

7. その他の設計

7.1. CLT 袖壁を削除した純ラーメンの保有水平耐力の確認

本設計は保有水平耐力計算（ルート 3）とし、最低限必要な性能（ $D_s=0.3$ 相当の保有水平耐力）は RC ラーメンのみで確保した架構を対象に、耐力壁として CLT 袖壁の付加による RC 梁のヒンジロケーションによる最大耐力の増大効果に期待した設計とする。よって、ここでは CLT 袖壁を削除した純ラーメン架構に対して保有水平耐力計算の確認を行う。以下に保有水平耐力の検討条件を示す。 D_s 算定時は 6.3.4 の検討結果を用いるものとし、全体崩壊形となることを確認している。検討は各方向の正加力について実施する。

表 7.1.1 保有水平耐力の確認条件（純ラーメン RC 架構）

項目	クライテリア
保有水平耐力 Q_u 時	いずれかの層が層間変形角 $1/100\text{rad}$ に達した時点 または RC 部材が脆性破壊した時点
D_s 算定時	部材の曲げ塑性回転角 0.025rad に達した時点 (層間変形角 $1/45\text{rad}$ 程度) 【6.3.4 に示す】 または RC 部材が脆性破壊した時点
保有水平耐力 Q_u / 必要保有水平耐力 Q_{un}	1.00 以上

結果を以下に示す。部材種別は柱梁ともに全て FA ランクとなり、脆性部材が発生しないことを確認し、構造特性係数 D_s はいずれの方向も 0.3 となる。

次頁に必要な保有水平耐力と保有水平耐力の比較表を示す。 Q_u/Q_{un} は X 方向 1.22~1.27、Y 方向 1.14~1.40 と、1.00 を満足する耐震性能であることが確認できる。

