兵庫県南部地震における SRC 造建物の柱脚部の被害分析

DAMAGE OF THE COLUMN BASES OF STEEL ENCASED REINFORCED CONCRETE BUILDINGS DUE TO 1995 HYOGO-KEN NANBU EARTHQUAKE

称原良一*, 南 宏一**
Ryoichi SHOHARA and Koichi MINAMI

We've examined steel encased reinforced concrete buildings whose column bases were severely damaged due to 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake. We've deduced the tension force due to overturning moment has caused these damages through statistical analysis of the data. We've also proposed the models to estimate the shear coefficient C_b equivalent to the overturning strength of the building. Those buildings which suffered severe damage at their column bases had C_b values less than 0.5 and/or had C_b value lower the shear coefficient C_0 values which are estimated summing the shear strength of the columns and walls. Those buildings whose tensile strength of the column base overwhelms that of the column itself could also avoid the damage of the column base.

key words: Earthquake damage, SRC column base, Overturning moment, Tensile force, Anchor bolt, Base plate,

地震被害, SRC柱脚, 転倒曲げモーメント, 引張力, アンカーボルト, ベースプレート

1 はじめに

兵庫県南部地震ではそれまでの地震ではほとんど報告されていない、中間層の崩壊などの破壊モードがいくつか起きた。SRC造建物の柱脚部の被害もその一つである。ここで柱脚部とは柱の下部をさすのではなく、SRC構造からRC構造へ切り替わる鉄骨のベースプレート下部をさす。この被害は柱そのものが強い充腹形SRC構造の非埋込柱脚に目立ったが、格子形SRC構造の場合や埋込み型の柱脚の場合の被害もあった。充腹形SRC造建物で柱や梁本体には被害があまり見られないものの、柱脚部に大きな被害を受けた建物も多かった。本論では日本建築学会・鋼コンクリート合成構造運営委員会及びSRC耐震設計小委員会に寄せられた資料¹⁾や筆者等が直接得た資料等を基に被害の状況を紹介し、被害原因について分析し、柱脚部の被害を防ぐための条件を検討する。なお、本論は文献²⁾に既に発表している部分を含めてまとめたものであり、その成果の一部はSRC耐震診断基準³⁾に採り入れられている。

2 柱脚部被害の概要と検討対象建物

SRC造建物の柱脚は非埋込み柱脚と埋込み柱脚に大別される。非埋込み柱脚は基礎上にベースプレートを設置し、アンカーボルトで基礎のコンクリートと結合し、その周りを鉄筋で補強したものである。兵庫県南部地震ではアンカーボルトや周りの鉄筋が破断したり、ベ-

ースプレート直下のコンクリートが圧壊している例が多い。多くの場合は1階基礎梁上に鉄骨が設置されているが、地下部の基礎梁上に設置されている場合の被害もある。

埋込み柱脚の場合には被害件数は少ないが、フーチングが鉄骨ベースプレート位置で破損している例がいくつかある。多くの埋込み柱脚の建物では柱脚部分でなく、1階の柱の脚部が損傷している。しかしながら、ここではそのような破壊に対しては触れない。

表1に本検討の対象とする激震地にありながら柱脚部は無被害であった建物のリスト、表2に柱脚部に被害のあった建物のリストを示す。日本建築学会・鋼コンクリート構造運営委員会が調査対象としたSRC造建物は1307棟であり、そのうち震度Ⅶ地域あったものは731棟である。柱脚部に被害のあったと判明した建物は43棟で、そのうち震度Ⅶ地域あったものは37棟で、図面等が入手できた建物は10棟である。震度Ⅶ地域にありながら、柱脚部には被害の無かった建物は引き算をすると最大694棟あり、そのうちの半数近くが非埋込み柱脚を有していると考えられるが、筆者等が図面等のデータを入手出来たものは13棟である。被害を受けた43棟の建物データから被害の全体像を掴み、更に図面等が入手できた建物については無被害の建物も合わせてより詳細な検討を行う。柱脚部に被害を受けた建物のうち1階中途に柱脚を設置した建物(No. 41)を除いて崩壊した建物はない。なお、表中の空欄はデータが不明であることを示す。

