

論文 SC 基礎梁における鉄筋を用いた改良継手工法の検討

吉田 悠人^{*1}・宇高 航平^{*2}・市之瀬 敏勝^{*3}・山本 太造^{*4}

要旨：文献¹⁾より、無筋コンクリートで被覆した鉄骨基礎梁（以下、SC 基礎梁）工法は施工効率および精度の向上が期待できる。しかし、鉄骨の継手部において曲げ耐力を発揮できないという課題が残った。そこで継手部を鉄筋で補強した工法（以下、改良継手 J-N）と応力伝達効果を狙って溶接プレートを設置した工法（以下、改良継手 J-P）を提案し、鉄骨断面に欠損のない SC 基礎梁（以下、SC-N）と比較検証した。その結果、目標とした SC-N の降伏耐力と比べ改良継手 J-N は 37 ～ 48% 程度、改良継手 J-P は 53 ～ 64% 程度であることを確認した。また、改良継手の応力伝達機構を明らかにした。

キーワード：SC 梁、基礎梁、曲げ耐力、鉄筋、継手

1. はじめに

SC 基礎梁工法とは、鉄骨基礎梁を無筋コンクリートで被覆した基礎梁を用いる工法（図－1）である。著者らは文献¹⁾で、SC 基礎梁工法と従来工法の比較を行った。これにより、工期短縮や施工精度の向上などの施工上の利点を確認した。また、実寸大の SC 基礎梁の加力実験を行い、曲げ座屈が生じず、基礎梁として十分な剛性、耐力および靱性を有していることを示した。

しかし、一般的な鉄骨造の継手部では上下フランジとウェブをボルト接合するのに対し、SC 基礎梁は上端フランジに工場製作の高耐力フレームを接合するため、フランジにボルトなどを露出できない（図－1）。これにより現状の継手ではウェブのみをボルト接合しており、曲げ応力をほとんど伝達できない。このため、構造設計上の制約がある。

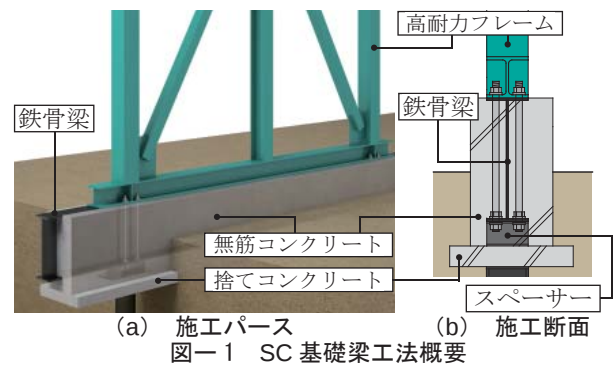
設計自由度向上のために、簡易な施工方法で、鉄骨断面に欠損のない SC 基礎梁（以下、SC-N）の降伏耐力の 1/2 程度の曲げ耐力を有する継手工法が求められていた。

本論では、鉄筋を用いた新たな継手工法（以下、改良継手 J-N、J-P）（図－2）を提案し、実寸大の試験体の加力実験を行った。これを SC-N と比較し、改良継手の評価を行う。

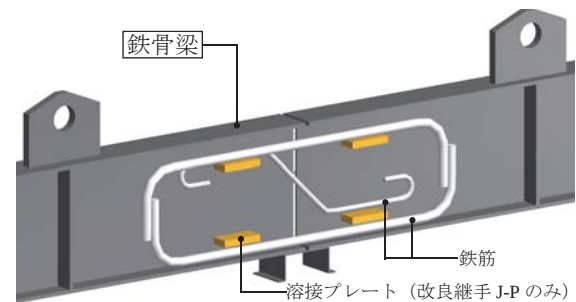
2. 実験概要

2.1. 加力方法

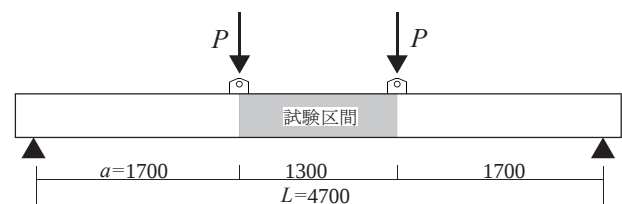
図－3 に加力方法を示す。加力形式は 2 点载荷形式とし、モーメント一定区間での正負交番繰返し载荷（試験体を押す加力を正载荷）を行い、加力点の変位で加力を制御した。想定建物ではせん断力の影響が小さく、主に耐力をモーメントで評価するため、試験区間を等曲げ形式とした。また、加えた力が直接補強材に伝達しないよ



