型枠コンクリートブロック造耐力壁脚部のすべり耐力に関する研究

STUDY ON SLIDING STRENGTH
OF REINFORCED FULLY GROUTED CONCRETE MASONRY WALLS

吉田和彦*, 菊池健児**, 黒木正幸***

Kazuhiko YOSHIDA, Kenji KIKUCHI and Masayuki KUROKI

In the past experimental studies on reinforced fully-grouted masonry walls, some of the wall specimens failed in sliding failure mode. The main objective of present study is to investigate the sliding strength of grouted masonry wall. First, sliding strength and deformation characteristic obtained from the wall specimens are summarized. And then, a formula to predict the sliding strength, which consists of friction effect due to compressive force working on the bottom section of the wall and dowel effect due to reinforcing bars crossing the bottom section, is proposed. In addition, simplified methods to estimate the two effects are proposed.

Keywords : Grouted concrete masonry structure, Bearing wall, Sliding strength, Dowel strength, Friction strength

型枠コンクリートブロック造, 耐力壁, すべり耐力, だば耐力, 摩擦耐力

1. 序

型枠コンクリートブロック造(以下, 型枠ブロック造という)は, 空洞部の大きなコンクリートメーソリーユニット(型枠状コンクリートブロック)を使用し, その空洞部に鉄筋を縦横に配置してコンクリートを全充填した耐力壁と壁梁や床スラブからなる壁式構造である。本構造は, 過去の地震被害調査結果¹⁾からも優れた耐震性能を有していることが示されており, また, 耐火性, 耐久性, 遮音性などにおいても他構造に比して多くの利点を有している。

これまで型枠ブロック造のような全充填タイプの耐力壁を用いた構造の耐震性能の把握や設計法の確立を目的として多くの研究が行われてきたが(例えば文献 2)~4)), その中で耐力壁脚部と基礎梁との間ですべり破壊を生じた試験体がみられた。そこで本研究は, 型枠ブロック造耐力壁脚部がすべり破壊を起こすときの耐力(すべり耐力)を明らかにすることを目的としている。

型枠ブロック造では, 基礎梁上面と各階壁梁上面が型枠ブロック造耐力壁の充填コンクリートの打継ぎ面となり, 曲げひび割れは, 通常, これらの梁と1段目型枠状コンクリートブロック(以下, 型枠状ブロックという)の間の横目地に沿って発生するため, そのでの応力伝達, 変形性状を把握することは重要である。型枠ブロック造耐力壁脚部と基礎梁上面におけるせん断力の伝達は,

1) 耐力壁脚部と基礎梁上面との接着効果

2) 軸方向力(N)および曲げモーメント(M)により耐力壁脚部に生じる圧縮力による摩擦効果

3) 耐力壁脚部と基礎梁を貫通する端部曲げ補強筋および中間縦筋によるだば効果

で行われると考えられる。

すべり耐力時においては, 耐力壁脚部には繰返しの水平荷重により曲げひび割れがすでに発生していることから, 上記1)の接着効果については無視できるものと考えられる。よって, 曲げひび割れ発生後の耐力壁脚部におけるせん断力の伝達は, 2)の摩擦効果と3)のだば効果によりなされると考えられ, すべり耐力はそれぞれの効果による耐力を累加することにより表されるものとする。

筆者らは既に, 型枠ブロック造耐力壁脚部のせん断力伝達における摩擦効果の耐力・変形性状を検討するために, 軸方向力および加力点高さを実験変数とした要素試験体を用いて静的水平加力実験を行い, 耐力壁脚部における摩擦効果による耐力, 変形性状および摩擦係数などを把握した⁵⁾。

本論では, 2章で既往の実験研究の中ですべり破壊した耐力壁試験体^{6)~8)}の耐力および変形性状について示し, 3章で摩擦効果およびだば効果による耐力を累加して求めるすべり耐力算定式を提案する。また, 4章ではすべり耐力の算出法の簡略化について検討し, その結果より各耐力の略算式を示す。

* 大分県立工科短期大学校 准教授・大分大学大学院
工学研究科 大学院生・工修

** 大分大学工学部福祉環境工学科建築コース 教授・工博

*** 崇城大学工学部建築学科 准教授・博士(工学)

Assoc. Prof., Oita Institute of Technology and Grad. Stud., Dept of Architecture, Oita Univ., M. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Oita Univ., Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Sojo Univ., Dr. Eng.

2. すべり破壊した耐力壁試験体の実験概要

図1にすべり破壊した耐力壁試験体の形状・配筋の例を、また、表1に各耐力壁試験体の諸元と実験結果の一覧^{6)～8)}、図2に型枠状ブロックの形状・寸法を示す。なお、試験体に用いた型枠状ブロックは通常使用されるもの（モジュール寸法 400mm×200mm、厚さ 200mm、目地厚 10mm）を約 2/3 スケールに縮小して製作したものである。

各試験体名は“－”により3つの部分に区切られおり、最初の部分はすべり破壊を考慮に入れない場合の終局耐力計算値により、曲げ破壊型試験体（FN シリーズ）、または、せん断破壊型試験体（SN シリーズ）であることを表している。次の部分（1.13L, 0.90L, 0.75L）はアスペクト比を表し、最後の部分（0, LC）は軸力の有無を表している。なお、SN-0.90L-0 試験体は例外で、終局耐力計算値では曲げ破壊型試験体になるが、アスペクト比が同じで配筋が同じ低軸力試験体（LC）がせん断破壊型であるため SN シリーズに分類した。

