

論文 T形アンカーを用いた鋼構造露出型柱脚の定着性能に関する 実験的検討

後藤 康明^{*1}・北野 敦則^{*2}・城 攻^{*3}・田城 周^{*4}

要旨：鉄骨構造内柱露出型柱脚の埋め込みアンカーに複数の小断面 T 形断面鉄骨アンカーを用いて、露出型柱脚の施工性と埋込型柱脚の力学的性能を兼ね備えた定着方式を開発してきた。過年度は単体 T 形鋼アンカーを RC 基礎梁に埋め込んだ試験体を用いた要素実験を行い、耐力に及ぼす形鋼の配置や応力の種類(引抜き力とせん断力)の影響を検討したが、本年は角型鋼管柱の各辺に T 形鋼アンカーを接合した外柱及び内柱における部材試験体を用いた部材実験により、純せん断及び曲げせん断抵抗性能を把握し、最大耐力に対する既往の算定式との適合性及び各アンカー分担力についての検討を行った。

キーワード：鋼構造，露出型柱脚，T 形断面鉄骨アンカー，支圧破壊，せん断破壊

1.はじめに

1995 年の兵庫県南部地震をはじめとする過去の震災では鋼構造建築物の露出型柱脚において定着部の損傷が多く確認され、露出型柱脚の定着耐力と変形性能の乏しさが指摘された。そこで、本研究室では、露出型柱脚の施工性と埋め込み型柱脚の耐力-変形性能を併せもつ新しい柱脚構法として小断面の鉄骨アンカーを用いた露出型柱脚を提案し、鋼構造内外柱柱脚部を模擬した実験的検討を行ってきた〔1,2〕。本年度は、既往の実験結果を踏まえ、鋼構造内外柱柱脚部を想定し、複数のアンカーを一体とした柱脚部材としての純せん断抵抗性能及び曲げ抵抗性能を把握することを目的として、要素実験

及び部材実験を行った。また、鉄骨アンカーにせん断力と曲げモーメントを同時に与える複合加力の部材実験を行い、応力が複合して作用することによる耐力低減効果を検討した。

2.実験概要

2.1 試験体形状

表 - 1 に各試験体の諸元を示し、図 - 1 に試験体概要及び加力条件を示す。内柱は地震入力方向の前後に基礎梁を有し、外柱は前側又は後側に基礎梁のない位置の柱であり、内柱の梁交差部は十字形又はト字形、外柱は T 字形又は L 字形となる。本実験において、内柱および外柱を模擬した試験体をそれぞれ内柱および外柱試

表 - 1 各試験体の諸元 (* 外柱では全て外方向へのせん断加力)

試験体名	実験形式	加力方法	対象部材	アンカー位置と その個数	埋込み深さ d (mm)	σ_B (MPa)
QRI-8I-40	要素実験	せん断 *	外柱	主軸梁内側1	400	24.0
QRT-8I-40			外柱	直交梁2	400	23.2
QIS-8I-30	部材実験	せん断 *	内柱	主軸梁2+直交梁2	300	22.3
QRES-8I-30			外柱	主軸梁2+直交梁2	300	20.3
MIS-8I-30	部材実験	純曲げ	内柱	主軸梁2+直交梁2	300	24.5
MQaIS-8I-30		曲げせん断 *	内柱	主軸梁2+直交梁2	300	22.6
MQRaES-8I-30			外柱	主軸梁2+直交梁2	300	23.0

*1 北海道大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)

*2 北海道大学大学院助手 工学研究科社会基盤工学専攻 工修 (正会員)

*3 北海道大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)

*4 北海道大学大学院学生 工学研究科社会基盤工学専攻 (非会員)

験体と称する。部材試験体は角型鋼管柱の三面(純曲げ(以下 M)加力)又は四面(せん断および曲げせん断(以下 Q 及び MQ) 加力)に組立 T 形鋼アンカーを接合した柱脚を模擬した外柱 4 体と内柱 3 体で、RC 基礎梁にアンカー下部を埋め込んでいる。内柱型試験体には直交梁(長さ 450mm。名称は図 - 1 参照)を設けた。外柱型試験体では、より低い耐力が予想される隅角部の L 字型基礎梁を想定し、かつ実験時における軸対称性の必要から 3 方に突出梁(長さ 150mm)をもつ試験体形状とした。また、外柱型においては通常の配筋と異なり、アンカー周囲の突出梁内部に U 字補強筋とコ字補強筋を水平に四段配筋した。試験体寸法は実物大の約 1/2 スケール

