

論文 自然暴露により損傷したRC柱の耐震性能に関する実験的研究

新里 洋基^{*1}・山川 哲雄^{*2}・森下 陽一^{*3}・玉寄 幸直^{*4}

要旨：沖縄の海岸で約4～5年間にわたる自然暴露によって、鉄筋が腐食し、ひび割れが生じたRC柱の鉄筋腐食レベル、塩分含有量などによる耐久性の低下と、自然暴露により損傷したRC柱の耐震性能を検討するために一定軸力下の正負繰り返し水平加力実験を行った。その結果、曲げ強度の劣化よりもせん断強度の劣化が顕著であり、靱性に富んだ曲げ破壊性状が脆性的なせん断破壊性状に変化しやすいことが明らかになった。

キーワード：自然暴露，腐食，塩分含有量，耐久性能，耐震性能，RC柱，塩害

1. 序

沖縄には塩害により損傷した建築物が数多く見られる。その主な原因は塩分が十分に除去されていない海砂が1972年の沖縄復帰前後をはさみ、約10年間にわたり多量に利用されたことと、地理的に高温高湿の亜熱帯環境に加えて、周辺が海に囲まれ、台風等による飛来塩分によって鉄筋の腐食が進行しやすい自然環境にあると考えられている¹⁾。本研究は、このような塩害により損傷した建築物の耐震性能がコンクリートのひび割れや鉄筋の腐食レベルとともに、どの程度劣化しているかどうかを検証するために計画された研究である。そのためには、損傷レベルが異なったケースについて鉄筋の腐食量や含有塩分量の調査と共に、耐震性能の検討を行う必要がある。

1997年5月、せん断スパン比2.0の曲げ破壊先行の柱試験体としてコンクリートを打設した上下スタブ付きRC柱試験体（柱断面が250×250mmでせん断スパン比2.0）を、1997年7月に波しぶきがあがる沖縄の西海岸に自然暴露した。このコンクリートには塩分が除去された海砂と砕砂が混合されて用いられている。したがって、これらの試験体に含まれる塩分は暴露試験期間中に飛来塩分など外部から浸透した塩

分と考えてよい。その結果、塩害により顕著なひび割れが生じ、鉄筋腐食がかなり進行したRC柱に関して、耐震性能がどの程度低下したかを検証するために耐震加力実験を行った。

本研究の目的は塩害による損傷レベルと耐震性能の関係を、自然暴露試験で損傷したRC柱試験体を利用して照査することにある。

2. 実験計画

曲げ破壊先行でせん断スパン比2.0のRC柱試験体（250×250mmの正方形断面）を1997年5月27日、4体同時に打設した。主筋は12-D10（ $p_g=1.36\%$ ）で、帯筋はD6-@30（ $p_w=0.85\%$ ）である。Table 1に材料の力学特性を示す。帯筋はTable 2に示すように外周筋のみで中子筋はなく、帯筋表面までのかぶり厚さは25mmである。健全な試験体である基準試験体は構造実験棟内に存置し、残りの3体は他の試験体とともに沖縄の西海岸の防波堤上で自然

Table 1 Properties of reinforcement

Rebar, hoop	a(cm ²)	σ_y (MPa)	ϵ_y (%)	σ_u (MPa)	E_s (GPa)
Rebar D10	0.71	389	0.23	548	181
Hoop D6	0.32	388	0.22	536	184

Note : a=cross section area, σ_y =yield strength of steel, ϵ_y =yield strain of steel, σ_u =fracture strength of steel, E_s =modulus of elasticity.

