

論文 X型配筋を用いた高強度プレキャストRC梁に関する実験的研究

石岡 拓^{*1}・和泉信之^{*2}・菊田繁美^{*1}・濱田 聡^{*3}

要旨 : RC造建物の超高層化等に伴う梁入力せん断力の増大に対処するために、高強度コンクリートを用いたX型配筋短スパンプレキャストRC造梁の実験的検討を行った。実験はコンクリート強度 ($F_c=70\text{N/mm}^2$, 30N/mm^2) と材端開口の有無を変数とした3体のX型配筋試験体による正負漸増載荷実験である。その結果、開口部を適切に補強することにより大変形まで耐力低下の小さい良好な履歴性状を得られること、材端開口補強において開口際の中子筋が特に補強効果が大きいことがわかった。

キーワード : X型配筋, 高強度コンクリート, 有開口梁, プレキャスト

1. はじめに

RC造の短スパン梁では、脆性的なせん断破壊や付着割裂破壊を防止して高い靱性能を得るために、X型配筋法が適用されることが多い。既往の実験において $F_c=60\text{N/mm}^2$ を超えるコンクリートを用いたX型配筋梁試験体は数少ない。また、RC造建物の超高層化等により梁へのせん断力が増大するため、本研究では、 $F_c=70\text{N/mm}^2$ 級の高強度コンクリートを用いたX型配筋短スパンプレキャスト梁の実験を行った。また、X型配筋法を用いた場合には設備配管用の開口を材端に設けることになるため、梁端部から $D/4.5$ (D : 梁せい) の位置に開口を設けた試験体の実験も併せて行った。

す。試験体は左右対称のため中心から半分を図示した。試験体はSSPB01~SSPB03の3体であり、実物の1/2縮尺、実験変数はコンクリート強度と開口の有無とした。全試験体共通で、断面寸法は $300\text{mm} \times 450\text{mm}$ 、せん断スパン比1.1の短スパン梁であり、曲げ降伏先行型として計画した。SSPB01, SSPB02ではコンクリート強度 $F_c=70\text{N/mm}^2$ 、主筋は平行筋に4-D16 (SD490)、傾斜筋に4-D19 (SD490)、せん断補強筋は4-D6@40を用いた。SSPB01は無開口、SSPB02は有開口として梁端部から開口中心までの距離を $D/4.5=100\text{mm}$ とした。SSPB03ではコンクリート強度 $F_c=30\text{N/mm}^2$ 、主筋は平行筋に2-D19 (SD390)、傾斜筋に4-D19 (SD390)、せん断補強筋は4-D6@50を用い、SSPB02と同様に有開口梁とした。プレキャスト部分詳細を図-1(a)に、開口周囲の補強方法を図-1(b)に示す。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体諸元を表-1に、試験体図を図-1に示

表-1 試験体一覧および諸元

	試験区間 (mm)	b × D (mm)	開口の 有無	F _c (N/mm ²)	主筋		せん断補強筋		補助筋1 (定着なし)	補助筋2 (定着あり)
					平行筋	傾斜筋	一般部	開口部		
SSPB01	1000	300 × 450	無	70	4-D16 (SD490)	4-D19 (SD490)	4-D6@40 (USD685)	-	2-D13 (SD390)	-
SSPB02			有 (100φ)		4-D16 (SD490)	4-D19 (SD490)	4-D6@25 (USD685)	4-D13 (SD390)		
SSPB03			30	2-D19 (SD390)	4-D19 (SD390)	4-D6@50 (USD685)	4-D6@35 (USD685)			

*1 戸田建設 (株) 技術研究所 工修 (正会員)

*2 戸田建設 (株) 構造設計部グループ長 工博 (正会員)

*3 戸田建設 (株) 構造設計部 工修 (正会員)