表2には、試験体に使用した鉄筋、充填コンクリート、基礎梁コンクリートおよびプリズム供試体の力学的性質を示す。

これら耐力壁試験体の実験に用いた加力装置を図3に示す。静的繰返し水平荷重を基礎梁上面から測って耐力壁内法高さ（ h_0 ）の55%

図1 耐力壁試験体の形状・配筋の例（FN-0.90L-LC）

表1 すべり破壊した各耐力壁試験体の諸元と実験結果の一覧

試験体名			参考 文献	壁 長 l (mm)	アス ベクト 比 h_0/l	せん断 スパン 比 M/Ql	端部曲げ 補強筋		中間 縦筋	水平方向 せん断補強筋	軸力 N (kN)	軸方向 応力度 σ_0 (MPa)	計 算 値		実 験 値																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																
							a_t <mm ² >	p_t^{*1} (%)					p_{wh}^{*2} (%)	曲げ 終局 耐力 Q_{mu}^{*3} (kN)	せん断 終局 耐力 Q_{su}^{*4} (kN)	端部曲げ補強筋 耐力 Q_y (kN)	すべり 変位 δ_Q (mm)	最大耐力時 耐力 Q_{max} (kN)	すべり 変位 δ_{Qmax} (mm)	破壊 モー ド *5																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
F N シ リ ー ズ	FN-1.13L-LC	正 負	6)	1060	1.13	0.62	1-D16 <199>	0.14	D13 @133	0.72	111	0.78	231	332	236	0.20	253	0.40	F _y →SL																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
	FN-0.90L-0	正 負	7)	1326	0.90	0.50									188	0.00	243	1.06	F _y →SL																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
		FN-0.90L-LC											正 負	6)	337	434	231	0.24	250	0.38	F _y →SL																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
	FN-0.90L-LC2		正 負										7)				341	406	197	0.08	235	0.14	F _y →SL																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
		FN-0.90L-LC3	正 負											8)	343	406			293	0.12	341	0.26	F _y →SL																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																								
	FN-0.75L-0		正 負										7)				1592	0.75	0.41	0.09	D10 @267	0	0.00	285	477	266	0.16	327	0.32	F _y →SL																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																	
		FN-0.75L-LC	正 負											7)	482	0.42										482	1.22	F _y →SL																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			

*1 p_t : 引張鉄筋比 = $a_t/(tl)$ 、ここに、 a_t : 端部曲げ補強筋断面積、 t : 壁厚(133mm)、 l : 壁長

*2 p_{wh} : 水平方向せん断補強筋比 = $a_{wh}/(th_0)$ 、ここに、 a_{wh} : 水平方向せん断補強筋全断面積、 t : 壁厚、 h_0 : 耐力壁内法高さ(1200mm)

*3 Q_{mu} : 曲げ終局耐力計算値 = $(a_t \cdot \sigma_y \cdot l_w + 0.5 a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot l_w + 0.5 N \cdot l_w) / 0.55 h_0$

ここに、 σ_y : 端部曲げ補強筋の降伏点強度、 a_w : 中間縦筋全断面積、 σ_{wy} : 中間縦筋の降伏点強度、 l_w : 耐力壁全長 l の0.9倍の値

*4 Q_{su} : せん断終局耐力計算値 = $\left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_m + 18)}{M/(Qd) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} l_j$

ここに、 F_m : 組積試験体圧縮強度、 σ_{wh} : 水平方向せん断補強筋降伏点強度、 j : 応力中心距離で、 $(7/8)l_w$ とする。

*5 F_y→SL : 端部曲げ補強筋降伏後のすべり破壊、SL : すべり破壊、端部曲げ補強筋降伏の判定は、 $\varepsilon_y = \sigma_y/E_s$ とした。ここに、 ε_y : 降伏ひずみ、 E_s = 205 (GPa)

図2 縮小型柱状ブロックの形状・寸法

図3 加力装置

図4 すべり破壊した耐力壁試験体の水平荷重 (Q) と壁体頂部の水平変位 (δ_t)・すべり変位 (δ) 関係の例

($0.55h_0=660\text{mm}$) の位置にセットした複動油圧ジャッキにより載荷した。鉛直軸力は鉛直ジャッキにより一定軸力を載荷した。壁体頂部の水平変位および壁体脚部と基礎梁の相対水平変位(すべり変位: δ) は図1に示す位置の変位計(a, b)により、試験体内部の各補強筋のひずみをひずみゲージにより測定した。なお、端部曲げ補強筋および中間縦筋のひずみゲージは、基礎梁天端から50mm上方の東面に貼付している(方位は図3を参照)。

表1中の Q_{mu} および Q_{su} は、それぞれ日本建築学会の「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」⁹⁾ に示されている型枠ブロック造耐力壁の曲げ耐力計算式(3.4)式およびせん断耐力計算式

表2 試験体に使用した材料の力学的性質

試験体名	鉛直鉄筋				コンクリート関係				
	端部曲げ補強筋		中間縦筋		充填コンクリート		基礎梁	プリズム	
	降伏点強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	降伏点強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 ($\times 10^4$ MPa)	圧縮強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 ($\times 10^4$ MPa)
FN-1.13L-LC	345	518	339	483	32.2	2.50	20.7	26.5	2.29
FN-0.90L-0	351	511	347	485	33.1	2.38	26.4	24.1	2.32
FN-0.90L-LC	345	518	339	483	34.3	2.24	20.6	32.5	2.21
FN-0.90L-LC2	351	511	347	485	34.7	2.32	26.4	27.2	2.44
FN-0.90L-LC3	352	520	355	500	28.4	2.45	26.1	27.3	2.13
FN-0.75L-0	351	511	347	485	30.6	2.40	26.4	29.2	2.36
FN-0.75L-LC	351	511	347	485	29.8	2.19	24.4	25.8	2.40
SN-0.90L-0	332	493	346	492	32.4	—	30.6	27.9	2.04
SN-0.90L-LC	333	498	339	483	27.3	2.01	21.9	30.2	2.06
SN-0.90L-LC2	332	493	346	492	38.3	2.31	30.6	26.6	—
SN-0.75L-0	339	514	357	502	35.1	2.50	27.9	26.9	2.26
SN-0.75L-LC	339	514	357	502	36.1	2.43	27.9	26.9	2.16
SN-0.75L-LC2	353	514	347	485	30.0	2.44	24.4	27.4	2.26

※ 鉛直鉄筋の端部曲げ補強筋はFNシリーズはD16, SNシリーズはD22, 中間縦筋はD10の結果を示している。
表中の“—”は、ヤング係数が求められていないことを示す。

図5 すべり破壊した耐力壁試験体の水平荷重 (Q) と壁体脚部の相対鉛直変位 (δ_l) 関係 (FN-0.90L-LC)

図6 すべり破壊した耐力壁試験体の水平荷重 (Q) とすべり変位 (δ) 関係

(3.3) 式より求めた曲げ終局耐力およびせん断終局耐力である。

図4にすべり破壊した代表的な耐力壁試験体の水平荷重(Q)と壁体頂部の水平変位(δ_t)および壁体脚部と基礎梁の相対水平変位(すべり変位: δ)の関係を示す。なお、図中の○印は端部曲げ補強筋の降伏時を□印は最大耐力時をそれぞれ示している。また、図5および図6に代表的な耐力壁試験体の水平荷重(Q)と壁体の北側・南側端部の壁体脚部と基礎梁の相対鉛直変位(δ_l)、すべり変位(δ)

