

ドリリングタッピングねじ接合を用いた鉄骨ラチス柱の耐震補強工法の開発 (その2) 鋼板補強した部材の構造性能確認実験

桂 大 輔 佐々木 聡
佐々木 康人 浅 野 孝 *1
秋 山 茂 雄 *1

概 要

本報告では(その1)に続き、生産施設の柱の耐震補強工法について、ラチス柱に、鋼板を柱端部では溶接接合し、柱中間部ではドリリングタッピングねじ接合することにより補強した柱部材の耐震性能を確認することを目的とした静的繰返し加力実験を行った。実験の結果、上記補強試験体は、無補強試験体に比べ耐力が大幅に上昇した。柱部材の最大耐力および変形能力は鋼構造限界状態設計指針・同解説の幅厚比区分のP-II相当として評価できる。

また、ドリリングタッピングねじ接合部を連続するせん断ばねにモデル化した補強鋼板と既存部材とのずれ変位を考慮した解析モデルを提案し、部材の力学的挙動について考察した。モデル化により、既存部材と補強鋼板のずれ変位や部材剛性、ドリリングタッピングねじに生じるせん断力を予測することができ、ドリリングタッピングねじ接合部の設計が可能になる。

Seismic Retrofit Method for Latticed Steel Columns using Steel Plates and Self-drilling Tapping Screws Part 2. Experiment on Latticed Steel Columns with Steel Plates Connected by Self-drilling Tapping Screws and Welding

Abstract

In relation to the seismic retrofit method for latticed steel columns of factories described in Part 1, experiments were conducted in order to confirm seismic performance of steel columns reinforced with steel plates, self-drilling tapping screws and welding.

The strength of the specimen reinforced with steel plates, self-drilling tapping screws and welding was much higher than the strength of the specimen without reinforcement.

Strength and deformation capacity of columns reinforced by the proposed method can be estimated by "Recommendation for Limit State Design of Steel Structures (AIJ)", considering classification based on the estimation of local buckling relating to width-thickness ratio.

In addition, slip between the latticed steels and the reinforcing plates connected with self-drilling tapping screws was analyzed by a comparatively simple analysis model.

Slip between the latticed steel and the reinforcing plates, the rigidity of member and the shear force of self-drilling tapping screws can be explained by the analysis model with an assumption that self-drilling tapping screws are modeled as continuous shear spring. As a result, this analysis model is available for estimation of the shear force of self-drilling tapping screws and the design on self-drilling tapping screw connections used in the proposed retrofit method.

キーワード：耐震補強，ラチス柱，ドリリングタッピングねじ，耐力，変形性能，剛性

*1 設計エンジニアリングセンター 構造設計部

§1. はじめに

本報ではラチス柱に、鋼板を柱端部では溶接接合し、柱中間部ではドリリングタッピンねじ接合することにより補強した柱部材の耐震性能を確認することを目的とした静的繰返し加力実験について概要を示す。

また、既存部材と補強鋼材とをドリリングタッピンねじ(以下、ねじ)で接合した部分のずれ変位について、比較的簡単な力学モデルを用いた解析を行ない、ずれ挙動およびそれが部材の剛性等に与える影響について、その1のH型鋼の実験と本実験の結果をあわせて検討する。

§2. 実験概要

試験体は、ほぼ実大の断面を有する柱部材とした。ラチス柱の断面形状はロ型柱およびI型柱の2種類とした。

ねじ接合を用いた鋼板補強(以下、ねじ補強)の効果を確認するため、無補強および溶接接合を用いた鋼板補強(以下、溶接補強)の試験体についても実験を行った。試験体の諸元を表1に、ねじ補強試験体の形状、寸法を図1に示す。

両端および中央載荷部近傍を除く柱中間部では、補強鋼板とラチス柱主材とをドリリングタッピンねじで接合し、端部はすみ肉溶接で接合している。溶接補強の試験体は、このねじで接合している部分もすみ肉溶接としたものである。なお、補強鋼板の材軸方向の接合は突合せ溶接としている。補強試験体の断面を溶接組立ての角形鋼管と見做すとその幅厚比は鋼構造限界状態設計指針・同解説¹⁾(以下、LSD指針)の幅厚比区分P-IIに相当する。

