

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	高アスペクト比の鋼板耐震壁をコア部に連層配置した心棒架構の設計手法構築 その1 架構変形の幾何学的関係を用いた大梁回転角の予測式の作成
Title(English)	Development of a Design Method for Core-Stiffened Frame Structures with High-Aspect-Ratio Steel Plate Shear Walls Arranged in Layers Part 1: Development of a Prediction Formula for Beam Rotation Angle Using Geometric Relationships of Frame Deformation
著者(和文)	後藤広大, 佐藤大樹, 陳引力, 小野潤一郎, 木村征也, 二島冬太, 佐野航
Authors(English)	Kodai Goto, Daiki Sato, Yinli Chen, Junichiro Ono, Seiya Kimura, Tota Futashima, Wataru Sano
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, 1, , pp. 533-536
Citation(English)	, 1, , pp. 533-536
発行日 / Pub. date	2026, 3
権利情報	一般社団法人 日本建築学会

高アスペクト比の鋼板耐震壁をコア部に連層配置した心棒架構の設計手法構築 その1 架構変形の幾何学的関係を用いた大梁回転角の予測式の作成

構造—振動

正会員 ○ 後藤 広大^{*1} 正会員 佐藤 大樹^{*1}
 // 陳 引力^{*1} // 小野 潤一郎^{*2}
 // 木村 征也^{*2} // 二島 冬太^{*2}
 // 佐野 航^{*2}

鋼板耐震壁 超高層建物 心棒架構
 壁エレメント 損傷予測

1. はじめに

ラーメン構造に剛性の高い弾性部材を建物の高さ方向に連続して配置することで、特定層への変形集中を抑制し、損傷を架構全体に分散することを目指した架構設計に関する研究はこれまで数多く行われている(例えば¹⁾)。本論文では、このような架構を心棒架構と呼び、心棒架構が架構全体の変形もしくは損傷を分散させる効果を心棒効果と呼ぶこととする。

検討対象はコアを中央に集約したオフィスビルとし、執務室とコアの境に細長い鋼板耐震壁(以降、耐震壁と呼ぶ)を連層配置した架構を想定する。細長い耐震壁は建築・設備計画上の動線を極力阻害することなく耐震要素として配置できる。また、心棒架構を主架構と分離して設ける必要がないため執務室の最大化が求められるオフィスビルの構造計画では有効な手法と考える。細長い耐震壁による心棒架構は適度な曲げ変形により架構全体の変形性状を高さ方向に均一化する効果が期待できるが、節点位置に接続されるブレースと異なり、耐震壁は柱梁架構内に面的に配置されていることから、設置された架構に与える影響が複雑に変化することが知られている²⁾。つまり、耐震壁による心棒効果は耐震壁単体の剛性だけでは評価できないことがわかる。筆者らは文献³⁾にて、耐震壁と主架構を繋ぐ境界梁への損傷集中の傾向に言及しており、耐震壁のみならず境界梁の断面を含めた架構の設計が求められることが示唆される。耐震壁を用いた心棒架構の設計では①耐震壁断面、②境界梁断面を各層ごとに選定する必要があり、超高層建物においては時刻歴応答解析による検証が必要なことから設計が煩雑である。

そこで本論文では、細長い耐震壁をコア部に連層配置した心棒架構の設計手法構築のため、高層建物を想定した立体骨組モデルを対象に静的漸増解析を実施する。その1では、架構変形の幾何学的関係から大梁回転角の予測式を作成する。その2では、予測式を用いた損傷分布傾向早見図表を作成し、設計例を通じて工学的有用性を示す。なお、本論文では架構の損傷の分布を確認することを趣旨とするため、耐震壁は弾性として検討を行う。

2. 大梁回転角の予測式の構築

2.1 建物および耐震壁モデル化概要

検討対象建物は文献⁴⁾に記載のS造地上20階建て、高さ $H = 82.0$ m、建物幅 $B = 51.2$ m、建物奥行 $D = 35.2$ mの建物モデルである。Fig. 1に対象建物概要を示す。主架構上部構造の復元力特性は弾塑性、柱はファイバーモデル、梁は剛塑性回転バネを有する線材としてモデル化した。剛床を仮定しており、減衰タイプは各モデルの弾性1次固有周期に対して2%の初期剛性比例減衰とする。耐震壁は全層で板厚 $t_w = 16$ mmのものを設置している。なお、モデル化には構造計算プログラムであるRESP-D ver.3.7.0を用いた。本報では耐震壁を弾性の壁エレメント置換によってモデル化する。

