

論文 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

新井雅人*1・渡邊秀和*2・河野進*3・松井亮夫*4

要旨：有限要素法で使用できる，RC 造耐震壁のひび割れ誘発目地部における応力伝達機構のモデル化を目的とし，壁要素モデル試験体 11 体を用いた載荷実験を行った。試験体パラメータは，構造壁厚，コンクリート圧縮強度，壁横筋比，誘発材の公称径の 4 種類とし，合計 11 体の試験体を製作した。実験結果から，ひび割れ界面における開き・滑りとせん断応力・直応力の関係は，既往のモデルを組み合わせて表現できることを確認した。

キーワード：誘発目地，誘発材，耐震壁，応力伝達

1. はじめに

RC 耐震壁では，乾燥収縮ひび割れをあらかじめ決めた部位に誘発させるために，ひび割れ誘発目地を設けることが多い。通常の構造設計では目地底間での厚みを壁厚として用いるが，施工上は目地部の断面欠損を考慮し設計壁厚に目地深さを足し合わせて壁を製作する。このため，増打部コンクリートが増加し，建物の重量増加・居室スペースの減少・製作コストの増加につながり，耐震性・デザイン性・施工コストにおいてマイナス要因となる。特に，増打部コンクリートは，耐震性能上は重量を増加させるが，抵抗機構には全く寄与しないものとして取り扱われる。つまり増打部コンクリートは，ひび割れ誘発やかぶり確保といった目的以外では，建物の耐震性能上は負の働きをする。

構造設計では壁厚の最も薄い寸法を用いて耐力を評価することが合理的だとして，耐震壁の設計・施工が行われている。しかし，石川ら¹⁾によれば目地の深さや位置によっては，目地欠損が耐震壁のせん断耐力に影響を与えないという知見が，目地付き耐震壁の載荷実験や FEM 解析から得られている。石川らの実験では，コンクリート圧縮ストラットが広がっている部位に目地があれば，応力レベルがせん断抵抗機構で仮定する限界値に達することなく，同位置での応力状態はストラットを支える節点近傍ほど危険とならなかった。このように，構造壁の応力レベルが小さな部位に目地を設置すれば，増打部を含めた全壁厚に基づいてせん断設計を行ってもよい可能性は高い。石川らの実験の理論的な根拠を示すには，有限要素法を用いた解析が欠かせないと考えられる。

そこで本研究では，RC 耐震壁のひび割れ誘発目地部の応力伝達機構のモデル化を目的として構造実験を実施した。特に目地部におけるひび割れ界面における開き・

滑りとせん断応力・直応力の関係について定量化し，既存の数値モデルの適用性を検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は実大スケールの耐震壁の目地周辺部を切り出した 11 体である。図-1 に試験体配筋図を示す。各試験体とも表面・裏面の両面に深さ 20mm，幅 20mm，長さ 558mm の目地があり，点对称の試験体となっている。表-1，表-2 に使用材料の力学特性を示す。また，表-3 に試験体名と実験変数を示す。図-1 に示すように試験体加力スタブの鉄筋は D10(SD295A) および D19(SD345) を用いた。試験体の目地部には，ひび割れ誘発を目的として，鉄筋(D16 または D32) を挿入する工法を用いた。

図-1 は目地を横切る壁横筋（以下壁横筋とする）の本数が前後 1 本ずつ 4 段 (A1, A2, A4, A5) の計 8 本配筋された試験体 No.4, 9 の配筋図を示している。一方，壁横筋が 4 本の試験体では，中央 2 段 (A2, A4) のみ配筋しており，壁横筋が 2 本の No.1, 5 では試験体中央部に一段 (A3) に配筋を行った。図-1 に示すように，壁縦筋および誘発材は，試験区間以外の部分ではビニールホースとスポンジを用いてコンクリートと絶縁している。これは，試験体加力スタブから壁縦筋および誘発材に対して鉛直力が直接作用するのを防ぐためである。

