

# 露出柱脚付低層鋼構造物の地震時応答性状と柱脚挙動について

## —その2 露出柱脚挙動の評価—

山西 央朗\*

(平成28年11月1日受付)

### A SEISMIC RESPONSE OF FRAME & COLUMN-BASE FOR LOW-RISE STEEL STRUCTURE WITH EXPOSED COLUMN-BASE

#### — part 2 Estimate of exposed column-base —

Teruaki YAMANISHI

(Received Nov. 1, 2016)

#### Abstract

Resistance characteristics of exposed column-base varied column axial force, and it many used in low-rise and middle-rise steel structures. Moreover, it is difficult to estimate of exposed column-base behaviour subjected to working stress of generally structure on ground motion.

The author discussed exposed column-base behaviour and structure response on ground motion, that uses seismic response analysis results obtain from low-rise steel structure with model that can reproduce the column-base behaviour.

In this paper, elucidate and estimate for exposed column-base mechanism and effective working stress.

**Key Words:** *exposed column-base, collapse mechanism, joint factor, column-base working stress, column-base rotational rigidity, frame response, shear-key*

#### 1. 序論

露出柱脚付低層鋼構造物の柱脚および構造物全体の挙動を検討するため、前報(その1)では、露出柱脚挙動を再現可能なモデルを柱脚部に設置した架構の地震応答解析を実施し、露出柱脚および構造物全体の応答を検討するための各種データを蓄積した。

本報では、その1に引き続き露出柱脚付低層鋼構造物の挙動について、力学モデル等を用いて各種挙動を検討する。

2章では、柱脚位置で発生する変動軸力<sup>1-4)</sup>に着目する。変動軸力は、柱に取り付く左右梁のせん断力差以外にも記録波で得られる鉛直方向の加速度や、基礎とベースプレートとの接触時衝撃力によっても生じる。露出柱脚の復元力

特性は柱軸力に依存する<sup>5,6)</sup>ため、これらが柱脚抵抗特性へ与える影響と設計時に検討すべき事項を示す。

3章では、柱のせん断力の伝播に着目する。その大部分は基礎とベースプレート間の摩擦力で伝播するが、上述のような変動軸力作用時には、シアークーのようなせん断力伝達機構を設ける必要がある。シアークーの存在応力を示すと共に、力学モデルによりその最大値を評価する。

4章では、第一層の層剛性と柱脚回転剛性との関係、第一層上梁へ与える影響等を数理的に議論する。

このように、架構の崩壊機構や弾性力学モデルを用いて、留意点や露出柱脚に作用する存在応力、一般に認識の統一されていない回転剛性の取り扱いに関する留意点を議論し、露出柱脚の合理的設計手法を確立するための知見を蓄

