

鉄筋コンクリート連層壁板の強度算定法

A STRENGTH CALCULATION METHOD OF RC CANTILEVER WALL PANELS

小坂 英之*, 溝口 光男**, 荒井 康幸**
Hideyuki KOSAKA, Mitsuo MIZOGUCHI and Yasuyuki ARAI

In this paper, a strength calculation method of RC cantilever wall panels without boundary columns and axial reinforcements is proposed. Stress of horizontal reinforcements that becomes large on a diagonal line of the wall panels and is 0 at the both ends is considered in a truss mechanism of the calculation method. Axial forces, reverse bending moments and constraint forces due to vertical reinforcements is considered in an arch mechanism. Loading tests of two-story RC wall panels were conducted to investigate compatibility of the calculation method. As a result, the calculated values were in good agreement with the experiments.

Keywords : Reinforced concrete panel, Cantilever wall, Strength, Calculation method

鉄筋コンクリート壁板, 連層壁, 終局強度, 算定法

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 造連層耐震壁の省力化構法として, 筆者等は壁横筋の柱への定着を省略して鉛直接合部の滑りを許容する構法を考案し, 実験によって構造的にも優れた靱性能を有していることを確認した^{1)~3)}。壁横筋が柱に定着されていない耐震壁では, セン断強度は一般の耐震壁より低くなるが, 壁板と側柱の施工時期を工法上変えることや RC 耐震壁のプレキャスト (PCa) 化が容易となる。構造上は壁板と側柱を分けて取り扱うことができ, 各々の強度と両者間の鉛直接合部の強度を適宜設計することによって, 破壊形式は側柱が引張降伏する曲げ破壊, 鉛直接合部の滑りを伴う曲げ破壊あるいは壁板のせん断破壊となり得る。いずれの破壊形式を採用するにしても壁板のせん断強度を評価することが重要であるが, 側柱や曲げ補強筋の無い鉄筋コンクリート壁板のせん断強度を算定する方法は見あたらない。そこで, 図1に示すような PCa 連層耐震壁の1層部分を取り出し, 鉛直接合部のせん断力を模した拘束力 (鉛直拘束力 V_j) を作用させた水平加力実験を行って, 壁板のせん断強度とその算定法について検討を行ってきた^{4)~6)}。

本論文では, 拙論^{4)~6)}で検討した単層壁板の算定法を一部修正して, 複数層から水平力を受ける連層壁板の算定法に拡張する。さらに2層から水平力を加えた実験を行ってその算定法の適合性を検討する。

2. 単層壁板の強度算定法の概要

本章では, 強度算定法の連層壁板への拡張に先立ち, 単層壁板の算定法^{4)~6)}の概要と本論文で修正した内容を記す。

本算定法は, RC 壁板をトラス機構とアーチ機構によるせん断抵抗機構⁷⁾に分けて考え, 各々の機構のせん断力の和を壁板のせん断強度とするものである。壁板の両側に柱が取り付けく場合には, 柱と

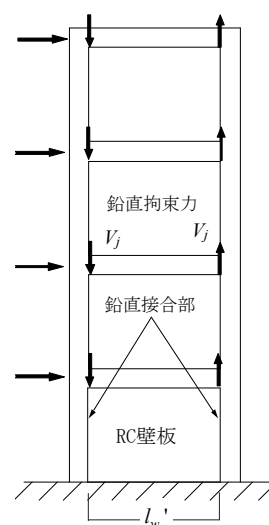


図1 PCa 連層耐震壁

本論文の一部は, 参考文献12)~18)に発表している。

* 三井住友建設株式会社技術開発センター 工修

** 室蘭工業大学大学院工学研究科くらし環境系領域
教授・工博

Technological Development Center, Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd., M. Eng.
Prof., College of Environmental Technology, Graduate School of Engineering, Muroran
Institute of Technology, Dr. Eng.

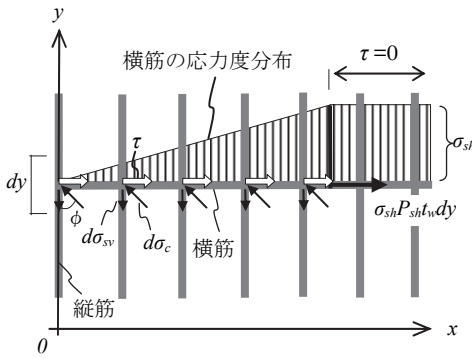


図2 横筋に応力度変化がある場合のトラス機構における力の釣り合い

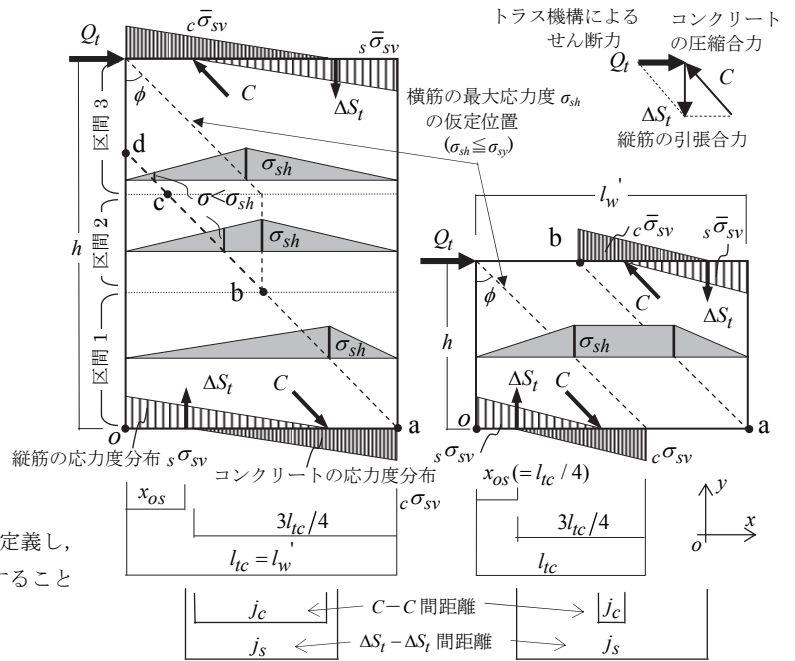
壁板との間に生じる鉛直方向のせん断力を鉛直拘束力 V_j と定義し、これによる曲げ戻しモーメント $M_j (=l_w' V_j)$ を両機構で配分することにより壁板が柱によって拘束される影響を考慮している。

2.1 トラス機構

(1) 横筋の応力度変化によるトラス機構のせん断強度

従来のトラス機構では壁横筋の引張応力度は壁全長にわたって一定とし、横筋の引張力は側柱の主筋あるいは壁板端部の曲げ補強筋の引張力とコンクリートの斜め圧縮力に釣り合うとしているが、本論で対象としている壁板には曲げ補強筋等は存在しないので横筋の反力がとれないことになる。実験^{4),5)}によると、横筋のひずみは両端で非常に小さく、壁板の対角を結ぶ線上付近で大きくなる分布形状を示した。このように横筋の応力度が変化する部分では、横筋の引張力は、鉄筋-コンクリート間の付着によってコンクリートに伝達されて、図2に示すように x 方向に付着応力度 τ が生じており、横筋と縦筋の交点では ϕ 方向 (ϕ : トラス機構の圧縮束の角度) のコンクリート圧縮束の応力度増分 $d\sigma_c$ および y 方向の縦筋の応力度増分 $d\sigma_{sv}$ と釣り合っている。そこで本算定法のトラス機構では、壁横筋の応力度を図3に示すように水平力の作用位置から ϕ 方向の線上と壁中心線上で最大値 σ_{sh} をとり、両端部で0となる線形分布に設定し、壁板内の各応力度増分によって壁脚・壁頂に生じるコンクリートの圧縮合力 C と縦筋の引張合力 ΔS_t に釣り合う水平方向のせん断力をトラス機構によるせん断強度 Q_t としている。