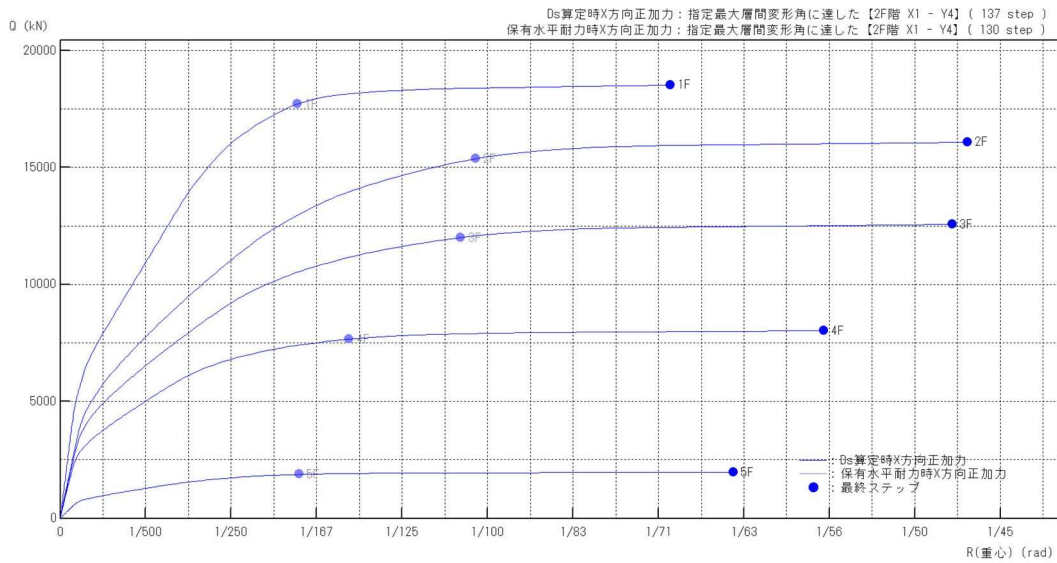
表 7.1.2 柱・梁の部材種別（純ラーメン RC 架構）

柱・梁群の種別：結果1 <X方向正加力>

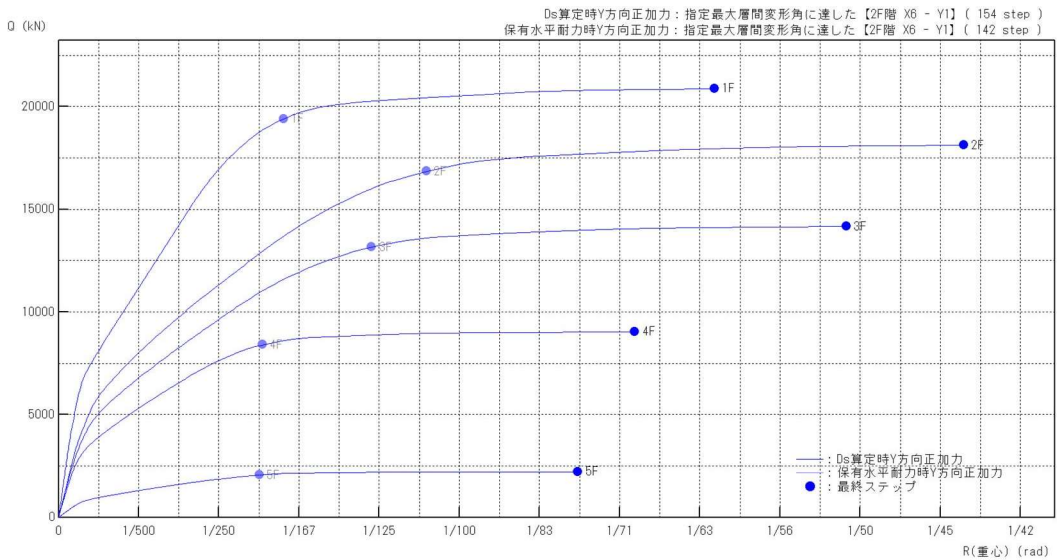
階	主体構造	FA		FB		FC		FA+FB+FC kN	FD kN	Q(合計) kN	種別	備考
		Q kN	割合	Q kN	割合	Q kN	割合					
5F	RC	1964.1	1.000	0.0	0.000	0.0	0.000	1964.1	0.0	1964.1	A	
4F	RC	8015.0	1.000	0.0	0.000	0.0	0.000	8015.0	0.0	8015.0	A	
3F	RC	12555.8	1.000	0.0	0.000	0.0	0.000	12555.8	0.0	12555.8	A	
2F	RC	16083.9	1.000	0.0	0.000	0.0	0.000	16083.9	0.0	16083.9	A	
1F	RC	18524.7	1.000	0.0	0.000	0.0	0.000	18524.7	0.0	18524.7	A	

柱・梁群の種別：結果1 <Y方向正加力>

階	主体構造	FA		FB		FC		FA+FB+FC kN	FD kN	Q(合計) kN	種別	備考
		Q kN	割合	Q kN	割合	Q kN	割合					
5F	RC	2212.7	1.000	0.0	0.000	0.0	0.000	2212.7	0.0	2212.7	A	
4F	RC	9029.4	1.000	0.0	0.000	0.0	0.000	9029.4	0.0	9029.4	A	
3F	RC	14144.9	1.000	0.0	0.000	0.0	0.000	14144.9	0.0	14144.9	A	
2F	RC	18119.6	1.000	0.0	0.000	0.0	0.000	18119.6	0.0	18119.6	A	
1F	RC	20869.3	1.000	0.0	0.000	0.0	0.000	20869.3	0.0	20869.3	A	



<X方向 正加力>



<Y方向 正加力>

図 7.1.1 荷重変形関係

表 7.1.3 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較 (純ラーメンRC架構)

必要保有水平耐力比較表：結果1 <X方向正加力>

階	主体構造	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud kN	Qun kN	Qu kN	Qu/Qun	判定	層間変形角	備考
5F	RC	0.30	1.000	1.000	1.000	4894.0	1468.2	1876.9	1.27	OK	1/179	
4F	RC	0.30	1.048	1.000	1.048	19971.3	6275.1	7659.2	1.22	OK	1/148	
3F	RC	0.30	1.000	1.000	1.000	31285.9	9385.8	11998.4	1.27	OK	1/107	
2F	RC	0.30	1.000	1.000	1.000	40077.0	12023.1	15369.8	1.27	OK	1/103	
1F	RC	0.30	1.000	1.000	1.000	46159.1	13847.8	17702.3	1.27	OK	1/180	

