

第3章 集成材梁勝ち架構の許容水平耐力(ルート 1)

3.1 はじめに

集成材梁勝ち架構のルート 1 における許容水平耐力等に関して、昨年度までの検討により以下の課題が確認されている。本年度の検討では、昨年度に引き続き荷重増分解析パラメトリックスタディを実施し、これらの課題に対する解答を導出する。

- CLT 壁パネルの終局面内耐力算定式の修正

昨年度実施された「CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル」改訂に関する検討により、CLT 壁パネルの終局面内耐力算定式が更新されている。集成材梁勝ち架構のルート 1 における許容水平耐力等に関する荷重増分解析パラメトリックスタディにおいてもこれを反映する必要がある。

- CLT 壁パネルの負担長期荷重の上限値

CLT 壁パネルの負担長期荷重が大きくなると集成材梁に対する CLT 壁パネルのめり込み等により許容水平耐力が低下する場合がある。これを回避するために耐力壁が負担する長期鉛直荷重に上限を設ける必要がある。

- 集成材梁のせん断破壊防止条件

昨年度までの検討では集成材梁の曲げ破壊を防止することを条件として梁せいを設定したが、その断面ではせん断破壊が防止できない場合があることが確認されている。集成材梁のせん断破壊を防止するための条件を明らかにする必要がある。

3.2 許容水平耐力定式化の方針

3.2.1 想定する水平耐力検定の方法 (2.2.1 と同じ)

- 昨年度までの検討と同様に、壁列ごとに、1 階脚部の転倒モーメント M_T が許容値 M_{Ta} 以下であることを検定する。
- 耐力壁の負担水平力 Q_i は水平剛性 K_h 比例で当該階層せん断力を配分する。
- M_{Ta} 、 K_h の定式化が必要。

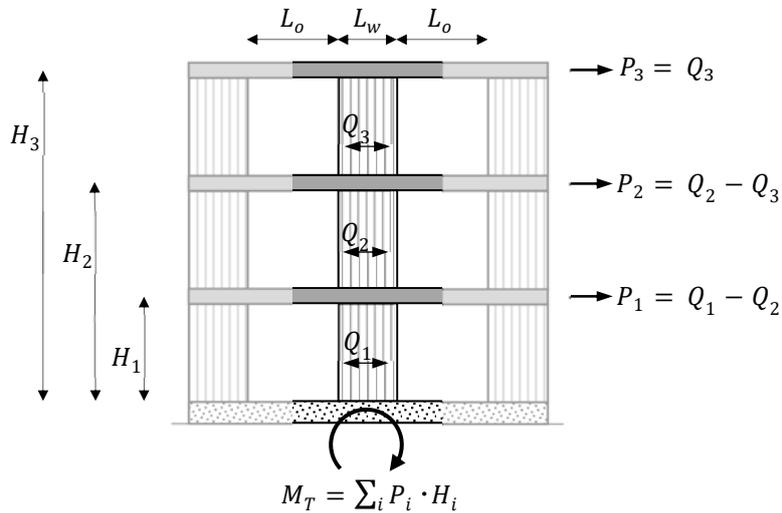


図 3.2.1 水平耐力検定方法の概念

3.2.2 定式化の方法 (2.2.2 と同じ)

図 3.2.2 に示す 2 スパン架構を対象として、荷重増分解析パラメトリックスタディによる許容転倒モーメント M_{Ta} ・水平剛性 K_h の定式化を行う。昨年度までの検討と同様に、梁断面は次項で述べるように壁幅、開口幅に応じて定めるものとし、 M_{Ta} については、上下に連層する壁列ごとに、壁幅、開口幅等をパラメータとして定式化する。 K_h については、層ごとに、壁幅、開口幅等をパラメータとして定式化する。

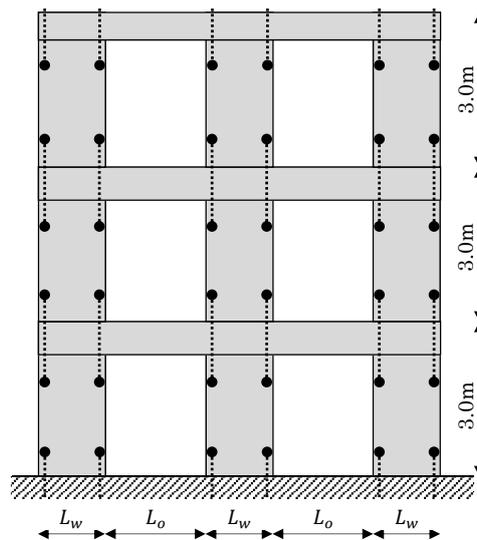


図 3.2.2 検討対象架構

3.3 対象とする鉛直構面の仕様

3.3.1 部材

部材の仕様は次のように設定する。

壁 CLT パネル S60-3-3(90mm 厚)

集成材梁 幅 120mm、対称異等級構成 E105-F300

梁せいは保有水平耐力時に曲げ応力度が基準強度 F_b 以下となる最小値として、事前解析結果に基づいて下表のように設定する。

表 3.3.1 集成材梁のせい (cm)

| L_o (m) \ L_w (m) | 1.0 | 2.0 | 3.0 | 4.0 |
|-----------------------|-----|-----|-----|-----|
| 1.0 | 39 | 48 | 54 | 60 |
| 1.5 | 48 | 60 | 69 | 72 |
| 2.0 | 51 | 66 | 75 | 84 |
| 2.5 | 51 | 66 | 75 | 87 |

3.3.2 接合部

接合部の仕様は次のように設定する。

引張接合部

- ・ 壁-基礎 TB-90(χ マーク金物)、ボルト M16(ABR490、L = 400mm)
- ・ 壁-壁 TC-90(χ マーク金物)、ボルト M20(ABR490、L = 210mm + 梁せい)
- ・ 壁-屋根 同上

圧縮接合部

- ・ 壁-基礎 CLT パネル支圧
- ・ 壁-梁 CLT パネルめり込み
- ・ 壁-床 同上

せん断接合部

下記の弾性剛性を有するバネとして、必要耐力を確認する。

- ・ 壁-基礎 SB-90(χ マーク金物)
- ・ 壁-梁 2-LST(χ マーク金物)

梁端はピン接合とする。

3.4 荷重増分解析パラメトリックスタディ

3.4.1 解析用構造モデル

(1) 架構形状

図 3.2.2 に示す 2 スパン架構に対応するフレームモデルを用いた荷重増分解析を行い、構面外端の壁列(端壁)および構面内部の壁列(中壁)それぞれの許容水平耐力等を試算する。

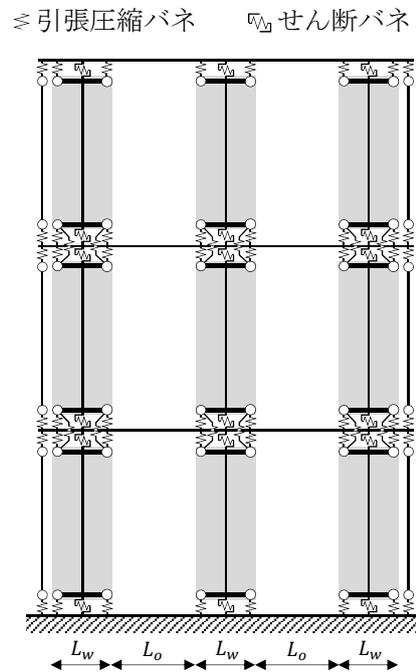


図 3.4.1 構造モデル

図 3.4.1 に示す構造モデルを用いる。解析パラメータは下記のように設定する。

| | |
|------------------|--------------------------------|
| 階高 | 3.0m |
| 層数 | 1~3 |
| 架構形状 | 2 スパンモデル、連続壁 |
| 梁断面 | 表 3.3.1 による。 |
| 壁幅 L_w | 1.0~2.5m@0.5m |
| 開口幅 L_o | 0.01, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0m |
| 層間変位比率 λ | なし, 1.0, 0.75, 0.5 |

(2) 部材

部材の弾性係数は次のように設定する。

壁 CLT パネル $E = 4 \text{ kN/mm}^2$ (全断面有効として)

集成材梁 $E = 10 \text{ kN/mm}^2$

また、床 CLT パネルの面外構造性能は無視する。

(3) 接合部バネ

接合部に対応する非線形バネの応力変形特性を図 3.4.2 のように設定する。これらはマニュアル第Ⅲ部 3.1.2(3)項および 9.3(2)項に準拠して設定している。なお、集成材梁に対するめり込みの応力変形特性はめり込みに寄与する梁の高さを 300mm として算定している。

