

論文 場所打ちコンクリート杭への高強度せん断補強筋の適用に関する考察

長江拓也*1・香取慶一*2・林静雄*3

要旨：現在，建築物の高層化，また拡底杭工法の普及により，場所打ちコンクリート杭は，せん断に対して合理的な設計が要求される。本研究では，普通強度せん断補強筋，1300MPa級の高強度せん断補強筋，及び二重鉄筋籠によってせん断補強した場所打ちコンクリート杭を対象として，計 12 体の試験体について曲げせん断実験を行ない，終局性状，せん断ひびわれ性状に対する各補強方法の性能について考察を行なった。

キーワード：場所打ちコンクリート杭,高強度せん断補強筋,二重鉄筋籠,ひび割れ幅

1.はじめに

現在，建築物の高層化，また拡底杭工法の普及により，場所打ちコンクリート杭は，せん断に対して合理的な設計が要求される。

しかし，場所打ちコンクリート杭を対象とした実験資料が乏しいため，せん断補強の効果を合理的に反映した設計は行なわれていない。今後，基礎構造の耐震設計法が，終局強度型，性能規定型に移行していくにあたって，解決しなければいけない問題である。

本研究では，普通強度せん断補強筋だけでなく，1300MPa級の高強度せん断補強筋，及び二重鉄筋籠によってせん断補強した場所打ちコンクリート杭を対象として，終局性状，及びせん断ひび割れ性状について考察を行なった。

表-1 試験体諸元

	D (mm)	M/QD	pg (%)	pw (%)	wCy (MPa)	pw*wCy (MPa)	σ0 (MPa)
NO.1	300	1.5	2.15 (12-D13)	0	-	-	3.0
NO.2	300	1.5	2.15 (12-D13)	0.09 (φ4.0@100)	488	0.46	3.0
NO.3	300	1.5	2.15 (12-D13)	0.19 (φ4.0@50)	488	0.92	3.0
NO.4	300	1.5	2.15 (12-D13)	0.30 (φ5.0@50)	441	1.33	3.0
NO.5	300	1.5	2.15 (12-D13)	0.07 (φ3.2@85)	1320	0.94	3.0
NO.6	300	1.5	2.15 (12-D13)	0.14 (φ4.0@70)	1309	1.77	3.0
NO.7	300	1.5	2.15 (12-D13)	0.22 (U5.0@70)	1332	2.86	3.0
NO.8*	300	1.5	2.15 (12-D13) (千鳥状)	0.32 (φ4.0@60) (二重)	488	1.54	3.0
NO.9*	300	1.5	2.15 (12-D13) (千鳥状)	0.60 (φ5.0@50) (二重)	441	2.65	3.0
NO.10	300	1.5	2.15 (12-D13)	0.09 (φ4.0@100)	488	0.46	0
NO.11	300	1.5	2.15 (12-D13)	0.07 (φ3.2@85)	1320	0.94	0
NO.12	300	3.0	1.43 (8-D13)	0.09 (φ4.0@100)	488	0.46	3.0

*鉄筋籠を二重に配した試験体であり，pwは内籠と外籠の和で評価した
 D:杭径 M/QD:せん断スパン比 pg:全主筋比 (As/Ac)
 pw:等価断面積の正方形に置換した場合のせん断補強筋比
 wCy:せん断補強筋降伏強度 σ0:軸方向応力度
 As:主筋全断面積 Ac:杭体全断面積

2.実験概要

2.1 試験体

試験体諸元を表-1に，試験体の配筋を図-1に示す。試験体は，直径 300mm

*1 東京工業大学大学院 総合理工学研究科 環境物理工学専攻 (正会員)

*2 東京工業大学助手 建築物理研究センター 工修 (正会員)

*3 東京工業大学教授 建築物理研究センター 工博 (正会員)

の模型体であり、せん断補強はすべてスパイラルによる。NO.12を除くすべての試験体は、せん断スパン比を1.5、全主筋比を2.15%とし、現状の場所打ちコンクリート杭に比べせん断応力レベルを高めに行っている。軸力については、長期軸力相当の軸方向応力度 $\sigma_0=3.0\text{MPa}$ を主とし、せん断補強筋の降伏強度 $w\sigma_y$ 、せん断補強筋比 p_w 、鉄筋籠の配置方法を変化させることで、曲げ降伏前のせん断破壊から、曲げ降伏後のせん断破壊まで観察できるように計画した。この場合の曲げ降伏後のせん断破壊とは、ヒンジ部の塑性変形の進展に伴うせん断伝達機構の破壊を意味する。