表-1 コンクリートの力学特性

設計基準強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	割裂引張強度 (MPa)
21	23.2	29.7	2.3
33	35.2	26.4	3.0

*1 東京工業大学 総合理工学研究科環境理工学創造専攻 (学生会員)

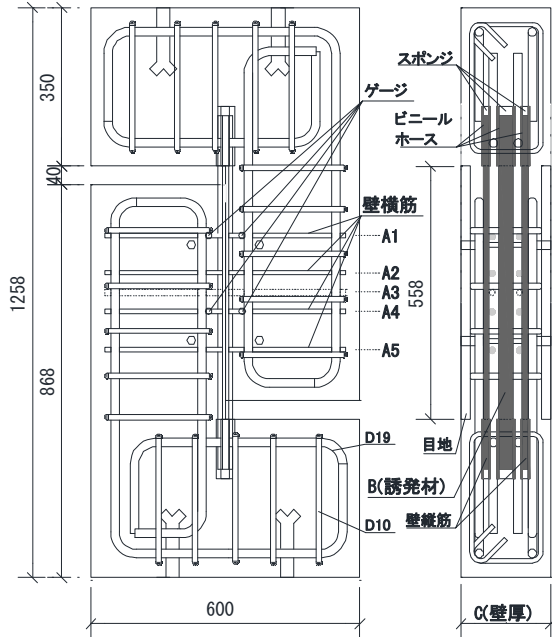
*2 東京工業大学 応用セラミック研究所 建築物理センター 助教 博士 (工学) (正会員)

*3 東京工業大学 応用セラミック研究所 建築物理センター 教授 博士 (工学) (正会員)

*4 株式会社浅沼組 大阪本店建築部品質管理室 課長 (正会員)

表-2 鉄筋の力学特性

種類	呼び径	ヤング係数 (GPa)	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)
壁横筋 壁縦筋	D13 (SD295A)	190	344	493
誘発材	D16 (SD295A)	191	346	482
	D32 (SD345)	186	385	560



左:立面図, 右:断面図その1

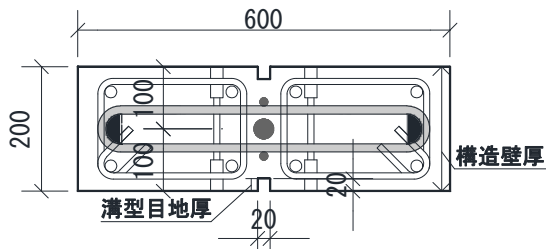


図-1 試験体配筋図 (断面図その2)

2.2 载荷と計測計画

载荷装置は 1500kN 万能試験機を用い、試験体上下面に回転が生じないように球座は設置しなかった。これは、局所的な破壊が生じた場合に、球座によって試験体が偏心して破壊する事を防ぐためである。加力に先立ち、ひび割れ発生位置をコントロールすることを目的として、以下の方法で目地部にひび割れを発生させた。目地表裏に計測装置設置後 (変位計を目地の開き方向に 2 本, 滑り方向に 1 本を目地の表裏それぞれに設置, 図-2 参照), 試験体の安定のため 20kN 程度の鉛直力を作用させた状態で、壁表裏両面の目地位置に目地長(558mm)と同じ長さの PS 鋼棒をはめ込み、この PS 鋼棒を壁表裏両面からセンターホールジャッキを用いて壁面法線方向に圧縮力を作用させた。この圧縮力により目地が押し開かれ、最大で 0.2mm~0.3mm 程度のひび割れが発生し、平均で 0.2mm 程度の残留開き量が計測された。

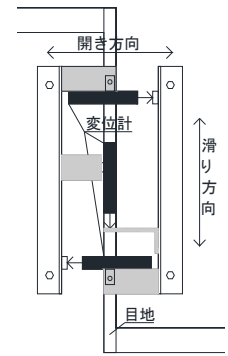


図-2 目地部計測方法

加力は鉛直方向一方向単調载荷とし、目地部にせん断力を作用させた。また、目地部の滑り量が既定値 (約 30mm ただし、No.1 は 25mm) に達した時点で载荷終了とした。ただし、No.4 は、500kN 载荷装置を用いて加力したため最大耐力の測定をすることができず、途中で加力を終了した。また、No.1 は加力前のひび割れ導入時の鉛直力を通常よりも大きく作用させてしまった。以上より、No.1, No.4 の実験結果は参考値とした。