* 清水建設建築本部技術部 主査・工博
** 福山大学 教授・工博

Manager, Construction Technology Department, Shimizu Corporation, Dr Eng
Prof, Fukuyama University, Dr Eng

表 1 激震地にあった柱脚部無被害建物

No.	建物 用途	階数	竣工	鉄骨 形式	埋込 形式	被災度	主被災 部位	震度
1	事務所	9	1990	充腹	非埋込	軽微	外壁	Ⅶ
2	事務所	8	1991	充腹	非埋込	中破	外壁, 柱	Ⅵ
3	共同住宅	7	1991	充腹	非埋込	中破	接合部	Ⅵ
4	百貨店	2-9	1966	非充腹	非埋込	中破	壁	Ⅶ
5	事務所	1-6	1965	非充腹	非埋込	大破	壁, 柱	Ⅵ
6	事務所	1-9	1988	充腹	非埋込	軽微		Ⅶ
7	事務所	2-13	1982	充腹	非埋込	中破	壁, 柱	Ⅶ
8	事務所	3-12	1971	非充腹	非埋込	層崩壊	壁, 柱	Ⅶ
9	事務所	1-8	1986	充腹	非埋込	軽微		Ⅶ
10	ホテル	2-9	1981	充腹	非埋込	軽微		Ⅶ
11	事務所	2-8	1970	充腹	非埋込	中破	壁, 柱	Ⅶ
12	事務所	1-7	1973	充腹	非埋込	軽微		Ⅶ
13	ホテル	1-11	1989	充腹	非埋込	小破	壁, 柱	Ⅶ

表 2 激震地にあった柱脚部被害建物

No.	建物 用途	階数	竣工	鉄骨 形式	埋込 形式	被災度	破壊 モード	震度
1	運動施設	4	1973		非埋込	大破	1, 3	Ⅶ
2	共同住宅	14	1971	格子	非埋込	大破	1	Ⅶ
3	共同住宅	11	1971	ラチス	非埋込	大破	1, 2, 3	Ⅶ
4	共同住宅	11	1982	充腹	非埋込	大破	1, 2, 3	Ⅶ
5	共同住宅	8	1975	格子	非埋込	大破	1, 2, 3	Ⅶ
6	事務所	9	1984	充腹	非埋込	大破	1, 3	Ⅶ
7	事務所	8	1987	充腹	非埋込	大破	1, 2, 3	Ⅶ
8	事務所	8	1979			大破		Ⅶ
9	事務所	7	1973			大破		Ⅶ
10	事務所	9				大破		Ⅶ
11	会館	8	1970			大破		Ⅵ
12	事務所	9	1965			大破		Ⅶ
13	事務所	9	1987	充腹	非埋込	大破	1	Ⅶ
14	事務所	4	1990	充腹	非埋込	大破	2	Ⅶ
15	共同住宅	12	1965	格子		大破		Ⅶ
16	共同住宅	10	1971			大破		Ⅶ
17	共同住宅	11	1984	充腹	非埋込	大破	1	Ⅶ
18	店舗	5	1974	ラチス	非埋込	大破	1, 3	Ⅶ
19	共同住宅	8	1973	格子	非埋込	中破	1	Ⅶ
20	共同住宅	11	1979	充腹	埋込	中破	1	Ⅶ
21	共同住宅	11	1979	充腹	埋込	中破	1	Ⅶ
22	共同住宅	10	1979	充腹	埋込	中破	1	Ⅶ
23	共同住宅	8	1976			中破		Ⅶ
24	共同住宅	10	1978	充腹	埋込	大破		Ⅶ
25	事務所	10				中破		Ⅶ
26	事務所	7	1965	格子		中破		Ⅶ
27	事務所	11	1985	充腹	柱中途	大破	1	Ⅶ
28	店舗	8	1985	充腹		中破		Ⅶ
29	事務所	9	1974			中破		Ⅵ
30	事務所	7	1966			中破		Ⅶ
31	事務所	7	1965			中破		Ⅵ
32	共同住宅	9	1985	充腹	非埋込	中破	1	Ⅶ
33	共同住宅	12	1993	充腹	非埋込	中破	1	Ⅶ
34	共同住宅	14	1993	充腹	非埋込	中破		Ⅶ
35	店舗	2	1985	充腹		中破		Ⅵ
36	共同住宅	12	1978			中破		Ⅶ
37	ホテル	9	1986	充腹	非埋込	中破		Ⅵ
38	ホテル	6	1986	充腹	非埋込	中破		Ⅶ
39	事務所	5	1974			中破		Ⅵ
40	事務所	5	1985	充腹	非埋込	中破	2	Ⅶ
41	事務所	9	1971	充腹	柱中途	崩壊	1, 3	Ⅶ
42	共同住宅	8	1979	充腹	埋込	中破	1	Ⅶ
43	共同住宅	12	1988	充腹	非埋込	中破	1, 3	Ⅶ

