

6. 一貫構造計算プログラムによる設計

6.1. 一貫構造計算プログラム

1次設計および保有水平耐力の検討は、市販の一貫計算ソフトを使用する。解析ソフトは、SuperBuild/SS7(ユニオンシステム)を使用するものとし、1次設計の弾性解析モデルと保有水平耐力時の荷重増分解析は、同じモデルを使用する。

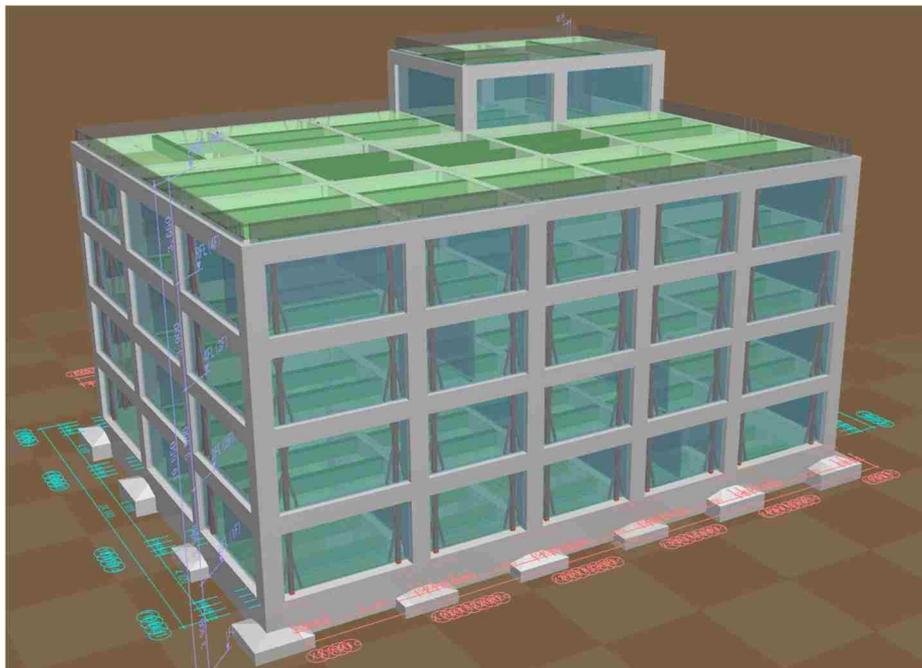


図 6.1.1 解析モデル

6.2. モデル入力説明

6.2.1. 階高設定

一貫構造計算に入力した建物の階高は、意匠階高を入力し、意匠上の FL より梁天端レベルまでのレベル差を考慮して入力をしている。

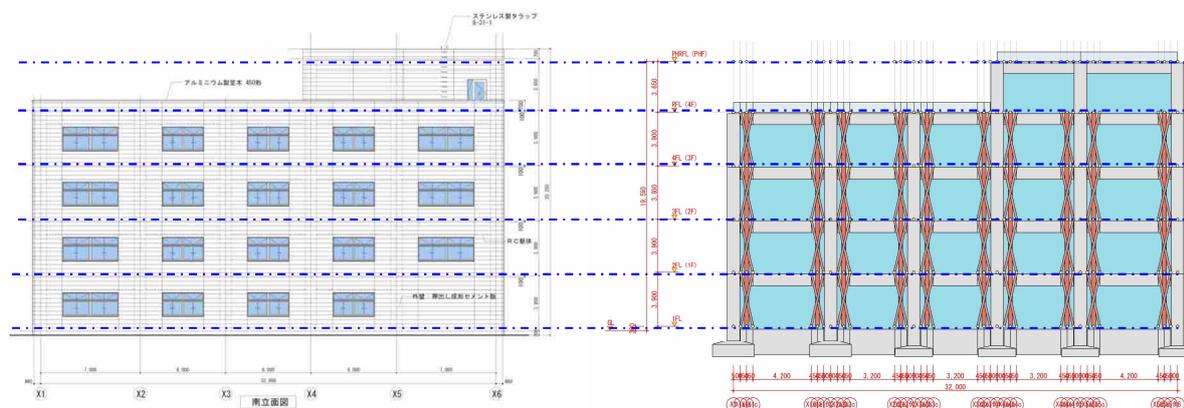


図 6.2.1.1 電算モデルの階高入力

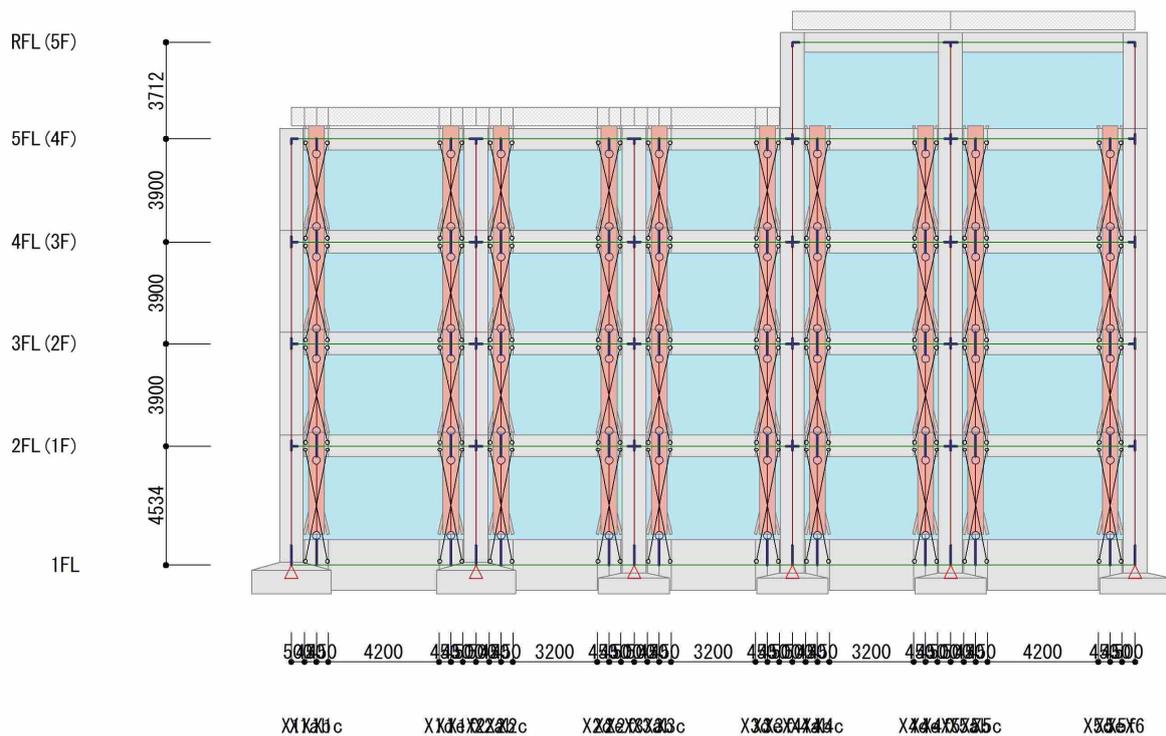


図 6.2.1.2 電算モデルと構造階高

表 6.2.1.1 構造階高（電算入力・自動計算値）

層	階	階高 (mm)	構造階高 (mm)	梁のレベル調整	
				押さえ	レベル(mm)
RFL	5	3,650	3,712	上面	-100
5FL	4	3,900	3,900	上面	-100
4FL	3	3,900	3,900	上面	-100
3LF	2	3,900	3,900	上面	-100
2FL	1	3,900	4,534	上面	-100
1FL				上面	-200

6.2.2. 構造通り芯設定

構造通り芯は、X方向Y方向ともに、建築通り芯＝柱芯＝構造芯＝入力値としている。

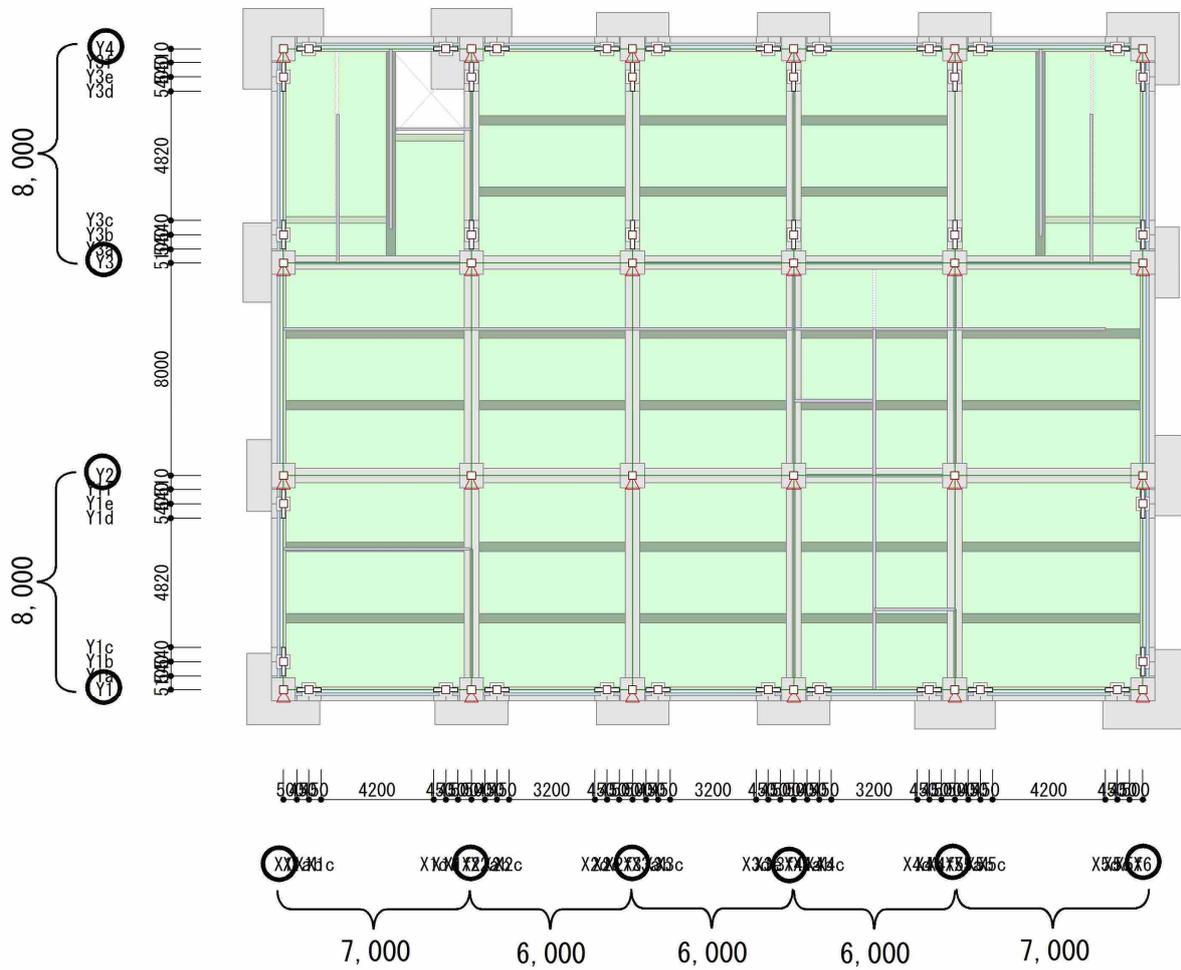


図 6.2.2.1 電算モデルと構造芯

6.2.3. CLT 袖壁のモデル化

CLT 袖壁パネルのモデル化は、既往の文献⁵⁾を参考に、水平方向加力に対して CLT の隅角部をつなぐ斜め圧縮力によるストラット効果を期待した等価な X 形状の圧縮ブレースに加え、本設計では鉛直方向の圧縮性能にも等価となるように、CLT 袖壁パネルの中心位置に鉛直要素の圧縮トラス柱を追加した“圧縮ブレース柱モデル (X形状)”とする。