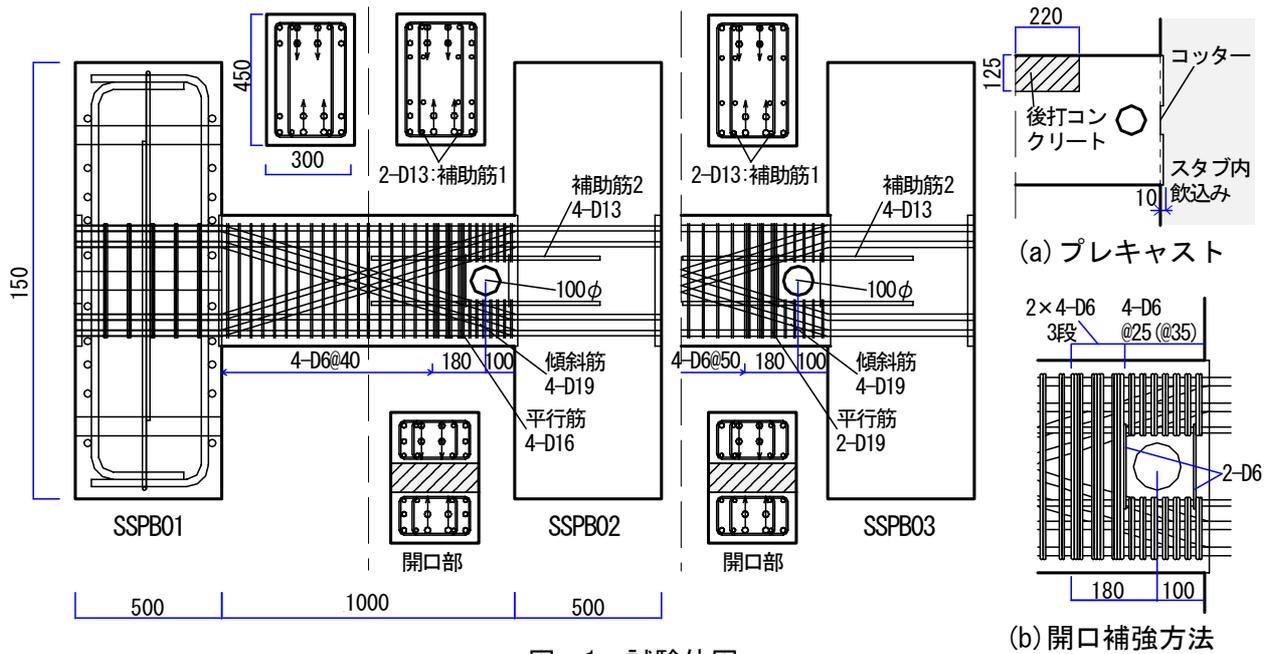


図-1 試験体図

本工法は斜め筋による開口補強は行っていない。

2.2 使用材料

材料試験結果を表-2 に示す。

2.3 実験方法

加力装置を図-2 に示す。加力方法は試験体中央部を反曲点とする逆対称曲げモーメントが生じるように水平力を加力した。加力履歴は目標部材角 R (=全体変形/内法スパン長, 単位: rad.) が, 1/800, 1/400 を各 1 回, 1/300, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50 を各 2 回, 1/33, 1/25, 1/20 を各 1 回とした正負繰返し加力とした。

3. 実験結果

3.1 実験経過と荷重変形関係

各試験体の最大耐力時のひび割れ発生状況を図-3 に, 荷重変形関係を図-4 に示す。

SSPB01 では $R=1/800\text{rad.}$ で梁端部に曲げひび割れが発生し, $R=1/400\text{rad.}$ で後打ち部分との境界が開き始め, $R=1/300\text{rad.}$ で梁中央にせん断ひび割れが発生した。 $R=1/150\text{rad.}$ の梁端部の傾斜筋 1 段目の降伏に続いて, 傾斜筋 2 段目降伏, 平行筋 1 段目降伏, $R=1/100\text{rad.}$ で平行筋 2 段目降伏が生じて耐力がほぼ頭打ちとなった。 $R=1/75\text{rad.}$ で梁端-スタブ界面の開きが増大し, 梁端部が圧壊して, $R=1/33\text{rad.}$ で最大耐力に到った。

