

割裂ひび割れ位置を考慮した L 形 RC 部材接合部の耐力算定法

渡部 孝彦^{*1}・村田 裕志^{*2}

Keywords : L-shaped RC structural members, corner section, joint section bearing capacity, splitting cracks

L 形 RC 部材接合部, 隅角部, 接合部耐力, 割裂ひび割れ

1. はじめに

我が国の土木分野における L 形 RC 部材接合部（以下、隅角部）の設計方法は、各示方書や対象とする構造物によって異なっている。コンクリート標準示方書¹⁾では部材接合部を照査する必要性について記載があるのみで具体的な設計方法については示されていない。また、鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物²⁾では、ラーメン構造物の部材接合部について、支点の不等沈下や地震の影響などにより複雑な応力状態になることからハンチをつけるとともに、鉄筋で十分に補強しなければならないとしている。しかし、その補強方法については配筋例が示されているのみで具体的な設計方法は示されていない。道路橋示方書³⁾では接合部の耐荷性能の照査を行っており、具体的な設計方法が示されている。しかし、部材端の曲げ破壊モーメントとの関係性は明確ではない。建築分野における鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説⁴⁾では、柱梁接合部に作用するモーメントにより破壊が生じるとする破壊機構に基づいた設計方法が採用されている。これは、楠原・塩原⁵⁾が提案した接合部降伏破壊時の節点モーメントの算定方法（以下、マクロモデル）を簡略化した略算法である。また、辛ら⁶⁾は L 形柱梁接合部を対象にしたマクロモデルを提案している。しかし、これらのマクロモデルはハンチおよびハンチ筋がある隅角部への適用については明確ではない。

一方、筆者ら⁷⁾は隅角部の正曲げ（内側引張）を対象にして、辛ら⁶⁾のマクロモデルを、ハンチを有する隅角部へ拡張する検討を行っている。筆者ら⁷⁾のマクロモデルでは、斜め方向の破壊面位置が部材中心（接

合部に接する部材の中心線の交点）を通るように設定することで、計算値が実験値と高い相関をもつことが確認されている。しかし、隅角部の割裂ひび割れは部材中心のやや内側に発生することが観測されており、破壊面位置を部材中心に設定する根拠が明確ではない。例として、過去に行われた L 形試験体の正負交番載荷実験^{8,9)}における、試験後の試験体状況を写真-1 に示す。特にハンチを有する場合は部材中心のやや内側に割裂ひび割れが生じており、ひび割れに沿ってコンクリートが剥落している様子が確認できる。さらに、筆者ら⁷⁾のマクロモデルでは割裂ひび割れ位置が計算値に与える影響が大きく、割裂ひび割れ位置の設定根拠を明確にする必要があると考えられる。

以上より本研究では、既往の実験結果および解析により隅角部における割裂ひび割れの発生状況や破壊性状を整理し、マクロモデルで対象とする破壊面位置の鉄筋およびコンクリートに発生する応力・ひずみを確認した。そして、隅角部の割裂ひび割れ位置を考慮した接合部耐力算定法を構築し、既往の実験結果を用いて構築した耐力算定法の妥当性を検証した。

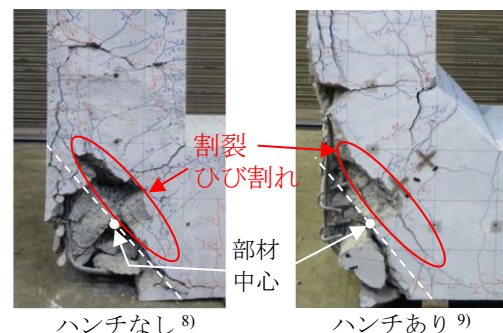


写真-1 割裂ひび割れの発生位置
Photo.1 Occurring place of crack

* 1 技術センター 社会基盤技術研究部 先端基盤研究室

* 2 技術センター 社会基盤技術研究部 材工研究室

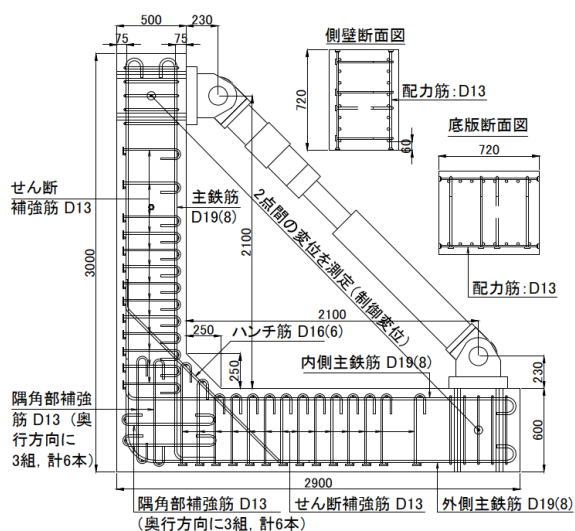


Fig.1 Specifications of specimen (Case1)

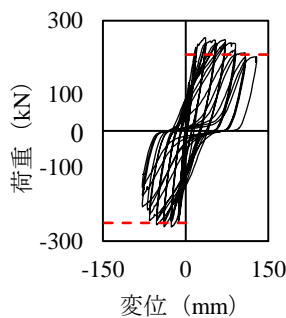
Table1 Material property

対象	項目	材料強度	単位
コンクリート	圧縮強度	34.7	N/mm ²
	ヤング係数	29.4	kN/mm ²
鉄筋 D19	降伏強度	391	N/mm ²
	引張強度	591	N/mm ²
	ヤング係数	184	kN/mm ²
鉄筋 D16	降伏強度	391	N/mm ²
	引張強度	591	N/mm ²
	ヤング係数	185	kN/mm ²
鉄筋 D13	降伏強度	391	N/mm ²
	引張強度	591	N/mm ²
	ヤング係数	189	kN/mm ²

2. 隅角部の破壊性状

2.1 実験概要

村田ら⁹⁾は実際に道路用ボックスカルバートを想定した側壁・底版の部材接合部の諸元を基にした 1/2 スケールの L 形試験体に対し、正曲げ（内側引張）と負曲げ（外側引張）の荷重を交互に載荷する正負交番載荷実験を実施している。本検討では村田ら⁹⁾が実施した実験のうち、隅角部補強鉄筋を有する Case1、隅角部補強鉄筋がない Case4 の実験結果を対象にした。試験体の諸元を図-1 に示す。ここでは隅角部補強鉄筋がある Case1 の諸元を示した。ハンチ筋は主鉄筋断面積の半分程度となるよう配筋されている。Case4 でも隅角部以外の配筋や外寸法は同様で、隅角部補強鉄筋がないことのみが Case1 と異なる。正負交番載荷は、側壁ハンチ上断面の主鉄筋が降伏する際の図-1 に示した 2 点間の変位を $1\delta y$ として 3 サイクル正負に繰返し、以降 $\pm 2\delta y$ 、 $\pm 3\delta y$ と実施された。実験に用いた材料の特性を表-1 に示す。



(a) 隅角部補強鉄筋あり (Case1)

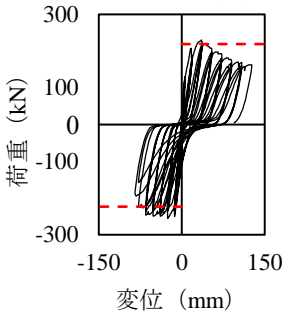
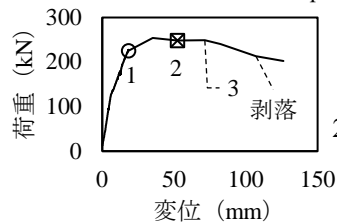


図-2 荷重-変位関係と実験後の外観

Fig.2 Load-displacement relationship, and outside view after experiment



○ハンチ上鉄筋降伏
□ハンチ基部鉄筋降伏
×隅角部補強鉄筋降伏

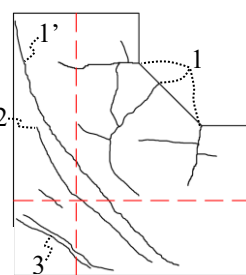


図-3 包絡線およびひび割れ性状 (Case1)

Fig.3 Envelopes and crack properties (Case1)

2.2 実験結果

2.2.1 荷重変位関係とひび割れ性状

荷重－変位関係を図-2 に示す。ここで、荷重はジャッキの荷重、変位は制御変位を示している。また、図中の破線は正負の主鉄筋初降伏時の荷重を表す。隅角部補強鉄筋なしのケースでは、隅角部が大きく損傷しており、正曲げ側で早期に荷重が低下している。また、正曲げ時には隅角部に斜め方向の割裂ひび割れが生じており、ひび割れに沿ってコンクリートが外側に剥落している様子が確認できた。隅角部補強鉄筋があるケースでも隅角部のコンクリートは損傷しているが、隅角部補強鉄筋の効果で損傷の程度はやや小さい。また、隅角部補強鉄筋の有無による割裂ひび割れ位置の変化は確認できない。

Case1 の正曲げ時の包絡線およびひび割れ性状を図-3 に示す。ハンチ上断面の主鉄筋が降伏するまでに、入

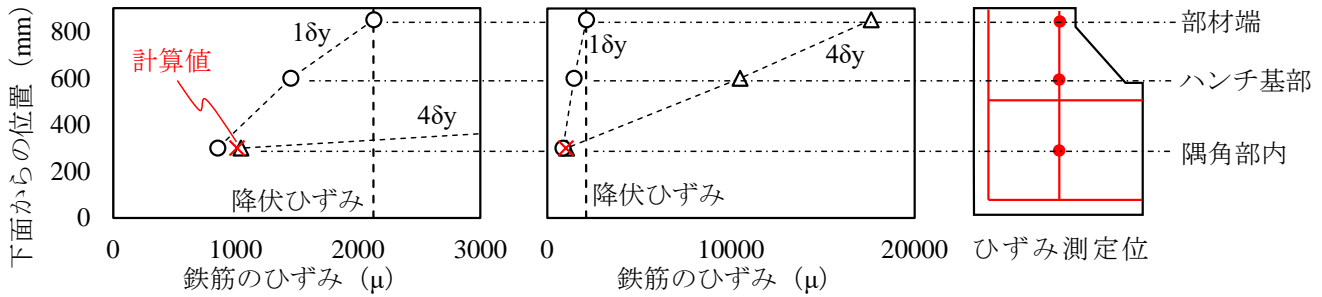


図-4 側壁内側主鉄筋のひずみ分布

Fig. Strain distribution of main reinforcement bar at inside of wall

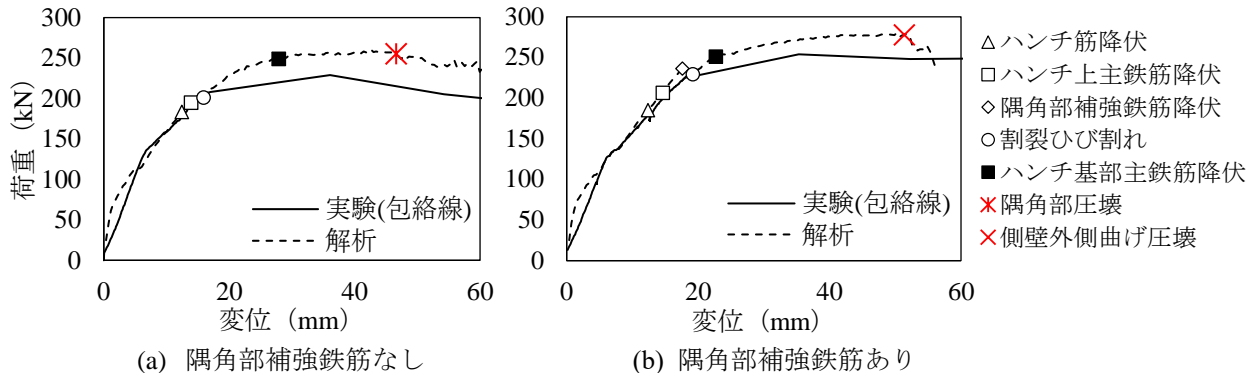


図-5 FEM 解析結果 (荷重-変位関係)

Fig.4 Result of FEA (load-displacement relationship)

隅部からのひび割れ 1 と、割裂ひび割れ 1'が生じた。

次に、 $3\delta y$ で側壁ハンチ基部断面の主鉄筋と、隅角部補強鉄筋が降伏し、割裂ひび割れが増加した (ひび割れ 2)。その後、隅角部外側のひび割れ 3 が発生し始めてから荷重が低下し、 $6\delta y$ で隅角部外側のコンクリートが大きく剥落した。大きく開口し、接合部破壊に影響が大きかったのは割裂ひび割れ 1'であった。ひび割れ図中の破線は側壁および底版の部材中心線を示しており、破線の交点が部材中心であるが、ひび割れ 1'が部材中心からやや内側にずれていることが確認できる。

2.2.2 鉄筋ひずみ

隅角部補強鉄筋があるケースの、側壁内側主鉄筋のひずみ分布を図-4 に示す。 $1\delta y$ では部材端 (ハンチ上) 断面において鉄筋のひずみが降伏ひずみに達していることが確認できる。さらに、 $4\delta y$ ではハンチ基部の断面まで鉄筋が降伏していることがわかる。一方、隅角部内の鉄筋ひずみはほとんど増加しておらず降伏もしていない。ここで、鉄筋の定着開始点をハンチ基部と仮定し、飯塚ら¹⁰⁾の付着すべりモデルにおける最大付着力を用いて計算した隅角部の鉄筋ひずみを図-4 中 (赤い×印) に示す。付着力の計算式を式(1)に示す。

$$\tau_{max} = 0.56\sqrt{f'_c}(C/D)^{0.4} \quad (1)$$

ここに、 τ_{max} : 最大付着強度 (N/mm^2)、 f'_c : 圧縮強度 (N/mm^2)、 C : かぶり (mm)、 D : 鉄筋径 (mm)、 $C/D \geq 2$ で τ_{max} 一定、である。計算値が隅角部内の主鉄筋ひずみ測定値と概ね一致していることを確認できた。

2.3 解析検討

2.3.1 荷重変位関係

隅角部に発生する応力およびひずみを確認するため、2次元有限要素解析を実施した。解析モデルは村田ら¹¹⁾の検討と同様である。解析結果として荷重変位関係を図-4 に示す。隅角部補強鉄筋がない場合には、隅角部内部のコンクリートが圧壊した時点で最大荷重 255.1kN に達し、その後に荷重が低下した。また、部材端の曲げ圧壊は生じなかった。一方、隅角部補強鉄筋がある場合には、隅角部内部のコンクリートは圧壊せず、側壁外側の曲げ圧壊により最大荷重 277.8kN で荷重が低下した。以上より、隅角部補強鉄筋があることで、隅角部内部のコンクリートの圧壊が防がれ、部材端での曲げ圧壊へと破壊性状が変化していることが確認された。なお、実験結果では隅角部補強鉄筋がある Case1 でも隅角部外側の損傷が見られるが、要因として、実験では正負繰返し载荷であるのに対し、解析では一方向の正载荷であるため隅角部の損傷に差が生じている

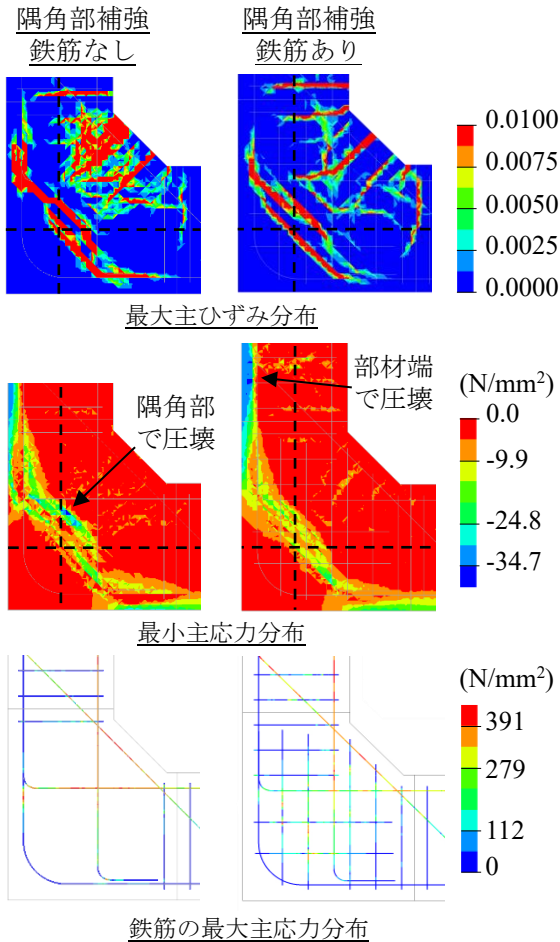


図-6 最大荷重時の応力・ひずみ分布
Fig.6 Stress and strain distribution at max load

ことなどが考えられる。

2.3.2 応力・ひずみ分布

最大荷重時の応力・ひずみ分布を図-6 に示す。最大主ひずみ分布は実験のひび割れ性状(図-3)と概ね一致しており、割裂ひび割れに該当する主ひずみは部材中心よりやや内側に発生していることが確認できた。また、最小主応力分布から、図-5 の考察で述べた通り、隅角部補強鉄筋の有無によってコンクリートの圧壊位置が変わることが確認できる。一方、鉄筋の応力分布からは、内側主鉄筋がハンチ基部まで降伏していることが確認できる。さらに、隅角部補強鉄筋がある場合には、ハンチ基部より隅角部外側に向かって鉄筋応力が減少しており、隅角部内の応力は最大 180～200N/mm² 程度であった。これは、実験で測定された鉄筋のひずみ分布(図-4)と同様の傾向であった。隅角部補強鉄筋がない場合には、底版の内側主鉄筋において隅角部内に大きな応力が発生しているが、これは割裂ひび割れに該当するひずみが増加したコンクリート要素で生じていることが確認された。底版内側主鉄筋の定着端部の鉄筋応力は 200～250 N/mm² 程度であった。

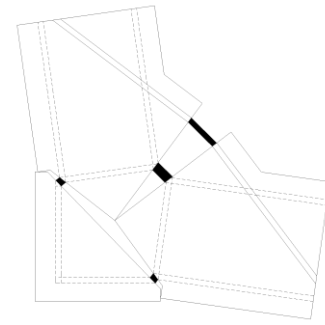


図-7 正曲げを受ける隅角部の分割モデル
Fig.7 Split model of knee joint at positive moment

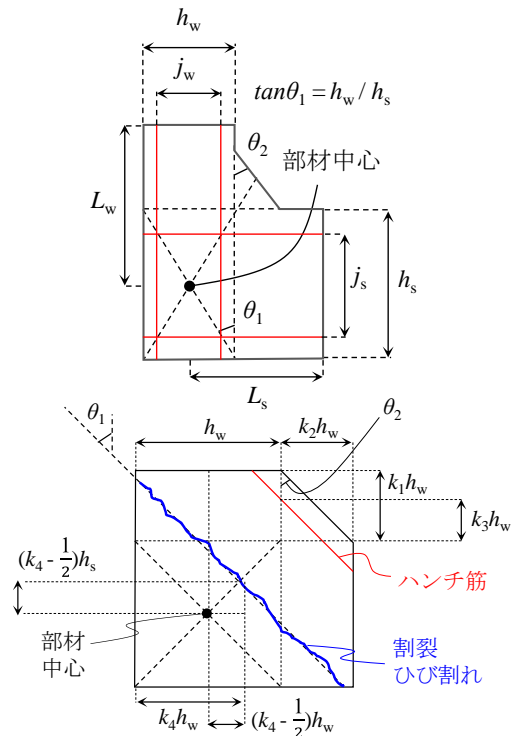


図-8 記号の定義
Fig.8 Dification of the symbol

3. 接合部耐力算定法

3.1 割裂ひび割れ位置を考慮した耐力算定法の構築

正曲げを受ける隅角部の分割モデルを図-7 に示す。また、記号の定義を図-8、作用する力の定義を図-9 に示す。ここで、 $T_1 \sim T_5$ は各鉄筋の力、 C_6 、 C_7 はコンクリートの力、 M は部材に作用するモーメント、 α はアーム長を示している。本モデルは分割ブロック A、B における並進方向の力およびモーメントの釣合式において、隅角部終局状態で作用する鉄筋やコンクリートの力を仮定することで、その状態での作用モーメント M を算出するものである。本モデルにおいて斜め方向の破壊断面位置は図-8 に示した係数 k_4 によって定められる。筆者ら $k_4 = 0.5$ を仮定し接合部耐力の算定を行った。また、内側主鉄筋の定着端部位置の T_{1V} や T_{1H} については、十分定着が取れているものとして 0 を仮定してい

