連続ハイパネルバーリング孔付鋼板耐力壁の縦スリットの効果

CONTINUOUS HIGH-PANELIZED STEEL SHEET SHEAR WALLS WITH BURRING HOLES AND THE EFFECT OF VERTICAL SLITS

河合良道 — * 1 藤橋一紀 — * 2
藤内繁明 — * 1 佐藤篤司 — * 3
小野徹郎 — * 4

Yoshimichi KAWAI — * 1 Kazunori FUJIHASHI — * 2
Shigeaki TOHNAI — * 1 Atsushi SATO — * 3
Tetsuro ONO — * 4

キーワード：
薄板軽量形鋼造, 耐震壁, バーリング孔, プレハブ住宅,
スチールハウス

Keywords:
Light-gauge steel structure, Shear wall, Burring hole, Prefabricated house, Steel framed house

In-line continuous high-panelized shear walls containing steel sheets with vertically aligned burring holes with at least one vertical slit every 0.91-m-wide are employed in buildings in seismically active regions. The purpose of this study is to clarify the shear resistance mechanisms of the walls with and without vertical slits. The wall that receives the shear force allows shear stress to concentrate in the intervals between the holes. All intervals between the holes were simultaneously deformed and the buckling areas were restricted by the use of ring-shaped burring ribs. The post-buckling behavior was dependent on the shapes of the tension field. The effect of vertical slits involved maintaining wall strength stable in the inelastic region. The formulas of the allowable design strength and the indexes of ultimate state strength after shear buckling were developed.

1. 連続ハイパネルバーリング孔付き鋼板耐力壁のコンセプト

前報¹⁾に続き、ハイパネルバーリング孔付き鋼板耐力壁について報告する。縦一列に大径のバーリング孔を設けた鋼板面材を枠材にドリルねじ接合した壁であり、地震時の抵抗要素である。長尺鋼板により高さ方向に継目の無い壁である(図1)。鋼板に予め小径孔を設け冷間プレス成形されるバーリング部を壁内に向け、壁表面を平滑にするとともに、大径孔により配管孔加工等が不要である(図2)。

バーリング孔付き梁・根太は曲げ・せん断の先進的な設計法が構築され⁵⁾⁶⁾適用実績がある。壁については、著者らが高剛性・耐力および大変形時の安定挙動を明らかにし簡易設計法を提案している^{1)~4)}。

一般に、戸境や北面の連続壁では、壁幅に応じ耐力を比例倍する設計がなされている。本報では、幅910mm毎に縦スリットを設けた連続壁(図2~5)の挙動を、縦スリットの無い連続壁ならびに単体壁(1panel, 幅910mm)と比較して、縦スリットの効果を示し、壁幅に応じた許容耐力・終局耐力の簡易算定方法について提案する。有限要素解析(以下、FEA)により挙動分析をし実験により確認を行う。

2. 壁のせん断抵抗メカニズムと縦スリット(解析による分析)

2.1 ハイパネルバーリング孔付き鋼板耐力壁仕様と解析モデル

単体壁は、バーリング孔径200mm×13個設けた鋼板(めっきを除く公称板厚1.2mm, 幅455mm)2枚を、径4.8mmドリルねじにて縦枠(stud)・横枠(track)に接合した仕様である(図3)。バーリング孔は曲率10mmリブと幅5mm円筒部からなる。両端縦枠は角形鋼□-75×75×2.2×2本(溶接)にリップ溝形鋼C-150×75×15×3.0をドリルねじ接合した組立材であり、アンカー金物(Tension load connector)に接

合される(図2)。中央縦枠はC-150×44.5×15×2.2である。水平補剛材(cross rail)は[-110×50×2.2である¹⁾。壁幅1.82m(2panels, 図4), 壁幅2.73m(3panels, 図5)では、幅0.91m毎に縦スリットとしてC-150×44.5×15×2.2×2本の縦枠が設置され、中央2722mm間は水平補剛材も含め接合されず(図4c下)、上下端のみドリルねじ51本@50mmの集中接合となり、左右の壁のせん断力が伝達される。

