

論文 鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部のせん断挙動算定法に関する研究

北村 祐馬*1・津田 和明*2

要旨：鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部のせん断挙動算定法に関する研究は数が少ない。日本建築学会の「靱性保証型耐震設計指針」に示されている手法は、実験結果の分析によりせん断強度や剛性を定め、せん断挙動を評価している。そこで、筆者らは理論的なせん断挙動算定法を検討することにした。既報では、せん断終局強度を理論的に算定できる可能性を示すことができたが、手法の検証に用いた FEM 解析結果に問題があることが判明した。そこで、せん断終局強度算定法の検証を再度行い、その結果を踏まえ、せん断挙動算定法を検討した。

キーワード：ト形柱梁接合部、せん断挙動、トラス理論、FEM 解析

1. はじめに

地震時に接合部の損傷が進行すると、層の復元力特性に大きな影響を及ぼす可能性がある。よって、接合部のせん断挙動（せん断力～せん断ひずみ度関係）を適切に評価する必要がある。日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」¹⁾（以下、靱性指針と称す）では、接合部のせん断終局強度を含むせん断挙動算定法は、実験結果の分析結果に基づくものであり、理論的背景は明確ではない。既往研究²⁾では、理論的にアプローチしているものもあるが、その算定手法はかなり複雑であり、設計への適用が困難となる可能性がある。そこで、筆者らは接合部のせん断抵抗機構に基づいた理論的かつできるだけ簡便なせん断挙動算定法を検討することにした。既報³⁾では、せん断終局強度を理論的に算定できる可能性を示すことができたが、手法の検証に用いた FEM 解析結果に問題があることが判明した。よって、せん断終局強度算定法の検証を再度行った。さらに、この結果を踏まえ、せん断挙動算定法を検討した。本報では、この検討結果を報告する。

2. せん断終局強度算定法

2.1 既往のせん断終局強度算定法

今回対象としたのは、靱性指針に示されている手法¹⁾（以下、靱性指針式と称す）と寺岡が提案している手法⁴⁾（以下、寺岡式と称す）である。

靱性指針式を式(1)に示す。以下、式中の記号の単位は、SI 単位系であり、力は N、距離は mm である。

$$V_{ju} = 0.7 \cdot 0.85 \cdot (0.8 \times \sigma_B^{0.7}) \cdot b_j \cdot D_j \quad (1)$$

上式中の σ_B はコンクリートの圧縮強度、 b_j は接合部有効幅、 D_j は接合部有効せいである。

寺岡式を式(2)、(3)に示す。

$$Q_{pm} = \tau_{pu} \cdot \ell_{do} \cdot \frac{b_b + b_c}{2} \quad (2)$$

$$\tau_{pu} = 0.377 \cdot \sigma_B^{0.46} \cdot b p_t^{0.66} \cdot \left(\frac{\ell_{dh}}{d_{bd}} \right)^{0.28} \cdot \frac{j_b + \ell_{do}}{\sqrt{j_b^2 + \ell_{do}^2}} + 0.4 \cdot p_w \cdot w \sigma_y \quad (p_w \cdot w \sigma_y \leq 3.92) \quad (3)$$

上式中の ℓ_{do} は有効せい、 b_b は梁幅、 b_c は柱幅、 σ_B はコンクリートの圧縮強度、 $b p_t$ は梁の引張鉄筋比（%）、 ℓ_{dh} は梁主筋の定着投影長さ、 d_{bd} は梁主筋径、 j_b は梁の応力中心間距離、 p_w は接合部の横補強筋比、 $w \sigma_y$ は横補強筋の降伏強度である。

2.2 提案手法

この提案手法は、基本的に既報³⁾と同じであり、この提案手法の概念を図-1に示す。主圧縮方向角度 θ は柱と梁の圧縮領域で決定し、算定位置は梁主筋位置（二段筋の場合は、それらの重心位置）を採用した。また、この提案手法におけるせん断終局強度は、十字形の算定手法⁵⁾に倣い、圧縮ストラットの圧壊で決定するものとした。これは、水平バネの降伏で決定するせん断終局強度も考慮していたが、せん断終局強度算定（圧縮ストラット圧壊もしくはせん断補強筋降伏のどちらかで強度を決定する）の提案手法の算定精度を、FEM 解析結果を用い

