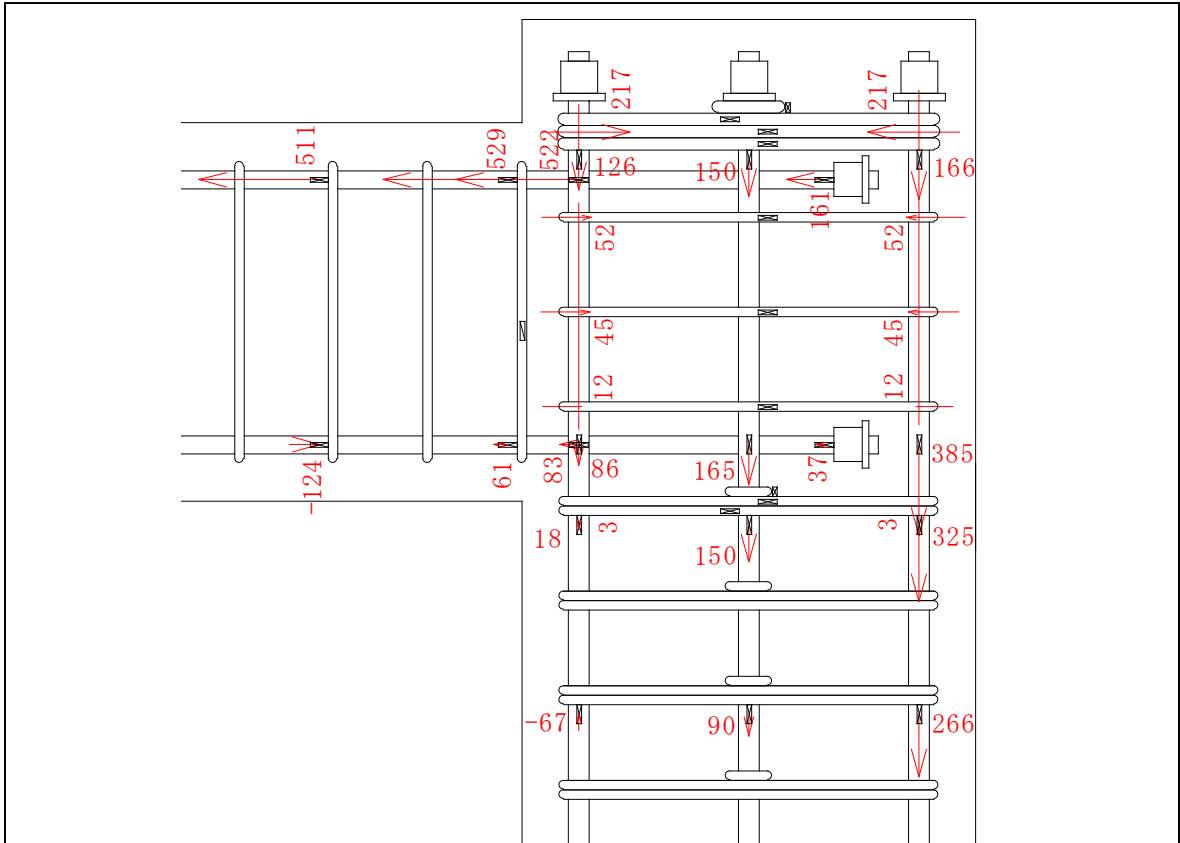
R=+1/50 時損傷状況



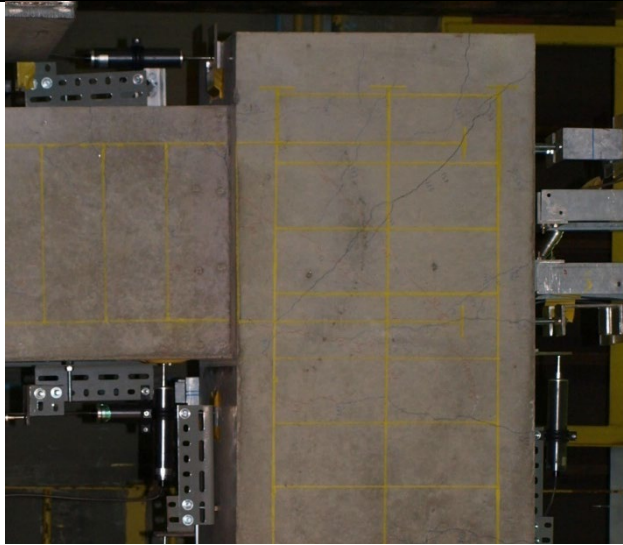
※定着端支圧力だけではなく、付着力と釣り合うストラットも形成されると考えると、ストラット合力の角度は接合部対角を結ぶよりも大きな区度になる

**圧縮ストラットの仮定**

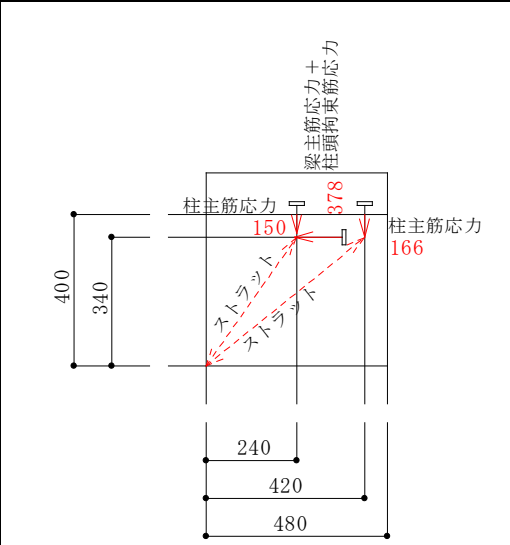
図 4.1.7.2. No.7 試験体(形状Ⅱ)R=+1/50 時鉄筋応力分布



R=+1/50 時鉄筋応力分布 (単位 : kN)



R=+1/50 時損傷状況



$150 \times 240 / 340 + 166 \times 420 / 340 = 311 \text{ (kN)}$   
 梁主筋応力 + 柱頭拘束筋応力 (= 378kN) の約8割  
**圧縮ストラットの仮定**

図 4.1.7.3. No.5 試験体(形状Ⅲ)R=+1/50 時鉄筋応力分布

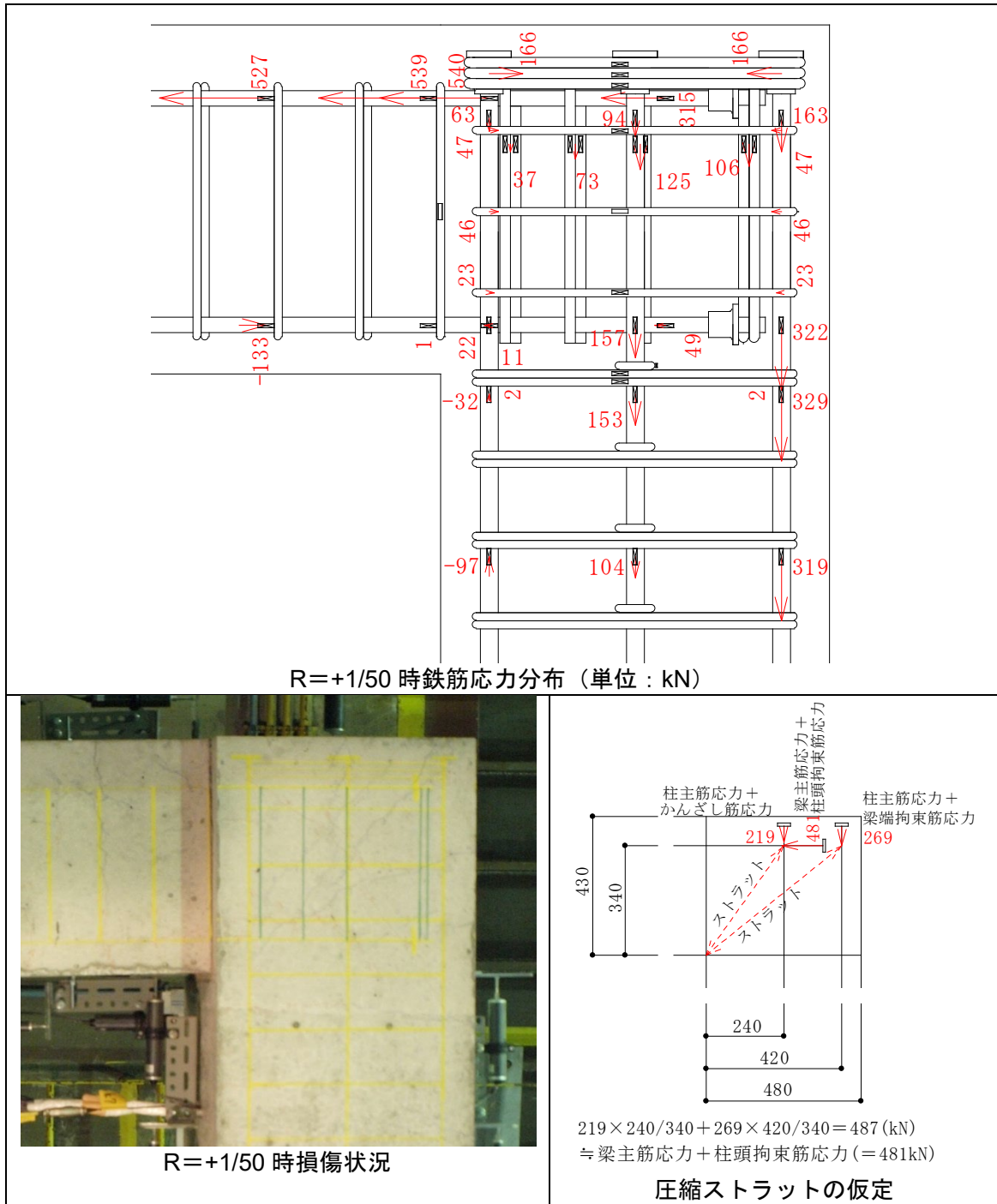


図 4.1.7.4. BL2 試験体(形状IV)R=+1/50 時鉄筋応力分布

以上の検討に基づき、L形柱梁接合部の抵抗機構を図4.1.7.5のように仮定する。

形状Ⅲ及びⅣでは梁主筋端及び柱主筋端に大きな応力が生じることになるため、これらが定着破壊を生じないように、柱頭拘束筋や梁端拘束筋で定着端を拘束することが必要であると考えられる。

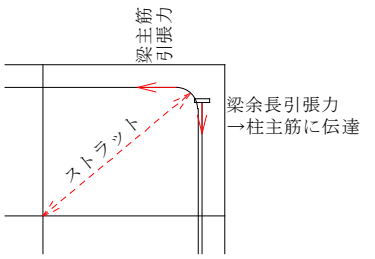
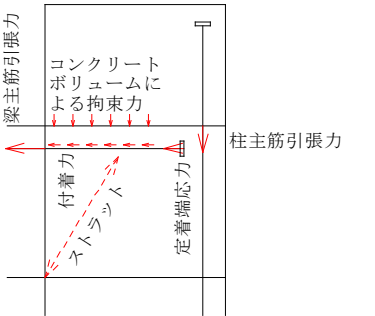
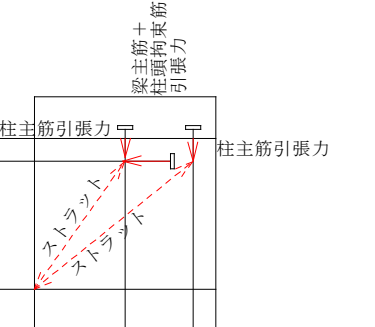
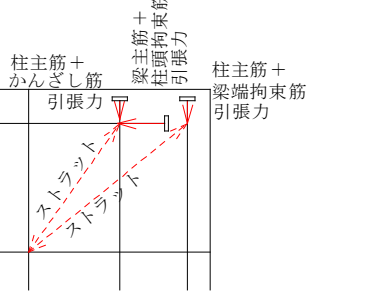
<p>形状Ⅰ（在来配筋型）</p> <p>梁主筋引張力に見合う圧縮ストラットが梁主筋端フックを目指して形成される。圧縮ストラットの鉛直方向反力となる梁主筋余長部引張力は柱主筋に重ね継ぎ手として伝達される。</p>	
<p>形状Ⅱ（柱突出型）</p> <p>十分な高さを有する柱突出部を設けた場合には、コンクリートボリュームによる拘束力及び梁主筋付着力に見合ったストラットが形成され、梁主筋端支圧応力、柱主筋引張力が形状Ⅰよりも低減され、ストラット角度が深くなる。</p>	
<p>形状Ⅲ（柱頭拘束型）</p> <p>柱頭拘束筋を配置し、柱、梁主筋の定着破壊を防止できる場合には、柱引張主筋及び中段筋に相応の引張力が生じ、柱引張主筋及び中段筋端部を目指す圧縮ストラットが形成される。</p>	
<p>形状Ⅳ（梁端拘束型）</p> <p>柱頭拘束筋及び梁端拘束筋を配置し、柱、梁主筋の定着破壊を防止できる場合には、形状Ⅲと同様に柱引張主筋及び中段筋に相応の引張力が生じ、柱引張主筋及び中段筋端部を目指す圧縮ストラットが形成される。</p>	

図 4.1.7.5. L形接合部の抵抗機構の仮定



## 4.2. 最大耐力に影響を及ぼす因子の検討

### 4.2.1. 最大耐力と定着端応力の関係

図 4.2.1.1.に、最大耐力時梁主筋定着端応力と最大耐力の関係を示す。ここで、梁主筋定着端応力( $T_{Ga}$ )は定着端近傍に貼付した歪ゲージの値から算定<sup>4.7)</sup>し、梁主筋降伏引張力( $T_y$ )に対する比として表している。また、最大耐力は梁曲げ降伏耐力計算値に対する比( $Q_{max}/Q_{cal}$ )として表している。

図 4.2.1.1.によれば脆性的に破壊した試験体(分類 C)は、最大耐力が大きいほど梁主筋定着端応力が大きい傾向が伺える。靱性能の高い試験体(分類 A)はばらつきがみられるものの、在来配筋型(形状I)、梁端拘束型(形状IV)は最大耐力時梁主筋定着端応力が大きく、柱突出型(形状II)は最大耐力時梁主筋定着端応力が小さい傾向が見て取れる。これは4.1.6.に示した  $R=+1/50$  時の鉄筋力分布とも同様の傾向を示している。このことより、柱梁接合部に適切な補強を行い梁主筋定着端の支圧耐力を高めるか、梁主筋の付着強度を高めることにより定着端応力を低減することで梁上端主筋の定着耐力を向上させることができ、梁降伏型の破壊性状を実現できるようになると考えられる。逆に言えば補強が不十分の場合は定着端応力が低いレベルで定着破壊する恐れがあるということであり、4.1.5.に示した、耐力劣化した試験体は定着破壊(コーン状破壊)したとする推定と整合する。

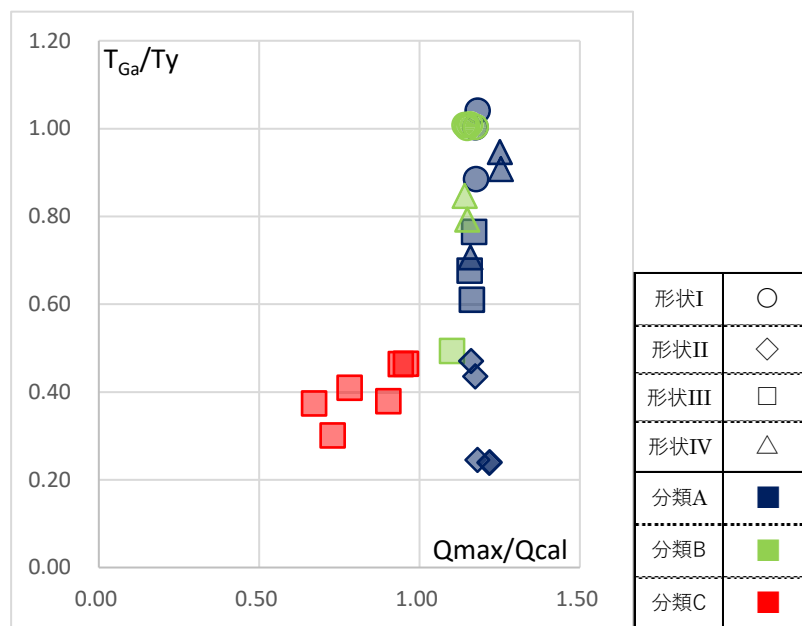


図 4.2.1.1. 梁主筋定着端応力( $T_{Ga}$ )—最大耐力( $Q_{max}$ )関係

#### 4.2.2. 梁主筋定着耐力に影響を及ぼす因子の検討

##### (1) 梁主筋上部のコンクリートボリューム

図 4.2.2.1.に、代表的な試験体の最大耐力時の柱梁接合部内梁上端主筋引張力の分布を示す。梁主筋引張力(T)は、歪ゲージの測定結果より算定し、梁主筋降伏引張力( $T_y$ )に対する比として表している。ここでは、靱性能が高い試験体(分類 A)の中から代表的なものとして No.1(形状I), No.5(形状III), No.7(形状II), BL2(形状IV)について示す。いずれの試験体も最大耐力は大変形時( $R=1/20\sim 1/15$  程度)に記録している。No.7 のみ最大耐力時の歪ゲージ測定結果が得られなかったため  $R=1/25$  サイクルピーク時の計測結果を示している。いずれの試験体も最大耐力時に梁上端主筋は引張降伏している。これらの試験体は、柱突出型(形状II)以外も端部拘束筋の納まりのために梁上端主筋定着端の上面コンクリートかぶり厚さ( $C_{top}$ )が異なる。 $C_{top}$  が大きい試験体ほど定着端応力が小さく梁上端主筋の付着力が大きい傾向があり、梁主筋上部のコンクリートボリュームが梁主筋付着力の向上に寄与しているものと考えられる。

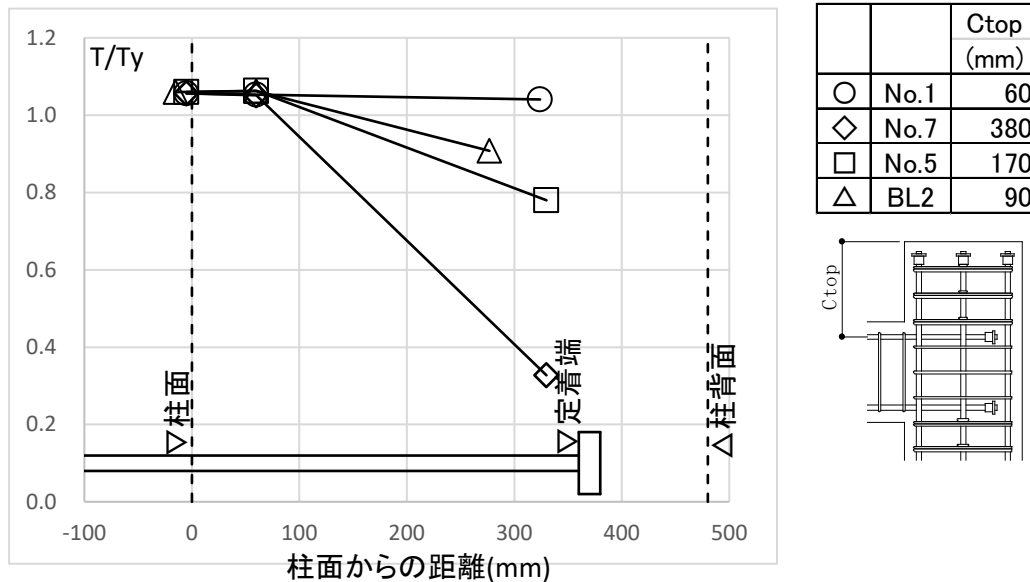


図 4.2.2.1. 最大耐力時柱梁接合部内梁上端主筋引張力(T)分布

図 4.2.2.2.に、分類 A 及び分類 B の試験体について、層間変形角  $R=1/50$  時の柱梁接合部内梁上端主筋引張力の分布を示す。分類 A 及び分類 B の試験体はいずれも  $R=1/50$  時点では梁主筋が降伏しており、概ね最大耐力に近い耐力を発揮している。試験体形状毎に梁上端主筋引張力分布は近似している。また、図 4.2.2.1.と図 4.2.2.2.を比較すると、分類 A の試験体は形状 I を除き、 $R=1/50$  でほぼ最大耐力を発揮した後に定着端引張力が上昇しており、靱性能を高めるためには梁主筋定着端の支圧耐力を向上させるための補強が不可欠であると考えられる。

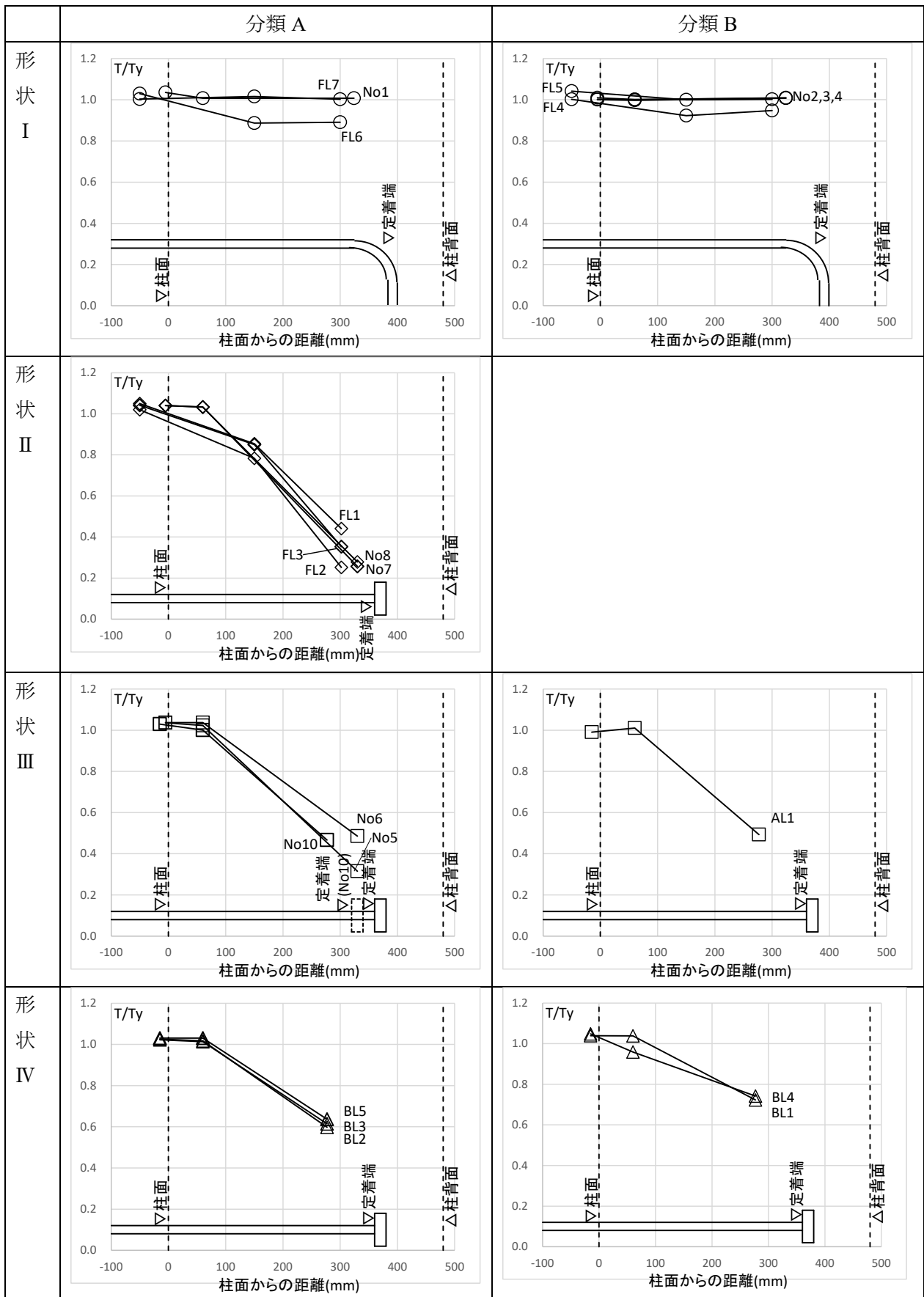
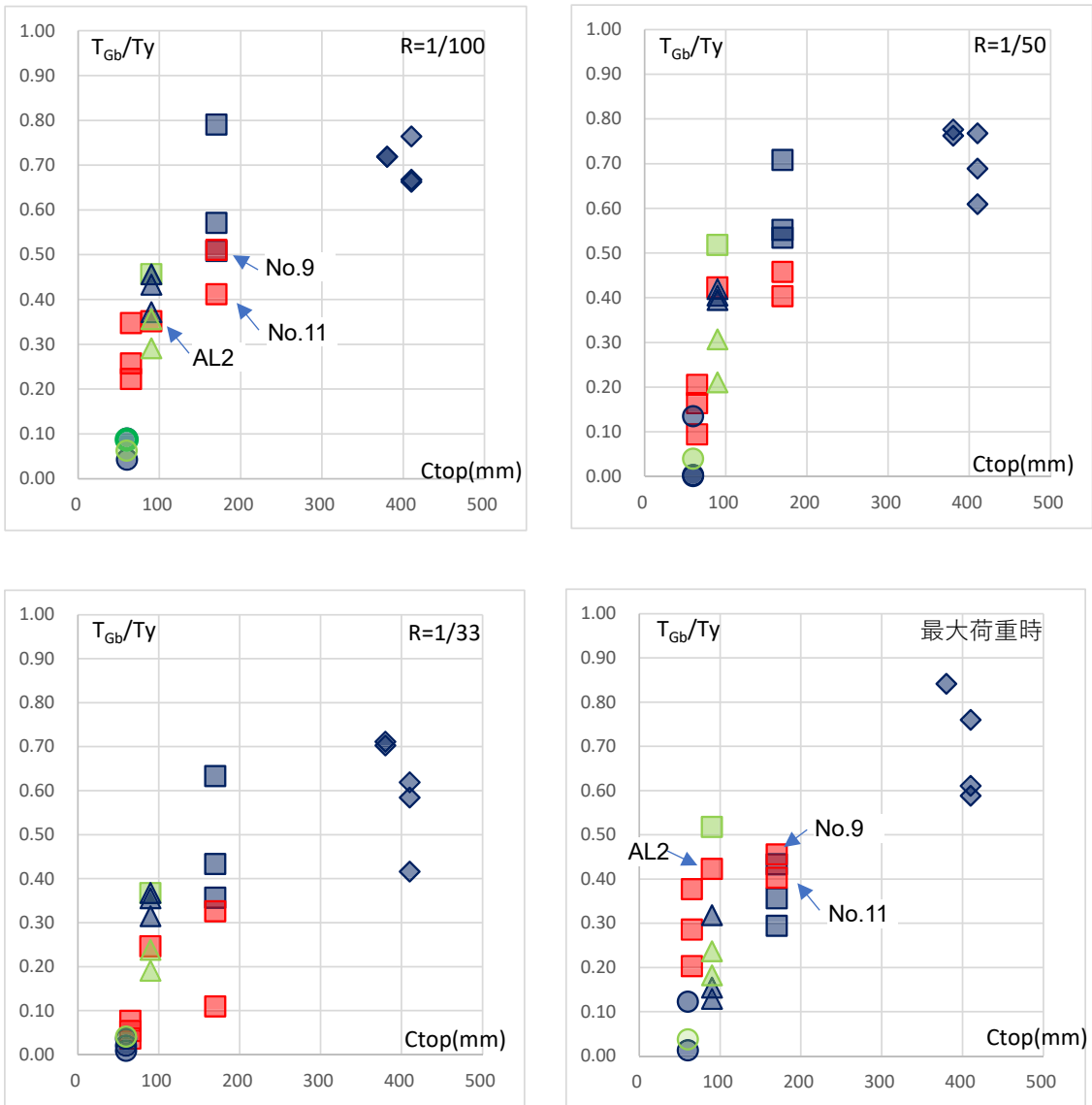


図 4.2.2.2. R = 1/50 時柱梁接合部内梁上端主筋引張力(T)分布

図 4.2.2.3.に、全試験体について梁主筋定着端の上面かぶり厚さ( $C_{top}$ )と梁主筋付着力( $T_{Gb}$ )との比較を示す。ここに、梁主筋付着力は柱面近傍の梁主筋歪ゲージから算定した梁主筋引張力と、梁主筋定着端近傍の引張力との差として定め、梁主筋降伏引張力( $T_y$ )に対する比として表している。ここでは最大耐力時の他  $R=+1/100$ ,  $+1/50$ ,  $+1/33$  の各変形時について示しているが、いずれについても梁主筋定着端コンクリートかぶり厚さが大きいほど梁主筋付着力が大きくなる傾向がみられる。図中に特記した No.11 及び No.9 試験体は AL2 試験体に対してそれぞれ、無筋のコンクリートボリュームを付加して  $C_{top}$  を大きくした試験体、柱主筋を突出させ柱頭拘束外周筋のみを配置したものである。 $R=+1/100$  時点では No.9 > No.11 > AL2 の順に付着力が大きく一定の補強効果が認められるが、最大荷重時の付着力はほぼ同程度であり、最大耐力も同程度であった。一方、AL2 に対し柱頭拘束筋を中子筋形状も含めた配置とした AL1 は、 $R=1/100$  時点での付着力は No.9 より小さいものの、最大荷重時 ( $R=+1/50$ ) まで付着力が上昇しており、付着性状を向上させることにより梁主筋降伏を実現できたものと考えられる。これより、 $C_{top}$  をなるべく小さくしようとする場合には柱頭拘束筋は中子筋形状も配筋しなければコンクリートボリュームを付加しても最大荷重を向上させることは困難であることが分かる。尚、柱突出型(形状Ⅱ)の内、FL1, FL2, FL3 は柱突出部のフープは外周筋のみであるが、これらの試験体は  $C_{top}=410(\text{mm})$  であり、梁主筋の定着長( $l_d=360\text{mm}$ )以上に突出部長さを確保している。