\* 広島工業大学工学部建築工学科

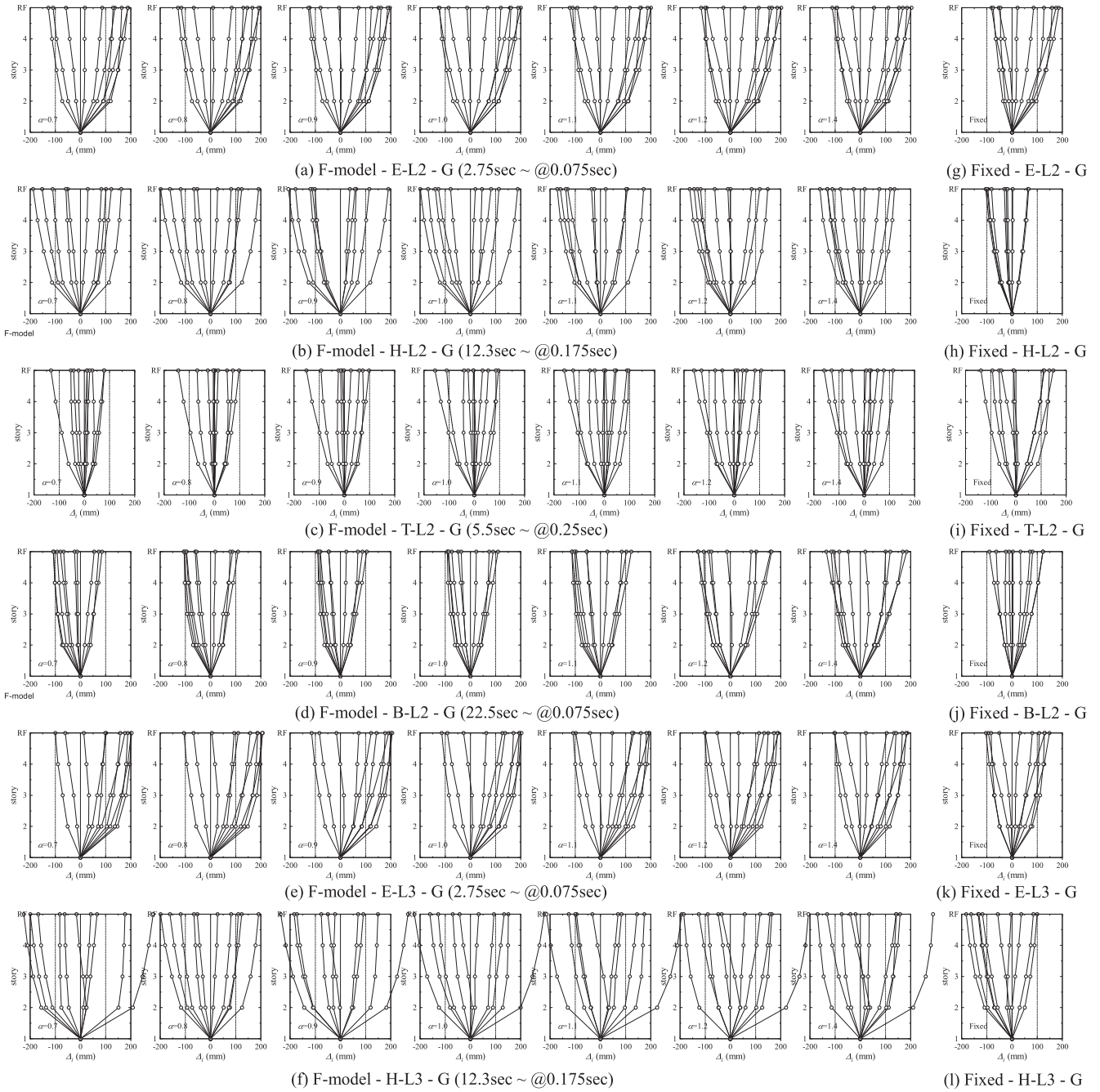


図1 架構の変形状態

積することを目的とする。

## 2. 柱軸力の変動

本章では、梁せん断力、基礎とベースプレートの接触時の衝撃的荷重、地震動鉛直成分が柱軸力の変動を生じさせる主要因として考え、それぞれの影響について議論する。

### 2.1 梁のせん断力による柱軸力の変動

まず、図1には最大速度を 50 kine, 75 kine として重力加速度を入力した時の各架構の変形状態を示すが、全応答はほぼ1次モードで振動していることが分かる。

また、梁崩壊型として全体崩壊形を形成するように設計されているため、崩壊時の架構の変形状態および任意柱の

釣合い状態は図2となる。当該崩壊形から、任意柱第1層下端に作用する最大・最小柱軸力  $N_{\max}$ ,  $N_{\min}$  は以下の式で定義できる。

$$N_{\min, \max} = N_D \pm \sum_{i=1}^n (Q_{Li} - Q_{Ri}) = N_D \pm \sum_{i=1}^n 2 \left( \frac{M_{PLi}}{L_L} - \frac{M_{PRi}}{L_R} \right) \quad (1)$$

ここに、 $N_D$ : 構造物自重による柱軸力、 $Q_{Li}$ ,  $Q_{Ri}$ : 任意柱  $i$  層左右梁から作用する梁せん断力、 $M_{PLi}$ ,  $M_{PRi}$ : 任意柱  $i$  層左右梁の全塑性耐力、 $L_R$ ,  $L_L$ : 任意柱に対して右側および左側の構造物スパン長である。

表1に梁の全塑性耐力を、表2に各柱の構造物自重によ

Position-floor	$M_p$ (kNm)	$N_D$ (kN)	$N_{max}, N_{min}$ (kN)
G2-R	827		
G2-4	1,113	-802	772, -2,376
G2-3	1,468	-1,541	-1,541
G2-2	1,629		

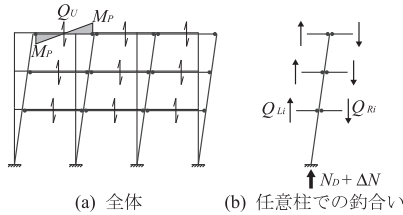


図2 架構の崩壊時変形状態

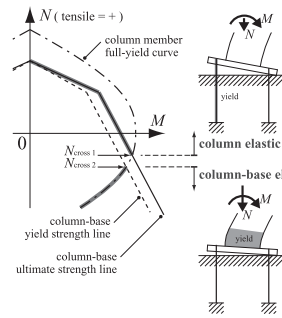


図3 M-N耐力相関関係上の降伏要素の切り替わり点  $N_{cross}$

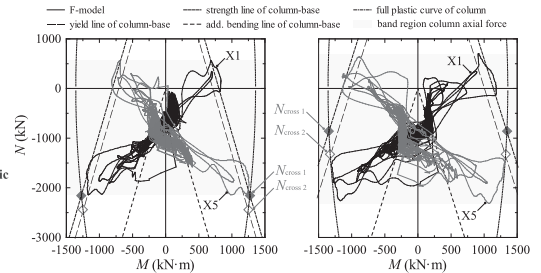


図4 側柱柱脚部の M-N 耐力相関関係上における降伏要素切り替わり点および柱軸力の変動域の例

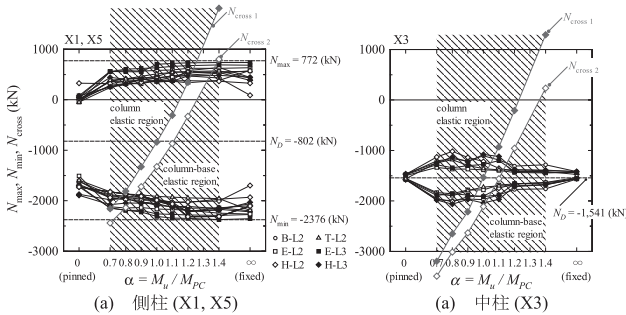


図5 最大・最小軸力の分布と  $N_{cross}$  点の推移 (UD=G)

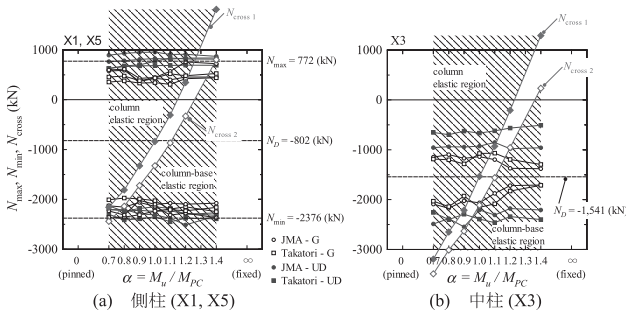


図6 最大・最小軸力の分布と  $N_{cross}$  点の推移 (UD=観測波)

