

RC 耐震壁のひび割れ誘発目地における応力伝達機構のモデル化
(その2 既往のモデルによる応力伝達機構の検証)

正会員 ○新井 雅人*1
同 佐藤 尚隆*2
同 渡邊 秀和*3
同 河野 進*4
同 松井 亮夫*2

誘発目地 ひび割れ誘発材 耐震壁
応力伝達 構造壁厚

1.はじめに

その1に引き続き、ひび割れ界面における開き・滑りとせん断応力・直応力の関係を既往のモデルを用いて表現できることを確認する。

2.目地部の応力伝達機構

2.1.目地部の応力伝達機構の定式化

式(1)のようにせん断力 Q を目地部コンクリートせん断抵抗 Q_m と鉄筋のダウエル効果による抵抗 Q_d の和として評価する。

$$Q = Q_m + Q_d \quad (1)$$

目地部のひび割れ面は図-1のようにコンクリート同士の界面 a (破線) と鉄筋とコンクリートの界面 b (実線) とに分けて考えることができる。目地部にせん断力が作用する時、平面 a ではコンクリート間にせん断応力 τ_{cc} と直応力 σ_{cc} が、界面 b では鉄筋とコンクリート間にせん断応力 τ_{cs} と直応力 σ_{cs} がそれぞれ発生すると考えられる。このことから、 Q_m と目地部作用する垂直力 N は式(2)で表すことができる。

$$Q_m = \tau_{cc}A_a + \tau_{cs}A_b \quad (2)$$

$$N = \sigma_{cc}A_a + \sigma_{cs}A_b$$

但し、 A_a と A_b は、それぞれコンクリートのひび割れ面面積、コンクリートと鉄筋の界面面積である。

目地部の破壊曲面に作用するせん断応力と直応力は、目地部の開き ω と滑り δ の関数によって定義できる。本研究では、ひび割れ後のコンクリートのせん断応力 τ_{cc} と直応力 σ_{cc} および開き ω と滑り δ の関係について、前川らの評価法²⁾を用いて計算を行った。計算式を式(3)に示す。

一方、界面 b におけるせん断応力 τ_{cs} と直応力 σ_{cs} および開き ω と滑り δ の関係については、式(4)のように低減係数 α を用いて評価する。本研究では、①コンクリートと鉄筋のかみ合いを無視した場合 ($\alpha=0$) ②コンクリートと鉄筋のかみ合いがコンクリート同士のかみ合いと同等と評価した場合 ($\alpha=1$) ③界面 b の平面 a に対する水平投影面積を考慮し、係数を調整した場合 ($\alpha=2/\pi$) の三種類の方法について検討を行う。

式(5)では、目地部の垂直力 N に関して壁横筋降伏を考慮していないが、実際は壁横筋降伏により上限値が存在する。そこで目地部の限界垂直力 N_u を式(5)を用いて計算し、式(5)の適用範囲を N が N_u に達するまでとする。

$$\tau_{cc} = g \left\{ \frac{\delta \sin^3 \beta + \omega \cos^3 \beta}{3} - \frac{\delta \omega}{3\sqrt{\delta^2 + \omega^2}} + 0.5\omega'_{lim} \cos^2 \beta \right\}$$

$$\sigma_{cc} = g \left\{ \frac{-\delta \cos^3 \beta + \omega \sin^3 \beta}{3} - \omega \sin \beta + \frac{\delta^2 + 2\omega^2}{3\sqrt{\delta^2 + \omega^2}} \right. \\ \left. + \omega'_{lim} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\beta}{2} - \frac{\sin 2\beta}{4} \right) \right\} \quad (3)$$

$$g = 0.5A_s R_s K$$

$$\beta = \begin{cases} \arccos \left(\frac{\omega'_{lim} \delta + \omega \sqrt{\omega^2 + \delta^2 - \omega'^2_{lim}}}{\omega^2 + \delta^2} \right) & \delta \geq \omega'_{lim} \\ \frac{\pi}{2} & \delta < \omega'_{lim} \end{cases}$$

$$K = 1 - \exp \left(1 - \frac{0.5G_{max}}{\omega} \right)$$

$$A_s = \frac{4}{\pi} R_s = \frac{f'_y}{\omega'_{lim}} \quad f'_y = 13.7\sigma_B^{1/3} \quad \omega'_{lim} = 0.04$$

