論文 RC 段差梁柱接合部における応力伝達に関する研究

董 添文*1·花井 伸明*2·内田 和弘*2·白川 敏夫*3

要旨:日本建築学会 RC 規準は段差梁について記述がなく、同学会が RC 規準を補完するために運用している Web サイトの RC 規準 Q&A でも曖昧な記述に留まっている。既往の研究例では段差があると最大耐力が大きくなる傾向にあることが示されているが、同様の研究例自体は少ない。そこで、実験データの充実および Q&A サイトの記述の検証を目的として、段差量と配筋の差異をパラメータとした実験および解析を行った。その 結果、Q&A サイトで説明されている応力伝達機構が概ね妥当であることが確認できた。また、段差のある試験体において段差のない試験体より最大耐力が小さくなり、既往の研究例と逆転する結果となった。

キーワード: 段差梁, 応力伝達機構, 梁柱接合部, パネルゾーン, 最大耐力

1. はじめに

RC 造の建築物において、部屋の用途の違いにより天井高が異なる場合やバルコニーにおいて手摺りを兼ねた逆梁を設ける場合など左右の梁に段差が生じる場合があるが、段差梁の設計について日本建築学会 RC 規準¹⁾には一切記述されていない。また、Web サイトの RC 規準 Q&A²⁾は、日本建築学会が RC 規準¹⁾に関する質問に対応するために運用している公式なサイトであり、掲載されている情報は RC 規準¹⁾を補完するもので重要性は高いが、ここで段差梁に関して図ー1のような応力伝達機構で説明されているが推測的な表現にとどまっている。

そこで、筆者らは RC 規準 Q&A²⁾ の記述を検証する実験を行った³⁾。その際に後述する $\mathbf{Q}-\mathbf{3}$ (d)のように一方の梁の上端筋と反対側の梁の下端筋を通し配筋としていた。それは、上段梁の下端筋と下段梁の上端筋が近接している場合の $\mathbf{Q}-\mathbf{1}$ (a)の向きの応力状態における AB 間のストラットを介した梁主筋の引張力 T_2 と T_3 の伝達を簡略化したためであったが、RC 規準 Q&A²⁾ で推測されている応力伝達が完全に再現しきれていない懸念がある。そこで今回、配筋を変更して追加実験を行った。併せて、段差のある試験体において段差のない試験体より最大耐力が低い結果となったため³⁾、検証を行った。

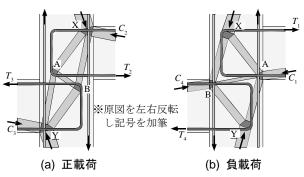


図-1 RC 規準 Q&A²⁾ による応力伝達機構

藤原ら⁴⁾ は、段差の大きさ(芯ずれ量)をパラメータとして実験を行い、段差がある場合は段差のない場合より最大耐力が大きくなる傾向にあり、段差が大きくなるにつれ最大耐力が上昇する傾向にあることを指摘した。しかし、藤原ら⁴⁾ の試験体は段差のある試験体、段差のない試験体とも梁主筋をU字形配筋により柱に定着している。実際の建物においては、左右の梁に段差や断面寸法の違いがない十字形接合部では梁主筋が通し配筋になることが多く、段差の有無による最大耐力の違いについて検討するためには配筋の違いも考慮する必要がある。

諏訪田ら⁵⁾ は、梁主筋を通し配筋とした十字形接合部の試験体と梁主筋をU字形配筋により定着した段差梁柱接合部の試験体を用いて実験を行い、同様に段差のある場合において最大耐力が大きくなる結果を得た。しかし、段差のない試験体と梁せいの 1/2 の段差のある試験体とで比較するとその差はわずかであり、また、後者では最大耐力後の耐力低下が前者より顕著であった。

