

ドリリングタッピン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1) 工法概要とドリリングタッピンねじを用いた継手の基本性状

佐々木 聡 桂 大輔
佐々木 康人 浅野 孝^{*1}
秋山 茂雄^{*1}

概 要

わが国において、1980年以前に建設された製造業の生産施設では、鉄骨造のラチス柱とトラス梁で構成される骨組が見られる。それらの幾つかは、現行の耐震規準・指針と照合すると耐震性能が不足する可能性がある。生産施設の耐震性能の不足は重大な問題であり、早急な対策を行い、そこで働く人々の安全確保および設備の保全を図る必要がある。

本研究は、既存の鉄骨造生産施設の耐震補強設計・施工方法の構築のために、鉄骨ラチス柱の合理的な補強方法について検討したものである。本報告は、鉄骨ラチス柱にドリリングタッピンねじ接合を用いて鋼板補強する工法の概要を示す。また、ドリリングタッピンねじを用いた鋼板のせん断継手および鋼板補強されたH形鋼の力学的挙動について検討した結果について示す。

Seismic Retrofit Method for Latticed Steel Columns using Steel Plates and Self-drilling Tapping Screws

Part 1. Outline of the Seismic Retrofit Method and Mechanical Behavior of the Connections

Abstract

In Japan, prior to 1980, many factories had been constructed using structural frames consisting of latticed steel columns and girders connected using steel plates and sections. Some of these structures do not meet current seismic design standards and specifications. The poor seismic performance of these factory frames is a major problem and seismic retrofits are vital in order to protect workers' lives and protect property in the event of an earthquake.

This research aims to develop a seismic retrofit design and construction method for these factories. This paper outlines seismic retrofit method which connects the latticed steel columns and the reinforcing steel plates with welding and self-drilling tapping screws. To reduce the amount of welding required and to reduce the fire protection works needed due to welding splatter and gas cutting during welding works, self-drilling tapping screws are adopted to connect the reinforcing steel plates to the existing steel columns. In addition this paper describes the mechanical behavior of the connection of the steel plates with the self-drilling tapping screws and of the H-shaped beam reinforced by steel plates with self-drilling tapping screws.

キーワード: 鋼構造, 生産施設, 柱,
耐震補強, ドリリングタッピンねじ

*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

本研究は、既存の工場建屋で見られるラチス柱とトラス梁からなる低層鉄骨造骨組の柱部材を対象とした耐震補強工法に関するものである。

本報告では、鉄骨ラチス柱にドリリングタッピンねじ接合を用いて鋼板補強する工法の概要を示す(以下、本工法と称す)。この種の補強鋼板の接合方法を採用する場合、ドリリングタッピンねじ接合部の力学的挙動、および、それが部材の構造性能に及ぼす影響について検討する必要がある。

具体的には、ドリリングタッピンねじを用いた重ねせん断継手の一面せん断試験を行いせん断継手についての基本的な力学性状を確認した。続いて、H形鋼フランジに補強鋼材を接合した比較的単純な部材の曲げ実験を行い、ドリリングタッピンねじ接合が部材の剛性・耐力に与える影響を考察した。

§2. 工法概要

2.1 対象とする既存柱

耐震補強の対象とする部材は、山形鋼の主材と形鋼の斜材を組立てたラチス柱である。このような組立部材は、現在ではほとんど用いられないが、1975年頃までに竣工した工場建屋等では数多く見られ、現在も建物が使用されているものも多い。部材を構成する鋼材の材質はSS400であり、接合にはリベット接合が主に用いられている。

2.2 耐震補強工法

低層鉄骨造骨組の耐震補強では、ブレースを増設する工法が簡易で適用例が多いが、建物用途が生産施設の場合、生産ラインの都合によりブレースの増設が出来ない場合もあり、柱部材を補強することで骨組の耐震性能を確保することが要求される。本工法は、鉄骨ラチス柱の外側に鋼材を接合して、柱の断面積を増大させることにより耐力を増加させ、また、非充腹断面を充腹断面にすることにより変形性能を向上させることを意図している。鋼材と既存柱の主材とは、水平力による曲げモーメントが大きい柱材端部では溶接接合により、それが比較的小さい柱材中間部では、ドリリングタッピンねじを用いて接合する。