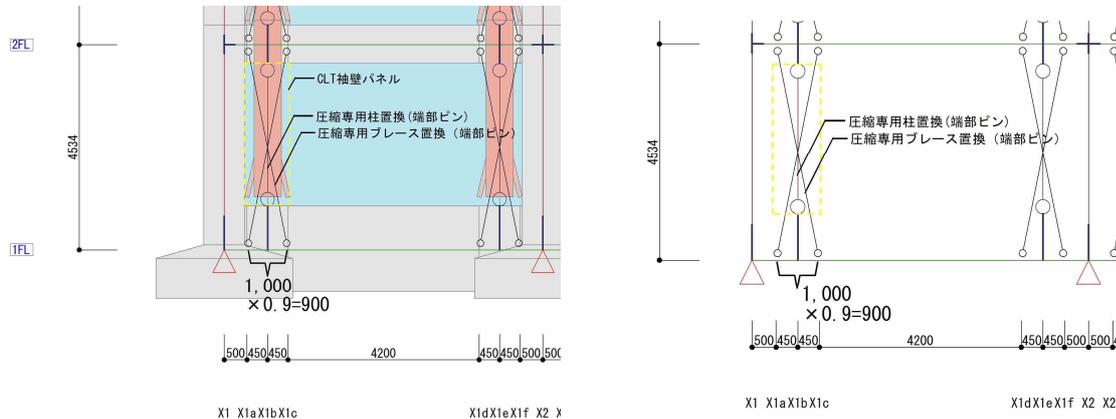


図 6.2.3.1 CLT 袖壁パネルの圧縮ブレース柱モデル

下図に水平剛性算定モデル⁵⁾を示す。幅 L (mm)、内法高さ H (mm)、厚さ t (mm)、ヤング係数 E (N/mm^2)、支圧剛性 k_c (N/mm^3)の CLT パネルの上下が剛体で拘束されているとき、水平力 Q により CLT パネルに θ_R の微小な回転、 ΔH の軸変形が生じ、幅 x の範囲に支圧力が三角形分布で生じているものとする。圧縮ストラットによる支圧剛性、軸剛性による回転水平剛性 K_R 、CLT パネルのせん断剛性 K_s ($=G \cdot t \cdot L/H$)、せん断接合部の水平剛性 K_j とすると、それらの直列バネとすることで、CLT パネル全体の水平剛性 K が算出できる。

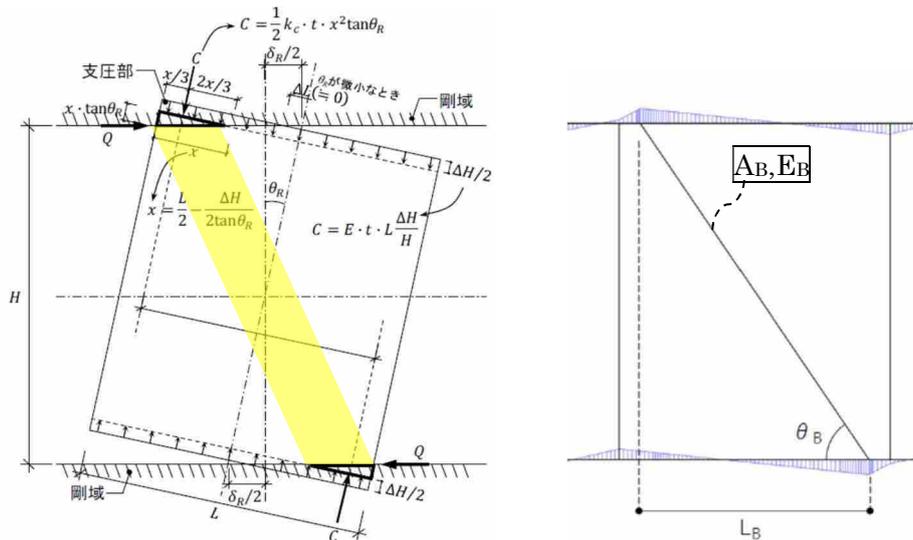


図 6.2.3.2 圧縮ストラットに期待した等価圧縮ブレースモデル⁵⁾

参考文献

- 5) 福本晃治、五十田博: CLT を鉄骨造の耐震要素として用いたハイブリッド構造の接合部における支圧力の伝達に関する検討, 日本建築学会構造系論文集 第86巻 第788号, 1440-1451, 2021. 10

$$K_R = \frac{Q}{\delta_R} = \frac{k_c \cdot t \cdot x^2 \cdot (L - \frac{2}{3}x)}{2H^2} \quad \dots \text{式 1}$$

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_R} + \frac{1}{K_S} + \frac{2}{K_J}} \quad \dots \text{式 2}$$

$$x = \frac{L}{2}(1 - \alpha) \quad \dots \text{式 3}$$

$$\alpha = (1 + 2\beta) - 2\sqrt{\beta(1 + \beta)} \quad \dots \text{式 4}$$

$$\beta = \frac{2E}{k_c \cdot H} \quad \dots \text{式 5}$$

ここで、本設計では CLT パネルと上下の RC 梁との境界部は摩擦による水平力伝達に主に期待をするため、せん断接合部の水平剛性 K_J は無視できるものとして十分に高い値を入れて評価する。また、支圧剛性 k_c およびせん断弾性係数 G は文献 7) に準拠し $k_c=15.6(\text{N/mm}^3)$ 、 $G=500(\text{N/mm}^2)$ とした。

次に、式 2 より得られる CLT パネルの水平剛性 K に対し、仮想仕事法により等価な水平剛性を有する角度 θ_B の圧縮ブレースに置換する。電算モデルに入力するブレースの配置幅 L_B は、CLT パネル端部に対する RC 梁の危険断面位置がやや内側になることを想定し $L_B=0.9L$ とする。圧縮ブレースのヤング係数を E_B とした場合の軸断面積 A_B は下式により算定できる。本設計では便宜上 $E_B=2.05 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ とし、必要な A_B を算定した。

$$A_B = K \frac{L_B}{\cos^3 \theta_B} / E_B \quad \dots \text{式 6}$$

式 3 により得られた支圧幅 x と壁厚 t から有効支圧面積 A_{e1} を算出し、CLT パネルの圧縮強度 F_c を用いて支圧耐力 C_c を以下のように算出する。

$$A_{e1} = x \cdot t \quad \dots \text{式 7}$$

$$C_c = F_c \cdot A_{e1} \quad \dots \text{式 8}$$

偶力モーメントの釣合いより、支圧耐力により決定される水平耐力 Q_u を以下と算出する。

$$Q_u \cdot H = C_c \cdot \left(L - \frac{2}{3}x\right) \quad \rightarrow \quad Q_u = C_c \cdot \left(L - \frac{2}{3}x\right) / H \quad \dots \text{式 9}$$

よって、角度 θ_B の圧縮ブレースの終局軸力 ${}_B N_u$ 、短期許容軸力 ${}_B N_a$ は以下となる。

$${}_B N_u = Q_u / \cos \theta_B \quad \dots \text{式 10}$$

$${}_B N_a = {}_B N_u \cdot \frac{2}{3} \quad \dots \text{式 11}$$

電算モデルでは、式 11 で得た短期許容軸力 ${}_B N_a$ を、式 6 で得た入力断面積 A_B で除した等価 F 値を入力することで電算アウトプットにおいても水平力に対する CLT 袖壁の断面検定を実施可能となる。なお、式 9 による支圧耐力により決定される Q_u に対して、CLT パネル母材のせん断耐力は十分に高いことを別途確認する。

参考文献

- 7) 2016 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル, 日本住宅・木材技術センター

次に、鉛直荷重に対して CLT 袖壁の軸耐力と等価となるような圧縮トラス柱を設定する。全圧縮面積が有効と考えた場合の CLT 袖壁の軸耐力は以下となる。

$$Nu = Fc \cdot L \cdot t \quad \dots \text{式 12}$$

圧縮ブレース 2 本分の鉛直成分の終局耐力は以下となる。

$${}_{BV}Nu = 2 \cdot {}_B Nu \cdot \sin \theta_B \quad \dots \text{式 13}$$

圧縮トラス柱の終局軸耐力は、式 12 で得た全圧縮耐力より式 13 の圧縮ブレースの鉛直成分を差し引いた性能となる。

$${}_c Nu = Nu - {}_{BV}Nu \quad \dots \text{式 14}$$

$${}_c Na = {}_c Nu \cdot \frac{2}{3} \quad \dots \text{式 15}$$

また CLT 袖壁の全面圧縮耐力に対する圧縮トラス柱の終局軸耐力の割合から有効断面積を算出する。圧縮トラス柱の軸剛性 cK は、有効断面の CLT 袖壁の母材軸剛性 ${}_{CLT}Ke$ と、上下の支圧剛性 Ke の直列バネとして算出する。ここで、 E_{CLT} は CLT 袖壁の鉛直方向の母材ヤング係数である。

$$A_{ce} = (L \cdot t) \frac{{}_c Nu}{Nu} \quad \dots \text{式 16}$$

$${}_{CLT}Ke = \frac{A_{ce} E_{CLT}}{H} \quad \dots \text{式 17}$$

$$Ke = \frac{A_{ce} \cdot k_c}{2} \quad \dots \text{式 18}$$

$$cK = \frac{1}{\frac{1}{{}_{CLT}Ke} + \frac{1}{Ke}} \quad \dots \text{式 19}$$

圧縮トラス柱のヤング係数を E_c とした場合の軸断面積 A_c は下式により算定できる。本設計では便宜上 $E_c = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ として、必要な A_c を算定した。

$$A_c = cK \cdot H / E_c \quad \dots \text{式 20}$$

以上のように算出した CLT 袖壁パネルの圧縮ブレース柱モデルの諸元を次頁に示す。構造階高の異なる 1F とその他 2~4F、壁の幅の異なる X 方向と Y 方向別に性能を算定する。いずれの要素も長期荷重を負担しない圧縮専用トラス要素であり、CLT パネル工法の設計と同様に、終局強度（支圧耐力）でバイリニアに折れる非線形性能とする。なお、本モデルの妥当性は 8 章において、既往の架構実験と照らし合わせることで確認している。

