

論文

[2086] プレキャスト鉄筋コンクリート梁部材の中央接合部に関する実験的研究

正会員○楠 浩一 (東京大学大学院)

正会員 Oscar Lopez (東京大学大学院)

正会員 小谷 俊介 (東京大学建築学科)

正会員 青山 博之 (東京大学建築学科)

1. 序論

プレキャスト部材要素の接合部が部材中央にある場合についてプレキャスト要素と現場打ちコンクリートの接合面でのせん断抵抗を調べる部材実験を行った。従来では、せん断抵抗機構を解明するために、接合面を取り出して直接せん断実験が多く行なわれてきた。しかし、接合面を含む部材のせん断破壊は、接合面内で生じるのではなく、接合面を含む部材の長さ方向に生じる損傷に伴って起こる。そこで、本研究では接合面を含む部材としてのせん断耐力を検討することを目的とした。

プレキャストの梁部材の応力伝達機構としては、a)コンクリート接合面の化学的膠着作用と摩擦、b)コッターによるせん断抵抗、c)鉄筋のダボ効果、などが考えられる。本研究では、部材中央における接合面のせん断耐力、変形量、復元力特性(初期剛性、打継面のすべり)を検討した。

2. 実験概要

試験体は5体である。曲げ降伏より部材中央でせん断破壊が先行するように、梁端の危険断面で平面保持と材料の応力度—歪度関係から計算される曲げ降伏時のせん断耐力の2/3倍と日本建築学会の終局強度型耐震設計指針[1]による非ヒンジ時の終局せん断力が等しくなるように部材中央の横補強筋量を決めた。

試験体の一覧を表1に示

表1 試験体接合部の詳細

各試験体の接合部形状				
CJS1	CJS2	CJS3	CJS4	CJS5
ステンレス鉄板と テフロンシートを介した 接合部	ステンレス鉄板と テフロンシートを介した 接合部	ステンレス鉄板と テフロンシートを介した 接合部	コッターによる接合	コッターのない接合

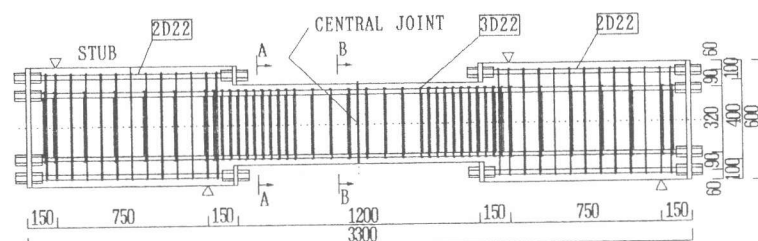
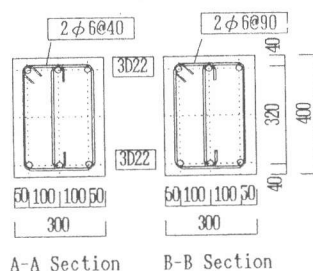


