

山形鋼高力ボルト接合部の突出脚への並列材付加による乾式補強

SEISMIC RETROFIT FOR BOLTED ANGLE CONNECTIONS USING ADDITIONAL MEMBER ON THE LEG PLATE

吉敷 祥一*¹, 梶間 夏美*², 薩川 恵一*³

Shoichi KISHIKI, Natsumi KAJIMA and Keiichi SATSUKAWA

Retrofit with welding makes the construction impractical because it should pay attention to prevention of fire. In this paper, fundamental experiments on a non-fire strengthening method for bolted angle brace connections were carried out. The test results show that the additional bolted member increases the ultimate strength and its increment strongly depends on distance between the 1st existing bolt and the 1st joint bolt. Moreover, it indicates that the distance has to be 1.5 times or more of the width of the angle cross section in order to maximize the ultimate strength of the connection.

Keywords : brace, angle, high strength bolt, seismic retrofit, non welding

ブレース, 山形鋼, 高力ボルト, 耐震補強, 無溶接

1. はじめに

構造別・用途別の建築着工統計調査報告(2017年等)¹⁾によれば, 2, 3階建ての低層かつ大空間であることの多い店舗, 倉庫, 工場及び作業場は, 鉄骨造建物の建設対象の大半を占める. 公共建築である屋内運動場については, 未だ防災拠点としての継続使用性の確保に課題が残る²⁾などものの, 耐震性の不足する既存不適格建物への耐震補強は進んでおり, 近年の地震被害調査でもその効果の一端が報告されている^{3), 4)}など. 一方の工場や倉庫についても, 東日本大震災における甚大な被害を受けて, 事業継続計画の観点から耐震補強の推進の気運が高まっている. しかしながら, 工場では生産活動の継続が望まれ, 工事作業による設備機器や製品等への影響を回避する大掛かりな養生を要するため, 耐震補強の採用が進んでいない. 特に溶接等に伴う火気の使用に対しては慎重な対応が必要であり, 近年, 火気の使用を避けた高力ボルト接合による乾式補強の研究開発が活発に行われている^{5)~8)}など.

著者らは, 既報⁹⁾などにて山形鋼ブレースの高力ボルト接合部を対象とした耐震補強を検討し, 突出脚側への隅肉溶接の付加が耐力確保に効果的であることを示した. 本研究では, この方法を応用し, 山形鋼高力ボルト接合部の突出脚側に新たな山形断面材(以後, 並列材(additional member))を高力ボルト接合により付加する乾式補

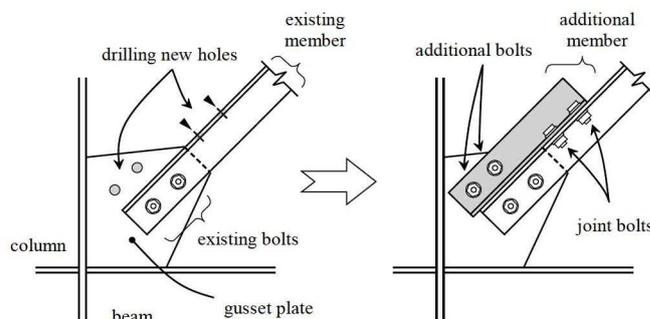


Fig.1 Seismic retrofit by additional bolted members (side type)

強方法(Fig.1)を考え, その補強効果を構造実験により把握する. なお, “突出脚(leg)”とはガセットプレートと直交する山形断面の辺を指し, 他方のガセットプレートと接合する辺を“平板部(flat plate)”と呼ぶ. 本補強方法は, 山形鋼ブレースの接合部における既存ボルト(existing bolts)より前方の突出脚に穿孔し, その孔を利用して並列材と既存材の突出脚同士を高力ボルト摩擦接合(連結ボルト(joint bolts))するものである. 並列材の平板部は, 既存材と同様, ガセットプレートに高力ボルト摩擦接合(補強ボルト(additional bolts))する. なお, 補強が必要な接合部のガセットプレートには新たな接合スペースがないことも多い¹⁰⁾. しかし, 本研究では, ガセッ

*1 東京工業大学科学技術創成研究院未来産業技術研究所
 准教授・博士(工学)

*2 元東京工業大学大学院 修士課程・修士(工学)
 (現 構造計画研究所)

*3 愛知工業大学工学部建築学科 教授・博士(工学)

Assoc. Prof., FIRST, IIR, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology, M.Eng.
 (Kozo Keikaku Engineering)

Prof., Dept. of Architecture, Aichi Institute of Technology, Dr.Eng.

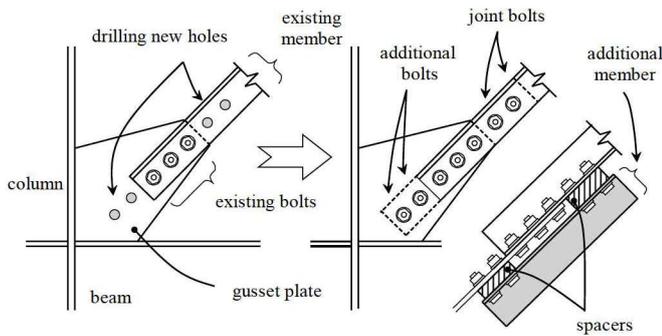


Fig. 2 Seismic retrofit by additional bolted members (back type)¹²⁾

トプレートは何らかの手段で増設でき、並列材はガセットプレートに接合可能であることを前提に検討を進める。

本補強方法は、文献6)における方杖材を既存材と並行に設置した場合に相当し、既存ボルト孔周辺の有効断面破断に対しては、少なくとも①新たな応力伝達経路を付与することによる効果が期待できる。例えば、既存材の平板部に連結ボルトを設け、付加材を背面に取り付けた場合 (Fig. 2)^{7), 11)} は、一般的な接合部と同様に連結ボルトを加えた高力ボルトの総本数に応じた無効突出脚長さの減少が得られている⁷⁾。本補強方法では、更に「建築構造問題快答集 3」¹²⁾にて言及されているように、②突出脚への応力伝達を促進することが直接的に無効突出脚長さの減少に結びつくと考えられ、より大きな耐力上昇が期待できる点に特徴がある。なお、本論文は、既報¹³⁾などにて発表したデータを再整理し、加筆・修正したものである。

2. 事前検討と実験計画

2.1 事前検討

2.1.1 補強によって確保すべき接合部耐力

実験を計画するにあたり、まず文献9)において示した山形鋼高力ボルト接合部における保有耐力接合の条件を再掲し、補強によって確保すべき接合部耐力を確認する。本論文では有効断面破断耐力を引張強さで除して得られる断面積を突出脚有効率に置き換え、これを指標に補強効果を評価する。すなわち、軸部降伏の有無は使用鋼材の降伏比に依るが、有効断面破断耐力に及ぼす降伏比の影響は小さいものとする。また、断面は等辺山形鋼を対象とし、断面積の算出はFig. 3に示す長方形から構成される簡略化した形状にて行う。すなわち、断面を等辺山形鋼の辺の長さ d と板厚 t で表す。さらにボルト孔径を ϕ 、耐力計算上の無効部分である無効突出脚長さを d_n とする。ここで、突出脚有効率 γ は、突出脚のうち、耐力計算に有効な長さ $d - d_n$ の突出脚全長 d に対する比と定義する。

$$\gamma = \frac{d - d_n}{d} \quad \dots (1)$$

山形鋼断面の軸部降伏耐力 bP_y 、高力ボルト接合部における有効断面破断耐力 jP_u は、上記の断面寸法と材料強度 F 、 F_u によってそれぞれ表せる。したがって、接合部耐力が有効断面破断によって決まる場合に限った保有耐力接合の条件は、材料強度のばらつきや歪硬化等を反映させた接合部係数 α を用いて表せ、これを突出脚有効率について整理すれば次式が得られる。ここで、右辺を保有耐力接合の条件を満足させるのに必要な突出脚有効率 γ_{req} とする。なお、本式は誤記を含めて文献9)の式を修正している。

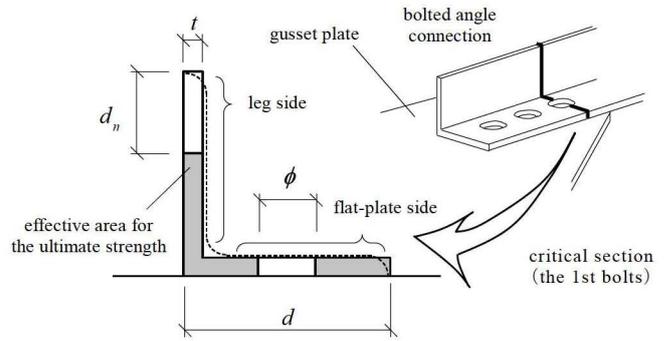


Fig. 3 Cross section of the angle and its simplification

requirement of effective length of leg plate : γ_{req}

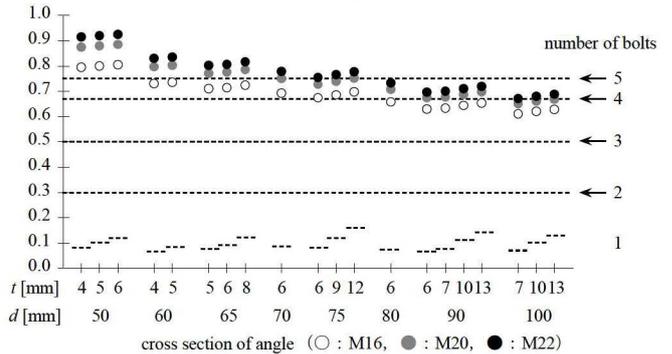


Fig. 4 Requirement of the effective length of the leg plate

$$\gamma \geq (\alpha \cdot YR_F - 1) \cdot \left(2 - \frac{t}{d} \right) + \left(1 + \frac{\phi}{d} \right) = \gamma_{req} \quad \dots (2)$$

