

論文 RC造外部柱梁接合部のせん断応力度-せん断変形角関係のモデル化に関する検討

草苅敏夫*¹ 城 攻*²

要旨：接合部破壊の生じた既往の外部(ト型)柱梁接合部実験データの $\tau-\gamma$ 関係包絡線の傾向から、パネルせん断初亀裂時までは直線で、最大強度時までは3次曲線で表されることや、下降域では直線で表す事が可能であることを確認した。この包絡線のモデル化のために各特性点において各種要因の耐力と変形におよぼす影響に関して検討し、この結果から実験値と良い対応を示す推定式を提案した。さらに、この推定式による算定値を基に構築した $\tau-\gamma$ 関係包絡線モデルは実験結果と良い対応を示すことができた。

キーワード：外部柱梁接合部、せん断応力度、せん断変形角、モデル化

1. はじめに

1995年1月に発生した兵庫県南部地震では、現行規定で設計された建物に於いて柱梁接合部に被害が生じた建物が少なからず存在し、それが主たる原因で取り壊された建物もあることが報告されている¹⁾。このようなことから建物の挙動に及ぼす柱梁接合部の影響を無視できない状況となってきている。建物骨組に接合部を考慮した解析を行う場合には、接合部のせん断応力度-せん断変形角関係($\tau-\gamma$ 関係)を適切に評価しなければならない。外部(ト型)柱梁接合部の $\tau-\gamma$ 関係の評価に関する研究としては、森田・藤井²⁾らによる履歴曲線のモデル化の研究があるが、この研究では、接合部のせん断強度を定義せずに梁降伏後の接合部せん断変形の増大を表現できる剛性劣化モデルを提案している。これに対して、剛性劣化はあるルールを適用するものとして接合部のせん断強度に対応してせん断変形角が定義される包絡線モデルが必要と考えられるが、このような包絡線をモデル化するためには各種要因の接合部挙動に及ぼす影響を把握する必要がある。今回は梁降伏以前に接合部破壊が生じたト型接合部実験結果に基づいた包絡線モデルを考案し、このモデルを通じて各種要因の接合部挙動に及ぼす影響

に関して検討した。さらにこれらの影響要因を含めた各特性点の推定式を導きだし、式によって求められる値を使用したモデルと実験値との比較を試みた。

2. モデル化の対象とした実験データ

モデル化の対象としたデータは、比較的多くの影響要因を変化させて変形角も詳細に計測した著者らのデータ〔掲載文献a)~d)〕を使用した。データの概要を表-1に示すが、いずれもト型で接合部せん断破壊型である。

表-1 モデル化対象データの概要

番号	試験体名	種別	σ_B (MPa)	σ_o (MPa)	Bc (cm)	Dc (cm)	柱中 筋筋	Bb (cm)	Db (cm)	bDt (%)	jPw (%)	w σ_y (MPa)	Ldh (cm)	定着 形式	補綴 形式
1	NRC-J1	J	52	1	25	25	2013	20	25	2.63	0.60	814	21	UU	a)
2	NRC-J2	J	82	2	25	25	2013	20	25	2.63	0.60	814	21	UU	
3	NRC-J3	J	87	2	25	25	2013	20	25	2.63	0.23	814	21	UU	
4	NRC-J4	J	89	27	25	25	2013	20	25	2.63	0.60	814	21	UU	
5	NRC-J5	J	58	1	25	25	2013	20	25	2.37	0.60	784	21	UU	b)
6	NRC-J6	J	32	1	25	25	2013	20	25	2.37	0.60	784	21	UU	
7	NRC-J7	J	58	1	25	25	2013	20	35	1.59	0.60	784	21	UU	c)
8	NRC-J8	J	54	1	25	25	2013	20	25	2.42	0.20	718	21	UU	
9	LO-N0	J	28	0.5	35	28	-	20	35	2.41	0.18	381	22	U	
10	HO-N0	J	30	0.5	35	28	-	20	35	2.41	0.83	381	22	U	d)
11	MM-N0	J	28	0.5	35	28	4010	20	35	2.41	0.42	381	22	U	
12	HH-N0	J	30	0.5	35	28	4013	20	35	2.41	0.83	381	22	U	
13	H'O-N0	J	32	0.5	35	28	-	20	35	2.41	0.83	381	22	U	
14	LO-N98	J	32	1.0	35	28	-	20	35	2.41	0.18	381	22	U	U
15	HH-N98	J	31	1.0	35	28	4013	20	35	2.41	0.83	381	22	U	

