

# RC 基礎梁のせん断補強筋形状の影響に関する 基礎的研究

福原実苗\* 南宏一\*\*

Experimental Study on Seismic Resistance for RC Footing Beams with Difference Detail

Minae FUKUHARA\* Koichi MINAMI\*\*

## ABSTRACT

In general, lap splice of the shear reinforcement of footing beams in RC structure and SRC structures makes the edge with the hook. However, the method has the problem that is to interfere in beam main reinforcements and steel flanges when constructing it. Then, the industrial method of making to the prefab which makes welded wire fabric (welded wire fabric with welded cross bar) is used. The method which uses welded wire fabric with welded cross bar is mesh reinforcement with welded cross bars (two line) on the side in the footing beam, and makes to shear reinforcement of close type as a whole. The experiment data is old and there are a lot of parts of the uncertainty now though this method is used for footing beams.

In this paper, it is experimentally based of difference of the shear reinforcement shape of footing beams. The difference of the shear reinforcement shape was hardly seen at the ultimate strength.

キーワード : RC 基礎梁, 重ね継手, せん断補強筋形状, 溶接鉄筋網, 施工性  
Keywords : RC footing beams, Lap Splice, Shear Reinforcement Shape,  
Welded Wire Fabric, Workability

## 1. はじめに

現在, 鉄筋コンクリート構造や鉄骨鉄筋コンクリート構造の基礎梁において, せん断補強筋の継手部は端部を 180° のフック付の重ね継手とする方法が用いられている。一般的に基礎梁は, 一般階の梁に比べ梁せいが高く, 溶接閉鎖型やフック付の一体型のせん断補強筋形状が用いることが出来ず, 何箇所かの継手部を設けたせん断補強筋形状が用いられる。しかし, このせん断補強筋の継手部に用いられる 180° フック付の重ね継手では, フック部分に梁主筋や鉄骨が干渉し鉄筋の納まりが悪くなること, 施工が煩雑になり工期が

長くなるなどの問題が多い。そこで, せん断補強筋を鉄筋網として工場生産によりプレハブ化を図り, 主筋の受枠や仮設足場などをなくし施工の煩雑さを解消した鉄筋網プレハブ工法などが提案されている。

この鉄筋網プレハブ工法は, 基礎梁の側面でせん断補強筋同士を継手するときに適用し, そのせん断補強筋継手部の端部に 2 本の横方向鉄筋が軸方向の鉄筋に溶接された鉄筋同士で応力の伝達を行うものである。また, この工法では, 鉄筋にフック部がなく, 工場生産されたプレハブ化したせん断補強筋同士を結束により固定して組み立てる工法である。

本研究では, 基礎梁のせん断補強筋の継手方法に

\*建築・建設学科 研究員, \*\*建築・建設学科

180° フック付の重ね継手と鉄筋網プレハブ工法の継手方法を用いた場合において、せん断補強筋継手部が基礎梁の破壊性状に及ぼす影響について実験的に明らかにする。

## 2. 鉄筋網プレハブ工法とは

鉄筋網プレハブ工法における継手方法は、底版部にU字型の鉄筋網1(図-1 a)を配筋した後、基礎梁下端主筋および耐圧版の配筋を行い、耐圧版のコンクリート打設、鉄筋網2(図-1 c)の配筋を行い、基礎梁上端主筋の配筋、せん断補強筋にキャップタイをかぶせ(図-1 d)、型枠の組立、スラブ配筋をした後に、コンクリート打設を行う工程となる。基礎梁せいが大きい場合、図-1 c)および d)の工程でコンクリートを打ち継ぐ。