の関係を示す。なお、 δ_s は図1に示す変位計cで測定した。

すべての試験体で壁体脚部に曲げひび割れが発生し、ほとんどの耐力壁試験体において端部曲げ補強筋降伏後に最大耐力に至っており、最大耐力以後、すべり変位が増加しながら耐力が低下している。曲げ破壊型試験体（FN シリーズ）では正負加力側ともに曲げ終局耐力（ Q_{mu} ）とほぼ等しい耐力を示し、最大耐力以後緩やかに耐力が低下しながらすべり変位が増加し破壊に至った。一方、せん断破壊型試験体（SN シリーズ）では最大耐力発揮後、すべり変位が顕著に増加し耐力低下を示した。また、図5および図6に示すようにすべり破壊した耐力壁試験体は、壁体脚部に生じた曲げひび割れの発生により引張側壁体脚部の相対鉛直変位が生じ始め、端部曲げ補強筋降伏後に引張側壁体脚部の相対鉛直変位の増加が顕著になりすべり破壊に至っている。

3. すべり耐力式の検討

3.1 すべり耐力

耐力壁脚部におけるすべり耐力（ Q_{sl} ）は、壁体脚部に生じる組積体圧縮力による摩擦効果による耐力（以下、摩擦耐力（ Q_{fc} ）という）および貫通鉄筋のだば効果による耐力（以下、だば耐力（ Q_{dwl} ）という）の累加とし、式（1）により求めるものとする。

$$Q_{sl} = Q_{fc} + Q_{dwl} \quad (1)$$

3.2 摩擦耐力

表1に示すように、耐力壁試験体の最大耐力時には大きなすべり変位は発生しておらず、最大耐力時には接合面の静止摩擦力を保持しており、最大耐力以後の耐力低下およびすべり変位の増加は静止摩擦力が失われたことが原因であると考えられる。よって、最大耐力時には静止摩擦力を有している状態であると判断し、摩擦耐力については壁体脚部に生じる組積体圧縮力（ C_c ）と静止摩擦係数（ μ ）との積（式（2））で評価する。

$$Q_{fc} = \mu \cdot C_c \quad (2)$$

ここに、

μ ：静止摩擦係数

C_c ：軸力と曲げモーメントによる壁体脚部の組積体圧縮力

摩擦効果については基礎梁天端と壁体脚部の接合面を試験対象とした要素試験体により接合面に曲げモーメントが作用する場合の摩擦効果を把握するため、軸方向力および加力点高さを実験変数として静的繰返し水平加力実験を行っている⁵⁾。なお、要素試験体の壁長は耐力壁試験体と同程度の1326mmとした。また、試験対象として設定した基礎梁天端と壁体脚部の接合面を貫通する鉄筋は配筋していない。実験は、最初に繰返し水平荷重により接合面に曲げひび割れを貫通させた後に行った。この要素実験から得られた最大耐力と軸方向力との関係を図7に示す。ひび割れ面（接合面）の最大耐力は同じ軸方向力であっても加力点高さによって異なっている。これは、軸方向力に比例しない成分があることを示しているが、直線近似した場合の定数項は加力点高さが高いほど小さくなっている。耐力壁試験体の加力点高さは660mmであり、これは要素実験の450mmよりも高いため、式（2）の摩擦耐力（ Q_{fc} ）は同成分を無視し組積体圧縮力（ C_c ）により表すこととしている。静止摩擦係数（ μ ）としては、加力点高さ450mmの要素実験で得られた軸方向力（ N ）に対する比例定数1.27を採用する。

図7 摩擦要素実験結果（最大耐力－軸方向力関係）⁵⁾

3.3 だば耐力

貫通鉄筋のだば効果による耐力については、プレキャスト鉄筋コンクリート造の接合部耐力の研究が数多くされており、接合部耐力に関するいくつかの評価式が提案されている（例えば文献10）～13）。ここではそれら評価式のうち、すべり変位を考慮した松崎らによる評価式^{12), 13)}を準用してだば耐力の算定を行った。この評価式を式（3）、（4）に示す。

$$q = \frac{M_p}{n_p \cdot d} \cdot \sqrt{\frac{\delta}{\delta_{sdp}}} \quad (\delta \leq \delta_{sdp} \text{ の場合}) \quad (3)$$

$$q = \frac{M_p}{n_p \cdot d} \cdot \left\{ 1 + 0.2 \sqrt{\frac{\delta}{\delta_{sdp}}} - 1 \right\} \quad (\delta > \delta_{sdp} \text{ の場合}) \quad (4)$$

ここに、

$$M_p = \frac{d^3 \cdot \sigma_{sy} \cdot \cos^3 \theta}{6} \quad (\text{文献 13})$$

$$\theta \text{ は } T = \left(\sin 2\theta \cdot \frac{d^2}{4} + \theta \cdot \frac{d^2}{2} \right) \sigma_{sy} \text{ となる時の角度 (rad)}$$

$$n_p = (1 + 0.25\eta) \cdot 0.457 \left(\frac{1}{d} \right)^4 \sqrt{\frac{d \cdot M_p}{\sigma_B}}$$

$$\delta_{sdp} = 26 \frac{M_p \cdot d^2 \cdot n_p^2}{E_s \cdot I_s}$$

q ：接合筋（本論では端部曲げ補強筋と中間縦筋）1本あたりのせん断耐力（N）

M_p ：接合筋に作用する引張応力度を考慮に入れた接合筋1本あたりの全塑性モーメント（N・mm）

n_p ：局部全塑性発生位置係数

d ：接合筋径（mm）

δ ：接合部相対ずれ変位（すべり変位）（mm）

δ_{sdp} ：局部全塑性時接合部相対ずれ変位（mm）

σ_{sy} ：接合筋の降伏点強度（MPa）

T ：接合筋に作用する引張力（N）

η ：軸力比（ σ_s / σ_{sy} ）

σ_s ：接合筋の引張応力度（MPa）

σ_B ：コンクリート強度（本論では、充填コンクリートと基礎梁コンクリートの圧縮強度の平均値とした）（MPa）

図8 最大耐力時における壁体脚部の鉛直鉄筋の応力分布状態

図10 すべり耐力に占める各耐力の割合

E_s : 接合筋のヤング係数 (MPa)