NO.12においては、せん断スパン比を3.0、全主筋比を1.43%とし、現状の場所打ちコンクリート杭におけるせん断応力レベルとしている。この杭においては、等価断面の正方形に置換して修正荒川式により求めたせん断強度が、e関数法によって求めた曲げ終局強度時のせん断力に対して1.2倍の余裕度を持つようせん断補強筋比を設定した。

試験体に使用した鋼材、及びコンクリートの力学的性質を表-2に示す。主筋にはSD390

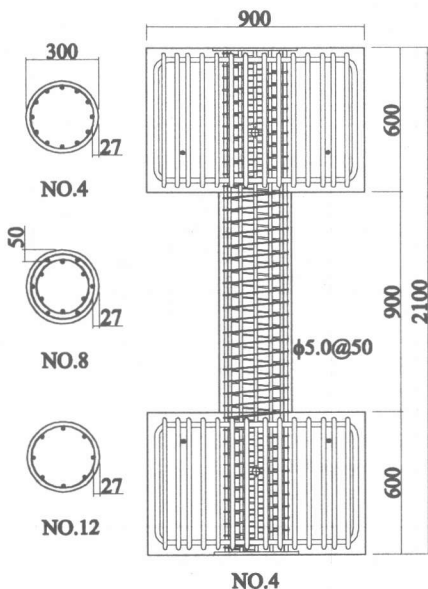


図-1 試験体配筋図

表-2 使用材料の力学的性質

	鋼材			コンクリート		
	σ_y (MPa)	σ_t (MPa)	E_s (GPa)		σ_B (MPa)	E_c (GPa)
D13	422	597	185	NO.1	(29.8)	-
U5.0*	1332	1442	213	NO.2	29.5	26.3
φ4.0(高強度)*	1309	1499	216	NO.3	(30.2)	-
φ3.2(高強度)*	1320	1528	224	NO.4	(30.3)	-
φ5.0	441	540	196	NO.5	(30.5)	-
φ4.0	488	606	183	NO.6	30.9	26.1
σ_y :降伏強度 σ_t :引張強度 E_s :ヤング係数 *0.2%オフセット値				NO.7	(31.0)	-
σ_B :圧縮強度 ()内は材齢による線形補間 E_c :ヤング係数				NO.8	(30.6)	-
				NO.9	(31.1)	-
				NO.10	(31.2)	-
				NO.11	(31.4)	-
				NO.12	31.6	26.1

を用い、せん断補強筋には焼き入れ・焼なましによって降伏強度を調整した鉄線、及び異形PC鋼棒を用いた。ただし、SD295クラスの普通強度せん断補強筋を想定した焼きなまし鉄線については、降伏強度が計画値ほど下がらず、高めの値になった。

使用骨材の最大粒径は13mmで、打設は縦打ちとした。

2.2 加力方法

NO.12以外の試験体は、図-2示す建研式の加力装置によって、試験体中央部が反曲点になるように逆対称正負交番繰り返し载荷とした。図には示さないが、NO.12においては、同様の試験体を片持ち梁形式で加力することにより、せん断スパン比を3.0とした。

加力サイクルについては、「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」¹⁾の規定により求めた短期許容せん断力

$$Q_a = 3/4 \cdot (5 + F_c/100) \cdot 1.5 \cdot A_s / \kappa$$

κ :せん断応力度分布係数 4/3 A_s :杭の断面積

[単位は F_c (kg/cm²), A_s (cm²)]

をせん断ひび割れ幅測定基準として採用し、前半は荷重制御とした。Q_aの1倍、2倍、2.5倍、3倍でそれぞれ正負1回ずつ繰り返す荷重制御を行ない、その後、部材角 $R=1/150$, $1/100$, $1/50$ でそれぞれ正負1回ずつ繰り返す

変位制御に切り替えた。最終的に、最大強度から9割程度に耐力低下するまで加力した。但し、急激な耐力低下が生じた場合はその時点で加力を終了した。

せん断スパン比 3.0 の試験体 NO.12 については、 $R=1/50$ の正負繰り返しまで終了した後、 $R=1/30$ で正負繰り返し、最終的に正側で $R=1/20$ をめざした。