6.2.4. RC 梁端部のパンチング耐力の設定

RC 梁端部の RC 柱フェイス位置では、CLT 袖壁から伝達される鉛直方向の圧縮力負担によって、せん断力が局所的に大きくなる。文献 8) に示されるパンチング耐力を算定し、RC 梁に作用するせん断力に対して十分な耐力を有するように設計する。

$${}_bQ_{pu} = K_{av} \cdot {}_b\tau_0 \cdot {}_b b_e \cdot D_b \quad \dots \text{式 21}$$

$$K_{av} = 0.58 / (0.76 + a_b / D_b) \quad \dots \text{式 22}$$

$${}_b\tau_0 = 0.98 + 0.1 {}_c F_c + 0.85 \sigma_b \quad (0 \leq \sigma_b \leq 0.33 {}_c F_c - 2.75 \text{ の時})$$

$${}_b\tau_0 = 0.22 {}_c F_c + 0.49 \min(0.66 {}_c F_c, \sigma_b) \quad (0.33 {}_c F_c - 2.75 < \sigma_b \text{ の時}) \quad \dots \text{式 23}$$

ここで、 ${}_bQ_{pu}$ ：RC 梁のパンチングシア耐力、 ${}_b b_e$ ：パンチングを受ける RC 梁の直交材を考慮した有効幅で RC 梁の幅 (mm)、 D_b ：パンチングを受ける RC 梁のせい (mm)、 a_b ：CLT 袖壁から RC 梁に伝達される鉛直せん断力が集中的に作用すると仮定した場合の作用点から鉛直断面までの距離で $a_b/D_b=1/3$ とする、 ${}_c F_c$ ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)、 σ_b ： ${}_b p_g {}_b \sigma_y$ 、 ${}_b p_g$ ： ${}_b b_e D_b$ に対する梁の全主筋断面積の比、 ${}_b \sigma_y$ ：RC はり主筋の降伏強度 (N/mm²) である。

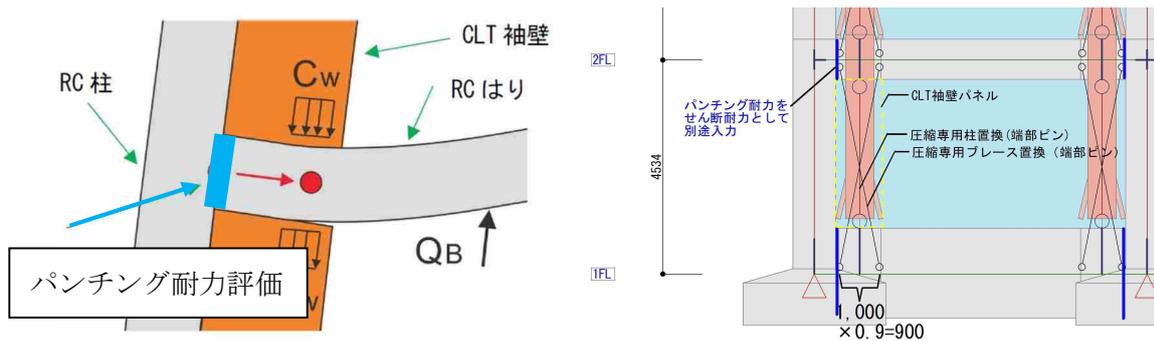


図 6.2.4.1 RC 梁端部のパンチング耐力の検討箇所

表 6.2.4.1 パンチング耐力評価

部材符号	符合		G1,G2,G3,G4					G11,G12,G13,G14				
		階	1FL	2FL	3FL	4FL	5FL	1FL	2FL	3FL	4FL	5FL
幅	B	mm	550	500	500	500	450	550	500	500	500	450
せい	D	mm	1910	850	850	850	850	1910	900	900	900	900
CLT袖壁からRC梁に	a	mm	637	283	283	283	283	637	300	300	300	300
コンクリート強度	F_c	N/mm ²	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
全主筋断面積	A_g	mm ²	8112	6084	5070	4056	4056	9126	9126	9126	8112	6084
主筋降伏強度	σ_y	N/mm ²	345	345	345	345	345	345	345	345	345	345
主筋断面積比	p_g	-	0.0077	0.0143	0.0119	0.0095	0.0106	0.0087	0.0203	0.0203	0.0180	0.0150
	$\sigma = p_g \cdot \sigma_y$	N/mm ²	2.66	4.94	4.12	3.29	3.66	3.00	7.00	7.00	6.22	5.18
基本せん断強度	τ_0	N/mm ²	6.24	8.18	7.48	6.78	7.09	6.53	9.93	9.93	9.27	8.39
	K_{ave}	-	0.530	0.530	0.530	0.530	0.530	0.530	0.530	0.530	0.530	0.530
パンチングシア耐力	p_Q	kN	3480	1844	1686	1528	1439	3638	2370	2370	2212	1802
	電算入力 $p_Q \rightarrow$		3400	1800	1600	1500	1400	3600	2300	2300	2200	1800

参考文献

8) 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・耐震改修設計指針・同解説, 日本建築防災協会 2017

6.3. プログラム対応外部分の設計

6.3.1. 1次設計時の CLT 袖壁の設計

6.2.3 で示した CLT 袖壁の圧縮ブレース柱モデルに発生する各要素の負担軸力より、CLT パネルに発生する水平せん断力、鉛直せん断力、圧縮軸力を下図のように算出し、圧縮ストラットとして抵抗する CLT 袖壁の断面算定を行う。

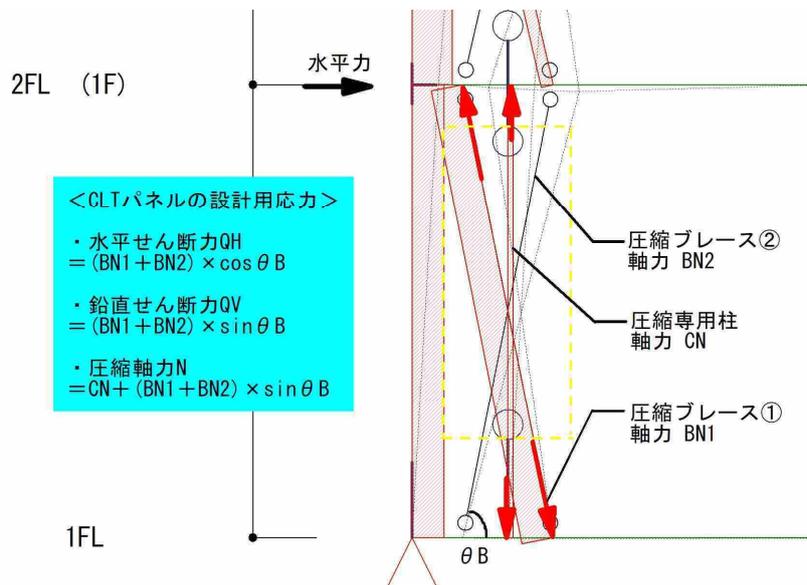


図 6.3.1.1 圧縮ブレース柱モデルに生じる軸力 → CLT パネルの設計用応力への変換

＜CLT 袖壁の短期設計＞

“水平（横）せん断力” に対して、

- ・ CLT パネルの短期許容水平せん断耐力以内であることを確認する
- ・ 支圧で決まる水平せん断耐力以内であることを確認する
- ・ 摩擦耐力 $Q = \text{発生軸力 } N \times \text{摩擦係数 } \mu (=0.4)$ 以内であることを確認する。

“鉛直（縦）せん断力” に対して、

- ・ CLT パネルの短期許容鉛直せん断耐力以内であることを確認する

鉛直（縦）方向の短期許容鉛直せん断耐力は CLT パネルの短期許容せん断応力度に鉛直せん断面積を乗じて算出する

“圧縮軸力” に対して、

- ・ CLT パネルの短期許容座屈耐力以内であることを確認する

次項に CLT パネルの断面算定結果一覧を示す。

【データ省略】

6.3.2. 2次設計時の CLT 袖壁の設計（CLT 袖壁の保証設計）

大地震に対する CLT 袖壁の保証設計として、Ds 算定時の応力に対して検定を行う。圧縮ブレース柱モデルの各要素の軸力より、下図に示す CLT 袖壁が負担する応力を算定する。保証設計として応力割増 1.25 倍の応力に対して、CLT 母材が基準強度以内であることを確認する。

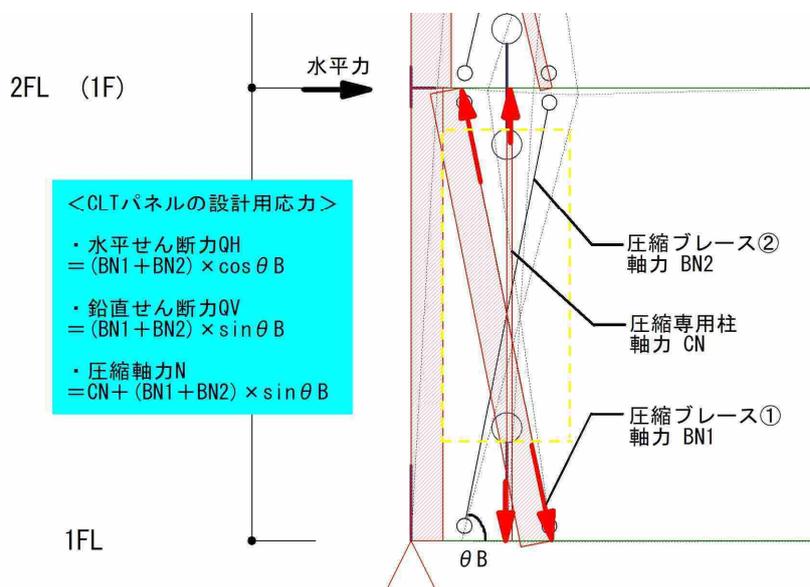


図 6.3.2.1 圧縮ブレース柱モデルに生じる軸力 → CLT パネルの設計用応力への変換

<CLT 袖壁の保証設計>

応力割増を考慮した“水平（横）せん断力”に対して、

- ・ CLT パネルの終局水平せん断耐力以内であることを確認する
- ・ 接合金物の終局せん断耐力以内であることを確認する。

応力割増を考慮した“鉛直（縦）せん断力”に対して、

- ・ CLT パネルの終局鉛直せん断耐力以内であることを確認する

鉛直（縦）方向の終局鉛直せん断耐力は CLT パネルの終局せん断応力度に鉛直せん断面積を乗じて算出する

応力割増を考慮した“圧縮軸力”に対して、

- ・ CLT パネルの終局座屈耐力以内であることを確認する

次項に CLT パネルの保証設計検討一覧を示す。

【データ省略】

6.3.3. CLT 袖壁の接合金物の設計

前述の保証設計で示したように、RC 梁と CLT 袖壁間の接合部に発生するせん断力に対しては、中地震には摩擦力、大地震には接合金物により応力伝達できることを確認したが、ここでは接合金物の設計、せん断耐力の算定を行う。また、面外方向には脱落防止として面外振れ止めを設ける。