ここで、 $YR_F (= F / F_u)$: 基準強度の降伏比

保有耐力接合に必要な突出脚有効率 γ_{req} をFig. 4に示す。突出脚有効率 γ_{req} は、使用鋼材をSS400材として接合部係数 α を1.2¹⁴⁾、基準強度の降伏比 YR_F を235 / 400として計算している。図の横軸は、等辺山形鋼の断面 (d, t) であり、マーカーの種類により高力ボルトの呼び径の違いを表している。また、破線は高力ボルトの本数で規定される無効突出脚長さ¹⁴⁾を突出脚有効率に換算した値である。これらの図からL50の断面ではボルト本数を増やすだけでは保有耐力接合の実現は不可能であり、L60以上の断面については最低でも4, 5本の高力ボルトが必要となることが分かる。換言すれば、高力ボルトの本数が3本以下では非保有耐力接合となる可能性が高く、補強対象となる。

2.1.2 並列材付加による有効断面の変化と有効断面破断耐力

並列材は、耐震補強を想定すると、既存ボルトより前方に連結ボルトを配して取り付けることになる。この場合には、Fig. 5に示す2種類の有効断面破断 (破壊モード) が考えられる。モード I は、既存ボルト孔から連結ボルト孔への斜方破壊線を含む有効断面 (Fig. 5 (a)) の破断である。この場合の有効断面破断耐力 $j_{(0)}P_u$ は、引張強さ σ_u と図中の記号を用いて表せる。

$$j_{(0)}P_u = 2 \cdot l_e \cdot t \cdot \sigma_u + l_d \cdot t \cdot \sigma_u^* \quad \dots (3)$$

ここで、縁端の長さ l_e は辺の中央にボルトを配置するとして定め、斜方線の長さ l_d は幾何学的な関係から、第一既存ボルトから第一連結ボルトまでの距離 x を用いて表せる。

$$l_e = \frac{d - \phi}{2} \quad \dots (4.1)$$

$$l_d = \sqrt{(d-t)^2 + x^2} - \phi \quad \dots (4.2)$$

また、斜方線における最大応力度 σ_u^* は、ミーゼスの降伏条件を引張強さに拡張した破壊基準を用いることで低減される¹⁵⁾。

$$\sigma_u^* = \sqrt{1 + 2 \cdot \frac{(d-t)^2}{(d-t)^2 + x^2}} \cdot \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} \quad \dots (5)$$

一方のモードIIは、連結ボルト孔のみを横切る直線状の有効断面 (Fig.5 (b)) の破断である。連結ボルトは突出脚側にあるため、既存ボルトとは平板部と突出脚の位置関係が逆転しており、平板部に耐力計算上の無効部分が生じる可能性がある。しかし、後方で平板部から既存ボルトへの応力伝達があるため、ここでは無効部分を考えない。モードIIにおける有効断面破断耐力 ${}_{j0}P_u$ は、次式で表せる。

$${}_{j0}P_u = (2 \cdot d - t - \phi) \cdot t \cdot \sigma_u \quad \dots (6)$$

等辺山形鋼L75x6に高力ボルトM16を用いた場合を例に、モードI ((3)式)、モードII ((6)式)の有効断面破断耐力の計算値をFig.6に示す。図の縦軸はそれぞれの計算値を次式により突出脚有効率に換算した値であり、横軸は第一既存ボルトから第一連結ボルトまでの距離 x である。

$$\gamma = \frac{{}_jP_u - (d-t-\phi) \cdot t \cdot \sigma_u}{d \cdot t \cdot \sigma_u} \quad \dots (7)$$

モードIの有効断面破断耐力は、距離 x が大きくなると、(4.2)式で表される斜方破壊線の断面積が大きくなるため、基本的には増加する。ただし、斜方破壊線における最大応力度 σ_u^* は純せん断状態 ($1/\sqrt{3} = 0.58$ 倍)に漸近して低下するため、両者の積としての増加量は緩やかとなる。一方のモードIIの有効断面破断耐力は、距離 x とは無関係であり、一定値を示す。これら両者のいずれか小さい方が補強後の有効断面破断耐力 ${}_jP_u$ となる。

$${}_jP_u = \min\{{}_{j0}P_u, {}_{j0}P_u\} \quad \dots (8)$$

以上より、2.2節では2種類の破壊モードを規定するであろうパラメータとして距離 x に着目し、試験体を選定する。

2.1.3 本実験における評価方法と設計における位置付け

前述したように、本論文では試験体の降伏比に依存する軸部降伏の有無で補強効果を確認するのではなく、実験結果より得られる最大耐力 P_{max} を、(7)式の P_u に代入して得られる突出脚有効率 γ_{max} によって補強効果を確認する。したがって、この突出脚有効率 γ_{max} が(2)式において各断面の突出脚有効率 γ_{req} を上回れば、接合部耐力が有効断面破断によって決まる場合に限った保有耐力接合の条件を満足することになる。

また、本論文では限られた断面、材料特性において保有耐力接合の条件を満足するか否かを検討するのではなく、(8)式にて示される有効断面破断耐力 ${}_jP_u$ の計算値より得られる突出脚有効率 γ と実験結果 γ_{max} の比較を行い、本補強によって最大限の突出脚有効率 γ を発揮できる条件とその算出方法について検討する。

2.2 実験計画

2.2.1 試験体

試験体の概要を、セットアップを兼ねてFig.7に示す。試験体は山形鋼の両端にガセットプレート(9mm(SS400))を接合して構成されており、その高力ボルト摩擦接合部を実験対象としている。ここでは接合部の破断に至らしめるため、試験体の材長を実際のブレースより短くしているが、評価対象である有効突出脚に及ぼす影響は小さいものと考えている。また、ガセットプレートの板厚は接合部

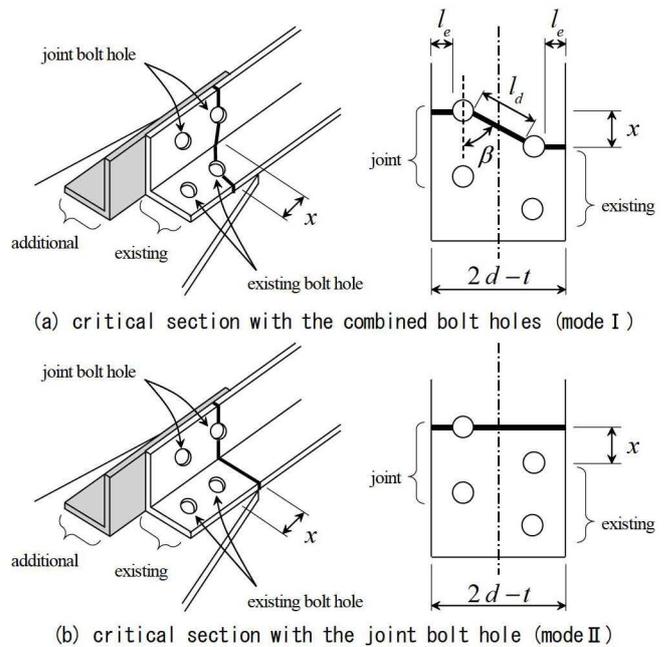


Fig.5 Failure modes after seismic retrofit

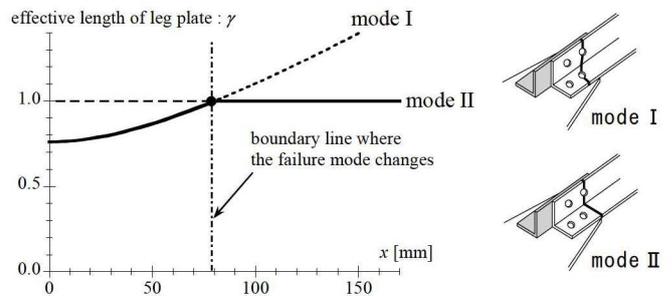


Fig.6 Effective length of leg plate (L75x6)

