

論文 柱 RC・梁 S とする柱梁接合部の内部パネルのせん断破壊性状

吉田 幹人*1・西村 泰志*2

要旨：本研究は、S 梁が RC 柱を貫通する最も基本的な接合部形式を対象として、鉄骨フランジに囲まれた内部パネルのせん断破壊性状を実験的に明らかにする。実験変数は、支圧板の板厚、載荷長さおよび直交ウェブの有無である。実験結果から、内部パネルの破壊性状は、載荷長さによって斜張力破壊、斜め圧縮破壊、直接せん断による破壊と破壊モードが異なることを示した。また、内部パネルのコンクリートのせん断強度は支圧板の板厚に依存すること、直交ウェブが荷重変形関係に影響を与えることを示した。更に、実験結果から、内部パネルのコンクリートのせん断抵抗機構が示された。

キーワード：RCS 構造、柱梁接合部、梁貫通形式、内部パネル、直交ウェブ、抵抗機構

1. 序

柱鉄筋コンクリート・梁鉄骨（以下 RCS という）構造は、軸力に強い鉄筋コンクリート（以下、RC という）を柱に、曲げやせん断力に優れた性能を有する鉄骨（以下、S という）を梁に用いることで、力学的に適材適所な部材を活用した構造である。このような柱 RC・梁 S とする構造の柱梁接合部に関して様々なディテールが提案され¹⁾、S 部材から RC 部材の応力伝達機構については多くの有益な知見が得られているが、鉄骨フランジに囲まれた内部パネルのせん断破壊性状に関して不明な点が多い。このような観点から、本研究は、S 梁が RC 柱を貫通する RCS 柱梁接合部のディテールを対象として、内部パネルのせん断破壊性状を実験的に明らかにすることを目的とする。

2. RCS 柱梁接合部の抵抗機構

本研究で対象とする梁貫通形式の RCS 柱梁接合部のディテールを図-1 に示す。この接合部ディテールは RC 柱表面の S 梁が取り付け部分の S フランジ間に支圧板が設けられているのみであり、RC 部分は柱梁接合部にせん断補強筋のみ配置されている最も単純なディテールである。RCS 柱梁接合部における抵抗機構として、S 梁

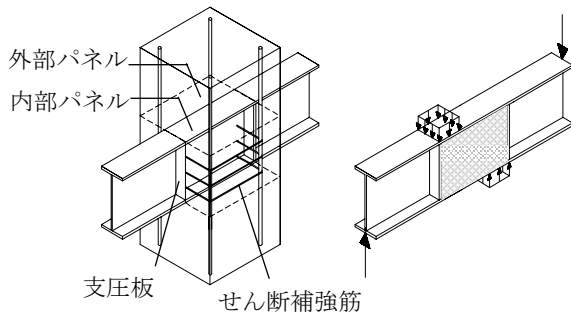


図-1 接合部のディテール

に逆対称荷重が作用すると、RC 柱に埋め込まれた S 梁の鉄骨フランジ上下面に支圧力が作用する。したがって、内部パネルには鉄骨フランジから支圧力が作用する。本研究ではこのような応力状態を再現し、内部パネルのせん断破壊性状を明らかにしようとするものである。

3. 実験計画

図-2 に試験体の形状寸法を示す。試験体の S は H-250 × 125 × 6 × 9、梁の全長は 2,250mm である。図-1 に示す柱側面に取り付けられた縦スチフナ（以下、支圧板という）とフランジによって囲まれた幅 300mm の部分にコンクリートが充填されている。これは、RCS 柱梁接合部の内部パネルを再現している。また、試験体の中央に縦スチフナを設けた試験体を計画した。これは、直交梁を有する RCS 柱梁接合部の内部パネルを想定し、直交梁のウェブ（以下、直交ウェブという）を取り付けたことに対応する。なお、本研究では内部パネルのせん断破壊が先行するように、各試験体とも鉄骨ウェブパネル厚は 4.5mm とした。

表-1 試験体一覧

試験体名	直交ウェブの有無	支圧板厚 t_1 (mm)	直交ウェブ厚 t_2 (mm)	載荷長さ w (mm)		
W0S4	無	4.5	6	0 ^{*1}		
W0S9		9		0		
W0S12		12		0		
W5S4		4.5		50		
W5S9		9		50		
W5S12		12		50		
W10S4		4.5		100		
W10S9		9		100		
W10S12		12		100		
W0S6		有		6	6	0
W5S6				6	6	50
W10S6				6	6	10

*1 集中荷重を負荷する試験体

*1 大阪工業大学大学院 博士前期課程 (正会員)

