

## 0. 一般事項

ここで対象にする耐震壁とは壁板の周囲を付帯ラーメンが取り囲んでいる場合とする。いわゆる、壁板の両側に柱を有する「両側柱付き壁」は耐震壁として取り扱う。それ以外の「袖壁付き柱」など「雑壁」に対しても適切に安全側の配慮を加える限り、本条の規定を準用してよい。

さて、耐震壁は構造物に作用する水平力を負担する重要な構造体であって、場合によっては水平力の過半を負担し、耐震壁のよしあしが構造物の水平耐力および振動特性に大きな影響を及ぼすことも少なくないため、設計を慎重に行う必要がある。本規準は「一次設計」の範囲を扱うが、「二次設計」を省略する場合もあるので、「二次設計」の範囲である終局状態も念頭に置いて適切な安全率を有するように、本条は規定されている。

一般的な耐震壁においては終局時の破壊性状が①せん断、②曲げ、③基礎浮き上がりや沈下による回転、のいずれかで定まる。まず、せん断破壊が先行し、曲げ降伏や回転降伏が生じない場合の耐震壁の挙動から述べる。

有壁ラーメンに水平変位が生じ、耐震壁のせん断変形が  $0.25 \times 10^{-3} \text{rad}$  ぐらいになると、壁板にせん断ひび割れが生じる。有壁ラーメンにこの程度の層間変形が生じて、梁および柱には曲げまたはせん断の構造ひび割れは通常の場合、生じない。ゆえに、地震荷重時に耐震壁が基礎の浮き上がりまたは沈下によって剛体回転を起こすことがなければ、通常、梁および柱より先に耐震壁の壁板にせん断初ひび割れが発生することになる。

せん断補強筋比の多い壁板が剛強な付帯ラーメンによって、その広がり（注：せん断ひび割れ発生後の異方性化した壁板は、周辺のせん断力によって圧力圧縮場を形成して広がる<sup>1)</sup>）や、せん断ひび割れの貫通を周辺から拘束されている耐震壁は、せん断ひび割れ発生後もさらに負担せん断力を増大しながら壁板の全面に多くのせん断ひび割れが発生し、せん断剛性の低下を起こしながら正負交番繰り返しせん断変形に対して大きなひずみエネルギーを吸収する。

「圧力場」でもよい？。靱性保証型指針との用語の整合を考慮？

耐震壁のせん断変形が  $4 \times 10^{-3} \text{rad}$  ぐらいに達すると、負担せん断力が最大値に達し、壁板が周辺から十分剛強な付帯ラーメンによって補強されていない場合は、壁板のせん断ひび割れが付帯ラーメン部材の端部を貫通して負担せん断力が急激に低下する<sup>2)</sup>。

鉛直荷重を支えている柱がせん断破壊を起こすと、建物の致命的な損傷または崩壊につながる恐れがある。一方、付帯ラーメンが壁板の広がりを十分に拘束できれば、壁板はスリップ状破壊を起こし、その後、耐震壁のせん断変形が  $8 \times 10^{-3} \text{rad}$  ぐらいに達するまでは、負担せん断力および鉛直力ともほとんど低下しないので、耐震壁のせん断設計にあたっては、付帯ラーメンのせん断破壊を防止または制御することが望ましい。

一方、耐震壁が曲げ降伏する場合も、せん断変形に関する基本的な挙動は概ね上述の通りであるが、せん断変形が相互作用によって増大することがわかっている<sup>2-1), 2)</sup>。曲げ降

伏後の耐震壁のせん断力がせん断終局強度に達しなければ、曲げ破壊型の靱性に富む挙動を示す。また、境界梁などの曲げ降伏によるエネルギー吸収も期待できる。耐震壁が浮き上がりまたは沈下により回転降伏する場合、壁板および付帯ラーメンの損傷が抑制されるとともに、境界梁など曲げ降伏によるエネルギー吸収が期待できるので、変形性能に優れていると言える<sup>2-3)</sup>。

最近の耐震設計では、地震荷重時の入力エネルギー吸収性能を重視し、このような曲げ破壊型または回転降伏型の耐震壁となるように設計することが多い。しかし、近年の連層耐震壁を含む建物模型や実大建物の振動台実験<sup>2-4, 5)</sup>によれば、耐震壁がこのような靱性に富む曲げ破壊型壁にはならず、せん断破壊してしまうことが多い。実際の震害例でも壁板のせん断ひび割れやせん断破壊が多いこともからも示唆される。これは、耐震壁に入力する水平せん断力が①高次モードによる影響、②有壁ラーメン自体の強度の上昇、になどによって設計用水平せん断力を超えてかなり増大し、安全率の範囲を超えるためであると思われる。また、転倒モーメントに抵抗するために側柱には高い圧縮軸力が生じるので、帯筋による拘束が不足する場合には側柱の降伏・破壊に起因して壁板のせん断破壊を招いていることも考えられる。二次設計の範囲の問題であるが、耐震壁を実際に曲げ破壊型または回転降伏型に設計することはかなり難しいことに注意する必要があり、耐震壁を有する建物では靱性評価や設計層せん断力の設定、すなわち  $D_s$  値の決定を慎重に行わなければならない。