2. 実験計画

本研究の試験体は、図-2に示すように十字形接合部を基本とし、3体製作した。縮尺は1/2.5程度を想定した。No. 1 試験体は段差なしとし、No. 2 試験体は梁主筋間距離の1/2 倍の段差を持つ形状とし、No. 3 試験体は梁の有効せいと同程度の段差を持つ形状とした。また、比較のため、既報 $^{3)}$ の No. 3 試験体(以下,2013 試験体と呼ぶ)についても併せて示す。2013 試験体は,一方の梁の上端筋と反対側の梁の下端筋を通し配筋とした。そのようなディテールは通常は極めてまれであるが、前述のとおり上段梁の下端筋と下段梁の上端筋が近接している場合の図-1(a)の向きの応力状態におけるAB間のストラットを介した梁主筋の引張力 T_2 と T_3 の伝達を簡略化したためである。実験パラメータを図-3に示す。

- *1 九州産業大学大学院 工学研究科産業技術デザイン専攻 博士前期課程 (学生会員)
- *2 九州産業大学 工学部建築学科 教授 博士(工学)(正会員)
- *3 九州産業大学 工学部住居・インテリア設計学科 准教授 博士 (工学) (正会員)

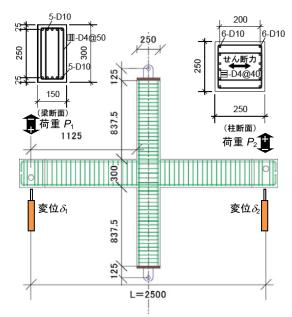
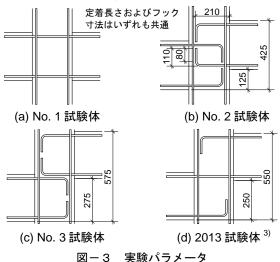


図-2 試験体形状 (No. 1 試験体)



図ー3 美験ハフメータ

柱および梁は各試験体とも共通とした。鉄筋の材料特性を表-1に、コンクリートの材料特性を表-2に、柱および梁の諸元を表-3に示す。本研究では接合部の破壊性状を見るために、柱および梁の主筋を高強度筋とし、No.1 試験体において柱梁接合部の設計用せん断力 $^{1)}$ が接合部のせん断強度 6 より大きくなるように設計した。

載荷は柱頭柱脚をピン支持として載荷装置に固定し、梁のフェイスから 1125 mm の位置に逆対称荷重を与え、正負交番漸増載荷とした。各サイクルで目標とする層間変形角は(1) 1/500 rad, (2) 1/200 rad, (3) 1/100 rad, (4) 1/67 rad, (5) 1/50 rad, (6) 1/40 rad, (7) 1/33 rad, (8) 1/25 rad, (9) 1/20 rad, (10) 1/15 rad とした(括弧付数字はサイクルを表す)。柱の軸力は省略した。

3. 実験結果

3.1 実験経過

図-4に各試験体の接合部モーメントー層間変形角関

表-1 鉄筋の材料特性

呼び名	試験体	降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
	※ 1	846	214
D10	※ 2	830	215
	2013	842	217
	No. 1, 2	344	194
D4	No. 3	358	191
	2013	344	193

※1: No. 1, No. 2 試験体柱主筋および No. 3 試験体梁主筋 ※2: No. 1, No. 2 試験体梁主筋および No. 3 試験体柱主筋

表-2 コンクリートの材料特性

Ī	試験体	圧縮強度	引張強度	ヤング係数
		(MPa)	(MPa)	(GPa)
	No. $1\sim3$	28.6	2.96	27.8
	2013	24.0	2.30	27.6

表一3 試験体諸元

試験体		No. 1	No. 2	No. 3	2013
	$b \times D \text{ (mm)}$			250×250	
柱	主筋	12-1	D10	12-D10	12-D10
	HOOP	■ -D4@40		■ -D4@40	■ -D4@40
	接合部	□-D4@50(47)		□-D4@48	□-D4@50
	$b \times D \text{ (mm)}$			150×300	
梁	主筋 (上下共)	5-D10		5-D10	5-D10
	STP	Ⅲ-D4@50		□-D4@50	Ⅲ-D4@50