図1 ハイパネルバーリング孔付き鋼板耐力壁を適用した建物

図2 連続耐力壁(壁幅1.82m, 2panels)断面と、配管、電設の取合い

¹⁾ 新日鐵住金(株) 主幹・工修
(〒293-8511 千葉県富津市新富20-1)
²⁾ NSハイパーツ(株)(現 新日鐵住金) 部長・工修
³⁾ 名古屋工業大学 准教授・博士(工学)
⁴⁾ 名古屋工業大学 名誉教授・工博

¹⁾ Senior Manager, Nippon Steel & Sumitomo Metal Corp., M. Eng.
²⁾ Manager, NS Hi-Parts Corp., M. Eng.
³⁾ Assoc. Prof., Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.
⁴⁾ Prof. Emeritus, Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

汎用有限要素解析(MSC. MARC2014. 0)を用いて壁のせん断抵抗メカニズムを分析する。図6は連続壁(図4, 2panels)の解析モデルである。パーリング孔付き鋼板面材は溶融亜鉛-アルミニウム-マグネシウム合金めっき鋼板(JISG3232/SGMC400)であり0.2%オフセット降伏応力度 295 N/mm^2 の応力-歪関係(図6b)を有するシェル要素であり、初期不整は導入されていない。枠材はすべて、端部をピン接合とする弾性はり要素であり、鋼板面材の四辺と枠材とのドリルねじ接合は、各接合点 $\phi 50\text{ mm}$ が実験に基づく並進バネ要素(図6c)^{7,8}をもつ単一節点である。スリット用縦枠は2本のり要素の上下端がピン接合される。水平補剛材のみ、端部偏心接合を考慮して、部材長1/1000 撓みの2次スプライン曲線の初期不整をもつ。モデル壁下部の両端を基盤上にピン接合とし、壁上部を面外変位拘束かつ上下変位・回転自由として、壁頂部の横枠に一方方向水平変位が漸増する片持ち梁形式の解析を行った。

2.2 連続ハイパネルパーリング孔付き鋼板耐力壁の挙動(FEA)

単体壁(1panel)と連続壁(2, 3panels)について、FEAによるせん断荷重と壁の変形角(頂部変位/高さ)の関係を図7に示す。変形角 $1/300\sim 1/50$ 時のせん断荷重を壁幅 0.91 m (1panel)に標準化した値を表1に示す。図7では、スリット有の壁を実線に、スリット無の壁を点線として示す。なお、スリット無の壁2, 3panelsは、スリット用縦枠が無く、壁内部の縦枠すべてが図3の中間縦枠1本であり、左右の面材が縦枠1本に接合された仕様である。特徴は次のとおり。
イ. 初期剛性から弾性限近傍までは、縦スリット有無に関係なくほぼ同じ挙動を示す。初期弾性時における縦スリットの効果は小さい。
ロ. 変形角 $1/100$ 以上では、縦スリット有連続壁の荷重は単体壁より小さい。縦スリット無連続壁の荷重は単体壁より大きい。

前述のように、壁幅に応じ耐力を比例倍する設計手法を前提とすれば、連続壁の挙動と単体壁の挙動に大きな差がないことが望ましい。周辺部材や接合部への影響を考慮すれば、連続壁の終局耐力(単体壁当り)は単体壁と同等か若干小のものが好ましく、縦スリット有の壁が望ましいといえる。また、図7において、変形角 $1/300$ 以降、壁のせん断剛性が徐々に低下している挙動は、面材と縦枠・横枠とのドリルねじ接合のばね要素の挙動(図6c)も反映されている。なお、本解析による縦スリット有連続壁(3panels)の変形角 $1/300$ 時ミーゼス応力度の最大値は 245 N/mm^2 であり、弾性範囲であった。

図6 連続ハイパネルパーリング孔付き鋼板耐力壁の解析モデル

図3 単体壁(1panel, 幅0.91m)の仕様 [高さ4.53m] (単位 mm)

(a) パーリング孔付鋼板 (b) 縦枠・横枠・水平補剛材 (c) スリット用縦枠
図4 連続壁(2panels, 幅1.82m)の仕様 [高さ4.53m] (単位 mm)