【記号】 σ_B :コンクリート強度、 σ_o :軸応力度、Bc:柱幅、Dc:柱せい、Bb:梁幅、Db:梁せい、bDt:梁引張鉄筋比、jPw:接合部横補強筋比、w σ_y :接合部横補強筋降伏強度、Ldh:梁定着筋水平投影長さ、U:U型定着、UU:2段配筋U型定着、J:柱梁部材降伏以前の接合部せん断破壊

*1 釧路工業高等専門学校助教授 建築学科 工修 (正会員)

*2 北海道大学教授 工学研究科空間構造学講座 工博 (正会員)

3. τ - γ 関係包絡線の傾向

今回使用した試験体データの定着方法が上下対称(U型・UU型)であり、実験結果からも正負加力での τ - γ 関係の相違が小さいことから、正加力時(梁上主筋引張時)について検討する。なお、パネルせん断変形角は、計測フレームに対するパネル4隅の標点の相対移動量を平均して求めている。最大強度時のパネルせん断変形角(γ_u)は、各正負繰返しサイクルのピーク値漸増ピッチが大きい場合には τ - γ 関係包絡線は多角形となり、必ずしも最大強度時の変形角を正確に捉えていない。ここでは最大強度は実験時の値を使用し、変形角は実験から得られる τ - γ 関係包絡線をスムーズな曲線に置換した場合に得られる最大耐力時の変形角を使用した。実験から求まる τ - γ 関係包絡線における τ と γ をそれぞれの段階で基準化し、図-1に示す。

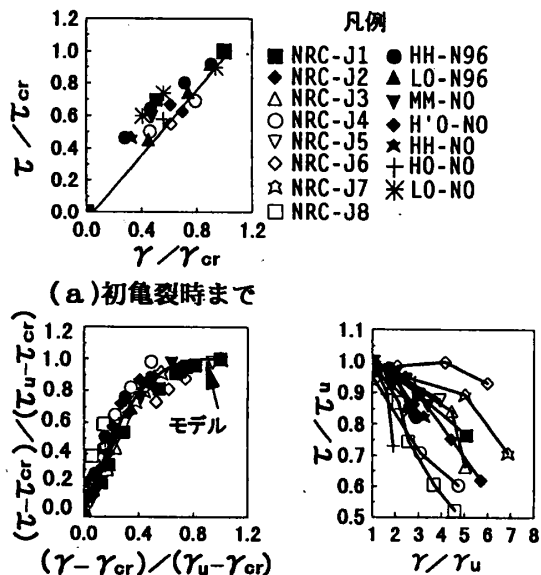


図-1 基準化された τ - γ 関係

(a)の接合部パネルせん断初亀裂時までの基準化された τ - γ 関係から、接合部パネルせん断初亀裂時までは概ね直線で表すことが可能であり、(b)で示されるように接合部せん断初亀裂時から最大せん断強度時までは、3次曲線として近似することが可能であると考えられる。

(c)に示される最大せん断強度以後の下降域

に関してはそれぞれの試験体において、軸応力の大きさや接合部横補強筋の量などによって勾配が異なっているものの、概ね直線として近似できるものと考えられる。この傾向から図-2に示すモデルを考案する。

このモデルでは、接合部パネル初亀裂時耐力(τ_{cr})とその時の接合部せん断変形角(γ_{cr})、および最大せん断耐力(τ_u)とその時の接合部せん断変形角(γ_u)さ

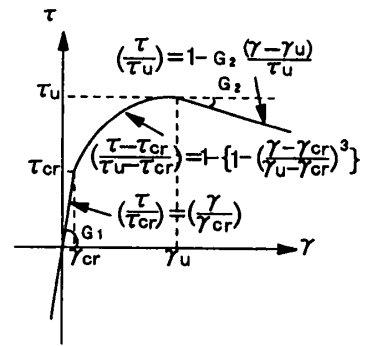


図-2 τ - γ 関係包絡線のモデル化曲線

らに最大耐力以後の負勾配を求めなければならない。ここでは、これらの値を各種要因の影響を考慮することで統計的に分析して求めることにする。

4. 初期剛性

4.1 接合部パネルせん断初亀裂時耐力

前章で用いた著者データに加えて梁上主筋引張り時の接合部パネルせん断初亀裂強度実験値が得られている既往のデータを使用して精度を高め、式(1)より接合部パネルせん断初亀裂時せん断応力度実験値($exp \tau_{cr}$)を求めた。

$$exp \tau_{cr} = \frac{1}{t_p \cdot D_c \cdot j_b} (M_b - Q_c \cdot j_b) \quad (1)$$