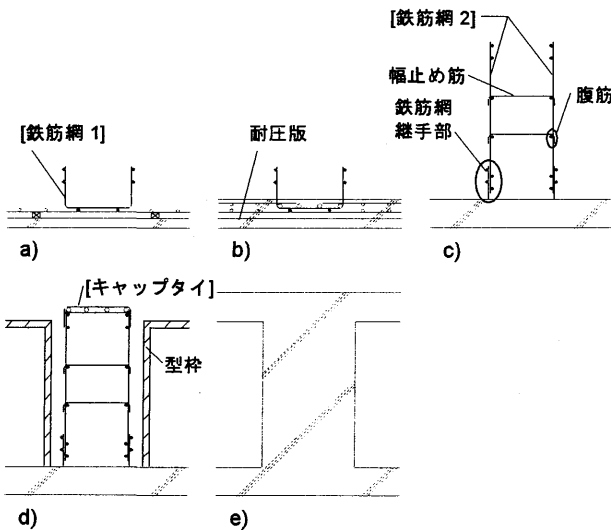


図-1 鉄筋網プレハブ工法組立て工程

鉄筋網プレハブ工法の継手部を写真-1に示し、概略図を図-2に示す。鉄筋網プレハブ工法は、図-2に示すように軸方向鉄筋(せん断補強筋)に2本の横方向鉄筋を溶接してあり、横方向鉄筋同士が重なり合うように

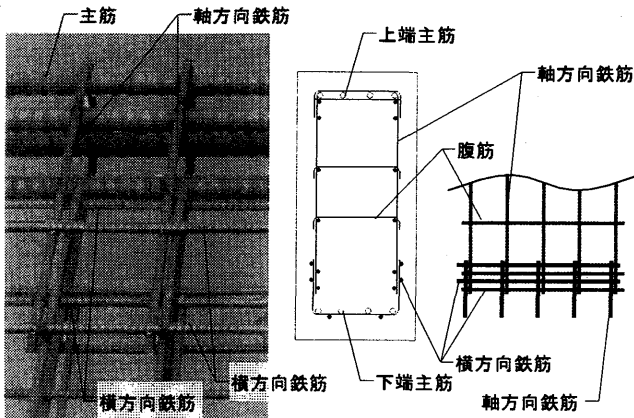


写真-1 鉄筋網プレハブ工法継手部 図-2 鉄筋網プレハブ工法継手部概略図

配筋し、重ね継手とする。この鉄筋網には、横方向鉄筋のほか、腹筋も合わせて軸方向鉄筋に溶接して加工されている。また、この鉄筋網は1~2m幅で工場製作される。

## 3. 実験計画

### 3.1 試験体概要

本研究では、表-1に示す3体の試験体を計画した。試験体形状および断面寸法を図-3に示す。変動因子は、せん断補強筋の継手方法のみとし、継手方法は図-3 b)の断面形状に示すように継手のない溶接閉鎖型、一般的に用いられる180°フック付重ね継手、鉄筋網プレハブ工法を用いた重ね継手の3種類とした。また、鉄筋網プレハブ工法の横方向鉄筋は2-D10(SD295A)を用い、横方向鉄筋間隔は140mmとし、B-00およびB-10試験体の腹筋はD10(SD295A)とした。

表-1 試験体計画一覧

試験体名	断面形状 (mm)	H/D	Fc	せん断補強筋		継手方法
				主筋 [材質]	pw (%)	
B-00	200	1.33	30	4-D25 [SD345]	□-D10 @100 [SD295A]	継手なし (溶接閉鎖型)
B-10	x750					重ね継手 (180°フック付)
B-30						重ね継手 (鉄筋網)

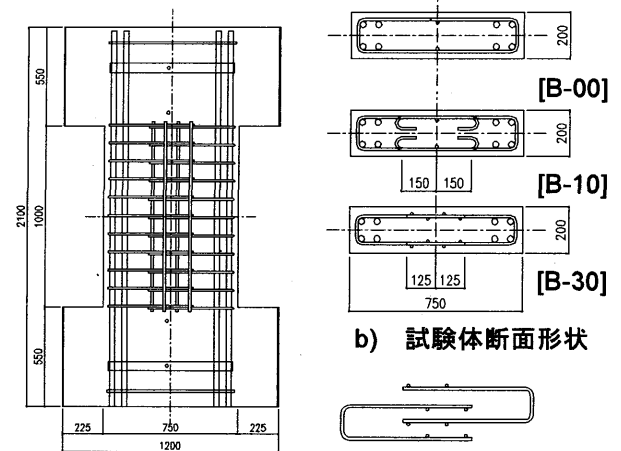


図-3 試験体形状および断面形状 (単位: mm)

### 3.2 材料特性

コンクリートおよび鋼材の材料試験結果を表-2および表-3に示す。耐力算定用のコンクリート強度は、実験前後(材齢42日、63日)の平均値( $\sigma_B=37.7\text{N/mm}^2$ )を用いる。