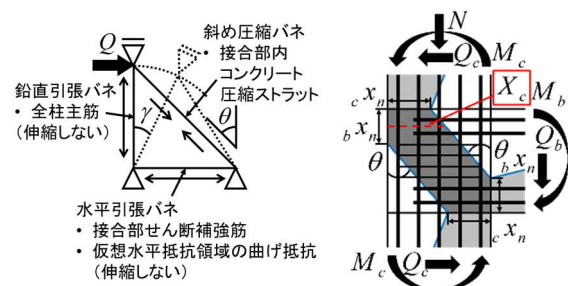


図-1 提案手法の概念

*1 近畿大学大学院 産業理工学研究科（学生会員）

*2 近畿大学 産業理工学部建築・デザイン学科教授 博士（工学）（正会員）

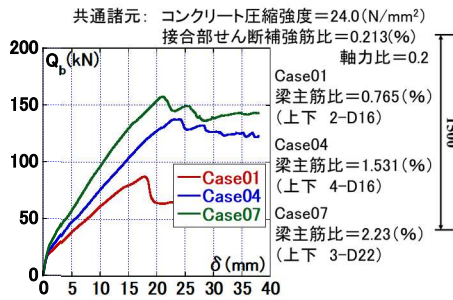


図-2 既報のFEM解析結果

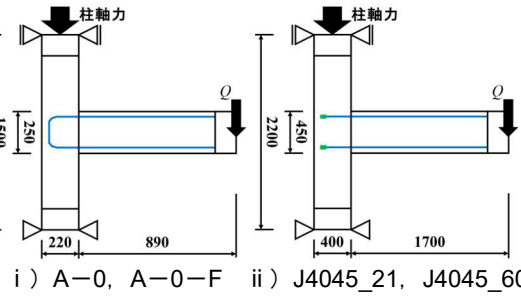


図-3 解析対象試験体

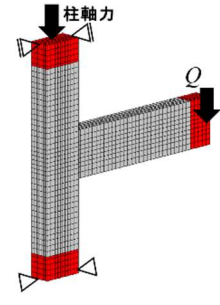


図-4 解析モデルの一例

表-1 解析対象試験体諸元

梁主筋の定着工法		折り曲げ式定着		機械式定着	
試験体		A-0	A-0-F	J4045_21	J4045_60
コンクリート	圧縮強度(N/mm²)	27.0		23.8	58.4
	ヤング係数(N/mm²)	2.17 × 10⁴		2.66 × 10⁴	3.29 × 10⁴
柱	断面(b × D) (mm)	220 × 220		400 × 400	
	主筋	12-D13(高)	12-D13	12-D22 (SD490)	
梁	せん断補強筋	φ 6.35@50	φ 6@50	4-D10@100 (SPR785)	
	断面(b × D) (mm)	160 × 250		350 × 450	
梁	引張主筋	4-D13(高)	4-D13	4-D25 (SD980)	
	せん断補強筋	φ 6.35@50	φ 6@50	2-D10@60 (SPR785)	
接合部	せん断補強筋	φ 6@50 (3組)		2-D10@100 (3組) (SD295)	

て検証した結果、算定法のせん断終局強度は全て圧縮ストラットの圧壊で決定していたためである。よって、ここでは圧縮ストラットの圧壊に限定して記述する。この算定手法を式(4)～(6)に示す。

$$Q_{su} = \frac{v_j \cdot j \sigma_B \cdot \sin 2\theta}{2} \cdot X_c \cdot b_c \quad (4)$$

$$v_j = \begin{cases} 0.7 - \frac{j \sigma_B}{200} & j \sigma_B \leq 45 (N/mm^2) \\ 1.698 \cdot j \sigma_B^{-0.333} & j \sigma_B > 45 (N/mm^2) \end{cases} \quad (5)$$

$$X_c = c x_n + \frac{b n_1 \cdot b d_{t1} + b n_2 \cdot b d_{t2}}{b n_1 + b n_2} \cdot \tan \theta \quad (6)$$

上式中の v_j はコンクリートの有効圧縮強度係数、 $j \sigma_B$ は接合部のコンクリート圧縮強度、 θ は柱と梁の圧縮領域で決まる主圧縮方向角度、 X_c は梁主筋位置における水平方向の圧縮ストラット幅、 b_c は柱幅である。他の記号については、既報³⁾を参照願いたい。

2.3 FEM 解析の再検討

既報³⁾における既往実験結果を用いて精度検証した FEM 解析によって、パラメトリック解析を行った結果、梁主筋本数が少ない場合 (2 本)、接合部幅方向の応力度が不均一となり、これに起因して図-2 に示すように最大耐力が著しく低下することが分かった。またこの際、接合部内の梁主筋の定着工法についても考慮しておらず、モデル化をしていなかった。これらを踏まえ、FEM 解析を再度実施した。今回考慮した定着工法は、折り曲げ式定着 (U 字型定着も含む) と機械式定着である。