本工法の概要を図1に示す。補強は、既存部材が施工の障害になる場合は、長期応力に対する安全性を考慮して、部分的に柱の斜材およびリベットを除去し、補強鋼板の溶接接合、ドリリングタッピンねじ接合の順で行う。補強鋼板には、ねじが通る部分にねじと同径の孔を予め設け、それを通して既存部材にねじを形成し、既存部材と補強鋼板とを接合する。

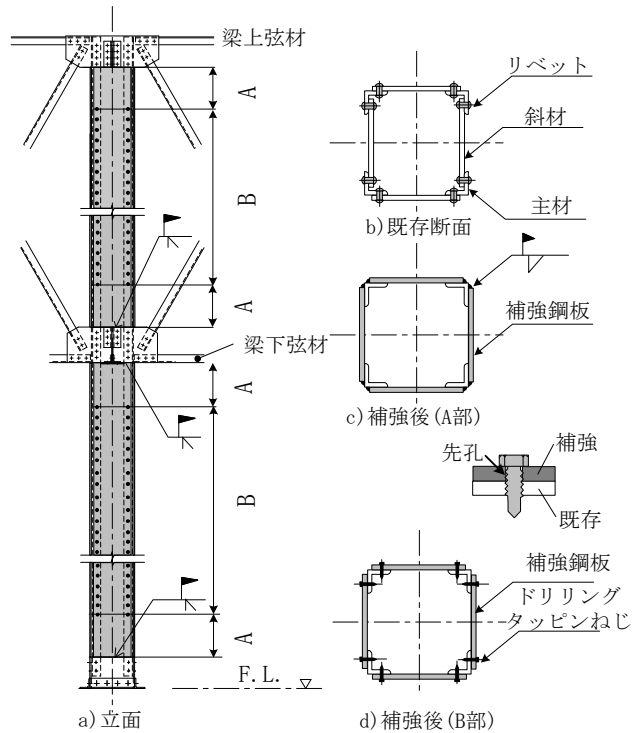


図1 工法概要

表1 ドリリングタッピンねじの機械的性質

径	5.5mm	8.0mm
表面硬度 (Hv)	480~650	530以上
芯部硬度 (Hv)	280~400	250~400
既存部材厚 t_e (mm)	6~12	6~9
補強鋼板厚 t_r (mm)	6~12	6~12

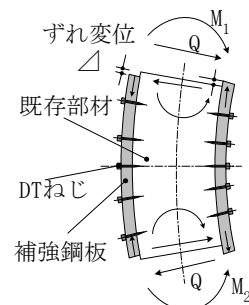


図2 接合部の変形

2.3 ドリリングタッピンねじ

本工法では、既存部材も補強鋼材も400N/mm²鋼の場合を想定し、ねじ径5.5mm、8mmの2つのドリリングタッピンねじを使用する。ドリリングタッピンねじの機械的性

質を表1に示す。ねじ表面は、普通鋼に比べて硬い表面を有している。ドリリングタップピンねじにより孔あけ・ねじ形成が行われる既存部材の厚さは、6mm~12mmを対象とする。補強鋼板の厚さも同じ範囲を設定している。

§3. ドリリングタップピンねじを用いた 重ねせん断継手の一面せん断試験

3.1 試験概要

既存部材にドリリングタップピンねじで補強鋼板を接合した柱部材に曲げモーメントとせん断力が作用した場合、重ね継手のドリリングタップピンねじにはせん断力が作用する。また、この接合部が剛接合と見做せない場合には、図2に示すように、補強材と既存部材との間にずれ変位が生じる。これらを考慮し、ドリリングタップピンねじを用いた重ねせん断継手の強度および剛性を確認することを目的に一面せん断試験を行った。

