

論文

[2107] 連続繊維を梁主筋とした柱梁内部接合部の挙動

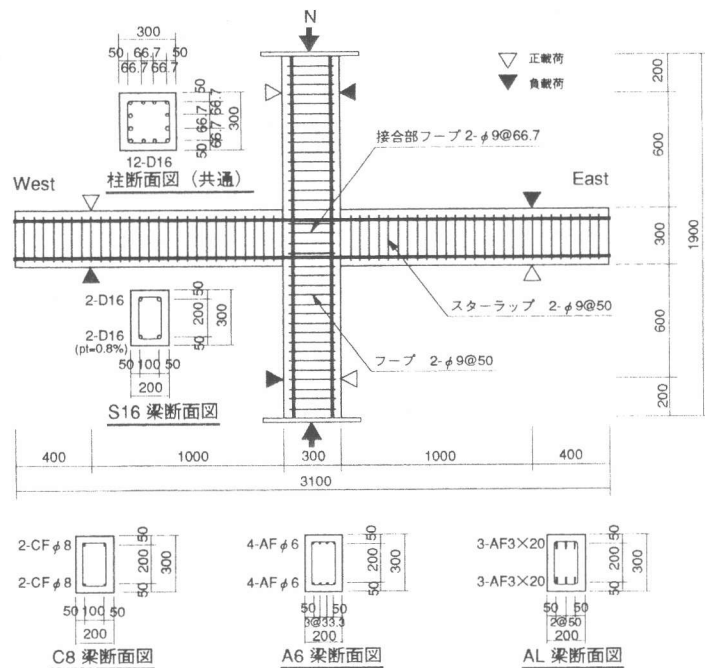
正会員○山田 守 (大林組技術研究所)
 同 木村耕三 (大林組技術研究所)
 同 小島克朗 (大林組技術研究所)

1. はじめに

近年、鉄筋に代わる材料として高強度、高弾性の繊維を用いた連続繊維補強材の研究が進み、次第に連続繊維補強コンクリート造架構の実現への気運が高まってきた。これまでのところ、連続繊維補強コンクリートの部材等の実験が多く行われているが、架構を実現させるために必要となる柱梁接合部の挙動に関する研究は行われていない。

RC造の柱梁内部接合部では、通常、梁主筋は通し配筋とするが、細径で、かつ高引張強度を有する連続繊維補強材を梁通し配筋として用いると、接合部内での付着・定着がかなり厳しくなることが予想される。RC造の場合、梁通し配筋の付着・定着が劣化すると、①主筋の抜け出し量が増え、架構の復元力特性が逆S化となる、②隣接梁の曲げ圧縮負担が増大し、ヒンジ部の曲げ耐力の低下が生じる、等の弊害があることが知られている [1]。

本論文の目的は、連続繊維補強コンクリート造架構を実現させる第一段階として、4種類の梁主筋—異形鉄筋、炭素繊維棒材、異形アラミド繊維棒材、板状アラミド繊維棒材—を用いて柱梁内部接合部の実験を行い、梁通し配筋の付着・定着性状が架構の耐力、復元力特性に与える影響について考察することである。



図—1 試験体詳細

表—1 試験体の諸元

試験体		梁主筋					コンクリート	
名称	付着指標	配筋	弾性係数 (kgf/cm ²)	降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	
S16	(Steel)	10.8	2-D16	1,960,000	3,573	5,510	309	25
C8	(Carbon)	30.6	2-CF φ8	1,460,000	—	20,200	309	25
A6	(Aramid)	20.8	4-AF φ6	540,000	—	19,000	335	31
AL	(Aramid Plate)	10.6	3-AF3×20	510,000	—	11,200	335	31

2. 実験概要

2. 1. 試験体

図-1および表-1に実験に供した試験体4体の詳細を示す。試験体は、柱梁内部接合部を模した十字型試験体で、実物の約1/2である。本実験では梁主筋の付着・定着性状に着目し、梁主筋の種類だけを実験パラメータとした。なお、柱主筋(12-D16、 $\sigma_y = 3573 \text{kgf/cm}^2$)、柱フープ(2- $\phi 9$ 、 $\sigma_y = 3427 \text{kgf/cm}^2$)、梁スターラップ(2- $\phi 9$ 、 $\sigma_y = 3427 \text{kgf/cm}^2$)の仕様、およびコンクリートの設計基準強度($F_c = 240 \text{kgf/cm}^2$)、は共通とした。S16試験体は異形鉄筋D16、C8試験体は綾巻き付き炭素繊維棒材(呼び径8mm)、A6試験体は異形アラミド繊維棒材(呼び径6mm)、ALは板状アラミド繊維棒材(3mm×20mm)をそれぞれ梁主筋に用いた。使用した鉄筋および連続繊維棒材の諸性質は表-1中に示す。ただし、連続繊維棒材の引張強度及び弾性係数はカタログ値を引用した。