横筋の応力度分布は、図3に示すように壁板のアスペクト比 α_t ($=h/l_w' \cot \phi$) によって異なり、壁板中央部を見ると $\alpha_t \geq 1$ では壁中心線上で最大応力度となる領域(図示の区間2)があり、 $\alpha_t < 1$ では応力度の勾配がない $\tau=0$ の領域がある。同図に示すように壁板を壁脚の a 点を通る ϕ 方向の直線で切断すると、 $\alpha_t < 1$ の場合には同図(2)の a - b 間に示すように横筋の応力度は壁高さのどの位置でも最大応力度 σ_{sh} である。一方、 $\alpha_t \geq 1$ の場合には同図(1)に示すように、横筋の応力度は a - b 間では σ_{sh} となるが、 b - c 間および c - d 間では σ_{sh} より小さくなる。したがって、 $\alpha_t \geq 1$ の縦長の壁板の場合には、 $\alpha_t < 1$ の場合より切断面を横切る横筋の引張力の合計は小さくなり、合力 C および C に釣り合うトラス機構のせん断強度 Q_t は低下する。そこで、横筋の引張力の合計を壁高さ方向の各区間ごとに積分して定式化すると、トラス機構のせん断強度は α_t によって場合分けされて次式で表される⁶⁾。なお、式(1)中の A は、 α_t に応じた σ_{sh}



(1) $\alpha_t \geq 1$

(2) $\alpha_t < 1$

図3 トラス機構

の低減係数に相当し、 $A \cdot \sigma_{sh}$ はトラス機構に有効な横筋の平均応力度と云える。

$$Q_t = C \sin \phi = \sigma_{sh} P_{sh} t_w l_{tc} \cot \phi \cdot A \quad \dots(1)$$

$$A = \begin{cases} 1 & [\alpha_t < 1] \\ 1 - (\alpha_t - 1)^2 + (\alpha_t - 1) \log(2\alpha_t - 2) & [1 \leq \alpha_t < 3/2] \\ 3/4 & [\alpha_t \geq 3/2] \end{cases} \quad \dots(2)$$

$$l_{tc} = \begin{cases} l_w' & [\alpha_t \geq 1] \\ l_w' / \alpha_t & [\alpha_t < 1] \end{cases} \quad \dots(3)$$

ここに、 P_{sh} : 壁横筋比、 t_w : 壁厚、 l_{tc} : コンクリートの圧縮応力作用域の長さ(図3参照)

(2) 縦筋応力度に換算した壁脚における応力度

せん断破壊の判定は、次節で述べるように壁脚の圧縮応力度を評価して行うので、トラス機構によって壁脚に生じる応力度を把握する必要がある。壁板の切断面で応力度が一定となる $\alpha_t < 1$ の場合について、応力度増分 $d\sigma_{sv}$ を高さ方向で積分し、壁脚(壁頂)における縦筋の応力度分布 $s\sigma_{sv}$ を求めると次式⁶⁾となり、

$$s\sigma_{sv} = \frac{\sigma_{sh} P_{sh} \cot^2 \phi}{P_{sv}} \log \left(\frac{l_{tc}}{x} \right) \quad \dots(4)$$

ここに、 P_{sv} : 壁縦筋比、 x : 水平位置(図3、 o 点からの距離)
 $s\sigma_{sv}$ は $x=0 \sim l_{tc}$ の範囲で無限大から0に漸近する曲線分布で表されるが、その重心位置は $x=l_{tc}/4$ の確定値となる。そこで、本算定法では、壁脚・壁頂における $s\sigma_{sv}$ の合力 ΔS_t および $s\sigma_{sv}$ と逆対称になる $c\sigma_{sv}$ の合力 C の作用点は、図3(2)に示すように各々の最大応力度となる端部から $l_{tc}/4$ の位置とする。応力度分布は、対数関数で表されるものを取り扱い易いように三角形分布とするが、三角形の重心位置を合力 C 、 ΔS_t の作用位置に一致するように設定する。したがって

て、 $c\sigma_{sv}$, $s\sigma_{sv}$ の作用域の長さは、ともに $3l_c/4$ となる。一方、 $\alpha_t \geq 1$ の場合には、前述の区間 2 の影響により脚部の応力度分布は異なるが、合力 C の作用位置は $\alpha_t < 1$ の場合と同様に端部から $l_c/4$ の位置とし、 ΔS_t の作用位置 x_{os} は次式に示す脚部モーメントの釣り合いから定める。

$$Q_t \cdot h = C_{vt} \cdot j_c + \Delta S_t \cdot j_s \quad \dots(5)$$

ここに、 C_{vt} ：合力 C の鉛直成分(= $C \cos \phi$)、 j_c ：壁脚の C と壁頂の C との距離、 j_s ：壁脚の ΔS_t と壁頂の ΔS_t との距離、 h ：壁板高さ
これにより、 j_c と j_s は次式のように表される⁶⁾。

$$j_c = \begin{cases} (1/2)l'_w & [\alpha_t \geq 1] \\ 1 - (3/2)\alpha_t l'_w & [\alpha_t < 1] \end{cases} \quad \dots(6)$$

$$j_s = \begin{cases} \left(1 - \frac{1}{2\alpha_t}\right) Al'_w & [\alpha_t \geq 1] \\ (1 - \alpha_t/2)l'_w & [\alpha_t < 1] \end{cases} \quad \dots(7)$$

よって、 ΔS_t は、端部から $x_{os} = (l'_w - j_s)/2$ の位置に作用するものとする。なお、拙論⁶⁾では $\alpha_t \geq 1$ の場合の縦筋の応力度分布を区間 2 の影響を考慮して不連続に設定していたが、本論文では連層壁板の算定法に拡張するために単純化し、図 3(1)に示すように縦筋の応力度 $s\sigma_{sv}$, $s\bar{\sigma}_{sv}$ もコンクリートの応力度 $c\sigma_{sv}$, $c\bar{\sigma}_{sv}$ と同様に三角形分布に変更する。

以上より、壁脚部の応力度を全て縦筋応力度に換算すると壁脚縦筋応力度 $B\sigma_{sv}$ は次式のように表される⁶⁾。

$$B\sigma_{sv} = c\sigma_{sv} + c\bar{\sigma}_{sv} + s\sigma_{sv} + s\bar{\sigma}_{sv} + \sigma_N \quad \dots(8)$$

ここに、 σ_N ：軸力 N による応力度
 $B\sigma_{sv}$ は壁板長さ l'_w の全域の応力度であるが、 $\alpha_t < 1$ の場合には、図 3(2)に示すように $\tau = 0$ の領域があることによって $l_c \leq l'_w$ となり、壁脚の曲げ圧縮域 (a 点近傍) では $c\sigma_{sv}$ は作用しないが、壁頂の縦筋応力度 $s\bar{\sigma}_{sv}$ の反力として圧縮応力度が作用する。

