広島工業大学紀要研究編
第59巻（2025）83-93
論　　文

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6　第一層柱上端の塑性ヒンジ形成条件について

山西　央朗*

（平成6年11月14日受付）

A SEISMICRESPONSE OF FRAME & COLUMN-BASE FOR LOW-RISE STEEL STRUCTURE WITH EXPOSED COLUMN-BASE

part 6 – derive the conditions for plastic hinge formation at the top ends of first-story columns –

Teruaki YAMANISHI

（Received November 14, 2024）

Abstract

Steel structural members show a spindle-shaped hysteresis, while exposed column bases are shown to have a slip-type or double-flag-type hysteresis shape. Consequently, in the first story of frames with exposed column bases, different types of hysteresis shapes are mixed. Alternatively, to form a full-story collapse mechanism while maintaining the elasticity of the columns, it is necessary to track the incremental stresses in the columns after the surrounding members yield. However, as mentioned above, the mixing of different hysteresis shapes complicates the stress increments in the columns and may impose a significant load on them.

In this study, derive the conditions for plastic hinge formation at the top ends of first-story columns, taking into account the hysteresis shape of exposed column bases, and examine the consistency with time-history response analysis results.

Key Words: exposed column-base, slip-type, double-flag-type, column-yield condition on 1st layer topside

1　序論

柱に塑性ヒンジが形成されることは，第一層下端，最上層上端を除いて可能な限り抑制するべきである．これは，全層崩壊機構を形成することにより，個々の塑性ヒンジの塑性回転量（損傷度合）をできる限り小さくし，構造物の倒壊を回避する，または地震後継続使用性の可能性を少しでも高められるという観点に基づいている．

応答解析等を行わず，これを実現するためには柱梁耐力比を1.5とするべきとされており[1)]，一般的な設計にて多く採用されている数値である．当該数値は，鋼材の降伏点のバラつき，鋼材の塑性硬化，層方向のせん断力と剛性の分布（すなわち剛性率に該当する．これを以後，剛性率の影響とまとめて記述する），床スラブとの合成効果，そして斜め方向入力の影響等を総合的に考慮して定められたものである．特に，斜め方向入力の影響が支配的であるとされている．

また，上記を個別に追跡すると，剛性率を加味して必要とされる柱梁耐力比は1.3程度[2)]であるとされている．剛性率のバラつき，すなわち層毎の変形度合いの違いは，柱上

* 広島工業大学 工学部建築工学科　准教授・博士（工学）

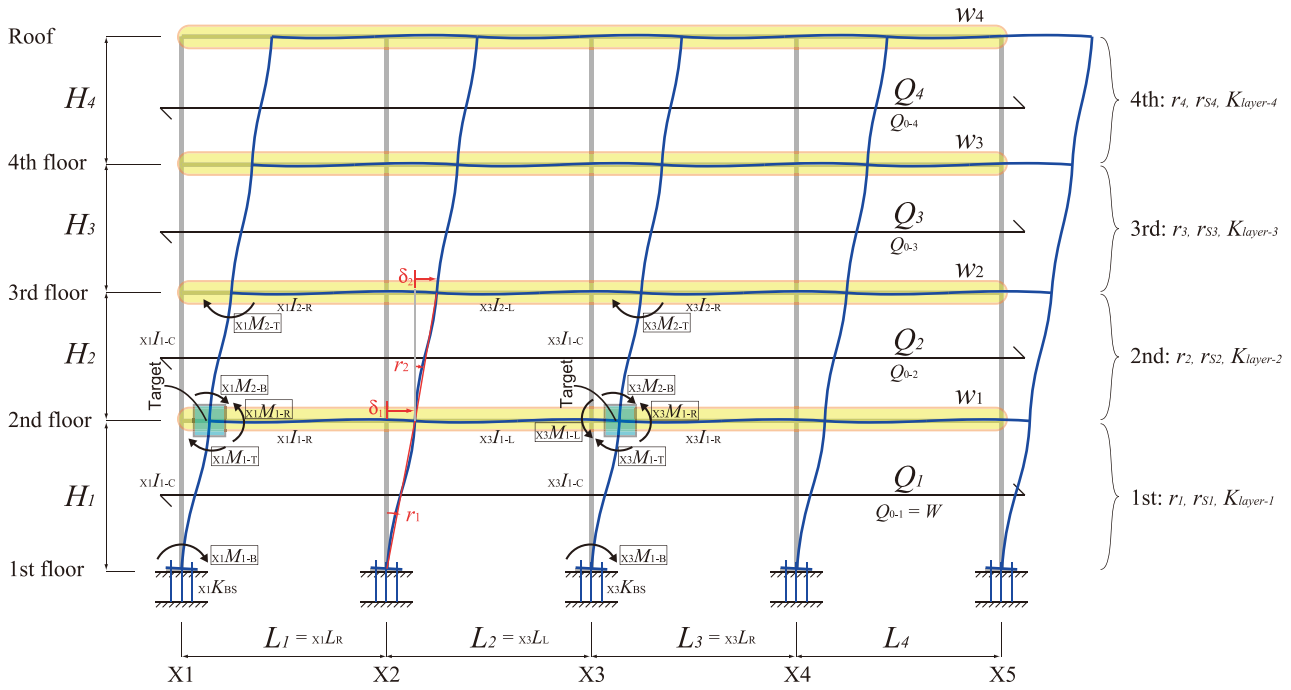


Fig.1 Deformation & symbols of target structure

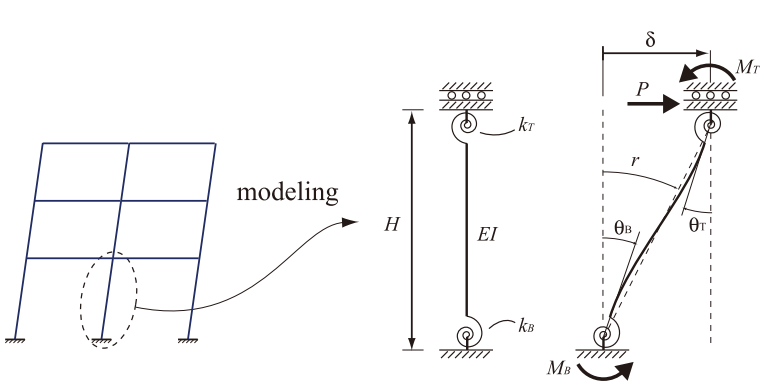


Fig.2 Abbreviated calculation model & geometry symbols

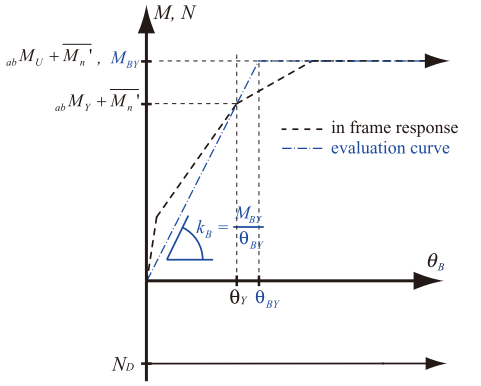


Fig.3 Rotational spring obtain form column-base

下端の変形度合いの大小に直接的に影響するので，これを加味した因子である．尚，新耐震設計以降に導入されている耐震計算ルート[3]におけるルート 2 で採用されている「剛性率≧ 6 /10」を満足する必要がある[2]．

このように，剛性率の影響が柱降伏を抑制するための柱梁耐力比を定める上で重要な因子と認識されていることは周知されている．

一方，層剛性を著しく低減させる可能性のある構造要素が含まれる場合等を加味した柱梁耐力比に言及した指摘，研究は多くない．本論の表題にある露出柱脚は，接合要素の塑性化（アンカーボルト降伏を指し，以後，柱脚降伏型と記す）を伴うと，層剛性を著しく低下させる“スリップ型”または“ダブルフラッグ型”の履歴形状を示すことが周知されており，先の記述の様に，第一層柱上端の塑性化を助長することがフレーム解析の結果等に基づき指摘されている[4),5)]．