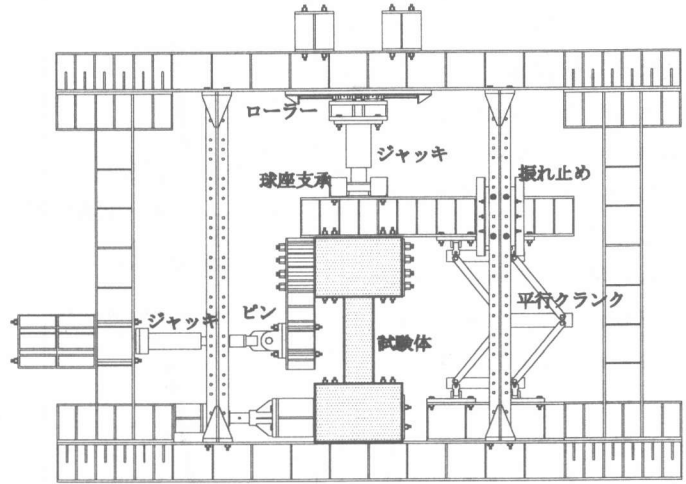


図-2 加力装置図

2.3 せん断ひび割れ幅

各サイクルのピーク時、及び除荷時にせん断ひび割れ幅の記録を行なった。ひび割れ幅の測定に関しては、ひび割れ長さ方向に対して直交の幅として扱った。

表-3 実験値及び諸強度計算値一覧

	expQsc (kN)	expQsu (kN)	Qa (kN)	calQsu1 (kN)	calQsu2 (kN)	calQf (kN)	expQsu /calQsu1	expQsu /calQsu2	expQsu /calQf
NO.1	123	141	47	77	114	189	1.84	1.24	0.75
NO.2	123	162	47	101	145	189	1.60	1.12	0.86
NO.3	107	194	47	131	160	189	1.48	1.21	1.03
NO.4	113	211	47	155	170	189	1.36	1.24	1.11
NO.5	127	164	47	129	161	189	1.27	1.02	0.87
NO.6	137	195	48	179	178	189	1.09	1.10	1.03
NO.7	137	196	48	224	196	189	0.87	1.00	1.04
NO.8	98	191	47	167	174	178	1.15	1.10	1.07
NO.9	118	208	48	232	194	178	0.90	1.07	1.17
NO.10	103	132	48	104	132	155	1.27	1.00	0.85
NO.11	108	130	48	131	146	155	1.00	0.89	0.84
NO.12	81	88	48	73	96	74	1.21	0.92	1.19

expQsc:せん断ひび割れ強度 expQsu:せん断強度
 Qa:センター指針に示される規定から求めた短期許容せん断力
 calQsu1:靱性保証型設計指針(本文)より求めたせん断強度
 calQsu2:修正荒川式より求めたせん断強度
 (calQsu1,calQsu2は、等価断面の正方形に置換して計算した。また、calQsu1では、pwに $\pi/4$ を乗じた)
 calQf:e関数法から求めた終局曲げ強度時せん断力

3. 実験結果

表-3 に実験値及び諸強度計算値一覧を示す。

3.1 破壊性状

NO.2,7,9,12 の最終破壊状況、及びせん断力-部材角関係を図-3、図-4 にそれぞれ示す。

NO.1,2,5 は主筋の降伏前にせん断破壊した。NO.10,11 は、最外縁から1,2段目の主筋が降伏しているが、e 関数

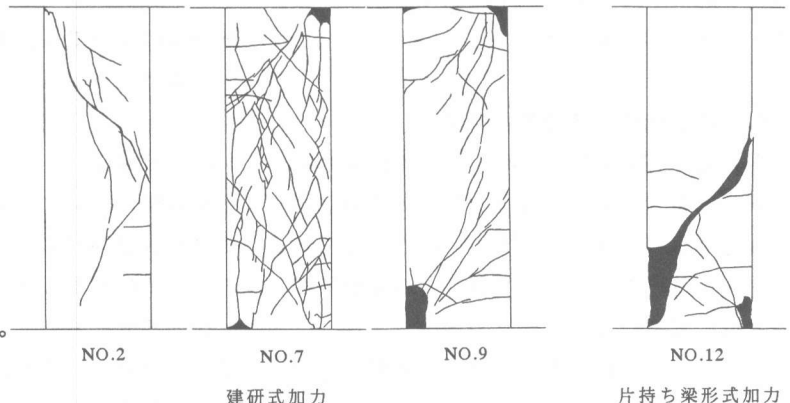


図-3 最終破壊状況

法から求めた曲げ終局強度（以降曲げ終局強度）に達する前にせん断破壊した。

これらを曲げ降伏前のせん断破壊に分類する。

NO.3,4,8 は、曲げ終局強度に達した後、 $R=1/50$ の正負繰り返しを終了する前に、せん断ひび割れの拡大と開口を伴ってせん断破壊した。NO.6,7 は、 $R=1/50$ の正負繰り返しにおいて耐力を保持したが、その後の繰り返しにより耐力が低下した。