まずは、解析仮定の妥当性を把握するために石田ら (折り曲げ式定着)⁶⁾と三浦ら (機械式定着)⁷⁾の既往実験結果を対象にシミュレーション解析を行った。対象とした試験体形状を図-3 に、諸元を表-1 に、鉄筋の材料特

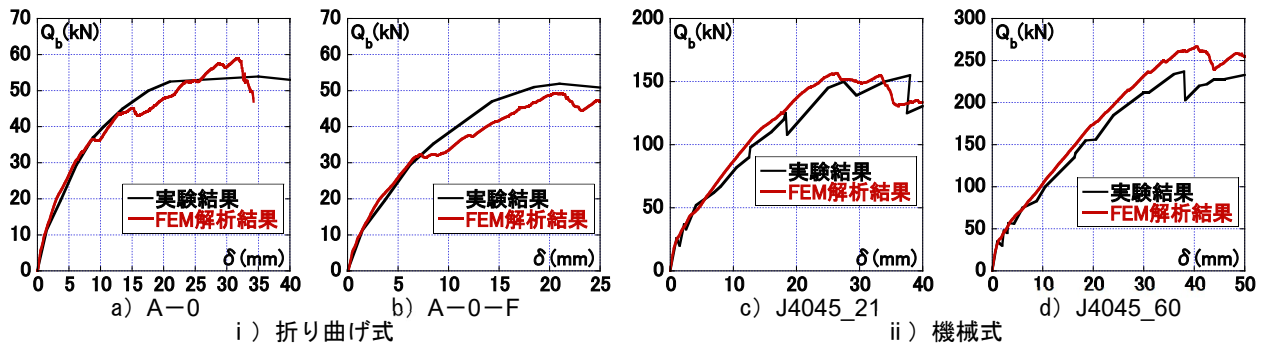
表-2 解析対象試験体の材料特性

梁主筋の定着工法	鉄筋径	降伏強度 (N/mm²)	ヤング係数 (N/mm²)
折り曲げ式定着	φ 6	270	175400
	φ 6.35	876	203000
	D13	466	194000
	D13 (高)	700	208000
機械式定着	D10 (SD295)	367	180100
	D10 (SPR785)	891	209700
	D22 (SD490)	540	188000
	D25 (SD980)	1142	192200

性を表-2 に示す。これらの実験では、所定の軸力を与えた後に、これを保持しながら梁端部に鉛直方向力を正負交番繰返して載荷している。

FEM 解析に用いたプログラムは「FINAL」である。解析モデルの一例を図-4 に示す。解析モデルは対称性を考慮し、境界面全節点に Y 方向の並進及び X、Z 軸の回転を拘束した幅方向にハーフモデルとした。また、実験の治具を再現した部分において、柱頭部の両端部にはローラー支持になるように Z 方向の並進と Y 軸の回転以外を、柱脚部の両端部にはピン支持になるように Y 軸の回転以外を拘束した。実験と同様に、所定の柱軸力を分布荷重で与えた後、これを保持しながら梁端部に鉛直変位を増分で与えた。コンクリートは六面体要素、柱と梁の主筋は付着特性を考慮した線材要素、せん断補強筋は埋め込み鉄筋でモデル化し、各部材端部ではコンクリートと主筋は剛結した。コンクリートの圧縮応力度～ひずみ度関係は修正 Ahmad モデル⁸⁾、ひび割れ後の圧縮強度とその時のひずみ度は長沼の提案式により低減し、ひび割れ後のひび割れ面のせん断力伝達特性は Al-Mahaidi の提案⁹⁾、テンションスティフニング特性は出雲らのモデル¹⁰⁾ (C=1.0)、付着応力度～すべり関係は Naganuma のモデル¹¹⁾を用い、付着強度は靱性指針に示された式で定め、その時のすべり変位は 2.0mm とした。また、折り曲げ式定着の場合は、折り曲げ鉄筋部分は杭のような働きを考えると考え、この部分には圧縮方向には剛性が十分に大きく、引張方向には剛性が 0 になるような十分に小さくなる特性を与え、機械式定着の場合は、コンクリート節点と梁主筋端部を剛結した。