図1 試験体の形状と配筋

す。実験の固定因子は断面寸法(30x40cm)、コンクリート設計基準強度(360 kgf/cm²)、横補強筋(φ6、 $\sigma_{wy}=4335$ kgf/cm²)および横補強筋量(中央部 $p_w\sigma_{wy}=13.62$ kgf/cm²、端部 $p_w\sigma_{wy}=30.64$ kgf/cm²、 p_w :せん断補強筋比、 σ_{wy} :せん断補強筋の強度)、シャスパン比(1.5)、内法スパン(1200mm)等である。試験体区間の両側に30X60X105cmの加力用スタブを設けている。実験変数は、①中央接合面から最初の横補強筋までの距離、②接合面の形状(コッター、主筋のダボ作用の有無)、③ 摩擦力の有無(テフロンシートの有無)とした。試験体の配筋図を図1に示す。試験体の曲げ耐力を高めるため、主筋に高強度材料ネジボンを使用した。試験体 CJS1はダボ作用によるせん断伝達抵抗を調べるため、接合面にステンレスシートではさんだテフロンシートを貼って摩擦を小さくした。試験体 CJS2は試験体 CJS1と同じ接合面処理であるが、接合面に対する横補強筋の位置を変えた。試験体 CJS3はコッターによる機械的なせん断伝達抵抗を調べるため、接合面にコッターを設け、接合面から両側 12.5cmの区間で主筋に銅パイプ(内径=3.61、外径=3.81mm)をかぶせて、ダボ効果を除去し、コッター面以外の接合面にテフロンを使用して、摩擦抵抗を小さくした。試験体 CJS4は主筋にパイプ、接合面にテフロンを使用しない。試験体 CJS5は接合面を平滑とするが、接合面にテフロンを使用しない。コンクリートの打設方法は、接合面を境に二つに分けて、プレキャスト部を打設し、その1週間後に場所打ち部を打設した。コッターは凹部を先に打設した。

材料特性の力学的性質を表2に示す。加力時のコンクリート強度は加力の前後(材令28日および90日)に行った材料実験の結果から推定した。主筋(ネジボン)は明確な降伏点(11,090 kg/cm²)を示した。横補強筋(φ6)は明確な降伏点を示さず、0.2%オフセットにより降伏点(4,335 kg/cm²)を定めた。

加力装置を図2に示す。加力は、東京大学大型構造物試験室で、2台の100tonジャッキを用いて応力逆対称分布(大野式加力)として、正負交番繰り返し加力を行った。また、試験体は計算したせん断ひび割れ耐力(大野・荒川mean式、[2])

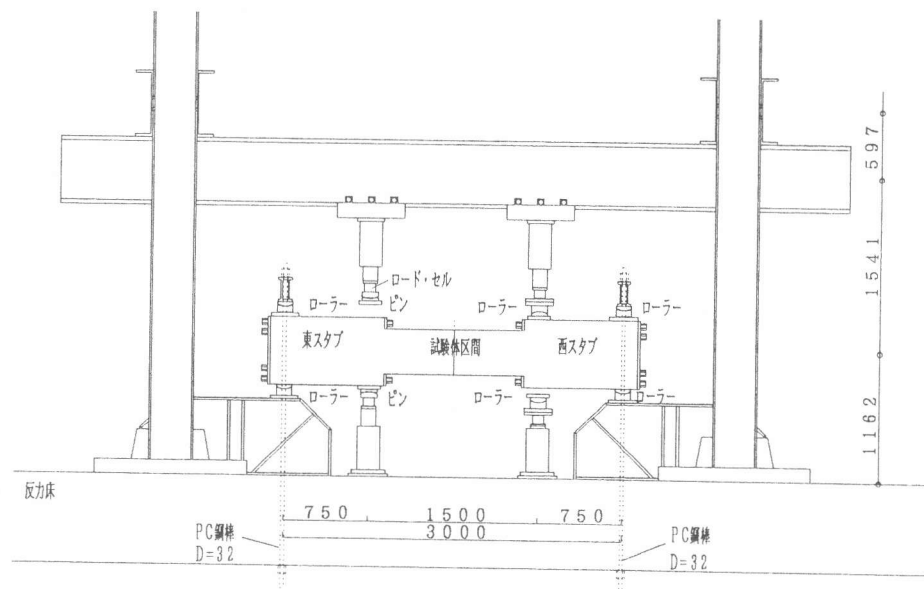


図2 加力装置

表2 材料特性
材料特性、コンクリート圧縮強度

コンクリート特性	4週強度 (kgf/cm ²)	90日強度 (kgf/cm ²)	加力時指定強度 (kgf/cm ²)					
			CJS1	CJS2	CJS3	CJS4	CJS5	
先打ち*	328	388	361	366	356	351	340	
後打ち*	331	351	342	343	340	339	335	