I_s : 接合筋の断面二次モーメント (mm⁴)

3.4 すべり耐力の算出

式(1)～(4)によりすべり耐力を算出するためには、壁体脚部における応力状態を把握し、組積体圧縮力や鉛直鉄筋の応力およびすべり変位を決める必要がある。ここでは、耐力壁試験体の実験から得られる鉛直鉄筋の壁体脚部に貼付したひずみゲージの値およびすべり変位を用いた。鉛直鉄筋に生じる応力は、鉄筋のヤング係数を205GPa、バイリニア型の復元力特性を有する完全弾塑性材料としてひずみゲージの値より応力度-ひずみ度曲線を求め、この値を用いた。

摩擦耐力 (Q_{fr}) については、軸力と最大耐力時の鉛直鉄筋の応力から壁体脚部に生じる組積体圧縮力 (C_c) を求め、式(2)により算出した。図8に代表的な試験体の壁体脚部の鉛直鉄筋の軸方向応力度の分布状態を示す。この応力分布は、壁体脚部に作用する圧縮力は圧縮側の鉄筋だけでは負担できておらず、残りを組積体が負担していることを意味している。このことから、最大耐力時においても接合面の組積体は圧縮力を負担しており摩擦耐力は確保できていると考える。

鉛直鉄筋のだば耐力については、最大耐力時の鉛直鉄筋の応力とすべり変位を使い式(3)または(4)により求めた。

図9に最大耐力実験値 (Q_{max}) と壁体脚部の応力状態を実験の測定値を用いて求め、それに基づき算出したすべり耐力計算値 (Q_{sl_max}) の関係を示す。図より、耐力壁脚部に生じる組積体圧縮力による摩

図9 すべり破壊した耐力壁試験体の最大耐力実験値 (Q_{max}) -すべり耐力計算値 (Q_{sl_max}) 関係

擦効果の耐力と鉛直鉄筋によるだば効果の耐力を累加して求めたすべり耐力計算値 (Q_{sl_max}) は、最大耐力実験値を比較的精度よく評価できている。

表1および図9から、負加力側は正加力側に比べ最大耐力実験値が小さくなる傾向が見られる。これは、図8に示すように、繰り返し載荷の影響から正加力側よりも圧縮側の端部曲げ補強筋が負担する圧縮力が大きくなることが一因であると考えられる。

図10にすべり耐力の計算値に占める各耐力の割合を正加力側について示す。この図より摩擦耐力の割合は軸力0の試験体で74～79%程度、軸力有り試験体では80～90%となっており、すべり耐力に占める摩擦耐力の割合が大きいことがわかる。

4. すべり耐力算定法の簡略化

3.4節のすべり耐力は、耐力壁試験体の実験より得られた各測定値を用いて算出したが、この方法では一般的な耐力壁のすべり耐力を算出することはできない。また、最大耐力時の壁体脚部における鉛直鉄筋および組積体に生じている応力状態やすべり変位は、壁体の形状や配筋、軸力等により異なるため、これを単純に決めることは困難である。一方、2章で述べたように端部曲げ補強筋の降伏がすべり破壊を生じる誘因となっており、また、端部曲げ補強筋降伏後の早い段階で最大耐力に至っていることから、端部曲げ補強筋降伏時の壁体脚部における鉛直鉄筋および組積体に生じている応力状態を用いてすべり耐力 (Q_{sl_y}) を算出し、実験結果と比較検討を行う。

4.1 端部曲げ補強筋降伏時の応力状態から求めるすべり耐力の算出

図11に端部曲げ補強筋降伏時の壁体脚部の応力状態の例を示す。摩擦耐力 (Q_{fr}) については、組積体圧縮力 (C_c) は組積体の圧縮応力度分布を直線と仮定し、平面保持の仮定を用いて断面解析により算出し、これに静止摩擦係数を乗じて求めた。なお、解析では鉄筋のヤング係数 $E_s=205\text{GPa}$ 、組積体に対する鉄筋のヤング係数の比 (ヤング係数比) を $n=10$ とした。

だば耐力 (Q_{dwl}) については、以下に示す方法により算出した。

- ・接合部相対ずれ変位 (δ) は端部曲げ補強筋降伏時のすべり変位 (δ_y) とする。ここでは耐力壁試験体の実験より得られた端

図 11 端部曲げ補強筋降伏時の壁体脚部の応力状態の例

図 12 すべり破壊した耐力壁試験体の最大耐力実験値 (Q_{max})
—すべり耐力計算値 ($Q_{sl,y}$) 関係

部曲げ補強筋降伏時のすべり変位 (実験値) を用いた。なお、一般的なすべり変位の設定については 4.4 節で後述する。

- ・中間縦筋に作用する引張応力度 (σ_s) は図 11 に示すように平面保持の仮定を用いて算出される軸方向応力度とする。
- ・鉄筋に圧縮応力度が作用する場合については、既往の研究^{14), 15)}により接合面に圧縮軸力が作用してもだば効果にはほとんど影響しないことが確認されていることから、鉄筋に作用する軸方向応力度を 0 として算出した。

また、すべり破壊した耐力壁試験体の最大耐力時には、端部曲げ補強筋の周辺のコングリートにだば効果に影響を及ぼすようなひび割れの発生は観察されていないため、コングリートのひび割れによるだば耐力への影響は無いものとした。

図 12 に最大耐力実験値 (Q_{max}) と端部曲げ補強筋降伏時の応力状態から求まるすべり耐力計算値 ($Q_{sl,y}$) の関係を示す。図より、全体的にみるとすべり耐力の計算値は 3.4 節で求めたすべり耐力計算値 ($Q_{sl,max}$) と同様に実験値を概ね推定できている。

加力方向別に見ると、正加力側の計算値は $Q_{sl,max}$ より小さくなり、実験値をやや小さく評価している。これは、すべり耐力計算値を算出する壁体脚部の応力状態を端部曲げ補強筋降伏時で近似しているためである。一方、負加力側の計算値は $Q_{sl,max}$ と比較して実験値をやや大きく評価する傾向が見られる。これは、最大耐力実験値は繰り返し载荷の影響で負加力側は正加力側よりも若干小さくなるが、