トラス機構で使用する曲げ戻しモーメントは、合力 C 、 ΔS_t の作用点と同じ位置に、逆向きに作用する偶力に置換することで C 、 ΔS_t に含めて扱う⁶⁾。

2.2 アーチ機構

アーチ機構によるせん断強度 Q_a は、図 4 に示すように壁板を幅 Δx で m 分割し、圧縮束の作用点を壁脚の圧縮縁から $0.05l'_w$ の位置 (A

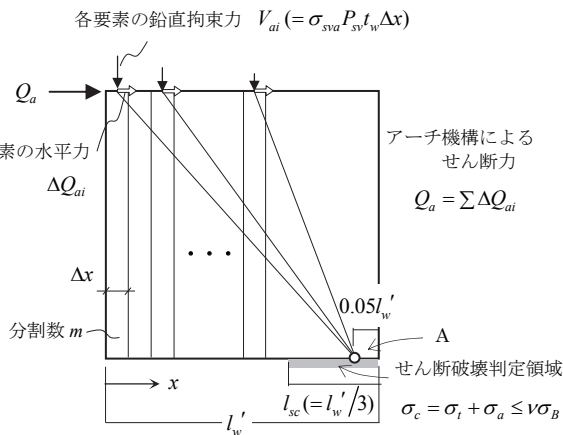


図 4 アーチ機構とせん断破壊判定領域

点) として要素ごとの水平力 ΔQ_{ai} を計算し、壁脚部のせん断破壊判定領域 l_{sc} の ϕ 方向の圧縮応力度 σ_c が有効強度 $\nu\sigma_B$ に達するまで各要素の ΔQ_{ai} を積算して求める⁶⁾。ここで、圧縮束の壁脚側作用点を A 点としたのは、全要素数 m の積算を行った際の Q_a の上限を、次式⁶⁾の曲げ強度相当のせん断力とするためである。

$$M_u = 0.5p_{sv}l'_w\sigma_{sv}l + 0.5Nl + M_j \quad \dots(9)$$

ここに、

$$l = 0.9l'_w, \quad M_j: \text{鉛直拘束力 } V_j \text{ による曲げ戻しモーメント}$$

図 4 に示す各要素の鉛直拘束力 V_{ai} は、

$$V_{ai} = \sigma_{sva} p_{sv} t_w \Delta x \quad \dots(10)$$

であり、拘束応力度 σ_{sva} は次式で表される⁶⁾。

$$\sigma_{sva} = \sigma_{sy} - B\sigma_{sv} - \sigma_M \quad \dots(11)$$

ここに、 σ_{sy} ：縦筋強度、 $B\sigma_{sv}$ ：壁脚縦筋の応力度、 σ_M ：アーチ機構で使用する曲げ戻しモーメントを縦筋の応力度に換算した値

3. 連層壁板の強度算定法

3.1 セン断抵抗機構

図 5 に示すように i 層 ($i=1 \sim n$) に水平力 $b_i P$ 、曲げ戻しモーメント M_i および軸力 N_i の作用する n 層の連層壁板を考える。 h_i は i 層の壁高、 $i t_w$, $i p_{sh}$, $i p_{sv}$ はそれぞれ i 層での壁厚、壁横筋比および壁縦筋比である。せん断抵抗機構は単層壁と同様に、壁横筋によるトラス機構と、軸力および壁縦筋によるアーチ機構に分けて考える。曲げ戻しモーメントは両機構で使い、それぞれの機構で釣り合う i 層の水平力の和を強度時の水平力 $b_i P$ とする。すなわち、

$$b_i P = b_{ti} P_t + b_{ai} P_a \quad \dots(12)$$

ここに、 b_{ti} , b_{ai} , b_{ai} はそれぞれ強度時、トラス機構およびアーチ機構における水平力の高さ方向分布係数である。

3.2 トラス機構

トラス機構は、図 6 に示すように i 層目の水平力 $b_{ti} P_t$ ($i=1 \sim n$) に対して、 i 層目の壁高 h_i の壁板毎にトラス機構が成立するものとする。この壁板を以後「 i 層目加力の壁板」と称する。同図の M_{ti} は、曲げ戻しモーメント M_i のうちトラス機構に使用するモーメントであり、その割合を η_{ti} において次式のように表す。

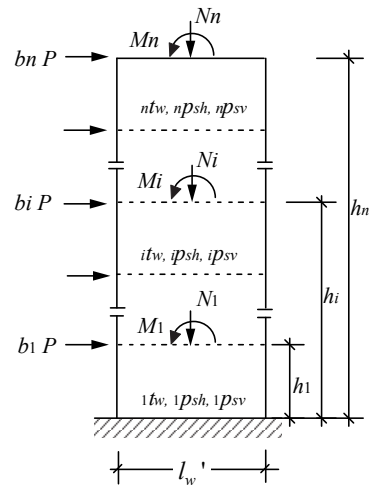


図 5 連層壁板

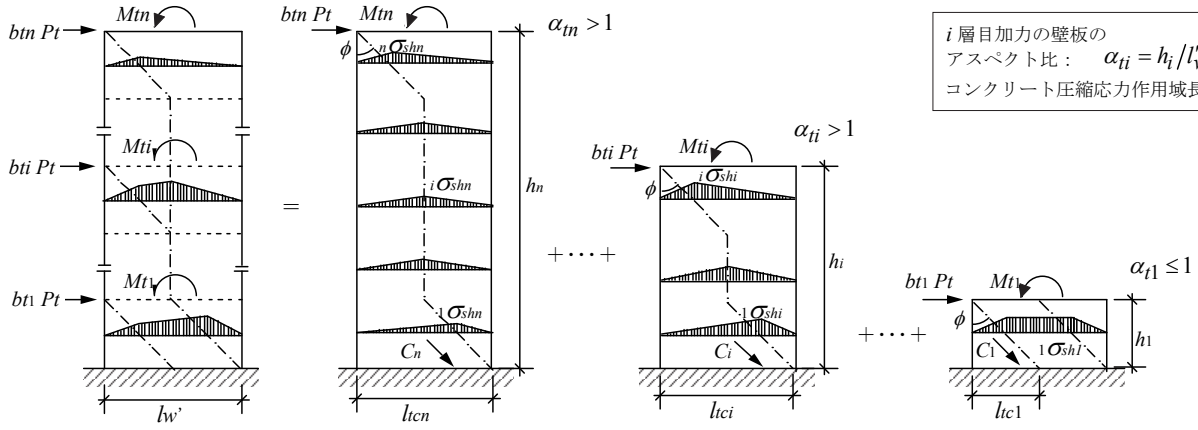


図6 トラス機構

$$M_{ti} = r_{ti} M_i \quad \dots(13)$$

i 層目加力の壁板は単層壁板と同じであるが、層毎に壁厚と壁筋比を規定しているので、水平力 $b_{ti} P_t$ と横筋応力度との関係は、 i 層目に加力した時の j 層の横筋応力度を $j \sigma_{shi}$ ($j=1 \sim i$) とおいて次式のように表される。

$$b_{ti} P_t = a_{shi} l_{ci} \cot \phi \cdot A_i \quad \dots(14)$$

$$a_{shi} = i \sigma_{shi} l_{ci} / l_w' = \dots = j \sigma_{shi} l_{ci} / l_w' = \dots = 1 \sigma_{shi} l_{ci} / l_w' \quad \dots(15)$$