材料特性、鉄筋

材料名	E_s	σ_y	σ_m
D22-95	2.03	11090	11937
6φ	2.04	4335	5145

E_s : 弾性係数 (10⁶kgf/cm²)

σ_y : 降伏点 (kgf/cm²)

σ_m : 引張強度 (kgf/cm²)

まで荷重制御、その後はせん断ひび割れ耐力時の変位(δc)で制御し、 $2\delta c$ 、 $3\delta c$ で各1サイクル载荷後、正方向に大変形の载荷を行った。

各加力点にかかる力をロードセルにより測定した。梁部材全長にわたる相対変形、材端部の曲率分布、部材全長のせん断変形分布、接合面での目開きおよびすべり変形を電気式変位計により測定した(図3)。部材5ヵ所(S1~S5)でせん断変形を計測し、全体のせん断変形を求めた。すべり変形は接合面3ヵ所で計った値の平均値、目開きは接合面2ヵ所で計った値の平均値とした。

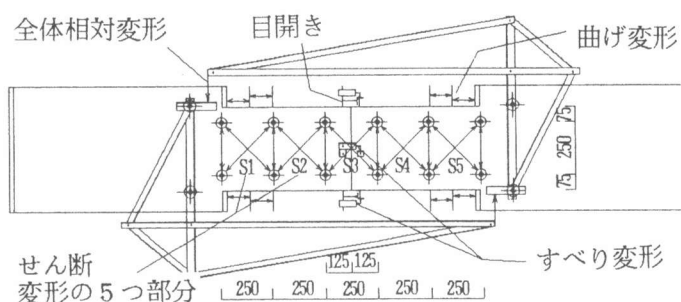


図3 変形の測定装置

3. 実験結果と検討

3.1 破壊性状および復元力

各試験体の部材角 $1/100 \text{ rad}$ ($\delta = 12\text{mm}$)におけるひび割れ状況を図4に、せん断力-部材の相対変形関係を図5に示す。

主筋の降伏はいずれの試験体にも見られなかった。試験体 CJS1、CJS2と CJS5には、1サイクル目に主筋に沿ったダボ作用による割裂ひび割れと、材端に曲げひび割れが発生した。2サイクル目にせん断ひび割れが発生した。いずれの試験体も5サイクル目に横補強筋が破断し、急激的な耐力低下を示した。

試験体 CJS3では正方向の加力での5サイクル目の部材角が $1/86 \text{ rad}$ でコッターの周辺でコンクリートが圧縮破壊した。一方、試験体 CJS4では、2サイクル目のせん断力が 12.0ton (部材角 $1/484 \text{ rad}$)でコッターの角部からせん断ひび割れが発生し、コッターの凸部に沿って、接合面までひび割れが進んだ。その後、中央部で上端筋のダボ作用による主筋に沿った割裂ひび割れが見られた。5サイクル目の正側の加力中コッターの周辺でコンクリートの圧縮破壊が見られた。