4体の試験体の梁曲げ耐力は近似するように設計しており、いずれも梁破壊先行型となるように柱と接合部には十分な補強筋を施している。表-1中に記した梁通し配筋の付着指標 μ は、終局強度型耐震設計指針[3](以下、指針と略す。)に従って次式で算出した。

$$\mu = \frac{\sigma_y \cdot d_b}{D \cdot \sqrt{\sigma_B}} = \frac{4\sigma_y \cdot a_s}{D \cdot \phi \cdot \sqrt{\sigma_B}} \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 d_b ：主筋径

D ：柱幅

a_s ：梁主筋断面積

σ_B ：コンクリート実強度

ϕ ：梁主筋周長

σ_y ：梁主筋降伏強度(連続繊維棒材の場合は引張強度)

異形鉄筋を用いたS16試験体は指針の条件 $\mu \leq 12.5$ を満足している。しかし、連続繊維棒材をいた試験体の内、C8、A6試験5体はこの条件を満足していない。板状の連続繊維棒材を用いたALは、主筋断面積 a_s に比べて周長 ϕ が大きくとれるため、S16試験体と同等の付着指標となっている。

2. 2. 加力方法

加力は、試験体柱頭部に一定軸力 50kgf/cm^2 ($N/b \cdot d \cdot F_c = 0.2$)を与え、梁両端に正負交番繰返し荷重を加えた。変位制御で層間変形角 $R = 0.0025 \sim 0.05$ を各々2サイクル繰り返した後、可能な試験体に付いては $R = 0.08$ まで加力した。測定は、荷重をロードセル、変形を高感度型変位計、鉄筋及び連続繊維棒材のひずみをひずみゲージによって行った。梁主筋の抜け出し

試験体	初曲げひびわれ	最終破壊状況
S16	R=+0.0025 bQ=0.8tf 	
C8	R=+0.0025 bQ=0.58tf 	
A6	R=+0.0025 bQ=0.70tf 	
AL	R=+0.0025 bQ=0.70tf 	

図-2 ひびわれ状況

表一2 計算値と実験値の比較

試験体名	計算値				実験値			
	曲げひびわれ bQcal(tonf)	主筋降伏 bQycal(tonf)	最大耐力 bQucal(tonf)	破壊モード	曲げひびわれ bQc(tonf)	主筋降伏 bQy(tonf)	最大耐力 bQu(tonf)	破壊モード
S16	0.90	3.19	3.51	梁主筋降伏 の後圧壊	0.80 (0.89)	2.80 (0.88)	3.56 (1.01)	梁主筋降伏 の後圧壊
C8	0.82	—	4.75	梁主筋破断	0.58 (0.71)	—	3.16 (0.67)	圧壊
A6	1.00	—	3.77	圧壊	0.70 (0.70)	—	3.41 (0.90)	圧壊
AL	1.00	—	4.99	梁主筋破断	0.70 (0.70)	—	3.19 (0.64)	梁主筋破断

()内は実験値/計算値

量は、梁主筋の危険断面上にアルミ棒を接着し、これをコンクリート欠き込みから試験体の外まで伸ばし、柱面との相対変位量として変位計で測定した。

3. 実験結果及び考察

3. 1. ひびわれ状況

図一2に初曲げひびわれ発生時と最終破壊状況を示す。いずれの試験体もひびわれは梁端部に集中し、柱の曲げひびわれ、パネルのせん断ひびわれは、少量しか発生していない。連続繊維棒材を用いた試験体の初曲げひびわれは、発生と同時に圧縮筋近傍にまで達している。