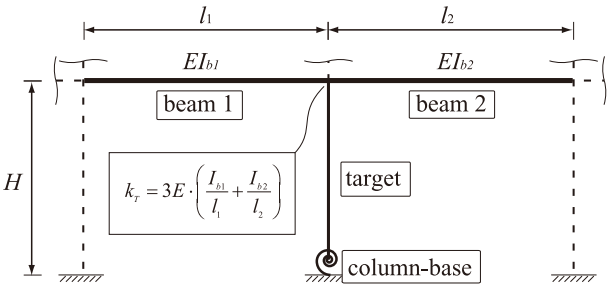


Fig.4 Rotational spring obtain from beam

特に，露出柱脚の柱脚降伏型においては履歴形状が鋼材の紡錘型と異なるため，その軌跡を考慮しながら追跡しなければならない．

本論文では，露出柱脚の柱脚降伏型が保有するスリップ型，およびダブルフラッグ型の履歴形状の軌跡を追跡しながら，第一層剛性変化を加味して第一層柱上端に塑性ヒン

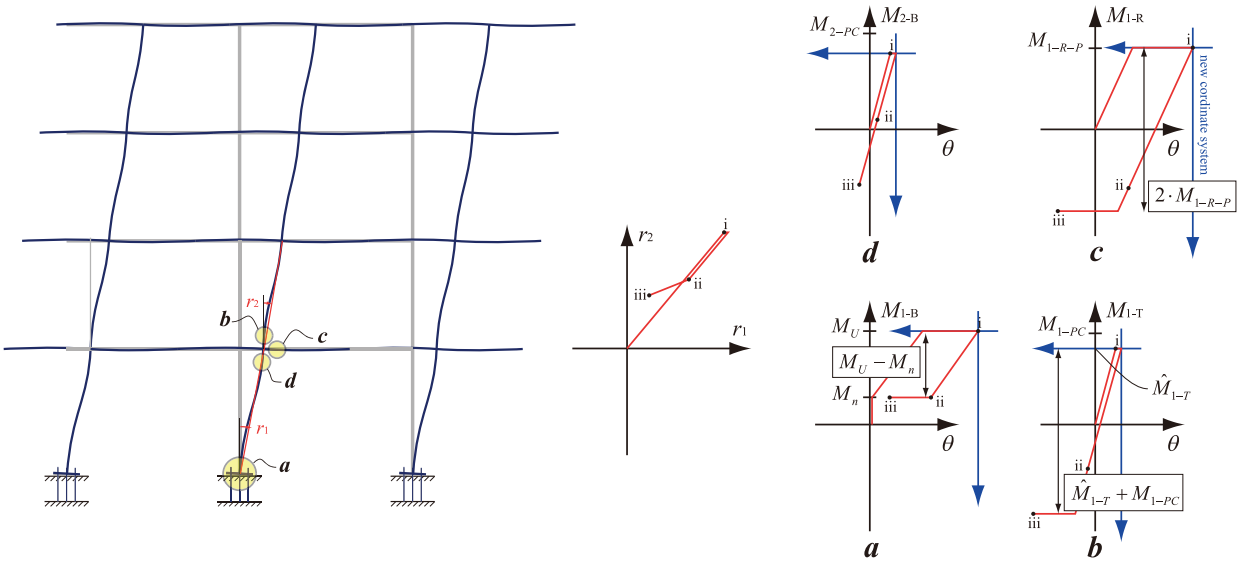


Fig.5　Hysteresis of column-base beam, column on elasto-plasticy region

ジが形成される条件を構築することを目的とする．

2　基本事項と第一層柱上端に塑性ヒンジが形成される条件

図１に多層多スパン架構の変形，諸量を示す．柱端部に塑性ヒンジが形成される条件を追跡する手法は，先ず，各層の層剛性 $K_{\text{layer-i}}$，層せん断力 Q_i を定める．次に，任意節点に着目したら，当該節点に取り付く柱端の曲げ応力 $M_{\text{i+1-B}}$, $M_{\text{i-T}}$ を算出して全塑性耐力に対する比（存在応力比）を得ると共に，節点方程式より当該節点に取り付く梁端の応力 $M_{\text{i-L}}$, $M_{\text{i-R}}$ と存在応力比も得る．これら，存在応力比の大小関係に着目して，柱に塑性ヒンジが形成される耐力値を導出する．

第一層柱上端を対象としてこれら数値の追跡をするが，フレーム解析を介してではなく，第一層柱，第二層柱をそれぞれ図２に示す回転バネ付単一柱（以後，単一柱モデルと記す）に置換する．また，梁による柱の拘束効果を回転バネに置換するが，これを図４に示す式により評価する[6]．また，層せん断力の分布は，A_i 分布により定める．

2.1　露出柱脚の回転剛性を考慮した条件式

先ず，露出柱脚の回転剛性を図３の様に単純化し，これを k_B とした第一層の水平剛性は以下の式を用いて得られる．

$$K_{sys-i-j}=\frac{1}{H^2}\cdot\frac{\dfrac{1}{k_C}+\dfrac{1}{k_B}+\dfrac{1}{k_T}}{\dfrac{1/12}{k_C^2}+\dfrac{1/3}{k_C\cdot k_B}+\dfrac{1/3}{k_C\cdot k_T}+\dfrac{1}{k_B\cdot k_T}} \qquad (1)$$

$$K_{layer-i}=\sum k_{sys-i-j} \qquad (2)$$

次に，層間変形角 r を導出し，柱上下端の材端曲げ応力 M_T, M_B を得る．

$$r_i=\frac{Q_{0-i}}{K_{layer-i}}=\frac{Q_{0-i}}{\sum k_{sys-i-j}} \qquad (3)$$

$$M_T=k_T\cdot\theta_T=r\cdot\frac{\dfrac{1/2}{k_C}+\dfrac{1}{k_B}}{\dfrac{1/12}{k_C^2}+\dfrac{1/3}{k_C\cdot k_B}+\dfrac{1/3}{k_C\cdot k_T}+\dfrac{1}{k_B\cdot k_T}} \qquad (4)$$

$$M_B=k_B\cdot\theta_B=r\cdot\frac{\dfrac{1/2}{k_C}+\dfrac{1}{k_T}}{\dfrac{1/12}{k_C^2}+\dfrac{1/3}{k_C\cdot k_B}+\dfrac{1/3}{k_C\cdot k_T}+\dfrac{1}{k_B\cdot k_T}} \qquad (5)$$

そして，梁端部曲げ応力は，例えば図１中Ｘ３柱第一層上節点を例に取れば第一層柱上端の曲げ応力 $M_{\text{1-T}}$，第二層柱下端の曲げ応力 $M_{\text{2-B}}$ により定義できる．

$$M_R=\frac{\dfrac{E\cdot I_R}{L_R}}{\dfrac{E\cdot I_L}{L_L}+\dfrac{E\cdot I_R}{L_R}}\cdot\left(M_{1-T}+M_{2-B}\right) \qquad (6)$$

$$M_L=\frac{\dfrac{E\cdot I_L}{L_L}}{\dfrac{E\cdot I_L}{L_L}+\dfrac{E\cdot I_R}{L_R}}\cdot\left(M_{1-T}+M_{2-B}\right) \qquad (7)$$

また，本研究では単純化の為に左右梁の構造性能を同一としており，以下が得られる．

$$\frac{E\cdot I_L}{L_L}=\frac{E\cdot I_R}{L_R}\quad\therefore M_L=M_R=\frac{1}{2}\cdot\left(M_{1-T}+M_{2-B}\right) \qquad (8)$$

そして，第一層は露出柱脚の影響で剛性率は小さくなり，第一層柱上端の存在応力比 $m_{\text{1-T}}$ は第二層柱下端の存在応力比 $m_{\text{2-B}}$ に比較して常に高いものとする．

$$1.0 \le \alpha_F = \frac{m_{1-T}}{m_{2-B}} = \frac{M_{1-T} \diagup M_{1-PC}}{M_{2-B} \diagup M_{2-PC}} \qquad (8)$$

最後に，左右梁の存在応力比 $m_{1\text{-L}}$ or $m_{1\text{-R}}$ より，第一層柱上端の存在応力比 $m_{1\text{-T}}$ が小さければ梁が先行降伏することになる．

$$m_{1-T} < m_{1-R} = \frac{M_{1-R}}{M_{1-R-P}} = m_{1-L} = \frac{M_{1-L}}{M_{1-L-P}} \qquad (9)$$

$$M_{1-R-P} < \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{M_{2-B}}{M_{1-T}} \right) \cdot M_{1-PC} \qquad (10)$$

