

論文 スロット付きプレキャスト鉄筋コンクリート梁のせん断破壊性状

松岡忠生^{*1}・大久保全陸^{*2}・橋本 朗^{*3}

要旨：梁端にスロットを設けた梁のせん断破壊性状とせん断力伝達機構に関して、鉛直荷重による梁端近傍の応力を模擬したせん断スパン比の小さい梁を実験し検討した。その結果、梁下端が圧縮となる曲げせん断荷重を加えた場合、設計で対象となる鉛直荷重下においては、ひび割れ幅はほぼ設計で許容しうる範囲となることを示した。また、設計で対象とする荷重を超えて荷重を増加させ、スロット付梁特有のせん断力伝達機構を仮定したせん断ひび割れ強度とせん断終局強度の計算値を実験値と比較検討した結果、両者はよく一致し、その仮定が設計手法のひとつとして利用できることを示した。

キーワード： スロット付梁、鉛直荷重、ひび割れ幅、せん断力伝達

1. はじめに

梁端にスロットを設けてコンクリートを絶縁し梁下端筋の曲げ抵抗によって部材の曲げせん断挙動を制御する意図で開発中の Slotted Beam に関するこれまでの実験研究¹⁾によると、梁部材のせん断力伝達性状に関しては、下端筋が引張力を受ける曲げせん断の場合と下端筋が圧縮を受ける場合とでは性状が異なることが分かっている。梁下端筋が引張力を受ける、前者の場合には、梁端のスロットの存在はせん断力伝達性に特に大きな影響は与えず、通常の RC 梁と同様にコンクリート部分に圧縮ストラットが形成されてせん断力が伝達され、これまでの実験においてもこの梁特有な問題は生じていない。

しかし、梁下端筋が圧縮となる、後者の場合には、梁下端筋に被せた鋼管の端部付近から斜め上方に向かって発生するこの梁特有のせん断ひび割れ(S-crack と呼ぶ)が発生し、そのひび割れの拡大によりせん断力伝達性能が劣化することがあるが、そのひび割れ拡大防止策として、折り曲げ筋や梁下端筋にそった cut-off 筋の配筋が有効であることが分かっている²⁾。また、スロット上部の隅角部から斜め上方にひび割れが

発生し、そのひび割れ幅の拡大により、耐力劣化には至らないものの、梁端のせん断変形が局部的に増加することがこれまでの実験で分かっている³⁾。

以上の知見は地震時応力を対象としたせん断スパン比が比較的大きい梁についての実験によるものであるが、本構造の開発にあたっては更に鉛直荷重時応力における曲げせん断性状の確認も必要である。鉛直荷重時には、図-1に示すように、曲げモーメントの反曲点は梁端近傍に位置し、結果的に梁の曲げせん断スパン比は小さくなる特徴がある。そこで本実験では鉛直荷重時応力をイメージして、梁端近傍のせん断力伝達とひび割れ、破壊性状について実験により検討を行うこととした。

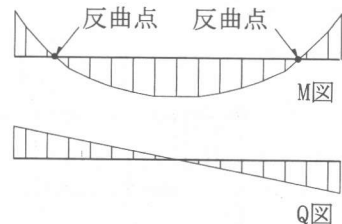


図-1 梁の鉛直荷重時応力概念図

*1 (株) 織本匠構造設計研究所 工修 (正会員)

*2 九州芸術工科大学教授 工博 (正会員)

*3 (株) 富士ビー・エス

2. 実験計画

2.1 試験体計画

本構造の開発を考慮した場合、梁端のスロット設置の観点からは、梁部材をプレキャストとすると施工を容易にできる利点に結びつくことが考えられる。そこで、本実験では、梁部材をプレキャストで製作し、スラブの部分に相当する梁上端のみを後打ちコンクリートとする方法で試験体を作製した。試験体は図-2(1)に示すような片持ち梁形式とし、図-1に示したラーメン構造の曲げモーメント反曲点から梁端部までの鉛直荷重時応力が近似的に再現できるようにした。また、柱梁接合部パネル内の梁下端筋の付着定着長さとの関係から、この工法は壁式ラーメン構造等のように柱せいの大きい構造に適すると想定していることから、試験体の梁幅は壁式ラーメンの壁梁のように比較的大きく計画している。