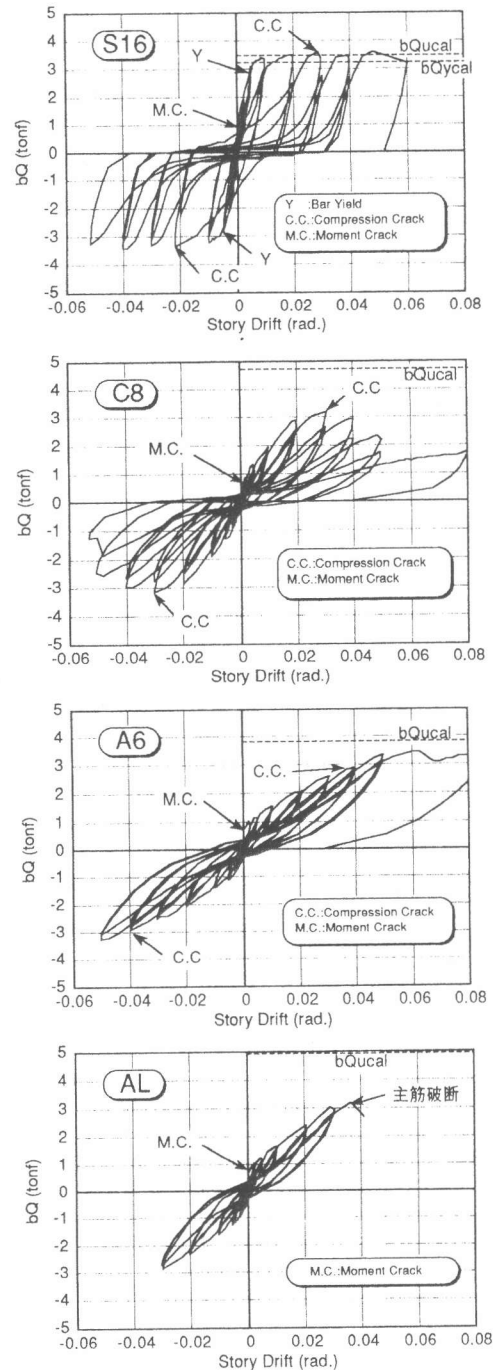
C8試験体の梁の曲げひびわれ発生本数はS16試験体よりも少なく、梁端部に発生したひびわれ幅が大きく開いており、丸鋼を用いた場合の破壊形式に類似している。A6試験体の曲げひびわれ発生本数はS16試験体よりも多く、アラミド繊維筋の表面に設けられた横ふしが曲げひびわれの分散性に対して効果的であったと考えられる。AL試験体のひびわれ分散は、S16試験体と同程度である。

3. 2. 梁せん断力bQ—層間変形角R関係

表一2に弾性計算で求めたひびわれ荷重、e関数法で求めた降伏荷重、最大耐力及び破壊モードと実験値の比較、図一3に梁せん断力bQと層間変形角Rの関係を示す。弾性計算及びe関数法には、表一1に記した材料諸性質を用いた。

S16試験体はR=0.005で梁主筋が降伏し、R=0.03から梁端で圧縮ひびわれが生じ、最終的にはここで圧壊した。梁せん断力—層間変形角関係はR=0.02から典型的なスリップ性状を示しており、この時点で接合部内で梁主筋の付着劣化が著しく進んだと考えられる。最大耐力、破壊モードともe関数法で求めた計算結果と良く一致している。

C8試験体の破壊モードは、e関数の計算結果とは異なり、梁主筋が破断することなく梁端部のコンクリートの圧壊で耐力が決まった。したがって、最大耐力はe関数法で得られた計算値の0.67倍と小さい。圧縮ひびわれ