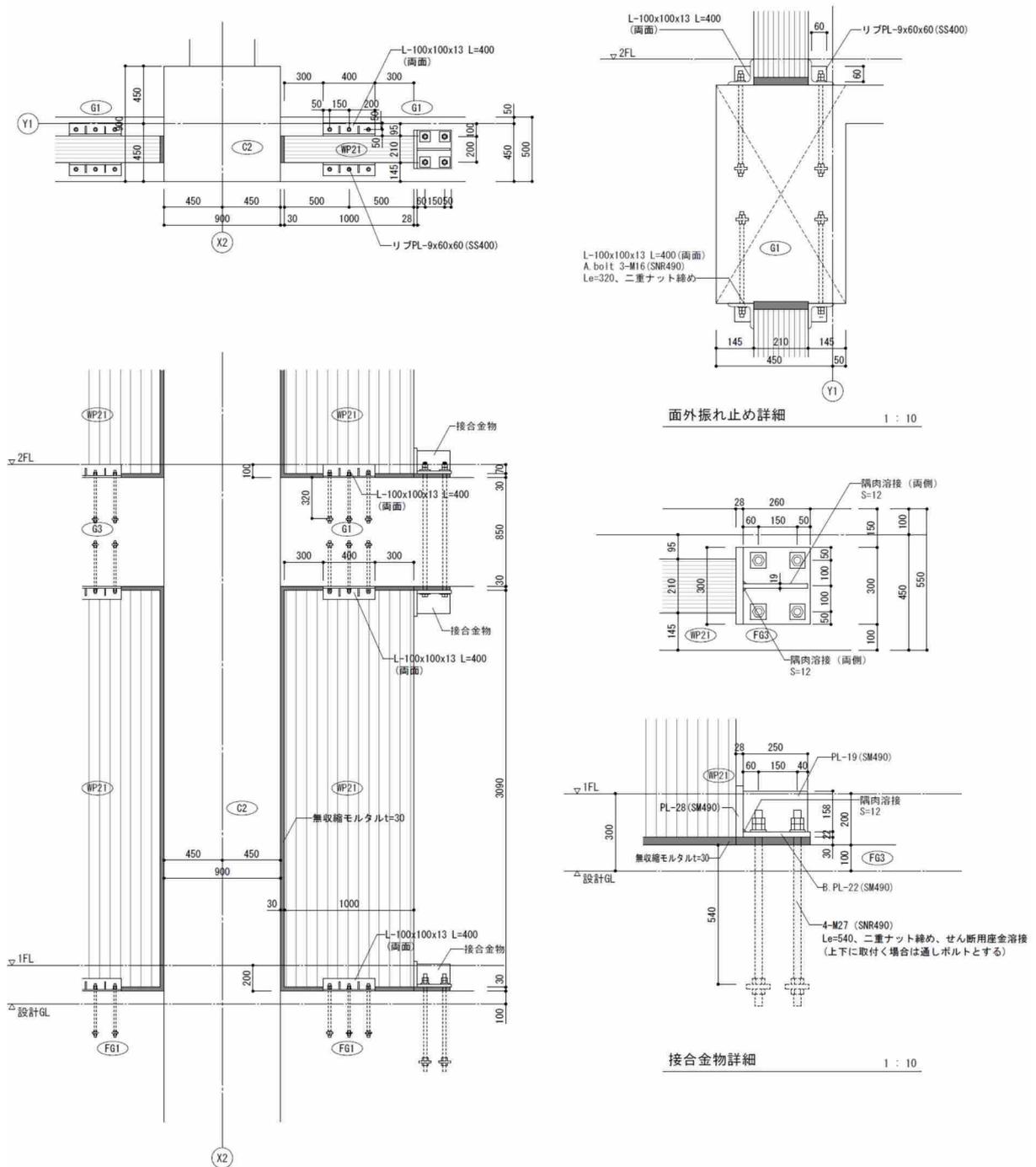


図 6.3.3.1 CLT 袖壁 接合金物

<検討用せん断力_面内>

支圧で決まる終局せん断力=285kN (Y方向の1.2m幅の壁より)

応力割増=1.25

$$\therefore 285 \times 1.25 = 357 \rightarrow 360 \text{ kN}$$

<せん断耐力の算定>

- ① CLT パネルの弱軸支圧耐力【S90-7-7、t=210】

$$Qu1 = F_c (\text{弱軸}) \times t \times h = 8.87 \times 210 \times 200 / 1000 = 372 \text{ kN}$$

- ② 鋼材のウェブせん断耐力【SM490】

$$Qu2 = F / \sqrt{3} \times t \times B = 325 / \sqrt{3} \times 19 \times 250 / 1000 = 891 \text{ kN}$$

- ③ アンカーボルトのせん断耐力【4-M27(SNR490)】

$$Qu4 = F / \sqrt{3} \times A_b = 325 / \sqrt{3} \times 1.1 \times 485 \times 4 / 1000 = 400.4 \text{ kN}$$

- ④ 支圧版の面外曲げ耐力【SM490、t=28】

二辺固定二辺自由スラブの計算図表を用いて計算する

$$\lambda = 200 / 150 = 1.33 \rightarrow \text{計算図表より 係数 } k = 0.36$$

$$Z = 28^2 / 6 = 131 \text{ mm}^3$$

$$F_b1 = 1.5 \times 325 / 1.3 \times 1.1 = 412.5 \text{ N/mm}^2$$

$$M_a = Z \cdot F_b1 = 131 \times 412.5 = 54037 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\omega = M_a / (k \cdot l_x^2) = 54037 / (0.36 \times 150^2) = 6.65 \text{ N/mm}^2$$

$$A = 200 \times 300 = 60000 \text{ mm}^2$$

$$Qu4 = A \times \omega = 60000 \times 6.65 / 1000 = 399 \text{ kN}$$

<検定>

$$Qu = \text{MIN} (Qu1, Qu2, Qu3, Qu4) = \underline{372 \text{ kN}} > 360 \text{ kN OK}$$

次に、架構が構面外方向に変形する場合に対して、CLT 袖壁パネルの面外脱落防止の検討を行う。電算モデル上は、CLT 袖壁パネルは面外方向に抵抗しないものとしているが、ここでは、面内方向と同様に面外方向にも CLT パネルの圧縮ストラットによる水平抵抗力が発生する場合を考え、CLT 袖壁パネルの上下の支圧力により決まる面外せん断力に対して、面外拘束接合部の設計を行う。

<検討用せん断力_面外>

支圧で決まる終局せん断力=51.1kN (Y方向の1.2m幅の壁より)

$$\therefore 51.1 \rightarrow 55 \text{ kN}$$



表 6.3.3.1 面外方向検討用せん断力 (CLT 袖壁パネルの面外方向の圧縮ストラット抵抗)

種別	CLT壁の諸元						計算			支圧降伏時水平耐力		
	高さ	厚さ	幅	等級	ヤング係数	面内圧縮強度	-	-	-	支圧部有効面積	支圧降伏荷重	支圧降伏時の水平荷重
-	H	t	L		E	Fc	β	α	x	Ae	Cc	Qy
-	mm	mm	mm		N/mm ²	N/mm ²			mm	mm ²	kN	kN
面外	3050	210	1200	"S90A-7-7"	6402	11.82	0.27	0.37	66.2	79454	939.1	51.1

※各パラメータの説明は p6-4~6 を参照

<せん断耐力の算定>

- ① CLT パネルの面外めり込み耐力【S90-7-7、t=210】

$$Qu1 = F_{cv} (\text{めり込み}) \times B \times h = 8.1 \times 250 \times (100 - 30) / 1000 = 141 \text{ kN}$$

- ② リブのウェブせん断耐力【SS400】

$$Qu2 = F / \sqrt{3} \times t \times B = 235 / \sqrt{3} \times 9 \times 60 / 1000 = 73 \text{ kN}$$

- ③ アンカーボルトのせん断耐力【3-M16(SNR490)】

$$Qu4 = F / \sqrt{3} \times A_b = 325 / \sqrt{3} \times 1.1 \times 3 \times 166 / 1000 = 102.7 \text{ kN}$$

- ④ 支圧版の面外曲げ耐力【SS400、t=12】

二辺固定二辺自由スラブの計算図表を用いて計算する

$$\lambda = 125 / 100 = 1.25 \rightarrow \text{計算図表より 係数 } k = 0.35$$

$$Z = 13^2 / 6 = 28.1 \text{ mm}^3$$

$$F_b1 = 1.5 \times 235 / 1.3 \times 1.1 = 298 \text{ N/mm}^2$$

$$M_a = Z \cdot F_b1 = 28.1 \times 298 = 8393 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\omega = M_a / (k \cdot 1x^2) = 8393 / (0.35 \times 100^2) = 2.39 \text{ N/mm}^2$$

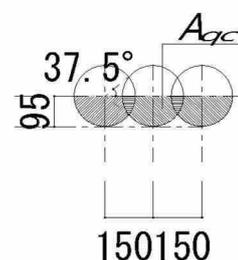
$$A = 250 \times 100 = 25000 \text{ mm}^2$$

$$Qu4 = A \times \omega = 25000 \times 2.39 / 1000 = 59.9 \text{ kN}$$

- ⑤ アンカーボルトの側面コーン状破壊【3-M16(SNR490)】

$$\sigma_t = 0.31 \sqrt{F_c} = 0.31 \times \sqrt{30} = 1.698 \text{ N/mm}^2$$

$$Qu5 = \sigma_t \times A_{pc} = 1.698 \times 39390.5 \text{ mm}^2 / 1000 = 66.8 \text{ kN}$$



<検定>

$$Qu = \text{MIN} (Qu1, Qu2, Qu3, Qu4, Qu5) = 59.9 \text{ kN} > 55 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

6.3.4. 構造特性係数 D_s の設定

構造特性係数 D_s の設定の考え方を示す。まず、CLT 袖壁と RC 柱は独立した収まりとなるため、CLT 袖壁を RC 耐震壁とみなした場合で考える。RC フレームを FA ランクで構成し、かつ、CLT 袖壁の部材種別判定として D_s 算定時の軸力及びせん断力に対して、応力割増 1.25 倍を考慮した応力に対して CLT 基準強度以内であることを確認することで CLT 袖壁の脆性破壊を防止した保証設計【6.3.2 章】とみなし WA と評価する。

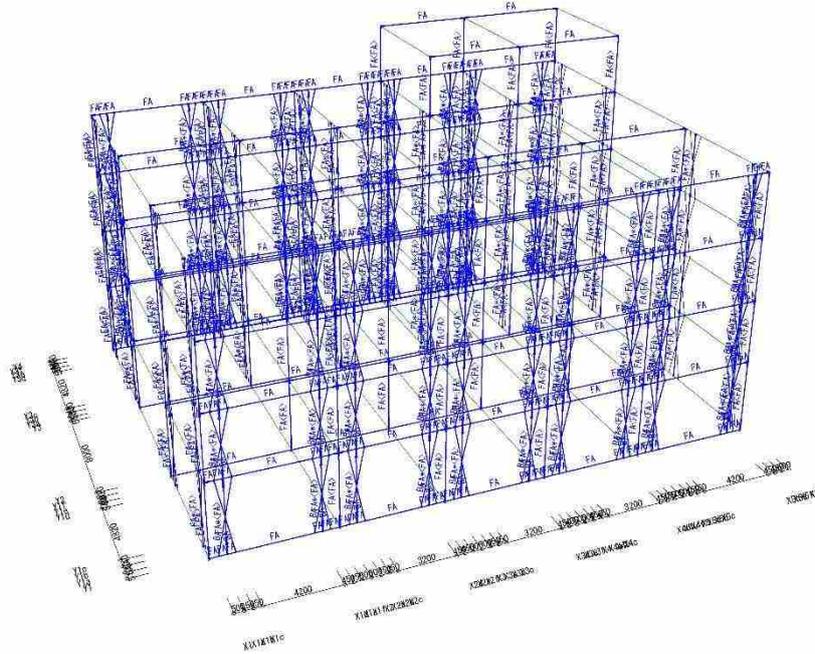


図 6.3.4.1 D_s 算定時の応力から算出した部材種別図 (X 方向正加力)

