

スプリットティ形式柱梁接合による骨組の変形予測に関する研究

03-200078 館石 透

1. はじめに

半剛接の接合部を用いて鉄骨構造を設計した場合、骨組の変形を制限値以下におさめるために、断面二次モーメントの大きい梁や柱が採用される。既往の文献ではこのような半剛接の骨組に関する柱および梁の断面選択について、剛接合として設計した場合と比べてどのような特徴があるかを整理した検討は少なく、そもそも設計者として半剛接合の骨組を設計するという選択肢がない現状がある。

そこで本報では、半剛接としてスプリットティ形式柱梁接合部を用いた十字形骨組を対象に、ある変形制限下において半剛接として解析した場合と剛接合として解析した場合を比較し、梁の応力にどの程度余裕があるかを調べることにした。

2. 解析概要

2.1 対象とした骨組

半剛接として図1のスプリットティ形式柱梁接合部を用いた。検討に用いた十字形骨組のモデルを図2に示す。柱スパンを L_c 、梁スパンを L_b とし、柱の上下をピンローラ支持とした骨組を対象とした。梁の先端には荷重 P が逆対称に加わっている。

解析は図2のように剛接合の場合と半剛接合の場合の骨組について解析を行った。剛接合については図2(a)に示す柱の中央に梁が剛接合されているモデルを、半剛接合については図2(b)に示す柱の中央にピンお

今回は、Eurocodeにて計算しました。

2.2 十字形骨組の変形の算出方法

高力ボルト接合による靱性型架構の構造設計マニュアルによると、今回仮定したプレート崩壊型骨組におけるスプリットティ形式柱梁接合部の回転剛性 K_j は接合部の最大曲げ耐力 M_{ju} を用いて $K_j = 165M_{ju}$ と表される。

図2の骨組の梁端に P を逆対称に加えた。梁端に生じる変形について、剛接合の場合を δ_{rigid} 、半剛接合の場合を δ_{semi} とすると、それぞれの値は以下の式となる。

$$\delta_{rigid} = \left(\frac{L_b^2 L_c}{48 E_c I_c} + \frac{L_b^3}{24 E_b I_b} \right) P \quad (1)$$

$$\delta_{semi} = \left(\frac{L_b^2 L_c}{48 E_c I_c} + \frac{L_b^3}{24 E_b I_b} + \frac{L_b^2}{4 K_j} \right) P \quad (2)$$

ここで E_c, I_c は柱のヤング率および断面二次モーメント、 E_b, I_b は梁のヤング率および断面二次モーメントである。

$K_{semi}/K_{rigid} = B/A$ となるはずで、これは(2)式の K_j にかかっている項が δ_{rigid} は必ず1より小さくなります。

本報では、ある変形制限のもとに生じる応力を着目するために、ある層間変形角 R を設定した時に生じる図2の骨組の梁接合部側端部に生じる曲げモーメント M は以下の式となる。

