

# 41

## スラブ付き立体骨組接合部の履歴性状

正会員 ○ 北山 和宏 \*1 浅海慎一郎 \*2  
正会員 小谷 俊介 \*3 同 青山 博之 \*4

### § 1 序

鉄筋コンクリート造平面柱・梁接合部試験体に一方向繰返し載荷する実験により、梁主筋の接合部内付着性状が履歴形状に大きな影響を与えることを示した[1]。すなわち、梁主筋の接合部内付着が良好な場合、履歴特性は太った紡錘形となるが、接合部内付着劣化が生じると逆S字形の履歴となる。一方、実構造物にはスラブと直交梁とが付き、二方向の地震力を受けることになるので、立体骨組接合部の挙動は平面骨組のそれとは異なったものになることが予想される。そこで、梁主筋の接合部内付着性状の良否を考慮して設計された鉄筋コンクリート造スラブ付き立体柱・梁接合部試験体に二方向加力を行ない、破壊性状、履歴特性、スラブの挙動等を調べた。ここでは梁主筋付着性状と履歴特性について検討を行なった。

### § 2 梁主筋付着指標と履歴形状

通し配筋された梁主筋の接合部内付着性状を表わす指標として、筆者らは梁主筋付着指標  $\tau s$  を提案した[1]。これは、梁主筋が柱面の一端で引張降伏、他端で圧縮降伏したときの接合部内平均付着応力度であり、(柱幅/梁主筋径)比のほか鉄筋強度に依存するものである。この値がある程度より大きいと梁主筋の接合部内付着劣化が生じ、逆S字形の履歴形状を示すと考えられる。ちなみにニュージーランド規準[4]では鉄筋強度に応じて(柱幅/梁主筋径)比を制限しており、それを梁主筋付着指標  $\tau s$  に直すと  $55 \text{ kgf/cm}^2$  となる。そこで材料強度に基づく梁主筋付着指標と履歴形状との関係を探るために行なわれた平面柱・梁接合部試験体12体について調べた。この12体はすべて梁降伏型であり、うち9体は梁主筋の接合部内付着劣化により逆S字形履歴を示したものである[2,3]。履歴形状を表わす指標としては等価粘性減衰を用いた。これは、実験中に消費された半サイクルごとのエネルギー消費量を各半サイクルの最大変位点を頂点とする三角形で規準化したものである。梁主筋付着指標  $\tau s$  - 等価粘性減衰関係を図1に示す。等価粘性減衰は層間部材角  $1/46 \text{ rad}$  での繰返し載荷の第2回目負方向加力時のものである。 $\tau s$  値が大きくなるにつれて等価粘性減衰が小さくなる右下がりの直線状になり、接合部内での梁主筋付着性状を予測する(すなわち履歴形状を予測する)上でのめやすとして  $\tau s$  値を使用できることを示す。