ドリリングタッピンねじは8mm径のHD8(その1参照)とした。ねじのピッチは、柱端部の補強材が曲げモーメントにより降伏した時の軸力に対するねじの最大せん断耐

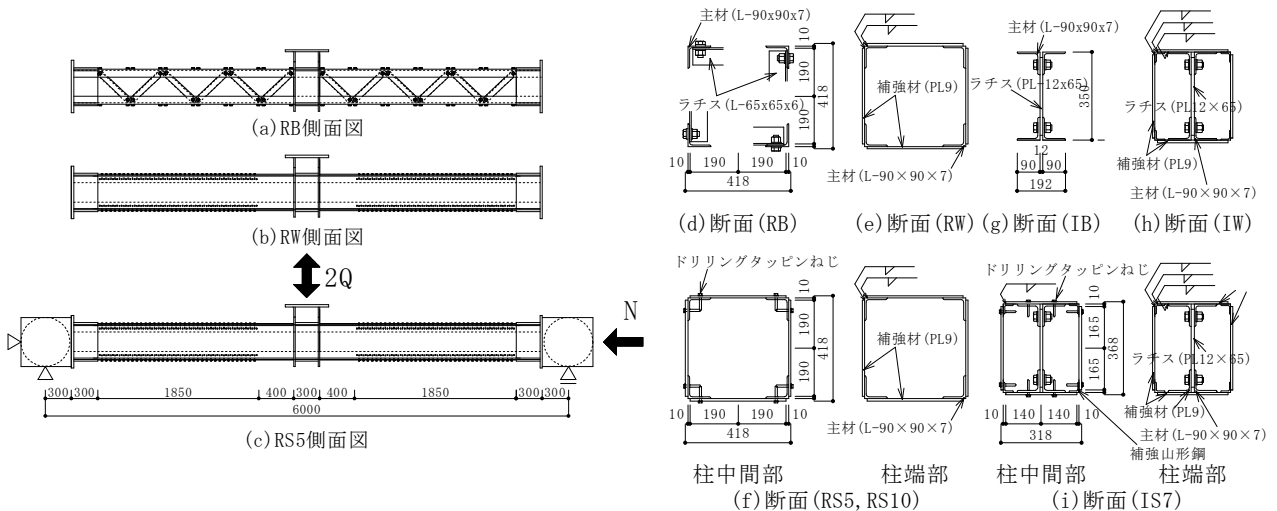


図1 試験体の形状および寸法

表1 試験体一覧

試験体	既存柱断面	補強方法	断面(せいx幅)(mm)	既存材	補強材	幅厚比	軸力比(N/N _y)	ねじピッチ(mm)	ねじ耐力比 ¹⁾ (φ _s)	
RB	ロ型	—	400x400	4Ls-90x90x7 +2Ls-65x65x6(ラチス)	—	—	0.25	—	—	
RW		溶接		—	—	—				
RS5		ドリリングタッピンねじ		—	4Ls-90x90x7	4PL-9x380		46.4	50	1.04
RS10				—	—	—		—	100	0.53
IB	I型	—	350x300	4Ls-90x90x7 +PL-12x65(ラチス)	—	—	—	—		
IW		溶接			—	—	—	—	—	
IS7		ドリリングタッピンねじ			—	2PL-9x280 +2PL-9x330 +4Ls-40x40x5	—	40.9	70	0.76

1) φ_s = n_fQ_m / (N_y - N_{end}), n: ねじ本数, f_fQ_m: ねじ1本の最大せん断耐力, N_y: 補強鋼材の降伏軸力, N_{end}: ねじ始端部の補強鋼材がN_yのときのねじ終端部の補強鋼材軸力