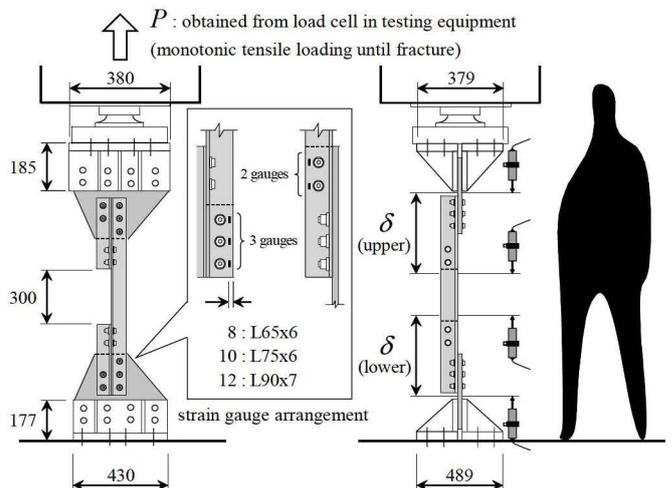


Fig.7 Test setup & measurement plan

Table 1 Material properties of steel used for specimen

		Phase	σ_y [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	Y.R. [%]	ϵ_u [%]
L75x6	SS400	I, II	316	447	71	36
		III	309	434	71	24
L65x6		III	322	415	77	26
L90x7		III	325	455	72	24

Table 2 List of test specimen and test results

details of test specimen							test results & failure modes								
phase	specimen	$d \times t$ [mm]	n_{bolt}	x [mm]	e [mm]	p [mm]	P_y [kN]	γ_y [-]	P_{max} [kN]	γ_{max} [-]	failure mode observed after the tests				
I	I75_3	75×6 (1)	3	-	30	60	142	0.32	225	0.44	E				
	I75_3_-30			-30			140	0.30	257	0.60	E				
	I75_3_-30L			-30			132	0.25	-	-	-				
	I75_3_+30			+30			140	0.30	251	0.57	E				
	I75_3_+90			+90			143	0.33	-	-	-				
	I75_2			2			-	87	-0.07	135	-0.01	edge			
	I75_2_+30						+30	143	0.33	252	0.57	edge + E			
I75_2_+90	+90	143	0.33		271	0.67	edge								
II	II75_3	75×6 (1)	3	-	30	60	142	0.32	220	0.41	E				
	II75_3_-30L			-30			137	0.28	268	0.65	E				
	II75_3_+90			+90			146	0.35	293	0.78	J				
	II75_2		2	-	110	0.09	157	0.10	bolt fracture						
	II75_2_+30			+30	137	0.28	255	0.59	E						
	II75_2_+30S			+30	161	0.45	260	0.61	E						
	II75_2_+90			+90	163	0.47	299	0.81	J						
III	III75_3	75×6 (2)	3	-	40	60	189	0.68	279	0.75	E				
	III75_3_+60			+60			194	0.72	322	0.97	EJ				
	III75_3_+120			+120			206	0.80	345	1.09	J				
	III75_3_+150			+150			198	0.74	342	1.07	J				
	III65_3			65×6			3	-	40	60	153	0.59	243	0.87	E
	III65_3_+30	+30	155		0.60	255		0.94			EJ				
	III65_3_+120	+120	173		0.75	282		1.11			J				
	III90_3	90×7	3		-	50		70			251	0.55	406	0.74	E
	III90_3_+35				+35						278	0.68	467	0.95	EJ
	III90_3_+140			+140	288		0.73		522	1.14	J				

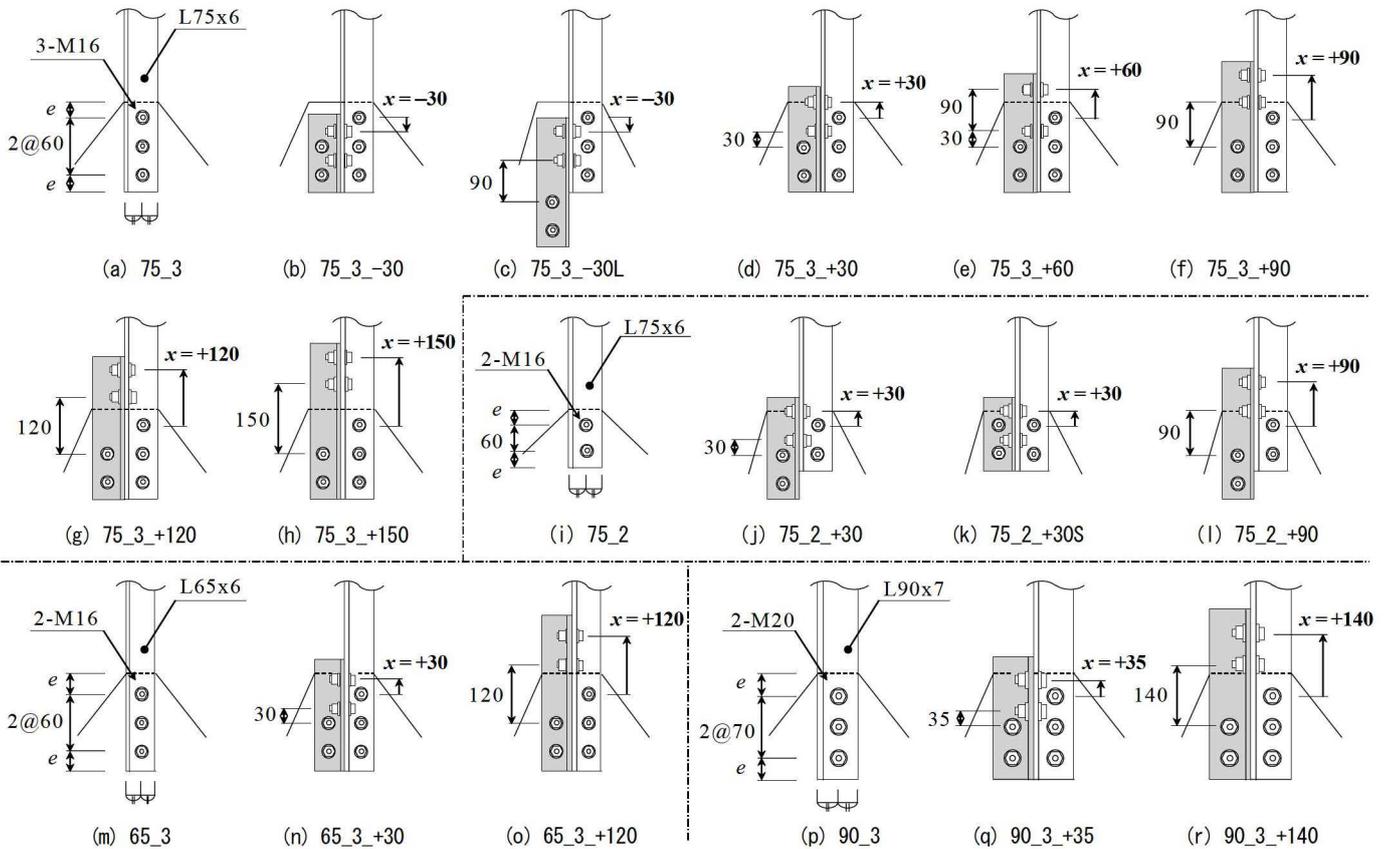
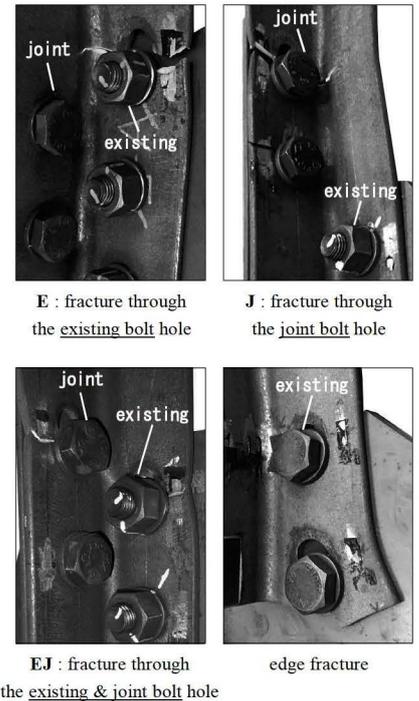