ここで、 t_p :接合部有効幅(=柱幅)、 D_c :柱せい、 j_b :梁応力中心間距離(=7/8 d)、 M_b :梁危険断面位置でのモーメント、 Q_c :柱せん断力である。

本章で使用したデータは、平面ト型柱梁接合部で普通コンクリートを用い、繰返し加力が行なわれたものであり、1995年までに国内の学術報告書等に報告されたものである。梁または柱部材の降伏以前に接合部破壊の生じたもの(J型)とそれ以外の破壊モードとを区別し、使用

した計72体の試験体の性質を図-3に示す。

接合部せん断応力度の算定に使用する接合部有効断面積は接合部有効幅と有効せいとの積で求められる。

一般に有

効幅としてパネル初亀裂時は弾性範囲であることから柱幅を採用し、最大強度時にはパネル部分コンクリートの剥落等から(柱幅+梁幅)/2を用いることが多い。また、有効せいとしてはト型接合部の場合には梁定着筋水平投影長さ(L_{db})を採るのが一般である。このように応力レベルで有効断面積が異なるのはT-γ関係全体を包括的に扱うには不都合である。ここでは全応力レベルを通じて基本となる有効断面積を柱断面面積と定義し、この基本有効断面積から求められるせん断応力度を基に有効幅や有効せいの影響を応力レベル毎に考慮した。

梁上端筋が接合部コア内に曲げ下げられた場合のせん断抵抗機構を考えた場合、折曲げ内法部から梁圧縮部に向かう対角線沿いに形成されるコンクリート圧縮ストラットが主たる抵抗機構となり、接合部横補強筋と柱中段筋はトラス機構として役立たつものと考えられ、軸力はストラットの角度と幅に影響するものと考えられる³⁾。このせん断抵抗機構に基づき、各特性点の推定にあたっては、コンクリート強度・接合部横補強筋・柱中段筋・軸応力度の4要素を主要因として実験値との比較を行う。

4要因とexpτ_{cr}との重回帰分析を行った処、柱中段筋の寄与率が著しく小さかったために、

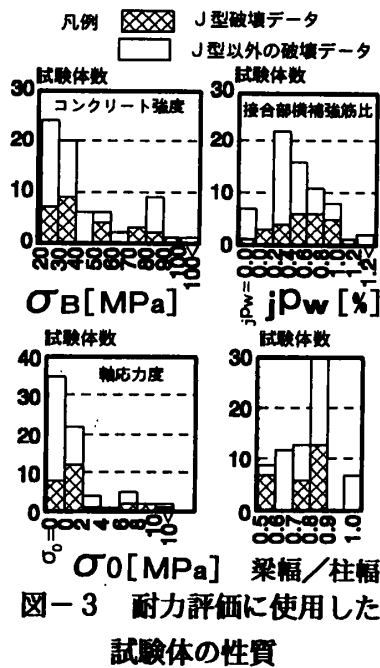
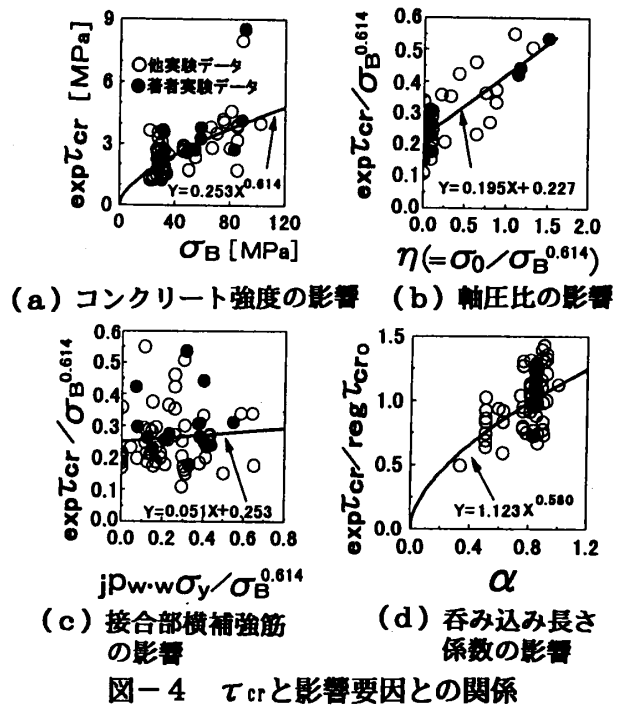