HOOP の接合部の()は No. 2 試験体

係を,**写真-1**に正載荷における最大耐力時の損傷状況を示す。なお,接合部モーメントおよび層間変形角は次式で算定した。

$$M_{j} = \frac{(P_{1} + P_{2})L}{2} \tag{1}$$

$$R = \frac{\delta_1 + \delta_2}{L} \tag{2}$$

ここに、 M_j :接合部モーメント P_1 、 P_2 :載荷点の荷重 R:層間変形角 L:載荷点間距離(= 2500 mm) δ_1 、 δ :載荷点の変位

(1) No. 1 試験体

No. 1 試験体は正載荷では+8 サイクルで最大接合部モーメントに達した。 ±4 サイクルでパネルゾーンに斜め ひび割れが生じた。負載荷では-7 サイクルで最大接合部モーメントに達した。その後パネルゾーンの斜めひび割れが拡大し、耐力低下した。-10 サイクルの途中で層間変形角測定用の変位計が測定点から離れてしまい正確な 測定が不可能となったため、載荷を打ち切った。

(2) No. 2 試験体

No. 2 試験体は正載荷では+5 サイクルで最大接合部モーメントに達した。負載荷では-6 サイクルで最大接合部モーメントに達した。+7 サイクルのピーク時にカバーコ

ンクリートが浮いた。+8 サイクルでパネルゾーンの斜め ひび割れが拡大し急激に耐力低下した。

(3) No. 3 試験体

No. 3 試験体は正載荷では+7 サイクルで最大接合部モーメントに達し、+8 サイクルで耐力低下した。負載荷では-6 サイクルで最大接合部モーメントに達した。なお、本試験体は、設置作業時に左の梁に荷重が加わってしまった影響により、序盤のサイクルの正載荷において左右の荷重に差が生じ、初期剛性がやや低くなった。しかし、左右の荷重差は+4 サイクルでほぼ解消し、それ以降の履歴性状や最大耐力に大きな影響はないものと考える。

(4) 2013 試験体³⁾

2013 試験体 3) は、±1 サイクルで梁柱に曲げひび割れが生じた。+3 サイクルで梁の圧縮側主筋の定着部付近に曲げせん断ひび割れが生じ、負載荷で生じた曲げひび割れと繋がった。また、+7 サイクルで通し筋となっている梁主筋が降伏した。その後顕著な耐力低下は見られないまま次のサイクル途中で載荷装置の制約(ジャッキのストローク)により載荷を打ち切った。

3.2 RC 規準 Q&A²⁾ との比較

(1) ひび割れ性状との比較

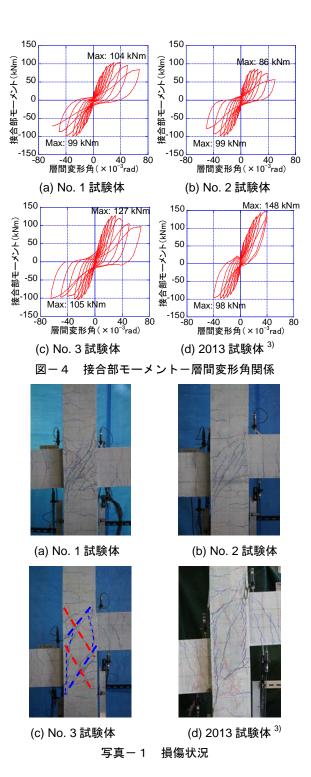
RC 規準 Q&A²⁾ では No. 3 試験体のような接合部の場合, 図-1のような応力伝達機構が形成されると推定している。No. 3 試験体は写真-1(c)のような損傷状況となった(各試験体の正載荷時のひび割れは青色で,負載荷時のひび割れは赤色で示す)。