表-2 コンクリート強度の推移

材齢 (日)	7	28	42	63	耐力算定用
圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	21.9	32.3	36.9	38.5	37.7
割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	2.0	2.4	2.6	2.8	2.7

表-3 鋼材の機械的性質

種別	径	材質	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
主筋	D25	SD345	393.3	564.4	23.3
せん断補強筋	D10	SD295A	380.0	521.9	20.2

3.3 載荷方法

載荷は、図-4 に示す福山大学設置の建研式載荷装置を用いた。柱頭の水平変位制御とし、水平変位および鉛直変位は各 2 個ずつ取り付け測定し、平均値を用いる。加力サイクルは、変位部材角  $R(=\delta/H)$  による変位制御として、 $R=0.25(10^{-2}\text{rad})$  を正負 1 サイクル載荷を行い、 $0.5(10^{-2}\text{rad})$  を正負 2 サイクル行う。その後、 $0.5(10^{-2}\text{rad})$  ずつ増加させる毎に各 2 サイクルずつ  $3.0(10^{-2}\text{rad})$  まで繰返し載荷を行う。その後、 $4.0(10^{-2}\text{rad})$  を 2 サイクル載荷した後、 $5.0(10^{-2}\text{rad})$  を 1 サイクル載荷を行い実験を終了した。

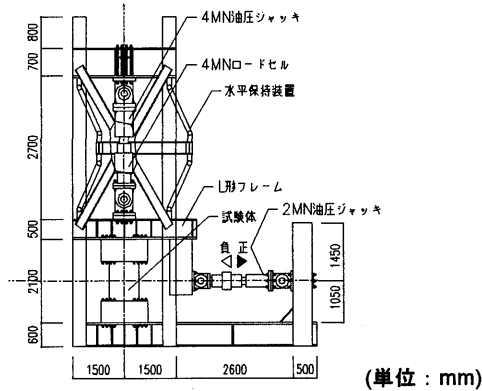


図-4 建研式載荷装置

4. 実験結果

4.1 破壊性状

図-5 に最大耐力時の破壊状況を示す。最大耐力時には、全試験体とも斜張力ひび割れが発生している。継手のある試験体は、継手のない試験体(B-00)に比べ、ひび割れが少ない傾向がある。継手形状の違いについてみると、 $180^\circ$  フック付の継手の試験体(B-10)に比べ鉄筋網継手の試験体(B-30)は、若干コンクリートのふくらみが見られた。しかし、全試験体において明確な

	B-00	B-10	B-30
	継手なし	重ね継手(180° フック付)	重ね継手(鉄筋網)
$Q_{max}$	741	910	867
R	1.0[1/100]	1.0[1/100]	1.0[1/100]

注)  $Q_{max}$ : 最大耐力(kN), R: 最大耐力時の部材角( $10^{-2}\text{rad}$ )

図-5 最大耐力時の破壊状況

破壊性状の違いは見られなかった。

全試験体において、変位部材角 R が  $2.0 \times 10^{-2}\text{rad}$  (1/50) では、短スパン梁の試験体ということもありません。また、変位部材角 R が  $3.0 \times 10^{-2}\text{rad}$  (1/33) 以降においてせん断補強筋内のコンクリートに着目すると、 $180^\circ$  フック付の継手の試験体(B-10)が最も内部コンクリートの拘束が大きく、継手のない試験体(B-00)と鉄筋網継手の試験体(B-30)においては大きな違いは見られなかった。

4.2 履歴特性

図-6 に履歴性状を示す。荷重-変形曲線では、縦軸に水平荷重 Q(kN)、横軸に変位部材角 R( $10^{-2}\text{rad}$ )を示す。また、図中には正負の最大耐力および最大耐力時の部材角を [ ] 内に示す。

最大耐力は、継手のない試験体(B-00)に対して、 $180^\circ$  フック付の継手の試験体(B-10)および鉄筋網継手の試験体(B-30)では約 1.2 倍の最大耐力となった。

また、継手のない試験体(B-00)においては、最大耐力以降に耐力は低下するものの急激な耐力低下は見られなかった。一方、継手を設けた試験体においては、最大耐力以降に急激な耐力低下が生じた。継手のない試験体(B-00)では、継手を設けていないため継手部のせん断補強筋の肌別れが生じていないためと考えられ