試験片の形状・寸法を図3に示す。試験片は、ドリリングタップピンねじ2本で接合された一面せん断継手である。試験パラメータは、ねじ径(5.5mm ねじ, 8.0mm), 被接合材(既存部材)および接合材(補強鋼板)の板厚である。なお、実工法と同様にドリリングタップピンねじで2枚の鋼板を接合する前に、接合材にはねじ径と同じ直径の孔を設けている。使用鋼材はすべてSS400である。加力は単調载荷とし、荷重と共に接合材間のずれ変位を測定した。

3.2 試験結果

試験結果の概要を表3に示す。ねじ一本あたりのせん断力(fQ)とずれ変位(Δ)との関係の例を図4に示す。

破壊モードはねじ径、鋼材厚にかかわらず、すべてせん断面におけるドリリングタップピンねじのせん断破壊であった。ねじ径が5.5mmの場合では、接合材に支圧変形が見られなかったが、ねじ径が8.0mmの場合では接合材の孔に若干の支圧変形が見られた。

fQ - Δ 関係は、極初期には変位が生じず、 fQ が2~5kNに達すると変位(Δ)が生じ始め、その後荷重の増大に伴い剛性低下が生じて最大荷重に達した。初期に変位が生じない理由は、ねじ施工時に導入される

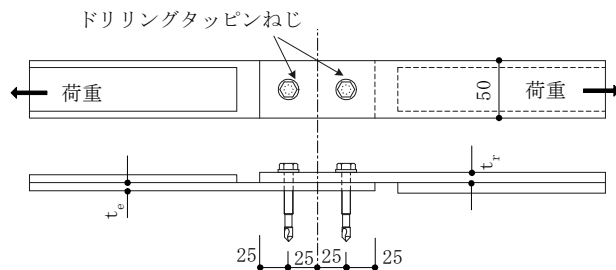


図3 一面せん断継手試験片

軸力に伴う摩擦力によると考えられる。ねじ一本あたりの最大せん断強度(fQ_m)は、ねじ径5.5mmで11.4~12.0kN、ねじ径8.0mmで17.0~19.3の範囲にあり、鋼材の板厚にかかわらずほぼ同じ値であった。最大荷重の概ね2/3程度の荷重レベルまでの荷重-ずれ変位関係の剛性は、ねじ径5.5mmの場合は鋼材厚によらずほぼ同様の値であった。一方、ねじ径8.0mmの場合では、鋼材厚が厚くなると割線剛性が大きい傾向が見られた。

表2 使用鋼材の力学的性質

呼称	板厚 実測厚 (mm)	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	伸び e (%)
t6	5.35	329	479	38.4
t9	8.4	325	503	31.6
t12	11.43	298	463	33.3

表3 せん断継手試験結果

試験体名 ^{*1}	板厚		実験結果 ^{*2}				
	切削側 t_e (mm)	先孔側 t_r (mm)	最大強度 fQ_m (kN)	同左変位 Δ_m (mm)	最大強度 平均値		
D5-t6-6	1	6	6	11.8	0.65	11.8	
	2			11.8			0.64
D5-t9-9	1	9	9	12.0	0.69	11.8	
	2			11.7			0.63
D5-t12-12	1	12	12	11.4	0.57	11.6	
	2			11.8			0.53
HD8-t6-6	1	6	6	19.3	1.20	18.8	
	2			18.2			1.03
	3			18.9			1.07
HD8-t6-9	1	6	9	17.8	0.88	17.6	
	2			17.5			0.97
	3			17.5			0.98
HD8-t9-9	1	9	9	17.9	0.90	17.7	
	2			18.1			0.72
	3			17.0			0.80
HD8-t9-12	1	9	12	18.2	0.86	18.1	
	2			19.0			1.09
	3			17.2			0.86

