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

せん断剛性と大変形時挙動

SHEAR RESISTANCE MECHANISMS OF HIGH-PANELIZED SHEET WALLS WITH BURRING HOLES

Shear stiffness and large deformation behavior

河合良道^{*1}, 藤内繁明^{*1}, 海原広幸^{*2}, 佐藤篤司^{*3}, 小野徹郎^{*4}Yoshimichi KAWAI, Shigeaki TOHNAI, Hiroyuki KAIBARA,
Atsushi SATO and Tetsuro ONO

High-panelized shear walls are employed in flat-buildings in seismically active regions. The walls that receive in-plane shear force allow shear stress to concentrate in intervals between the burring holes. Experiments and analyses showed that the values of shear stiffness without bending effects of 3.53~4.53-m-height walls were almost same and gradually decreasing according to the deformation increasing. The values of ultimate strength of the walls were also almost same, using cross-rails which were installed at equal pitches. Design values were estimated by the tension fields between the holes. The formulas of the allowable and ultimate strength were developed using the mechanisms.

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

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

1. せん断剛性低下を考慮した設計式のハイパネル壁への応用

ハイパネルバーリング孔付き鋼板耐力壁は、3.53~4.53m の鋼板を面材とし当該面材の縦方向に一系列のバーリング孔を設け、面材外周をドリルねじにて矩形フレームに接合したパネル壁であり、一般高さ 2.73m に対し 1.3~1.7 倍の高さとした壁である^{1)~6)}。バーリング孔は鋼板に予めあけた小径孔を冷間プレス成形にて拡げ、外周に一方方向に突出するリブを設けた大径孔であり、建設現場での配管用孔開けを不要にでき、リブを壁内に向けて表面を平滑にしているため仕上げ材を簡単に取付けできる。著者らは、当該壁の実験・解析を行い、初期剛性・耐力や終局時安定性を確認し、せん断座屈耐力評価式を応用した許容・終局耐力設計式を提案^{3)~6)}して、当該壁を、事務所、保育施設、店舗、倉庫等の高天井の建物に適用してきた(Fig.1)。

一方、筆者らは一般壁高さ 2.73m のバーリング孔付き鋼板耐力壁の実験結果³⁾を再度分析し、面材板厚を変数とした実験を追加して、壁のせん断剛性が変形の初期段階から低下することを明らかにし、メカニズムの構築ならびに許容・終局耐力設計式の修正¹²⁾を行ってきた。前報¹⁾では、面内せん断荷重下の壁において、上下隣り合うバーリング孔を斜めに結ぶ引張力(斜張力)が孔間平板部にて卓越し、壁変形が進むとともに当該斜張力の分布帯幅が徐々に狭くなるメカニズムを示した。前報²⁾では、水平補剛材の設置間隔を短くすることにより終局耐力が高くなる挙動について、再度分析を行い、面材上の上記斜張力と、孔部および孔周辺の抵抗力ならびに水平補剛材

による縦枠拘束力の釣合いメカニズムを提案した。これまで、面材の孔間平板部のせん断座屈挙動とみなして構築した設計式を、孔間の斜張力を用いた上記の力の釣合いに基づく設計式に修正した。

本論文では、論文³⁾に示したハイパネル壁(高さ 3.53~4.53m)の実験結果から、壁高さによる曲げの効果を除いた壁挙動を、新たに分析対象とし、前報¹²⁾に示した設計式を応用して、ハイパネル壁用の許容・終局耐力設計式の修正を行う。具体的には、変形の初期段階から壁のせん断剛性の変化を明確にし、さらに、壁の変形角 1/200 以降の終局時挙動も明らかにする。最後に、壁高さによる曲げの効果を含めたハイパネル壁の許容・終局耐力設計式を示す。なお、今回対象としたハイパネルは、論文³⁾にもとに水平補剛材の設置間隔をハイパネル全壁ほぼ同じにし、終局耐力をほぼ同じにした壁である。

Fig.1 High-panelized sheet walls with burring holes (height: 4.53 m)

^{*1} 日本製鉄 主幹・工修^{*2} NSハイパーツ 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

Senior Manager, Nippon Steel Corp., M.Eng.

Manager, NS Hi-Parts Corp., M.Eng.

Assoc. Prof., Nagoya Institute of Technology, Dr.Eng.

Prof. Emeritus, Nagoya Institute of Technology, Dr.Eng.

2. 壁の面内せん断抵抗の再分析(面内せん断繰返し载荷試験)

論文⁵⁾において、壁高さを変数としたハイパネル壁を試作し面内せん断実験をしている。実験内容と結果を再掲し、再分析を行う。

2.1 ハイパネルバーリング孔付き鋼板耐力壁の試験体と実験概要

試験体は200mm径のバーリング孔を1列@320mmに設けた溶融亜鉛-アルミニウム-マグネシウム合金めっき鋼板(JISG3323 SGMC400, 0.455m×3.53, 4.03, 4.53m)の面材2枚をドリルねじ径4.8mmにて縦枠stud・横枠trackに接合した仕様である(Fig.2,3)。バーリング部は曲率10mmのリブと幅5mmの円筒からなる。両端縦枠は上階からの鉛直力を考慮し角形鋼口-75x75x2.2×2本の溶接に、リップ溝形鋼C-150x75x15x3.0をドリルねじ接合した組立材である。中央縦枠はC-150x44.5x12x2.2×1本である。水平補剛材cross-rail [C-110x50x2.2は3孔毎に設置され、上下端にて調整(2~4孔)される。Fig.3のTension load connectorにより試験体下部をアンカー固定し、試験体上部にジャッキを取付け(Fig.4)、変形角(±1/450~±1/30)毎に3回繰返となるよう片持ち形式の载荷試験とした。壁上下部以外は、面外の変形拘束はなく、すべての変形や回転が自由である。壁の変形角は変位計を用いてアンカー部の浮上りを減じた値⁷⁾とした。鋼材・部材の機械的特性・規格と断面形状・寸法をTable 1に示す。なお、試験体数は壁高さ3仕様×N数3の計9体である。

2.2 実大ハイパネル耐力壁の漸増繰返し载荷時の挙動(再分析)

高さ3.53m, 4.03m, 4.53mの壁のせん断荷重-変形角関係は、初期の高剛性が、変形が進むにしたがい低下する様相を示す(Fig.5i~iii)。繰返し载荷によりスリップ挙動がみられ、繰返し2回目では荷重が低下するが履歴ループは安定している。壁挙動の写真では、変形角1/200まで面材上に変形はみられないが、1/150において孔間平板部に凹凸が表れ、1/100にて隣接孔を斜めに結ぶ皺が発生している。バーリング孔により複数孔を跨ぐ撓みは抑制されている。1/50では孔が変形して皺が顕著となり、全壁で同様の局所変形が生じている。なお、Fig.5iiの高さ4.03mの壁は水平補剛材の設置間隔が(2~3孔)であり他壁(3~4孔)に比べ短いことから、終局耐力は若干高くなる。