また、ラーメン部分の靱性に依存した設計をする場合でも、依存できる以前（塑性ヒンジが形成され始めるのは  $4\sim 6\times 10^{-3}\text{rad}$  ぐらい）に剛性の高い耐震壁に水平力が集中することには変わりはなく、側柱のせん断破壊には十分な注意が必要である。

以上の諸事情を考慮すると、地震時に水平せん断力が設計用水平せん断力よりもかなり大きくなる恐れがある耐震壁を設計するときは、壁板の広がりに対する拘束力も考慮して、少なくとも付帯ラーメンを十分に安全に設計することが望ましい。すなわち、一次設計においては付帯ラーメンのせん断補強筋を余裕を持って配筋するなどが推奨される。

本規準は、十勝沖地震の震害教訓を踏まえて改定された昭和 46 年の RC 規準の考えを踏襲しており、近年の研究成果<sup>3), 2-2)</sup>を陽な形で反映したものではない。しかし、地震時の水平せん断力を適切に評価した設計用水平せん断力が採用されていれば、耐震壁のせん断破壊を防止できる簡便な設計法である。ここでは、せん断ひび割れが壁板の全面に発生している状態を想定して壁板のコンクリート負担せん断力を無視し、壁筋が負担できるせん断力で壁板の許容せん断力  $Q_w$  を与え、 $Q_w$  と実験結果を比較して十分安全な範囲で定めた壁板周辺の柱の許容せん断力  $\Sigma Q_c$  の和で、

$$\text{耐震壁の許容せん断力} : Q_2 = Q_w + \Sigma Q_c$$

を算定できるようにした。

すなわち、耐震壁の許容せん断力  $Q_2$  は、「トラス機構」による終局せん断強度への寄与に等しい  $Q_w$ （注：耐震壁の場合はトラス機構の圧縮ストラットの傾きは 45 度とされるためである）に、適切な安全率が確保できる範囲で「アーチ機構」の寄与として  $\Sigma Q_c$  を加算した、と解釈できる。終局せん断強度へのアーチ機構の寄与は、通常許容せん断力の 2 倍程度と考えられるので、壁板面積が十分に大きければ、 $\Sigma Q_c$  の寄与が少なくなるため、終局せん断強度よりは明らかに安全側のせん断耐力を表している。このため、設計用せん断

力  $Q_D$  は特に割り増ししないことにしている。柱や梁の場合では許容せん断力が終局強度を安全側に示しているため、原則として設計用せん断力  $Q_D$  を割り増していることと異なっている。

なお、 $Q_w$  は壁のせん断補強筋比に比例して増大するが、「トラス機構」の寄与はせん断補強筋比が大きい場合は頭打ちがあることがわかっている。したがって、せん断補強筋比が過大となる場合は、 $Q_2$  は安全側でない可能性があり、詳細な検討（二次設計など）が必要である。

なお、せん断ひび割れ発生後の壁板とその付帯ラーメンの共同抵抗に関して、「付帯ラーメンのせん断破壊を防止または抑制した耐震壁の構造計算法」が提案されているので参考にするとよい〔付\*\*参照〕。

一方、本規準で定める等価開口周比<ここでは、単独の壁板の範囲における開口から算出した値？>を適用し、非構造部材と判断して構造計算上その存在を無視した有開口壁や、安易なスリット配置で非構造部材と見なした壁などの存在が被害を大きくした原意となった事例も報告されている<sup>4)</sup>が、本規準では耐震壁としてみなされる条件を等価開口周比で示し、開口が大きい ( $\sqrt{h_0 l_0} / h l > 0.4$ ) 壁は剛域を考慮したラーメン解法によってその応力を求めることが適切であるとしている。すなわち、等価開口周比はその値の大小によって応力算出モデルが異なることを示すものであって、構造計算上、開口壁の存在を無視してよい条件を示すものではないことに注意が必要である。

また、剛性率や偏心率の算定にあたっては、開口周辺の垂壁や腰壁・袖壁などの存在を考慮した適切な部材剛性を用いることが必要で、開口周辺の柱や梁の局部破壊、垂壁・腰壁などの塑性化に伴う他部材への応力再配分（応力の増大）などにも留意した設計が望まれる。開口周辺の垂壁や腰壁・袖壁などについては剛性および強度を適切に考慮して設計する必要がある。これらの壁板が取り付いた柱梁の剛性に関しては剛性率や偏心率の算定にあたって考慮しなければならない。壁板の剛性を考慮する場合でも、従来の一次設計ではその耐力を無視した設計が行なわれて来たが、その壁板が取り付く柱や梁に応力が集中し、不合理な配筋となっていることが多い。柱梁に取り付く壁板も、その許容せん断力等を適切に評価して耐力を考慮することが必要と判断し、今回の改定では壁板が取り付いた柱梁の許容せん断力等を本条の耐震壁の規定に準じて定めてよいこととした。ただし、壁板が取り付いた柱梁の許容せん断力は、終局せん断強度の評価を参考に耐震壁に比べて控えめに評価するように配慮した。

