

論文 構造スリットを有する垂れ壁・腰壁付き RC 梁部材の構造性能および端部の破壊状況に関する実験的研究

宇野 那由子*1・田才 晃*2・楠 浩一*3・Mhmoud SAUOD*1

要旨: 現在、構造スリットを有する腰壁・垂れ壁付き RC 梁部材についての既往の実験的研究は十分とは言いがたく、また、せん断余裕度の低い梁においてはせん断破壊の起こる可能性が指摘されている。本研究では、構造スリットを有する垂れ壁・腰壁付き梁試験体の構造性能を明らかにすることを目的とし、せん断余裕度の低い梁 4 体の静的加力実験を行った。その結果、構造スリットを有する二次壁を無視して計算した場合に、1.1 以上のせん断余裕度を有する梁においても、せん断破壊が起こる可能性があることが分かった。

キーワード: 腰壁, 垂れ壁, 梁, 構造スリット

1. はじめに

現在、鉄筋コンクリート造建築物の多くの架構に腰壁・垂れ壁付き梁が含まれる。従来の構造設計では、このような二次壁は、例えば 1 次設計では重量と剛性のみを考慮し、強度には考慮されずに非構造壁として扱われていた。一般には、梁の両端に構造スリットを設けることで二次壁の影響を無視する部材設計が慣例的に行われている。しかし、部材の構造性能に与える、構造スリットを有する二次壁の影響は明らかにされておらず、既往の研究もほとんどない。

既往のスリット片側壁付き梁実験¹⁾では、せん断余裕度が 3.8 と非常に高く設計されていたにも関わらず、静的加力実験によりせん断補強筋が降伏した。これにより、せん断余裕度を低くした場合にせん断補強筋が破断し、せん断破壊を引き起こす可能性があったと考えられる。

そこで本研究では、せん断余裕度が一般的な設計に用いられる程度の構造スリットを有する片側壁付き梁の構造性能および端部の破壊状況を検討する。具体的には、梁断面のせん断応力度や補強筋量を変化させ、試験体 4 体を作成し静的加力実験を行った。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

試験体諸元を表-1に、材料特性一覧を表-2に、試験体配筋詳細図を図-1~図-4に示す。SP-S5 試験体の断面は、文献¹⁾におけるSP-S3 試験体と同様のもの、せん断余裕度を下げるため部材長さを 2500mm から 1700mm とした。SP-S5 試験体から梁せいを大きくしてせん断応力度を大きくしたものをSP-S6 試験体とした。さらに、せん断ひび割れを抑制する目的で、SP-S6 試験体の端部のみせん断補強筋間隔を狭め、鉄筋量を増したものを

SP-S6+AR 試験体、壁を垂れ壁としてスラブを取り付けたものをSP-S6+slab 試験体とした。

表-1 試験体諸元

試験体名	SP-S5	SP-S6	SP-S6+AR	SP-S6+slab
梁幅(mm)	200	200		
梁せい(mm)	300	400		
梁主筋	2-D19	3-D19		2-D19+D10
引張鉄筋比 p_t	1.10%	1.20%		0.89%
あばら筋	2-D4@70	2-D6@50	2-D6@50 端部@35	2-D6@40
あばら筋比 p_w	0.20%	0.64%		0.79%
壁幅(mm)	80			
壁高さ(mm)	350			
スリット幅(mm)	15	25		
壁横筋	2-D4@150			
壁縦筋	2-D4@150			
壁端部筋	4-D6			
スラブ幅(mm)	-			500
スラブ厚さ(mm)	-			100
コンクリート設計 基準強度(N/mm ²)	24			
部材スパン(mm)	1700			
せん断余裕度	1.20	1.19	1.19	1.19

表-2 材料特性一覧

コンクリート				
試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ(%)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
SP-S5	27.6	0.207	2.30×10^4	2.50
SP-S6	28.2	0.232	2.27×10^4	2.39
SP-S6+AR	27.7	0.210	2.24×10^4	2.39
SP-S6+slab	27.4	0.220	2.20×10^4	2.16