表-2 材料の機械的性質

(a) コンクリート

試験体	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)
SSPB01	72.2	3.39	3.64×10^4
	74.9	3.44	3.76×10^4
SSPB02	77.0	3.84	3.74×10^4
	77.9	4.28	3.78×10^4
SSPB03	36.7	2.98	2.95×10^4
	41.7	3.37	2.99×10^4

(下段は梁上端の後打ち部)

(b) 鉄筋

鉄筋種類	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)
D19 SD490	541	680	1.92×10^5
D16 SD490	540	700	1.95×10^5
D19 SD390	456	658	1.90×10^5
D13 SD390	436	604	1.90×10^5
D6 USD685	715	903	1.96×10^5

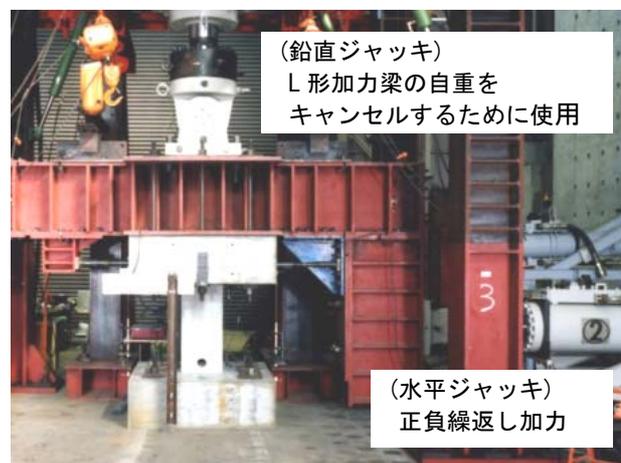


図-2 加力装置

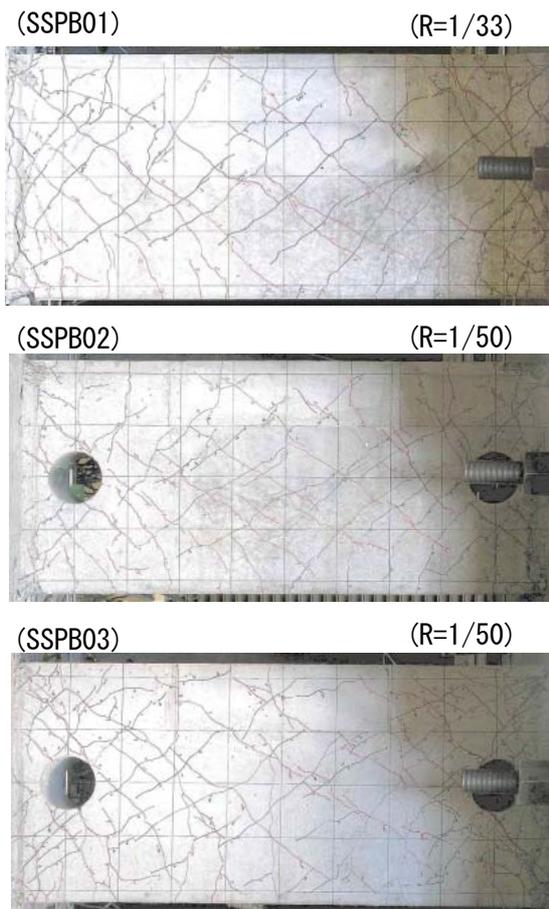


図-3 ひび割れ発生状況(最大耐力時)