図一3 梁せん断力-層間変形角関係

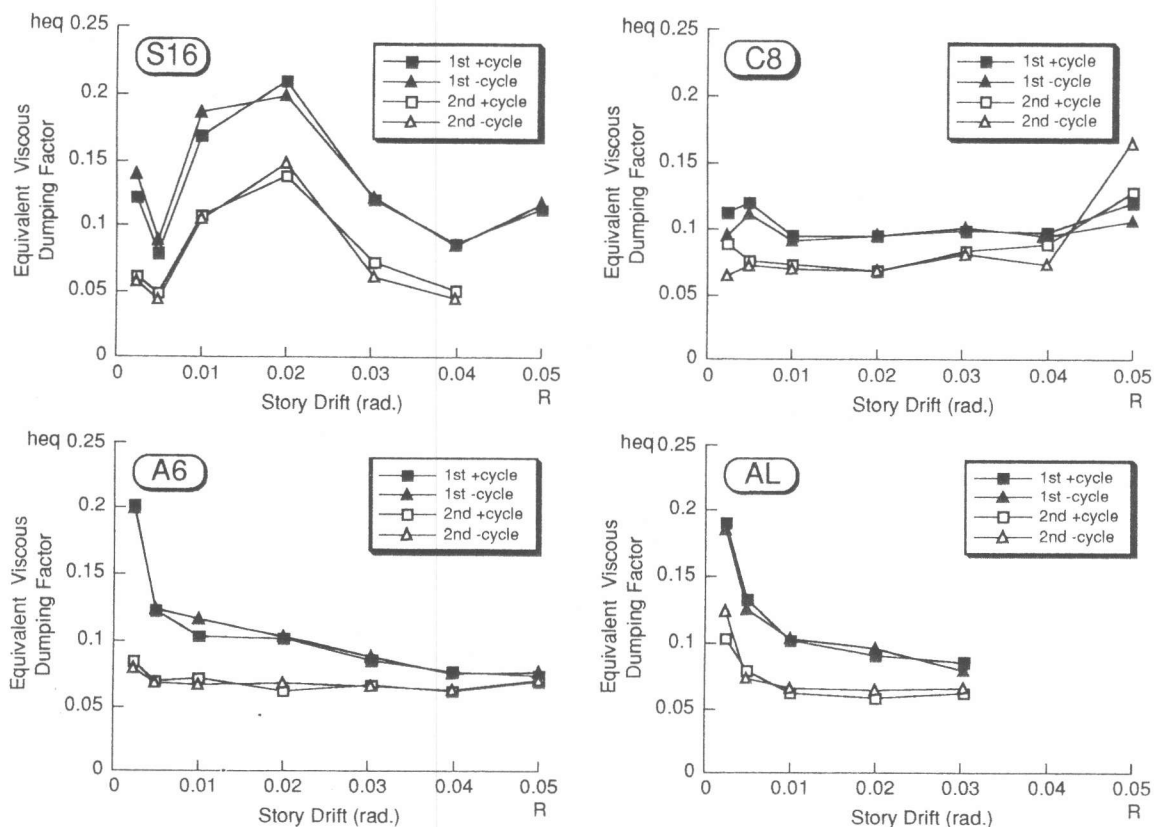


図-4 等価粘性減衰定数

が発生したのは S 1 6 試験体同様 $R=0.03$ であったが、それ以後のせん断力の低下が著しい。これは、梁端部のひびわれだけが大きく開き変形が集中し、圧壊が進行したためと考えられる。梁せん断力-層間変形角関係は原点指向型であり、付着指標 μ から推定されるようなスリップ性状は示していない。

A 6 試験体の最大耐力は e 関数法で求めた計算値の 0.90 倍で、前述したように曲げひびわれが良好に分散しているため圧縮ひびわれは $R=0.04$ で始まり、その後もせん断力は低下することなく大変形 $R=0.08$ でも最大荷重を維持している。梁せん断力-層間変形角関係は、C 8 試験体同様極端なスリップ性状は示していない。

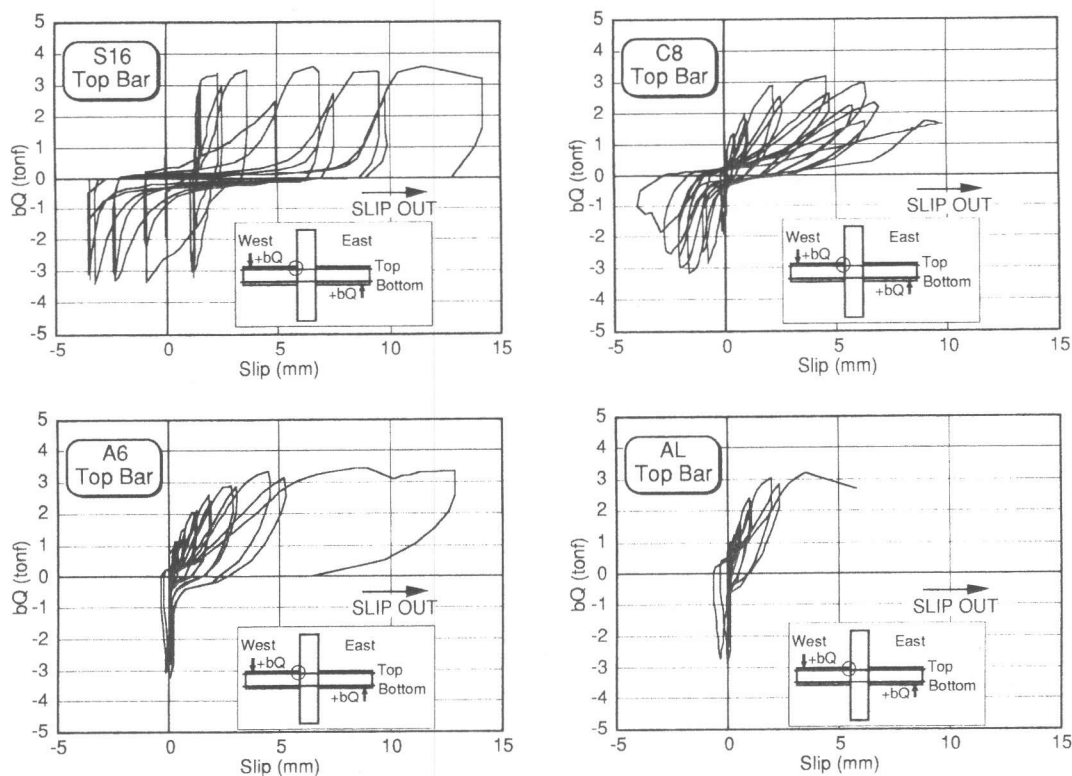
AL 試験体では、計算値の 0.64 倍のせん断力で梁主筋が破断した。この時の層間変形角は $R=0.04$ であった。本実験では板状の補強筋を図-1 に示すように縦置きに配筋したため、補強筋の引張側最外縁が弱点となり、早期の破断が生じたものと考えられる。板状の連続繊維棒材を用いる場合は、配筋方法により曲げ性状に差異が生じる可能性があるため、配筋方法には十分な検討が必要である。