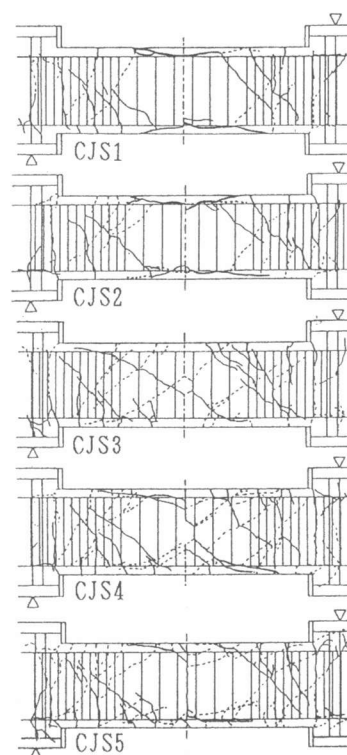


図4 部材変形角 $1/100 \text{ rad}$ のひび割れ状態

3.2 変形特性

各試験体の部材角 $1/800\text{rad}$ 、 $1/400\text{rad}$ 、 $1/200\text{rad}$ と $1/100\text{rad}$ の時、全体相対変形に占める各部分変形の割合を図6に示す。摩擦のない試験体(CJS1, CJS2)ではいずれの部材角もせん断変形の成分が50%以上になっている。摩擦のある試験体では曲げ変形成分が大きくなり、CJS4の大変形(部材角 $1/100 \text{ rad}$)の時だけせん断変形成分が50%を超えた。せん断変形成分は主に中央部分で得られ、その中では接合面でのすべりが大きかった(接合面でのすべり変形は中央部分せん断変形に対する最大割合はそれぞれの試験体で CJS1 80%、CJS2 83%、CJS3 25%、CJS4 38%、CJS5 20%であった)。

各試験体の初期剛性およびひび割れ後剛性に関して求めた結果を表3に示す。試験体の初期剛性およびひび割れ後剛性は次の様に求めた。曲げひび割れ耐力を計算し、平面保持の仮定と材料の応力度-歪度関係から曲げ降伏耐力を計算した。曲げとせん断変形を考慮した弾性解析で曲げひび割れ時変形(δ_{cc})を求め、降伏時の剛性低下率 α_y [7]を用いて曲げ降伏耐

力に対応する曲げ降伏時変形(δ_{yc})を計算し、曲げひび割れ時剛性(k_{ce})および曲げひび割れ後剛性(k_{ye})を求めた。初期剛性はいずれの試験体でも計算値より36~67%小さかった。コッターを用いたCJS3とCJS4の初期剛性は他試験体より55%程度大きかった。ダボ作用だけが作用するCJS1、CJS2のひび割れ後剛性は他の試験体の値より46%程度低かった。

各試験体の中央接合面でのすべり-目開き関係を図7に示す。いずれの試験体もこの関係が既往の研究[8]で示された関係と同形になった。接合面の目開きが大きくなるに従い、すべり変形も大きくなるが、せん断伝達機構がダボ作用のみのCJS1とCJS2では目開きが4mm程度以上になると、すべり変形が一定になる傾向が得られた。一方、摩擦力およびコッターのある試験体も同様な傾向であるが、目開き値は小さかった(0.5 mm程度)。

3.3 破壊モードとせん断耐力の検討

破壊モードは、①コッターのある試験体(CJS3、CJS4)は、コッター凸角部から生じたせん断ひび割れが開いて、斜張力せん断破壊、②コッターの無い試験体(CJS1、CJS2、CJS5)は主筋のダボ作用により、主筋に沿ったひび割れが開き、横補強筋が引張降伏後にせん断引張破壊を示した。接合面にテフロンシートを用いた試験体(CJS1、CJS2、CJS3)の荷重-変形関係は、逆"S"字型の復元力特性を示した。

鉄筋コンクリートおよびプレキャスト鉄筋コンクリート梁部材の耐力に関して提案されている理論式や実験式の中から次の各式によって耐力の計算値を求め、表4に示す。ダボひび割れ耐力(Q_{dc1})は、式(1)[3]と式(2)[6]で評価した：