コンクリートのヤング係数は最大圧縮強度の1/3と原点を結んだ傾きとした。

鉄筋					
試験体	種類	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏時 ひずみ(%)	引張強度 (N/mm ²)
SP-S5 SP-S6	D4 (SD295)	1.83×10^5	356.4※	0.425	523.8
	D6 (SD295)	1.90×10^5	433.2	0.236	533.3
	D19 (SD345)	1.96×10^5	383.6	0.206	563.9
SP-S6+AR SP-S6+slab	D4 (SD295)	1.56×10^5	373.1	0.228	484.4
	D5 (SD295)	1.84×10^5	366.6※	0.390	410.4
	D6 (SD295)	1.90×10^5	361.6※	0.371	515.6
	D10 (SD295)	1.86×10^5	356.6	0.220	515.6
	D19 (SD345)	1.90×10^5	375.9	0.228	549.4

※印は0.2%オフセット強度を表す。

*1 横浜国立大学大学院 都市イノベーション学府 大学院生 (学生会員)

*2 横浜国立大学大学院 都市イノベーション学府 教授・工博 (正会員)

*3 東京大学 地震研究所 准教授・博士(工学) (正会員)

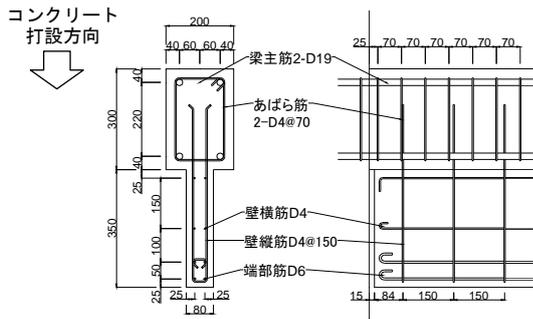


図-1 SP-S5 配筋図

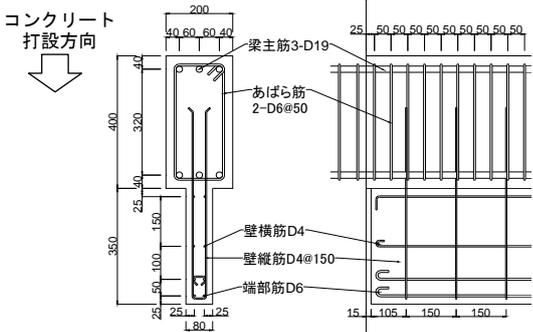


図-2 SP-S6 配筋図

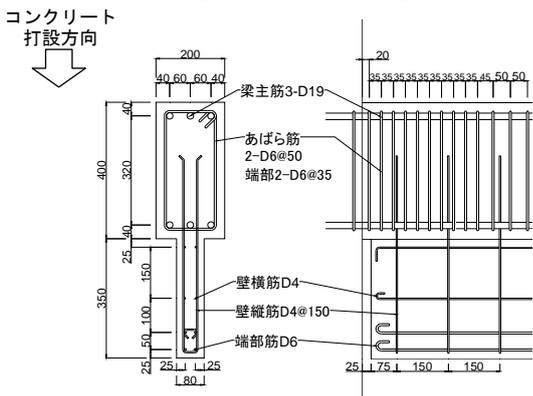


図-3 SP-S6+AR 配筋図

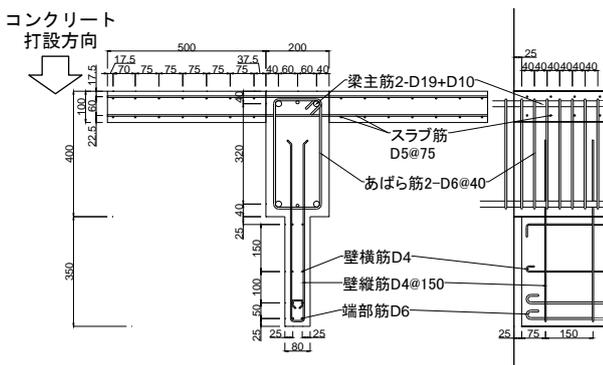


図-4 SP-S6+slab 配筋図

なお、すべてせん断余裕度は 1.1 を目標値とし設計を行った。また、スリット幅はおおよそ層間変形角 $R=1/20(\text{rad})$ で壁が接触するようにした。せん断余裕度は文献²⁾より荒川mean式によって得たせん断終局強度 Q_{su} を曲げ終局強度時せん断力 Q_u で除したものであり、いずれも壁は考慮していない。また、SP-S6+ARのせん断余裕

