

論文 SD 490 を用いた RC 柱梁接合部のせん断強度と定着性能

金田和浩*1・川端一三*2・是永健好*1・安田 聡*1

要旨:SD490とFc42を用いた柱梁接合部の梁主筋の定着性能や接合部せん断強度を調べるために、直交梁を有する内部と外部柱梁接合部の繰返し載荷実験を行った。

その結果内部接合部の終局時せん断応力度は16.6MPaにも達したが、接合部はせん断破壊することはなく、梁曲げ降伏型の性状を示した。外部接合部でも梁主筋の滑動現象は殆ど認められず、17dの水平投影長さで優れた定着耐力を発揮した。

キーワード:SD490、Fc42、接合部せん断強度、梁主筋付着強度、直交梁主筋

1. はじめに

SD390以上の鉄筋や40MPaを越える高強度コンクリートの実用化により、RC建築物の高層化と部材断面の縮小化、高応力化が進み、従来剛と仮定していた柱梁接合部の終局時せん断応力度も高くなってきている。このような状況の中で梁曲げ降伏先行を保証するために、コンクリート強度に応じた接合部せん断強度や梁主筋の定着に関する様々な規定が提案されている。

本研究では主筋にSD490、コンクリートにFc42を用いた内部と外部の柱梁接合部について、履歴性状、接合部せん断強度と補強筋の効果、梁主筋の定着性能などを調べるために、接合部に入力するせん断力の大きさを変数とした繰返し載荷実験を実施した。

表1 試験体諸元

		J1	J2	T1	T2
梁	上、下端主筋	6-D29	8-D29	6-D29	8-D29
	引張鉄筋比	1.88%	2.50%	1.88%	2.50%
	せん断補強筋比	4-U9.2@100 (pw=0.67%, pwσy=9.2MPa)			
直交梁	上、下端主筋	4-D29			
	せん断補強筋比	4-U9.2@100 (pw=0.67%, pwσy=9.2MPa)			
	主筋	16-D29			
柱	せん断補強筋比	4-U11@100 (pw=0.6%, pwσy=8.2MPa)			
	接合部 せん断補強筋比	2-U11@100 (pw=0.3%, pwσy=4.1MPa)			

2. 実験概要

2.1 試験体

表1に試験体の特性を、図1に内部接合部の配筋図と外部接合部の詳細図を示す。試験体は内部と外部接合部の各々について、梁降伏先行型と梁主筋量を増した接合部破壊型の2種類を設定した。梁

断面は380×600mm、柱は600×600mmで、梁内法長さ1950mmと柱の反曲点間距離2250mmも共通で、接合部の両側に長さ400mmの直交梁がある。主筋には柱梁ともD29 (SD490)を用い、柱のせん断補強筋にφ11、梁にはφ9.2の異形PC鋼棒を100mm間隔で配した。梁の引張鉄筋に関しては、曲げ降伏型のJ1、T1が6-D29 (pt=1.88%)、接合部破壊型のJ2、T2が8-D29 (pt=2.5%)を配したが、接合部せい/鉄筋径=20.7である。外部接合部の1段目主筋はL字型に折曲げて接合部内で定着し、配筋の納まり上、水平投影長さはldh=17d (d;鉄筋径)、余長は10dとした。2段目主筋はU字型に折曲げて上端と下端を1本で配し、ldh=15dとした。接合部補強筋量はせん断強度相当応力時の0.3%とし、接合部破壊に対して有利にならないよう柱に比べて1/2に低減した。

2.2 載荷方法

地震荷重時を想定し、スパン中央に相当する梁両端を載荷点として逆対称の正負漸増繰返し載

*1 大成建設(株)技術研究所 構造研究グループ (正会員)