図-3 耐力評価に使用した試験体の性質



(a) コンクリート強度の影響 (b) 軸圧比の影響
(c) 接合部横補強筋の影響 (d) 呑み込み長さ係数の影響
図-4 τ_{cr}と影響要因との関係

τ_{cr}に対しては考慮しないこととした。

図-4(a)(b)(c)に3要因毎のexpτ_{cr}に及ぼす影響について示すが、図よりコンクリート強と軸応力度の増加に伴ってexpτ_{cr}が増大する傾向にあり接合部横補強筋の影響も若干認められる。この3要因を用いて重回帰分析を行い式(2)を得る。

$$\text{reg } \tau_{cr0} = 0.256 \sigma_B^{0.614} + 0.078 jpw \cdot w \sigma_y + 0.191 \sigma_0 \quad (\text{MPa}) \quad (2)$$

さらにregτ_{cr0}とexpτ_{cr}との比(補正係数)と柱せいに対するL_{db}との比(呑み込み長さ係数α)との関係を(d)に示した。図中でα=1のデータは、梁筋が接合部を通過し、柱外面に付いたスタブ内で定着されたものである。図よりαの増大に伴って補正係数も増大する傾向にあるが、これは亀裂が梁筋折曲げ位置から梁圧縮部に向かって発生する傾向にあることから、梁筋の呑み込み長さが長いことによりストラット有効断面積が増大するためと考えられる。

αを含めて重回帰分析を行い式(3)を得る。

$$\text{reg } \tau_{cr} = \alpha^{0.580} \{ 0.309 \sigma_B^{0.614} + 0.192 \sigma_0 \} + 0.076 jpw \cdot w \sigma_y \quad (\text{MPa}) \quad (3)$$

この際、接合部横補強筋はαが0の場合には

トラス機構として残るものとして α は σ_B と σ_0 に関係するように取り扱った。

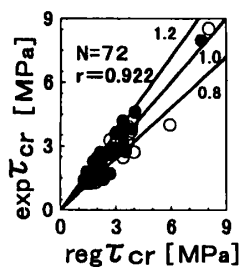


図-5 推定値と実験値との比較

図-5に $reg \tau_{cr}$ と $exp \tau_{cr}$ との比較を示すが $r =$

0.922となり概ね良い対応を示す。

4.2 初期剛性計算値と実験値との比較

著者データを用いて初期剛性計算値($cal G_1$)と初期剛性実験値($exp G_1$)との比較を行う。

$cal G_1$ として(4)式に示す弾性せん断剛性式を用いるが、接合部が矩形断面であることを考慮し、形状係数(k_s)として1.2を採用した。

$$cal G_1 = k_s \cdot E / 2 (1 + \nu) \quad (4)$$

ここに、 E :コンクリートヤング係数、 ν :ポアソン比である。

初亀裂発生荷重が接合部パネルコンクリートの圧壊によって決定された最大荷重の概ね1/3程度であることなどから、 E として材料試験で得られたコンクリート圧縮強度の1/3における割線ヤング係数を用い、 ν は野口・友澤の推定式⁴⁾を用いた。図-6に $exp G_1$ と $cal G_1$ との比較を示すが、 $exp G_1$ が $cal G_1$ を下回る傾向にある。これは、変形角として目視による初亀裂発生確認時の値を使用したことから、亀裂により塑性変形がある程度進行していたために剛性が低下したものと思われる。以上のことから有効断面積が適切に設定され、亀裂発生直前での変形を使用すると弾

