

論文 プレキャスト圧着接合梁柱十字型骨組の履歴挙動

足立将人*1・西山峰広*2

要旨：プレキャストプレストレストコンクリート（以下PCaPCと略記）造部材の各種応力—変形関係を求め、その履歴をモデル化するための基礎資料を得ることを目的に、架構の基本単位であるPCaPC内柱・梁十字型平面骨組試験体を製作し、地震荷重を模擬した静的載荷実験を行った。実験変数は、有効プレストレス量とその偏心距離、柱主筋量の三種とした。実験で得られた梁ヒンジ想定域における曲げモーメント—平均曲率関係、及び接合仕口部のせん断応力度—せん断変形角関係について、過去に提案されたモデルとの比較を行い、その適合性について検討した。

キーワード：プレキャスト、プレストレス、圧着接合、偏心距離、履歴復元力特性

1. はじめに

緊張材のみを通し配筋したPCaPC圧着接合部をもつ梁柱骨組は、普通強度鋼材で組み立てられた鉄筋コンクリート造骨組に比べて原点指向性が強く、エネルギー吸収能に乏しい履歴復元力特性を持ち、地震動に対する応答変形量が大きくなるのが過去の研究[1]により指摘されている。本研究では、過去に提案された履歴復元力特性モデルと比較検討を行うための基礎実験資料を得ることを目的とする。主に検討対象とする履歴復元力関係は、梁ヒンジ想定域における曲げモーメント—平均曲率関係、及び接合部せん断応力度—せん断変形角関係である。なお本論文では、梁柱仕口部を単に接合部と呼び、梁柱の圧着目地部を接合目地部、あるいは単に目地部と呼ぶ。

2. 実験概要

PC造建物の荷重—変形関係を求めるために、架構の基本単位であるPC内柱・梁十字型平面

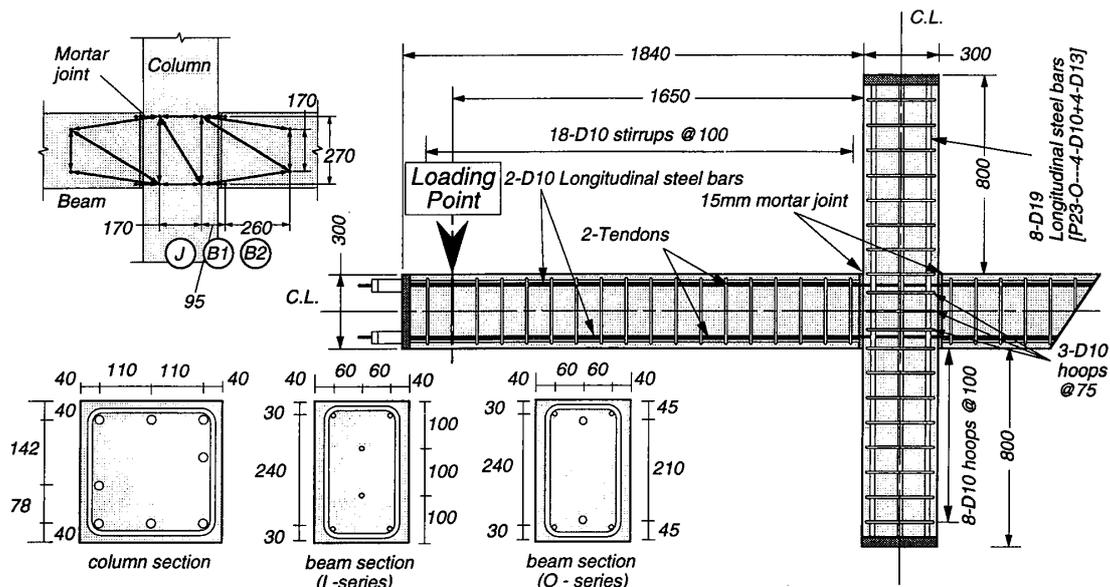


図1 試験体図及び変位計配置図

*1 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻、(正会員)

*2 京都大学助手 工学研究科建築学専攻、工博(正会員)

骨組試験体を製作し、地震荷重を模擬した静的荷重実験を行う。試験体は、図1に示すように柱と二本の梁を別々に打設した後に厚さ15mmの無収縮高強度モルタルを介して、P C鋼材により圧着接合したものである。梁断面四隅には、軸方向組立筋(4-D10)を配置した。試験体は5体で、そのうち4体(S17.8-O, I, S15.2-O, I)では梁降伏先行型の崩壊形となるよう設計し、1体(P23-O)のみ柱降伏先行型となるよう、柱の曲げ強度が梁の曲げ強度を15%下回るように設計した。

試験体の詳細を表1に示す。実験変数は、P C鋼材配置位置(断面の重心軸からの偏心距離が50mm及び105mm)と使用鋼材種(15.2mm 7本よりストランド、17.8mm 19本よりストランド及び23mmのP C鋼棒の三種類)、柱主筋比(梁降伏先行型試験体では2.55%、柱降伏先行型試験体では0.88%)である。プレストレス導入力は、各鋼材の0.2%オフセット規格降伏応力の70%とした。このため、試験体によって梁に導入される平均プレストレスレベル($\Sigma P_e / f_c' A_{gb}$, P_e :有効プレストレス力、 f_c' :コンクリート圧縮強度、 A_{gb} :梁断面積)の値は表1のように異なる。柱への軸力は $N / f_c' A_{gc}$ (N :柱軸力、 A_{gc} :柱断面積)が0.1程度となるように352kNで一定とした。各種コンクリート、P C鋼材の力学的特性を表2、3にそれぞれ示す。

接合部コア部分には、せん断補強筋(D10: $f_y=360\text{MPa}$)を3組配置した。接合部におけるせん断補強筋比は、0.63%となる。この試験体接合部に対し、表4に各規基準あるいは提案式[2]に基づき算定したせん断強度を示す。NZS3101:1995では接合部を貫通する普通強度鉄筋の強度が算定式に必要となるために、P C鋼材のみが配置された部材には適用できない。そのためNZS3101:1982に基づいて接合部入力せん断力の制限値を算定した。表4には試験体接合部に対する入力せん断力 V_{jh-INP} も併せて示してある。これはACI318により梁断面の曲げ耐力を求める際に得られたP C鋼材張力 P 及び同曲げ耐力時に柱に生じるせん断力 V_c を用いて求めた。

表1 試験体一覧

TEST UNIT	$P_{e\text{ ave.}}$ (kN)	$P_{e\text{ level}}$	N_{level}
S15.2-O	176.4	0.148	0.099
S15.2-I	177.0	0.149	
S17.8-O	242.3	0.169	0.082
S17.8-I	252.2	0.176	
P23-O	318.7	0.248	0.091

$P_{e\text{ ave.}}$: 平均有効プレストレス力

表3 PC鋼材材料特性 (GPa)

TEST UNIT	σ_y	σ_u	E_p
S15.2-I, O	1.83	1.94	191
S17.8-I, O	1.85	1.97	191
P23-O	1.19	1.28	201

σ_y : 0.2%オフセット降伏応力度、 σ_u : 引張強度
 E_p : ヤング係数

表4 接合部せん断強度 (kN)

TEST UNIT	V_{jh-NZS}	V_{jh-ACI}	V_{jh-AU}	V_{jh-INP}
S15.2-O	567.1	564.8	718.5	477.1
S15.2-I				479.2
S17.8-O	621.7	618.8	783.3	727.2
S17.8-I				663.8
P23-O	589.4	587.5	744.2	934.5

V_{jh-NZS} : NZS3101:1982による接合部入力せん断力の制限値
 V_{jh-ACI} : ACI318-95による接合部せん断強度、 V_{jh-AU} : 提案式[1]による接合部せん断強度、 $V_{jh-INP}=2P-V_c$

