耐震性を考慮した鉄骨造建築物用露出型固定柱脚 「ベースパック NT」*

川崎製鉄技報 34 (2002) 4, 164-169

Semi-rigid Exposed-type Aseismatic Column Base for Structural Steel Building, "BASEPACK NT"



染矢 友英 Tomohide Someya 建材技術部技術室 主查(主席掛長)



藤澤 一善 Kazuyoshi Fujisawa 建材技術部技術室 主查(課長)



曽我部 暁 Satoru Sogabe **知多製造所 製造部鋳** 造技術室 主査(課長)



角屋 治克 Haruyoshi Kadoya 岡部ストラクト(株) 技術部 部長



鈴木 正裕
 Masahiro Suzuki
 旭化成建材(株)
 建築資材事業部建築資
 材技術部 副部長

1緒言

ペースパック NT は角形鋼管を柱材とする鉄骨造建築物用露出型 固定柱脚であり,最大 750 mm 角の大口径柱に対応している。柱材 の全塑性曲げ耐力を上回る降伏曲げ耐力を柱脚に持たせることで, 柱脚に塑性ヒンジを発生させないよう設計している。一方,設計の 自由度を広げるため,柱脚に塑性ヒンジが発生することを許容する ペースパック NT-S も追加で商品化している。ペースパック NT-S は,新しい考え方による柱脚である。すなわち,柱脚の降伏曲げ耐 力を柱材の全塑性曲げ耐力の約9割とした柱脚ヒンジ型でありなが ら柱軸力が比較的小さな範囲では降伏後も耐力上昇を続け,終局曲 げ耐力時には柱材の全塑性曲げ耐力を超えることで柱材にもエネル ギー吸収効果を期待できる。柱脚として十分な塑性変形能力も有し ている。

Fig. 1 に示すように, ベースパック NT および NT-S はベースプ レート (鋳鋼製), 高強度アンカーボルト (非調質鋼), 専用のナッ

要旨

ペースパック NT, NTS の柱脚設計合理化の観点から,基礎コン クリートの内部鉄筋,特に立上り筋の本数の違いがアンカーボルト の定着耐力に及ぼす影響を実験により調べた。その結果,現行仕様 より立上り筋本数が少ない場合でも,柱脚として終局曲げ耐力にい たるまで安定した履歴性状を示す。また,柱脚に塑性ヒンジが発生 することを許容するペースパック NT-S を組込んだ現実的な建築骨 組(3 層 1 スパン)の大地震時の応答性状を解析により調べた。そ の結果,柱脚の降伏曲げ耐力を柱材の全塑性曲げ耐力の約9割に設 定している効果として,柱脚ヒンジ型の際に懸念される柱脚への損 傷集中は見られないことが確認された。

Synopsis:

Experiments were conducted to study relationship between the pull-out strength of anchor bolts and different numbers of reinforcing bars in foundation pedestal, based on design rationalization of "BASEPACK NT, NT-S". Numerical analyses were carried out to simulate an earthquake response of a steel framed structure (3 stories, 1 bay) with "BASEPACK NT-S" which tolerates the generation of plastic hinges on column base. Major findings are: (1) Specimens which have less reinforcing bars than usual, achieve stable hysteresis curve until reaching ultimate bearing strength of column base. (2) No concentration of damage is observed at column base which normally observed in plastic hinge base connection, due to the design strategy which prescribes yield bearing strength of column base at about 90% of ultimate bearing strength of column material.

ト・座金・定着板などの柱脚部品で構成され,適用する柱の径や板 厚に応じてこれらの柱脚部品をパッケージ化している。これにより, 建築設計者は所定の柱脚部構造性能を満足する柱脚仕様を容易に選 定することができる。

ベースプレートの形状寸法やアンカーボルトの本数や径などがベ ースパック NT の力学的挙動に及ぼす影響についてはすでに報告し た¹⁻⁴。

本報では,まず,ベースパック NT と NT-S の柱脚設計合理化の 観点から基礎コンクリートの内部鉄筋,特に立上り筋の本数の違い

^{*} 平成14年7月31日原稿受付



Fig. 1 Schematic illustration of BASEPACK NT and NT-S

がアンカーボルトの定着耐力に及ぼす影響を調べた実験結果を述べ る。次に、ペースパック NT-S を組込んだ現実的な建築骨組(3 層 1 スパン)の大地震時の応答性状をもとに、柱脚への損傷集中の有 無および柱脚の損傷と柱脚降伏後回転剛性の関係を調べた解析結果 を報告する。