壁の軽微な変更が困難になる、という問題あり。  
設計実務の上で問題がある。

なお、曲げ対する検討は転倒モーメントには側柱のみが抵抗するとし、壁板を無視してきた。これでは壁板の曲げ応力度に対する確認（壁縦筋が引張降伏およびコンクリート圧縮）はチェックしないことになる。そこで、壁板の曲げ応力度が算定可能なモデルによる追加の検討が必要である。特に雑壁においてその耐力を考慮するためには重要である。

#### 参考文献

- 1)坪井・富井：・・・、(昭 29.3)
- 2)富井・武内：・・・、(昭 43.11)
- 2-1)津田・ほか：・・・せん断変形挙動・・・
- 2-2)性能設計指針
- 2-3)加藤・ほか：・・・回転壁・・・、1982
- 2-4)壁谷澤・ほか：・・・震動台実験@つくば
- 2-5)壁谷澤・松森・ほか：・・・震動台実験@三木、建築学会大会、2006
- 3)靱性保証型耐震設計指針・同解説、1999.8
- 4)日本建築学会：阪神・淡路大震災と・・・、第Ⅲ編非構造部材に関する検討と提案、1998.10

壁板の曲げ応力度の検討の  
具体案によって文言を修正

#### 1. 耐震壁の許容水平せん断力

- (1) 無開口耐震壁の許容水平せん断力  $Q_1$

現行とおりなので、省略

- (2) 無開口耐震壁の許容水平せん断力  $Q_2$

現行とおりなので、省略

- (3) 有開口耐震壁の許容水平せん断力  $Q_1$ 、 $Q_2$ に関する基礎的事項

有開口耐震壁に関しては、開口が大きいもの（等価開口周比 $>0.4$ ）は、剛域を考慮したラーメン解法などのフレームモデルによってその応力を求めることが適当であるので、従来はその断面算定も梁および柱の関係条項を参考にして行うことになるとしていた。しかし、断面算定にあたって梁および柱に対する雑壁の寄与を本条の規定を準用して適切に考慮することが望ましい。いずれにせよ、一体の壁としては扱わずに断面算定を行うことは変わらない。すなわち、以下のように計算する。

1次設計において：それぞれの耐震壁、境界梁の許容応力度（曲げ、せん断）確認する

2次設計において：耐震壁モデル、フレームモデルの小さい方で終局強度を評価

しかし、開口が小さいものは（等価開口周比 $\leq 0.4$ ）は、その応力計算も開口に関する低減を用いて無開口耐震壁に準じた扱いがなされるので、開口に対する低減率  $r$  によって有開口耐震壁の許容せん断力を無開口耐震壁の許容せん断力  $Q_1$ 、 $Q_2$  と関係づけて評価することを本規準（すなわち一次設計）の方針とする。

しかし、許容せん断力の評価の参考となる有開口耐震壁の終局せん断強度は無開口耐震

壁の終局せん断強度に比べて低下するのは確かであるが、開口の大きさ・位置・個数などの影響があり、非常に複雑である。しかし、この種の開口低減の問題はほとんどが局部的に曲げ降伏型になって構成要素の潜在的な終局せん断強度が発揮されない場合であると思われる。局所的な曲げ降伏が生じないように、開口周囲を本条 2 項に従って補強するならば、壁板各部で同じせん断応力度を仮定する考え方で導かれた開口低減率を適用しても問題ないと考えられる。開口が複数であっても、解説（4）項に示すように、「壁板各部でせん断応力度一定」を仮定することにより容易に開口低減率を定めることができる。

解説の本項（3）においては開口が単数でほぼ壁板の中央にある場合を対象にして有開口耐震壁の許容水平せん断力  $Q_1$ 、 $Q_2$  に関する基礎的事項を解説する。複数開口などへの拡張は解説（4）に示す。

開口低減率  $r$  は下式によることとした。

$$r = \min(r_1, r_2, r_3) \quad (19.*1)$$

$$r_1 = 1 - \frac{\ell_0}{\ell}$$

$$r_2 = 1 - \sqrt{\frac{h_0 \ell_0}{h \ell}}$$

$$r_3 = 1 - \frac{h_0}{h}$$

$$(\text{適用範囲 } \sqrt{\frac{h_0 \ell_0}{h \ell}} \leq 0.4)$$

$r_1$  は開口部分を控除した水平断面だけを考慮した慣用の低減率であるが、 $r_1$  は開口の高さ  $h_0$  に関係なく与えられるため、大きい場合には危険側の結果を与えることが考えられる。応力計算に使用される弾性剛性の開口による低減率

$$r = 1 - 1.25 \sqrt{\frac{h_0 \ell_0}{h \ell}}$$

と比べて水平せん断耐力の開口による低減率がいくらか少ないこと<sup>12)</sup>を考慮し、等価開口周比に関する簡単な低減率として上式の  $r_2$  を与えることにした。さらに、開口が縦長になった場合を考えて、 $r_1$  における水平長さを鉛直長さに置き換えた  $r_3$  を導入することとした。壁板各部でせん断応力度一定と仮定すると、 $r_3$  が水平せん断耐力の低減率になることは容易に導くことができる。以上の  $r_1 \sim r_3$  のうち、最小の値を開口に対する低減率  $r$  の基本値として採用することにした。規準(\*\*)式はこの  $r$  の基本値を複数開口・連層・連スパンの場合に拡張したものである。