Fig. 8 Detail of the specimens

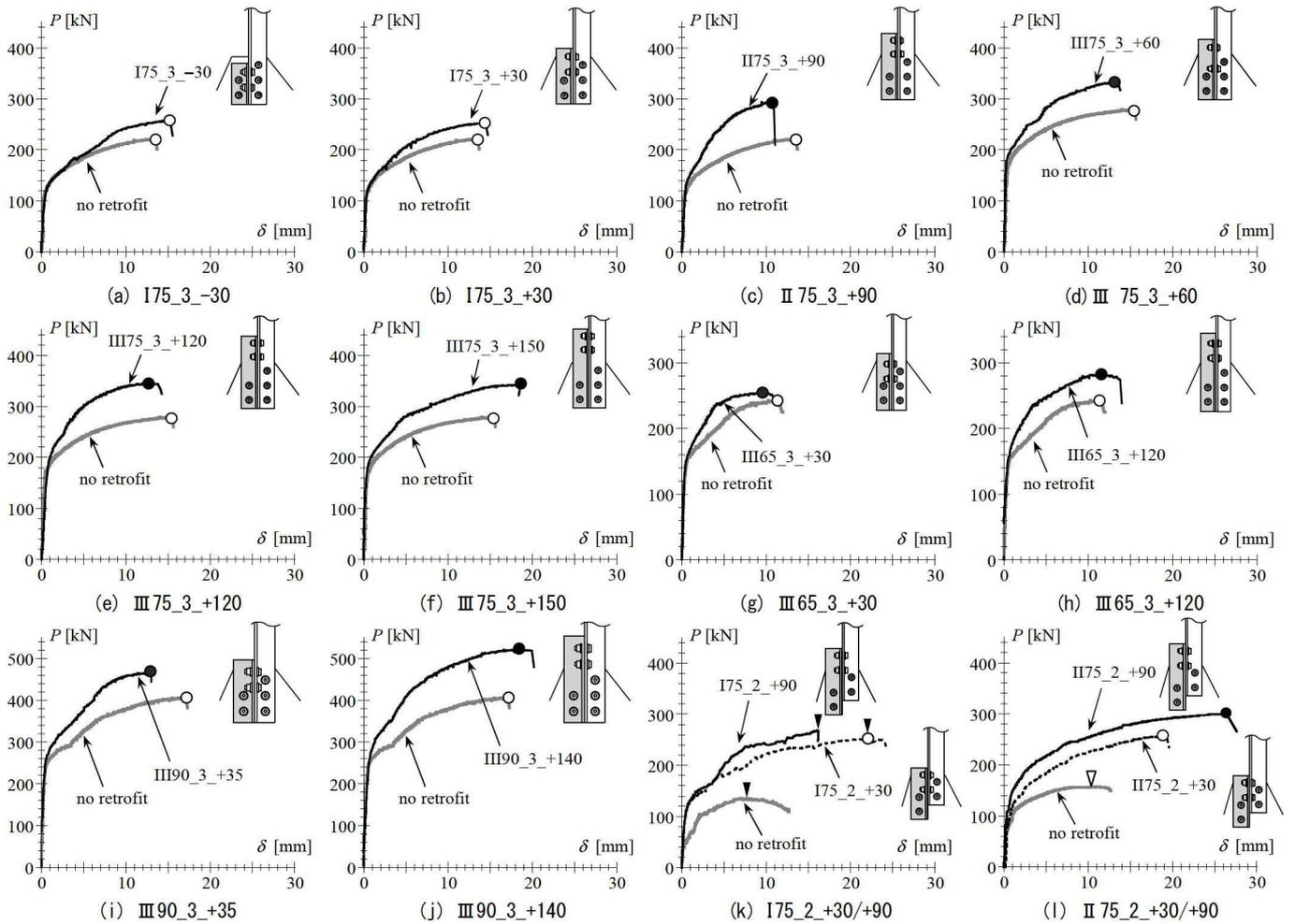


Fig. 9 Relationships between force and deformation with comparison to no retrofit specimen

(○:fracture through the existing bolt hole, ●:fracture through the joint bolt hole, ▽:bolt fracture, ▼:edge fracture)

耐力に僅かに影響する¹⁰⁾が、ここでは使用断面に対して一般的に用いられる板厚のみを採用している。なお、実験対象となる摩擦接合面は「黒皮のまま」とし、高力ボルトはナット回転法により締め付けている。

実験パラメータは、山形断面の種類、高力ボルトの本数、はしあき距離、および補強詳細である。山形断面は、L65x6、L75x6、L90x7の3断面とし、このうちのL75x6を標準断面として多数のパラメータを設定した。高力ボルトの呼び径と本数は、ボルト孔欠損と突出脚の半分を無効と考えた降伏耐力がすべり耐力以下となるように定め、L65x6とL75x6では3-M16(F10T)、L90x7では3-M20(F10T)を基本とした。また、ボルトピッチは高力ボルトの呼び径に応じた標準ピッチを採用し、へりあき距離は辺の半分($d/2$)とし、はしあき距離はM16では40mm、M20では50mmとした。これに対して、標準断面L75x6では、ボルト本数を2本とした試験体、はしあき距離を30mmとしてはしめけ破断を誘発させた試験体も加える。

実験は3期にわたって実施し、山形鋼については最大2ロットの鋼材を使用している。第1期の実験では上部の接合部を隅肉溶接により補強して実験対象としていなかったが、幾つかの試験体ではこの部分に破壊が生じてしまった。これを受けて第2期と第3期では試験体を上下対称として、最終的に破壊した側を実験対象とした。試験体に使用した山形鋼について、JIS-5号引張試験片より得られた

材料特性をTable 1に示す。

2.2.2 補強詳細

試験体のパラメータである補強詳細をFig.8に示し、試験体一覧をTable 2にまとめる。補強詳細において実験結果に大きな影響を及ぼすと考えられるのは、2.1.2項で述べた第一既存ボルトから第一連結ボルトまでの距離 x である。第一既存ボルトの真横はガセットプレートの幅が十分でないことに配慮し、新設する第一補強ボルトは第二既存ボルトの真横か、それより後方に設置することを基本とし、その上で連結ボルトの設置位置を変化させている。L75x6の距離 x は-30~+150mmまでの範囲で6種類を設定し、最大耐力に及ぼす影響を把握する。一方のL65x6では $x = +30, +120$ mm、L90x7では距離 $x = +35, +140$ mmと断面毎に2種類ずつを用意し、主に断面の違いによる影響を検討する。これらに加え、補強ボルトを後方に配置して並列材を長くした試験体L(Fig.8(c))、前方に配置して並列材を短くした試験体S(Fig.8(k))も用意した。なお、試験体名称は、「III75_3_+150」のように、「実験時期・断面幅_ボルト本数_距離 x 」と表記する。

2.2.3 実験方法と計測計画

実験のセットアップ(Fig.7)について説明する。試験体は、上下のガセットプレートをそれぞれスチフナ付きL字形治具にて挟み込んで装置に固定している。载荷は試験体上部に強制変形を与え、最大

耐力を発揮してからき裂の進展などに伴って耐力の低下が確認できるまで行った。実験中は試験機に組み込まれたロードセルから軸方向荷重 P を得る。また、Fig.7中の右側に示すように所定の位置にターゲットを設け、その表裏を計8台のばね式変位計にて絶対変位を測定し、各区間の変位差分から上下接合部の変形 δ をそれぞれ得る。さらに、接合部における応力伝達を把握するため、既存材の連結ボルトと既存ボルトのへりあき部に歪ゲージを貼付した。

3. 実験結果と考察

3.1 荷重－変形関係と最終破壊状況

実験より得られた荷重－変形関係を、耐力の差異を明確にするために高力ボルト摩擦接合部のすべりによる変形進行を除去してFig.9に示す。また、実験より得られた具体的な数値と最終破壊状況をTable 2の右側にまとめており、このうち降伏耐力 P_y については(7)式の P_u に代入して得られる突出脚降伏率 $y_p^{16)}$ も掲載している。図はいずれも同一断面・ロットの補強なし試験体(no retrofit)の結果を灰色の実線にて併せて示し、補強の有無を比較している。また、最大耐力を発揮した時点にマーカーを付しており、マーカーの種類によって最終破壊状況の違いを表している。具体的に有効断面破断と分類されるものとしては、第一既存ボルト(○, 表中E)や第一連結ボルト(●, 表中I)近傍のへりあき端からのき裂発生と断面方向への進展が確認された試験体、および第一既存ボルト近傍のへりあき

端からのき裂がボルト孔を経て第一既存ボルトに向かって斜めに進展した試験体(●, 表中EJ)がある。そのほか、ボルト破断(▽)やはしめけ破断(▼)に至った試験体もある。

【標準試験体(L75x6)において距離 x が異なる場合】

まず、標準試験体であるL75x6の3-M16(F10T)において距離 x の違いを考察する(Fig.9(a)～(f))。実験時期ごとに比較すると、第1期((a)～(c))と第3期((d)～(f))のそれぞれで距離 x が大きくなるに従って最大耐力が上昇していることが分かる。また、最終的にき裂が確認された位置は、補強なしや距離 $x = 30\text{mm}$ 以下では第一既存ボルト近傍(○)であったが、 $x = 60\text{mm}$ では第一既存ボルトから第一連結ボルト近傍への進展(●)がみられ、さらに大きな $x = 90 \sim 150\text{mm}$ では第一連結ボルト近傍(●)となり、2.1.2項で想定した有効断面の変化が確認できる。

個々の試験体についてみると、距離 x を -30mm (後方)とした試験体I75_3_-30と、 $+30\text{mm}$ (前方)とした試験体I75_3_+30では、最大耐力はほぼ同程度である。また、距離 $x = 120\text{mm}$ (III75_3_+120)と 150mm (III75_3_+120)は、いずれも第一連結ボルト近傍にき裂発生が確認されており、最大耐力もほぼ等しい。これらの試験体では第一連結ボルト近傍のき裂だけでなく、このボルト孔を含む断面の平板部(孔のない側)に絞りが見察されており、モードII, すなわち想定される最大の耐力を発揮したものと考えられる。