ここに，H：階高，k_C：柱の曲げ剛性を材長で除した値（$=EI/H$），$Q_{0\text{i}}$：層せん断力の分布比（$Z \cdot R_{\text{t}} \cdot C_0$で除して基準化），$K_{\text{layer}}$, K_{sys}：層，単一柱モデルの水平剛性，θ_{T}, θ_{B}：回転バネ回転角，α_{F}：節点の上柱下端，下柱上端の存在応力比の比率，$M_{1\text{-R-P}}$，$M_{1\text{-PC}}$：節点の右梁（または左梁），第一層柱の全塑性耐力である．

以上，式（10）は第一層上の梁が先行降伏する条件（または，第一層柱上に塑性ヒンジが形成される条件）である．

2. 2　露出柱脚の曲げ降伏を考慮した条件式

以後に扱う弾塑性領域の挙動を図 5 に集約する．

柱脚の曲げ降伏耐力を $M_{1\text{-B-Y}}$ とし，このときの柱上端の存在応力 $M'_{1\text{-T}}$ を考慮すると，梁が先行降伏する条件は以下となる．

$$M_{1-R-P} = M_{1-L-P} < \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{\overline{M}_{2-B}}{\overline{M}_{1-T}} \right) \cdot \left(M_{1-PC} - M'_{1-T} \right) + M'_{1-R} \qquad (11)$$

$$\overline{M}_{2-B} = M_{2-B} \qquad (12\text{-a})$$

$$\overline{M}_{1-T} = 12 \cdot \frac{Q_{0-1}}{\sum_{n=1}^{j} {}_n\overline{K}_{sys-1}} \cdot \frac{1}{H_1} \cdot \frac{1}{\dfrac{4}{k_{1-C}} + \dfrac{12}{k_{1-T}}} \qquad (12\text{-b})$$

$$M'_{1-T} = \frac{\dfrac{1/2}{k_{1-C}} + \dfrac{1}{k_{1-B}}}{\dfrac{1/2}{k_{1-C}} + \dfrac{1}{k_{1-T}}} \cdot M_{1-B-Y} \qquad (13\text{-a})$$

$$M'_{1-R} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{M_{2-B}}{M_{1-T}} \right) \cdot M_{1-B-Y} \cdot \frac{\dfrac{1/2}{k_{1-C}} + \dfrac{1}{k_{1-B}}}{\dfrac{1/2}{k_{1-C}} + \dfrac{1}{k_{1-T}}} \qquad (13\text{-b})$$

ここに，$M'_{1\text{-T}}$, $M'_{1\text{-R}}$：柱脚曲げ降伏時の第一層柱上端および右梁端の存在応力，$\overline{M}_{1\text{-T}}$, $\overline{M}_{2\text{-B}}$：柱脚降伏後の層剛性変化を考慮した第一層柱上端および右梁端の応力増分値，$\overline{K}_{\text{sys}}$：柱脚降伏後の水平剛性である．

尚，式の構成から示唆されているが，層せん断力の分布は柱脚降伏後も変化しないものとしている．

2. 3　載荷時スリップ現象を考慮した条件式

載荷時のスリップ現象は，著しく曲げ耐力を喪失する．これを最大限考慮することを意図し，柱脚の曲げ耐力を 0 と見なす，すなわち $k_{\text{B}}= 0$ として梁が先行降伏する条件を導出する．

$$M_{1-R-P} = M_{1-L-P} < \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{M_{2-B}}{\overline{M}_{1-T}} \right) \cdot M_{1-PC} \qquad (14)$$

2. 4　スリップ型，ダブルフラッグ型の除荷時履歴形状を考慮した条件式

除荷時の挙動を追跡するため，図 5 に示すように除荷開始点に新たな座標系を設ける．柱脚降伏時の挙動を，除荷時の付加曲げ抵抗開始時に読み替え，かつ他の抵抗力は降伏している要素は 2 倍，弾性要素は「載荷時の存在応力（キャップ付記号で表現）+ 負方向の耐力」として梁降伏条件を得る．

先ず，各値を以下の様に置き換える．

$$\begin{aligned} &M_{1-B-Y} \Rightarrow M_U - M_n \\ &M_{1-PC} \Rightarrow \widehat{M}_{1-T} + M_{1-PC} \\ &k_{1-B} \Rightarrow k_A \\ &M_{1-R-P} \Rightarrow 2M_{1-R-P} \end{aligned} \qquad (15\text{-a}\sim\text{d})$$

図 5 より，残存耐力および存在応力は以下となる．

$$\overline{M}_{1-T} = 12 \cdot \frac{W}{\sum_{n=1}^{j} {}_n\overline{K}_{sys-1}} \cdot \frac{1}{H_1} \cdot \frac{1}{\dfrac{4}{k_{1-C}} + \dfrac{12}{k_{1-T}}} \qquad (16\text{-a})$$

$$\overline{M}_{2-B} = M_{2-B} \qquad (16\text{-b})$$

$$M'_{1-T} = \left(M_U - M_n \right) \cdot \frac{\dfrac{1/2}{k_{1-C}} + \dfrac{1}{k_A}}{\dfrac{1/2}{k_{1-C}} + \dfrac{1}{k_{1-T}}} \qquad (16\text{-c})$$

$$M_{1-T} = \frac{Q_{0-1}}{\sum_{n=1}^{j} {}_nK'_{sys-1}} \cdot \frac{1}{H_1^2} \cdot \frac{\dfrac{1/2}{k_C} + \dfrac{1}{k_A}}{\dfrac{1/12}{k_C^2} + \dfrac{1/3}{k_C \cdot k_A} + \dfrac{1/3}{k_C \cdot k_T} + \dfrac{1}{k_A \cdot k_T}} \qquad (16\text{-d})$$

$$M'_{1-R} = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{M_{2-B}}{M_{1-T}} \right) \cdot \left(M_U - M_n \right) \cdot \frac{\dfrac{1/2}{k_{1-C}} + \dfrac{1}{k_A}}{\dfrac{1/2}{k_{1-C}} + \dfrac{1}{k_{1-T}}} \qquad (16\text{-e})$$

ここに，k_A：アンカーボルトの伸び剛性に基因した回転剛性，${}_nK'_{\text{sys-1}}$：第一層の水平剛性を $k_{\text{B}} \Rightarrow k_{\text{A}}$ として算出した値である．

以上の値を用いて，除荷時の梁降伏条件は以下となる．

$$M_{1-R-P} < \frac{1}{4}\cdot\left(1+\frac{\overline{M}_{2-B}}{\overline{M}_{1-T}}\right)\cdot\left[\left(\widehat{M}_{1-T}+M_{1-PC}\right)-M'_{1-T}\right]+\frac{1}{2}\cdot M'_{1-R} \quad (17)$$

3　時刻歴応答解析

3.1　露出柱脚のモデル化

次に　露出柱脚はベースプレートと基礎の間で接触・離間する構造である．これは，柱軸力により付加曲げ抵抗 M_n が生じる構造となり，その履歴は図 6 に示すダブルフラッグ型と呼ばれる軌跡を描く．図 6 中において，付加曲げ抵抗に達するまでは剛性は K_n を示し，その後アンカーボルトの伸び変形に基因した剛性 K_A を示した後，降伏を迎える．

この抵抗状態を表現するため図 7 （a）に示す構造モデルを構築する．柱下端にベースプレート（剛性）を設置し，その先端にアンカーボルトの抵抗および基礎との接触による抵抗を表現するための軸バネを設置する．図 7 （b）に示すように，曲げモーメントが作用すると回転しながら基礎との接触，アンカーボルトの回転離間に対する抵抗を表現する．

また，スリップ型，紡錘型（鋼構造部材の履歴形状）を表現するため，図 7 （c）に示すように回転バネを設置するモデルも構築する．この場合，露出柱脚の曲げ抵抗は回転角 θ によってのみ生じるため，柱軸力からは独立した挙動を示し，図 7 （c）左に示す剛性，耐力，履歴形状を恒久的に示すものとなる．