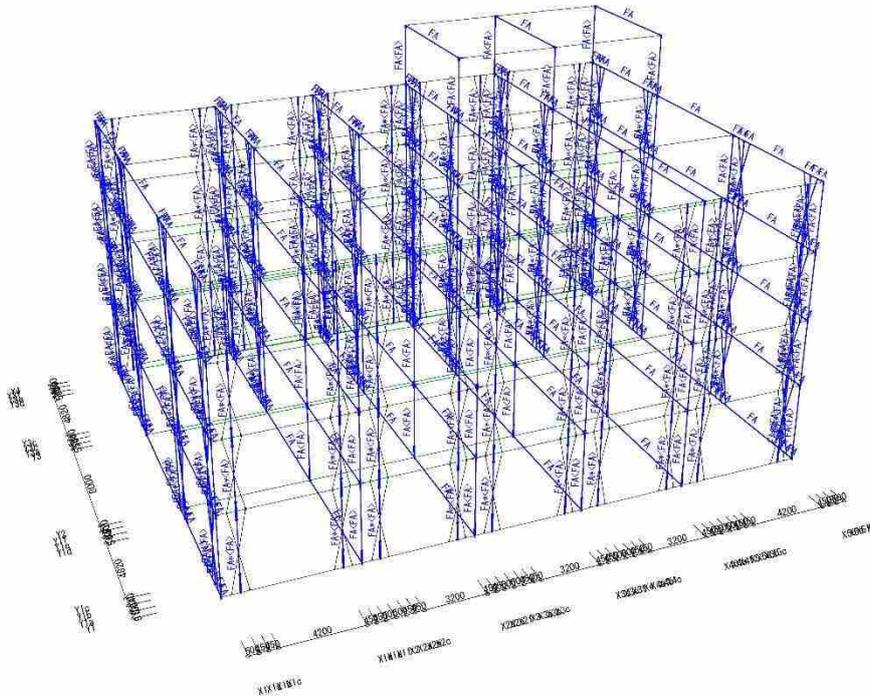


図 6.3.4.2 D_s 算定時の応力から算出した部材種別図 (Y 方向正加力)

表 6.3.4.1 RC 柱及び梁の部材種別

		柱及びはりの区分					柱及びはりの種別
部材	柱及びはり	柱			はり		
条件	破壊の形式	h_0/D の 数値	σ_0/F_c の 数値	p_r の 数値	τ_u/F_c の 数値	τ_u/F_c の 数値	
	せん断破壊, 付着割裂破壊及び圧縮破壊その他の構造耐力上支障のある急激な耐力の低下のおそれのある破壊を生じないこと。	2.5以上	0.35以下	0.8以下	0.1以下	0.15以下	FA
		2.0以上	0.45以下	1.0以下	0.125以下	0.2以下	FB
		—	0.55以下	—	0.15以下	—	FC
	FA, FB 又は FC のいずれにも該当しない場合						FD
<p>一 この表において, h_0, D, σ_0, F_c, p_r及びτ_uは, それぞれ次の数値を表すものとする。 h_0 柱の内のり高さ (単位 センチメートル) D 柱の幅 (単位 センチメートル) σ_0 D_sを算定しようとする階が崩壊形に達する場合の柱の断面に生ずる軸方向応力度 (単位 1 平方ミリメートルにつきニュートン) p_r 引張り鉄筋比 (単位 パーセント) F_c コンクリートの設計基準強度 (単位 1 平方ミリメートルにつきニュートン) τ_u D_sを算定しようとする階が崩壊形に達する場合の柱又ははりの断面に生ずる平均せん断応力度 (単位 1 平方ミリメートルにつきニュートン)</p> <p>二 柱の上端又は下端に接着するはりについて, 崩壊形に達する場合に塑性ヒンジが生ずることが明らかな場合にあつては, 表中の h_0/Dに替えて$2M/(Q \cdot D)$を用いることができるものとする。この場合において, Mは崩壊形に達する場合の当該柱の最大曲げモーメントを, Qは崩壊形に達する場合の当該柱の最大せん断力を表すものとする。</p>							

CLT 袖壁の D_s 算定時点の水平力分担率を以下に示す。X 方向で約 11~23%、Y 方向で約 12~24%となる架構であることから、告示昭 55 建告第 1792 号第 1・第 4 で示される鉄筋コンクリート構造の D_s 値から設定すると、各方向 D_s 値は 0.30 となる。

D_s 算定時の変形及びヒンジ図を次項に示す。崩壊形は RC 純ラーメンの場合と同様に RC 梁の曲げ降伏を主とした全体崩壊形であることが確認できる。よって CLT 袖壁の水平力負担率からみて、 $D_s=0.30$ は概ね問題ない D_s 値であると考えられる。また、既往の実験²⁻⁴⁾において CLT 袖壁を設置した架構の載荷実験の結果、層間変形角は 1/25rad に達しても脆性的な破壊を生じていないことが確認されており、純 RC ラーメン架構と変形性能は概ね同程度であることが確認されている。

表 6.3.4.2 Ds 算定時における CLT 袖壁の水平力分担率 β_u

構造特性係数：結果3 <X方向正加力>

階	主体構造	柱・梁群		耐震壁群		ブレース群		Q(合計) kN	β_u	Ds	備考
		Q kN	種別	Q kN	種別	Q kN	種別				
5F	RC	2306.0	A	0.0	-			2306.0	0.000	0.30	
4F	RC	7328.6	A	0.0	-	2128.7	A	9457.2	0.226	0.35*	
3F	RC	12334.4	A	0.0	-	2495.7	A	14830.1	0.169	0.35*	
2F	RC	15837.8	A	0.0	-	3166.0	A	19003.7	0.167	0.35*	
1F	RC	19374.3	A	0.0	-	2523.6	A	21897.8	0.116	0.35*	

構造特性係数：結果3 <X方向負加力>

階	主体構造	柱・梁群		耐震壁群		ブレース群		Q(合計) kN	β_u	Ds	備考
		Q kN	種別	Q kN	種別	Q kN	種別				
5F	RC	2315.0	A	0.0	-			2315.0	0.000	0.30	
4F	RC	7349.7	A	0.0	-	2144.7	A	9494.4	0.226	0.35*	
3F	RC	12354.7	A	0.0	-	2533.7	A	14888.3	0.171	0.35*	
2F	RC	15890.8	A	0.0	-	3187.6	A	19078.4	0.168	0.35*	
1F	RC	19459.4	A	0.0	-	2524.6	A	21983.9	0.115	0.35*	

構造特性係数：結果3 <Y方向正加力>

階	主体構造	柱・梁群		耐震壁群		ブレース群		Q(合計) kN	β_u	Ds	備考
		Q kN	種別	Q kN	種別	Q kN	種別				
5F	RC	2550.9	A	0.0	-			2550.9	0.000	0.30	
4F	RC	8127.0	A	0.0	-	2334.6	A	10461.6	0.224	0.35*	
3F	RC	13448.3	A	0.0	-	2956.7	A	16405.0	0.181	0.35*	
2F	RC	17090.1	A	0.0	-	3931.8	A	21021.8	0.188	0.35*	
1F	RC	20949.9	A	0.0	-	3273.5	A	24223.3	0.136	0.35*	

構造特性係数：結果3 <Y方向負加力>

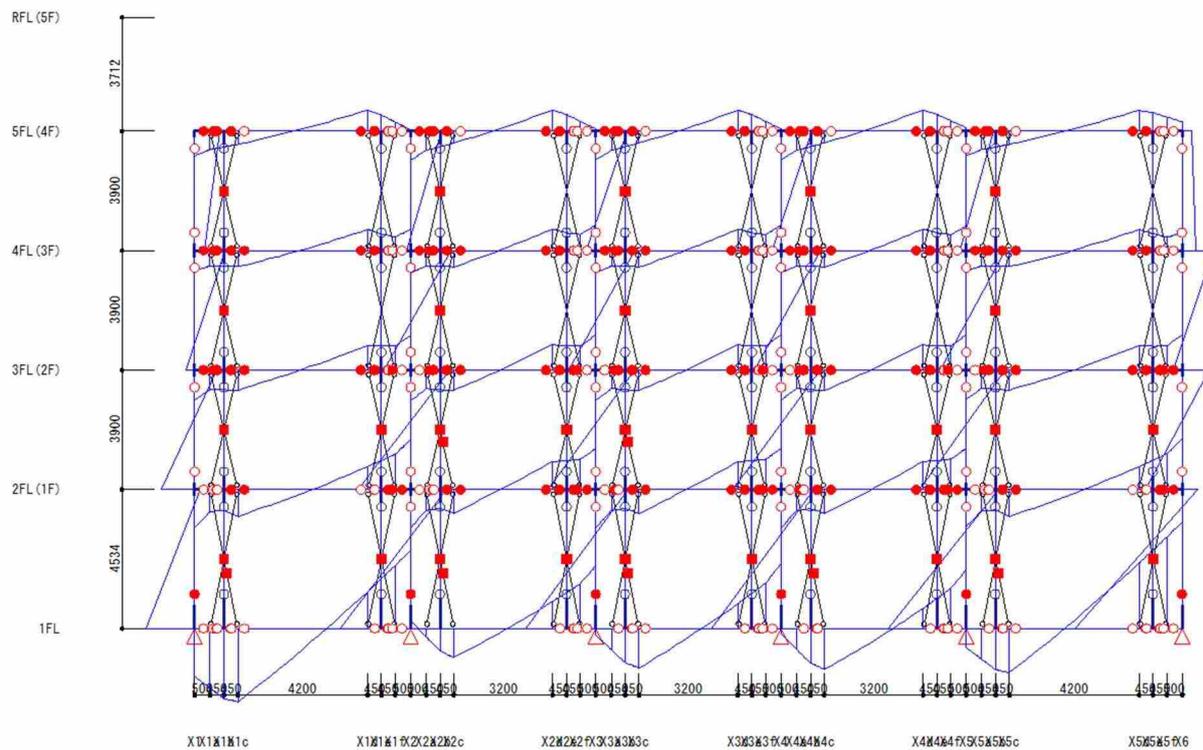
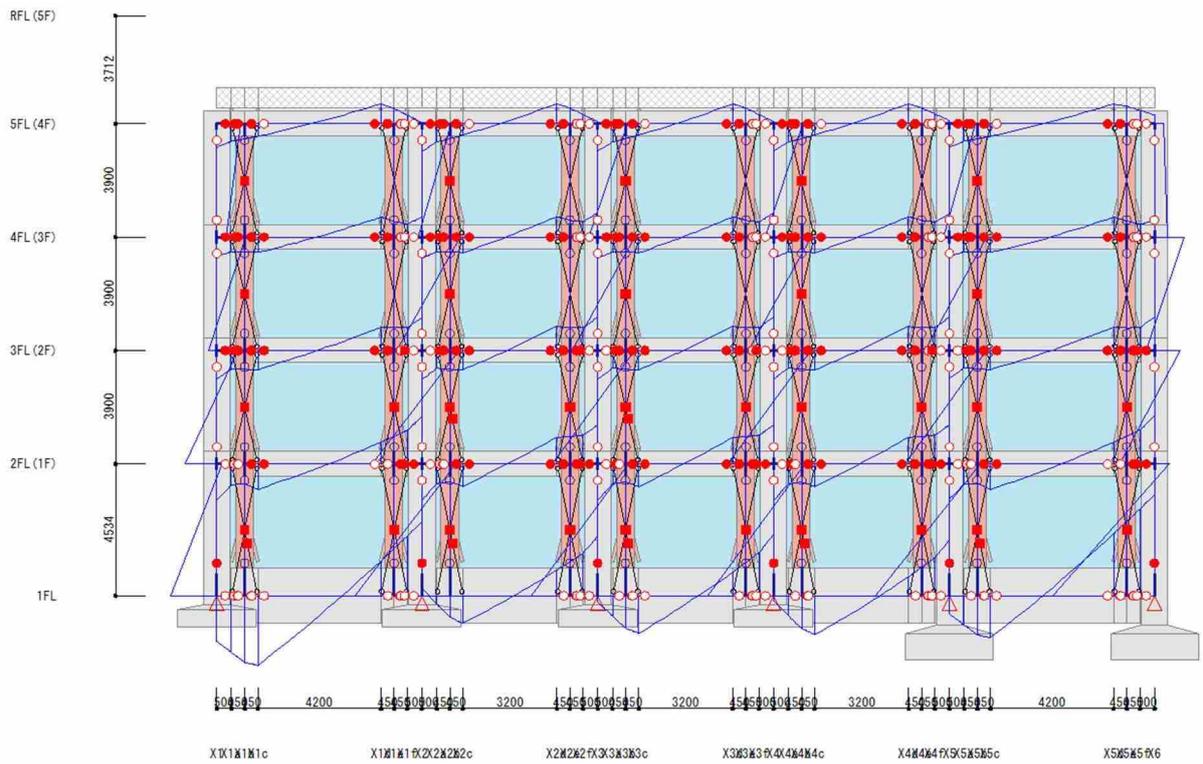
階	主体構造	柱・梁群		耐震壁群		ブレース群		Q(合計) kN	β_u	Ds	備考
		Q kN	種別	Q kN	種別	Q kN	種別				
5F	RC	2597.5	A	0.0	-			2597.5	0.000	0.30	
4F	RC	8158.2	A	0.0	-	2494.7	A	10652.8	0.235	0.35*	
3F	RC	13689.1	A	0.0	-	3015.8	A	16704.9	0.181	0.35*	
2F	RC	17432.5	A	0.0	-	3973.6	A	21406.1	0.186	0.35*	
1F	RC	21589.3	A	0.0	-	3076.9	A	24666.1	0.125	0.35*	