(a) パーリング孔付鋼板取付状況 (b) 縦枠・横枠・水平補剛材
図5 連続壁(3panels, 幅2.73m)の仕様 [高さ4.53m] (単位 mm)

図7 壁のせん断荷重-変形角関係 (FEA, 浮上り回転無し)

表1 壁のせん断荷重(単位壁当り) (FEA, 変形角 1/300~1/50 時)

Shear wall		Width [m]	Shear load [kN/panel] at story angle:				
			1/300	1/200	1/100	1/50	
One panel		0.91	20.7	24.3	29.8	37.5	
With slits	Two panels	1.82	22.3	25.3	30.0	35.9	
	Three panels	2.73	22.9	25.7	30.0	35.4	
Without slits	Two panels	1.82	23.1	26.3	32.5	40.6	
	Three panels	2.73	23.9	27.1	33.5	41.8	

図8に、連続壁(3panels)の縦一列の孔間中央(図8上の番号0~13)の縦方向せん断力と壁の変形角との関係を示す。壁の変形角 1/300 までは、縦スリットの有無に関係なく挙動はほぼ同じである。縦スリット有の壁は変形角 1/300 以降に孔間せん断力にばらつきを生じる(図8a)。一方、縦スリット無の壁の全孔間はほぼ同じ挙動であり、安定してせん断力が漸増する。図8右は、壁の変形角 1/100 時のミーゼス応力と、凹凸がわかるように斜め下からみた変形(倍率 1.0)を示している。いずれも上下隣接する孔間に力が集中しており、隣接孔を対角に結ぶ接線上に局所的な変形が生じる。力の集中や変形の範囲が孔間および孔周辺に限定されており、パーリングリップにより、面材全体が面外方向に大きく膨らむ変形には至らず、壁のせん断荷重の急激な低下の抑止となっている。なお、壁の変形角 1/100 においては、パーリングリップの一部が局所的に降伏応力度 295 N/mm² を超えるものの、面材の大部分はほぼ弾性範囲にある。

2.3 パーリング孔付き鋼板と縦枠の水平力伝達と縦スリット効果

縦スリット有無により鋼板面材上に生じる力の差異と、面材と縦枠の接合部に流れる水平方向の力との関係を分析する。図9は、図8と同様に縦一列の0.455m幅部分を抜き出し、縦軸にドリルねじ接合部の位置、横軸にドリルねじ接合部の水平せん断力(壁の変形角 1/100 時の左右接合部の平均値)を示している。(a)縦スリット有の連続壁(2, 3panels)では、単体壁(1panel)と比較し、ドリルねじ接合部のせん断力は小さくなる。一方、(b)縦スリット無の連続壁では、ドリルねじのせん断力は単体壁に比べて大きくなる。縦スリットが無い場合には、隣接する面材により縦枠の水平方向の変形が拘束されるため、縦枠に接合されるドリルねじに生じる水平力が大きくなる。なお、パーリング孔横の左右に位置するドリルねじのせん断力が高くなる傾向、ならびに、水平補剛材位置から離れるに従いドリルねじのせん断力が低下する傾向は、全壁共通である。表2に、鋼板面材(パーリング孔一列分)両側縦枠に接合されるすべてのドリルねじ接合部の水平せん断力の平均値ならびに当該値と単体壁との比率 α_i を併せて示す。図9の孔列の左から1列目と2列目(表2中 Left side: α_1 , Right side: α_2)を示す。縦スリット有の壁では、1列目の比率 α_1 は0.97に低下し、縦スリットが直接接合される2列目の比率 α_2 は0.81に低下する。比率 α_i は3.2において式5-9に用いる。

(a) 縦スリット有りの幅 2.73m 壁 (3panels) (x1.0)

(b) 縦スリット無しの幅 2.73m 壁 (3panels) (x1.0)

図8 孔間せん断応力度-壁変形角関係、ミーゼス応力と変形(1/100 時)

(a) 縦スリット有 (壁 1/100 時), (b) 縦スリット無し (壁 1/100 時)

図9 面材と縦枠のドリルねじ接合部の水平力(面材左右の平均値)