実験変数としては、せん断スパン比が小さい場合が対象となることから、 $a/D=1$ と 2 を計画し、それぞれに対してスロット際の筋筋量を2種類(4-D10 と 4-D6)計画した(表-1)。

スロット際の筋筋に関しては、これまでの実験から、スロット上部の隅角部から発生する斜

め上方に向かうひび割れ幅の拡大防止策が課題であった点についての検討を考慮している。

梁部分の配筋に関しては、図-2(1)に示すように、上端筋を 4-D22、下端筋を 4-D19 とし、上端筋の降伏が先行しないように計画した。下端筋 4-D19 については、梁端 180mm 区間を鋼管 STKR(外径 27.2mm、肉圧 1.9mm)で被覆し、その間の鉄筋とコンクリートは付着が除去されている。

S-crack の拡大防止策として折り曲げ筋 3-D16 を配した。S-crack の拡大防止には、文献 1) の実験では cut-off 筋も有効であるが、折り曲げ筋の場合には、下端筋が圧縮となる荷重下において梁端のせん断力伝達に折り曲げ筋を斜材とした大きなトラス機構を仮定できる利点がある。

加力方法は、前述のように本実験では鉛直荷重時を主対象としていることから、梁端の下端筋が圧縮となる曲げせん断力を一方向単調増加で載荷することとした。

2.2 使用材料

使用したコンクリートと鉄筋の強度試験結果を表-2、表-3に示す。

表-1 試験体計画

	$a/D=1.00$	$a/D=2.00$
ST. 4-D10	No1	No3
ST. 4-D6	No2	No4

表-2 コンクリートの材料試験結果

	σ_B (MPa)	ϵ_B	E_c (GPa)	σ_t (MPa)
Pca 部	46.89	0.0025	31.7	3.73
後打部	51.62	0.0023	34.5	3.78

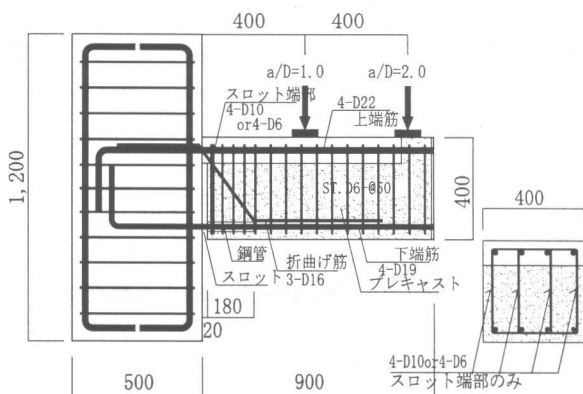


図-2(1) 試験体図

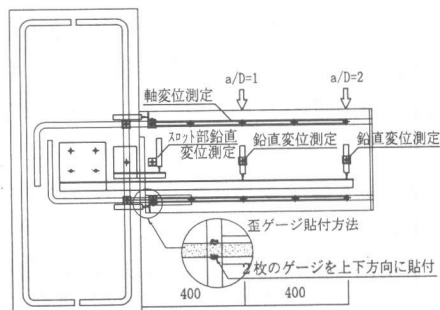


図-2(2) 変位測定図

表-3 鉄筋の材料試験結果

	σ_y (MPa)	E_s (GPa)	σ_t (MPa)	備考
D6	367	158	466	肋筋
D10	362	177	405	肋筋
D16	369	171	423	斜筋
D19	385	172	472	下端筋
D22	370	170	431	上端筋

3. 実験結果及び考察

3.1 荷重変形曲線と破壊経過の概要

各試験体のせん断力 Q と加力点の変位 δ との関係を図-3～図-6に示す。また、諸強度等の主要な実験値と計算値を表-4に示す。

本構造で実際に鉛直荷重について設計で対象となる荷重下におけるひび割れ性状については、後に論ずることとし、荷重を単調増加で加力した時の破壊性状の概要について最初に記す。