FEM 解析結果より得られた梁せん断力～鉛直変位関係を実験結果と比較し、図-5 に示す。同図より、耐力比 (実験最大耐力を FEM 最大耐力で除した値) は A-0 が



図－5 梁せん断力～鉛直変位関係の比較

表－3 パラメトリック解析共通諸元

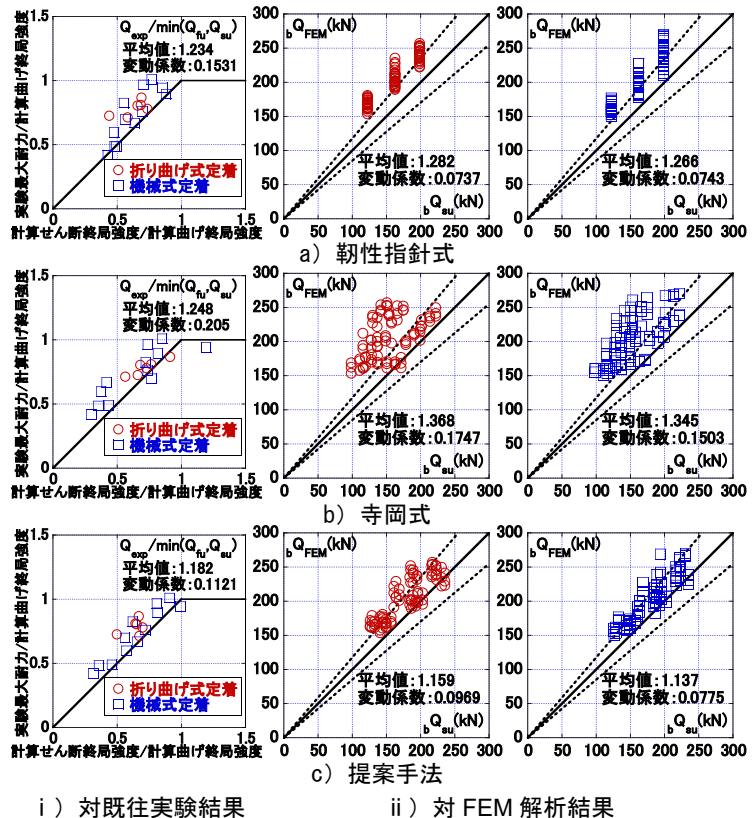
柱断面 b×D	梁断面 b×D	柱主筋	柱、梁の せん断補強筋
400×400	350×450	12-D16	2-D13@50

表－4 パラメトリック解析諸元

解析ケース	軸力比	梁主筋比 (%)	接合部せん断補強筋比 (%)
1, 28, 55	0	1.011	0.437 2-D10@75
2, 29, 56		上下	0.847 2-D13@75
3, 30, 57		4-D16	1.270 2-D13@50
4, 31, 58		1.458	0.437 2-D10@75
5, 32, 59		上下	0.847 2-D13@75
6, 33, 60		4-D19	1.270 2-D13@50
7, 34, 61		2.58	0.437 2-D10@75
8, 35, 62		上下	0.847 2-D13@75
9, 36, 63		4-D25	1.270 2-D13@50
10, 37, 64	0.1	1.011	0.437 2-D10@75
11, 38, 65		上下	0.847 2-D13@75
12, 39, 66		4-D16	1.270 2-D13@50
13, 40, 67		1.458	0.437 2-D10@75
14, 41, 68		上下	0.847 2-D13@75
15, 42, 69		4-D19	1.270 2-D13@50
16, 43, 70		2.58	0.437 2-D10@75
17, 44, 71		上下	0.847 2-D13@75
18, 45, 72		4-D25	1.270 2-D13@50
19, 46, 73	0.2	1.011	0.437 2-D10@75
20, 47, 74		上下	0.847 2-D13@75
21, 48, 75		4-D16	1.270 2-D13@50
22, 49, 76		1.458	0.437 2-D10@75
23, 50, 77		上下	0.847 2-D13@75
24, 51, 78		4-D19	1.270 2-D13@50
25, 52, 79		2.58	0.437 2-D10@75
26, 53, 80		上下	0.847 2-D13@75
27, 54, 81		4-D25	1.270 2-D13@50

※解析ケース 1～27 はコンクリートの圧縮強度=24.0 (N/mm²),

28～54 は 36.0 (N/mm²), 55～81 は 48.0 (N/mm²) である。



図－6 各算定手法の精度検証結果

0.915, A-0-F が 1.055, J4045_21 が 0.949, J4045_60 が 0.888 で、梁せん断力～鉛直変位関係は実験結果と良好に対応したため、解析仮定は妥当であると判断しパラメトリック解析を行った。