表 - 2 使用材料の力学的性状
*0.2%保証耐力

鉄筋	使用箇所	σ_y	ϵ_y	ϵ_B	E
D22(SD685)*	梁主筋	644	5.58	9.60	178
D19(SD685)	梁主筋	816	4.05	10.9	204
D19(SD490)	梁主筋	550	2.99	20.1	184
D16(SD345)*	梁主筋	368	2.37	21.9	156
D13(KSS785)*	U字筋	911	7.73	8.86	163
D13(SD390)	U字筋	446	4.36	---	193
D6(SD345)	肋筋	479	2.59	13.6	186
6φ(SR295)	コ字筋	438	2.14	18.0	208
鋼板	使用箇所	σ_y	ϵ_y	ϵ_B	E
PL-9(SH590,a)*	ウェブ	450	4.43	24.3	185
PL-9(SH590,b)	ウェブ	547	4.88	22.1	186
PL-9(SM490A)	ウェブ	365	3.06	24.2	195
PL-6(SH590,a)	フランジ	557	3.96	22.5	195
PL-6(SH590,b)	フランジ	601	4.06	18.4	194
PL-6(SM490A)	フランジ	426	2.31	25.1	191

σ :MPa E:GPa ϵ_y : $10^3 \mu$ ϵ_B :%

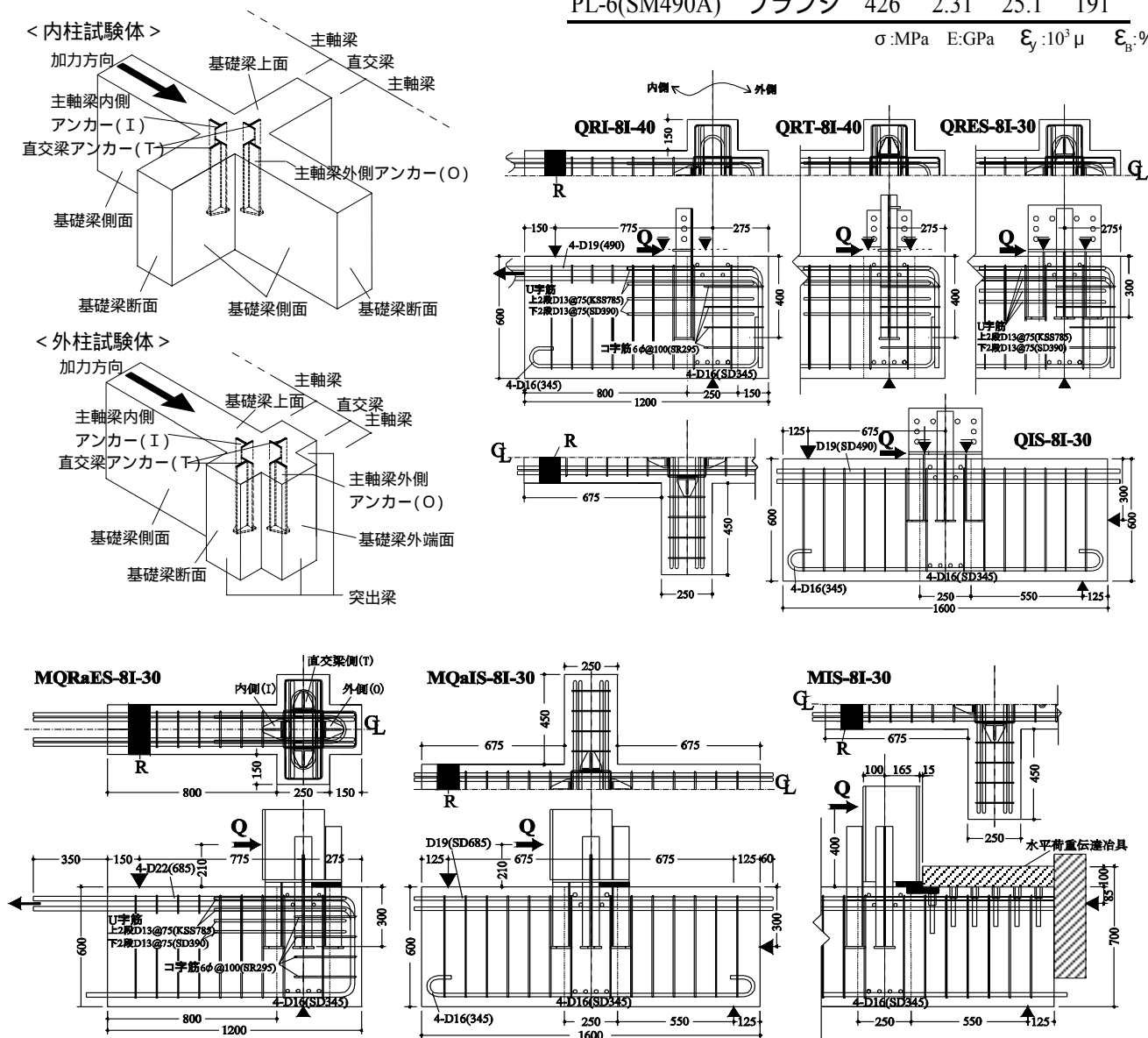


図 - 1 試験体概要及び加力条件

を想定した。なお、要素実験は上記の外柱型において、内側又は直交梁アンカーのみを抽出して配した試験体である。

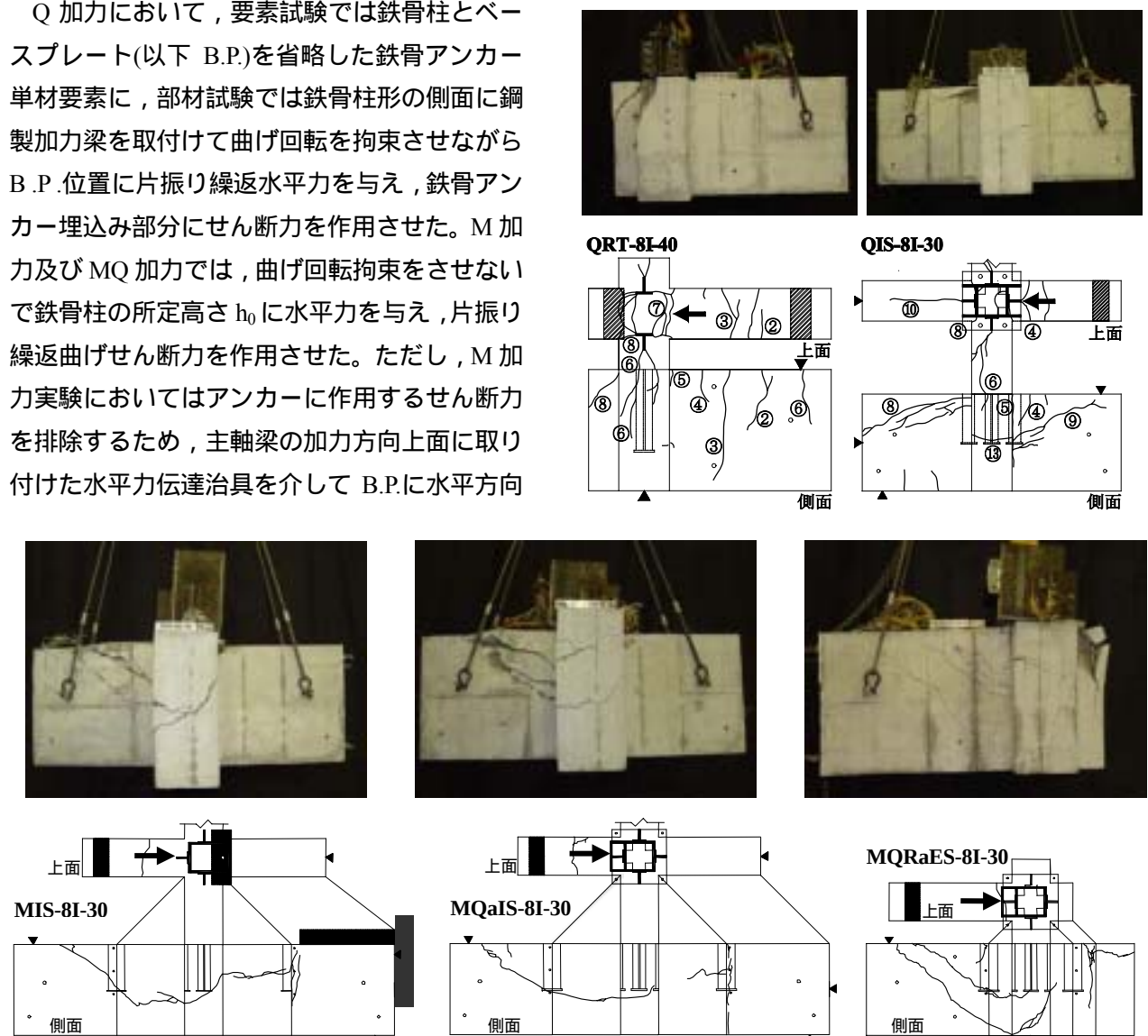
2.2 使用材料

表 - 2 に使用材料の力学的性状を示す。鉄骨アンカーには早期の降伏を避け、コンクリートによる破壊機構を明確にするため高強度鋼材(SH590)又は溶接用鋼材(SM490A)の溶接組立 T 形断面材を用い、コンクリートは低強度 $F_c=20(\text{MPa})$ とした。梁主筋は予想発生応力に応じて D16(SD345) ~ D22(SD685) を用い、せん断補強筋は D6(SD345)、コ字補強筋は 6φ(SR295)、U 字補強筋は D13(KSS785, SD390) を使用した。

2.3 加力及び計測方法

Q 加力において、要素試験では鉄骨柱とベースプレート(以下 B.P.)を省略した鉄骨アンカー単材要素に、部材試験では鉄骨柱形の側面に鋼製加力梁を取付けて曲げ回転を拘束させながら B.P. 