度は端部に増加させた補強筋の影響を無視し、SP-S6 と同等の計算値を用いた。SP-S6+slabの曲げ終局強度は、引張鉄筋にスラブ筋を考慮するスラブ引張時と圧縮時の曲げ終局強度をそれぞれ算出し平均値とした。また、せん断終局強度にはスラブ筋の影響は考慮していない。

SP-S6+ARの端部配筋量決定法を図-5、および式(1)に示す。SP-S6 の実験結果より、せん断ひび割れに有効であると考えられる範囲($2/3d$)に含まれるせん断補強筋の降伏強度の和 $Q_{max}(\text{kN})$ が、SP-S6 の実験で記録した最大せん断力 $Q_u(\text{kN})$ を超えるように配筋した。

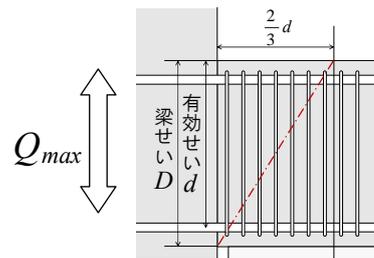


図-5 端部配筋図

$$Q_u < Q_{max} = \sum a_w \cdot \sigma_y \quad (1)$$

ただし、 a_w : 端部から $2/3d$ の区間のせん断補強筋断面積の合計 (mm^2)

σ_y : せん断補強筋降伏応力度 (N/mm^2)

2.2 計測方法

実験では、試験体に取り付けた変位計および試験体に貼付したひずみゲージにより変位、ひずみを計測し、ジャッキに取り付けたロードセルにより荷重を計測した。また、各サイクル1回目のピーク時と除荷時のひび割れ幅を、クラックスケールを用いて計測した。

2.3 加力方法

加力は、梁を90度回して立てた状態で、図-6に示す加力装置を用いて水平ジャッキにより正負交番繰返し载荷を行った。加力中は水平ジャッキにより逆対称曲げモーメント分布でせん断力を作用させ、2本の鉛直ジャッキにより試験体上部にある加力ビームの回転と軸力がほぼ0となるように制御した。

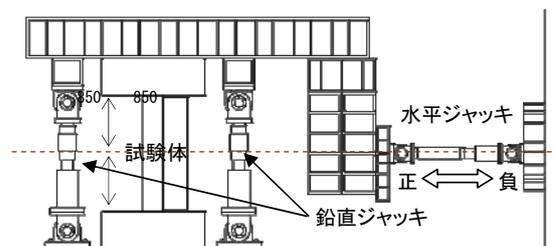


図-6 加力装置図

加力履歴を図-7に示す。まず荷重制御で $\pm 50\%Q_{cr}$, $\pm 100\%Q_{cr}$ (kN)を目標に各1サイクルずつ载荷し, 変位制御で層間変形角 $R=\pm 1/800$ (rad.)を目標に1サイクル, $\pm 1/400$, $\pm 1/200$, $\pm 1/100$, $\pm 1/50$ (rad.)を目標に各2サイクル, $\pm 1/25$ (rad.)目標に1サイクルとする载荷を行った。その後ジャッキの限界である $+1/9$ (rad.)まで押し切った。ここで Q_{cr} は, 曲げひび割れモーメント M_{cr} をせん断スパン M/Q で除した値であり, 式(2)を用いて計算を行った。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e \quad (2)$$

ただし, Z_e : 鉄筋を考慮した等価断面積(mm³)

σ_B : コンクリート圧縮強度(N/mm²)

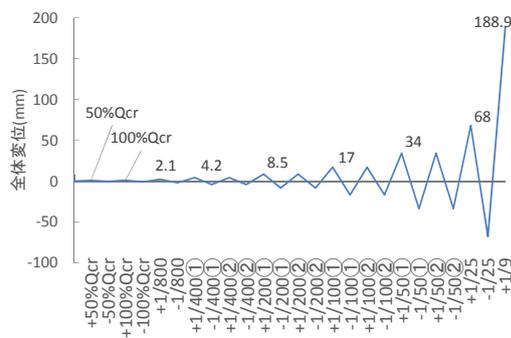


図-7 加力履歴

3. 実験結果

3.1 破壊経過

各試験体の最終ひび割れ発生状況を図-8~図-11に示す。図に示した矢印は加力方向を表す。また, 各試験体において最も開いたせん断ひび割れ近傍を一点破線で示す。ひび割れはSP-S5では端部より約45度程度だったが, SP-S6およびSP-S6+ARでは共に約30度となった。SP-S6+slabでは, 複数のひび割れが大きく開いた。