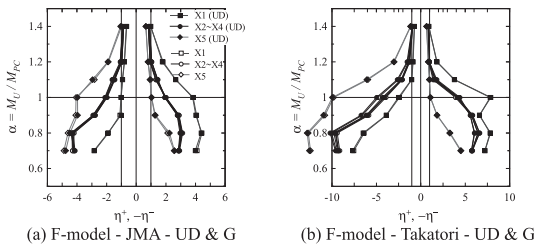


図7 露出柱脚の  $\eta^+, \eta^-$

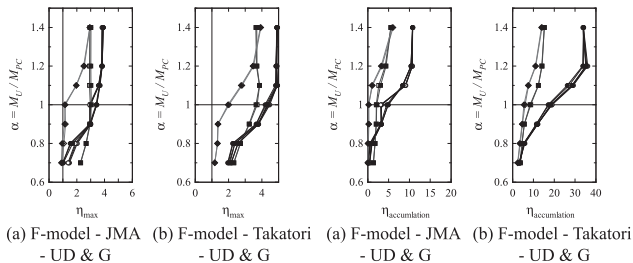


図8 柱下端部の  $\eta_{max}$

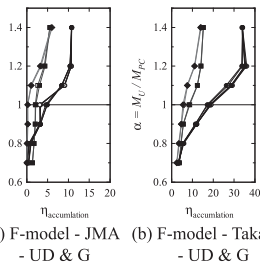


図9 柱下端部の  $\eta_{accumulation}$

る柱軸力および最大・最小柱軸力を示す。梁は層毎に統一されており、またスパンも均等なので、中柱は左右の梁から作用するせん断力が相殺して崩壊時においても柱軸力は構造物自重と等しい。一方、側柱は梁が左右の一方にしか

ないため、最大値は引張軸力領域まで、最小値は構造物自重による値の約3倍まで達する。

次いで、図3に、M-N耐力層間関係上に柱の全塑性耐力曲線、柱脚の降伏および最大耐力折れ線を示す。柱の全塑性耐力曲線と柱脚の最大耐力折れ線の交点  $N_{cross1}$  と、柱の全塑性耐力曲線と柱脚の降伏耐力折れ線の交点  $N_{cross2}$  は、柱脚周りの降伏要素の切り替わり点となる<sup>付録A</sup>。従って、変動軸力下の降伏要素の選定および図4の挙動の発現の有無は、 $N_{cross1}, N_{cross2}$  と  $N_{max}, N_{min}$  の相対関係により定められる。

但し、図4にM-N耐力相関関係解析結果と  $N_{cross1}, N_{cross2}$  位置の具体例を示すが、 $N_{cross1}, N_{cross2}$  は接合部係数に依存して大きく変化する。また、僅かではあるが柱軸力の変動域も変化している。

そこで、 $N_{cross1}, N_{cross2}$  の変遷と、式(1)より算出した  $N_{max}, N_{min}$  の精度を検討する。図5に接合部係数毎の  $N_{max}, N_{min}, N_{cross1}, N_{cross2}$  の分布を示す。同図中には、 $N_D$  および式(1)により算出した値を破線で、右下ハッチで柱弾性領域、右上ハッチで柱脚弾性領域も併せて示す。

図5(a)より、側柱の  $N_{max}, N_{min}$  は式(1)の値を上限および下限値として分布している。そして、 $N_{cross1}, N_{cross2}$  と  $N_{max}, N_{min}$  の相対的關係から、 $\alpha = 0.7$  で柱脚のみが降伏、 $\alpha = 0.8 \sim 1.2$  で柱および柱脚が共に降伏、 $\alpha = 1.4$  で柱のみが降伏すると読み取れ、前報(その1)の結果と整合している。すなわち、

$$N_{cross1} < N_{min} \quad : \text{柱弾性} \quad (2.a)$$

$$N_{min} \leq N_{cross1}, N_{cross2} \leq N_{max} \quad : \text{柱および柱脚共に降伏} \quad (2.b)$$

$$N_{max} < N_{cross2} \quad : \text{柱脚弾性} \quad (2.c)$$

と区画分けできる。

ここで、改めて式(1)に着目すると、当該式による値は柱に取り付く左右梁のせん断力差に着目した値である。これは、架構の変形・釣合い条件により生じ、柱脚の応答とほぼ同位相かつ崩壊機構形成時には常に発揮される。従って、柱または柱脚の塑性変形に寄与すると考えられ、式(1)

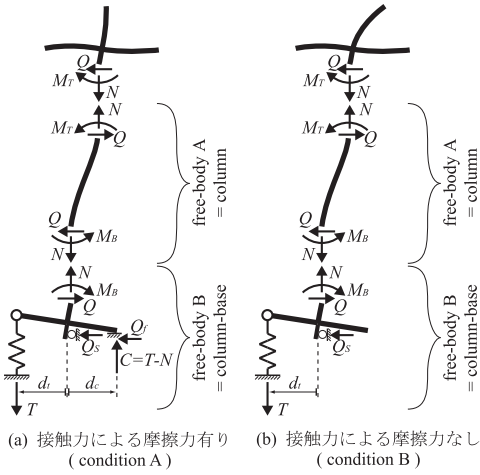


図10 任意柱の柱脚・柱の応力

表3 シアーキー最大せん断力の算定値

equation	$M_T$ (kN)	$N$ (kN)	$Q_S$ max (kN)
X1, X5 (6)	815	772	173.5
X2~X4 (5)	1,629	0	287

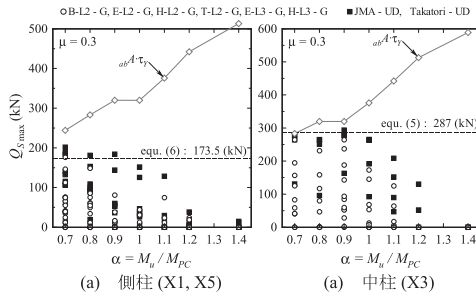


図11 シアーキーに作用するせん断力  $Q_S$  の最大値の分布

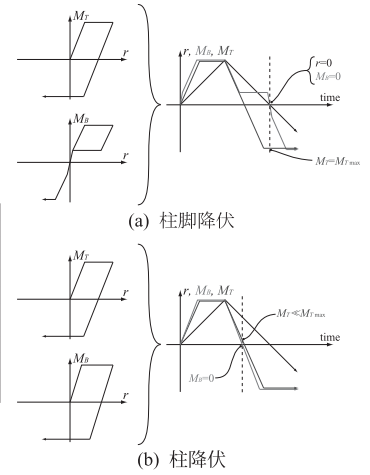


図12 柱頭・柱脚曲げモーメント時刻歴

に準じた柱軸力の変動が生じる柱脚では、式(2)により地震時の柱と柱脚の耐力変化を加味して設計しないと、荷重方向によって降伏要素が変化する可能性がある。

更に、式(1)の構成から、中柱においても  
 ・左右の構造スパンが極端に異なる。  
 ・左右の梁成が極端に異なる。  
 等、一般的ではないディテールの場合には、柱軸力の変動が大きくなる事が分かる。

2.2 ベースプレートと基礎との衝撃力による柱軸力の変動

図5 (b)より、中柱でも柱軸力の変動は生じている。これは、回転離開したベースプレートと基礎とが接触するときの衝撃力によるものである。これは、原点通過直後に発生するが直ぐに  $N_D$  に収束し(その1中、図26参照)、柱脚の降伏・最大耐力発揮時にはほぼ  $N_D$  と見なせ)、柱および柱脚の塑性変形に殆ど影響を与えない。従って、図5 (b) の柱軸力の分布によらず、式 (1), (2)により柱と柱脚の耐力変化を評価できる点と判断できる。

2.3 地震動鉛直成分による柱軸力の変動

ここでは、地震動鉛直成分の影響を吟味するため、記録波の JMA-kobe NS, Takatori NS と鉛直加速度として重力加速度  $G$  または各波の UD を入力した解析結果を分析する。解析結果として、図6に接合部係数毎の  $N_{max}$ ,  $N_{min}$ ,  $N_{cross1}$ ,  $N_{cross2}$  の分布を、図7に露出柱脚の正方向および負方向塑性率  $\eta^+$ ,  $\eta^-$  を、図8, 9に第一層柱下端部の最大塑性率および累積塑性変形倍率を示す。

図6より、重力加速度( $G$ )を入力した結果と比較して、地震動鉛直成分 (UD) を入力した場合は柱軸力の変動域が広く、かつ式(2)の梁のせん断力に依存した最大・最小柱軸力の範囲を超過している。一方、図7~9より、 $G$  および UD の結果は、ほぼ一致している。

UD は、柱軸力の変動を生じさせるが、UD と構造物の

変形のピークが同時刻で生じないこと、また、振動挙動のためピークの継続時間は短く、構造部材の塑性変形に寄与するエネルギーは少ないと考える。

以上より、地震動鉛直成分が露出柱脚弾塑性応答に与える影響は無視でき、従って、時刻歴地震応答解析での入力加速度には、地震動水平成分および重力加速度を採用すればよいことが分かる。

3. 露出柱脚シアーキーに作用するせん断力

本章では、柱のせん断力を基礎へと伝播する機構を、単純な力学モデルを利用して数式化し、その特性を議論する。更に、フレーム解析における柱脚の応答値から、摩擦力では負担しきれない力をシアーキーに作用するせん断力として考え、ラーメン架構における応答値を吟味する。

ここで、図10に露出柱脚付柱の柱脚・柱頭周りの応力を示す。

図10(a)より、ベースプレートと基礎との間に作用する摩擦力を  $Q_f$ 、シアーキーに作用する応力を  $Q_s$  とすると、以下の式が得られる。尚、図10中のベクトルを正の方向とする。

$$Q_s = Q - Q_f = Q - (T - N) \cdot \mu \geq 0 \tag{3.a}$$

ここに、 $T$ : アンカーボルト軸力、 $\mu$ : ベースプレートと基礎間の摩擦係数である。

次いで、free-body B の曲げモーメントの釣合いをを用いて  $M_B$  と  $T$  の関係を展開し、更に、free-body A の  $Q$  を  $M_T$ ,  $M_B$  で表現すると、

$$M_B = T \cdot (d_c + d_t) - N \cdot d_c \tag{3.b}$$

$$Q = \frac{M_T + M_B}{H} = \frac{M_T}{H} + \left\{ T \cdot (d_c + d_t) - N \cdot d_c \right\} \cdot \frac{1}{H} \tag{3.c}$$

となり、これらを用いれば  $Q_s$  は以下となる。

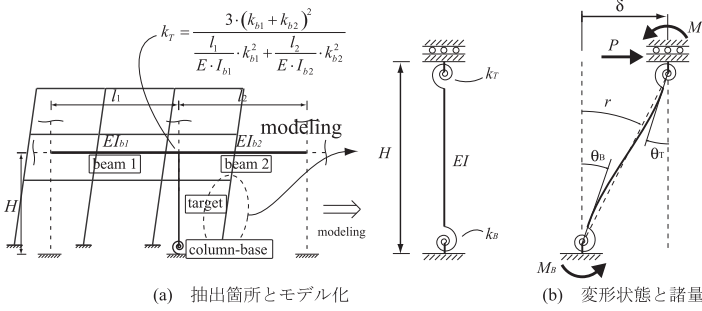


図13 柱脚付柱の略算モデル

$$C = T - N > 0 \quad \therefore T > N$$

$$Q_s = \frac{M_T}{H} - \left\{ T \cdot \left( \mu - \frac{d_c + d_t}{H} \right) + (-N) \cdot \left( \mu - \frac{d_c}{H} \right) \right\} \quad (4)$$

一方、図10(b)の free-body B より、基礎とベースプレートとの間に摩擦力が生じない場合は、

$$T = N \quad (N > 0)$$

$$Q_s = Q = \frac{M_T + M_B}{H} = \frac{M_T}{H} + N \cdot \frac{d_t}{H} \quad (5)$$

ここで、式(4)右辺第2項に着目する。当該数値は柱脚曲げモーメントに依存する値であり、階高  $H$ 、ベースプレート形状を表現する  $d_c$ 、 $d_t$  として摩擦係数  $\mu$  が含まれる。これらは、一般的な低層鋼構造物を考えると概ね以下の範囲である。

$$\left. \begin{aligned} H : d_c + d_t &= 1 : 0.1 \sim 0.2 \\ H : d_c &= 1 : 0.03 \sim 0.1 \\ \mu &\geq 0.3 \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

この範囲を加味すれば、式(4)においてアンカーボルト軸力  $T$  が増大する、すなわち、柱脚が曲げ抵抗する場合は、シアークーに作用するせん断力は低減することが分かる。一方、柱軸力は引張方向に増大する程、シアークーに作用するせん断力が増大する。

ここで、シアークーに作用する最大せん断力  $Q_{S \max}$  を検討する。

まず、側柱では、柱軸力が引張領域に達しておりベースプレートと基礎とが離間する可能性があるので式(5)を用いる。柱頭の曲げモーメントは梁の全塑性耐力を用いて  $M_T = 0.5M_p = 815$  (kNm)、柱軸力には表4の値を用いて  $N_{\min} = 772$  (kN) とする。中柱では、基礎とベースプレートとは常に接触していると考え、式(4)を用いる。柱頭の曲げモーメントは梁の全塑性耐力を用いて  $M_T = M_p = 1,629$  (kNm)、アンカーボルト軸力は  $T = 0$  とする。更に、図5(b)、図6(b)が示すように、衝撃力やUDの影響で柱軸力は小さくなる可能性があるため、安全側を取って  $N = 0$  とする。尚、式(5)中の  $d_t$  (F-model では  $d = d_c$ ) には、本研究対象の平均的な値として 220 (mm) を採用する。

表3に得られた値を、図11に本研究の解析変数を対象

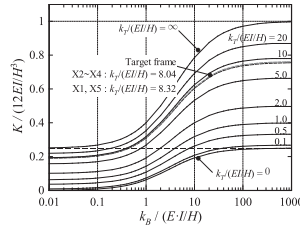


図14  $K - k_B$  関係(両端固定柱の水平剛性で無次元化)

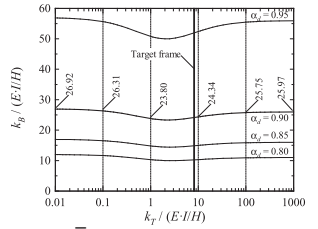


図15  $\bar{k}_B / (EI/H) - k_r / (EI/H)$  関係 ( $\alpha_d = 0.80, 0.85, 0.90, 0.95$  の軌跡)

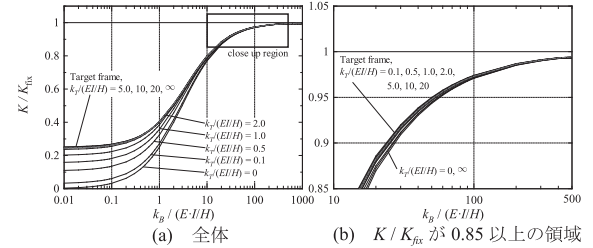


図16  $K - k_B$  関係 ( $K_{fix}$  で無次元化)

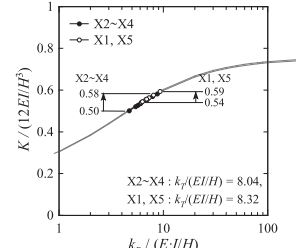


図17  $K - k_B$  関係 ( $k_B = K_S$ )

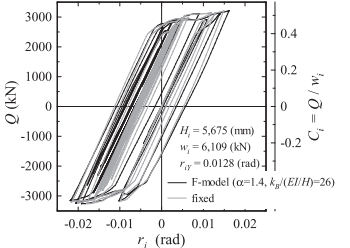


図18 第一層の  $Q_1 - r_1$  関係 (E-L3 - G)

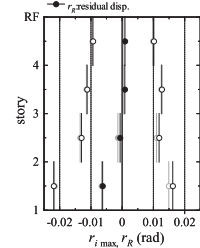


図19 最大層間変形角分布 (E-L3 - G)

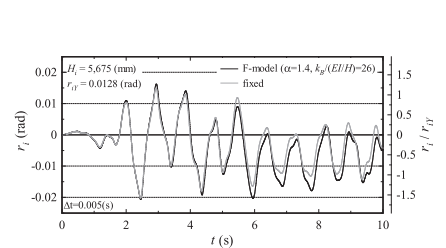


図20 第一層層間変形角  $r_1$  時刻歴 (E-L3 - G)

に、各柱脚で算出した最大の  $Q_{S \max}$  の分布を記す。また、上述の  $Q_{S \max}$  の計算値として、(a)側柱は式(5)、(b)中柱は式(4)より算出した値を破線で示し、また、せん断力の大きさを議論するために各柱脚に設置したアンカーボルト単体の降伏せん断力  $abA \cdot \tau_y$  の分布も示す。尚、中柱については、代表値として X3 のみを示している。

図11より、解析結果の最大の  $Q_{S \max}$  の分布は、 $\alpha < 1.2$  の範囲であれば式(4)、(5)で算出した値をほぼ上限として分布している。一方、 $1.2 < \alpha$  である時に  $Q_{S \max}$  は相当小さくなる。これは柱脚の履歴形状が完全弾塑性型となり、 $T = 0$  ( $M = 0$ ) がの時に  $M_T$  が小さく、それ以外は  $T$  が生じることで  $Q_s$  が減少するためである (図12 参照)。

以上より、式(4)、(5)でシアークーに作用する最大の応力を評価できること、また、中柱においてもシアークーが負担すべき応力は存在することが分かる。但し、その値は、最大でもアンカーボルト単体の降伏せん断力  $abA \cdot \tau_y$  と等

しい程度である。

#### 4 露出柱脚回転挙動による影響

##### 4.1 回転剛性と柱の水平剛性

露出柱脚の回転剛性と柱の水平剛性  $K$  (部材が生じたときの水平力-水平変位関係上の剛性) を議論するため、先ず、第一層の柱を図 13 に示すように、単一柱上下に回転バネを有する略算モデルへと置換する。上端の回転バネ  $k_T$  は柱左右に取り付く梁の曲げ剛性により定義し、下端の回転バネ  $k_B$  は露出柱脚の回転剛性とする。

図 13 (b) の変形状態から、水平剛性  $K (= P/\delta)$  を柱の曲げ剛性  $EI$ 、柱上下端の回転バネ  $k_T, k_B$  で表現すると、以下のとなる。

$$K = \frac{1}{H^2 \left[ \frac{1}{k_T} + \frac{H}{3E \cdot I} - \frac{\left( \frac{1}{k_T} + \frac{H}{2E \cdot I} \right)^2}{\frac{1}{k_B} + \frac{1}{k_T} + \frac{H}{E \cdot I}} \right]} \quad (7)$$

$k_T, k_B$  が柱の水平剛性に及ぼす影響を検討するため、図 14 に  $k_T$  を変数とした柱の水平剛性  $K$  - 柱脚回転バネ剛性  $k_B$  関係を示す。尚、各値は式(7)を利用して算出し、また、縦軸は両端固定柱の水平剛性で無次元化、 $k_B, k_T$  は柱の  $EI/H$  で無次元化している。図 14 より、 $K$  が変動する領域は  $k_T$  によらず、 $0.1 < k_B/(EI/H) < 100$  である。

次に、柱脚が固定端とした場合の水平剛性  $K_{fix}$  は、 $k_B = \infty$  を式(7)に代入して、以下のように表現される。

$$K_{fix} = \frac{1}{H^2 \cdot \left( \frac{1}{k_T} + \frac{H}{3E \cdot I} - \frac{\left( \frac{1}{k_T} + \frac{H}{2E \cdot I} \right)^2}{\frac{1}{k_T} + \frac{H}{E \cdot I}} \right)} \quad (8)$$

更に、 $K$  と  $K_{fix}$  の比を表す値を  $\alpha_d (= K/K_{fix}, 0 < \alpha_d < 1)$  と定義し、式(7)、(8)と  $\alpha_d$  の定義を用い、 $k_B$  に着目して式展開を実施する。なお、当該式を満足するとき  $k_B = \bar{k}_B$  とし表現する。

$$\bar{k}_B = \frac{1}{\frac{1}{k_T} - \frac{H}{E \cdot I} + \frac{\left( \frac{1}{k_T} + \frac{H}{2E \cdot I} \right)^2}{\left( 1 - \frac{1}{\alpha_d} \right) \cdot \left( \frac{1}{k_T} + \frac{H}{3E \cdot I} \right) + \alpha_d \cdot \frac{\left( \frac{1}{k_T} + \frac{H}{2E \cdot I} \right)^2}{\frac{1}{k_T} + \frac{H}{E \cdot I}}} \quad (9)$$

ここで、 $\alpha_d = 0.80, 0.85, 0.90, 0.95$  を有し  $k_T$  を変数とした場合の  $\bar{k}_B - k_T$  関係を図 15 に示す。図 15 より、各  $\alpha_d$  を満足するための  $k_B$  は一定値ではないものの  $k_T = \infty$  として検討すれば合理的な値を得られることがわかる。例えば、 $\alpha_d = 0.90$  で  $k_B/(EI/H)$  の値を見ると、 $k_T/(EI/H) = 0.1$  以下の

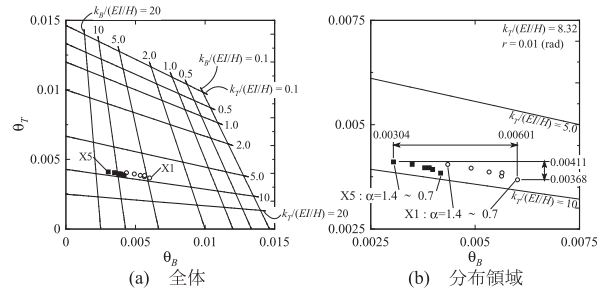


図 21  $\theta_T - \theta_B$  関係 (弾性範囲,  $r=0.01$  (rad))

領域では、剛接剛と定義するための回転剛性と比較して不足するが、一般的なラーメン構造物で得られる  $3 < k_T/(EI/H) < 10$  の領域に対して  $k_T = \infty$  の値は安全側となり、工学的合理性が得られている。

また、当該事項を吟味するため、図 16 に  $K/K_{fix} - k_B$  関係を示す。図 16 より、各曲線は  $k_B$  が大きくなるにつれて収束する傾向にあり、図 16 (b) に示した  $10 < k_B/(EI/H)$  の領域では概ね重なっている。すなわち、図 16 (b) に示す領域では各曲線は  $k_T$  に対して独立していると判断でき、柱脚の固定度 (回転剛性) が柱の変形剛性に与える影響については、柱の曲げ剛性  $EI$  と柱脚回転剛性  $k_B$  間の関係性のみで議論できると判断する。

最後に、具体的な数値を議論するため、式を単純化する。図 15, 16 の状況を加味して式(9)に  $k_T = \infty$  を代入すれば、

$$\bar{k}_B = \frac{EI}{H} \cdot \frac{1}{-1 + \frac{3\alpha_d}{4\alpha_d - 1}} = \frac{EI}{H} \cdot \frac{4\alpha_d - 1}{1 - \alpha_d} \quad (0.9 \leq \alpha_d \leq 1.0) \quad (10)$$