$$Q_{dc1} = 1.83(b - D_b) \cdot c \cdot f_t \quad (1)$$

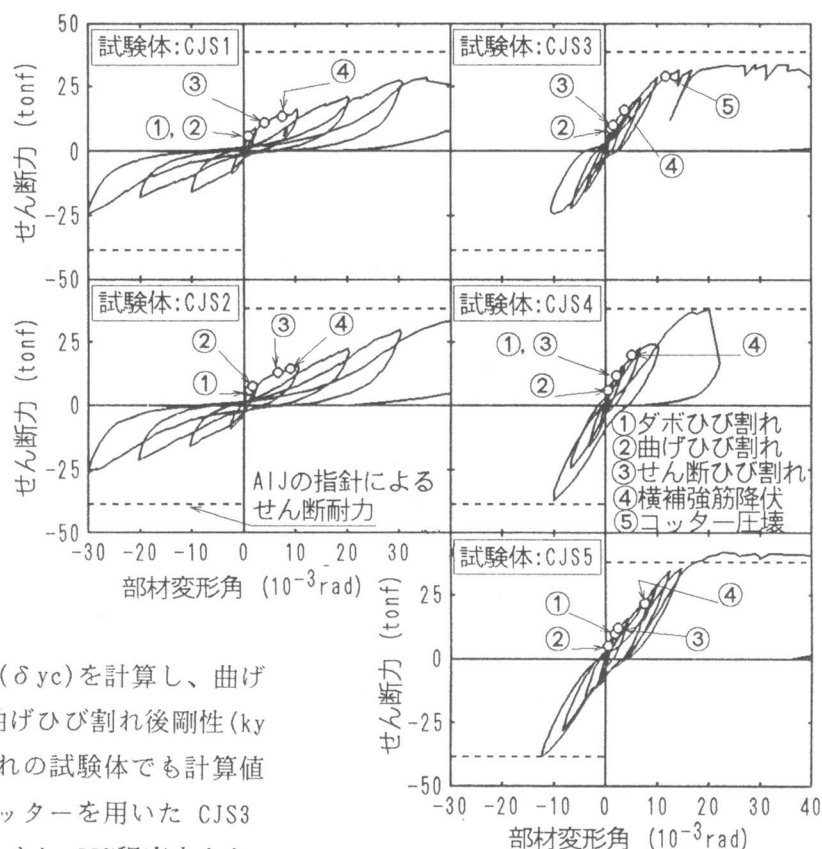


図5 荷重-変形関係

表3 剛性検討

試験体	kce	kce/kcc	kyc	kyc/kyc
CJS1	11.52	0.40	1.09	0.21
CJS2	9.38	0.33	1.14	0.22
CJS3	15.82	0.56	2.12	0.42
CJS4	18.17	0.64	1.70	0.34
CJS5	12.92	0.45	2.28	0.45

kcc:弾性解析による求めた初期剛性値
kyc:菅野式(文献7)による求めたひび割れ後剛性。単位: tonf/mm

$$c = \pi / [2(k_f \cdot d_b / 4 \cdot E_s \cdot I_b)^{0.25}] \quad (2)$$

$$k_f = 850 \sqrt{\sigma_B} \cdot (d_b)^{2/3} \quad (3)$$

$$Q_{dc2} = 2 \cdot d_b \cdot b_{ct} \cdot f_t \quad (4)$$

ここで、 b は梁幅、 $D_b = \sum d_b$ (d_b はダボ筋径)、 c はダボ作用により生じる最大モーメントの位置[4]、 f_t はコンクリートの引張強度、 k_f はコンクリートの仮想剛性[5]、 E_s はダボ筋の弾性係数、 I_b はダボ筋の断面二次モーメント、 $b_{ct} = b - D_b$ 、曲げひび割れ耐力(Q_{bc})はコンクリート引張強度を $1.8 \sqrt{\sigma_B}$ として計算した(σ_B はコンクリート強度)。せん断ひび割れ耐力は(Q_{sc})荒川mean式にて評価し、せん断終局耐力(Q_{su1})は指針[1]による降伏ヒンジを有しない部材のせん断設計“A”法により計算した。また、大野・荒川mean式によるせん断終局耐力(Q_{su2})を計算した。

$$Q_{sc} = kc \left\{ \frac{0.085(F_c + 500)}{(M/Qd + 1.7)} \right\} bj \quad (3)$$

$$Q_{su2} = ku \cdot kp \left\{ \frac{0.115(F_c + 180)}{(M/Qd + 0.12)} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot w \cdot \sigma_y} \right\} bj \quad (4)$$