正載荷時について図ー1(a)と写真ー1(c)を見比べると、図ー1(a)の X-A-Y、X-B-Y 間のストラットに対応するひび割れ(青色斜線)が生じており、図ー1(a)のような推定は妥当といえる。2013 試験体 $^{3)}$ (写真-1(d))と比較すると、梁引張筋を通し筋に簡略化したことで上段梁上端から下段梁下端へ向かうひび割れが 1 本となっているが、大局的には同様の性状といえる。負載荷時について図ー1(b)と写真-1(c)を見比べると、図ー1(b)の XA、YB 間のストラットに対応するひび割れ(赤色)も生じており、図ー1(b)のような推定が妥当といえる。2013 試験体 3 と比較しても、同様の性状を示している。

一方,図-1ではAB間にもストラットが描かれているが,実験では正負載荷ともそのようなストラットに対応するひび割れは確認できなかった。

(2) FEM 解析

2013 試験体 $^{3)}$ について,2 次元非線形 FEM 解析を行った。解析には汎用解析コード DIANA9.4. 47)を用いた。図-5 に有限要素分割を示す。ここで 2013 試験体 $^{3)}$ を解析対象とした理由は,前項で述べたとおり応力状態を簡略化した同試験体でも図-1 の状態をほぼ再現できていたので,なるべくシンプルなモデルによる解析を行う



ことを意図したからである。

コンクリートには4節点の平面応力要素を用いた。鉄筋に関しては、主筋に埋め込み鉄筋Barタイプ(線材)を、せん断補強筋に埋め込み鉄筋Gridタイプ(方向性のある積層材)を用いた。加力および境界条件は、柱頭・柱脚部をピン支持とし、左右の梁の端部に強制変位を与えることにより変位制御で載荷した。

表-4に解析に用いた材料特性を示す。コンクリート の構成則には修正圧縮場理論に基づく全ひずみひび割れ モデルを用いた。ひび割れは分布ひび割れ(回転)モデ

ルである。図-6(a)に引張側構成則を示す。ひび割れ発 生後の下降域は Hordijk らのモデルを用い、破壊エネル ギー G_f は土木学会の式⁸⁾ を用いた。図-6(b)に圧縮側構 成則を示す。応力-ひずみ関係曲線は Parabolic で表し, 破壊エネルギー G_c は中村ら 9 の式を用いた。また、 \mathbf{Z} ー 7に示すようにひび割れによる圧縮強度の低減も Vecchio, Collins の式により考慮した。鉄筋の材料モデル にはバイリニア型の弾塑性モデルを用いた。コンクリー トと鉄筋の付着特性は考慮せず、節点を共有する完全付 着とした。

図-8に最大荷重時のコンクリートの圧縮主応力コン ターおよび圧縮応力の向きを示す。接合部内には圧縮ス トラットの形成が観察できる。特に正載荷では、図-1 (a)の XY 間に相当するストラットが形成されている。 負 載荷では、図-1(b)の XA 間および YB 間の2本のスト ラットが明確に表れてはいないものの, 上階柱の圧縮力 が XA 間に相当するストラットを介して上段梁に、下階 柱の圧縮力が YB 間に相当するストラットを介して下段 梁に、それぞれ流れている様子が見て取れる。

3.3 段差の有無および配筋の差異と最大耐力の関係

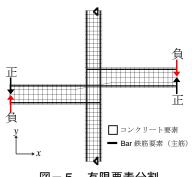
本実験では、段差のない No. 1 試験体より段差のある No. 2 試験体の方が正載荷において最大耐力が小さく, 既 往の実験例^{4),5)}と逆転している。そこで、この両試験体 について以下に考察する。