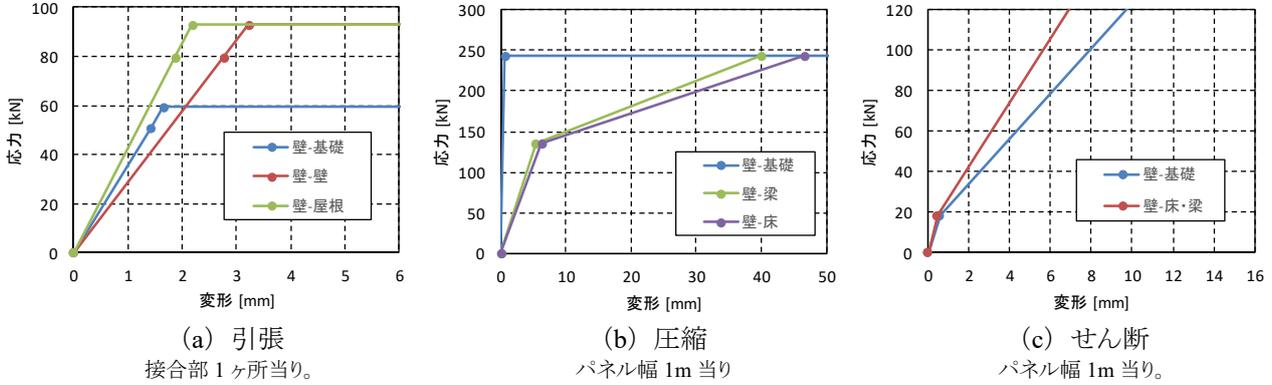


図 3.4.2 接合部の応力変形特性

3.4.2 鉛直荷重・地震力分布

床重量 w は外壁等を含む均し荷重として 4 kN/m^2 、屋根重量は同様に 3 kN/m^2 とする。対象架構各層壁パネルの負担重量は次のように設定する。

$$N_w = w \cdot \frac{L_w}{L_q} \quad (3.4.1)$$

ここで、 L_q は XY 両方向の合計壁量であり、 $0.2\text{m}/\text{m}^2$ とする。増分解析に先立ち、壁パネル上部梁の壁パネル左右端位置の節点に $N_w/2$ の鉛直集中荷重が作用する場合の応力変形解析を行う。地震力に対する増分解析では各層重量 ${}_sW = \sum N_w$ とし、地震力分布は A_i 分布とする。

3.4.3 許容水平耐力等の評価方法

(1) 許容耐力時、保有耐力時の定義

荷重増分解析結果における許容耐力時と保有耐力時を次のように定義する。

許容耐力時： 1/120rad 変形時、CLT パネル・梁短期許容応力度時、接合部短期許容応力時のいずれかに最初に達するステップ。

保有耐力時： CLT パネル基準強度時、接合部バネ終局変形時のいずれかに最初に達するステップ。ただし、「CLT パネル基準強度時」については、マニュアル第Ⅲ部 3.2.2(1)項に従い、CLT パネルの面内曲げ応力 M が下式を初めて満足するステップとする。

$$M \geq \min(M_{u1}, M_{u2}) \quad (3.4.2)$$

ここで、

$$M_{u1} = \frac{D - 0.85x_n}{2} \cdot C + \frac{D + 2x_n}{6} \cdot T \quad (3.4.3)$$

$$M_{u2} = \left(\frac{N}{D \cdot t \cdot F_c} + 1 \right) \cdot Z \cdot F_b \quad (3.4.4)$$

$$x_n = \frac{N + F_b \cdot t \cdot D / 2}{(0.85^2 F_c + 1/2 F_b) \cdot t} \quad (3.4.5)$$

$$T = F_b \cdot t \cdot (D - x_n) / 2$$

$$C = 0.85^2 F_c \cdot t \cdot x_n$$

N : 壁パネルの軸力 (圧縮を正とする)

F_b : 面内曲げの基準強度

F_c : 面内圧縮の基準強度

Z : 壁パネルの断面係数 (全断面有効として)

t : 壁パネルの厚さ

D : 壁パネルの幅

(2) 許容水平耐力・水平剛性の算出方法

荷重増分解析結果に基づいて次のように算定する。

- 許容転倒モーメント M_{Ta}

$$M_{Ta} = \min(M_{Td}, M_{Tud}) \quad (3.4.6)$$

ここで、

M_{Td} : 許容耐力時の転倒モーメント

$$M_{Tud} = M_{Tu} \cdot \frac{0.2}{D_s} \quad (3.4.7)$$

M_{Tu} : 保有耐力時の転倒モーメント

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (3.4.8)$$

μ : 保有耐力時の等価一自由度系の塑性率

- 各階の水平剛性 K_h : 許容耐力時の割線剛性

(3) 応力割増係数の算出方法

ルート 2 の構造計算に用いる応力割増し係数 R_f は次のように算出する。

$$\begin{array}{ll} \text{塑性化要素} & R_f = \max(R_{f1}, 1.0) \\ \text{弾性要素} & R_f = \max(R_{f1}, R_{f2}/\gamma_a, 1.0) \end{array} \quad (3.4.9)$$

ここで、

$$R_{f1} = \frac{M_{Td}}{M_{Tu}} \cdot \frac{D_s}{0.2} \quad (3.4.10)$$

$$R_{f2} = \frac{f}{F} \cdot \frac{s_u}{s_a} \quad (3.4.11)$$

γ_a : 1 次設計時水平耐力検定比

f : 短期許容応力度または短期許容耐力

F : 基準強度または終局耐力

s_a : 許容水平耐力時応力

s_u : 保有水平耐力時応力

3.4.4 解析（パラメトリックスタディ）の結果

解析（パラメトリックスタディ）の結果を図 3.4.3～3.4.5 に示す。図 3.2.2, 3.4.1 に示す 2 スパン架構の構面左右両端の壁列を「端壁」、架構中央の壁列を「中壁」とし、端壁の解析結果については、構面左右両端の壁列に対する値の平均値としている。

(1) 許容転倒モーメント M_{ta}

端壁、中壁について式(3.4.6)による許容転倒モーメント M_{ta} を階高で除した値を図 3.4.3～3.4.5 左から 1～6 列に示す。3, 6 列には現告示による許容水平耐力を転倒モーメントに換算した値が黒実線で併記されている。なお、垂壁・腰壁枚数 n は壁列左右に取付く梁の本数としている。いずれの場合も M_{ta} は現告示に対して 1.5～2.0 倍程度の値となっている。

(2) 構造特性係数 D_s 、応力割増し係数 R_{f1}

式(3.4.8)による構造特性係数 D_s を図 3.4.3～3.4.5 左から 7 列に示す。いずれも 0.35～0.40 程度の値となっている。端壁、中壁について式(3.4.10)による応力割増し係数 R_{f1} を図 3.4.3～3.4.5 左から 9, 10 列に示す。3 層壁列の端壁では 1.2 程度以下、同中壁では 1.4 程度以下、その他では概ね 1.0 以下となっている。

(3) 水平剛性 K_h

各階耐力壁の水平剛性 K_h を図 3.4.3～3.4.5 右から 1～6 列に示す。壁幅 L_w が大きいほど K_h は大きくなっている。また、開口幅 L_o に対する依存性は低い。

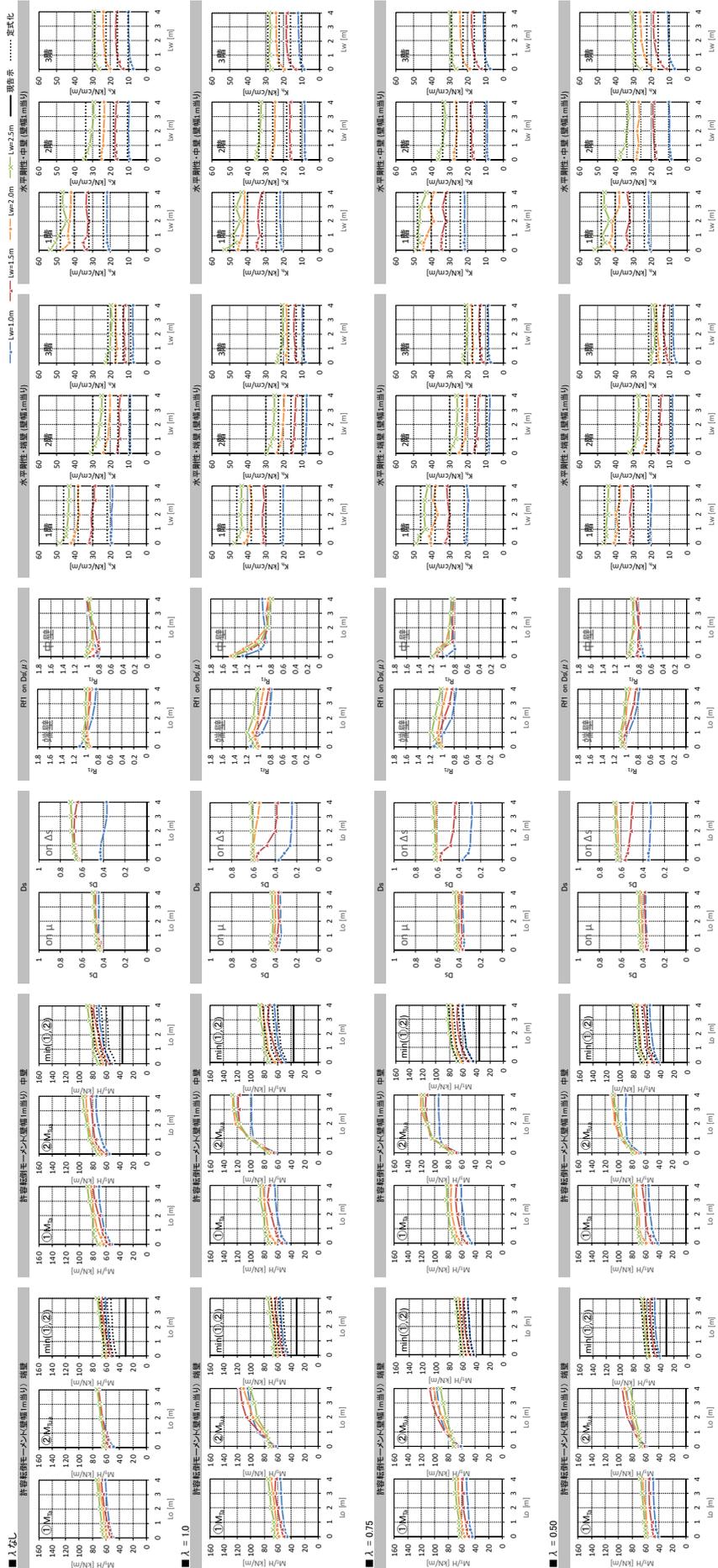


図 3.4.3 解析結果 — 3 層架構

3.5 M_{Ta} , K_h の定式化

3.5.1 許容転倒モーメント M_{Ta} の定式化

階高を $H(=3\text{m})$ とし、解析による M_{Ta}/H を L_w 、 L_o に対して三次元的にプロットすると図 3.5.1 左のように、 $L_o < 1.0\text{m}$ 、 $L_o \geq 1.0\text{m}$ それぞれの領域において上に凸の分布となる。これに着目した安全側の定式化として、 $L_o < 1.0\text{m}$ 、 $L_o \geq 1.0\text{m}$ それぞれの領域に対して、まず、図 3.5.1 左の赤破線のように分布の四隅を結ぶ L_o の一次関数 $f_1(L_o)$ 、 $f_2(L_o)$ を定め、それをもとに M_{Ta}/H を次のように L_w 、 L_o の一次関数 $f(L_w, L_o)$ 、として定式化する。