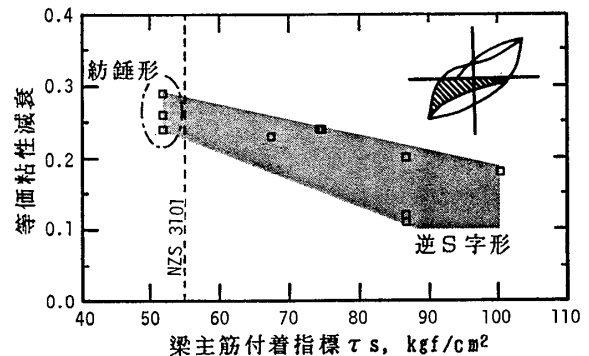


図1： 梁主筋付着指標 - 等価粘性減衰関係

表1： 試験体諸元

Specimen	K1	K2	C2
(a) Longitudinal Beam			
Top Bars	4-D13	7-D10	12-D10
$a_t (\text{cm}^2)$	5.08	4.99	8.56
$p_t (\%)$	1.00	1.01	1.59
Bot. Bars	3-D13	5-D10	6-D10
$a_t (\text{cm}^2)$	3.81	3.57	4.28
$p_t (\%)$	0.71	0.66	0.79
Stirrups	2-D6 @ 5.0cm, $p_w = 0.64 \%$		
(b) Column			
	275mm	375mm	300mm
Total Bars	16-D13	12-D13	16-D13
$a_g (\text{cm}^2)$	20.32	15.24	20.32
$p_g (\%)$	2.69	1.08	2.26
Hoops	4-D6	2-D6	4-D6
@ (cm)	5.0	5.0	5.0
$p_w (\%)$	0.93	0.34	0.85
Load (tonf)	15.1	28.1	18.0
( $\text{kgf/cm}^2$ )	20.0	20.0	20.0
(c) Slab			
Total Bars	12-D6	12-D6	none
(d) Connection			
Hoops	2-D6	2-D6	4-D6
sets	4	4	5
$a_w (\text{cm}^2)$	2.56	2.56	6.40
$p_w (\%)$	0.42	0.33	0.90

### § 3 実験概要

(1) 試験体、試験体は実物の約1/2のスケールを持つスラブ付き立体柱・梁接合部2体であり、梁降伏が先行するように設計する。試験体は立体骨組に水平力を加えた時の柱・梁の反曲点位置で切り出したものとする。内部柱・梁接合部試験体2体のうち、柱幅275mmのものをK1、柱幅375mmのものをK2と名づける。梁断面は両試験体とも共通で主方向梁が  $200 \times 300 \text{ mm}$ 、直交梁が  $200 \times 285 \text{ mm}$  である。梁せいが異なるのは両方向の梁耐力を近づけるためである。梁主筋は接合部内を通し配筋した。接合部横補強筋は、梁降伏時の層せん断力に対して柱に必要とされるせん断補強筋量を日本の鉄

筋コンクリート構造計算規準に従って求め、それを接合部にも配筋した。スラブ厚さは70mmで、スラブ筋はD6@180mmをシングル配筋しその端部には180度フックを設けて定着した。試験体K1、K2の変数は柱幅及び梁主筋径(試験体K1でD13、試験体K2でD10)であり、これによって材料強度による梁主筋付着指標 $\tau_s$ は、試験体K1で102kgf/cm<sup>2</sup>、試験体K2で57kgf/cm<sup>2</sup>となる。すなわち、試験体K1の梁主筋付着は早期に劣化すると考えられるのに対して、試験体K2のそれは良好であると考えられる。梁主筋量は2体ともほぼ等しくなるようにした。試験体は縦打ちとし、スラブ上面まで打設し24時間後に上柱のコンクリートを打設した。試験体配筋例を図2に、試験体諸元を表1に示す。なお後の比較のため良好な紡錘形履歴を示した平面柱・梁接合部試験体C2[1]の諸元を併載する。試験体C2の梁主筋付着指標 $\tau_s$ は52kgf/cm<sup>2</sup>である。

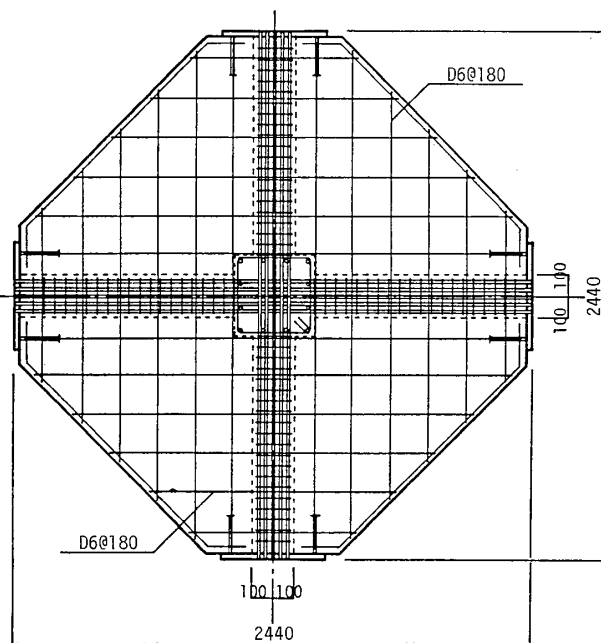


図2：配筋例(試験体K2)