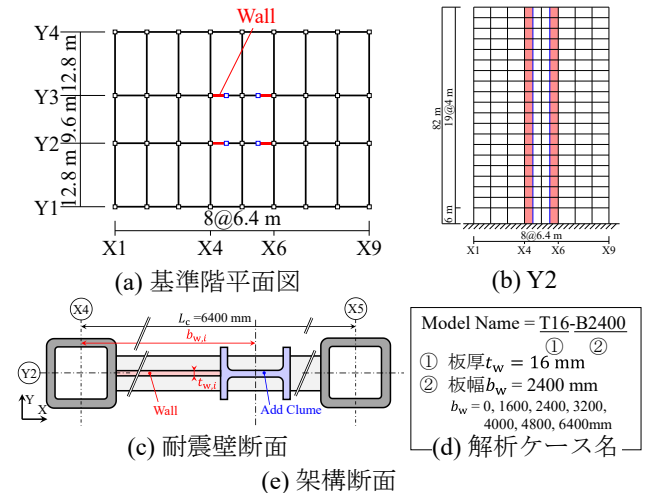


Fig. 1 対象建物概要

2.2 静的増分解析による架構変形の幾何学的観測

各モデルのX方向に対して静的漸増解析を行う。作用させる静的荷重はT00-B0000-modelの1次固有周期 $T_{1X} = 2.32$ s, $T_{1Y} = 2.71$ sを用いて算出した A_i 分布に基づくものとし、最大層間変形角 R_{max} が1/100 radに達した時点で解析を終了する。Fig. 2に各層の応答変位高さ方向分布を示す。Fig. 2の層間変形角 R_i について、T00-B0000-modelでは5層付近で変形集中が起きており、上層の R_i は小さいことがわかる。一方で、壁ありのモデルでは

Column	□-500×500×19×19-□-800×800×36×36	(SN490)
Girder	H-600×250×12×22-H-850×300×16×25	(2F~8F:SA440, 9F~FL:SN490)
Add Column	H-800×600×19×36	(SN490)

耐震壁の板幅 b_w の増加に伴い R_{max} が上層へと移動し、T16-B3200-model では R_i の高さ方向分布が均一化している。Fig. 2 の相対変位 D_i について、 b_w の増加に伴い1層付近の D_i はゼロに近づくことがわかる。これは耐震壁が片持ち梁形式で働くことに起因している。

Fig. 3 に $R_{max} = 1/100$ rad 時の架構変形図を示す。なお、架構の変形性状を明瞭にするため、節点変位の表示倍率を 40 倍、節点間の部材変形を直線で描画している。Fig. 3 より、架構の変形性状は板幅 b_w の増加に伴い片持ち梁のように変形しており、Fig. 2 の D_i と同じ変形状態を示している。Fig. 3 (a)より、T00-B0000-model はせん断変形が支配的であり、純ラーメン架構は平行四辺形に変形している。一方で、壁を有するモデルに着目すると、耐震壁の設置されている架構は曲げ変形が支配的であることがわかる。耐震壁のせん断変形は軽微であり、下層では柱の軸方向変形に伴って台形になり、上層では長方形を維持したまま傾いて変形していることが読み取れる。

Fig. 4 に耐震壁の変形角の内訳と層全体の層間変形角を示す。耐震壁の層間変形角 $R_{w,i}$ は次式で表される。

$$R_{w,i} = \Delta_B R_{w,i} + B_{cum} R_{w,i} + \Delta_S R_{w,i} \quad (1)$$

ここで、 $\Delta_B R_{w,i}$: 耐震壁の曲げ変形成分、 $B_{cum} R_{w,i}$: 下層からの累積による曲げ変形成分、 $\Delta_S R_{w,i}$: 耐震壁のせん断変形成分である。耐震壁は曲げ変形が支配的