ここに、 l_{ci} と A_i はそれぞれ i 層目加力の壁板の圧縮応力作用域 (図3, 式(3)参照) とアスペクト比による係数 (式(2)参照) である。また、コンクリートの圧縮合力 C_i は次式のように表され、

$$C_i = a_{shi} l_{ci} (\cot \phi / \sin \phi) A_i \quad \dots(16)$$

壁脚のせん断破壊判定領域 l_{sc} におけるコンクリートの ϕ 方向圧縮応力度は次式となる。

$$\sigma_{ti} = \gamma_i C_i / (l_w' l_{sc} \cos \phi) \quad \dots(17)$$

ここに、 γ_i は判定領域 l_{sc} に作用する C_i の割合である⁶⁾。

以上により、全層に作用する水平力 $b_{ti} P_t$ ($i=1 \sim n$) による壁横筋の i 層の応力度 $i \sigma_{sh}$ は次式で表され、

$$i \sigma_{sh} = \sum_{j=i}^n i \sigma_{shj} = \sum_{j=i}^n a_{shj} / (i P_{sh} \cdot l_w') \quad \dots(18)$$

1層壁脚コンクリートの ϕ 方向圧縮応力度 $1 \sigma_t$ は次式となる。

$$1 \sigma_t = \sum_{i=1}^n \sigma_{ti} \quad \dots(19)$$

また、 i 層目加力の壁板のコンクリートの圧縮合力と縦筋の引張合力による縦筋応力度を $c \sigma_{svi}$, $c \bar{\sigma}_{svi}$, $s \sigma_{svi}$, $s \bar{\sigma}_{svi}$ (図3参照) とおくと、全水平力 $b_{ti} P_t$ ($i=1 \sim n$) に対する1層壁脚縦筋の応力度 $B \sigma_{sv}$ は式(8)を拡張して次式で表される。

$$B \sigma_{sv} = \sum_{i=1}^n (c \sigma_{svi} + c \bar{\sigma}_{svi} + s \sigma_{svi} + s \bar{\sigma}_{svi}) + \sigma_N \quad \dots(20)$$

$$\text{ここに、} \sigma_N = -\sum N_i / (1 P_{sv} l_w' l_w')$$

連層壁板のトラス機構による i 層のせん断力は、式(14)の水平力の $i \sim n$ 層の和であるので次式となる。

$$i Q_t = \sum_{j=i}^n b_{tj} P_t \quad \dots(21)$$

$b_{ti} P_t$ を算定する際の横筋の最大応力度 σ_{shi} は降伏強度以下で出来

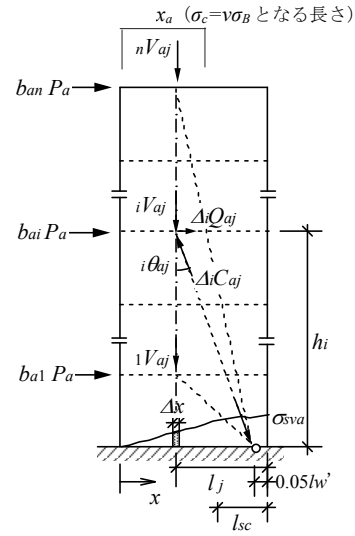


図7 アーチ機構

る限り大きくするように定める。このとき、式(20)の壁脚縦筋の応力度 $B \sigma_{sv}$ も降伏強度以下とする必要がある。 $B \sigma_{sv}$ が大きい場合は、曲げ戻しモーメントの割合 r_{ti} を上げることによって調整する。従来のトラス機構では、柱主筋などの曲げ補強筋による引張合力が大きいので横筋は降伏するものとし、縦筋はせん断強度の算定に考慮されていないが、本算定法では縦筋不足の場合には横筋は降伏せず、トラス機構分のせん断強度は低くなる。

3.3 アーチ機構

アーチ機構に使用できる曲げ戻しモーメント M_a は次式であり、

$$M_a = \sum (1 - r_{ti}) M_i \quad \dots(22)$$

M_a を縦筋の応力度に換算して鉛直拘束力とする。鉛直方向の拘束応力度 σ_{sva} は、単層壁板の場合と同様に前出の式(11)で表される。

連層壁板では、拘束応力度 σ_{sva} の鉛直拘束力は、各層に配分して用いる必要があるので、 i 層の分配率を r_{ai} とおくと図7に示すように微小区間 Δx における各層の鉛直拘束力 $i V_{aj}$ (j は壁長を分割した微小区間の番号) は、

$$i V_{aj} = r_{ai} \sigma_{sva} 1 P_{sv} l_w' \Delta x \quad \dots(23)$$

となる。分配率 r_{ai} は、アーチ機構の水平力分布係数 b_{ai} に対応させると次式となる。

$$r_{ai} = \left(h_i / \sum_{i=1}^n b_{ai} h_i \right) b_{ai} \quad \dots(24)$$

iV_{aj} に釣り合う水平力 $\Delta_i Q_{aj}$ は、

$$\Delta_i Q_{aj} = iV_{aj} \tan(i\theta_{aj}) \quad \dots(25)$$

$$\tan(i\theta_{aj}) = (l_j - 0.05l_w') / h_i \quad \dots(26)$$

であるので、 i 層の水平力 $b_{ai} P_a$ は次式となる。

$$b_{ai} P_a = \sum_j \Delta_i Q_{aj} \quad \dots(27)$$

よって、連層壁板のアーチ機構による i 層のせん断力は次式となる。

$$iQ_a = \sum_{k=i}^n b_{ak} P_a \quad \dots(28)$$

また、 iV_{aj} による圧縮力は $\Delta_i C_{aj} = iV_{aj} / \cos(i\theta_{aj})$ であるので、 i 層全体の ϕ 方向圧縮合力 iC_ϕ は次式となる。

$$iC_\phi = \sum_j \Delta_i C_{aj} \cos(\phi - i\theta_{aj}) \quad \dots(29)$$

したがって、1 層目壁板の圧縮応力度 ${}_1\sigma_a$ (せん断破壊判定領域における平均応力度) は次式となる。

$${}_1\sigma_a = \sum_i C_\phi / ({}_1t_w l_{sc} \cos \phi) \quad \dots(30)$$

式(27)の $\Delta_i Q_{aj}$ の積算は、単層壁と同様に式(19)と式(30)の和 ($\sigma_c = {}_1\sigma_t + {}_1\sigma_a$) が有効強度 $v\sigma_B$ に達するまで行い (以後、「 σ_c の調整」と云う)、その時のトラス機構とアーチ機構のせん断力 (式(21)、式(28)) の和をせん断強度とする。

3.4 計算手順

連層壁板の上層部など壁板のせん断ひび割れが少ない層に、トラス機構を設定することは不合理である。そこで、本算定法では、計算時に壁板の平均せん断応力度 $i\bar{\tau}$ を求め、 $i\bar{\tau}$ が壁板の全域にせん断ひび割れの発生するせん断応力度 τ_s 以上となる層にのみトラス機構を形成させるものとする。