SSPB02 では $R=1/800\text{rad}$. で曲げひび割れが生じるとともに、開口部にせん断ひび割れが発生した。この開口部せん断ひび割れが以後拡幅して支配的なひび割れとなり、最大耐力時 ($R=1/50\text{rad}$) のひび割れ幅は 0.65mm であった。 $R=1/75\text{rad}$. で平行筋 2 段目と補助筋 2 (図-1 参照) が引張降伏し、梁端部が圧壊して、 $R=1/50\text{rad}$. で最大耐力に到った。SSPB01 と比較して最大耐力が 2 割程度高いのは、開口部を補強する際に用いた補助筋 2 の影響であると考えられる。

SSPB03 では SSPB02 と同様の破壊性状を示し、開口部せん断ひび割れが支配的なひび割れとなった。最大耐力時 ($R=1/50\text{rad}$.) のひび割れ幅は 1.40mm であった。梁端部の圧壊は $R=1/100\text{rad}$. で生じており、他 2 体よりも早期に生じた。 $R=1/75\text{rad}$. で補助筋 2 が引張降伏して耐力がほぼ頭打ちとなり、 $R=1/50\text{rad}$. で最大耐力に到った。

最大耐力以降の性状は耐力低下の小さい良好

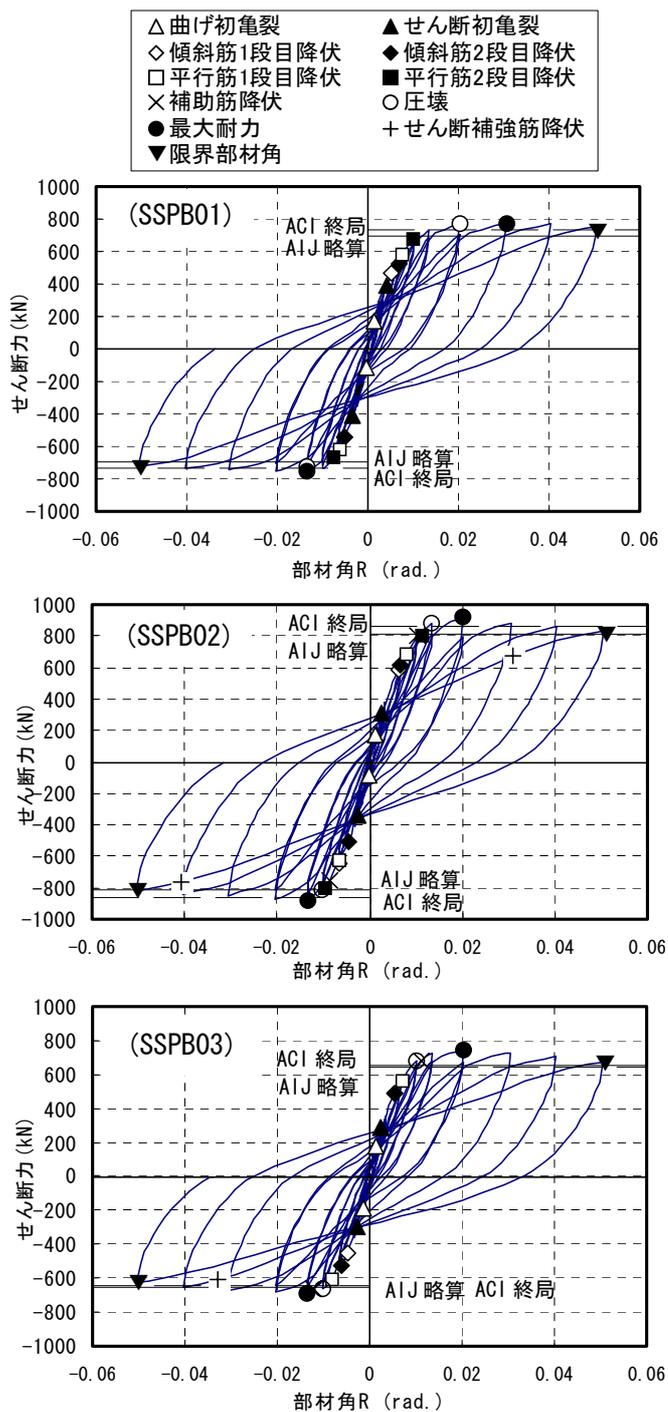


図-4 荷重変形関係

な変形性能を示し、開口補強の妥当性を確認できた。SSPB02, SSPB03 では SSPB01 に比較すると若干の耐力低下を生じている。有開口試験体では加力初期から開口部周囲にせん断ひび割れが生じ、大変形では開口部周囲のコンクリートの損傷が大きくなるためであると考えられるが、 $R=1/20\text{rad}$. においても緩やかな耐力低下であり、開口補強方法は妥当であると考えられる。