あることがわかる。また、 $R_{w,i}$ は架構全体の層間変形角 R_i と概ね一致する。Fig. 3 (b)-(g)より、下層からの累積による曲げ変形成分 $B_{cum} R_{w,i}$ により、耐震壁の境界梁端部には鉛直変形が発生する。一方で、耐震壁設置位置以外の純ラーメン架構は T00-B0000-model と同様にせん断変形が支配的であり鉛直変形は軽微である。このことから、せん断変形が支配的で鉛直変形を生じない“ラーメン架構部”と曲げ変形が支配的で鉛直変形を生じる“心棒架構部”には変形のギャップがあり、双方を接続する境界梁に変形が集まることが確認できる。以下に得られた傾向を示す。

1. ラーメン架構部における柱の軸方向変形は微小
2. 心棒架構部は曲げ変形成分が支配的
3. 心棒架構部は鉛直変形を生じる

Fig. 5 に大梁端部の回転角の分布を示す。板幅 b_w の増加に伴い、境界梁の回転角とラーメン架構部の回転角の差が大きくなる傾向が確認できる。また、Fig. 3 から読み取れる幾何学的な梁端部の回転角は、Fig. 5 にて得られる実際の大梁端部の回転角の大小関係と同様の傾向を示している。このことから、架構変形の幾何学的関係を用いて大梁端部の回転角を予測することが可能であると示唆される。次節では本節で得られた架構変形の知見をもとに仮定を設け、層の応答変位と大梁端部回転角の関係を幾何学的視点から定式化する。