荷重変形曲線については、せん断スパン比の違いによる作用せん断力 Q の大きさには違いがあるものの、各試験体とも図-3～図-6に観られるようにほぼ同形の挙動をしている。荷重変形曲線は、荷重0から後に述べるS-Crack発生(●印)または、梁下端筋の圧縮降伏(○印)までの間はほぼ直線的である。圧縮降伏の判定は、下端筋端部に貼り付けた2枚の歪ゲージの平均値が降伏歪を超えた場合を圧縮降伏とした。

その後は著しい剛性低下を起こしているが、下端筋の圧縮降伏後も鉄筋の歪効果により作用荷重は増加し、図-3と図-4に示す $a/D=1$ の場合には変形が約25mm当たり(図中の*印)から、また図-5と図-6に示す $a/D=2$ の場合には変形が約50mm当たり(図中の*印)からスロット下部の閉塞が始まって圧縮縁コンクリートによる新たな応力伝達機構が起こり更に荷重が上昇し、最終的にはスロットなしの通常の短スパン梁のせん断破壊と同様に加力点から梁端に向かって発達した斜めせん断ひび割れによって終局耐力に達する破壊性状を示した。なお、各試験体とも荷重0からS-Crack発生または梁下端筋の圧縮降伏までの間に、スロット上部残存コンクリート部の曲げひび割れ、スロット上部

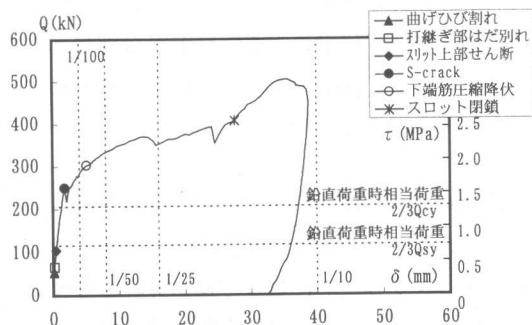


図-3 Q-δ関係 (No1, $a/D=1$, 4-D10)

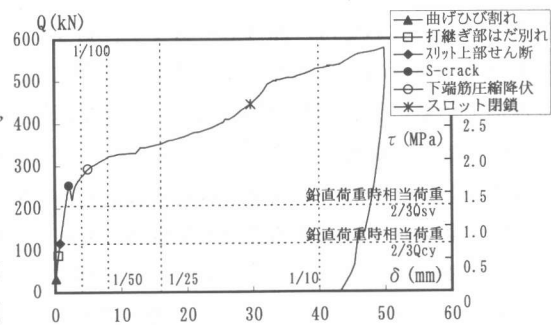


図-4 Q-δ関係 (No2, $a/D=1$, 4-D6)

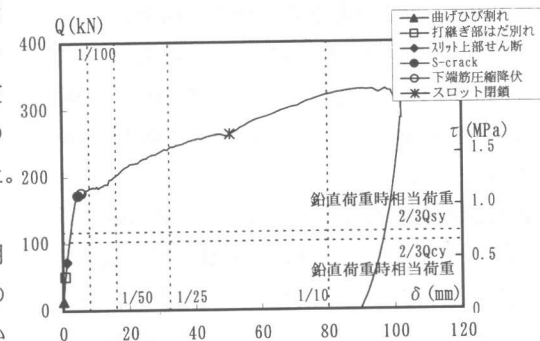


図-5 Q-δ関係 (No3, $a/D=2$, 4-D10)

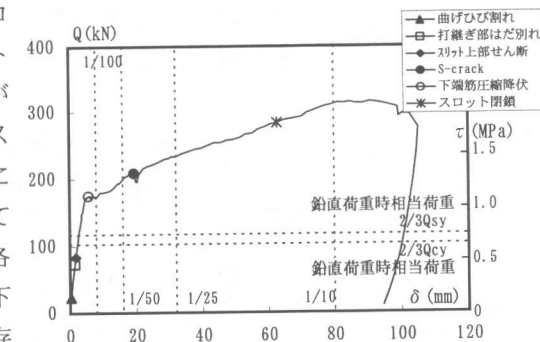


図-6 Q-δ関係 (No4, $a/D=2$, 4-D6)

隅角部からプレキャスト梁と後打ちコンクリートとの打ち継ぎ面に沿った肌別れの微細な水平ひび割れ、そのひび割れから斜め上方に向かって進展する斜めひび割れ等が発生した。