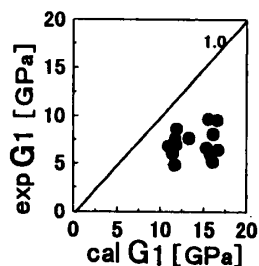


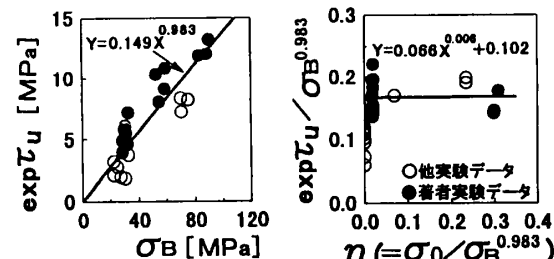
図-6 計算値と実験値との比較

性剛性に近似するものと考えられるが、これらについては今後の検討課題とし、本報では便宜的に初期剛性値として弾性せん断剛性式による算定値を使用する。

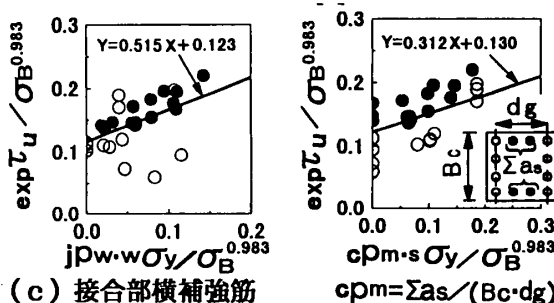
5. 最大耐力時

5.1 接合部最大せん断耐力

本報はせん断破壊モード(J型)のデータを対象にしていることから著者データを含む図-1に示される28個のJ型データを使用し、(1)式



(a) コンクリート強度の影響 (b) 軸圧比の影響



(c) 接合部横補強筋の影響 (d) 柱中段筋の影響

図-7 τ_u と影響要因との関係

より接合部最大せん断応力度実験値($exp \tau_u$)を求めた。 $exp \tau_{cr}$ と同様の理由により、 $exp \tau_u$ と4要因との関係を図-7に示しているが、コンクリート強度と接合部横補強筋並びに柱中段筋の $exp \tau_u$ に及ぼす影響が大きく、前述したせん断抵抗機構を裏付けている。なお、軸圧比(η)についてはデータ数の不足から定量的な把握が困難であり、本報では著者の研究に基づき⁵⁾べき乗表記として影響を考慮した。これら4要因について重回帰分析を行い式(5)を得た。

$$reg \tau_{u0} = \sigma_B^{0.111} \{ 0.112 + 0.064 \eta^{0.006} \} + 0.245 cpm \cdot s \sigma_y + 0.262 jpw \cdot w \sigma_y \quad (MPa) \quad (5)$$

$exp \tau_u$ と $reg \tau_{u0}$ との比を補正係数とし、初亀裂時と同様に α との関係を図-8に示す。

α の増大に伴って補正係数が明瞭に増加し加しているが、呑み込み長さの増大によりストラット有効幅が増大したものと考えられる。

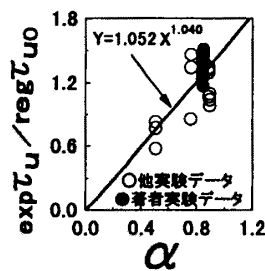


図-8 呑み込み長さ係数の影響

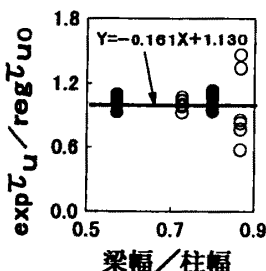


図-9 梁幅/柱幅の影響

図-9には梁幅/柱幅の影響を示すが相関係数が-0.11となり、影響としてはほとんどないと考えられる。 α を含めて重回帰分析を行うと式(6)が得られる。

$$\text{reg } \tau_u = \alpha^{1.04} \sigma_B^{1.160} \{0.184 + 0.082 \eta^{0.006}\} + 0.141 c_{pm} \sigma_y + 0.356 j_{pw} \cdot w \sigma_y \quad (\text{MPa}) \quad (6)$$

$\text{exp } \tau_u$ と $\text{reg } \tau_u$ との比較を図-10に示すが相関係数 $r=0.990$ となり、良い対応を示す。また、全28データに対する式(6)による推定値と実験値との比の平均を求めると0.990となる。これと著者データのみを対象として推定式を求め、式による値と実験値との比の平均値とを比較したところ一致する事を確認した。これより著者データが全データの中央に位置していることになる。また、既往の接合部せん断耐力推定式の一つである寺岡式⁶⁾を全28データに対して適用し、計算値と実験値との比較を行った処、相関係数が0.980、比の平均が1.190となった。