表2 各種コンクリート材料特性

	TEST UNIT	f_c' (MPa)	ϵ_{max} (%)	E_i (GPa)	f_t (MPa)
Concrete for beam and column	S15.2-I, O	39.7	0.215	28.2	2.91
	S17.8-I, O	47.7	0.231	26.7	3.17
	P23-O	42.9	0.225	26.0	3.27
Mortar for joint	S15.2-I, O	50.4	0.284	28.1	4.64
	S17.8-I, O	49.9	0.245	26.3	4.14
	P23-O				
Grout	S15.2-I, O	38.1	0.273	12.9	1.75
	S17.8-I, O	40.3	0.272	15.0	2.73
	P23-O				

ϵ_{max} : コンクリート最大応力時ひずみ度、 E_i : 初期弾性係数、 f_t : 割裂引張強度

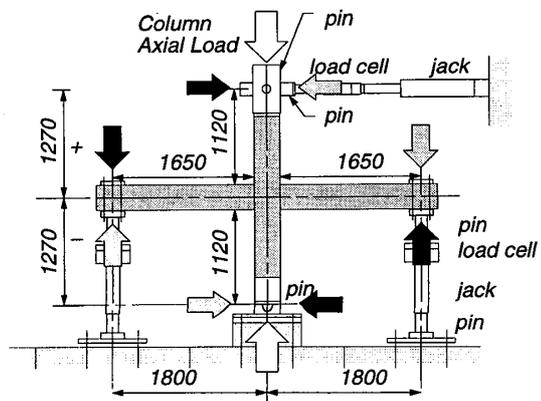


図2 荷重装置図

載荷方法は図2に示すように、柱上下をピンで支持し(支持点間距離2540mm)、両梁端部に取り付けたピン(両ピン間距離3600mm)に対して正負繰り返し加力を行った。載荷中に柱頭の水平方向変位が生じないよう、ジャッキにより柱頭部ピンを支持した。加力履歴は、1/200,1/100,1/75,1/50,1/25及び1/20の各梁部材角でそれぞれ二回ずつの繰り返しとした。図1に示すように梁の危険断面領域及び接合部パネルにおける変形を変位計により測定し、その値から各領域におけるせん断、曲げ及び軸方向変形を分離した。またPC鋼材の抜けだし量を含む柱・梁接合目地部の局所変形を測定するために、梁の組立筋に鉄片を取り付け(柱面から30mmの位置)、接合部内柱面から65mmの位置に埋め込んだボルトとの区間(全長95mm)における変位量を測定した。

3 実験結果

3.1 実験結果概要

P23-O試験体を除き、梁の曲げ降伏が先行する破壊形式であった。最終梁部材角1/20に至るまで、PC鋼材の破断や大きな荷重の低下が生じることなく、梁圧縮部のコンクリートが徐々に圧壊した。圧着部の目地モルタルの落下は見られなかった。P23-O試験体においては、柱主筋のうち、降伏ひずみにまで達するものがあったが、他の試験体と同様に最終的には梁圧縮部のコンクリート圧壊が生じ、これ以降耐力が徐々に減少した。曲げひび割れは、梁、柱ともに載荷点、支持点近くにまで及んだが、変形が進むにつれ梁圧着目地部のひび割れに変形が集中するようになり、他の部位におけるひび割れの伸展は見られなくなった。

表5に実験結果一覧を示す。柱、梁の曲げひび割れ発生モーメント計算値は、全断面有効かつ材料が弾性であると仮定し、引張縁でのコンクリート応力度が材料試験による割裂強度に達した時点とした。柱、梁の曲げひび割れ耐力は全ての試験体で計算値を実験値が下回った。また、ACIのコンクリート応力ブロックを用いて計算した梁曲げ強度を M_{uACI} 、コンクリートとPC鋼材の応力度—ひずみ度関係としてMander[3]とPam[4]によるモデルをそれぞれ用い、平面保持を仮定した断面曲げ解析による梁曲げ強度時の荷重を $M_{u cal}$ として示した。但しP23-O試験体のみ柱曲げ強度時荷重を示している。これらの計算値を実験値と比較すると、S17.8-O試験体のみにおいて計算値が実験値よりも10%程度大きくなったが、他の試験体では実験値が計算値を上回った。