	分類 A	分類 B	分類 C
形状 I (在来配筋型)	●	●	
形状 II (柱突出型)	◆		
形状 III (柱頭拘束型)	■	■	■
形状 IV (梁端拘束型)	▲	▲	

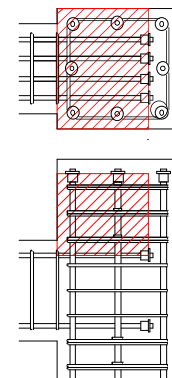


図 4.2.2.3. 梁主筋定着端かぶり厚さ  $C_{top}$  と梁主筋支圧力  $T_{Ga}$  の関係

## (2) 柱頭拘束筋の影響

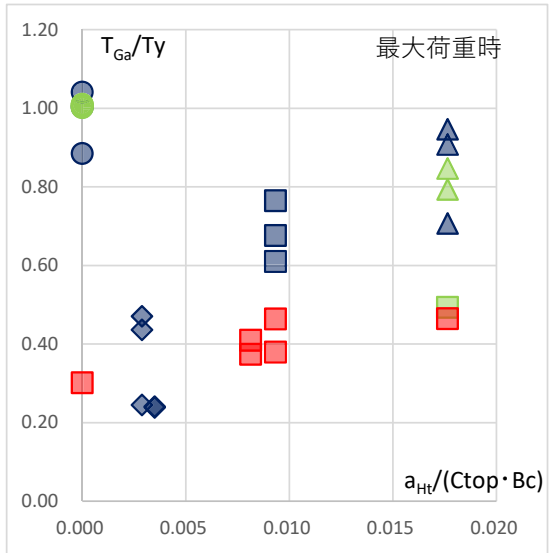
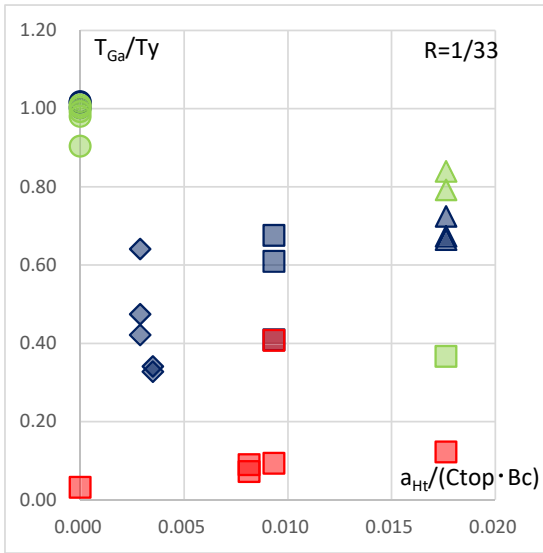
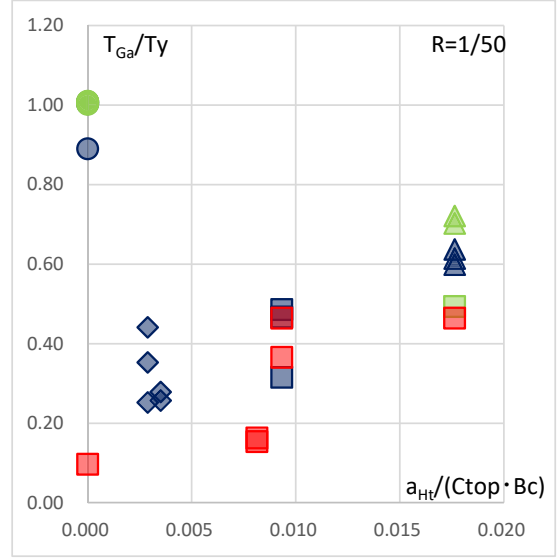
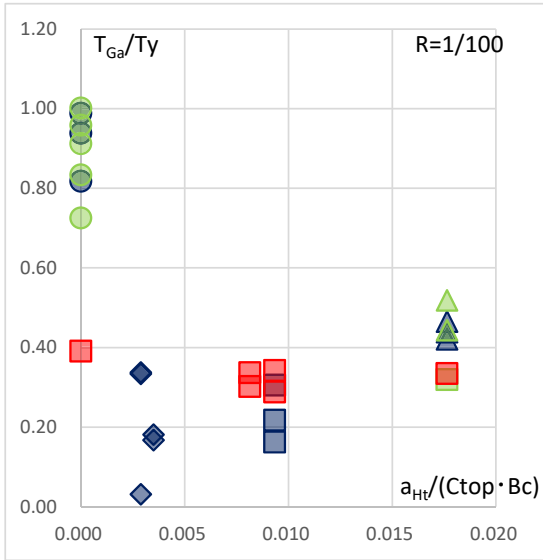
図 4.2.2.4.に、梁主筋定着端かぶり内に配筋された柱頭拘束筋、即ち、梁上端主筋の外側に配筋された柱頭拘束筋断面積  $a_{Ht}$  と梁主筋支圧力の関係を示す。ここで、 $a_{Ht}$  は、かぶりコンクリートボリューム ( $Bc \cdot Ctop$ ) で規準化して表示している。図 4.2.2.3.と同様、最大耐力時の他、 $R=+1/100$ ,  $+1/50$ ,  $+1/33$  の各変形時についても示す。

梁上端主筋を  $90^\circ$  フック定着（折曲げ定着）した試験体(形状 I)は  $a_{Ht}=0$  であるが、加力初期から付着力の応力分担が僅かであるため、 $T_{Ga}/Ty$  がほぼ 1.0 で推移する。一方、梁主筋直線定着試験体は、いずれの変形角においても  $a_{Ht}/(Bc \cdot Ctop)$  が大きいほど支圧力が大きい傾向を示している。このことから、梁上端主筋を直線定着する場合は、梁上端主筋の外側に補強筋を出来るだけ多く配筋することで梁主筋の定着性状を向上させることができると考えられる。

AL1, AL2, AL3 試験体は、柱頭拘束筋量は 6-D13(785N/mm<sup>2</sup> 級)で共通とし、AL1 は中子筋形状の配筋を行い、AL2 及び AL3 は外周筋のみ配置、AL3 は柱頭拘束筋を梁上端主筋の下側（接合部側）に配置したものである。これら 3 体の内、梁降伏耐力計算値に達したのは AL1（変形性能は分類 B）のみであり、AL3 は極めて脆性的に破壊している（AL2, AL3 共に分類 C）。これらの結果より、柱頭拘束筋は梁上端主筋よりも上側に配置するべきであり、また、柱頭拘束筋は外周筋だけではなく、中子筋形状も配置するべきであると言える。図 4.2.2.5.に柱頭拘束外周筋降伏引張力( $h_oTy$ )と最大耐力時梁主筋定着端応力の関係、図 4.2.2.6.に柱頭拘束中子筋降伏引張力( $h_iTy$ )と最大耐力時梁主筋定着端応力( $T_{Ga}$ )の関係をそれぞれ示す。ここで、柱頭拘束筋は梁上端主筋よりも上部に配置したもののみを考慮し、 $h_oTy$ ,  $h_iTy$ ,  $T_{Ga}$  のいずれも梁主筋降伏引張力( $Ty$ )に対する比として表している。また、柱突出型試験体(形状II)については突出部柱フープを柱頭拘束筋として考慮している。

No.5, No.6, No.10 の各試験体は、加力方向の柱頭拘束筋を AL1 と同様とし、更に加力直交方向に 1-D13 を配置し柱中段筋定着端を拘束したものである。AL1 は最大耐力発揮後急激に耐力劣化を生じた一方、これらの試験体は載荷終了まで顕著な耐力劣化を生じず、靱性能を確保するためには加力直交方向にも柱頭拘束中子筋が必要であることを示している。4.1.4.の破壊性状写真に示したように梁主筋定着端から柱中段筋定着端を連絡するひび割れ、及び、柱頭表面には柱断面のほぼ中央付近に加力方向の直線状のひび割れが見られ、また、4.1.7.に示したように形状Ⅲ及び形状Ⅳの試験体は柱中段筋定着端を目指す圧縮ストラットが形成されるものと思われる、柱中段筋定着端が加力直交方向に押し広げられる変形が生じていると考えられる。靱性能を確保するためにはこれらのひび割れの進展を抑制することが必要であり、そのために加力直交方向にも柱中段筋を拘束する中子筋が必要であると考えられる。図 4.2.2.7.に、加力直交方向の柱頭拘束中子筋量と梁主筋支圧力の関係を示す。ここでは、加力直交方向中子筋降伏引張力  $h_iTy$  を内部側梁主筋降伏引張力  $Ty_i$  で除して評価している。加力直交方向の柱頭拘束中子筋の有無を変動因子としている形状Ⅲの試験体に着目すると、加力直交方向に中子筋を配筋した試験体の方が梁主筋支圧力が大きくなる傾向にあるように思われる。





	分類 A	分類 B	分類 C
形状 I (在来配筋型)	●	●	
形状 II (柱突出型)	◆		
形状 III (柱頭拘束型)	■	■	■
形状 IV (梁端拘束型)	▲	▲	

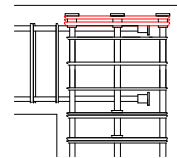
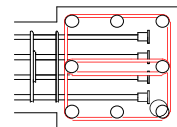
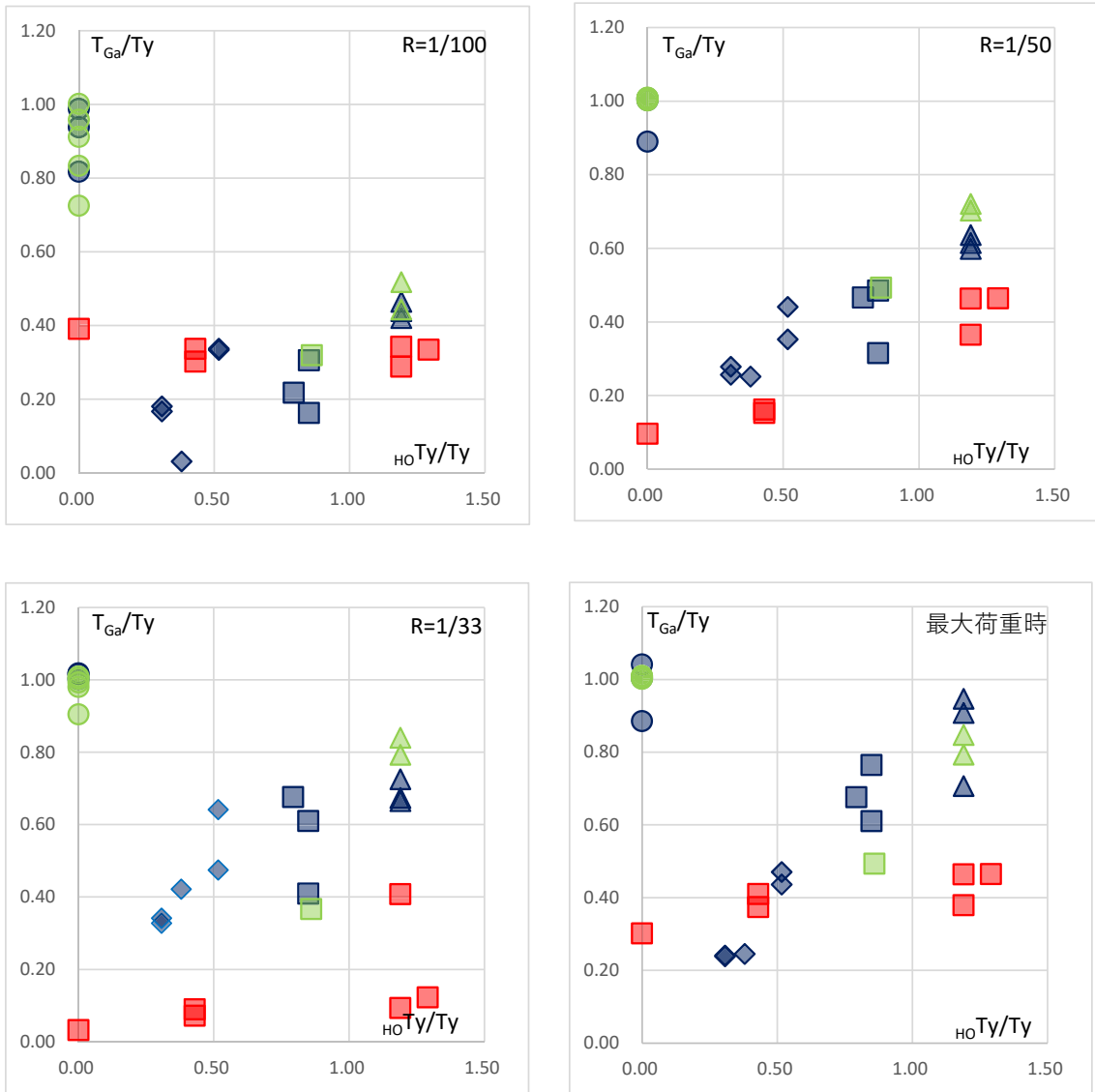


図 4.2.2.4. 梁上端主筋の外側に配筋された柱頭拘束筋断面積  $a_{Ht}$  と梁主筋支圧力  $T_{Ga}$  の関係



	分類 A	分類 B	分類 C
形状 I (在来配筋型)	●	●	
形状 II (柱突出型)	◆		
形状 III (柱頭拘束型)	■	■	■
形状 IV (梁端拘束型)	▲	▲	

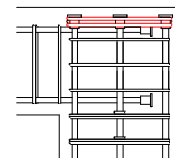
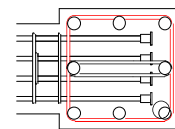
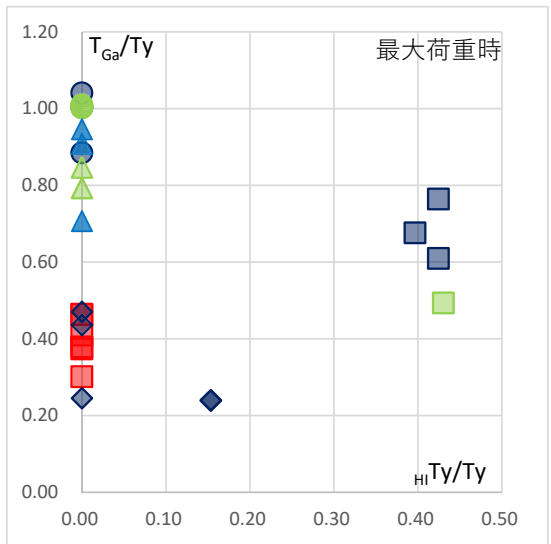
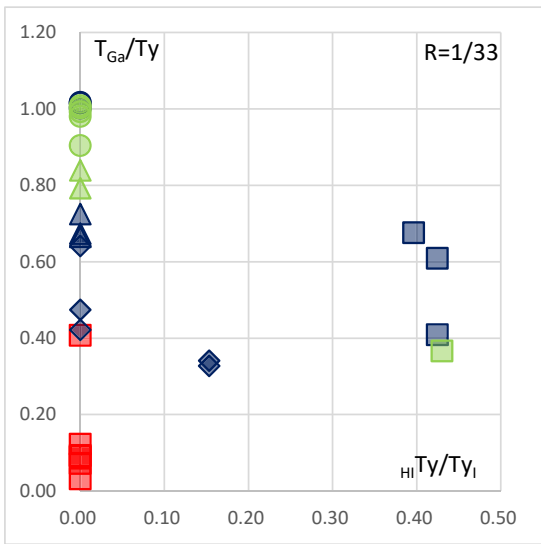
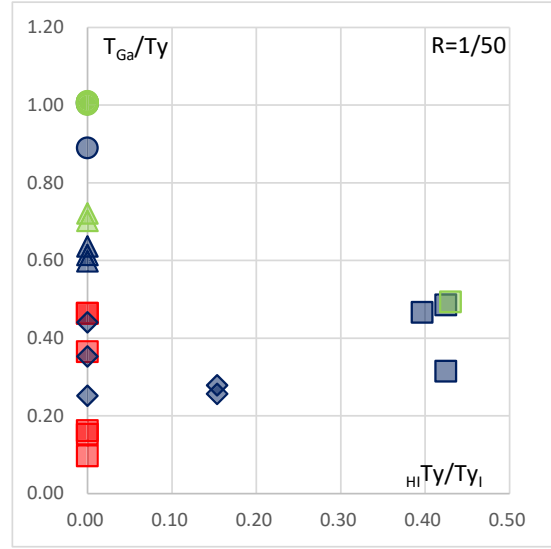
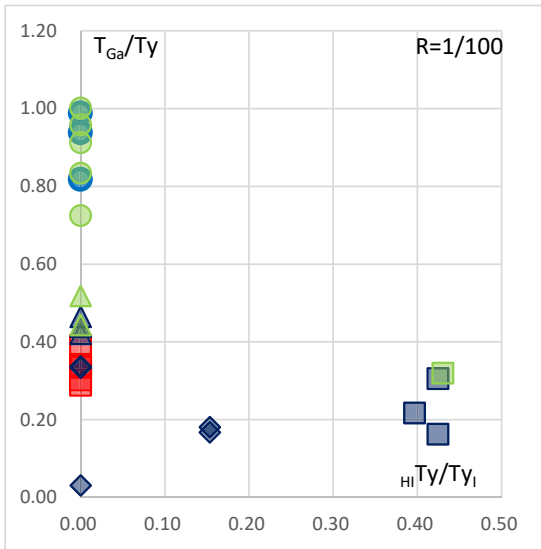


図 4.2.2.5. 柱頭拘束外周筋降伏引張力  $HO_Ty$  と梁主筋支圧力  $T_{Ga}$  の関係



※柱突出型試験体（形状Ⅱ）は、突出柱の中子筋を拘束中子筋とみなす

	分類 A	分類 B	分類 C
形状Ⅰ（在来配筋型）	●	●	
形状Ⅱ（柱突出型）	◆		
形状Ⅲ（柱頭拘束型）	■	■	■
形状Ⅳ（梁端拘束型）	▲	▲	

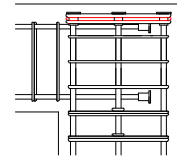
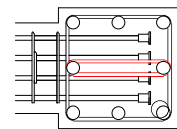
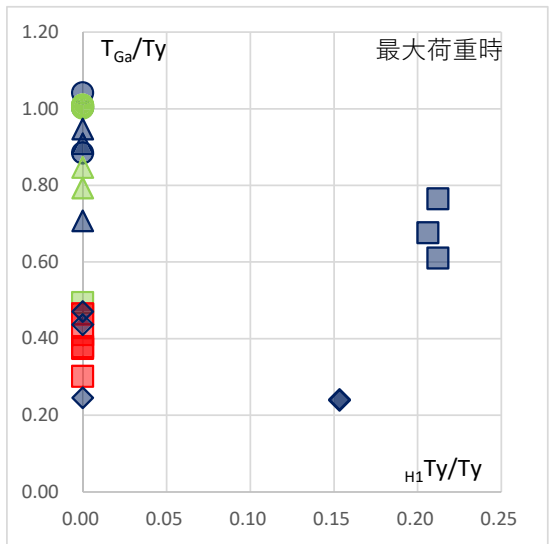
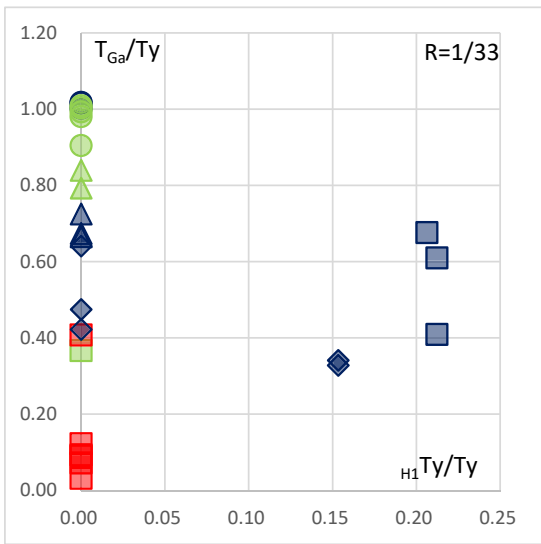
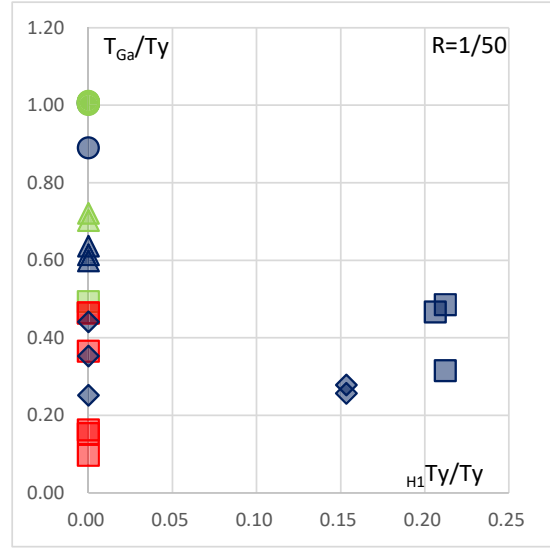
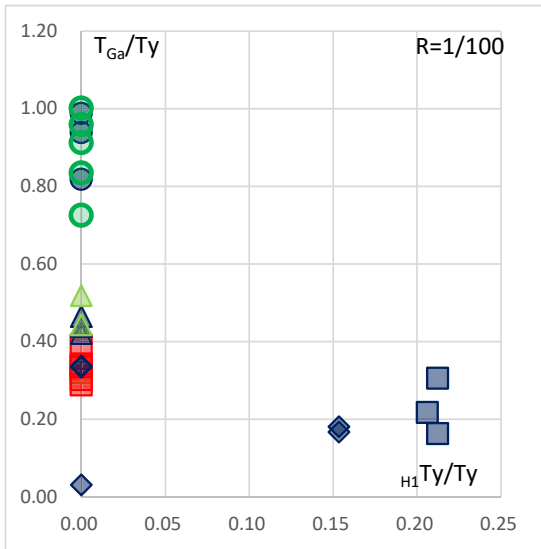


図 4.2.2.6. 柱頭拘束中子筋降伏引張力  $H_I T_y$  と梁主筋支圧力  $T_{Ga}$  の関係



	分類 A	分類 B	分類 C
形状 I (在来配筋型)	●	●	
形状 II (柱突出型)	◆		
形状 III (柱頭拘束型)	■	■	■
形状 IV (梁端拘束型)	▲	▲	

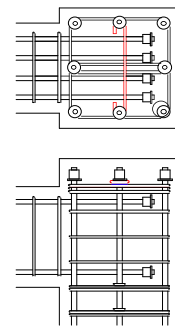
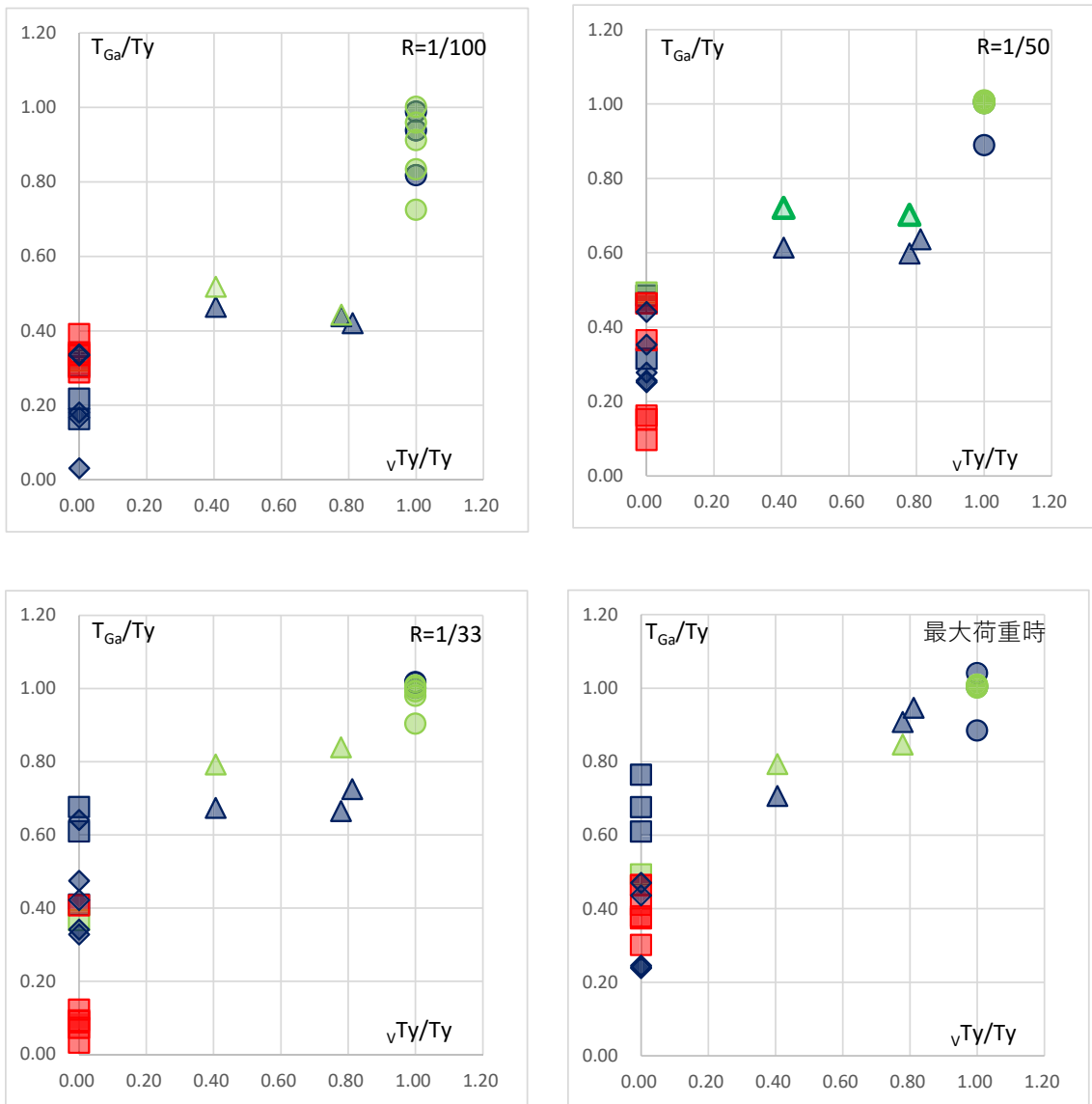


図 4.2.2.7. 加力直交方向柱頭拘束中子筋降伏引張力  $h_1T_y$  と梁主筋支圧力  $T_{Ga}$  の関係

### (3) 梁端拘束筋の影響

図 4.2.2.8.に梁端拘束筋量と梁主筋支圧力の関係を示す。ここでは、梁端拘束筋降伏引張力  $vT_y$  を梁主筋降伏引張力  $T_y$  で除して評価している。また、90° フック定着（折曲げ定着）試験体については、参考として、 $vT_y = T_y$  として評価し、併せてプロットしている。

梁端拘束筋降伏引張力が大きいほど最大耐力時梁主筋定着端応力が大きくなる傾向がみられる。尚、BL1, BL3, BL4 試験体の大変形時 ( $R \approx 1/20$ ) で梁端拘束筋の一部が降伏したが、いずれの試験体も最大耐力時には梁端拘束筋は降伏していない。



※曲下げ定着試験体（形状Ⅰ）は  $vTy=Ty$  として評価

	分類 A	分類 B	分類 C
形状Ⅰ（在来配筋型）	●	●	
形状Ⅱ（柱突出型）	◆		
形状Ⅲ（柱頭拘束型）	■	■	■
形状Ⅳ（梁端拘束型）	▲	▲	

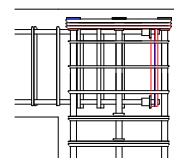
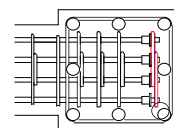