計算に用いた端部曲げ補強筋降伏時の応力状態は正負加力とも共通であり壁体脚部の組積体圧縮力も同じとなるためである。

以上のように、端部曲げ補強筋降伏時の壁体脚部の応力状態を用いて算出したすべり耐力計算値でも、最大耐力を概ね評価できることがわかった。しかし、この算出方法では、摩擦耐力およびだば耐力を算出するにあたり組積体圧縮力 (C_c) と各鉄筋に作用する軸方向応力度を平面保持の仮定を用いて断面解析により算定しているため、計算が若干煩雑である。また、だば耐力の算出に必要な接合部相対ずれ変位に、耐力壁試験体の実験結果の端部曲げ補強筋降伏時のすべり変位 (δ_y) を用いている。このため、一般的な耐力壁のすべり耐力の算出にも適用でき、また、その算出方法をより簡易にするために、端部曲げ補強筋降伏時の組積体圧縮力、中間縦筋に作用する軸方向応力度および端部曲げ補強筋降伏時のすべり変位を略算する方法について検討を行う。

4.2 組積体圧縮力の略算

端部曲げ補強筋降伏時の組積体圧縮力の略算式を以下に示す。

$$C_c = \alpha \cdot C_{c0} \quad (5)$$

$$C_{c0} = a_t \cdot \sigma_y + 0.5 \Sigma a_w \cdot \sigma_{wy} + N \quad (6)$$

ここに、

α : 補正係数

C_{c0} : 中立軸が圧縮側端部曲げ補強筋位置にある場合の組積体圧縮力

a_t : 引張側端部曲げ補強筋の断面積

σ_y : 端部曲げ補強筋の降伏点強度

a_w : 中間縦筋の断面積

σ_{wy} : 中間縦筋の降伏点強度

N : 軸方向力

式 (6) で算定される C_{c0} は、図 13 に示すように端部曲げ補強筋降伏時の中立軸位置を圧縮側端部曲げ補強筋の中心と仮定して求まる組積体圧縮力を表しているが、実際の中立軸位置は図 11 に示すように圧縮側端部曲げ補強筋位置よりも壁体中央側になり組積体圧縮力は C_{c0} よりも小さくなる。このため、組積体圧縮力 (C_c) は C_{c0} に補正係数 (α) を乗じて求めることとしている (以下、式 (5) により求まる組積体圧縮力 (C_c) を C_c (略) という)。

図 14 に平面保持の仮定を用いて断面解析により算出した端部曲げ補強筋降伏時の組積体圧縮力 (以下、 C_c (精)) と式 (6) より算出した組積体圧縮力 (C_{c0}) の関係を壁体の断面積 (tl) で除して示す。なお、 C_c (精) および C_{c0} の算出条件は以下に示すとおりであ

図 13 中立軸が圧縮側端部曲げ補強筋位置にある場合の応力状態

図 14 平面保持の仮定により算出した端部曲げ補強筋降伏時の組積体圧縮力 (C_c (精)) 一式 (6) による圧縮力 (C_{c0}) の関係

り、すべての組合せについて算出した。なお、計算による圧縮縁の組積体の圧縮応力度は 5~15MPa の範囲であった。

〔算出条件〕

- ・壁厚：200mm
- ・壁長：1190~7590mm まで 800mm ピッチ (9 種類)
- ・端部曲げ補強筋：D16, D19, D22, D25 (4 種類)
- ・中間縦筋：D13, D16 (2 種類)
- ・中間縦筋配筋間隔：400mm
- ・端部曲げ補強筋の降伏点強度： $\sigma_y = 350\text{MPa}$
- ・鉄筋のヤング係数： $E_s = 205\text{GPa}$
- ・ヤング係数比： $n = 10$
- ・軸方向応力度： $\sigma_0 = 0, 0.39, 0.78, 1.18, 1.57\text{MPa}$ (5 種類)

図 14 に示すように、式 (6) で算出される C_{c0} と平面保持の仮定を用いて断面解析により算出した端部曲げ補強筋降伏時の組積体圧縮力 (C_c (精)) との回帰直線を求めると、その傾きは 0.90 となったことから式 (5) 中の補正係数を $\alpha = 0.90$ とした。

4.3 中間縦筋に作用する軸方向応力度の略算

次に中間縦筋に作用する軸方向応力度を略算する方法について検討を行う。

中間縦筋に作用する軸方向応力度の大きさは図 11 および図 13 に示すように中立軸位置に関係し、中立軸位置が浅くなれば中間縦筋に作用する引張応力度は大きくなり、だぼ耐力の算出に關係する接合筋の全塑性モーメント (M_p) は小さくなる。ここでは図 13 に示すように、中立軸位置が圧縮側の端部曲げ補強筋の位置にあるもの

として中間縦筋の軸方向応力度を略算することとした。この結果、平面保持の仮定を用いて断面解析により算出した軸方向応力度 (精算値) 下における鉄筋の全塑性モーメントに対して、略算の場合の全塑性モーメントの比は 0.69~1.00 の範囲となった。

4.4 端部曲げ補強筋降伏時のすべり変位の設定

4.1 節のすべり耐力の検討では、耐力壁試験体の実験より得られた端部曲げ補強筋降伏時におけるすべり変位 (δ_y) を用いてだぼ耐力の算定を行った。このため、任意の耐力壁のだぼ耐力を算定するためには、端部曲げ補強筋降伏時のすべり変位を設定する必要がある。ここでは、だぼ耐力算定に用いる端部曲げ補強筋降伏時のすべり変位について検討を行う。

壁体脚部に生じるすべり変位は摩擦効果とだぼ効果の両方に關係していると考えられるが、このうちだぼによる応力伝達は図 10 からわかるように摩擦による応力伝達と比較して小さいため、すべり変位も摩擦効果による影響が大きく關係していると思われる。

摩擦による応力伝達には組積体圧縮力と静止摩擦係数が關係するが、静止摩擦係数に關係する耐力壁試験体の接合面の処理は、JASS 7¹⁶⁾および JASS 5¹⁷⁾に示されている標準的な施工方法で行っている。一方、組積体圧縮力は軸方向力と曲げモーメントに關係している。