位置に片振り繰返水平力を与え、鉄骨アンカー埋込み部分にせん断力を作用させた。M 加力及び MQ 加力では、曲げ回転拘束をさせないで鉄骨柱の所定高さ h_0 に水平力を与え、片振り繰返曲げせん断力を作用させた。ただし、M 加力実験においてはアンカーに作用するせん断力を排除するため、主軸梁の加力方向上面に取り付けた水平力伝達治具を介して B.P. に水平方向

の圧縮反力を伝えている。MQ 加力においては、曲げモーメントによる引抜き力とせん断力が等しく寄与して破壊に至るよう、過年度実験における引抜およびせん断耐力値から B.P. に作用する曲げモーメントを算定し、既往の実験結果から水平加力点高さ h_0 を検討した(引抜き力換算式(2)参照)。なお、各試験体には実構造物に近い応力状態となるように支持点(図 - 1, 図 - 2 中の▼印及び R は圧縮ピン支持, ▼印はピンローラー支持, 左向き矢印は引張ピン支持)を設定した。計測内容は、鉄骨アンカー突出部分及び B.P. の鉛直・水平変位、基礎梁上面及び側面の鉛直・水平・面外変形、鉄骨アンカー及び鉄筋各部の歪である。



(注) 矢印は水平加力方向

図 - 2 亀裂発生パターン(下図：試験体側面は展開図)及び最終破壊状況(写真)