*2 大阪工業大学 教授 工博 (正会員)

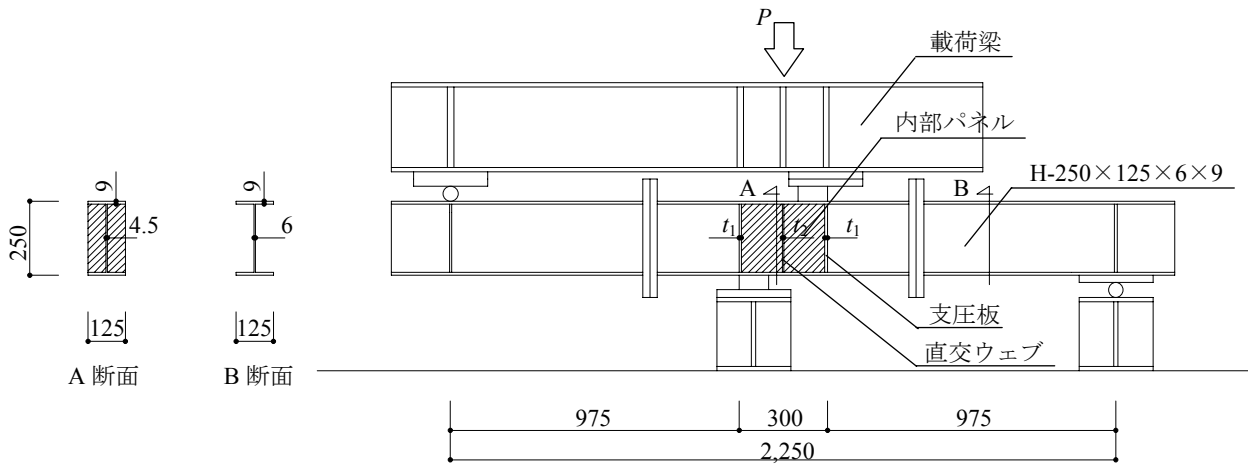


図-2 試験体詳細および荷重方法

表-2 使用材料の力学的特性

使用材料 鉄骨	降伏応力度 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)
支圧板厚 4.5 mm, 12 mm			
ウェブ $t=6.0$	331	441	1.96×10^5
フランジ $t=9.0$	321	446	2.04×10^5
支圧板, ウェブ $t=4.5$	212	327	2.02×10^5
支圧板 $t=12.0$	327	462	2.07×10^5
支圧板厚 6.0 mm			
ウェブ $t=4.5$	320	426	2.01×10^5
フランジ $t=9.0$	280	404	1.98×10^5
支圧板, 直交ウェブ $t=6.0$	272	417	2.01×10^5
支圧板厚 9.0 mm			
ウェブ $t=6.0$	423	493	2.04×10^5
$t=4.5$	208	312	1.94×10^5
フランジ $t=9.0$	271	381	2.35×10^5
支圧板 $t=9.0$	334	449	2.07×10^5
使用材料 コンクリート	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	割裂強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)
支圧板厚 4.5 mm, 12 mm	21.7	2.39	2.31×10^4
支圧板厚 6.0 mm	26.8	2.26	2.26×10^4
支圧板厚 9.0 mm	28.3	2.72	2.50×10^4

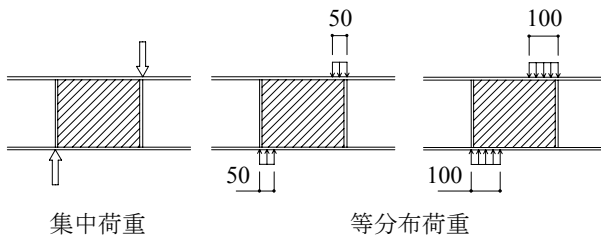


図-3 荷重長さ

実験変数は、支圧板の板厚 t_1 、直交ウェブの有無および荷重長さ w である。支圧板の板厚は、4.5mm, 6.0mm, 9.0mm, 12mm の 4 種類、荷重長さはこの機構に基づく支圧応力度分布の合力の位置を想定し、図-3 に示すように、支圧板に集中荷重を負荷するもの、等分布荷重の長さを 50mm および 100mm とする 3 種類である。これらの実験変数の組み合わせによって、計 12 体の試験体が計画された。表-1 に試験体一覧を示す。

荷重は、図-2 に示すように大野・荒川式の実験装置によって、試験体に逆対称荷重を作用させるものである。なお、荷重は単調荷重とする。表-2 に使用材料の力学的特性を示す。