本算定法におけるせん断強度の計算手順を以下に示す。ここでは、 i 層の水平力の高さ方向分布係数 b_i をトラス機構の b_{ti} とアーチ機構の b_{ai} に分ける際に、1 層目で基準化 ($b_i = 1$) し、 $b_i = b_{ti} + b_{ai}$ とする。

- (1) アーチ機構のみを考慮し (P_i , b_{ti} , r_{ti} を全て 0)、式(27)右辺の $\Delta_i Q_{aj}$ を壁全長にわたって積算する (曲げ強度が算定される)。
- (2) 「 σ_c の調整」を行い、 $i\bar{\tau} \geq \tau_s$ となる層の全てにトラス機構を形成 ($b_{ti} = 1.0$) する。
- (3) 横筋が降伏する状態を想定し、トラス機構による最大の水平力 ($\max(i\sigma_{sh}) = \sigma_{sy}$ となる P_i) を求める。
- (4) 縦筋の応力度が降伏点以下 ($\max({}_B\sigma_{sv}) \leq \sigma_{sy}$) となり、水平力の分布係数が設定値 b_i になるように、トラス機構の負担水平力 P_i を下げ、曲げ戻しモーメントの負担割合 r_{ti} を調整する。(上層の分布係数が設定値 b_i より大きくなる場合は、高さ方向分布係数 b_{ti} を減少させて前記を行う。)
- (5) 壁脚コンクリートが有効強度 ($\sigma_c = v\sigma_B$) となるように、「 σ_c の調整」を行う。
- (6) 新たに $i\bar{\tau} \geq \tau_s$ となる層が現れたら、その層の b_{ti} に適切な数値を代入にして(3)以下を繰り返す。

上記のように、計算過程では水平力の高さ方向分布係数 b_{ti} , b_{ai} や曲げ戻しモーメントの両機構の配分 r_{ti} は異なる値を用いることができるが、全ての条件を満足すれば得られる結果の差異は小さい。

3.5 せん断強度時の各部の応力状態

通常、壁板強度の算定では、曲げ強度とせん断強度を別途に計算し、小さいほうで耐力が決定されるものとするが、本算定法はこれと異なり、コンクリート、横筋および縦筋の応力の釣り合いから、壁板でとり得る強度 (曲げ強度あるいはせん断強度) を求めるものである。 ϕ 方向の壁脚コンクリートが $\sigma_c = v\sigma_B$ となるせん断強度を算定する場合には、せん断強度時の横筋の最大引張応力度 σ_{sh} が得られるので、横筋を降伏するまで活用することや損傷を軽減するために横筋の応力度を抑えること等を検討できる。

縦筋はトラス機構では式(20)の ${}_B\sigma_{sv}$ 、アーチ機構では式(11)の σ_{sva} で考慮されており、アーチ機構の強度算定時に $\Delta_i Q_{aj}$ を積算した範囲 (図 7 の x_a) の縦筋はせん断強度時に降伏強度に達していることになる。

他方、計算手順(1)で算定される強度は、前述のように縦筋が全て降伏する場合の式(9)相当の曲げ強度であるので、アスペクト比の大きい場合や軸力が大きい場合などは断面解析等により曲げ圧縮破壊について別途検討する必要がある。本算定法でせん断破壊の判定に用いた ϕ 方向の圧縮応力度 σ_c を鉛直方向に換算すると、曲げ圧縮域における壁脚コンクリートの圧縮応力度 σ_r は次式で表される。

$$\sigma_r = \sigma_c \frac{l_{sc} \cos^2 \phi}{x_n} \quad \dots(31)$$

ここで、 x_n は圧縮縁からの中立軸位置であり、本算定法ではアーチ機構の圧縮束の作用点を圧縮縁から $0.05l_w'$ としているので、三角形のひずみ分布を想定して $x_n \approx 0.15l_w'$ と仮定すれば、式(31)より σ_r の概算値が得られる。例えば σ_r と ACI318 規準⁹⁾の応力ブロックの平均圧縮応力度 $0.85\sigma_B$ を比較することで、曲げ圧縮域の応力状態の予備検討が行える。

4. 実験による適合性の検証

4.1 実験概要

試験体は図 8 に示すように二層壁板であり、壁板側面に剥離剤を塗布した厚さ 16mm の鋼板 (SS400) を配置して接合筋を溶接接合し、曲げ戻しモーメント M_i (=鉛直接合部拘束力 $V_j \times l_w'$) を表現している。試験体数は表 1 に示す接合筋拘束力 V_j 、横筋比、縦筋比および水平力の分布係数 b_i をパラメータとした 17 体である。ここで、 V_j は鉛直接合部のせん断強度 Q_v に関する次式¹⁰⁾を参考とし、

$$Q_v = 0.10F_c \cdot A_{sc} + \sigma_y \Sigma a_v \quad \dots(32)$$

ここに、 F_c : コンクリートの設計基準強度、 A_{sc} : 鉛直接合部のコッターの断面積、 σ_y : 接合筋の降伏強度、 a_v : 接合筋断面積
試験体にはコッターがないため、第 2 項のみの $V_j =$ 接合筋断面積 \times 降伏強度により算定した。コンクリートは早強ポルトランドセメントを用いた豆砂利普通コンクリートであり、材料試験結果を使用鉄筋と共に表 2 に示す。

加力装置を図 9 に示す。軸力 N は中層建物 (8 階程度) の下層階の長期軸力を想定して、No.11~No.21 では 64kN、No.22~No.27 では 61kN とし、試験体上部のアクチュエータにより作用させた。水平力は、上下 2 層に設置したアクチュエータの荷重が表 1 に示す比率 (1 層目 b_1 : 2 層目 b_2) になるように制御して加えた。水平力が壁板に均等に作用するように、加力用治具は壁板両面から圧着している。加力は変位漸増の繰り返し加力とし、各サイクルの部材角

R_2 (2層位置)を1000分の1,2,4,6,10,15,20rad.とした。計測は、図9に示した各アクチュエータに作用する荷重と、壁板の1,2層目の頂部の変位を計測した。また、壁縦横筋のひずみ度を計測した。

4.2 実験結果

各試験体の最大強度（正・負加力の平均値）時における1層目および2層目の平均せん断応力度 $\bar{\tau}_u (=Q_i / t_w l'_w)$ とコンクリートの圧縮強度 σ_B との関係を図10に、ひび割れおよび破壊状況の例を図11に示す。図10中の黒塗り印は、図11(a)~(c)の1層目と同図(c)の2層目のように壁板の全域にせん断ひび割れが多数発生したことを、白抜き印は図11(a),(b)の2層目のようにせん断ひび割れが少なく壁板の全域には発生していないことを示す。図10に文献11) (以下、RC規準)の短期許容せん断応力度 f_s を併記すると、曲げ補強筋のない本試験体においても f_s 相当のせん断応力度ではせん断ひび割れがほとんど発生していないことが分かる。RC規準を参考に終局強度相当のせん断応力度の目安として、 f_s を1.5倍にしたせん断応力度で見ると、せん断ひび割れが多数発生した黒塗り印の実験値のほぼ下限を示している。そこで本算定法では、 $1.5f_s$ 相当のせん断力を超える層には、せん断ひび割れが十分に発生しているとみなし、トラス機構が形成されるものとした。