$r_3$  の解説は検討の余地あり

水平せん断耐力の開口による低減率  $r$  に関する  $r_1$  と  $r_2$  のみを考慮して実験値と解説 (19.\*1) 式の関係を示すと図 19.4 のようになり、解説(19.\*1)式はほぼ実験値の平均を表していることが認められる。 $r_3$  に対する検証が直接的にはされていないが、検証に用いた実験に対角線圧縮加力という縦と横のせん断力に関しては同等の関係がある実験が含まれており、 $r_3$  に対する検証がされたと言える。

図 19.4 は原稿と同じなので、省略  
r3 の解説に関連して、オリジナル文献を調査する必要がある

有開口耐震壁の水平せん断耐力に関する実験値  $Q_u$  に対して、許容水平せん断力  $Q_A$  を規準(22)式によって算出するとき（ただし、低減率  $r$  は解説(19.\*1)の  $r_1$  と  $r_2$  のみを考慮して定める）の安全率  $\nu$  を調べてみると図 19.5 に示すように、

$$\nu = \frac{Q_u}{Q_A} > 1.0$$

となっている。

図 19.5 は現行どおりなの省略

(4) 項の問題。算定方法が今回の改定と矛盾するので削除

各スパンの開口に対する低減率  $r$  が異なる場合の連スパン有開口耐震壁の各スパンごとの  $Q_2$  を求めるには左右耐震壁の境界柱の  $Q_e$  の 1/2 を規準(22)式の  $\Sigma Q_e$  に参入すればよい。一方、有開口壁の許容せん断耐力は、本規準で定める等価開口周比を用いると、開口が 1 つの場合についてであるが、開口の大きさが一定であれば形状や位置に無関係に決定するため実用式として簡便である。これに対し、開口位置を変えた実験結果によれば、中央開口壁と比較して開口が偏在する場合は耐力・変形性状が異なり、力の作用方向によって有開口壁のせん断強度が異なるとの報告<sup>13)</sup>もある。したがって、開口が偏っていて正負交番繰り返し荷重によって付帯ラーメンの柱に交差状のせん断ひび割れが発生する恐れがある柱（開口が接近しているほうの柱：袖壁のせいが 30cm 以下の場合を対象にすることとした）に対しては、繰り返し荷重による終局せん断強度の低減を考慮して、規準(25)式の  $Q_c$  ( $\alpha=1.5$  とする)の代わりに 15 条 3.(8)式で与えられる柱の短期許容せん断力  $Q_{AS}$  の算定式によって、付帯ラーメンの柱 [1 本] が負担できる許容せん断力を算定するなど安全側の判断が必要であることとした。 $Q_{AS}$  は規準(25)式では  $\alpha=1.0$  とすることで与えられるので、そのように本文は規定した。

水平に細長いスリット状の開口がある耐震壁では、規準(22)式で算定される許容水平せん断力  $Q_A$  が 15 条 3.(8)式で算定される付帯ラーメンの柱の短期許容せん断力の和  $\Sigma Q_{AS}$  より小さくなることもある。等価開口周比はもちろん 0.4 以下であるが、 $l_0$  が大きく、 $h_0$  が小さいと、 $r=r_1$  (=非常に小さい) となり、 $Q_A$  は非常に小さくなるのである。この場合は、許容せん断力を次式で算定する、または耐震壁モデルではなくフレームモデルで応力解析・断面算定を行う、などする。

$$Q_A = \sum Q_{AS}$$

梁に近接して開口がある場合や縦長の開口の場合も同様に梁の許容せん断力を考慮し

て耐震壁の許容せん断力を定めるとよい。

参考文献

12)富井：耐震壁の開口の影響による負担せん断力の低減率、昭 36.2

13)徳弘・小野：偏在開口を有する・・・、コンクリート工学年次論文報告集 9-2、1987

(4) 複数開口・連層・連スパンの有開口耐震壁の許容水平せん断力  $Q_1$ 、 $Q_2$  への拡張  
連層・連スパンの場合、特定の壁板において開口が非常に大きく、その壁板についてのみの等価開口周比が 0.4 を超える可能性がある。この場合、開口が大きい壁板部分ではラーメンのような変形状態となり、一体の壁として応力計算を行うことは適切ではない。したがって、一体の壁として扱って断面算定する本項の方法は適用できない。逆に言えば、開口低減率を用いて一体の壁として断面算定することが可能な場合は、壁板それぞれおける等価開口周比がすべて 0.4 より小さい場合に限られる。例えば、連層 2 スパン壁があって第 1 層のどちらか 1 スパンに壁板がなくても一体の耐震壁として扱える可能性があるが、第 1 層の独立柱の挙動で耐震壁の挙動が決まる可能性が高い。