*2 大成建設(株)設計本部 構造設計第1部

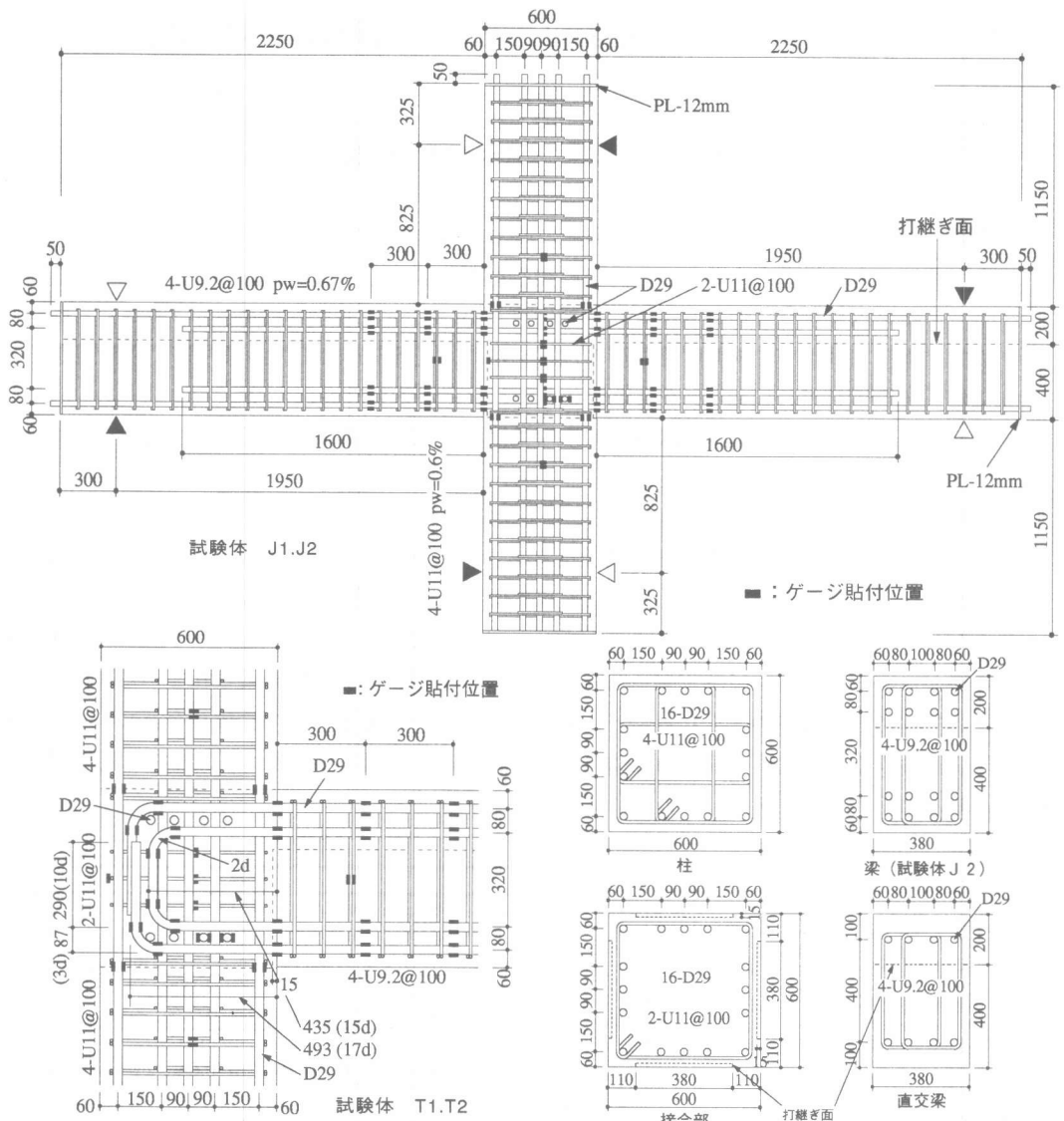


図1 試験体の配筋図及び詳細図

荷を行なった。柱には終始一定の軸応力度 ($0.2F_c=8.2\text{MPa}$) を作用させながら、層間変形角 $R=2$ 、 3.3 、 5 、 10 、 $20 \times 10^{-3}\text{rad.}$ (以下 rad. 省略) の各変位振幅で初回を除いて正負に2回ずつ繰返し載荷し、終局時の層間変形角は $R=40 \times 10^{-3}$ を目標とした。