表 6.3.4.3 RC 造のラーメンと耐力壁を併用した場合の構造特性係数

ハ 剛節架構と耐力壁を併用した場合にあつては、前号の規定により定めた当該階の柱及びはり並びに筋かいの部材群としての種別に応じ、次の表に掲げる数値以上の数値とする。

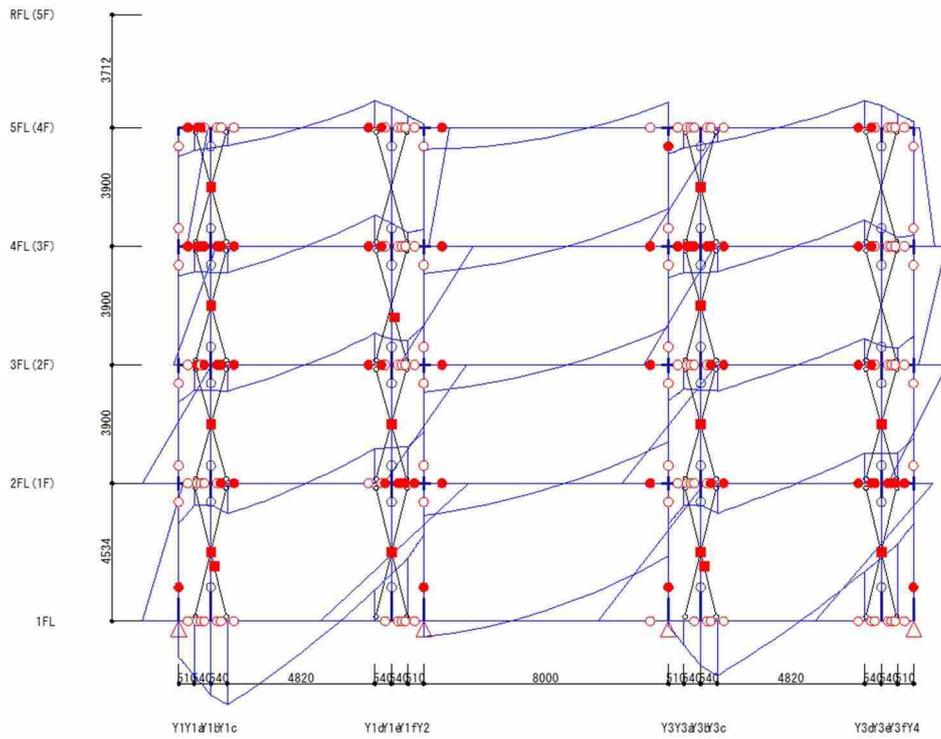
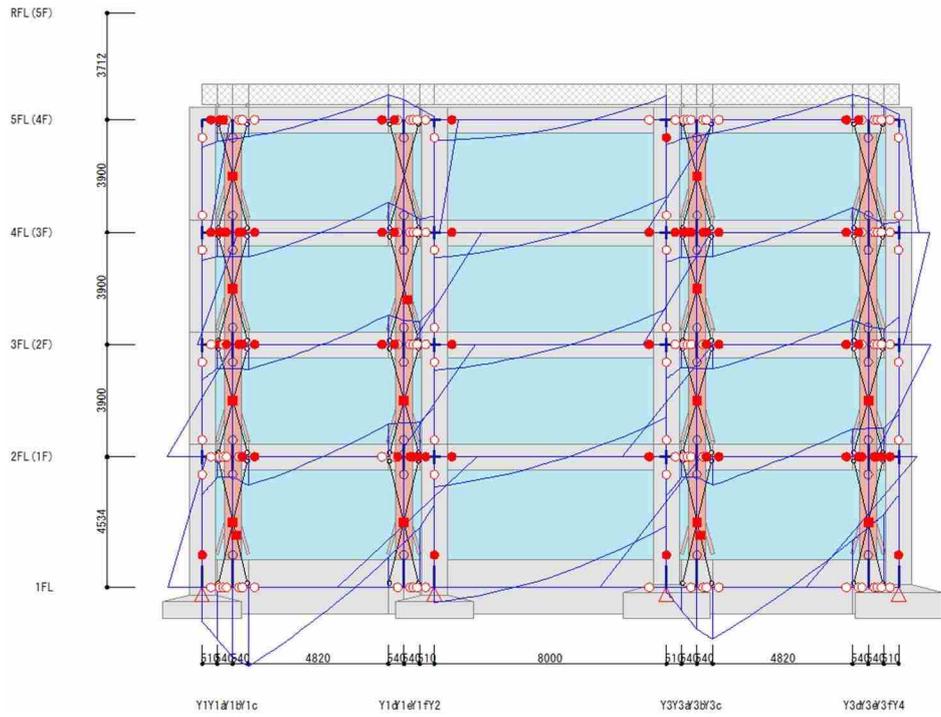
		柱及びはりの部材群としての種別				
		A	B	C	D	
耐力壁の部材群としての種別	A	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.3	0.35	0.4	0.45
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.35	0.4	0.45	0.5
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.4	0.45	0.45	0.55
	B	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.35	0.35	0.4	0.45
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.4	0.4	0.45	0.5
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.45	0.45	0.5	0.55
	C	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.35	0.35	0.4	0.45
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.4	0.45	0.45	0.5
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.5	0.5	0.5	0.55
	D	$0 < \beta_u \leq 0.3$ の場合	0.4	0.4	0.45	0.45
		$0.3 < \beta_u \leq 0.7$ の場合	0.45	0.5	0.5	0.5
		$\beta_u > 0.7$ の場合	0.55	0.55	0.55	0.55

この表において、 β_u は、耐力壁（筋かいを含む ρ_w ）の水平耐力の和を保有水平耐力の数値で除した数値を表すものとする。



記号		内容
降伏	ひび割れ	
●	○	塑性ヒンジ曲げ降伏, 曲げひび割れ
▲	△	せん断破壊, せん断ひび割れ
■	□	軸破壊, 軸ひび割れ
◆	—	保有耐力横補剛を満足しない梁の降伏
▮	—	パネル降伏

図 6.3.4.3 Ds 算定時のヒンジ図及び変形図 (X 方向正加力_Y1 通り)



記号		内容
●	○	塑性ヒンジ曲げ降伏, 曲げひび割れ
▲	△	せん断破壊, せん断ひび割れ
■	□	軸破壊, 軸ひび割れ
◆	—	保有耐力横補剛を満足しない梁の降伏
▮	—	パネル降伏

図 6.3.4.4 Ds 算定時のヒンジ図及び変形図 (Y 方向正加力_X1 通り)

一方で、架構によっては、CLT 袖壁付加によるヒンジリロケーションにより、そのフレームの RC 梁の部材回転角は大きくなり、建物自体の終局変形性能は純 RC ラーメンより若干低下することも考えられる。そこで、塑性化を許容する RC 部材の曲げ終局変形角を、既往文献⁶⁾を参考に 0.025rad と設定し、RC 純ラーメン架構の場合と、CLT 袖壁付加した架構それぞれに対していずれかの RC 部材の塑性曲げ変形角が 0.025rad に達するまでの荷重増分解析を実施する。そして、限界耐力計算による手法として等価一自由度系に縮約した $Q-\delta$ 関係より面積等価な完全弾塑性置換から建物の塑性率 μ を算出し、 $D_s = 1/\sqrt{2\mu - 1}$ より計算上の D_s をそれぞれ算出する。RC 純ラーメン架構の計算 D_s に対する、CLT 袖壁を付加した架構の計算 D_s の比率を、元の D_s の 0.3 に乗じることで本架構の D_s を評価する。