3 柱脚部被害の統計的検討

柱脚部の被害が確認できた43棟の建物について、比較的に簡単に統計的検討を行える以下の(1)～(5)の事柄について統計的検討を行い、柱脚部被害の実態を浮かび上がらせる。

(1) 破壊モード

被害報告や写真から柱脚部の破壊モードを以下の3つに大別する。それぞれの破壊状況を写真1, 2, 3に示す。

破壊モード1 柱脚部の主筋, アンカーボルト破断

破壊モード2 柱脚部の主筋の付着破壊, 抜けだし

破壊モード3 ベースプレート位置の水平ずれ

柱脚部に被害のあった43棟の建物のうち破壊モードが資料より判明できる22棟の建物の破壊モードの内訳を示す。一つの建物で2つ以上の破壊モードが重複しているものはそれぞれを1件としている。多くの建物で柱脚の主筋, アンカーボルト破断が報告されている。ベースプレート位置のずれが報告されている建物ではすべてアンカーボルト, 主筋の破断が報告されている。

主筋の定着破壊, 抜けだしのあった6件の建物のうち2件はアンカーボルト, 主筋の破断が報告されていない。

写真1 破壊モード1 (No. 17)

写真2 破壊モード2 (No. 14)

写真3 破壊モード3 (No. 5)

図1 破壊モードの内訳

(2) 柱脚部被害と柱脚形式および柱階

図2に被害のあった柱脚の形式を示す。ほとんどが非埋込み形式の柱脚(19件)であるが埋込み柱脚の被害も5件ある。なお、柱の中途, 即ち計算上のモーメント0点近くに柱脚を置いている場合が2件ある。そのうち1件は柱が落下し, 1階の完全な層崩壊になっている。

図3に被害のあった柱脚部の設置階を示す。大部分が1階(28件)であるが, 地下階の場合が6件, 中間階の場合が2件ある。地下階に被害のあった建物のうち2件は地下階では中柱になるが, 地上階では外柱である柱の被害であり, 2件は地下外壁付き柱の被害で, 残りの2件の状況は不明である。

図2 埋込み形式と被害件数

図3 柱脚の設置階

(3) 柱脚部被害のあった柱の種類と位置

図4に柱脚部に被害のあった柱で独立柱か、壁付き柱かの区別をつく資料のある21建物の柱の内訳を示す。層崩壊した建物はすべての柱で被害があったとしている。直上階までその柱が壁付き柱であれば壁付き柱としている。柱脚部に被害のあった柱の7割以上は壁付き柱である。

図5に柱脚部に被害のあった柱で外柱か、中柱かの区別をつく資料のある21建物の柱の内訳を示す。ここで外柱とはXあるいY方向のいずれかで外柱であれば外柱としており、更に直上階までその柱が外柱であれば外柱としている。柱脚に被害のあった柱の8割強は外柱である。また同じ建物でも外柱の被害が中柱の被害より大きいものが多いと報告されている。

図4 壁付き柱の割合

図5 外柱の割合

(4) 柱脚被害と竣工年代および鉄骨形式

図6に柱脚部に被害のあった建物の建設年代を示す。1981年に建築基準法が改正され、それ以後の被害は減少したと言われている。しかしながら柱脚部の被害に関してはその傾向はなく、新しい建物の被害も古い建物に劣らず被害がある。竣工年代と鉄骨形式は密接な関係がある。1974年以前は主に非充腹形であり、1981年以後は主に充腹形である。

図6 竣工年と柱脚部被害

図7 鉄骨形式と柱脚部被害

図7に鉄骨形式と被害の割合を示す。柱脚部に被害のあったものの

多くは充腹形の鉄骨を内蔵したものである。一般に充腹形SRC柱は非充腹SRC柱よりも柱脚部で鋼材量が大きく減少する。

(5) 柱脚部被害と塔状比および建物高さ

図8に柱脚部に被害のあった建物の塔状比(建物高さ/幅)を示す。実際に施工されるSRC造建物の塔状比も2~3のものが多いと思われるので、特に際だった傾向は図8から見られない。

図9に柱脚に被害のあった建物の高さを示す。建物が高くなると被害件数も増えて31m弱の建物が最も多く被害を受けている。31m以上の建物では被害件数が減っている。1981年以降に建てられた31m以上の建物では設計時に保有耐力の検討が義務づけられる。

図8 塔状比と柱脚部被害

図9 建物高さと柱脚部被害

(6) 考察

統計的検討から柱脚部被害の原因を推定する。以下のことから上下方向の引張力の影響が大きいと推察される。①主筋やアンカーボルトが破断しているモードが多い。②鉄骨がとぎれることにより鋼材量が大きく減少する鉄骨量の多い充腹形の非埋込み柱脚に被害が多い。更に以下のことから上下方向の地震力ではなく建物全体に働く転倒曲げモーメントによる引張力の影響であることが推察される。③外柱や壁付き柱の柱脚部に被害が多い。④高い建物の柱脚部に被害が多い。

4. 転倒曲げ強度から推定される層せん断力係数

3章から、地震時に建物に発生する転倒曲げモーメントにより生ずる引張力が柱脚部の破壊の一つの主要な原因と考えられる。そこで、本章ではその影響を掘り下げて、柱の引張強度から計算される建物の転倒曲げ強度、更にはそれに等価な層せん断力係数を導き、3章で述べた被害との関係を骨組み構造と柱脚部の被害が顕著であった耐震壁付き骨組みについて検討する。

(1) 骨組み構造の場合

地震力による転倒曲げに対しては図10に示すように外柱の軸力の変化で抵抗すると考えると、外柱の鋼材の引張降伏及び引張破断に相当する当該階の層せん断力係数 C_{By} , C_{Bu} は(1), (2)式で表せる。 h は当該階より上部の水平力の作用重心高さで震度分布から計算される値である。ただし、5章の実建物における C_{By} の計算では計算の便宜から $h=2/3H$ (H :当該階より最上階までの高さ)を使っている。

$$C_{By} = (0.75 a_{ag} \cdot a_{\sigma_y} + r_{ag} \cdot r_{\sigma_y} + N) d / W \cdot h \quad (1)$$

a_{ag} : 外柱のアンカーボルトの軸部断面積

a_{σ_y} : アンカーボルトの引張降伏強度

r_{ag} : 外柱の軸鉄筋の全断面積

r_{σ_y} : 軸鉄筋の引張降伏強度

N: 外柱にかかる軸力
d: 外柱の芯々間距離
W: 当該骨組みにかかる重量

図10 骨組みに働く転倒曲げモーメントの釣り合い

(2) 耐震壁付き骨組み構造の場合

地震力による転倒曲げに対しては外柱の軸力の変化 ΔN 及び耐震壁の曲げに伴う軸力変化 ΔN_w で抵抗すると考える。即ち、図11に示すような均等なスパン長 l_w で、 n スパンのうち外側から m スパンに壁がある(a)のモデルを考え、それをフレーム全体として転倒曲げに抵抗する(b)のモデルと耐震壁にのみ曲げがかかる(c)のモデルに分解する。梁の中央に反曲点があるとし、中柱に働くせん断力を Q_c とする。耐震壁がない場合には地震力 P は nQ_c になる。