3.2 等価粘性減衰定数

繰返し加力時の等価粘性減衰定数（正負サイクルの平均値として以下、 h_{eq} ）を図-5に示す。全試験体において、主筋降伏した $R=1/150rad.$ から最大耐力時まで h_{eq} は増大しており、エネルギー吸収性能は良好である。高強度コンクリートを用いた SSPB01, SSPB02 を比較すると、 $R=1/150rad.$ では h_{eq} は同等であるが、 $R=1/100rad.$ 以降では有開口である SSPB02 の h_{eq} が小さい。これは開口補強の補助筋 2 の影響で引張鉄筋比が大きいために平行筋 2 段目が $R=1/100rad.$ では降伏していないためであると考えられる。有開口の SSPB02, SSPB03 を比較すると、 $R=1/100rad.$ 以降 SSPB03 の h_{eq} が大きい。これは SSPB03 の主筋量が少なく、SSPB02 より早くに主筋が降伏するためであると考えられる。

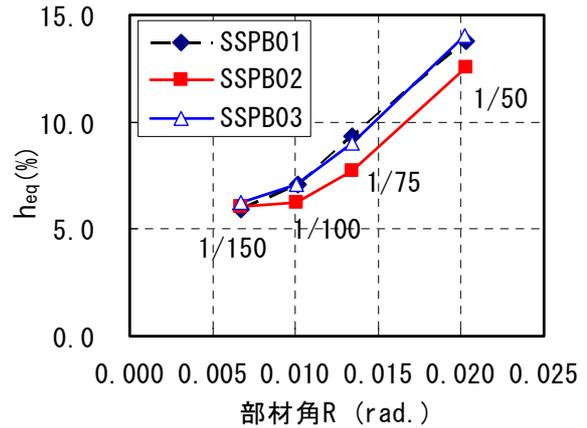


図-5 等価粘性減衰定数

3.3 平行筋・傾斜筋歪分布

SSPB02 の主筋（平行筋・傾斜筋）歪分布を図-6に示す。平行筋は比較的逆対称の歪分布を示し、 $R=1/150rad.$ に梁端部で引張降伏している。傾斜筋は比較的対称の歪分布を示し、 $R=1/150rad.$ には梁端部の歪が増大して、両端で引張降伏している。梁中央部の歪は平行筋では小さいが、傾斜筋では部材角の進行とともに歪も増大しており、傾斜筋が直接せん断力を負担していることが推測される。

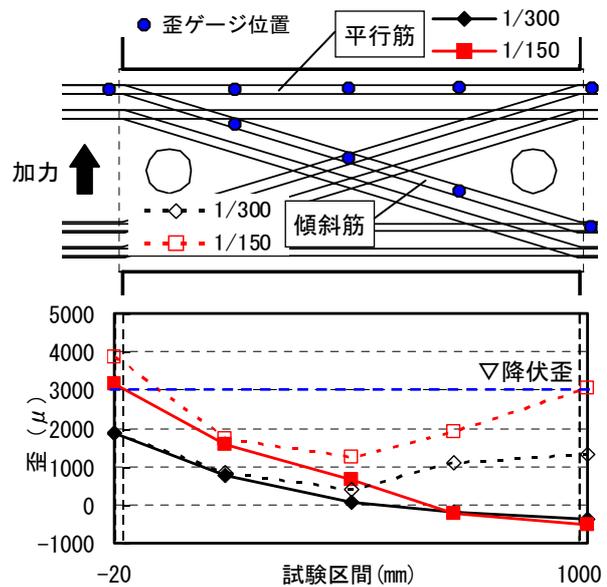


図-6 主筋歪分布 (SSPB02)