表2 ドリルねじ接合部の水平力(平均値)と単体壁に対する比 α_i

Shear wall at 1/100 story angle		Width [m]	Mean value of shear forces [N/screw]		α_i = ratio normalized by the value of one panel	
			Left side	Right side	Left side(α_1)	Right side(α_2)
One panel		0.91	728	715	1.00	1.00
With slits	Two panels	1.82	705	581	0.97	0.81
	Three panels	2.72	719	589	0.99	0.82
Without slits	Two panels	1.82	801	883	1.10	1.23
	Three panels	2.72	823	932	1.13	1.30

3. パーリング孔付き鋼板耐力壁の挙動のモデル化と設計式提案

3.1 ハイパネルパーリング孔付き鋼板耐力壁の許容耐力式提案

水平力作用下のパーリング孔付き鋼板耐力壁では、縦一列の孔間ならびに孔と面材上端・下端の間のせん断力が大きくなり、上下孔を斜めに結ぶ方向に力が流れる(図 8)。ここで、面材の縦一列すべての孔間および上下端において、せん断座屈が生じるときの力を壁の許容耐力と仮定し、式(1)を提案する¹⁾。図 8 のように孔間のせん断力は一様ではないが、せん断座屈起点になるとして、図 10abc の仮想平板を設定しモデル化する。孔間せん断座屈の起因となる仮想平板を図 10a の点線 $h_a \times a_a$ とする。パーリングリブ曲部を含む外周円縁(以下、リブ縁)を上下斜めに結ぶ接線の余弦($\cos\theta$)を h_a とし、リブ縁直径を a_a とする。面材上下端ではリブ縁接点と面材コーナー(ドリルねじ接合縦横列交差部)の線分の余弦を h_b, h_c とし、リブ縁とドリルねじ接合縦列の距離を a_b, a_c とし、図 10b,c の点線 $h_b \times a_b, h_c \times a_c$ を設定する。仮想平板に弾性せん断座屈設計式(式 2)⁹⁾を適用する。仮想平板の幅厚比条件は $h_i/t > 1830/\sqrt{F}$ ($i=a,b,c, F$ は基準強度, t は板厚)である¹²⁾。せん断座屈応力度 τ_i ($i=a,b,c$) に孔間断面積(リブ縁含む) $w_i \times t$ ($i=a,b,c$) を乗じ、面材縦列のすべての孔間、上下端のせん断座屈耐力算定値を累加して、単体壁の許容耐力 Q_a を導く(式 1)。面材 2 枚(孔 2 列)を取付けた壁として 2 を乗じ、上下方向の力を水平方向へ変換する W/H を乗じる。連続壁の許容耐力 nQ_a では、連続するパネル数 m を単体壁の Q_a に乗じる(式 4)。

$$Q_a = 2 \cdot [\tau_a \cdot w_a \cdot t(n-1) + \tau_b \cdot w_b \cdot t + \tau_c \cdot w_c \cdot t] \cdot (W/H) \quad (1)$$

$$\tau_i = k_{vi} \cdot \pi^2 \cdot E \cdot \left\{ \frac{(t/h_i)^2}{[12 \cdot (1-\nu^2)]} \right\} \quad i = a, b, c \quad (2)$$

$$(a_i/h_i) \leq 1.0 \quad k_{vi} = 4.0 + 5.34 \cdot (h_i/a_i)^2, \quad (a_i/h_i) > 1.0 \quad k_{vi} = 5.34 + 4.0 \cdot (h_i/a_i)^2 \quad (3)$$

$$nQ_a = m \cdot Q_a \quad (4)$$

w_o は孔間幅(リブ縁含まない), n は孔個数, W は面材幅, H は面材高さ, k_{vi} はせん断座屈係数, E はヤング係数, ν はポアソン比, r は孔半径(リブ縁含む), m はパネル数(0.91m 幅をパネル数 1 とする)である。 L_a は $2\{(r+w_o)^2 \cdot r^2\}^{1/2}$, h_a は $L_a \cos\theta$, a_a は $2r$ である。式 1 から面材板厚 1.2mm (めっきを除く)の連続壁の許容耐力は $Q_a = 26.3$ kN/panel となる。連続壁においても幅 0.91m(1panel) 当りに規準化した場合は同値となる。ただし、式 1 は、仮想平板の幅厚比を弾性せん断座屈が起こる領域に限定したこと(9)(12)、鋼材の降伏応力度が関係しない式としている。幅厚比条件 $h_i/t \leq 1830/\sqrt{F}$ となる塑性座屈が起こる範囲においては、新たな設計式が必要である。