これらのことから、壁体脚部に作用する組積体圧縮力に關係する曲げ終局耐力を使ってすべり変位との關係性について検討を行う。

図 15 に表 1 および表 3 に示す試験体の端部曲げ補強筋降伏時のすべり変位 (δ_y) の実験値と曲げ終局耐力計算値 (Q_{mu}) を、壁体断面面積で除して求めた平均せん断応力度 ($\bar{\tau}_{mu}$) の關係を示している。なお、破壊モードに關係なく端部曲げ補強筋降伏時におけるすべり変位を推定する意味から、図中にはすべり破壊していない試験体の実験結果も合わせて示しており、また、表 3 にそれら耐力壁試験体の諸元を示している。図より、端部曲げ補強筋降伏時のすべり変位は 0~0.94mm の範囲にありばらつきが大きい、平均せん断応力度 ($\bar{\tau}_{mu}$) の増加にともないすべり変位も増加する傾向がある。この図より回帰直線を求め、この回帰直線式よりすべり変位を算出することとする。以下に、求めた回帰直線式 (7) を示す。

$$\delta_y = 0.165 \bar{\tau}_{mu} \quad (7)$$

ここに、

δ_y : 端部曲げ補強筋降伏時のすべり変位 (mm)

$\bar{\tau}_{mu}$: 曲げ終局耐力より求めた平均せん断応力度(MPa)

図 15 より、端部曲げ補強筋降伏時のすべり変位と平均せん断応力度との相関はあまり高くないが、式 (7) から得られる値を用いて求めるだぼ耐力はすべり耐力計算値に占める割合が小さいため、後述の図 16 に示すようにすべり変位の推定精度はすべり耐力計算値の結果に大きく影響しない。

表 3 図 15 の端部曲げ補強筋降伏時のすべり変位に用いた曲げ破壊およびせん断破壊した既往の耐力壁試験体の諸元の一覧

試験体名	参考 文献	壁高さ	壁長	壁厚	せん断 スパン比	曲げ補強筋		中間縦筋	水平方向 せん断補強筋		軸力 N (kN)	軸方向 応力度 σ_0 (MPa)	破壊 モード
		h_0 (mm)	l (mm)	t (mm)	M/Ql	$\langle a_t, (\text{mm}^2) \rangle$	p_t (%)			p_{wh} (%)			
FN-1.51L-LC	7)	1200	793	133	0.83	1-D16 <199>	0.19	D10 @267	D13@133	0.72	83	0.78	曲げ
SN-1.51L-LC	7)						0.37		D13@267	0.20			せん断
SN-1.13L-LC	7)		1060		0.62	1-D22 <387>	0.27			111	1.77	せん断	
SN-0.90L-HC	7)		1326		0.50		0.22			313		せん断	
SN-0.75L-HC	7)		1592		0.41		0.18			373		せん断

図 15 端部曲げ補強筋降伏時のすべり変位 (δ_{sy}) (実験値) — 曲げ終局耐力時の平均せん断応力度 ($\bar{\tau}_{mu}$) 関係

4.5 すべり耐力略算値の評価

4.2 節～4.4 節で設定した条件により算出した摩擦耐力およびだぼ耐力を累加して得られるすべり耐力の略算値 ($Q_{sl,y}'$) を表 4 に示す。同表には、4.1 節で求めた $Q_{sl,y}$ も精算値として示している。また、各耐力の精算値と略算値の関係を図 16 に示す。

図 16 (a) より摩擦耐力は、全体的に精算値よりも略算値のほうが 2～14%ほど大きい値となっている。これは 4.2 節の式 (5) 中の補正係数を $\alpha=0.90$ として組積体圧縮力を算出しているが、本論で検討に用いている試験体で補正係数を求めると $\alpha=0.84$ となるためである。

図 16 (b) よりだぼ耐力は、略算値は精算値に対して 0.64～1.54、平均値は 1.06 となっている。これは、すべり変位の推定精度のばらつきによる影響が大きいと考える。

図 16 (c) よりすべり耐力でみると略算値 ($Q_{sl,y}'$) は精算値 ($Q_{sl,y}$) に対して 0.97～1.17 となっており、平均値は 1.05 となっている。すべり耐力については、摩擦耐力が大きな割合を占めているため、ばらつきの程度は摩擦耐力のそれと同程度となっている。

すべり耐力の略算値 ($Q_{sl,y}'$) と実験値 (Q_{max}) の関係を図 17 に示

表 4 すべり耐力計算値の精算値 ($Q_{sl,y}$) と略算値 ($Q_{sl,y}'$) との比較

試験体名		実験値 Q_{max} (kN)	精算値		略算値		(略算値)/(精算値)		
			摩擦 耐力 (kN)	だぼ 耐力 (kN)	摩擦 耐力 (kN)	だぼ 耐力 (kN)	摩擦 耐力	だぼ 耐力	すべり 耐力
FN-1.13L-LC	正	253	250	30	280	258	33	291	1.03
	負	243		0	250			-	1.11
FN-0.90L-0	正	250	133	39	172	142	35	177	1.07
	負	236		23	156			154	1.03
FN-0.90L-LC	正	341	296	28	324	304	43	346	1.02
	負	327		32	329			132	1.05
FN-0.90L-LC2	正	363	292	52	344	300	45	345	1.03
	負	347		29	322			154	1.07
FN-0.90L-LC3	正	374	293	34	327	302	39	341	1.03
	負	318		30	323			131	1.06
FN-0.75L-0	正	322	148	54	202	157	42	199	1.06
	負	281		29	177			143	1.12
FN-0.75L-LC	正	482	339	59	398	346	52	398	1.02
	負	421		67	406			078	0.98
SN-0.90L-0	正	284	188	83	271	215	57	271	1.14
	負	250		80	268			071	1.01
SN-0.90L-LC	正	458	342	60	402	372	58	430	1.09
	負	387		82	425			071	1.01
SN-0.90L-LC2	正	416	342	58	399	373	68	442	1.09
	負	374		51	393			135	1.12
SN-0.75L-0	正	307	197	103	300	225	66	290	1.14
	負	294		92	289			072	1.01
SN-0.75L-LC	正	495	383	69	451	415	77	492	1.08
	負	570		60	455			123	1.09
SN-0.75L-LC2	正	570	395	60	455	423	73	497	1.07
	負	531		72	468			101	1.06