$$M_{Ta}/H = f(L_w, L_o) = (A \cdot L_w + B) \quad (3.5.1)$$

ここで、

$$A = \frac{f_2(L_o) - f_1(L_o)}{2.5 - 1.0} \quad (3.5.2)$$

$$B = \frac{2.5f_1(L_o) - 1.0f_2(L_o)}{2.5 - 1.0} \quad (3.5.3)$$

定式化後の M_{Ta}/H は図 3.5.1 右のようになる。

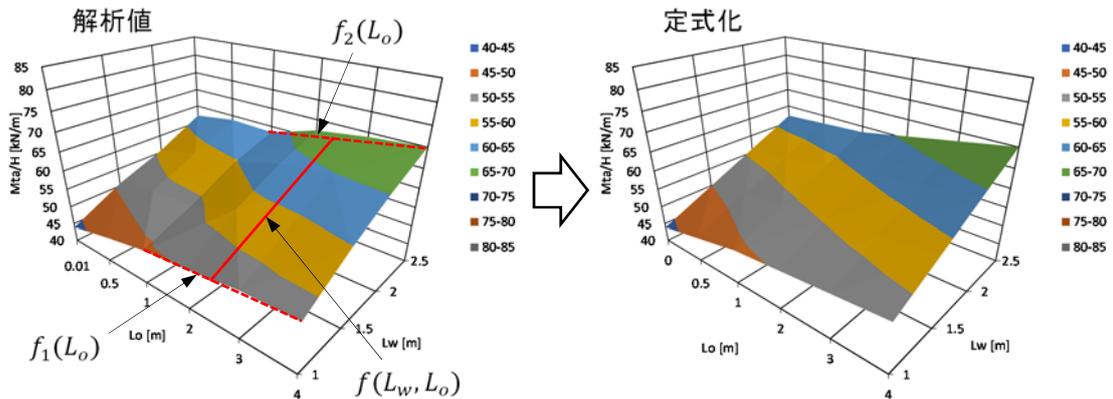
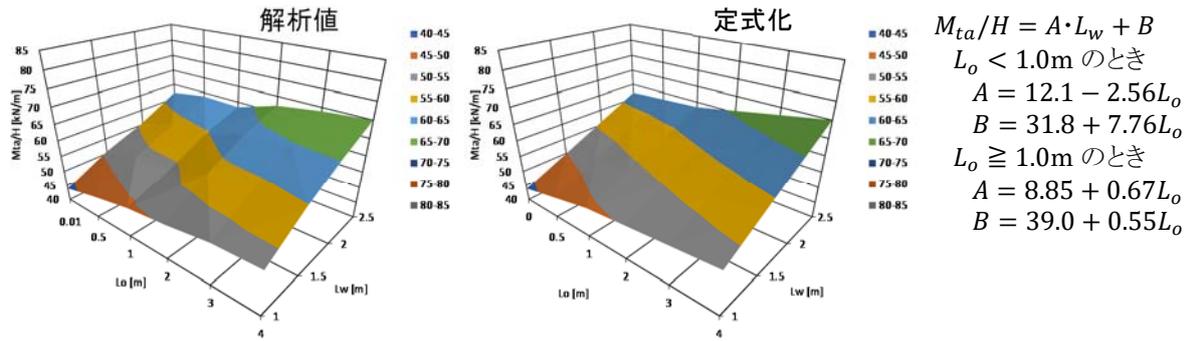


図 3.5.1 許容転倒モーメントの定式化の方法

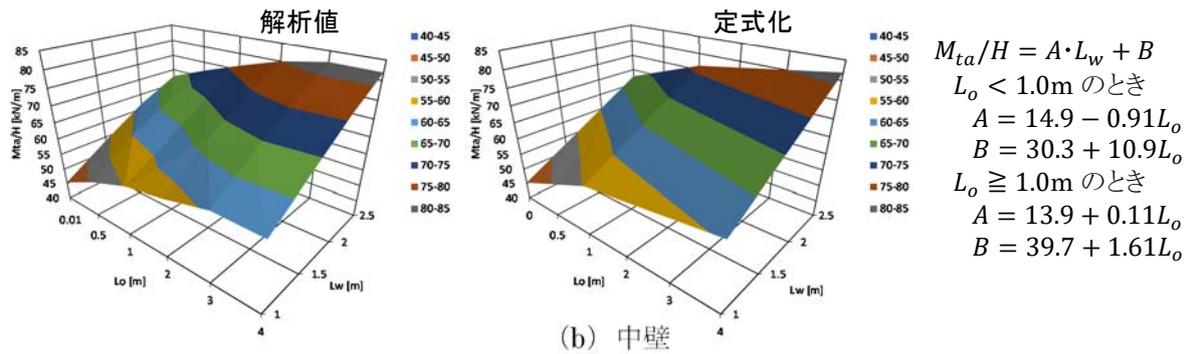
3～1 層壁列の端壁、中壁について M_{Ta}/H の解析値、定式化後の M_{Ta}/H および(2.1.5)式の係数 A 、 B を図 3.5.2～3.5.4 に示す。

なお、個別の建物に対する検定では M_{Ta} を次のように算定する。

$$M_{Ta} = 3(A \cdot L_w + B) \cdot L_w \quad (3.5.4)$$

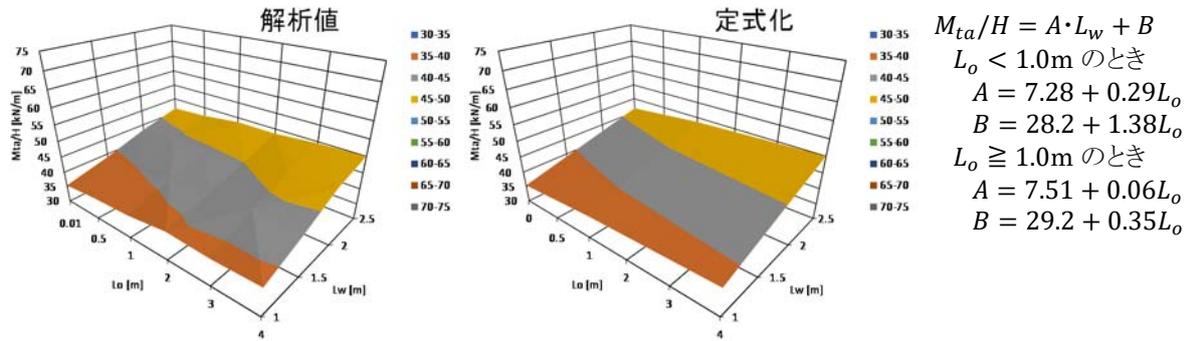


(a) 端壁

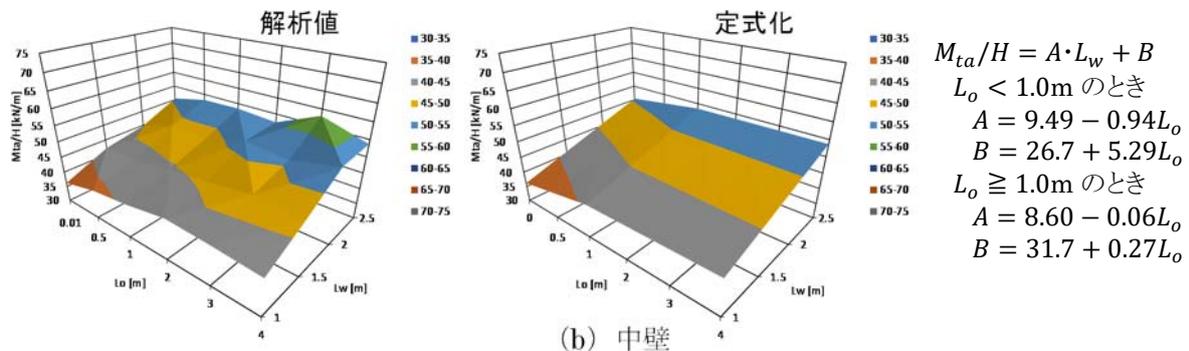


(b) 中壁

図 3.5.2 許容転倒モーメントの定式化 (3 層壁列)



(a) 端壁



(b) 中壁

図 3.5.3 許容転倒モーメントの定式化 (2 層壁列)