図 10 壁の許容耐力時メカニズムと設計式 1 導出のモデル

3.2 許容耐力以降の挙動と終局耐力の指標値の提案

壁の終局耐力は、エネルギー等価として幾何学的に計算¹²⁾されるが、本論では、あくまで指標値として、壁の変形角 1/100 近傍時の挙動(力の釣合い)から評価する。縦スリット有のパーリング孔付き鋼板耐力壁では、水平力の一部が面材からドリルねじを介して縦枠に伝達される(図 9)。図 11 に示す孔間斜め方向の引張力と、パーリング孔部分の圧縮力 $Q_a/2$ (式 1)と、縦枠に流れる力(パーリング孔一つ当たり $2k \cdot \alpha_i \cdot \delta_i/2$ が釣合うとして、壁の終局耐力の指標値(式 5)を設定する。連続壁 2,3panels は単体壁 1panel と比較し許容耐力以降の耐力が若干低下している(図 7, 表 1)。縦スリットによる縦枠拘束効果の低下を、ドリルねじ接合部伝達の水平方向力の低下(図 9)に反映されるとして、式 5 に 表 2 の低減の比率 α_i を挿入する。

$$iQ_u/2 = Q_a/2 + (2 \cdot k \cdot \alpha_i) \cdot (\delta_i/2) \quad (i=1,2) \quad (5)$$

$iQ_u/2$ は 1/2 幅壁の変形角 1/100 時のせん断力であり、 $2 \cdot k$ は孔 1 個に対する複数本のドリルねじ接合部群のばね剛性、 α_i は表 2 の比率、 $\delta_i/2$ はドリルねじ接合部のすべり(面材と縦枠の相対変位)である。孔間部分(図 11 右)の変形角が壁全体の変形角と同じになると仮定し、斜め方向引張力の水平成分 δ_1 と、孔部分の水平変形 δ_2 の合計 $\delta = \delta_1 + \delta_2$ を、孔ピッチ $\beta \cdot r$ で除した値が 1/100 になるときを、壁の終局耐力の指標値として設定し、式 8、式 9 へ展開する。

$$\delta_2 = \frac{(iQ_u/2) \cdot \sin\theta}{E \cdot (w_o/2) \cdot \sin\theta \cdot t} \cdot L / \sin\theta = \frac{(iQ_u/2) \cdot L}{E \cdot (w_o/2) \cdot \sin^3\theta \cdot t} \quad (6)$$

$$\frac{\delta}{\beta \cdot r} = \frac{\delta_1 + \delta_2}{\beta \cdot r} = \frac{(iQ_u/2 - Q_a/2) / (k \cdot \alpha_i) + iQ_u/2 \cdot L / (E \cdot w_o/2 \cdot t \cdot \sin^3\theta)}{\beta \cdot r} = 1/100 \quad (7)$$

$$iQ_u/2 = \left[\frac{\beta \cdot r / 100 + Q_a / (2k \cdot \alpha_i)}{1 / (k \cdot \alpha_i) + L / (E \cdot w_o/2 \cdot t \cdot \sin^3\theta)} \right] \quad (8)$$

$$Q_u = (iQ_u + Q_a \cdot (m-1)) / m \quad (m \geq 2) \quad (9)$$

ここで、 β は孔ピッチと孔半径 r の比率、 $w_o/2$ は想定した斜め引張部材(図 11 の斜め矩形(点線部分))の縦投影幅である。文献(1)から 1panel の仕様では、 $2k$ は 5 (kN/mm)である。2,3panels では、縦スリットによりにより縦枠に伝達される力は、図 9 の左側面材部に対して $\alpha_1=0.97$ に、右側面材部に対して $\alpha_2=0.81$ に低減される(表 2)。式 9 の k に反映すると、1panel 当りに換算した壁の終局耐力の指標値 Q_u は、表 5 に示す値となる。なお、図 8 のミーゼス応力では、壁の変形角 1/100 において面材の大部分が弾性範囲にあることから式 9 では降伏応力度があらわれない式とした。本方法は、あくまで図 3~5 の壁仕様の終局耐力の指標値の推定評価手法である。