*1 琉球大学学生 工学部環境建設工学科（正会員）

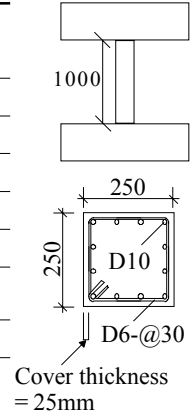
*2 琉球大学教授 工学部環境建設工学科 工博（正会員）

*3 琉球大学助教授 工学部環境建設工学科 工博（正会員）

*4 琉球大学大学院 理工学研究科 環境建設工学専攻（正会員）

Table 2 Column specimens

Specimen	Sound specimen	Exposure test specimens (Starting date of exposure test 1997.7.11)		
		C01L-NC1	C02L-NC2	C02L-NC3
N/(bDσ _B)		0.2		0.4
σ _B (MPa) (4 weeks)		29.9		
σ _B (MPa) (Test)	35.8	38.3	39.6	
Casting date	1997.5.27			
Exposure test finish date		2001.9.27	2002.7.6	2002.7.6
Loading test date	2001.9.28	2001.9.29	2002.7.27	2002.7.25
Common details	Rebar : 12-D10 (pg=1.36%) M/(VD)=2.0 Hoop : D6-@30 (pw=0.85%)			



暴露を行った。防波堤の海側にはテトラポットがあり、風が強いときには波しぶきが試験体にかかるような場所である。自然暴露試験体に関しては3ヶ月ごとにひび割れを観察していくことにした。自然暴露試験体を用いた過去の一定軸力下の正負繰り返し水平加力実験²⁾において、中子筋付き帯筋が配筋された柱試験体ではひび割れが進行していても、耐震性能の劣化の度合いが予想以上に小さい傾向にあった。したがって、ひび割れがある程度進行してからの耐震加力実験を計画した。

3. 自然暴露試験

今回加力実験を行った試験体は1997年5月に通常のコンクリート（粗骨材の最大径は13mmで、塩化物は規制値以下の標準コンクリート）を打設して、1997年7月から沖縄の西海岸の防波堤上で自然暴露試験を行った3体である。自然暴露試験期間として1体は2001年9月、残りの2体は2002年7月まで、4年から5年間暴露した。Fig. 1にひび割れの経年変化を

	98.9.9	99.9.10	00.9.12	01.9.15	Before loading test
C01L-NC1 (exposure 4 years)					
Max crack width	0.2 mm	0.35	0.8	-	1.0
C02L-NC2 (exposure 5 years)					
Max crack width	-	0.4	0.45	0.65	0.75
C02L-NC3 (exposure 5 years)					
Max crack width	0.04 mm	0.65	1.0	1.2	1.2

Fig. 1 Crack patterns under exposure field test (face of seaside)

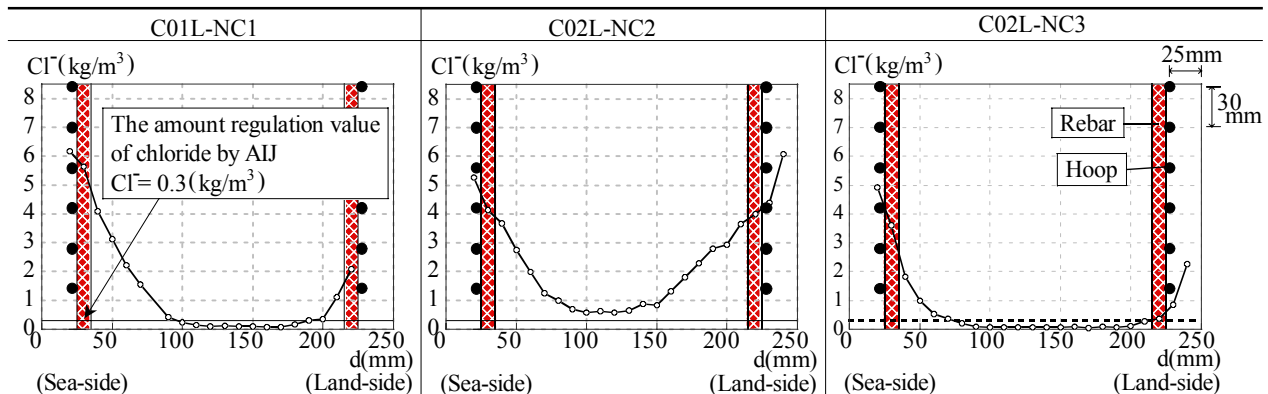


Fig. 2 Chloride content in monitor column

各柱試験体ごとに示す。Fig. 1より、時間が経過することによりひび割れ数、長さ、幅が増加傾向にあることは明らかである。特に暴露2年経過後からの損傷が加速されているようである。Fig. 1で灰色ゾーンはカバーコンクリートに浮きが発生している領域を示す。耐久性上補修を必要とする許容ひび割れ幅の規定は0.4mm以上とされているが³⁾、暴露終了時の最大ひび割れ幅はいずれもその値を超えており、耐久性上かなり劣化が激しいと言える。また、耐震性能上も憂慮されるような状況にある。

各自然暴露柱試験体に対応した材料用の暴露RCモニター試験体(250×250×500mm)からコンクリートコア(100mmφ×250mm)を採取し、含有塩分量を全塩分量で測定した。Fig. 2にその結果を示す。飛来塩分がコンクリート内部に浸透していることがFig. 2より観察され

るが、コンクリート表面から70～90mm以上になると飛来塩分の影響はほとんどなくなることがわかる。しかし、実際の建築物では鉄筋のかぶり厚さが30mmから50mm程度しかないことを考えると、飛来塩分の影響は無視できなくなる。今回の柱試験体の帯筋表面までのかぶり厚さが25mmで、主筋までが31mmしかないことを考慮すると、配筋された鉄筋はかなりきびしい腐食環境下にあると言える。その結果はFig. 1のひび割れ観察に見られる通りである。

塩害による鉄筋の腐食が鉄筋の力学的性能に及ぼす影響を検討するために、各自然暴露試験体に対応した同一配筋の自然暴露RCモニター試験体(250×250×500mm)から腐食鉄筋(D10の主筋)を抜き取り、腐食グレード、質量の減少率、降伏点強度、引張り強さ、伸び率などを測定した。腐食グレードの測定はTable 3に示

Table 3 Standard of corrosion grade of steel bar³⁾

グレード	評価基準
I	腐食がない状態。または表面にわずかな点錆が生じている状態
II	表面に点錆が生じている状態
III	点錆がつながって面錆となり、部分的に浮き錆が生じている状態
IV	浮き錆が広がって生じ、コンクリートに錆が付着し、断面積で20%以下の欠損が生じている箇所がある状態
V	厚い層状の錆が広がって生じ、断面積20%を超える著しい欠損を生じている箇所がある状態

Table 4 Characteristics of corroded steel bar (D10) embedded in monitor RC column under exposure test

	No.	Weight (g)	Weight reduction ratio (%)	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	ϵ_u (%)	
C01L-NC1	1	B	233.0	5.4 ()	317	484	-
		A	220.4				
	2	B	223.7	4.7 ()	244	490	-
		A	213.2				
	3	B	234.0	2.9 ()	283	472	12.3
		A	227.2				
	4	B	234.2	3.8 ()	248	507	17.2
		A	225.3				
C02L-NC2	1	B	221.6	3.7 ()	324	383	2.9
		A	213.5				
	2	B	222.3	1.0 ()	354	494	11.9
		A	220.0				
	3	B	233.5	6.7 ()	266	433	15.1
		A	217.8				
	4	B	221.2	5.8 ()	310	315	5.1
		A	208.4				
C02L-NC3	1	B	233.8	2.0 ()	376	530	27.3
		A	229.2				
	2	B	223.8	0.9 ()	361	489	15.1
		A	221.7				
	3	B	235.2	1.5 ()	368	535	21.7
		A	231.8				
	4	B	221.5	4.0 ()	-	407	10.6
		A	212.6				

Note:

- B = before exposure test,
- A = after exposure test,
- () = corrosion grade of a steel bar,
- σ_y = yield strength of steel,
- σ_u = fracture strength of steel,
- ϵ_u = fracture strain of steel,

Monitor RC column

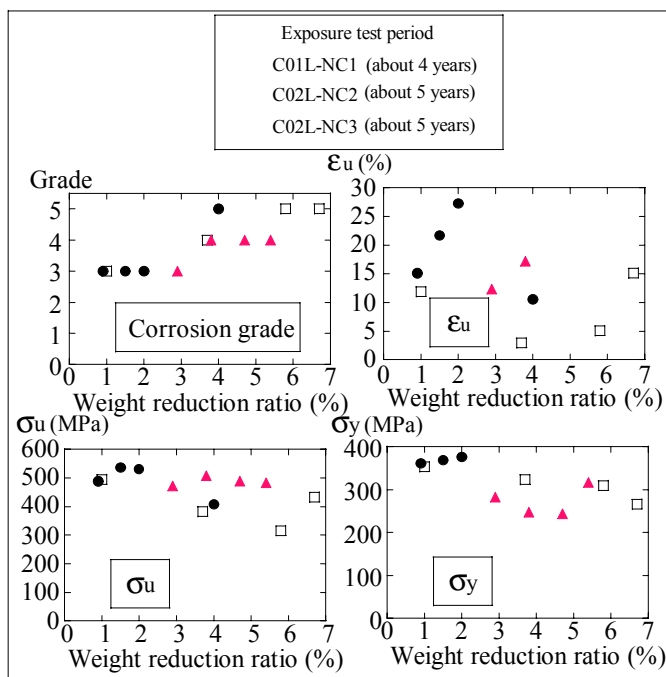
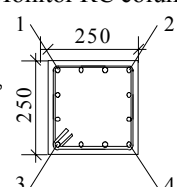


Fig. 3 Corrosion grade, ϵ_u , σ_u and σ_y versus weight reduction ratio

す鉄筋の腐食グレードの判定基準³⁾にそって行った。これらの結果を整理し、Table 4とFig. 3に示す。ただし、Table 4やFig. 3に示す腐食鉄筋の降伏点強度 σ_y や引張り強度 σ_u は降伏力や最大強度時の引張り力を公称断面積で除した値である。また、モニター試験体から取り出した鉄筋はD10で、長さは約420mmである。

これらの腐食鉄筋には孔食が生じており、試験体C01L-NC1の鉄筋腐食グレードはIIIとIVが混在し、試験体C02L-NC2とC02L-NC3の鉄筋腐食グレードはIII Vが混在している。質量減少率は腐食グレードが大きいほど大きく、0.9% (腐食グレードIII) から6.7% (腐食グレードV) までばらついている。健全な鉄筋の降伏点強度が389MPaに対して、断面欠損を考慮した腐食鉄筋の最低降伏点強度が244MPa (質量減少率4.7%で腐食グレードがIV)、最大降伏点強度が376MPa (質量減少率2.0%で腐食グレードがIII) である。

一方、健全な鉄筋の引張り強度が548MPaに対して、腐食鉄筋の最低引張り強度が315MPa (質量減少率5.8%で腐食グレードがV)、最大引張り強度が535MPa (質量減少率1.5%で腐食グレードがIII) である。さらに、健全な鉄筋の伸び率が32.5% (参考値) に対して、腐食鉄筋の最低伸び率が2.9% (質量減少率3.7%で腐食グ

レードがIV)、最大伸び率が27.3% (質量減少率2.0%で腐食グレードがIII) である。このように質量減少率や腐食グレードと強度や伸び率が必ずしも対応しない理由は、強度や伸び率は局所的な孔食で支配されるが、質量減少率などは全体的な平均値になるからである。しかしながら、質量減少率が大きいものは強度も伸び率も小さく、全体的傾向はほぼ一致していることが、Table 4とFig. 3からわかる。

4. 耐震加力実験と考察

加力実験は一定軸圧縮力比0.2(3体)と0.4(1体)のもとで、正負繰り返し水平加力実験を建研式加力装置で行った。部材角 $R=0.5\%$ から0.5%の増分で3回ずつ繰り返し、3.0%まで強制変形を与えて、それでも靱性能が期待できる場合には $R=4.0\%$ と 5.0% を1回ずつ正負繰り返した。自然暴露試験に供さず、実験棟内に約4年間存置してきた健全な基準試験体C01L-NC0(ひび割れを始め、劣化現象は一切観察されていない)の加力実験では $R=0.4 \sim 0.5\%$ で柱頭、柱脚部に水平曲げひび割れが柱幅面に生じ、その一部は柱せい面にも伝搬した。 $R=1.0\%$ で主筋が降伏するとともに、最大強度に到達し、それ以降 $P-\delta$ 効果を伴い少しづつ低下していったが、典型的な曲げ降伏挙動を示してい

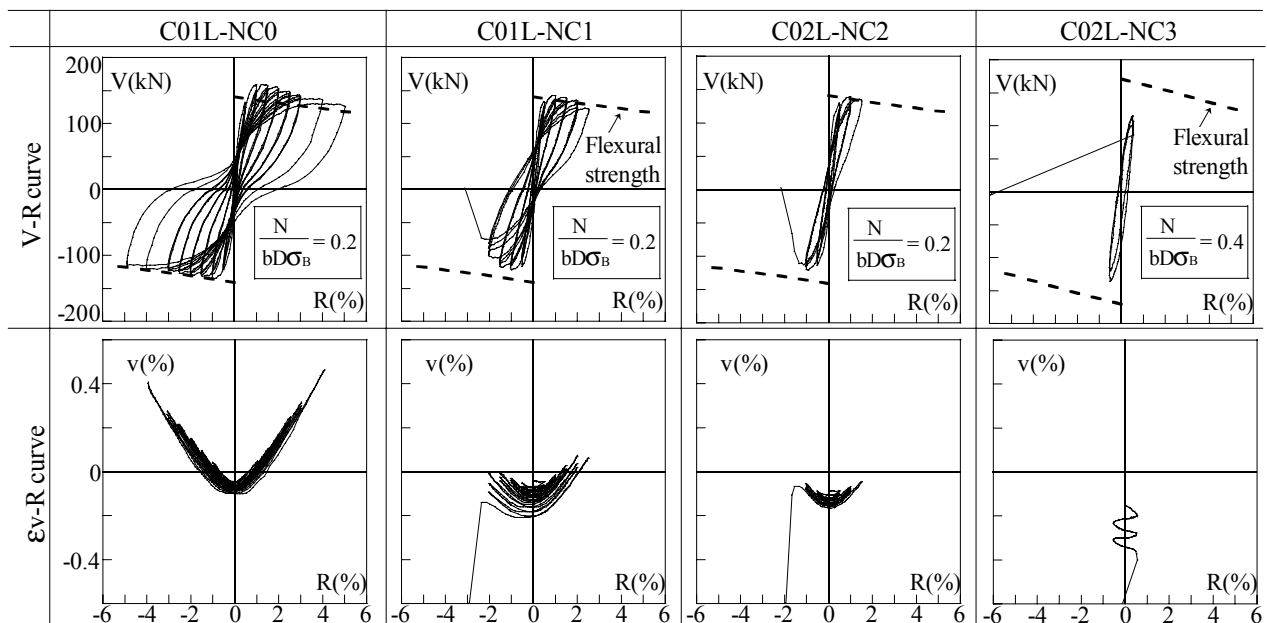


Fig. 4 Measured V-R and Ev-R relationships

る。さらに、Fig. 4 に示した柱中心軸上の平均伸縮ひずみと部材角の関係である ϵ_v -R 曲線も、軸圧縮力を受けながらも引張り側にシャープに立ち上がっていることから、靱性に富んだ曲げ降伏挙動であると判断できる。

自然暴露して4年が経過した試験体 C01L-NC1 の加力実験（軸力比0.2）では、 $R=0.5\%$ で柱頭の柱幅面に水平曲げひび割れが生じ、 $R=\pm 1.0\%$ で柱せい面に主筋に沿ったひび割れが生じ、一部ひび割れ幅が4mmに拡大した。 $R=-2.0\%$ で柱脚部のカバーコンクリートが圧壊し、主筋が座屈し始めた。 $R=-2.5\%$ に到達する1回目のピーク直前に帯筋が破断し、主筋の座屈が顕著になり、しかも柱脚部の柱せいの高さから柱脚部に向けてせん断破壊が発生した（Fig. 5 参照）。その結果、帯筋が腐食のため5～6本破断し、一気に変形が進み、加力実験を終了した。

自然暴露して5年が経過した試験体 C02L-NC2 の加力実験（軸力比0.2）では、 $R=0.5\%$ で柱頭の柱幅面に水平曲げひび割れが生じたが、 $R=\pm 1.0\%$ までは大きな変化は見られず、鉄筋腐食で生じていた既存のひび割れ幅が大きくなった。しかし、 $R=-1.5\%$ の1回目ピーク到達する前後に、腐食した帯筋が破断し、柱頭でせん断破壊が生じた（Fig. 5 参照）。

自然暴露して5年が経過した試験体 C02L-NC3 は、軸力比を0.4に増大させて加力実験を行った。自然暴露試験による劣化状態は、同じ期間だけ自然暴露した試験体 C02L-NC2 とほぼ同じと見られる。 $R=0.5\%$ の正の3回目のピークを終えた直後にせん断破壊と同時に高軸力



C01L-NC1



C02L-NC2

Fig. 5 Shear failure of corroded specimens

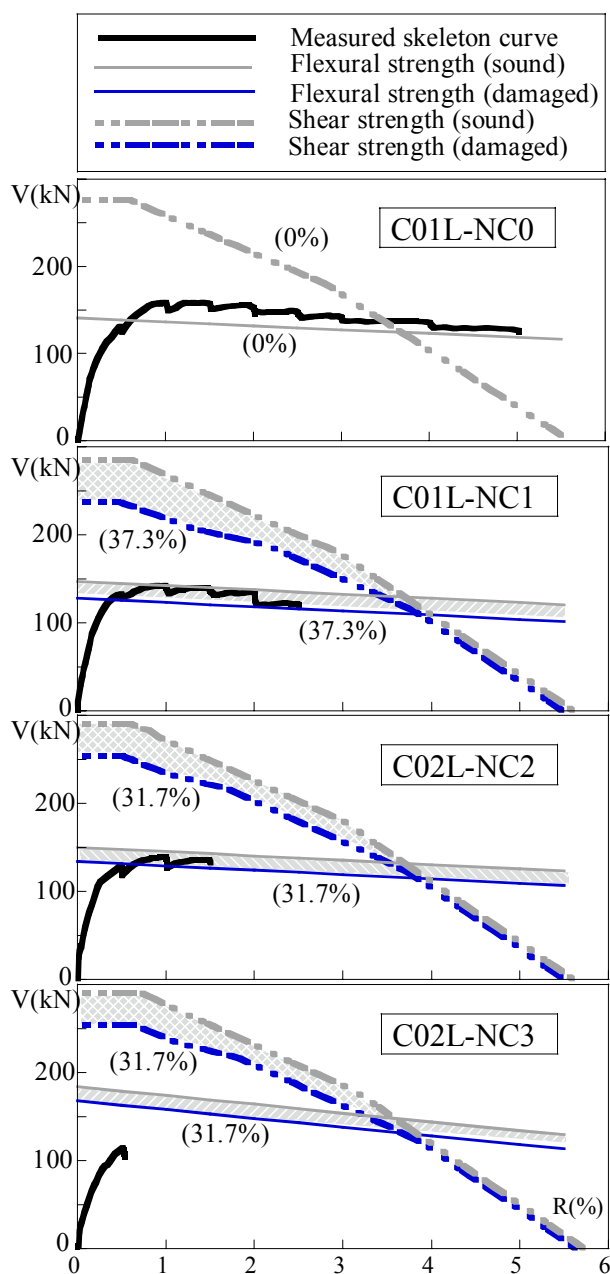
で柱が圧壊するという、きわめて脆性的な破壊状況を呈した。今回の加力実験では帯筋に中子筋がない外周筋のみであったが、健全な状態であれば曲げ破壊する柱試験体が、鉄筋の腐食によりすべてせん断破壊に移行し、特に軸力が高い場合には靱性が極度に低下するという、過去の実験では見られなかった現象が見られた。