(1) 段差および梁主筋の定着と最大耐力の関係

本実験では、段差のある試験体は梁主筋を90°標準フ ックによる折曲げ定着, 段差のない試験体は通し配筋と している。一方,藤原ら⁴⁾の試験体は前述のとおり段差 のない試験体もU字形配筋による折曲げ定着としている。 すなわち, 段差がある場合に最大耐力が上昇しやすくな るのは藤原ら4の指摘どおりであるが、一方で梁主筋を 折曲げ定着した場合は通し配筋と比較して耐力が小さく なりやすいと考えられる。

梁主筋のひずみ度分布を図-9に示す。図-9(a)は-5 $\sim +8$ サイクル, 図-9(b)は $+6\sim -8$ サイクルをプロット している。No.1 試験体では、圧縮側の梁主筋も引張とな っていることがわかる。これは、楠原ら 10 が指摘した圧 縮筋の引張転化によるものである。楠原ら10は,この現 象によりコンクリートの圧縮域が増大し応力中心間距離 が減少することで層せん断力が低下するとしているが, 逆に言えば, 本研究のように梁主筋が降伏せず接合部の コンクリートの圧縮で耐力が決まる場合はストラットせ いが増大すればそれだけ大きな圧縮力が伝達できること になる。

また, No. 1 試験体では図-9(a)の柱の圧縮側におい てひずみ勾配が大きいことから付着力が大きいことがわ かる (図-10(a))。一方, No. 2 試験体の水平部分におけ



有限要素分割 図 — 5

表-4 解析に用いた材料特性

鉄 筋				
適用	断面積 (mm²)	降伏強度	<u> </u>	ヤング係数
D10	71	圭_1 办	[2012	明し目じ
D4	14	表-1の「2013」欄と同じ		
コンクリート				
圧縮 強度	引張 強度	ヤング 係数	破壊エネルギー (N/mm)	
迅及	强及	你奴	圧縮*	引張*2
	の「2013」 村		43.0	8.4×10^{-2}

*1:中村らの式9による計算値 *2: 土木学会の式 8) による計算値

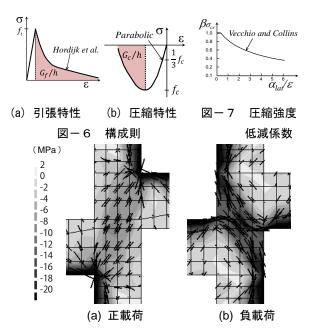


図-8 コンクリートの圧縮主応力コンターおよび方向 (最大荷重時)

る付着力をみると, No. 1 試験体と計測区間が異なるため 単純比較はできないもののNo.1試験体ほど大きくない。 コンクリートの圧縮領域で付着力が大きくなると仮定す れば、No. 2 試験体の梁主筋の水平部分ではストラットが 形成されておらず、フック内側の狭い範囲にストラット が形成され, No. 1 よりストラットせいが小さかったと考 えられる (図-10(b))。結局, No. 2 試験体では No. 1 試 験体に対して段差による耐力の上昇の効果より配筋の違いによる影響(折曲げ定着による耐力の低下)の方が強かったため最大耐力が小さくなり、段差の大きい No. 3 試験体では折曲げ定着による影響よりも段差による耐力の上昇の効果が強かったものと考えられる。

諏訪田ら 5) の実験では段差のない試験体は通し配筋となっているが、段差のない試験体と梁せいの 1/2 の段差のある試験体とで比較すると、耐力の差はわずかであり、段差の有無による効果と配筋の影響がほぼ相殺されたものと考えられる。また、後者では最大耐力後の耐力低下が前者より顕著であり、本実験での結果と一致する。

(2) マクロモデルによる解析

楠原ら $^{11)}$ の手法を参考に、これを一部簡略化した方法により検討した。

No. 1 試験体について、パネルゾーンの対角線を切断面として 4 つのセグメントに分割し、切断面に生じる梁柱主筋の引張力とコンクリートの圧縮力を未知数として図ー11(a)のようにモデル化した。なお、未知数を減らすため図中 C_{1x} , C_{1y} の合力が分割面に直交すると仮定し C_{1x} と C_{1y} の比を定めた (No. 1 試験体の場合は C_{1y} = $0.83C_{1x}$)。横補強筋も省略した。引張に転化した梁の圧縮主筋の引張力を T_b^* とし、 T_b^* = 0 と仮定して梁と柱それぞれの力の釣合いおよび梁のO 点回りのモーメントの釣合いを考慮すると、