図－1 SC 基礎梁工法概要



図－2 鉄筋を用いた継手（改良継手）の試験体



図－3 加力方法（単位 mm）

うに加力部と鉄筋補強部を離し、载荷位置間隔を 1300 mm にした。

2.2. 試験体概要

表－1 に試験体一覧を示す。図－4 に各試験体の断面と側面を示す。主筋（D22）はループ筋、せん断補強筋（D13）は X 配筋とすることで施工性にも配慮した。なお、

*1 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻（学生会員）

*2 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻

*3 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科教授 工博（正会員）

*4 東建コーポレーション（株） 商品開発室室長 博士（工学）

本実験では曲げモーメント一定の加力ではあるが施工時の鉄筋の収まり及び施工性を確認するためにせん断補強筋を配置した。また、継手の鉄筋を想定建築物の最小柱スパン 1 m におさめた。

この改良継手は鉄筋の引張力が付着力によりコンクリートを介して鉄骨に伝達される事を期待している。試験体はコンクリートを介した鉄筋と鉄骨の応力伝達機構の違いを考察するために鉄骨ウェブ面の溶接プレートの有無をパラメータとして設定し、溶接プレートのあるものを J-P、ないものを J-N とした。図-5 に溶接プレートの形状寸法と溶接位置を示す。溶接プレートは内蔵鉄骨ウェブ面に全周隅肉溶接とした。上端側の溶接プレートの位置は溶接プレートに主筋が配置された時、SC 基礎梁上端からのかぶり厚 45 mm を確保できる位置とした。これは、露出したフランジを伝って雨水が侵入する可能性に配慮したためである。J-P では溶接プレートによって、応力伝達性能が向上することを期待している。

試験体載荷点は加力による局部座屈を防止するため、厚さ 9 mm のスチフナを設けた。

2.3. 材料特性

表-2 に鉄骨、鉄筋の材料特性をそれぞれ示す。コンクリートは早強セメントを使用し、脱型は材齢 6 日に行った。コンクリートの圧縮強度は加力前（材齢 6 日）と加力後（材齢 17 日）の平均値 22.5 N/mm^2 とした。

3. 荷重変位関係

3.1. 平面保持解析

図-6 に平面保持解析モデルを示す。表-3 に平面保持解析により算出した各断面の降伏耐力計算値を示す。SC-J は提案した改良継手 J-P 及び J-N の継手部断面である。SC-J 降伏耐力計算値は、本実験の目標値である SC-N 降伏耐力計算値の半分を超えるように、鉄筋径を定め算定した。降伏モーメント M_y 、曲率 ϕ 及び後述する図-7 に示す SC-N の計算値（図中青線）はコンクリートの応力ひずみ関係に Hognestad model²⁾ を用い、全断面が一様に SC-N と仮定した部材で算出している。本論では、SC-N の内蔵鉄骨フランジのひずみが、表-2 の降伏強度 289 N/mm^2 から算出したひずみ (1410μ) に達した時の曲げモーメント、荷重を M_y 、 P_y としている。載荷点変位 δ は (1) 式による。ただし、 a 、 L は図-3 に示すせん断スパン長ささと梁の全長である。

$$\delta = \frac{2a(L-a)^2}{3L} \phi \quad (1)$$

3.2. 実験値

図-7 に試験体 J-P 及び J-N の載荷初期の荷重変位関係を示す。荷重及び変位は 2 点の載荷位置の平均値を用いている。なお、試験体の自重の影響を以下のように考