パラメトリック解析の共通諸元を表－3に、その他の諸元（パラメータ）を表－4に示す。柱の支点間高さは 2200mm, 梁の加力点と接合部中心間距離は 1900mm である。パラメータはコンクリート圧縮強度、軸力比、梁主筋比、接合部せん断補強筋比とし、折り曲げ式と機械式でそれぞれ 81 ケースの計 162 ケースで解析を行った。また、曲げ降伏防止のために柱と梁の主筋は弾性とした。

2.4 各算定手法の精度検証

既往実験結果 (18 体) 6), 7), 12)～14) と FEM 解析結果 (162 体) を用いた各算定手法の精度検証結果を図－6に示す。ここで用いた既往実験結果の検証用試験体は、コンクリートの圧縮強度は 23.8～133.8 (N/mm²), 軸力比は 0～

0.236, 梁主筋比は 1.288~3.86 (%)、接合部のせん断補筋比は 0.237~0.789 (%) である。柱と梁の曲げ終局強度は、既報⁵⁾と同様の手法で算定した。また、同図は梁主筋の定着工法によって記号を分けた。折り曲げ式定着工法は○, 機械式定着工法は□である。対既往実験結果では、強度比(実験最大耐力を計算曲げ終局強度と計算せん断終局強度の最小値で除した値)に関する値, 対 FEM 解析結果では、強度比(FEM 最大耐力を計算せん断終局強度で除した値)に関する値の平均値と変動係数を示しており、点線は±15 (%)を示している。

同図より、靱性指針式は、既往実験結果と FEM 解析結果の両方に対して、少し安全側に評価したが、ばらつきは小さく精度は良かった。しかし、これはコンクリートの圧縮強度のみを考慮した実験式であり、他の因子の影響を考慮していない点が問題である。寺岡式は、既往実験結果と FEM 解析結果の両方に対して、大きく安全側に評価するものがあり、ばらつきも大きかった。提案手法は、既往実験結果と FEM 解析結果の両方に対して、ばらつきが小さく最も精度が良かった。また、FEM 解析結果より得られた最大耐力時の最小主応力度コンターと提案手法による圧縮ストラット形状を比較し、図-7 に示す。この際、計算による圧縮ストラット形状を黒線で示している。同図より、提案手法による圧縮ストラット形状は、FEM 解析結果と概ね対応していることが分かった。

3. せん断挙動算定法

3.1 既往のせん断挙動算定法

靱性指針に示されているせん断応力度～せん断ひずみ関係算定法概念を図-8 に、式(7)～(12)に示す。

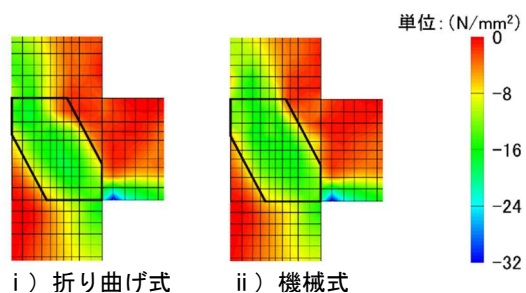
$$\tau_{cr} = \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \quad (7)$$

$$\sigma_T = 0.470 \sqrt{\sigma_B} \quad (8)$$

$$G_1 = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (9)$$

$$\nu = 4.08 \times 10^{-4} \cdot \sigma_B + 0.169 \quad (10)$$

$$\tau_{ju} = 0.587 \cdot \sigma_B^{0.718} \quad (11)$$



i) 折り曲げ式 ii) 機械式
図-7 FEM 解析結果と提案手法の
圧縮ストラット形状の比較 (Case27)

$$G_2 = G_{2i} \cdot K_0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \quad (12)$$

上式中の σ_T はコンクリートの引張強度, σ_0 は柱の軸応力度, G_1 は初期剛性, ν はコンクリートのポアソン比, G_2 は第2 剛性, G_{2i} は係数 $K_0 \sim K_3$ がすべて 1.0 のときの基準となる第2 剛性 (=1593N/mm²), $K_0 \sim K_3$ は各因子を考慮した係数である。

3.2 提案手法

提案手法は、日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」¹⁵⁾に示された耐震壁の算定手法を準用した。このせん断応力度～せん断ひずみ度関係算定法概念を図-9 に示す。