5 . 解析的検討

せん断強度と曲げ強度を AIJ 式⁴⁾ で求める。暴露試験体に関しては鉄筋の腐食量や降伏点強度が正確に把握できないため、モニター柱(250 × 250 × 500)からはつり出した鉄筋(主筋)の腐食減少率をもとに断面欠損を推測した。断面欠損により減少した腐食鉄筋の断面積は、腐食鉄筋の最も低い降伏強度と健全な鉄筋の降伏点強度(389MPa)との比に公称断面積を乗じて決定した。上記の降伏点強度比を1.0から差し引いた値を腐食減少率と本論では定義する。ただし、C02L-NC3はTable 4に見られるように、腐食レベルVの σ_y が欠落しているため、C02L-NC2と同じ腐食減少率を採用した（Fig. 6 参照）。

Fig. 6 より鉄筋の腐食による強度減少は曲げとせん断ともに生じているが、曲げ強度よりもせん断強度の方が大きい。しかし、解析結果によると鉄筋の腐食減少率を計算上考慮しても、せん断強度が曲げ強度を下回ることはない。ただし、部材角が進展すると、せん断強度が曲げ強度を下回るが、その時の部材角は $R=3.0\%$ 以降である。

暴露試験体 C01L-NC1 と C02L-NC2 は曲げ降伏後のせん断破壊である。暴露試験体は部材角の進展とともにせん断強度の低下が計算値以上に早く始まると理解することもできる。一定軸力下の正負繰り返し水平力下では、腐食した中子筋無しの帯筋が曲げ降伏ヒンジを部材角の増大に対して十分維持できないので、靱性を期待できない。Fig. 5 に示した写真はこのことを示唆している。



Note : Numerals in brackets is reduction ratio of steel bar

Fig. 6 Comparison of measured skeleton curves and calculated results

軸力比 0.4 の C02L-NC3 では、曲げ降伏に至る前に脆性的なせん断破壊を $R=0.5\%$ で起こしている。これは軸力が 2 倍になったので、曲げ強度が増大し、正負繰返し途中で曲げモーメントに伴う存在せん断力がせん断強度を超えたためにせん断破壊した。しかし、計算結果によると、それ以上せん断強度があり、実験結果を説明できない。これは帯筋の腐食減少率が計算で採用した値以上に大きいと推測される。実際にモニター試験体の帯筋を観察した結果、それらの腐食グレードは全て V と判断でき、孔食は

帯筋全面に広がっており、主筋に比べてもかなり腐食していた。また、加力実験終了時の試験体における帯筋の概略の腐食グレードも V であった。鉄筋の腐食減少率が大きくなると、鉄筋の降伏点強度も引張り強度も大幅に減少し、かつ破断時のひずみが極端に小さくなる。その結果、帯筋が配筋されていないような状況に陥り、脆性的なせん断破壊が容易に生じるものと考えられる。

6. 結論

- 1) 鉄筋が腐食すると帯筋が破断しやすくなり、韌性に富んだ曲げ破壊する健全な柱も今回の実験では腐食柱がすべてせん断破壊に移行した。
- 2) 韌性に欠けたせん断破壊が今回の実験では目立ったが、この原因は鉄筋の腐食レベルが III 以上で、かつ IV や V も散見されるほど大きいことが原因なのか、それとも中子筋がなく外周筋のみで構成された帯筋にも原因しているのか、さらに研究を継続する必要がある。

謝辞：自然暴露試験体の運搬などについて (有) 榮商店(社長・伊禮榮)に厚く感謝します。

参考文献：

- 1) 伊良波繁雄, 山川哲雄, 森永繁, 仲座徳雄：沖縄県の公営 RC 造集合住宅に関する塩害による建物損傷調査と被害状況の推定, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.1, pp.1015-1020, 1997
- 2) 山川哲雄, 宮城純子：沖縄で自然暴露により損傷した高軸力下の RC 柱の弾塑性挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 20, No. 2, pp. 901-906, 1998
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久性・診断および補修指針(案)・同解説, 日本建築学会, 1997.4
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の韌性保証型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1999.8