表-1 試験体一覧

試験体名	プレート	補強方法
J-P	あり	上下 2-D22（主筋）
J-N	なし	+ 2-D13（せん断補強筋）

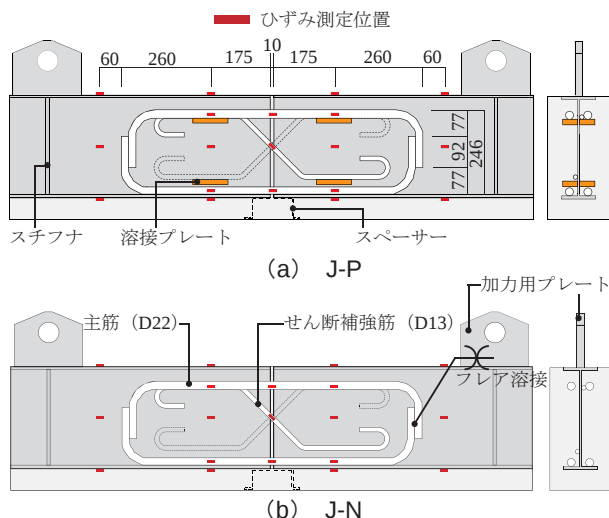


図-4 モーメント一定区間の試験体詳細

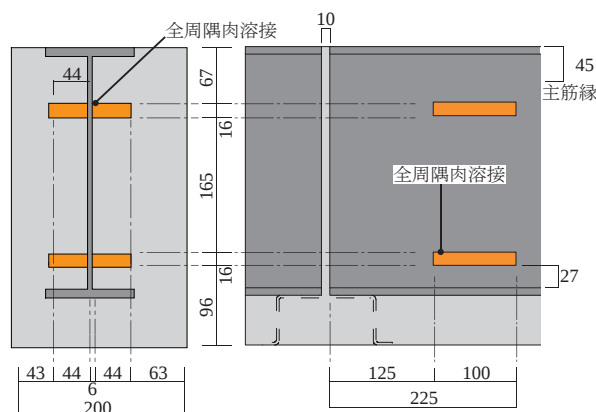


図-5 プレートの形状寸法及び取り付け位置

表-2 鋼材の材料特性

断面	部位	降伏強度 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]
内蔵鉄骨 (SS400, BH-300 × 100 × 6 × 9)	フランジ	289	430
	ウェブ	317	443
主筋 (D22, SD345)		387	548
せん断補強筋 (D13, SD295A)		377	527

表-3 降伏耐力計算値

断面	上端圧縮		下端圧縮	
	M_y [kNm]	P_y [kN]	M_y [kNm]	P_y [kN]
SC-J	72	42	77	45
SC-N	99	58	115	68

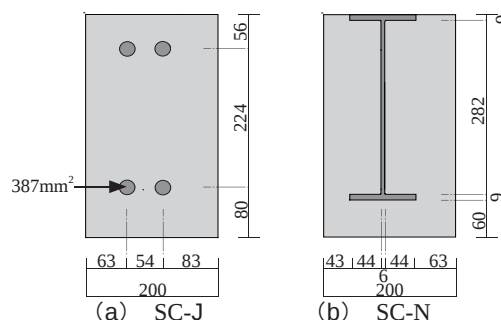


図-6 平面保持解析モデル

慮した。1) 単位体積荷重を 2.4 t/m^3 として自重によるモーメントを計算する。2) 自重による試験体中央のモーメントと2点荷重の加力点間モーメントが同じになる荷重を補正荷重 P_w とした。3) 補正荷重 P_w による加力点のたわみを補正変位 δ_w とした。4) 計測した荷重変位関係の原点を (P_w, δ_w) だけ移動させる。5) 原点 (図中○) ～ (δ_w, P_w) は自重による弾性たわみとして図中緑点線で補間する。

正載荷時の初期剛性は両試験体とも SC-N 計算値と概ね一致している。負載荷時の初期剛性は J-P は SC-N 計算値と概ね一致したが、試験体 J-N は剛性が低下した。

図-8 に試験体 J-P 及び J-N の包絡線を示す。図-8 及び表-3 より試験体 J-P の最大耐力は SC-N の降伏耐力計算値と比べて正載荷で 64 %, 負載荷で 53 %, 試験体 J-N は正載荷で 48 %, 負載荷で 37 % であった。また、改良継手断面の平面保持解析結果 (SC-J) の降伏耐力と比較すると、試験体 J-P の最大曲げ耐力は正載荷で 88 %, 負載荷で 80 % であった。両試験体の包絡線を比較すると A 点以降で差異が生じ始め、試験体 J-N のみ A 点で下端鉄筋に沿ったひび割れの発生と共に耐力が低下した。最大耐力は試験体 J-N に対して試験体 J-P が正側 1.32 倍、負側 1.44 倍となっており、ウェブに溶接したプレートによる応力伝達性能が向上した。

4. 変形状

図-9 及び図-10 に、各試験体に生じた主要なひび割れについての荷重と最大ひび割れ幅関係及び残留ひび割れ幅関係を示す。赤と青で塗った領域は、ひび割れ幅の大きい3本の平均値±標準偏差である。また、ひび割れ幅平均値を実線で示す。縦軸は SC-N の降伏荷重計算値 P_y で無次元化している。本論では、継手改良工法の曲げ耐力の目標値が SC-N の降伏耐力 P_y の 1/2 であるため、 $P_y/2$ を短期荷重、 $P_y/3$ を長期荷重とする。試験体 J-P の場合、 $P_y/2$ における残留ひび割れと $P_y/3$ における最大ひび割れは 0.3 mm 以下であった。RC 規準³⁾に準拠すると、これらの目標は達成されたといえる。

図-11 及び図-12 に変位 17 mm 程度までに生じた各試験体のひび割れを示す。変位 0 ～ 2 mm 時を赤色、2 mm ～ 8 mm 時を青色、8 mm ～ 17 mm 時を緑色で示す。ひび割れは図-11 (a) 及び図-12 (a) までは少ないが図-11 (b) 及び図-12 (b) の変位に達すると両試験体とも試験体全体に等間隔に生じた。また、試験体 J-N のみに下主筋とフレア溶接部に沿って生じた。図-11 (c) 及び図-12 (c) の変位の時には、試験体 J-P では下主筋に沿って生じ、試験体 J-N には斜めひび割れが生じた。この斜めひび割れは次章 (4) で考察する。