まずは、せん断ひび割れ点について述べる。せん断ひび割れ強度は、基本的に主応力度式で理論的に評価することができる。しかし、FEM 解析結果を見ると、接合部の初期ひび割れは、必ずしも接合部中央に斜めに生じるとは限らず、接合部の引張側入隅部近傍に斜めもしくは垂直に生じる場合があり、これらはかなり早期に生じ、これによって接合部のせん断剛性が低下することが確認された。そこで、このひび割れ発生時のせん断力を適切に評価できる算定手法を考案することにした。

接合部の引張側入隅部近傍に生じるひび割れについて FEM 解析結果を分析した結果、軸力比が 0 の時はひび割れが傾いており、軸力比が大きくなるにつれて、ひび割れが鉛直になることが分かった。そこで、柱の圧縮応力度の絶対値がコンクリートの引張強度に達した時、このひび割れが梁主筋の引張力のみによって鉛直方向に生じると考えた。この際、この梁主筋の引張力を式(13)によって求め、このひび割れ発生時の接合部せん断力(梁のモーメント最大位置のモーメントから算定)を算定した。

$$T = \alpha \cdot \beta \cdot 0.563 \sqrt{\sigma_B} \cdot 2d \cdot b_c \quad (13)$$

上式中の α (=1.324) は $\sigma_0=0$ の時、FEM 解析結果と対応するように定めた係数, β は $\sigma_0=0$ の時 $\beta=1/\sqrt{2}$, $\sigma_0=-0.563\sqrt{\sigma_B}$ の時 $\beta=1$ となるように定めた係数, d は引張縁から引張梁主筋重心位置までの距離である。

そして、接合部のせん断ひび割れ強度は、このひび割れ発生時のせん断力と主応力度式によるせん断ひび割れ強度の最小値を採用し、後者を式(14)～(16)に示す。

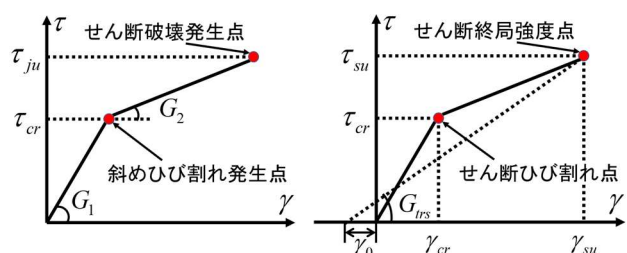


図-8 靱性指針の
せん断応力度～せん断
ひずみ度関係概念

図-9 提案手法の
せん断応力度～せん断
ひずみ度関係概念

$$Q_{cr} = \frac{\tau_{cr} \cdot b_c \cdot D_c}{\kappa_s} \quad (14)$$

$$\tau_{cr} = \sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \quad (15)$$

$$\sigma_T = 0.33\sqrt{\sigma_B} \quad (16)$$

上式中の κ_s は応力度法によるせん断に対する形状係数 (=1.5), D_c は柱せいである。

次に, せん断終局強度点について述べる。せん断終局強度時のせん断ひずみ度 γ_{su} は, トラス剛性 G_{trs} を用いて算定し, 軸方向力によりせん断ひずみ度の進展が遅れる挙動を, トラス剛性の起点を軸方向応力度分 (γ_0) 左にシフトさせることで表した。これらを式(17)~(20)に示す。

$$G_{trs} = \frac{1}{\frac{1}{K_2 \cdot \cos^2 \theta \cdot \sin^2 \theta} + \frac{\tan^2 \theta}{K_x} + \frac{1}{K_y \cdot \tan^2 \theta}} \quad (17)$$

$$\gamma_{cr} = \frac{\kappa_e \cdot Q_{cr}}{G \cdot b_c \cdot D_c} \quad (18)$$

$$\gamma_{su} = \frac{\tau_{su}}{G_{trs}} - \gamma_0 \quad (19)$$

$$\gamma_0 = \frac{\sigma_0}{K_y \cdot \tan \theta} \quad (20)$$

上式中の K_2 は補正係数を乗じたコンクリートの斜め圧縮方向のバネ剛性, K_x は水平方向の単位面積当りの平均バネ剛性, K_y は鉛直方向の単位面積当りの平均バネ剛性であり, これらを式(21)~(23)に示す。

$$K_2 = 0.168 \cdot {}_j E_c^{0.38} \cdot {}_j E_c \cdot \frac{1}{0.01 \cdot {}_j \sigma_B + 0.8} \quad (21)$$

$$K_x = K_f + {}_j p_w \cdot {}_j E_{ws} \quad (22)$$

$$K_y = {}_c p_g \cdot {}_c E_s \quad (23)$$

上式中の ${}_j E_c$ は接合部コンクリートのヤング係数, K_f は仮想水平抵抗領域の曲げ抵抗による水平抵抗バネ剛性 (後述する), ${}_j p_w$ は接合部のせん断補強筋比, ${}_j E_{ws}$ は接合部せん断補強筋のヤング係数, ${}_c p_g$ は柱の主筋比, ${}_c E_s$ は柱主筋のヤング係数である。