複数開口・連層・連スパンの有開口耐震壁の許容水平せん断力  $Q_1$ 、 $Q_2$  の算定においても開口低減率  $r$  を拡張して用い、耐震壁モデルを用いた簡便な断面算定ができるように配慮した。これが規準本文(23)式の開口低減率  $r$  であり、以下に示す。

$$r = \min(r_1, r_2, r_3)$$

$$r_1 = 1 - \frac{\sum \ell_0}{\sum \ell} \quad \text{(分母：1枚の耐震壁として扱うスパン数、分子：開口個数に関する和)}$$

$$r_2 = 1 - \sqrt{\frac{\sum h_0 \sum \ell_0}{\sum h \ell}} \quad \text{(同上)}$$

$$r_3 = 1 - \frac{\sum h_0}{\sum h} \quad \text{(当該階から最上階までの和)}$$

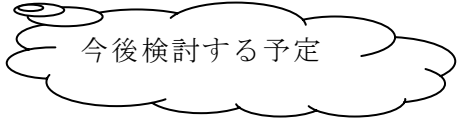
(適用範囲  $\sqrt{\frac{h_0 \ell_0}{h \ell}} \leq 0.4$ )

これまでの  $r_1 \sim r_3$  を単一開口の場合を自然に拡張したものである。すなわち、壁の長さ・高さともにスパン数・層数・開口個数の和を取っている。ただし、複数の開口は「等価な開口」に置換するように和を取ることにした。ここでの等価開口の置換方法は、等価開口の開口長さ・高さを投影長さ・高さによって算定することによる。従来の単純な包絡ではないでないことに注意が必要である。以下に理由を示す。

従来の規準では、低減率の式では開口が複数ある場合が想定されておらず、実用的な算定法は、プログラムの自動計算または設計者の工学的な判断によっていた。耐力だけについていえば、配置によらず、 $r_1$ 、 $r_2$  とともに、複数の開口を包絡するひとつの大きな開口に置換して算定すれば安全側ではある。しかし、小さな開口が不規則に配置される場合などは、明らかに過小評価であり、耐力に関しては安全側であっても、剛性評価に関して安全側の仮定であるとは限らない。

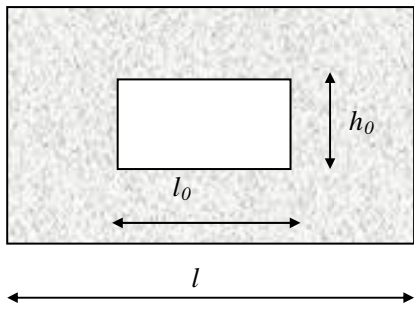
多くの場合は、 $r_1$  については、同一水平断面での開口長さの和として、 $r_2$  については、それぞれの開口について面積 ( $h_0l_0$ ) を算定して合計する、という方法がとられることも多い。この方法では横一列などの規則的な配置であれば、耐力も剛性も概ね妥当な低減率となる (図 19.5-1(b))。しかし、開口が偏在する場合、すなわち、両端の柱に開口が接する場合などは、せん断耐力の低減率としては適当であっても、曲げ降伏後の靱性には明らかに問題があると考えer必要がある。一方、小さい開口が斜めに配置される場合は、単純に個々の開口の和とすると  $r_2$  の評価は危険側になる恐れがある。そこで、同図(c)のように斜めに接する場合を考えれば、これを包絡するひとつの開口とすれば、方向別の耐力は概ね等価になるもの (右押しの斜め圧縮、左押しの斜め引張) と考えられる。剛性、強度ともやや過大の評価であろうが、実験結果もないのでこの考え方を採用する。さらに斜めに小開口が離れている場合 (同図(c2)) は、単純に包絡開口にしてはあきらかに実態とかけ離れるので、この考え方を応用して、斜めに接する位置に移動して等価に評価する。

以上を一般的に表現すると規準本文の式、すなわち、縦横とも投影長さの和とした開口寸法に置換されることになるが、開口が縦に分かれる場合、4つに分かれる場合など (同図(d)) は、やや危険側の評価である可能性もあるので、注意する。



今後検討する予定





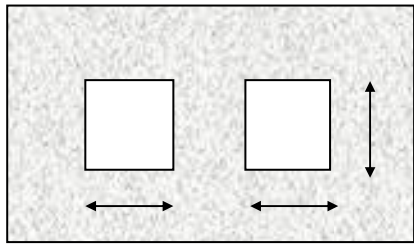
(a)



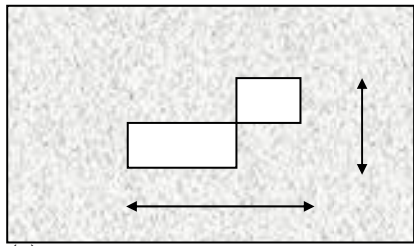
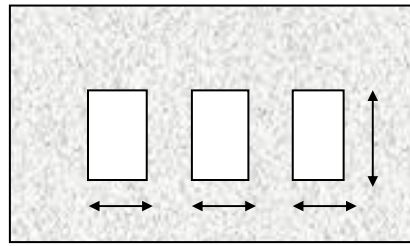
$\sum h_0$  : 複数開口の水平断面への投影長さの和