これらを曲げ降伏後のせん断破壊に分類する。

NO.9 は、曲げ終局強度に達した後、加力終了時の $R=1/20$ まで耐力を保持し、図-4 に示すように、最終破壊状況においてもせん断ひび割れによる損傷は比較的少なかった。

せん断スパン比 3.0 の試験体 NO.12 は、大変形時まで曲げ破壊型の性状を示していたが、 $R=1/30$ を正負経験した後の正側 $R=1/45$ 付近で急激に耐力が低下し、最終的には図-3 に示すように、曲げ降伏後のせん断破壊となった。

3.2 実験値及び諸強度計算値

最大強度実験値とせん断強度計算値の比較を表-3、図-5 に示す。検証した算定式は、靱性保証型設計指針(本文)²⁾ に示されるせん断強度式、及び修正荒川式であり、等価断面の正方形に置換して適用した。

図より、いずれの式も計算値は実験値を安全側に評価していることがわかる。しかし、高強度せん断補強筋を使用した $pw=0.07\%$ の

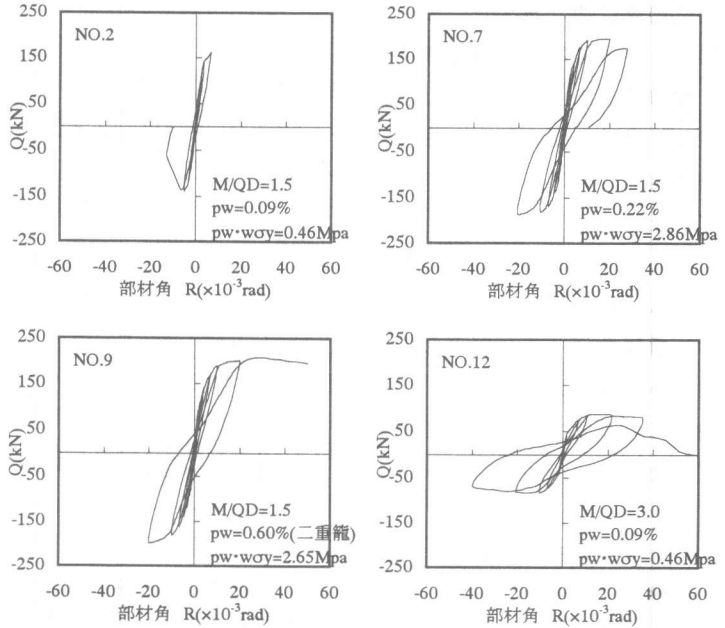


図-4 せん断力-部材角関係

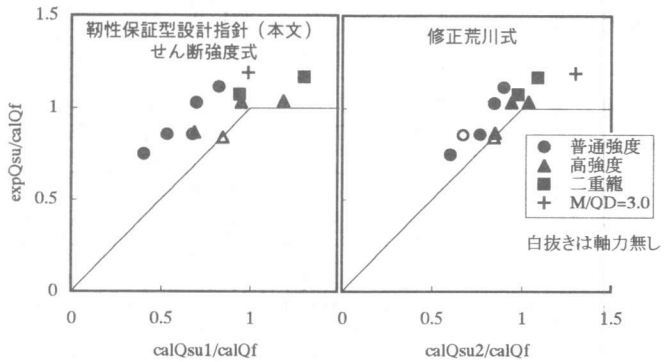


図-5 最大強度実験値とせん断強度計算値の比較

試験体については、他の試験体より安全率の低い評価となった。

3.3 包絡線

せん断スパン比 1.5 の試験体における包絡線の比較を図-6 に示す。NO.1,3,4,5 は、図-4 の NO.2 に示すように、正側の加力を経験した後、負側において耐力低下を伴うせん断破壊となったが、全て正側において最大耐力に達しているため、正側における包絡線において比較を行なう。