計測項目は、せん断力、目地の開き (変位計を 4 本) と滑り (変位計を 2 本)、表側に配筋した壁横筋の歪とした。図-1 に示すように壁横筋本数が 2 本の試験体は

表-3 試験体名と実験変数

No.	試験体名	構造壁厚 (mm)	設計基準強度 (MPa)	壁筋比 (%)	誘発材の公称径(mm)	溝型目地厚 (mm)	誘発材率	非コンクリート率	備考
1	22N32	200	21	2-D13 0.23	32	20+20	0.2	0.49	No.5 の 21MPa 版
2	24N00			4-D13 0.45	無		0	0.33	No.6 の 21MPa 版
3	24N32			4-D13 0.45	32		0.2	0.49	No.8 の 21MPa 版
4	28N32			8-D13 0.91	32		0.2	0.49	No.9 の 21MPa 版
5	32N32	200	33	2-D13 0.23	32		0.2	0.49	壁横筋 半分
6	34N00			4-D13 0.45	無		0	0.33	誘発材 無
7	34N16			4-D13 0.45	16		0.1	0.41	誘発材 直径半分
8	34N32			4-D13 0.45	32		0.2	0.49	基準試験体
9	38N32	240		8-D13 0.91	32		0.2	0.49	壁横筋 2 倍
10	34T00			4-D13 0.45	無		0	0.28	壁厚 240 誘発材無
11	34T32			4-D13 0.45	32		0.16	0.41	壁厚 240

A3 段 2 カ所, 4 本の試験体は A2, A4 の 4 カ所, 8 本の試験体は A1, A4 の 4 カ所に歪ゲージを貼付し計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

全試験体とも、予め導入したひび割れに沿って破壊が進行し、ひび割れの長さおよび幅が増加した。後述する滑り耐力以降では、目地周辺の目地部以外の壁表面のかぶりコンクリートの剥離が観測されたが、滑り耐力以前では破壊は目地部分に集中しており、目地以外の箇所にも目立った損傷は観測されなかった。

3.2 セン断力-滑り関係

代表的な試験体のせん断力-滑り関係を図-3 に示す。なお、滑りの値は各試験体と垂直に設置した 2 本の変位計の平均したものである。

No.4 の試験体を除いて、全ての試験体で滑り 1mm 付近で、せん断力が最初のピークを迎えた。この時のせん断力を滑り耐力と定義した。その後、滑りの増加とともに耐力がそれぞれ 3 割ほど低下した後に、増加と低下を繰り返した。No.3,5,9 の試験体では滑り耐力を上回る値となったが計測装置の都合上滑り量が 30mm に達した時点で加力を終了したため、その後の挙動は不明である。

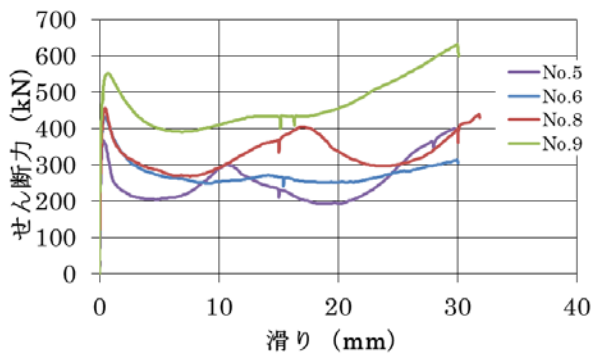


図-3 セン断力-滑り関係 (No.5,6,8,9)