2.3 測定計画

柱の反曲点を不動点とする測定用フレームから、梁載荷点における全体変形と接合部四隅での水平、垂直変形を測定し、接合部せん断変形による成分と柱の変形による成分を求め、この両者を全体変形から引いた残りを梁の変形と定義した。各補強筋のひずみについては、接合部近傍での梁主筋のひずみ分布や接合部域での滑動量を求めるために、配筋図中に示す位置にひずみゲージを貼付して測定した。

2.4 使用材料

表2にコンクリートの調合表を示す。セメントは普通ポルトランド、細骨材には相模川水系の

表2 コンクリートの調査表

水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	空気量 (%)	単位量 (kg/m ³)					AE減水材 (C×%)
			水	セメント	粗砂	細砂	粗骨材	
36.0	37.0	3.3	163	453	495	124	1080	1.25

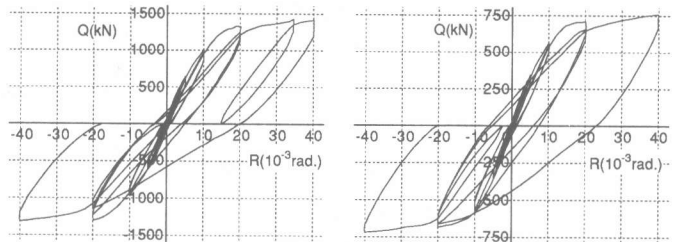
表4 鉄筋の機械的性質

	降伏点 (MPa)	最大強度 (MPa)	伸び (%)	ヤング率 (10 ⁵ MPa)
D29	528	720	19.8	1.97
U11	1373	1481	4.9	2.09
U9.2	1383	1491	7.8	2.10

表3 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	ヤング率 (10 ⁴ MPa)
下柱、梁下部	57.2	3.77	3.07
J1 接合部、梁上部	51.2	3.48	2.89
上柱	56.1	3.73	3.12
下柱、梁下部	53.2	3.89	-
J2 接合部、梁上部	53.2	-	-
上柱	59.1	-	-
下柱、梁下部	57.9	-	-
T1 接合部、梁上部	53.2	3.22	-
上柱	57.0	-	-
下柱、梁下部	59.7	-	3.02
T2 接合部、梁上部	54.6	-	2.79
上柱	60.4	3.89	2.84

粗砂と市原産の細砂（粗粒率 3.0、1.6）を混合し、粗骨材には津久井産の碎石（最大径 20mm、粗粒率 6.60）を用いた。表3に実験時材令での試験結果を、表4には鉄筋の機械的性質を各々記す。



(a) 試験体 J2

(b) 試験体 T2

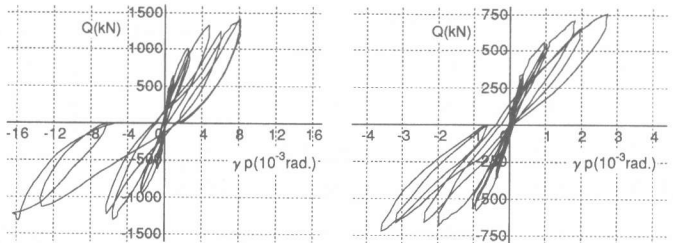
図2 層せん断力～層間変形角関係

3. 実験結果

3. 1 層せん断力～

層間変形角関係

図2にJ2、T2の層せん断力～層間変形角関係を、図3には両者の層せん断力～接合部せん断変形角関係を各々示す。接合部破壊型のJ2では、J1に比べて同一変位での耐力が高くなると共に梁主筋降伏の時期も遅くなり、柱フェイス位置で1段目の主筋が降伏したのは $R=12 \times 10^{-3}$ であり、それ以前では残留変形も小さくて弾性的な挙動を示した。梁主筋の降伏に続いてコンクリートの圧壊が確認されたが、骨組全体としての降伏は $R=16 \times 10^{-3}$ 付近であり、以後終局まで耐力低下することなく優れた変形性能を発揮した。終局時の接合部せん断応力度は16.6MPaにも達したが、この時のせん断変形角は $\gamma = 16 \times 10^{-3}$ であった。