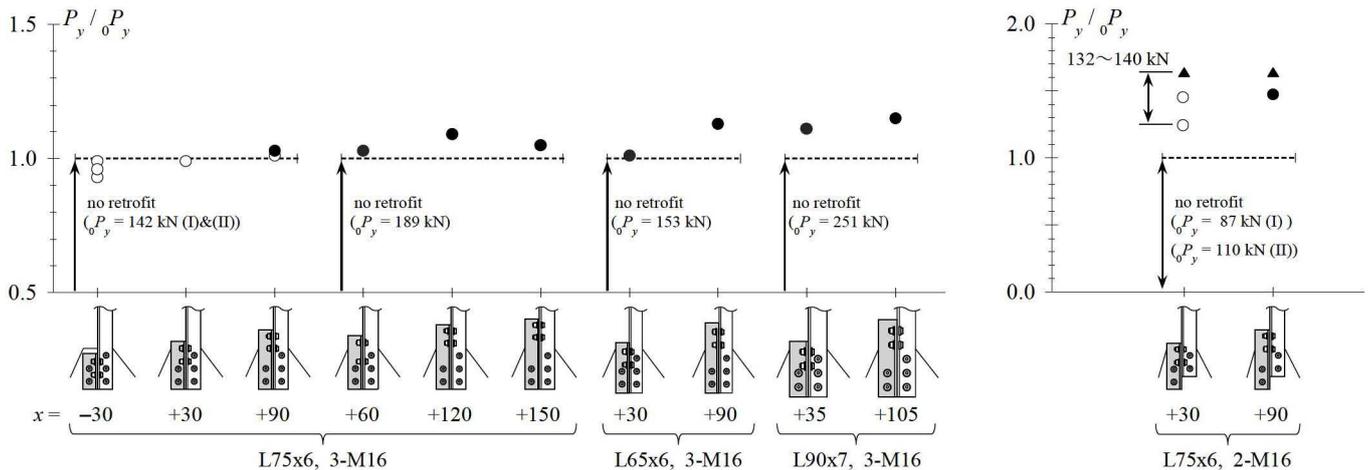


Fig. 10 The yielding strength normalized by that of the no retrofit specimen

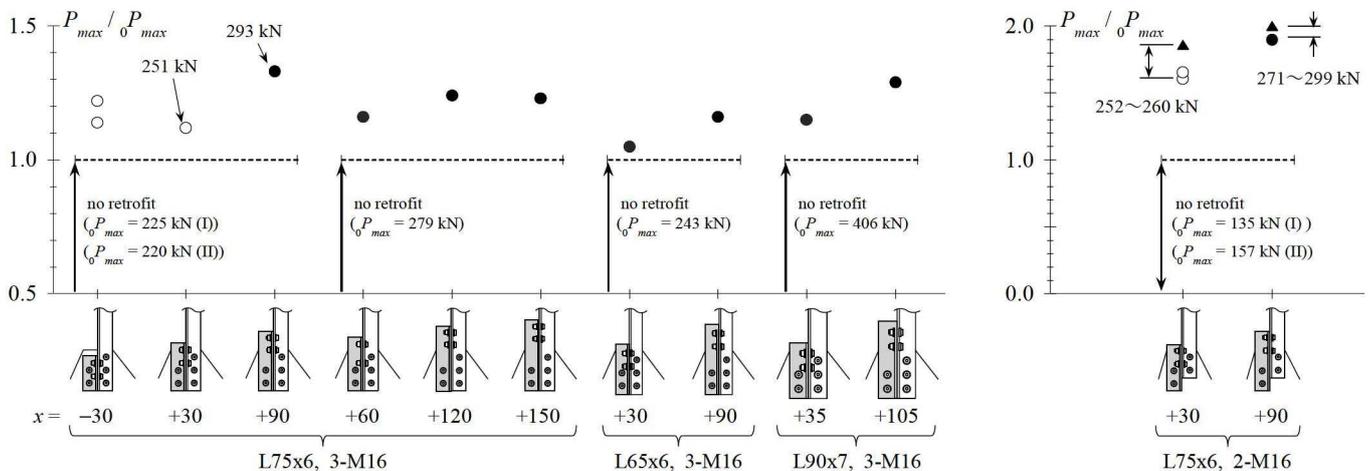


Fig. 11 The maximum (ultimate) strength normalized by that of the no retrofit specimen

【断面が異なる場合(L65x6, L90x7)】

次いで、断面の異なるL65x6(Fig.9(g), (h))とL90x3(Fig.9(i), (j))の結果を考察する。いずれも基本的には距離 x が大きいくほど、補強なしに比べて最大耐力は上昇し、有効断面が変化している。標準断面L75x6と比較すると、幅厚比(d/t)は小さいが、ボルト孔による辺の欠損率(ϕ/d)が大きいL65x6は、補強による最大耐力の上昇が小さい傾向にある。一方、幅厚比とボルト孔による辺の欠損率が標準断面L75x6とほぼ等しいL90x7は、補強による最大耐力の上昇も同程度であった。したがって、上記の指標に代表される断面形状の違いは、耐力上昇に多少の影響を及ぼしている可能性がある。

【ボルト本数が2本の場合】

最後に、ボルト本数が2本の場合(Fig.9(k), (l))を考察する。はしあき距離を30mmとした第1期(Fig.9(k))では、いずれも既存材のはしめけ破断に至っている。最大耐力は補強なしに比べると大きな上昇が得られてはいるものの、距離 $x = 30\text{mm}$ と90mmの差は小さい。これはいずれも既存材のはしめけ破断、つまり第二既存ボルトの負担応力によって最大耐力が限界づけられているためである。すなわち、両者の最大耐力(252kN, 271kN)が補強なし(135kN)の約2倍であることから、2本の既存ボルトで負担していた応力が、連結ボルトを2本追加することで半分になり、この効果が耐力上昇として現れたものと考えられる。

一方、はしあき距離を40mmとした第2期(Fig.9(l))では、補強なしでは既存ボルトが破断したが、補強により最大耐力が上昇し、第一既存ボルト(○)あるいは第一連結ボルト(●)の近傍においてき裂が発生した。また、最大耐力は、距離 x が等しい標準試験体(Fig.9(b), (c))とそれぞれ等しく、2.1.2項で想定した連結ボルトの存在が影響する破壊モードへと移行し、最大耐力において既存ボルトの本数の違いによる影響が小さくなったものと考えられる。

3.2 降伏耐力と最大耐力の上昇率

ここで降伏耐力と最大耐力を、補強なしに対する上昇率として考察する。降伏耐力 P_y については、荷重変形関係(Fig.9)における初期剛性と二次剛性(5mm変形時の接線剛性)の交点にて評価する。実験より得られた降伏耐力 P_y と最大耐力 P_{max} を、補強なしの結果 P_{y0} , P_{max0} に対する比(上昇率)として表し、Fig.10, 11に示す。図の縦軸は耐力の上昇率であり、横軸は補強詳細である。また、マーカーの種類は、Fig.9と同様に最終破壊状況の違いを表している。なお、既存ボルトの本数ごとに縦軸のスケールを変えている。

既存ボルト3本の降伏耐力の上昇率(Fig.10左)をみると、距離 x を-30mm(後方)とした場合に1~9%程度低下しているが、ほとんどの場合で降伏耐力が上昇している。また、距離 x が大きくなるほど、上昇率が高くなる傾向が確認できる。ただし、耐力上昇は最大でも15%程度である。一方、既存ボルト2本の降伏耐力の上昇(Fig.10右)は、はしめけ破断に至った試験体(▲)で64%、有効断面破断に至った試験体(○, ●)で25~48%となり、既存ボルト3本に比べて上昇率が高い。ただし、降伏耐力の値そのものは、既存ボルト3本の補強なしと同程度である。また、はしめけ破断に至った方が有効断面破断に至った試験体より上昇率が高いのは、上昇率の基準とした補強なしの破壊モードと耐力が異なるためである。

既存ボルト3本の最大耐力(Fig.11左)については、L65x6の距離 $x = +30\text{mm}$ を除けば、15~30%の上昇がみられ、降伏耐力に比べて