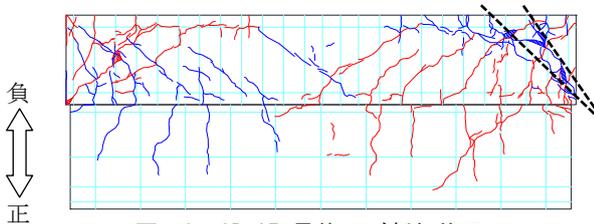


図-8 SP-S5 最終ひび割れ状況

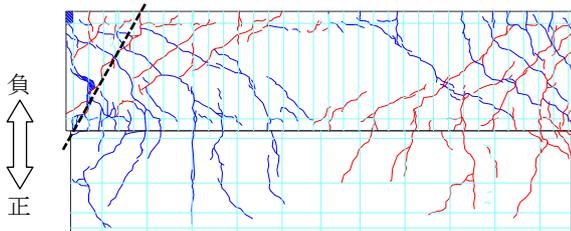


図-9 SP-S6 最終ひび割れ状況

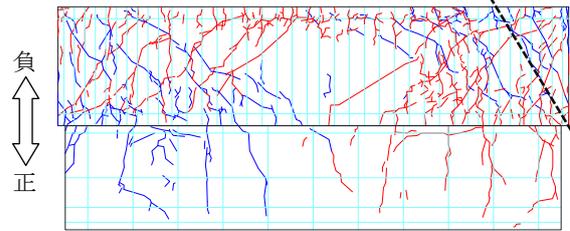


図-10 SP-S6+AR 最終ひび割れ状況

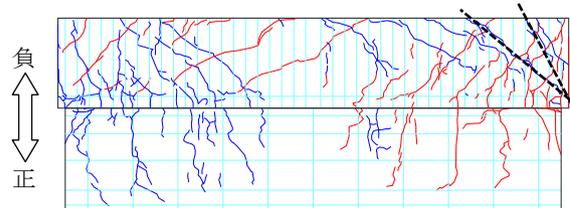
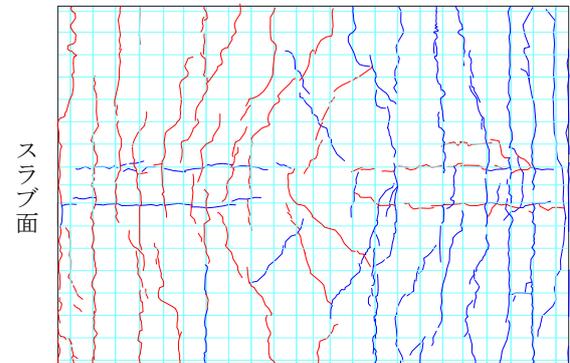


図-11 SP-S6+slab 最終ひび割れ状況

3.2 実験結果

各試験体のせん断力-全体変形関係および4章に記載する計算値による三折れ線モデルを図-12~図-15に示す。また, 実験結果一覧を表-3に示す。ただし, 表に示す数値は正負の平均値とした。表-3および各図中に示した各降伏点は, 鉄筋に貼付した複数の歪ゲージの値のいずれか(裏表に貼付している場合はその平均値)が, 表-2の材料試験による降伏時ひずみを超えた点とした。曲げひび割れ発生点は加力中, せん断力-全体変形関係の接線剛性が大きく変化した点とした。