各試験体の最大強度実験値 Q_{max} （1層目せん断力）と各種計算値 Q_{bl} , FQ_{bl} , Q_{pl} を表3に示す。実験値 Q_{max} と部材角 R_2 は、それぞれ正加力時と負加力時の平均値である。 Q_{bl} は式(33)により計算した曲げ強度であり、 FQ_{bl} は式(33)の M_u を断面解析（応力・ひずみ関係：コンクリート（梅村のe関数法、引張応力無視）、鉄筋（完全弾塑性型））により求めた曲げ強度である。 Q_{pl} は本算定法による値であり、 $\cot \phi = 1$ 、せん断破壊判定領域 l_{sc} は壁脚の斜めひび割れ状況（図11参照）を参考に $l'_w/3$ とし、壁長さ l'_w を24分割して計算した。なお、同表に実測した平均壁厚も記してある。

$$Q_{bl} = (\Sigma b_l / \Sigma b_l h_l) M_u \quad \dots (33)$$

ここに、

$$M_u = 0.5 l P_{sv} l'_w \sigma_{sy} l + 0.5 \Sigma N_i l + \Sigma M_i, \quad l = 0.9 l'_w, \quad M_i = V_j \times l'_w$$

実験値 Q_{max} は、縦筋比 P_{sv} が同じ場合には鉛直拘束力 V_j が大きいほど大きくなっており、接合筋を壁側面の鉄板に溶接して V_j を得る方法は、計画通り機能していると判断できる。断面解析による曲げ強度 FQ_{bl} は、いずれも縦筋が降伏して最大曲げモーメントとなり、最外縁の圧縮ひずみは $2700 \sim 3700 \times 10^{-6}$ 程度となる状態であった。よって、曲げ強度式による Q_{bl} に対する FQ_{bl} の比率は0.89~1.02

表2 材料の力学的性質

コンクリート 試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数* (N/mm ²)
No.11	42.6	4.02	26100
No.12	40.4	4.59	26800
No.13	45.3	3.75	26900
No.14	42.8	3.50	24200
No.15	43.2	4.64	24400
No.16	46.1	4.52	28600
No.17	30.0	2.34	29100
No.18	31.8	2.21	24200
No.19	32.0	2.22	27400
No.20	30.7	2.48	25300
No.21	33.7	2.37	25800
No.22	29.0	2.11	27300
No.23	28.1	2.10	26600
No.24	28.8	2.04	25900
No.25	30.4	2.19	27700
No.26	29.2	2.07	25100
No.27	28.7	2.11	27500
壁縦横筋 D6 31.7mm ²	降伏強度** (N/mm ²)		引張強度 (N/mm ²)
No.11~No.16	304		428
No.17~No.21	326		437
No.22~No.27	410		538

*: 1/3割線弾性係数

** : 0.2%耐力

表1 試験体一覧

試験体名	横筋間隔 (mm)	縦筋間隔 (mm)	接合筋本数 (1,2層共通)	分布係数 $b_1:b_2$
No.11	50	50	8-D6	1:1
No.12	75	50	4-D6	1:1
No.13	105	50	2-D6	1:1
No.14	105	50	8-D6	1:1
No.15	75	90	4-D6	1:1
No.16	105	90	2-D6	1:1
No.17	50	72	8-D6	1:1
No.18	75	72	8-D6	1:1
No.19	125	72	8-D6	1:1
No.20	75	72	4-D6	1:1
No.21	125	72	4-D6	1:1
No.22	105	51	8-D6	1:2
No.23	78	51	8-D6	1:2
No.24	48	51	8-D6	1:2
No.25	107	51	4-D6	1:2
No.26	83	51	4-D6	1:2
No.27	83	51	2-D6	1:2

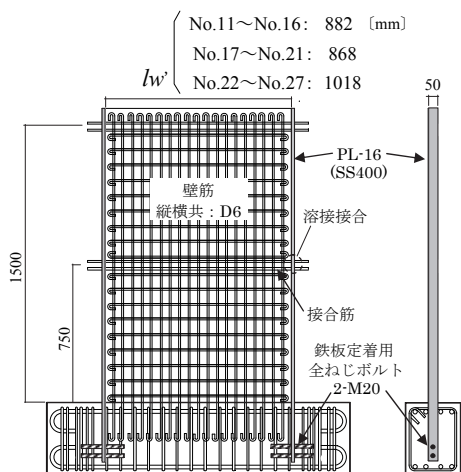


図8 試験体

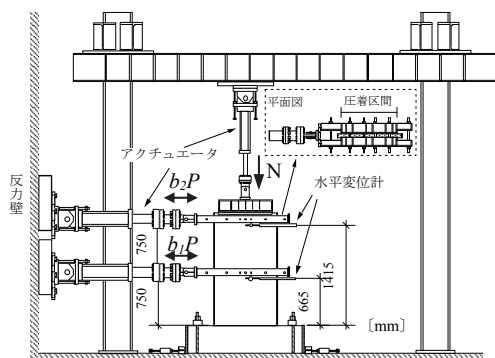


図9 加力装置

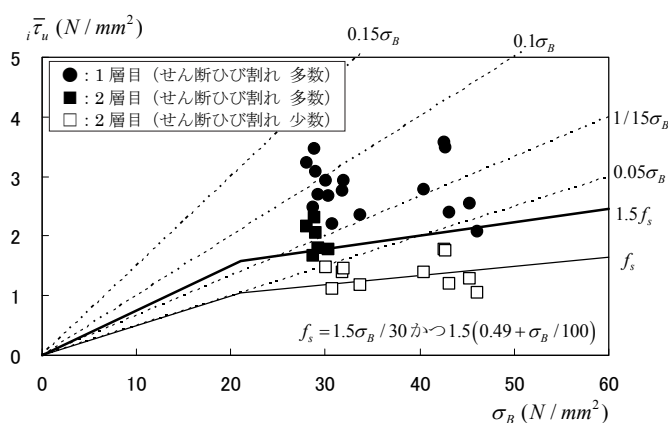


図10 壁板の平均せん断応力度とコンクリート強度の関係

(平均 0.96) となり、双方の曲げ強度計算値は近い値となっている。

(1) 曲げ破壊した試験体の最大強度

表 3 に示すように、本算定法で曲げ破壊と判定されたのは No.15 と No.16 である。この 2 体の壁脚コンクリートの ϕ 方向の圧縮応力度は、アーチ機構の強度算定時に壁全長にわたって $\Delta_i Q_{aj}$ が積算された ($x_a/l_w'=1.0$) が、表 3 の $\sigma_c/v\sigma_B$ に示すように両試験体とも有効強度以下となっている。No.15 は 1 層目のみトラス機構が形成され、No.16 は 1 層目も平均せん断応力度が $1.5f_s$ 以下となり、アーチ機構のみで Q_{pl} が算定された。両試験体の Q_{pl} は、曲げ強度 Q_{bl} 、 Q_{bl} と同程度の値となり、実験値との比率 Q_{max}/Q_{pl} はそれぞれ 0.89, 1.05 となっている。なお、このように曲げ強度の計算値が実験値と概ね対応することから、計算に用いた試験体の鉛直接合部拘束力 V_j (= 接合筋断面積×降伏強度) は妥当であると考えられるため、以降のせん断強度算定時の V_j も同様に評価した。