(a) 試験体 J2

(b) 試験体 T2

図3 層せん断力～接合部せん断変形角関係

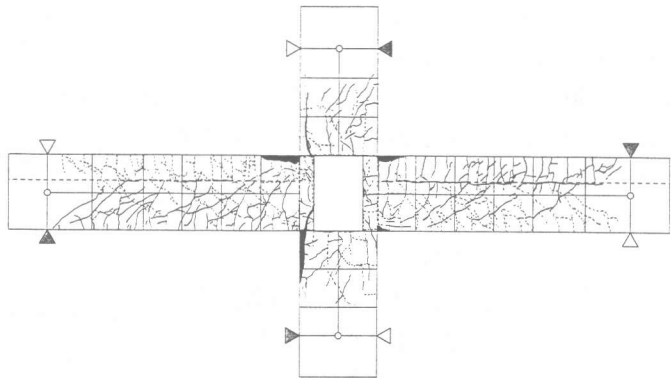


図4 終局時ひびわれ状況（試験体 J2）

T2の場合も $R=15 \times 10^{-3}$ 付近で梁が曲げ降伏した後も耐力上昇を続け、正負とも終局時に最大

耐力を記録した。T1に比べて同一サイクルでの残留変形は若干小さかったが、比較的紡錘形に近いループ形状を描いており、完全に梁曲げ降伏型の性状を示した。

3. 2 ひびわれおよび破壊性状

J2の終局時ひびわれ状況を図4に示す。J2では第1サイクルの層せん断力 $Q=55.5\text{kN}$ の時に梁に曲げひびわれが発生し、続いて $Q=276.1\text{kN}$ で曲げせん断ひびわれが生じた。その後梁全体にひびわれが広がったが、接合部直交梁の外側までせん断ひびわれが伸びたのは第4サイクルの $Q=638.4\text{kN}$ 、 $R=5 \times 10^{-3}$ であった。梁の圧壊は主筋降伏直後の $Q=1196.4\text{kN}$ 、 $R=13.7 \times 10^{-3}$ で起こったが、 $R=20 \times 10^{-3}$ 以降で柱主筋に沿ったひびわれが接合部せん断ひびわれと繋がって顕著に開き、 $R=40 \times 10^{-3}$ で柱角部のコンクリートが剥落した。T2でも梁全長にわたってひびわれが生じたが、柱や接合部の損傷は極めて軽微であった。

3. 3 変形成分の推移

接合部、柱、梁の3つに分解した変形成分の比率の推移を図5に示す。J2では変位振幅の増大につれて接合部の変形成分が微増しているが、最大でも全体の20%以下に留まっている。柱の変形成分は全体の5~10%程度しかなく、終始梁の変形が大半を占めていたのが明かである。またT2では、接合部や柱に入力するせん断力がJ2に比べて半減するために接合部と柱の変形による成分はほとんど現れておらず、梁の成分が90%以上を占めている。

3. 4 梁主筋ひずみ分布

図6に1段目梁主筋のひずみ分布をJ2、T2について示す。J2では $R=20 \times 10^{-3}$ で引張側が完全に降伏していても依然反対側では圧縮ひずみを保持しており、良好な付着性状を発揮していたのが分かる。このひずみ分布から求めた接合部内の平均付着応力度（柱心の左右半分の領域を個別に表した）を図7に示すが、変位振幅の

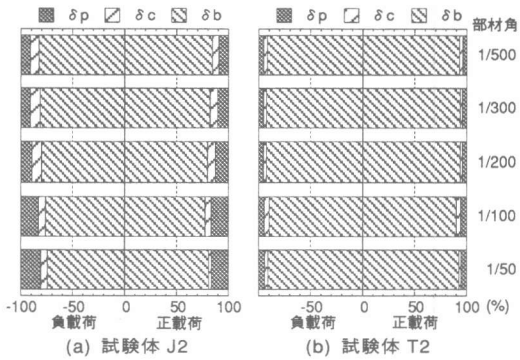
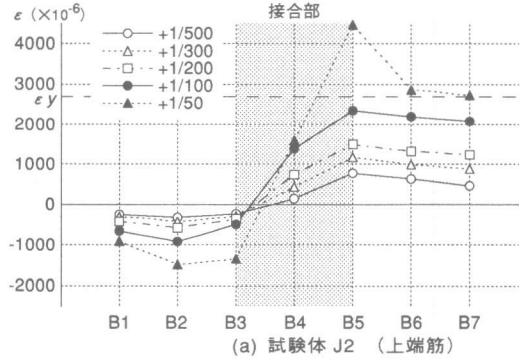
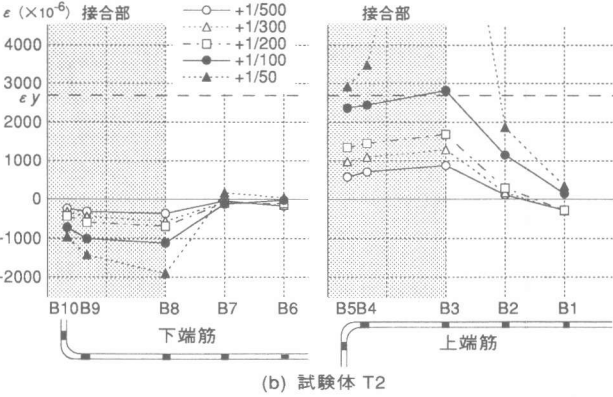