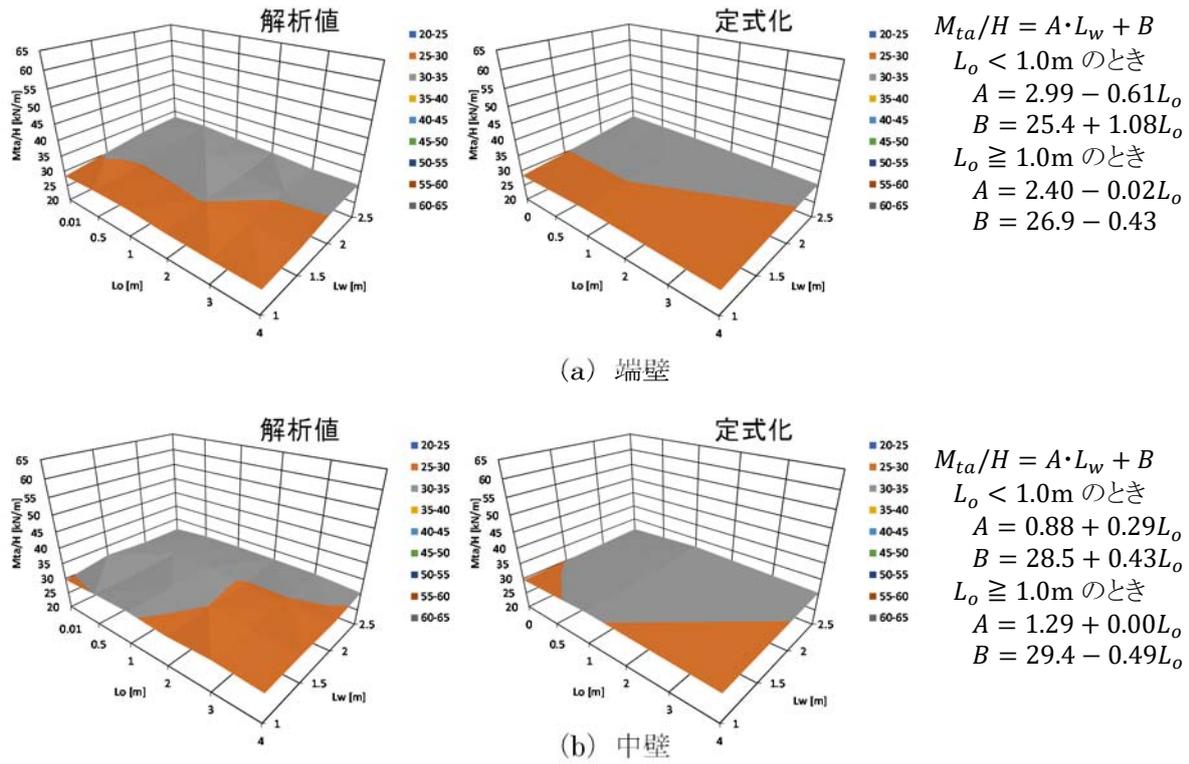


図 3.5.4 許容転倒モーメントの定式化 (1層壁列)

この定式化による M_{Ta}/H を図 3.4.3~3.4.5 に黒点線で併記した。いずれも解析による M_{Ta}/H にほぼ適合している。

3.5.2 水平剛性 K_h の定式化

解析による K_h について、1～3層壁列の区別なく、すべての L_w における値を L_w に対してプロットすると図 3.5.5 のように直線的な分布となる。これをもとに K_h を下式のように L_w の一次関数として定式化する。

$$K_h = A \cdot L_w + B \quad (3.5.5)$$

係数 A, B は図 3.5.5 中に示す。

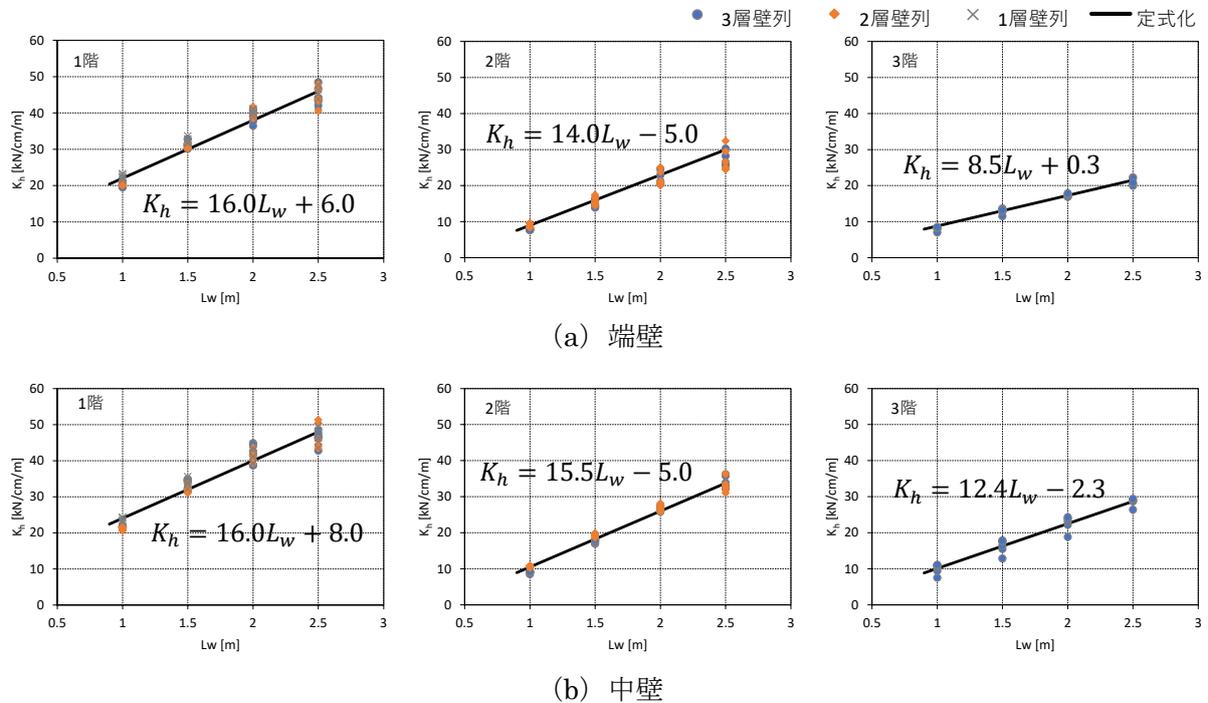


図 3.5.5 水平剛性の定式化

この定式化による K_h を図 3.4.3～3.4.5 に黒点線で併記した。いずれも解析による K_h にはほぼ適合している。なお、個別の建物に対する検定では任意の階高 H に対して K_h を次のように算定する。

$$K_h = (A \cdot L_w + B) \cdot L_w \cdot \left(\frac{3}{H}\right)^2 \quad (3.5.6)$$

3.5.3 M_{Ta} , K_h に及ぼす長期負担重量の影響

鉛直荷重が M_{Ta} , K_h に及ぼす影響を確認するために図 3.5.6 に示す鉛直荷重の設定方法を考える。「壁量基準」とは、3.4 節の荷重増分解析パラメトリックスタディで設定した方法であり、ここでは、その荷重に倍率 A を乗じる。「負担幅基準」とは、架構の鉛直荷重負担幅(実建物における架構の間隔) B_w に応じて鉛直荷重を算定する場合である。これらについて、下記の 6 通りの条件を設定する。

- Case 1 壁量基準 $A = 1.0$
- Case 2 壁量基準 $A = 2.0$
- Case 3 壁量基準 $A = 2.5$
- Case 4 壁量基準 $A = 3.0$
- Case 5 負担幅基準 $B_w = 2.0\text{m}$
- Case 6 負担幅基準 $B_w = 4.0\text{m}$

