

(株)大林組技研 正会員 小島克朗

(株)大林組技研 勝俣英雄

(株)大林組技研 正会員 大野 了

1. 序

既存の鉄筋コンクリート橋脚の中には海外を含め、大地震時における耐震安全性が不十分であるものが存在している。適宜、耐震補強工がなされており、筆者らもCFRP（炭素繊維補強プラスチック）のシートやストランドを用いた耐震補強工を提案した[1, 2]が、補強効果に関して定量的な検討をさらに行う必要が残っていた。本研究では、CFRPストランド巻き付けによってせん断補強筋を増設し、靱性能を改善する工法に絞って、せん断スパン比と補強量の影響を実験的に検討し、これを基にした終局変位の推定方法を提案する。

2. 実験計画

試験体は、せん断スパン比とCFRP補強量をパラメータとした8体（表1）で、約1/4スケールの正方形断面のRC柱である（図1）。せん断スパンが短い柱をPL、長い柱をPHと符号を付け、試験体名の数字が補強量（CFRPのみによるせん断補強筋比）を示す。PLシリーズでは柱の全長にわたってCFRPを巻き付けてせん断補強筋を増設し、PHシリーズでは基礎から2D（D；柱せい）の区間のみ補強した。材料強度を表2に示す。

加力は片持ち梁式とし、頂部に正負交番の水平力と定軸力（軸応力度＝15kgf/cm²）を加えた。加力は変位制御とし、変位の振幅は変形角1/100を基本とした。

3. 実験結果

図2に代表的試験体の荷重と変形の関係を示す。図3に代表的試験体のコンクリートのひび割れと実験終了時まで残存したCFRPストランドを示す。表3に強度と終局変位の実験値と計算値を示す。

せん断スパン比3.0のシリーズはせん断で破壊する型であった。無補強では、曲げ降伏することなくせん断破壊した。補強しても少量の場合は、曲げ降伏後、紡錘型の良好な復元力特性を示している最中に突然、CFRPストランドが破断して、せん断破壊した。補強量が多い場合は（図2（b）の破線）、せん断破壊しなかった。

せん断スパン比6.0のシリーズは、曲げ降伏が生じ良好な復元力特性を示した後、主鉄筋の座屈で終局状態となる破壊形式であった。補強しても少量では座屈を止めることはできず、コンクリートがはらんでCFRPストランドが破断した。補強量が多いと、主鉄筋の座屈も起きず、CFRPの破断も生じなかった。

斜めひび割れは、両シリーズともCFRPの補強範囲に生じた。設定した補強範囲は適切であったと言える。

曲げ耐力の計算値は、曲げ降伏した試験体の最大耐力実験値に近い。せん断耐力の計算式は、極限解析の下界定理に基づく方法を、CFRP補強用に修正した式である[3]。この式は逆対称の曲げを受ける部材に適用されるが、本実験に対しても加力条件を考慮して部材長さがせん断スパンの2倍に等しい等価な部材として適用した。せん断破壊

表1 試験体

試験体	せん断スパン比	補強量（せん断補強筋比%）
PL00	3.0	0.00
PL015		0.015
PL03		0.03
PL06		0.06
PH00	6.0	0.00
PH015		0.015
PH03		0.03
PH06		0.06

表2 材料強度

コンクリート		圧縮強度	215
		弾性係数	2.04
鉄筋	種類	D16	4φ
CFRPストランド (0.46mm ²)	降伏強度	3600	4690
	引張強度	5220	5230
	弾性係数	19.7	20.2
		弾性係数	23.8
		引張強度	32800
単位：各強度		kgf/cm ²	
		弾性係数	10 ⁴ kgf/cm ²