梁水平力:
$$-T_b + C_{1x} + C_{2x} = 0$$
 (3a)

梁鉛直力:
$$-T_c + C_{1y} + C_{2y} + Q = 0$$
 (3b)

柱水平力:
$$-T_b + C_{1x} - C_{2x} + R = 0$$
 (3c)

柱鉛直力:
$$-T_c + C_{1y} + C_{2y} = 0$$
 (3d)

モーメント:
$$-1250Q + 100T_c - \frac{{C_{1y}}^2}{2b_c \beta_3 f_c}$$

$$+ \left(125 - \frac{{C_{2y}}}{2b_b \beta_3 f_c}\right) C_{2y} + 125T_b - \frac{{C_{1x}}^2}{2b_c \beta_3 f_c}$$

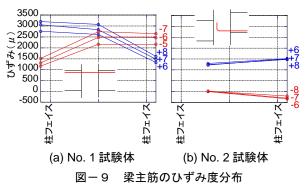
$$+ \left(150 - \frac{{C_{2x}}}{2b_b \beta_3 f_c}\right) C_{2x} = 0 \tag{3e}$$

ここに、 b_b 、 b_c : 梁幅および柱幅 $eta_3=0.85$ f_c : コンクリート圧縮強度(= 28.6 MPa)

となる。これを解いて,

$$\begin{pmatrix}
T_c \\
C_{1x} \\
C_{2x} \\
C_{2y} \\
Q
\end{pmatrix} = \begin{pmatrix}
0.837 \\
0.907 \\
0.093 \\
0.085 \\
0.169
\end{pmatrix}$$
(4)

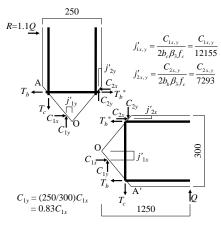
を得た。 $T_b^* = T_b$ とすると, $Q = 0.164T_b$ となった(T_b : 梁の引張主筋の引張力)。実験では主筋が降伏しなかったので T_b を梁の圧縮縁のコンクリートの圧縮力が圧縮強度に達したときの梁の引張主筋の存在応力と仮定し,断面解析により求めた(図-12)。なお,コンクリートの構



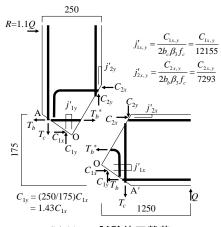
(a) No. 1 試験体

(b) No. 2 試験体

図-10 ストラット機構



(a) No. 1 試験体



(b) No. 2 試験体正載荷 図-11 モデル化方法

成則はトリリニアに置換した。その結果、 $T_b = 221 \text{ kN}$ となり、これを式(4)に代入し接合部モーメント(= QL)を求めると 93.5 kNm と実験値に近い値となった。

No. 2 試験体の正載荷について、No. 1 試験体と同様に 図ー11(b)のようにモデル化した。定着起点から折曲げ起点までの直線部分での付着により定着が確保されると仮定し図中の T_b^* を T_b^* = 0 とすると、Q = 0.151 T_b となり、No. 1 試験体と同様に T_b = 221 kN を代入すると接合部モーメントは83.3 kNm となり、No. 1 試験体の解析値を下回った。フック内側の支圧力により定着が確保されると仮定し T_b^* = T_b とすると、Q = 0.260 T_b となり、 T_b = 221 kN を代入すると接合部モーメントは143.7 kNm となり、No. 1 試験体の解析値を上回った。