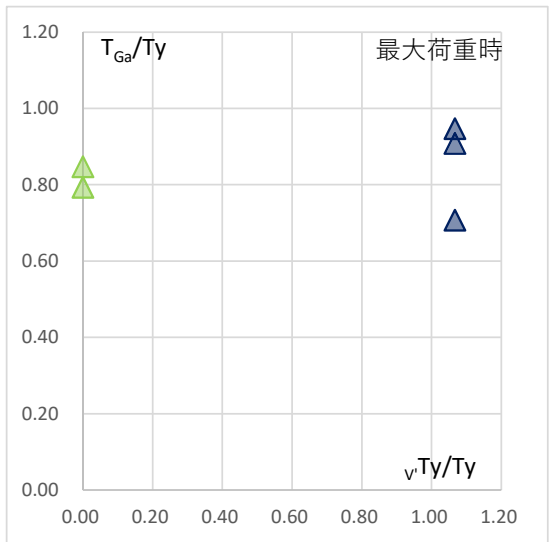
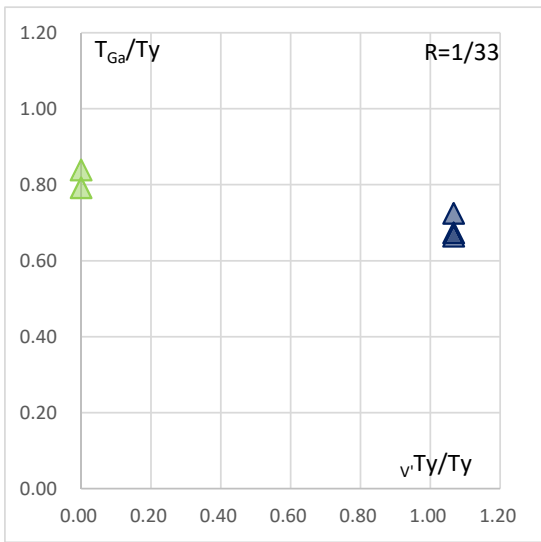
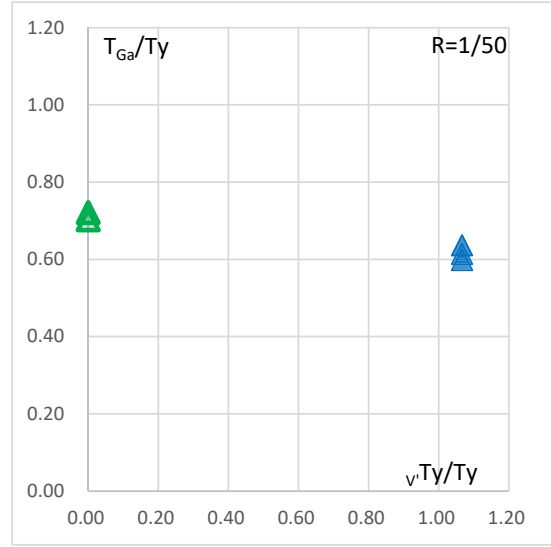
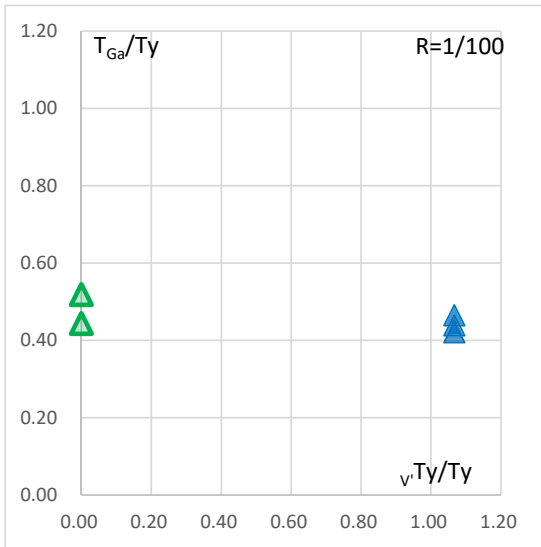
図 4.2.2.8. 梁端拘束筋降伏引張力  $vTy$  と梁主筋支圧力  $T_{Ga}$  の関係



#### (4) かんざし筋の影響

梁端拘束型試験体(形状IV)はかんざし筋（柱梁接合部内で梁上端主筋に掛ける U 形の補強筋）の有無を変動因子としている。図 4.2.2.9.に梁端拘束型試験体についてかんざし筋引張降伏力 ( $v'T_y$ ) と最大耐力時梁主筋定着端応力( $T_{Ga}$ )の関係を示す。ここに、 $v'T_y$ ,  $T_{Ga}$  共に梁主筋降伏引張力( $T_y$ )に対する比として表している。かんざし筋の有無による最大耐力時梁主筋定着端応力の差異は認められない。

ただし、変形性能についてはかんざし筋を配筋した BL2, BL3, BL5 が分類 A であるのに対し、かんざし筋のない BL1 及び BL4 は分類 B であり、かんざし筋は変形性能の向上に寄与していると言える。



	分類 A	分類 B	分類 C
形状 I (在来配筋型)	●	●	
形状 II (柱突出型)	◆		
形状 III (柱頭拘束型)	■	■	■
形状 IV (梁端拘束型)	▲	▲	

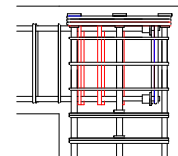
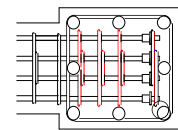


図 4.2.2.9. かんざし筋降伏引張力  $v'Ty$  と梁主筋支圧力  $T_{Ga}$  の関係

### 4.3. L形柱梁接合部において梁上端主筋を機械式定着するための補強方針

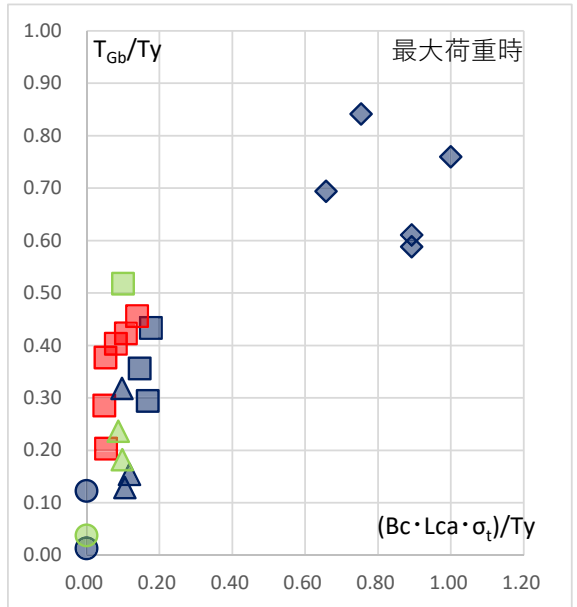
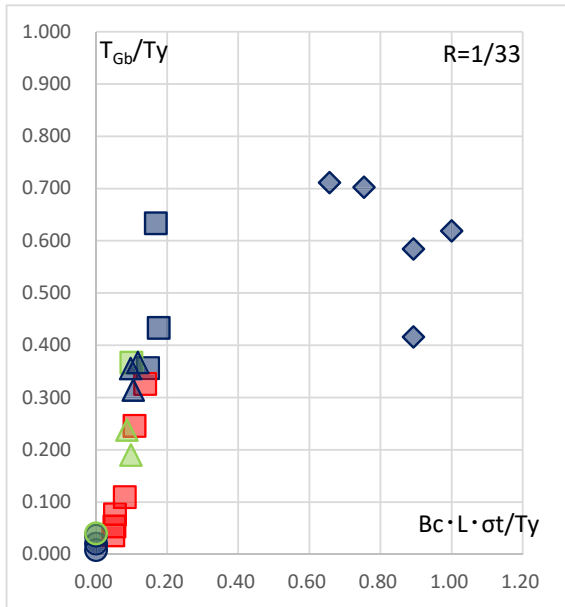
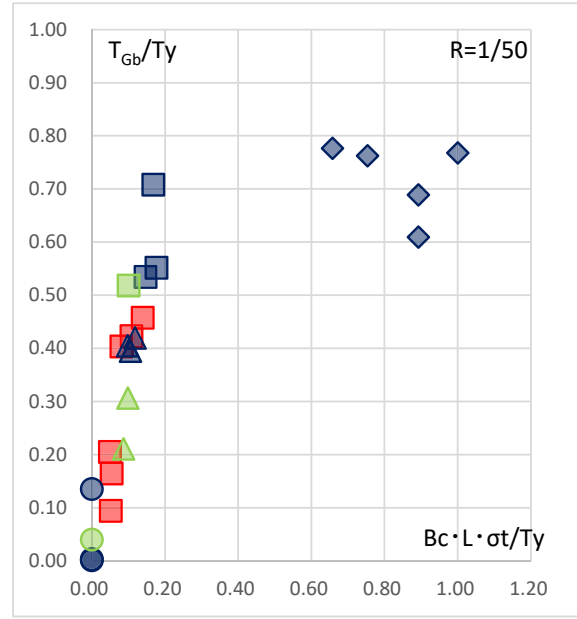
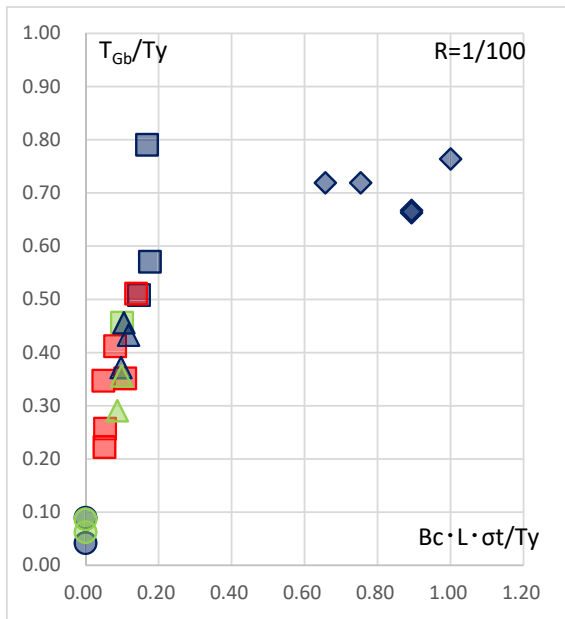
#### (1) 補強方針

梁上端筋の定着耐力が梁主筋の引張降伏耐力を上回るようにすれば梁上端主筋の定着破壊を回避でき、梁降伏型の破壊性状を実現できるものと考え。定着耐力は梁主筋の付着力及び定着端の支圧耐力の合計で表せるものと考え、4.2.に示した定着耐力に影響する因子の効果を補強耐力として評価し、補強耐力が梁主筋降伏引張力以上となるように適切に柱梁接合部を補強するものとする。

#### (2) 付着力の向上に寄与する補強耐力

図4.2.2.1., 図4.2.2.2.に示したように、梁上端主筋より上部のコンクリートボリュームは梁主筋の付着力向上に寄与する。また、4.1.4.に示した破壊性状より、梁上端主筋定着版前面コンクリートの割裂耐力を補強耐力として考慮する。コンクリートの割裂耐力はコーン状破壊に対する設計式を参考に、破壊面の投影面積にコンクリートの割裂強度を乗じて算定することとする。破壊性状の観察結果及び、梁上端主筋上部に無筋のかぶりコンクリートを付加しても補強効果は認められなかったことから、破壊面の投影面積は、梁上端筋主筋芯から柱主筋定着端までの距離(Lca)に柱幅(Bc)を乗じたものとする。

図4.3.1.に、コンクリートボリュームによる補強耐力( $Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t$ )と梁主筋付着力( $T_{Gb}$ )の関係を示す。ここではコンクリート補強耐力、梁主筋付着力共に梁主筋降伏引張力( $T_y$ )で規準化して示している。また、コンクリートの割裂強度( $\sigma_t$ )は、設計では設計基準強度の平方根に比例するなどとして仮定することが考えられるが、ここでは材料試験結果を用いて評価している。コンクリートボリューム以外の影響因子も含んだ評価であるためばらつきは大きいですが、概ね図4.2.2.3.と同様の傾向であり、コンクリートによる補強耐力の増大に伴い、梁主筋付着力が向上していることが確認できる。



	分類 A	分類 B	分類 C
形状 I (在来配筋型)	●	●	
形状 II (柱突出型)	◆		
形状 III (柱頭拘束型)	■	■	■
形状 IV (梁端拘束型)	▲	▲	

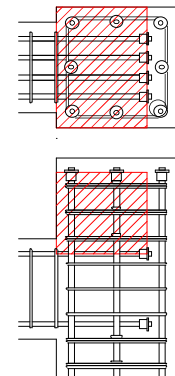
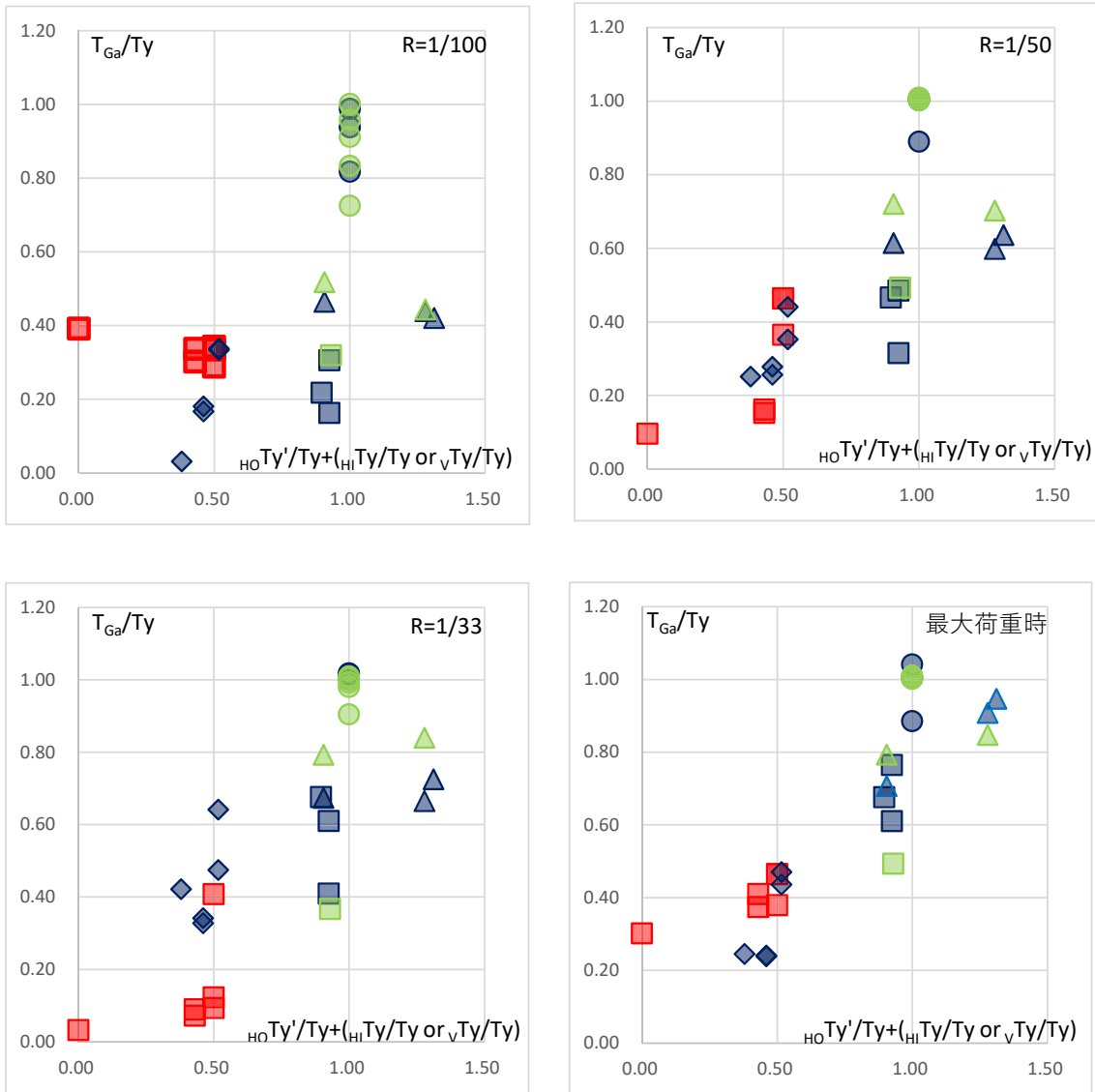


図 4.3.1. コンクリートボリュームによる補強耐力  $Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t$  と梁主筋付着力  $T_{Gb}$  の関係

### (3) 支圧耐力の向上に寄与する補強耐力

図 4.2.2.5.～図 4.2.2.8.に示したように、柱頭拘束筋及び梁端拘束筋の降伏引張力に応じ梁主筋定着端応力が増大しており、これらは定着端支圧耐力の向上に寄与していると考えられる。ただし、AL1, AL2, AL3 試験体の結果から、柱頭拘束筋として効果的なのは梁上端主筋よりも上部に配筋されたものであり、また、柱頭拘束筋には中子筋形状の配筋が必要である。このため、柱頭補強筋として考慮できるのは梁上端主筋よりも上部に配筋されたものだけとし、かつ、外周筋と中子筋を区別して評価し、外周筋の降伏引張力が外縁に配置された梁主筋（1 段筋のみで配筋された場合は梁主筋 2 本分）の降伏引張力を上回る場合は外縁に配置された梁主筋降伏引張力を上限として外周筋の効果を考慮することとする。

図 4.3.2.に、端部拘束筋による補強耐力と梁主筋定着端応力( $T_{Ga}$ )の関係を示す。ここでは端部拘束筋による補強耐力、梁主筋定着端応力共に梁主筋降伏引張力( $T_y$ )で規準化して示している。端部拘束筋による補強耐力は、外縁に配置された梁主筋降伏引張力を上限とした柱頭拘束外周筋降伏引張力( $_{Ho}T_y'$ )に柱頭拘束中子筋降伏引張力( $_{Hi}T_y$ )又は梁端拘束筋降伏引張力( $_{v}T_y$ )を累加したものとした。拘束筋による補強耐力の増大に伴い、梁主筋定着端応力が向上していることが確認できる。本論で検討した範囲では柱頭拘束中子筋と梁端拘束筋の双方を配筋した試験体は無いため、これらの効果を累加して評価できるか否かは不明である。



	分類 A	分類 B	分類 C
形状 I (在来配筋型)	●	●	
形状 II (柱突出型)	◆		
形状 III (柱頭拘束型)	■	■	■
形状 IV (梁端拘束型)	▲	▲	

図 4.3.2. 端部拘束筋による補強耐力と梁主筋定着端応力  $T_{Ga}$  の関係



#### 4.4. L形柱梁接合部において梁主筋を機械式定着するための補強量の算定

前節までの検討結果より、L形柱梁接合部において梁上端主筋を機械式定着することが可能となる補強量の算定法として次式を提案する。

$$\left. \begin{aligned} Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t + h_0 Ty' + h_1 Ty &\geq Ty \quad (\text{柱頭拘束型}) \\ Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t + h_0 Ty' + v Ty &\geq Ty \quad (\text{梁端拘束型}) \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

かつ

$$h_1 Ty \geq Ty \quad (2)$$

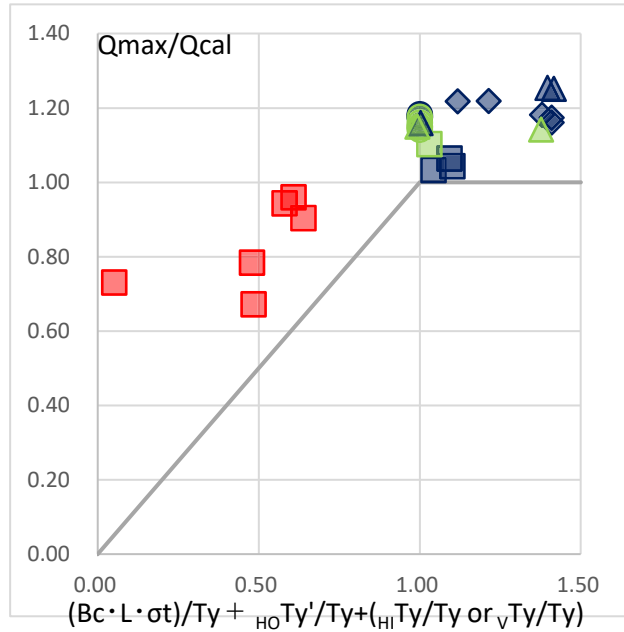
ここに、 $Bc$ ：柱幅， $Lca$ ：梁上端主筋芯から柱主筋定着端までの投影長さ， $\sigma_t$ ：コンクリートの割裂強度， $h_0 Ty'$ ：柱頭拘束外周筋の降伏引張力であるが梁外縁に配筋された梁主筋の降伏引張力を上回る場合は外縁梁主筋の降伏引張力とする， $h_1 Ty$ ：柱頭拘束中子筋の降伏引張力， $v Ty$ ：梁端拘束筋の降伏引張力， $Ty$ ：梁主筋降伏引張力， $h_1 Ty$ ：加力方向に配筋された全柱頭拘束筋の降伏引張力。柱頭拘束筋は梁上端主筋よりも上部に配筋されているもののみを考慮する。

図 4.4.1. は縦軸に最大耐力実験値の梁降伏耐力計算値に対する比，横軸に(1)式左辺による補強耐力を梁主筋降伏引張力で除した値を示している。補強耐力の増大に伴い最大耐力は向上し，補強耐力が梁主筋降伏引張力を上回っている試験体はいずれも最大耐力が梁降伏耐力計算値を上回っていることが確認できる。これにより，(1)及び(2)式を満足すれば，最上階外部柱梁接合部においても梁上端主筋を機械式定着により直線定着した場合でも梁の計算耐力以上の最大耐力を得ることができると考えられる。ただし，実験範囲を計算外規定として，以下の①～③を満足させる必要がある。

- ① 梁主筋定着長は主筋径の 15 倍以上かつ，柱せいの 3/4 以上とし，信頼のおける定着金物（例えば第三者による技術評価を取得している定着金物など）を用いること。
- ② 柱頭拘束中子筋は梁上端主筋の近傍に配置する。例えば，梁上端主筋から柱頭表面に向けて 45° の範囲を有効な範囲としてこの範囲に配置された中子筋のみを有効とする。
- ③ 梁端拘束筋は上端主筋下端主筋間にスターラップ形状として配置するか，端部を梁下端筋よりも低い位置で機械式定着する。

上記①～③は梁降伏耐力を確保する，即ち分類 A 又は B を実現するために必要な制限であり，層間変形角  $R \geq 1/33$  程度の変形においても耐力劣化を生じない靱性能を確保する，即ち分類 A を実現するためには(1)式及び(2)式を満足することに加え，以下の④又は⑤を満足する必要がある。

- ④ 柱頭拘束型の場合は加力直交方向にも柱頭拘束中子筋を配置し，全ての柱中段筋定着端を拘束する。
- ⑤ 梁端拘束型の場合は，接合部内梁上端主筋にかんざし筋を配置する。かんざし筋は全ての梁主筋に脚が掛かるようにし，かんざし筋の径，ピッチは梁スターラップと同程度とする。



	分類 A	分類 B	分類 C
形状 I (在来配筋型)	●	●	
形状 II (柱突出型)	◆		
形状 III (柱頭拘束型)	■	■	■
形状 IV (梁端拘束型)	▲	▲	

図 4.4.1. 補強耐力と最大耐力 Qmax の関係

ここに提案した(1)式は、コンクリートボリュームの効果、柱頭拘束筋の効果、梁端拘束筋の効果をいづれも同等としており、それぞれの効果に重みづけは考慮していない。これは、コンクリートボリューム、柱頭拘束筋量、梁端拘束筋量を、それぞれ連続的に変動させた試験体が殆どなく、各補強量の増分と最大耐力の増分との関係を明確にできていないためである。参照した実験結果からは、十分な突出長を有する形状 II では突出部フープは外周筋だけであっても梁降伏し良好な靱性を示したが、突出長の小さい形状 III では、柱頭拘束筋は外周筋だけではなく中子筋も配筋しなければ、脆性的に破壊することが明らかになっている。各補強量増分と最大耐力増分との関係が明確になれば、中子筋形状の補強筋が不要となる突出部高さを推定することもできると思われるが、今後の課題である。

当面は(1)式及び(2)式の運用に当たっては、形状 II, III, IVのいずれの補強方法とするか明確に方針を定めた上で、計画した補強量が十分であることを(1)式及び(2)式で確認するという使い方が妥当と思われる。尚、分類 A となった試験体における(1)式の内訳は、概ね以下のようにになっている。

形状 II  $Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t : HO \cdot Ty' : HI \cdot Ty = 0.6 : 0.4 : 0$  又は  $0.6 : 0.3 : 0.1$

形状 III  $Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t : HO \cdot Ty' : HI \cdot Ty = 0.15 : 0.45 : 0.4$

形状 IV  $Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t : HO \cdot Ty' : v \cdot Ty = 0.1 : 0.35 : 0.55$  又は  $0.1 : 0.5 : 0.4$

$Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t$ の比率を高めた形状 III, IVや柱頭拘束中子筋と梁端拘束筋とを併用した実験は行っていない。

#### 4.5. 変形性能に関する検討

##### 4.5.1. 各試験体の $heq$ の算定

以下に、形状Ⅲ及び形状Ⅳの試験体の内、梁降伏した試験体について、各サイクルでの  $heq$  の算定結果を示す。ここで、図中に示す補強指数は、4.4.に示した補強耐力（1式）を梁上端主筋降伏引張力  $T_y$  で除した数値である。

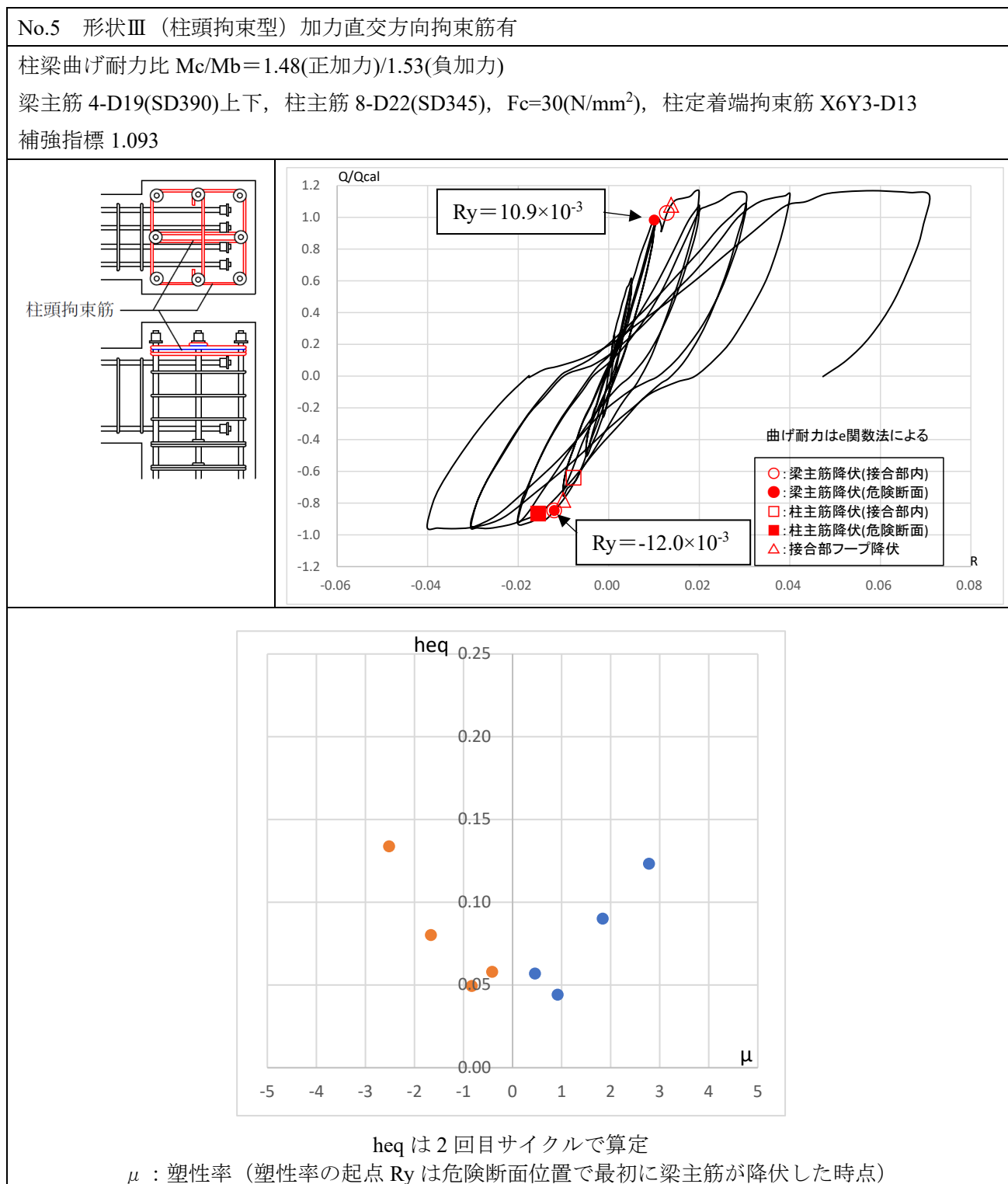


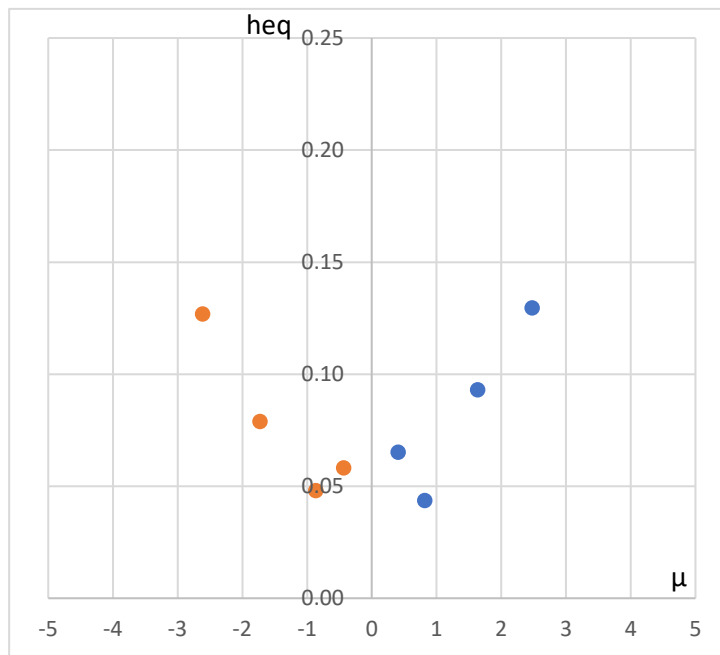
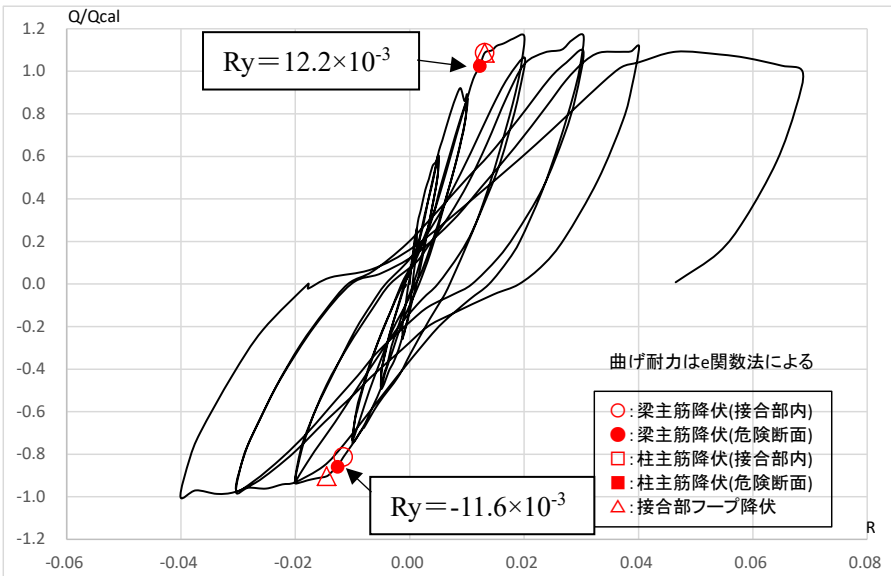
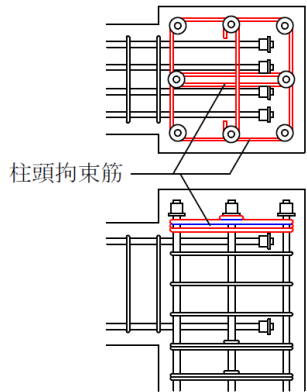
図 4.5.1.1. 試験体 No.5 の  $heq$