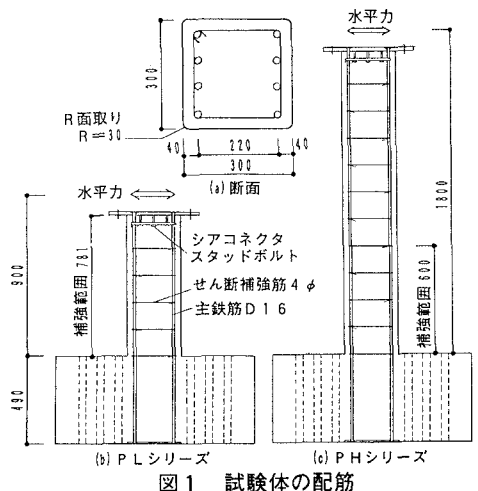


図1 試験体の配筋

表3 実験結果のまとめ

試験体	実験				計算耐力		計算終局部材角	
	最大荷重 (tonf)	終局変位 (mm)	終局部材角 (10^{-3})	破壊パターン	曲げ (tonf)	せん断 (tonf)	せん断 (10^{-3})	座屈 (10^{-3})
PL00	8.59	8.91	9.9	曲げ降伏せず、せん断破壊。	9.10	7.64	8.0	17.3
PL015	9.06	-20.61	22.9	曲げ降伏後のせん断破壊。CFRP破断。	9.10	11.34	21.5	24.1
PL03	9.34	68.58	76.9	曲げ降伏後のせん断破壊。CFRP破断。	9.10	15.08	35.2	31.0
PL06	9.59	75.05	83.4以上	曲げ降伏。	9.10	22.51	62.5	44.6
PH00	4.75	71.97	40.0	曲げ降伏後、主鉄筋座屈。	4.55	5.54	20.6	23.6
PH015	4.62	90.11	50.1	曲げ降伏後、主鉄筋座屈。CFRP破断。	4.55	9.56	50.1	38.4
PH03	4.50	150.15	83.4以上	曲げ降伏。	4.55	13.58	79.5	53.1
PH06	4.55	150.10	83.4以上	曲げ降伏。	4.55	21.62	134.4	82.6
LP0	25.9	24.40	20.3	曲げ降伏せず、せん断破壊。	27.0	21.1	6.0	16.3
LP9	35.8	88.91	74.1以上	曲げ降伏。	27.0	77.3	75.4	51.0
HP3	14.5	129.67	49.9	曲げ降伏後、主鉄筋座屈。CFRP破断。	12.5	33.2	68.7	47.7

注；部材角＝頂部の水平変位／柱のせん断スパン

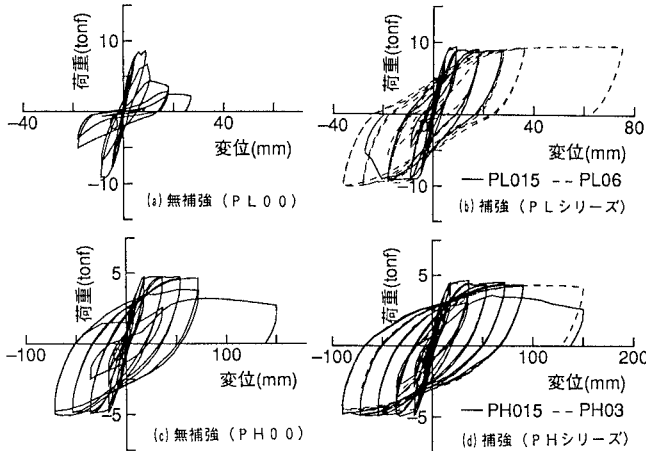


図2 荷重変形関係

したPL00の耐力実験値はせん断耐力計算値より大きく、安全側に評価されている。

4. 靱性能評価の提案

せん断と曲げの耐力計算値の比（せん断余裕度と呼ぶ）と終局部材角の関係を各試験体についてプロットする（図4）と、筆者らの既往の実験も含めて（表3中のLP0以下3体）、両者の間には相関がある。しかし、破壊形式が異なると相関関係は異なることがわかった。。そこで、この下限値を破壊形式ごとの2本の直線で示し、設計では両者のうち小さい値をその補強された橋脚の終局変位と考えることを提案する。なお、文献4でもせん断余裕度で靱性能を評価している。

5. 結論

せん断スパンとCFRP量がCFRP巻き付け耐震補強に及ぼす効果を定量的に検討する実験を行い、せん断耐力と曲げ耐力の比と終局変位の相関を明らかにした。これを基に、破壊モードに応じて終局変位を安全側に評価できる図4中の式を提案した。

参考文献

- [1] 小島、勝俣ほか「炭素繊維による既存RC橋脚の耐震補強（その1、2）」土木学会年次学術講演会 1990
- [2] 松田、大野ほか「炭素繊維により耐震補強された既存RC橋脚の靱性率」土木学会年次学術講演会 1992
- [3] 小島、勝俣ほか「炭素繊維の巻き付けによる既存鉄筋コンクリート部材の耐震補強」JCI年次論文報告集 1989
- [4] 日本建築防災協会「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 改訂版」1990

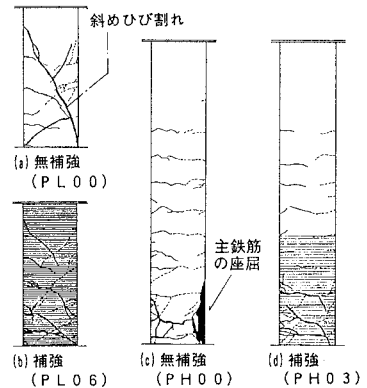


図3 ひび割れと残存CFRP

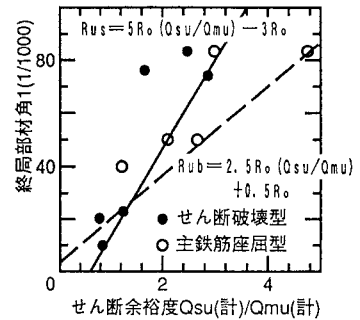


図4 せん断余裕度と靱性能