3. 実験結果

3. 1 亀裂・破壊性状

図 - 2 に各試験体の主要な亀裂を基礎梁の上面と側面展開図で示す。Q 加力において、要素試験体 QRI-8I-40 は T 形アンカーフランジからの支圧力によって基礎梁上面が皿状に剥離する上部支圧破壊となった。QRT-8I-40 はせん断亀裂 と により被りコンクリートが剥離し最大耐力に至ったと考えられる。QRI-8I-40, QRT-8I-40 では、アンカーウェブ端部から初亀裂 が発生し、続いて曲げ亀裂 , 曲げせん断亀裂 が発生。その後、最大耐力に至る要因と考えられる亀裂 と が発生した。部材試験体では、内柱 QIS-8I-30 -30 は前述の上部支圧破壊と斜め亀裂 による楔(コーン)形定着破壊が見られた。外柱 QRES-8I -30 は加力装置の都合により実験が中断されたので破壊には至らなかったが、せん断亀裂 , 及び斜め亀裂 が発生しているため、被りコンクリート剥離と楔形定着破壊に至ると推測される。M 加力の MIS-8I-30 は、梁交差部における引抜き破壊で、亀裂 が形成する楔形破壊により最大耐力に至った。MQ 加力において、内柱 MQaIS-8I-30 は M 加力に類似した破壊が見られ引抜き破壊となった。外柱 MQRaES-8I-30 では主軸梁の楔形破壊と外側突出梁の上部コンクリート圧壊による亀裂 と とが混合した破壊形式によって最大耐力に至った。

3. 2 荷重 - 変形関係

図 - 3 に荷重-変形関係を示す。荷重は、加力点での水平力 Q で示し、変位は内側アンカー-B.P. 位置での梁に対する相対変位 (水平変位 δ_H 又は鉛直変位 δ_V) である。Q 加力について、要素試験体では、QRT-8I-40 はアンカー 2 本分のせん断抵抗力を表しているの QRI-8I-40 より剛性は高く耐力も大きい、直交梁内に配置されているのでコンクリートの剥落が激しく、小さな変位で最大耐力となった。部材試験体では、初期剛性は内柱 QIS-8I-30 の方が高いが荷重

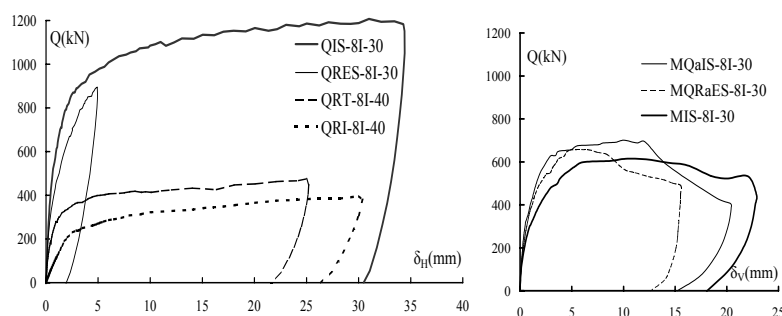


図 - 3 荷重 - 変形関係

800(kN)付近から外柱 QRES-8I-30 の方の接線剛性が高くなり、U 字筋によるコンクリートの拘束効果が発揮された。内柱は最大耐力付近において耐力を保ちつつ変形が進んでおり、良好な変形性能を示した。M 加力について MIS-8I-30 は、常に曲げ引き抜きによる破壊が支配的であったため剛性低下は緩やかに進行し、最大耐力後もせん断補強筋が応力を負担したため変形性能を維持した。MQ 加力は内柱と外柱の両試験体の最大耐力はほぼ等しい。外柱 MQRaES-8I-30 はせん断亀裂 が拡幅したため、破壊は内柱 MQaIS-8I-30 に比べて脆性的になり、変形の小さい段階で剛性が低下した。また MQaIS-8I-30 は応力を負担するせん断補強筋が破断したため、最大耐力後の剛性低下が著しかった。

3. 3 耐力評価

表 - 3 に最大耐力一覧を示す。要素試験体においては最大耐力について実験値と既往の算定式による計算値を比較する。Q 加力について、文献[3]のコンクリート支圧破壊で決まる最大耐力算定式(3)を用いた計算値を実験値と比較して表 - 4 に示す。適合性が良くないのは、算定式中の基礎梁幅の扱いとして直交梁や U 字筋幅の影響が考慮されていないためと考えられる。