また, FEM 解析結果を用いて, 接合部が水平方向にどのように変形しているかを確認するため, 接合部中央を基準とし, 接合部左右の伸び量を比較した。この比較結果を図-10に示す。この際, 接合部部分の高さ方向全節点の水平変位量を平均化することによって伸び量を算定した。同図より, 梁の取り付けられている方も大きく変形していることが分かった。十字形においても接合部の両側で水平方向に変形することが予想され, 場合によっては水平方向のバネが降伏する可能性もあるが, 十字形のせん断終局強度はコンクリート圧壊のみで精度良く算定できている (文献 5) を参照) ことから, 接合部ではこれによってせん断終局強度が決定する可能性は小さいと思

われる。以上から, 接合部のせん断挙動算定時では, 接合部両側の仮想水平抵抗領域が変形すると仮定した。この概念を図-11に示す。この際, 接合部高さはその上下に剛強なスタブ的なものが存在しないことから, 接合部高さは上下に柱せいの 1/4 だけ長くなるとした。これらを式(24), (25)に示す。

$$K_f = \frac{360 \cdot {}_j E_c \cdot I_c \cdot (D_c - \alpha D_c)}{b_c \cdot \left(D_b + 2 \cdot \frac{1}{4} D_c \right)^4} \quad (24)$$

$$\alpha = 0.206 - 0.0372 \left(\frac{D_c}{D_b} \right) \quad (25)$$

上式中の I_c は仮想水平抵抗領域の断面二次モーメント, D_b は梁せいである。

さらに, FEM 解析結果と提案手法の水平方向バネ剛性を比較した。この際, 水平方向ひずみ度は, FEM 解析結果では式(26)で, 提案手法では式(27), (28)で算定した。

$$\varepsilon_x = \frac{\delta_{右} - \delta_{左}}{D_c} \quad (26)$$

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{K_x} \quad (27)$$

$$\sigma_x = \tau \cdot \tan \theta \quad (28)$$

FEM 解析結果と提案手法のせん断力~水平方向ひずみ度関係を比較した結果を図-12に示す。同図のように, 接合部のせん断補強筋が多い場合, FEM 解析結果と良好に対応しないものがあつたため, 今回は FEM 解析結果との対応を見て, 計算上の接合部せん断補強筋比を 0.8%までに制限することにした。しかし, これについては判然とした理由はないため, 今後詳細に検討したい。

3.3 各算定手法のせん断力~せん断ひずみ度関係の比較

FEM 解析結果におけるせん断ひずみ度算定の概念を図-13に示す。既往実験結果¹⁶⁾と FEM 解析結果を用いて, 各算定手法のせん断力~せん断ひずみ度関係を比較した結果を図-14に示す。紙面の都合上, 4例のみを示している。V6035_0.3 のような横長接合部では, 計算による主圧縮方向角度 θ が 45° を大きく超えてしまったが, 実験のひび割れ状況を見るとひび割れ角度は概ね 45° であることが分かった。これより, 圧縮ストラット形状は今まで同様に, 柱と梁の圧縮領域で形状的に決めるが, せん断終局強度は計算上の角度 θ を 45° までに制限することにした。これは暫定的な制限であり, 今後さらなる検討を行いたい。同図より, 提案手法は靱性指針式に比べ, 既往実験結果と FEM 解析結果の両方に対し, 良好に対応することが分かった。

4. まとめ

鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部のせん断挙動算定法について検討した結果, 今後の検討を要する部分もあ

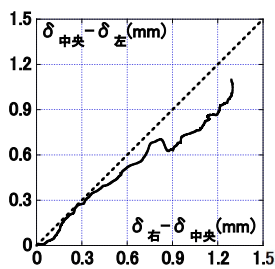


図-10 接合部左右の伸び量の比較 (Case26)