No.6 形状Ⅲ（柱頭拘束型）加力直交方向拘束筋有

柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.92$ (正加力)/ $2.10$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD490),  $F_c=30(N/mm^2)$ , 柱定着端拘束筋 X6Y3-D13

補強指標 1.101



heq は 2 回目サイクルで算定

$\mu$ : 塑性率 (塑性率の起点  $R_y$  は危険断面位置で最初に梁主筋が降伏した時点)

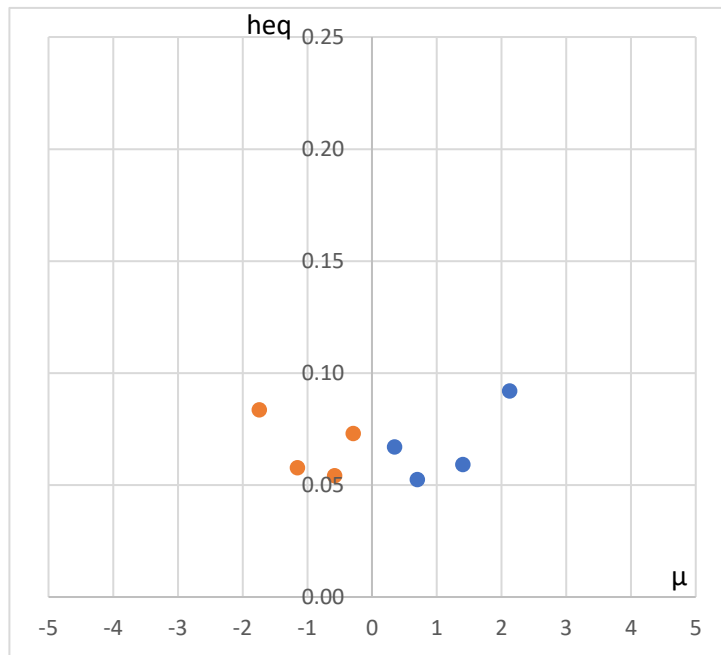
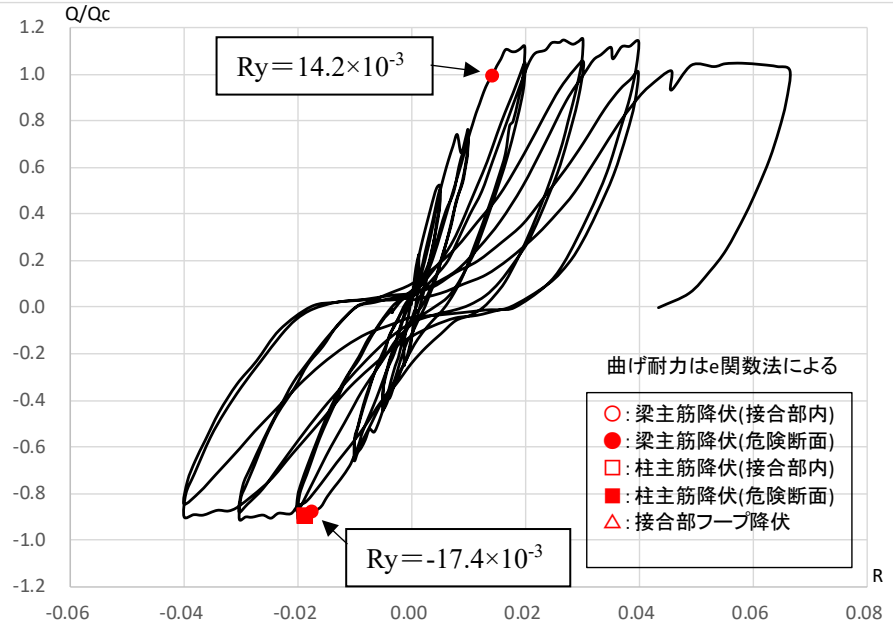
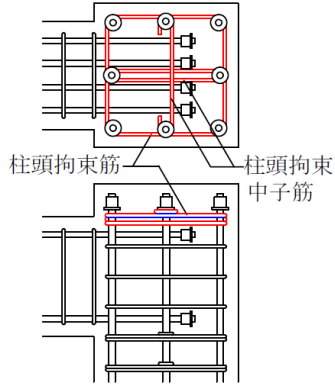
図 4.5.1.2. 試験体 No.6 の heq

No.10 形状Ⅲ（柱頭拘束型）加力直交方向拘束筋有

梁定着長  $2/3D_c$ ，柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.44$ (正加力)/ $1.50$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下，柱主筋 8-D22(SD345)， $F_c=30(N/mm^2)$ ，柱定着端拘束筋 X6Y3-D13

補強指標 1.043



heq は 2 回目サイクルで算定

$\mu$  : 塑性率 (塑性率の起点  $R_y$  は危険断面位置で最初に梁主筋が降伏した時点)

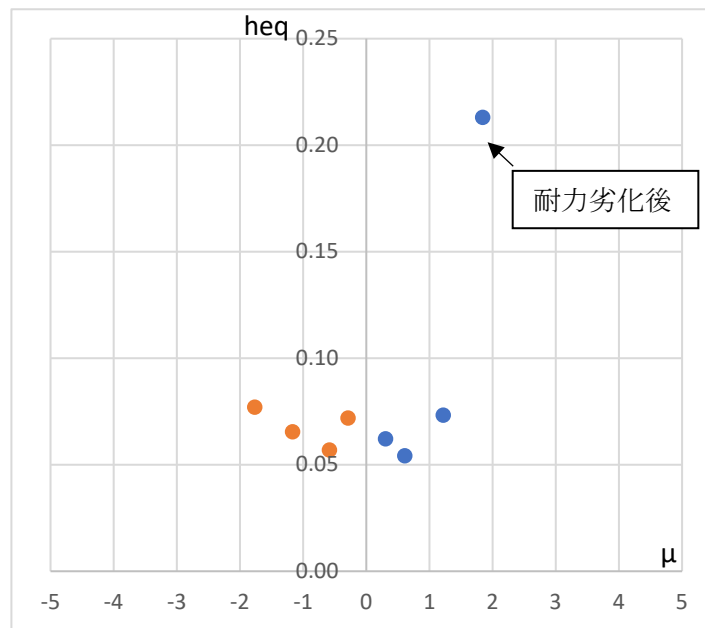
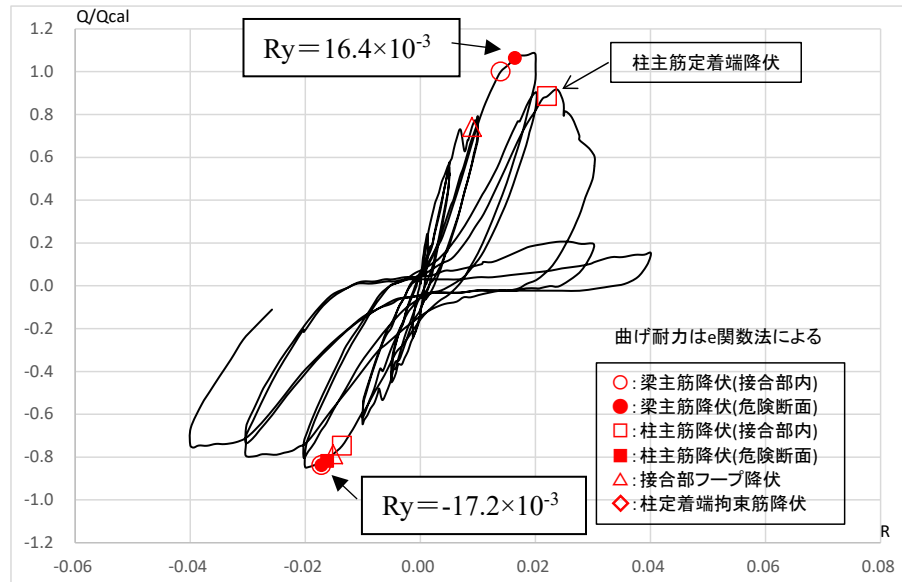
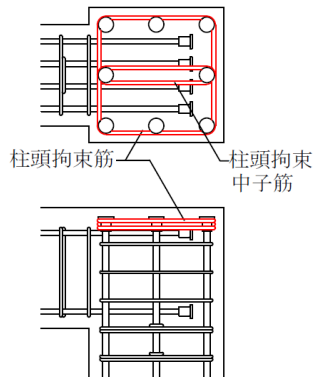
図 4.5.1.3. 試験体 No.10 の heq

AL1 形状Ⅲ (柱頭拘束型)

柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b = 1.44$ (正加力)/ $1.39$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c = 30$ (N/mm<sup>2</sup>), 柱頭拘束筋 X6Y2-D13

補強指標 1.030



heq は 2 回目サイクルで算定

$\mu$ : 塑性率 (塑性率の起点  $R_y$  は危険断面位置で最初に梁主筋が降伏した時点)

図 4.5.1.4. 試験体 AL1 の heq



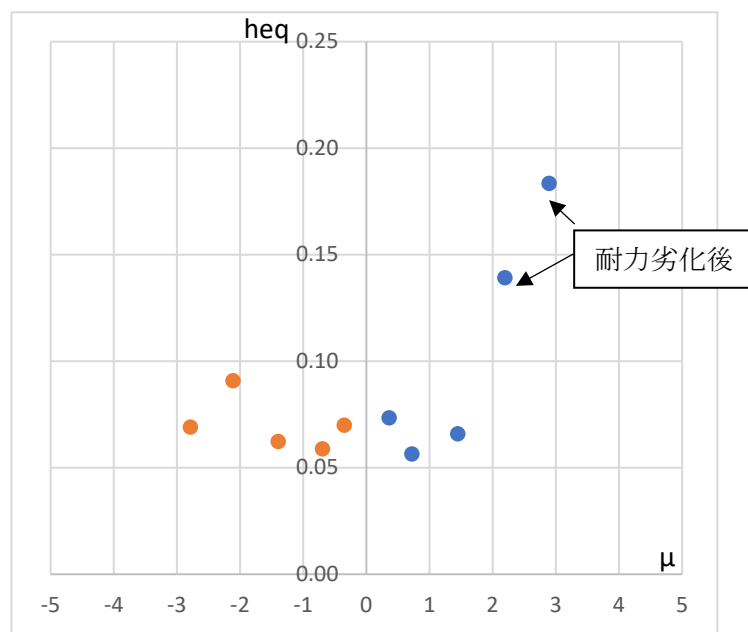
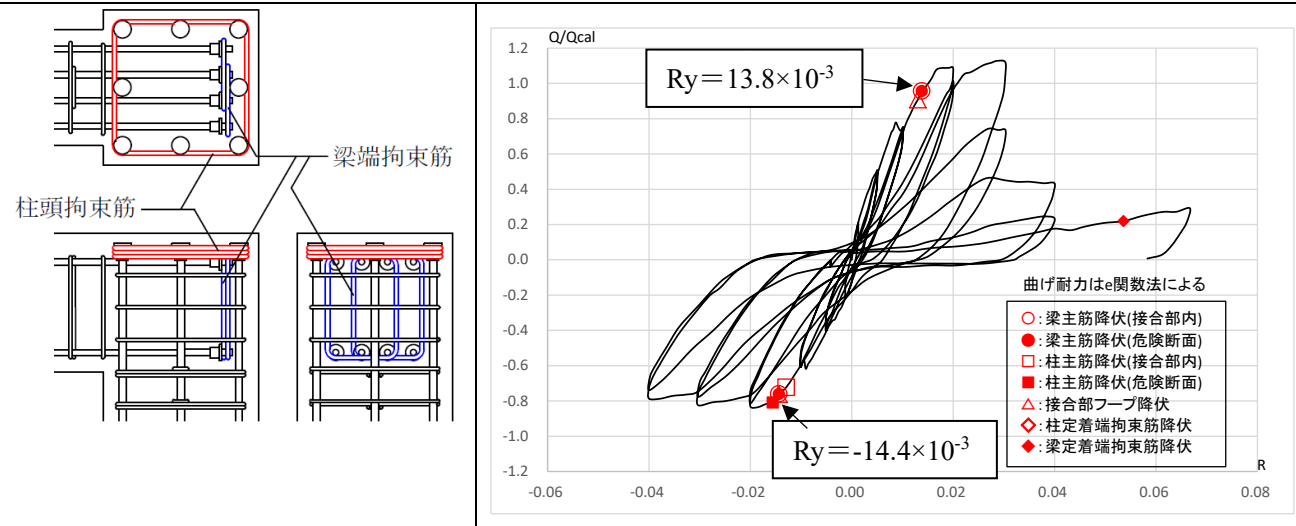
BL1 形状IV (梁端拘束型)

柱梁耐力比  $M_c/M_b = 1.43$ (正加力)/ $1.37$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c = 30$ (N/mm<sup>2</sup>),

柱頭拘束筋  $3 \times X2Y2$ -D13, 梁端拘束筋 4-D13(SD785)

補強指標 1.377



heq は 2 回目サイクルで算定

$\mu$  : 塑性率 (塑性率の起点  $R_y$  は危険断面位置で最初に梁主筋が降伏した時点)

図 4.5.1.5. 試験体 BL1 の heq

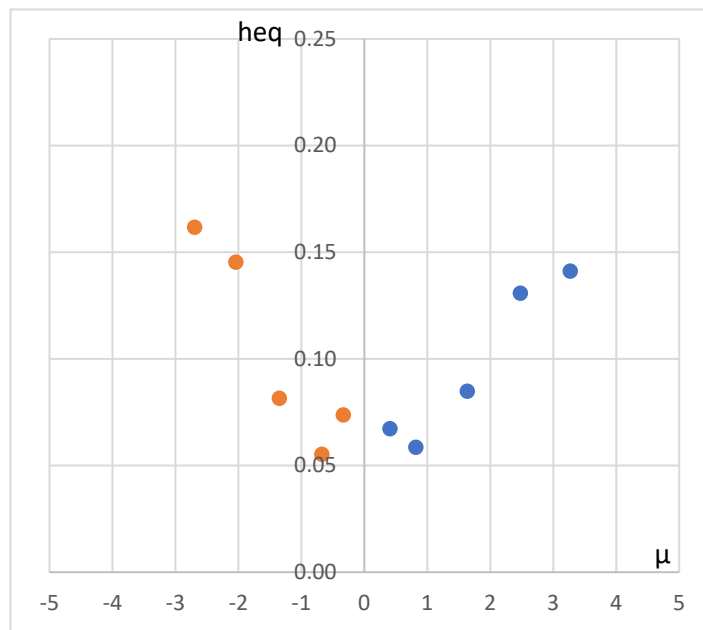
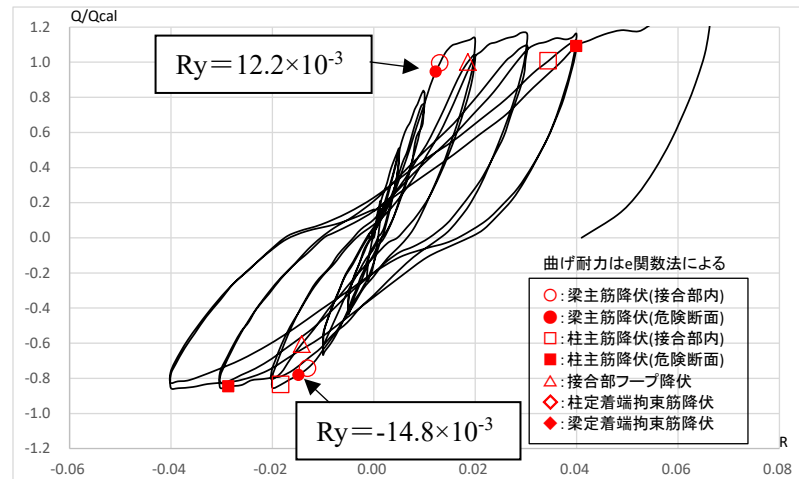
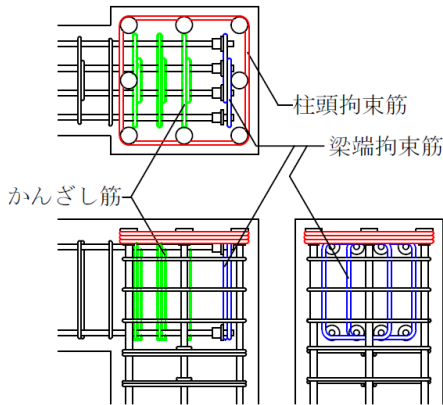
BL2 形状IV (梁端拘束型) かんざし筋有

柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b = 1.43$ (正加力)/ $1.37$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c = 30$ (N/mm<sup>2</sup>),

柱頭拘束筋 3×X2Y2-D13, 梁定着端拘束筋 4-D13(SD785), かんざし筋 3×4-D13

補強指標 1.396



heq は 2 回目サイクルで算定

$\mu$  : 塑性率 (塑性率の起点  $R_y$  は危険断面位置で最初に梁主筋が降伏した時点)

図 4.5.1.6. 試験体 BL2 の heq

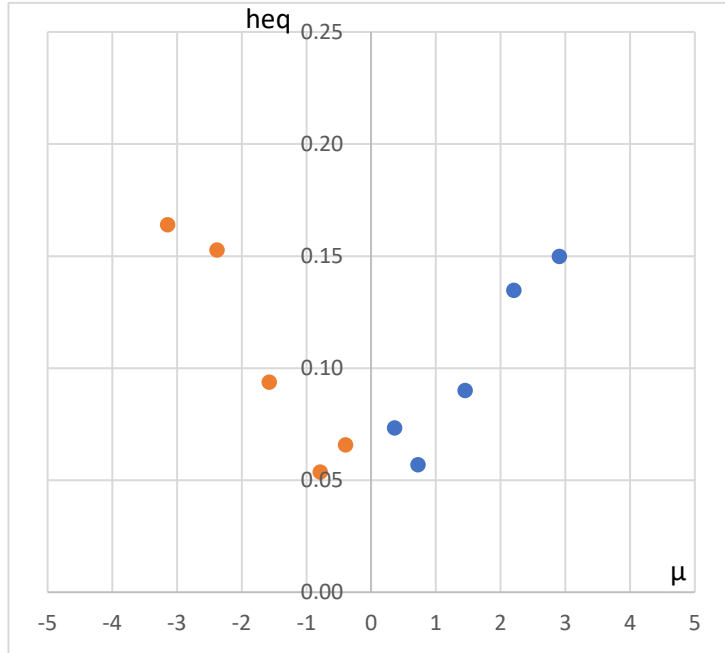
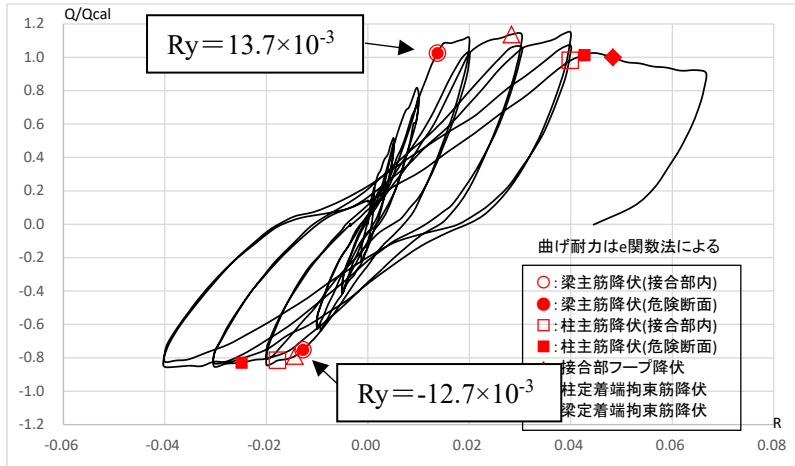
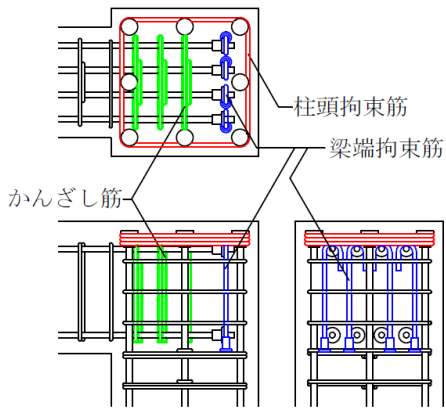
BL3 形状IV (梁端拘束型)

柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b = 1.43$ (正加力)/ $1.37$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c = 30$ (N/mm<sup>2</sup>),

柱頭拘束筋  $3 \times X2Y2$ -D13, 梁端拘束筋 4-D13(SD390), かんざし筋  $3 \times 4$ -D13

補強指標 1.003



heq は 2 回目サイクルで算定

$\mu$  : 塑性率 (塑性率の起点  $R_y$  は危険断面位置で最初に梁主筋が降伏した時点)

図 4.5.1.7. 試験体 BL3 の heq

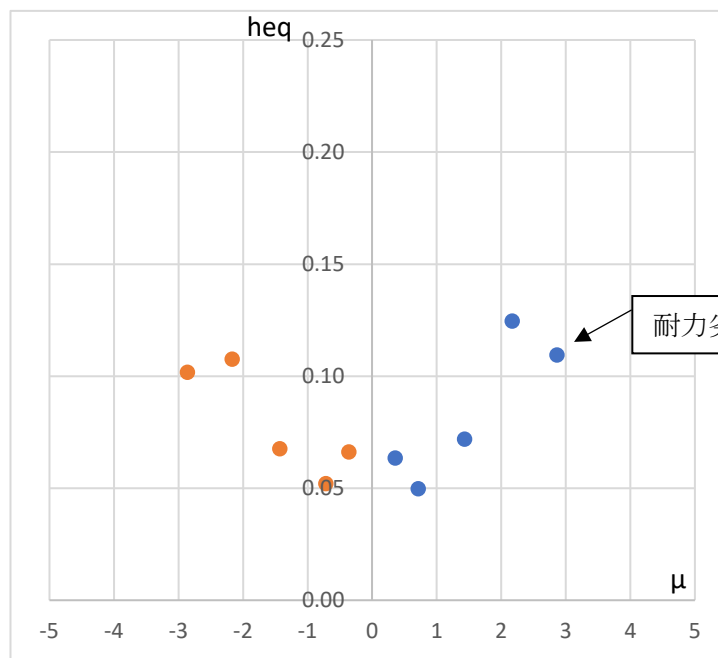
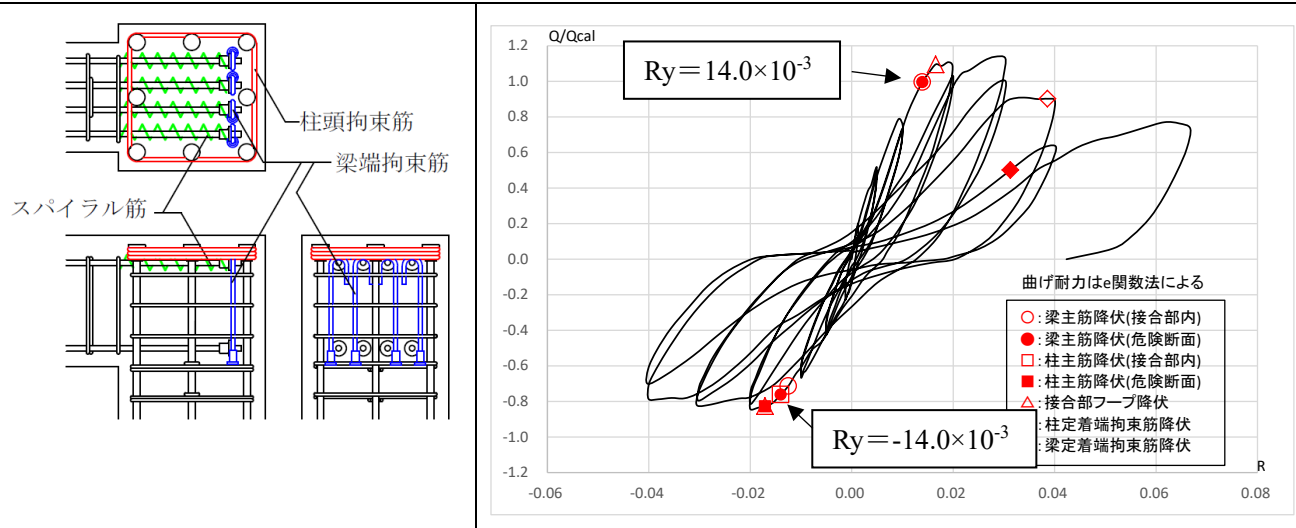
BL4 形状IV (梁端拘束型) 梁上端筋にスパイラル筋配置

柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b = 1.43$ (正加力)/ $1.37$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c = 30$ (N/mm<sup>2</sup>),

柱頭拘束筋  $3 \times X2Y2$ -D13, 梁端拘束筋 4-D13(SD390)

補強指標 0.993



heq は 2 回目サイクルで算定

$\mu$  : 塑性率 (塑性率の起点  $R_y$  は危険断面位置で最初に梁主筋が降伏した時点)

図 4.5.1.8. 試験体 BL4 の heq

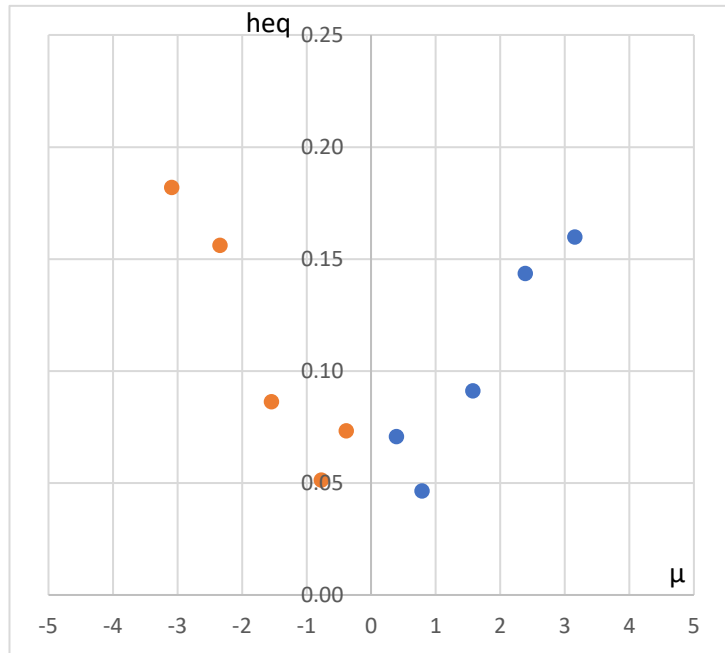
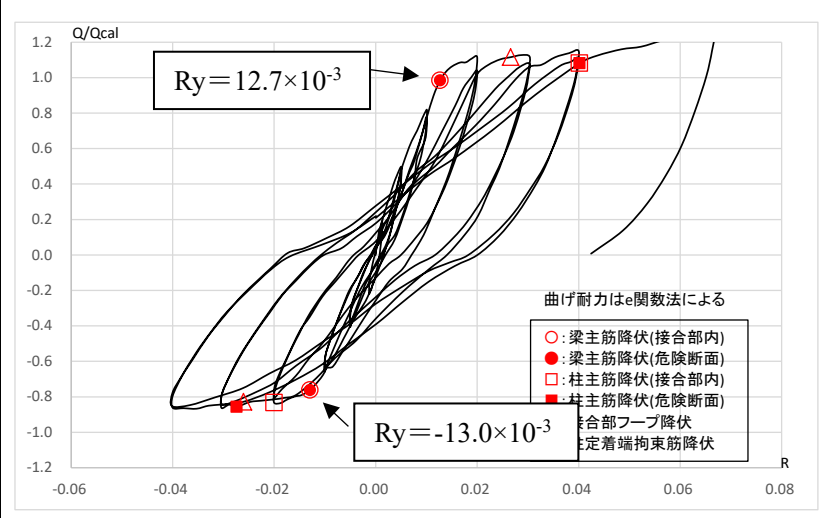
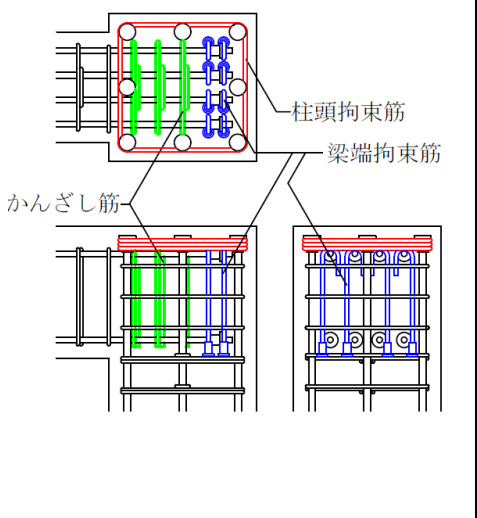
BL5 形状IV (梁端拘束型) かんざし筋有