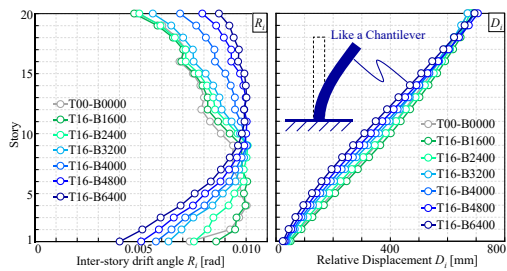


Fig. 2 各層の応答変位高さ方向分布

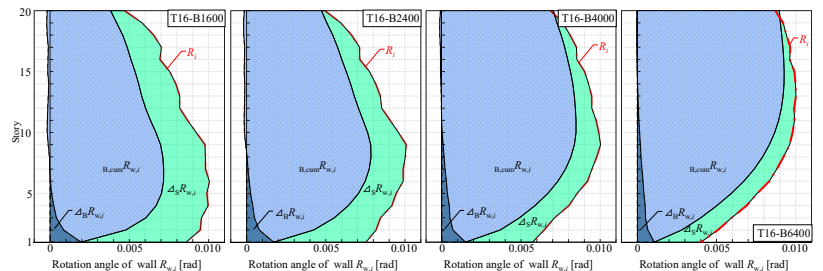


Fig. 4 耐震壁の変形角の内訳と層全体の層間変形角

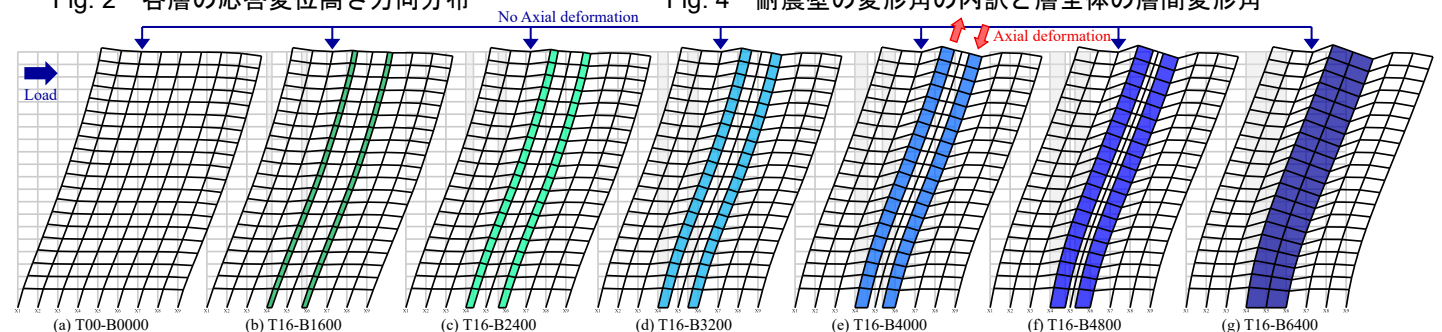


Fig. 3 架構の変形 ($R_{max} = 1/100$ rad) ※表示倍率 40 倍

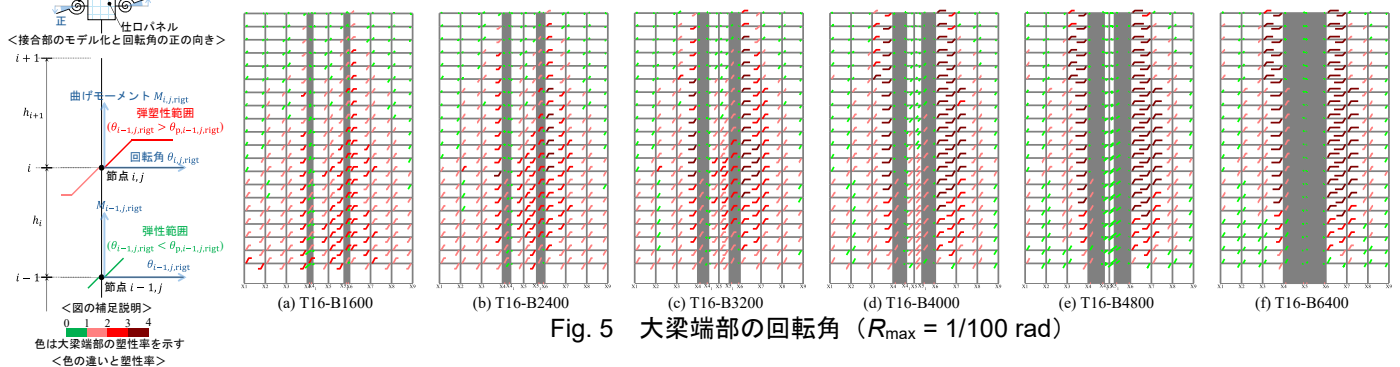


Fig. 5 大梁端部の回転角 ($R_{max} = 1/100$ rad)

2.3 架構変形の仮定条件

本節では層の応答変位と大梁端部回転角の関係を幾何学的視点から定式化する。双方の関係を簡易にとらえるため、2.2 節で得られた傾向をもとに以下の仮定条件を設ける (Fig. 6)。

- ① 純ラーメン架構における柱の軸方向変形は微小のため、節点の鉛直変位はゼロと仮定する。
- ② 耐震壁は曲げ変形成分が支配的であるため、せん断変形成分はゼロと仮定する。
- ③ 外力は建物が塑性化する極大地震を想定し、全層の境界梁が塑性域に達するものとする。

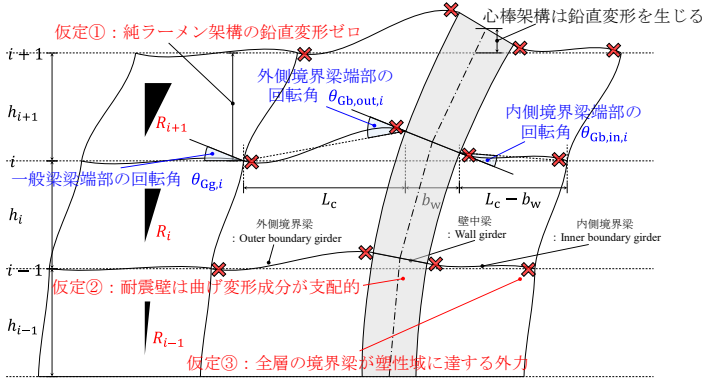


Fig. 6 架構の変形の模式図

仮定③に関して、前節の知見3で言及した通り、心棒架構部は鉛直変形を生じる。大梁回転角は節点の鉛直変形の影響を受けることから心棒架構の軸方向変形を正確に予測する必要がある。

Fig. 7 に心棒架構が鉛直方向に変形するメカニズムを示す。心棒架構の境界梁は内側と外側で長さが異なることから、大梁の塑性断面係数 Z_p は同じでも境界梁のせん断応力に差異が生じる。内側の境界梁は耐震壁の設置によりスパン長が短くなることからせん断応力が大きく、耐震壁を鉛直方向に持ち上げる力が作用する。下記は紙面左から右に荷重が作用し耐震壁右側の境界梁が短い場合を想定しているが、左側の境界梁が短い場合には耐震壁は鉛直下向きの力が作用する。