(2)材料特性、  
スラブ上面までのコンクリート圧縮強度・割裂引張強度は244kgf/cm<sup>2</sup>・17kgf/cm<sup>2</sup>、上柱は266kgf/cm<sup>2</sup>・18kgf/cm<sup>2</sup>であった。鉄筋の降伏強度は、柱主筋及び試験体K1の梁主筋であるD13は4420kgf/cm<sup>2</sup>、試験体K2の梁主筋であるD10は4460kgf/cm<sup>2</sup>、せん断補強筋及びスラブ筋であるD6は4010kgf/cm<sup>2</sup>(0.2% offsetによる)であった。試験体C2のコンクリート圧縮強度・割裂引張強度は261kgf/cm<sup>2</sup>・25kgf/cm<sup>2</sup>、梁主筋降伏強度は3260kgf/cm<sup>2</sup>であった。

(3)加力方法及び計測、  
加力装置を図3に示す。梁端はピンローラー支持、下柱はピン支持とした。柱芯から梁端支持点までが135cm、梁芯から上柱加力点及び下柱支持点までがそれぞれ73.5cmである。上柱加力点には三軸一点載荷用のクレビスを介して3基のアクチュエータを取り付け、1基で一定の鉛直荷重を加え、水平方向の2基で二方向繰り返し荷重を加えた。柱軸力、水平力及び梁端せん断力をロードセルによって、上柱加力点の水平変位(層間変位)、梁端たわみ、柱たわみ、梁の局部変形量等を電気式変位計によって、梁主筋、スラブ筋、接合部横補強筋等のひずみを箔ひずみゲージによって、それぞれ測定した。

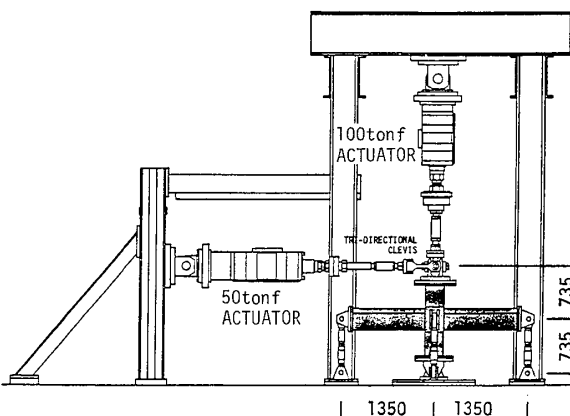


図3：加力装置

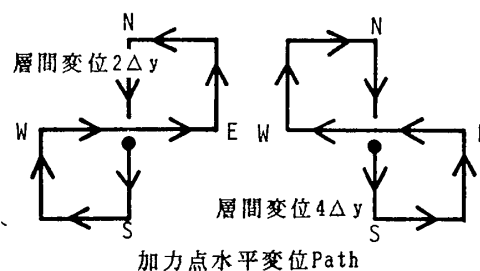


図4：二方向加力履歴

(4)加力履歴、  
加力は主方向に計算終局耐力の1/2の荷重を2回繰り返した後、降伏変位( $\Delta y$ )を定め、以降は変位振幅を $2\Delta y$ 、 $4\Delta y$ と倍増させながら繰り返し載荷し、途中図4に示すような8の字形の二方向載荷を行なった。 $\Delta y$ は計算終局耐力時の層間変位を4/3倍したものとした。これは主にニュージーランドで行なわれている方法である。なお、 $4\Delta y$ が層間部材角(層間変位を層間高さ147cmで除したもの)1/50radを越える場合には、変位振幅を層間部材角1/50radに読みかえた。また、次サイクルの加力方向が直交方向にかわるときは、現サイクルの層間変位を零としたのち、次サイクルの加力を始めた。