3.4 横補強筋歪分布

SSPB02 の開口部周囲のせん断補強筋歪分布を図-7に示す。 $R=1/400rad.$ で開口部にせん断ひび割れが発生して歪が生じ、特に計測位置 1,4 の歪が増大する。部材角の進行とともに歪は増大するが、最大耐力時 ($R=1/50rad.$) に約 3000 μ で降伏はせず、せん断ひび割れ幅も 0.65mm 程度に抑えられている。それ以降、スタブ際の計測位置 4 の歪は頭打ちとなるが、計測位置 1 の歪は増大して $R=1/20rad.$ で中子筋が降伏している。この歪分布の傾向は SSPB03 でも同様であり、本実験の開口補強では開口際（計測位置 1,4）の補強筋、特に中子筋が効果的に働いていることが推測される。

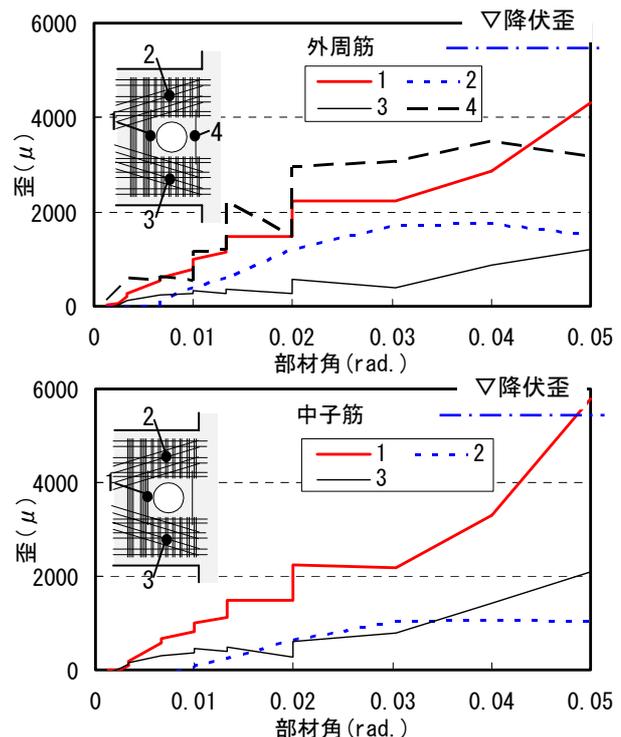


図-7 せん断補強筋歪分布 (SSPB02)

表-3 耐力値比較

試験体	降伏耐力			圧壊耐力		最大耐力	曲げ耐力		R=1/20rad. 時の耐力
	実験値	計算値		実験値	計算値		計算値		
		eQ_y	cQ_{y1}				cQ_{y2}	cQ_{mu1}	
SSPB01	679	696 (0.98)	703 (0.97)	771	759 (1.02)	774	730 (1.06)	763 (1.01)	752 (0.97)*1
SSPB02	808	816 (0.99)	818 (0.99)	882	890 (0.99)	922	866 (1.07)	897 (1.03)	837 (0.91)*1
SSPB03	677	652 (1.04)	652 (1.04)	681	672 (1.01)	744	643 (1.16)	695 (1.07)	671 (0.90)*1

単位: kN, ()内は(実験値)/(計算値), cQ_{y1} =(AIJ曲げ終局強度略算式)¹⁾,
 cQ_{y2} , cQ_{co} , cQ_{mu2} =(断面分割法), cQ_{mu1} =(ACIストレスブロックを用いた曲げ終局強度)
 *1: (eQ_{max})/($eQ_{1/20}$)