3.2 梁端荷重—梁部材角関係

図4に各試験体の梁端荷重—梁部材角関係を示す。各試験体には柱を挟んだ対面に梁があるが、両梁の挙動にほとんど差異が見られなかったために、片側の梁についてのみ示す。全ての試験体において高い原点指向性を示している。PC鋼材の偏心距離が大きい試験体では、PC鋼材

表5 実験結果一覧

TEST UNIT	Beam		Column		M_{uACI} / $M_{u exp}$	$M_{u cal}$ / $M_{u exp}$	$M_{u cal}$ kN-m	$M_{u exp}$ kN-m	$M_{u exp}$ kN-m	Joint	
	$M_{cr cal}$ kN-m	$M_{cr exp}$ kN-m	$M_{cr cal}$ kN-m	$M_{cr exp}$ kN-m						$\tau_{cr cal}$ MPa	$\tau_{cr exp}$ MPa
S15.2-O	31.7	27.4	48.3	43.6	59.3	0.92	59.9	0.93	64.3	7.76	4.21
S15.2-I	32.5	28.3	48.3	31.2	55.4	0.89	56.1	0.90	62.3	7.75	4.14
S17.8-O	42.7	32.9	54.2	32.5	86.2	1.13	85.0	1.11	76.4	9.06	5.87
S17.8-I	43.4	39.1	54.2	28.7	76.2	0.96	76.0	0.96	79.0	8.93	6.11
P23-O	49.5	44.2	44.6	20.7	78.9	0.92	82.0	0.96	85.8	9.99	7.81

$M_{cr cal}$: 弾性解析による各部材曲げひび割れ発生時モーメント、 $M_{cr exp}$: 各部材曲げひび割れ発生時モーメント実験結果、 M_{uACI} : ACI318-95による梁曲げ強度、 $M_{u cal}$: 断面曲げ解析による梁曲げ強度、 $M_{u exp}$: 梁曲げ強度実験結果、 $\tau_{cr cal}$: せん断ひび割れ発生応力度計算値、 $\tau_{cr exp}$: せん断ひび割れ発生応力度実験結果