3.3 垂直力-開き関係

試験体目地部ではせん断力を作用させることで直交方向の開きと直交方向の垂直力 N が発生する。代表的な試験体の垂直力-開き関係を図-4 に示す。なお図-4 の●印は滑り耐力時の計測点を示している。ただし、試験体の垂直力 N は直接計測できないため、壁横筋に貼付した歪みゲージの値から式(1)で計算した。また、歪みが降伏歪みを超えた時は N を一定値とした(壁横筋の降伏歪を上限值と設定)。開きは目地部に直交して設置した 4 本の変位計の平均値を用いている。

$$N = n \varepsilon_{ave} E_{sh} A_h \quad (1)$$

n : 壁横筋本数 ε_{ave} : 計測した歪の平均値

E_{sh} : 壁横筋ヤング係数(MPa) A_h : 壁横筋面積(mm²)

図-4 をみると各試験体、加力に先立ち導入したひび割れにより残留開きが 0.2mm 程度発生している。その後開き 0.5mm 前後で滑り耐力記録後に傾きが急激に減

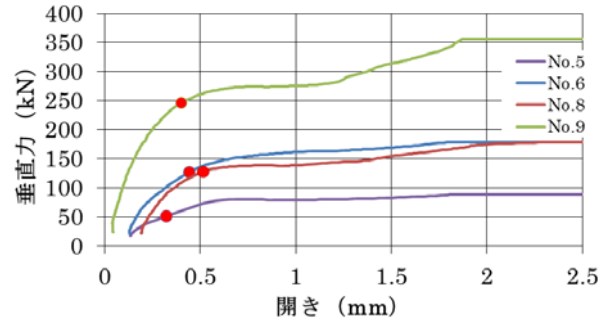


図-4 垂直力-開き関係 (No.5,6,8,9)

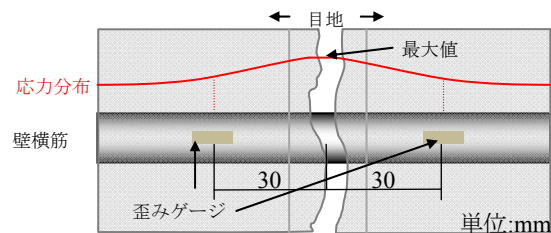


図-5 壁横筋の応力度分布 (試験体立面図)

少しほぼ横ばいとなる。開き 2mm 程度で壁横筋が降伏し垂直力が限界に達した。滑り耐力以降、開きは増加するものの垂直力がそれほど増加していないのは、歪みゲージの貼付していない目地のひび割れ部分で大きく変形していることが主な原因と考えられる。

本実験では図-5 で示すように、歪みゲージは目地部に発生しているひび割れ面から両側に離れた地点で計測を行っている。予想される壁横筋の応力度分布は図-5 で示すようにひび割れ部で最大になり、計測点よりも大きくなる。このことから、実験で計測した垂直力 N は実際に目地部に作用している垂直力よりも小さくなる可能性がある。したがって、滑り耐力付近において、目地のひび割れ部分の壁横筋は降伏していると仮定する。

4. 滑り耐力実験値の比較

表-4 に実験結果一覧を示す。本論文では、特に滑り耐力時までの目地部での応力状態について考察を行う。表-4 の滑り耐力時の目地部におけるせん断応力 τ および直応力 σ は、せん断力 Q および垂直力 N を目地部全面積 A_{all} で除した値とし、鉄筋の断面欠損は考慮していない。

(誘発材の影響)

基準試験体 No.8 に対し、No.7, No.6 は誘発材の量を減らした試験体である。これらの滑り耐力を比較すると、No.7 は No.8 の 91.7%、No.6 は 94.5% となった。また、No.3 と No.3 から誘発材の量を 0 にした No.2 を比較すると、93.0% に減少した。同様に、No.11 と誘発材の量を 0

にした No.10 を比較すると、100.4%に増加した。以上より、誘発材の量による滑り耐力に影響については、実験では有意な結果が得られなかった。

(壁横筋の影響)