5.2 最大耐力時パネルせん断変形角

最大強度時のせん断変形角もせん断抵抗機構と関係付けられると考え、4要因をまとめて重回帰分析を行った処、柱中段筋の寄与率が低かったので考慮しないこととした。

図-11に γ_u と残り3要因との比較を示すが γ_u はコンクリート強度の増大により大きくなる傾向にあり、強度の高いものほど初亀裂発生以後の接合部破壊の進行が進みやすいものと考え

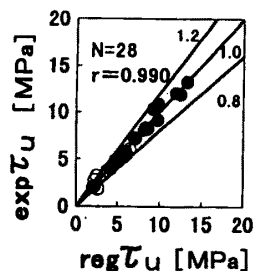
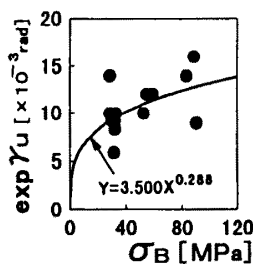
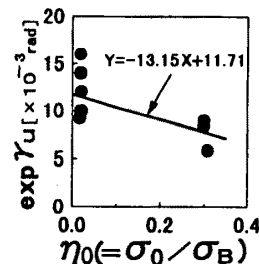


図-10 推定値と実験値との比較



(a) コンクリート強度の影響

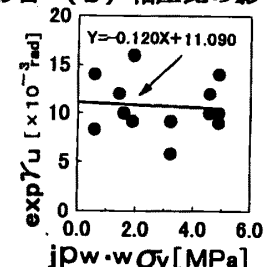


(b) 軸圧比の影響

えられる。逆に軸圧比と接合部横補強筋の増大により γ_u は低下しているが、軸圧比の増大は、上下柱による接合部の拘束効果が高まるためであり、接合部横補強筋の増加による影響はパネル初亀裂発生以後に接合部横補強筋が接合部の拘束筋として働くためと考えられる。なお著者データの α の差が小さいために影響を考慮することができず、本報ではこの3要因を使用して重回帰分析を行い、式(7)を得た。

$$\text{reg } \gamma_u = 4.333 \sigma_B^{0.111} - 14.087 \eta_0 - 0.748 j_{pw} \cdot w \sigma_y \quad (7)$$

$\text{reg } \gamma_u$ と $\text{exp } \gamma_u$ との比較を図-12に示すが、実験値と推定値は概ね良い対応を示す。



(c) 接合部横補強筋の影響

図-11 γ_u と主要因との関係

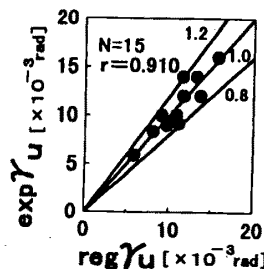
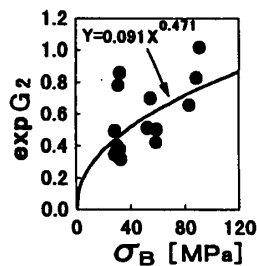


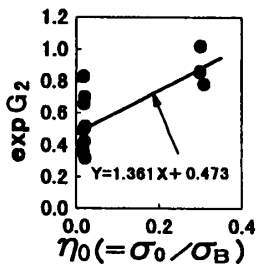
図-12 推定値と実験値との比較

6. 負勾配剛性

柱中段筋の寄与率が小さいことが確認されたことから3要因と負勾配剛性実験値($\text{exp } G_2$)との比較を図-13に示す。 $\text{exp } G_2$ は、最大せん断応力度の80%における応力度とその時の接合部せん断変形角との関係より求めた。 $\text{exp } G_2$ はコンクリート強度と軸圧比の増大に伴って増加していることから、コンクリート強度が高くなる