(2) せん断破壊した試験体の変形性能

本算定法でせん断破壊と判定された試験体の荷重-変形曲線の例を図 12 に示す。表 3 に示す曲げ強度計算値に対する実験値の比率を見ると、No.13 以外のせん断破壊の試験体では $Q_{max}/Q_{bl}=0.58\sim 0.86$ 、 $Q_{max}/Q_{pl}=0.60\sim 0.93$ となっており、実験値 Q_{max} は曲げ強度計算値より小さくなっている。曲げ強度計算値より Q_{max} の大きい No.13 (図 12(a)) は、鉛直拘束力 V_j が小さく、曲げ強度とせん断強度の近い試験体であり、実験では曲げ降伏後にせん断破壊したものと判断される。また、断面解析結果の中立軸位置 (x_n/l_w') を用い、式(31)よりせん断破壊時の鉛直方向のコンクリート圧縮応力度 σ_r を算出すると、表 3 に示すようにいずれも $0.85\sigma_B$ 以下であった。なお、せん断破壊した試験体の断面解析結果の x_n/l_w' は $0.12\sim 0.19$ であり、3.5 節で述べたように x_n を $0.15l_w'$ と仮定して σ_r を求めれば曲げ圧壊の有無の検討値としては妥当であると思われる。

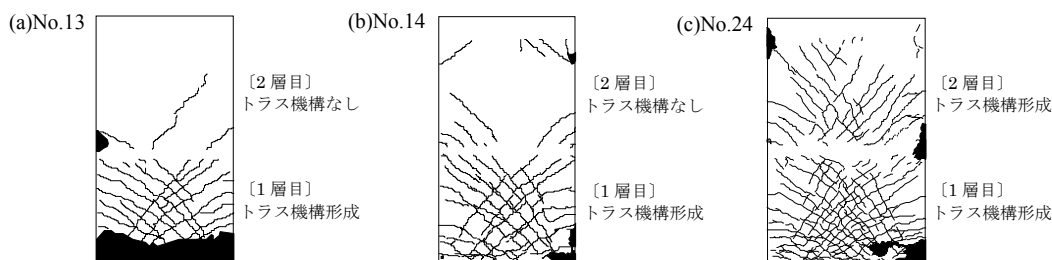


図 11 ひび割れおよび破壊状況の例

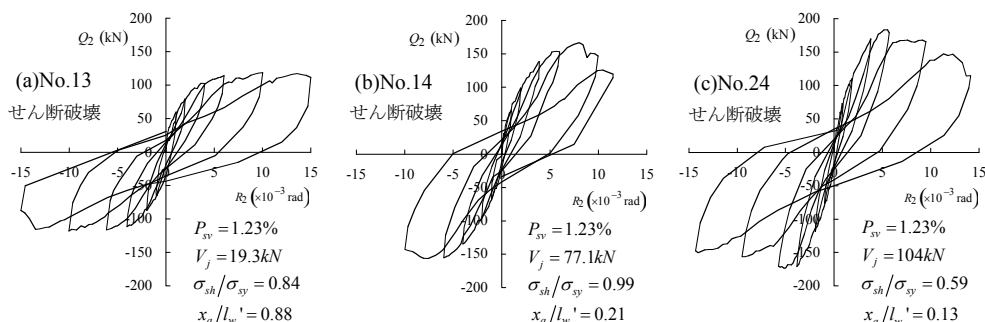


図 12 荷重-変形曲線の例

表 3 最大強度の実験値と計算値

試験体名	壁厚 t_w [mm]	横筋比 ρ_{sh} [%]	縦筋比 ρ_{sv} [%]	拘束力 V_j [kN]	実験値		曲げ強度					本算定法								
							曲げ強度式		断面解析			Q_{pl}	$\frac{Q_{max}}{Q_{pl}}$	トラス機構の形成状況 $b_1 : b_2$	アーチ機構の積算範囲 x_a / t_w'	横筋応力度比 $\sigma_{sh} / \sigma_{sy}$	せん断破壊判定領域のコンクリート応力度比 (ϕ 方向) $\sigma_c / v\sigma_B$	破壊形式	曲げ圧縮域のコンクリート応力度比 (鉛直方向) $\sigma_f / (0.85\sigma_g)$	
					Q_{max} [kN]	$R_f [10^{-3} \text{rad}]$	Q_{bl} [kN]	$\frac{Q_{max}}{Q_{bl}}$	$F Q_{bl}$ [kN]	中立軸の位置 x_n / l_w'	$F Q_{bl}$	Q_{pl} [kN]	$\frac{Q_{max}}{Q_{pl}}$	$b_1 : b_2$	x_a / t_w'	$\sigma_{sh} / \sigma_{sy}$	$\sigma_c / v\sigma_B$	破壊形式	$\sigma_f / (0.85\sigma_g)$	
No.11	52.8	1.20	1.23	77.1	166	8.9	205	0.81	200	0.12	0.83	160	1.03	1 : 0	0.25	0.55	1.00	せん断	0.78	
No.12	51.0	0.83	1.27	38.5	125	9.8	144	0.86	139	0.13	0.90	135	0.93	1 : 0	0.58	0.70	1.00	せん断	0.75	
No.13	52.6	0.57	1.23	19.3	118	10.0	114	1.04	110	0.12	1.07	115	1.02	1 : 0	0.88	0.84	1.00	せん断	0.79	
No.14	52.4	0.58	1.23	77.1	161	7.8	205	0.79	200	0.12	0.80	156	1.04	0.88 : 0	0.21	0.99	1.00	せん断	0.77	
No.15	49.4	0.86	0.73	38.5	105	10.0	117	0.89	118	0.10	0.89	117	0.89	1 : 0	1.00	0.61	0.91	曲げ	0.87	
No.16	49.6	0.61	0.72	19.3	91	15.0	87	1.05	88	0.10	1.03	87	1.05	0 : 0	1.00	0.00	0.78	曲げ	0.76	
No.17	51.8	1.22	0.85	82.7	132	6.3	193	0.68	191	0.14	0.69	124	1.07	1 : 0	0.13	0.40	1.00	せん断	0.75	
No.18	53.8	0.79	0.81	82.7	129	10.5	193	0.67	192	0.14	0.67	133	0.97	1 : 0	0.17	0.64	1.00	せん断	0.79	
No.19	52.1	0.49	0.84	82.7	132	6.3	193	0.68	191	0.14	0.69	129	1.03	0.97 : 0	0.13	1.00	1.00	せん断	0.77	
No.20	53.3	0.79	0.82	41.3	102	9.7	129	0.79	115	0.14	0.89	117	0.87	1 : 0	0.50	0.57	1.00	せん断	0.77	
No.21	52.6	0.48	0.83	41.3	107	10.4	129	0.83	115	0.13	0.93	121	0.88	1 : 0	0.58	0.98	1.00	せん断	0.79	
No.22	52.5	0.58	1.13	104.0	164	9.4	282	0.58	273	0.18	0.60	172	0.96	0.82 : 0.82	0.13	1.00	1.00	せん断	0.59	
No.23	52.5	0.77	1.13	104.0	173	5.3	282	0.61	272	0.19	0.64	185	0.93	1 : 1	0.13	0.98	1.00	せん断	0.59	
No.24	50.8	1.30	1.16	104.0	179	5.3	282	0.63	272	0.19	0.66	182	0.98	1 : 1	0.13	0.59	1.00	せん断	0.58	
No.25	54.1	0.55	1.09	52.0	147	9.5	198	0.74	189	0.17	0.78	147	1.00	0.9 : 0	0.25	0.48	1.00	せん断	0.62	
No.26	53.0	0.72	1.12	52.0	145	5.7	198	0.73	188	0.18	0.77	172	0.84	1 : 1	0.50	0.97	1.00	せん断	0.60	
No.27	52.5	0.73	1.13	26.0	133	11.0	155	0.86	145	0.19	0.92	130	1.02	1 : 0	0.50	0.37	1.00	せん断	0.59	