これらの仮定は単純化して定式化が容易なように設けている。そこでこれらの仮定から大きくずれる建物の場合に計算値には誤差が生じる。しかしながら、概略評価のための簡便な評価式として本方法は1つの有効な方法であると考えられる。

中柱に働くせん断力の合計は $(n-m-1)Q_c$ 、外柱一本に働くせん断力は $Q_c/2$ 、耐震壁に作用するせん断力は $(m+1)Q_c/2$ なので、(b)の骨組みに作用する地震力は $(n-m/2)Q_c$ になる。それによるモーメントに抵抗するうでの長さは $(n-m/2)l_w$ なのでモーメントの釣り合いから(3)式が得られる。(c)の耐震壁に働く地震力 Q_w は $P-(n-m/2)Q_c$ 、耐震壁の外側の側柱のみに変動軸力 ΔN_w が働くと考えた腕の長さは $l_w \cdot m$ となり、モーメントの釣り合いから(4)式が成り立つ。

$$\Delta N = Q_c \cdot h / l_w \quad (3)$$

$$\Delta N_w = [P - (n-m/2) \cdot Q_c] h / (m \cdot l_w) \quad (4)$$

耐震壁に取り付く柱に均等に ΔN は分配されるとすると、外柱に働く引張力は $\Delta N / (m+1) + \Delta N_w$ になるので、外柱が降伏する場合には(5)式が成り立つ。

$$0.75 a_g \cdot a_g \cdot \sigma_y + r a_g \cdot r \cdot \sigma_y + N = Q_c \cdot h / [l_w(m+1)] + [P - (n-m/2) \cdot Q_c] h / (m \cdot l_w) \quad (5)$$

両辺を重量 W で除し耐震壁付き骨組みのせん断力係数 P/W を C_{bw} と置くと(6)式が得られる。

$$C_{bw} = (0.75 a_g \cdot a_g \cdot \sigma_y + r a_g \cdot r \cdot \sigma_y + N) \cdot l_w / W \cdot h \{ [1/m + 1/(m+1)] - n/m + 1/2 \} \cdot Q_c / P \quad (6)$$

Q_c/P は中柱1本にかかるせん断力の骨組にかかるせん断力に対する割合であるが、計算の便宜のため中柱1本の強度の骨組のせん断強度に対する割合とする。耐震壁がない場合の転倒曲げ降伏強度に対応するせん断力係数 C_{by} は(1)式の d を $n \cdot l_w$ に置き換える事により得られるので C_{bw}/C_{by} は(7)式により得られる。

$$C_{bw}/C_{by} = 1 / \{ n/m + n[1/(m+1) - n/m + 1/2] \cdot Q_c/P \} \quad (7)$$

図12にスパン数 n 、耐震壁のあるスパン数 m と C_{bw}/C_{by} の計算例を示す。この例では柱は80cm角、壁厚は15cm、スパン長 l_w は8mとし、柱のせん断耐力 τ_c は18kg/cm²、壁のせん断強度 τ_w は30kg/cm²としている。なお、(6)式は柱の強度を基準にして解き起こしているので柱の無い $m=n$ の場合は成立しない。 $m=n$ の場合は(1)式を用いて C_{bw} を計算する。

耐震壁付き骨組みでの外柱では、骨組み全体にかかる転倒曲げモーメントによる引張力と耐震壁にかかる曲げによる引張力が重なるので、 C_{bw} が低下する。壁の占めるスパン数 m が少ないと壁付き骨組みの転倒曲げ強度比 C_{bw}/C_{by} は小さくなり、また全体のスパン数 n が大きい場合も C_{bw}/C_{by} は小さくなるが、計算例では0.4程度に収められている。以上の理由により、既に図4に示したように兵庫県南部地震では壁付き柱に柱脚部の被害が多かったと推察される。