参考文献

6) 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会 1999

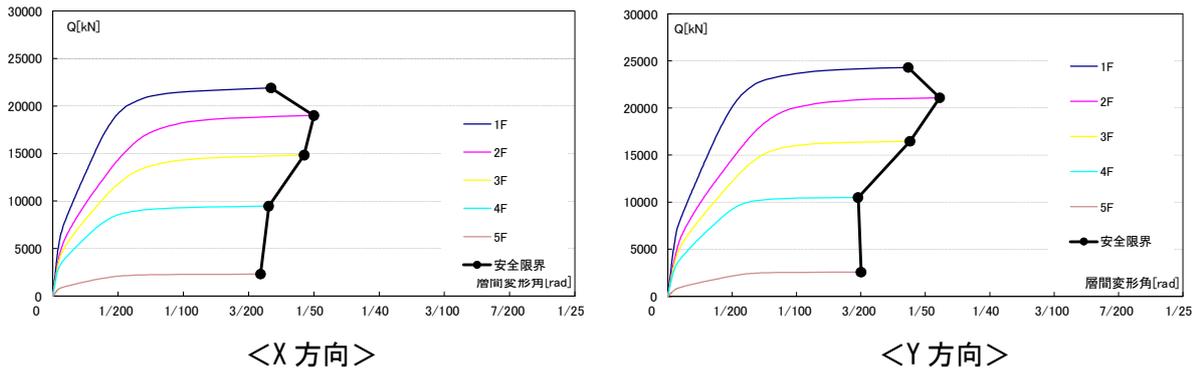


図 6.3.4.5 塑性部材回転角 0.025rad 時の荷重変形関係 RC ラーメン+CLT 袖壁モデル

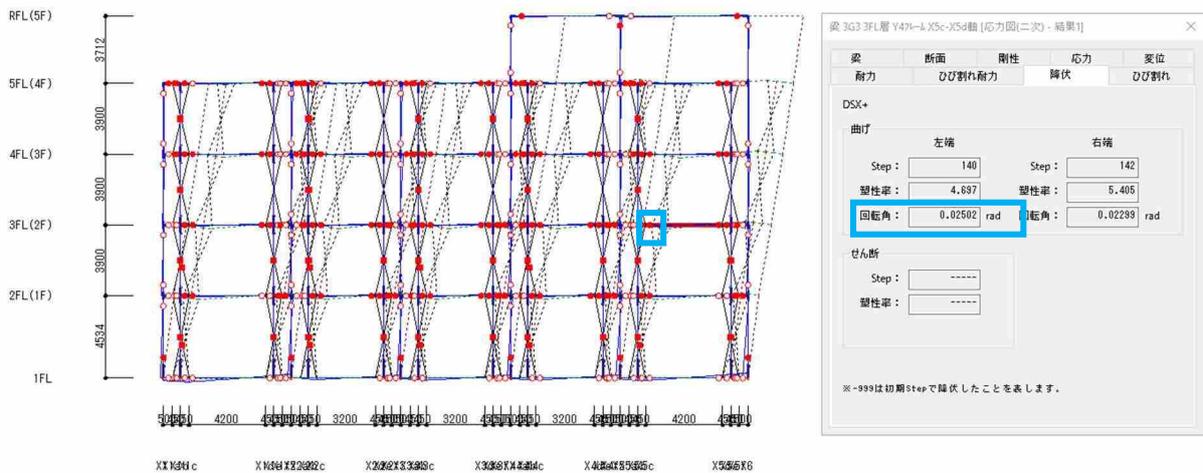


図 6.3.4.6 塑性部材回転角 0.025rad 時のヒンジ図及び変形図
RC ラーメン+CLT 袖壁モデル (X 方向正加力_Y4 通り)

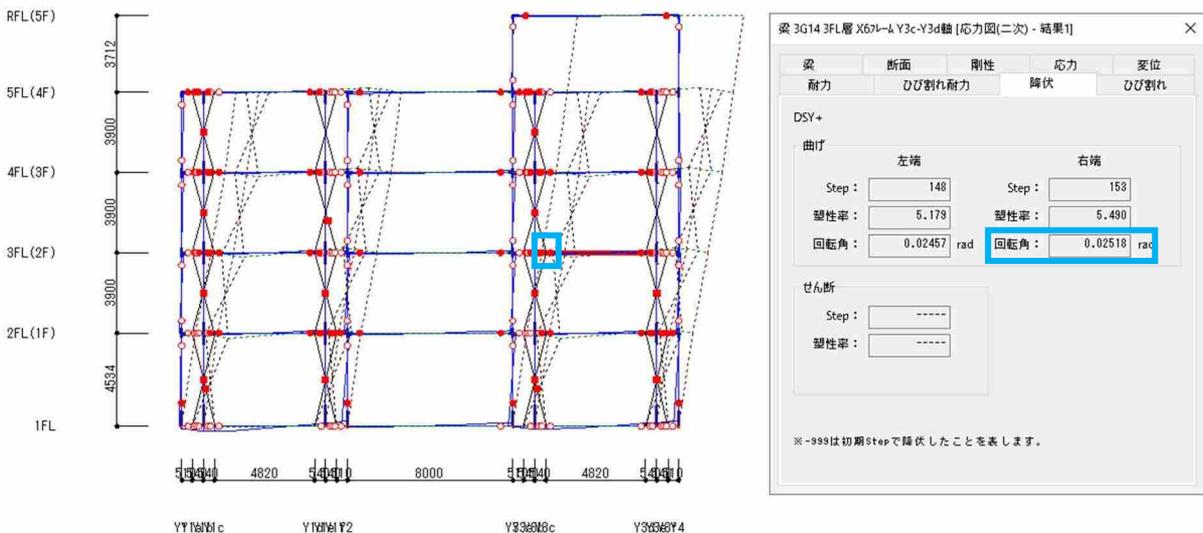


図 6.3.4.7 塑性部材回転角 0.025rad 時のヒンジ図及び変形図
RC ラーメン+CLT 袖壁モデル (Y 方向正加力_X6 通り)

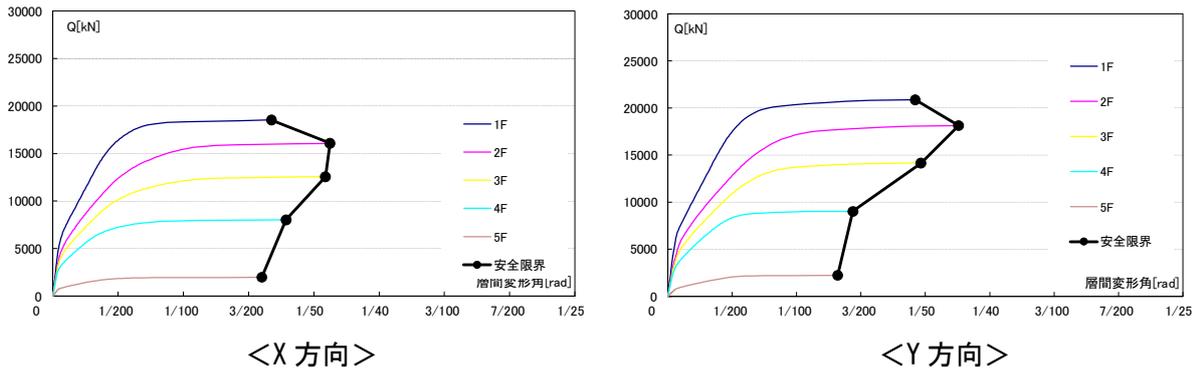


図 6.3.4.8 塑性部材回転角 0.025rad 時の荷重変形関係 RC 純ラーメンモデル

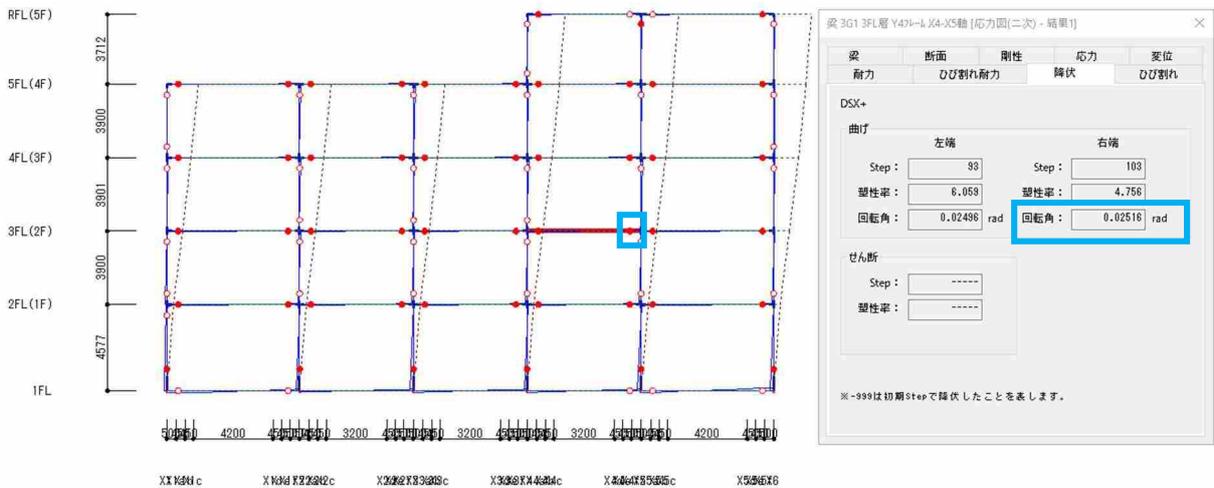


図 6.3.4.9 塑性部材回転角 0.025rad 時のヒンジ図及び変形図
RC 純ラーメンモデル (X 方向正加力_Y4 通り)

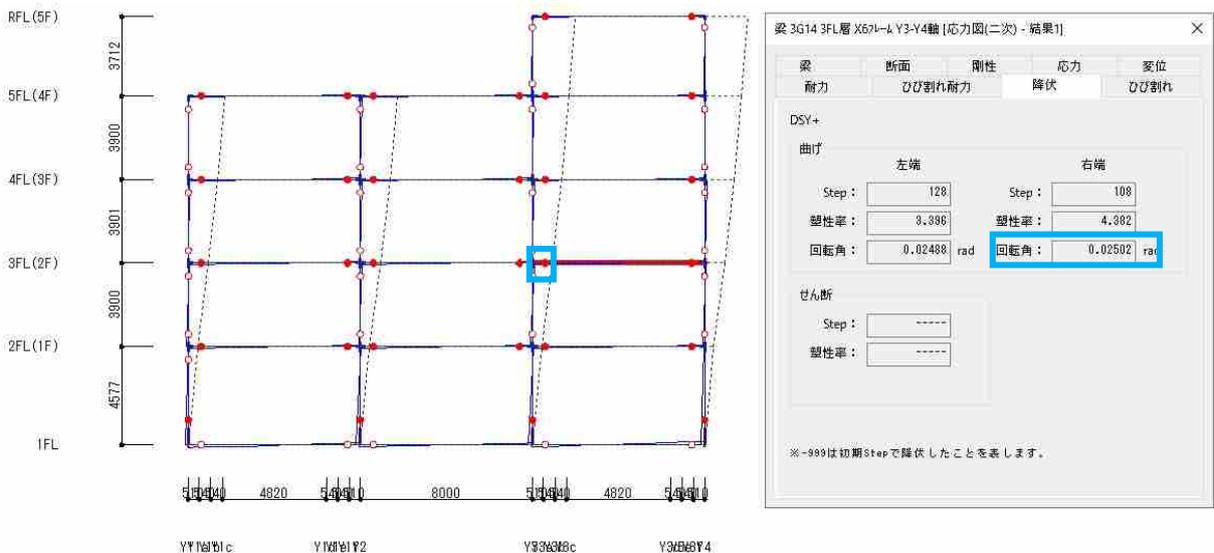
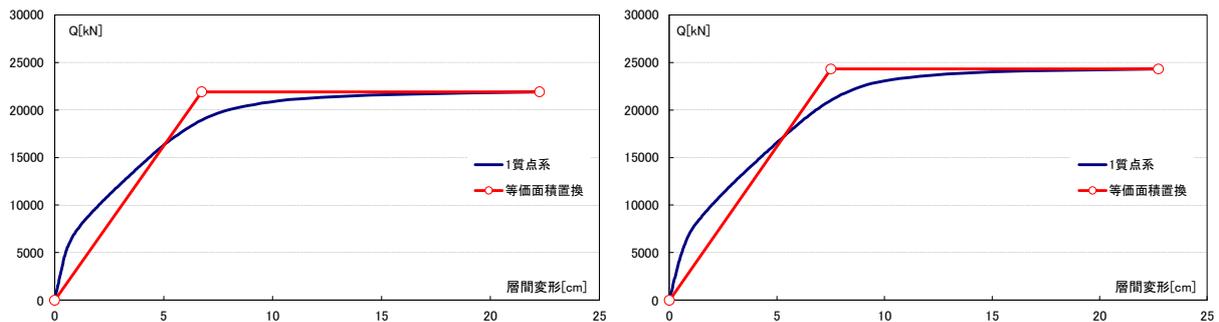