(a)せん断補強筋が普通強度の場合、せん断補強筋量が増加するに従い、せん断強度が上昇するが、 $pw=0.30\%$ の試験体においても曲げ降伏後にせん断破壊している。二重籠にすることにより $pw=0.60\%$ とした試験体は、主筋の配筋が千鳥状であるため、曲げ終局強度が若干低めになったが、曲げ降伏後の変形能力は大幅に増大している。

(b)せん断補強筋が高強度の場合も、せん断補強筋量の増加によりせん断耐力が上昇している。 $pw=0.14\%$ 以上で曲げ降伏し、 $R=1/50$ まで耐力を保持している。

(c)普通強度と高強度のせん断補強筋を用いたそれぞれの試験体において、軸力が作用する場合と軸力が作用しない場合を比較すると、双方とも軸力により、同程度せん断強度が上昇している。

(d)普通強度と高強度のせん断補強筋を用いて pw を等しくした場合を比較すると、高強度せん断補強筋を用いた方が、曲げ降伏前にせん断破壊する場合 (NO.10, 11)、曲げ降伏後にせん断破壊場合 (NO.3, 7) のいずれにおいても変形性能に優れている。

(e)普通強度と高強度のせん断補強筋を用いて $pw \cdot w\sigma_y$ を等しくした場合を比較すると、普通強度せん断補強を用いた方が、曲げ降伏前にせん断破壊する場合 (NO.3,5) のせん断強度、曲げ降伏後にせん断破壊する場合 (NO.7,9) の変形性能ともに優れている。

3.4 せん断ひび割れ幅

ピーク時荷重が、短期許容せん断力の3倍 ($Q=141\text{kN}$) のサイクルにおける、ピーク時、及びピーク時直後の除荷時 ($Q=0\text{kN}$) の最大せん断ひび割れ幅と pw の関係を図-7に示す。ここで検討する試験体は $\sigma_0=3.0\text{MPa}$ のもので、この時点で主筋降伏は始まっていない。