*1: D5:ねじ径5.5mmのドリリングタップピンねじ
 HD8:ねじ径8mmのドリリングタップピンねじ

*2: 最大強度はドリリングタップピンねじ一本あたりの強度を示す。

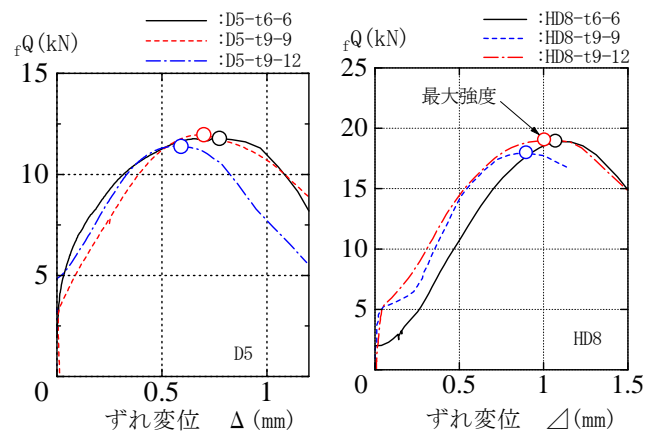


図4 ねじ一本あたりの荷重(fQ)-ずれ変位(Δ)関係例

§4. 鋼板補強したH形鋼梁の曲げ実験

4.1 実験概要

(1) 試験体

試験体は、溶接組立のH形鋼のフランジに鋼板補強を施した試験体 2 体と、補強効果を検証するために行う無補強試験体 1 体の計 3 体である。試験体の諸元を表4に、形状および寸法を図5に示す。補強対象部材(以下、既存部材と称す)は、溶接組立のH形鋼とし、板要素の幅厚比は、フランジの b_f/t_f が 16.2、ウェブの d_w/t_w が 42.4 で、それぞれ建築物の構造関係技術基準解説書²⁾のFD、FAランクに相当する。試験体の材端は、既存部材、補強鋼板共に、加力スタブ(溶接組立H形鋼)に突合せ溶接により接合されている。

実験因子は、①補強の有無、②部材端部(400mmの区間)の隅肉溶接の有無である。鋼板補強を有する試験体 D1、D2 は径 5.5mm のドリリングタッピンねじを用いた試験体であり、両者ともねじピッチは 50mm、フランジ片側 2 列とした。試験体 D2 は、材端部から 400mm の範囲

のねじを無くし、その代わりに隅肉溶接を施した試験体である。鋼材の材質は、すべて SS400 とした。

(2) 加力および測定方法

鋼材の機械的性質を表5に示す。ドリリングタッピンねじの機械的性質についてはその 1 に示した。

加力方法は図 5 に示したように、組立 H 形鋼を固定した片持ち梁形式とし、試験体右端付近を上下に正負交番漸増繰り返し荷重を行った。補強を施した試験体の全断面が一体とした場合の全塑性曲げ耐力と初等梁理論から求めた弾性剛性の計算値から算出される変形を基準値として、0.5 倍、2 倍、4 倍、6 倍、8 倍の振幅を各 2 回、耐力が十分減少するまで荷重した。変形の基準値の 0.5 倍のサイクルは部材角 1/192、2 倍のサイクルは 1/48、4 倍のサイクルは 1/24、6 倍のサイクルは 1/16、8 倍のサイクルは 1/12 に相当する。

測定は荷重をロードセルにより、各部変位を変位計、各部ひずみをひずみゲージにより計測した。また既存材と補強材の材軸方向のずれ変形を変位計により計測した。

表 4 試験体の諸元

試験体	既存部材 $b \times D \times t_w \times t_f$	補強鋼板 $b_s \times t_s$	接合法	ねじ耐力比 ²⁾ ϕ_s
N		なし	-	-
D1	BH-400×300×9×9 $b_f/t_f = 16.2$ (FD相当) $d_w/t_w = 42.4$ (FA相当)	280×12	突合溶接+ ねじ@50ダブル	1.64
D2			突合溶接+ 隅肉溶接 ¹⁾ + ねじ@50ダブル	1.45