が得られる。そして、当該式に  $\alpha_d = 0.90$  または  $\alpha_d = 0.95$  を入力する。

$$\alpha_d = 0.9 \Rightarrow \bar{k}_B = \frac{E \cdot I}{H} \cdot \frac{4 \cdot 0.9 - 1}{1 - 0.9} \approx 26 \cdot \frac{E \cdot I}{H} \quad (11.a)$$

$$\alpha_d = 0.95 \Rightarrow \bar{k}_B = \frac{E \cdot I}{H} \cdot \frac{4 \cdot 0.95 - 1}{1 - 0.95} \approx 56 \cdot \frac{E \cdot I}{H} \quad (11.b)$$

このように、変形軸上において固定端を確保するために必要な露出柱脚の回転剛性値が、柱の曲げ剛性を用いて明確に定められる。

ここで、本研究の解析対象を利用して一般的なディテールの挙動を検討する。図 17 に  $K - k_B$  関係上に式(7)と各解析モデルの  $K_S$  を用いて算出した中柱 (X2-X4) と側柱 (X1, X5) の各接合部係数毎の剛性分布を示す。露出柱脚の耐力に着目した接合部係数の変化  $\alpha = 0.7 \sim 1.4$  に対して、水平剛性に与える変化の割合は 1 割り以下である。更に、 $\alpha = 1.4$  の柱脚であっても固定端とした場合の 6 割程度の水平剛性しか有していない。この一因として、アンカーボルトのサイズアップによる軸耐力増大に対し、軸剛性増大が緩慢であることが挙げられる<sup>付録B</sup>。尚、付加曲げ抵抗域についての考察は、付録 C に簡潔に述べる。

図 18~20 に接合部係数  $\alpha=1.4$  として式(11.a)を満足する回転剛性を露出柱脚に与えた架構の解析結果の一例を示す。図 18~20 より、式(11.a)の条件を満足する場合、露出柱脚を有していても固定端に近い結果を示している。すなわち、式(10)によって露出柱脚の影響を明解に定義・議論できることを示している。

#### 4.2 露出柱脚挙動が第一層より上の架構に与える影響について

図 13 に記したモデルは、柱上端部回転バネが柱部の回転拘束条件と節点角を、柱下端部回転バネが露出柱脚回転挙動を再現する。従って、柱下端部回転バネの剛性変化と柱上端部回転バネの回転量との関係から、柱脚挙動と第一層より上の架構との関係が読み取れる。そこで、本節では図 13 のモデルを用いて、露出柱脚挙動が第一層より上の架構に与える影響を吟味する。

まず、図 13 (b) のモデルにおける任意回転バネ 1 の回転量  $\theta_1$  は、以下の式で表現できる。

$$\theta_1 = \frac{\delta}{H} \cdot \frac{1/k_1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{H}{E \cdot I} \cdot \left( \frac{1}{k_2} + \frac{H}{3E \cdot I} \right) - \left( \frac{1}{k_2} + \frac{H}{2E \cdot I} \right)} \quad (12)$$

ここに、 $k_1$ : 回転角算出対象とする回転バネの回転剛性、 $k_2$ : もう一方の回転バネの回転剛性である。

図 21 に、式(12)を用いて算出した  $r = 0.01$  (rad) 時の  $k_T$  一定または  $k_B$  一定の直線を示す。また、前報に示した静的荷重増分解析の第一層層間変形角  $r_1 = 0.01$  (rad) 時の X1 または X5 のベースプレート回転角を  $\theta_B$  として、第一層柱上部の接点角を  $\theta_T$  とし、図 21 上に併せて示す。

図 21 より、各直線および静的増分解析の分布より、一方の回転剛性の変化が他方の回転角へ与える影響は緩慢である。具体的には、X1 と X5 との回転角の分布は、回転剛性の変化により  $\theta_B = 0.00304 \sim 0.00601$  の変化があるのに対し  $\theta_T = 0.00368 \sim 0.00411$  であり、 $k_B$  や  $\theta_B$  が倍半分変化しても、 $\theta_T$  は 1 割程度しか変化しない。

#### 5. 結論

単純な力学モデルを利用して、露出柱脚を有する柱の抵抗機構を検討、また状態を表現する数式を誘導し、露出柱脚と構造物との相互関係を検討した。また、前報(その1)の解析結果を利用しながら、実構造物における露出柱脚挙動とその影響を吟味した。得られた知見を以下にまとめる。

1. 式(1)により、梁のせん断力に基因した柱軸力の変動量を推定でき、これは露出柱脚周りの弾塑性挙動に支

配的な影響を与える。一方、ベースプレート回転離間に伴い生じる基礎とベースプレートとの接触時に生じる衝撃力、および地震動鉛直成分による柱軸力の変動は柱脚周りの弾塑性挙動に殆ど影響しないことを確認した。

2. 柱脚のシアーキーに作用するせん断力は式(4)または(5)により評価でき、中柱のシアーキーにもせん断力は生じる。その値は接合部位係数が大きいほど減少し、一般的なディテールの構造物であれば、アンカーボルト一本分の降伏せん断力と等しいか小さい。
3. 上下端に回転バネを有した柱の弾性挙動を利用して露出柱脚が構造物応答に与える影響を吟味し、本研究の解析対象においては、柱脚回転挙動が構造物層剛性に与える影響は大きいこと、但し接合部係数の変化が剛性に与える影響は小さいことを確認した。  
また、式(10)により固定端と見なすために必要な回転剛性を定義し、時刻歴応答解析にて整合することを確認した。