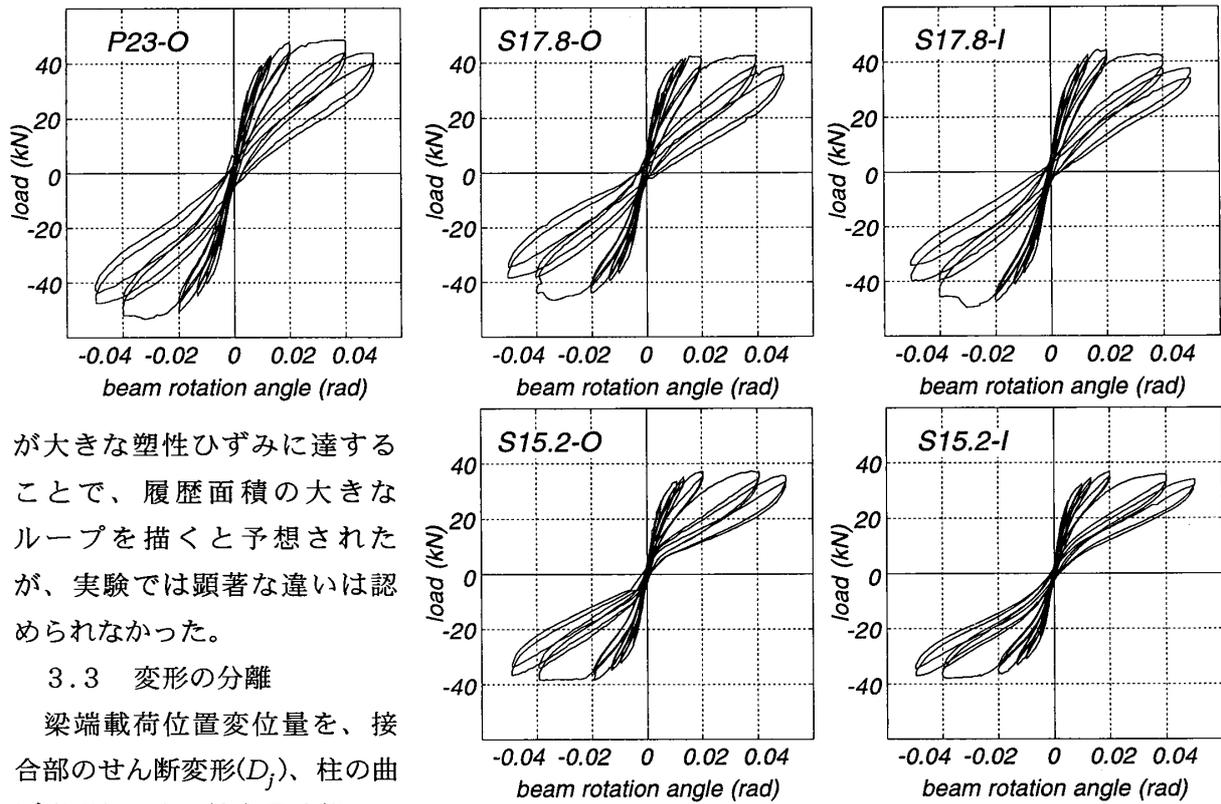


図4 梁端荷重—梁部材角関係

が大きな塑性ひずみに達することで、履歴面積の大きなループを描くと予想されたが、実験では顕著な違いは認められなかった。

3.3 変形の分離

梁端荷重位置変位量を、接合部のせん断変形(D_j)、柱の曲げ変形(D_c)、接合目地部における変形(D_{b1})、梁ヒンジ想定域(柱面より梁せい D の区間)に

おける変形(曲げ変形 D_{b2} ,せん断変形 D_{b3})及び梁変形測定部以外における梁の曲げ変形(D_{b4})の各種変形の寄与分に分離した結果を図5に示す。ただし D_c 及び D_{b4} は対象部位の曲率分布を、ひび割れ発生曲率を屈曲点とするバイリニア型と仮定して計算により求めた値である。その他の変形量は試験体に取り付けた各種変位計により得られた測定値を分離したものである。プレキャスト骨組では、一体打ちの骨組のように梁の塑性ヒンジ区間を破壊状態などにより特定することは

できない。ここでは、変形解析などに用いる際のために便宜上梁ヒンジ想定区間として D を採用した。全ての試験体で、変位が大きくなるほど接合目地部における開口PC鋼材の抜けだしによる成分であ