3.2　解析変数

次に，図 8 に示す構造モデルを対象とし，柱脚の履歴形状，柱梁耐力比，水平加速度を変数として時刻歴応答解析を実施する．尚，柱脚の構造性能は 1 つの条件に限定し，その代表的な値を表 1 に示す．柱 柱脚耐力比を0.7とするディテールを採用している．次に，構造モデルの部材リストを表 2 に示す．当該部材配置であれば，柱梁耐力比が概ね 1.5 となる．また，地域係数 Z=1.0，振動特性係数 R_t=1.0，標準せん断力係数 C_0=0.2とし，固有値解析から求めた 1 次固有周期 =0.724（s）により A_i 分布を算出して得た層間変形角 r，剛性率 R_s を表 3 に示す．層間変形角は 1 /200未満であり，かつ剛性率は0.6以上を示している．1 次設計の範囲から見ると層間変形角が抑えられており，かつ最上層の剛性率が1.24と高く，やや過剰設計ではあるが，極端にバランスの崩れた構造物ではないことが分かる．

当該構造物に対して，全柱の降伏応力度を一律に定数倍することで柱梁耐力比を調整している．変数の割り振りは，柱梁耐力比 =1.0～2.0間を0.1刻みとしている．

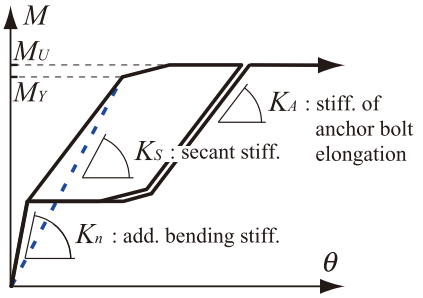


Fig.6　Define of rotational stiffness for anchor bolt yield type

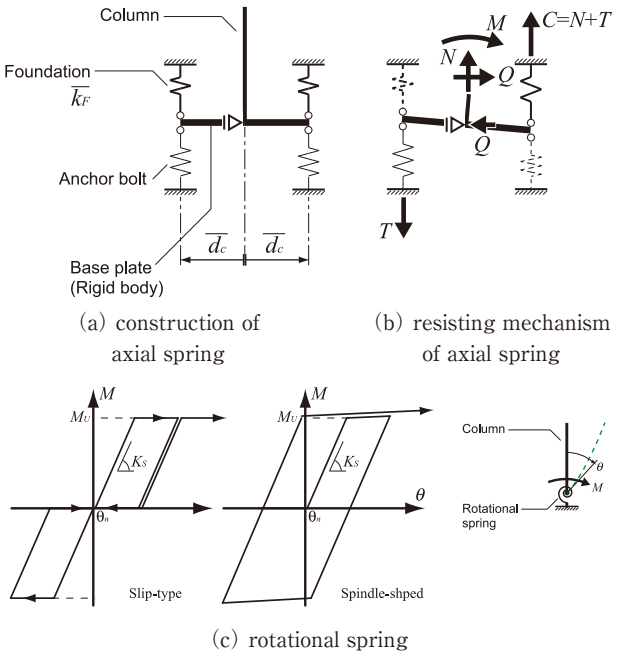


Fig.7　Exposed column-base structural model

また，水平加速度は表 4 に示すものを入力する．また，鉛直加速度として重力加速度を一定として入力している．

露出柱脚は，ダブルフラッグ型の履歴形状を表現するために図 9 の構造モデルを，スリップ型，紡錘型を表現するために図 7 （c）の回転バネを用いる．

3.3　解析諸条件

解析には「任意形状立体フレームの弾塑性解析ソフト SNAP Ver.6.0」を用い，時間刻み0.005秒，減衰定数はレーリー型で h=0.02とする．表 2 に示す部材の断面積，断面二次モーメント，塑性断面係数を入力する．尚，2 次勾配を 1 /100とする移動硬化則が再現されている．また，床スラブの合成効果を表現するために梁のヤング係数を1.5倍とし，各質量は柱梁接合部に集約して配置する．

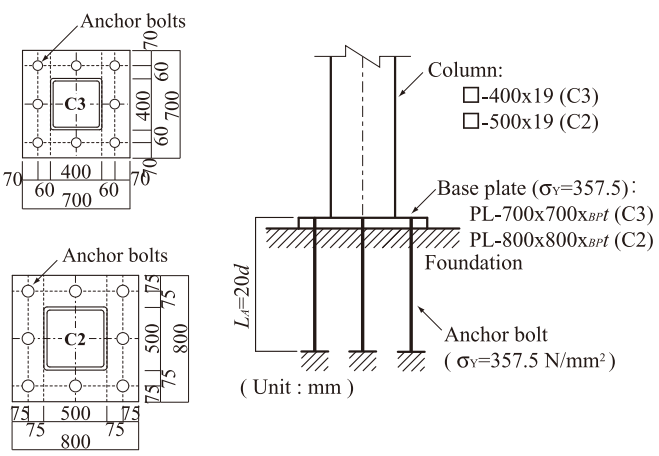
4　解析結果と考察

解析結果として，中柱 X 3 の値を代表値として示す．図10に第一層上節点における第一層柱上端の地震終了時エネルギー吸収量に対する同一節点に取り付く部材の全エネル

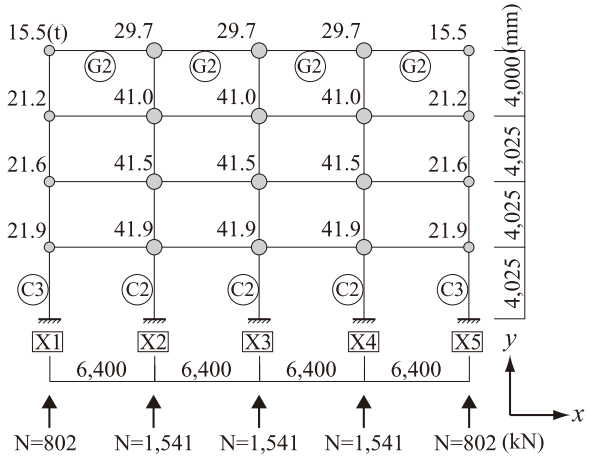
Tabel1 Strength ratio, each value for modeling, each strenght and stiffness for column-base

α	column	Anchro bolt (A_A mm^2)	$_{BP}t$ mm	d_c mm	$\overline{K_F}$ kN/mm	$\overline{\sigma_{Y\text{-}\alpha}}$ N/mm^2	$\overline{\sigma_{Y\text{-}\beta}}$ N/mm^2	$\overline{L_{A\text{-}\alpha}}$ mm	$\overline{L_{A\text{-}\beta}}$ mm	M_U kNm	K_A kNm/rad	K_S kNm/rad	K_n kNm/rad
0.7	C2	M45 (1370)	55	288	11,460	384	358	1,935	1,694	1,558	160,016	220,213	1,899,150
	C3	M42 (1180)	45	219	9,533	391	358	1,313	1,451	944	114,567	139,149	914,819

$n_\alpha = 3$, $n_\beta = 2$, $E = 205{,}000$ N/mm^2



(a) Ordinary shaped of exposed column-base



(b) Frame detail with each location name

Fig.8 Analysis target frame

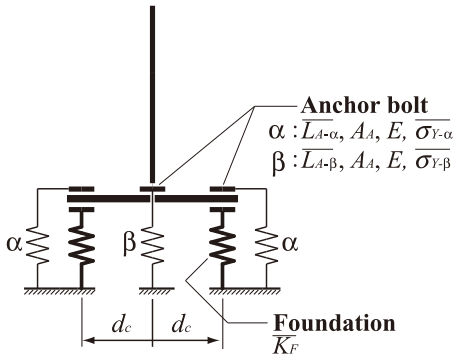


Fig.9 Each value with model

ギー吸収量の比（以後，第一層柱のエネルギー吸収比）- 第一層柱と梁の耐力比 $M_{1\text{-}PC}/M_{1\text{-}R\text{-}P}$（以後，耐力比）関係を，図11にダブルフラッグ型の最大層間変形角分布の変遷を，図12～14に第一層柱のエネルギー吸収比 - 耐力比 - 第一層最大層間変形角の偏差を標準偏差で除した値（以後，標準化偏差）関係を，図15に構造物全体のエネルギー吸収分布の一例を，図16～18には代表変数として耐力比1.4の柱脚，第一層柱上端，第二層柱下端，第一層上梁の復元力特性を示す．

尚，エネルギー吸収量については，復元力特性の履歴面積を積分して算出している．

また，図10，12～14には式（10），（11），（14），（17）を用いて算出した，各条件下の梁降伏条件（柱塑性化条件）を併記している．更に，図12～14には層せん断力分布を弾性の時刻歴応答解析を行った際の最大値を用いて式（17）