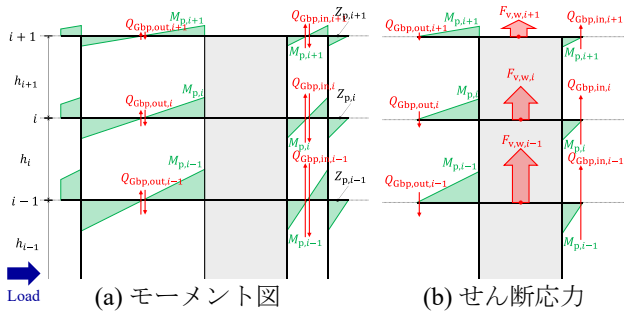


Fig. 7 心棒架構が鉛直方向に変形するメカニズム

2.4 大梁回転角の予測式

大梁回転角の予測式を作成する。仮定③より、すべての境界梁は塑性域に達することから、境界梁に作用するせん断応力 $Q_{Gbp,out,i}$ 、 $Q_{Gbp,in,i}$ は全塑性モーメント $M_{p,i}$ (許容応力度 $\sigma_{y,i} \times Z_{p,i}$) を用いて次式で表される。

$$Q_{Gbp,out,i} = \frac{2 \cdot M_{Gbp,out,i}}{L_{Gb,out}}, Q_{Gbp,in,i} = \frac{2 \cdot M_{Gbp,in,i}}{L_{Gb,in}} \quad (2), (3)$$

ここで、 $M_{Gbp,out,i} (= Z_{p,i} \times \sigma_{y,i})$: 外側境界梁の全塑性モーメント、 $M_{Gbp,in,i} (= Z_{p,i} \times \sigma_{y,i})$: 内側境界梁の全塑性モーメントである。その1では内・外側境界梁で同一の $Z_{p,i}$ を用いるが、異なる場合も式(2), (3)は成立する。

i 層の耐震壁に作用する鉛直力 $F_{v,w,i}$ は式(2), (3)を用いて次式で得られる。

$$F_{v,w,i} = Q_{Gbp,in,i} - Q_{Gbp,out,i} \quad (4)$$

Fig. 7 より、 i 層に作用する鉛直力は i 層～最上層の合計であることから、 i 層の耐震壁の鉛直変形 $\delta_{v,w,i}$ は次式で表される。

$$\delta_{v,w,i} = \frac{\sum_{m=i}^n F_{v,w,m} \cdot h_i}{E \cdot (A_{C,i} + A_{w,i} + A_{Cadd,i})} \quad (5)$$

ここで、 n : 建物の総数、 h_i : i 層の構造階高、 E : 鋼材のヤング係数 $2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、 $A_{C,i}$: i 層の主架構柱断面積、 $A_{w,i}$: i 層の耐震壁断面積、 $A_{Cadd,i}$: i 層の付帯柱断面積である。

Fig. 8 に壁中梁の回転角と層間変形角の関係を示す。仮定②より、層間変形角 R_i と壁中梁の回転角 $\theta_{Gw,i}$ は以下の関係が成り立つ。

$$\theta_{Gw,i} \approx \frac{R_i + R_{i+1}}{2} \quad (6)$$

なお、式(6)はラーメン架構の大梁の回転角を予測する式に該当する。Fig. 9 に境界梁端部の回転角と層間変形角の関係を示す。心棒架構における壁中梁端部の鉛直変形 $\delta_{v,Gw,i}$ は $\theta_{Gw,i}$ と b_w に依存する。壁中梁端部の鉛直変形は三角関数を用いて次式で表される。