柱梁曲げ耐力比  $M_c/M_b=1.43$ (正加力)/ $1.37$ (負加力)

梁主筋 4-D19(SD390)上下, 柱主筋 8-D22(SD345),  $F_c=30$ (N/mm<sup>2</sup>),

柱頭拘束筋  $3 \times X2Y2$ -D13, 梁端拘束筋 8-D13(SD390), かんざし筋  $3 \times 4$ -D13

補強指標 1.417



heq は 2 回目サイクルで算定

μ : 塑性率 (塑性率の起点 Ry は危険断面位置で最初に梁主筋が降伏した時点)

図 4.5.1.9. 試験体 BL5 の heq

#### 4.5.2. 各試験体の heq の比較

図 4.5.2.1. に各試験体の塑性率  $\mu$  と heq の関係を、図 4.5.2.2. に各試験体の降伏時変形角  $R_y$  と heq の関係を示す。ここでは、比較用に在来配筋型(形状 I)の FL4, No.1, No.2, 柱突出型(形状 II)の FL1, No.7 試験体も併せて示している。

FL シリーズの heq が大きい傾向にある。FL シリーズは柱梁耐力比が 4.0 程度と大きい試験体であり(他シリーズは柱梁耐力比 1.5~2.0 程度)、FL シリーズは他シリーズよりも初期剛性が高い傾向にある。

FL シリーズと他シリーズとで柱、梁の外形は等しく、梁主筋量もほぼ等しく (FL シリーズ 2-D25, 他シリーズ 4-D19), 柱主筋量が異なっている (FL シリーズ 8-D25, 他シリーズ 8-D22)。

柱主筋量を大きくすることで架構の初期剛性が高くなり、梁降伏変位が小さく、履歴ループ面積が大きくなるものと思われる。

FL シリーズを除くと、同一塑性率では形状 II (柱突出型) の heq が大きい傾向にある。柱突出型は他の形状と比べて接合部ひび割れが軽微であり、そのため、履歴ループ面積が大きくなるものと思われる。FL シリーズ以外の形状 I (梁主筋曲下げ定着) 試験体は heq が小さい傾向にある。機械式定着と比較すると主筋抜け出しによるスリップ性状が顕著になるものと思われる。

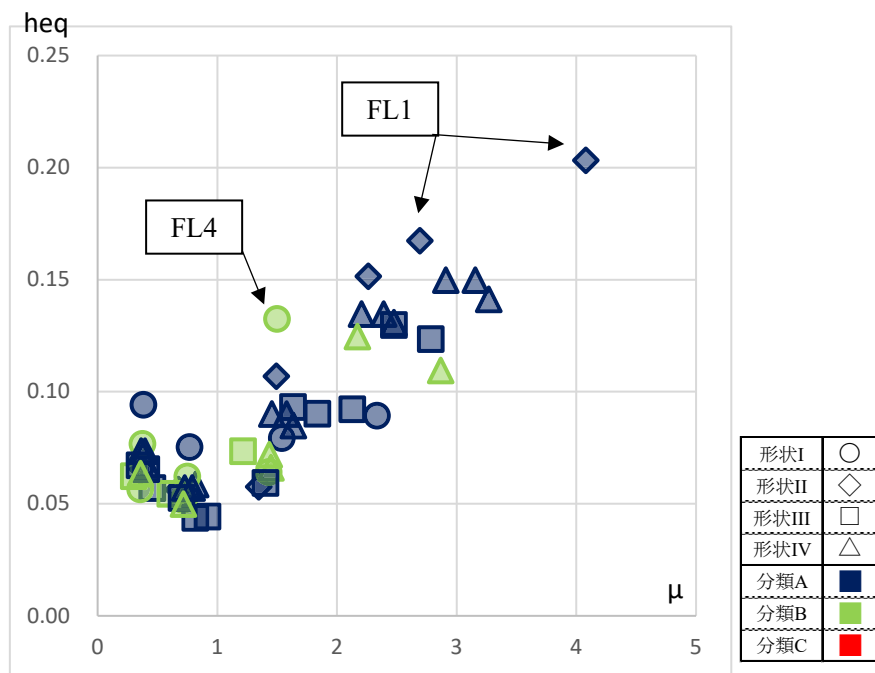


図 4.5.2.1. 塑性率  $\mu$  と heq の関係

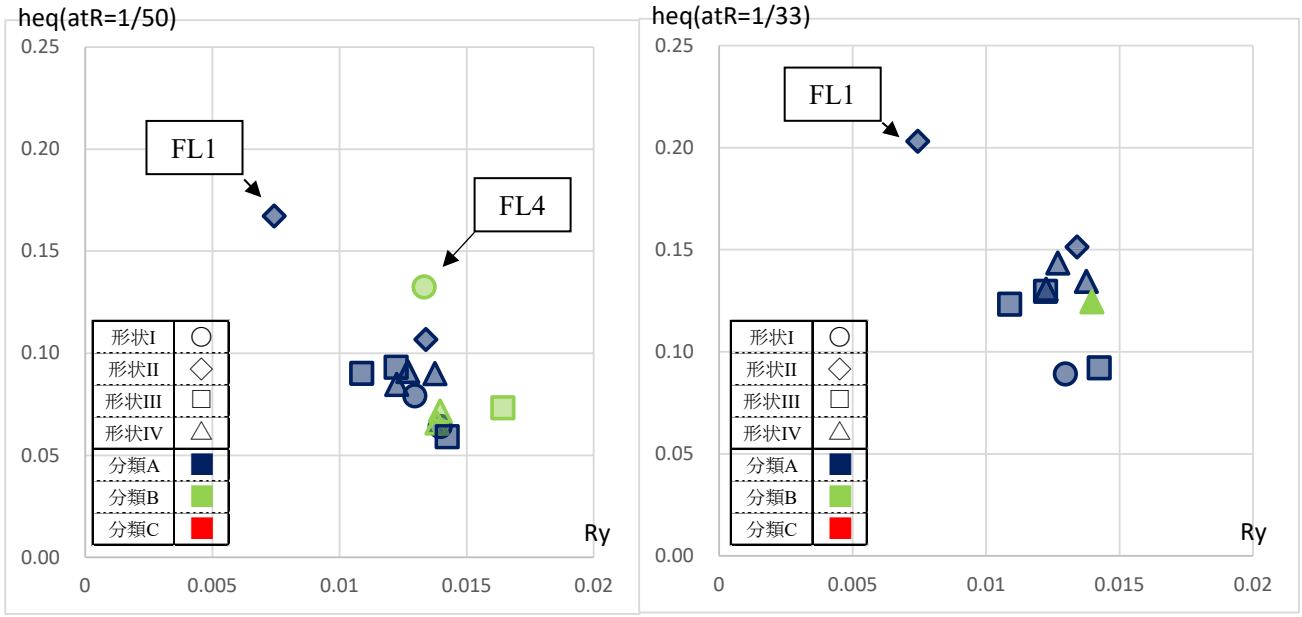


図 4.5.2.2. 降伏時変形角 Ry と heq の関係



### 4.5.3. 靱性限界(R80)の比較

図 4.5.3.1. に各試験体の降伏時変形角  $R_y$  と靱性限界  $R_{80}$  の関係を示す。ここに、靱性限界は最大耐力の 80% まで耐力が低下したときの層間変形角とする。4.5.2. の検討と同様、比較用に在来配筋型(形状 I) の FL4, No.1, No.2, 柱突出型(形状 II) の FL1, No.7 試験体も併せて示している。

梁降伏後耐力劣化を生じた試験体の比較では、梁降伏変形( $R_y$ )が小さいほど靱性限界( $R_{80}$ )が大きい傾向にある。

この中で  $R_{80}$  の最も小さい AL1 (形状 III) は、靱性能の大きな No.5 と比較して、梁主筋上部のコンクリートかぶり厚さがやや小さく、加力直交方向の柱頭拘束中子筋を配筋していないものである。

また、形状 IV(梁端拘束型)で、相対的に  $R_{80}$  の小さな BL1 及び BL4 はかんざし筋を配筋していない試験体である。形状 III(柱頭拘束型)及び形状 IV(梁端拘束型)では柱中段筋定端にも大きな応力が生じることが確かめられており、加力直交方向の柱頭拘束中子筋やかんざし筋が柱中段筋定着端の拘束に寄与するものと思われる。

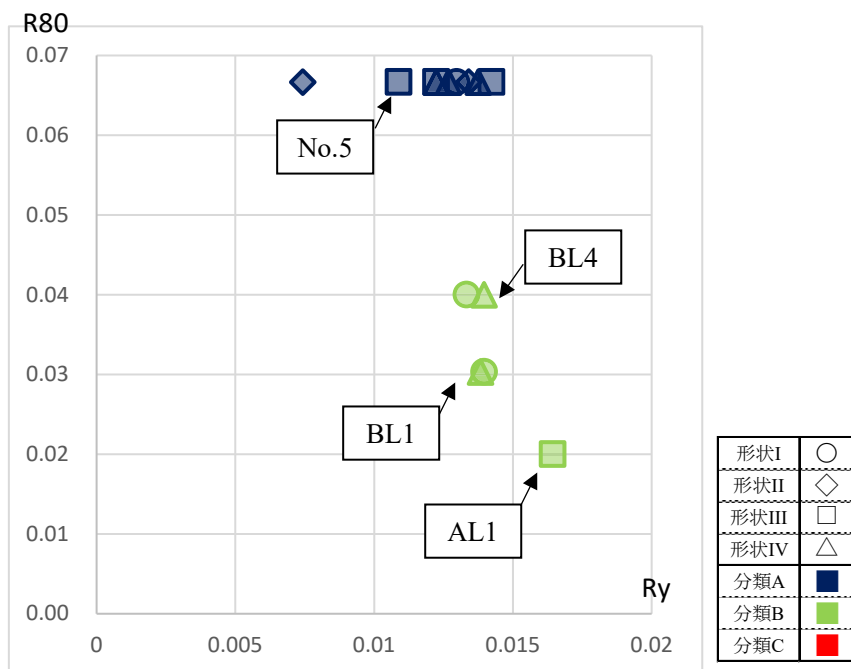
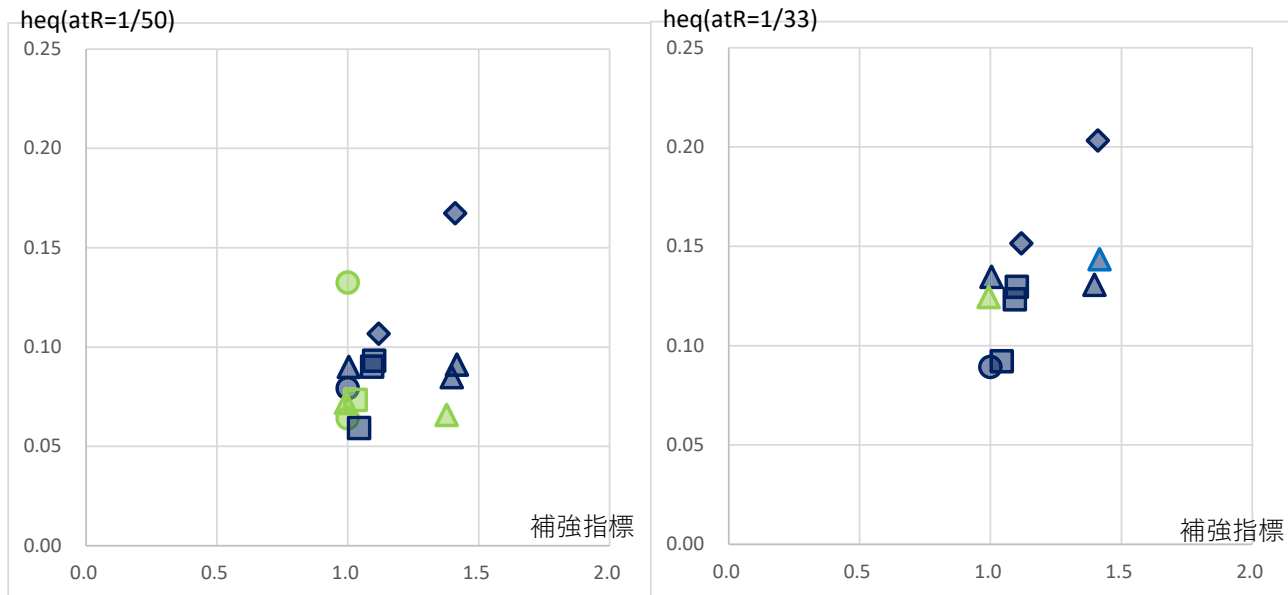


図 4.5.3.1. 降伏時変形角  $R_y$  と靱性限界  $R_{80}$  の関係

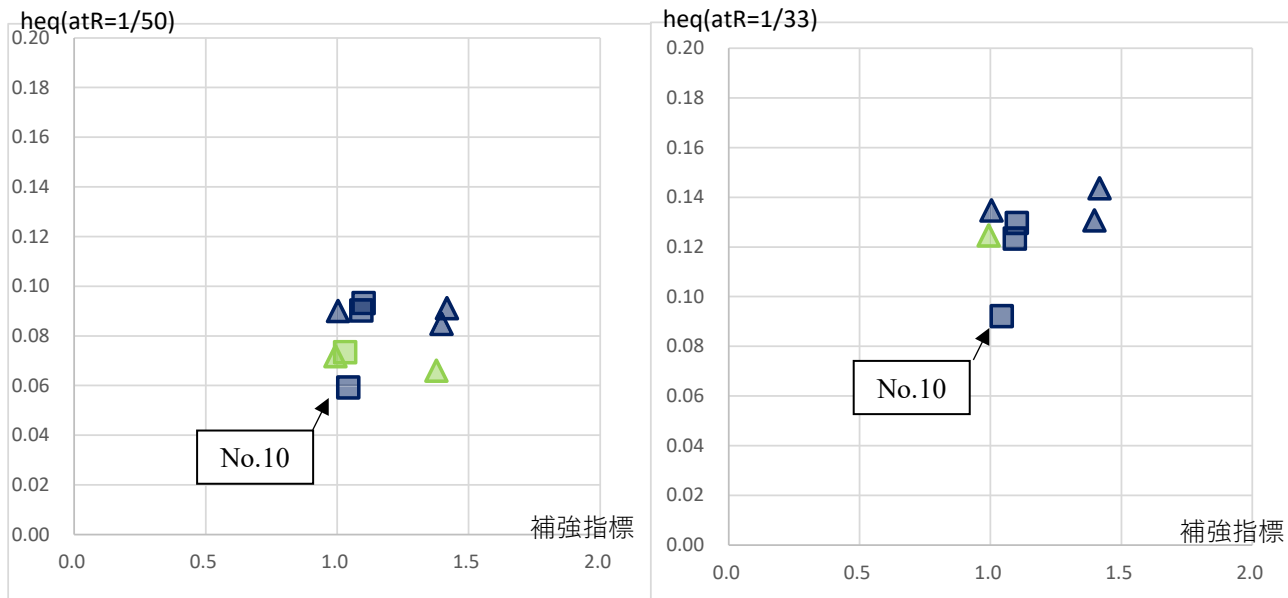
#### 4.5.4. 柱梁接合部補強量と heq の関係

図 4.5.4.1.に。補強指標  $(Bc \cdot Lca \cdot \sigma_v / Ty + h_0 Ty' / Ty + (h_1 Ty \text{ or } vTy) / Ty)$  と heq の関係を示す。

柱頭拘束型及び梁主筋端拘束型の試験体に限れば、補強指標が大きいほど、ある程度大きな変形 ( $R=1/50$ ,  $R=1/33$ ) における heq は大きくなる傾向にある。No.10 試験体は梁主筋定着長が  $ld=2/3Dc$  と他の試験体 ( $ld=3/4Dc$ ) よりも短いことが影響していると思われる。



柱突出型及び折り曲げ定着試験体を含む



柱突出型及び折り曲げ定着試験体を除く

図 4.5.4.1. 補強指標  $(Bc \cdot Lca \cdot \sigma_v / Ty + h_0 Ty' / Ty + (h_1 Ty \text{ or } vTy) / Ty)$  と heq の関係

#### 4.6. 負加力（開く側）の最大耐力の検討

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」<sup>4.8)</sup>によれば、L形接合部でも開く側の加力の場合には柱梁接合部降伏による強度低下率 $\beta_j$ を考慮することとなっている。図4.6.1に、 $\beta_j$ と最大耐力実験値の関係を示す。ここで、最大耐力は層せん断力として表示し、梁降伏曲げ降伏時計算値(Qcal)で規準化して示している。本章で対象とした試験体はいずれも $\beta_j$ が1.0を上回っているに関わらず、多くの試験体で梁曲げ降伏計算値を発揮できていない結果となっている。

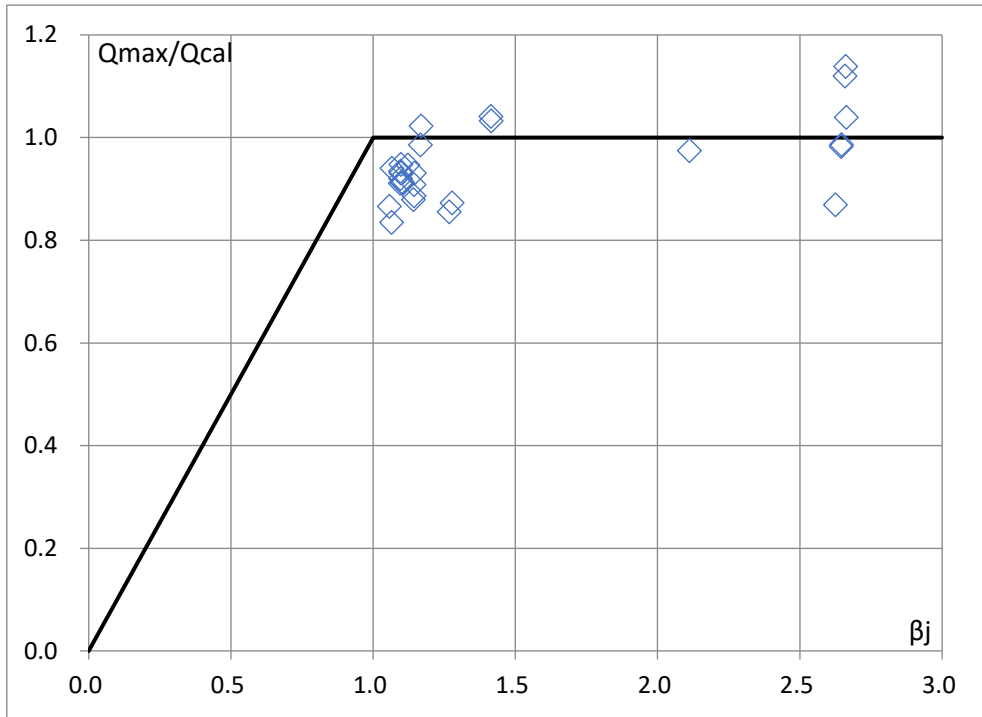


図 4.6.1. 負加力（開く側）時  $\beta_j$  と最大耐力  $Q_{max}$  の関係

代表的な試験体として BL2 試験体についての復元力特性及び  $R=-1/25$  における損傷状況を図 4.6.2.示す。BL2 試験体の開く側は  $\beta_j=1.10$ 、 $Q_{max}/Q_{cal}=0.935$  となっている。

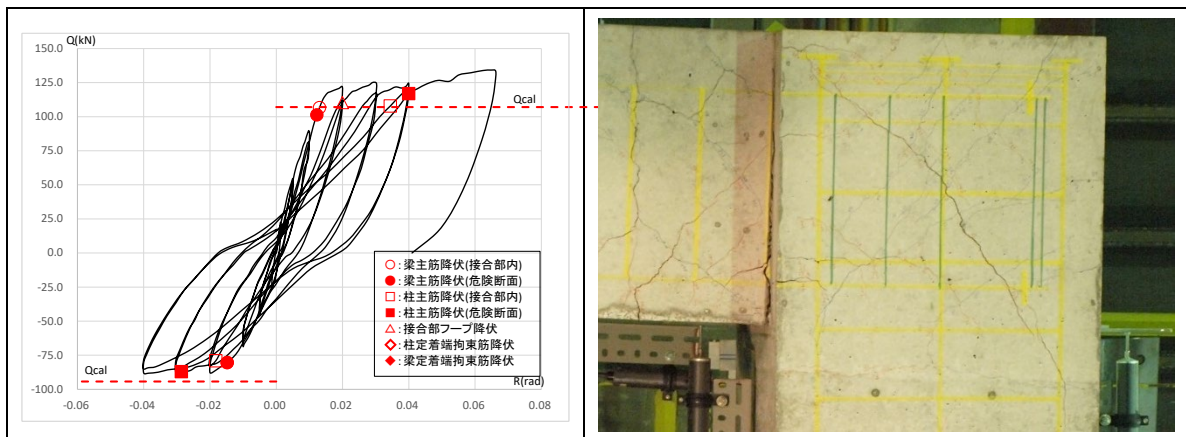


図 4.6.2. BL2 試験体の復元力特性および  $R=-1/25$  時損傷状況

負加力側（開く側）は柱主筋、梁主筋、接合部フープとも降伏しており、接合部降伏した懸念もあるが、復元力特性は顕著なスリップ型という訳でもない。R=-1/25 時の損傷状況を参照すると、引張側梁主筋定着端と柱主筋定着端を結ぶひび割れが顕著となっており、このひび割れ位置の圧縮ストラットを主筋引張力の反力となる曲げ圧縮作用位置とした曲げ降伏が生じた可能性が考えられる。このため、接合部内曲げ降伏モーメント  $M_j$  を以下のように算定し、梁曲げ降伏時節点モーメント  $nbMy$  と比較し、いずれか小さい方を降伏モーメントとみなすこととする。

接合部圧縮ストラットは梁下端筋定着端から、梁側柱主筋定着端を結ぶように形成されると仮定する。ただし、柱突出型試験体の場合は梁下端筋定着端から上柱・梁入隅部を結ぶような圧縮ストラットを仮定する。モーメントアームは、梁下端筋と柱主筋の交点からストラットへの垂線距離とする。

$$M_j = b a_t \cdot b \sigma_y \cdot b_j' + c a_t \cdot c \sigma_y \cdot c_j'$$

$$Q_{cal}' = \min(M_j, nbMy) / L_c$$

ただし、

$b a_t$  : 梁引張主筋断面積

$b \sigma_y$  : 梁主筋降伏点

$c a_t$  : 柱引張主筋断面積

$c \sigma_y$  : 柱主筋降伏点

$b_j'$ ,  $c_j'$  : モーメントアームの鉛直直投影長さ及び水平投影長さ

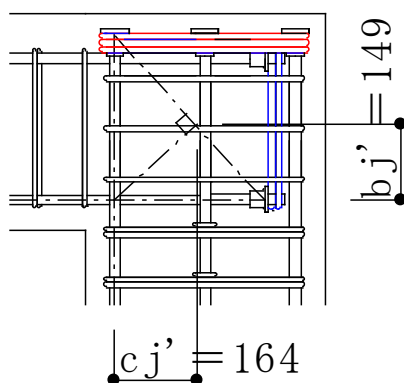


図 4.6.3. BL1～BL5 試験体負加力側接合部内曲げ降伏モーメントの算定

表 4.6.1.に、全試験体の  $M_j$  の算定結果を示す。また、図 4.6.4.に全試験体の  $Q_{max}/Q_{cal}'$  を示す。図 4.6.4.の横軸 ( $M_j/nbMy$ ) が 1.0 以上の範囲は、接合部で計算した曲げ耐力が梁端で計算した曲げ耐力よりも大きくなる範囲である。 $(M_j/nbMy)$  の範囲に関わらず、いずれの試験体も  $Q_{max}/Q_{cal}'$  は概ね 1.0 を上回っている。 $Q_{max}/Q_{cal}'$  が極端に小さいのは FL7 試験体である。FL7 試験体は梁下端筋を曲げ上げ定着したもので、配筋の納まりの関係で他の試験体よりも梁下端筋の定着長が短くなっている試験体である。図 4.6.5.に FL7 試験体の復元力特性及び R=-1/25 における損傷状況を示す。ほとんどの試験体は負加力時には耐力低下を生じていないのに関わらず、FL7 試験体は負加力の大変形時に耐力低下を生じており、また、接合部の中央付近に水平方向のひび割れが生じているなど、やや特殊な試験体であり、接合部内曲げ降伏ではなく定着破壊などにより最大耐力となっている可能性もある。

表 4.6.1. 接合部内曲げ降伏モーメント  $M_j$  の算定結果

試験体	bat	$b\sigma_y$	$b_j'$	cat	$c\sigma_y$	$c_j'$	bMy	nbMy	$M_j$	Qcal'	Qmax	Qmax/Qcal'
	(mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	
FL1	1,014	385	150	1,521	734	141	106.8	121.4	216.0	63.4	72.2	1.139
FL2	1,014	524	150	1,521	734	141	150.6	171.1	237.1	89.4	87.1	0.975
FL3	1,014	385	150	1,521	734	141	107.0	121.6	216.0	63.5	71.1	1.120
FL4	1,014	385	146	1,521	734	117	107.8	122.5	187.6	64.0	62.9	0.983
FL5	1,014	385	146	1,521	734	117	107.8	122.5	187.6	64.0	63.1	0.986
FL6	1,014	385	146	1,521	734	117	106.8	121.4	187.6	63.4	65.9	1.040
FL7	1,014	385	146	1,521	734	117	109.1	124.0	187.6	64.7	56.3	0.870
No.1	1,148	445	146	1,161	395	117	142.1	161.5	128.2	67.0	73.0	1.090
No.2	1,148	445	146	1,161	395	117	143.7	163.3	128.2	67.0	71.2	1.063
No.3	1,148	445	146	1,161	531	117	143.4	163.0	146.7	76.6	72.8	0.950
No.4	1,148	445	146	1,161	531	117	142.6	162.0	146.7	76.6	73.9	0.965
No.5	1,148	445	147	1,161	395	178	142.4	161.8	156.7	81.8	83.3	1.018
No.6	1,148	445	147	1,161	531	178	140.3	159.4	184.8	83.3	86.7	1.041
No.7	1,148	445	150	1,161	395	141	141.7	161.0	141.3	73.8	86.0	1.166
No.8	1,148	445	150	1,161	531	141	139.9	159.0	163.6	83.0	85.7	1.032
No.9	1,148	458	147	1,161	392	178	145.8	165.7	158.3	82.7	81.9	0.991
No.10	1,148	458	123	1,161	392	172	144.8	164.5	143.0	74.6	80.8	1.082
No.11	1,148	458	149	1,161	392	164	144.6	164.3	153.0	79.9	79.9	1.000
AL1	1,148	435	149	1,161	377	164	151.1	171.7	146.2	76.3	81.9	1.073
AL2	1,148	435	149	1,161	377	164	151.2	171.8	146.2	76.3	81.8	1.072
AL3	1,148	435	150	1,161	377	152	142.0	161.4	141.4	73.9	74.1	1.003
AL4	1,148	435	150	1,161	377	152	141.9	161.3	141.4	73.9	76.5	1.036
AL5	1,148	435	150	1,161	377	152	142.1	161.5	141.4	73.9	74.8	1.013
BL1	1,148	458	149	1,161	392	164	159.1	180.8	153.0	79.9	86.0	1.077
BL2	1,148	458	149	1,161	392	164	158.9	180.6	153.0	79.9	88.1	1.103
BL3	1,148	458	149	1,161	392	164	159.1	180.8	153.0	79.9	87.9	1.100
BL4	1,148	458	149	1,161	392	164	159.1	180.8	153.0	79.9	86.9	1.088
BL5	1,148	458	149	1,161	392	164	158.8	180.5	153.0	79.9	89.3	1.118