3.2 設計用鉛直荷重下のひび割れ幅の挙動

鉛直荷重を対象とした梁の設計においては、通常鉄筋とコンクリートに対して長期許容応力度を設定するいわゆる許容応力度設計法が適用されている。本構造の梁端にこの従来の許容応力度設計法を適用する場合に、スロット上部のコンクリートについては、曲げモーメントに対する引張側であるので、通常の梁の設計と同様に本構造でも特に曲げのひび割れ発生については許容応力度との関係は論じないこととし、ここでは梁下端筋についての長期許容応力度レベルを一つの鉛直荷重に対する設計対象外力のレベルとして捉えて、ひび割れ性状について考察する。鉄筋の長期許容応力度を規格降伏点強度の $2/3$ とすると、実験による梁下端筋の該当応力度に相当する荷重(鉛直荷重時相当荷重と呼ぶ)は、 $a/D=1$ の図-3と図-4の場合には約 $Q=206\text{kN}$ (図中 $2/3Q_{cy}$)となり、また $a/D=2$ の図-5と図-6の場合には約 $Q=103\text{kN}$ (図中 $2/3Q_{cy}$)となる。

鉛直荷重時相当荷重については、折り曲げ筋を斜材と仮定したトラスによるせん断力伝達機構において、折り曲げ筋についての長期許容引張応力度から設定されるもう一つの鉛直荷重時相当荷重が考えられる。本実験において、その値はせん断力に換算すると、 a/D によらず各試験体とも同じ値で約 $Q=119\text{kN}$ (図中 $2/3Q_{sy}$)となる。

図-3～図-6の荷重0から鉛直荷重時相当荷重までの間に発生したスロット近傍のひび割れをNo1, No3について図-7に例示し各試験体のひび割れ幅の進展挙動を荷重との関係で整理して図-8と図-9に示す。

図-8と図-9に観られるように、鉛直荷重時相当荷重レベルまでの間においては、スロット上部残存コンクリートの上部から発生する曲げひび割れの幅が最も大きく、その値は $a/D=1$ の場合約 0.2mm 、 $a/D=2$ の場合約 0.4mm であった。しかし、実際の構造物ではこの後打ち部分のコンクリートは床スラブに相当することとなるので、スラブが横方法に広がりを持って存在することを考慮すると、スロット上部の曲げひび割れ発生荷重が高くなるとともに、ひび割れ幅も本実験でのひび割れ幅より小さくなる可能性がある。

スロット上部隅角部からプレキャスト部分と

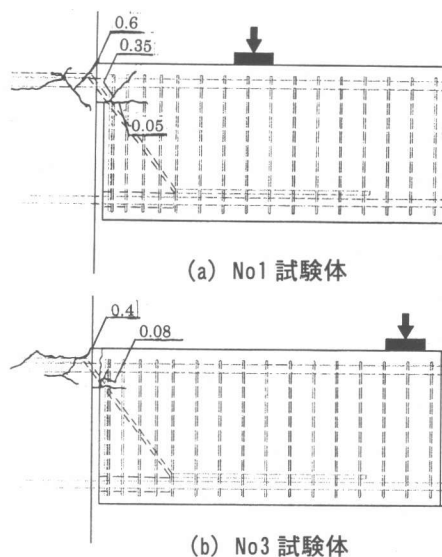


図-7 鉛直荷重時相当時のひび割れ図

表-4 実験結果と計算値

試験体	S-Crack 発生時荷重		圧縮鉄筋降伏時荷重		せん断終局強度① ※2	トラス機構とダボ作用※3による合計せん断力	せん断終局強度② ※4	最大荷重
	実験値	計算値	実験値	計算値※1				
No1	249kN	298kN	302kN	344kN	794kN	584kN	546kN	504kN
No2	257kN	298kN	301kN	344kN	794kN	584kN	546kN	578kN
No3	171kN	190kN	177kN	172kN	363kN	584kN	339kN	330kN
No4	195kN	190kN	170kN	172kN	363kN	584kN	339kN	315kN