4. 実験結果

4.1 最終破壊状況

図-4 に各試験体の最終破壊状況を示す。図-5 に各試験体のコンクリート除去後の鉄骨ウェブパネルの変形状況を示す。直交ウェブがない場合、集中荷重と 50mm の等分布荷重を負荷し、支圧板厚 4.5mm の試験体の場合、荷重点から支圧板に向けて斜張力ひび割れが発生し、変形の増大に伴って、ひび割れ幅は大きくなり斜張力破壊の様相を呈する。一方、集中荷重と 50mm の等分布荷重を負荷し、支圧板厚 9.0mm および 12mm の場合、コンクリート全面にひび割れが発生し、一様な圧縮場を構成するひび割れ状況となり、変形の増大に伴って荷重点近傍のコンクリートが圧壊し剥離した。100mm の等分布荷重を負荷した試験体では、支圧板厚に関わらず内部パネル中央付近に発生するひび割れ角度は大きくなり、コンクリートの剥離も顕著で、直接せん断の破壊状況が観察された。実験終了後、コンクリートを除去すると、各試験体のウェブパネルにせん断座屈が観察された。また、集中荷重および 50mm の等分布荷重を負荷した試験体では、支圧板が面外に変形している状況が観察されたが、100mm の等分布荷重を負荷した試験体では、支圧板の変形は観察されなかった。

直交ウェブがある場合、荷重長さに関わらず各試験体とも支圧板と直交ウェブの間に斜張力ひび割れが発生し、変形の増大に伴ってひび割れ幅が大きくなる。しかしながら、ひび割れ幅の拡大は集中荷重を負荷した試験体が最も顕著であり、50mm と 100mm の等分布荷重を負荷した試験体では、荷重長さが大きい試験体ほどひび割