#### 参考文献

- 1) 玉井宏章：変動軸力と繰返し曲げを受ける露出柱脚の載荷実験：変動軸力下の半剛接特性，日本建築学会構造系論文集，第 567 号，pp.149-156, 2003.5.
- 2) 玉井宏章：変動軸力の影響を考慮した露出柱脚付骨組の弾塑性解析法，日本建築学会構造系論文集，第 571 号，pp.127-135, 2003.9.
- 3) 山西央朗，高松隆夫，玉井宏章，松村高良，松尾彰：引張軸力領域を含む変動軸力を受けるノンスリップ型露出柱脚の抵抗特性，日本建築学会構造系論文集，第 74 巻 第 642 号，pp.1495-1502, 2009.8.
- 4) 山西央朗，高松隆夫，玉井宏章，澤田樹一郎，松尾彰：引張軸力領域を含む変動軸力と曲げを受けるアンカーボルト多数配列型露出柱脚に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 76 巻 第 660 号，pp.397-405, 2011.2.
- 5) 秋山宏：鉄骨柱脚の耐震設計，技報堂出版，1985.3.
- 6) 山西央朗，高松隆夫，玉井宏章，松村高良，松尾彰：一定引張軸力を受ける露出柱脚の抵抗機構と復元力特性モデル，日本建築学会構造系論文集，第 74 巻 第 637 号，pp.561-567, 2009.3.

#### 付録 A 露出柱脚付柱の降伏要素が切り替わる軸力値

図 3 に示す、柱の全塑性耐力曲線、露出柱脚の降伏および最大耐力折れ線が、図 A.1 に定める値を用いて、以下の式により表現できるとき、

$${}_{c}M_{PC} = B \cdot t \cdot {}_{c}\sigma_Y \cdot (D-t) + \frac{t \cdot {}_{c}\sigma_Y}{2} \cdot \left\{ (D-2t)^2 - \frac{N^2}{4t^2 \cdot {}_{c}\sigma_Y^2} \right\} \quad (A.1)$$

$$M_Y = {}_{AB}A \cdot \sigma_Y \cdot \left\{ \alpha n \cdot (d_c + d_t) + \beta n \cdot \frac{d_c^2}{d_c + d_t} \right\} - N \cdot d_c \quad (A.2)$$

$$M_U = \left\{ \alpha n \cdot {}_{AB}A \cdot \sigma_Y \cdot (d_c + d_t) + \beta n \cdot {}_{AB}A \cdot \sigma_Y \cdot d_c \right\} - N \cdot d_c \quad (A.3)$$

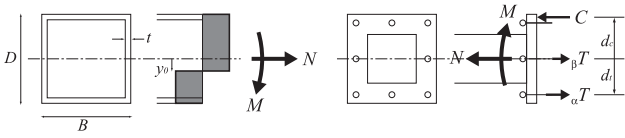


図 A.1 任意柱の柱脚・柱の応力

図3における降伏要素が切り替わる点は、

$$N_{cross1} = 4t \cdot c \sigma_Y \cdot \left\{ d_c - \sqrt{d_c^2 - \frac{M_U}{2t \cdot c \sigma_Y} + \frac{B \cdot (D-t)}{2} + \frac{(D-2t)^2}{4}} \right\} \quad (A.4)$$

$$N_{cross2} = 4t \cdot c \sigma_Y \cdot \left\{ d_c - \sqrt{d_c^2 - \frac{M_Y}{2t \cdot c \sigma_Y} + \frac{B \cdot (D-t)}{2} + \frac{(D-2t)^2}{4}} \right\} \quad (A.5)$$

と定められる。これらを用いて、2.1節の図5、図6中の  $N_{cross}$  を算出している。但し、当該式は、軸力レベルが小さい領域に限り、すなわち、下記に定める領域で有効である。

$$|N| < {}_wN_Y = (D-2t) \cdot 2t \cdot c \sigma_Y, \quad N \leq \alpha n \cdot {}_aT_Y + \beta n \cdot {}_bT_Y \quad (A.6)$$

付録 B アンカーボルトの軸耐力および軸剛性

アンカーボルト断面積の増大により、降伏軸力および弾性軸剛性を増大させることはできる。しかし、コーン状破壊を回避するため有効長さを  $20D$  確保する必用があり、

実際の断面積の寄与を一般式で表現すると、

$$K = \frac{A \cdot E \cdot (d_c + d_t)^2}{L} = \frac{A \cdot E \cdot (d_c + d_t)^2}{20D} = \frac{A \cdot E \cdot (d_c + d_t)^2}{20 \cdot 2 \sqrt{\frac{A}{\pi}}} = \sqrt{A} \frac{E \cdot (d_c + d_t)^2 \cdot \sqrt{\pi}}{40} \quad (B.1)$$

$$M_Y = A \cdot \sigma_Y \cdot (d_c + d_t) \quad (B.2)$$

となる。当該式より、アンカーボルト断面積の増大による影響は、曲げ耐力に対して回転剛性の増大比は低いことがわかる。

付録 C 付加曲げ領域の取り扱いに対する一考察

柱軸力により生じる付加曲げ領域では高い回転剛性が発現するため、しばし無限剛性が与えられる。図 C.1 に示す付加曲げ領域の回転剛性値より、本研究で試設計した各柱脚の付加曲げ領域の回転剛性は、固定端と見なせる（固定端である場合の9割以上の水平剛性を確保）と判断できる。

但し、これら値は、基礎を剛面とした時に得られた値である。通常のRC基礎を配置した場合の挙動等については、実大実験結果等を利用して、十分な議論が必要であろう。

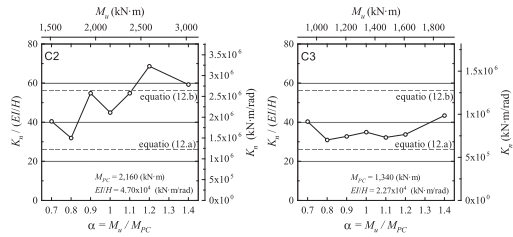


図 C.1 付加曲げ領域の柱脚回転剛性－接合部係数関係