$$R = \frac{2\delta}{L_b}, \quad M = \frac{P L_b}{2} \quad (3)$$

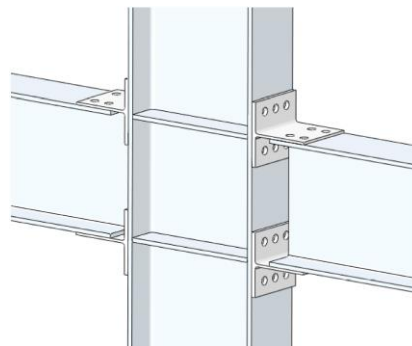


図1 スプリットティ接合部

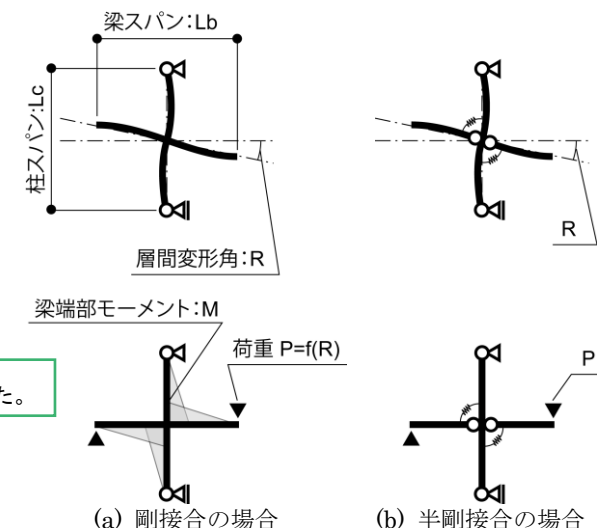


図2 解析対象とした十字形骨組の概要

表1 解析パラメータ概要

パラメータ	単位	範囲
梁断面	-	H-396x199x7x11 (SS400)
		H-400x200x8x13 (SS400)
		H-446x199x8x12 (SS400)
		H-450x200x9x14 (SS400)
		H-496x199x9x14 (SS400)
		H-500x200x10x16 (SS400)
		H-596x199x10x15 (SS400)
		H-600x200x11x17 (SS400)
柱断面	-	H-300x300x10x15 (SM490)
		H-390x300x10x16 (SM490)
		H-440x300x11x18 (SM490)
		H-488x300x11x18 (SS400)
柱スパン : L_c	mm	3000, 4000
梁スパン : L_b	mm	6000, 8000
目標とする層間変形角 : R	rad	1/400, 1/200, 1/120

ここに P は梁に加える荷重、 δ は梁端の変形である。

(3)式の δ に(1)式の δ_{rigid} 、あるいは(3)式の δ に(2)式の δ_{semi} を代入し、剛接合および半剛接合の骨組の梁接合部側端部に生じる曲げモーメントをそれぞれ M_{rigid} 、 M_{semi} とすると、それぞれは以下の式となる。

$$M_{rigid} = \frac{R L_b^2}{4} \left(\frac{L_b^2 L_c}{48 E_c I_c} + \frac{L_b^3}{24 E_b I_b} \right)^{-1} \quad (4)$$

$$M_{semi} = \frac{R L_b^2}{4} \left(\frac{L_b^2 L_c}{48 E_c I_c} + \frac{L_b^3}{24 E_b I_b} + \frac{L_b^2}{4 K_j} \right)^{-1} \quad (5)$$

梁の降伏曲げモーメント M_{by} に対する曲げモーメントの比を示す検定比は、剛接合の場合 M_{rigid}/M_{by} となり、半剛接合の場合は M_{semi}/M_{by} となる。

3. 検討したパラメータ

表1に、検討の際に仮定した柱梁断面、柱梁スパン、および層間変形角を示す。梁断面は8ケース、柱断面は4ケース、柱スパンおよび梁スパンはそれぞれ2ケース、目標とする層間変形角は3ケースとし、合計で384ケースの検討を行った。

梁断面について、高力ボルト接合による靱性型架構の構造設計マニュアルにおいて接合部の最大曲げ耐力 M_{ju} が表2のように示されている断面を8種類選定した。柱断面について、プレート崩壊型骨組となるように十分な大きさの断面で一般的なものを4種類選定した。柱梁スパンについては実大実験が可能な2種類をそれぞれ検討した。

目標とする層間変形角については基準とされている1/200とより小さい1/400、より大きい1/120の3種類を検討した。

4. 解析結果と考察

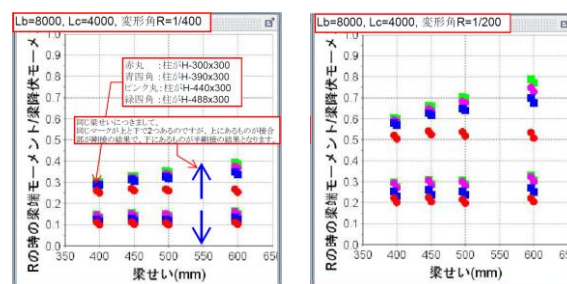
図3と図4には、検討した解析結果として $L_c = 4000\text{mm}$ 、 $L_b = 8000\text{mm}$ の場合、および $L_c = 3000\text{mm}$ 、 $L_b = 6000\text{mm}$ の場合を示す。縦軸には M_{rigid} または M_{semi} を梁端部の降伏モーメント M_{by} で基準化した値である検定比を示しており、横軸には梁せいを示している。それぞれの図において、(a)は変形角 $R = 1/400$ を、(b)は変形角 $R = 1/200$ を表しており、図表中 M_{rigid}/M_{by} は●？黒塗り？で示しており、 M_{semi}/M_{by} は○？白塗り？で示している。例えば図3(a)において、横軸の梁せい $H_b < 400\text{mm}$ の場合に着目すると、 M_{rigid}/M_{by} は約0.25～0.3で、 M_{semi}/M_{by} は約0.1～0.15である。

図3および図4について、それぞれ $R = 1/400$ と $R = 1/200$ を比較すると、 $R = 1/400$ における剛接合の応力状態と $R = 1/200$ における半剛接合の応力状態に類似性が読み取れる。図3(a)に示した $R = 1/400$ の結果は M_{rigid}/M_{by} が0.3付近に分布しているのに対して、図3(b)に示した $R = 1/200$ の結果は M_{semi}/M_{by} が0.3付近に分布している。またどちらも梁せいが大きくなるにつれて柱の違いによる M/M_{by} の変化が大きくなっている。これと同様の傾向は図4にも現れている。

このことはたとえば1/400で設計した剛接合の骨組が伝達する層せん断力と、そのままの骨組で接合部を半剛接合とした骨組が1/200の変形を示した場合の層せん断力が同じことを意味しているといえる。

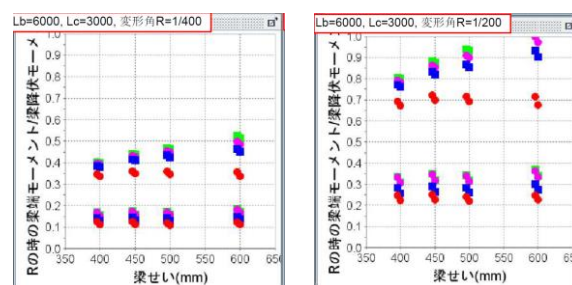
表2 梁の最大曲げ耐力 M_{ju} の値

梁断面	対応する接合部の M_{ju} [kNm]
H-396x199x7x11	167
H-400x200x8x13	167
H-446x199x8x12	205
H-450x200x9x14	205
H-496x199x9x14	270
H-500x200x10x16	270
H-596x199x10x15	349
H-600x200x11x17	349



(a) $R = 1/400$ の場合 (b) $R = 1/200$ の場合

図3 M_{rigid}/M_{by} および M_{semi}/M_{by} の解析結果 ($L_c = 4000\text{mm}$ 、 $L_b = 8000\text{mm}$)



(a) $R = 1/400$ の場合 (b) $R = 1/200$ の場合

図4 M_{rigid}/M_{by} および M_{semi}/M_{by} の解析結果 ($L_c = 3000\text{mm}$ 、 $L_b = 6000\text{mm}$)

5. おわりに

本研究では、半剛接合であるスプリットティ形式柱梁接合部を用いた十字型骨組に対して、変形に伴う接合部付近の応力状態を解析し、剛接合を用いた骨組と比較した。分析の結果、半剛接合の骨組に一定の層間変形角を与えた際生じる梁の応力には、剛接合の骨組に半分程度の層間変形角を与えた際の応力状態と類似するケースがあることがわかった。

これは半剛接合の設計において、適切な層せん断力の置き換えを行うことで、剛接合の骨組として解析を行っても同じ変形状態を得られる可能性を示唆するものである。今後の展望としてはより多くのケースにおいて層せん断力の置き換えが可能であること、および置き換える値の具体的な算出方法について検証していくことが考えられる。

6. 参考文献(表記はわからない)

- 1) 高力ボルト接合による靱性型架構の構造設計マニュアル
- 2) 断面二次モーメントの大きい梁柱が使われる根拠
- 3) 剛接合と比べる検討についての先行研究？
- 4) スプリット形式柱梁接合についての文献

- 箇条書き
- 箇条書き

- (1) リスト
- (2) リスト