図-13 に制御変位 17 mm 程度までの各試験体の引張

側のひずみ度分布 (主筋を青線、内蔵鉄骨を赤線) をそれぞれ示す。試験体 J-P を実線、試験体 J-N を破線としている。ただし、図-13 (a) においては、図-8 の A 点 (変位 7 mm) における引張側のひずみ度分布 (主筋を水色線、内蔵鉄骨を橙線) を示す。縦軸のひずみ度は

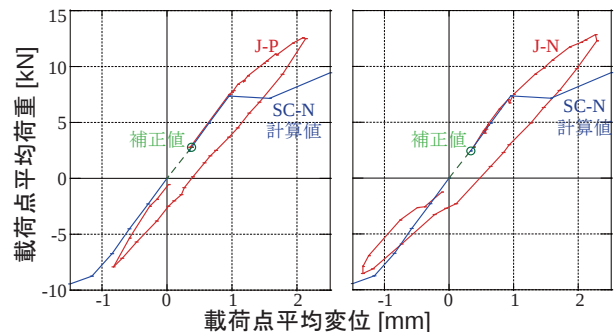


図-7 荷重変位関係 (初期剛性)

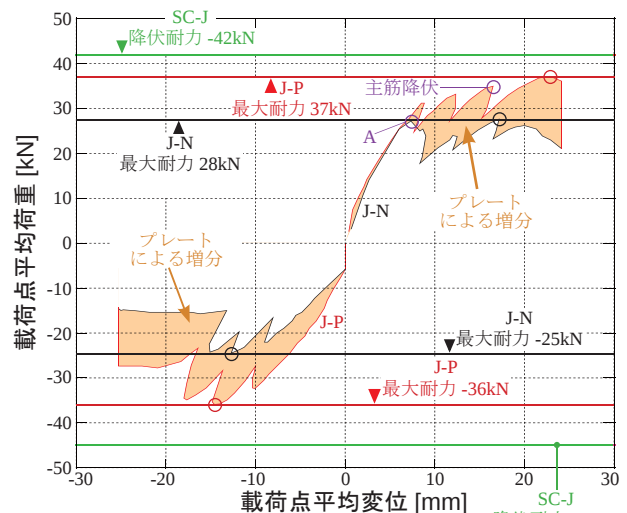


図-8 荷重変位関係 (包絡線)

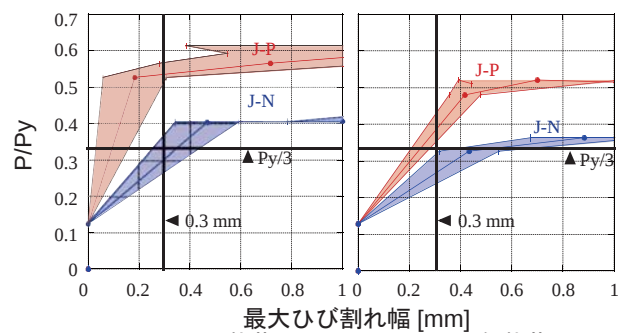


図-9 最大ひび割れ幅関係 (標準偏差)

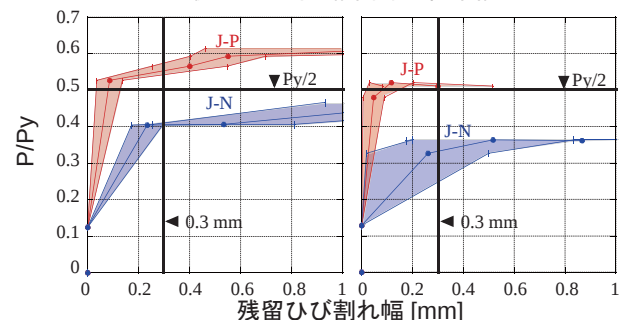
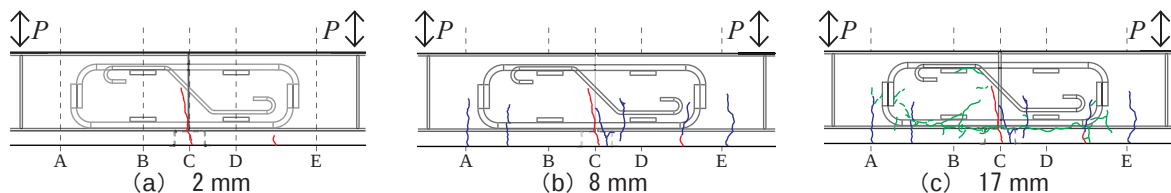
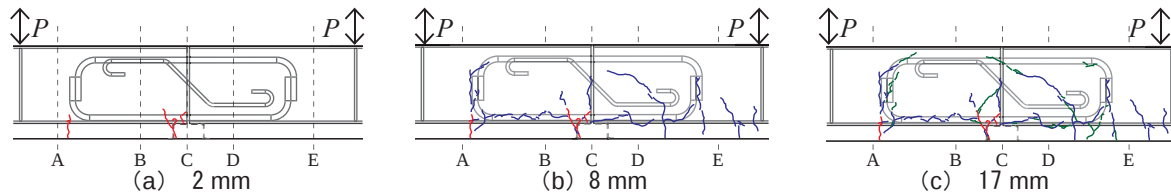