$\sum l_0$  : 複数開口の投影高さの和

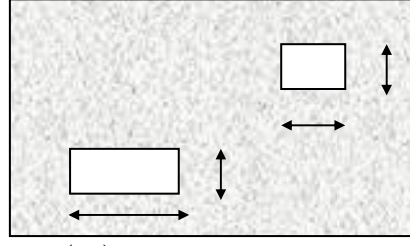
$$r_2 = 1 - \sqrt{\frac{\sum h_0 \sum l_0}{\sum h l}}$$



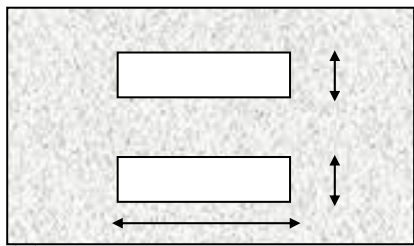
(b)



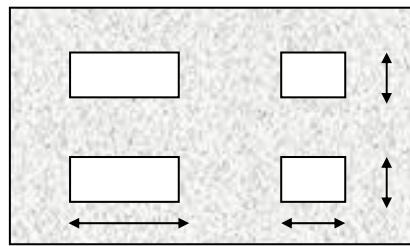
(c)



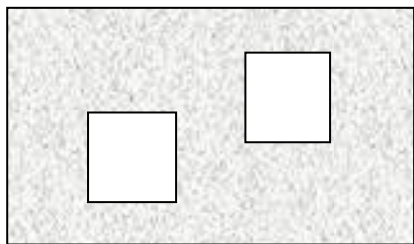
(c2)



(d)



以上はすべて同じ  $r_2$  の例-----例えば、以下の場合には  $r_2$  は以上とは異なる



(e)

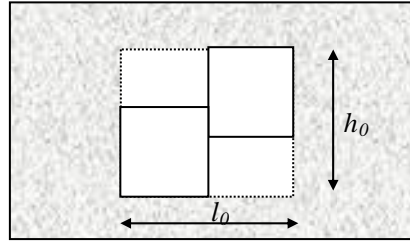
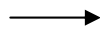


図 19.5-1 複数開口の等価開口置換

また、縦方向の低減率  $r_3$  は、開口が縦一列に並んでいるとして、以下の仮定で導くことができる (図 19.5-2 参照)。

- (1) 耐震壁と梁の許容せん断力 (せん断耐力) 時の (平均) せん断応力度が等しい。
- (2) 開口耐震壁の耐力は梁耐力 (梁降伏メカニズム) で耐力が決まる (壁脚モーメントできまる場合: 基礎境界梁応力が上記せん断応力度レベルと仮定→基礎梁せいの扱いは注意が必要)。
- (3) 水平力と鉛直反力の応力中心間距離の比が耐震壁全体のアスペクト比に等しい。

$$(He/le=H/l, H=\Sigma h)$$

- (4) 軸力は仕事をしない。

以上により、無開口耐震壁の許容せん断力を  $Q_w = \tau_a t_w l$  とすれば、

$$\text{梁の許容せん断力: } Q_B = \tau_a t_w (\Sigma h - \Sigma h_0) = Q_w (\Sigma h - \Sigma h_0) / l,$$

$$\text{開口耐震壁の許容せん断力: } Q_{w0} = Q_B (le/He) = Q_B (l/H) = Q_w (1 - \Sigma h_0 / \Sigma h) = r_3 Q_w$$

開口が2列の場合でも (梁のせん断応力度が同じならば) 同様に  $r_3$  は以下の仮定で導かれる (図 19.5-3 参照)。

- (1) 耐震壁と梁の許容せん断力 (せん断耐力) 時の (平均) せん断応力度が等しい。
- (2) 開口耐震壁の耐力は梁耐力 (梁降伏メカニズム) で耐力が決まる (壁脚モーメントできまる場合: 基礎境界梁応力が上記せん断応力度レベルと仮定→基礎梁せいの扱いは注意が必要)。
- (3) 水平力と鉛直反力の応力中心間距離の比が耐震壁全体のアスペクト比に等しい。

$$(He/le=H/l, H=\Sigma h)$$

- (4) 軸力は仕事をしない。

以上により、無開口耐震壁の許容せん断力を  $Q_w = \tau_a t_w l$  とすれば、

$$\text{梁の許容せん断力: } Q_B = \tau_a t_w (\Sigma h - \Sigma h_0) = Q_w (\Sigma h - \Sigma h_0) / l,$$

$$\text{開口耐震壁の許容せん断力: } Q_{w0} = Q_B (le/He) = Q_B (l/H) = Q_w (1 - \Sigma h_0 / \Sigma h) = r_3 Q_w$$

1次設計では等価開口周比  $\leq 0.4$  の適用範囲で耐力低減率を適用すればよいが、2次設計では別途、検討が必要な場合もある。

各壁板が等価開口周比の制限範囲内であれば、上記の  $r$  を適用でき、 $r_1$ 、 $r_3$  は特に制限がない。すなわち、中廊下を有する連層耐震壁では  $r_3$  が小さくなり、耐震壁モデルではなくフレームモデルとした方が有利な場合がある。