図5 変形成分の推移



(a) 試験体 J2 (上端筋)



(b) 試験体 T2

図6 一段目梁主筋のひずみ分布（正載荷時）

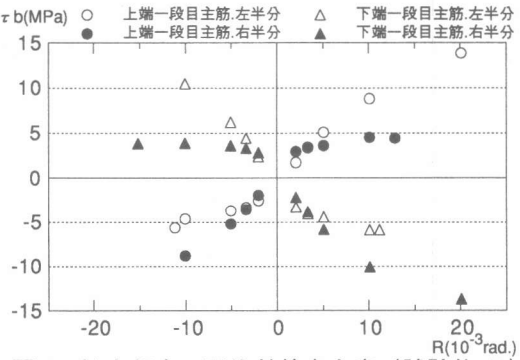


図7 接合部内の平均付着応力度（試験体 J2）

増大につれて付着応力度が上昇し、最大では13.8MPaにも達している。またT2の上端筋は $R=20 \times 10^{-3}$ で折曲げ終点が降伏する程の高応力を受けているが、下端は載荷状態に応じた圧縮ひずみを保持している。

3. 5 接合部せん断補強筋ひずみ

図8にJ2の接合部せん断補強筋のひずみ分布を示す。ひずみが現れてくるのは $R=10 \times 10^{-3}$ 付近からで、梁の曲げ降伏によって接合部せん断力の上昇が止まった $R=16 \times 10^{-3}$ 以降もひずみは増大し、 $R=40 \times 10^{-3}$ には2本のせん断補強筋が降伏している。これは高応力の繰返し載荷によってコンクリートが劣化し、これに伴って補強筋の負担が大きくなったと考えられる。同図より求めた接合部せん断補強筋の接合部せん断力負担率の推移を図9に示すが、最大でもJ1で16%程度しか負担しておらず、終始大半のせん断力をコンクリートが負担していた。また直交梁主筋のひずみから求めた1本当りの鉄筋力の大きさを図10に示すが、図9と同様の傾向で載荷が進むにつれて接合部がせん断力と直交方向に膨張するのを防ぐ力が増大しており、J2では $R=40 \times 10^{-3}$ に1本当たり226.3kNの力で拘束していた。

4. 考察

4. 1 各種実験値と計算値の比較

表5に初期剛性、各種ひびわれ荷重、梁1段目主筋の降伏および最大耐力の実験値と計算値（計算式は文献1参照）の比較を示す。初期剛性の実験値は、層せん断力～層間変形曲線上でひびわれが発生する直前の割線剛性としたが、いずれの実験値も弾性剛性の2/3程度の値を示した。ひびわれ荷重については曲げの実験値が低く、せん断が高めに出ているが、全体的には大きくばらついている。また降伏荷重と最大耐力の計算値は平面保持を仮定した単調載荷の曲げ解析結果で、コンクリートの構成則は六車モデル²、鉄筋にはひずみ硬化を考慮したTri-linear型を用いた。すべての試験体は梁の曲げ破壊で耐力が決定したが、実験値はいずれも降伏時で約5%高く、最大耐力は六車モデルで求めた終局時圧縮縁ひずみ0.8%の時の計算値を5～10%上回る高い耐力を発揮した。