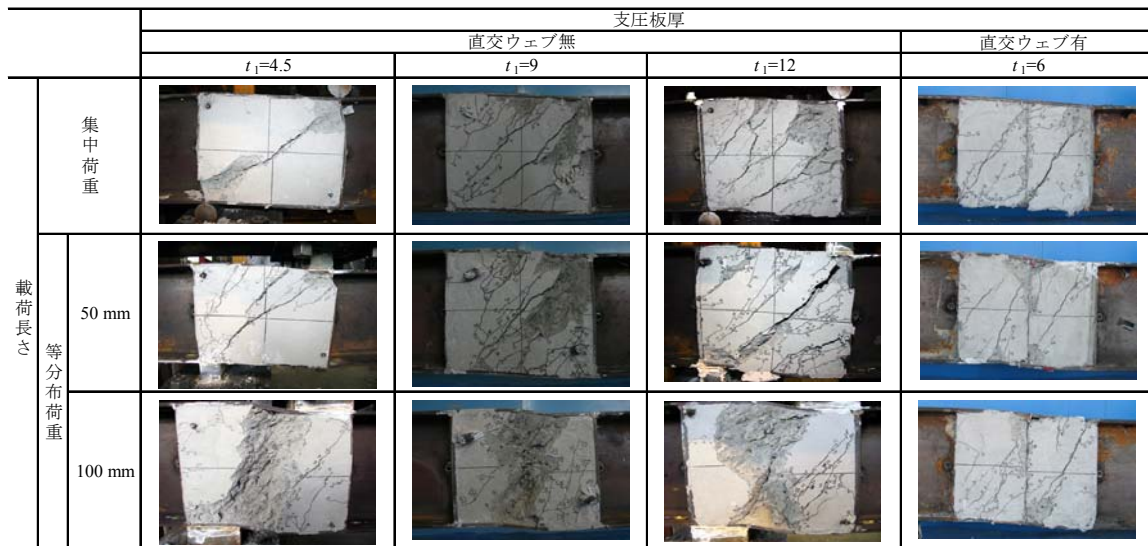


図-4 最終破壊状況

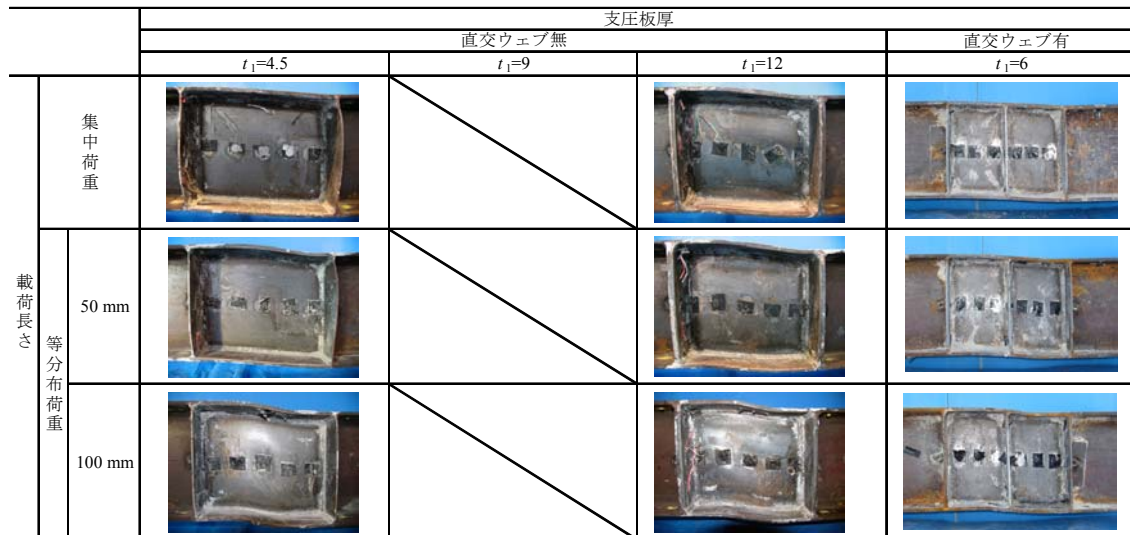


図-5 コンクリート除去後の鉄骨ウェブパネルの変形状況

れ幅の顕著な拡大は観察されなかった。直交ウェブがある試験体に関して、載荷長さが大きくなるほどフランジの変形は顕著になるが、支圧板の変形はほとんど観察されなかった。なお、直交ウェブがある試験体では、ウェブパネルのせん断座屈は観察されなかった。

4.2 荷重変形関係

図-6 に各試験体の荷重変形関係を示す。縦軸は、内部パネルに作用するせん断力 Q を降伏せん断力 Q_y で無次元化した値、横軸は内部パネルのせん断ひずみ度 γ である。内部パネルに作用するせん断力 Q 、せん断ひずみ度 γ は図-6 に示すように、

$$Q = Q_1 - Q_2 \quad , \quad \gamma = \delta / s d \quad (1)$$

降伏せん断力 Q_y は、

$$Q_y = t_w \cdot j \cdot w \sigma_y / \sqrt{3} + b \cdot j \cdot F_c / 2 \quad (2)$$

とした。ここに、

t_w : 鉄骨ウェブパネル厚 F_c : コンクリートの圧縮強度

b : フランジ幅 $w \sigma_y$: 鉄骨ウェブパネルの降伏応力度

j : フランジ中心間距離 s, d : 内部パネル幅

なお、この式は、鉄骨ウェブパネルとコンクリートパネルの累加によって降伏せん断耐力を評価したもので、特に、コンクリートパネルのせん断強度は、コンクリートが完全に拘束されている状態を想定して求められている。図中の○は斜張力ひび割れ発生荷重である。

直交ウェブがない試験体では、最大荷重発揮後、徐々に荷重が低下するが、その低下は大きくなく、大変形時にはほぼ一定の荷重を保持している。集中荷重と載荷長さ 50mm に着目すると、支圧板が厚いほど、最大荷重は大きくなるが、支圧板厚 9mm と 12mm は、ほぼ同じである。これは、フランジ厚が 9mm、支圧板厚 12mm の場合、フランジが先行して変形する為、支圧板厚 9mm の試験体とほぼ同じになると考えられる。このことから、直交ウェブがない場合、内部パネルのコンクリートのせん断強度は、コンクリートを拘束するフランジあるいは支圧板の板厚に依存していることがわかる。一方、載荷