§4 実験結果

(1)ひびわれ状態、  
実験終了時の試験体K1、K2のひびわれ状態を図5に示す。柱の剛性が異なるため梁の変形能

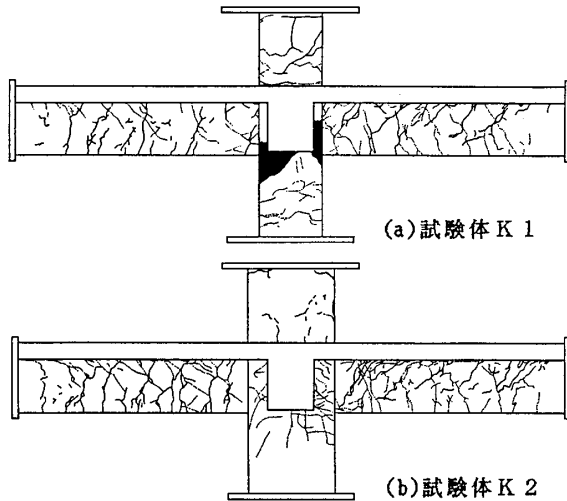


図5： 実験終了時のひびわれ

も異なるが、試験体K1では層間部材角1/50rad以降梁のひびわれはほとんど生じずに、梁付根のひびわれが開いた。それに対して試験体K2では大変形にいたるまで梁にひびわれが発生し、そのひびわれ状況から接合部内での梁主筋付着性状は試験体K1よりも良いと判断される。

(2)履歴特性。試験体K1、K2(主方向)及び試験体C2の層せん断力-層間変位関係を図6に示す。降伏層間変位は試験体K1で10.6mm、試験体K2で6.8mmとなった。試験体K1、K2では柱の二軸相関により、一方向の層間変位を保ったまま直交方向に加力すると耐力低下が生じるため、ピーク点あるいは変位零の点で切り落としたような履歴形状となった。両試験体ともに繰り返し载荷により逆S字形の履歴特性を示した。ループの太り具合を数値化するために等価粘性減衰-累積塑性率関係を図7に示す。ただし、二方向加力したサイクルは除いてある。

試験体K1、K2では試験体K2の等価粘性減衰が大きくループの太り具合の差を表す。梁主筋付着指標 $\tau_s$ が52kgf/cm<sup>2</sup>である平面柱・梁接合部試験体C2と、 $\tau_s$ 値が57kgf/cm<sup>2</sup>である試験体K2との等価粘性減衰を層間部材角1/50rad前後で同一累積塑性率について比較する。試験体K2の層間部材角1/54radでの繰り返し载荷2回目の負方向時の累積塑性率は35.5、等価粘性減衰は0.12、試験体C2でこれに対応するのは層間部材角1/46radでの繰り返し载荷5回目の負方向時であり累積塑性率は37.0、等価粘性減衰は0.21である。すなわち層間部材角、累積塑性率

でみるとスラブ付き立体接合部試験体K2の等価粘性減衰はかなり小さいといえる。ただし、試験体K2では二方向加力しており、これによる接合部コアコンクリートの劣化によって増進されると考えられる梁主筋付着劣化は考慮していない。このように、スラブ付き立体接合部試験体K2が平面接合部試験体C2と較べてスリップ性状を示した原因としては、スラブが付いたことによるものと考えるのが妥当である。一般に梁主筋量が上下で異なることによってひびわれが閉じにくくなり、ピンチ性状を示すことが知られている。試験体C2では上端筋量は下端筋量の2.0倍である。試験体K2では、層間部材角1/54rad時においては10本のスラブ筋が降伏し残りの2本もひずみが0.1%以上であったことから11本のスラブ筋が有効と考え、上端筋量は下端筋量の2.4倍となる。このことから鉄筋量の差による影響は小さいと考えられる。そこで試験体K2の梁上下端筋のひずみ度分布、及び鉄筋の $\sigma-\epsilon$ 関係としてRamborg-Osgoodモデルを仮定した場合の応力度分布を層間部材角1/216rad時について図8に示す。実線は正方向加力時、