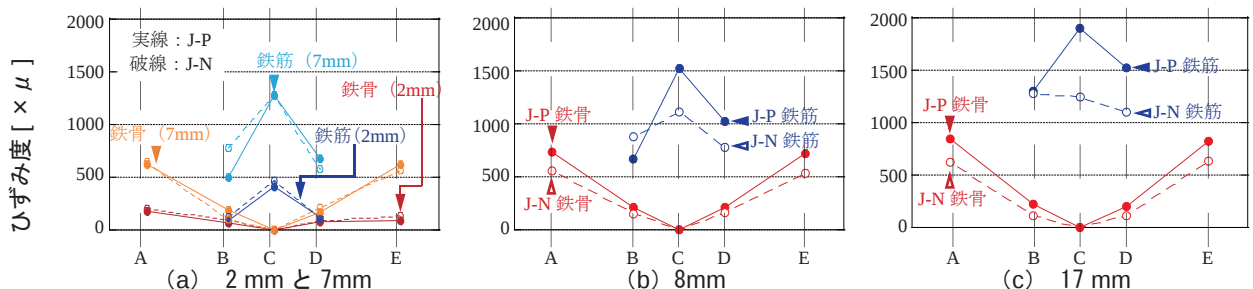
図-10 残留ひび割れ幅関係 (標準偏差)



図一 11 ひび割れ図 (J-P)



図一 12 ひび割れ図 (J-N)



図一 13 ひずみ分布 (正載荷, 実線 J-P, 破線 J-N)

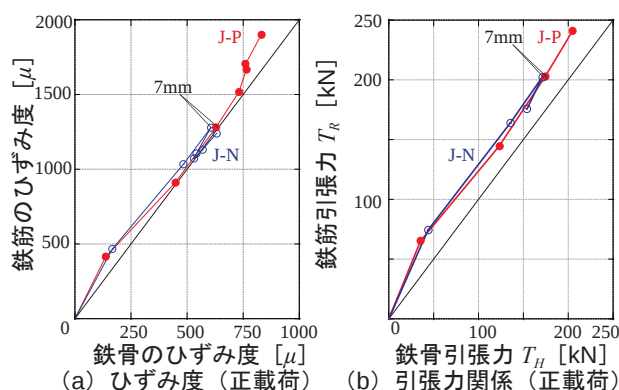
正載荷側を引張りひずみとし、横軸はひずみの計測位置を示し、図一 11、図一 12 のひび割れ図の位置 A ～ E と対応している。ひずみは試験体両面の平均値を用いた。

図一 13 (a) の位置 B, D において、変位 2 mm 時のひずみ (図中青線, 赤線) は主筋と鉄骨で同程度だったのに対し、変位 7 mm 時 (図一 8 中 A 点) には主筋と鉄骨のひずみ (図中水色線, 橙線) に差が生じた。

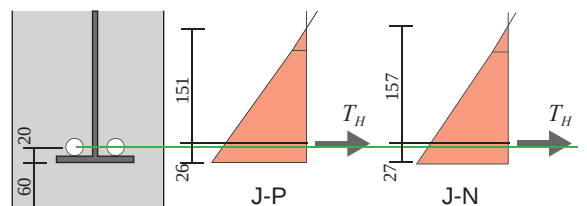
図一 13 (b) 時、試験体 J-P と試験体 J-N の間でひずみ分布に差が生じ始めた。試験体 J-P は全ての計測位置でひずみが増加しており、特に継手断面 (位置 C) のひずみが顕著に増加したのに対し、試験体 J-N は増加しなかった。これは図一 13 (b) に示すように試験体 J-N にのみ、引張側主筋に沿ったひび割れによる付着力の低下によって応力伝達性能が低下したためと考えられる。

図一 13 (c) の時には図中 C の鉄筋のひずみは試験体 J-P が降伏ひずみ ϵ_y (1888 μ) 程度に達したが、試験体 J-N は 1500 μ 以下に収まった。鉄骨のひずみは両試験体で鉄骨断面のみの図中 A, E で常に最大となっていた。

図一 14 (a) に変位 17 mm までに改良継手断面の鉄筋に生じたひずみ度と、鉄骨のみの断面に生じたひずみ度の関係を示す。縦軸は断面 C の鉄筋のひずみ度、横軸は A, E 断面の鉄骨のひずみ度を平均したものである。黒線は鉄骨と鉄筋のひずみ度の比が 1 : 2 の場合を示す。また、図一 14 (b) に変位 8 mm までの改良継手断面の鉄筋に生じた引張力 T_R と、鉄骨のみの断面に生じた引張力 T_H の関係を示す。縦軸は断面 C の鉄筋の引張力、横軸は A, E 断面の鉄骨引張力を平均したものである。黒線は鉄骨と鉄筋の引張力の比が 1 : 1 の場合を示す。両図とも赤



(a) ひずみ度 (正載荷) (b) 引張力関係 (正載荷)



(c) ひずみ度分布 (変位 7 mm)

図一 14 鉄筋と鉄骨のひずみ度関係

線は J-P 試験体、青線は J-N 試験体を示す。図一 14 (a) から鉄骨と鉄筋のひずみ度は 1 : 2 となり、図一 14 (b) から鉄骨と鉄筋の引張力はほぼ 1 : 1 となった。図一 14 (c) に変位 7 mm の時の試験体 A, E 断面での内蔵鉄骨ひずみ度分布及び鉄骨引張力 T_H の重心位置を示す。また、図一 14 (c) に緑線で鉄筋引張力 T_R の重心位置を示す。これらの結果から、鉄骨と鉄筋の引張力重心位置がほぼ同程度となった。したがって、この結果と $T_R \approx T_H$ より、試験体に生じる曲げモーメント M は応力中心間距離を j と表すと式 (2) となる。

$$M = T_R \cdot j = T_H \cdot j \quad (2)$$

5. 応力伝達機構の検討

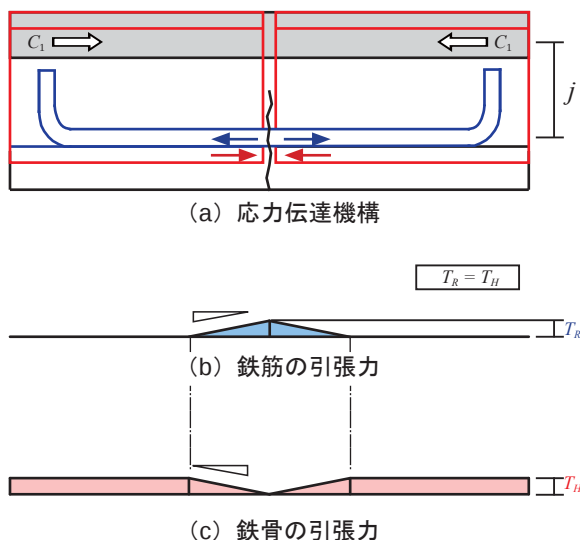
(1) 載荷初期（変位 2 mm）

図－15 に試験体 J-P 及び試験体 J-N の変位 2 mm 時の応力伝達の概要を示す。図中 C_1 は圧縮力を、 T_R 及び T_H は鉄筋及び鉄骨の引張力をそれぞれ表している。

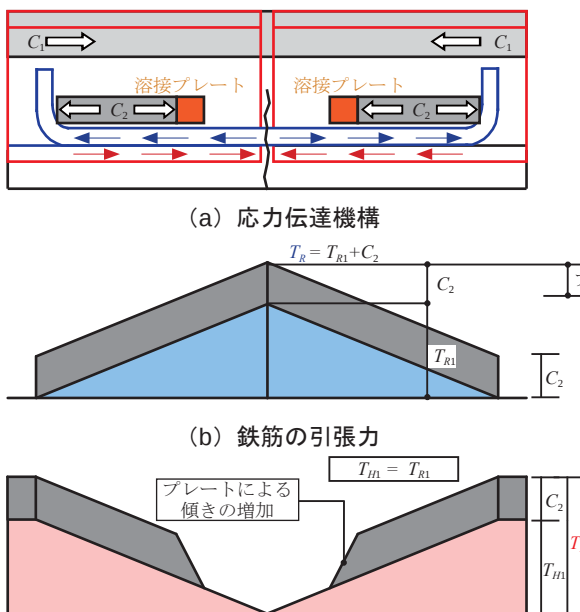
図－15 (a) の青と赤の矢印はコンクリートから鉄筋・鉄骨に伝達される付着力を表す。鉄筋と鉄骨の引張力の分布を図－15 (b) 及び (c) に示す。この段階での付着力はスパン中央付近に限定される。これは図－13 (a) のひずみ実測結果に基づけば、この段階での付着力はスパン中央付近に限定される。スパンの中央では鉄筋の引張力 T_R だけが曲げモーメントに抵抗し、スパンの両端では鉄骨の引張力 T_H だけが曲げモーメントに抵抗する。