※1 $Mu=a_1 \cdot \sigma_y \cdot j$ より算出 ※2 図-11のせん断スパン a 間に荒川min式を準用

※3 $Q=\min(Q_{a1}, Q_{a2})$ $Q_{a1}=0.7 \sigma_{ys} a_e$ 、 $Q_{a2}=0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_{bs}} a_e$ ※4 スロットを無視して荒川min式を準用

後打ちコンクリート部との打ち継ぎ面にそって肌別的に発生する水平ひび割れ及びそのひび割れから斜め上方に進展するひび割れについては、ひび割れ幅が0.1mm程度でかなり小さい。なおS-crackについては、鉛直荷重時相当荷重のレベルでは発生していない。

3.3 S-Crack 発生時荷重

各試験体において図-3～図-6に示す●印の荷重において、図-10に示すS-Crackが発生した。本構造の梁では、曲げに対する圧縮力が梁端のコンクリート（図-11中のB点）で支持されているのではなく下端筋に被せた鋼管の終点（図-11中のC点）の下端筋で支持されて、圧縮力はそこからコンクリートに伝達されるため、せん断力は加力点からC点に向かう斜め圧縮ストラットによって伝達される。

S-Crackはこの斜め圧縮ストラットに伝達によって生じるものと解釈している。この斜め圧縮ストラットはスロットの無い通常の梁の場合と異なり、複雑であると考えられるが、ここでは図-11に示すように梁のせん断スパンaを加力点からC点までの距離と仮定し、梁のせん断ひび割れ強度の計算式として荒川式

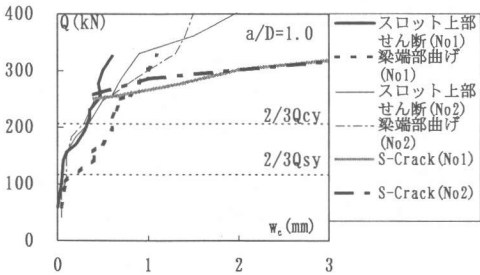


図-8 ひび割れ幅と荷重 (a/D=1)

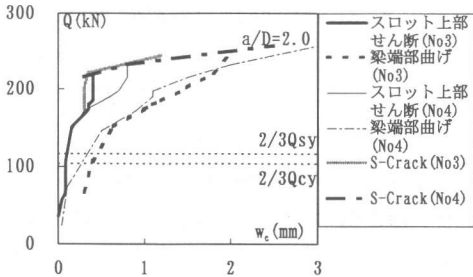


図-9 ひび割れ幅と荷重 (a/D=2)

(1)を準用して検討を行なった。

その結果を表-4に示す。実験値は計算値よりやや低く0.84～1.03となった。

S-Crack 発生荷重の計算方法について文献1)で報告した既往の実験結果を含めて検討した結果を図-12に示す。試験体数はまだ少ないが a/D=0.67～3.83 までの間のこれまでの実験結果について上記の計算方法は概ね S-Crack 発生荷重を予想しうる状況にある。