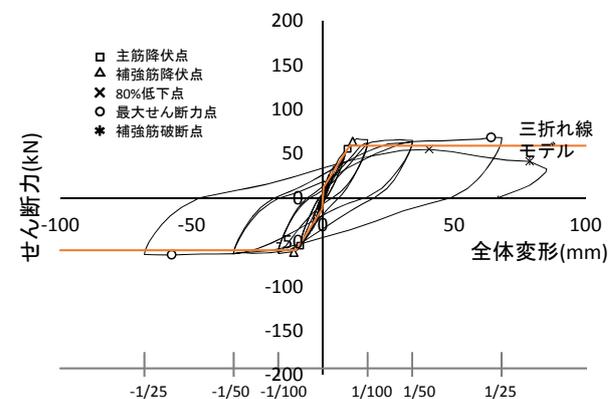


図-12 SP-S5 せん断力-全体変形関係

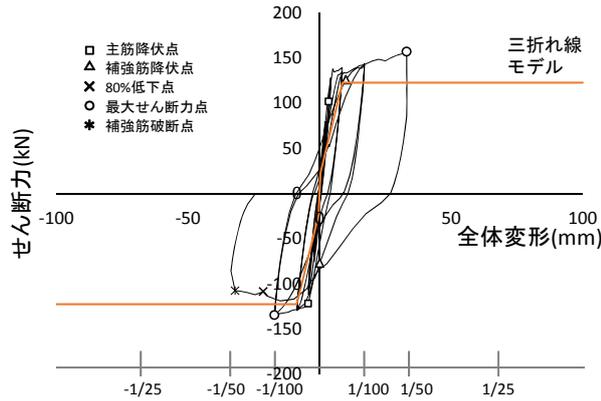


図-13 SP-S6 せん断力-全体変形関係

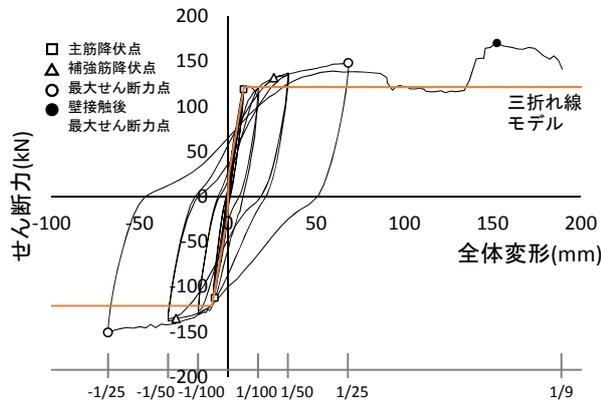


図-14 SP-S6+AR せん断力-全体変形関係

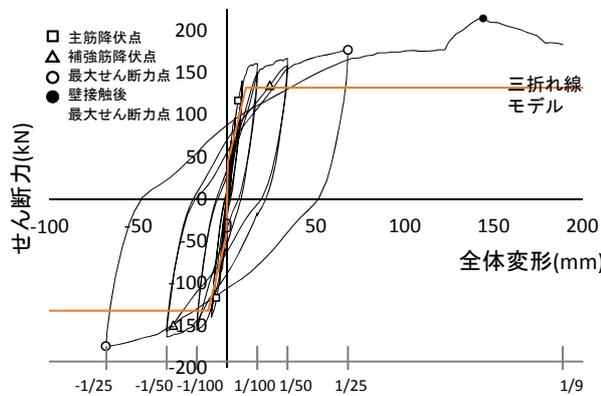


図-15 SP-S6+slab せん断力-全体変形関係

表-3 実験値一覧

	SP-S5	SP-S6	SP-S6+AR	SP-S6+slab	
Q_c 剛性	剛性(kN/mm)	24.5	67.6	32.3	48.8
曲げひび割れ	剛性(kN/mm)	29.6	78.8	34.5	49.6
	せん断力(kN)	10.9	30.3	29.4	45.3
梁主筋降伏	せん断力(kN)	61.4	115.0	111.5	119.9
	変形角(rad.)	1/161	1/458	1/201	1/269
最大せん断力	せん断力(kN)	66.4	145.7	149.5	175.4
	τ_w/F_c	0.040	0.065	0.069	0.081
断補強筋破断	変形角(rad.)	1/22	1/53	-	-
	壁接触	変形角(rad.)	-	-	1/13

(SP-S5 試験体)

正負共に層間変形角 $R=\pm 1/800(\text{rad.})$ サイクルにて曲げひび割れが発生した。その後、正負ともに $R=\pm 1/100(\text{rad.})$ サイクル1回目で先にせん断補強筋、続けて梁主筋が引張降伏し、曲げ降伏強度(正: 67.1kN 負: -61.49kN)を記録した。その後もせん断力は上昇し、正負ともに $R=\pm 1/25(\text{rad.})$ サイクル1回目ピーク時に最大せん断力(正: 68.32kN 負: -64.42kN)を記録した。しかし $R=+1/25(\text{rad.})$ サイクル2回目途中で耐力が低下し、サイクル1回目ピークに達せず、 $R=+1/28(\text{rad.})$ 付近にてせん断補強筋が破断したため、加力を終了した。破壊状況写真を図-16に示す。