基準試験体 No.8 に対し、壁横筋量を 1/2 に減らした No.5 の滑り耐力が 80.7%、壁横筋量を 2 倍にした No.9 の滑り耐力が 121.1%となった。また、滑り耐力時直応力は No.8 に対しそれぞれ 40.3%と 195.1%となっており、直応力が滑り耐力に大きな影響を与えることがわかる。

(壁厚の影響)

No.10, No.11 は、No.6, No.8 の壁厚を 200mm から 240mm に 20%増加した試験体である。壁厚を厚くすることで、せん断応力が No.10 は No.6 の 86.3%、No.11 は No.7 の 88.5%となった。また、直応力も No.10 は No.6 の 72.2%、No.11 は No.7 の 72.2%となった。これは、壁厚が増えることで相対的に鉄筋の拘束力が低下し、直応力が減少したと考えられる。この直応力の減少によって、滑り耐力時のせん断応力が減少したと考えられる。

(コンクリート強度の影響)

No.2, No.3 は、No.6, No.8 のコンクリート強度が 35.2MPa から 23.2MPa に減少した試験体である。これらの滑り耐力を比較すると、No.2 は No.6 の 89.3%、No.3 は No.8 の 90.8%となった。このことから、コンクリート強度の減少により滑り耐力の減少が確認できた。

5. 目地部の応力伝達機構

5.1. 目地部の応力伝達機構の定式化

本研究では、式(2)のようにせん断力 Q を目地部コンクリート又は鉄筋のかみ合いによるせん断抵抗 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。

$$Q = Q_m + Q_d \quad (2)$$

目地部の破壊曲面は図-5 のようにコンクリートのひび割れによる平面 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。この時、平面 a の面積 A_a と、界面 b の面積 A_b は式(3)で計算できる。

$$A_a = A_{all} - 2d_v L - d_b L \quad A_b = \pi d_v L + \frac{\pi}{2} d_b L \quad (3)$$

ただし、 L : 目地長さ (=558mm)

d_v : 壁縦筋公称径 (mm) d_b : 誘発材公称径 (mm)

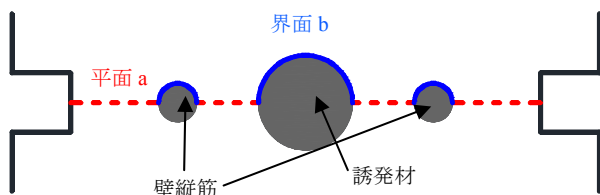


図-6 目地部の破壊曲面 (試験体断面図)

目地部にせん断力が作用する時、平面 a ではコンクリート同士のかみ合いによりせん断応力 τ_{cc} と直応力 σ_{cc} が、界面 b では鉄筋とコンクリートのかみ合いによりせん断応力 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(4)で表すことができる。

$$\begin{aligned} Q_m &= \tau_{cc} A_a + \tau_{cs} A_b \\ N &= \alpha A_{all} = \sigma_{cc} A_a + \sigma_{cs} A_b \end{aligned} \quad (4)$$

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。そこで本研究では、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(5)に示す。

$$\begin{aligned} \tau_{cc} &= g \left\{ \frac{\delta \sin^3 \beta + \omega \cos^3 \beta}{3} - \frac{\delta \omega}{3\sqrt{\delta^2 + \omega^2}} + 0.5 \omega'_{lim} \cos^2 \beta \right\} \\ \sigma_{cc} &= g \left\{ \frac{-\delta \cos^3 \beta + \omega \sin^3 \beta}{3} - \omega \sin \beta + \frac{\delta^2 + 2\omega^2}{3\sqrt{\delta^2 + \omega^2}} \right. \\ &\quad \left. + \omega'_{lim} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\beta}{2} - \frac{\sin 2\beta}{4} \right) \right\} \end{aligned} \quad (5)$$

$$g = 0.5 A_s R_s K$$

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

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

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

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)

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(6)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。

$$\tau_{cs} = \alpha \tau_{cc} \quad \sigma_{cs} = \alpha \sigma_{cc} \quad (6)$$