4. 考察

4.1 各種耐力

各試験体の耐力に関する実験値と計算値の比較を表-3に示す。断面分割法では、コアコンクリートには New RC で提案されたコンファインドコンクリートの応力歪関係式を用いた²⁾。

降伏耐力の実験値は、梁端部で全ての傾斜筋・平行筋・補助筋 2 が降伏した時のせん断力とした。降伏耐力は学会略算式、断面分割法による計算値とよく一致し、最大でも差異は4%であった。同様に圧壊耐力は断面分割法による計算値とよく一致した。最大耐力は ACI ストレスブロックを用いた曲げ終局強度、断面分割法による計算値によく対応した。特に断面分割法による曲げ耐力は、実験値との差異が7%以内となり、十分な予測精度をもっていることがわかった。また、有開口試験体において最大耐力以降に若干の耐力低下が見られたため、R=1/20rad.の耐力を表中に示した。最大耐力に対して無開口試験体の SSPB01 では97%であり、有開口試験体の SSPB02 で91%, SSPB03 で90%であった。有開口の場合に若干耐力低下しているが、大変形領域であり、十分な変形性能を持つと考えられる。

4.2 限界部材角

本実験の他に既往研究^{4)~9)}による X 型配筋短スパン梁試験体 24 体 (うち有開口梁 7 体) を対象として、限界部材角の検討を行った。

(1) 試験体変数

検討試験体の実験変数は以下の範囲にある。

- ・ コンクリート強度 σ_B : 32.2~77.0N/mm²
- ・ 平行・傾斜筋強度 : SD345~USD685
- ・ 横補強筋強度 : SD345~USD785, SBPD1275
- ・ せん断スパン比 a/D : 1.00~1.38,
- ・ 断面形状 : 320×320mm~450×650mm
- ・ 開口径 : 100mm~150mm

(2) 限界部材角の定義

限界部材角の実験値は荷重変形の包絡線上で耐力が最大耐力の80%に低下した時の部材角とした。なお、80%まで低下しない場合には実験終了時部材角とした。計算値は文献3)のせん断強度式によるせん断強度と学会略算式による曲げ強度が一致したときの R_p と、文献4)によって求めた降伏時部材角の和として求めた。本検討では高強度コンクリートを使用した試験体が含まれるため、せん断強度式においてコンクリート圧縮強度の有効係数に式(1)を用いた。

$$v_o = 1.7\sigma_B^{-0.333} \quad (1)$$

傾斜筋の負担せん断力は式(2)で算出して、せん断強度式に付加した。

$$V_x = A_x \sigma_{xy} \sin \theta_x \quad (2)$$

ここで、 A_x , σ_{xy} , θ_x はそれぞれ傾斜筋の圧縮引張両側の断面積の合計、降伏強度、材軸とのなす角度である。有開口梁のせん断強度算出には水平補強筋と開口上下の横補強筋による補強を考慮して式(3)を用いた。

$$V_u = 2b_e j_{es} p_{ws} \sigma_{sy} \cot \phi_s \quad (3)$$

ここで、 j_{es} , p_{ws} , σ_{sy} , ϕ_s はそれぞれ開口上下の補強筋間距離、補強筋比、補強筋の降伏強度、圧縮応力の傾きとする。

(F:曲げ破壊, FB:曲げ降伏後の付着破壊, FS:曲げ降伏後のせん断破壊, S:せん断破壊)