また、いずれの場合も単位重量 w は 3.4.2 項と同様に下記とする。

一般階 4.0kN/m^2 最上階 3.0kN/m^2

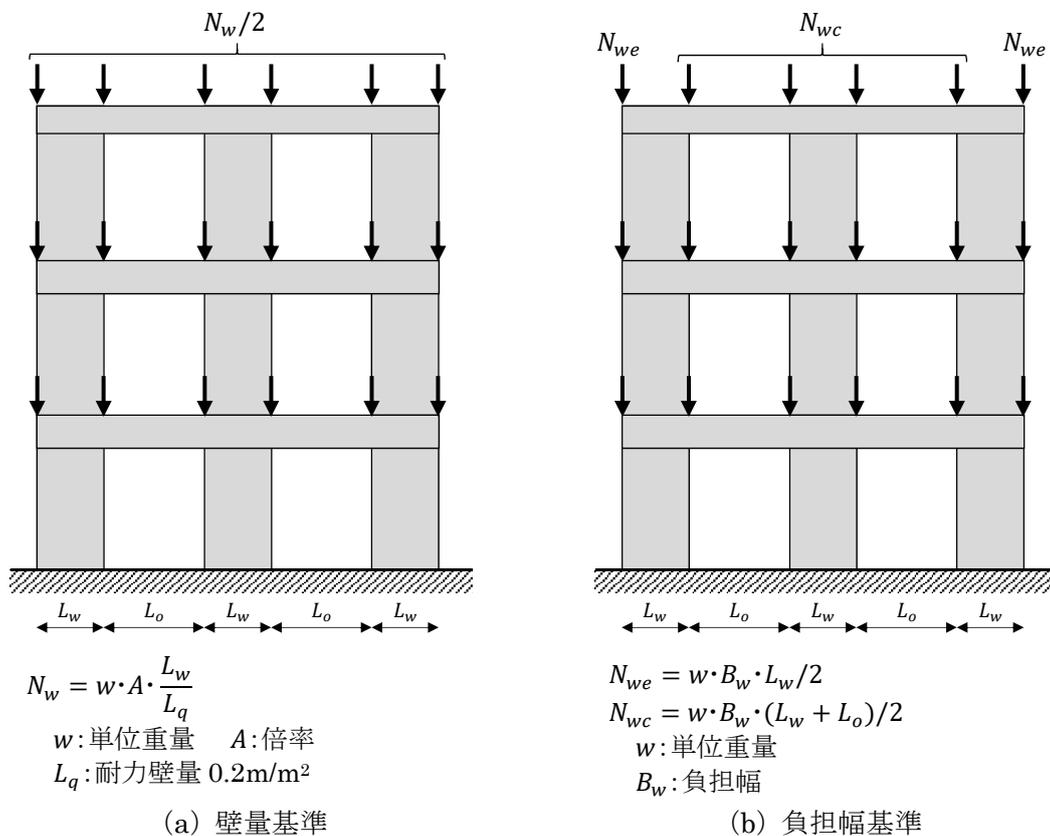


図 3.5.6 長期鉛直荷重の設定方法

Case 1~6 の鉛直荷重設定に基づく M_{Ta} , K_h を図 3.5.7, 3.5.8 に示す。全般的に鉛直荷重が大きいほど M_{Ta} は大きくなるが、Case 2, 3 では集成材梁の短期めり込み検定が NG となる場合があり、Case 6 では CLT 壁パネルの短期面内応力検定が NG となる場合がある。その結果として M_{Ta} が減少し、Case 4, 6 では 3.5.1 項による定式値を下回る場合がある。 M_{Ta} が定式値以上となる壁幅当たりの負担鉛直荷重の上限値は Case 3 より 54kN/m 、Case 6 より壁幅 1.5m 未満のとき 129.6kN/m 、壁幅 1.5m 以上のとき 158.5kN/m となる。この上限値は Case 3, 6 で大きく異なるが、実建物における鉛直荷重分布は Case 6 に近いと考えられる。したがって中地震時において、架構各部の応力を許容耐力以内とするためには壁幅当たりの

負担鉛直荷重を、壁幅 1.5m 未満のとき 130kN/m 程度以下、壁幅 1.5m 以上のとき 160kN/m 程度以下とする必要がある。なお、後述のように Case 4, 6 においても保有水耐力の減少、および D_s の増加は見られず、少なくとも Case 3, 6 の範囲までは鉛直荷重が終局耐震性能に及ぼす影響は無視できるといえる。 K_h については Case 1~6 における差異は顕著ではなく、鉛直荷重の影響は小さい。

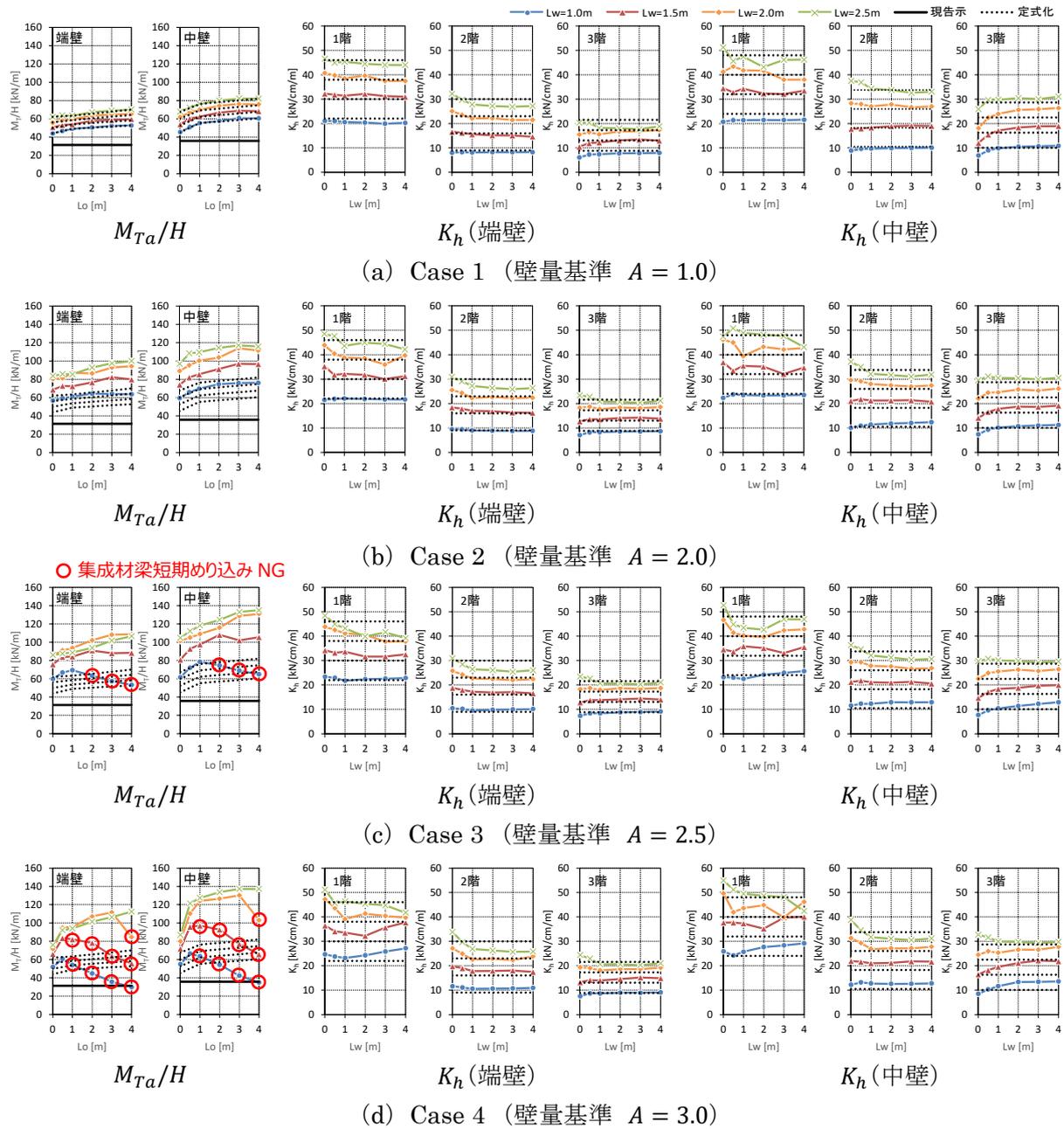


図 3.5.7 長期荷重による M_{Ta} , K_h の変化・壁量基準 (3 層壁列、 $\lambda = 0.75$)

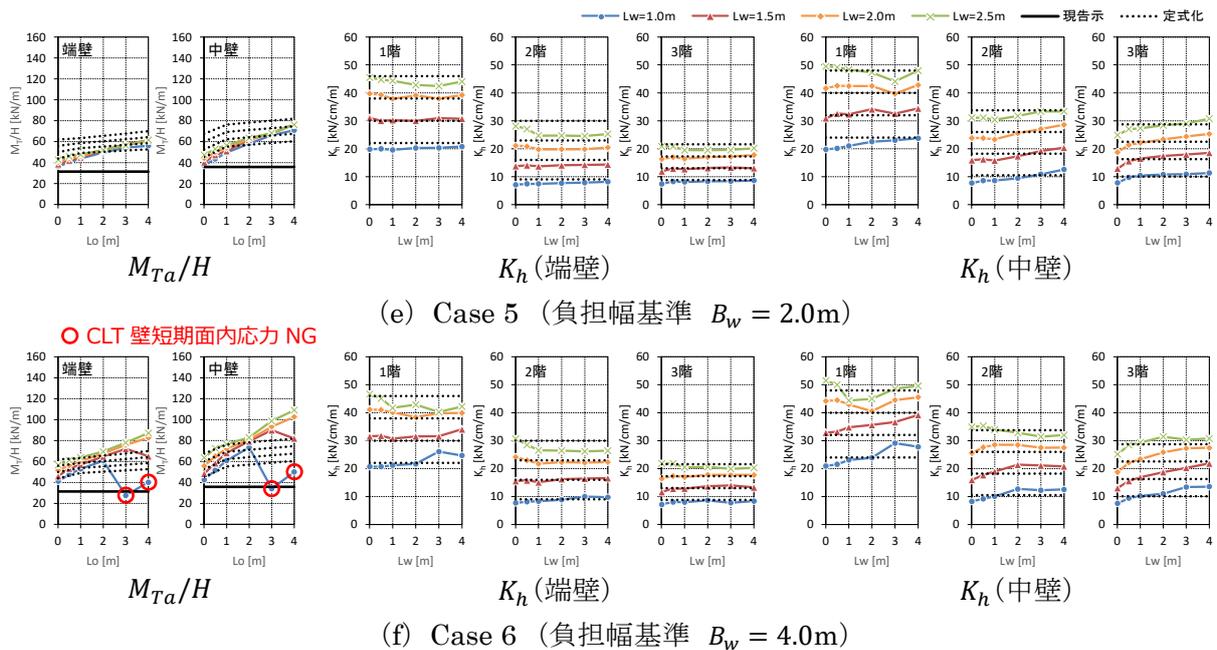


図 3.5.8 長期荷重による M_{Ta} , K_h の変化・負担幅基準 (3層壁列、 $\lambda = 0.75$)

3.6 D_s , R_f の評価

3.6.1 D_s , R_{f1} の評価

パラスタによる構造特性係数 D_s および塑性化部材の応力割増し係数 R_{f1} と開口幅 L_o の関係を図 3.6.1 に示す。また、長期鉛直荷重の設定方法を 3.5.3 項に示す Case 1~6 とした場合の D_s および R_{f1} と L_o の関係を図 3.6.2 に示す。図 3.6.1 によれば、 D_s 、 R_{f1} のいずれも壁列の層数が少ないほど値が減少しており、3層壁列で D_s は0.36~0.43程度、1, 2層壁列で D_s は0.35~0.40程度である。 R_{f1} はいずれも1.2程度が上限となっている。