図 6.3.4.10 塑性部材回転角 0.025rad 時のヒンジ図及び変形図
RC 純ラーメンモデル (Y 方向正加力_X6 通り)



	δ [cm]
Δy	6.753
Δs	22.255
$\mu = \Delta s / \Delta y$	3.295
D_s	0.423

$$\ast D_s = 1 / \sqrt{2\mu - 1}$$

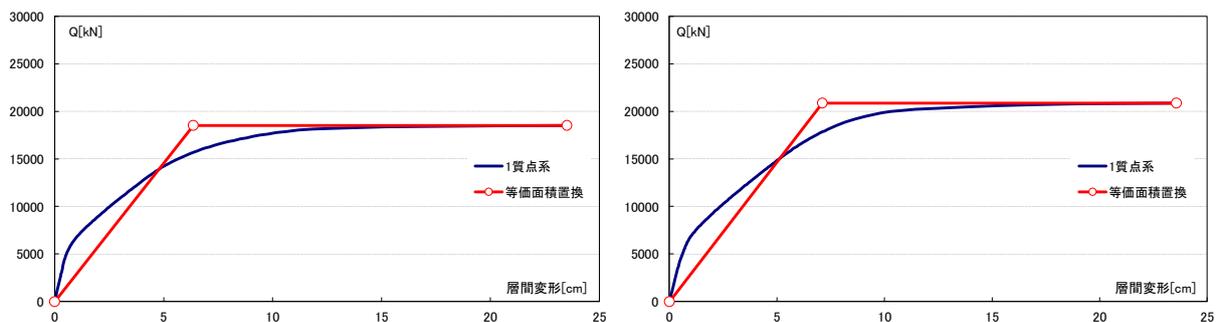
<X 方向>

	δ [cm]
Δy	7.508
Δs	22.727
$\mu = \Delta s / \Delta y$	3.027
D_s	0.445

$$\ast D_s = 1 / \sqrt{2\mu - 1}$$

<Y 方向>

図 6.3.4.11 等価1自由度縮約 $Q\delta$ と塑性率及び計算 D_s RC ラーメン+CLT 袖壁モデル



	δ [cm]
Δy	6.365
Δs	23.512
$\mu = \Delta s / \Delta y$	3.694
D_s	0.396

$$\ast D_s = 1 / \sqrt{2\mu - 1}$$

<X 方向>

	δ [cm]
Δy	7.113
Δs	23.562
$\mu = \Delta s / \Delta y$	3.312
D_s	0.422

$$\ast D_s = 1 / \sqrt{2\mu - 1}$$

<Y 方向>

図 6.3.4.12 等価1自由度縮約 $Q\delta$ と塑性率及び計算 D_s RC 純ラーメンモデル

< D_s 比率の算定>

X 方向 $0.423 / 0.396 \div 1.07$

$\therefore D_s$ 分析値 = 純ラーメンの告示 D_s 値 (=0.3) $\times 1.07 = 0.321$

Y 方向 $0.445 / 0.422 \div 1.06$

$\therefore D_s$ 分析値 = 純ラーメンの告示 D_s 値 (=0.3) $\times 1.06 = 0.318$

計算 D_s の比率は X 方向 1.07、Y 方向 1.06 となり、最大でも $D_s = 0.3 \times 1.07 = 0.321$ と算出される。以上より、純 RC ラーメンに対して CLT 袖壁付加による変形性能の低下割合は少なく、同程度の変形性能を有していることが確認された。よって採用 D_s 値はこれらの検討結果より安全側に設定し、各方向ともに $D_s = 0.35$ を採用する。

6.3.5. 保証設計

鉄筋コンクリート造部材のせん断破壊の防止の観点より、告示平 19 国交告第 594 号第 4 に準拠し、Ds 算定時の応力に対して、以下の応力割増を考慮した各部位について検討を行う。検討は一貫構造計算プログラムで実施する。

表 6.3.5.1 RC 造柱梁の保証設計用応力割増

告示 平19国交告第594号第4

第4 保有水平耐力の計算方法

一・二 (略)

三 構造耐力上主要な部分である柱、はり若しくは壁又はこれらの接合部について、第一号における架構の崩壊状態の確認に当たっては、局部座屈、せん断破壊等による構造耐力上支障のある急激な耐力の低下が生ずるおそれのないことを、次のイからニまでに掲げる方法その他特別な調査又は研究の結果に基づき適切であることが確かめられた方法によるものとする。

イ・ロ (略)

ハ 鉄筋コンクリート造の架構にあつては、使用する部分及び第一号の計算を行う場合における部材（せん断破壊を生じないものとした部材に限る。）の状態に応じ、次の表の式によって構造耐力上主要な部分にせん断破壊を生じないことを確かめること。ただし、特別な調査又は研究の結果に基づき、構造耐力上主要な部分にせん断破壊を生じないことが確かめられた場合にあつては、この限りでない。

使用する部分	(イ)欄に掲げる状態以外の状態第一号の計算を行う場合における部材の状態	
	(い)	(ろ)
	部材の両端にヒンジが生ずる状態	(い)欄に掲げる状態以外の状態
はり	$Q_b \geq Q_0 + 1.1 Q_M$	$Q_b \geq Q_0 + 1.2 Q_M$
柱	$Q_c \geq 1.1 Q_M$	$Q_c \geq 1.25 Q_M$
耐力壁	—	$Q_w \geq 1.25 Q_M$

CLT 袖壁パネルの母材の保証設計は、6.3.2 で示したように、上記の耐力壁を参考に応力割増 1.25 を考慮した保証設計を別途検討している。

6.4. 計算メッセージに対するコメント

一貫構造計算プログラムにおける計算メッセージに対するコメントを示す。

§3 プログラムの使用状況

3.1 メッセージ一覧

【記号説明】

- W：警告 検討を要する処理が成されました。構造計算書にコメントが必要です。
 C：注意 注意を要する処理が成されました。
 X：計算不可 計算続行が不可能となり建物の解析を中断しました。
 N：検定不可 計算続行が不可能となり断面検定を中断しました。建物の解析は続行します。

(1) 架構認識

No.	メッセージ
W0017	混合構造となっています。
C0039	強度直接入力した鉄骨材料を使用しています。

(2) 剛性計算

No.	メッセージ
G0213	断面性能を直接入力した鋼材を用いた部材があります。
G0225	剛度増減率が直接入力されています。
G0233	支点の状態を指定しています。

(3) 荷重計算

No.	メッセージ
C0334	積載荷重“なし”が指定されています。

(4) 応力解析(一次)

No.	メッセージ
W0426	一次設計で弾塑性解析を行っています。
G0420	初期応力でひび割れが発生したため、ひび割れ後の剛性を初期剛性として解析を続行します。

(7) 断面算定

No.	メッセージ
N0691	S柱で断面性能直接入力した鋼材を使用しているため断面検定できません。

(9) ルート判定

No.	メッセージ
C1902	偏心率が 0.15 を超えています。

(10) 耐力計算

No.	メッセージ
C1022	部材終局耐力が直接入力されています。

(11) 応力解析(二次)

No.	メッセージ
G0420	初期応力でひび割れが発生したため、ひび割れ後の剛性を初期剛性として解析を続行します。

(12) 必要保有水平耐力

No.	メッセージ
W1175	大梁で付着割裂破壊の検定を満足していません。
C1193	部材種別が直接入力されています。
C1196	Ds値が直接入力されています。

【設計者としての考え方】

【架構認識】

W0017 混合構造となっています。
 →CLT袖壁パネルを電算上、鉄骨材料を利用して、「圧縮ブレース柱モデル」として入力している。

C0039 強度直接入力した鉄骨材料を使用しています。
 →CLT袖壁パネルを電算上、鉄骨材料を利用して、「圧縮ブレース柱モデル」として入力しています。CLTのブレース要素性能に対応するF値を別途算定し入力している。

【剛性計算】

G0213 断面性能を直接入力した鋼材を用いた部材があります。
 →CLT袖壁パネルを電算上入力するため。

C0225 剛度増減率が直接入力されています。
→圧縮トラス柱要素の長期荷重の負担を削除するため別途指定している。

C0233 支点の状態を指定しています。
→圧縮トラス柱と基礎梁の交点は支点がないものと設定している。

【荷重計算】

C0334 積載荷重 “なし” が指定されています。
→庇部分は積載荷重は考慮しない

【応力解析(一次)】

W0426 一次設計で弾塑性解析を行っています。
→RCフレームとCLT袖壁の剛性差を評価するため、1次設計においてもRCフレームのひび割れ剛性低下を考慮した非線形解析とする。

C0420 初期応力でひび割れが発生したため、ひび割れ後の剛性を初期剛性として解析を続行します。
→上記の理由により問題ない

【断面検定】

N0691 S柱で断面性能直接入力の鋼材を使用しているため断面検定できません。
→「圧縮ブレース柱モデル」として入力している要素であり、別途断面検定を行っている。(6.3.1)

【ルート判定】

C1902 偏心率が 0.15 を超えています。
→ルート3でありFsを考慮している。

【耐力計算】

C1022 部材終局耐力が直接入力されています。
→「圧縮ブレース柱モデル」の終局圧縮耐力を入力している
→要素長の短いRC梁端部のせん断耐力に別途算定したバンチング耐力を入力(6.2.4)

【保有水平耐力】

C0420 初期応力でひび割れが発生したため、ひび割れ後の剛性を初期剛性として解析を続行します。
→同上

【必要保有水平耐力】

W1175 大梁で付着割裂破壊の検定を満足していません。
→いずれも基礎梁FG1であり、「圧縮ブレース柱モデル」の入力に伴い部材長が分割されているためのワーニングであり、実際には通し配筋にしており問題ない

C1193 部材種別が直接入力されています。
→「圧縮ブレース柱モデル」について別途入力しているが、Ds算定は別途検討しているため問題ない

C1196 Ds値が直接入力されています。
→6.3.4で別途Dsを算定し入力(いずれの方向も0.35とした)