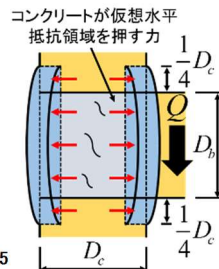


図-11 仮想水平抵抗機構の概念

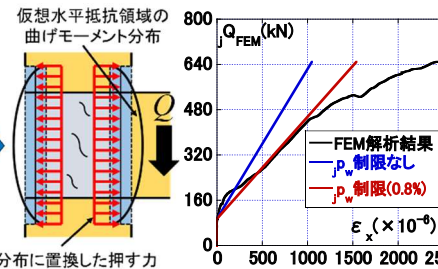


図-12 せん断力～水平方向ひずみ度関係 (Case03)

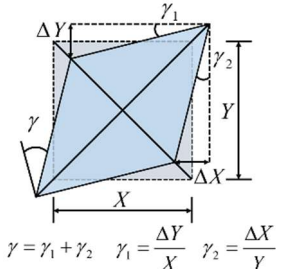
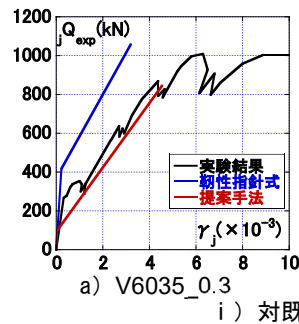
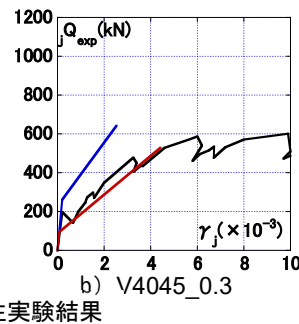


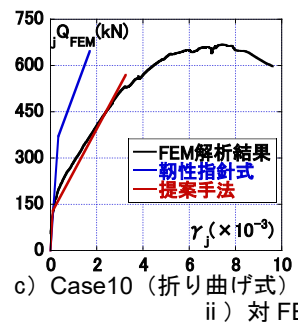
図-13 せん断ひずみ度算定の概念



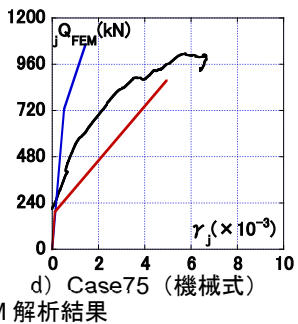
a) V6035_0.3



b) V4045_0.3



c) Case10 (折り曲げ式)



d) Case75 (機械式)

図-14 各算定手法のせん断力～せん断ひずみ度関係の比較

るが、概ね実挙動を精度良く算定できる手法を考案することができた。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.8
- 2) 楠原文雄，塩原等：鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の終局モーメント算定法，日本建築学会構造系論文集，第78巻，第693号，pp.1949-1958，2013.11
- 3) 北村祐馬，津田和明：鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部のせん断終局強度算定法に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.43，No.2，pp.127-132，2021
- 4) 寺岡勝：高層骨組における柱・梁接合部の耐震設計法に関する研究，フジタ技術研究報告，増刊第5号
- 5) 津田和明：鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部のせん断強度算定法に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，第29巻，pp.63-73，2018
- 6) 石田健吾，藤井栄，森田司郎，崔建宇：二方向地震力を受ける鉄筋コンクリート隅柱・梁接合部のせん断耐力，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，pp.953-958，1996
- 7) 三浦耕太，趙敏洙，迫田丈志，前田匡樹：梁主筋に機械式定着工法を用いたト形柱梁接合部の形状が構造性能に与える影響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.32，No.2，pp.259-264，2010
- 8) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第474号，

pp.163-170，1995.8

- 9) Al-Mahaidi, R.S.H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep.of Structural Engineering, Cornell Univ., Jan.1979
- 10) 出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，Vol.25，No.9，No87，9-1，pp107-120，1987.9
- 11) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O. and Eto, H. : Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.586, August., 2004.
- 12) 藤井栄，森田司郎：鉄筋コンクリート内部、外部接合部の性状の比較，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.2，pp.691-696，1990
- 13) 鬼海正臣，今井弘，カストロホワンホセ：機械式に定着された外柱梁接合部の構造性能に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.25，No.2，pp.907-912，2003
- 14) 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梁接合部の構造性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.27，No.2，pp.373-378，2005
- 15) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004
- 16) 三本菅良太，趙敏洙，迫田丈志，前田匡樹：RC造ト形接合部の立面形状が復元力特性に与える影響に関する実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.33，No.2，pp.361-366，2011