1) 材端から400mmの範囲のみねじの代わりに隅肉溶接

2) ねじ耐力比

$$\phi_s = \frac{n \cdot f Q_m}{(N_y - N_{end})}$$

n : ねじ本数

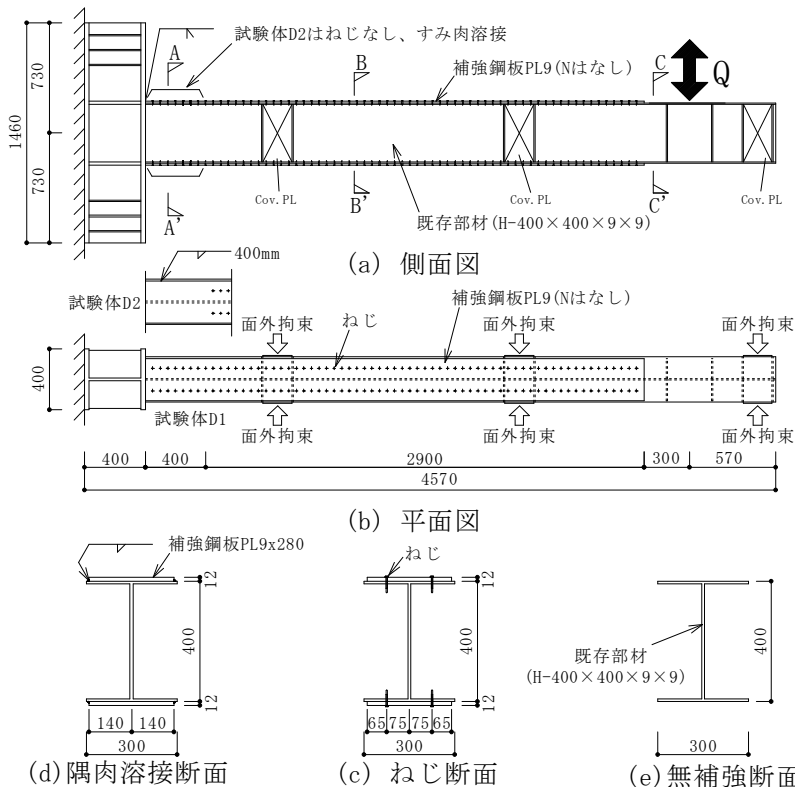
$f Q_m$: ねじ1本の最大せん断耐力, N_y : 補強鋼材の降伏軸力

N_{end} : ねじ始端部の補強鋼材が N_y の時のねじ終端部の補強鋼材

表5 鋼材の機械的性質

板厚 (mm)	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_B (N/mm ²)	伸び (%)	使用部位
9	325.5	488.6	40.3	既存材
12	301.1	459.0	42.0	補強材

JIS Z2201 5号試験片の3データの平均値



試験体NはA-A', B-B', C-C' とともに無補強断面
 試験体D1はA-A', B-B' がねじ断面, C-C' が無補強断面
 試験体D2はA-A' が隅肉溶接断面, B-B' がねじ断面, C-C' が無補強断面

図 5 試験体形状および寸法

4.2 実験結果

実験結果の一覧を表6に、補強した試験体 D1,D2 の荷重(Q)-部材角(R)関係を無補強試験体 N と比較して図6に示す。

試験体 N は、フランジが降伏し、最大荷重に達した後、材端部のフランジ局部座屈により耐力が低下し、その後ウェブにも局部座屈が発生した。

試験体 D1 は、試験体 N よりも初期剛性が高く、最大荷重も大きい結果となった。最大荷重に達した後、フランジおよび補強鋼板に局部座屈が生じ耐力が低下した。繰返し载荷に伴い、前述の座屈は顕著となり、最終的に材端近傍のねじが破断して、フランジと補強鋼板が分離し、耐力低下が顕著となった。