図 3.6.2 によれば、 D_s は長期鉛直荷重が大きいほど壁幅 L_w に対する依存性が大きくなり、 L_w が小さい場合は長期鉛直荷重の増加に伴い D_s は減少し、 L_w が小さい場合は逆に増加する傾向が認められる。 R_{f1} は長期鉛直荷重の増加に伴い増加する傾向があり、特に Case 2~4 で顕著である。これは、Case 2~4 では保有耐力時の転倒モーメントに対する許容耐力時の転倒モーメントの比率が増加することが原因である。

このように、 D_s 、 R_{f1} は長期鉛直荷重によって変動するが、Case 1~6 の D_s 、 R_{f1} をもとに設計値を次のように設定すれば概ね安全側となる。

D_s $L_w = 1.0\text{m}$ のとき 0.35、 $L_w \geq 2.5\text{m}$ のとき 0.50 $L_w \leq 2.5\text{m}$ では直線補間
 R_{f1} 端壁 $L_w = 1.0\text{m}$ のとき 1.0、 $L_w \geq 2.5\text{m}$ のとき 1.5 $L_w \leq 2.5\text{m}$ では直線補間
 中壁 $L_w = 1.0\text{m}$ のとき 1.0、 $L_w \geq 2.5\text{m}$ のとき 1.2 $L_w \leq 2.5\text{m}$ では直線補間

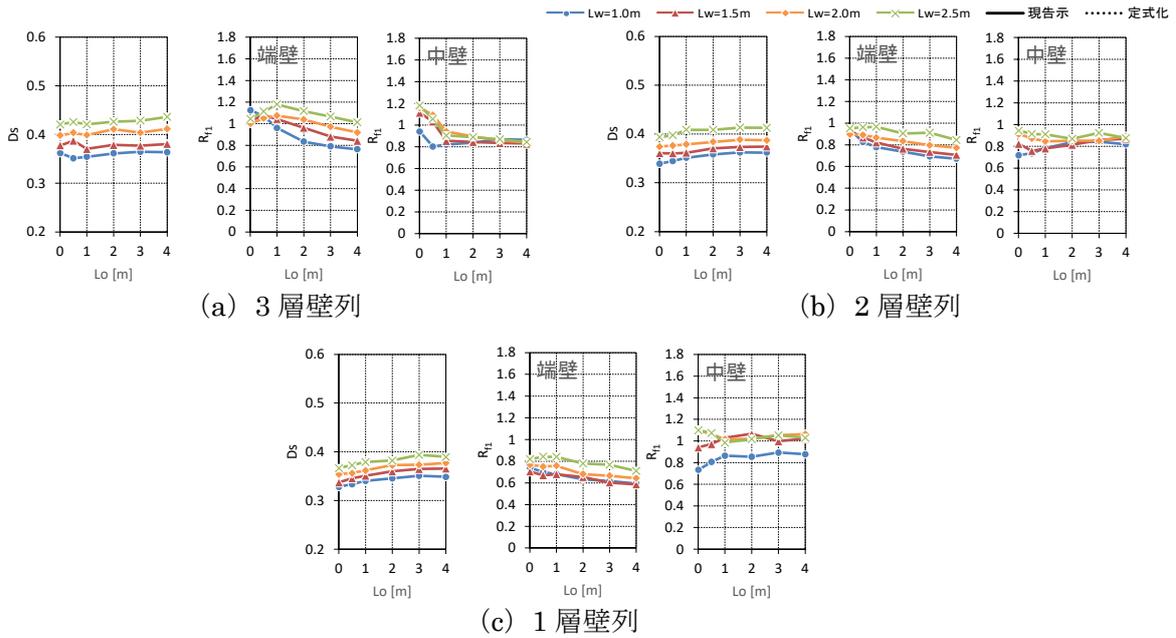


図 3.6.1 パラスタによる D_s , R_{f1} ($\lambda = 0.75$)

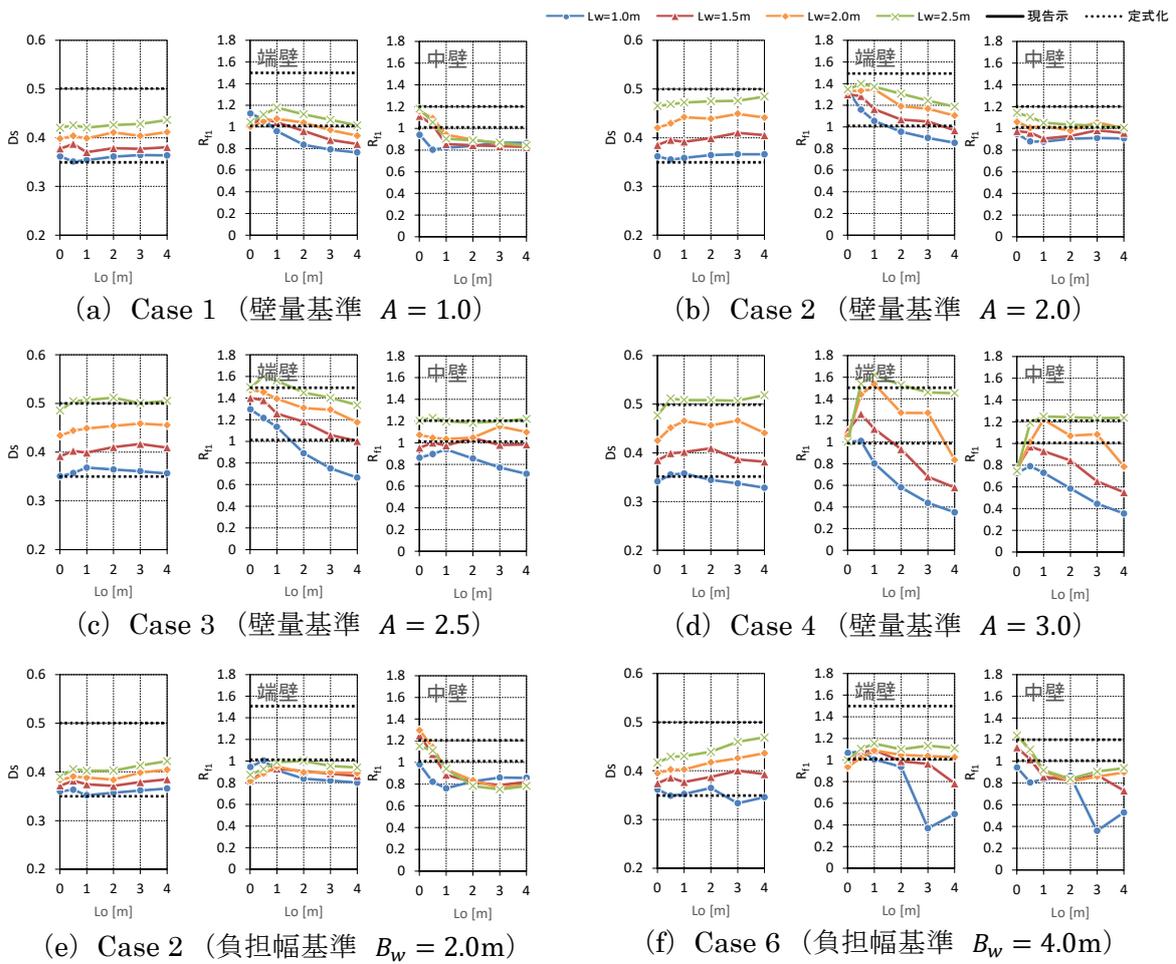


図 3.6.2 長期荷重による D_s , R_{f1} の変化・壁量基準 (3層壁列, $\lambda = 0.75$)

3.6.2 R_{f2} の評価

(1) CLT 壁パネル

弾性要素(架構が保有水平耐力に達するときに弾性範囲に留める部材・接合部)の応力割増し係数 R_{f2} は式(3.4.11)のように定義され、 R_{f2} は許容耐力時応力 s_a に対する保有耐力時応力 s_u の比率 s_u/s_a に終局耐力 F に対する短期許容耐力 f の比率 f/F を乗じて求められる。

バラスタ結果に基づいて、CLT 壁パネルを全断面有効とする場合の面内直応力度およびせん断応力度について s_a と s_u の関係を図 3.6.3, 3.6.4 に示す。 s_u/s_a の上限は 3.0 程度であり、 $f/F = 1/1.5$ として $R_{f2} = 2.0$ とすればほぼ安全側である。これは壁パネル上下の水平せん断接合部にも適用される。

(2) 集成材梁

集成材梁の曲げ応力度とせん断応力度について s_a と s_u の関係を図 3.6.5, 3.6.6 に示す。なお、せん断応力度については平均せん断応力度にせん断応力度分布係数 1.5 を乗じている。

曲げ応力度について、2, 3 層壁列では s_u/s_a の上限は 6.0 程度であり、 $f/F = 1/1.5$ として $R_{f2} = 4.0$ とすればほぼ安全側である。1 層壁列ではその 1.5 倍程度の値、すなわち $R_{f2} = 6.0$ とする必要がある。せん断応力度については s_u/s_a の上限は 4.5 程度であり、 $f/F = 1/1.5$ として $R_{f2} = 3.0$ とすればほぼ安全側である。ただし、 s_u が基準強度 (2.7N/mm²) を越えるものがあり、それらを排除するためには次のような条件を設ける必要がある。

$$L_o \geq D/2 \quad \text{または} \quad (L_o \geq 2.0\text{m} \quad \text{かつ} \quad L_o \geq L_w)$$

ここで、 D は集成材梁のせいであり、 $L_o \geq D/2$ の場合は梁断面内に圧縮ストラット形成されてせん断破壊は生じないと考えられることによる。ルート 1 において、3.5 節で設定した許容転倒モーメント M_{Ta} を用いるためにはこの条件を遵守する必要がある。なお、ルート 2 においては R_{f2} を考慮することにより s_u が基準強度を越えることは防止され、ルート 3 においては増分解析によって s_u が直接求められるので、このような条件は不要である。