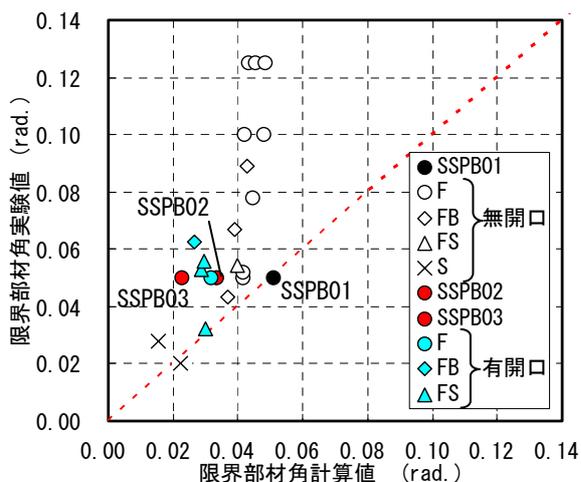


図-8 限界部材角の検証

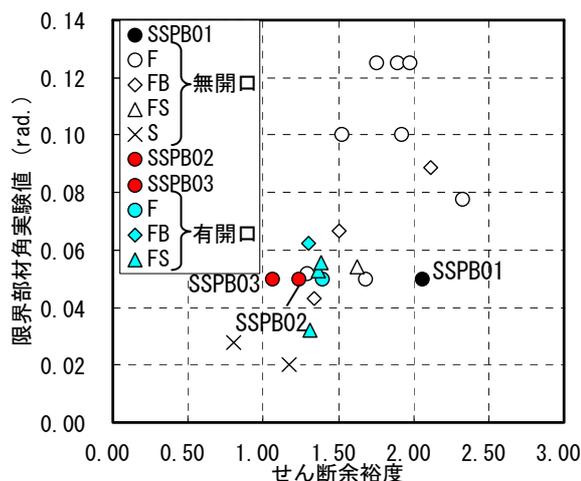


図-9 せん断余裕度と限界部材角

(3) 限界部材角による破壊形式の検討

限界部材角の計算値と実験値の比較を図-8に示す。無開口試験体、有開口試験体において計算値は実験値を概ね安全側に評価できている。

せん断余裕度と限界部材角実験値との関係を図-9に示す。ばらつきはあるが、せん断余裕度が大きいほど限界部材角が大きくなる傾向が見られる。また、せん断破壊した2体は横補強筋比が非常に小さい ($p_w=0.1\%$) ためデータから除くと、無開口、有開口に関わらず、せん断余裕度が1.0以上で限界部材角0.03rad.以上を確保できる。本実験に限れば無開口のSSPB01ではせん断余裕度は2.06であり、限界部材角は0.05rad.以上を確保し、有開口のSSPB02, SSPB03ではせん断余裕度はそれぞれ1.23, 1.06であり、限界変形角は0.05rad.以上を確保している。

5. まとめ

本実験より以下の知見が得られた。

- 1) 梁端部に開口を有するX型配筋梁において、適切な開口補強によって大変形まで耐力低下のない良好な荷重変形関係が得られた。
- 2) 高強度コンクリートを用いたX型配筋短スパン梁の曲げ耐力は、開口の有無に関わらず断面分割法で精度よく推定できる。
- 3) 本実験の範囲では有開口試験体では1.0以上

のせん断余裕度があれば、梁端部に開口があっても0.05rad.以上の限界部材角が得られる。

参考文献 (AIJ: 日本建築学会大会学術講演梗概集, JCI: コンクリート工学年次論文報告集)

- 1) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 1999
- 2) (財) 国土開発技術研究センター: 平成4年度 New RC 研究開発概要報告書, 1993.3
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 1987
- 5) 田中伸幸 他: X型配筋を施したRC短スパン梁の耐力及びじん性に関する実験的研究, JCI, Vol.9, No.2, pp.371-374, 1987.6
- 6) 小森淳 他: 鉄筋コンクリート造短スパン梁の構造性能に関する実験的研究, AIJ, pp.481-484, 1995.8
- 7) 永井覚 他: 高強度材料を使用したX型配筋短スパン梁の曲げせん断性状に関する実験的研究, JCI, Vol.18, No.2, pp.791-796, 1996.6
- 8) 北村佳久 他: 高耐力短スパンRC梁に関する実験的研究, AIJ, pp.53-56, 2005.9
- 9) 江戸宏彰 他: チューブ構造による41階建RC建物の耐震設計, AIJ, pp.773-776, 1989.10