図-16 SP-S5 破壊状況

(SP-S6 試験体)

正負共に層間変形角 $R=\pm 1/800(\text{rad.})$ サイクルにて曲げひび割れが発生した。その後、正負ともに $R=\pm 1/200(\text{rad.})$ サイクル1回目で梁主筋が引張降伏し、曲げ降伏強度(正: 137.6kN 負: -122.0kN)を記録した。また、正側では $R=+1/50(\text{rad.})$ サイクル1回目、負側では $R=-1/100(\text{rad.})$ サイクル1回目でせん断補強筋が引張降伏し、それぞれ同サイクルピーク時に最大せん断力(正: 156.6kN 負: -134.7kN)を記録した。しかし $R=-1/50(\text{rad.})$ サイクル1回目負側で耐力が低下し、 $R=+1/53(\text{rad.})$ 付近にてせん断補強筋が破断したため、加力を終了した。正側にて $R=+1/50(\text{rad.})$ に加力時はあまり大きな残留ひび割れも確認できず、安定した履歴を示していたが、負側 $R=-1/50(\text{rad.})$ に加力中に負方向に梁がずれるように破壊に至った。破壊状況写真を図-17に示す。

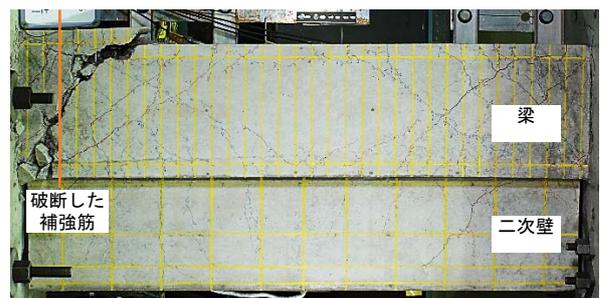


図-17 SP-S6 破壊状況

(SP-S6+AR 試験体)

正負共に層間変形角 $R=\pm 1/800(\text{rad})$ サイクルにて曲げひび割れが発生した。その後、正側では $R=+1/200(\text{rad})$ サイクル 2 回目、負側では $R=-1/200(\text{rad})$ サイクル 1 回目で梁主筋が引張降伏し、曲げ降伏強度(正: 118.6kN 負: -104.4kN)を記録した。また、正側では $R=+1/50(\text{rad})$ サイクル 1 回目、負側ではサイクル 2 回目でせん断補強筋が引張降伏し、正負共に $R=\pm 1/25(\text{rad})$ サイクルピーク時に最大せん断力(正: 147.9kN 負: -151.0kN)を記録した。その後押切を行い、 $R=+1/19(\text{rad})$ 付近から梁端部の圧壊によりせん断力が低下したが、 $R=+1/13(\text{rad})$ で圧縮側壁端部がスタブ表面に接触したことによりせん断力が上昇し、 $R=+1/11(\text{rad})$ 付近で 169.8kN を記録し、加力を終了した。

(SP-S6+slab 試験体)

正負共に層間変形角 $R=\pm 1/800(\text{rad})$ サイクルにて曲げひび割れが発生した。その後、正負共に $R=\pm 1/200(\text{rad})$ サイクル 1 回目で梁主筋が引張降伏し、曲げ降伏強度(正: 122.5kN 負: -117.4kN)を記録した。また、正側では $R=+1/50(\text{rad})$ サイクル 2 回目、負側では $R=-1/25(\text{rad})$ サイクルでせん断補強筋が引張降伏し、正負共に $R=\pm 1/25(\text{rad})$ サイクルピーク時に最大せん断力(正: 147.9kN 負: -151.0kN)を記録した。その後押切を行い、著しく耐力が落ちることなく、せん断力を保ったまま $R=+1/14(\text{rad})$ で圧縮側壁端部がスタブ表面に接触した。壁接触によりせん断力が上昇し、 $R=+1/12(\text{rad})$ 付近で 213.7kN を記録し、加力を終了した。