試験体 D2 は、試験体 D1 に対し最大荷重が若干大きな値を示した。1/48rad.の载荷ループでは局部座屈が認められ、変形が進むにつれて耐力低下が生じた。

試験体 D1 と D2 の Q-R 関係を比較すると、最大荷重までは、Q-R 関係に既存材と補強鋼板の接合方法の違いによる影響は顕著には見られなかった。材端のフランジと補強鋼板を隅肉溶接により接合した試験体 D2 は、局部座屈が生じて両者が分離しなかったため、変形の増大に伴う耐力低下が試験体 D1 に比べて緩やかであった。

鋼構造限界状態設計指針・同解説³⁾の方法を用いた局部座屈耐力の計算値(eQ_y)を表6、図6に示す。ここでは、補強鋼板の幅厚比が大きいので、フランジに局部座屈に対する拘束効果は無いものと仮定して、フランジの幅厚比を用いて、板材の局部座屈限界耐力(F_{cr})を算出した。 eQ_y は、 F_{cr} に断面係数を乗じ、加力点から材端までの距離で除して算出した。計算値は、実験結果を安全側に評価している。

既存部材と補強鋼板のずれ変位の材軸方向分布を図7に示す。部材端から加力部に向かうに従い、ずれ変位

表6 実験結果一覧

試験体	最大荷重 Q_m (kN)	最大荷重時 変形角 R_m (10^{-3} rad)	無補強試験体 の Q_m に 対する比	局部座屈限界 耐力計算値 eQ_y (kN)*1
N	120.8	11.4	-	84.4
D1	227.7	15.6	1.88	181.7
D2	250.4	22.5	2.07	181.7

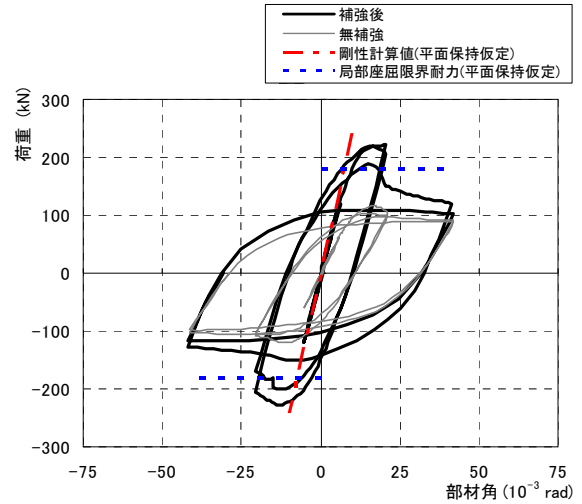
*1)