4. 2 接合部せん断強度

表6に終局時の接合部せん断応力度と、コンクリート強度や有効強度に対する比率を記す。J2のせん断応力度は16.6MPaに達し、 $\tau_u / \sigma_B = 0.31$ 、 $\tau_u / \sqrt{\sigma_B} = 2.3$ (kgf/cm²では7.3) という

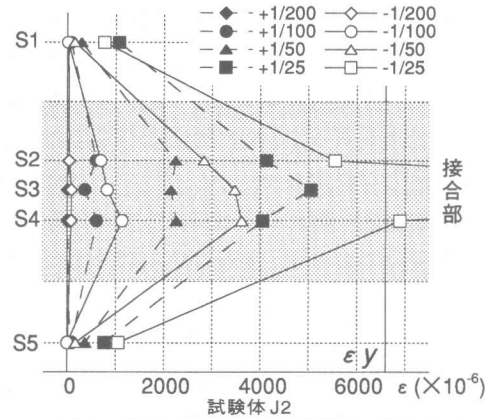


図8 接合部せん断補強筋ひずみ分布

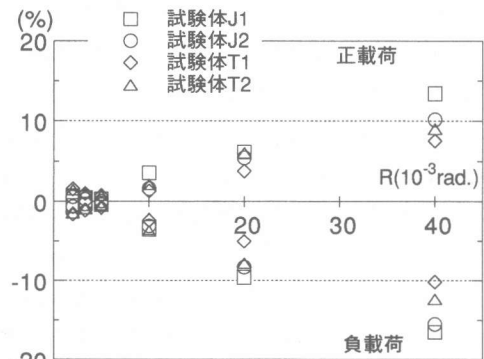


図9 補強筋のせん断力負担率

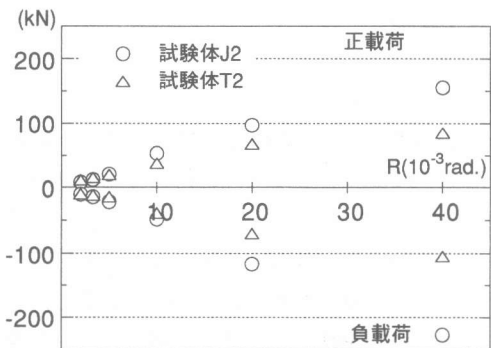


図10 直交梁主筋の拘束力

値を示し、T2ではせん断応力度が8.9MPa、 $\tau_u/\sigma_B=0.16$ 、 $\tau_u/\sqrt{\sigma_B}=1.0$ (kgf/cm²では3.9)という結果になった。しかし直交梁による拘束効果もあって、最終的には全て梁の曲げ破壊で耐力が決定した。したがって、いずれも既往の推定式を越える応力に対しても軽微な損傷しか受けておらず、実際のせん断強度はこれらの値以上と考えられる。

4. 3 梁主筋の滑動量の推定

図11に示すように梁主筋のひずみ分布を積分した伸び量と、同じ位置での接合部を含む梁の伸縮量との差を求め、片側の梁（ひずみ測定区間）+接合部の領域における、降伏以前の一段目主筋の滑動量を推定した。これと柱フェイス位置での伸縮変形（図中b7；検長区間100mm）との相関を、J2、T2について図12に示す。J2では圧縮側梁の縮み量に比べてゲージから求めた縮み量が少ないために、圧縮時にも伸び変形となったり徐々に滑動量の方が増える傾向が表れている。しかしT2では接合部の伸縮とゲージから求めた値がほぼ一致し、良い相関を示している。

5. まとめ

①設計基準強度42MPaのコンクリートに対してSD490を主筋に用いた柱梁接合部の載荷実験から、内部、外部とも設定した仕様で十分な性能が得られた。②J2では接合部せん断応力度が最大16.6MPaにも達したが、せん断変形角は 16×10^{-3} で、全体変形に占める割合は1/6程度であった。③接合部せん断補強筋のせん断力負担率は変位振幅の増大に伴って大きくなるが、最大でも20%以下であった。④J2の接合部内梁主筋付着応力度は最大で13.8MPaにもなったが、主筋の滑動量は少なく、これをひずみから推定することができた。