図 11 壁の終局耐力の指標値(式 9)導出のモデル

4. 壁のせん断抵抗メカニズムと縦スリット（実験による分析）

4.1 壁幅を変数とした面内せん断繰返し载荷試験

図3~5の試験体を製作し正負繰返し载荷面内せん断実験を行った（図12）。用いた鋼材、形状の仕様を表3に示す。試験体下部の両端縦枠をアンカー固定し、横枠上端に取付けた载荷梁を介して、試験体頂部に変形角 $1/450 \sim 1/30$ の正負3回繰返水平方向強制変位を加える試験とした。载荷梁は壁面外変位のみ拘束とし、壁面上下方向や回転は自由とした。壁の変形角は、変位計を用いてアンカー浮上りを減じた値とした¹²⁾。実建築物として壁頂部の屋・床面に境界梁の無い構造を想定していることから、図12の片持ち梁形式の試験が適しており、解析モデル図6は本試験を模擬したものである。

4.2 パーリング孔付き鋼板耐力壁（縦スリット有）の実大挙動

縦スリット有連続壁 2,3panels と単体壁 1panel の実験結果を図13に示す。同一変形角時のせん断荷重は壁幅にほぼ比例している。1panel の各繰返サイクル時の拡大写真（図14）を代表とし、図13の荷重-変形角関係と関連させて分析を行う。壁の変形角 $1/300 \sim 1/200$ では鋼板面材は弾性挙動を示し局部変形はみられない。変形角 $1/150$ において隣接する孔間の鋼板面に凹凸が表れ、変形角 $1/100$ にて隣接する孔を斜めに結ぶ皺が発生する。変形角 $1/100$ までは、パーリングリブ部分が孔変形を抑制し大きな変形に至らない。変形角 $1/50$ ではパーリング孔の変形が起これ、孔間の皺が顕著となるが面材全体が面外方向に大きく膨らむ変形は起こらない。壁は、各変形角での繰返し载荷によりスリップ挙動を示し、履歴ループに若干の荷重低下はみられるが安定した履歴ループを示している。連続壁の変形角 $1/100$ 時挙動（図13abc 右写真）は各壁ほぼ同じであり、図8のFEA変形図とも良く似ている。図13abc左図に併せて示すFEA結果（点線）も実験結果とよく似た挙動を示している。

4.3 連続壁の面内せん断実験時の挙動と提案式との比較

縦スリット有の連続壁（3panels:3体, 2panels:1体）と単体壁（1panel:3体）の実験結果の1panel 当りに標準化した荷重-変形角関係の包絡線（各繰返しの最初のループの頂点を順次結んだ曲線）を図15に示す。連続壁は単体壁に比較し初期剛性が高い。壁のスレンダー比が高くなることによる曲げ変形が剛性を低下させている。剛性については、高スレンダー比に伴う曲げ変形を考慮して実構造物に用いる必要がある。FEA結果においても同様の傾向である（図7）。

一方、3.1にて提案した式1による許容耐力は、全壁の弾性限付近を示しているものの、連続壁においては変形角 $1/300$ 、 $1/200$ 時のせん断荷重値に比べ低値（安全側）となる（図15、表4）。3.1にて提案した式9による終局耐力の指標値は、連続壁の変形角 $1/100$ と $1/50$ 時の荷重の間に位置している（図15、表5）。今回仕様の限定において、式1、式9は、許容耐力、終局耐力の推定方法として十分といえる。

主目的の、連続壁において壁の長さに応じ耐力を比例倍する設計ができるかについては、単体壁を基準とする場合、許容耐力ならびに終局耐力ともに、壁幅に応じた比例倍の設計が可能といえる。許容耐力においては、連続壁の壁耐力は単体壁以上を保有している。終局時においては、連続壁は安定して大変形まで至る粘りを有し、さらに、単体壁に比べて耐力上昇が低いため、周辺部材や金物を破壊させない挙動となる。しかしながら、終局耐力を低めに設定し若干の経済性を欠く指標値であることから、連続壁に応じた推定方法についてさらに検討していく必要がある。