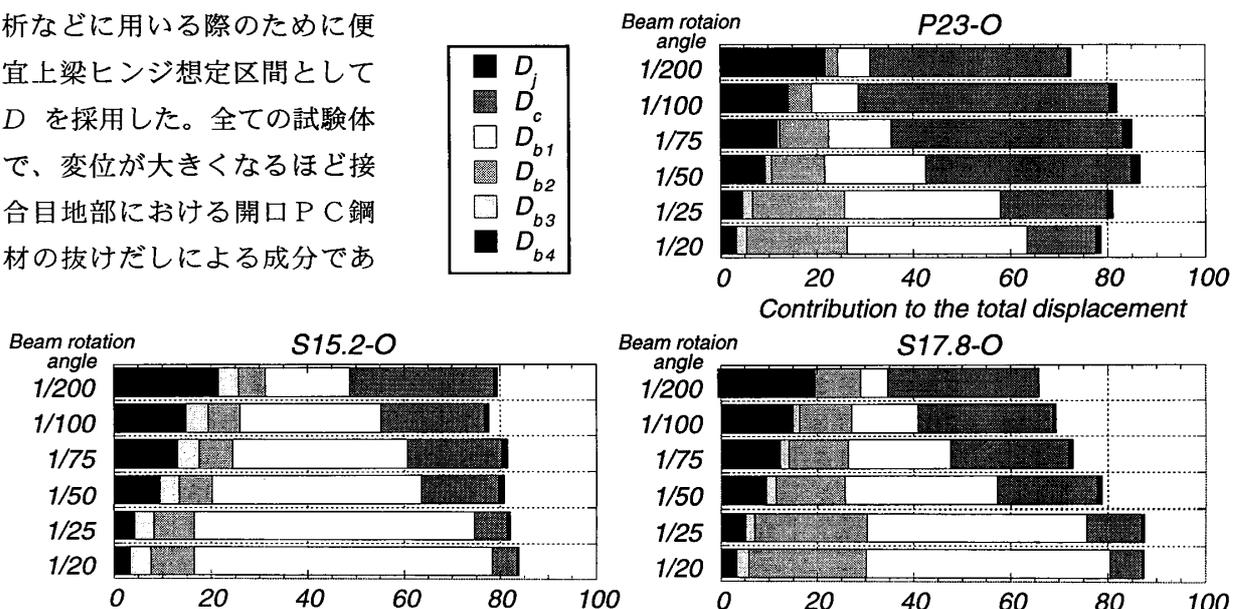
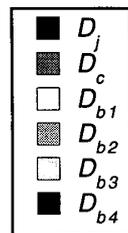


図5 変形分離図

る D_{b1} が大きくなる。またPC鋼材量が多く、有効プレストレスが大きな試験体ほど、変形全体に占める梁の曲げ変形量が減少し、柱による成分が増加する。接合目地部の鉛直ずれによる梁端変位への影響は、梁ヒンジ想定域のせん断変形 D_{b3} に含まれるが、他の変形成分と比較して小さく、全変形量に対する最大値はS15.2-O試験体で5%程度であった。同様に接合部のせん断変形が梁端変位に及ぼす影響も、無視できる程度(P23-O試験体で最大2%)であった。

3.4 梁の曲げ変形

梁ヒンジ想定域におけるモーメントー平均曲率関係に、フルプレストレス部材の履歴モデルであるThompson&Parkモデル[1]を適用した結果を、実験結果と併せて図6に示す。履歴形状を決める特性点は曲げひび割れ点、最大耐力点及び限界変形点であり、これらの特性値の決定には日大モデル[5]を参考にした。先にも述べたように、PC鋼材が外側に配置された試験体では、載荷実験において計算値よりもかなり小さな最大耐力点を示したために、大きな差が生じている。実験とThompson&Parkモデルより求めた各変位での二回目の履歴ループにおける等価粘性減衰定数を、エネルギー吸収能力を表す指標として図7に示す。等価粘性減衰定数は、本来荷重ー変位関係より得られるものであるが、ここではThompson&Parkモデルとの比較を目的とし、等価塑性ヒンジ長さが与えられ、曲げによる成分のみを取り出したとして、履歴減衰を比較した。大変形時(部材変形角1/100rad以降)におけるプレストレス部材特有の原点指向性が、Thompson&Parkモデルでは十分に表現できていないため実験結果と大きな差が生じている。