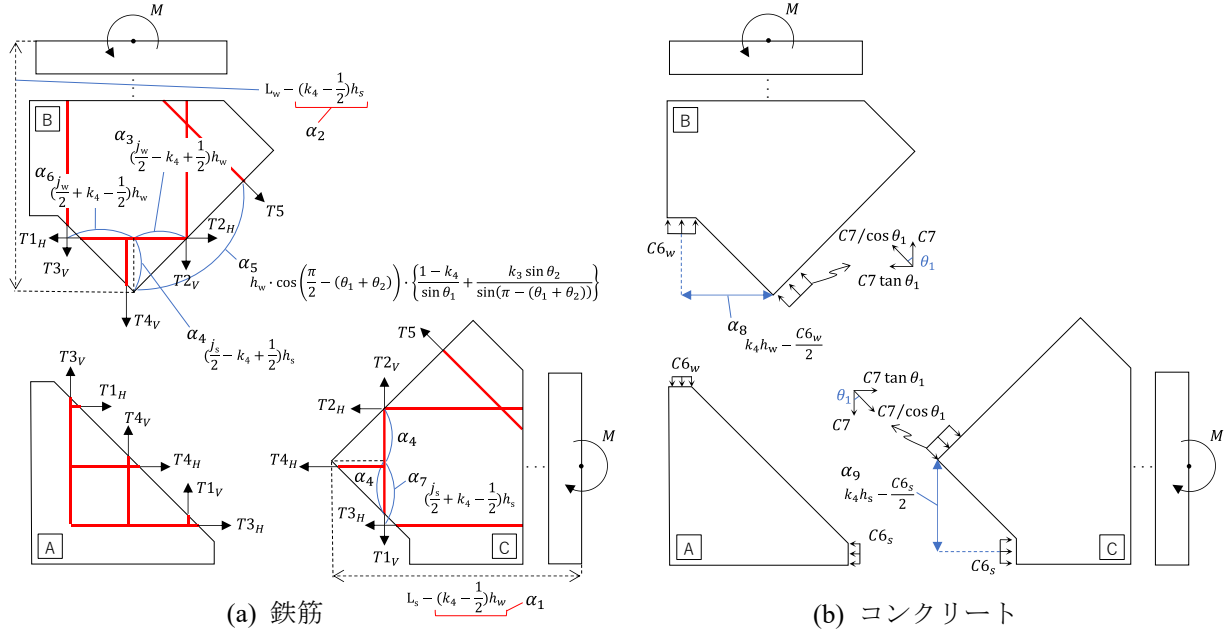


図-9 分割モデルにおいて作用する力の定義
Fig.9 Definition of the force at split model

た。

ここで、割裂ひび割れ位置が部材中心から内側に移動すると、 T_{1V} と T_{1H} の作用位置はハンチ基部付近で降伏を仮定している T_{2V} と T_{2H} の作用位置に接近する。この際に、当初の定着端部位置の鉄筋断面力を0とする仮定は成立しない。そこで、 T_{1V} は実験・解析結果から定着による鉄筋応力の減少を考慮することが妥当であると考えた。以上より釣合式を式(2)～(8)のように導出した。式(2)～(4)はブロックAの、式(5)～(7)はブロックBの力の釣合式である。また、式(8)は上述のように T_{2V} から定着による応力の減衰を考慮して T_{1V} を算出するものである。

$$T_{1H} + T_{3H} + T_{4H} - C_{6s} = 0 \quad (2)$$

$$T_{1V} + T_{3V} + T_{4V} - C_{6w} = 0 \quad (3)$$

$$-\alpha_4 T_{1H} + \alpha_7 T_{3H} + \alpha_3 T_{1V} - \alpha_6 T_{3V} - \alpha_9 C_{6s} + \alpha_8 C_{6w} = 0 \quad (4)$$

$$-T_{1H} + T_{2H} + T_5 \sin \theta_2 - C_7 \tan \theta_1 = 0 \quad (5)$$

$$-T_{3V} - T_{4V} - T_5 \cos \theta_2 - T_{2V} + C_{6w} + C_7 = 0 \quad (6)$$

$$\alpha_4 T_{1H} - \alpha_4 T_{2H} + \alpha_6 T_{3V} - \alpha_3 T_{2V} + \alpha_1 T_{4V} - \alpha_5 T_5 - \alpha_8 C_{6w} + \frac{\sin 2\theta_1}{2 \cos^2 \theta_1} C_7^2 + M = 0 \quad (7)$$

$$T_{1V} = T_{2V} - (\tau_{max} \cdot S \cdot 2\alpha_4) \quad \text{ただし } T_{1V} > 0 \quad (8)$$

ここに、 S は主鉄筋の周長 (mm) である。本検討では τ_{max} を式(1)によって算出したが、主鉄筋を定着する隅角部がマッシュな場合には算出方法を変更する必要があると考えられる。また、塩原¹²⁾の定義を参考に、

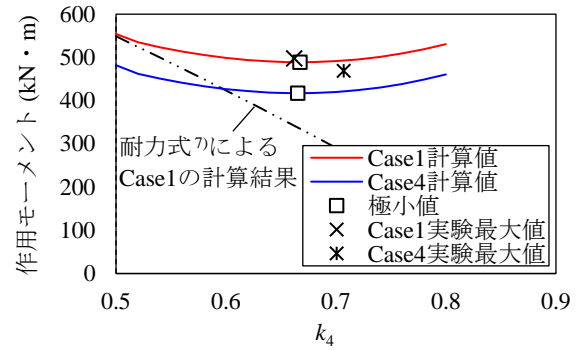


図-10 作用モーメントに与える k_4 の影響
Fig.10 Effect of k_4 on the moment of action

側壁内側主鉄筋 T_{2V} 、隅角部補強鉄筋 T_{4V} 、 T_{4H} 、ハンチ筋 T_5 が降伏し、隅角部のコンクリートが圧壊する状態を接合部破壊と定義する。接合部破壊時の作用モーメント M を接合部耐力 M_{j_cal} と定義し、式(2)～(8)を解くための仮定を以下のように整理した。

- T_{2V} 、 T_{4V} 、 T_{4H} 、 T_5 は降伏していると仮定する
- 外側主鉄筋 (T_{3V} 、 T_{3H}) の圧縮力はコンクリートの圧縮力で受け持つとして、 $T_{3V} = T_{3H} = 0$ を仮定する
- M が最小となる k_4 を斜め方向の破壊断面位置とし、極小値 M を接合部耐力 M_{j_cal} と定義する