す。すべり耐力の略算値は精算値と同様に実験値を評価できていることがわかる。なお、略算値が精算値よりもわずかに大きい値を示したことから、すべり耐力の略算値に対する実験値の比の平均は図 11 に示す精算の場合よりも 0.05 だけ小さくなっている。

4.6 曲げ耐力とすべり耐力との関係

図 18 にすべり破壊した耐力壁試験体のすべり耐力略算値 ($Q_{sl,y}'$) と最大耐力実験値 (Q_{max}) をそれぞれ曲げ終局耐力計算値 (Q_{mu}) で除した $Q_{sl,y}'/Q_{mu}$ と Q_{max}/Q_{mu} の関係を、図 19 に $Q_{sl,y}'/Q_{mu}$ とせん断スパン比 ($M/(Q \cdot l)$) の関係を示している。なお、これらの図中には曲げ破壊した既往の耐力壁試験体の実験結果^{2), 3), 7)}についても示しており、表 3 および表 5 にそれら耐力壁試験体の諸元を示している。

(a) 摩擦耐力: Q_{fr}

(b) だぼ耐力: Q_{dw}

(c) すべり耐力: Q_{sl}

図 16 精算値と略算値の関係

図 18 より、すべり破壊はほぼ $Q_{sl,y}'/Q_{mu} \leq 1.0$ の範囲で生じているが、一部の試験体では $Q_{sl,y}'/Q_{mu} > 1.0$ の範囲でもすべり破壊が生じている。また、表 3 に示す曲げ破壊型試験体 (FN シリーズ) では曲げ終局耐力 (Q_{mu}) を超えた範囲 ($Q_{max}/Q_{mu} > 1.0$) ですべり破壊が生じていることから、耐力計算値の比較だけでは破壊モードを判別することが難しいことがわかる。

一方、図 19 の $Q_{sl,y}'/Q_{mu}$ とせん断スパン比 ($M/(Q \cdot l)$) の関係を見ると、せん断スパン比 ($M/(Q \cdot l)$) が大きくなると曲げ破壊が生じ、

図 17 すべり破壊した耐力壁試験体の最大耐力実験値 (Q_{max}) — すべり耐力計算値 ($Q_{sl,y}'$) 関係

図 18 $Q_{max}/Q_{mu} - Q_{sl,y}'/Q_{mu}$ 関係

せん断スパン比が小さくなるとすべり破壊が生じており、せん断スパン比 0.7 付近を境として破壊モードが変わっていることがわかる。

以上より、本論で対象とした試験体の範囲では $Q_{sl,y}'/Q_{mu} > 1.0$, かつ $M/(Q \cdot l) > 0.7$ の場合で曲げ破壊が先行していることが指摘できる。

5. 結語

型枠ブロック造耐力壁試験体の静的繰り返し水平加力実験の結果より耐力壁脚部におけるすべり破壊性状について検討を行った。また、耐力壁脚部におけるせん断力の伝達に大きく影響する摩擦効果とだば効果に着目し、すべり耐力について検討を行った。その結果、以下に示す結論を得た。

- (1) すべり破壊した耐力壁は、多くの場合、端部曲げ補強筋の降伏後に引張側壁脚部の相対鉛直変位の増加が顕著になり、これとともにすべり変位が増加し始めすべり破壊に至る。
- (2) 型枠ブロック造耐力壁脚部がすべり破壊を起こすときの耐力 (すべり耐力) は、壁脚部の応力状態を実験の測定値を用いて求め、それに基づき算出した摩擦耐力とだば耐力の累加により推定することができる。
- (3) すべり耐力時の壁脚部の応力状態を端部曲げ補強筋降伏時で近似し、この時の組積体圧縮力を略算する方法 (式 (5), (6)) を示した。また、実験から得られたすべり変位と曲げ終局耐力との関係からすべり変位量を略算する計算式 (式 (7)) を求め、これらの式により求まるすべり耐力計算値は実験値を

図 19 $Q_{sl,y}'/Q_{mu} - M/(Q \cdot l)$ 関係

表 5 図 18 に用いた曲げ破壊した既往の耐力壁試験体の諸元の一覧

試験体名	参考文献	壁高さ h_0 (mm)	壁長 l (mm)	壁厚 t (mm)	せん断スパン比 M/Ql	曲げ補強筋		中間縦筋	水平方向せん断補強筋		軸力 N (kN)	軸方向応力度 σ_0 (MPa)	破壊モード
						$<a_t>$ (mm ²)	p_t (%)			p_{wh} (%)			
WF1	2)	1800	1190	190	0.76	2-D19 <574>	0.25	D16 @400	D13@400	0.17	111	0.49	曲げ
WFJ1	2)												曲げ
WF2	2)												曲げ
WFJ2	2)								2-D13@200				曲げ
H2-C22	3)	1200	790	190	2.10	1-D29 <642>	0.38	1-D16	D16@400	0.26	324	2.16	曲げ
H2-C8	3)						0.43				118	0.78	曲げ
H1-C8	3)						0.38				0	0.00	曲げ
H2-C0	3)						0.38				0	0.00	曲げ

概ね評価できることを確認した。

- (4) 耐力壁は、せん断スパン比が小さくなるとすべり破壊が生じやすくなり、今回の検討では $Q_{sl,y}'/Q_{mu} > 1.0$ 、かつ、 $M/(Q \cdot l) > 0.7$ ですべり破壊よりも曲げ破壊が先行することを確認した。

本論で提案したすべり耐力算定式は、コッターやシアキーなどを設けない場合は、鉄筋コンクリート組積造 (RM 造) 耐力壁の脚部接合部に対しても適用することができると考えられる。

すべり変位については、今回行った実験のすべり変位測定値と曲げ終局耐力との関係から略算式を求めている。実験を行った範囲外の耐力壁に対する適用性については、他の影響因子がすべり変位に及ぼす影響も含め、今後検討を深めていきたい。

型枠ブロック造の建築物では耐力壁には直交壁が取り付いている場合が少なくないが、本論文は独立耐力壁を対象としたものである。すべり耐力に及ぼす直交壁の効果については今後の検討課題としたい。