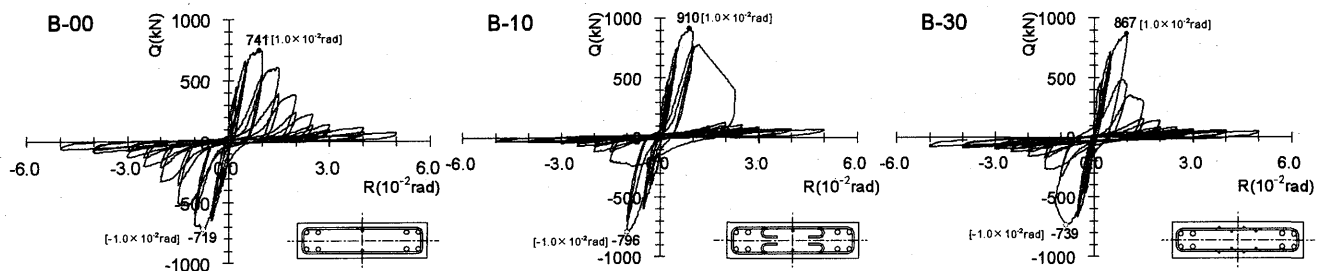


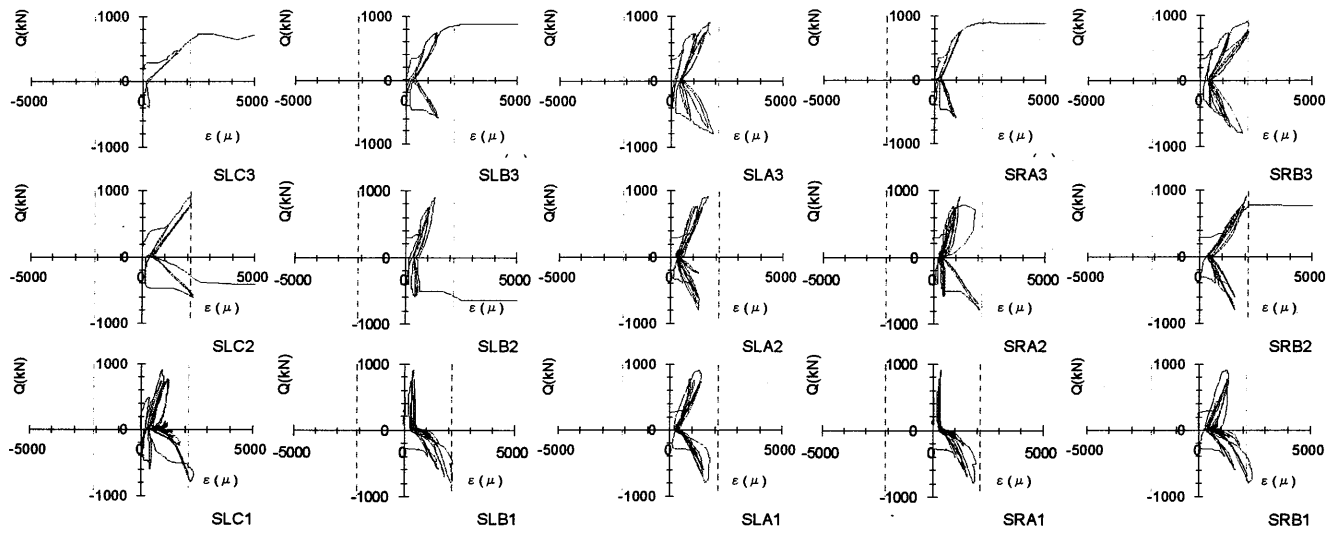
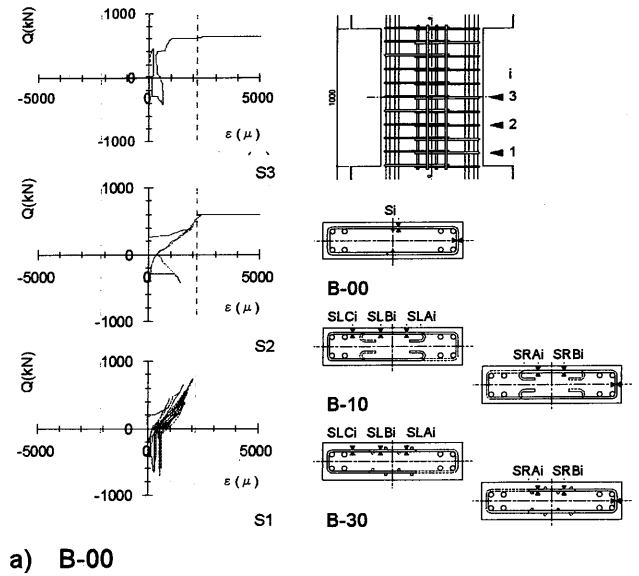
図-6 履歴性状