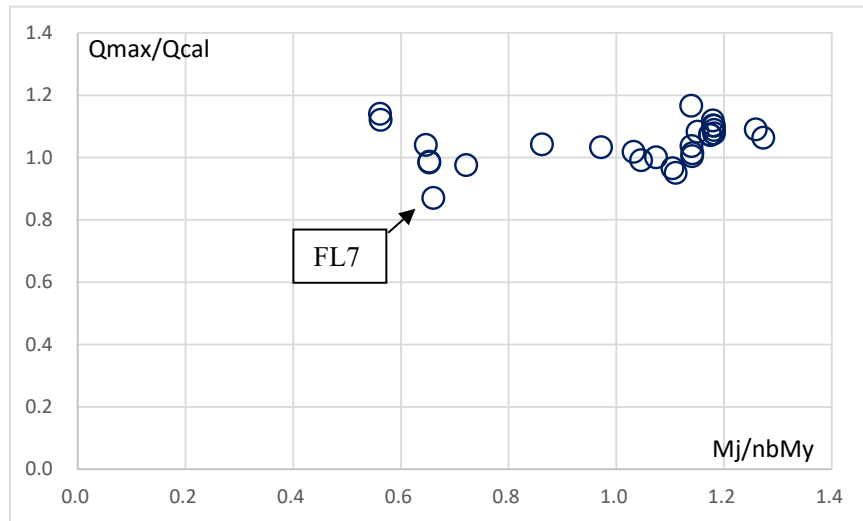


図 4.6.4. 接合部曲げ降伏モーメントを考慮した最大耐力と計算値の比較

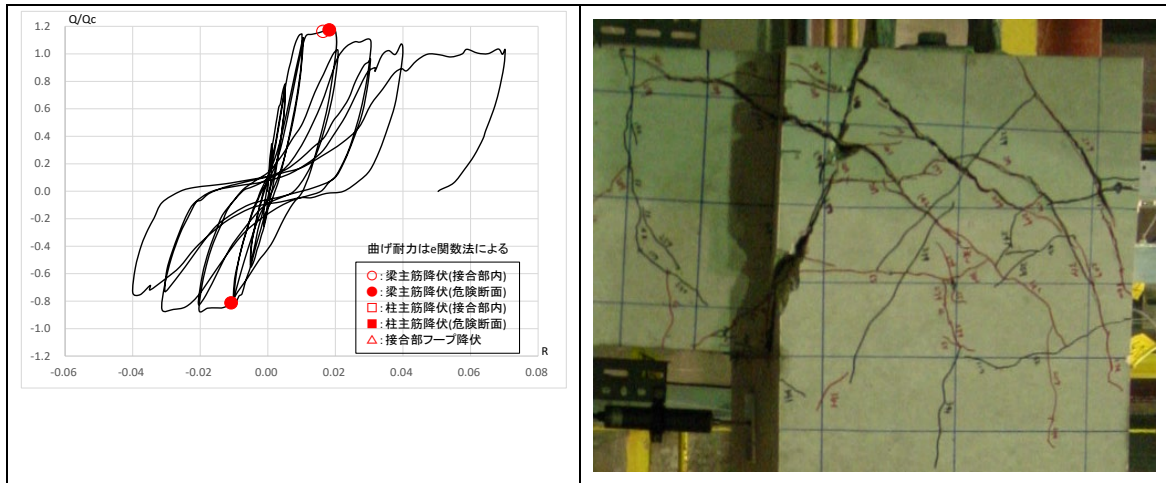


図 4.6.5. FL7 試験体の復元力特性および  $R = -1/25$  時損傷状況

#### 4.7. まとめ

最上階 L 形柱梁接合部の静的加力実験 28 体の結果より以下の知見を得た。

- (1) 最上階 L 形柱梁接合部において梁上端主筋に機械式定着金物を適用して直線定着した試験体の内、脆性的に破壊した試験体は、定着版の前面のコンクリートが割り裂かれコーン状破壊のような定着破壊を生じていた。このため、最上階柱梁接合部において梁上端主筋を機械式定着しようとする場合には、定着破壊を防止するために、定着版近傍を十分に補強するか、定着版に作用する応力を低減するような補強が必要である。
- (2) 定着版近傍の補強として柱頭拘束筋及び梁端拘束筋を考慮し、定着版に作用する応力を低減する補強として梁上端主筋上部のコンクリートボリュームを考慮した補強設計式を提案した。提案式を満足するように補強量を定めた試験体はいずれも梁曲げ降伏計算値を満足する最大耐力が得られた。ただし、各補強量の増分と最大耐力の増分との関係は明確にできていないため、当面は、柱頭拘束筋、梁端拘束筋、柱突出のいずれの補強とするのか補強方針を明確に定めた上で、補強量が十分であることを提案式により確認するといった使い方が妥当と思われる。
- (3) 梁上端主筋を機械式定着した最上階柱梁接合部を含む部分架構の靱性能を確保するためには、提案式による補強設計を満足した上で、加力直交方向も含めてすべての柱主筋定着端を柱頭拘束筋により拘束する、全ての梁主筋に足がかかるようにかんざし筋を配置するなどの更なる補強筋が必要である。
- (4) 上記の靱性能を高めるための補強筋を付加した試験体は、そうではない試験体に比べ  $h_{eq}$  も大きくなることを確認している。最上階 L 形柱梁接合部において梁上端主筋を機械式定着する場合は、定着端近傍の補強ディテールによって性状が大きく変化するため、適切に補強することが必要である。
- (5) 本章で検討した試験体の多くは、開く側（梁下端筋引張側）加力で、 $\beta_j \geq 1.0$  を満足するにも関わらず、最大耐力が梁曲げ降伏計算値を下回った。開く側加力時は梁主筋定着端から梁側柱主筋定着端を結ぶような圧縮ストラットが形成されると考え、このストラット位置が主筋引張力の反力となる曲げ圧縮力作用位置と考えて曲げ耐力を計算した結果、実験による最大耐力と計算値は良く対応することを確認した。



## 参考文献

- 4.1) 清原俊彦, 高橋文美, 楠浩一, 田才晃: 最上階 L 形柱梁接合部に機械式定着を用いる場合の構造方式に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.361-366, 2009.6
- 4.2) 加藤史明, 清原俊彦, 田才晃, 楠浩一: 機械式定着を用いた RC 造最上階 L 形柱梁接合部の構造方式に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.289-294, 2011.6
- 4.3) 吉村匡裕, 加藤史明, 田才晃, 楠浩一, 清原俊彦, 足立智弘: 機械式定着を用いた RC 造 L 形柱梁接合部の柱頭部拘束筋の効果に関する実験 (その 1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.481-484, 2011.8
- 4.4) 加藤史明, 吉村匡裕, 田才晃, 楠浩一, 清原俊彦, 足立智弘: 微小突出形 RC 造 L 形柱梁接合部に機械式定着具を用いる際の柱頭部拘束筋の影響に関する実験的研究 (その 1~3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.535-540, 2012.9
- 4.5) 吉村匡裕, 清原俊彦, 田才晃, 楠浩一: 機械式定着を用いた最上階外部柱梁接合部の構造性能向上に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.289-294, 2012.6
- 4.6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説, pp.36, 2021.3
- 4.7) F. C. Flippou, E. P. Popov, V. V. Bertero: Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints, UCB/EERC-83/19, 1983
- 4.8) 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, pp.198-207, 2021.2
- 4.9) T. Kiyohara, A. Tasai, K. Sugimoto: A Study on Bar Arrangement Details of RC L-Shaped Beam Column Joints, 17<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.2330, 2021.9
- 4.10) 清原俊彦, 田才晃, 杉本訓祥: 鉄筋コンクリート造最上階外部柱梁接合部の配筋詳細に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.44, No.2, pp.463-468, 2022.6

## 第5章 実用性の検証

## 第5章 実用性の検証

### 5.1. 概要

ここでは、在来配筋で設計された建物について、本論で提案した設計法を用いて機械式定着に変更した場合のディテールが原設計とどのように変化するかを示す。

対象とする建物として、集合住宅の例と、階高が比較的大きな建物の例として、集会所建物の例を示す。いずれの建物も実施設計が行われた建物であり、機械式定着を用いず在来配筋で計画した鉄筋コンクリート構造の建物である。短期設計用の水平力は地震力により決定されており、地域係数は  $Z=1.0$  としている。

## 5.2. 集合住宅建物による検証

### 5.2.1. 建物概要

対象とする建物は、2020年代初頭に設計した10階建ての集合住宅で、機械式定着を用いず、在来配筋で計画した建物である。平面形状は板状で、立面形状もセットバックが無く整形な建物である。(1階に一部、下屋状に広がっている部分がある。)戸境壁は全て連層耐震壁となっている。妻壁については、IX0通りは有開口連層耐震壁、IX7は構造スリットを設けた純ラーメン架構となっている。

原設計の概要として、図 5.2.1.1.に一般階伏図、図 5.2.1.2.に軸組図、図 5.2.1.3.に架構配筋図を示す。使用材料は以下のとおりである。

鉄筋：D16 以下 SD295A

D19～D25 SD345

D29 以上 SD390

コンクリート：1階柱脚～3階床 Fc36

3階柱脚～5階床 Fc33

5階柱脚～7階床 Fc30

7階柱脚～R階床 Fc27

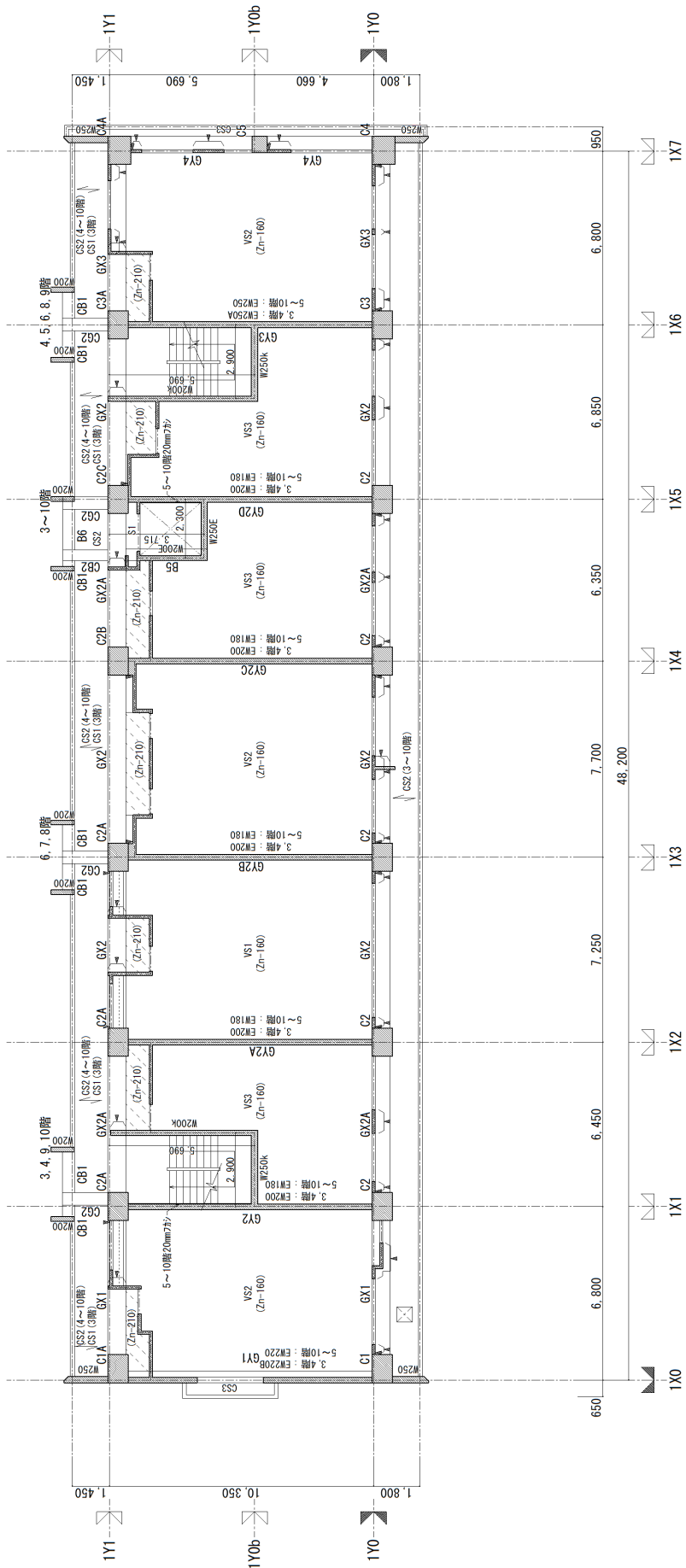


図 5.2.1.1. 一般階伏図

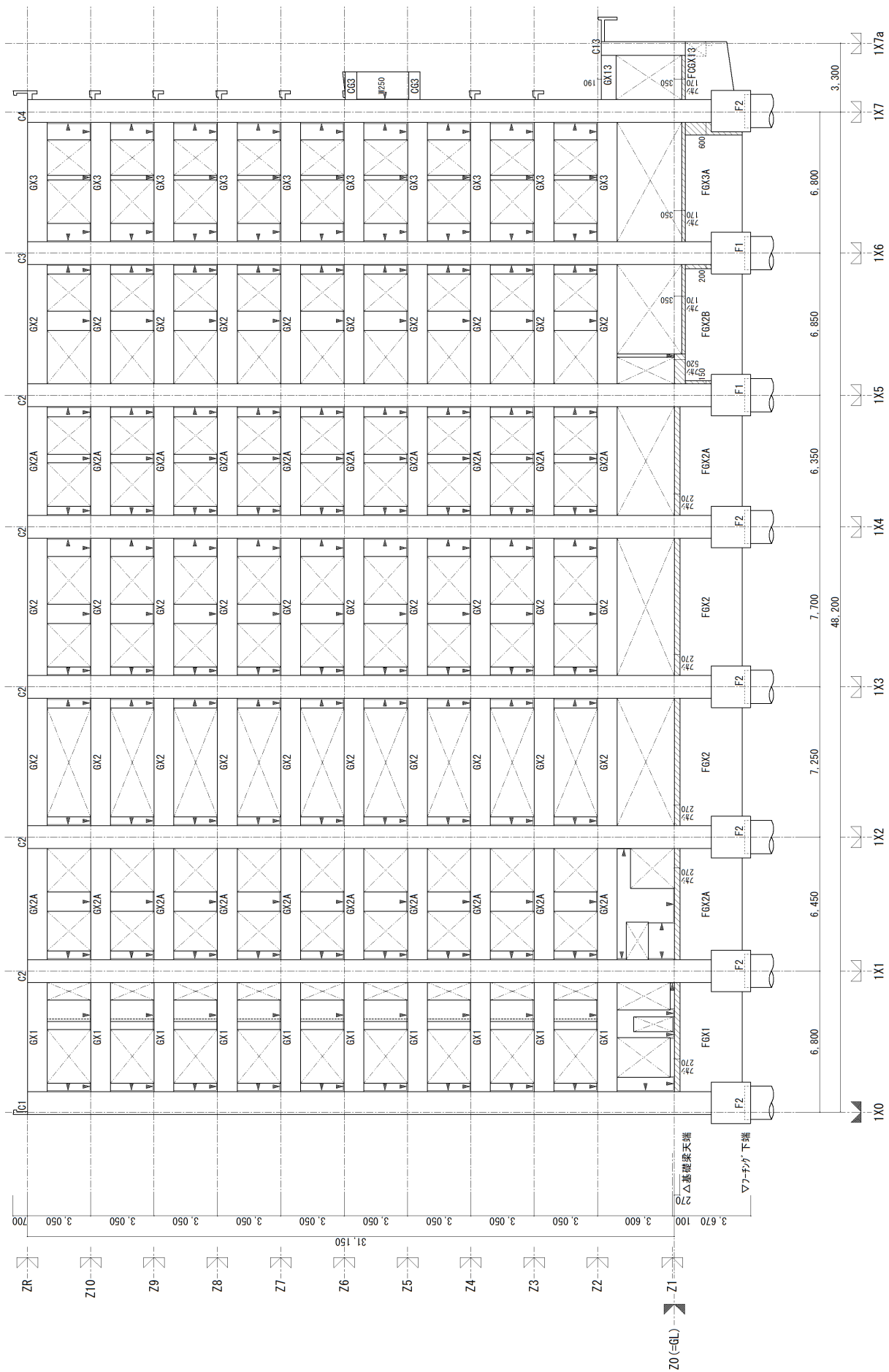


図 5.2.1.2. 軸組図

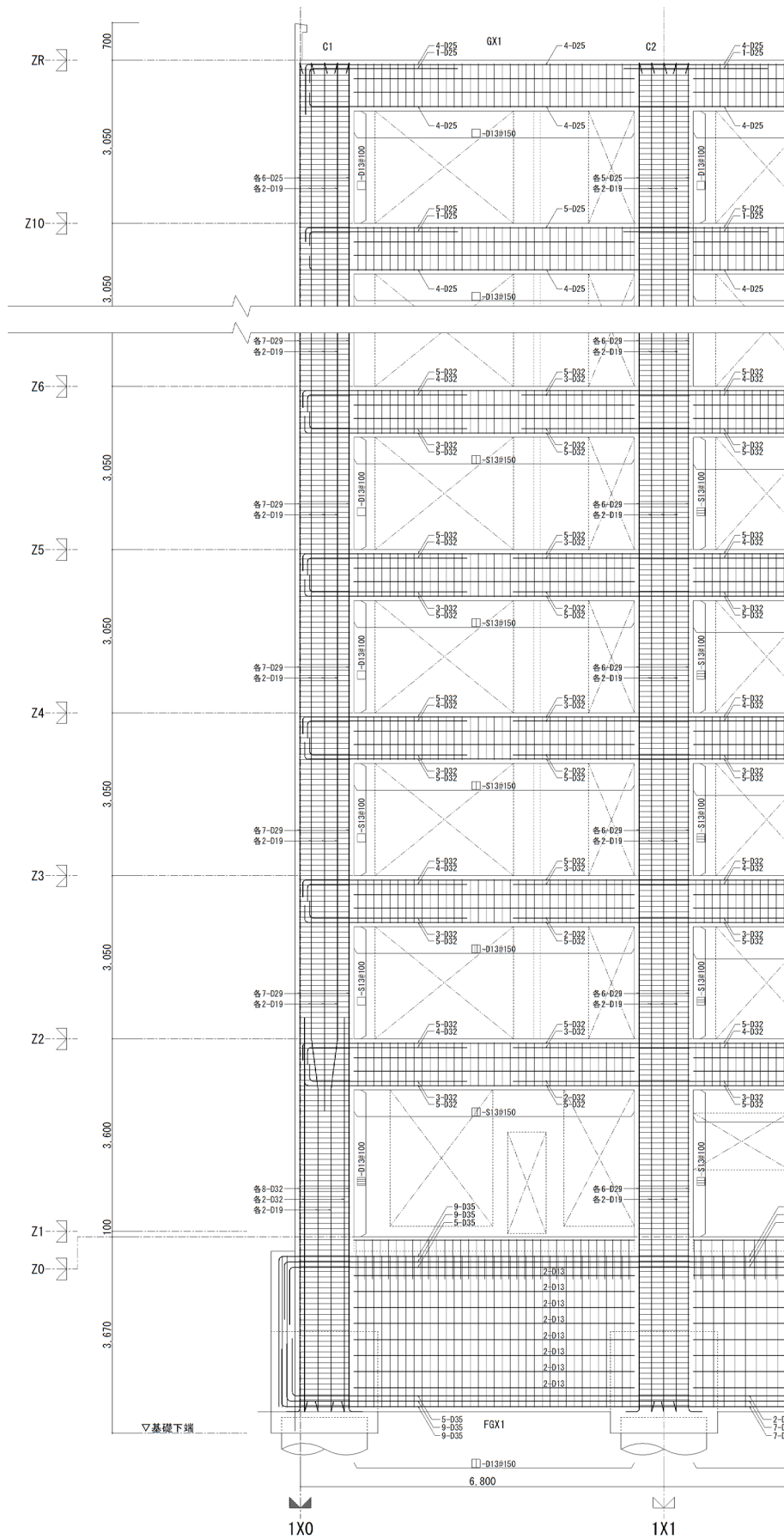


图 5.2.1.3. 架构配筋图



### 5.2.2. 最上階 L 形接合部の梁主筋定着に関する検証

本論 4 章に示した設計法により、最上階 L 形接合部における上端梁主筋を機械式定着する場合の検討結果を示す。

最上階 IX0/IY0 について検討する。検討対象位置の梁は GX1、柱は C1 である。図 5.2.2.1. に断面リストを示す。

符号	GX1			符号	C1	
	1X0端	中央	1X1端		接合部帯筋 (ZR)	
ZR						
b × D	550 × 950				Dx × Dy	1,100 × 800
上端筋	5-D25	4-D25	4-D25		主筋	12-D25, 6-D19
下端筋	4-D25	4-D25	4-D25		帯筋	□ -D13@100
あばら筋	□-D13@150	□-D13@200	□-D13@150		接合部帯筋 (Z10)	□ -D13@100
腹筋	4-D10					
カットワ長						

図 5.2.2.1. 断面リスト

(1) 柱頭拘束筋のみを配置する場合

梁上端主筋は 5-D25(SD345)であるので、梁上端主筋の降伏引張力  $T_y$  は以下のようになる。

$$T_y = 5 \times 507 \times 345 \times 1.1 = 962,032(\text{N})$$

柱頭拘束筋に SD785 級の高強度せん断補強筋を用いることとすれば、必要な柱頭拘束筋断面積  $a_{Hreq}$  は以下のようになる。

$$a_{Hreq} = 962,032 / 785 = 1,226(\text{mm}^2)$$

→柱頭拘束筋 8-D16(SD785)とする。( $a_H = 1,592\text{mm}^2$ )

X 方向に有効な柱主筋は 12-D25 であるが、これら全てに柱頭拘束筋が掛かるようにする。

柱中段筋に対する拘束として 3-D13(SD785)を Y 方向に配筋する。

図 5.2.2.2.に梁上端筋を機械式定着とする場合の配筋詳細を、在来配筋と比較して示す。

4.4.に示した下式を満足することを確認する。

$$\left. \begin{array}{l} Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t + {}_H T_y' + {}_H T_y \geq T_y \quad (\text{柱頭拘束型}) \\ Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t + {}_H T_y' + {}_V T_y \geq T_y \quad (\text{梁端拘束型}) \end{array} \right\} \quad (1)$$

かつ

$${}_H T_y \geq T_y \quad (2)$$

ここに、 $Bc$  : 柱幅、 $Lca$  : 梁上端主筋芯から柱主筋定着端までの投影長さ、 $\sigma_t$  : コンクリートの割裂強度、 ${}_H T_y'$  : 柱頭拘束外周筋の降伏引張力であるが梁外縁に配筋された梁主筋の降伏引張力を上回る場合は外縁梁主筋の降伏引張力とする、 ${}_H T_y$  : 柱頭拘束中子筋の降伏引張力、 ${}_V T_y$  : 梁端拘束筋の降伏引張力、 $T_y$  : 梁主筋降伏引張力、 ${}_H T_y$  : 加力方向に配筋された全柱頭拘束筋の降伏引張力。柱頭拘束筋は梁上端主筋よりも上部に配筋されているもののみを考慮する。

梁引張主筋は 5-D25(SD345)であるので、

$$T_y = 5 \times 507 \times 345 \times 1.1 = 962,033(\text{N})$$

$$Bc = 950(\text{mm})$$

$$Lca = 195(\text{mm})$$

$$\sigma_t = 0.313 \sqrt{F_c} \text{ とする。 } \sigma_t = 0.313 \sqrt{27} = 1.62(\text{N/mm}^2)$$

柱頭拘束外周筋は 4-D16(SD785)であるので、

$${}_H T_y' = 4 \times 199 \times 785 = 624,860(\text{N})$$

梁の外縁に配筋されている主筋は 3-D25(SD345)であるので、外縁に配置された梁主筋の降伏引張力は

$$3 \times 507 \times 345 \times 1.1 = 577,219(\text{N})$$

$$\text{従って、 } {}_H T_y' = 577,219(\text{N})$$

柱頭拘束中子筋は 4-D16(SD785)であるので、

$${}_H T_y = 4 \times 199 \times 785 = 624,860(\text{N})$$

全柱頭拘束筋は 8-D16(SD785)であるので、

$${}_H T_y = 8 \times 199 \times 785 = 1,249,720(\text{N})$$

$$\begin{aligned} Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t + {}_H T_y' + {}_H T_y &= 950 \times 134 \times 1.62 + 577,219 + 624,860 \\ &= 206,226 + 577,219 + 624,860 \\ &= 1,408,305(\text{N}) > T_y \quad (=962,033\text{N}) \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$H_Ty = 1,249,720(N) > Ty (=962,033N)$  OK

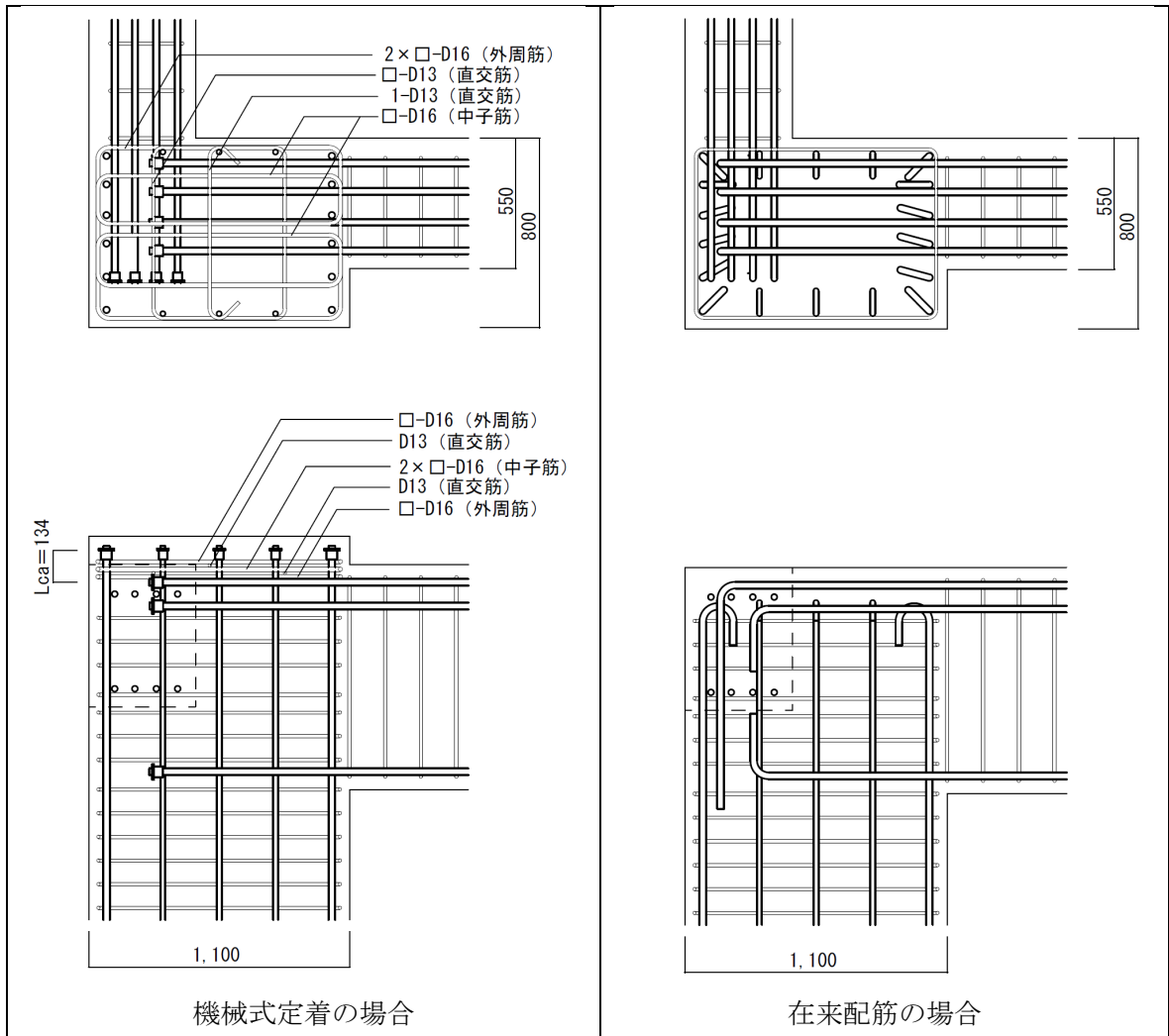


図 5.2.2.2. 最上階 L 形接合部の配筋例

(2) 柱頭拘束筋と梁端拘束筋を配置する場合

梁上端主筋は 5-D25(SD345)であるので、梁上端主筋の降伏引張力  $T_y$  は以下のようになる。

$$T_y = 5 \times 507 \times 345 \times 1.1 = 962,032(\text{N})$$

柱頭拘束筋に SD785 級の高強度せん断補強筋を用いることとすれば、必要な柱頭拘束筋断面積  $a_{Hreq}$  は以下のようになる。

$$a_{Hreq} = 962,032 / 785 = 1,226(\text{mm}^2)$$

→柱頭拘束筋 10-D13(SD785)とする。( $a_H = 1,270\text{mm}^2$ )

全ての梁主筋に梁端拘束筋が掛かるようにし、梁端拘束筋は 4-D16 (SD785) とする。

図 5.2.2.3.に梁上端筋を機械式定着とする場合の配筋詳細を、在来配筋と比較して示す。

4.4.に示した下式を満足することを確認する。

$$\left. \begin{array}{l} Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t + {}_{HO}Ty' + {}_H Ty \geq Ty \quad (\text{柱頭拘束型}) \\ Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t + {}_{HO}Ty' + {}_V Ty \geq Ty \quad (\text{梁端拘束型}) \end{array} \right\} \quad (1)$$

かつ

$${}_H Ty \geq Ty \quad (2)$$

ここに、 $Bc$  : 柱幅、 $Lca$  : 梁上端主筋芯から柱主筋定着端までの投影長さ、 $\sigma_t$  : コンクリートの割裂強度、 ${}_{HO}Ty'$  : 柱頭拘束外周筋の降伏引張力であるが梁外縁に配筋された梁主筋の降伏引張力を上回る場合は外縁梁主筋の降伏引張力とする、 ${}_H Ty$  : 柱頭拘束中子筋の降伏引張力、 ${}_V Ty$  : 梁端拘束筋の降伏引張力、 $Ty$  : 梁主筋降伏引張力、 ${}_H Ty$  : 加力方向に配筋された全柱頭拘束筋の降伏引張力。柱頭拘束筋は梁上端主筋よりも上部に配筋されているもののみを考慮する。

梁引張主筋は 5-D25(SD345)であるので、

$$T_y = 5 \times 507 \times 345 \times 1.1 = 962,033(\text{N})$$

$$Bc = 950(\text{mm})$$

$$Lca = 134(\text{mm})$$

$$\sigma_t = 0.313 \sqrt{F_c} \text{ とする。 } \sigma_t = 0.313 \sqrt{27} = 1.62(\text{N/mm}^2)$$