(a)試験体、载荷、変位計設置状況 (b)正負3回繰返／各変形角

図12 载荷実験セットアップ概要と载荷スケジュール

表3 試験体に用いた鋼材仕様一覧

Member	Standard	Size and mechanical properties
Steel sheet w/ burring holes		Thickness: 1.22 mm (w/ coating), 1.18 mm (w/o coating) Yield: 332 N/mm ² ; Tensile: 428 N/mm ² ; Elongation: 35%
Studs	JIS G3323 SGMC400	Both ends: BOX-75×75×2.2, two + C-150×75×15×3.0 Center: C-150×44.5×12×2.2 Slit: C-150×44.5×12×2.2, two
Tracks		[-155×40×2.2
Cross-rails		[-110×50×2.2
Drilling screw	JIS B1055	Diameter: 4.8 mm; Length: 19 mm
Anchor bolt	JIS B1180	Diameter: 36 mm; Nominal strength: 880 N/mm ²

(a) 単体壁 (1panel, 幅 0.91m) の試験結果 [高さ 4.53m]

(b) 連続壁 (2panels, 幅 1.82m) の試験結果 [高さ 4.53m]

(c) 連続壁 (3panels, 幅 2.73m) の試験結果 [高さ 4.53m]

図13 壁の荷重-変形角関係（浮上り回転除く）と変形状況

5. まとめ

本報告では、前報にて報告した径 200mm のバーリング孔を縦 1 列に設置した鋼板面材を縦枠・横枠にドリルねじ接合したハイパネル(高さ 4.53m)を対象に、連続壁 2,3panels の挙動とメカニズムについて、解析ならびに面内せん断試験より明らかにし、壁の許容耐力の設計値と、終局耐力の指標値を提案した。このとき、単体壁(1panel)毎に挿入する縦スリットの効果についても明らかにした。下記にまとめる。

- 1) バーリング孔付き鋼板耐力壁の面内せん断挙動は、連続壁の場合においても、バーリング孔の上下隣接の孔間すべてでせん断力が大きくなり、孔間にせん断変形が生じて座屈に至る。
- 2) 弾性限以降では、上下孔を斜めに結ぶ方向に引張力が生じ、引張力は、バーリング孔部分の圧縮力ならびに面材と縦枠を繋ぐドリルねじ接合部の水平力の合力とつり合う。ドリルねじ接合部の水平力は、縦枠の拘束により生じる。単体壁毎に挿入する縦スリットは、縦枠による面材拘束を抑え、壁の耐力上昇を抑える効果を発揮する。
- 3) 上下バーリング孔間のせん断力が集中する部分に仮想平板を設定し、仮想平板がせん断座屈することを前提に許容耐力の設計式を提案した。算定値は連続壁において弾性限近傍の値を示し、壁の面内せん断実験結果および解析結果ともよく対応する。
- 4) 弾性限以降の、壁の終局耐力の指標として、壁の変形角 1/100 時の力の釣り合いから簡易推定式を提案した。孔間斜め方向の引張力と、バーリング孔の圧縮力と縦枠ドリルねじ接合部の水平力とのつり合い式であり、実験結果とよく対応する。
- 5) 連続壁の許容耐力は、単体壁の許容耐力値の壁幅に応じた比例倍として算定できる。終局耐力は、縦スリット有により許容耐力以降の耐力上昇を小さくでき、周辺部材や金物を損傷させない設計が可能となる。

なお、今回は、孔間幅厚比大の弾性せん断座屈が起こる範囲を対象とした。幅厚比小の塑性座屈が起こる範囲では鋼材の降伏応力度の影響が表れるものと推定している。今後の研究課題である。

<謝辞>

壁の面内せん断実験にあたり、NS ハイパーツ (株) / 近藤誠様に、また、有限要素解析にあたり (株) 大建情報システム / 下田裕介様に、多大なご支援をいただきました。ここに、謝意を表します。