$$\delta_{v,Gw,i} = \frac{1}{2} b_w \tan \theta_{Gw,i} \quad (7)$$

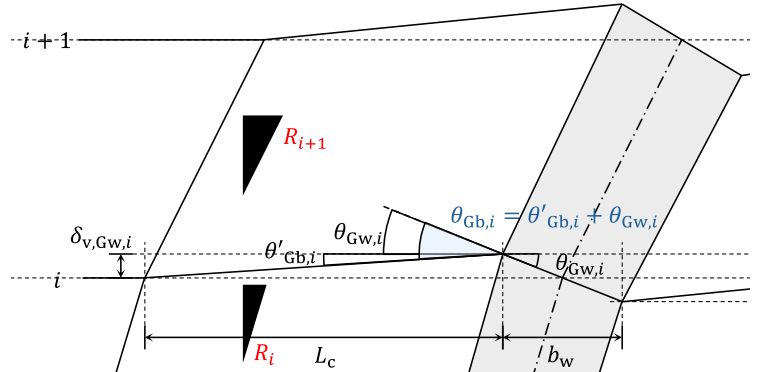


Fig. 9 境界梁端部の回転角と層間変形角の関係

境界梁端部の鉛直変形 $\delta_{v,Gb,i}$ は式(5)、式(7)を用いて次式で得られる。

$$\delta_{v,Gb,i} = \delta_{v,Gw,i} + \sum_{m=1}^i \delta_{v,w,m} \quad (8)$$

仮定①より、ラーメン架構の鉛直変形はゼロであるため、境界梁端部の鉛直変形 $\delta_{v,Gb,i}$ により生じる境界梁

端部回転角 $\theta'_{Gb,i}$ は逆三角関数を用いて次式で表される。

$$\theta'_{Gb,i} = \tan^{-1} \frac{\delta_{v,Gb,i}}{L_{Gb}} \quad (9)$$

境界梁端部の回転角は壁中梁の回転角 $\theta_{Gw,i}$ と境界梁端部の鉛直変形により生じる回転角 $\theta'_{Gb,i}$ の和で表される。

$$\theta_{Gb,i} = \theta'_{Gb,i} + \theta_{Gw,i} \quad (10)$$

したがって、式(6) $\theta_{Gw,i}$ と式(9) $\theta'_{Gb,i}$ を代入することで境界梁端部の回転角 $\theta_{Gb,i}$ は次式で得られる。

$$\theta_{Gb,out,i} = \tan^{-1} \left(\frac{\frac{1}{2} \cdot b_w \tan \frac{R_i + R_{i+1}}{2} + \sum_{m=1}^i \delta_{v,w,m}}{L_{Gb,out}} \right) + \frac{R_i + R_{i+1}}{2}$$

$$\theta_{Gb,in,i} = \tan^{-1} \left(\frac{\frac{1}{2} \cdot b_w \tan \frac{R_i + R_{i+1}}{2} - \gamma \cdot \sum_{m=1}^i \delta_{v,w,m}}{L_{Gb,in}} \right) + \frac{R_i + R_{i+1}}{2} \quad (11) (12)$$

ここで、 γ ：内側境界梁の補正係数であり、内側境界梁が極端に短い場合にフィーレンディール効果を考慮して割増す、または直交梁による心棒の浮き上がりを拘束する効果を考慮して割り引くための補正係数である。本報告では $\gamma = 1.0$ とし、上記の事象は考慮しない。外側境界梁の塑性断面係数を増加させる場合、X3、X7 通り柱の浮き上がりを利用して外側境界梁の損傷を平面方向に分散させることが可能であると示唆される。これらについては本報その2で考察を行う。

3 静的漸増解析結果に基づく予測精度検証

予測式と静的漸増解析結果を比較して精度を検証する。なお解析条件は2.2節と同様である。Fig. 10に境界梁端部の回転角予測を示す。予測値は大梁回転角の最大値を精度よく予測しており、高さ方向分布の形状も解析値と良い対応を示している。Fig. 11に予測値と解析値の関係を示す。概ね誤差±20%程度で解析値を予測することが可能である。