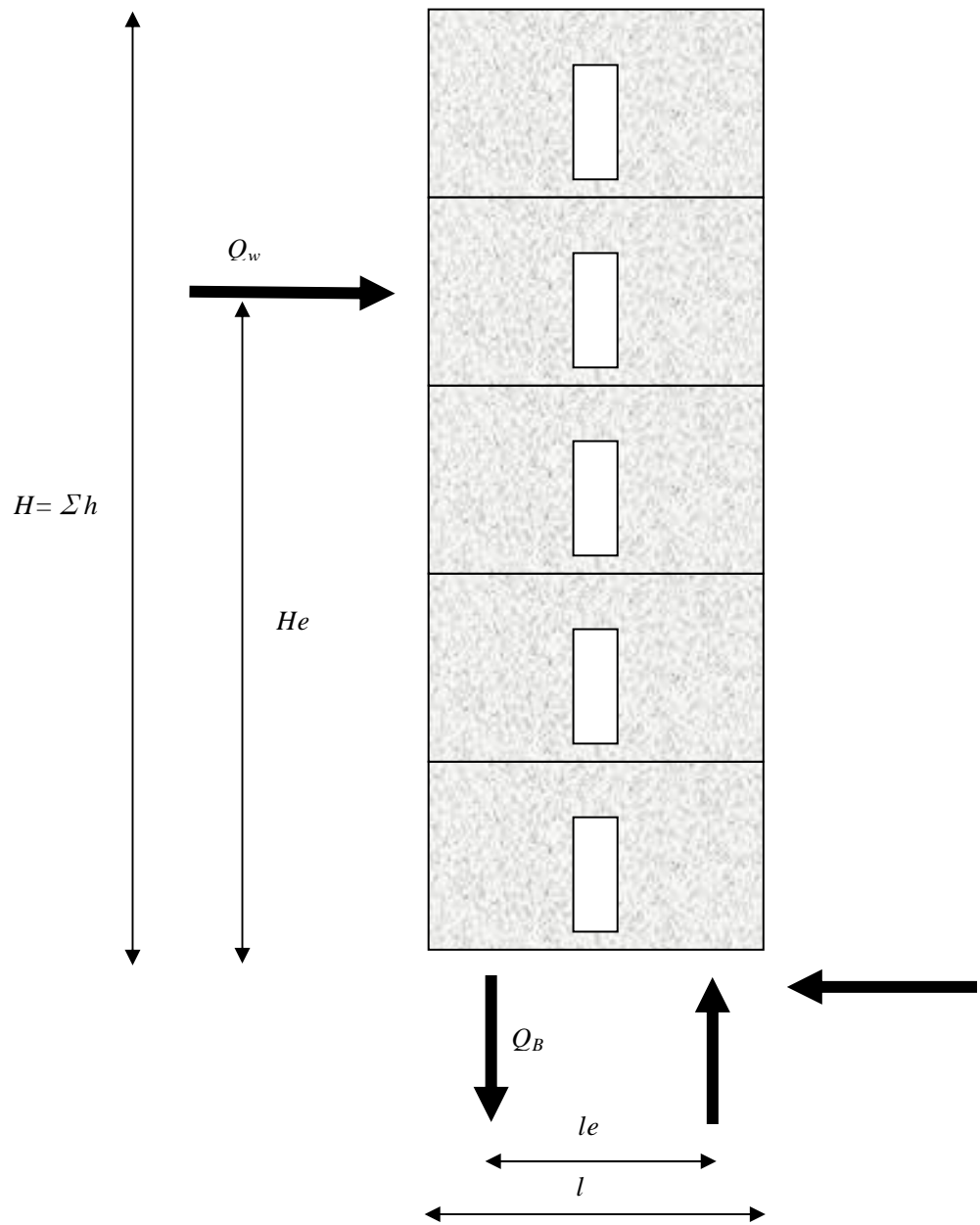


図 19.5-2 縦開口が 1 列の場合の開口低減率  $r_3$  の誘導

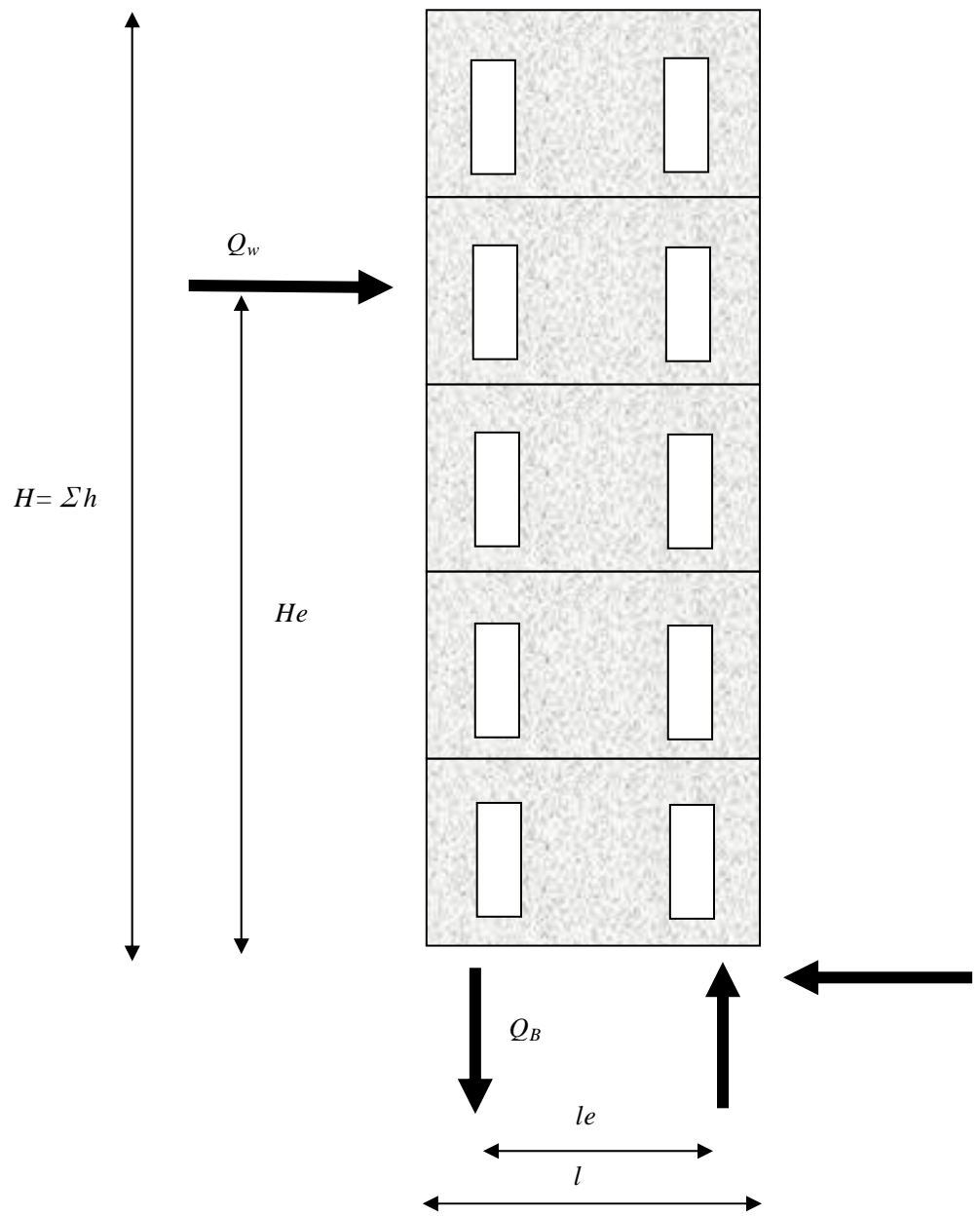


図 19.5-3 縦開口が 2 列の場合の開口低減率  $r_3$  の誘導

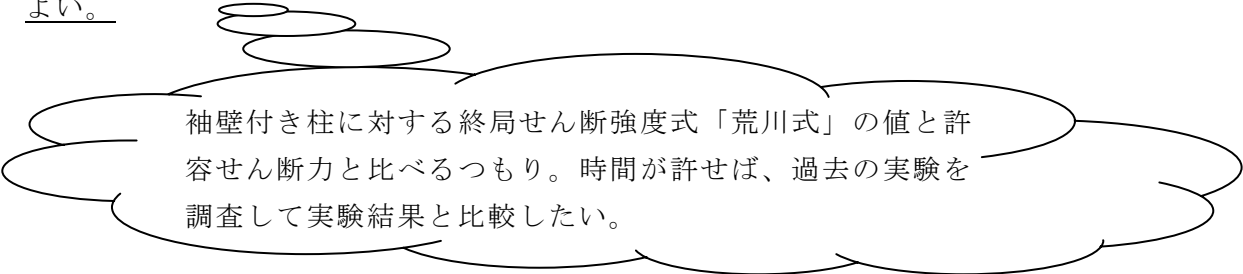
(5) 袖壁付き柱等への準用

袖壁付き柱の許容せん断力は耐震壁に対する算定方法を準用することにした。ただし、壁板部分に関しても曲げ応力度に対する断面算定がなされることが前提である。

袖壁付き柱の許容せん断力に対する袖壁部分の寄与を耐震壁の壁板の寄与  $Q_w$  (規準 19 条(24)式) で評価し、柱の両側に袖壁がある場合は和を取る。柱の寄与は、あくまで「袖壁付き柱」であるので、19 条耐震壁の  $Q_c$  の第一式をそのまま使って算定することは適切ではなく、15 条 3.(8)式で算定される柱の短期許容せん断力  $Q_{AS}$  によることが妥当であると判断した。 $Q_{AS}$  は規準(25)式で  $\alpha=1.0$  とすることで与えられるので、そのように本文に規定した。

この袖壁付き柱の許容せん断力に関する検証は実験的にされている訳ではないので、安全側と考えられる範囲に収まるようにするべきであろう。

なお、腰壁や垂壁が取り付いた梁についても同様に耐震壁に関する算定方法を準用してよい。



袖壁付き柱に対する終局せん断強度式「荒川式」の値と許容せん断力と比べるつもり。時間が許せば、過去の実験を調査して実験結果と比較したい。