3. 3. 等価粘性減衰定数

図-4 に各試験体の等価粘性減衰定数 heq を示す。

異形鉄筋を用いた S 1 6 試験体の heq は主筋降伏後 ($R=0.005$) 増加し、梁せん断力-層間変形角関係がスリップ性状を示し始めた $R=0.02$ 以降に減少している。 $R=0.02$ の時に $heq=0.1$ を確保できおり、指針 [3] の付着劣化の限界条件を満足している。

一方、連続繊維棒材を用いた試験体では、付着指標 μ の劣る C 8、A 6 試験体だけでなく、付着指標 μ が S 1 6 試験体と同等の AL 試験体も、 $R=0.02$ の時に $heq \leq 0.1$ となっている。連続繊維棒材を用いて部材や架構を靱性設計するには、等価粘性減衰定数を改善する工夫が必要となろう。



図一五 梁せん断力-主筋抜け出し量関係（西側上端筋）

3. 4. 主筋の付着性状

3. 4. 1. 梁せん断力 bQ -主筋抜け出し量 S 関係

図一五に、各試験体の梁せん断力と主筋抜け出し量（西側上端主筋）との関係を示す。

S16試験体では、鉄筋が降伏した後、除荷後の残留変位が大きくなっている。これは、鉄筋の塑性伸びに起因する抜け出し量が増加したためである。

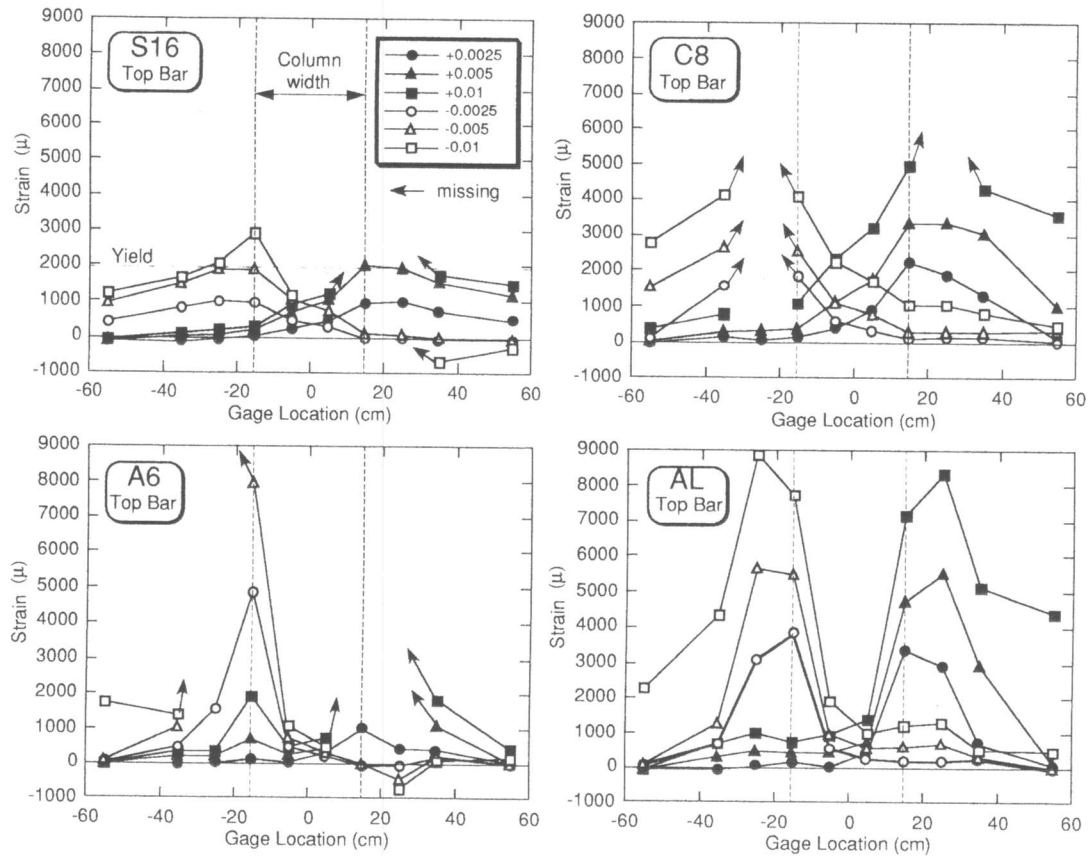
C8、A6、AL試験体では、抜け出しは連続繊維棒材の弾性伸びに起因するものであるため残留変位はほとんど無く、せん断力-抜け出し量関係は原点指向型になっている。S16、C8試験体ではめり込み量が最大約4mm生じているのに対して、A6、AL試験体は、めり込み量が非常に少なく、また除荷後の残留変位も小さく、主筋の付着・定着性状が良好であると言える。

3. 4. 2. 主筋ひずみ度分布

図一六に、各試験体の $R=0.0025$ 、 0.005 、 0.01 での梁上端主筋のひずみ分布を示す。図中の黒塗り印が正加力、白抜き印が負加力を示す。縦軸のひずみは引張を正で表し、横軸のゲージ位置は柱中心軸を起点としている。