謝辞

本実験で用いた 2/3 スケールの型枠状ブロックは、東洋工業株式会社に製作して頂きました。また、試験体製作および実験に際し、大分大学技術職員平松強氏および同大学建築構造学研究室の大学院生を始め学生諸氏に多大な協力を頂きました。ここに記して、深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，建築編—2，プレストレストコンクリート造建築物，鉄骨鉄筋コンクリート造建築物，壁式構造・組積造，日本建築学会・地盤工学会・土木学会・日本機械学会・日本地震学会，pp.584-587，1998
- 2) 岡本伸ほか：組積造に関する日米共同大型耐震実験研究，その 1～その 15，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，構造 IV，pp.1081-1110，1985.10
- 3) 菊池健児，吉村浩二，田中昭洋：型枠コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に関する実験的研究—水平加力点高さ，鉛直軸力およびブロックユニットの影響—，日本建築学会構造系論文集，No.538，pp.179-186，2000.12
- 4) 田中昭洋，菊池健児，吉村浩二，吉田和彦：型枠コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に及ぼすアスペクト比の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.505-510，2001.7
- 5) 吉田和彦，菊池健児，黒木正幸，吉田正人：型枠コンクリートブロック造耐力壁脚部のすべり破壊性状に及ぼす摩擦効果に関する要素実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.427-432，2011.7
- 6) Kenji KIKUCHI，Koji YOSHIMURA，Kazuhiko YOSHIDA，Akihiro TANAKA，Hirokuni URASAKI，Yohei KIJIMA and Nobuaki MIZUMASA：Experimental Study on Seismic Capacity of Reinforced Fully Grouted Concrete Masonry Walls，Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering，Paper No.1880，2004.8
- 7) Kazuhiko YOSHIDA，Kenji KIKUCHI and Masayuki KUROKI：Experimental Study on Sliding Strength of Reinforced Fully Grouted Concrete Masonry Walls，Proceedings of 10th North American Masonry Conference，pp.1015-1026，2007.6
- 8) 上村紘平ほか：型枠コンクリートブロック造耐力壁の耐震性能に及ぼすアスペクト比の影響，その 12～その 13，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp.1047-1050，2006.9
- 9) 日本建築学会編：建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990），壁構造，pp.605-606，1990
- 10) 望月重，小林高志：プレキャスト連層耐力壁の水平接合部のすべり強度に関する実験，日本建築学会構造系論文集，第 486 号，pp.63-73，1996.8
- 11) 斉偉，榎谷榮次，伊藤嘉則：シアキーと接合幅をもつ PCa 構造接合部のせん断挙動と耐力評価に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 578 号，pp.99-106，2004.4
- 12) 大淵英夫，鈴木基晴，南尚吾，中野克彦，松崎育弘：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，第 491 号，pp.97-104，1997.1
- 13) 酒井栄典，中野克彦，山口浩一郎，松崎育弘：プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断力の伝達性状に関する研究，その 3，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp.655-656，2002.8
- 14) 山口浩一郎，酒井栄典，原田佳政，中野克彦，松崎育弘：プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断力の伝達性状に関する研究，その 1 接合面のせん断抵抗要素，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp.143-144，2001.7
- 15) 中野克彦，松崎育弘：プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法，日本建築学会構造系論文集，第 550 号，pp.151-158，2001.12
- 16) 日本建築学会編：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 7 メーゾンリー工事，3 節 鉄筋コンクリート組積造工事，pp.161-165，2009
- 17) 日本建築学会編：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事，7 節 コンクリートの運搬・打込みおよび締固め，pp.267-268，2009

STUDY ON SLIDING STRENGTH OF REINFORCED FULLY GROUTED CONCRETE MASONRY WALLS

Kazuhiko YOSHIDA *, *Kenji KIKUCHI* ** and *Masayuki KUROKI* ***

* Assoc. Prof., Oita Institute of Technology and Grad. Stud., Dept of Architecture, Oita Univ., M. Eng.

** Prof., Dept. of Architecture, Oita Univ., Dr. Eng.

*** Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Sojo Univ., Dr. Eng.

1. Introduction

In the past experimental studies on reinforced fully-grouted masonry walls, some of the wall specimens failed in sliding failure mode. Until the present time, however, there are quite few studies focusing on the sliding strength. Main objective of the present study is to investigate the sliding strength of grouted masonry wall. First, sliding strength and deformation characteristic obtained from the wall specimens are summarized. And then, a formula to predict the sliding strength, which consists of friction effect due to compressive force working on the bottom section of the wall and dowel effect due to reinforcing bars crossing the bottom section, is proposed. In addition, simplified methods to estimate the two effects are proposed.

2. Test Results of Test Specimens Failed in Sliding Failure Mode

We understood ultimate strength and behavior of bottom of the wall specimens failed in the sliding failure mode.

3. Investigation of Sliding Strength Equation

Sliding strength obtained as sum of friction and dowel strengths are compared with experimental maximum strength. The friction strength is estimated as experimental compression force working at bottom section multiplied by static friction coefficient, and the dowel strength is estimated by applying an existing formula for joints of precast wall panel structure that can take into account the sliding displacement.

4. Simplification of Sliding Strength Equation

Sliding strengths based on a stress condition that flexural reinforcement just starts to yield in tension are compared with the experimental maximum strengths. We developed simplified calculation methods of compressive force of masonry wall, axial stress of reinforcing bars and sliding displacement, respectively. And we examined relation of sliding strength, flexural strength and effect of shear span ratio.

5. Conclusions

The sliding strength of the reinforced fully grouted concrete masonry wall was investigated. Conclusions obtained are as follows:

- 1) In most of the wall specimens failed in sliding failure mode, lifting of the wall became significant after yielding of flexural reinforcement. Associated with this, sliding displacement began to increase, and failed in sliding failure mode finally.
- 2) The sliding strength could be expressed as sum of the friction strength due to compressive force produced by vertical axial load and flexural moment, and the dowel strength, where compressive force, axial stress of reinforcing bars and the sliding displacement are determined by experimental data.
- 3) The stress condition that flexural reinforcement just starts to yield was adopted as an approximation of the stress condition at sliding strength, and simplified methods to calculate compressive force and sliding displacement were developed as Eqs. 5 and 6, and Eq. 7, respectively. Corresponding sliding strength agreed with test results generally.
- 4) Wall specimens failed in flexural failure mode can be seen in the range of $Q_{sl,y}/Q_{mu} > 1.0$ and $M/(Q \cdot d) > 0.7$.

(2014 年 11 月 10 日原稿受理, 2015 年 4 月 15 日採用決定)