Table2 Member list of analysis target frame

(a) Coumn (BCP-325)

position-layer	section shaped (mm)	E (N/mm^2)	σ_Y (N/mm^2)
C2 - 4	□ - 400 x 16	205,000	357.5
C2 - 3	□ - 450 x 19	205,000	357.5
C2 - 2	□ - 450 x 19	205,000	357.5
C2 - 1	□ - 500 x 19	205,000	357.5
C3 - 4	□ - 350 x 16	205,000	357.5
C3 - 3	□ - 350 x 16	205,000	357.5
C3 - 2	□ - 400 x 19	205,000	357.5
C3 - 1	□ - 400 x 19	205,000	357.5

(b) Beam (SN490B)

position-floor	section shaped (mm)	E* (N/mm^2)	σ_Y (N/mm^2)
G2 - R	H - 550 x 200 x 9 x 16	307,500	357.5
G2 - 4	H - 550 x 250 x 9 x 19	307,500	357.5
G2 - 3	H - 600 x 250 x 12 x 22	307,500	357.5
G2 - 2	H - 650 x 250 x 12 x 22	307,500	357.5

*beam : Effect from concrete slub = 1.5 x E

Table3 Calculation results

	A_i (-)	Q_i (kN)	$K_{layer\text{-}i}$ (kN/mm)	r_i (rad)	R_{si} (-)
F4	1.95	2,299	48.4	0.0024	1.24
F3	1.46	4,103	68.3	0.0030	0.99
F2	1.20	5,348	84.0	0.0032	0.93
F1	1.00	6,109	85.7	0.0035	0.83

Table4 Acceleration list

earthquake	level m/s	max. acc. gal	note
El Centro NS	0.50, 0.75, 1.00, 1.50, 2.00	510, 765, 1020, 1530, 2040	-
Hachinohe EW	0.50, 0.75, 1.00, 1.50	239, 359, 479, 718	-
Taft EW	0.33, 0.50, 0.66, 1.00, 1.33	286, 492, 572, 858, 1144	-
B-L2	-	356	-
Kobe-takatori NS	-	601	-
Gravity	-	981	UD, constant

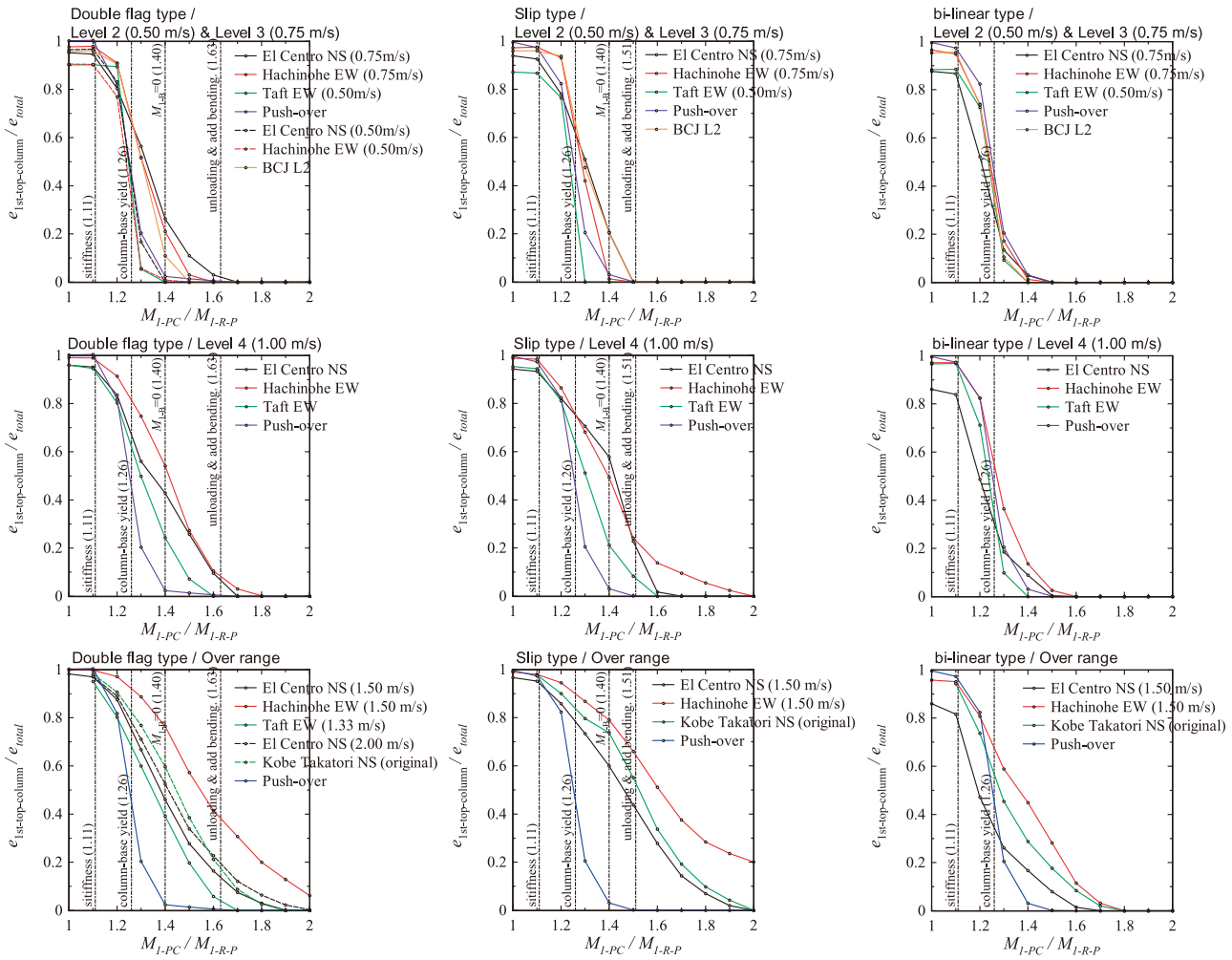


Fig.10 Energy absorption of 1st column top side v.s. strength ratio relationship

より算出した値も併記している．

図10より，第一層柱のエネルギー吸収比が概ね 0 近傍に推移するのは，ダブルフラッグ型，スリップ型であれば式（17）の値，紡錘型であれば式（11）の値により推定できることが分かる．入力が非常に大きい1.5m/s 以上の場合，全層崩壊機構が形成されるまでの応力増分を支持しなければならないので，前述の値を超過しても 0 近傍への推移は見られない．

次に，図11には耐力比を変化させたときの最大層間変形角分布の推移を示しているが，赤が耐力比1.0，青が耐力比2.0の値である．当然，耐力比が増大するに従って最大応答は低減する傾向にあるが，一定の耐力比に到達すると低減が緩慢になる，または低減が止まる．これは，梁降伏型が実現していることを示唆しており，序論で提示した全層崩壊機構が形成されていることを意味する．尚，図10のみでは判別できないので，図12～14には，第一層最大層間変形角の標準化偏差を示している．

図12～14より，ダブルフラッグ型，スリップ型の標準化偏差の収束位置も式（17）より算出した耐力比で追跡できていることが読み取れる．また，式（10）以外は弾塑性領

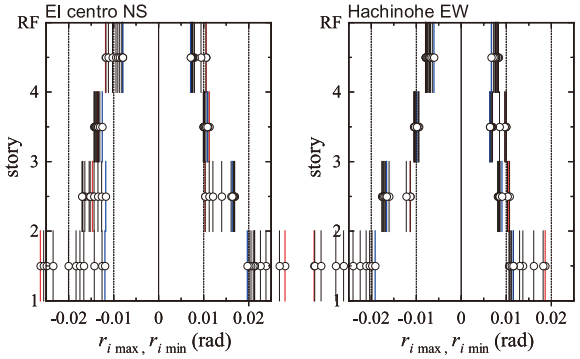


Fig.11 Maximum story drift angle plot（El centro NS 0.75 m/s）

域を扱っており，本来であれば当該領域のせん断力分布は A_i 分布で追跡できないと推定されるが，そのような齟齬があっても概ね対応している．更に，各水平加速度のレベルを落として弾性挙動の範囲で波毎の最大層せん断力分布を得て式（17）に利用した値に対して，A_i 分布の同値は最大で0.13ほど乖離している．しかしながら，A_i 分布によって傾向は捉えられており，適度な精度を保持できていると判断している．