Fig.6a~cにFig.5のせん断荷重-変形角関係の包絡線(各繰返しサイクル時荷重最大値を結んだ線)を示す。Fig.6aは変形角±1/30の範囲の挙動を示しており、壁高さに関係なくほぼ同じ挙動を示す。論文⁵⁾では、変形角1/200付近を比例限とするバイリニア線に近似できるとしたが、Fig.6bの変形角±1/200の範囲を拡大すると、前報¹²⁾と同様に壁の変形に伴う剛性低下がみられる。Table 2に正側と負側の変形角 γ 時のせん断荷重の平均値を示す。ここでは、試験体組立てや装置組込み時の正負変位ゼロ点のずれを鑑みて正負の平均値とした。壁が高くなるに従い、曲げ変形の割合が大となるため、同一変形角時のせん断荷重は低くなり、高さ4.53m壁は3.53mの壁に比べて10%程度低下する。そこで、式(1)により曲げ変形を除いた変形角 γ_s を計算し、Fig.6cに壁のせん断荷重と変形角 γ_s (黒色線)の関係を示し、Table 3に γ_s 時のせん断荷重の正負平均値を示す。

$$\gamma_s = \gamma - 2 \cdot Q \cdot H^2 / (3 \cdot E \cdot A_s \cdot W_s^2) \quad (1)$$

γ_s は壁のせん断変形角(曲げによる変形角を除く)、 γ は壁の頂部の水平変形を壁高さにて除した変形角、 Q は壁頂部に作用する荷重、 H は壁高さ、 E はヤング係数、 A_s は両端縦枠の断面積(=2280mm²)、 W_s は両端縦枠間の幅(両端縦枠の図心と図心の間隔=782.6mm)である。

Fig.2 4.53m height wall and sectional view of studs, sheets, cross rails

Fig.3 3.53 & 4.03m height walls and tension load connectors

Fig.4 Setup figure and loading cycles of In-plane shear wall test

Table 1 Mechanical properties and specifications of specimens

Member	Standard	Size and mechanical properties
Steel sheet with burring holes	JIS G3323 SGMC400	Width: 455mm x Length: 3530, 4030, 4530 mm Thickness: 1.22mm(w/ coating), 1.18mm(w/o coating) Yield stress: 332N/mm ² ; Tensile strength: 428N/mm ² Elongation: 35%
Studs		Both ends: BOX-75x75x2.2, two members + C-150x75x15x3.0 Center: C-150x44.5x12x2.2
Tracks		[155x40x2.2
Cross-rails		[110x50x2.2
Drilling screws	JIS B1055	Diameter: 4.8 mm; Length: 19 mm
Anchor bolts	JIS B1180	Diameter: 36 mm; Nominal strength: 880 N/mm ²

(i) Shear wall (height: 3.53m),

(ii) Shear wall (height: 4.03m),

(iii) Shear wall (height: 4.53m),

Fig.5 In-plane shear load–story angle relations and photos of specimens under each story angles (wall height=3.53, 4.03, 4.53m)

(a) Story angle b/w -1/30~+1/30

(b) Story angle b/w -1/200~+1/200

Fig.6 Envelope-curves of In-plane shear load–story angle relations by experiments

Fig.6c の黒色線と Table 3 では、壁高さに関係なくせん断荷重の正負平均値はほぼ一致する。前述のように、水平補剛材間隔は全壁において 3 孔毎を標準とし、壁上下端の調整代として 2 孔や 4 孔との若干の違いがあるものの、全壁ともに壁の変形角 1/200 以降の終局時においても、せん断荷重は同じように漸増している (Table 3)。

Table 2 Shear load at 1/600~1/100 story angle w/ bending effect

Wall height	Shear load [kN] at story angle γ :									
	1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30
3530 mm	17.1	20.1	24.2	27.5	29.7	31.2	32.3	34.3	36.1	40.6
	17.1	20.0	23.6	26.9	29.1	30.7	32.0	34.1	36.2	39.1
	17.1	20.0	23.6	26.8	29.0	30.7	31.9	34.3	36.3	38.8
4030 mm	16.2	20.4	23.5	26.3	28.0	29.5	31.0	34.0	37.4	41.3
	16.8	20.7	24.2	26.8	28.7	30.3	31.7	34.7	37.8	41.7
	16.8	20.5	23.9	26.7	28.4	30.0	31.4	34.3	37.1	41.3
4530 mm	14.7	18.1	22.7	26.1	28.1	29.7	30.6	32.3	33.6	37.0
	15.1	18.2	22.4	26.0	27.8	29.2	30.3	32.2	34.1	36.8
	15.1	18.3	23.6	25.8	27.9	29.2	30.3	32.4	34.6	37.7

Table 3 Shear load at 1/600~1/100 story angle w/o bending effect

Wall height	Shear load [kN] at story angle γ :									
	1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30
3530 mm	20.3	23.0	25.8	28.8	30.5	31.9	32.9	34.9	36.6	40.8
	20.1	22.4	25.1	28.2	30.0	31.5	32.6	34.8	36.6	39.2
	20.1	22.3	25.3	27.9	30.0	31.4	32.6	34.7	36.7	38.9
4030 mm	21.3	23.0	25.3	27.4	29.0	30.6	32.1	34.8	38.0	41.6
	21.8	23.7	25.9	28.1	29.8	31.3	32.8	35.5	38.4	41.9
	21.6	23.4	25.8	27.8	29.5	31.0	32.5	35.1	37.7	41.7
4530 mm	20.2	22.6	25.4	27.8	29.5	30.5	31.4	32.8	34.0	37.4
	19.8	22.3	25.3	27.6	29.0	30.1	31.1	32.9	34.6	37.0
	19.9	22.5	25.0	27.6	29.0	30.2	31.3	33.2	35.2	37.9

3. 壁のせん断抵抗挙動の分析 (解析によるメカニズム分析)

3.1 壁全体の挙動とバーリング孔間の挙動の関係分析

実験における複雑な挙動に対し FEA(MSC.MARC2014.0)を用いて力の流れや変形状態を分析する。解析モデル (Fig.7) は Fig. 2~4 を模擬し、バーリング孔付き鋼板面材をシェル要素 (Fig.7a) に、応力歪関係を 0.2% オフセット降伏応力度が JISG3323 SGMC400 の降伏応力度 295 N/mm² のラウンドハウス型 (Fig.7b) に、面材と縦枠・横枠を結合するドリルねじ接合をバネ要素 (Fig.7c)⁹⁾¹⁰⁾ に設定した。枠材は、組立材・単材の断面性能を有する弾性材として、すべての枠材端部をピン接合とした。水平補剛材は、端部偏心接合を考慮し部材長 1/1000 撓みの 2 次スプライン曲線の初期不整をもつ弾性材とした。骨組み下部両端の接合点は全方向の変位と x, y 方向の回転を拘束 ($\delta_x = \delta_y = \delta_z = \theta_x = \theta_y = \theta_z = 0$) とし、骨組み上部両端の接合点は z 方向変位と x, y 方向回転を拘束とし、壁上下端以外の変位・回転は自由とした。上部横枠に強制変位を加える片持ち形式の漸増載荷解析を行った。

FEA 結果 (Fig.8a 黒線) と実験結果 (同灰色線) を比較する。FEA 結果は壁の変形が進むに従い剛性が低下する挙動を再現している。実験に比べ初期剛性が低い要因は、実験の Tension load connector による縦枠下部の半剛接合 (Fig.3) に対し、FEA のピン接合が考えられる。FEA による壁のせん断荷重と、変形角 γ ($\pm 1/200$ 範囲) の関係を Fig.8b 灰色線に、曲げ変形を除いた変形角 γ_s との関係を同図黒色線に示す。変形角 γ および γ_s 時のせん断荷重値を Table 4, 5 に示す。曲げ変形を除いた場合 (Fig.8b 黒色線、Table 5)、壁高さに関係なくほぼ同じ挙動となり、壁変形の初期段階から剛性低下がみられる。

次に、壁全体の挙動と孔間の挙動との関係を分析する。Fig.9 に、壁高さ 3.53m, 4.03m, 4.53m の壁の変形角 1/300, 1/200, 1/100 時における各孔間の変形角を比較して示す。孔間に付した番号 1~12 の上下の孔の孔中心を結ぶ線と鉛直軸との角度を孔間の変形角とし、当該変形角を壁の左側・右側面材に分けてグラフ (横軸: 変形角) 上に示している。壁の変形角 1/300, 1/200, 1/100 時では、各孔間の変形角はほぼ同じである。実験結果 (Fig.5) も各壁の全孔間はほぼ同じ挙動であることを示しており、以降では、孔間の変形角と壁の変形角がほぼ同じと仮定し、孔間を抜き出して、力の流れや変形挙動を分析する。壁の上下端近傍において、壁右側面材では上端変形角大、下端変形角小となり、壁左側面材では上端変形角小、下端変形角大となる。壁上下端では、壁の対角に向かう力の流れ (今回は壁の左下端 ~ 右上端) が大きくなり、近傍の孔間変形が大きくなると考えられる。

Fig.7 FEA model of wall, elements & connections and the properties

Table 4 Shear load at each story angle with bending effect by FEA

Wall height	Shear load [kN] at story angle γ :			
	1/600	1/300	1/200	1/100
3530mm	13.90	21.54	24.96	30.92
4030mm	13.34	21.29	24.94	31.33
4530mm	12.53	20.54	24.01	30.01

Table 5 Shear load at each story angle without bending effect by FEA

Wall height	Shear load [kN] at story angle γ_s :			
	1/600	1/300	1/200	1/100
3530mm	16.04	22.86	25.81	31.55
4030mm	15.91	23.04	26.14	32.26
4530mm	15.73	22.60	25.48	31.05

Fig.8 Shear load-story angle relations by FEA

Fig.9 Story angle comparison of whole walls & intervals b/w holes

3.2 面材上の応力分布とせん断剛性低下のメカニズム分析

壁の変形初期における、変形に応じてせん断剛性が低下する挙動を分析する。面材上の力の流れと変形をみることを目的に Fig.10,11 に高さ 3.53m と 4.53m の壁の主応力ベクトルと変形(1.0 倍)を示す。

Fig.10 Principal stress and deformation (x1.0) [H=3530mm]

Fig.12 Intermediate principal stress & deformation (x1.0) [H=4530mm]

Fig.2,3 の壁左側面材の下から 2,3 番目の孔周辺を抜き出し、リブの状態がわかるよう視点を斜め手前に置いた図である。Fig.10a,11a は、壁の変形角(曲げ変形を除く。以降、同じ。)が 1/1000 時の最大主応力(絶対値が最大の主応力 Major principal value of global stress)を示す。最大主応力は孔周辺の平板上に広く分布し、孔間を左下から右上に結ぶ向きに加え、左上から右下を結ぶ向きのベクトルも存在している。壁の変形角 1/300 時(Fig.10b,11b)では、最大主応力は、孔間の左下から右上向きの力が卓越し、その分布範囲は、狭くなる。左上から右下を結ぶ向きのベクトルはほぼ消失している。パーリング孔や孔周辺には、大きな変形はみられない。Fig.12a,b に、高さ 4.53m 壁を対象として変形角 1/1000 時と 1/300 時の中間主応力(Intermediate principal value of global stress)と変形(1.0 倍)を示す。中間主応力の一部は、面外(面材の板厚方向)のパーリングリブが突出する方向に流れている。面材の片側に突出するパーリングリブによる面材の板厚方向の非対称形により、面材平面外方向へ力が生じ、当該面外力により、Fig.13 に示す面外変形が生じている。Fig.13a,b は、高さ 4.53m 壁の変形角 1/1000 時と 1/300 時の面外変形のコンター図と変形図(倍率 1.0)である。Fig.12a,b の中間主応力の面外方向と同方向の変形を表している。Fig.11b と Fig.13b を比較すると、最大主応力が卓越する孔間左下から右上を結ぶ範囲は面外変形が小さく、ほぼ同一平面上にある。一方、最大主応力が小さい範囲は面外変形が大きくなることがわかる。前報¹²⁾と同様に、ハイパネル耐力壁においても、面外方向の力と変形が生じ、壁の変形初期段階から、せん断座屈後挙動と類似の引張側斜め方向力(以下、斜張力。)の挙動に移行したと考えられ、当該斜張力の幅が壁の変形に応じて狭くなることが、壁の剛性低下の要因の一つと仮定している。

Fig.11 Principal stress and deformation (x1.0) [H=4530mm]

Fig.13 Contour of out-of-plane deformation (x1.0) [H=4530mm]

3.3 壁の変形初期におけるせん断剛性低下のモデル化と設計式

ハイパネルパーリング孔付き鋼板耐力壁のせん断挙動において、面材の孔間に伝達される斜張力と、孔部およびその周辺との力の釣合いメカニズムについて、前報¹²⁾と同様に、最大主応力の方向・範囲を斜張力として単純化したモデル(Fig.14)を仮定する。同機構はプレートガーダーのせん断力を受ける桁を対象に Basler 等が展開しており、斜張力帯として、板厚の 50 倍(50*t*)の一定幅とする方法が土木学会鋼構造委員会「屈曲設計ガイドライン 2005 年版」等に纏められている¹¹⁾¹²⁾。面内せん断力が作用する平板部においてせん断座屈後に斜張力が生じる仮定が単純化された手法であるが、ハイパネル耐力壁では、鋼板面材上の孔や板厚方向に突出するパーリング部の非対称形のため、面外方向の力と変形が生じ、壁の変形初期段階から、せん断座屈後挙動と類似の斜張力の挙動に早期に移行したと考えられることから、斜張力帯の考えを踏襲することにした。Fig.14 では、斜張力は上下のパーリング孔のリブ外周を斜めに結ぶ線上(リブ外周の接線上)にあるとし、斜張力の水平成分は孔部と周辺部による圧縮抵抗力(Fig.14 では簡略のため孔部抵抗力としてモデル化。面材への作用力 $Q/2$ と同じ。)に釣合うとする式(2)。孔間斜張力の帯幅の鉛直投影幅 $\alpha \cdot w_0$ (以下、帯幅 $\alpha \cdot w_0$ 。式(3)から導出)を設定する。式(2)(3)は前報¹²⁾と同じ式としている。

$$Q/2 = E \cdot (\alpha \cdot w_0) \cdot t \cdot \sin^3 \theta \cdot (\beta \cdot r / L) \cdot \gamma_s \quad (2)$$

$$\alpha \cdot w_0 = \{2.4 \cdot [(\gamma_s - 0.006) \cdot 10^3]^2 + 40\} \cdot t \quad (3)$$

$Q/2$ は面材 1 枚に作用する水平力、 E はヤング係数、 w_0 は孔間幅(リブ含まない)、 α は式(3)の係数、 t は板厚、 r は孔半径(リブ含む)、 β は孔ピッチと r の比率、 θ は斜張力作用線と鉛直軸との角度である。斜張力の作用線は上下孔リブ外周を斜めに結ぶ接線、 L は $\beta \cdot r / \cos \theta$ 、 γ_s は壁の曲げ変形を除いた変形角である。壁の変形角と孔ピッチ $\beta \cdot r$ 間の変形角が相似になると仮定し $\gamma_s = \delta / (\beta \cdot r)$ と設定した。 δ は孔ピッチ $\beta \cdot r$ 間の水平変位である。単体壁の水平力は $Q/2 \cdot 2 = Q$ である。

帯幅 $\alpha \cdot w_0$ 値が壁の変形に伴い変動する状況について分析を行う。式(3)に Table 3 の実験による壁の変形角毎のせん断荷重値(正負載荷の平均値)を代入した帯幅 $\alpha \cdot w_0$ 値と、壁の変形角(式(1)により曲げ変形を除いた値)の関係を Fig.15a に示す。 $\alpha \cdot w_0$ 値は、屈曲設計ガイドライン¹¹⁾が示す板厚 50 倍(50*t*)の一定幅ではなく、壁の変形角が大になるとともに低下し、変形角 1/200 に近づくに従い一定値に収束する様相を示す。Fig.15a は、Fig.6c の壁の変形に伴う剛性低下の挙動を反映している。50*t* の板厚比例¹¹⁾を踏まえ、 $\alpha \cdot w_0 / t$ 値に整理し、壁の変形角との関係を Fig.15b に示す。式(3)による算定値を Fig.15b 上にプロットする。式(3)は、変形角 6/1000、 $\alpha \cdot w_0 / t = 40$ が底の 2 次曲線であり、変形角 1/200 付近の $\alpha \cdot w_0$ が 40*t* 近傍に収束する状況を再現している。変形角 1/600 付近において実験結果との乖離がみられるが、設計値評価に重要となる変形角 1/300、1/200 近傍での整合性と、前報¹²⁾と同じ設計式とすることの実務での便宜性を優先し、式(3)をそのまま用いることにした。Fig.16 と Table 6 に実験結果(Fig. 6c 黒色線と同じ)と、式(2)による Q 値を比較して示す。式(2)は実験結果をよく近似している。なお、式(2)(3)の適用範囲は、前報¹²⁾の範囲に加え、Fig.2,3 の壁の変形角 1/200 以下としている。

Fig.14 Stress and deformation model (story angle $\leq 1/200$)

(a) $\alpha \cdot w_0$ and story angle relations (b) $\alpha \cdot w_0 / t$ and story angle relations
Fig.15 Width of the tension field $\alpha \cdot w_0$ and the ratio of $\alpha \cdot w_0$ & thickness t

Table 6 Comparison of shear load by experiment and Eq.(2)

Shear load [kN]	Experiment(+side, -side)		Eq.(2)	
	Story angle γ_s		1/300	1/200
Wall height 3530mm	26.8	-25.5	29.2	-28.4
	25.6	-24.7	28.6	-27.9
	25.8	-24.8	28.5	-27.3
Wall height 4030mm	27.1	-23.6	29.0	-25.8
	27.7	-24.1	29.7	-26.4
	27.1	-24.5	29.0	-26.7
Wall height 4530mm	26.0	-24.7	28.5	-27.1
	25.3	-25.3	27.6	-27.5
	25.5	-24.5	27.9	-27.4

Fig.16 Comparison of shear load by experiment and Eq.(2)

4. ハイパネル耐力壁の終局時挙動の分析と設計式

4.1 壁の変形角 1/200 以降の挙動(解析によるメカニズム分析)

ハイパネルパーリング孔付き鋼板耐力壁の変形角 1/200 以降のせん断挙動について、面材に加え、面材と縦枠の接合部の力の流れ、変形の状態を分析してメカニズムを明らかにし、設計式を構築する。Fig.17a に、高さ 4.53m 壁の変形角 1/100 時の面材上の力の流れと変形をみることを目的として、最大主応力と変形(倍率 1.0)を示す。孔部の状態がわかるように視点を斜め手前に置いている。変形角 1/100 は壁が十分に変形したときの挙動の代表として選択している。最大主応力(Major principal value of global stress)は、孔間を左下から右上を結ぶ向きにあり、上下孔のリブ外周の接点を斜めに結ぶ線上に集中している。パーリング孔部や孔部周辺には変形がみられるが、孔を跨ぐような面材全体の大きな変形には至っていない。孔リブの一部が局所的に降伏応力度 295N/mm^2 を超えるものの、孔間の左下から右上の向きの力の大部分は弾性域にあることもわかる。Fig.17b に、変形角 1/100 時の中間主応力(Intermediate principal value of global stress)と変形(倍率 1.0)を示す。Fig.12ab と同様に、中間主応力の一部は、面外(面材の板厚方向、パーリングリブの突出方向)を向いている。面材は、片側突出となるパーリングリブにより板厚方向に非対称形となり、面外力が生じ、Fig.13ab に示した変形がそのまま、Fig.17c に示す面外変形へ拡大していることがわかる。Fig.17a と Fig.17c を比較すると、最大主応力が卓越する孔間左下から右上を結ぶ範囲は面外変形が小さく、ほぼ同一平面上にある。一方、最大主応力が小さい範囲は面外変形が大きくなることわかる。

次に、面材と縦枠間の力の流れについて分析する。Fig.18 は、壁の変形角 1/300, 1/200, 1/100 時において、鋼板面材の左右両端と縦枠を接合するドリルねじ接合部の 1 本毎(@50mm)に伝達される水平方向のせん断力を比較したグラフである。同グラフでは、壁内の同じ高さのドリルねじ接合(4箇所)の絶対値の平均を示している。ドリルねじ接合部のせん断力は、孔間の左右にあるものに比べ、孔の左右 (Fig.14 の孔部の圧縮抵抗力の作用線上)にあるものに 2 倍近く多く流れている。壁の高さに関係なく、壁の変形角が大きくなるに従い、当該接合部のせん断力は大きくなり、変形角 1/100 時ではさらに大きくなる(Fig.18ab)。Fig.19 に、壁のせん断荷重と、Fig.18 の面材と縦枠のすべてのドリルねじ接合部のせん断力の平均値の関係を示す。ドリルねじ接合部の平均せん断力は、壁の高さに関係なくほぼ同じであり、壁の変形角 1/200 以降で大きく増加している。壁の変形に伴い、Fig.14 のモデルの斜張力が大きくなり、斜張力の水平成分との釣合いを保持した孔と周辺の圧縮抵抗が耐えられなくなり、不足分を、孔の左右に位置するドリルねじ接合部の水平方向せん断力が補完している。壁の変形角 1/200 以降の挙動は、前報¹²⁾と同様に、面材、ドリルねじ接合部、縦枠材ならびに水平補剛材の連成挙動となるとして、以下にて力の釣合いメカニズムをモデル化する。

4.2 壁の変形角 1/200 以降のせん断抵抗メカニズムのモデル化

Fig.14 の力の釣合いからさらに壁の変形が進み、Fig.20 の孔間斜張力と孔と孔周辺の圧縮抵抗力 $Q_d/2$ に加え、面材と縦枠のドリルねじ接合部群のせん断力 $2k\delta_i/2$ との釣合いを仮定する。この $2k\delta_i/2$ は、水平補剛材による縦枠の拘束から生じるものであり、Fig.18 のドリルねじのせん断荷重が孔部左右にて大となる様相を考慮して、孔 1 個毎のドリルねじ群の力として孔間の側面にあらわしている。

(b) Intermediate principal stress (c) Contour of antiplane deformation
Fig.17 Principal stress & deformation (story angle: 1/100) [H=4530mm]

(a) H=3530mm (b) H=4530mm
Fig.18 Mean value of shear force at same height screw connections

Fig.19 Mean shear force at screw and wall shear load relations

なお、斜張力の垂直成分は、ドリルねじ群の力の垂直成分と釣合う。

Fig.21 に示すように、縦枠の水平方向の拘束効果は、水平補剛材と壁上下端の横枠により発揮されるものとし、水平補剛材や横枠が負担する孔数は、隣接する水平補剛材や横枠との中間までの範囲とする。高さ 4.53m の壁(Fig.2)を用いて算定例を示す。中央の水平補剛材は、上部の水平補剛材との中間までの 1.5 孔分と下部の水平補剛材との中間までの 1.5 孔分の計 3.0 孔分の水平力を負担する(Fig.21 と同じ)。上部の水平補剛材は、上部の横枠との中間までの 2.0 孔分と中央水平補剛材との中間までの 1.5 孔分の計 3.5 孔分の水平力を負担する。上部の横枠は Fig.2 の上部に残る 2.0 孔分とさらに横枠の上部に 2.0 孔分があると仮定し 4.0 孔分を負担する。下側も同様に算定し、壁全体で平均 3.3 孔分を 1 本の水平補剛材や横枠が負担すると仮定した。同様に Fig.3 の高さ 3.53m 壁では平均 3.375 孔分の負担とし、高さ 4.03m 壁では平均 2.7 孔分の負担と仮定した。

4.3 ハイパネル耐力壁の変形角 1/200 以降の設計式

壁の変形角 1/200 以降の力の釣合いモデル(Fig.20)にもとづき、前報¹²⁾と同様に、せん断荷重を算定できる設計式を提案する。孔および孔周辺の圧縮抵抗力の限界値 $Q_d/2$ は変形角 1/200 時の荷重値(式(2)(3)に変形角 1/200 を代入した $Q/2$ 値)として設定した(式(4)(5))。斜張力の帯幅の限界値も同様に、変形角 1/200 時の帯幅とし、 $\alpha_a \cdot w_0$ (式(3)に変形角 1/200 を代入した $\alpha \cdot w_0$ 値)として設定した(式(5))。壁の変形角 1/200 以降の設計式(下記の式(4)~(10))の $Q_d/2$ と $\alpha_a \cdot w_0$ と変形角 1/200 以前の設計式(式(2)(3))の $Q/2$ と $\alpha \cdot w_0$ を変形角 1/200 において同一値とすることにより式(2)~式(10)を連続させている。

$$\frac{Q_a}{2} = E \cdot (\alpha_a \cdot w_0) \cdot t \cdot \sin^3 \theta \cdot \left(\beta \cdot \frac{r}{L} \right) \cdot 0.005 \quad (4)$$

$$\alpha_a \cdot w_0 = \{2.4 \cdot [(0.005 - 0.006) \cdot 10^3]^2 + 40\} \cdot t \quad (5)$$

$Q_d/2$ は面材 1 枚の孔および孔周辺の水平方向圧縮抵抗力、 α_a は式(5)による係数である。孔および孔周辺の圧縮抵抗力 $Q_d/2$ と、縦枠によるドリルねじ接合部群のせん断力 $2k \cdot \delta_1/2$ の合力が、孔間の斜張力の水平成分 $Q_u/2$ と釣合うとして、式(6)を設定し式(7)の δ_1 に整理する。

$$Q_u/2 = Q_a/2 + 2 \cdot k \cdot \delta_1/2 \quad (6)$$

$$\delta_1 = (Q_u/2 - Q_a/2)/k \quad (7)$$

$2k$ 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、 $\delta_1/2$ はドリルねじ接合部のすべり(面材と縦枠の相対変位)としてモデル化した。3.1 節 Fig.9 に示したように、孔ピッチ間の変形角が壁全体の変形角 γ_s (曲げ変形除く)と同じになると仮定し、斜張力による水平方向の変形成分 δ_2 (式(8))と面材と縦枠の相対変位 $\delta_1/2$ の左右分累加の水平変形($=\delta_1$)の合計 $\delta=\delta_1+\delta_2$ を、孔ピッチ $\beta \cdot r$ で除した値が壁の変形角 γ_s になるとした(Fig.20, 式(9))。式(9)を壁の変形角 1/200 以降のせん断力 Q_u として整理し、 Q_u の設計式(10)を導出する。

$$\delta_2 = \frac{(Q_u/2)/\sin \theta}{E(\alpha_a \cdot w_0) \cdot t \cdot \sin \theta} \cdot L/\sin \theta = \frac{(Q_u/2) \cdot L}{E(\alpha_a \cdot w_0) \cdot t \cdot \sin^3 \theta} \quad (8)$$

$$\frac{\delta}{\beta \cdot r} = \frac{\delta_1 + \delta_2}{\beta \cdot r} = \frac{(Q_u/2 - Q_a/2)/k + \frac{(Q_u/2) \cdot L}{E(\alpha_a \cdot w_0) \cdot t \cdot \sin^3 \theta}}{\beta \cdot r} = \gamma_s \quad (9)$$

Fig.20 Tension & compression model of a wall (story angle $\geq 1/200$)

Fig.21 Charged burring holes and stiffness of a cross rail

Fig.22 Comparison of shear load by experiment and Eq.(10)

Table 7 Comparison of shear load by experiment and Eq.(10)

Shear load [kN]	Experiment(+side, -side)		Eq.(10)	
Story angle γ_s	1/150	1/100	1/150	1/100
Wall height 3530mm	31.0	-30.0	33.7	-32.1
	30.4	-29.5	33.0	-32.2
	30.7	-29.3	33.4	-31.9
Wall height 4030mm	30.6	-27.4	33.9	-30.4
	31.5	-28.0	34.7	-31.0
	30.6	-28.4	33.8	-31.2
Wall height 4530mm	30.4	-28.6	32.5	-30.2
	29.5	-28.5	32.1	-30.1
	29.6	-28.4	32.3	-30.2

$$Q_u/2 = \frac{(\beta \cdot r) \cdot \gamma_s + (Q_a/2)/k}{1/k + L/(E \cdot (\alpha_a \cdot w_0) \cdot t \cdot \sin^3 \theta)} \quad (10)$$

$Q_u/2$ は面材 1 枚に作用する水平力(壁の変形角 1/200 以降)であり、Fig.2,3 の壁は面材 2 枚のため、水平力は $Q_u/2 \cdot 2 = Q_u$ となる(Fig.20)。バーリング孔 1 個に対応する左右ドリルねじ接合部群のばね剛性 $2 \cdot k$ は、水平補剛材の剛性と負担孔数から算定する。前報¹²⁾の設計法を踏襲して、水平補剛材 1 本当りの剛性は $2.87 \cdot t^2$ (kN/mm) に設定する。4.2 節に示したように高さ 4.53m の壁では、水平補剛材の平均負担孔数は 3.3 となり、ばね剛性 $2 \cdot k = (2.87 \cdot t^2)/3.3 \times 2 = 1.74 \cdot t^2$ (kN/mm) となる。同様に、高さ 3.53m の壁では、水平補剛材平均負担孔数 3.375、ばね剛性 $2 \cdot k = (2.87 \cdot t^2)/3.375 \times 2 = 1.70 \cdot t^2$ (kN/mm) となり、高さ 4.03m の壁では、水平補剛材平均負担孔数 2.7、ばね剛性 $2 \cdot k = (2.87 \cdot t^2)/2.7 \times 2 = 2.13 \cdot t^2$ (kN/mm) となる。なお、水平補剛材の剛性は、水平補剛材自体の軸剛性と縦枠の曲げ剛性および両部材の接合部の剛性、さらに、面材と縦枠のドリルねじ接合部の剛性を組合せた剛性となるが、ここでは、Fig.20, 21 の抵抗メカニズムのモデルとして、1 本の水平補剛材に代表させて簡略化している。

式(10)によるせん断荷重-変形角関係を、Fig.22 中の□(壁高さ 3.53 m)、◇(同 4.03m)、△(同 4.53m)に、壁の変形角 1/150 時と 1/100 時のせん断荷重値を Table 7 に示す。式(10)による値は、比較として示した Fig.22 の実験結果の包絡線と Table 7 の実験結果(曲げの効果を式(1)により除いた値)の近傍に位置しており、概ね、せん断荷重を予測できるといえる。なお、式(10)の適用範囲は、今回の高さ 3.53m~4.53m の壁の仕様(Fig.2,3)に限定されるものである。

5. ハイパネルバーリング孔付き鋼板耐力壁の設計式のまとめ

3.3 節では、壁の変形角 1/200 以前の設計式として式(2)(3)を、4.3 節では壁の変形角 1/200 以降の設計式として式(4)~(10)を展開した。ここでは、設計において有用な簡易表現として同式を再度集約する。曲げ変形を除いた壁の変形角 γ_s 時の設計式は式(11)(12)となる。なお、ハイパネル壁では、壁の全体変形に対する曲げ変形の割合が大きく(Fig.6c, Table 2,3)、実設計においては、2.2 節の式(1)を用いて曲げ変形を加えた γ を用いることから、当該計算式を併せて示す。

$$\gamma_s \leq 0.005$$

$$Q_{\gamma_s} = 2E\{2.4[(\gamma_s - 0.006)10^3]^2 + 40\}t^2 \sin^3 \theta \cdot \frac{\beta \cdot r}{L} \cdot \gamma_s \quad (11)$$

$$\gamma = \gamma_s + 2 \cdot Q_{\gamma_s} \cdot H^2 / (3 \cdot E \cdot A_s \cdot W_s^2)$$

$$\gamma_s > 0.005$$

$$Q_{\gamma_s} = 2 \cdot \left\{ \frac{(\beta \cdot r) \cdot \gamma_s + (E \cdot (\alpha_a \cdot w_0) \cdot t \cdot \sin^3 \theta \cdot \frac{\beta \cdot r}{L} \cdot 0.005)/k}{1/k + L/(E \cdot (\alpha_a \cdot w_0) \cdot t \cdot \sin^3 \theta)} \right\} \quad (12)$$

$$\gamma = \gamma_s + 2 \cdot Q_{\gamma_s} \cdot H^2 / (3 \cdot E \cdot A_s \cdot W_s^2)$$

ここで、 γ_s は壁のせん断変形角(曲げによる変形角を除く)、 Q_{γ_s} は面材 2 枚壁(Fig.2,3)の γ_s 時の水平力、 E はヤング係数、 t は板厚、 θ は斜張力の作用線(上下の孔リブ外周を斜めに結ぶ接線)と鉛直軸との角度、 r は孔半径(リブ含む)、 β は孔ピッチと孔半径 r の比率、 L は $\beta \cdot r / \cos \theta$ 、 α_a は式(5)による係数、 w_0 は孔間幅(リブ含まない)、 $2 \cdot k$ 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であり、4.3 節に示

す値である。壁の変形角と孔ピッチ $\beta \cdot r$ 間の変形角が相似になると仮定し $\gamma_s = \delta/(\beta \cdot r)$ を設定した。 δ は孔ピッチ $\beta \cdot r$ 間の水平変位である。 γ は壁頂部の水平変形を壁高さにて除した変形角(曲げ変形含む)、 H は壁高さ、 E はヤング係数、 A_s は両端縦枠の断面積(=2280mm²)、 W_s は両端縦枠間の幅(両端縦枠の図心と図心の間隔=782.6mm)である。

また、ハイパネル壁において水平補剛材の設置間隔は極めて重要であり、式(12)の k 値が壁の終局耐力を左右する。許容耐力の設定となる壁の変形角 1/300~1/200 の値から、終局耐力の設定範囲に近い 1/100 の値までせん断荷重が漸増となることを前提とし、今回の壁仕様では、水平補剛材を 3 孔毎程度に設置することが望ましい。

Fig.23 に、式(11)(12)による設計値(図中□(壁高さ 3.53m)、◇(同 4.03m)、△(同 4.53m))を示し、実験結果(曲げ変形を含む挙動)と比較する。Table 8 に、壁の変形角 $\gamma_s = 1/300, 1/200, 1/100$ の実験値(載荷時の正側負側の平均値)と設計値を比較する。表中の各実験値、各設計値の下部()内に曲げ変形を含む変形角 γ の値を併せて示す。設計値は実験値の近傍にあり、変形角もほぼ同じであることから、式(11)(12)はせん断荷重と変形角を予測できる。前報¹²⁾の設計法を、壁高さ 4.53m までのハイパネル壁に展開することで、壁の変形角 1/100 までのせん断荷重値を大凡推定できることを明らかにした。

Table 8 Comparison of shear load by experiment and Eq.(11),(12)

Shear load [kN]	Experiment (+mean value)			Eq.(11)		Eq.(12)
	1/300	1/200	1/100	1/300	1/200	1/100
Wall height = 3530mm Q_{γ_s} or Q (γ)	25.8 (1/245)	28.8 (1/171)	32.9 (1/91)	25.6 (1/245)	28.6 (1/172)	31.9 (1/92)
	25.1 (1/246)	28.2 (1/172)	32.6 (1/91)			
	25.3 (1/246)	27.9 (1/172)	32.6 (1/91)			
Wall height = 4030mm Q_{γ_s} or Q (γ)	25.3 (1/233)	27.4 (1/166)	32.1 (1/89)	25.6 (1/232)	28.6 (1/164)	32.6 (1/89)
	25.9 (1/232)	28.1 (1/165)	32.8 (1/89)			
	25.8 (1/232)	27.8 (1/165)	32.5 (1/89)			
Wall height = 4530mm Q_{γ_s} or Q (γ)	25.4 (1/220)	27.8 (1/158)	31.4 (1/87)	25.6 (1/219)	28.6 (1/157)	32.0 (1/87)
	25.3 (1/220)	27.6 (1/158)	31.1 (1/87)			
	25.0 (1/221)	27.6 (1/158)	31.3 (1/87)

Fig.23 Comparison of shear load by experiment and design value

6. まとめ

前報において一般壁高さ 2.73m のバーリング孔付き鋼板耐力壁を対象に修正した許容・終局耐力設計式を、高さ 3.53~4.53m のハイパネル壁に応用し、壁高さによる曲げの効果を除いた壁挙動を分析対象として、壁の変形初期から終局時のメカニズムを構築して、ハイパネル壁用設計式を修正した。以下に得られた知見をまとめる。

- 1) 壁が高くなるに従い曲げ効果が顕著にあらわれ、同一変形角時のせん断荷重が低くなる。曲げの効果を除いたせん断変形角とせん断荷重の関係は、壁高さに関係なく、同様の挙動を示した。
- 2) これまで、変形角 1/200 程度を比例限とするバイリニアに近似できるとした実験結果のせん断荷重・変形角関係について、再分析を行い、ハイパネルにおいても、壁変形の初期段階から変形に応じ壁のせん断剛性が順次低下することを明らかにした。
- 3) 有限要素解析による挙動分析を行い、壁の変形の初期段階から、鋼板面材上には上下孔を斜めに結ぶ引張力(斜張力)が卓越していることを明らかにした。面材の板厚方向に突出するバーリング部の非対称形により壁の面外方向の力ならびに変形が生じていることを示し、鋼板面材は、せん断座屈後挙動と類似の変形により斜張力の挙動へと早期に移行したものと仮定した。
- 4) 孔間の斜張力の帯幅が狭くなり、壁のせん断剛性が低下する挙動について Basler 等による斜張力帯の考えを参考に、抵抗メカニズムをモデル化した。斜張力の帯幅が壁の変形とともに低下し、板厚の 40 倍近傍に収束する設計式を提案した。
- 5) 変形角 1/200 以降の壁挙動について、面材と縦枠を接合するドリルねじ接合部に伝達される水平方向のせん断力を分析し、水平補剛材の効果により縦枠が拘束され、ドリルねじ接合部に流れる力は大きくなることならびに孔の側面に位置するドリルねじ接合部の力が大きくなることを明らかにし、モデル化した。
- 6) 面材上の斜張力の水平成分との釣合いを保持してきた孔部と孔周辺が抵抗できなくなり、不足分を側面のドリルねじ接合部の力が補完していると仮定し、斜張力とバーリング孔部および孔周辺の抵抗力ならびに水平補剛材や縦枠の拘束によるドリルねじ接合部のせん断力が釣合うメカニズムを仮定した。ハイパネルでは、水平補剛材の設置間隔を全壁ほぼ同じにすることにより、同程度の終局耐力となる関係を設計式に反映した。
- 7) 壁の初期変形から変形角 1/100 までの設計式と実験結果との整合性を確認し、曲げ変形を考慮した実務用の設計式にまとめた。

謝辞

ハイパネルバーリング孔付き鋼板耐力壁の開発推進にあたり NS ハイパーツ(株)／橋本伸一郎様に、壁の面内せん断実験にあたり NS ハイパーツ(株)／近藤誠様ならびに西澤穂浪様に、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) Kawai Yoshimichi, Tohnai Shigeaki, Tanaka Hiroshi, Sato Atsushi, Ono Tetsuro: Shear Resistance Mechanisms of Steel Sheet Walls with Burring Holes Shear Stiffness and Large Deformation Behavior, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of

AIJ), Vol. 84, No. 757, pp. 437-446, 2019. 3 (in Japanese)

河合良道, 藤内繁明, 田中浩史, 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 せん断剛性と大変形時挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 84 巻, 第 757 号, pp. 437-446, 2019. 3

- 2) Kawai Y., Tohnai S., Nishizawa H., Sato A., Ono T.: Effects of Cross-rails on Steel Sheet Walls with Burring Holes Shear Stiffness and Large Deformation Behavior, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 84, No. 763, pp. 1281-1291, 2019. 9 (in Japanese)

河合良道, 藤内繁明, 西澤穂浪, 佐藤篤司, 小野徹郎: バーリング孔付き鋼板耐力壁の水平補剛材の効果 せん断剛性と大変形時挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 84 巻, 第 763 号, pp. 1281-1291, 2019. 9

- 3) Kawai Y., Kondo M., Tohnai S., Sato A., Ono T.: Shear Resistance Mechanisms of Steel Sheet Shear Walls with Burring Holes and Effects of Cross Rails, Journal of Structural Engineering, Vol. 63B, pp. 553-562, 2017. 4

河合良道, 近藤誠, 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 回構造工学論文集, Vol.63B, pp. 553-562, 2017. 4

- 4) Kawai Y., Fujihashi K., Tohnai S., Sato A., Ono T.: Shear Resistance Mechanisms of Steel Sheet Shear Walls with Burring Holes and The Effect of Vertical Slits, Journal of Structural Engineering, Vol.64B, pp. 139-146, 2018. 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 回構造工学論文集, Vol.64B, pp. 139-146, 2018. 4

- 5) Kawai Y., Fujihashi K., Tohnai S., Sato A., Ono T.: Shear resistance mechanisms on high-panelized steel sheet shear walls with burring holes, AIJ Journal of Technology and Design, 24, 56, pp. 177-182, 2018. 2

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, pp. 177-182, 2018. 2

- 6) Kawai Y., Fujihashi K., Tohnai S., Sato A., Ono T.: Continuous High panelized Steel Sheet Shear Walls with Burring Holes and the Effect of Vertical Slits, AIJ Journal of Technology and Design, 24, 58, pp. 1041-1046, 2018. 10

河合良道, 藤橋一紀, 藤内繁明, 佐藤篤司, 小野徹郎: 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, 日本建築学会技術報告集, 第 24 巻, 第 58 号, pp. 1041-1046, 2018. 10

- 7) Kawai Y., Kanno R., et al: Seismic Resistance and Design of Steel-Famed Houses, Nippon Steel Technical Report 79, pp. 7-16. 1999

- 8) The Japan Iron and Steel Federation, Guide for Designing Cold-formed Steel Structures, Gihodoshuppan, Tokyo, 2002. 6

(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, 技報堂出版, 2002. 6

- 9) Azuma K., Takagi N., Senda H., Watanabe C., Karatsu T.: Application of Fastening System by Self-drilling Tapping Screws, Proceedings of constructional steel, Vol. 14, pp. 705-712, 2006. 11

東清三郎, 高木伸之, 千田光, 渡邊力, 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

- 10) Toriyama T., Sato A., Ono T., Okada H.: Screw Strength of Shear Lap Joint by Drill Srew Connections, Architectural Institute of Japan, Tokai, Vol. 51, pp. 217-220, 2013. 2

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ぎ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

- 11) Committee on Steel Structures, Japan Society of Civil Engineers: Guidelines for Stability Design of Steel Structures, Maruzen, Tokyo, 2005. 10

(社)土木学会 鋼構造委員会: 座屈設計ガイドライン 2005 年改訂版, 丸善, 2005. 10

- 12) Basler, K.: Strength of plate girders in shear, Proc. ASCE, 87, (ST7), 1961. 10

SHEAR RESISTANCE MECHANISMS OF HIGH-PANELIZED SHEET WALLS WITH BURRING HOLES

Shear stiffness and large deformation behavior

Yoshimichi KAWAI^{*1}, *Shigeaki TOHNAI*^{*1}, *Hiroyuki KAIBARA*^{*2},
Atsushi SATO^{*3} and *Tetsuro ONO*^{*4}

^{*1} Senior Manager, Nippon Steel 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.

High-panelized steel sheet shear walls with cold formed edge stiffened burring holes are applied to flat offices, stores, and warehouses in seismically active and typhoon or hurricane prone regions. A 3.53~4.53 m long × 0.455 m wide sheet containing the vertically aligned burring holes (dia.: 200mm) with a pitch of 320mm is hot-dip zinc–alumi–magnesium alloy-coated steel (nominal yield stress: 295N/mm², thickness: 1.2mm). The burring holes are created by cold pressing a sheet with small-radius holes and contain ribs (curvature radius: 10mm) and cylinders. The edges of the sheets are connected to studs and tracks using drilling screw (dia.: 4.8mm). The end studs are built-up members (□-75×75×2.2: two members + C-150×75×15×3.0) and connected to anchor bolts via tension load connectors. The cross-rails are [-110×50×2.2 and connected to studs to be designed to strengthen the bearing capacities. A configuration with burrs on the inside and smooth on the outside enables the construction of omitting the machining of holes for equipments and thinner walls with simplified attachments of finishings.

The shear load-story angle relations by in-plane shear experiments showed that the values of shear stiffness without bending effects of 3.53~4.53-m-height walls were almost same and gradually decreasing according to the deformation increasing. The values of ultimate strength of the walls were also almost same, using cross-rails which were installed at equal pitches. The walls that receive the in-plane shear force allowed shear stress to concentrate in intervals between the burring holes and showed no local deformations at story angles until 1/200. The walls at 1/100 story angles showed local waveforms created on the tangents in the intervals between the burring holes, and no large out-of-plane waveform which was effectively prevented by burring ribs.

Design methods for evaluating the allowable shear loads of the walls at story angles from zero to 1/200, are developed, using the idea of decreasing the band-width of the inclined tension field in the intervals between the edge-stiffened burring holes, which is like post shear buckling behavior that Dr. Basler proposed for plate-girder designs. The design formulas to evaluate the shear loads of the wall at story angle from 1/200 to 1/100 are also developed, using the idea of balanced forces between the horizontal components of the tension in an interval between the edge stiffened burring holes, the compressions of the resisted holes and the horizontal shear forces at a group of screw connections of the sheet and the stud, which are derived from preventing stud deformations by cross-rails.

(2019年6月6日原稿受理, 2019年11月1日採用決定)