柱頭拘束外周筋は 10-D13(SD785)であるので、

$${}_{HO}Ty = 10 \times 127 \times 785 = 996,950(\text{N})$$

梁の外縁に配筋されている主筋は 3-D25(SD345)であるので、外縁に配置された梁主筋の降伏引張力は  $3 \times 507 \times 345 \times 1.1 = 577,219(\text{N})$

$$\text{従って、 } {}_{HO}Ty' = 577,219(\text{N})$$

梁端拘束筋は 4-D16(SD785)であるので、

$${}_V Ty = 4 \times 199 \times 785 = 624,860(\text{N})$$

全柱頭拘束筋は 10-D13(SD785)であるので、

$${}_H Ty = 10 \times 127 \times 785 = 996,950(\text{N})$$

$$\begin{aligned} Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t + {}_{HO}Ty' + {}_V Ty &= 950 \times 122 \times 1.62 + 577,219 + 624,860 \\ &= 187,758 + 577,219 + 624,860 \\ &= 1,389,837(\text{N}) > Ty \quad (=962,033\text{N}) \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$H_Ty = 996,950(N) > Ty (= 962,033N)$  OK

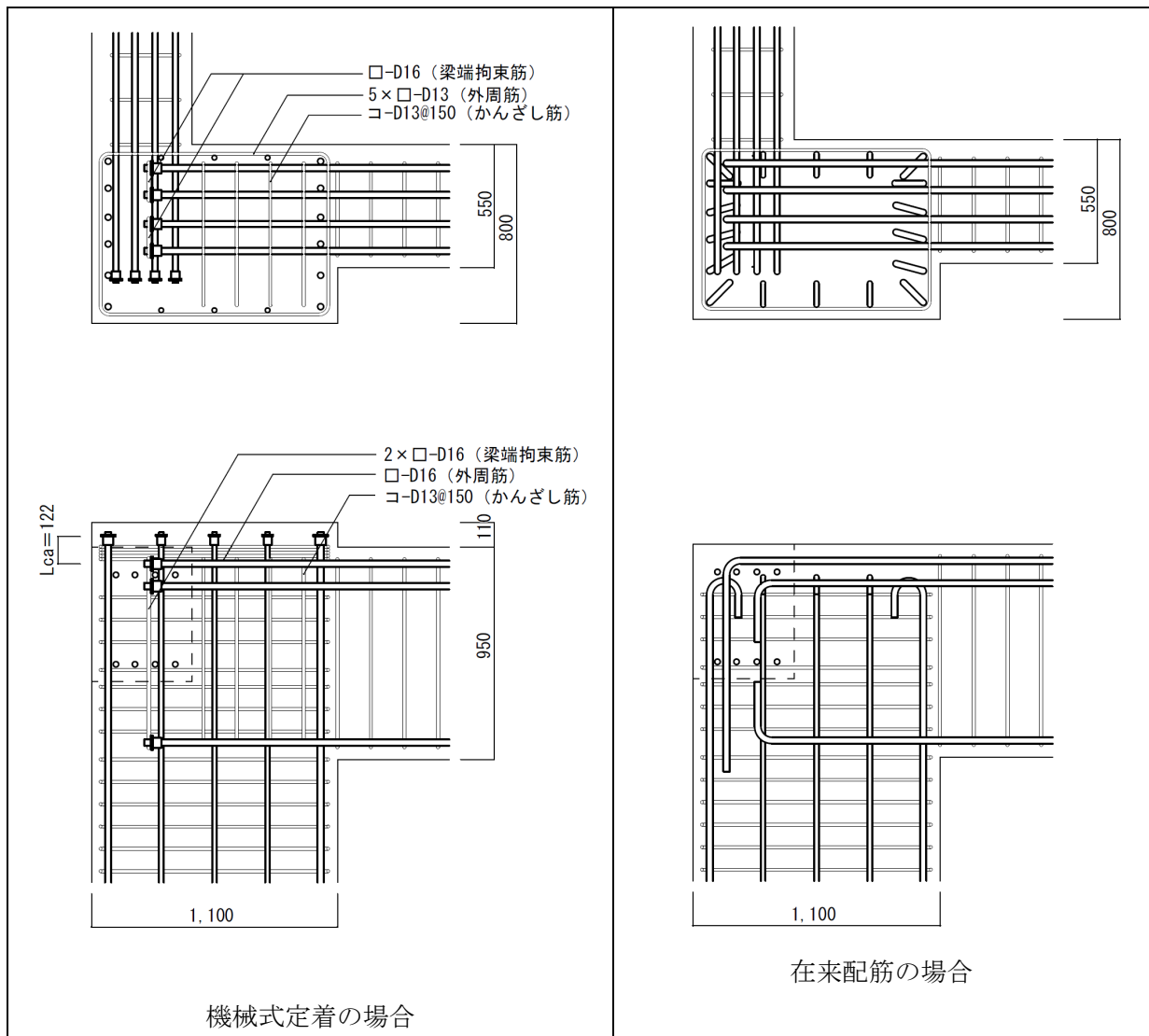
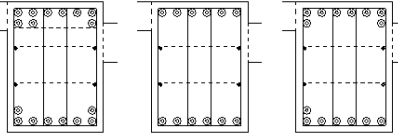


図 5.2.2.3. 最上階 L 形接合部の配筋例

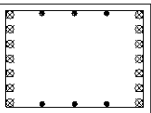
### 5.2.3. ト形接合部の梁主筋定着に関する検証

本論 2 章に示した定着耐力算定式を用いて、2 階梁主筋を機械式定着した場合の定着耐力の検討結果を示す。尚、ここでは、定着長は十分に大きくコーン破壊の恐れは小さいとして、側方割裂破壊耐力の検討のみを示す。

図 5.2.3.1.に検討対象とする 2 階梁及び、当該梁が取りつく 1 階柱及びその直上の 2 階柱の断面リストを示す。

Z2			
b × D	700 × 950		
上端筋	9-D32	6-D32	8-D32
下端筋	8-D32	6-D32	7-D32
あばら筋	□ -D13@100		
腹筋	4-D10		

2 階	
Dx × Dy	1,100 × 800
主筋	14-D29, 6-D19
帯筋	□ -D13@100
接合部帯筋 (Z2)	□ -D13@100

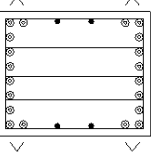
1 階	 <small>▽ 寄せ筋を示す</small>
Dx × Dy	1,100 × 900
主筋	20-D32, 4-D19
帯筋	≡ -D13@100
基礎梁内帯筋 (A)	□ -D13@100
基礎梁内帯筋 (B)	□ -D13@100

図 5.2.3.1. 断面リスト

(1)コンクリート強度の影響を考慮した基準強度  $\sigma_{std}$

$$F_c = 36(\text{N/mm}^2) \rightarrow \sigma_{std} = 99 \sqrt{\sigma_B} = 99 \times \sqrt{36} = 594(\text{N/mm}^2)$$

(2)支圧面積による影響係数  $k_1$

既製品の定着金物を用いることとすれば、支圧面積比は概ね 5.0~6.0 程度であるので  $k_1 = 1.0$  とする。

(3)側方かぶり厚さによる影響係数  $k_2$

柱主筋、梁主筋とも D32 (最外径 36mm)、接合部フープ D13 (最外径 14mm) であるので、梁主筋の最小かぶり厚さ C は以下ようになる。

$$C = 30 + 14 + 32 + 32/2 = 92(\text{mm})$$

$$k_2 = 0.96 + 0.01(C_0/d_b) = 0.96 + 0.01 \times 92/32 = 0.988$$

(4)応力中心距離による影響係数  $k_3$

梁せい 950mm →  $d = 850$ mm とする。

$$j = 7/8d = 7/8 \times 850 = 744\text{mm}$$

$$l_d = 825\text{mm}$$

$$k_3 = -0.16(j/l_d) + 1.22 = -0.16 \times 744/825 + 1.22 = 1.20$$

(5)定着長による影響係数  $k_4$

定着長  $l_d$  を柱せいの 3/4 とする。  $l_d = 1,100 \times 3/4 = 825$ (mm) →  $l_d/d_b = 825/32 = 25.7$

$$k_4 = 0.032(l_d/d_b) + 0.63 = 0.032 \times 25.7 + 0.63 = 1.45$$

(6)接合部補横強筋による影響係数  $k_5$

接合部フープは 3-D13@100 →  $p_{jw} = 3 \times 127 / (900 \times 100) = 0.00423$

$$k_5 = 51p_{jw} - (1.37p_{jw} - 0.0065) \cdot (\sigma_B - 27.2) + 0.76$$

$$= 51 \times 0.00423 - (1.37 \times 0.00423 - 0.0065) \times (36 - 27.2) + 0.76$$

$$= 0.924$$

定着耐力  $\sigma$  は以下のようになる。

$$\sigma = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot \sigma_{std}$$

$$= 1.0 \times 0.988 \times 1.20 \times 1.45 \times 0.924 \times 594 = 943(\text{N/mm}^2)$$

梁主筋は D32(SD390)であるので、  $\sigma_y = 390 \times 1.1 = 429(\text{N/mm}^2)$

$$\sigma > \sigma_y \quad \underline{\text{OK}}$$



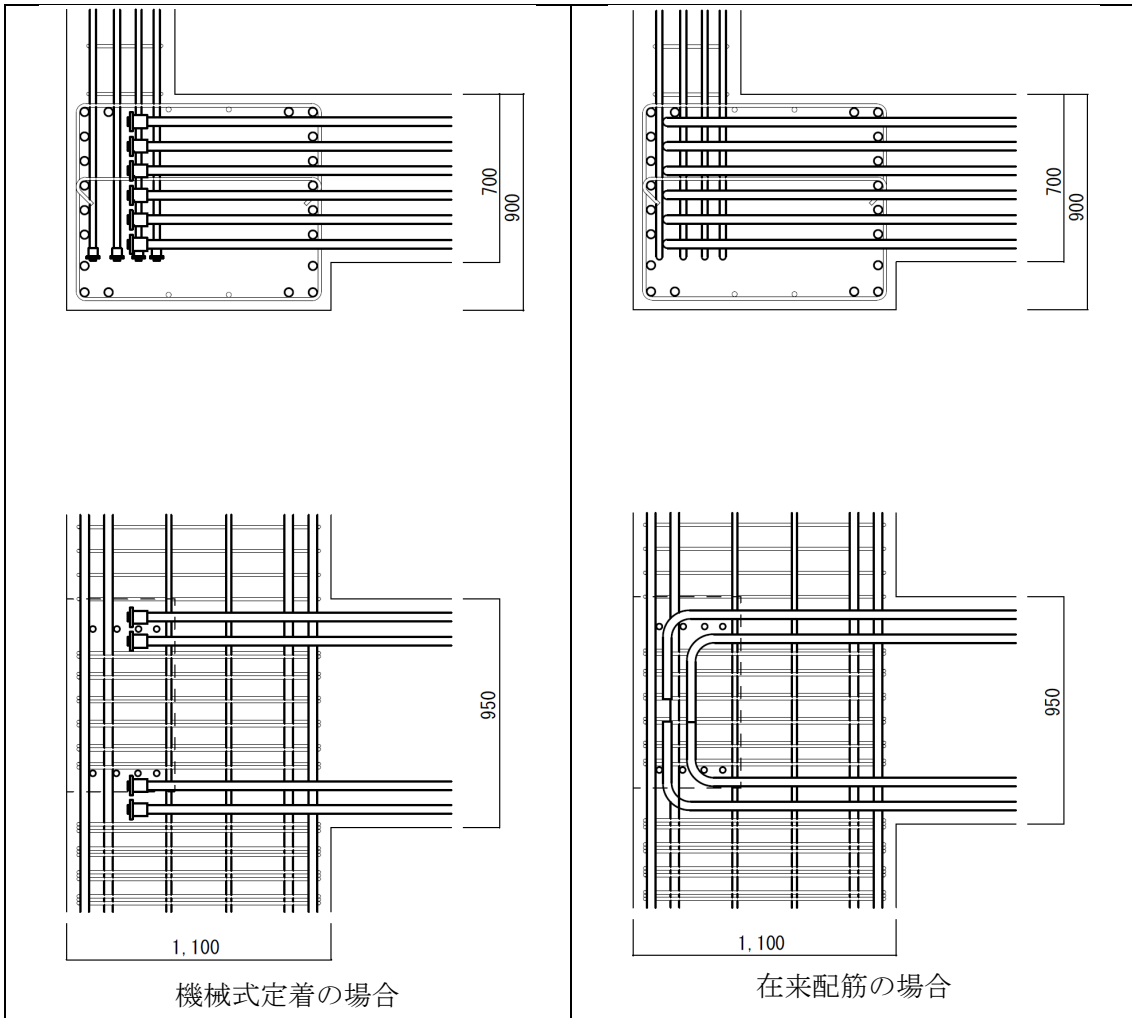


図 5.2.3.2. ト形接合部の配筋例

### 5.3. 集会施設建物による検証

#### 5.3.1. 建物概要

対象とする建物は、2010年代後半に設計した5階建ての集会施設である。この建物は地方公共団体が所有、管理する建物であり、津波避難施設としての役割も兼ねている。このため、官庁施設の総合耐震・対津波計画基準（平成25年3月29日国営計第126号，国営整第198号，国営設第135号）に示される大地震動に対する構造体の耐震安全性の分類をⅡ類とし，建築基準法施行令82条の3に定められる必要保有水平耐力の1.25倍以上の保有水平耐力を有するように設計した建物である。二次設計はルート3によっている。機械式定着を用いず，在来配筋で計画した建物である。平面形状は概ね矩形で，立面形状もセットバックが無く整形な建物である。X方向は耐震壁付きラーメン構造，Y方向は純ラーメン構造となっている。

原設計の概要として，図5.3.1.1.に一般階伏図，図5.3.1.2.に軸組図，図5.3.1.3.に架構配筋図を示す。

使用材料は以下のとおりである。

鉄筋：D16以下 SD295A

D19～D25 SD345

D29以上 SD390

コンクリート：Fc27

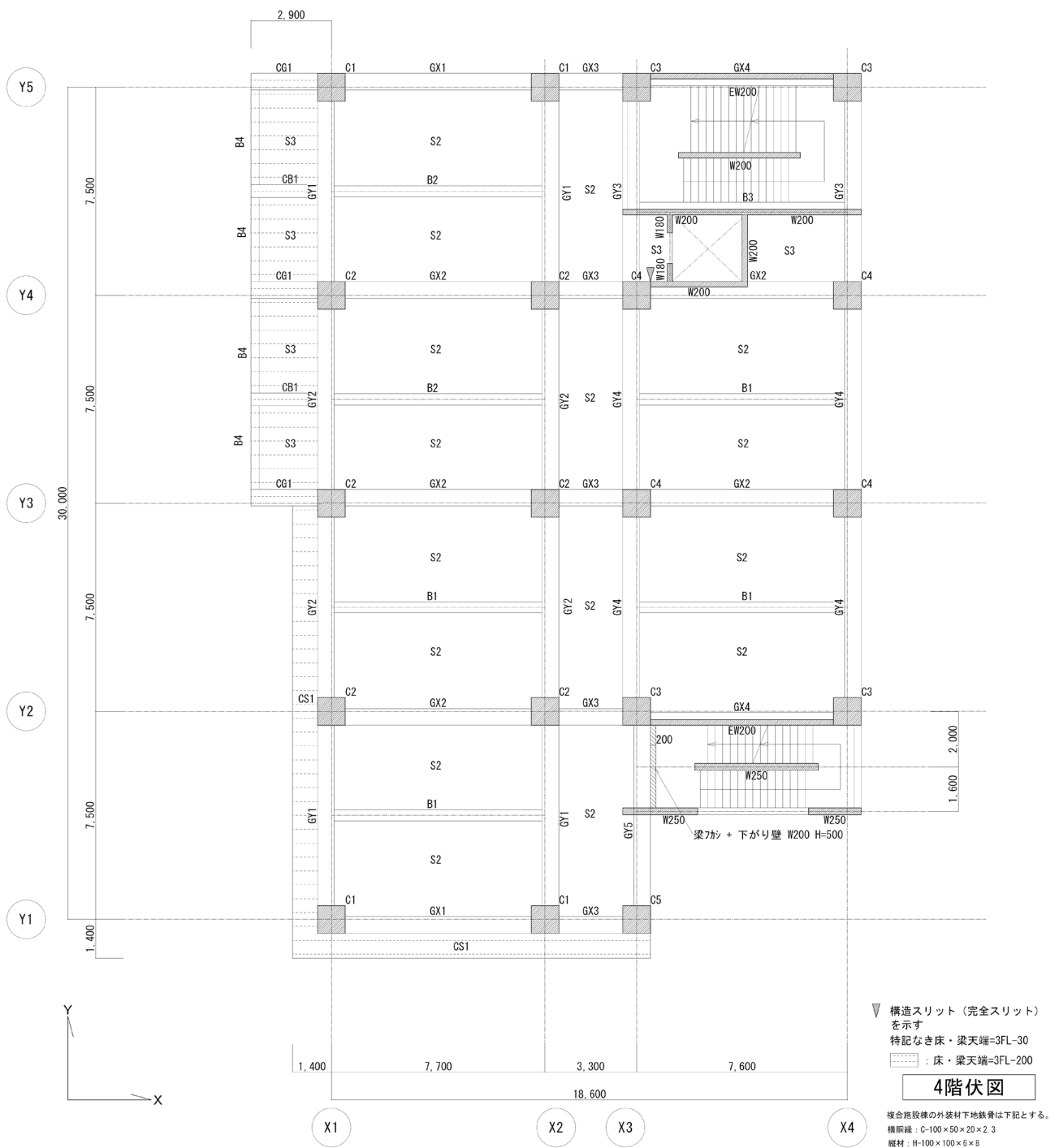


図 5.3.1.1. 一般階伏図

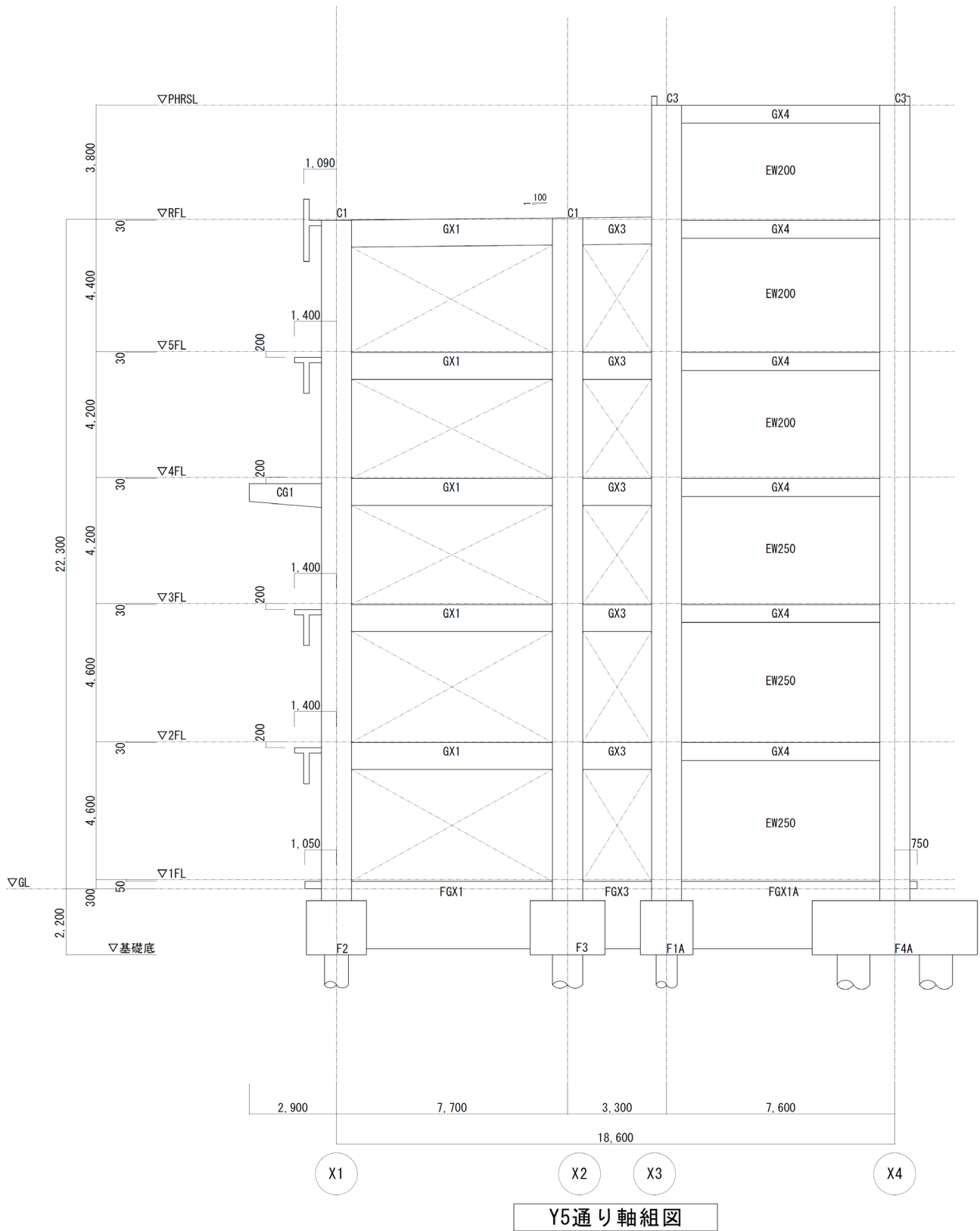
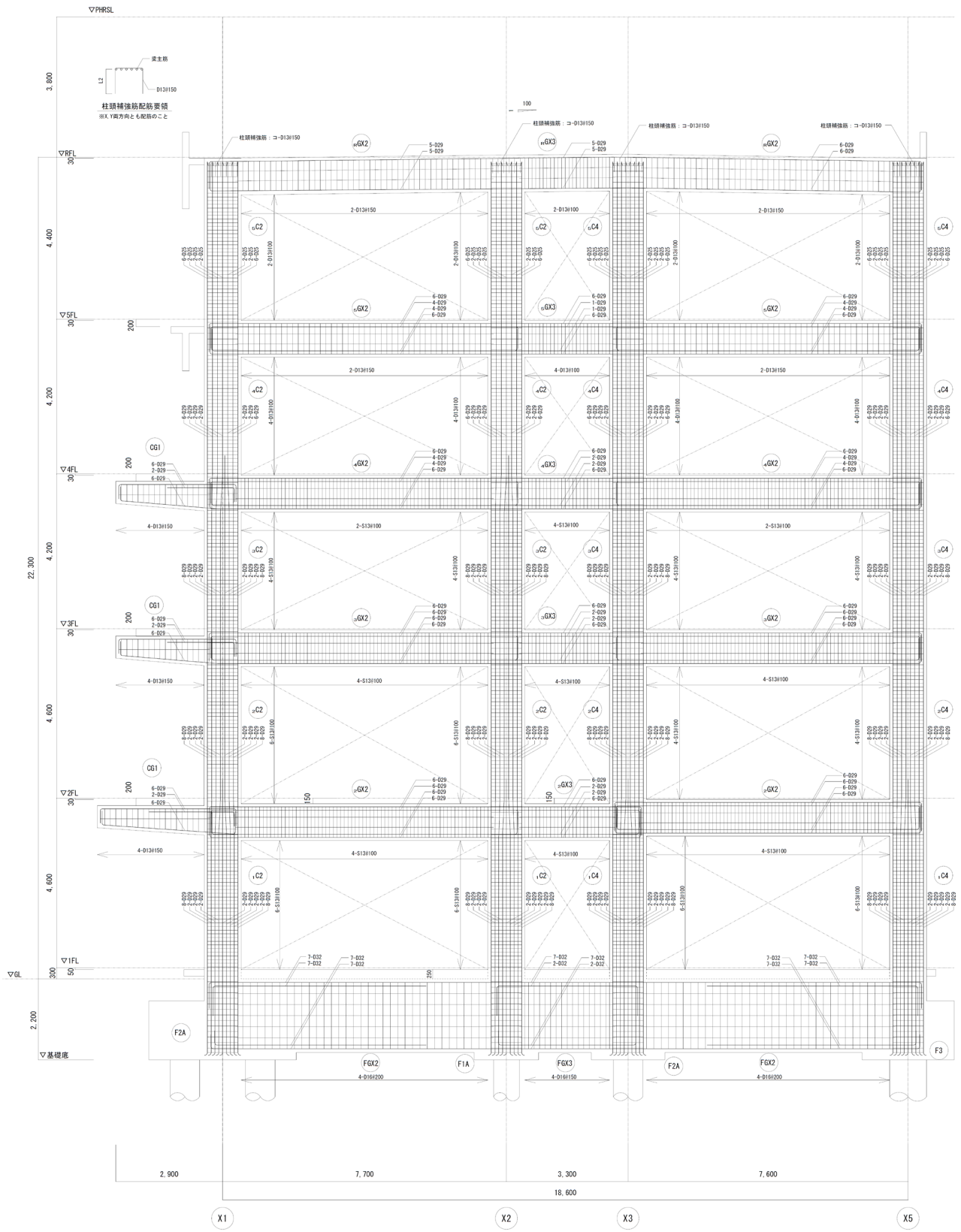


図 5.3.1.2. 軸組図



Y3通り架構詳細図 S = 1/50 (A1)  
S = 1/100 (A3)

図 5.3.1.3. 架構配筋図

### 5.3.2. 最上階 L 形接合部の梁主筋定着に関する検証

本論 4 章に示した設計法により、最上階 L 形接合部における上端梁主筋を機械式定着する場合の検討結果を示す。

最上階 X1/Y1 について検討する。検討対象位置の梁は X 方向 GX1, Y 方向 GY1, 柱は C1 である。図 5.3.2.1. に断面リストを示す。X 方向, Y 方向のいずれについて検討しても柱梁の寸法, 配筋は同等であるため, いずれか一方のみを検討する。

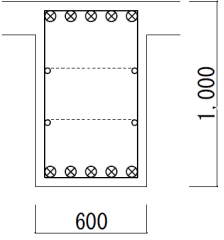
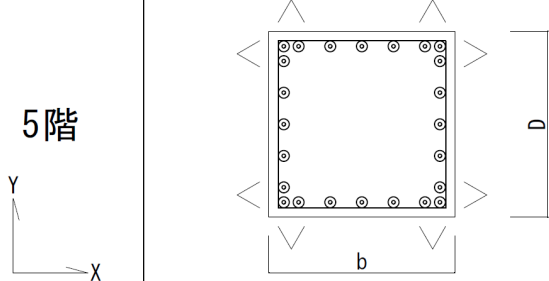
GX1,GY1		C1				
Z6	<p>全断面</p> 	<p>5階</p> 				
	上端筋		5 - D29	$b \times D$	1,000 × 1,000	
	下端筋		5 - D29	主筋	24 - D25	
	スタ-ラップ		2-D13@150	7-7° X方向	2-D13@100	
	腹筋		4-D10	7-7° Y方向	2-D13@100	

図 5.3.2.1. 断面リスト

(1) 柱頭拘束筋のみを配置する場合

梁上端主筋は 5-D29(SD390)であるので、梁上端主筋の降伏引張力  $T_y$  は以下のようになる。

$$T_y = 5 \times 642 \times 390 \times 1.1 = 1,377,090(\text{N})$$

柱頭拘束筋に SD785 級の高強度せん断補強筋を用いることとすれば、必要な柱頭拘束筋断面積  $a_{Hreq}$  は以下のようになる。

$$a_{Hreq} = 1,377,090 / 785 = 1,755(\text{mm}^2)$$

→柱頭拘束筋 9-D16(SD785)とする。( $a_H = 1,791\text{mm}^2$ )

柱主筋は 24-D25 であるが、これら全てに柱頭拘束筋が掛かるようにする。

図 5.3.2.2..に梁上端筋を機械式定着とする場合の配筋詳細を、在来配筋と比較して示す。

4.4.に示した下式を満足することを確認する。

$$\left. \begin{array}{l} Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t + {}_H T_y' + {}_H T_y \geq T_y \quad (\text{柱頭拘束型}) \\ Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t + {}_H T_y' + {}_V T_y \geq T_y \quad (\text{梁端拘束型}) \end{array} \right\} \quad (1)$$

かつ

$${}_H T_y \geq T_y \quad (2)$$

ここに、 $Bc$ ：柱幅、 $Lca$ ：梁上端主筋芯から柱主筋定着端までの投影長さ、 $\sigma_t$ ：コンクリートの割裂強度、 ${}_H T_y'$ ：柱頭拘束外周筋の降伏引張力であるが梁外縁に配筋された梁主筋の降伏引張力を上回る場合は外縁梁主筋の降伏引張力とする、 ${}_H T_y$ ：柱頭拘束中子筋の降伏引張力、 ${}_V T_y$ ：梁端拘束筋の降伏引張力、 $T_y$ ：梁主筋降伏引張力、 ${}_H T_y$ ：加力方向に配筋された全柱頭拘束筋の降伏引張力。柱頭拘束筋は梁上端主筋よりも上部に配筋されているもののみを考慮する。

梁引張主筋は 5-D29(SD390)であるので、

$$T_y = 5 \times 642 \times 390 \times 1.1 = 1,377,090(\text{N})$$

$$Bc = 1,000(\text{mm})$$

$$Lca = 127(\text{mm})$$

$$\sigma_t = 0.313 \sqrt{F_c} \text{ とする。 } \sigma_t = 0.313 \sqrt{27} = 1.62(\text{N/mm}^2)$$

柱頭拘束外周筋は 4-D16(SD785)であるので、

$${}_H T_y' = 4 \times 199 \times 785 = 624,860(\text{N})$$

梁の外縁に配筋されている主筋は 2-D29(SD390)であるので、外縁に配置された梁主筋の降伏引張力は  $2 \times 642 \times 390 \times 1.1 = 550,836(\text{N})$

$$\text{従って、 } {}_H T_y' = 550,836(\text{N})$$

柱頭拘束中子筋は 5-D16(SD785)であるので、

$${}_H T_y = 5 \times 199 \times 785 = 781,075(\text{N})$$

全柱頭拘束筋は 9-D16(SD785)であるので、

$${}_H T_y = 9 \times 199 \times 785 = 1,405,935(\text{N})$$

$$\begin{aligned} Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t + {}_H T_y' + {}_H T_y &= 1,000 \times 127 \times 1.62 + 550,836 + 781,075 \\ &= 205,740 + 550,836 + 781,075 \\ &= 1,537,651(\text{N}) > T_y (=1,377,090\text{N}) \quad \underline{\text{OK}} \end{aligned}$$

$${}_H T_y = 1,405,935(\text{N}) > T_y (=1,377,090\text{N}) \quad \underline{\text{OK}}$$