図15～18より，先ず，第一層柱上端のエネルギー吸収

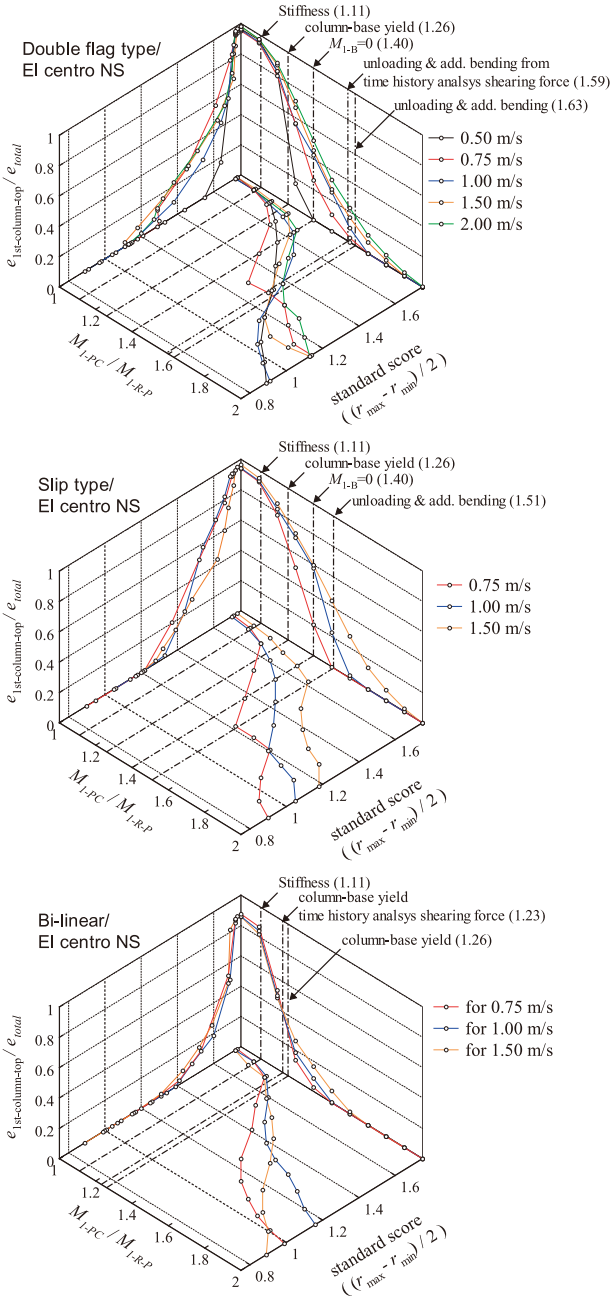


Fig.12 Energy absorption ratio v.s. strength ratio v.s. standard score for El centro NS

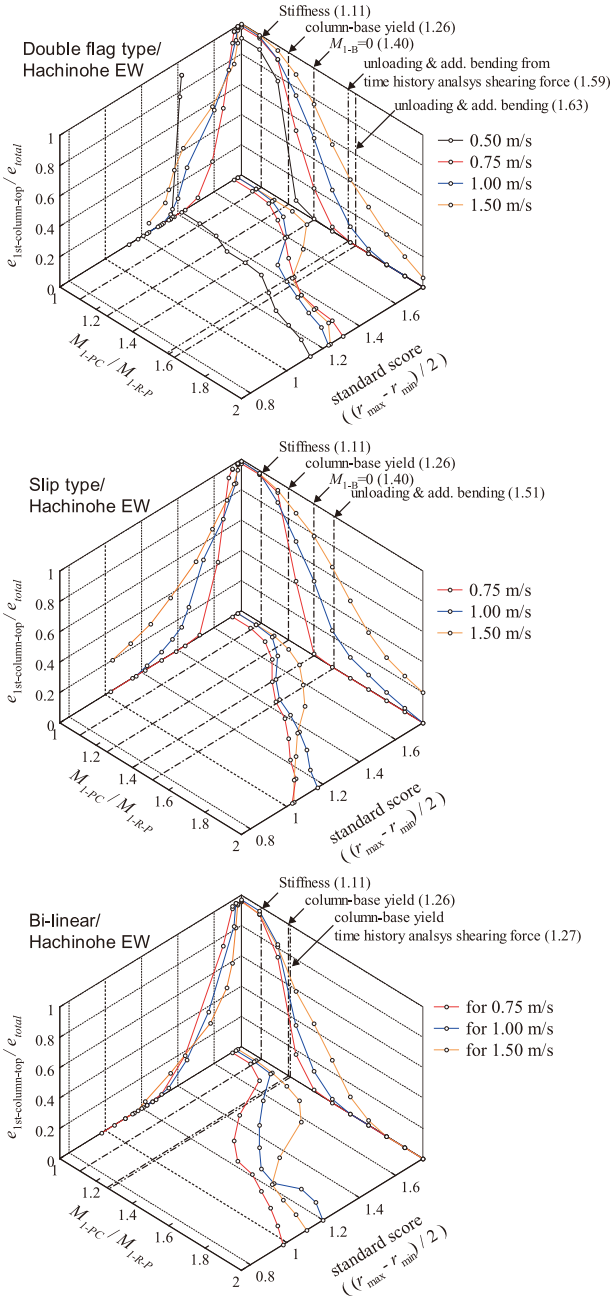


Fig.13 Energy absorption ratio v.s. strength ratio v.s. standard score for Hachinohe EW

量，そしてこれまで議論してきた第一層柱のエネルギー吸収比を俯瞰すると，これらの値が柱脚の履歴形状に依存していることが読みとれる．特に，柱の損傷（エネルギー吸収量）を指標値とすると，紡錘型が最も少なく，次にスリップ型，そしてダブルフラッグ型が最も多くの損傷を被っていることが分かる．紡錘型については，周辺部材と相似の履歴形状を示し，安定した挙動を示すことが容易に推定される．一方，スリップ型はエネルギー吸収効率が，ダブルフラッグ形については繰返し載荷下の強度の確保問観点で優位と読み取れ，どちらが優れているという判断は難しいところである．これに対して，本論で提示した式が整合していると言う観点から，これらを分析する．

先ず，着目するのは図５の除荷時挙動である．除荷開始点に新たな座標系の原点を設置して観察すると，付加曲げ抵抗が高いほど柱脚の剛性変化を早期に招く（M_U-M_n）ことになる．このことは，図16, 17からも読み取れる．具体的には，3.00～4.00の層間変形角の変化量は，ダブルフラッグ型（図16），スリップ型（図17）でそれほど差異は無いが，柱の履歴面積は明らかにダブルフラッグ型が大きい．このときの柱脚では，殆ど履歴面積は出ておらずエネルギー吸収効率の観点からは同等と言える．