(a) コンクリート強度の影響



(b) 軸圧比の影響

と破壊の進行程度も激しくなり、軸圧比が増大すると破壊の進行が促進されることがわかる。

逆に接合部横補強筋の増大によりG₂は減少しており、接合部横補強筋が剛性劣化防止に働くことがわかる。

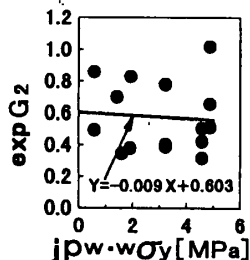
この3要因を重回帰分析式(8)を得た。

$$\text{reg } G_2 = 0.023 \sigma_B^{0.471} + 1.282 \eta - 0.049 j_p w \cdot w \sigma_y \quad (8)$$

reg G₂とexp G₂との比較を図-14に示すが、良い対応を示している。

7. τ-γ関係包絡線の実験値と計算値との比較

モデル化曲線上の各特性値を上述した推定式に基づいて算定し、τ-γ関係包絡線を求めて図-15に例示するが、実験値と比較して概ね良い対応を示す。本報では梁上端筋が引張りとなる加力状態に対して検討したが、柱コア内の曲げ下げ定着を含めて梁下端筋が引張りとなる加力状態に関しては今後の課題としたい。



(c) 接合部横補強筋の影響

図-13 G₂と主要

要因との関係

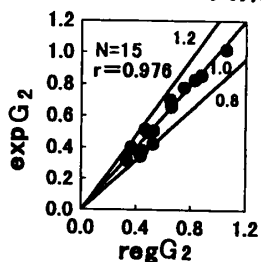


図-14 推定値と実験値との比較

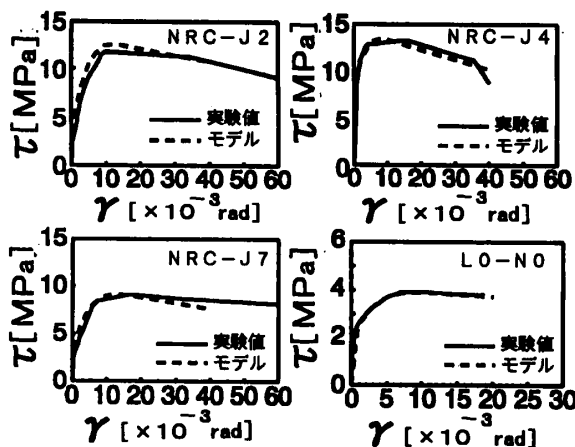


図-15 実験値とモデルとの比較

8. まとめ

τ-γ関係包絡線のモデル化に必要な接合部耐力と変形に及ぼす各種要因の影響をまとめると以下ようになる。

- 1) せん断破壊型接合部のτ-γ関係実験結果に基づき、初亀裂時までを直線で、最大強度時までを3次曲線で、下降域を直線で表す包絡線モデルを提案した。
- 2) 上記のモデル曲線を定める各特性点の推定のために、既往の試験結果を用いてコンクリート強度・軸応力度・接合部横補強筋・柱中段筋・L_{dh}が耐力と変形に及ぼす影響を検討し、特にコンクリート強度・軸圧比・L_{dh}の影響が大きいことを示した。
- 3) これらの要影響因を考慮した各特性点の推定式を提案し、推定式から算定される値を用いて求められるτ-γ関係包絡線は、実験値と良い対応を示した。

【実験資料を掲載した文献】 a) 城・後藤・柴田: JCI年次論文報告集, pp. 639-644, 1990 b) 城・後藤他: 日本建築学会大会学術講演梗概集C, pp. 641-644, 1991 c) 城・後藤・柴田: JCI年次論文報告集, pp. 391-396, 1992 d) 城・後藤・柴田: JCI年次論文報告集, pp. 537-542, 1989

《参考文献》 1) 広沢雅也・秋山友昭: 鉄筋コンクリート系建物の柱梁接合部パネルの地震被害と耐震検討方法, 建築技術, pp. 170-187, 1996. 2) 森田司郎ほか: RC外部柱・梁接合部の耐力と変形状, JCI年次論文報告集, pp. 175-180, 1987. 3) T. Paulay and R. Park: Joints in Reinforced Concrete Frames Designed Earthquake Resistance, U.S.-N.Z.-Japan Seminar Report, 1984. 4) 野口貴文・友澤史紀: 高強度コンクリートの圧縮強度と各種力学特性との関係, 日本建築学会論文報告集, pp. 11-16, 1995. 5) 草苅敏夫・城 攻: 実験的資料に基づくRC造外部柱梁接合部のせん断耐力評価に関する検討: JCI年次論文報告集, pp. 935-940, 1996. 6) 寺岡・佐々木・林: RC造外部柱・梁接合部の終局強度に関する調査及び検討: 日本建築学会大会学術講演梗概集C, pp. 205-206, 1992