参考文献

- 1) 河合良道, 藤橋一紀, 藤内繁明, 佐藤篤司, 小野徹郎: ハイパネルバーリング孔付き鋼板耐力壁のせん断抵抗メカニズム, 日本建築学会技術報告集第 24 巻第 56 号, 2018. 2
- 2) Y. Kawa, M. Kondo, A. Sato, T. Ono, S. Tohnai: Allowable Design Formula for Steel Sheet Shear Walls with Burring Holes, 7th International Conference on Coupled Instabilities in Metal Structures, Baltimore, Maryland, Nov. 7-8, 2016
- 3) 河合良道, 近藤誠, 佐藤篤司, 小野徹郎, 藤内繁明: バーリング孔付き鋼板耐力壁のせん断抵抗メカニズムと水平補剛材の効果-孔間せん断座屈と座屈後挙動, 第 63 回構造工学シンポジウム (北大), pp. B553-562, 2017. 4
- 4) 河合良道, 藤橋一紀, 藤内繁明, 佐藤篤司, 小野徹郎: バーリング孔付き鋼板耐力壁のせん断抵抗メカニズムと縦スリットの効果-孔間せん断座屈と座屈後挙動, 第 64 回構造工学シンポジウム B (東工大), 2018. 4
- 5) 佐藤篤司, 森誠司, 小野徹郎, 他: 大口径を有する薄板軽量形鋼のせん断耐力に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, Vol. 22 pp. 716-723, 2014. 11

図 14 壁の変形角毎の挙動 (単体壁 1panel)

図 15 壁の荷重-変形関係正側包絡線 (浮上り回転除く)

表 4 式 (1) による許容耐力と実験の 1/300・1/200 時せん断荷重

Shear wall	Width [m]	Eq. 1 [kN/panel]	Shear load obtained through experiment [kN/panel]					
			at story angle 1 of /300			at story angle 1 of /200		
One panel	0.91	26.3	23.1	22.8	23.3	26.2	25.9	26.7
Two panels	1.82	26.3	26.3			28.3		
Three panels	2.73	26.3	28.2	27.9	27.5	29.2	29.2	28.7

表 5 式 (9) の 1/100 時せん断力と実験の 1/100・1/50 時せん断荷重

Shear wall	Width [m]	Eq. 9 [kN/panel]	Shear load obtained through experiment [kN/panel]					
			at story angle 1 of /100			at story angle 1 of /50		
One panel	0.91	33.0	31.2	31.1	31.6	35.7	35.3	34.7
Two panels	1.82	32.4	29.8			33.5		
Three panels	2.73	32.3	30.0	30.3	29.5	33.6	34.1	33.2

- 6) 西澤徳浪, 山田風人, 佐藤篤司, 小野徹郎: 連続するバーリング開孔を有する薄板軽量形鋼のせん断耐力, 日本建築学会大会梗概集, pp993-994, 2016
- 7) 東清三郎, 高木伸之, 千田光, 渡邊元, 唐津敏一: ドリルねじ接合の鉄骨造への適用, 鋼構造年次論文報告集, Vol. 14 pp. 705-712, 2006. 11
- 8) 鳥山拓哉, 佐藤篤司, 小野徹郎, 岡田久志, 藤内繁明: ドリルねじ接合による薄板鋼板一面せん断重ね継手のドリルねじ破断耐力, 日本建築学会東海支部研究報告集, Vol. 51 pp. 217-220, 2013. 2
- 9) American Iron and Steel Institute: AISI Standard North American Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members, 2007 Edition
- 10) K. Sakuragi, A. Sato, T. Ono, S. Hashimoto: Ductility Reduction Factor of Steel Sheet Shear Wall with Burring Holes Used in Steel Framed House, 7th International Conference on CIMS, Baltimore, Maryland, Nov. 7-8, 2016
- 11) Y. Kawai, R. Kanno, et al: Seismic Resistance and Design of Steel-Framed Houses, Nippon Steel Technical Report No. 79, pp. 7-16, 1999
- 12) (社) 日本鉄鋼連盟 薄板軽量形鋼造委員会: 薄板軽量形鋼造建築物/設計の手引き, 2002 年 6 月, 技報堂出版

[2018 年 1 月 23 日原稿受理 2018 年 4 月 10 日採用決定]