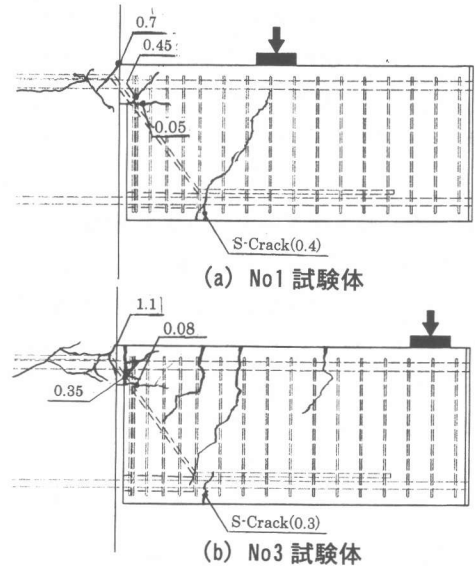


図-10 S-Crack 発生時ひび割れ図

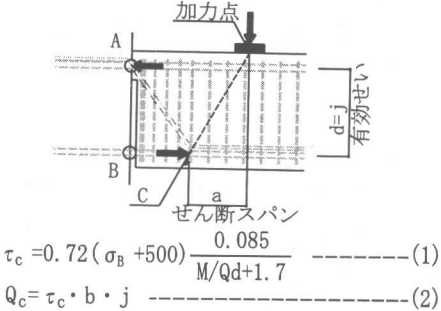


図-11 S-Crack 発生時せん断強度算出概要図

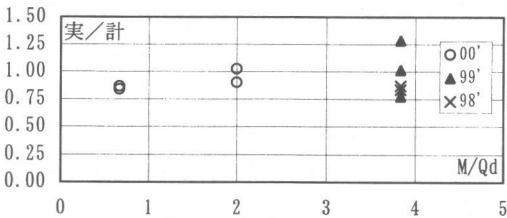


図-12 実験値と計算値の比較

3.4 スロットを含む梁端領域のせん断伝達

加力点から図—11のC点まで圧縮ストラットにより伝達されたせん断力はスロットを含む梁端領域では図—11に示すような折り曲げ筋を斜め引張材と仮定したトラス(ABC)機構とスロット上部の上端筋とコンクリートによるダボせん断機構とによって柱に伝達されると仮定する。トラス機構によって伝達されるせん断力の計算値と上端筋のダボ作用によって伝達されるせん断力の計算値を表—4に示す。両計算値の和は、スロット閉塞までの間の実験値最大せん断力より十分大きく、実際にこの部分でのせん断破壊は生じなかった。

3.5 スロット閉塞後の梁のせん断抵抗

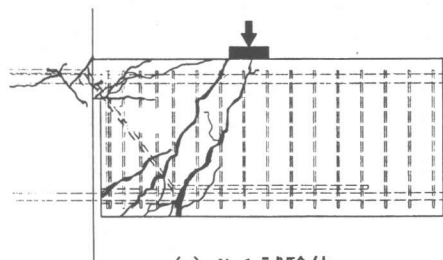
図—3～図—6の*印以降の変形ではスロットが閉鎖し、梁のせん断力は加力点から閉塞した梁端に向かう斜め圧縮ストラットにより伝達される機構となり、最終的には図—13に示すような斜めせん断ひび割れの発達によってせん断破壊した。

そこで、実験値のせん断破壊荷重をスロットを無視して、通常の梁と同様な扱いをして梁のせん断終局強度を荒川min式によって計算したその結果を表—4に示す。本実験では表に見られるように比較的良好に対応した。

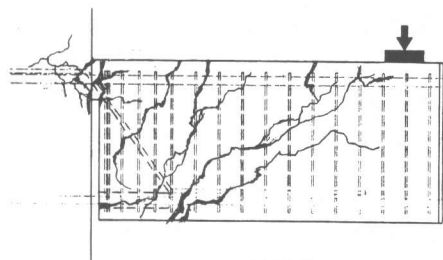
5. 結び

鉛直荷重を対象としたせん断スパン比の小さい Slotted Beam の実験から、以下のことを検討した。

(1) 端筋が圧縮となる曲げせん断荷重を加えた場合、下端筋圧縮降伏後も荷重は上昇し、最終的にはスロット閉塞により通常のRC梁と同様なせん断破壊が生じるまで荷重は増加した。その間において、スロット上部の残存コンクリートには隅角部から斜めひび割れが発生して進展したが、この部分が脆性的な破壊を起こし、梁全体の崩壊につながるような破壊には至らなかった。



(a) No1 試験体



(b) No3 試験体

図—13 最終ひび割れ図

(2) 鉛直荷重を対象として本構造が設計される場合の荷重レベルを想定して梁端近傍のひび割れ性状について検討した結果、ひび割れ幅は設計可能な範囲に抑えることを確認した。

(3) スロットを設けた本構造のせん断力伝達機構は、梁端における折り曲げ筋を考慮したトラス機構と上端筋のダボ作用機構との累加による材端領域と、加力点からその材端領域までの間の通常の梁と同様なせん断力伝達機構の2つの大きな機構によって成り立つことを示した。また、スロット閉塞後の梁のせん断力伝達についてはスロットの存在を無視して、通常の梁と同様の方法で検討すると比較的良好に対応した。

参考文献

- 1) Ohkubo, M. et al; Shear Transfer Mechanism of Reinforced Concrete Beams with a Slot at the Beam-end, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, pp. 523-528, 1999.
- 2) 財団法人 日本建築防災協会; 既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修設計指針・同解説, p. 30