表 - 5 に Q 加力の部材試験体について過年度の要素実験で得られたアンカー (:内側, T:直交梁側, O:外側)のせん断耐力値の単純和 Q_{all} と今年度の部材実験で得られた耐力値 Q_{exp} との比較を示す。但し Q_{all}' はコンクリート強度 = 20MPa に基準化し、アンカー埋込み深さ $d = 300\text{mm}$ に基準化した値である。部材試験体の耐力はアンカー個別の耐力値の単純和である程度推測できることがわかった。また、これらの試

表 - 3 最大耐力実験値一覧

試験体名	σ_B	加力高 h_0	最大耐力実験値		基準化耐力	
			N_U	Q_U	$N_{U'}$	$Q_{U'}$
QRI-8I-40	24.0	34.0	-	397	-	331
QRT-8I-40	23.2	34.0	-	477	-	412
QIS-8I-30	22.3	34.0	-	1361	-	1220
QRES-8I-30	20.3	34.0	-	895	-	882
MIS-8I-30	24.5	400	1161	616	1049	503
MQaIS-8I-30	22.6	210	696	703	654	621
MQRaES-8I-30	23.0	210	649	656	605	571

σ_B : シリンダー強度, N, Q : (kN), h, D : (mm)

験体の各アンカーに実際に作用した分担せん断力 ϵQ を, アンカー露出部の3軸ひずみゲージのせん断歪分布より算出する。但し, 最大耐力時の歪データの信頼性に欠けるため, 表 - 6 では剛性低下時における各アンカーの分担力及び分担率 γ を示す。ここでは各アンカー分担率の考察に留めるが, 将来的には最大耐力時における各アンカー分担力についても考察し, 耐力算定式を導く。内柱では主軸梁の内側と外側アンカーは同じ分担率0.29であったが, 外柱では主軸梁外側アンカーの分担率が0.25に低下した。

他方, M及びMQ加力部材試験体では, 要素試験における各アンカー耐力の単純和とはならないことが予測されるので, 過年度の要素実験による各アンカーの引張耐力 ${}_0N$ および純せん断耐力 ${}_0Q$ 結果を用い, 今回実施された部材実験耐力 ${}_fQ$ (N の場合はモーメントの釣合から Q に換算: (2)式)との関係 ${}_fQ = \alpha_I \cdot {}_0Q_I + \alpha_T \cdot {}_0Q_T + \alpha_O \cdot {}_0Q_O$ を求める。但し, ${}_0Q_T$ は直交梁アンカー2本分の耐力である。各アンカー有効倍率 α の相対比は, 上述した部材実験における各アンカーの分担力 ϵQ の割合とした。すなわち, $\alpha_I \cdot {}_0Q_I: \alpha_T \cdot {}_0Q_T: \alpha_O \cdot {}_0Q_O = \epsilon Q_I: \epsilon Q_T: \epsilon Q_O$ の関係を用いる。この結果を表 - 7に示すが, 引張力 N の α が内側で1.0を上回るのは, 要素実験で直交梁を設けなかった為に ${}_0N_I$ が小さな耐力を示したことによる。一般的にせん断力 Q の α が直交梁で小さく, 外側では大きくなる特徴を示した。

3.4 鉄筋応力度の推移
図 - 5に鉄筋応力度の推移を示す。 Q 加力の要素試験体について, QRI-8I-40では基礎梁上面においてアンカーの前面コンクリートが圧壊し

【基準化式(1)】

$$Q' = Q(F_C/\sigma_B)^{0.5}$$

$$N' = N(F_C/\sigma_B)^{1.0}$$

Q : 柱水平荷重(kN) N : 引抜き力換算値(kN)

F_C : コンクリート設計基準強度(20MPa)

σ_B : シリンダー強度(MPa)

【引抜き力換算式(2)】

$$N = Q \cdot h_0 / j$$

h_0 : 水平力の加力点高さ(mm)

j : 柱応力中心間距離(212mm)