本仮定により、代数的に式(2)～(8)を解いて作用モーメント M を計算し、繰り返し計算により極小値となる接合部耐力 M_{j_cal} を算出できる。計算例として実験Case1, 4を対象に、 k_4 を変数とした際の作用モーメント M の計算結果を図-10に示す。なお、 $k_4 \neq 0.5$ の場合、実験結果における部材中心の接合部耐力 M_{j_ex} と計算で

表-2 計算値の精度検証
Table2 Verification of the calculation results

文献	各文献の 試験体名	ハンチ の有無	実験結果					計算結果		
			最大 荷重 (kN)	水平方向 換算荷重 (kN)	部材中心		破壊 形式	k_4	$M_{j,cal}$ (kN・m)	$M_{j,ex}/M_{j,cal}$
					アーム長 (m)	$M_{j,ex}$ (kN・m)				
村田ら ⁹⁾	Case1	有	253.0	178.9	2.880	515.2	BJ	0.67	488.9	1.05
	Case4	有	230.0	162.6	2.880	468.4	J	0.67	417.4	1.12
草野ら ¹³⁾	No.1	無	247.0	247.0	1.535	379.1	J	0.57	437.9	0.87
	No.2	無	238.0	238.0	1.535	365.3	J	0.57	395.5	0.92
	No.3	無	215.0	215.0	1.535	330.0	J	0.57	396.0	0.83
渡辺ら ¹⁴⁾	No.4	無	70.7	50.0	2.330	116.5	J	0.61	122.1	0.95
	No.5	無	69.6	49.2	2.330	114.7	BJ	0.61	124.3	0.92
	No.6	無	78.2	55.3	2.330	128.8	BJ	0.61	129.4	1.00
	No.7	無	81.4	57.6	2.330	134.1	BJ	0.61	148.7	0.90
	No.9	有	98.7	69.8	2.330	162.6	BJ	0.67	173.5	0.94
	No.10	無	90.9	64.3	2.330	149.8	J	0.76	160.4	0.93
	No.11	有	115.8	81.9	2.330	190.8	BJ	0.74	195.3	0.98
	No.12	有	140.7	99.5	2.330	231.8	BJ	0.73	231.5	1.00

対象にしている作用モーメント M のアーム長が異なってしまうため、計算による作用モーメント M を $M_{j,ex}$ と比較できるように計算値 M を補正している。Case1 の計算値は $k_4 = 0.67$ で極小値 488.9 kN・m, Case4 の計算値は $k_4 = 0.67$ で極小値 417.4 kN・m となり、これを接合部耐力として扱うこととした。実験の最大値やひび割れ位置 k_4 に対し、本計算値は概ね一致していることが確認できる。また本計算例では、隅角部補強鉄筋の有無は極小値を取る k_4 に影響を及ぼしていない。以上より、割裂ひび割れ位置 k_4 を考慮した接合部耐力算定法を構築した。

3.2 耐力算定法の精度検証

既往の文献で報告されている実験結果を用いて、提案した耐力算定法の精度を検証した。参照した実験結果および計算結果を表-2、図-11 に示す。参照した試験体にはハンチがあるものとないものの両方が含まれる。実験結果として実験の最大荷重時における部材中心の曲げモーメントを示した。また、破壊形式は楠原ら⁵⁾の呼称に倣い、BJ 型（はり曲げ降伏後の接合部破壊型）、J 型（接合部破壊型）とした。各試験体の破壊形式の判別は参照した文献から確認できる考察、ひび割れ性状などから判断した。計算結果として、接合部耐力 $M_{j,cal}$ および実験値と計算値の $M_{j,ex}/M_{j,cal}$ 比を示した。 $M_{j,ex}/M_{j,cal}$ 比の平均値は 0.96、変動係数は 8.0%であった。筆者らの耐力算定法⁷⁾では平均値は 0.96、変動係数が 9.2%であったことから、提案した耐力算定法では精度がやや向上することを確認した。実験値と計算値の