2 アンカーボルトの定着耐力に及ぼす立上り筋 本数の影響

アンカーボルトの定着耐力は,基礎コンクリートのコーン状破壊 耐力と密接な関係がある。コーン状破壊耐力の一般的な計算式⁵に は,立上り筋など基礎コンクリートの内部鉄筋の影響は考慮されて いない。しかし,実際には内部鉄筋によるコンクリートの拘束効果 により,コーン状破壊耐力は前述の計算式による値よりも高くなる と予想される。また,アンカーボルトの定着耐力は内部鉄筋がない 状態ではコーン状破壊耐力とほぼ一致すると考えられる。しかし, 内部鉄筋が十分にある状態では,コーン状破壊面を貫通する位置に ある内部鉄筋によるアンカー効果のために,コーン状破壊後も定着 耐力は上昇すると予想される。その結果,アンカーボルトの定着耐 力はコーン状破壊耐力よりも大きくなると考えられる。

ベースパック NT と NT-S の現行仕様におけるアンカーボルトの 定着耐力は内部鉄筋による拘束効果とアンカー効果を既往の実験デ ータから評価している。しかし,内部鉄筋量のみをパラメータにし た実験はこれまでに実施しておらず,内部鉄筋量とアンカーボルト の定着耐力との関係は明らかになっていない。

アンカーボルトの定着耐力に及ぼす内部鉄筋量の影響を定量的に

Element	Material	Size (mm)	σ_{y} (N/mm ²)	$\sigma_{\rm u}$ (N/mm ²)	$\sigma_{\rm c}$ (N/mm ²)	El. (%)
Column	BCP325	350, t = 25	397.9	526.1	_	30.6
Anchor bolt	NH48MV*	M36	620.0	953.5	_	20.6
Hoop	SD295	D13	378.8	526.2	_	16.9
Stirrup	SD295	D13	389.1	523.0	—	15.2
Reinforcing bar	SD345	D22	408.2	599.8	—	15.5
Concrete	Fc24	_	_	_	33.6	_
*Kawasaki Steel's brand						

Table 2 Mechanical properties of elements

Table 1	Symbols	of specimens	and	conditions
Table 1	Symbols	or speciments	anu	continuons

Symbols	Column	Anchor bolt	Base plate	Reinforcing bar
NT35-T20	BCP325	8-M36	$640 \times 640 \times 50 \text{ mm}$	20-D22 (Pt = 1.07 %)
NT35-T12	$\text{-}350\times350\mathrm{mm}$	Round bar	Cast steel	12-D22 (Pt = 0.64 %)
NT35-T04	t = 25 mm	8 T equivalent	SN490B equivalent	4-D22 (Pt = 0.21%)



Fig. 2 Test specimen

評価できれば, 立上り筋本数の削減やアンカーボルト埋込み長さの 短縮など柱脚部設計の合理化が実現できると期待される。そこで、 アンカーボルトの定着耐力に及ぼす内部鉄筋,特に立上り筋本数の 影響について実験的に調べることとした。

2.1 実験概要

Table 1 に試験体諸元を, Table 2 に素材の機械的性質を示す。 また,試験体概要と載荷概要を Fig. 2 に示す。試験体は -350× 25 の角形鋼管を柱材とし,基礎コンクリートの立上り筋の本数を 20本(現行仕様), 12本, 4本と変えた3体であり, 他の条件は同 じである。アンカーボルトの本数は8本である。載荷はペースプレ ート下面から2mの高さ位置に取り付けたアクチュエーターによる 正負交番繰返し水平載荷とした。

2.2 実験結果

Table 3 に実験結果一覧を, Fig. 3 に試験体 NT35-T20 の M-δ 曲 線を, Fig. 4 に各試験体の M- δ 骨格曲線, $M_{-a1}\varepsilon_e$ 曲線, $M_{-a2}\varepsilon_e$ 曲