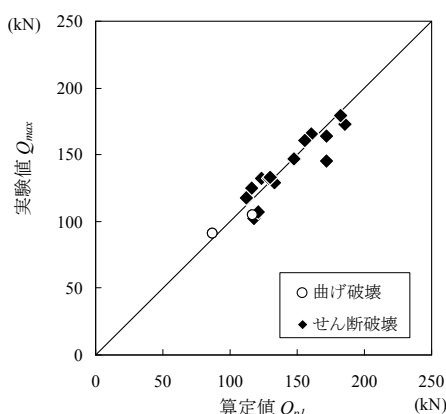


図 13 算定値の適合性

表 3 の Q_{max} 時の部材角 R_2 を見ると、No.13 以外でも R_2 の比較的大きなせん断破壊の試験体がある。柱付き耐震壁で柱主筋の降伏前に壁板がせん断破壊するときのような破壊状況とはなっていない。これは、曲げ補強筋のない壁板では、3.5 節で述べたように縦筋が降伏してせん断破壊に至ることによるものであると考えられる。アーチ機構の強度算定時の x_d/l_w は、No.13 では 0.88、他の試験体では 0.13～0.58 となっており、鉛直拘束力 V_j の小さい試験体ほど x_d/l_w が大きくなって強度時の縦筋の降伏範囲が広がるという算定結果を示している。

(3) せん断破壊した試験体の最大強度

水平力分布 $b_1 : b_2$ が 1 : 1 の No.11～No.14, No.17～No.21 のシリーズでは、図 11(a),(b)に示すように 2 層目の壁板のひび割れは非常に少ない。水平力分布 $b_1 : b_2$ を 1 : 2 に変えた No.22～No.27 のシリーズでは、図 11(c)に示すように 2 層目にも多くの斜めひび割れが発生した。本算定法で $\bar{\tau}_u > 1.5f_s$ となって 2 層目にもトラス機構が形成されたのは、表 3 の水平力分布係数 ($b_{11} : b_{12}$) に示すように No.22～No.27 のうち 4 体であった。

実験値 Q_{max} と本算定法による計算値 Q_{pl} を比較して図 13 に示す。本算定法でせん断破壊と判定された試験体の Q_{max}/Q_{pl} は 0.84～1.08 平均 0.98 となっており、本算定値は実験結果によく適合していると言える。表 3 より、縦筋比 P_{sv} と鉛直拘束力 V_j がほぼ同じで、横筋比 P_{sh} の異なる試験体 (No.11 と No.14, No.17 と No.19, No.22 と No.23) をそれぞれ比較すると、 P_{sh} が大きいにも関わらず実験値 Q_{max} はそれほど大きくならない状況についても本算定法の Q_{pl} はよく対応している。 P_{sh} の大きな試験体では、降伏強度に対する横筋の応力度比 σ_{sh}/σ_{sy} が小さく算定されている。

5. むすび

本論文では、柱主筋など曲げ補強筋の無い鉄筋コンクリート連層壁板のトラス・アーチ理論に基づく強度算定法を提案した。トラス機構では壁横筋の応力度変化が壁縦筋の引張力とコンクリートの斜め圧縮力に釣り合う新たな応力抵抗機構を構成している。 n 層からなる壁板のトラス機構は、各水平力の作用高さまでの n 個の壁板を合成して扱っており、トラス機構の成立はせん断ひび割れの多数発生する層のみとしている。アーチ機構では、各層の水平力に釣り合う斜め圧縮力の壁脚側作用点を壁側面から $0.05l_w$ (l_w : 壁長さ) の

位置にとり、鉛直方向力は軸力と曲げ戻しモーメントを含めた壁縦筋応力度に釣り合わせている。本算定法は、破壊形式の判別を、設定したせん断破壊判定領域における ϕ 方向 (ϕ : トラス機構の圧縮束の角度) のコンクリートの圧縮応力度により行っており、曲げ破壊からせん断破壊までの統一された強度算定法となっている。

本算定法の適合性を検証するために、17 体の鉄筋コンクリート二層壁板の水平加力実験を行った。実験結果のせん断ひび割れの発生状況と本算定法のトラス機構の形成状況は概ね対応し、本算定法の計算値 (曲げ強度あるいはせん断強度) は実験値によく適合した。

参考文献

- 1) 小坂英之, 山中久幸, 荒井康幸, 溝口光男: 鉛直接合部の滑りを許容した PCa 連層耐震壁の実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.457～462, 2005.6
- 2) 小坂英之, 山中久幸, 荒井康幸, 溝口光男: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁の滑り強度に関する実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.427～432, 2006.7
- 3) 小坂英之, 山中久幸, 荒井康幸, 溝口光男: 床スラブを有する鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁の実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.445～450, 2008.7
- 4) 荒井康幸, 溝口光男, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部の滑りを許容した PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.433～438, 2006.7
- 5) 荒井康幸, 溝口光男, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り降伏型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.349～354, 2007.7
- 6) 荒井康幸, 溝口光男, 小坂英之, 山中久幸: 軸力と曲げ戻しモーメントの作用する鉄筋コンクリート壁板の強度算定法, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.427～432, 2009.7
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.8
- 8) 財) 日本建築センター他: 壁式鉄筋コンクリート造設計施工指針, 井上書院, p.10, 2003.2
- 9) American Concrete Institute: Building Code and Commentary ACI 318-95/318R-95, 1995
- 10) 日本建築学会: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説, 1984.3
- 11) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010.2
- 12) 高山丈司, 荒井康幸, 溝口光男, 浅野幸史, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度算定法 その 1. 基本概念とトラス機構, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp.495～496, 2009.8
- 13) 浅野幸史, 荒井康幸, 溝口光男, 高山丈司, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度算定法 その 2. アーチ機構と適合性の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp.497～498, 2009.8
- 14) 高山丈司, 荒井康幸, 溝口光男, 藤田晋吾, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度算定法 その 3. 連層壁パネルの算定法, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp.379～380, 2010.9
- 15) 藤田晋吾, 荒井康幸, 溝口光男, 高山丈司, 小坂英之, 山中久幸: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度算定法 その 4. 連層壁パネルの実験と適合性の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp.381～382, 2010.9
- 16) 川上純平, 荒井康幸, 溝口光男, 藤田晋吾, 小坂英之: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度算定法 その 5. 連層壁パネルの追加実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp.605～606, 2011.8
- 17) 藤田晋吾, 荒井康幸, 溝口光男, 川上純平, 小坂英之: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度算定法 その 6. 適合性の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp.607～608, 2011.8
- 18) 川上純平, 荒井康幸, 溝口光男, 小坂英之: 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁における壁パネルの強度算定法 その 7. 連層壁パネルの強度算定手順, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C, pp.371～372, 2012.9

(2013年6月21日原稿受理, 2013年10月7日採用決定)