ただし、 G_{max} : 最大骨材寸法 (mm)

σ_B : コンクリート圧縮強度(MPa)

その他記号は割愛する。

$$\tau_{cs} = \alpha \tau_{cc} \quad \sigma_{cs} = \alpha \sigma_{cc} \quad (4)$$

$$N_u = n \sigma_{hy} A_h \quad (5)$$

ただし、 σ_{hy} : 壁横筋降伏強度 (MPa)

その他記号は割愛する。

また、鉄筋のダウエル効果による抵抗 Q_d は文献³⁾を参考に式(6)を用いて計算を行った。

$$Q_d = \begin{cases} 0.21 \sqrt{d_h^3 E_{sh} \sigma_B} \delta & \frac{\sigma_{hy}}{\sigma_B} < 18 \\ 0.81 \sqrt{\frac{d_h^3 E_{sh} \sigma_B}{E_{sh}/E_c + 8.1}} \delta & \frac{\sigma_{hy}}{\sigma_B} \geq 18 \end{cases} \quad (6)$$

ただし、 d_h : 壁横筋公称径 (mm)

E_c : コンクリートヤング係数 (MPa)

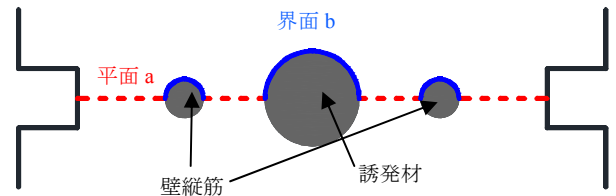


図-1 目地部のひび割れ面 (試験体断面図)

2.2.実験から得られた荷重-変形関係との比較

前節ではせん断力 Q 、垂直力 N を開き ω と滑り δ の関数として定式化を行った。それぞれの評価式に開きと滑り

表-1 計算値一覧

下段の数字は計算値/実験値

	係数 α	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14	No.15	平均	変動係数
Qm1+Qd(kN)	$\alpha=0$	204 (1.02)	374 (0.97)	316 (0.76)	-	217 (0.59)	414 (0.96)	429 (1.03)	378 (0.83)	1064 (1.93)	462 (0.99)	326 (0.70)	232 (0.73)	422 (0.84)	392 (0.73)	-	(0.92)	0.357
Qm2+Qd(kN)	$\alpha=1$	303 (1.52)	442 (1.15)	-	-	320 (0.87)	492 (1.14)	503 (1.20)	524 (1.15)	649 (1.18)	524 (1.13)	477 (1.03)	337 (1.06)	494 (0.98)	533 (1.00)	702 (0.96)	(1.07)	0.092
Qm3+Qd(kN)	$\alpha=2/\pi$	416 (2.08)	421 (1.09)	-	-	286 (0.83)	460 (1.07)	464 (1.11)	468 (1.03)	624 (1.13)	502 (1.08)	404 (0.87)	301 (0.95)	471 (0.94)	480 (0.90)	694 (0.95)	(1.00)	0.097

の実験値を逐次代入することで、荷重変形曲線を計算することが出来る。 $\alpha=0, 1, 2/\pi$ と変動させた3つの評価曲線(それぞれ $Q_{m1}+Q_d \sim Q_{m3}+Q_d$, $N_1 \sim N_3$)と、実験から得られた荷重-変形関係との比較を行う。

代表的な試験体について、 $Q-\delta$ 関係を図-2に、 $N-\omega$ 関係を図-3に示す。なお●印は滑り耐力点を表している。図-2において3つの評価曲線と実験を比べると、3つの中では $\alpha=2/\pi$ とした評価曲線($Q_{m3}+Q_d$)が比較的精度がよい。実験の曲線は、2本の評価曲線($Q_{m1}+Q_d$ と $Q_{m2}+Q_d$)の間に入ることが多く、 α の値として0から1の間が適切な値だと考えられる。

前報3.2節に示したように、実験の垂直力計算値は、目地位置の垂直力より小さい可能性が高く、滑り耐力点で壁横筋が降伏していることと考慮して比較をする。しかし、図-3をみると、滑り耐力点までは実験の荷重変形関係と評価曲線が大きくはずれてはいないことが分る。また、図-3左図で示したNo.9では $\alpha=0$ とした N_1 ラインが実験よりも下回っており、鉄筋とコンクリート間せん断抵抗力が少なくとも0ではないことが読み取れる。