このように，柱脚の履歴形状を考慮しながら応力状態を

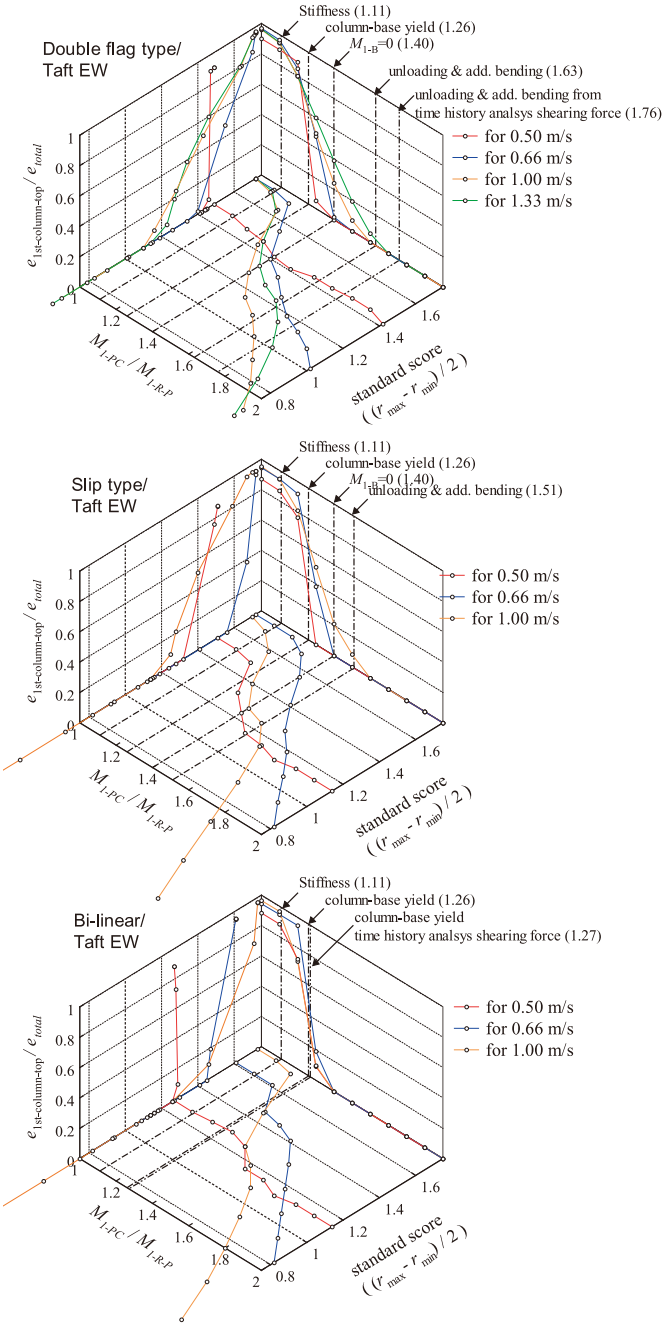


Fig.14 Energy absorption ratio v.s. strength ratio v.s. standard score for Taft EW

推定することで，これまで説明されていなかった，露出柱脚を有することによる第一層柱上端の塑性化の助長する影響を力学的観点に基づき明らかにした．

5 結論

柱脚の履歴形状として，ダブルフラッグ型，スリップ型，紡錘型を採用し，これら履歴形状による層剛性の変化を取りいれた柱降伏条件（または，梁降伏条件）を追跡し，時刻歴応答解析結果との比較を行い，以下の知見を得た．

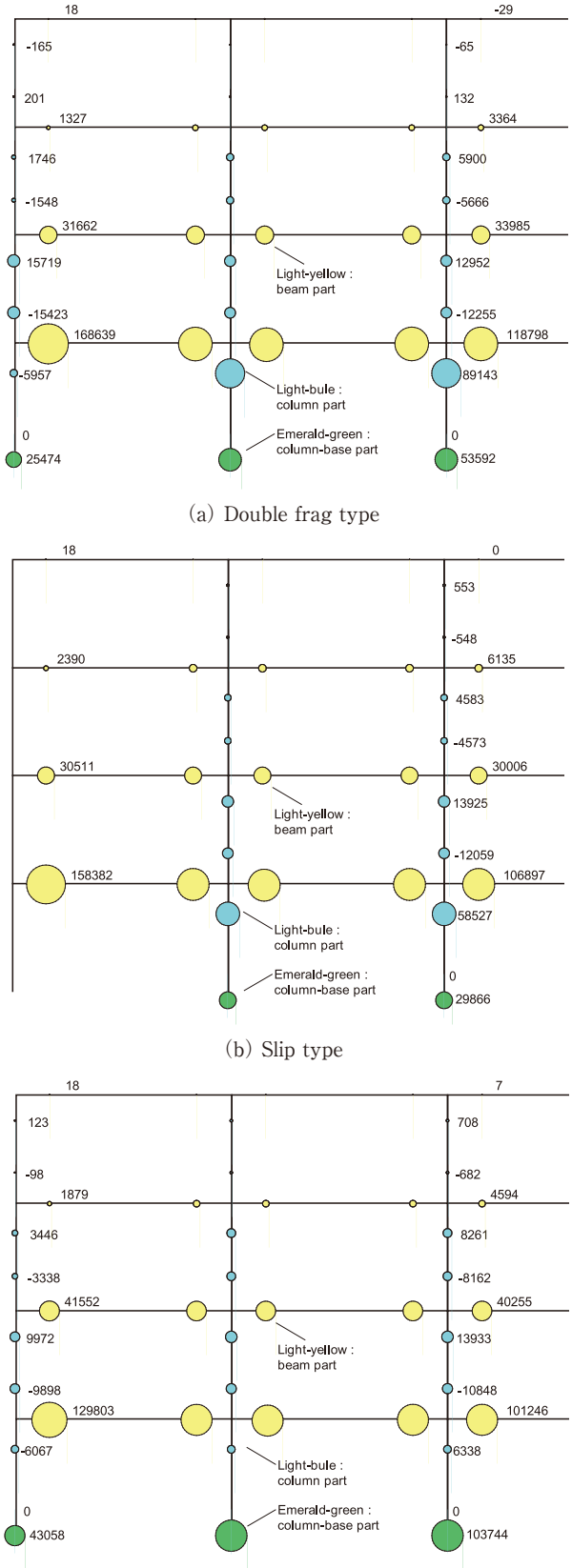
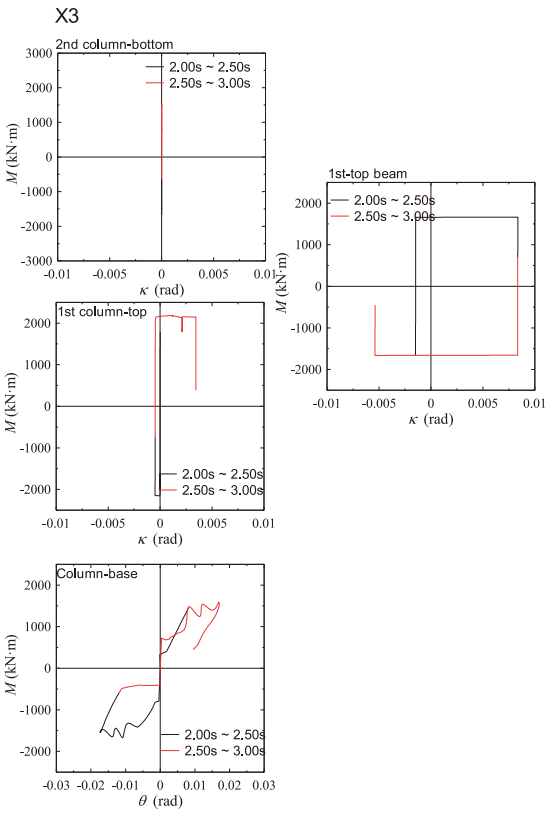
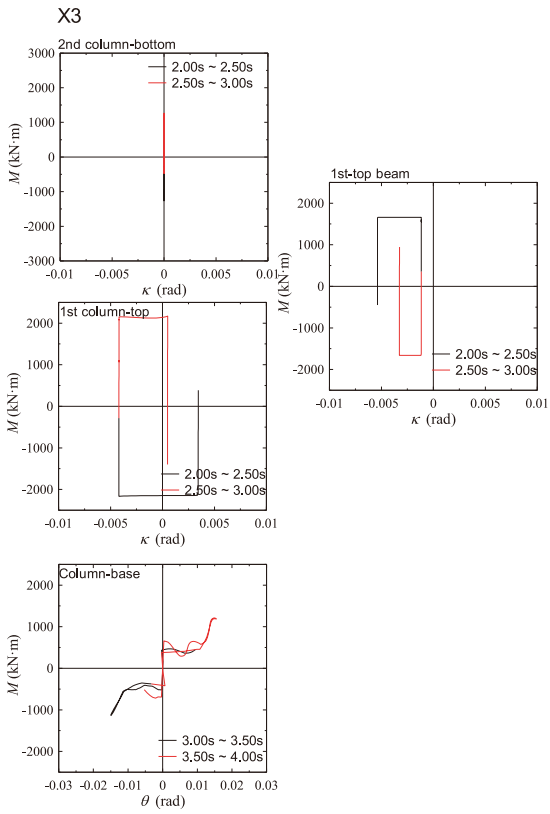


Fig.15 Energy absorption plot for El centro NS 0.75 m/s

1．ダブルフラッグ型，スリップ型の履歴形状を考慮した応力分布を単一柱モデルを介して算出し，時刻歴応答解析結果にて得られる柱の損傷が抑制される柱梁耐力

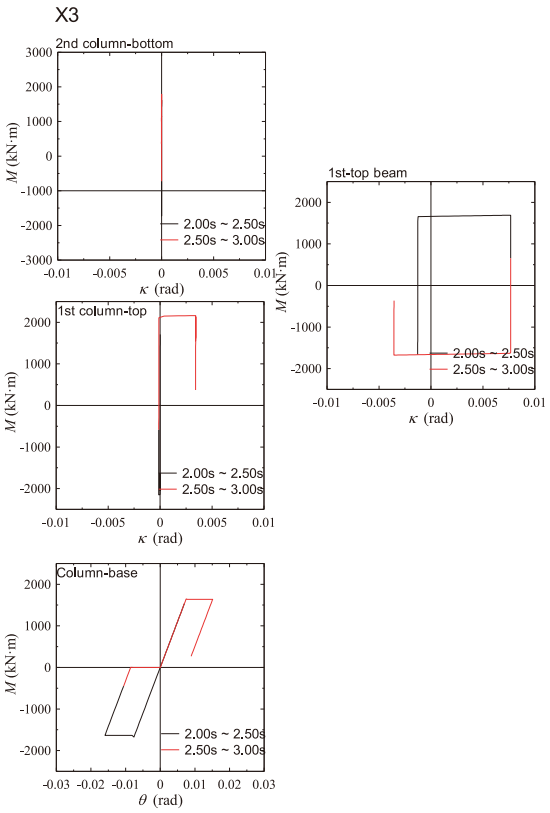


(a) El centro NS 0.75m/s & strength ratio = 1.40 in 2.00s ~ 3.00s

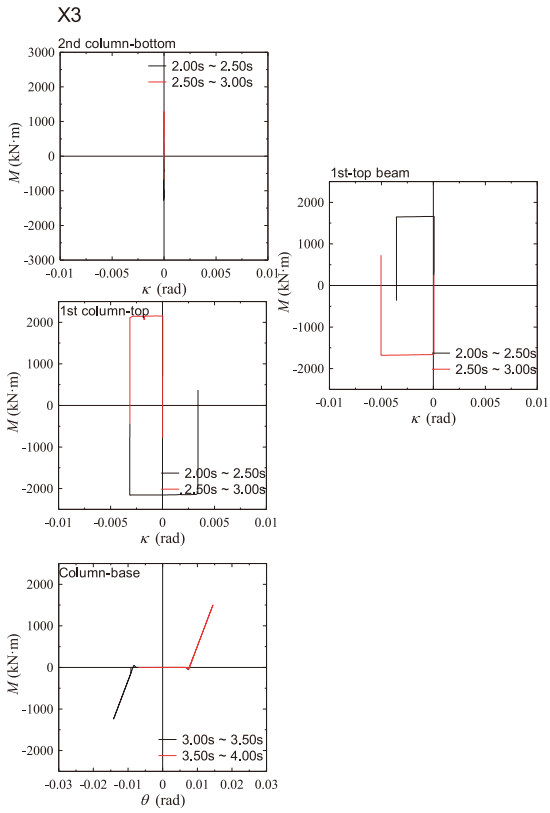


(b) El centro NS 0.75m/s & strength ratio = 1.40 in 3.00s ~ 4.00s

Fig.16 Restoring force characteristics of 1st layer member & 2nd layer column bottom on X3 for double-flag-type

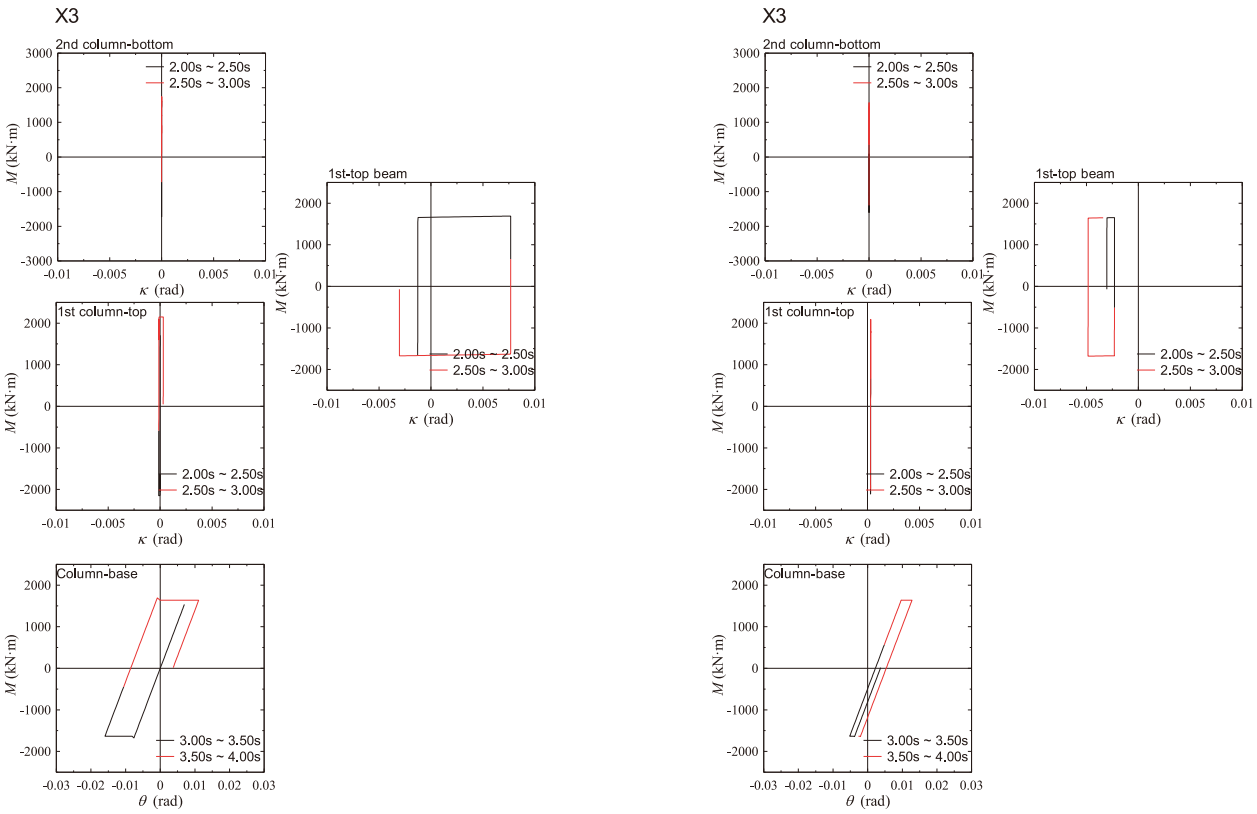


(a) El centro NS 0.75m/s & strength ratio = 1.40 in 2.00s ~ 3.00s



(b) El centro NS 0.75m/s & strength ratio = 1.40 in 3.00s ~ 4.00s

Fig.17 Restoring force characteristics of 1st layer member & 2nd layer column bottom on X3 for slip-type



(a) El centro NS 0.75m/s & strength ratio = 1.40 in 2.00s ~ 3.00s　　(b) El centro NS 0.75m/s & strength ratio = 1.40 in 3.00s ~ 4.00s

Fig.18　Restoring force characteristics of 1st layer member & 2nd layer column bottom on X3 for spindle shaped

比を，概ねの精度で追跡できた.

2．露出柱脚にてアンカーボルト降伏型を示す場合，第一層柱上端の塑性化を助長する影響があることを，力学的観点に基づいて明らかにした.

参考文献

1）日本建築センター，2018年版冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル，第 1 版，2018

2）秋山宏，地震時における鋼構造ラーメン骨組の損傷分布側，日本建築学会，日本建築学会構造系論文報告集，第309号，pp.53-59，1981.11

3）一般財団法人 建築業性情報センター，2020年度版建築物の構造関係技術基準解説書，第 1 版第 3 刷，2021.7

4）石田孝徳，山田哲，久保田航平，露出柱脚を有する鋼構造剛接骨組の Ds 値最評価，日本建築学会構造系論文集，第81巻，第720号，pp.357-367，2016.2

5）向出静司，中野駿一，鋼構造ラーメン骨組における露出柱脚の復元力特性が損傷分布に及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，関東，構造 -III，pp.1117-1118，2020.9

6）山西央朗 : 露出柱脚付鋼構造物の地震応答時における柱脚部存在応力と変形挙動 -4層平面ラーメン架構の地震応答解析結果に基づいて -，日本建築学会構造系論文集 , 第86巻 , 第784号 , pp.967-978, 2021.6.