る。しかし、最大耐力以降の耐力低下については、梁部材においては、設計条件として柱端部に塑性ヒンジを計画し梁端部には塑性ヒンジを許容しておらず、梁部材には大変形が生じないため問題ないと考えられる。

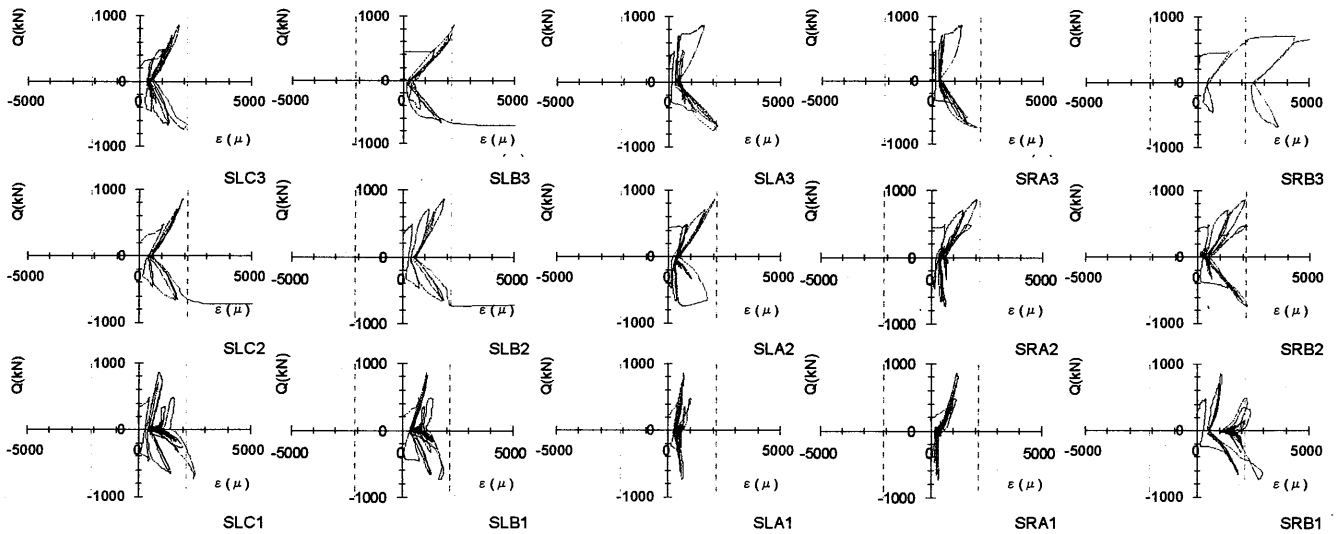
### 4.3 せん断補強筋のひずみ

せん断補強筋のひずみ状況(荷重-ひずみ関係)を図-7に、正加力ピーク時のひずみの推移を図-8に示す。図中の点線は、せん断補強筋の降伏ひずみを示している。ゲージは、図-7 および図-8 中に示す位置に貼り付け、ひずみは鉄筋の裏表に貼り付けたゲージの平均値を用いている。

継手のない試験体(B-00)は早期にひずみが大きくなり最大耐力に達する以前に降伏ひずみに達している。一方、継手のある試験体においては、最大耐力時に降伏ひずみに達している。