～1.93となった。平均は0.92と実験値と計算値に近いように見えるが、変動係数を見ると0.357とばらつきが大きいことがわかる。 $\alpha=1$ の場合、計算値/実験値が0.87～1.20、平均が1.07となった。変動係数0.092でありばらつきは $\alpha=0$ の場合と比べると小さい。 $\alpha=2/\pi$ の場合、計算値/実験値が0.83～1.13、平均が1.00となった。変動係数0.097でありばらつきは同じく小さい。

以上から、コンクリートと鉄筋のかみ合いによるせん断抵抗を完全に無視して低減係数 α を0とするのは必ずしも適切ではないことが分る。これは、異形鉄筋の節とコンクリートがかみ合って抵抗機構を形成するためと考えられる。適切な評価をするにはコンクリートと鉄筋のせん断抵抗の低減係数として、 α の値を0から1(例えば $2/\pi$)の値を用いて計算する必要がある。

3.結論

目地を有する耐震壁の目地周辺を切り出した要素モデルを用いた載荷実験により以下の知見を得た。

- (1) 試験体目地部に作用するせん断力と垂直力を目地部のかみ合いによるせん断抵抗機構と、鉄筋のダウエル効果による抵抗機構の和として開きと滑りの関数とした既存モデルの和として定式化を行い、実験の荷重-変形曲線を評価した。
- (2) 目地部の鉄筋とコンクリートのせん断抵抗を適切に評価すれば、滑り耐力を評価できることが分った。

謝辞：本研究はCCB工法共同研究会(浅沼組,熊谷組,五洋建設,大日本土木,東亜建設工業,東急建設,飛鳥建設,西松建設,NIPPO,長谷工コーポレーション)からの助成金を用いて行いました。関係者の方々に謝意を表します。

参考文献

- 1) 石川俊他: RC耐震壁における目地のせん断剛性・せん断強度に及ぼす影響に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.367-370, 2010
- 2) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技術堂出版, 1991
- 3) 大淵英夫他: ずれ変形を考慮したプレキャスト部材接合面におけるせん断伝達に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.491, pp.97-104, 1997.1

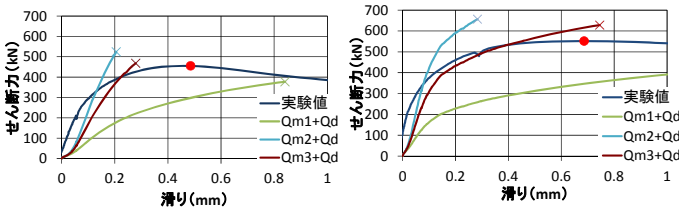


図-2 せん断力Q-滑り δ 関係(左: No.8, 右: No.9)

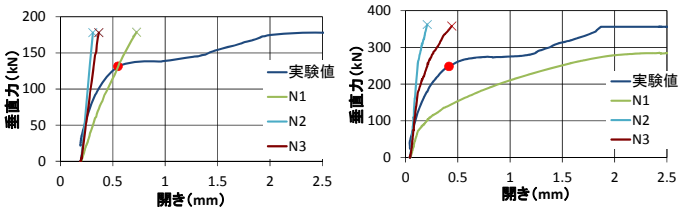


図-3 垂直力N-開き ω 関係(左: No.8, 右: No.9)

2.3.滑り耐力実験値と評価式との比較

壁横筋降伏時に滑り耐力に達すると仮定し、実験の滑り耐力について評価を行った。係数 α の変動による3つの計算値と計算値/実験値の一覧を表-1に示す。

表-1を見ると、 $\alpha=0$ の場合、計算値/実験値が0.59

*1 東京工業大学 総合理工学研究科環境理工学創造 修士課程

*2 株式会社浅沼組

*3 東京工業大学 建築物理研究センター 助教・博士(工学)

*4 東京工業大学 建築物理研究センター 教授・博士(工学)

*1 Graduate student, Tokyo Institute of Technology

*2 Asanuma Corporation

*3 Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology

*4 Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology