

# 採光・通風が可能な耐震壁「3Q ダイアキャスト®を用いた 3Q-Wall®」の組積段数に関する適用範囲の拡張

穴 吹 拓 也

## Enlargement of Scope of Application on Wall Height of ‘3Q-Wall using 3Q Diacast’

Takuya Anabuki

### Abstract

‘3Q-Wall using 3Q Diacast’ is a retrofitting method for the construction of shear walls using hollow cast iron blocks and can both allow daylighting and ventilation. Conventionally, the wall height was restricted to no more than seven blocks height, this study achieved the increasing of the wall height. This improves the comfort of the space; however, it may fail owing to the out-of-plane deformation. Therefore, an evaluation method for the buckling strength of walls was experimentally verified. The reduction coefficient for wall strength was derived using finite element analyses. Consequently, the limited number of piled blocks was extended to 10 by revising the design method.

### 概 要

3Q ダイアキャスト®を用いた 3Q-Wall®工法は、鑄鉄製の中空ブロック（3Q ダイアキャスト）を組積・接着して、採光や通風が可能で室内空間の快適性を損なわない耐震壁を構築する耐震補強工法である。従来は壁の高さはブロックの組積段数 7 段を上限としており、本工法を適用するために壁の上下いずれかの梁の増打ちが必要となることがしばしばあった。ブロック組積段数に関する適用範囲の拡張は躯体増打ちを不要、あるいは工期・コストを低減すると共に、室内空間の快適性の向上に繋がるが、面外方向への壁の変形により安全性を損なう可能性がある。そこで、構造実験を行い壁板の面外座屈耐力評価式の本構造への適用性を確認した。また、非線形有限要素解析に基づき、ブロック組積高さに応じた耐力低減係数を新たに定義して設計法を改定し、ブロックの組積段数に関する適用範囲を最大 10 段まで拡張した建築技術性能証明を取得した。

### 1. はじめに

3Q ダイアキャスト®を用いた 3Q-Wall®工法は、ガイドスチールと称する鋼製枠を既存躯体の構面内に取り付け、鑄鉄製の中空ブロック（3Q ダイアキャスト）を組積・接着して、採光や通風が可能で室内空間の快適性を損なわない耐震壁を構築する耐震補強工法である（Fig. 1）<sup>1)</sup>。本工法は 2017 年に（一財）日本建築総合試験所の建築技術性能証明を取得し、これまでに約 100m<sup>2</sup>（構築した耐震壁の高さ×長さ）の施工実績を有している（Photo 1）。

3Q ダイアキャストには Photo 2 に示す 2 種類のブロックがあり、いずれもブロック幅（壁厚）は 91mm である。Fig. 2 に示すように、壁厚に対して壁の高さや長さが過大になると、壁板の面外方向に変形しやすくなり、倒壊（以下、面外座屈と称する）が生じる可能性がある。そのため、本工法では構築可能な壁の高さや長さに制限を設けて、過大な変形が生じないようにしている。2017 年の建築技術性能証明では、壁の高さに関してはブロックの組積段数で 7 段を上限とし、壁の長さ方向のブロック数は高さ方向のブロック数の 1～3 倍を適用範囲とした。

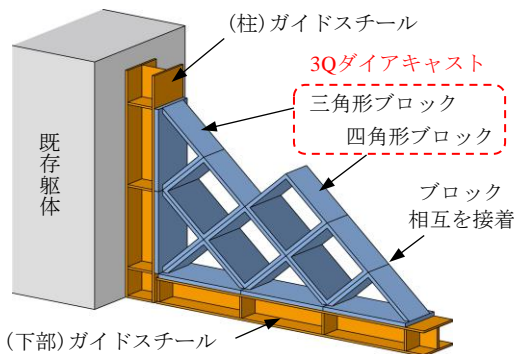


Fig. 1 3Qダイアキャストを用いた3Q-Wallの概要<sup>1)</sup>  
Composition of 3Q-Wall using 3Q Diacast

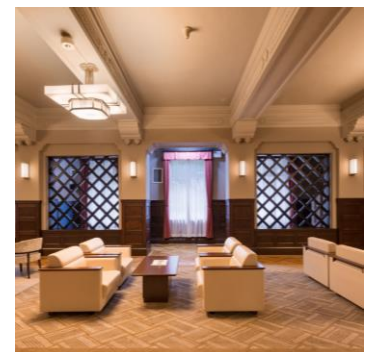
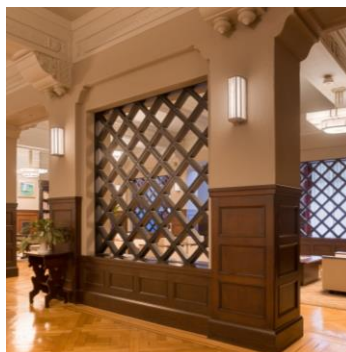


Photo 1 3Qダイアキャストを用いた3Q-Wallの適用例  
Example of 3Q-Wall using 3Q Diacast

高さ方向の組積段数に関する上限値は開発時の実験に用いた試験体の最大ブロック組積高さに基づく。この規定により、従来は階高が 4.0m を超える場所に本工法を適用するためには壁の上下いずれかの梁の増打ちが必要であった。ブロック組積段数に関する適用範囲の拡張は、躯体増打ちにかかる工期やコストを低減すると共に、室内空間の快適性の更なる向上に繋がる。そこで、本工法の建築技術性能証明を 2022 年に改定し、ブロックの組積段数に関する適用範囲を最大 10 段まで拡張した。

本報では、適用範囲の拡張を目的として実施した追加実験、非線形有限要素解析によるブロック応力分布に基づく耐力評価法の検討及び面外座屈破壊防止のために改定した設計法について報告する。

## 2. 面外座屈耐力把握のための構造実験

### 2.1 実験概要

3Q ダイアキャストを組積して構築した耐震壁（以下、ブロック壁とする）の面外座屈挙動を把握するため、2 体の縮小模型試験体を用いた構造実験を実施した。試験変数はブロックの組積数とした。周辺架構の破壊がブロッ

ク壁の破壊に先行しないように、柱は SRC 造とし、上下は大きな断面を有する RC 造のスタブとした。Fig. 3 に試験体形状、Table 1 に試験体の緒元、Table 2 及び Table 3 に使用した材料の特性を示す。

柱軸力は柱 1 本あたり 230kN とした。これは SRC 造柱断面の内、コンクリート部分が負担する軸力が設計基準強度  $F_c 13.5N/mm^2$  に対して軸力比 0.2 となるように求めた。柱軸力を一定に保ちながら加力スタブの高さ中央位置に水平力を加え、変形角  $\pm 1/1000$ ,  $\pm 1/500$ ,  $\pm 1/250$ ,  $\pm 1/150$ ,  $\pm 1/100$  で 2 回ずつ繰り返した後、終局破壊に至るまで正方向に単調荷重を行う計画とした。変形角は基礎スタブ天端に対する加力高さの水平方向相対変位より算定した。

### 2.2 実験結果

2.2.1 荷重—変形関係 Fig. 4 に各試験体の水平荷重—変形角関係を、Photo 3 に最終破壊状況を示す。両試験体共に変形角  $\pm 0.05 \times 10^{-2} rad$  程度でブロック同士の接着部にひび割れが生じ、架構の剛性が低下した。試験体 9x9 は変形角  $-0.57 \times 10^{-2} rad$  で柱鉄骨が降伏して一度水平荷重が低下したが、2 サイクル目には柱鉄骨降伏時と同等の

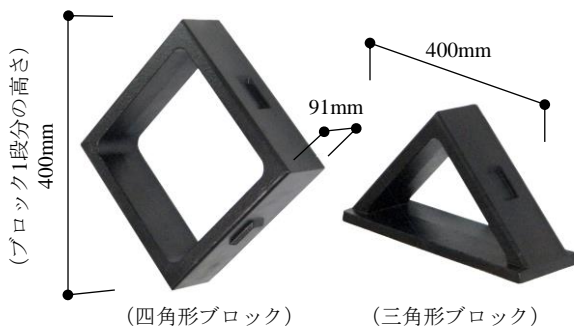


Photo 2 3Qダイアキャストの種類  
Type of 3Q Diacast

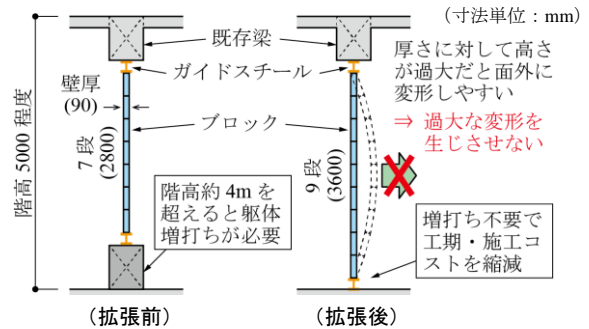


Fig. 2 組積段数に関する適用範囲の拡張の効果と課題  
Effect and Problem in Enlargement of Scope of Application on Wall Height

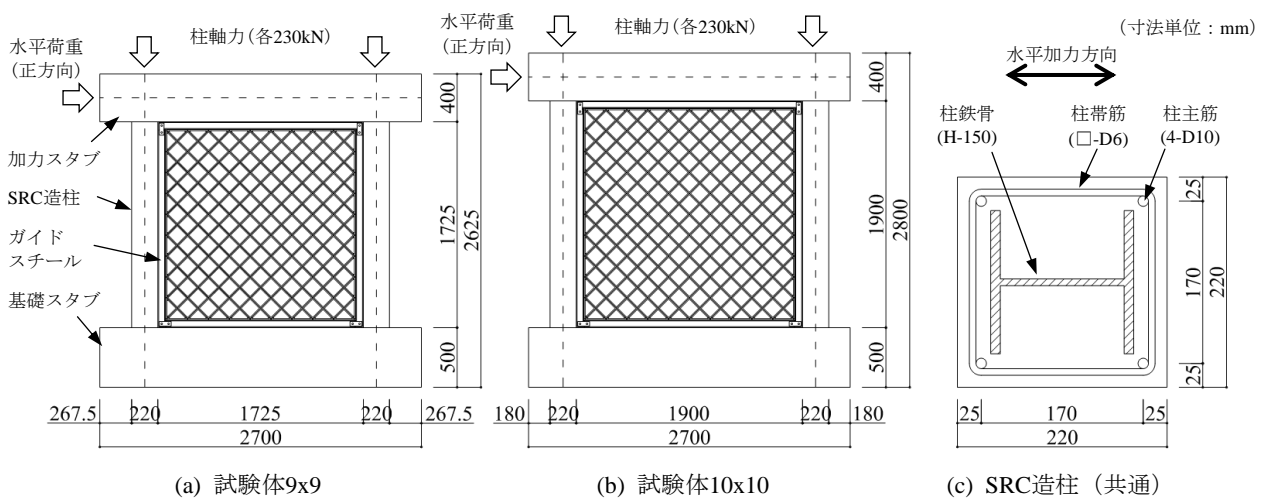


Fig. 3 試験体形状及びSRC造柱断面  
Size of Specimens and Section of SRC Column

Table 1 試験体緒元  
Specification of Specimens

試験体		9x9	10x10
耐震壁	内法寸法	長さ：1725mm 高さ：1725mm	長さ：1900mm 高さ：1900mm
	ブロック	9列×9段	10列×10段
		材質：球状黒鉛鋳鉄 (FCD450-10) *1 板厚：8mm, 幅 (壁厚)：40mm	
ガイドスチール	2-□-50x50x2.3 (STKR400) + PL-6 (SS400)		
SRC造柱	RC部	断面：220mm×220mm (Fc13.5) 主筋：4-D10 (SD345) 帯筋：□-D6@100 (SD295)	
	柱鉄骨	H-150x150x7x10 (SM490)	
	軸力	柱1本あたり230kN (RC部の軸力比はFcに対して0.2)	

\*1 規格はJIS G 5502 (球状黒鉛鋳鉄品) による

Table 2 柱コンクリートの強度試験結果

Material Properties of Column Concrete				
試験体	材令 (Days)	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
9x9	116	1.79×10 <sup>4</sup>	12.9	1.42
10x10	108	1.82×10 <sup>4</sup>	13.1	1.43

Table 3 鉄筋及び鋼板の引張試験結果

Material Properties of Cast Iron, Steel Bar and Steel Plate

部位	種類	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏応力 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
ブロック	FCD450-10	1.67×10 <sup>5</sup>	315*1	523	16.3
柱帯筋 (D6)	SD295	2.02×10 <sup>5</sup>	410	522	*2
柱主筋 (D10)	SD345	1.96×10 <sup>5</sup>	363	550	28.2
柱ウェブ (t7)	SM490	2.05×10 <sup>5</sup>	366	513	34.2
柱フランジ (t10)	SM490	1.96×10 <sup>5</sup>	372	511	35.8

\*1 鋳鉄は0.2%耐力を示す, \*2 標点外破断のためデータ無し

水平荷重を保持しており、この時点では終局破壊には達しなかった。その後、変形角 $+0.94 \times 10^{-2} \text{rad}$ で壁の中央部分が面外方向に膨らみ、水平荷重が大きく低下した。試験体 9x9 のブロック壁の面外方向変位分布を Fig. 5 に示す。図は斜め格子の各交点における変位（手前に向かう方向を正とする）を等高線状に表示したものである。変形角 $\pm 1/500$  ( $\pm 0.20 \times 10^{-2} \text{rad}$ ) のサイクルまでは面外方向変位の分布に明確な特徴が見出せないが、変形角 $\pm 1/250$  ( $\pm 0.40 \times 10^{-2} \text{rad}$ ) のサイクル以降は壁面の左上から右下の対角線上の特に壁中央部に大きな面外方向変位が生じた。このことから、本実験においては変形角  $1/500 \sim 1/250$  程度でブロック壁板に面外座屈の兆候が表れ、その後も荷重の増加を伴い変形し、変形角  $1/100$  ( $1.00 \times 10^{-2} \text{rad}$ ) に達する前に最大荷重に達したものと推定される。日本建築学会の「鋼構造座屈設計指針」<sup>2)</sup>では、幅厚比が大きく弾性座屈する平板は、Fig. 6 の領域 b, c のように、座屈後も荷重の増加を伴って変形する能力を有することが示されており、本試験体の面外座屈挙動にも同様の特徴があったと考えられる。試験体 10x10 は変形角 $\pm 1/150$  ( $\pm 0.67 \times 10^{-2} \text{rad}$ ) のサイクルにおいてブロックや柱鉄骨が降伏した。その後、変形角 $+0.81 \times 10^{-2} \text{rad}$ で壁中央部が面外方向に膨らみ、一部のブロックが面外方向に脱落すると共に、水平荷重が大きく低下した。いずれの試験体も、計画通りに面外座屈破壊が生じた。また、最大荷重時の変形は両試験体共に、日本建築防災協会の「既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準」<sup>3)</sup>におけるせん断壁の靱性指標 (F 値) 1.27 の目安となる変形角  $1/150$  を超えた。

2.2.2 最大耐力の評価 Fig. 4 に示した評 $Q_{Ui}$ は両側 SRC 造柱の終局耐力とブロック壁の面内座屈耐力 (圧縮斜材に非弾性座屈を生じるときの水平力として定義) の和であり、評 $Q_{Uo}$ は両側 SRC 造柱の終局耐力とブロック壁の面外座屈後の最大耐力の和である。

SRC 造柱の終局耐力は文献 3) に基づき、曲げ終局強度及びせん断終局強度を算定し、これらの小さい方 (本実験においては曲げ終局強度) として評価した。評価式の

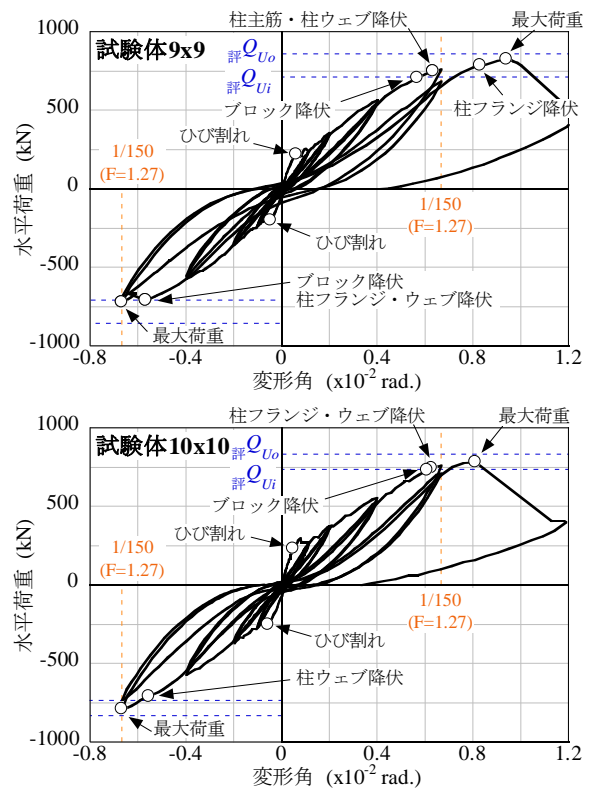
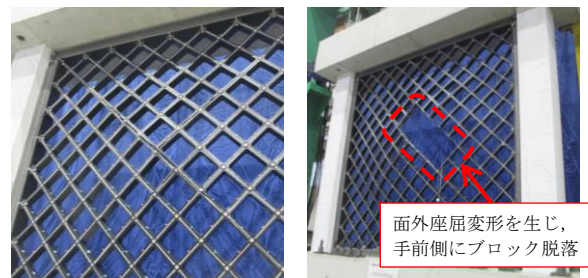


Fig. 4 水平荷重－変形角関係  
Horizontal Load - Drift Angle Relationships



(a) 試験体9x9 (b) 試験体10x10

Photo 3 試験体の最終破壊状況  
Ultimate Failure Mode of Specimens

詳細は文献3)を参照されたい。

ブロック壁の面内座屈耐力 (評  $Q_{Gi}$ ) は文献1)に基づき次式により評価した。

$$\text{評 } Q_{Gi} = \alpha_g \cdot n_g \cdot \sigma_{gb} \cdot A_g / \sqrt{2} \quad (1)$$

$$\sigma_{gb} = \left\{ 1 - 0.4(\lambda/\Lambda)^2 \right\} \cdot F_g \quad (\text{N/mm}^2) \quad (2)$$

$$\alpha_g = -0.11(L_w/H_w) + 0.51 \quad (1.0 \leq L_w/H_w \leq 3.0) \quad (3)$$

$\alpha_g$ : 斜材の有効本数を表すための補正係数

$n_g$ : 壁の水平断面を横切る同一方向の斜材の本数

$\sigma_{gb}$ : 斜材の座屈強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_g$ : 斜材の鋳鉄部分の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\lambda, \Lambda$ : ブロックの1辺の細長比及び限界細長比

$F_g$ : 鋳鉄の0.2%耐力 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_w, H_w$ : ガイドスチールを含まないブロック壁の長さ (mm) 及び高さ (mm)

ブロック壁の面外座屈後の最大耐力 (評  $Q_{Go}$ ) は、鋳鉄製の補強ブロックと接着剤からなる斜め格子状の壁を厚さ  $t_{ge}$  の等価な板要素に置換し、文献2)に記される板要素の座屈後最大耐力の評価式を準用して、次式により評価した。

$$\text{評 } Q_{Go} = \tau_u \cdot t_{ge} \cdot l_0 \quad (4)$$

$$\begin{cases} \frac{\tau_u}{\tau_y} = \frac{\lambda_p^*}{\lambda^*} & (\lambda^* > \lambda_p^* : \text{弾性域}) \\ \frac{\tau_u}{\tau_y} = (\alpha - 1) \left( \frac{\lambda^*}{\lambda_e^*} \right)^2 + 1 & (\lambda^* \leq \lambda_p^* : \text{非弾性域}) \end{cases} \quad (5a)$$

$$\begin{cases} \frac{\tau_u}{\tau_y} = (\alpha - 1) \left( \frac{\lambda^*}{\lambda_e^*} \right)^2 + 1 & (\lambda^* \leq \lambda_p^* : \text{非弾性域}) \end{cases} \quad (5b)$$

$$\lambda^* = \left( h_0/t_{ge} \right) \sqrt{\tau_y / (k \cdot E_{ge})} \quad (6)$$

$$\lambda_p^* = \lambda_e^* \cdot (3\alpha - 1) / (2\alpha) \quad (7)$$

$$\lambda_e^* = \sqrt{0.9/\alpha} \quad (8)$$

$$k = 5.34 + 4.00(h_0/l_0) \quad (9)$$

$$t_{ge} = \frac{\kappa \cdot h_0 \cdot n_g \cdot A_g \cdot E_g}{l_0 \cdot G_g \cdot L_g} \quad (\text{mm}) \quad (10)$$

$\tau_u$ : 座屈後最大耐力時のせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_y$ : 鋳鉄のせん断降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_{ge}$ : 板要素のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>) であり、鋳鉄のヤング係数 ( $E_g$ ) に接着剤の影響を考慮するための補正係数 (縮小模型は0.65) を乗じた値

$\alpha$ : せん断降伏応力度と比例限度応力度の比 ( $\alpha = 0.5$ )

$\kappa$ : 形状係数 ( $\kappa = 1.2$ )

$h_0, l_0$ : 壁板の内法高さ (mm) 及び内法長さ (mm)

$E_g$ : 鋳鉄のヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$G_g$ : 鋳鉄のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$L_g$ : 斜材の最大長さ (mm)

ここで、式(4)による評  $Q_{Go}$  は Fig. 6 における座屈後の最大耐力を評価したものである。

両試験体共に、正側の最大荷重はブロック壁の面内座屈耐力による評  $Q_{Gi}$  を上回った。また、ブロック壁の面外座屈耐力による評  $Q_{Go}$  は実験の最大耐力を±10%程度の範囲で評価できた。これにより、ブロック壁は等価厚さを考慮した板要素に置換することで面外座屈耐力が評価で

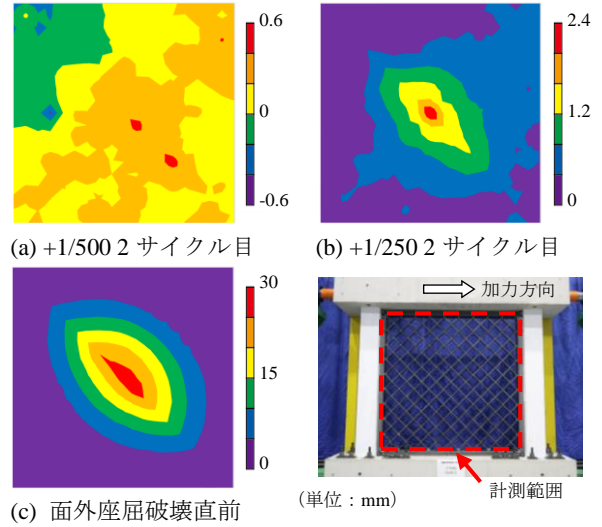


Fig. 5 ブロック壁の面外方向変位分布 (試験体 9x9)  
Distributions of Out-of-Plane Displacement in Block Wall  
(Specimen 9x9)

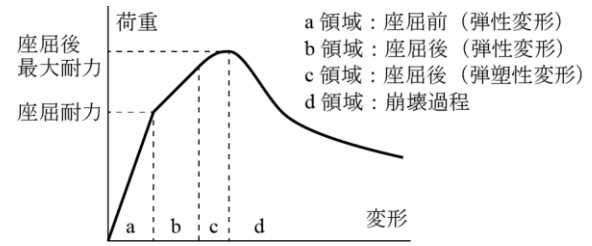


Fig. 6 平板の座屈後挙動の概念<sup>2)</sup>  
Buckling Behavior of Flat Plate Element

きることを確認した。

### 3. 非線形有限要素解析による耐力評価

式(1)が表すように、本工法では斜め格子状のブロック壁を、圧縮力を伝達する斜材の集合体として捉えている。ただし、ブロック壁にせん断変形が生じたときには、全ての圧縮斜材に均一に圧縮力が分布するものではないため、斜材本数 ( $n_g$ ) 分として計算した耐力を、補正係数  $\alpha_g$  により低減する評価式としている。補正係数  $\alpha_g$  はブロック壁の組積数や周辺架構の断面形状等の影響を受ける。そこで、これらを変数とした非線形有限要素解析 (FEM 解析) を計 67 ケース実施した。

本解析の周辺架構は RC 造とし、柱梁コンクリートは平面応力要素、柱梁主筋はトラス要素、せん断補強筋は埋込み鉄筋でモデル化した。ガイドスチールは Fig. 1 のような I 形断面を仮定し、ウェブは平面応力要素、フランジは梁要素で表した。補強ブロックは梁要素でモデル化した。周辺架構、ガイドスチール、補強ブロック相互間にはバネ要素を挿入し、付着すべり特性や接触・離間を考慮した。Fig. 7 にコンクリート及び鋳鉄に適用した材料モデルの概念、ブロック数 10 列×10 段及び 16 列×

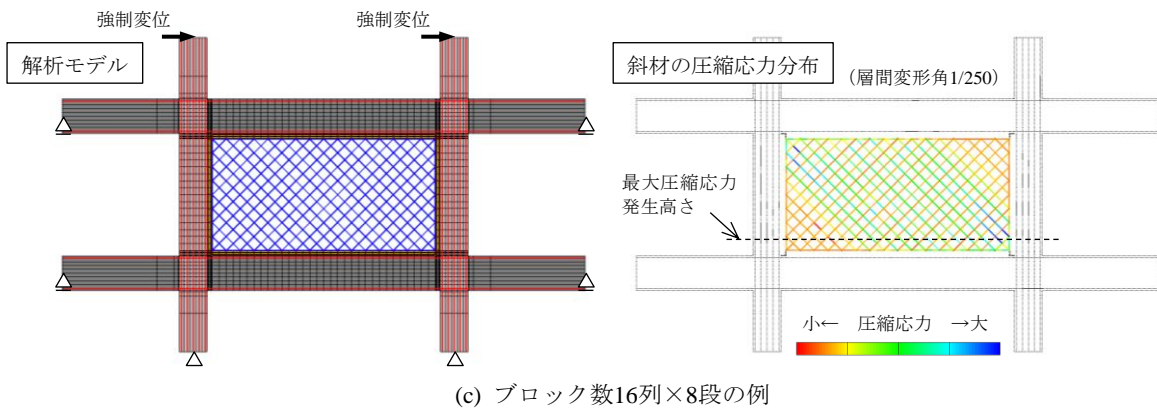
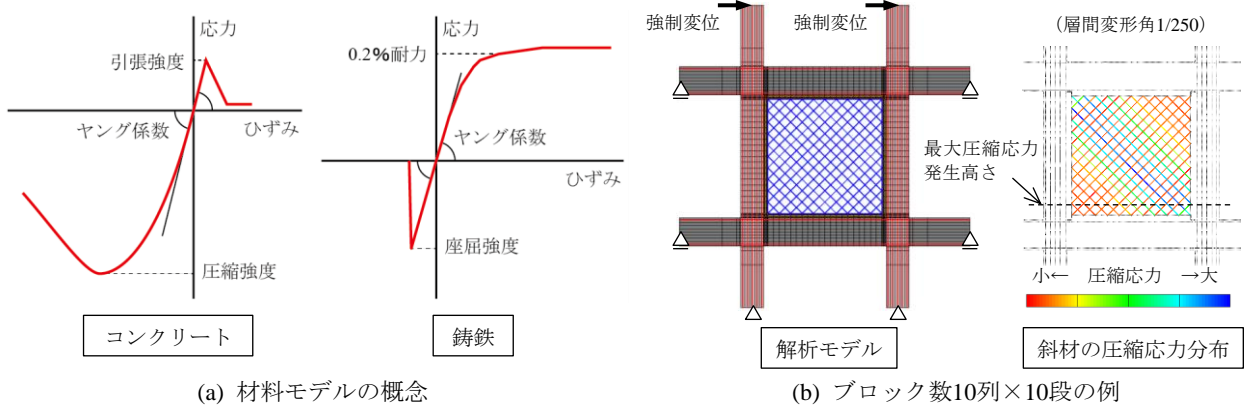


Fig. 7 非線形有限要素解析の例

Examples of Nonlinear Finite Element Analyses

8 段の解析の例を示す。コンター図はブロック壁を構成する斜材に生じた圧縮応力度の分布を表す。なお、本解析は縮小模型実験の再現ではなく、実大の RC 造架構を想定したものである。

Fig. 8 に解析より得られたブロックの組積段数と斜材の平均応力の関係を示す。縦軸は FEM 解析において層間変形角が 1/250 に達したとき、斜材に生じた最大圧縮応力度に対する最大圧縮応力発生高さにおける全斜材の平均応力の比を表す。2017 年の建築技術性能証明ではこの値が 0.5 程度であるものとして補正係数 $\alpha_g$ の算定式を定義した。Fig. 8 はブロック組積段数が大きくなると水平荷重を伝達する圧縮力が特定の斜材に集中することを示唆している。そこで、組積段数が 7 段以上の場合に $\alpha_g$ を低減するための係数 $r_g$ を新たに次式で定義した。

$$r_g = \min(1.0 - 0.08(m_g - 6), 1.0) \quad (11)$$

$m_g$  : ブロック組積段数 ( $m_g \leq 10$ )

4. 適用範囲の拡張のための設計法の改定

ブロック壁の面内座屈耐力設計値 (設 $Q_{Gi}$ ) の算定式は、式(1)を基として、式(11)による低減係数 $r_g$ 及び式(2)に安全率を考慮した斜材の設計用座屈強度 (設 $\sigma_{gb}$ ) を用いて、次式のように改定した。

$$\text{設 } Q_{Gi} = r_g \cdot \alpha_g \cdot n_g \cdot \text{設 } \sigma_{gb} \cdot A_g / \sqrt{2} \quad (\text{N}) \quad (12)$$

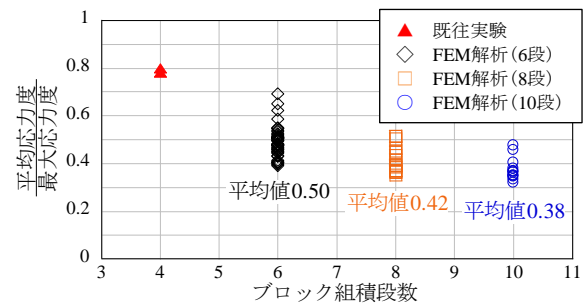


Fig. 8 ブロック組積段数と平均応力度の関係  
Relationships between Number of Piled Blocks and Average Compressive Stress of Blocks in Same Height

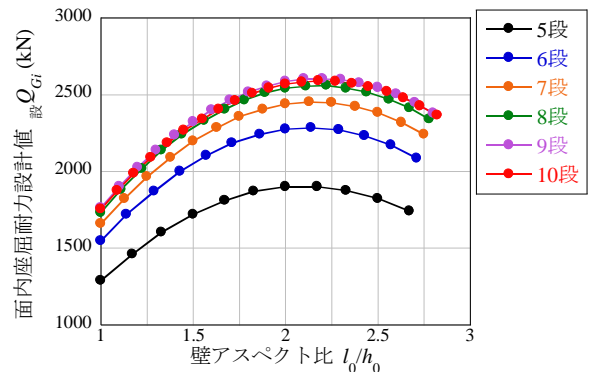


Fig. 9 ブロック壁の面内座屈耐力設計値  
In-Plane Buckling Strength of Block Walls in Design

$$\sigma_{gb} = \frac{\{1 - 0.4(\lambda/\Lambda)^2\}}{1.2} \cdot F_g \quad (\text{N/mm}^2) \quad (13)$$

一方、ブロック壁の面外座屈耐力設計値（設  $Q_{Go}$ ）は、ブロック壁を 2 章で有効性を確認した等価厚さ（ $t_{ge}$ ）の板要素に置き換えて、評価においては Fig. 6 に示す座屈後最大耐力時のせん断応力度を用いたのに対し、設計では Fig. 6 における座屈耐力時のせん断応力度<sup>2)</sup>（ $\tau_{cre}$ ）を用い、次式で算定した。

$$Q_{Go} = \tau_{cre} \cdot t_{ge} \cdot l_0 \quad (\text{N}) \quad (14)$$

$$\tau_{cre} = k \cdot \frac{\pi^2 \cdot E_{ge}}{12(1 - \nu_g^2)} \cdot \left(\frac{t_{ge}}{h_0}\right)^2 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (15)$$

$\nu_g$ ： 鋳鉄のポアソン比（ $\nu_g = 0.3$ ）

ただし、 $E_{ge}$  算定時に接着剤の影響を考慮するための補正係数は実大のブロックの場合 0.90 とする。

上述の設計耐力の大小関係を確認するため、試算を行った。Fig. 9～Fig. 11 にブロック組積段数を 5～10 段とした場合の面内座屈耐力設計値（設  $Q_{Gi}$ ）、面外座屈耐力設計値（設  $Q_{Go}$ ）、面内座屈耐力設計値に対する面外座屈耐力設計値の余裕度（設  $Q_{Go}/\text{設 } Q_{Gi}$ ）の算定例をそれぞれ示す。横軸は壁の内法高さに対する内法長さの比（壁アスペクト比  $l_0/h_0$ ）とした。この内法寸法はガイドスチールの寸法を考慮した値である。Fig. 11 に示す余裕度の最小値は、組積段数 10 段、壁アスペクト比 1.36 の場合に 2.15 であった。この余裕度は考慮するガイドスチール寸法により多少変化するものの、面内座屈破壊を生じないようにブロック壁の耐力を設計することで、ブロック壁の面外座屈変形による倒壊を十分に防止できると考えられる。

以上の検討に基づき、本工法の建築技術性能証明を改定し、ブロック組積段数に関する適用範囲を最大 10 段まで拡張した。

## 5. おわりに

採光や通風が可能な耐震壁を構築する耐震補強工法である「3Q ダイアキャスト®を用いた 3Q-Wall 工法」の組積高さに関する適用範囲を最大 10 段まで拡張し、建築技術性能証明を改定した。

壁板が大きくなったときに壁板が面外方向に変形して破壊することを防ぐため、構造実験を行い、日本建築学会「鋼構造座屈設計指針」<sup>2)</sup>に記される板要素の耐力評価式が適用性できることを確認した。また、従来の設計法の適用性を確認するため、非線形有限要素解析を行い、組積段数が 7 段以上の場合の耐力低減係数を新たに定義

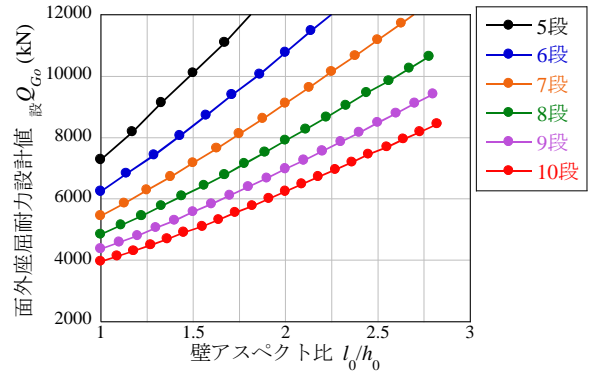


Fig. 10 ブロック壁の面外座屈耐力設計値  
Out-of-Plane Buckling Strength of Block Walls in Design

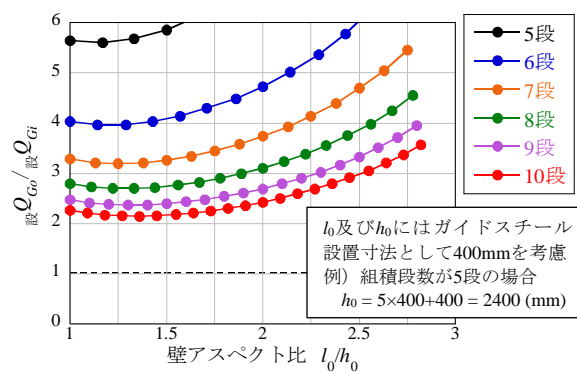


Fig. 11 面外座屈耐力設計値の余裕度  
Allowance Rate of Out-of-Plane Buckling Strength

した。改定した設計式により、ブロックの面外座屈破壊時の耐力には、面内座屈時の耐力に対して十分な余裕度があることを確認し、ブロック組積段数に関する適用範囲を最大 10 段まで拡張した。

本改定により、従来必要であった躯体増打ちにかかる工期や施工コストを縮減しつつ、より開放感のある補強壁をつくることができ、室内空間の快適性の更なる向上が期待できる。この特長を活かして、既存建物の様々な耐震補強ニーズに応えたい。

## 参考文献

- 1) 穴吹, 他: 鋳鉄製ブロックを用いた耐震補強工法「3Q-Wall®」の開発, 大林組技術研究所報, No. 81, 2017.12
- 2) 日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針, 2018
- 3) 日本建築防災協会: 2009年改訂版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説, 2009.12