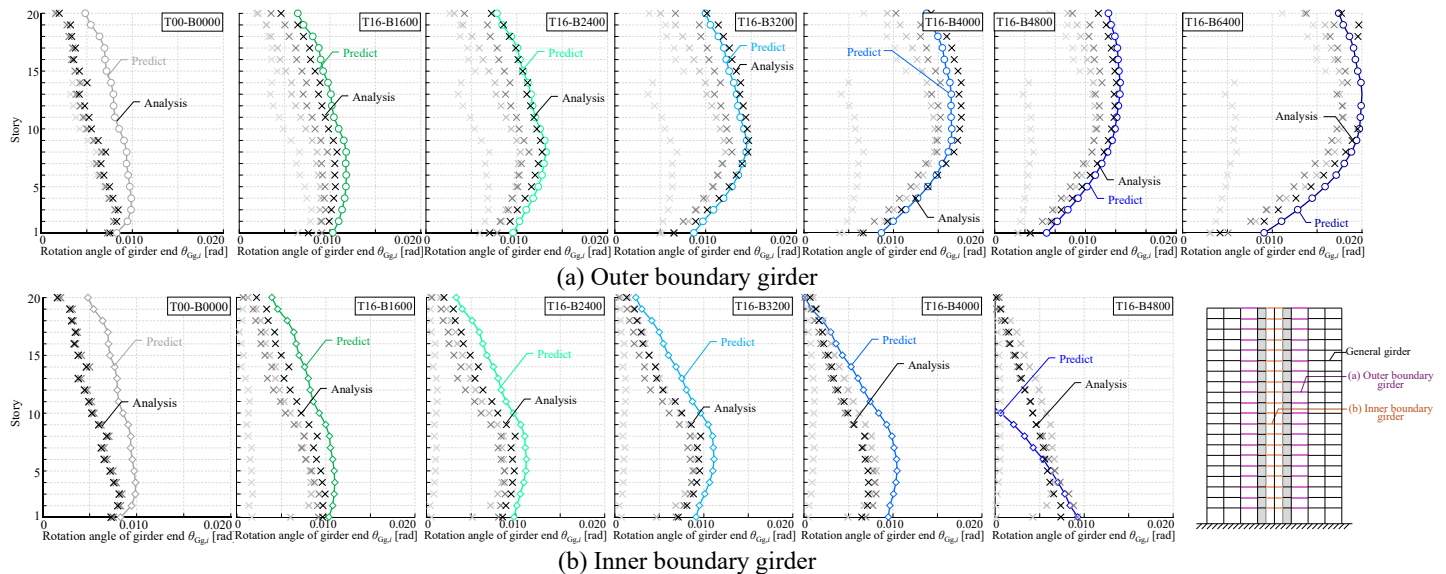


Fig. 10 境界梁端部の回転角予測

4 まとめ

本報その1では、架構変形の幾何学的関係から大梁回転角の予測式を作成した。以下に得られた知見を示す。

- (1) 架構変形の幾何学的関係から大梁回転角の予測が可能である。
- (2) 予測式は大梁回転角の最大値を精度よく予測しており、概ね安全側で評価している。
- (3) 内側境界梁が短い場合（耐震壁の板幅が大きい場合）はフィーレンディール効果等の影響により予測精度が低下する傾向が見られる。

参考文献

- 1) 堀井昌博, 和田章: 構造設計のためのメモランダム8 曲げ系の架構とせん断系の架構 (その1), 建築技術, No.350, pp.179-185, 1980.10
- 2) 渡辺重仁, 添田幸平, 佐藤大樹, 北村春幸, 石井正人, 吉江慶祐, 宮崎充, 佐々木和彦, 岩崎雄一: 粘性制震壁の配置位置及び設置タイプを考慮した超高層建物の性能評価, 日本建築学会技術報告集, Vol.19, No.42, pp.425-430, 2013.6
- 3) 後藤広大, 佐藤大樹, 陳引力, 小野潤一郎, 木村征也, 二島冬太, 佐野航, 戸張涼太, 森岡宙光: 鋼板耐震壁の板厚と板幅の違いが超高層建物の変形と損傷に及ぼす影響 その2 動的解析に基づく検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 22763, pp.1525-1526, 2025.9
- 4) 日本建築学会: 鋼構造制振設計指針第1版, 2014.11

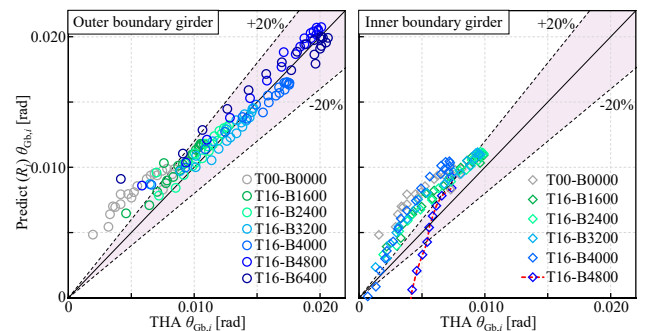


Fig. 11 予測値と解析値の関係

*1 東京科学大学
*2 株式会社日建設計