(2) 載荷中期（図－8 の A 点まで）

図－16 に試験体 J-P 及び試験体 J-N の変位 2 mm から 7 mm における応力伝達の概要を示す。



図－15 応力の伝達（変位 2 mm）



図－17 J-P の応力伝達（A 点以降）

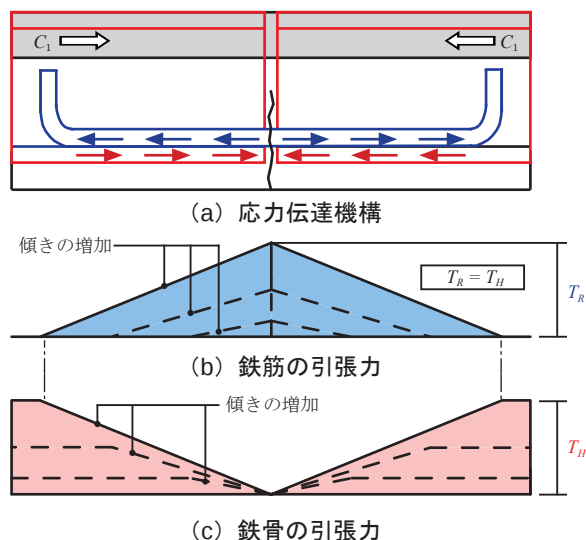
試験体にかかる荷重が大きくなる（図－8 中 A 点まで）と図－16 (a) に示すように付着力が増大していき、図－16 (b) 及び (c) に示す破線のように鉄筋と鉄骨フランジの引張力とその傾きは徐々に大きくなる。

この傾向は図－8 及び図－13 (a) から、図－8 の A 点までは試験体 J-P と J-N は同じである。よって、図－8 中 A 点までは両試験体の応力伝達はプレートの有無に関わらないことが分かる。

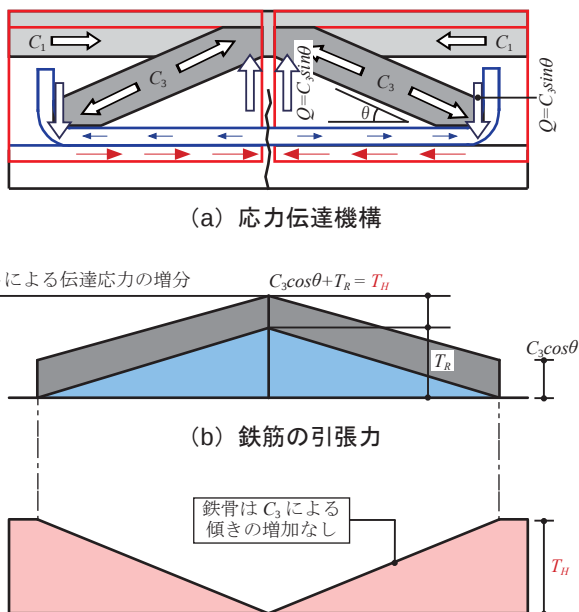
(3) J-P 試験体の載荷後期（図－8 の A 点以降）

図－17 に試験体 J-P の変位 8 mm（図－8 の A 点）以降の応力伝達機構を示す。図中 C_1 と C_2 は圧縮力を示す。

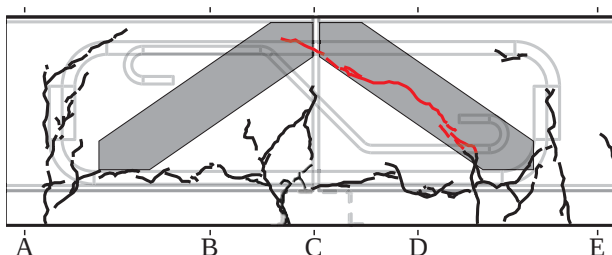
図－17 (a) に示す溶接プレートと鉄筋による圧縮領域が生じることにより、鉄骨フランジの引張力 T_H は溶接プレート部分で増加する（図－17 (c)）。それに伴い鉄筋の引張力 T_R も増加する（図－17 (b)）。この増分は共に図－17 (a) の圧縮力 C_2 と等しくなると考えられる。