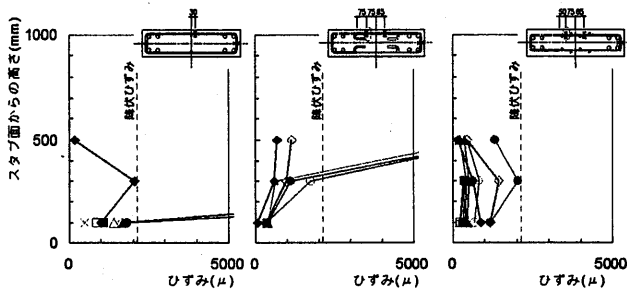


### b) B-10

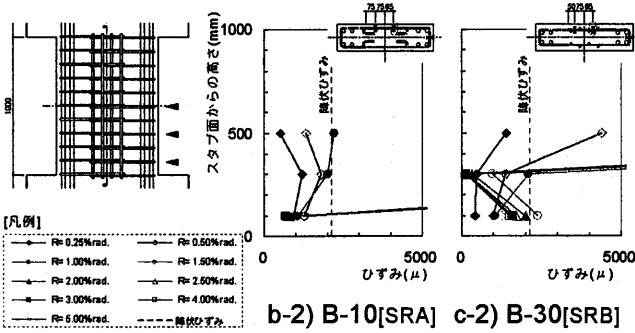


### c) B-30

図-7 せん断補強筋のひずみ状況



a) B-00[s]      b-1) B-10[SRA]      c-1) B-30[SRB]



b-2) B-10[SRA]      c-2) B-30[SRB]

図-8 せん断補強筋のピーク時のひずみの推移

180° フック付の継手の試験体(B-10)においては、継手部において対になる鉄筋のフックに近い箇所のゲージ(ゲージ名 SRB, SLB)のひずみが大きくなっている。また、鉄筋網継手の試験体(B-30)においても同様に対になる横方向鉄筋に近い箇所(ゲージ名 SRB, SLB)のひずみが大きくなっている。

図-8 のピーク時のひずみの推移に着目すると、継手のある試験体(B-10, B-30)においては、継手のない試験体(B-00)に比べひずみの発生が遅く、180° フック付の継手の試験体(B-10)は継手先端部で、鉄筋網継手の試験体(B-30)は継手部中側のひずみが最大体力付近から急激に増大している。

### 5. 終局耐力の評価

算定した終局耐力と実験値の比較を表-4 および図-9 に示す。終局耐力は、 $Q_{SU1}$  は A 法<sup>[2]</sup>を用い式(1)により、 $Q_{SU2}$  は荒川 min 式を用い式(1)により算定を行った。

$$Q_{SU1} = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (1)$$

$$Q_{SU2} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{w0} \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (2)$$

各試験体の最大耐力を比較してみると継手のない試験体(B-00)が最も小さく、鉄筋網継手の試験体(B-30)、180° フック付の継手の試験体(B-10)の順に大きくなっている。これは、重ね継手部分を中央に設けたことにより、梁中央部のコンクリートを継手部分で拘束し

表-4 終局耐力と実験値の比較

試験体名	継手形状	終局せん断耐力 $Q_{SU}$		実験値			$Q_{exp} / Q_{SU}$	
		$Q_{SU1}$ (kN)	$Q_{SU2}$ (kN)	正側 $+Q_{exp}$ (kN)	負側 $-Q_{exp}$ (kN)	最大 $Q_{exp}$ (kN)	$Q_{SU1}$	$Q_{SU2}$
							$Q_{exp}$	$Q_{exp}$
B-00	継手なし	745.2	799.3	741	719	741	1.01	1.08
B-10	フック付 重ね継手	745.2	799.3	910	796	910	0.82	0.88
B-30	鉄筋網 継手	745.2	799.3	867	739	867	0.86	0.92

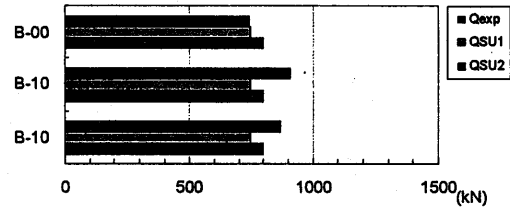


図-9 耐力一覧

ていることにより最大耐力が大きくなっていると考えられる。特に、180° フック付の継手の試験体(B-10)が顕著に現れているといえる。

式(1)により算定した  $Q_{SU1}$  により耐力を評価すると継手のない試験体(B-00)においてはほぼ同等の値となっているが、若干危険側の評価となる。一方、 $Q_{SU2}$  により耐力を評価すると継手を設けた試験体においては、より実験値に近い評価となる。