図11 壁付き骨組みのモーメントの釣り合い

図12 転倒曲げ強度比 C_{bw}/C_{by} と壁スパン数 m 、スパン数 n

(3) 転倒曲げ強度と塔状比および建物高さ

塔状比の影響を検討するために n スパン建物の転倒曲げ強度に相当するせん断力係数 C_{bn} について検討する。均等なスパン長 a で、中柱一本あたりの軸力を w 、外柱一本あたりの軸力を βw とする。建物にかかる水平力の重心高さを h とする。このモデルではスパン数 n が増えると塔状比は小さくなる。図13に示す転倒曲げモーメントの釣り合いから変動軸力 ΔN は(8)式で表せる。

$$\Delta N = C_{bn} (n-1+2\beta) w \cdot h / (n \cdot a) \quad (8)$$

外柱の引張力 $\Delta N - \beta w$ を柱脚部の引張降伏強度と等置すると(9)式が得られる。

$$C_{Bn} = \{ (0.75 a_g \cdot a_y + r a_g \cdot r_y) / (w + \beta) \cdot n \cdot a / h (n-1+2\beta) \} \quad (9)$$

$0.5 < \beta < 1$ と考えられる。(9)式より $\beta = 0.5$ とすると C_{Bn} はスパン数 n と無関係になる。 n スパン建物と1スパン建物のせん断力係数 C_{B1} の比は(10)式で表せる。

$$C_{Bn}/C_{B1} = 2\beta n / (n-1+2\beta) \quad (10)$$

$\beta = 0.5, 0.8, 1.0$ についてスパン数と転倒曲げ強度の関係を図14に示す。 $\beta = 0.5$ 以外の場合はスパン数が増えると C_{Bn}/C_{B1} も増えるが線形的には増えていかず、増え方は顕著でない。一方、建物を均一な直方体と考えると縁応力度は n に反比例し $C_{Bn}/C_{B1} = n$ となるが、均等スパンを仮定した実建物に近いモデルの傾向とは大分違う。そこで、2章で柱脚部の被害と塔状比に顕著な関係がないことも、転倒曲げを柱脚部被害の原因と考えることと矛盾しない。 $\beta = 0.5$ の場合にはスパン数 n には無関係でスパン長 a に比例して転倒曲げ強度は大きくなる。

水平力の重心高さ h は(9)式の分母にあり更に w も h に比例して大きくなるので、建物が高くなると転倒曲げ強度は急激に小さくなる。それは2章で柱脚部の被害は建物高さが高くなる程、顕著になることと符号する。31m以上の建物で柱脚部の被害が減ったが、1981年以降に建てられた31m以上の建物では保有耐力の検討が設計時になされるので、引張力に対する配慮がそれなりになされるためと考えられる。31m以下の建物はベースシア係数0.2の小さい地震しか考慮しないので、設計時に長期軸力と打ち消しあい、転倒曲げによる引張力はあまり生じない。そこで31m以下の建物の転倒曲げ強度に相当するせん断力係数は小さいと考えられる。

図13 均等なスパンおよび階高の建物モデル

図14 スパン数(塔状比)と転倒曲げ強度

5 柱脚部引張破壊の条件

本章では図面等の資料が得られた無被害建物13棟、被害建物10棟の柱について降伏転倒曲げ強度に相当するせん断力係数 C_{By} (壁の影響が大きいと考えられる柱の場合は C_{Bw})、 C_{By} の当該骨組のせん断力係数 C_0 に対する比 C_{By}/C_0 、および柱脚/柱頭の降伏強度の比 By/Ty を計算し柱脚部引張破壊の条件を検討する。建物全体として C_0, C を計算している場合も該当する柱毎に By/Ty を計算している。柱計算結果一覧を表3に示す。鋼材の降伏強度は公称強度ではなく診断基準²⁾に定められた値を用いている。 C_0 の計算は無被害建物のNo. 1, 2および被害建物のNo. 6はS R C耐震診断基準³⁾の2次診断によったが、その他のものは詳しいデータが不足しているので1次診断によった。