表2 鋼材の機械的性質

試験片	板厚(mm)	降伏点σ _s (N/mm ²)	引張強さσ _B (N/mm ²)	伸び(%)	使用部位
L-40x40x5	4.5	331.8	470.9	34.2	補強山形鋼
L-65x65x6	5.6	302.6	439.8	35.5	RB斜材
L-90x90x7	6.8	301.9	452.6	37.6	主材
PL-9	8.9	298.4	438.2	43.8	補強鋼材(IW,IS7上下面以外)
PL-9	8.6	280.9	420.3	45.6	補強鋼材(IW,IS7上下面)
PL-12	11.6	274.0	421.7	49.0	I型柱斜材, 帯板
PL-19	18.8	254.2	429.7	51.5	中央部, 帯板

力の総和の比率が RS5,RS10,IS7 それぞれ 1.0, 0.5, 0.75程度となるように設定した。鋼材はすべてSS400とした。表2に鋼材の機械的性質を示す。

載荷方法は、両端をピンおよびピンローラー支持し、一定圧縮軸力を作用させ、中央部に繰返し荷重を与える形式とした。軸力は全断面降伏耐力の0.25倍とした。

§3. 実験結果

表3に主要な結果の一覧を示す。写真1にRS5の実験後の状況を示す。図2に局部座屈が発生した側の中央部フェース位置での曲げモーメント-部材角関係を示す。また、図3には曲げモーメント-部材角関係の求めた骨格曲線を示す。図3中には既存部材と補強部材を一体とみなした場合の剛性計算値も併せて示している。ね

表3 実験結果の概要

試験体	正負	耐力 ¹⁾			変形能力 ³⁾	
		最大曲げモーメント ²⁾ M_{max} (kN m)	局部座屈限界耐力 ³⁾ M_{cc} (kN m)	M_{max}/M_{cc} ⁴⁾	最大荷重時骨格部材角 θ_u (10^{-3} rad)	塑性変形倍率 ⁶⁾ μ
RB	正側	235.6	(181.1)	(1.30)	11.14	0.84
	負側	220.8		(1.22)	12.90	1.14
RW	正側	754.9		1.16	9.87	0.59
	負側	753.1		1.15	10.27	0.66
RS5	正側	739.2	652.6	1.13	12.18	0.69
	負側	642.7		0.98	11.87	0.65
RS10	正側	738.8		1.13	12.99	0.73
	負側	686.4		1.05	11.85	0.58
IB	正側	200.6	(114.6)	(1.75)	12.45	0.74
	負側	201.7		(1.76)	17.03	1.39
IW	正側	712.3	527.7	1.35	16.73	1.51
	負側	697.5		1.32	18.21	1.73
IS7	正側	652.8		1.24	17.94	1.55
	負側	665.2		1.26	17.85	1.54

- 1) フェース位置の曲げモーメント 2) P- Δ 効果の影響を考慮耐震診断
3) 鋼構造限界状態設計指針・同解説での幅厚比区分P-IIの値
()内は耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説(1996)によるラチス部材の曲げ耐力 M_{plc}
4) ()内は M_{cc} の代わりに M_{plc} を用いた 5) フェースからピンの部材角
6) $\mu = (\theta_u - \theta_p) / \theta_p$, θ_p : RB, IB以外は局部座屈限界耐力計算値, RB, IBはラチス部材曲げ耐力計算値を剛性の計算値で除した値, 剛性はRW, IWでは既存部材と補強部材を一体として計算した値, RS5, RS10, IS7ではねじの剛性を考慮して計算した値。