ピーク時、除荷時とも pw が増加するにしたがって、最大せん断ひび割れ幅が小さくな

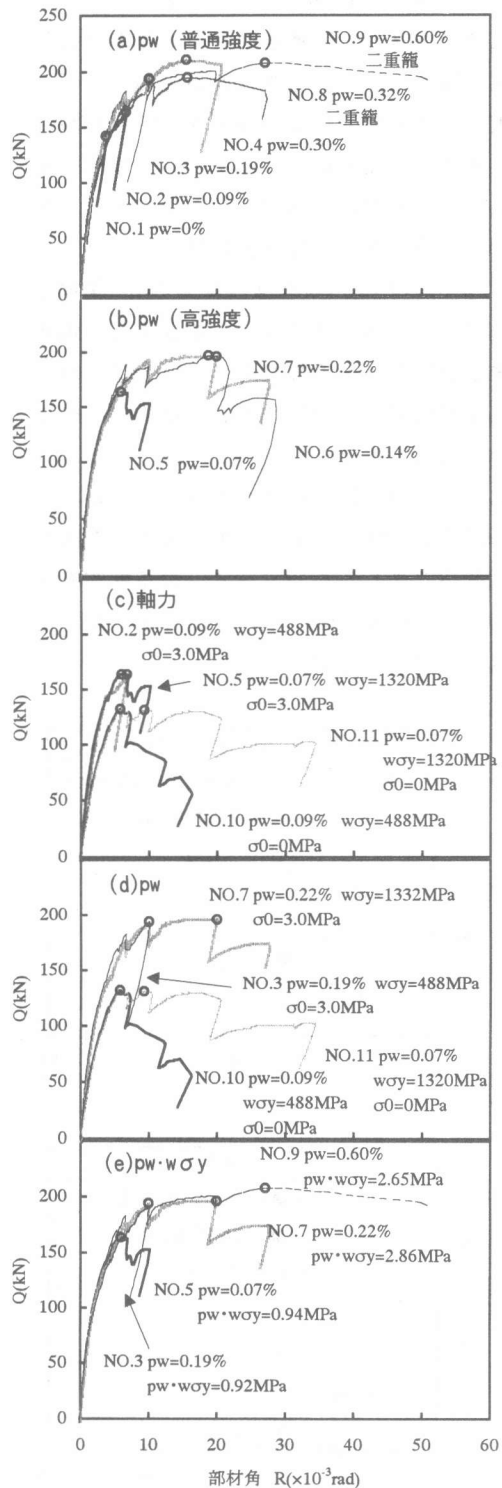


図-6 包絡線比較

っているが、高強度せん断補強筋を用いた場合と普通強度せん断補強筋を用いた場合において二通りの関係があり、 p_w が等しければ高強度せん断補強筋の方が最大せん断ひび割れ幅を小さく抑える傾向にある。これは高強度せん断補強筋が、局部的な塑性化に対して余裕があったことによると推察される。また、NO.7に用いたせん断補強筋は異形PC鋼棒であるが、その他の試験体は、焼き入れ、焼きなましを行なった鉄線を用いていることから、せん断補強筋の表面形状の影響によるものではないと言える。

二重鉄筋籠の試験体について見ると、 $p_w=0.3\%$ で通常の一重鉄筋籠と最大せん断ひび割れ幅が等しくなっている。二重鉄筋籠で $p_w=0.6\%$ の試験体は、さらに最大せん断ひび割れを小さく抑えている。

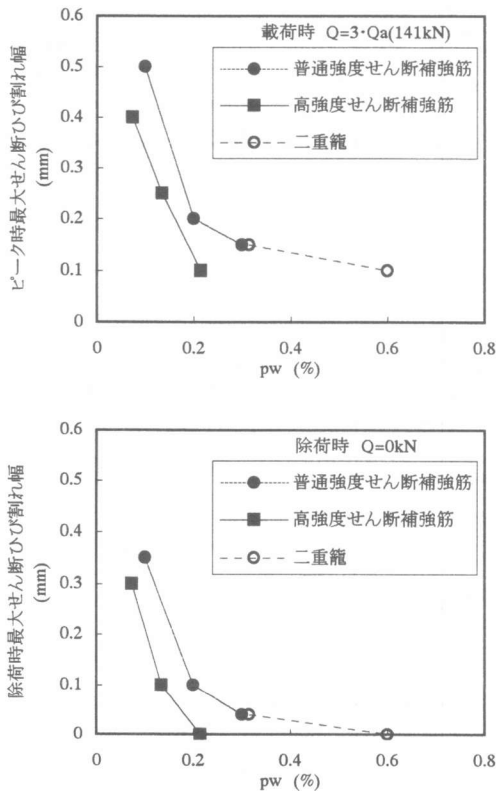


図-7 最大せん断ひび割れ幅 - p_w 関係

4. まとめ

今回の場所打ちコンクリート杭を対象とした曲げせん断実験により、以下の知見を得た。

(1)せん断余裕度 1.2を確保したせん断スパン比 3.0, $p_w=0.09\%$ の試験体は、曲げ降伏後、 $R=1/30$ の繰り返しにより、急激な耐力低下を伴うせん断破壊に至った。

(2) p_w が等しい場合、高強度せん断補強筋を用いたものは、普通強度せん断補強筋を用いたものに比べ、曲げ降伏前にせん断破壊する場合、曲げ降伏後にせん断破壊する場合のいずれにおいても変形性能に優れている。

(3) $p_w \cdot w_{oy}$ が等しい場合、普通強度せん断補強を用いたものは、高強度せん断補強筋を用いたものに比べ、曲げ降伏前にせん断破壊する場合のせん断強度、曲げ降伏後にせん断破壊する場合の変形性能ともに優れている。

(4)ピーク時荷重が短期許容せん断力の3倍 ($Q=141kN$)となるサイクルのピーク時、及びピーク時直後の除荷時 ($Q=0kN$)最大せん断ひび割れ幅は、 p_w が等しい場合において、高強度せん断補強筋の方が、普通強度せん断補強筋に比べ、小さく抑える傾向にあった。

(5)鉄筋籠を二重に配することにより、せん断補強筋量を増やした試験体は、最大せん断ひび割れ幅の抑制、及び終局時の変形性能改善に効果が認められた。

謝辞

本研究は、東京工業大学建築物理研究センター全国共同研究の一貫として行なわれたものであります。また、本研究に際して、高周波熱錬株式会社から多大なご協力を頂きました。ここに関係者各位に対して深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1)地震力に対する建築物の基礎の設計指針，日本建築センター，pp.24-31，1984
- 2)鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説，日本建築学会，pp.14-17，1997