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(7)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。

$$N_u = n \sigma_{hy} A_h \quad (7)$$

ただし、 σ_{hy} : 壁横筋降伏強度 (MPa)

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(8)を用いて計算を行った。

$$Q_d = \begin{cases} 0.21\sqrt{d_h^3 E_{sh} \sigma_B} \delta & \frac{\sigma_{hy}}{\sigma_B} < 18 \\ 0.81\sqrt{\frac{d_h^3 E_{sh} \sigma_B}{E_{sh}/E_c + 8.1}} \delta & \frac{\sigma_{hy}}{\sigma_B} \geq 18 \end{cases} \quad (8)$$

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)

5.2. 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-7~図-9 に、 $N-\omega$ 関係を図-10~図-12 に示す。なお●印は滑り耐力を表している。

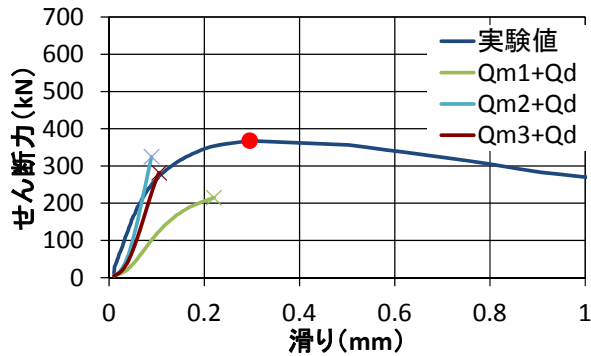


図-7 せん断力 Q —滑り δ 関係 (試験体 No.5)

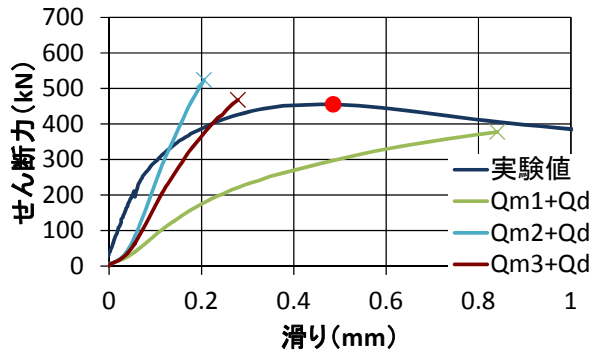


図-8 せん断力 Q —滑り δ 関係 (試験体 No.8)

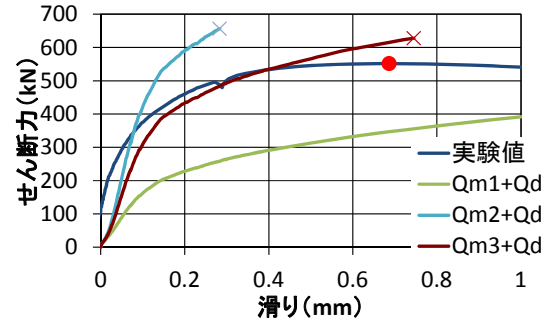


図-9 せん断力 Q —滑り δ 関係 (試験体 No.9)

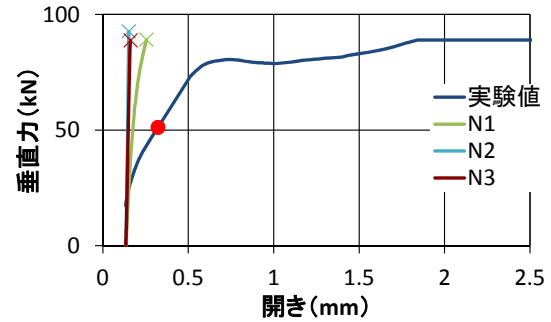


図-10 垂直力 N —開き ω 関係 (試験体 No.5)