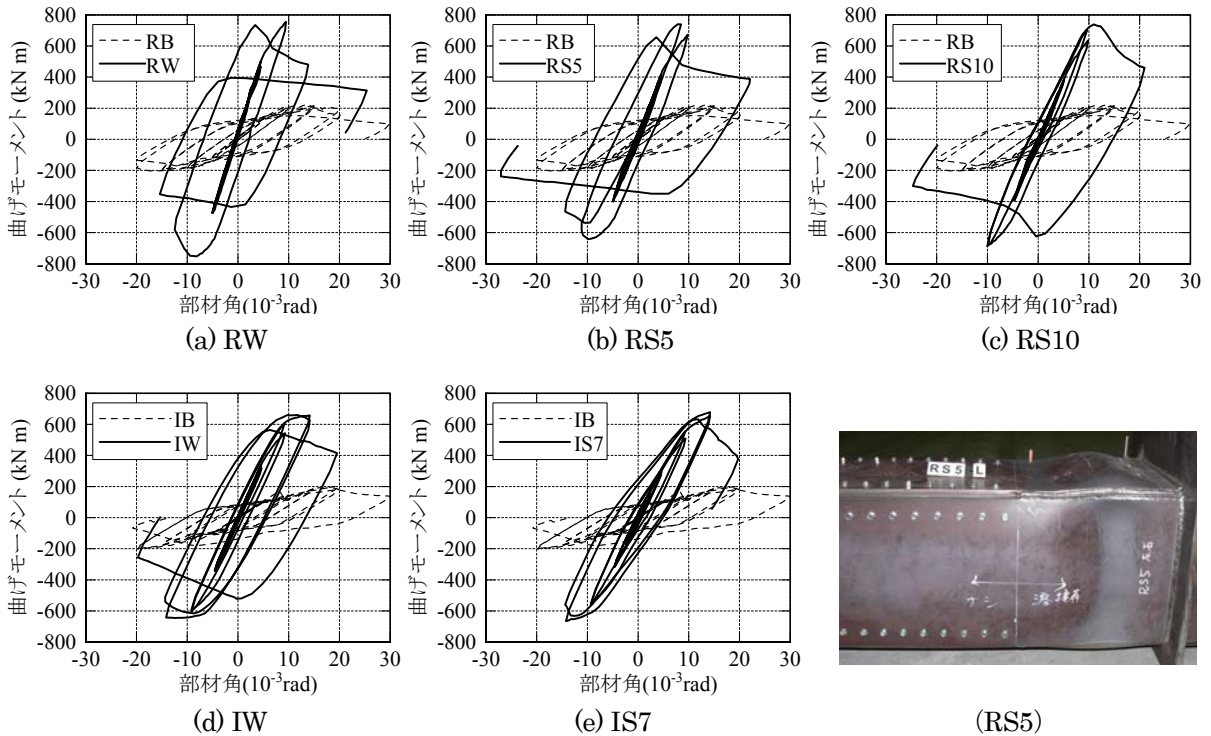


図2 曲げモーメント-部材角関係



(RS5)

写真1 実験後の状況

ねじ補強, 溶接補強とも, 曲げ降伏した後, 柱端部に局部座屈が発生する破壊形式であった。

ロ型柱, I 型柱ともに補強試験体は, 無補強よりも初期剛性が高くなり, 耐力も大幅に増大している。ねじ補強試験体でのねじピッチの違いによる骨格曲線への影響はほとんど見られない。ロ型のねじ補強試験体の剛性は溶接補強よりもやや低い傾向にある。溶接補強試験体の剛性は既存部材と補強部材を一体として計算した値とよい対応を示している。

図 4 に正負それぞれの最大曲げモーメントと LSD 指針での幅厚比区分 P-II 条件の軸方向力と曲げモーメントの組合せを受ける材の局部座屈限界耐力との比較を示す。ねじ補強, 溶接補強ともに最大曲げモーメントは局部座屈限界耐力を上回っている。ねじ補強試験体の耐力は溶接補強よりもやや低い。

図 5 は塑性変形倍率と幅厚比の関係を示したものである。塑性変形倍率は最大荷重時の骨格部材角 θ_u と LSD 指針による局部座屈限界耐力計算値を 4 章の解析から得られる部材剛性で除して得られた局部座屈限界耐力時部材角 θ_p を用いて $\mu = (\theta_u - \theta_p) / \theta_p$ と定義する。弾性剛性は, ねじ補強では後述するねじのせん断剛性を考慮したモデルで計算した値, 溶接補強では既存部材と補強部材を一体として計算した値とした。塑性変形倍率はねじ補強と溶接補強で同等で, 0~2 の範囲の値となっており, 塑性変形についても LSD 指針の P-II 条件の部材とほぼ同等の結果となっている。