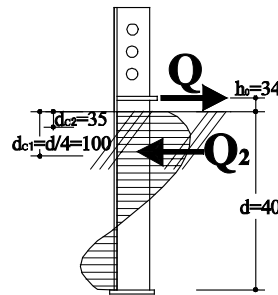
【支圧破壊耐力算定式(3)】

$${}_{cal}Q = -\left(\frac{3d}{4} - d_c\right) Q_2$$

Q, h_0, Q_2 : 前出
 Q_2 : 上部支圧力の合力(kN)
 σ_m : コンクリートの支圧強度(MPa)
 d : 埋め込み部深さ(mm)
 d_c : 支圧力作用点深さ(mm)
 w_{be} : 支圧力作用面のウェブ線上の有効幅(mm)
 B_c : 基礎梁の幅(mm)

$$Q_2 = \sigma_m \frac{d_w b_e}{2}$$

$$\sigma_m = \sigma_B \left(\sqrt{\frac{B_c}{w b_e}} \right)$$



d_c : 支圧力作用点深さ(mm)
 $d_{c1} = d/4 (=100\text{mm})$: 文献[4]による作用点深さ
 $d_{c2} = 35\text{mm}$: 本実験において実験値との整合性から推定した作用点深さ

図 - 4 支圧力作用点深さ

表 - 4 要素試験における最大耐力

試験体名	σ_B	exp Q	cal Q	cal Q_a	exp $Q/cal Q$	exp $Q/cal Q_a$
QRI-8I-40	24.0	397	236	313	1.68	1.27
QRT-8I-40	23.2	477	264	349	1.81	1.37

σ_B : MPa, Q : (kN), Q_a : $d_c=35\text{mm}$ とした場合

d_c : 上部支圧力作用点の基礎梁上面からの距離(図 - 4 参照)

h_0 : 梁上面から鉄骨アンカー水平加力下縁までの距離(mm)

表 - 5 Q 加力要素試験体による最大耐力(kN)推定

試験体名	要素試験体耐力				部材試験体耐力 比較	
	Q_0'	Q_T'	Q_I'	Q_{all}'	exp Q'	exp Q/Q_{all}
QIS-8I-30	283	357	293	933	1220	1.31
QRES-8I-30	145	378	298	821	882	1.07

表 - 6 Q 加力剛性低下時のアンカー分担力実測値

試験体名	アンカー分担力と分担率(γ)			部材耐力 ϵQ_{all}
	ϵQ_O	ϵQ_T	ϵQ_I	
QIS-8I-30 [$\delta=1.5\text{mm}$]	131(0.29)	191(0.42)	131(0.29)	453
QRES-8I-30 [$\delta=1.8\text{mm}$]	92(0.25)	162(0.42)	115(0.31)	369

表 - 7 各鉄骨アンカーの有効倍率 α

試験体名	応力	内側	直交梁	外側
MIS-8I-30	N	1.46	1.03	-
MQaIS-8I-30	N	1.24	0.16	-
	Q	0.16	0.36	1.27
MQRaES-8I-30	N	0.99	0.15	-
	Q	0.93	0.26	1.35

皿状に剥離した。その結果，主軸梁筋筋に応力が集中し降伏した。QRT-8I-40 では亀裂 が発生したことにより直交梁筋筋での応力が増加した。部材試験体について，内柱では主軸梁筋筋が亀裂 の伸展，直交梁筋筋が亀裂 の伸展及び拡幅により応力が急増し，その後降伏した。外柱では特に主軸梁主筋とU字筋の応力度が大きい。これは4本のアンカー合計せん断力がコンクリート→U字筋→主軸梁主筋へと伝達しているためである。MQ 加力においては，内柱の主軸梁内側主筋の1段目梁筋は最大耐力後も降伏応力を維持し2段目梁筋はその約2/3程度であるが，外柱では1段目梁筋は折曲げ部のコンクリートの圧壊により最大耐力後に応力は低下し，代わって2段目梁筋が応力を負担した。主軸梁筋筋は内柱・外柱共に，曲げ引張域アンカー近傍をピークとする応力分布を示し，最大耐力前に多くの範囲で降伏に至った。また，外柱のU字筋は，最大耐力時には上段よりも下段の方の応力負担が大きくなる性状を示した。