<参考文献>*1) 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 日本建築学会 *2) 六車他 ‘高強度コンクリートの鉄筋コンクリートじん性柱の適用に関する研究’, 第11回JCI年次講演会論文 集 1989, pp.293~298

表 5 初期剛性及び諸荷重の比較

		J1	J2	T1	T2
K	Exp.	1.27E+05	1.14E+05	6.94E+04	6.77E+04
	Cal.	1.81E+05	1.89E+05	9.99E+04	1.05E+05
	E/C	0.70	0.60	0.69	0.65
Q _{bc} Beam	Exp.	119.6	78.1	38.0	38.7
	Cal.	152.4	156.1	76.6	82.8
	E/C	0.79	0.50	0.50	0.47
Q _{bsc} Beam	Exp.	412.8	276.1	233.0	173.5
	Cal.	420.2	409.0	211.3	216.7
	E/C	0.98	0.67	1.10	0.80
Q _{stc} Beam	Exp.	507.7	638.4	400.0	561.2
	Cal.	403.4	371.3	203.0	197.6
	E/C	1.26	1.72	1.97	2.84
pQ _c Panel	Exp.	802.0	638.4	460.0	561.2
	Cal.	572.8	560.5	579.9	565.5
	E/C	1.40	1.14	0.79	0.99
Q _y	Exp.	903.2	1083.2	479.0	561.2
	Cal.	878.9	1067.7	441.3	535.0
	E/C	1.03	1.01	1.09	1.05
Q _u	Exp.	1174.1	1413.5	623.9	758.2
	Cal.	1131.3	1352.9	568.5	678.7
	E/C	1.04	1.04	1.10	1.12

K : 初期剛性 (kN/mm) pQ_c : 接合部せん断ひび割れ荷重 (kN)
Q_{bc} : 曲げひび割れ荷重 (kN) Q_y : 降伏耐力 (kN)
Q_{bsc} : 曲げせん断ひび割れ荷重 (kN) Q_u : 最大耐力 (kN)
Q_{stc} : せん断ひび割れ荷重 (kN)

表 6 終局時接合部せん断応力度

	J1	J2	T1	T2
pτ _u (MPa)	13.3 (136)	16.6 (169)	7.1 (72)	8.9 (91)
pτ _u /σ _B	0.26 (0.26)	0.31 (0.31)	0.13 (0.13)	0.16 (0.16)
pτ _u /√σ _B	1.87 (5.96)	2.28 (7.28)	0.97 (3.11)	1.21 (3.85)
pτ _u /(3.68・σ _B ^{1/2})	0.26 (0.57)	0.32 (0.69)	0.14 (0.30)	0.17 (0.36)
μ	(11.6)	(11.4)	(11.4)	(11.3)
J	(0.78)	(1.00)	(0.37)	(0.48)

μ : 付着指標 J : 接合部破壊指標 * () 内の数字はkgf単位

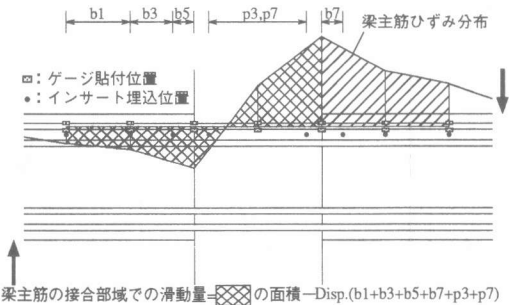


図 11 梁主筋の滑動量の算定法

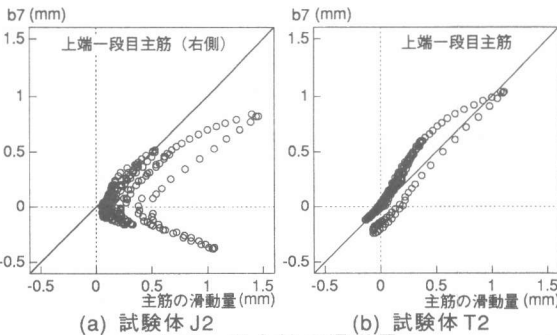


図 12 梁主筋の滑動量