Table 3 List of experimental results

 M_{max} (kN \cdot m) ${}_{\mathrm{b}}M_{\mathrm{y,e}}$ (kN \cdot m) Symbols Failure types NT35-T20 1272.9 800 A, B, C NT35-T12 1 320.9 800 A, B, C

800

1083.6

NT35-T04

Failure types A: Yield of anchor bolt C: Crack of concrete

B: Bending of base plate D: Anchor collapse of concrete

A, C, D



Fig. 3 M-ô relation for NT35-T20

線,および $M_{-t} \mathcal{E}_{e}$ 曲線をそれぞれ示す。Mはペースプレート下面 位置での載荷荷重による曲げモーメント, ∂ はベースプレート下面 から 1 m の高さ位置の柱材の水平変位, $a_1 \mathcal{E}_{,e}$, $a_2 \mathcal{E}_{,e}$, $t \mathcal{E}_{,e}$ は各図で 印を付けたアンカーボルト,または,立上り筋のひずみである。 Fig. 3,4 における 印は柱脚の降伏点であり,荷重変形曲線の折れ 曲がり具合と最縁列の3本のアンカーボルトがおおむね降伏ひずみ に到達する点の両方をもとに求めた。Fig. 4 (a) から, T12, T20 試 験体は終局曲げ耐力にいたるまで安定した履歴性状を示すこと, 立 上り筋本数の違いが柱脚の初期剛性や降伏曲げ耐力に及ぼす影響は 特に見られないことが分かる。なお,同図において T04 試験体はδ が 50 mm を越えたあたりから耐力低下を生じているが,これは基

2.3 考察

2.3.1 柱脚曲げモーメントとアンカーボルト軸力の関係 Fig. 5 からアンカーボルト総軸力に占める3本の最縁列アンカー ボルトの合計軸力の比率 (a) は約 0.75 で一定に推移することが分 かる。よって,柱脚曲げモーメントとアンカーボルト軸力の間には 以下の関係式が成り立つと考えられる。

礎コンクリートの定着破壊によるものと考えられる。

$M = T1 \cdot J + T2 \cdot J/2$
$M = T_{\rm s} \ (\alpha \cdot J + (1 - \alpha) \ J/2)$
$M = 0.875 \cdot T_{\rm s} \cdot J \cdot \dots \dots$

ここに,









Fig. 4 M- δ and M- ε relations



Fig. 6 Effective concrete area





T_s: アンカーボルト総軸力 (= T1 + T2)

2.3.2 アンカーボルト軸力の伝達機構の検討

ここでは,柱脚降伏曲げ耐力時と柱脚終局曲げ耐力時において, アンカーボルト軸力の基礎コンクリート内での伝達機構について検 討する。

(1) 柱脚降伏曲げ耐力時

アンカーボルト軸力の反力はコーン状破壊耐力に寄与する基礎コンクリート,およびコーン状破壊面を貫通する位置にある内部鉄筋により負担されると考えて以下の釣合い式を仮定する。なお,内部鉄筋として,ここでは立上り筋のみを考慮している。

$T_{\rm s, e} = \beta \left(k \cdot P_{\rm con} + n \cdot A \cdot \sigma_{\rm e} \right) \cdots \left(2 n \right)$?)
$k = {}_{\mathrm{t}}T_{\mathrm{y, e}}/P_{\mathrm{con}}\cdots$	5)
$P_{\rm con} = {\rm Ac} \cdot \sqrt{{\rm Fc}} \cdots $	I)

ここに,

- T_{s.e}: 柱脚降伏曲げ耐力時のアンカーボルト総軸力(柱脚 曲げモーメントの実験値から式(1)より求めた値)
- β : 実験評価係数(実験値と計算値の比較係数)
- P_{con} : コーン状破壊耐力の計算値(内部鉄筋の影響は無視)
- Ac : 今回の試験体のコンクリート有効投影面積 (Fig. 6 における斜線部の面積。なお,計算簡略化のため斜 線部の境界線は部分的に直線近似した。)
- Fc : コンクリートの設計基準強度
- n : 有効投影面積内(斜線部)に含まれる立上り筋の本数
- .A :有効投影面積内(斜線部)に含まれる立上り筋1本 あたりの公称断面積
- ・σ.e: 有効投影面積内(斜線部)に含まれる立上り筋の平 均引張応力度(45 度の投影面積の影響線上に貼付 したひずみゲージ値から算定した実験値)

 $_{t}T_{v,e}$: 縦軸を $T_{s,e}$, 横軸を $_{t}\sigma_{e}$ とした図 (Fig. 7) において

Table 4 Anchor strength when column base yield

Symbols	P _{con} (kN)	${}_{ m t}^{t}T_{ m y,e}$ (kN)	(N/mm^2)	k	β
NT35-T20		1 695	48.1	1.29	1.01
NT35-T12	1 313	1 695	76.8	1.29	1.02
NT35-T04		1 497	221.2	1.14	1.14

Table 5 Relation between $_{a}T_{u, e}$ and $P_{bar, c}$

Symbols	aT _{u, e} (kN)	P _{bar, c} (kN)	$_{\rm a}T_{\rm u,\ e}/P_{\rm bar,\ c}$
NT35-T20	3 030.5	3 695.3	0.82
NT35-T12	3 144.6	3161.8	0.99
NT35-T04	2579.8	2359.8	1.09

ισ{, e} が急激な増加を始める点 (折れ曲がり点)にお ける縦軸の値

T20, T12, T04 の各試験体の結果を式 (2) にあてはめたとこ ろ, β の値はそれぞれ, 1.01, 1.02, 1.14 となり極端なパラツ キもなく,ほぼ安定した値となった (Table 4)。よって,柱脚 降伏曲げ耐力時のアンカーボルト軸力は,式 (2) によりほぼ評 価できる。なお, β , k, $t_{\sigma_{1e}}$ について適当な値を設定すること ができれば,今後,式 (2) を立上り筋の設計式として利用する ことも可能と考えられる。

(2) 柱脚終局曲げ耐力時

Table 3 より, T04 試験体のみ柱脚終局曲げ耐力時にコンク リートが定着破壊を生じている。よって, T04 試験体の終局曲 げ耐力から式 (1) により算定したアンカーボルト軸力はアンカ ーボルトの定着耐力 ($_{aTu,e}$) とみなすことができる。一方, T12, T20 試験体ではコンクリートの定着破壊は生じていないが,比 較のため,同様の方法によりアンカーボルトの定着耐力を算定 しておく。柱脚終局曲げ耐力時のアンカーボルトの定着耐力の 反力をすべて基礎コンクリート内の有効鉄筋(コーン状破壊面 を貫通する位置にある立上り筋や基礎梁の主筋・スターラップ 筋の総称)の耐力 ($P_{bar,e}$) で負担するものと仮定し,その比を 各試験体について計算した (Table 5)。その結果, $_{aTu,e}/P_{bar,c}$ は T04 試験体では 1 より大きくなったが, T12, T20 試験体で はともに 1 より小さな値となった。よって,柱脚終局曲げ耐力 時のコンクリートの定着破壊は $_{aTu,e} < P_{bar,c}$ の大小関係と何ら かの関係があるのではないかと考えられる。

3 ベースパック NT-S を組込んだ現実的な 建築骨組の大地震時の応答性状

柱脚に塑性ヒンジが発生することを許容するペースパック NT-S では地震や強風などの動的外力を建築物が受けた際,柱脚の塑性化 にともなう柱脚への損傷集中が懸念される。これに対してペースパ ック NT-S では,(1) 柱脚降伏曲げ耐力が柱材の全塑性曲げ耐力の 約9割と比較的大きいこと,(2) 柱脚回転パネの弾性回転剛性に対す る降伏後回転剛性の比率(以下,二次勾配)が10% 程度と比較的 大きいことの2点が柱脚への損傷集中の抑制に寄与するのではない かと考えられる。そこで,ペースパック NT-S 柱脚(ペースパック 記号:35-16S3)の構造特性(弾性回転剛性,降伏曲げ耐力)を考 慮し,通常の規則にしたがい設計された3層1スパンの鉄骨造建築 物に対して大地震時を想定した地震応答数値解析を行い,柱脚への

- 25 -



(a) 4-roll mill for bar rolling

Fig. 8 Frame model

Table 6 Test frame models

Symbols	${}_{\rm b}K_{\rm e}$ (kN \cdot m/rad)	$_{\rm b}K_{\rm p}/_{\rm b}K_{\rm e}$	${}_{\mathrm{b}}M_{\mathrm{y}}$ (kN · m)	Natural period(s)
StdCB00		0.00		1 16
StdCB10	66 700	0.10	773.0	
StdCB20		0.20		1.10
WeakCB10		0.10	386.5	1

 $_{\rm b}K_{\rm e}$: elastic rotational stiffness of column base $_{\rm b}K_{\rm n}$: plastic rotational stiffness of column base

損傷集中の有無,ならびに,二次勾配が梁・接合部パネル・柱・柱 脚の部位別損傷分布に及ぼす影響を調べることとした。なお,損傷 は地震入力により各部位に蓄積されるひずみエネルギーで評価し た。

3.1 解析骨組

解析骨組 (Fig. 8) は前述の鉄骨造建築物の設計仕様をもとにモデ ル化したものであり,角形鋼管柱とH形断面梁で構成される3層1 スパンのラーメン構造である。解析骨組の仕様を以下に示す。

- (1) 柱は 400 N/mm² 級鋼材とし,断面形状は 1 階と 2 階が 350×16,3 階は -350×12 とする。
- (2) 梁は 490 N/mm² 級鋼材とし、断面形状は1階と2階が H-488×200×10×16,3階は H-500×200×10×16とする。
- (3) 柱梁接合部パネルは桑原モデルを適用する。。
- (4) **柱梁部材の降伏点は公称値の** 1.1 倍とする。
- (5) 柱梁部材の歪硬化係数は 2% とし, 接合部パネルの歪硬化係 数は 1% とする。
- (6) 各階の重量は梁上に等分布するものとし、梁中央に節点を設けて梁上の全重量の1/2の質量を集中させ、残りは両端の柱梁節点に均等に分配する。
- (7) 柱脚はバイリニア型履歴特性を有する弾塑性回転バネとし、 弾性回転剛性と降伏曲げ耐力の値は参考文献^のによる。

3.2 解析モデル

Table 6 に解析モデル一覧を示す。解析モデルは柱脚の二次勾配 (0,10,20%)をパラメータとした3 種類に,比較のため便宜上, 柱脚の降伏曲げ耐力のみを 1/2 に低減し二次勾配を 10% とした1 種類を加えた合計4 種類とする。Fig.9 に解析に用いた柱脚バネの 履歴モデルを示す。

3.3 解析方法

解析プログラムには幾何学的非線形が考慮された club.f[®]を用いた。解析ではまず始めに鉛直荷重に対する静的解析を行い,引続き,



Fig. 9 $M-\theta$ relation of column base



Fig. 10 *M*-θ relation for StdCB00





入力地震波に対する動的解析を行った。入力地震波としては, JMA Kobe NS(最大加速度 818 gal,継続時間 15 s)を原波形のまま用い た。

3.4 解析結果

3.4.1 柱脚の M-0 関係

Fig. 10 に縦軸を柱脚曲げモーメントとし,横軸を柱脚パネ回転 角とした StdCB00 モデルの M-θ 関係を示す。回転角の正側ではご くわずかに塑性変形が生じている。一方,負側は正側よりも大きな 塑性変形を生じているが,柱脚部の履歴挙動としては全体的にほぼ 弾性範囲に収まっている。

3.4.2 部位別のひずみ吸収エネルギー

Fig. 11 に地震応答解析終了時刻までに蓄積されたひずみエネル ギーを部位別(梁,接合部パネル,柱,柱脚)に整理した結果を示 す。標準耐力柱脚シリーズ(StdCB00,StdCB10,StdCB20)では, 部位別ひずみエネルギーの合計値に占める柱脚部分の比率(以下, 柱脚ひずみエネルギー分担率)は各解析モデルとも5%程度以下と 小さく,柱脚への損傷集中は見られない。これは,柱脚の降伏曲げ 耐力を柱材の全塑性曲げ耐力の約9割と比較的高めに設定している 効果と考えられる。また,二次勾配が0,10,20%と大きくなるに つれて,柱脚ひずみエネルギー分担率および柱脚ひずみエネルギー の絶対量はともに小さくなる傾向を,柱脚を除いた上部(梁,柱, 接合部パネル)のひずみエネルギーの合計値は大きくなる傾向を示 す。一方,弱耐力柱脚モデル(WeakCB10)では柱脚ひずみエネルギ ー分担率が約36%となり,損傷集中と言えるほどの高い比率では ないが,StdCB10モデルの8倍程度に柱脚の損傷は大きくなって いる。

4 結 言

基礎コンクリートの内部鉄筋,特に立上り筋の本数の違いがアン カーボルトの定着耐力に及ぼす影響を実験的に検討した。ペースパ ック NT-S を組込んだ現実的な建築骨組(3層1スパン)の大地震 時の応答性状をもとに,柱脚への損傷集中の有無,柱脚の損傷と柱 脚降伏後回転剛性の関係を調べた解析結果から次の結論が得られ た。

(1) 今回の試験体では,立上り筋本数の違いが柱脚の初期剛性,

降伏曲げ耐力に及ぼす影響は特に見られない。

- (2) 立上り筋本数が 12 本と現行仕様(-350×16 用は 20 本)よ リ少ない場合でも終局曲げ耐力にいたるまで安定した履歴性状 を示す。
- (3) 最外列アンカーボルトと中列アンカーボルトの軸力比はほぼ 一定に推移する。
- (4) 柱脚降伏曲げ耐力時のアンカーボルト軸力の反力はコーン状 破壊耐力に寄与する基礎コンクリートとコーン状破壊面を貫通 する位置にある内部鉄筋により負担される。
- (5) 基礎コンクリートの定着破壊を起こさないためには,基礎コンクリート内の有効鉄筋耐力を,アンカーボルトの終局時軸力より大きくする必要がある。
- (6) -350×16 用のペースパック NT-S を用いた現実的な建築骨 組(3 層 1 スパン)では大地震時でも柱脚への損傷集中は見ら れない。
- (7) 二次勾配が 0,10,20% と大きくなるにつれて,柱脚ひずみ エネルギー分担率および柱脚ひずみエネルギーの絶対量はとも に小さくなる傾向を,柱脚を除く上部(梁,柱,接合部パネル) のひずみエネルギーの合計値は大きくなる傾向を示す。

- 参考文献
- 山久保博司,角屋治克,渡辺 亨,鈴木正裕,萩野 毅,染矢友英: 「露出柱脚の力学性状に関する実験的研究 高張力鋼アンカーボル トを用いた柱脚の実大実験(その1)」,日本建築学会大会学術講演 梗概集,(1998)9,513-514
- 2) 萩野 毅,角屋治克,渡辺 亨,鈴木正裕,染矢友英:「露出型柱脚 の力学的性状に関する実験的研究」,鋼構造年次論文報告集, (1998)11,261-268
- 3) 横山眞一,角屋治克,渡辺 亨,鈴木正裕,菅野哲也,萩野 毅: 「露出柱脚の力学的性状に関する実験的研究 高張力鋼アンカーボ ルトを用いた柱脚の実大実験(その2)」,日本建築学会大会学術講 演梗概集,(2000)9,761–762
- 4) 渡辺 亨,角屋治克,横山眞一,井田淳司,金井 眞,鈴木正裕,染 矢友英:「露出柱脚の力学的性状に関する実験的研究 高張力鋼ア ンカーボルトを用いた柱脚の実大実験(その3)」,日本建築学会大 会学術講演梗概集,(2000)9,763-764
- 5) 日本建築学会:「各種合成構造設計指針·同解説」
- 6) 桑原 進,多田元英,井上一朗:「角形鋼管柱・梁接合部パネルの力 学モデル」,日本建築学会大会学術講演梗概集,(1995)8,523-524
- 7) 「ベースパック柱脚工法 設計ハンドブック」
- 8) 小川厚治,多田元英,井上一朗:「柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発」,情報システム利用技術シンポジウム,第17回,(1994)12,79-84