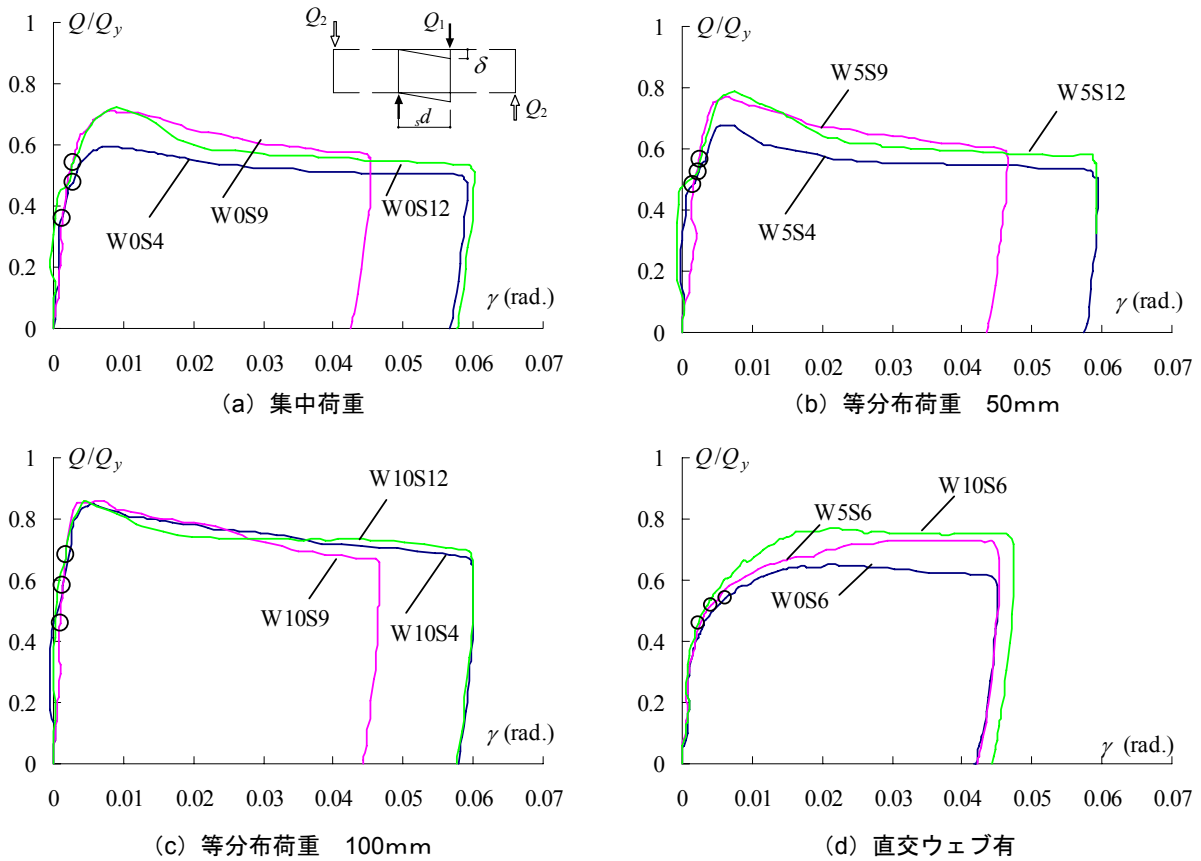


図-6 荷重変形関係

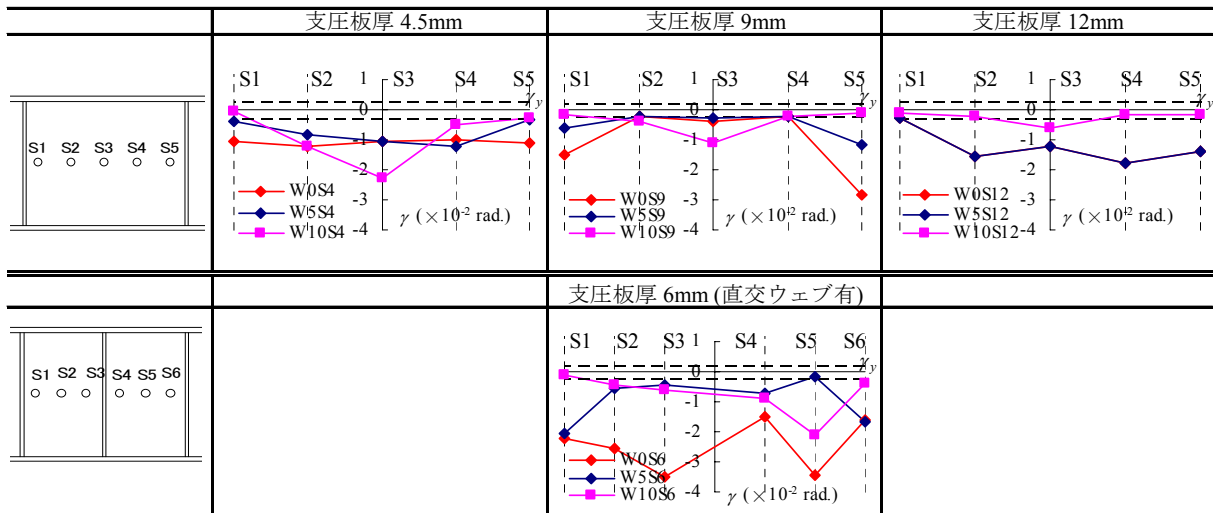


図-7 鉄骨ウェブパネルのせん断ひずみ分布 (最大荷重時)