3.5 接合部のせん断特性

接合部のせん断ひび割れ応力度計算値 τ_{cr-cal} は、接合部コアにおける柱軸方向応力度 σ_0 と、有効プレストレス力による応力度 σ_p から、モールの応力円を用いて算定した主引張応力度が、コンクリートの割裂強度 f_t を越えると発生するとして算定した。 $(\tau_{cr-cal} = \{(\sigma_0 + \sigma_p)f_t + f_t^2\}^{0.5})$ 接合部入力せん断力の実験値を求める際に、応力中心間距離($j_b = 0.875d$)を用いることが一般的となっているが、PC部材、特に普通強度鉄筋が通し配筋されていないPCaPC部材においては、そのまま適用することはできない。応力中心間距離は、RC断面の鉄筋の張力を概算するために用いられており、その際、圧縮鉄筋を無視することができる。しかし、PC部材では、特にPC鋼材を断面に対して上下対称に配置された場合には、圧縮側にあるPC鋼材を無視することはできない。

ここで引張側、圧縮側の両PC鋼材内の応力を考慮した接合部入力せん断力 V_{jh} を定義する。図

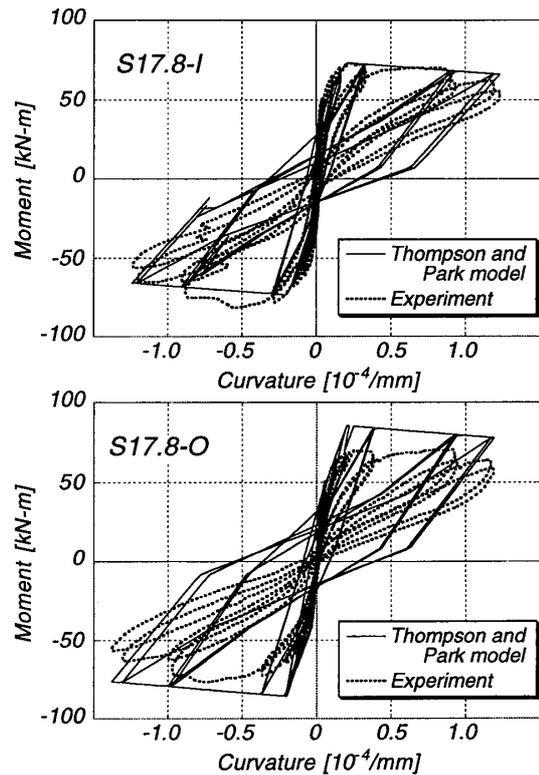


図6 モーメントー曲率関係

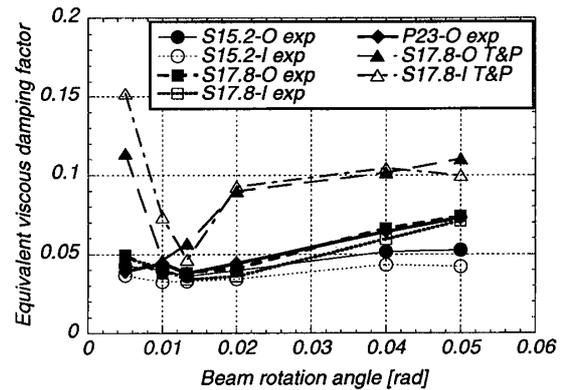


図7 等価粘性減衰定数

8において、引張側PC鋼材応力 T_t は、有効プレストレス力 T と引張力増分 ΔT との和として、同様に圧縮側PC鋼材応力 T_c は、 $T-\Delta C$ として表される。よってコンクリート圧縮応力 C は、梁危険断面における釣り合いより、 $C=2T+\Delta T-\Delta C$ として表される。ここで ΔT 、 ΔC はPC鋼材の付着により接合部に伝達されるとし、X-X断面より上部の自由体における力の釣り合いから、接合部入力せん断力 V_{jh} は、

$$V_{jh}=C+\Delta T+\Delta C-V_c=2(T+\Delta T)-V_c \quad (1)$$

となる。ここでは接合部せん断ひび割れ時には ΔT は T と比べて十分小さいとして無視し、実験による接合部入力せん断応力度 τ_{cr-exp} は(1)式を用いて計算した。この際、接合部せん断有効断面積 A_{jh} はRC終局強度型設計指針[6]の値を採用している。この結果を表5に併せて示す。