ここで、 kc および ku は梁せい寸法による補正係数、 M/Qd はせん断スパン比、 b は梁幅、 $j = (7/8)d$ は梁の応力中心距離、 d は梁の有効せい、 kp は引張鉄筋比による補正係数($kp = 0.82(100pt)^{0.23}$)。実験結果と計算値との比較を表4に示す。

荷重-変形関係(図5)に示す点線は、指針[1]による降伏ヒンジを有しない部材のせん断強度を示す。摩擦が作用する試験体(CJS4、CJS5)では、指針による値が比較的实验値に近い値(-0.1%と+10.3%)になった。ダボ作用による割裂ひび割れ耐力(表4)は、摩擦が作用する試験体(CJS4、CJS5)で、式(1)

は実験結果に対して+15%と-4%であり、式(4)は+3%と-24%であった。両式とも、接合面での摩擦力を考慮していないにも拘らず良い結果となった。ダボ作用による割裂ひび割れが発生すると、ダボ作用の剛性が低く、大きなすべりを許容しないときにはダボ作用の効果はない。

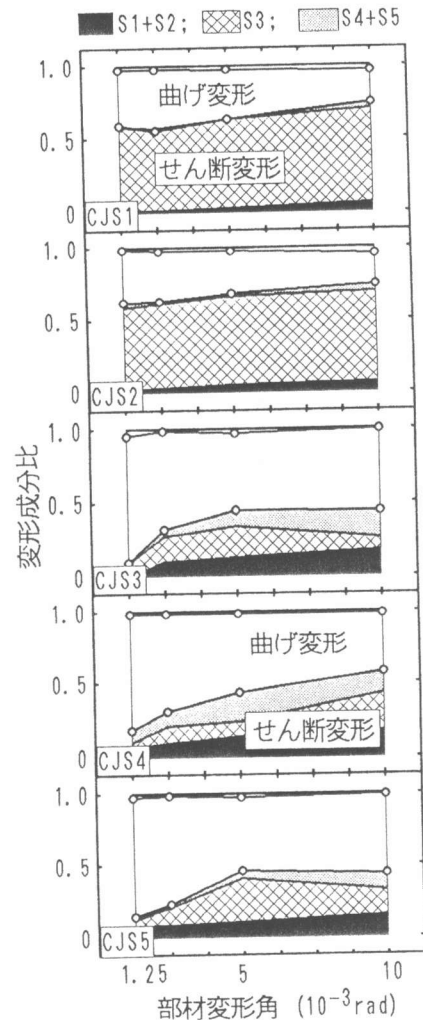


図6 試験体の変形成分

表4 実験結果と計算による耐力

試験体名	Qde	Qde Qdc1	Qde Qdc2	Qbce	Qbce Qbc	Qsce	Qsce Qsc	Qsue	Qsue Qsu1	Qsue Qsu2
CJS1	6.0	0.58	0.52	6.0	0.98	11.0	0.72	28.33	0.74	0.92
CJS2	4.5	0.43	0.39	6.0	0.98	13.0	0.85	36.28	0.94	1.17
CJS3	---	---	---	9.0	1.48	10.0	0.65	33.56	0.87	1.09
CJS4	12.0	1.15	1.03	6.0	0.98	12.0	0.78	38.86	1.01	1.26
CJS5	10.0	0.96	0.86	6.0	0.98	12.0	0.78	42.18	1.09	1.37

Qde:ダボひび割れ耐力(実験値); Qbce:曲げひび割れ耐力(実験値);
Qsce:せん断ひび割れ耐力(実験値); Qsue:せん断終局耐力(実験値).
Qdc1=10.41 tonf; Qdc2=11.65 tonf; Qbc=6.1 tonf; Qsc=15.38 tonf;
Qsu1=30.90 tonf; Qsu2=38.53 tonf.