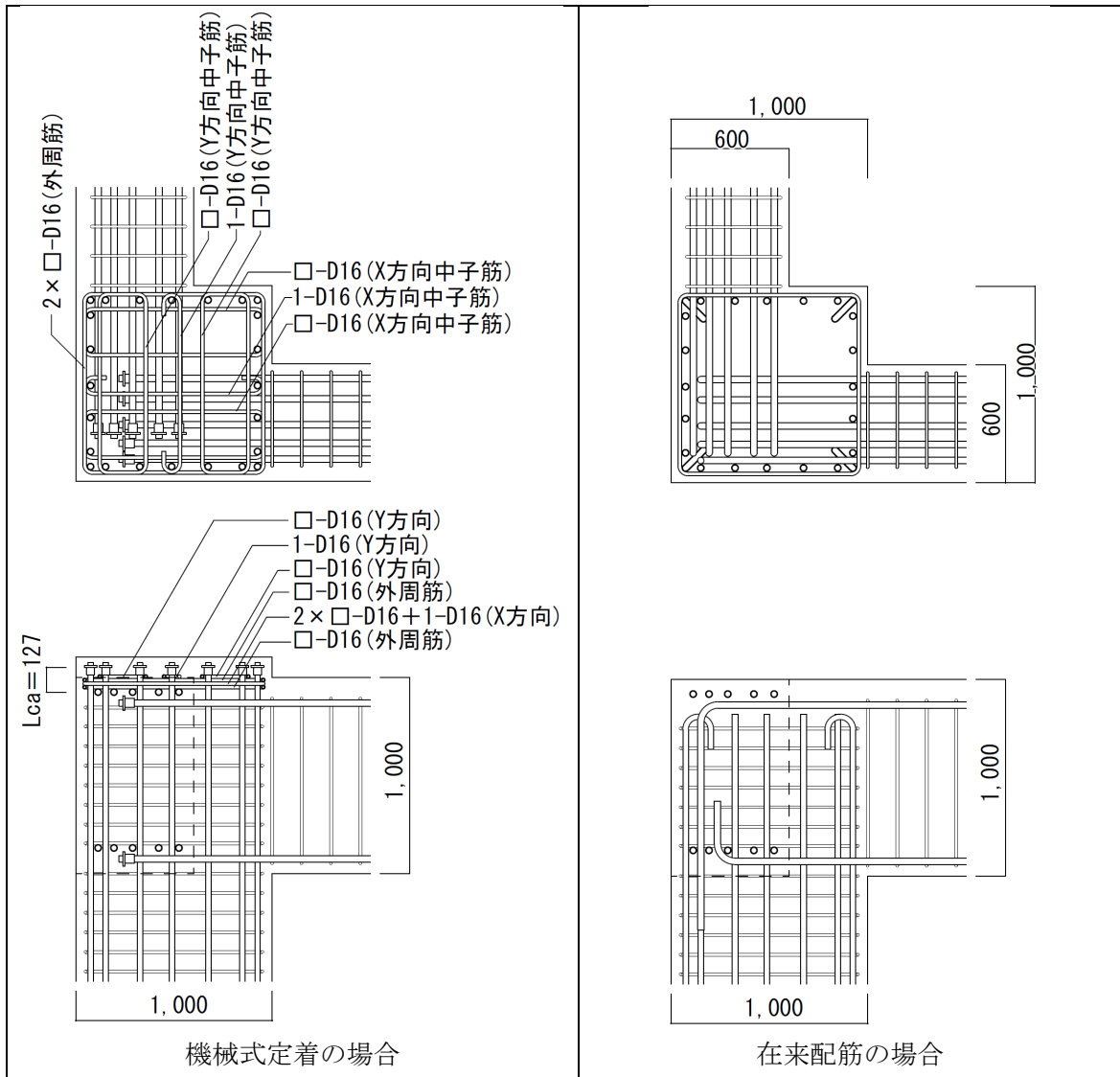


図 5.3.2.2. 最上階 L 形接合部の配筋例

(2) 柱頭拘束筋と梁端拘束筋を配置する場合

梁上端主筋は 5-D29(SD390)であるので、梁上端主筋の降伏引張力  $T_y$  は以下のようになる。

$$T_y = 5 \times 642 \times 390 \times 1.1 = 1,377,090(\text{N})$$

柱頭拘束筋に SD785 級の高強度せん断補強筋を用いることとすれば、必要な柱頭拘束筋断面積  $a_{Hreq}$  は以下のようになる。

$$a_{Hreq} = 1,377,090 / 785 = 1,755(\text{mm}^2)$$

→柱頭拘束筋 10-D16(SD785)とする。( $a_H = 1,990\text{mm}^2$ )

全ての梁主筋に梁端拘束筋が掛かるようにし、梁端拘束筋は 5-D16 (SD785) とする。

図 5.3.2.3..に梁上端筋を機械式定着とする場合の配筋詳細を、在来配筋と比較して示す。

4.4.に示した下式を満足することを確認する。

$$\left. \begin{array}{l} Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t + {}_{HO}Ty' + {}_HTy \geq Ty \quad (\text{柱頭拘束型}) \\ Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t + {}_{HO}Ty' + {}_vTy \geq Ty \quad (\text{梁端拘束型}) \end{array} \right\} \quad (1)$$

かつ

$${}_HTy \geq Ty \quad (2)$$

ここに、 $Bc$  : 柱幅、 $Lca$  : 梁上端主筋芯から柱主筋定着端までの投影長さ、 $\sigma_t$  : コンクリートの割裂強度、 ${}_{HO}Ty'$  : 柱頭拘束外周筋の降伏引張力であるが梁外縁に配筋された梁主筋の降伏引張力を上回る場合は外縁梁主筋の降伏引張力とする、 ${}_HTy$  : 柱頭拘束中子筋の降伏引張力、 ${}_vTy$  : 梁端拘束筋の降伏引張力、 $Ty$  : 梁主筋降伏引張力、 ${}_HTy$  : 加力方向に配筋された全柱頭拘束筋の降伏引張力。柱頭拘束筋は梁上端主筋よりも上部に配筋されているもののみを考慮する。

梁引張主筋は 5-D29(SD390)であるので、

$$T_y = 5 \times 642 \times 390 \times 1.1 = 1,377,090(\text{N})$$

$$Bc = 1,000(\text{mm})$$

$$Lca = 145(\text{mm})$$

$$\sigma_t = 0.313 \sqrt{Fc} \text{ とする。 } \sigma_t = 0.313 \sqrt{27} = 1.62(\text{N/mm}^2)$$

柱頭拘束外周筋は 10-D16(SD785)であるので、

$${}_{HO}Ty = 10 \times 199 \times 785 = 1,562,150(\text{N})$$

梁の外縁に配筋されている主筋は 2-D29(SD390)であるので、外縁に配置された梁主筋の降伏引張力は  $2 \times 642 \times 390 \times 1.1 = 550,836(\text{N})$

$$\text{従って、 } {}_{HO}Ty' = 550,836(\text{N})$$

梁端拘束筋は 5-D16(SD785)であるので、

$${}_vTy = 5 \times 199 \times 785 = 781,075(\text{N})$$

全柱頭拘束筋は 10-D16(SD785)であるので、

$${}_HTy = 10 \times 199 \times 785 = 1,562,150(\text{N})$$

$$\begin{aligned} Bc \cdot Lca \cdot \sigma_t + {}_{HO}Ty' + {}_vTy &= 1,000 \times 145 \times 1.62 + 550,836 + 781,075 \\ &= 234,900 + 550,836 + 781,075 \\ &= 1,566,811(\text{N}) > Ty \quad (= 1,377,090\text{N}) \quad \text{OK} \end{aligned}$$

$H_Ty = 1,562,150 \text{ (N)} > Ty \text{ (= } 1,377,090\text{N)} \quad \underline{\text{OK}}$

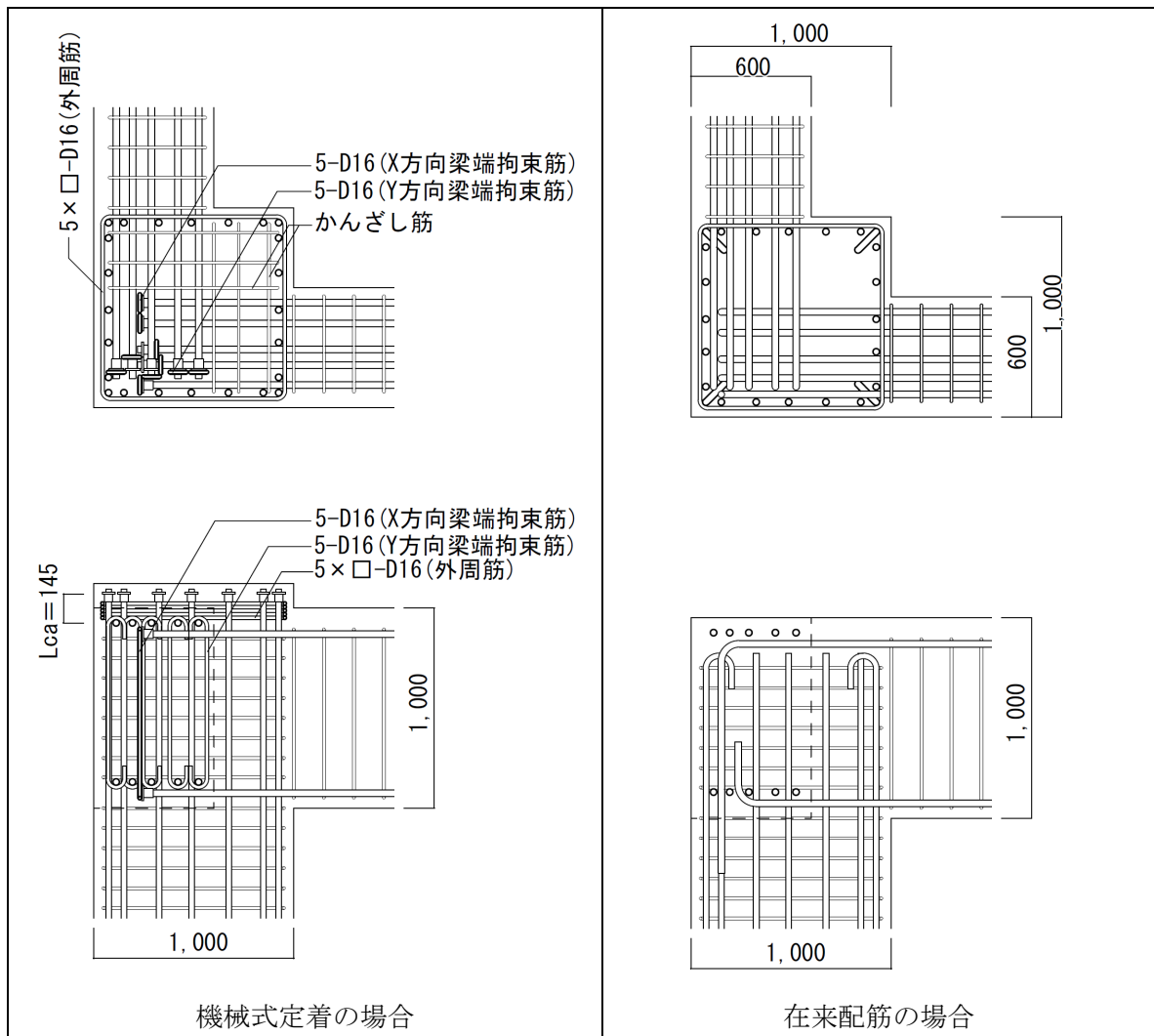


図 5.3.2.3. 最上階 L 形接合部の配筋例

### 5.3.3. ト形接合部の梁主筋定着に関する検証

本論 2 章に示した定着耐力算定式を用いて、2 階梁主筋を機械式定着した場合の定着耐力の検討結果を示す。尚、ここでは、定着長は十分に大きくコーン破壊の恐れは小さいとして、側方割裂破壊耐力の検討のみを示す。

図 5.3.3.1.に検討対象とする 2 階梁及び、当該梁が取りつく 1 階柱及びその直上の 2 階柱の断面リストを示す。

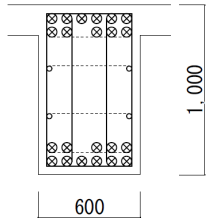
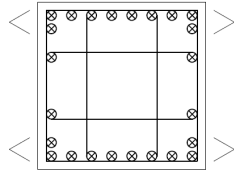

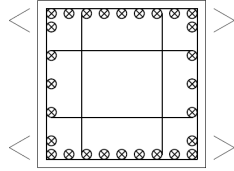

GX1,GY1		C1				
Z3 Z2	全断面 		2階 			
	上端筋			11 - D29	$b \times D$	1,000 × 1,000
	下端筋			11 - D29	主筋	24 - D29
	スターラップ			4-S13@100	フープ X方向	4-S13@100
	腹筋			4-D10	フープ Y方向	4-S13@100
			1階 			
				$b \times D$	1,000 × 1,000	
				主筋	28 - D29	
				フープ X方向	4-S13@100	
				フープ Y方向	4-S13@100	

図 5.3.3.1. 断面リスト

(1)コンクリート強度の影響を考慮した基準強度  $\sigma_{std}$

$$F_c = 27(\text{N/mm}^2) \rightarrow \sigma_{std} = 99 \sqrt{\sigma_B} = 99 \times \sqrt{27} = 514(\text{N/mm}^2)$$

(2)支圧面積による影響係数  $k_1$

既製品の定着金物を用いることとすれば、支圧面積比は概ね 5.0~6.0 程度であるので  $k_1 = 1.0$  とする。

(3)側方かぶり厚さによる影響係数  $k_2$

柱主筋，梁主筋とも D29（最外径 33mm），接合部フープ D13（最外径 14mm）であるので，梁主筋の最小かぶり厚さ  $C$  は以下ようになる。

$$C=30+14+33+33/2=93(\text{mm})$$

$$k_2=0.96+0.01(C_0/d_b)=0.96+0.01 \times 93/29=0.992$$

(4)応力中心距離による影響係数  $k_3$

梁せい 1,000mm $\rightarrow$ d=900mm とする。

$$j=7/8d=7/8 \times 900=788\text{mm}$$

$$l_d=750\text{mm}$$

$$k_3=-0.16(j/l_d)+1.22=-0.16 \times 788/750+1.22=1.05$$

(5)定着長による影響係数  $k_4$

定着長  $l_d$  を柱せいの 3/4 とする。 $l_d=1,000 \times 3/4=750(\text{mm}) \rightarrow l_d/d_b=750/29=25.8$

$$k_4=0.032(l_d/d_b)+0.63=0.032 \times 25.8+0.63=1.45$$

(6)接合部補横強筋による影響係数  $k_5$

接合部フープは 4-D13@100 $\rightarrow$  $p_{jw}=4 \times 127/(1,000 \times 100)=0.00508$

$$k_5=51p_{jw}-(1.37p_{jw}-0.0065) \cdot (\sigma_B-27.2)+0.76$$

$$=51 \times 0.00508-(1.37 \times 0.00508-0.0065) \times (27-27.2)+0.76$$

$$=1.019$$

定着耐力  $\sigma$  は以下ようになる。

$$\sigma=k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot \sigma_{std}$$

$$=1.0 \times 0.992 \times 1.05 \times 1.45 \times 1.019 \times 514=791(\text{N/mm}^2)$$

梁主筋は D29(SD390)であるので， $\sigma_y=390 \times 1.1=429(\text{N/mm}^2)$

$$\sigma > \sigma_y \quad \underline{\text{OK}}$$

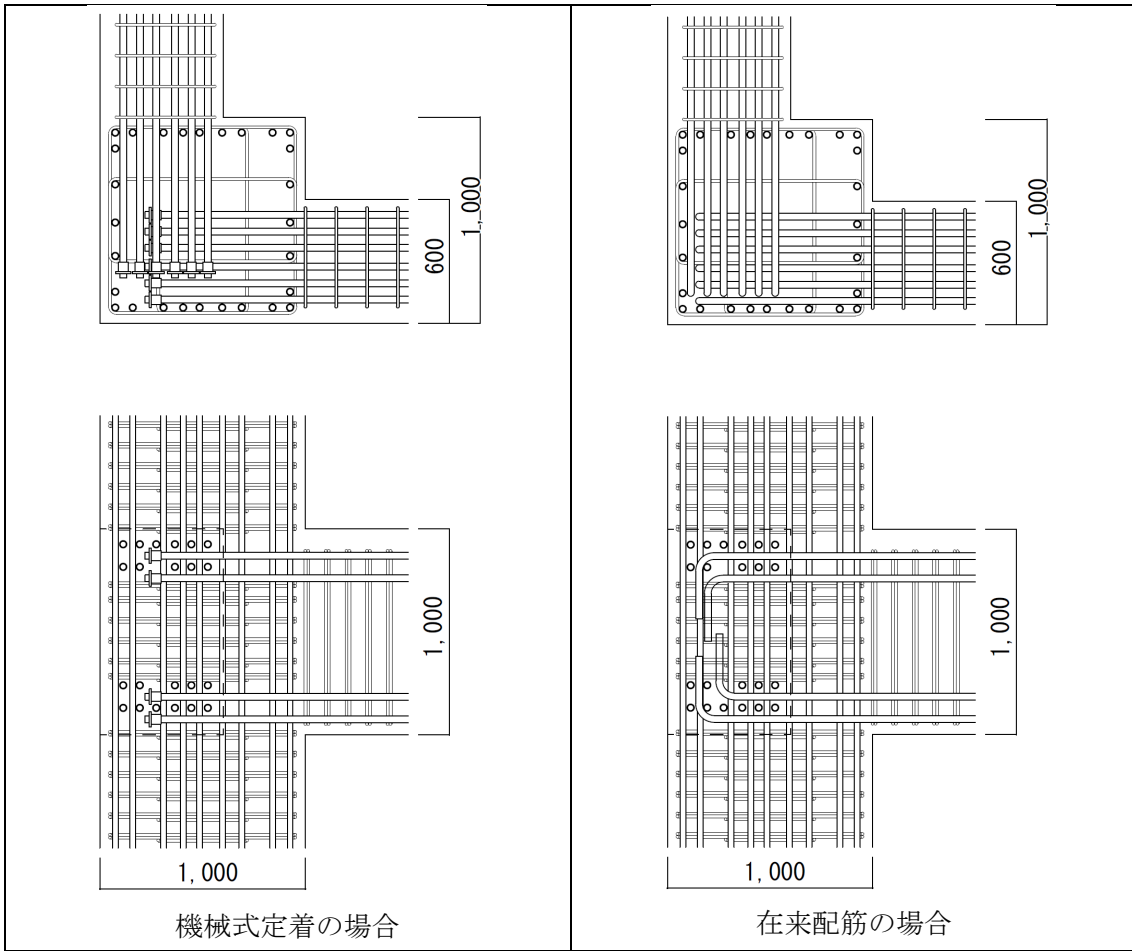


図 5.3.3.2. ト形接合部の配筋例

#### 5.4. まとめ

機械式定着を用いずに設計した建物の最上階 L 形接合部及びト形接合部の梁主筋について、本論で示した設計法を用いて機械式定着を用いる場合の配筋法について検討した。その結果は以下のようなものであった。

- (1) 最上階 L 形接合部については、柱頭拘束筋のみを用いる場合と、柱頭拘束筋と梁端拘束筋を併用する場合の 2 ケースについて試設計を行った。集合住宅の事例ではいずれの場合も無理なく配筋できる程度の補強量と考えられ、柱梁接合部内の配筋は、主筋の折り曲げ余長が不要な分だけ在来工法の場合よりも整然としている。ただし、柱頭拘束筋の納まりの関係上、柱頭が梁上端よりも 200mm 弱突出することとなった。
- (2) 集会施設の事例では梁外面が柱外面に合わせるようになっているが、この場合は、最上階で梁拘束型の補強を行おうとすると、補強筋の配筋が非常に煩雑になることが分かった。柱梁が外面合わせのディテールの場合の L 形接合部の補強詳細には注意が必要である。
- (3) ト型接合部については、梁主筋が D32 (SD390)、コンクリート強度が  $F_c=36(\text{N/mm}^2)$ 、及び、梁主筋が D29 (SD390)、コンクリート強度が  $F_c=27(\text{N/mm}^2)$  という組み合わせの建物について試設計を行ったが、本論で示した機械式定着耐力算定式を用いて算定した定着耐力計算値は、梁主筋引張降伏応力度よりも十分に大きく、機械式定着への置換が可能であることを確認した。いずれの試設計例も 2 段配筋となっている梁のため、在来工法では 2 段目主筋の定着長が 1 段目よりも短くならざるを得ないが、機械式定着を用いることで 2 段目主筋も 1 段目と同じ定着長を確保することが可能であり、機械式定着を用いた方が柱梁接合部の性状が良くなることが期待できる。



## 第6章 結論

## 第6章 結論

### 6.1. 研究の成果

- (1) 第1章では既往の研究成果として、既存の機械式定着設計式及び柱梁接合部の設計式を示し、これらが適用できない部位、材料強度の範囲が本論の検討対象であることを示した。
- (2) 第2章では、公表された機械式定着を用いた梁主筋引き抜き実験結果を収集、分析することにより、既往の機械式定着耐力算定式では検討できなかった、定着長の変動にも対応できる機械式定着耐力算定式の提案を行った。また、本論で提案した定着耐力算定式による耐力評価は、既往の算定式よりも実験結果に対する整合性が良いことを示した。
- (3) 第3章では、コンクリート強度が  $45(\text{N}/\text{mm}^2) \sim 100(\text{N}/\text{mm}^2)$  以上、定着鉄筋鋼種が USD685 といった高強度材料を用いたト形接合部に関する加力実験結果を分析し、以下のことを示した。
  - ① 柱梁接合部のせん断強度を評価する既往の算定式は、コンクリート強度の適用範囲は  $60(\text{N}/\text{mm}^2)$  が上限であるが、 $140(\text{N}/\text{mm}^2)$  程度まで概ね適用可能であることを示した。ただし、コンクリート強度が高くなるほど、接合部せん断強度計算値の実験結果に対する余裕度が小さくなる傾向が見られた。このため、コンクリート強度が  $60(\text{N}/\text{mm}^2)$  を超える範囲では  $\eta = 1.05 - 0.05 \sigma_B / 60$  なる低減係数を乗ずることで実験結果の概ね下限を押さえることを示した。
  - ② 本論で検討した実験結果はいずれも、接合部降伏に関する検討を行わずに計画したものである。しかしながら、既往のせん断強度式を用いて接合部のせん断余裕度を 1.0 以上に確保した試験体については、接合部降伏による耐力低下率  $\beta_j$  も 1.0 を上回った。更に、定着長を柱せいの 0.75 倍以上確保した試験体にあつては最大耐力が梁曲げ降伏計算値を上回ったことを示した。一方で、定着長が柱せいの 0.66 倍以下と短い試験体にあつては、最大耐力が梁曲げ降伏時計算値や柱梁接合部降伏による強度低下率  $\beta_j$  計算値を満足しないものが多数あり、梁主筋の定着端は出来るだけ柱せいの背面側に近づけることが重要であると考えられる。また、コンクリート強度が  $100(\text{N}/\text{mm}^2)$  程度の高強度コンクリートの試験体では、定着長が大きい場合でも最大耐力が  $\beta_j$  計算値を満足しないものが見られた。 $100(\text{N}/\text{mm}^2)$  程度の高強度コンクリートを用いた柱梁接合部について算定した  $\beta_j$  は低減係数 0.9 を乗じることで本論で分析した実験結果の下限を押さえることができる。
- (4) 第4章では、最上階 L 形柱梁接合部に関する加力実験結果を分析し、以下のことを示した。

- ① 最上階 L 形柱梁接合部において梁上端主筋を機械式定着するためには、コンクリートボリュームを付加するなどして梁主筋の付着力を高めるか、柱主筋及び梁主筋の定着端に効果的に補強筋を配置して定着版前面の支圧力を高めることにより、機械式定着した梁主筋の定着耐力を高めることが必要であることを示し、必要な補強量の算定法を示した。
  - ② 接合部が開く側の加力方向では、接合部内で梁主筋、柱主筋が降伏する場合の曲げモーメントを算定し、梁端降伏耐力と比較していずれか小さい方を架構耐力とすることで、実験結果を整合良く評価できることを示した。
- (5) 第 5 章では、集合住宅及び集会施設を例として、在来工法で設計された建物の梁主筋を機械式定着に置換して本論で提案した設計法の検証を行った。この結果、最上階 L 形接合部、ト形接合部のいずれにおいても無理なく機械式定着に置き換えることが可能であることを示し、また、折り曲げ余長が無い分、柱梁接合部内の配筋は在来工法よりも整然とすることを示した。ただし、柱外面と梁外面を合わせているディテールの場合には、最上階 L 形接合部の補強を梁拘束型とすると、補強筋の配筋が非常に煩雑になるため、注意が必要である。

以上により、本論で示した検討法を活用すれば、 $F_c=100(\text{N}/\text{mm}^2)$ 級の高強度コンクリートを用いたト形柱梁接合部において梁降伏を実現する設計が可能であり、最上階 L 形柱梁接合部において梁上端主筋を機械式定着可能であることを示した。

## 6.2. 今後の課題

機械式定着工法は優れた省力化工法であり、機械式定着工法を用いることで配筋が整然となることも可能である。一方で、フック定着の余長部のような計算外余力が無いため、第4章に示した実験結果のように、定着部周囲の補強が不十分であると著しく性状が劣化する場合がある。また、ト形接合部ではあるが、柱主筋又は梁主筋の定着端位置におけるコンクリートの拘束が十分ではない場合もあると考えられる、ピロティ柱-梁接合部や、幅広梁-柱接合部についても、定着部周囲の補強が不十分であると著しく性状が劣化する場合があると考えられる。これらの箇所についても機械式定着を使用したいというニーズがあり、本研究で適用の可能性を示した最上階 L 形接合部に対する補強方法を応用できる可能性も考えられる。しかし、本論では具体的な補強詳細の検討までは行えておらず、今後の課題である。

以上

謝辭

## 謝辞

本研究は、鉄筋コンクリート造建築物に用いる機械式定着工法に関するものです。私が機械式定着工法に初めて携わったのは、1998年、(株)堀江建築工学研究所に入社した年ですので、四半世紀に渡り機械式定着工法に携わっていることとなります。東京鉄鋼株式会社の機械式定着工法「プレートナット工法」の設計施工指針の作成に向けたプロジェクトが1998年に始まり、私はキックオフから参加させて頂きました。そのプロジェクトで当時大阪工業大学にいらした田才晃先生とお会いし、ト形接合部部分架構実験の試験体計画などのお手伝いをさせて頂きました。八幡実験場まで治具の寸法を計測しに行ったのも懐かしい思い出です。田才先生が横浜国立大学に移られてからも機械式定着工法に関する共同研究に参加させて頂き、高強度材料を用いたト形接合部部分架構実験、最上階L形接合部部分架構実験に携わらせて頂きました。L形接合部の実験が一段落した頃だったと思いますが、田才先生から、今までの実験成果を博士論文として纏めることを勧められました。当時はどのような論文にできるのか具体的なイメージが出来ず、目に見える進展が殆ど無かったにも拘らず、早く論文を纏めましょうとずっと励まし続けて下さった田才晃先生には本当に感謝の念しかございません。

田才先生から引き継ぐ形で私の面倒を見て頂き、指導教官として拙論を指導して頂いた、横浜国立大学大学院准教授杉本訓祥先生に深く感謝いたします。なかなか進まない私の研究を文句の一つもなく見守って頂き、また、私が研究の方向性を見誤りそうになった際には的確なご助言を頂きました。こうして論文を纏めることが出来たのは杉本先生のご指導のおかげと深く感謝しております。

拙論の審査委員となさせて頂きました、松本由香先生、河端昌也先生、佐土原聡先生、石田孝徳先生には、貴重なご意見を沢山頂きました。深く感謝いたします。

横浜国立大学での実験の遂行にあたっては、技術職員の畠中雄一氏に多大なご協力を頂きました。深く感謝申し上げます。

試験体計画、加力実験、実験結果の考察は、大阪工業大学及び横浜国立大学の学生(当時)の皆様のご協力が無ければ成しえないことでした。本当に有難うございました。

本論で参照した実験結果は全て、東京鉄鋼株式会社「プレートナット工法」の開発の一環として行われたものです。実験計画から材料の供給に至るまで、東京鉄鋼株式会社の多くの方にご協力いただきました。とりわけ、足立智弘氏には長きに渡り、実験計画から実験結果の考察に至るまで多くの議論をさせて頂き、機械式定着工法についてより多くの知見を得ることが出来ました。深謝いたします。

なかなか論文の方向性が纏まらず論文執筆を諦めかけたこともありましたが、(株)堀江建築工学研究所現会長の太田勤氏が強く背中を押してくださいました。会社の直接的な利益に繋がるわけではない論文執筆を強く勧めて下さった太田勤氏に深く感謝いたします。

本論で参照した実験の遂行、工法開発に際しては、大変多くの方と議論する機会を頂き、大変多くの知見を頂きました。深く感謝いたします。

最後に、たまの休日に自宅でPCに向かって唸っている私を応援し続けてくれた最愛の妻、そして、足元にじゃれついてきた愛猫たちに感謝いたします。

2023年3月

清原 俊彦