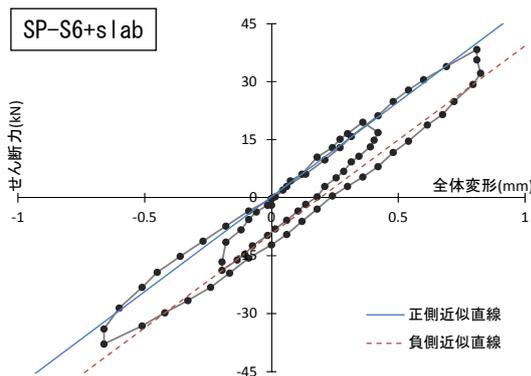


図-18 初期剛性計算方法

表-3 中の Q_{cr} 剛性とは、50%、100% Q_{cr} サイクルにおけるせん断力-全体変形関係において、正負それぞれで抽出した計測点による最小二乗法の近似直線の傾きの平均値である。本論文では、 Q_{cr} 剛性を初期剛性として考える。抽出した計測点とは、加力開始時の挙動が不安定な点、およびピーク直後のピーク時と全体変形が同じ値の点を除いた点である。SP-S6+slab の例を図-18 に示す。

3.3 実験結果の考察

3.3.1 せん断破壊の危険性について

SP-S5 はせん断補強筋降伏が先行し、SP-S6 は梁主筋降伏が先行したが、両試験体共にせん断補強筋が破断し、せん断破壊に至った。これより、構造スリットを有する二次壁を無視して計算した場合に、せん断余裕度が 1.1 を超える試験体において、曲げ降伏後にせん断破壊が起こる可能性があることが分かった。

3.3.2 端部補強について

SP-S6+AR は、SP-S6 の端部せん断補強筋量を増やした試験体である。また SP-S6 は $R=1/50(\text{rad})$ で最大強度に達しているのに対し、SP-S6+AR は $R=1/25(\text{rad})$ で達しており、両試験体の最大せん断力はほぼ同等となった。端部補強によるせん断耐力の増加は見られなかった。また、SP-S6+AR は SP-S6 と異なり、 $R=1/9(\text{rad})$ に至るまでせん断補強筋が破断することなく加力することができた。せん断ひび割れは両試験体共にスタブ面から 30° 程度となっており、端部補強によるせん断ひび割れの角度への影響は見られなかった。これはひび割れに集中するせん断力を負担する補強筋量が増えたと考えられ、補強筋増加によるせん断ひび割れ抑制に効果があったといえる。

3.3.2 スラブについて

スラブを取り付けた SP-S6+slab においてはせん断補強筋が降伏する変形角がスラブ無しの SP-S6 より大きくなった。また、 $R=1/9(\text{rad})$ に至るまでせん断補強筋が破断することなく加力することができた。これは、せん断ひび割れに対するスラブによる効果があったといえる。

4. 既往計算式との対応

4.1 既往計算式

既往の構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁の初期剛性、曲げひび割れ強度、主筋曲げ降伏時せん断強度の評価法を以下に概説する。なお、初期剛性 K_0 以外はすべて壁部分を無視し、梁およびスラブの評価法を準用して計算を行った。

(1) せん断力-全体変形関係の初期剛性 K_0

せん断力-全体変形関係の初期剛性 K_0 は文献²⁾³⁾より、曲げ変形とせん断変形を考慮し算出した剛性 K に、式(3)より算出したスリットを有する壁の影響を考慮した増大率 λ をかけたものとした。なお、このとき各試験体を実大として計算するため、試験体寸法を拡大(2.4 倍)して計算を行った。曲げ変形は鉄筋を等価なコンクリート断面に置き換えた断面二次モーメント I_e から算出した。せん断形状係数は、SP-S5、SP-S6 および SP-S6+AR は 1.2 とした。SP-S6+slab はスリットを有する壁付きスラブ付き梁として評価し、増大率 ϕ_s は式(4)から算出した。

$$\lambda = \frac{(0.17l' + 0.51)h_w}{D} + (1 - h_w) \quad (3)$$

ただし、 l' ：内法スパン(m)

h_w ：壁高さ(m)， D ：梁せい(m)