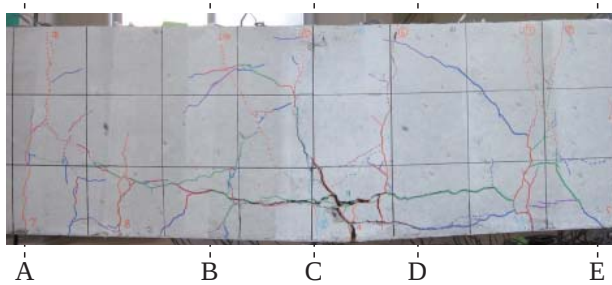
図－16 応力の伝達（変位 7 mm: A 点）



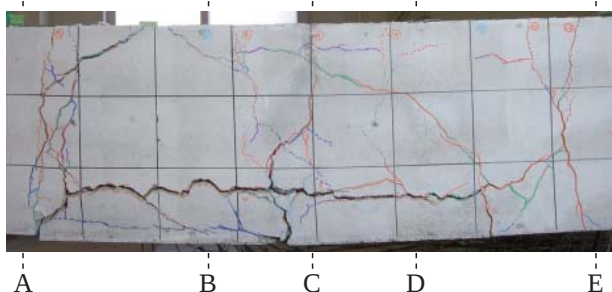
図－18 J-N の応力伝達（A 点以降）



図－19 ひび割れと圧縮機構 (J-N)



写真－1 J-P (32 mm)



写真－2 J-N (32mm)

試験体 J-P は荷重変位関係の結果 (図－8) からみても、この溶接プレートを介した応力伝達機構によって試験体 J-N よりも耐力が増大したと言える。従って、この応力伝達機構におけるプレートの役割は重要であり、溶接プレートによる圧縮領域を拡大することができれば継手接合部のさらなる耐力増大が期待できる。

(4) J-N 試験体の荷重後期 (図－8 の A 点以降)

図－18 に試験体 J-P の正荷重変位 7 mm (図－8 の A 点) 以降の応力伝達機構を示す。

試験体 J-N は図－18 (a) に示すアーチ機構と似た応力伝達機構が形成されることが考えられる。鉄筋の引張力は図－18 (b) のように鉄筋縁にて $C_3 \cos \theta$ 分増加する。斜め圧縮力 C_3 の鉛直成分は、鉄骨フランジを介して図－18 (a) の矢印のように $Q = C_3 \sin \theta$ のせん断力をウェブに生じさせると考えられる。このせん断力は、斜め圧縮力によるせん断力と逆向きで、両者は打ち消しあう。よって、斜め圧縮力の存在は、試験区間を等曲げとしせん断力 0 としたことと矛盾しない。なお、鉄筋の引張力の傾きは、水平ひび割れに伴う付着力の減少により低下する。

図－19 に図－12 (c) のひび割れ図の拡大図と圧縮機構 (図中灰色領域) を示す。試験体 J-N は応力伝達機構による斜め圧縮領域によって斜めひび割れ (図中赤線) が生じたと考えられる。J-P にはこのようなひび割れが

生じず、耐力増加の確認ができることから、プレートは鉄筋を用いた継手接合部において重要である。

負方向 (上端引張) の荷重での応力伝達機構も正方向とほぼ同様であった。ただし、鉄骨と鉄筋の応力勾配は図－16 から図－18 に比べて明らかに小さかった。これは上端では付着力が小さかったためと考えられる。よって、プレートの役割は負荷の方が正荷重より大きい。

6. 破壊性状

写真－1 及び写真－2 は、荷重 32 mm 時点の試験体 J-P 及び J-N の破壊性状を示している。J-P 試験体は、スパン中央、すなわち C 点での曲げひび割れが顕著であった。これに対し、J-N 試験体では、C 点に加えて、A、E 点でのひび割れが顕著であった。鉄骨下端の水平ひび割れは、J-N 試験体の方が顕著であった。

7. まとめ

本研究により得られた知見を以下にまとめる。

- (1) ウェブに溶接プレートがある場合、改良継手の最大耐力は断面欠損のない SC 基礎梁の降伏耐力計算値に対して、正荷重で 64 %、負荷で 53 % であり、改良継手断面の降伏耐力計算値に対しては正荷重で 88 %、負荷で 80 % だった。
- (2) ウェブに溶接したプレートによって、改良継手の鉄骨から鉄筋への応力伝達性能が向上し、鉄筋は降伏ひずみに達した。プレートの有無により最大耐力が正側 1.32 倍、負側 1.44 倍になった。
- (3) 本研究で提案したウェブに溶接プレートがある継手試験体は長期荷重において最大ひび割れ幅が、短期荷重において残留ひび割れ幅が 0.3 mm を超えることはなかった。

謝辞

本研究を進めるにあたり、助言をいただきました飯島建築事務所の八木茂治様・川崎将臣様に感謝します。

参考文献

- 1) 山本 太造, 岡田 晋太郎, 他 5 名 : 無筋コンクリートによる鉄骨基礎梁の耐力・剛性増大効果 (その 1 ～ その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概 (九州), No.22725-22728, pp. 1449-1456, 2016. 8
- 2) Hognestad, E., Hanson, N.W. and McHenry, D. : Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, ACI journal Proceedings, Vol. 52, No. 4, pp. 455-479, 1955.12
- 3) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造計算規準・同解説, 2010. 2