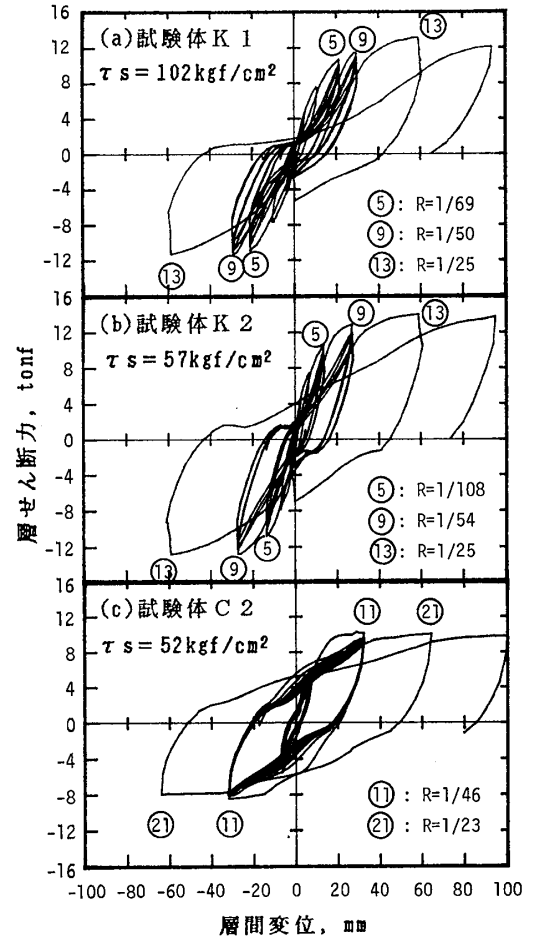


図6： 層せん断力-層間変位関係

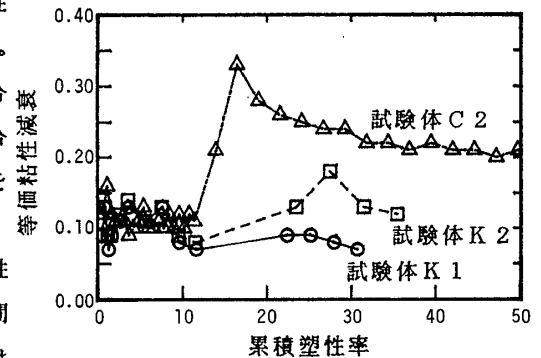


図7： 等価粘性減衰-累積塑性率関係

破線は負方向加力時である。下端筋では圧縮側主筋は圧縮力を負担しており付着性状は良いと考えられる。これに対して上端筋では、圧縮側となる柱面でのひずみ度が引張りひずみとなりV字状のひずみ度分布になった。この以前では弾性範囲であったこと、接合部中央付近のひずみがほぼ零であったことからこれは付着劣化による引張りひずみへの転化ではなく、中立軸が梁上端筋よりも上にきたことよって生じたものと予想される。この引張り力に釣り合う圧縮力はスラブを含んだコンクリートによって負担されると思われる。中立軸が上がることにより、平面保持の仮定が成り立つとすれば梁下端筋のひずみは大きくなり、接合部内での定着が良いことからひびわれ部分の鉄筋が伸びる。このため逆方向に加力すると梁下端付根付近の曲げひびわれがなかなか閉じず、このためスリップ状の履歴となったと考える。層間部材角1/108rad時の梁上端筋応力度分布を図9に示す。この時点で梁上端ひびわれも閉じにくくなり、上端引張りから圧縮方向へ加力するとひびわれが閉じないために梁上端筋が圧縮力を負担するようになることがわかる。なお、平面接合部試験体C2の梁上端筋ひずみ度分布は、圧縮側主筋は圧縮力を負担しており、立体接合部試験体K2とは異なっている。

§ 5 結論

梁主筋付着指標  $\tau s$  に基づいて接合部内梁主筋付着性状を良くするよう設計した内部柱・梁接合部試験体も逆S字形履歴を示した。梁主筋ひずみ度分布より接合部内付着は良いと判断され、ピンチ化の原因はスラブが付いたことによりひびわれが閉じにくくなったためと考えられる。このように立体骨組接合部では履歴特性のピンチ化を避けられない。

《謝辞》 本実験を行なうにあたり御協力いただいた東京大学工学部助手細川洋治、田才晃の両氏、建築学科青山小谷研究室の大学院生・卒論生各位、及び千葉大学大学院生栗栖浩一郎君に厚く感謝いたします。なお、本実験は鉄筋コンクリート造柱・梁接合部に関する日本・アメリカ・ニュージーランド三国の共同研究の一環として実施されたことを付記する。