$$eQ_y = F_{cr} Z_e / L$$

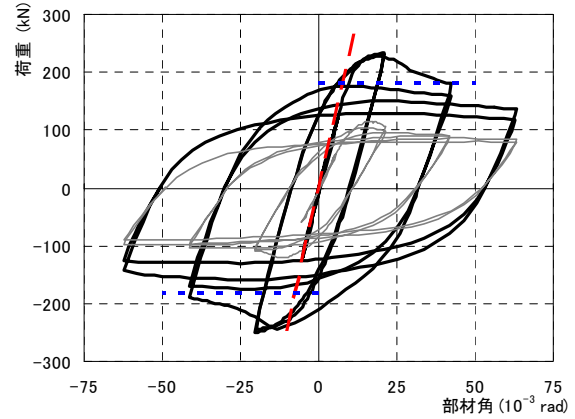
F_{cr} : AIJ, LSD 指針³⁾による。

Z_e : 断面係数

L : 加力点からスタブ面までの距離

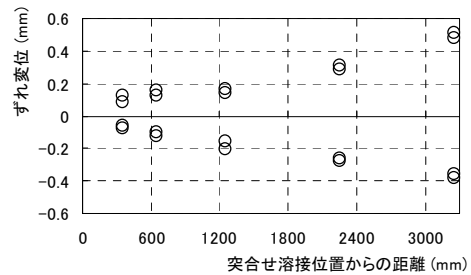


(a) 試験体 D1

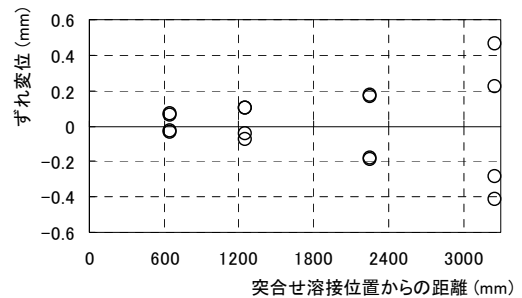


(b) 試験体 D2

図6 荷重-部材角関係



(a) 試験体 D1(1/48 のサイクル)



(b) 試験体 D2(1/48 のサイクル)

図7 ずれ変位分布

が大きくなっている。

荷重—ずれ変位関係の例を図8に示す。初期は摩擦のためほとんど変形がないが、荷重が大きくなると変形する。ずれ変位の影響はQ-R関係に顕著には見られず、剛性がやや小さくなる程度であった。なお、荷重—ずれ変位関係の履歴に若干のスリップが観察された。

§5. まとめ

本報告のまとめを以下に示す。

- (1) 既存鉄骨ラチス柱にドリリングタップピンねじを用いて鋼板を接合する耐震補強工法の概要について示した。
- (2) ドリリングタップピンねじを用いた重ねせん断継手の一面せん断試験を行った。ねじ一本あたりの最大せん断強度は、ねじ径が 5.5mm では 11~12kN、ねじ径が 8mm では 17~18kN であった。
- (3) H 形鋼のフランジに鋼板補強を行った部材の静的繰返し曲げ実験より、以下の知見が得られた。
 - a) 鋼板補強した試験体は無補強試験体の 1.8 倍以上の最大荷重であった。H 形鋼フランジを鋼板補強する耐震補強工法において、鋼板の材端部を突き合わせ溶接し、その他の部分をドリリングタップピンねじにより接合する工法は、有効といえる。
 - b) ドリリングタップピンねじ接合した部分の既存部材と補強鋼板には、ずれ変形が生じることを確認した。
 - c) 局部座屈を生じる材端部のみドリリングタップピンねじの代わりに隅肉溶接した試験体は最大荷重に達した後の耐力低下が緩やかであった。

参考文献

- 1) 例えば、岡田久志,他:ドリルねじ重ね継手のせん断耐力評価 —ドリルねじ接合の鉄骨造への適用に関する研究—, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ, pp.583~592,2005年9月.
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課, 日本建築主事会議, 日本建築センター編:建築物の構造関係技術基準解説書, 2001年3月.
- 3) 日本建築学会:鋼構造限界状態設計指針・同解説, 1998年10月.



ひとこと

今後、耐震補強技術は、益々必要とされる技術と考えられます。本工法に留まらず、工学的に価値のある技術の開発に努めていきたいと思っております。

佐々木 聡

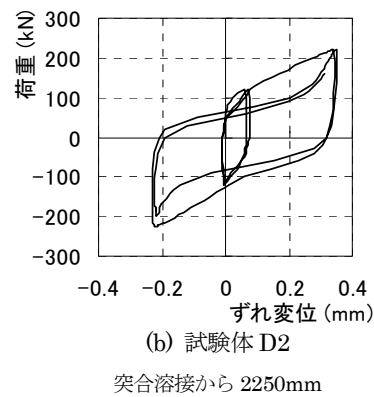
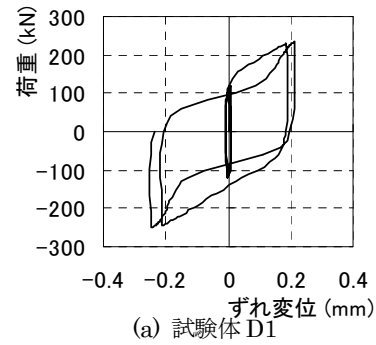


図8 ずれ変位の履歴(1/48 まで)