τ_{cr-exp} は、偏心距離に関わらず有効プレストレス力 T が大きい試験体ほど、接合部せん断ひび割れ応力度が大きくなったという実験結果には一致するが、全ての試験体でモールの応力円を仮定して得られる計算値 τ_{cr-cal} よりも大きな値となった。

(1)式を用いて得られたS17.8-O試験体における各正側サイクル最大変位時の接合部せん断応力度

—せん断変形角関係を図9に示す。梁危険断面位置のPC鋼材に貼付したひずみゲージによって ΔT の値の測定を試みたが、信頼性のある測定値が得られなかったため、曲げ解析時に得られた値を用いた。ここには文献[2]に示されたRC骨組に対する算定式を参考に、せん断剛性(コンクリートのせん断剛性にに基づく初期剛性及び第二剛性)を算出し、せん断ひび割れ発生点及びせん断降伏点(せん断降伏時のせん断変形角を $\gamma_y=0.005$ radとし、試験体形状に関わらず一定とする)の二点を特性点とするバイリニア型にモデル化し、計算値として同図に点線で示してある。実験でのせん断ひび割れ発生時のせん断剛性は、概して計算値よりも高くなっている。これは有効プレストレス力により、見かけ上接合部内コンクリートの剛性が高くなることが一つの要因である。

4 まとめ

- ・ACI法に基づいて算出した曲げ強度計算値は、ほとんどの試験体で実験値を下回った。各種材料特性を用いた断面曲げ解析でも同様な結果が得られた。

- ・Thompson&Parkの履歴復元力モデルを適用した結果、大変形時におけるプレストレス部材特有の原点指向性が十分に表現されず、履歴ループの面積は実験結果を大きく上回った。

謝辞：本研究に協力頂いた本学大学院生宮川義範君、及び卒論生中村いずみ君に紙面を借りて感謝いたします。

参考文献

[1]Thompson,K.J. and Park,R : Seismic Response of Partially Prestressed Concrete, Journal of Structural Division, Proceedings of ASCE Aug. 1980 ST8, pp.1755-1775, [2]日本建築学会、靱性設計小委員会報告書、[3]Mander et al. : Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, Journal of Structural Division, Proceedings of ASCE Aug. 1988, pp1804-1826, [4]Pam Hoat Joen, Seismic Performance of Prestressed Concrete Piles and Pile - Pile Cap Connections, Research Report 88-3, University of Canterbury, [5]岡田満、浜原正行、末次宏光、本岡順二郎：プレストレスコンクリート曲げ部材の復元力特性に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第410号、pp63-69、1990.4、[6]日本建築学会、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針・同解説

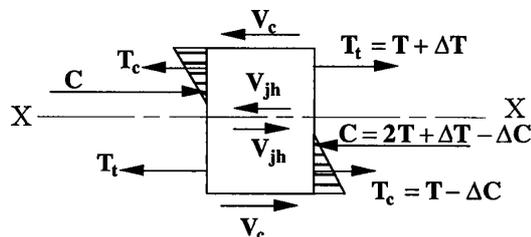


図8 接合部まわり応力関係図

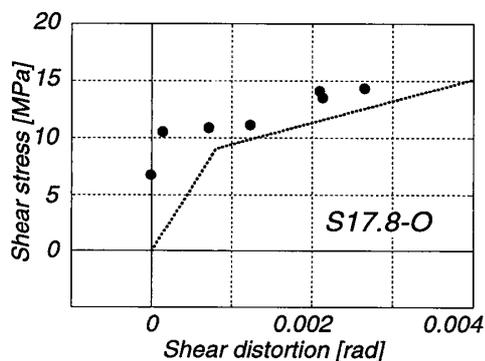


図9 せん断応力度—せん断変形角関係