表3 資料の得られた建物の計算結果一覧

無被害建物						被害建物					
建物No.	柱No.	C_0	C_{By}	C_{By}/C_0	By/Ty	建物No.	柱No.	C_0	C_{By}	C_{By}/C_0	By/Ty
1	1	0.75	0.91	1.22	0.65	3	1	0.64	0.43	0.68	0.62
	2	0.75	0.91	1.22	0.43		2	1.08	0.52	0.48	0.90
	3	0.75	0.91	1.22	0.53	4	1	0.49	0.37	0.75	0.82
	4	0.75	0.91	1.22	0.39		2	0.49	0.37	0.75	0.74
	5	0.75	0.91	1.22	0.49	5	1	0.27	0.50	1.86	0.89
	6	0.75	0.91	1.22	0.53		2	0.27	0.50	1.86	1.01
	7	0.75	0.91	1.22	0.51	6	1	0.66	0.43	0.64	0.56
2	1	0.49	0.71	1.44	0.66		2	0.66	0.43	0.64	0.53
	2	0.49	0.71	1.44	0.70		3	0.66	0.43	0.64	0.45
	3	0.49	0.71	1.44	0.34		4	0.66	0.43	0.64	0.74
	4	0.49	0.71	1.44	0.34		5	0.66	0.43	0.64	0.48
3	1	0.54	0.51	0.94	0.93	14	1	0.61	3.18	5.19	0.63
	2	0.54	0.51	0.94	0.97		2	0.61	3.18	5.19	0.50
	3	0.54	0.51	0.94	1.43	17	1	0.53	0.38	0.72	0.83
4	1	0.36	0.41	1.14	0.68		2	0.46	0.28	0.61	0.68
	2	0.33	0.36	1.09	0.44	18	1	0.46	0.28	0.61	0.72
5	1	0.33	0.42	1.27	0.66		2	0.46	0.28	0.61	0.72
	2	0.33	0.42	1.27	0.66	19	1	0.54	0.66	1.21	0.60
6	1	0.53	0.42	0.79	0.36		2	0.69	0.75	1.09	0.60
	2	0.53	0.44	0.83	0.42	33	1	0.39	0.35	0.89	0.35
7	1	0.28	0.29	1.04	0.40		2	0.33	0.24	0.72	0.27
	2	0.21	0.30	1.43	0.75	43	3	0.40	0.31	0.77	0.40
9	1	1.14	1.06	0.93	0.94		1	0.64	0.47	0.73	0.43
	2	1.14	0.90	0.79	0.74		2	0.64	0.49	0.76	0.46
	3	1.14	0.99	0.88	0.74						
	4	1.14	0.82	0.72	0.67						
	5	1.14	0.87	0.77	0.74						
	6	1.14	0.90	0.79	0.74						
	7	1.14	0.95	0.84	0.81						
10	1	0.78	0.67	0.86	0.87						
	2	0.78	0.50	0.63	0.52						
	3	0.78	0.46	0.59	0.52						
	4	0.78	0.49	0.63	0.52						
	5	0.78	0.62	0.79	0.56						
11	1	0.71	0.55	0.77	0.60						
	2	0.71	0.76	1.08	1.09						
	3	0.71	0.43	0.61	0.73						
	4	0.71	0.42	0.59	0.80						
12	1	0.63	1.35	2.16	0.98						
	2	0.63	1.47	2.34	1.09						
	3	0.63	0.66	1.06	0.36						
	4	0.63	0.71	1.13	0.40						
13	1	0.88	0.79	0.90	0.44						
	2	0.88	0.60	0.68	0.49						

図15は縦軸に柱脚／柱頭の降伏強度の比 B_y/T_y 、横軸に降伏転倒曲げ強度に相当するせん断力係数 C_{By} をとり、被害との関係調べたものである。被害を受けた柱脚の大部分は B_y/T_y が1以下で、 C_{By} は0.5以下になっている。ただし、 B_y/T_y が1程度でも柱脚部の破壊が生じている柱もある。この柱はNo.5の建物の柱で既に写真3に被害状況を示してある。柱脚部でコンクリートを打ち継いでいるようであり、そこで柱が滑っている。また、被りコンクリートが取れ、鉄筋の付着が喪失している。 C_{By} が0.3から0.5以下の場合には無被害と被害を受けた建物が混在している。図中にあるNo.19の建物および図からは大きくはみ出しているNo.14(表3参照)は C_{By} が0.5を超えているにもかかわらず柱脚部の破壊が生じている。No.14は既に写真2に被害の様子を示している。被りコンクリートが取れ、鉄筋の付着が喪失しており、柱脚部の補強主筋が有効に引張力を負担できなかったようである。No.19の建物は付着亀裂が顕著であり柱脚部の施工状態が悪いと報告されている。