$$\phi_s = \alpha \cdot \phi_{RC} \quad (4)$$

ただし、 ϕ_{RC} ：スラブの剛性増大率

α ：調整係数で、垂れ壁が付く場合 $\alpha=1.00$

(2) 曲げひび割れ強度 Q_{cr}

曲げひび割れ強度の算出は式(1)から算出した曲げひび割れモーメント M_{cr} をせん断スパン M/Q で除した値とした。

(3) 曲げ降伏強度 Q_y

主筋曲げ降伏時せん断力は、文献²⁾より、曲げ降伏強度 M_y をせん断スパン M/Q で割ったものとした。

(4) 剛性低下率 α_y

剛性低下率は、文献²⁾より、菅野式を用いて算出した。SP-S6+slabにおいては、スラブ圧縮時はスラブ有効幅(全幅)と梁せいからなる仮想の長方形梁を想定し算出し、引張時は梁幅と梁せいからなる長方形梁として、スラブ筋を考慮し算定した剛性率をT型梁に対する長方形梁の断面二次モーメントの比で低減した値をそれぞれ算出し、平均をとった。

4.2 実験値と計算値の比較

計算結果一覧を表-4に示す。表中の括弧内の値は、実験値を計算値で除した値を表している。

初期剛性に関して、全ての試験体で計算値を下回った。特に SP-S6+AR および SP-S6+slab においては、計算値の44~48%となっており、スリットを有する壁を考慮した評価精度は高くない。

曲げひび割れ強度に関して、SP-S5 では実験値が計算値を89%と下回ったがその他3体では104~130%と計算値を上回った。

曲げ降伏強度に関して、各試験体の実験値は計算値の91~104%と、壁を無視して計算することで±10%以内の精度で評価できた。

剛性低下率に関して、試験体の実験値は計算値の99~184%と、ばらつきが大きかった。

表-4 計算結果一覧

	SP-S5	SP-S6	SP-S6+AR	SP-S6+slab
初期剛性(kN/mm)	43.7 (0.56)	78.7 (0.86)	73.7 (0.44)	102.4 (0.48)
曲げひび割れ強度(kN)	12.3 (0.89)	23.3 (1.30)	23.1 (1.27)	43.6 (1.04)
曲げ降伏強度(kN)	59.0 (1.04)	122.5 (0.94)	121.3 (0.92)	132.1 (0.91)
剛性低下率	0.22 (0.99)	0.23 (1.84)	0.23 (1.76)	0.10 (1.26)

括弧内の値は(実験値/計算値)

5. まとめ

構造スリットを有する腰壁・垂れ壁付き梁について、断面のせん断応力度や補強筋量、スラブにより構造性能および端部の破壊状況を検討するため、静的加力実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 構造スリットを有する二次壁を無視して計算した場合に、1.1以上のせん断余裕度を有する梁においても、せん断破壊が起こる可能性があることが分かった。
- (2) 端部にせん断補強筋を多く配することにより、せん断ひび割れを抑制し、せん断破壊を防止できることが分かった。
- (3) 端部にせん断補強筋を多く配することによるせん断ひび割れ角度への影響は見られなかった。
- (4) 二次壁を垂れ壁としてスラブを取り付けることにより、せん断ひび割れを抑制し、せん断破壊を防止できることが分かった。
- (5) 構造スリットを有する二次壁を考慮して算出した初期剛性および二次壁を無視して算出した剛性低下率は、共に評価精度が高くないため、剛性評価式の開発が必要である。
- (6) 構造スリットを有する二次壁を無視して算出した曲げひび割れ強度は±30%の範囲内で、また曲げ降伏強度は±9%の範囲で評価することができた。

謝辞

本研究は、平成25年度科学研究費助成事業(課題番号：25420572，研究種目：基盤研究(C)，研究代表者：田才晃)に基づいて行われました。実験遂行にあたって畠中雄一技官には多大なるご助力、ご助言をいただきました。心より御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 渡邊秀和，田才晃，楠浩一，鈴木淳史，福山洋，田尻清太郎：腰壁・垂れ壁付きRC梁部材の構造性能に関する実験的研究その3 構造スリットを設けた腰壁・垂れ壁付き梁試験体，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.95-98，2010.9
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 3) 日本建築構造技術者協会：鉄筋コンクリート造建物における構造スリット設計指針，2009.7