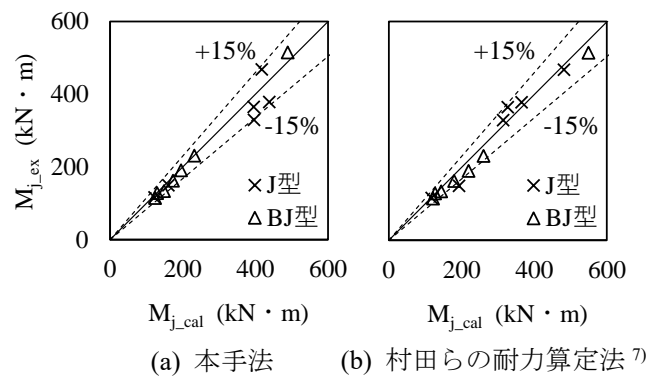


図-11 実験値と計算値の比較
Fig.11 Comparison of calculation and experimental results

比較を図-11 に示す。本手法と村田らの耐力算定法⁷⁾による結果をそれぞれ示した。本手法による接合部耐力計算値の最大誤差は-17%であり、ほとんどが±15%以内に収まっていた。J 型および BJ 型の破壊形式を呈した試験体に対し、精度よく接合部耐力を推定できたといえる。また、ハンチがない試験体の $M_{j,ex}/M_{j,cal}$ 比の平均は 0.92 となり、本手法はハンチの有無に関わらず適用可能であることが確認された。以上より、割裂ひび割れ位置 k_4 を考慮することで耐力算定の精度は向上することが確認された。一方、本手法では極小値を求める繰返し計算が必要となるため計算が煩雑となる。 $k_4 = 0.5$ とする従来の算定法⁷⁾であっても十分高い精度が確認されていたことを踏まえると、実用的には安全率を考慮する等で $k_4 = 0.5$ と仮定して接合部耐力を算出しても問題ないものと考えられる。

4. まとめ

本研究では、実験、解析結果をもとに、隅角部の割裂ひび割れ位置を考慮した接合部耐力算定法を構築した。構築した算定法は実験結果の予測精度が既往の手法よりやや向上しており、割裂ひび割れ位置の影響を適切に考慮できたものと考えられる。本算定法を用いて補強に適切な配筋量を計算することで、過剰な配筋により隅角部が過密となる状態を解消できると考えている。本研究で得た主たる知見を以下に示す。

- (1) 実験および解析により、ハンチを有する隅角部において、正曲げを受けた際に発生する割裂ひび割れは、隅角部の部材中心よりやや内側に生じることを確認した。また、ハンチを有する隅角部の主鉄筋応力は、鉄筋の定着開始点をハンチ基部と仮定して計算することで実験測定値とよく一致した。
- (2) 定着による鉄筋作用力の減少と割裂ひび割れ位置を考慮した接合部耐力算定法を構築した。本手法による接合部耐力計算値は実験値を変動係数 8.0% の精度で予測することができた。
- (3) ハンチがない試験体においても本手法による接合部耐力の予測精度が高いことが確認された。本手法はハンチの有無に関わらず適用可能であるといえる。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編），2022.

- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 第 III 編 コンクリート構造，2023.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋・コンクリート部材編，2017.
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算基準・同解説，2021.
- 5) 楠原文雄，塩原 等：鉄筋コンクリート造十字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 75 巻，第 657 号，pp.2027-2035，2010.11.
- 6) 辛 勇雨，塩原 等：鉄筋コンクリート L 字型柱梁接合部のせん断終局強度の解析，構造工学論文集，Vol.50B，pp.87-96，2004.3.
- 7) 村田裕志，渡部孝彦，渡辺健，中田祐喜：曲げモーメントに着目した L 形 RC 部材接合部の耐力算定法，構造工学論文集，Vol.69A，pp.839-847，2023.3.
- 8) 村田裕志，畑 明仁：ヒンジロケーションの導入によりハンチを省略した RC 隅角部の構造性能，大成建設技術センター報，第 55 号，No.16，2022.12.
- 9) 村田裕志，武田 均：RC ボックスカルバート隅角部の配筋合理化に関する実験的研究，土木学会第 70 回年次学術講演会，V-198，pp.395-396，2015.9.
- 10) 飯塚敬一，檜貝勇，斉藤成彦，高橋良輔：かぶり厚の影響を考慮した異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係，土木学会論文集 E2，Vol.67，No.2，pp.280-296，2011.6.
- 11) 村田裕志，畑明仁：RC ボックスカルバート隅角部の配筋合理化に関する数値解析検討，土木学会第 72 回年次学術講演会，pp.321-322，2017.9.
- 12) 塩原等：見逃された破壊機構，日本建築学会構造系論文集，Vol.73，No.631，pp.1641-1648，2008.9.
- 13) 草野浩之，中田祐喜，田所敏弥，幸良淳志：L 形柱梁接合部における圧縮ストラットの形成と耐力に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，2019.7.
- 14) 渡辺博志，河野広隆：L 型 RC 隅角部の強度と変形特性に関する検討，土木学会論文集，No.662，V-49，pp.59-73，2000.1.