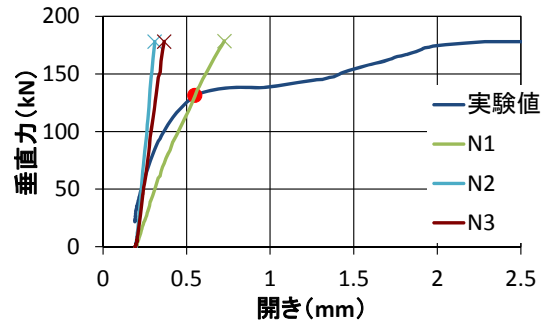


図-11 垂直力 N —開き ω 関係 (試験体 No.8)

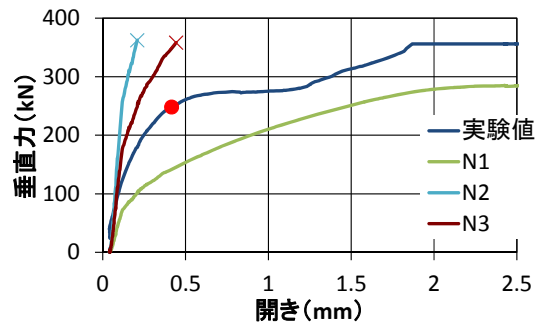


図-12 垂直力 N —開き ω 関係 (試験体 No.9)

表-4 実験結果一覧

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11
滑り耐力 (kN)	(200)	385	414	(500)	368	431	418	456	552	465	463
滑り耐力時せん断応力(MPa)	(2.24)	4.31	4.63	-	4.12	4.83	4.69	5.1	6.18	4.17	4.15
滑り耐力時直応力(MPa)	(0.80)	1.64	1.60	-	0.57	1.39	1.36	1.43	2.78	1.03	0.72
滑り耐力時開き(mm)	(0.435)	0.431	0.357	(2.48)	0.323	0.426	0.429	0.516	0.416	0.393	0.368
加力開始時の残留開き(mm)	(0.115)	0.121	0.975	(0.97)	0.135	0.131	0.136	0.196	0.044	0.129	0.055
滑り耐力時滑り(mm)	(0.54)	0.534	0.646	(3.41)	0.295	0.461	0.412	0.485	0.686	0.347	0.501

表-5 計算値一覧

下段の数字は計算値/実験値

	No.2	No.3	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11	平均	変動係数
$Q_{m1}+Q_d$	374 0.97	- -	217 0.59	414 0.96	429 1.03	378 0.83	1064 1.93	462 0.99	326 0.70	1.00	0.378
$Q_{m2}+Q_d$	442 1.15	- -	320 0.87	492 1.14	503 1.20	524 1.15	649 1.18	524 1.13	477 1.03	1.11	0.091
$Q_{m3}+Q_d$	421 1.09	- -	286 0.83	460 1.07	464 1.11	468 1.03	624 1.13	502 1.08	404 0.87	1.03	0.102

図-7～図-9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。

3.3節に示したように、実験の垂直力は、目地部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。そのため、計算した $N-\omega$ 曲線との正確な比較は難しい。しかし、図-10～図-12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-12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のかみ合い抵抗力が少なくとも0ではないことが読み取れる。

5.3. 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-5に示す。

表-5を見ると、 $\alpha=0$ の場合、計算値/実験値が0.59～1.93となった。平均は1.00となり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0.378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1.11となった。変動係数0.091でありばらつきが小さい。 $\alpha=2/\pi$ の場合、計算値/実験値が0.83～1.13、平均が1.03となった。変動係数0.102でありばらつきが小さい。

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い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かみ合い抵抗力の低減係数として、 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。

6. 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) 今回検討を行った試験体において、滑り耐力に壁横筋比、壁厚、コンクリート強度、誘発材の量が影響を与えた。滑り耐力は、壁横筋の降伏による目地部に対する限界垂直力によって決定された。
- (2) 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。
- (3) 壁横筋の降伏を仮定し、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滑り耐力の評価を行った。その結果、目地部の鉄筋とコンクリートのかみ合い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。技術的助言を頂いた浅沼組・佐藤尚隆氏および関係者の方々に謝意を表します。

参考文献

- 1) 石川俊介他: 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