4. 結語

T 形鋼を用いた鋼構造柱脚部を模擬した要素試験体及び部材試験体のせん断，純曲げおよび曲げせん断加力実験を行い，以下の知見を得た。

〔せん断加力試験〕

1)内柱型部材試験体の耐力は，要素試験体耐力の単純和と同程度であり，また高い変形性能を有することが確認された。

2)外柱型部材試験体においては，外側アンカーの外周に水平 U 字筋を配することで内柱型と同程度の高い耐力を持ち得ると推測される。

〔純曲げ加力及び曲げせん断加力試験〕

1)部材せん断耐力は要素実験による各アンカーのせん断耐力の単純和より小さくなり，特に直交梁内のアンカー寄与率が大きく低下する。

2)部材実験の曲げ耐力は，要素実験による各アンカーの引張耐力から求まるモーメントの単純和より小さくなり，直交梁による内側アンカーの耐力増大効果の大きいことを示した。

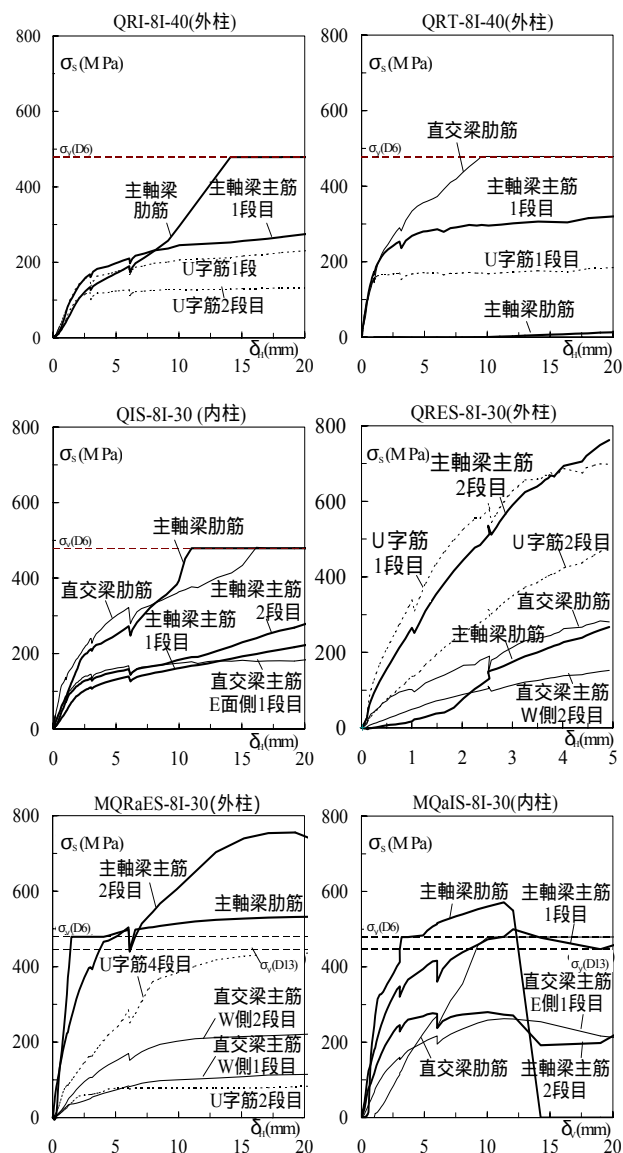


図 - 5 鉄筋応力度の推移

3)外柱は内柱と大差ない最大耐力を示したが，梁筋やアンカー鉄骨の応力分担には相違が認められた。

参考文献

- 1) 井澤寛人，後藤康明 他：T 形鋼アンカーを用いた鉄骨造外柱々脚の定着性能に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.25，No.2，pp.931-936，2003.5
- 2) 田島理緒子，後藤康明 他：T 形鋼アンカーを用いた露出型柱脚の定着性能に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.23，No.3，pp.823-828，2001.5
- 3) 秋山 宏：鋼構造埋込形式柱脚の強度と変形，日本建築学会論文報告集 Vol.335，pp.45-52，1984.1