梁危険断面の圧縮側主筋ひずみに注目すると、S16試験体では $R=0.005$ で圧縮ひずみから引張ひずみにシフトしているのに対し、C8、A6、AL試験体では $R=0.0025$ ですでに引張ひずみになっている。この原因として、連続繊維棒材の引張剛性が小さいため、図一二に示すように初曲げひびわれが発生と同時に中立軸が圧縮筋近傍にまで達したこと、が考えられる。

C8試験体は、圧縮筋の引張へのシフト量が他に比べ大きい。これは図一五のせん断力-抜け出し量関係からもわかるように、接合部内での付着性状が劣るため、早期の圧壊（計算値の0.67倍）の原因になったと考えられる。本研究では、連続繊維棒材の引張剛性の大小や付着性状の善し悪しが、



図一六 梁主筋ひずみ分布（上端筋）

圧縮筋の引張へのシフトに与える影響について定量的な評価をすることができなかったが、何れにしても、これらは隣接梁の早期の曲げ圧壊を起こさせる要因につながっており、連続繊維補強コンクリート造架構を設計する場合の検討課題である

4. 結論

連続繊維棒材を梁通し配筋として用いた内部接合部の実験より、以下の知見が得られた。

- 1) 連続繊維棒材の抜け出しは弾性伸びによるものがほとんどであり、付着指標が劣っていても鉄筋の場合に見られるような顕著なスリップ性状を示さない。
- 2) 等価粘性減衰定数は異形鉄筋を用いた場合に比べて小さく、連続繊維棒材を用いた架構の設計は靱性設計よりも強度設計が適当と考えられる。
- 3) 付着性状の劣る連続繊維棒材を用いた場合には、接合部隣接梁が早期に圧壊する可能性がある。

謝辞

本実験に際し、炭素繊維棒材を提供していただいた三菱化成（株）、（株）帝人、住友建設（株）に対し、深く感謝致します。

【参考文献】

- [1] 角 徹三・浅草 肇：鉄筋コンクリート柱梁接合部の研究の動向、コンクリート工学、Vol.26, No.10、pp.14~22、1988.10
- [2] コンクリート工学ハンドブック（改訂新版）：朝倉書店、pp.417
- [3] 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・同解説、1990.11