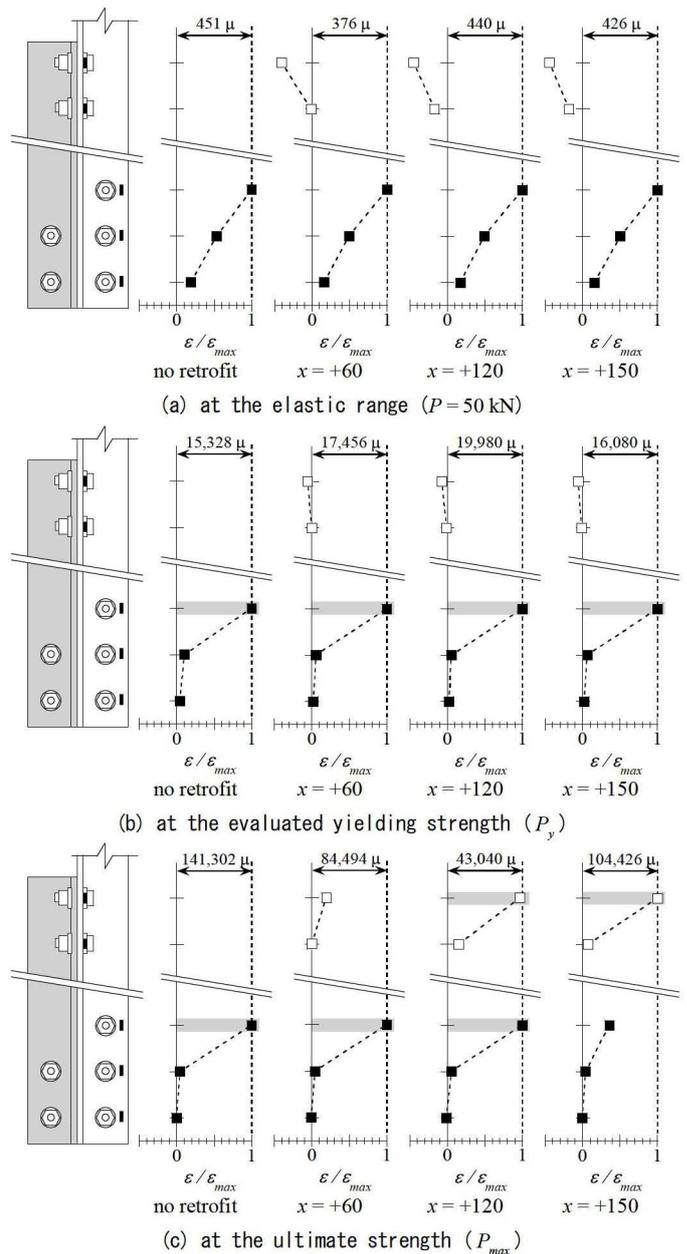


Fig. 12 Strain distribution around the bolt hole at the several state(elastic, yielding, and ultimate)

上昇率が高い傾向にある。また、3.1節で述べたように最大耐力は距離 x が大きくなるほど上昇している。さらに、標準断面L75x6の距離 x が+120mmから+150mmに変化する際の耐力上昇はなく、想定される最大の耐力(モードII)に至っていることが分かる。一方、既存ボルト2本の最大耐力(Fig.11右)をみると、上昇率が高いが、はしめけ破断が生じない場合は、同じ距離 x を有する既存ボルト3本の試験体と最大耐力がほぼ等しい。

3.3 既存材のボルト孔近傍におけるひずみ

3.3.1 材軸方向のひずみ分布

歪ゲージの計測値を用い、既存材のボルト孔近傍におけるひずみ性状を考察する。標準断面L75x6の第3期実験の結果を対象とし、既存材の連結ボルトと既存ボルト(3本)のへりあき部に貼付した歪ゲージの計測値を、材軸方向の分布としてFig.12に示す。図は(a)弾性($P = 50\text{kN}$)時、(b)降伏耐力 P_y 時、(c)最大耐力 P_{max} 時ごとに

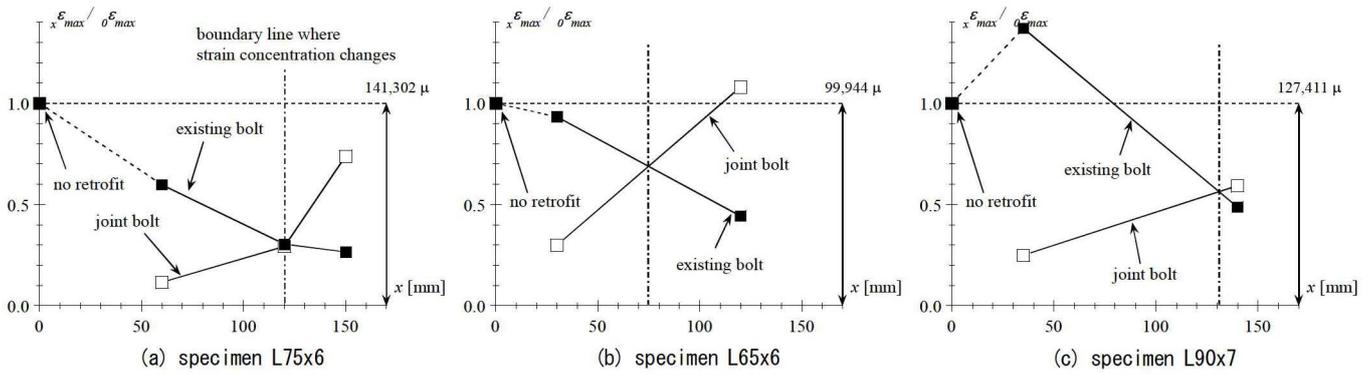


Fig. 13 The maximum strain around the 1st bolt hole of both existing and joint

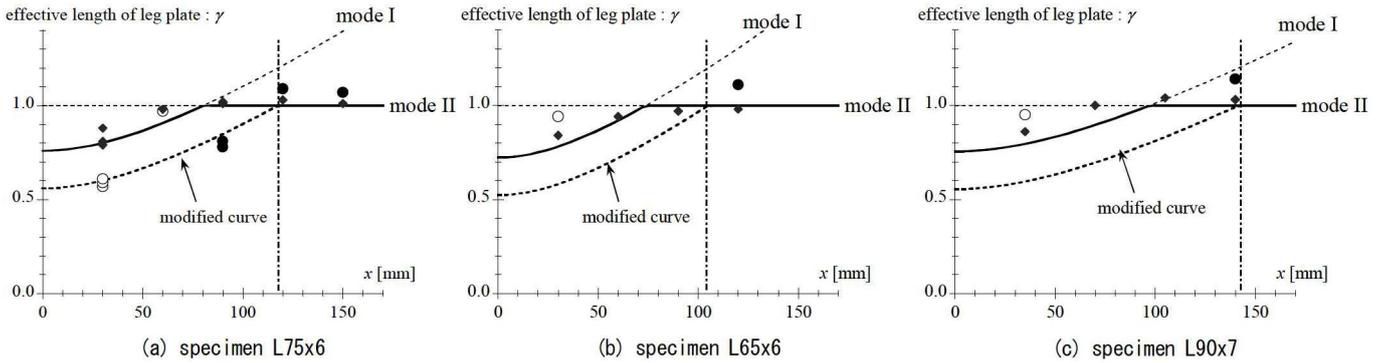


Fig. 14 Effective length of leg plate obtained from the tests, and comparison with calculated results (fracture through the existing bolt hole(○) or the joint bolt hole(●), and result of FEM analysis(◆))

示しており、図の縦軸はボルト位置であり、横軸は試験体ごとの各状態における最大ひずみ ϵ_{max} を用いてそれぞれ基準化したひずみである。また、マーカーの種類により既存ボルト(■)と連結ボルト(□)を区別しており、ひずみ集中がみられた位置を、灰色帯によってハイライトしている。

まず(a)弾性時のひずみ分布をみると、第一既存ボルトのひずみをもっとも大きく、第二、第三と後方にいくほど直線的にひずみが減少し、高力ボルト摩擦接合部における応力伝達が確認できる。一方、連結ボルトは山形断面の突出脚であるため、偏心曲げによる圧縮ひずみが生じていることが分かる。また、ひずみ分布に対しては補強の有無、および距離 x の違いはみられない。

次いで(b)降伏耐力時のひずみ分布では、第一既存ボルトにひずみ集中がみられる。また、各試験体の最大ひずみ ϵ_{max} は1.5~2.0%であり、使用鋼材の降伏ひずみ(ϵ_{max} は1.68%)にほぼ達していることから、この付近を降伏耐力として評価することは妥当であると言える。さらに、降伏耐力時においても弾性時と同様、補強の有無、および距離 x の違いはみられない。すなわち、標準試験体における降伏耐力の上昇率(Fig.10左)が最大でも15%程度と小さかった結果は、材軸方向のひずみ分布においても現れていると言える。

最後に(c)最大耐力時のひずみ分布をみると、降伏耐力時までとは異なり、距離 x の違いが明瞭に現れている。すなわち、距離 x に応じて連結ボルト近傍のひずみが圧縮から引張に大きく転じ、距離 $x = +120\text{mm}$ 以上では第一連結ボルトにひずみ集中が生じている。実験で観察された最終破壊状況においても、距離 $x = +60\text{mm}$ で第一既存ボルトから第一連結ボルトへのき裂の進展がみられ、+120mm以上では第一連結ボルト近傍にき裂発生が確認されている。これら

の最終破壊状況を説明するひずみ分布が表れていると言える。また、以上の結果から、本研究で対象とする並列材付加による補強方法は、最大耐力に対する効果は期待できるが、弾性時から降伏耐力時までの効果は小さいと考えるべきであると言える。

3.3.2 距離 x に対する最大耐力時のひずみ

次いで、最大耐力時のひずみに着目し、標準断面L75x6以外も含めて距離 x に対する変化を考察する。第一既存ボルトと第一連結ボルトの近傍における最大耐力時のひずみと距離 x の関係をFig.13に示す。図は断面毎に示しており、図の縦軸は試験体それぞれの最大耐力時のひずみ ϵ_{max} を補強なし試験体におけるひずみ ϵ_{max0} で基準化した値 $\epsilon_{max} / \epsilon_{max0}$ であり、横軸は距離 x である。なお、補強なし試験体の結果は距離 $x = 0\text{mm}$ に示している。また、図の縦軸は、ひずみ集中の程度を表しており、定性的な傾向を表したものである。