《参考文献》 [1] 北山、栗栖、小谷、青山：“梁主筋の付着をよくした梁降伏型骨組接合部の挙動(その1、2)”、日本建築学会関東支部研究報告集、7月、1985、pp.25-32。 [2] 小林、小谷：“鉄筋コンクリート造柱はり接合部内の梁主筋付着に関する研究(その1)”、日本建築学会大会学術講演梗概集、9月、1983、pp.1819-1820。

[3] 小谷、小林、溜、青山：“鉄筋コンクリート造梁降伏型骨組接合部のせん断耐力”、日本建築学会大会学術講演梗概集、10月、昭和59年、pp.1891-1892。 [4] Standards Association of New Zealand：“New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Standards”、NZS 3101、1982。

\*1 東京大学大学院 \*2 三菱重工 \*3 東京大学助教授 \*4 東京大学教授

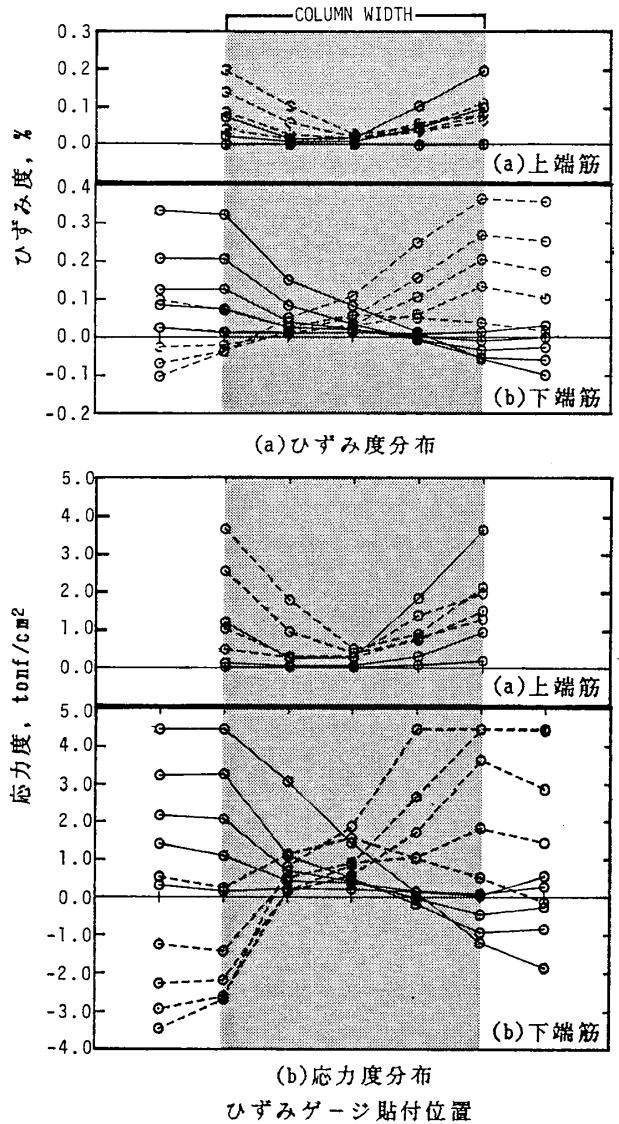


図8： 梁上下端筋ひずみ度・応力度分布 (R=1/216rad)

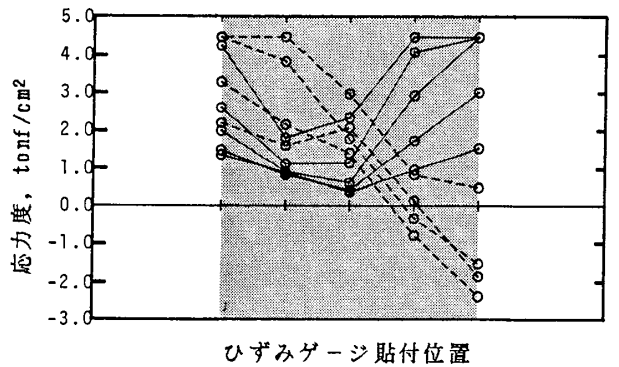


図9： 梁上端筋応力度分布 (R=1/108rad)