(3) 集成材梁端部

集成材梁端部のせん断応力について s_a と s_u の関係を図 3.6.7 に示す。集成材梁と同様に、 s_u/s_a の上限は 6.0 程度であり、 $f/F = 1/1.5$ として $R_{f2} = 4.0$ とすればほぼ安全側である。1 層壁列ではその 1.5 倍程度の値、すなわち $R_{f2} = 6.0$ とする必要がある。また、 s_u は 150kN 程度に達する場合があります。梁端部のせん断接合部にはそれ以上の終局耐力が必要となる。

(4) 長期鉛直荷重の影響

3.5.3 項に示す Case 2~4 のように長期鉛直荷重が増加する場合について、集成材梁の曲げ応力度に関する s_a と s_u の関係を図 3.6.8 に示す。Case 2~4 における s_u/s_a の差異は小さく、 R_{f2} は長期鉛直荷重の大小にはほとんど依存しないといえる。また、図 3.6.8 と図 3.6.5 上段を比較すれば、長期鉛直荷重の増加に伴い R_{f2} は減少する傾向にあることが指摘できる。

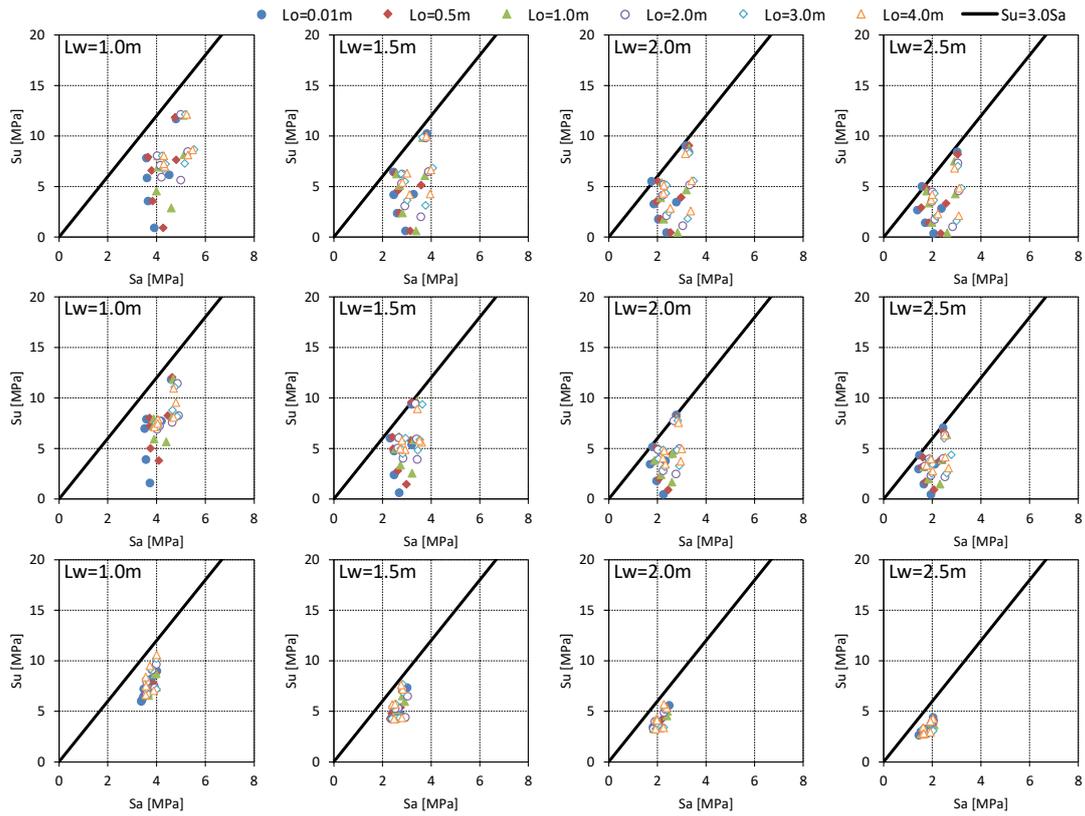


図 3.6.3 パラスタによる CLT 壁パネル面内直応力度の s_u/s_a
 (上段：3層壁列、中段：2層壁列、下段：1層壁列、 $\lambda = 0.75$)

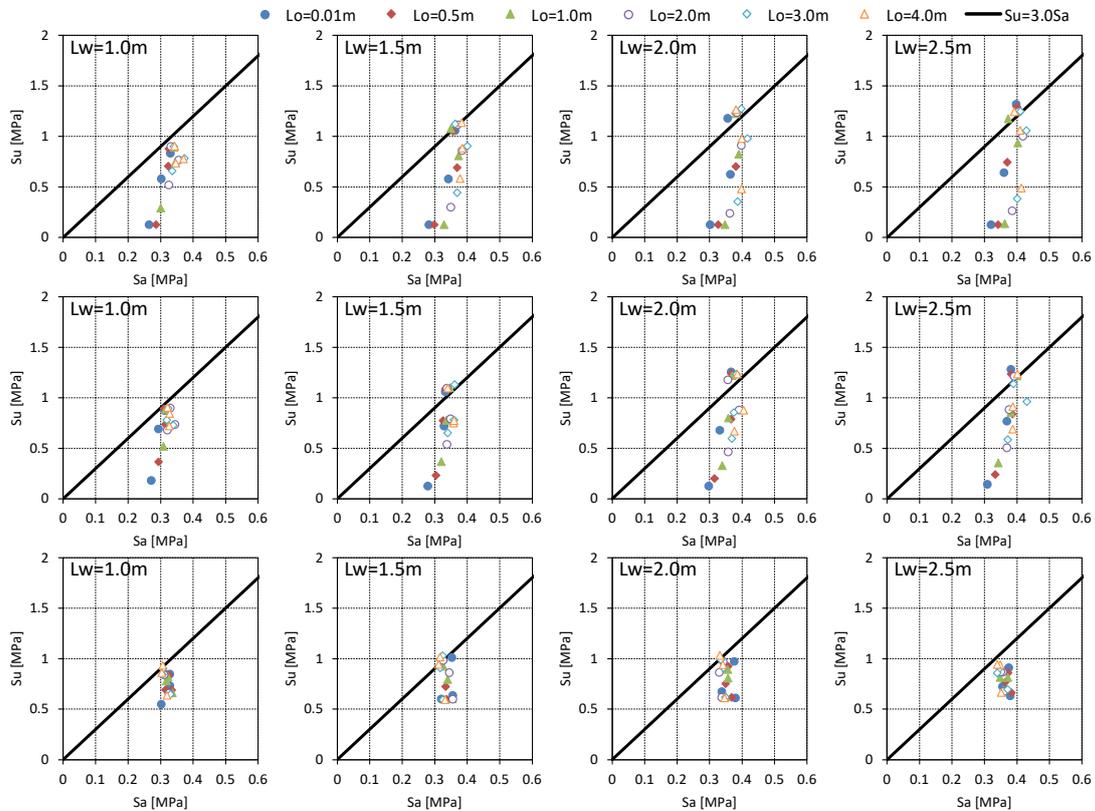


図 3.6.4 パラスタによる CLT 壁パネルせん断応力度の s_u/s_a
 (上段：3層壁列、中段：2層壁列、下段：1層壁列、 $\lambda = 0.75$)

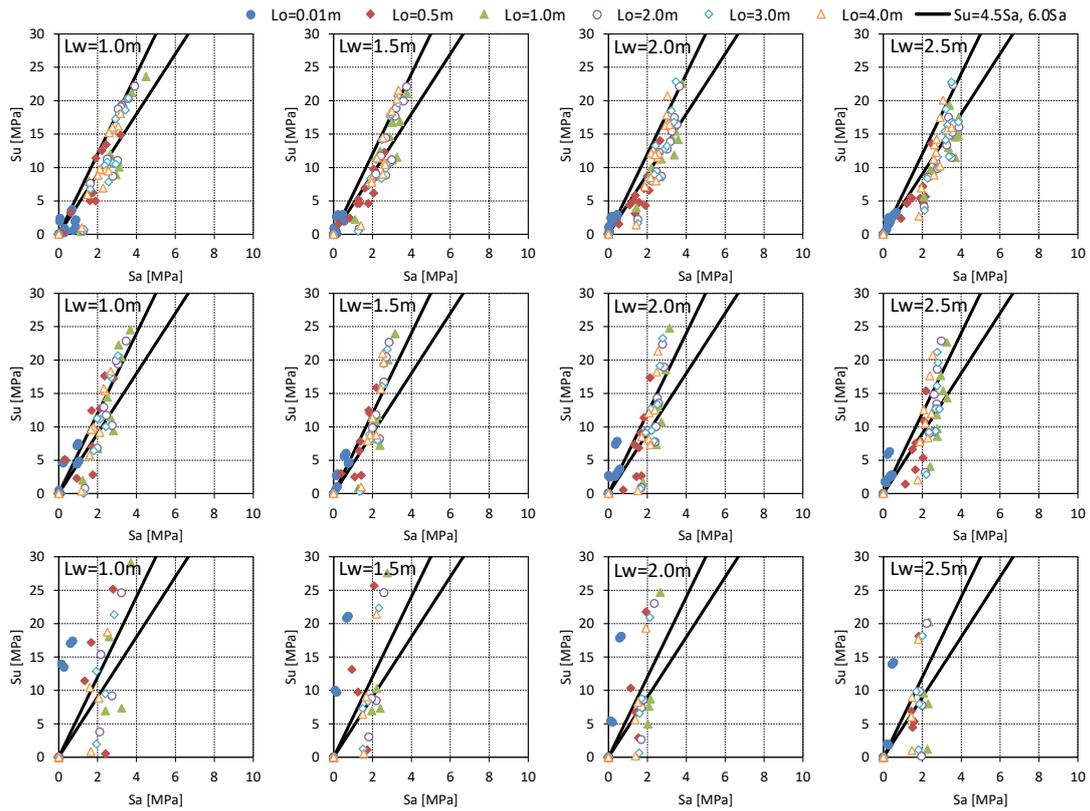


図 3.6.5 パラスタによる集成材梁曲げ応力度の s_u/s_a
 (上段：3層壁列、中段：2層壁列、下段：1層壁列、 $\lambda = 0.75$)