当該層のせん断強度 C_0 が C_{By} を下回れば、柱脚部の破壊が生じる以前に当該層の柱、壁が破壊してしまう。そこで縦軸に C_{By}/C_0 を横軸に C_{By} を採り被害との関係調べたものを図16に示す。 C_{By} が0.4以下の建物でも柱脚部の破壊が生じていない建物があるが、それらは $C_{By}/C_0 > 1$ となっており、先に柱や壁が壊れてしまい柱脚部の破壊が報告されていないと考えられる。 C_{By} が0.4から0.5以下の場合には無被害と被害を受けた建物が混在している。以上から、 C_{By} が0.5以上あり、施工上の問題が無く、柱脚部の補強主筋が有効に働く事ができれば、柱脚部の被害は免れたといえる。

なお、柱脚部の被害を防ぐための条件としては本論で検討を行った C_{By} 、 B_y/T_y 、 C_{By}/C_0 等のパラメータの他に、梁降伏時あるいは終局メカニズム時の引張力および曲げモーメントに耐えるように柱脚部を設計する等も考えられる。

図15 柱脚部被害と柱脚／柱頭の強度比、転倒曲げ強度 C_{By}

図16 柱脚部被害と C_{By}/C_0 、転倒曲げ強度 C_{By}

6. まとめ

兵庫県南部地震で柱脚部に被害を受けた43棟のSRC造建物、および激震地にありながら柱脚部には被害を受けなかった13棟のSRC造建物について検討を行った。

統計的検討から以下の事が明らかにになり、地震時の転倒曲げによる引張力が柱脚部の被害の主要な原因であると推察した。①主筋やアンカーボルトが破断しているモードが多い。②鉄骨がとぎれることにより鋼材量が大きく減少する鉄骨量の多い充腹形の非埋込み柱脚に被害が多い。③外柱や壁付き柱の柱脚に被害が多い。④高い建物の柱脚に被害が多い。

そこで更に原因を掘り下げ、骨組み構造、耐震壁付き骨組みについて柱脚部に着目した建物の転倒曲げ強度に相当する等価なせん断力係数 C_{By} 、 C_{Bw} を求めるモデルを提案し、耐震壁付き骨組みでは骨組み構造の半分近くまで等価なせん断力係数が低下すること、建物が高くなると C_{By} は大きく低下するが塔状比にはあまり影響されない事を示した。被災地の建物の計算結果から C_{By} が0.5以上の建物では柱脚部の被害を受けにくいことを示した。

ただし、 C_{By} が0.5以上の建物であっても被害を受けた建物が2件あり、それらの建物では柱脚部付近のコンクリート打ち継ぎ部の施工状態が悪く脚部を補強している主筋が定着破壊を起こしていた。

謝辞 本論文に用いたデータの多くは日本建築学会鋼コンクリート合成構造運営委員会に寄せられたアンケートデータ及びSRC耐震設計小委員会に提供されたデータに基づくものである。協力していただいた方々に深謝の意を表します。また、建築防災協会：SRC耐震診断基準改訂委員会の委員の方々にも貴重な御意見を戴いています。委員の方々に深謝の意を表します。

参考文献

- [1] 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-2 1998.8
- [2] 称原良一、角陸純一、田中良三：兵庫県南部地震のSRC建物の被害検討 その1 非埋込み柱脚の被害と原因について、日本建築学会大会講演梗概集C-1pp869-870, 1996.9
- [3] 日本建築防災協会：改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説, 1997.12

(2000年4月10日原稿受理, 2000年6月20日採用決定)