標準断面L75x6(Fig.13(a))では、Fig.12と同様、距離 x が大きくなることにより、第一既存ボルトにおける最大耐力時のひずみ(■)は減少し、第一連結ボルトにおける最大耐力時のひずみ(□)が増加している。また、断面の異なるL65x6(Fig.13(b))とL90x7(Fig.13(c))についても、最大耐力時のひずみをもっとも大きい位置は、距離 x が大きくなることで第一既存ボルトから第一連結ボルトへと入れ替わっていることが分かる。

3.4 有効断面破断耐力の評価との比較

3.4.1 突出脚有効率

最後に、2.1.2項で導出した有効断面破断耐力の評価式と実験結果の比較を行う。実験より得られた最大耐力 P_{max} を(7)式の P_u に代入して突出脚有効率 γ_{max} を得て、距離 x との関係としてFig.14に示す。図中のマーカーの違いは、き裂が第一既存ボルト近傍のみ(○)か、

第一連結ボルト近傍(●)にまで及んでいるかで区別している。また、モードⅠ((3)式)、モードⅡ((6)式)の有効断面破断耐力の計算値をFig.6と同様の表現にて示すとともに、参考として有限要素法解析¹⁾の結果(◆)を併せて示している。なお、解析の概要についてはAppendix 1を参照されたい。

実験と解析のいずれについても、距離 x が大きくなるほど突出脚有効率が上昇し、1.0程度に達すると距離 x の増加に対する突出脚有効率の上昇は頭打ちになっている。この傾向はモードⅠとモードⅡの有効断面破断耐力のうち、いずれか小さい方が補強後の有効断面破断耐力となる(8)式(Fig.14中の太実線)と合致するものである。したがって、モードⅡによって破断耐力が決定づけられるように距離 x を確保すれば、突出脚有効率1.0、すなわち既存ボルトの孔欠損のみを控除した断面を全て有効として破断耐力を決定できることを意味している。なお、突出脚有効率1.0は、Fig.4に示した断面形状と高力ボルトの呼び径の組合せにおいて、接合部耐力が有効断面破断によって決まる場合に限った保有耐力接合の条件を満足させられるものである。

3.4.2 モードⅡの破壊モードに移行させるために必要な距離 x

一方、モードⅠに相当する範囲では、特に標準断面L75x6の実験結果が解析結果および計算値((3)式)より小さくなっている。これは評価式や数値解析では考慮していない山形断面のフィレット部、あるいは断面内の材料強度の不均一さなどが影響しているものと考えられる。なお、標準断面L75x6における実験結果は、次式で表されるように、モードⅠ((3)式)において突出脚有効率で0.2に相当する耐力を差し引いた計算値(図中のmodified curve)とほぼ対応する。

$$j_{(0)}P_u = (2 \cdot l_e - 0.2 \cdot d) \cdot t \cdot \sigma_u + l_d \cdot t \cdot \sigma_u^* \dots (3^*)$$

ここでモードⅠからモードⅡへと移行する境界線を(3*)式に基づいて求め、Fig.14中に一点鎖線で示す。また、3.3.2項では距離 x に応じて最大耐力時における最大ひずみの発生位置が第一既存ボルトから第一連結ボルトへと移行しており、これについても両位置のひずみがほぼ同程度になる距離 x を境界線と考えてFig.13中に同様の一点鎖線で示す。これらの境界線を比較すると、2つの破壊モードの境界線(Fig.14)と最大耐力時のひずみ集中が第一連結ボルトへと移行する境界線(Fig.13)はほぼ等しいことが分かる。したがって、破壊モードをモードⅡに移行させるために必要な距離 x は、実験結果のばらつきとひずみ集中の観点からもモードⅠの有効断面破断耐力を低減した(3*)式により得るべきであると言える。なお、モードⅡに移行させるために必要な距離 x は、(3*)式と(6)式の関係から辺の長さ d の影響を大きく受け、本実験結果では d の1.5倍程度以上となり、最大2.5倍程度まで検証されている。

4. まとめ

本研究では、山形鋼高力ボルト接合部の突出脚側に新たに山形断面材を高力ボルト接合により付加する乾式補強方法を対象として、その補強効果を構造実験により検討した。本研究より得られた結果を以下にまとめる。

[1] 並列材を付加した後の有効断面に起因する破壊モードとして、第一既存ボルトから第一連結ボルトまでの距離 x により規定される2つの有効断面破断耐力の評価式を導出した。

[2] 構造実験では、上記の距離 x が大きくなると、破断位置および最大耐力時のひずみ集中が第一既存ボルトから第一連結ボルトへと移行することが確認でき、最大耐力の上昇が得られた。

[3] また、距離 x がある程度以上では第一連結ボルトのみを含む有効断面破断(モードⅡ)の領域に達し、距離 x に応じた最大耐力の上昇は頭打ちとなり、突出脚有効率は1.0程度となった。

[4] 本実験の結果に基づけば、試験体の断面や高力ボルト本数などの条件が大きく異ならなければ、距離 x を辺の長さ d の1.5倍程度以上とすることで破壊モードはモードⅡに移行し、突出脚有効率1.0、すなわち連結ボルトの孔欠損のみを考慮した全断面を有効とした破断耐力を発揮できる。なお、突出脚有効率が1.0程度であれば、多くの断面形状と高力ボルトの呼び径の組合せ(Fig.4)において、接合部耐力が有効断面破断によって決まる場合に限った保有耐力接合の条件を満足させられる。

謝辞

本論文は、一般社団法人 日本鋼構造協会における平成28年度 鋼構造研究助成事業「補強材を並列付加した山形鋼ブレース端接合部の設計法(研究代表者:吉敷祥一)」による研究成果です。また、第3期の実験では当時愛知工業大学 薩川研究室の石崎神吾君と鈴木 壮君に協力いただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) http://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/jouhouka/sosei_jouhouka_tk4_000002.html, 2018.9.1
- 2) Hasegawa, T. et al.: Factor Analysis of Barriers to Post-Earthquake Functionality for Buildings, Part4; Servery on Post-Earthquake Functionality of Gymnasiums, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, B-1, pp. 43-44, 2014. 7(in Japanese)
長谷川隆, 森田高市, 喜々津仁密, 向井智久, 飯場正紀, 平出 務, 加藤博人, 谷 昌典: 建築物の地震後の継続使用性に関する阻害要因分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1 分冊, pp.43-44, 2014.7
- 3) Yamada, S., et al.: Reconnaissance of Damaged Steel School Buildings due to The 2011 Tohoku Earthquake, Outline of the reconnaissance, AIJ Journal of Technology and Design, Vol. 18, No. 40, pp. 935-940, 2012. 10 (in Japanese)
山田 哲, 松本由香, 伊山 潤, 五十子幸樹, 吉敷祥一, 池永昌容, 島田侑子, 小山 毅, 見波 進, 浅田勇人: 東北地方太平洋沖地震等で被災した鉄骨造文教施設の調査, 一調査の概要一, 日本建築学会技術報告集, 第18巻, 第40号, pp.935-940, 2012.10
- 4) Iyama, J., et al.: Outline of Reconnaissance of Damaged Steel School Buildings due to The 2016 Kumamoto Earthquake, AIJ Journal of Technology and Design, Vol. 24, No. 56, pp. 183-188, 2018. 2 (in Japanese)
伊山 潤, 松尾真太郎, 吉敷祥一, 石田孝徳, 東 康二, 城戸将江, 岩下 勉, 澤田樹一郎, 山田 哲, 清家 剛: 熊本地震で被災した鉄骨造文教施設の被害調査の概要, 日本建築学会技術報告集, 第24巻, 第56号, pp.183-188, 2018.2
- 5) Maezawa, M. and Okutani, Y.: Development of Reinforcing for the Joint of H-shaped Steel Brace, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C-1, pp. 1267-1268, 2010. 7(in Japanese)
前澤将男, 奥谷恭士: H形鋼筋端部部の補強構法の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.1267-1268, 2010.7
- 6) Maezawa, M. et al.: Experimental Study on Seismic Rehabilitation Method for Existing Braces with Knee Members, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Part 1: Proposed rehabilitation method and test plan, Architectural Institute of Japan, C-1, pp. 1315-1316, 2017. 7

前澤将男, 西崎慎希, 石田孝徳, 山田 哲: Experimental Study on Seismic Rehabilitation Method for Existing Braces with Knee Members, Part 1: Proposed rehabilitation method and test plan, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.1315-1316, 2017.7

7) Ishi, D. et al.: A Proposal of Seismic Retrofit without Fire Implements for Connection of Tension-only Bracing Members, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C-1, pp. 743-744, 2016. 7(in Japanese)
石井大吾, 津畑慎哉, 田中初太郎: 引張ブレース接合部の火無し耐震補強工法の提案, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.743-744, 2016.7

8) Yokonami, T. et al.: Seismic Retrofit Method without Firearms on Steel Structures, Part1, 2, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C-1, pp. 877-880, 2016. 7(in Japanese)
横並 努, 下野耕一, 牧野章文, 宇佐美徹, 小野喜信, 牛渡ふみ: 鉄骨造建物における火気を使用しない耐震補強に関する実験的研究, その1, 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.877-880, 2016.7