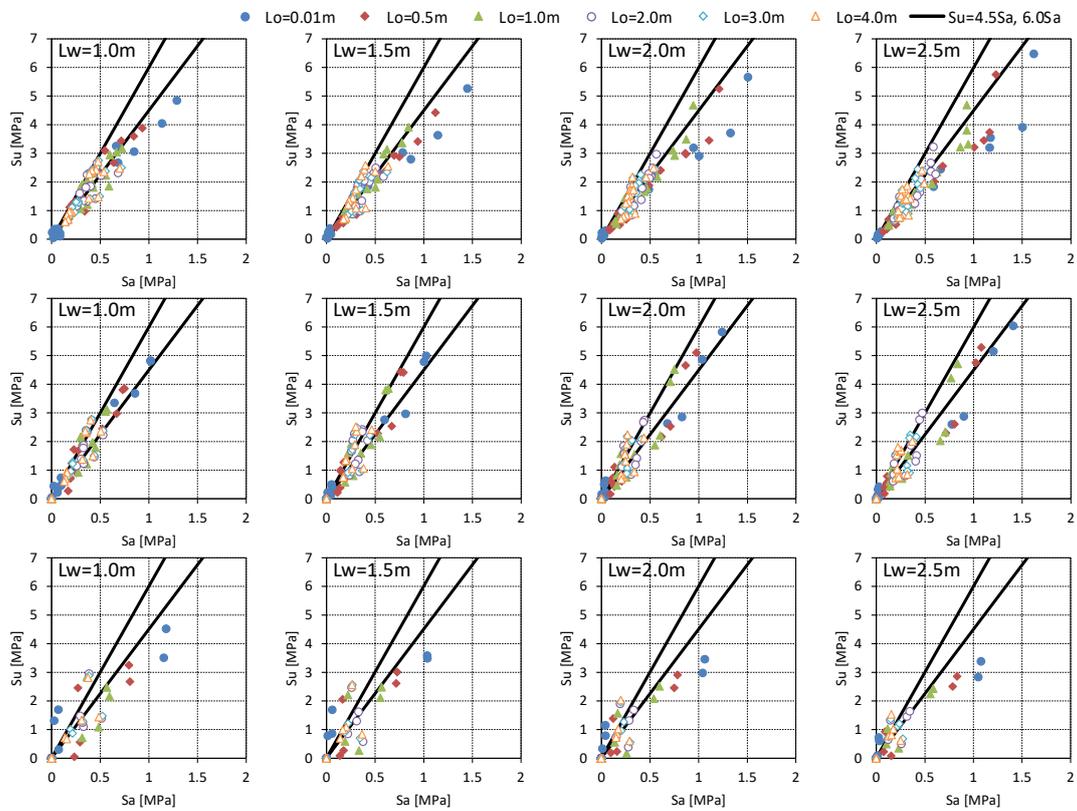


図 3.6.6 パラスタによる集成材梁せん断応力度の s_u/s_a
 (上段：3層壁列、中段：2層壁列、下段：1層壁列、 $\lambda = 0.75$)

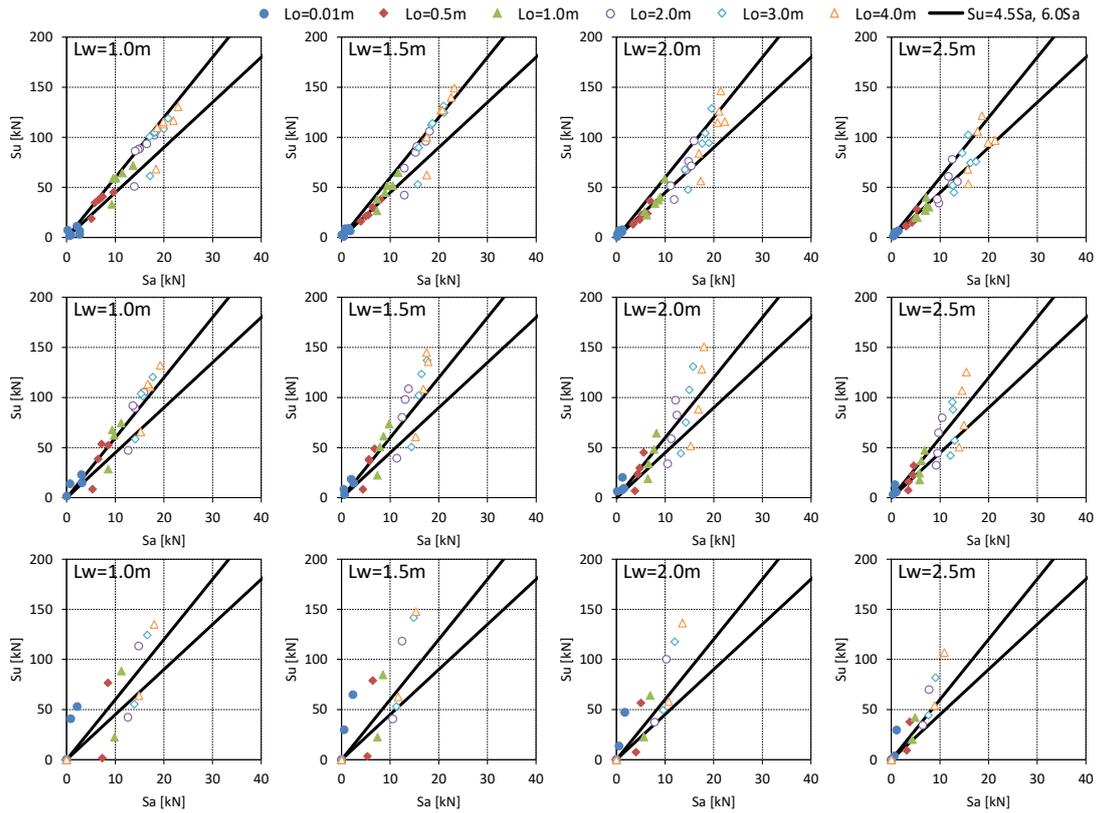


図 3.6.7 パラスタによる集成材梁端部の s_u/s_a
 (上段：3層壁列、中段：2層壁列、下段：1層壁列、 $\lambda = 0.75$)

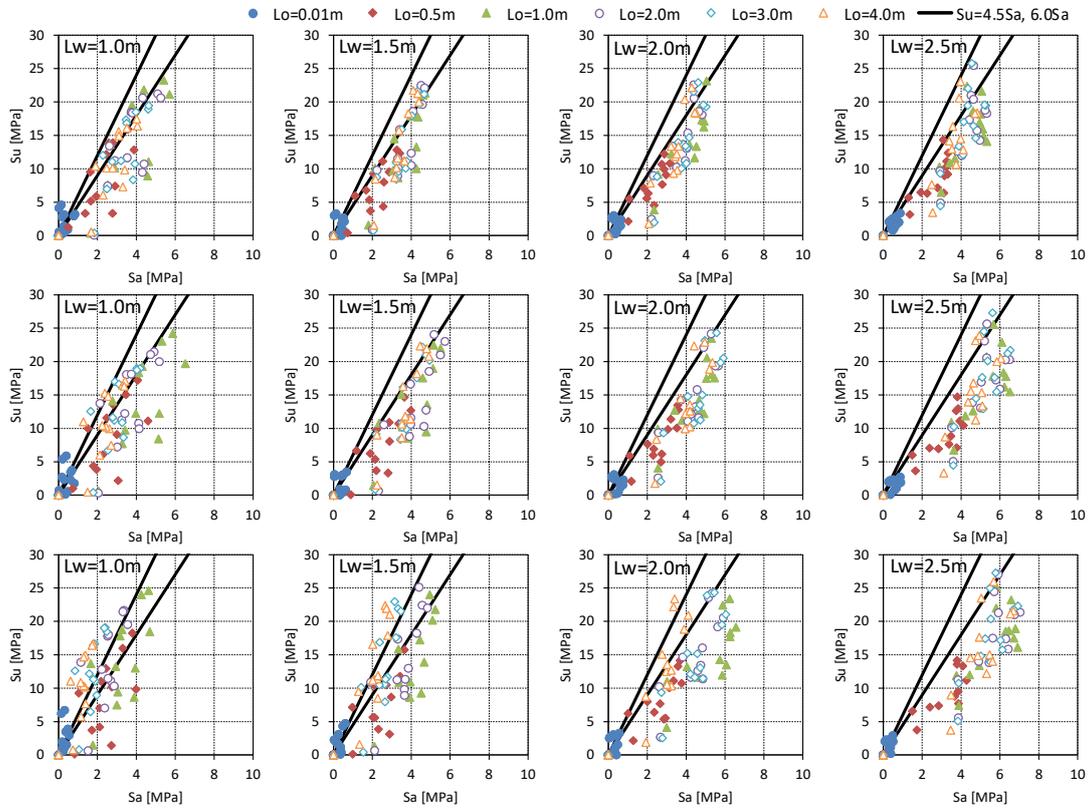


図 3.6.8 パラスタによる集成材梁曲げ応力度の s_u/s_a (3層壁列、 $\lambda = 0.75$)
 (上段：Case 2、中段：Case 3、下段：Case 4)