長さ 100mm の場合、支圧板厚に関係なく最大荷重はほぼ同じとなった。これは、最終破壊状況で示されたように、載荷長さ 100mm の場合、直接せん断の破壊状況を示すため、前述のように支圧板厚あるいはフランジ厚が最大荷重に影響しないためである。

直交ウェブがある場合、各試験体とも斜張力ひび割れ発生後、0.005 (rad.) 程度で剛性が低下し、その後徐々に荷重が増大し、最大荷重を發揮した。最大荷重發揮後、

荷重の低下はみられず、W0S6 試験体を除いて、変形の増大に伴って荷重が増加する。これは、内部パネル中央に直交ウェブが設けられているため、直交ウェブと支圧板によってコンクリートが拘束され、荷重を保持していたと考えられる。

4.3 鉄骨ウェブパネルのせん断ひずみ分布

図-7 に各試験体の鉄骨ウェブパネルの最大荷重時のせん断ひずみ分布を示す。縦軸はせん断ひずみ度 γ 、

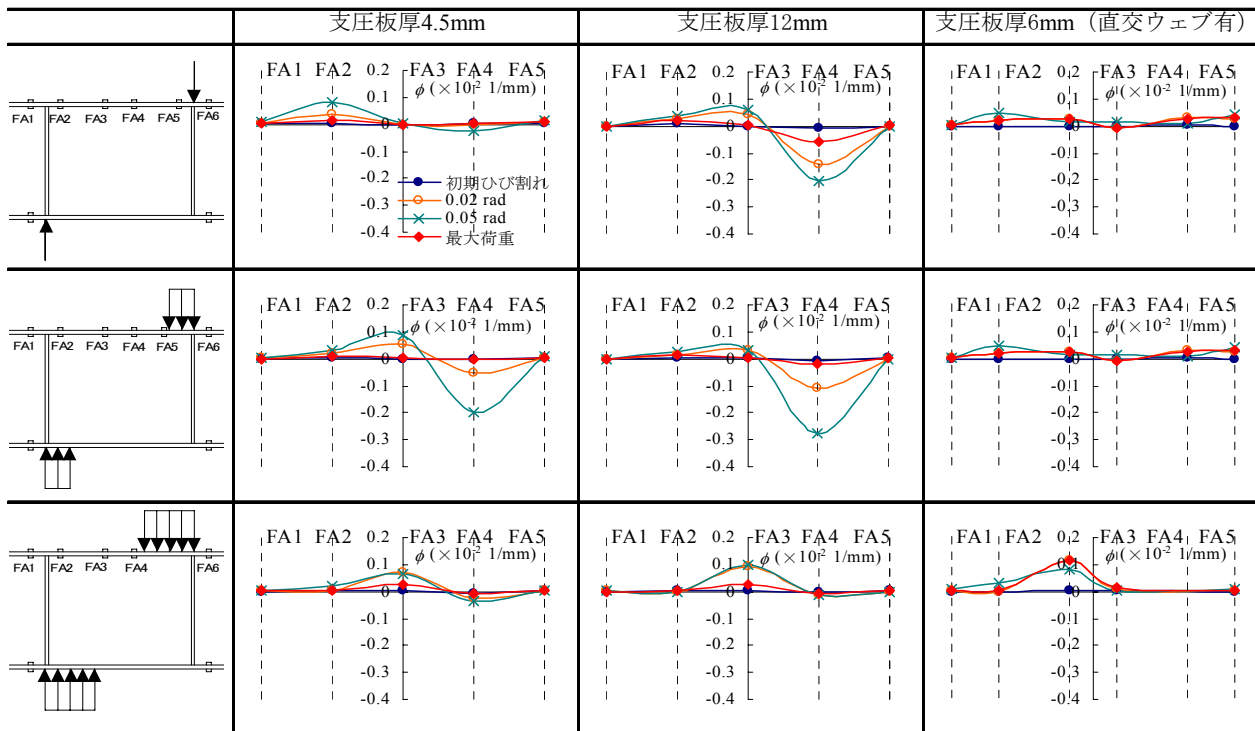
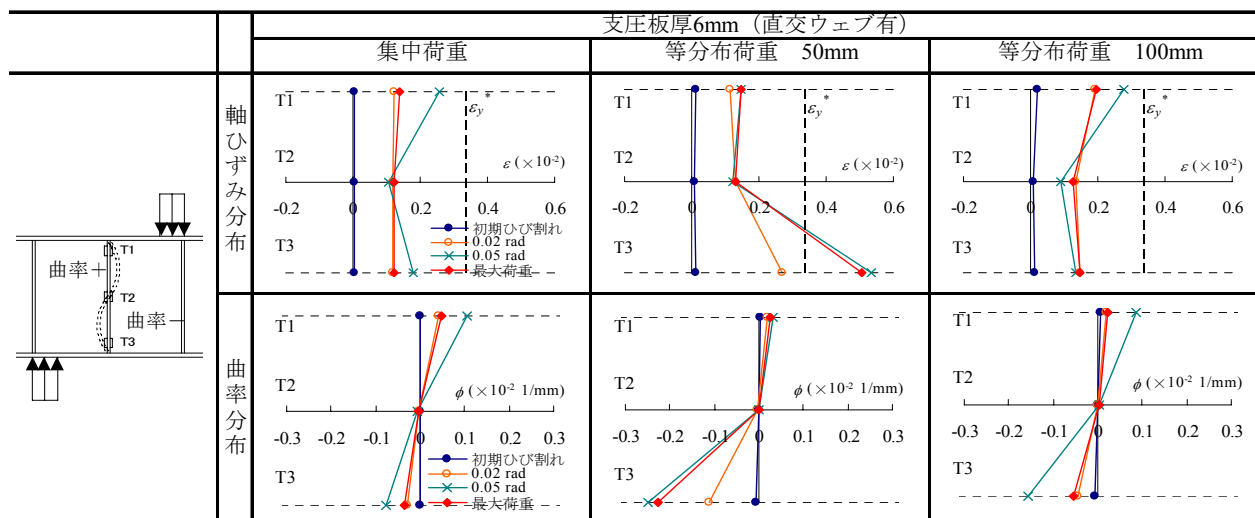


図-8 フランジの曲率分布



*) ε_y : 0.2%オフセット法によって求められた値である。

図-9 直交ウェブの軸ひずみおよび曲率分布

横軸はゲージ貼付位置を示す。図中の破線は鉄骨ウェブパネルの降伏せん断ひずみ度 γ_y を示す。最大荷重時には、載荷長さが100mmの場合、S1, S5およびS6の点ではせん断降伏していないが、各試験体とも他の位置では、直交ウェブの有無に関わらず鉄骨ウェブパネルはせん断降伏している。

4.4 フランジの曲率分布

図-8に各試験体の鉄骨上フランジの曲率分布を示す。縦軸は曲率 ϕ 、横軸は測定位置を示す。載荷長さ100mmの試験体では、ほぼ中央部で曲率の正負が反転している。一方、直交ウェブがなく集中荷重を負荷した試験体では、支圧板が厚くなるほど、フランジの曲率が大きくなった。

これは、前述したようにフランジが先行して変形しているためと考えられる。また、直交ウェブがある場合、集中荷重および載荷長さ50mmの試験体では、大きな曲率はみられないが、載荷長さ100mmの試験体では、中央部の直交ウェブ付近で曲率が大きくなっている。なお、この曲率分布は直交ウェブの有無に関わらず前述の鉄骨の変形状況とほぼ同じである。

4.5 直交ウェブの軸ひずみ分布および曲率分布

図-9に内部パネル中央に設けられた直交ウェブの軸ひずみ分布および曲率分布を示す。縦軸はゲージ貼付位置、横軸は軸ひずみおよび曲率を示す。図中の破線は、直交ウェブの降伏ひずみ度 ε_y を示す。直交ウェブは各試

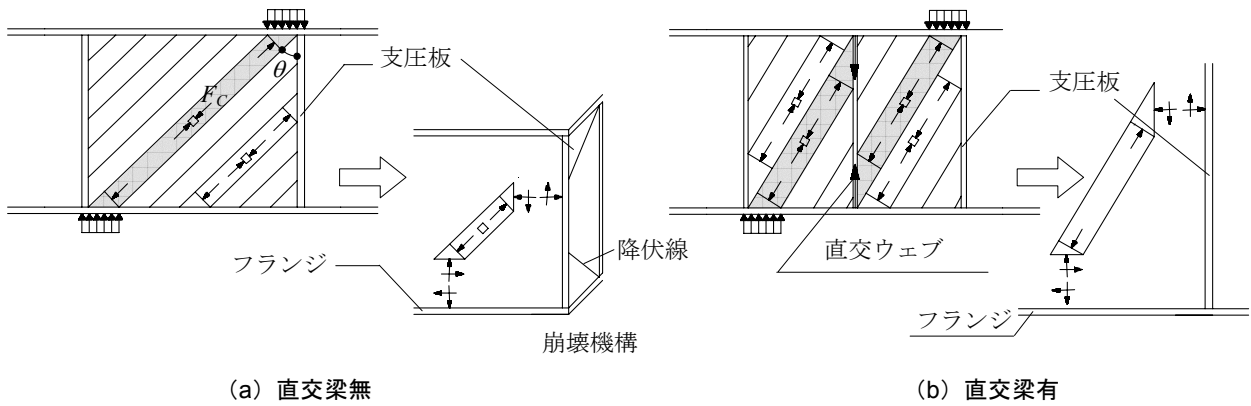


図-10 コンクリートパネルのせん断抵抗機構

験体とも荷重長さに関わらず、T1、T3の点で荷重初期から引張力が作用している。これは、直交ウェブがフランジの面外変形を拘束するとともに、コンクリート圧縮束に作用する圧縮力の鉛直成分を負担する働きを有しているためと考えられる。また、曲率分布をみるとT1、T3の点で曲率が大きくなり、直交ウェブのほぼ中央部で曲率が反転している。これは、内部パネルのコンクリートを拘束しているためであると考えられる。

5. 内部パネルのせん断耐力評価法に関する一考察

内部パネルのせん断耐力は、鉄骨ウェブパネルのせん断耐力とコンクリートのせん断耐力の累加によって評価できると考えられる。鉄骨のウェブパネルは、前述の実験結果から、直交梁の有無に関わらず全領域せん断降伏していると仮定して求められる。

一方、直交ウェブがない場合のコンクリートパネルは最終破壊状況から図-10(a)に示すような圧縮場を仮定する。この場合、荷重点と支点間に形成されたコンクリート圧縮束は、直接力が伝達されるため圧縮束に作用する応力度は、コンクリートの圧縮強度まで期待できると考えられる。一方、その他の部分の圧縮束は支圧板あるいはフランジによって拘束されている。したがって、コンクリート圧縮束に生ずる圧縮応力度は、図-10(a)に示すように、支圧板およびフランジに垂直に作用する力は支圧板およびフランジを押し広げる働きとなる為、支圧板あるいはフランジの終局曲げ耐力に依存する。したがって、等分布荷重を受ける3辺固定一端自由とする鋼板の終局曲げ耐力を評価することによって圧縮束に作用する応力を求めることができると考えられる。下式は、このような考えから、コンクリート圧縮束の角度 θ とし、図-10(a)に示すように崩壊機構を仮定した場合、コンクリート圧縮束の圧縮応力がコンクリートの圧縮強度に達する為に必要とする支圧板の必要板厚 ${}_{fb}t$ を

$${}_{fb}t \geq \sqrt{\frac{\sigma_B}{6 {}_{fb}\sigma_y} \cdot \frac{(3n-2)}{(n+6)} \cdot (b-wt)^2 \cdot \sin\theta \cos\theta} \quad (3)$$

求めたものである。ここで、

- σ_B : 圧縮強度
- ${}_{fb}\sigma_y$: 支圧板の降伏応力度
- θ : 圧縮束のなす角
- n : 辺長比
- b : フランジ幅
- w : 鉄骨ウェブの厚さ
- ${}_{fb}t$: 支圧板の必要厚さ

この計算値から、支圧板厚4.5mmの試験体では板が薄い為、圧縮束の圧縮応力度はコンクリートの圧縮強度に達しないこと、また、支圧板厚9mm、12mmの試験体では、コンクリートの圧縮強度を発揮できることが予測でき、このことは破壊状況と合致した結果となりコンクリートパネルの抵抗機構として、正しいものと考えられる。

直交ウェブがある場合のコンクリートパネルは、最終破壊状況から図-10(b)に示すような圧縮場を仮定する。各試験体とも荷重点から直交ウェブと下フランジの交点を結ぶ傾きで圧縮束が形成される。直交ウェブは、圧縮束に作用する圧縮力の鉛直成分を引張力によって抵抗する働きを有していると考えられる。なお、他の部分の圧縮束については直交梁なしの場合と同じである。

これらの考えに基づく定量的な評価法については今後の検討課題である。

6. 結語

内部パネルのせん断破壊性状を実験的に検討した結果、以下の知見が得られた。

- 1) 荷重長さ100mmの場合を除いて、直交ウェブのない試験体の最大荷重は、支圧板の板厚に依存する。
- 2) 直交ウェブのない試験体は最大荷重発揮後荷重が低下するのに対して、直交ウェブがあるものは変形の増大に伴い集中荷重を受けるものを除いて荷重が増大する。
- 3) 破壊状況から、内部パネルの抵抗機構が示された。これらの定量的な評価法については今後の課題である。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造の設計と施工，2001.1.