9) Kishiki, S. and Kawano, Y.: Seismic Retrofit of Bolted Angle Connections using Additional Fillet Welding, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 81, No. 719, pp. 111-121, 2016. 1(in Japanese)
吉敷祥一, 河野由佳: 山形鋼高力ボルト接合部に対する隅肉溶接の付加による補強, 日本建築学会構造系論文集, 第81巻, 第719号, pp.111-121, 2016.1

10) Asada, H. et al.: Investigation of Tension Brace Connections in Existing Steel Gymnasium and Evaluation on Ultimate Strength of Fillet Welded Gusset Plate Connection, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 76, No. 659, pp. 185-193, 2011. 1(in Japanese)
浅田勇人, 山田 哲, 吉敷祥一, 箕輪田翔: 既存屋内運動場における引張ブレース接合部の調査とそれに基づいたガセットプレート隅肉溶接部の破断耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第659号, pp.185-193, 2011.1

11) Kajima, N. et al.: Seismic Retrofit for Bolted Angle Connections using Additional Member on the Back Side of the Flat Plate, Journal of Constructional Steel, Proceedings of the 13th Annual Meeting of Japan Association for Earthquake Engineering, pp. 1-7, 2017. 11(in Japanese)
梶間夏美, 吉敷祥一, 薩川恵一: 山形鋼筋かい端接合部の背面付加材による乾式補強, 第13回 日本地震工学会年次大会, pp.1-7, 2017.11

12) Kenchikugijyutsu: Kenchikukouzoumondaikaitoushu 3, pp. 248-251, 1982. 6 (in Japanese)
建築技術: 建築構造問題快答集, pp.248-251, 1982.6

13) Kajima, N. et al.: Seismic Retrofit of Angle Brace Connection by using High Strength Bolt, Proceedings of Constructional Steel, Vol.25, pp.77-84, 2017.11(in Japanese)
梶間夏美, 吉敷祥一, 薩川恵一: 山形鋼筋かい端接合部の並列付加材による乾式補強, 鋼構造年次論文報告集, 第25巻, pp.77-84, 2017.11

14) National Institute of Land and Infrastructure Management, Building Research Institute: Instruction Manual of Technical Standards affiliated with the Building Standards Law related to Building Structures, 2015. 6
国土技術政策総合研究所, 建築研究所: 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2015.6

15) Suita, K. et al.: Tensile Strength and Deformation Capacity of Steel Plates with Holes, Part 1 Fracture Condition and Maximum Strength, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C-1, pp. 977-978, 2001. 7(in Japanese)
吹田啓一郎, 李 相周, 井上一朗: 有効鋼板の引張強さと変形能力, その1 破壊基準と最大耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.977-978, 2001.7

16) Tatsumi, N. and Kishiki, S.: Effects of connection detail on strength and cyclic deformation capacity of angle brace, Journal of Structural and Construction Engi-

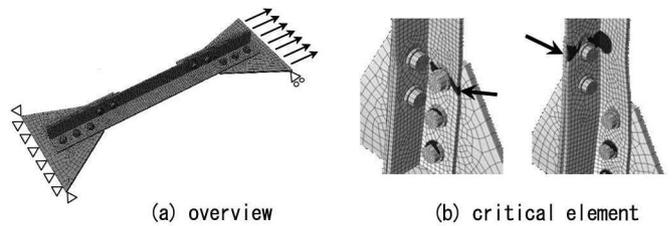
neering (Transactions of AIJ), Vol. 82, No. 736, pp. 909-919, 2017. 6(in Japanese)
巽 信彦, 吉敷祥一: 接合形式の異なる山形鋼ブレースの接合部耐力と繰り返し変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 第82巻, 第736号, pp.909-919, 2017.6

17) Ishizaki, S. et al.: Seismic Retrofit Angle Brace Connections by using High Strength Bolt, Part 4 Analysis result, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, C-1, pp. 669-670, 2018. 7(in Japanese)
石崎神悟, 鈴木 壮, 吉敷祥一, 梶間夏美, 薩川恵一: 山形鋼筋かい端接合部に対する乾式補強法, その4 有限要素法による検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.669-670, 2018.7

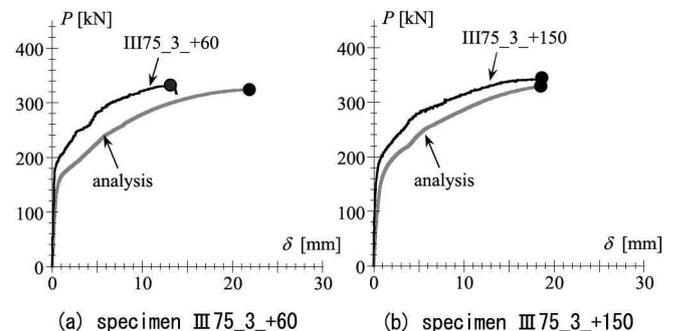
Appendix 1

ここでは3.4節において参考として示した有限要素法解析について補足する。解析モデルを Appendix Fig.1 に示す。解析コードはABAQUS 6.14である。解析に使用した要素は「8 節点ソリッド要素」であり、山形鋼、高力ボルト、ガセットプレートをそれぞれモデル化し、各材間の相互作用としての接触を考慮している。なお、鋼材の材料特性は、材料試験結果を体積一定の仮定の下で真応力度-真歪度関係に変換し、多直線近似したものを用い、塑性域は von Mises の降伏条件、等方硬化則に従う。部材間の接触時における摩擦については、クーロン摩擦として接触面に摩擦係数を与える。また、初期導入ボルト張力には標準ボルト張力を用い、pretension機能により入力している。荷重は下部ガセットプレートの端部を固定し、上部ガセットプレート端部に部材軸方向以外の変位を固定した上で部材軸方向に強制変形を与える。

実験より得られた荷重-変形関係を、実験結果との比較として Appendix Fig.2 に例示する。解析では、第一連結ボルト孔近傍あるいは第一既存ボルト孔近傍のはしき端における要素 (Appendix Fig.1 の右側) に着目し、そのミーゼス応力度が最大応力度 (引張強さ) に到達時点を最大耐力時と定義し、本文中の Fig.9 と同様にマーカーの違いによりどちらの要素で最大耐力が決定したかを示している。実験結果と解析結果を比較すると、解析結果は非線形化が現れ始める荷重が実験より低いが、その後の非線形領域はおおよそ対応していることが分かる。接触時やボルトの張力低下などの要因については更に検討が必要であるため、本論文では最大耐力のみを参考値として本文中の Fig.14 に示している。



Appendix Fig.1 FEM Analysis model



Appendix Fig.2 Analysis results compared with test results

SEISMIC RETROFIT FOR BOLTED ANGLE CONNECTIONS
USING ADDITIONAL MEMBER ON THE LEG PLATE*Shoichi KISHIKI*^{*1}, *Natsumi KAJIMA*^{*2} and *Keiichi SATSUKAWA*^{*3}^{*1} Assoc. Prof., FIRST, IIR, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.^{*2} Former Grad. Student, Tokyo Institute of Technology, M.Eng.
(Kozo Keikaku Engineering)^{*3} Prof., Dept. of Architecture, Aichi Institute of Technology, Dr.Eng.

Seismic retrofit has been achieved for the buildings constructed before 1981, and its effects on the improvement to avoid collapse due to an earthquake are reported in the past investigation. Public office, school buildings and gymnasium were retrofitted as priority to secure disaster prevention base in the city. However, it is pointed out that the damaged commercial facility and factory lead to the terrible economic loss in the 2011 Tohoku great earthquake. Although seismic retrofit is needed for factories with lack of seismic performance, the continuous operation causes many temporal and spatial restriction. Especially, retrofit with welding makes the construction impractical because it should pay attention to prevention of fire. Fundamental experimental study on a non-fire strengthening method for bolted angle brace connections were addressed in this paper. In other words, monotonic loading tests were carried out to investigate the effects of the proposed retrofit method. The proposed method in this paper is that the additional member is attached to the existing angle brace by new high strength bolts, the joint bolts. First of all, the ultimate strength for the two expected failure modes was established to select the test parameters. The expected failure mode I is fracture occurred not only at the existing bolt hole but also at the joint hole, and including the diagonal failure line from the existing bolt hole to the joint bolt hole. The failure mode II is fracture occurred at the joint bolt hole only because the joint bolt is located far enough from the existing bolt hole. It indicates that the position of the joint bolt from the existing bolt is an important parameter to determine the failure mode of the retrofit method.

The test results showed that the additional member increases the ultimate strength of the existing bolted connection. The effects depend on the position of the joint bolt and the ultimate strength increases according to the distance from the existing bolt to the joint bolt, the joint distance x . And although the ductile crack was observed around the 1st existing bolt in specimen with short joint distance, the position of the crack was changed to around the 1st joint bolt in specimen with wide joint distance. It indicates that the failure mode is changed to the failure mode II. The increment of ultimate strength was nearly constant in the failure mode II, and it means that the retrofitted connection is able to reach the maximum strength. Based on the test results with a scatter of material strength on cross section, it is found out that the joint distance has to be 1.5 times or more of the width of the angle cross section in order to change the expected failure mode to mode II, and to maximize the ultimate strength of the bolted connection.

(2018年9月1日原稿受理, 2018年11月21日採用決定)