4. まとめ

実験結果を考察して次のことが分った。

① 接合面の形状については、コッターは接合面に沿うすべり変形を抑制するのに有効であるが、コッターの角部で集中的にせん断力を伝達するため、せん断ひび割れが開き、せん断補強筋の破断と共に大きく耐力が低下し、せん断斜張力破壊に至った。コッターがない場合には比較的様な応力分布が得られた。② 接合面のせん断抵抗に摩擦力がある場合の終局せん断耐力は、日本建築学会の鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説のせん断設計“A”法による計算値とほぼ一致した。③ ダボ作用だけで接合面での応力伝達をする試験体 CJS1と CJS2では、ダボ作用による割れひび割れが発生するとダボ作用による剛性およびせん断耐力は全体の剛性とせん断耐力に与える影響は少ない。

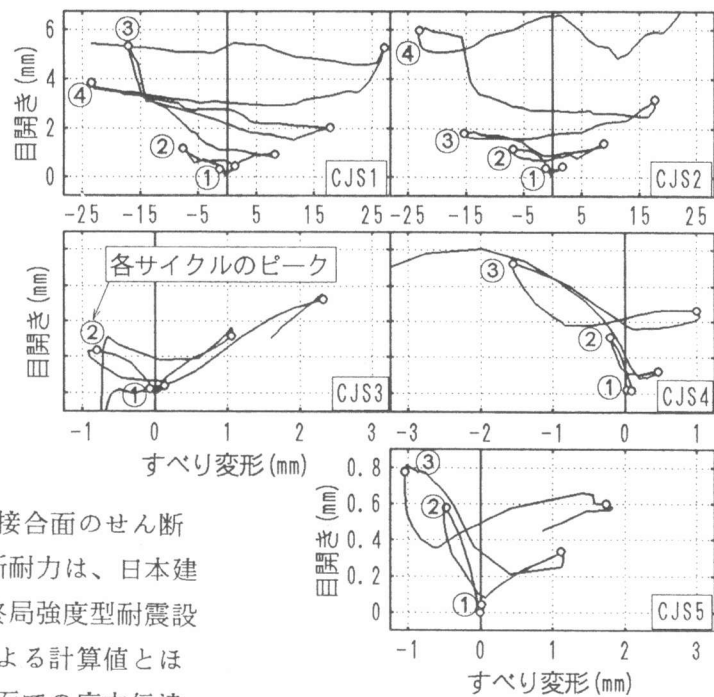


図7 目開き－すべり関係

謝辞

本研究は日米共同研究 PRESSの一環として行なった。試験体の製作にあたり、大成プレハブ(株)の吉田宏博士、古川義之氏、小浜忠夫氏、金城義信氏、また実験では、東京大学大型構造物試験室、東京大学青山・小谷研究室の方々にお世話になりました。

参考文献

- 1) 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、日本建築学会、1991-10。
- 2) 荒川 卓、日本建築学会論文報告集、No66、Oct.1960、pp.437-440。
- 3) Soroushian P., et al.: Behavior of Bars in dowel Action against Concrete Cover, ACI Structural Journal, Vol.84, No.18, pp.170-176, Mar/Apr 1987。
- 4) Hetenyi, M.: Beams on Elastic Foundation, The University of Michigan Press, 1946。
- 5) Soroushian P., et al.: Bearing Strength and Stiffness of Concrete under Reinforcing Bars, ACI Materials Journal, Vol.84, No.M19, pp.179-184, May/Jun 1987。
- 6) Vintzeleou E.N. and Tassios T.P.: Behavior of Dowels under Cyclic Deformations, ACI Structural Journal, Vol.84, No.3, pp.18-30, Jan/Feb 1987。
- 7) 菅野 俊介: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、コンクリート・ジャーナル、Vol.11、No.2、Feb.1973。
- 8) Tassios T.P. and Vintzeleou E.N.: Concrete-to-Concrete Friction, Journal of Structural Engineering, Vol.113, No.4, April 1987, pp.832-849。