No. 1, No. 2 試験体とも, T_b^* は $0 < T_b^* < T_b$ の範囲にあると考えられる。そこで, T_b^* を変化させて Q を求めた。 T_b^* と Q の関係を $\mathbf{Z} - \mathbf{13}$ に示す。なお,縦軸横軸とも T_b で基準化している。図より,No. 1 試験体では引張に転化した圧縮主筋の引張力の大きさにより耐力がわずかに変化し引張主筋の引張力の 0.5 倍程度のときに耐力が最大となり,No. 2 試験体ではフック内側の支圧力が大きくなる傾向となった。

なお、本節は No. 1、No. 2 試験体の傾向が既往の研究 例 $^{4),5)}$ と逆転していることについての考察を示したもの であり、紙幅の都合上 No. 3、2013 試験体は割愛したい。

4. まとめ

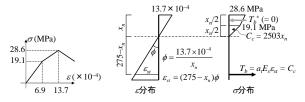
- (1) No. 3 試験体について, RC 規準 Q&A²⁾ で説明されて いる応力伝達機構が概ね妥当であることが, 実験およ び解析の観点から確認できた。
- (2) 梁主筋間距離の1/2倍の段差を持つNo.2試験体は段差のないNo.1試験体に比べて最大耐力が小さく耐力低下の発生も早かった。一方、梁の有効せいと同程度の段差を持つNo.3試験体はNo.1試験体より最大耐力が大きかった。
- (3) 段差がある場合に耐力が上昇する傾向にあることが報告されている 4) が、一方で梁主筋を折曲げ定着した場合は通し配筋と比較して耐力が小さくなりやすいと考えられる。段差の小さい No. 2 試験体は段差による耐力上昇分より折曲げ定着の影響の方が強く、段差の大きい No. 3 試験体は段差による耐力上昇効果が強かったことで、上記(2)の結果となったものと考えられる。

謝辞

本研究に際し,九州産業大学平成 26 年度卒業生の池田 孝宏君・髙瀬優輔君・李然君,同平成 27 年度卒業生の古 賀公議君・鄭龍龍君の協力を得た。ここに謝意を表す。

参考文献

1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解 説、2010



(a) コンクリート (b) ひずみ度分布および応力度分布 構成則

図-12 梁の断面解析

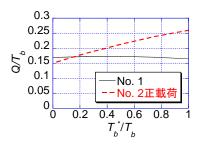


図-13 T_b^* と Qの関係

- 2) 日本建築学会: RC 規準 Q&A, No. 56, http://www.kyusan-u.ac.jp/J/rcqa/faq_0056.pdf, 2015.12.27 閲覧
- 3) 花井伸明, 白川敏夫: RC 段差梁柱接合部における応力伝達に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 構造 IV, pp. 387-388, 2014.9
- 4)藤原将章,上村智彦,石橋一彦,林靜雄:段差梁を有する鉄筋コンクリート造梁・柱接合部の終局強度,コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 2, pp. 367-372,2009.7
- 5) 諏訪田晴彦, 小豆畑達哉: 柱梁曲げ強度比が小さい鉄 筋コンクリート造段差梁-柱接合部の構造性能に関す る実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 構造 IV, pp. 779-780, 2013.8
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型 耐震設計指針・同解説, 1999
- 7) TNO DIANA BV: DIANA User's manual -Release 9.4.4-, 2011 8
- 8) 土木学会: コンクリート標準示方書 (2012 年制定) 設計編, 2012.12
- Nakamura, H., Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, *Modeling of Inelastic* Behavior of RC Structures Seismic Loads, ASCE, pp. 471-487, 2001
- 10) 楠原文雄, 塩原等:接合部破壊が先行する RC 柱はり接合部の接合部せん断力と接合部破壊の因果関係, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, pp. 1005-1010, 1997.7
- 11) 楠原文雄,塩原等:鉄筋コンクリート造十字形柱梁 接合部の終局モーメント算定法,日本建築学会構造系 論文集,第657号,pp.2027-2035,2010.11