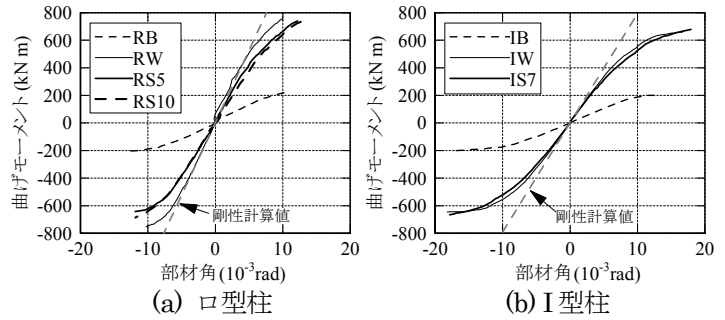


図 3 骨格曲線

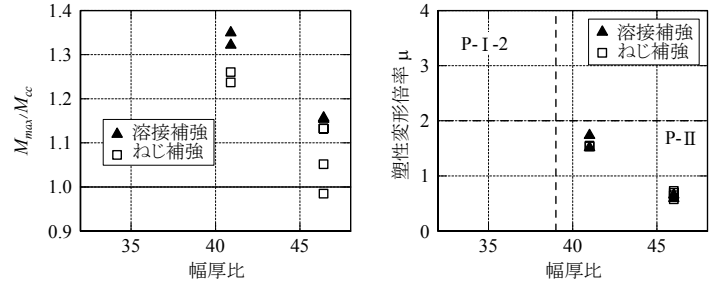


図 4 最大曲げモーメントの実験値と計算値の比較

図 5 塑性変形倍率と幅厚比の関係

§4. 解析概要

すみ肉溶接された部分は平面保持の仮定が成り立ち, 部材として一体に挙動すると考えるのに対して, ねじで接合された部分の部材は必ずしも平面保持の仮定が成り立つとは限らない。そこで, 本章では(その 1)の H 形鋼の実験と本報のラチス柱の実験をあわせて, ねじ接合部のずれ変位を考慮した力学モデルによる解析を行ない, 比較検討を行う。

(1) 解析モデル

解析は不完全合成梁理論^{2),3)}を参考にして, 既存部材と

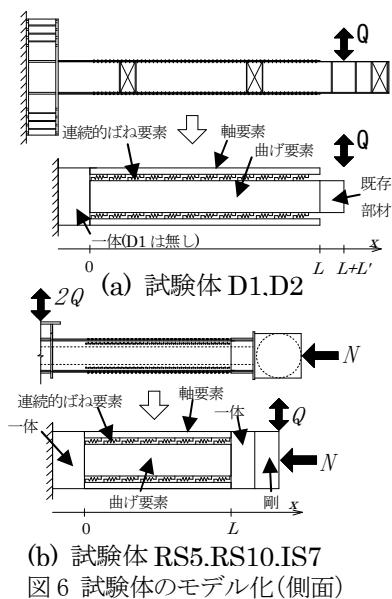


図 6 試験体のモデル化(側面)

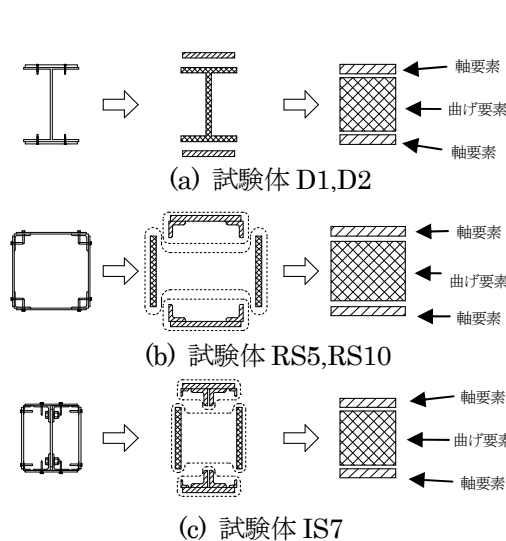


図 7 試験体のモデル化(断面)

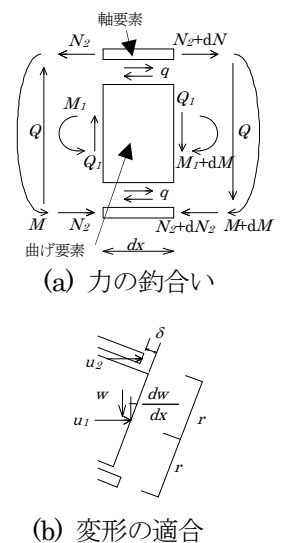


図 8 微小区間

補強鋼材を連続的な弾性せん断ばねにより結合するモデルを用いて行った。試験体のモデル化を材軸方向に関しては図6に、断面に関しては図7に示す。材中心付近の要素(曲げ要素と称す)と材外縁の要素(軸要素と称す)に分割して考える。曲げ要素と軸要素間はねじを表す連続的ばね要素により接続される。H型鋼実験の試験体D1,D2では既存部材を曲げ要素, 補強鋼板を軸要素とする。ラチス柱実験の試験体RS5,RS10,IS7は加力構面に平行な補強鋼板を曲げ要素, その他の鋼材を軸要素とする。

材軸方向の微小区間の力の釣り合いと変形の適合を図8に示す。曲げ要素は曲げモーメントとせん断力を負担する。軸要素は扁平な形状をしているので曲げモーメントとせん断力の負担は比較的小さいと考え、軸力のみを負担するものとした。

図8を参照して、微小区間の力の釣り合い式(式(1)), 構成方程式(式(2)), 変形の適合条件式(式(3))が得られる。

$$\begin{cases} \frac{dN_2}{dx} = -q \\ \frac{dM_1}{dx} = -Q_1 + 2qr \\ M = M_1 + 2N_2r \\ Q = Q_1 \end{cases} \quad (1) \quad \begin{cases} N_2 = EA_2 \frac{du_2}{dx} \\ M_1 = EI_1 \frac{d^2w}{dx^2} \\ q = k\delta \end{cases} \quad (2)$$

$$\delta = -r \frac{dw}{dx} - u_2 + u_1 \quad (3)$$

ここで, M, Q : 部材の曲げモーメント, せん断力, M_1, Q_1 : 曲げ要素の曲げモーメント, せん断力, N_2 : 軸要素の軸力, q : ねじの材軸方向単位長さあたりのせん断力, u_1, u_2 : 曲げ要素, 軸要素の材軸方向の変位, δ : ずれ変位, k : ねじの材軸方向単位長さあたりのせん断剛性, w : 部材のたわみ, r : 曲げ要素と軸要素の図心間距離, dx : 微小区間長さ, E : 鋼材の弾性係数, I_1 : 曲げ要素の断面2次モーメント, A_2 : 軸要素の断面積(片側)である。

式(1),(2),(3)より, 式(4)が得られる。

$$\frac{d^2q}{dx^2} - \left(\frac{k}{EA_2} + \frac{2kr^2}{EI_1} \right) q + \frac{krQ}{EI_1} = 0 \quad (4)$$

式(4)の解は式(5)となる。

$$q = C_1 e^{\alpha x} + C_2 e^{-\alpha x} + \gamma \quad (5)$$

ただし, $\alpha = \sqrt{\frac{k}{EA_2} + \frac{2kr^2}{EI_1}}$, $\gamma = \frac{krQ}{\alpha^2 EI_1}$ である。

次に境界条件の設定をする。H形鋼試験体は, 図7(a)に示した材軸方向の座標軸において $x=0$ の時 $q=0$, $x=L$ の時 $M_1 = QL'$ (L' は図中に示した) の条件から

$$C_1 = \frac{-\gamma(e^{-\alpha L} + \alpha L')}{e^{\alpha L} + e^{-\alpha L}}, \quad C_2 = \frac{-\gamma(e^{-\alpha L} - \alpha L')}{e^{\alpha L} + e^{-\alpha L}} \quad \text{となる。}$$

ラチス柱試験体は, 図7(b)に示した材軸方向の座標軸

において $x=0, L$ において $q=0$ の条件から

$$C_1 = \frac{-\gamma e^{-\alpha L}}{e^{\alpha L} + e^{-\alpha L}}, \quad C_2 = \frac{-\gamma e^{\alpha L}}{e^{\alpha L} + e^{-\alpha L}} \quad \text{となる。}$$

また, 曲率 d^2w/dx^2 は式(6)で表される。部材の曲げ変形は曲率を積分することにより導出される。

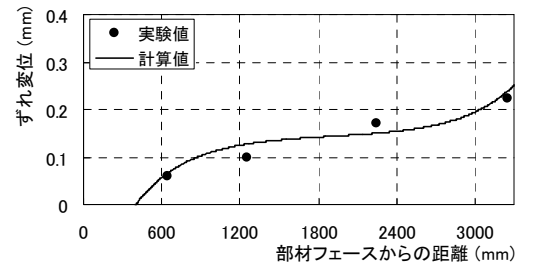
$$\frac{d^2w}{dx^2} = -\frac{1}{kr} \frac{dq}{dx} - \frac{1}{rEA_2} N_2 \quad (6)$$

(2) ねじ接合部の剛性

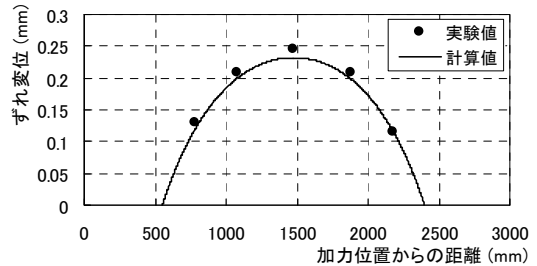
ねじ接合部の剛性については, (その1)の実験からねじ1本あたりとして表4の値が得られた。D5については(その1)の実験の範囲内では板厚による差異が見られなかったが, HD8については板厚が大きくなる程剛性が大きくなったので, 今回用いた板厚の組合せに一番近い6mm・9mmの組合せの結果を用いた。なお, ばね要素は離散的ではなく連続的なものとして扱うので, 式(7)のように材軸方向単位長さあたりのせん断剛性として扱う。

$$k = \frac{n \cdot K}{d} \quad (7)$$

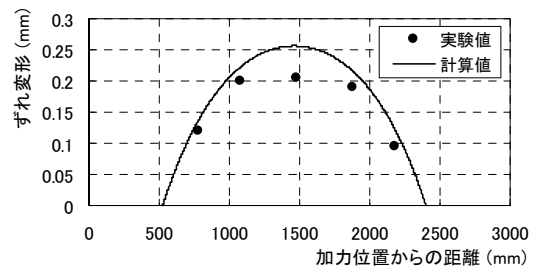
ここで, n : ねじの列数, d : ねじピッチ。



(a) D2 部材角 1/47 時



(b) RS5 部材角 1/200 時



(c) IS7 部材角 1/200 時

図9 ずれ変位分布

§5. 実験結果と解析値の比較

図9にずれ変位の分布の実験値と解析値の比較を示す。実験値と解析値は概ね対応する結果が得られた。この解析によりねじのせん断力を算定することができる。このずれ変位とねじ剛性からねじ1本あたりの作用せん断力を求めることにより、ねじ接合部の設計が可能になる。

ばね要素を考慮した剛性の計算値を実験で得られた骨格曲線と比較したものを図10に示す。実験値が計算値を若干下回るものの対応する結果が得られた。

RS5,RS10,IS7では軸要素中で補強鋼板と既存主材を接合するねじも存在するため、これらを別の要素と考えることもできる。RS5,RS10に関してはこのねじに作用するせん断力が比較的小さく、ずれ変位も小さいので、図7(b)のようにモデル化しても大きな違いを生じない。またIS7はラチス材がせん断力を負担するが変形が大きくなると補強鋼材のみでせん断力を負担するものと考えられるので、補強鋼材のみで伝達されるモデル(図7(c))によるずれ変

表4 ねじ接合部の剛性

ねじ ¹⁾	剛性 ²⁾ K (kN/mm)
D5	50
HD8	25

- 1)(その1)参照
- 2)最大荷重の2/3の割線剛性
(試験したデータの平均的な値)

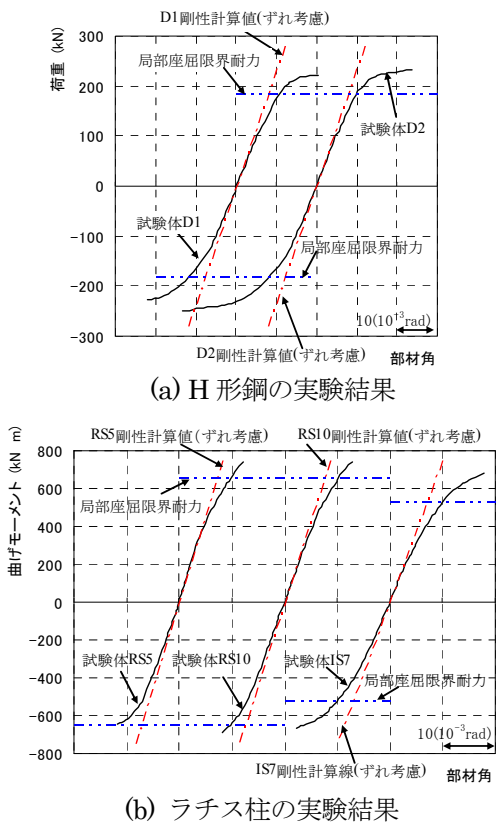


図10 骨格曲線と剛性計算値の比較

位と対応した結果が得られた。ラチス材の縦せん断力を考慮しないモデル(図7(c))によりねじに作用するせん断力安全側に評価できる。

§6. まとめ

鉄骨ラチス柱において、鋼板を柱端部では溶接接合し、柱中間部ではドリリングタッピンねじ接合することにより補強した柱部材の曲げせん断実験を行った。補強した柱部材の幅厚比は鋼構造限界状態設計指針・同解説の幅厚比区分のP-IIに相当する。また、その1のH形鋼の実験結果もあわせて、既存部材と補強鋼材の間のずれ変位を考慮した力学モデルを設定し、実験との比較を行った。

得られた知見を以下に示す。

- 1) 補強した柱部材は、無補強のラチス柱に比べ、剛性および耐力が大幅に増大した。
- 2) 補強した柱部材の剛性および耐力は、ラチス柱と鋼板の接合を全て溶接接合により行った場合よりも若干低い傾向が見られた。
- 3) 補強した柱部材の最大耐力および変形能力は鋼構造限界状態設計指針・同解説の幅厚比区分のP-II相当として評価することができる。
- 4) 既存部材と補強部材間のドリリングタッピンねじ接合部を連続的なせん断ばねに置換した弾性解析モデルを仮定し、ずれ変位およびそれが部材の剛性に与える影響について考察した。その結果、補強柱およびねじ接合部の弾性挙動を評価できることを確認した。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 1998年。
- 2) N. M. Newmark, et. al. : Tests and Analysis of Composite Beams with Incomplete Interaction, Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis, Vol. 9, pp75-92, 1951.
- 3) 密川栄志, 青山博之, 岡田恒男: スタッドのせん断ずれを考慮した合成ばりの弾塑性解析(その2 連続体置換による弾性解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1555-1556, 1973年10月。

ひとこと

生産施設のラチス柱の耐震補強に加え、トラス梁の耐震補強工法の開発を進めていきたいと思っております。



桂 大輔