### 6. まとめ

最大耐力は、継手のない試験体に対し、継手を設けた試験体の耐力が 1.2 倍程度大きくなった。また、変位部材角  $R$  が 1.0 ( $10^{-2}$ rad, 1/100)までは、同様の履歴特性を示した。変位部材角  $R$  が 1.5 ( $10^{-2}$ rad, 1/66)では、継手を設けた試験体は、急激な耐力低下を生じたが、最大耐力以降の耐力低下については、梁部材(特に基礎梁)においては、設計条件として柱端部に塑性ヒンジを計画し梁端部には塑性ヒンジを許容しておらず、梁部材には大変形が生じないため問題ないと考えられる。

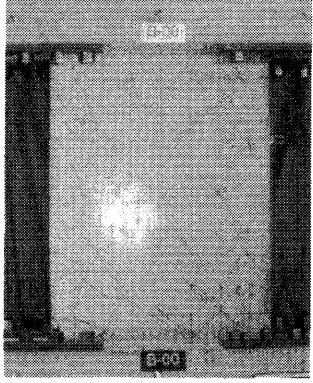
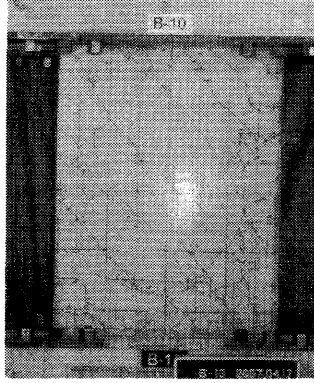


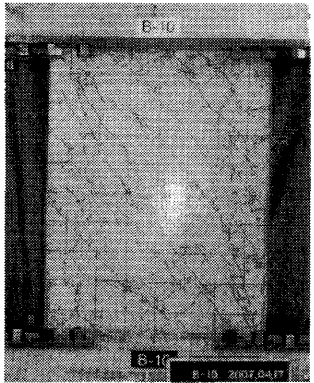
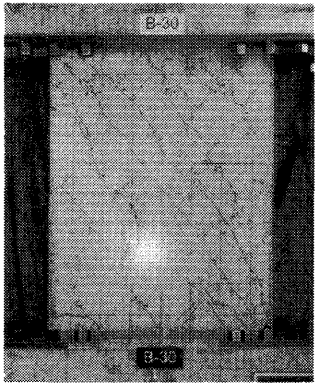
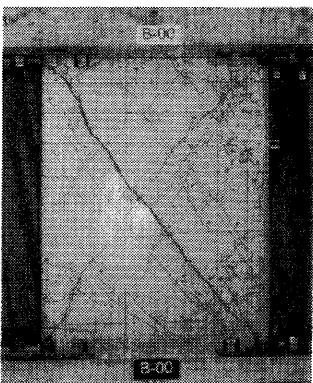
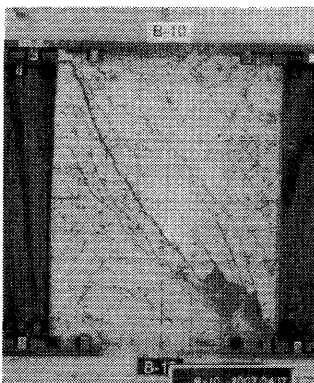
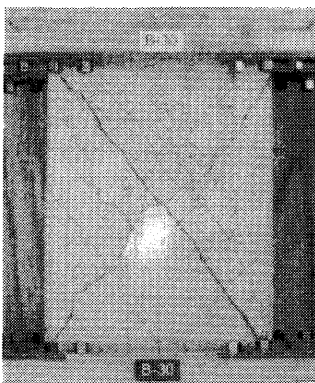
### 謝辞

本研究は、福山大学工学部建築学科 森山誠広氏の卒業研究として実施されました。ここに記して謝意を表します。

### 参考文献

- [1] F・レオンハルト, E・メニッヒ: レオンハルトのコンクリート講座③ 鉄筋コンクリートの配筋, 鹿島出版会, pp.32-74, 昭和 60 年 04 月
- [2] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・解説, pp.15-17, 142-162, 1997.07

付録 破壊の推移

	B-00 継手なし	B-10 180°フック付継手	B-30 鉄筋網継手
$R=0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ [1/200]			
$R=1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ [1/100]			
$R=1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ [1/66]			
$R=2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ [1/50]	