必要保有水平耐力比較表：結果1 <Y方向正加力>

階	主体構造	Ds	Fe	Fs	Fes	Qud kN	Qun kN	Qu kN	Qu/Qun	判定	層間変形角	備考
5F	RC	0.30	1.000	1.000	1.000	4894.0	1468.2	2056.5	1.40	OK	1/200	
4F	RC	0.30	1.224	1.000	1.224	19971.3	7333.4	8391.8	1.14	OK	1/196	
3F	RC	0.30	1.000	1.000	1.000	31285.9	9385.8	13146.1	1.40	OK	1/128	
2F	RC	0.30	1.000	1.000	1.000	40077.0	12023.1	16840.0	1.40	OK	1/109	
1F	RC	0.30	1.000	1.000	1.000	46159.1	13847.8	19395.6	1.40	OK	1/178	

7.2. 大地震時の変形の確認

大地震時の層間変形角は、建築構造設計基準の資料（令和3年改訂）5.2(2)③「令」第82条の2に規定する層間変形角より推定する方法アのエネルギー一定則により推定する方法により確認する。

$$\delta_p = \frac{C_{0p}}{2 \cdot C_{0e}} \cdot \left(D'_s + \frac{1}{D'_s} \right) \cdot \delta_e$$

δ_p : 大地震時における建築物の最大水平変形

C_{0p} : 「令」第88条第3項に規定する標準せん断力係数（1.0以上）

C_{0e} : 「令」第88条第2項に規定する標準せん断力係数（0.2以上）

δ_e : 「令」第82条の2に規定する建築物の地上部分に生じる水平方向の層間変位（弾性解析）

D'_s : 保有水平耐力の余裕を考慮し、構造特性係数を補正した係数

$$D'_s = D_s \cdot Q_u / Q_{un}$$

Q_u : 保有水平耐力

Q_{un} : 必要保有水平耐力

D_s : 構造特性係数

表 7.2.1 エネルギー一定則により推定した大地震時の変形角（RC フレーム+CLT 袖壁）

X+	階高	C0p	C0e	Ds	δ_e	Qun	Qu	Qu/Qun	Ds'	δ_p	θ_p	制限値	検定	
	mm													mm
	5F	3650	1	0.2	0.3	2.0076	1473.2	2199.2	1.492805	0.447841	13.45481	1/271	1/100	OK
	4F	3900	1	0.2	0.35	1.9922	7048.9	9019.4	1.279547	0.447842	13.3516	1/292	1/100	OK
	3F	3900	1	0.2	0.35	2.8507	11053.6	14143.4	1.279529	0.447835	19.10539	1/204	1/100	OK
	2F	3900	1	0.2	0.35	3.4155	14164.4	18123.8	1.279532	0.447836	22.89065	1/170	1/100	OK
	1F	3900	1	0.2	0.35	2.7897	16321.5	20884	1.279539	0.447839	18.69647	1/209	1/100	OK
	重心位置													
X-	階高	C0p	C0e	Ds	δ_e	Qun	Qu	Qu/Qun	Ds'	δ_p	θ_p	制限値	検定	
	mm													mm
	5F	3650	1	0.2	0.3	1.9851	1473.2	2213.8	1.502715	0.450815	13.24569	1/276	1/100	OK
	4F	3900	1	0.2	0.35	1.9909	7048.9	9079	1.288002	0.450801	13.28466	1/294	1/100	OK
	3F	3900	1	0.2	0.35	2.8499	11053.6	14237	1.287997	0.450799	19.01655	1/205	1/100	OK
	2F	3900	1	0.2	0.35	3.4149	14164.4	18243.7	1.287997	0.450799	22.78663	1/171	1/100	OK
	1F	3900	1	0.2	0.35	2.7897	16321.5	21022.1	1.288	0.4508	18.61482	1/210	1/100	OK
	重心位置													
Y+	階高	C0p	C0e	Ds	δ_e	Qun	Qu	Qu/Qun	Ds'	δ_p	θ_p	制限値	検定	
	mm													mm
	5F	3650	1	0.2	0.3	2.4738	1473.2	2381.5	1.616549	0.484965	15.75174	1/232	1/100	OK
	4F	3900	1	0.2	0.35	2.2414	7048.9	9767.1	1.38562	0.484967	14.2719	1/273	1/100	OK
	3F	3900	1	0.2	0.35	3.128	11053.6	15315.9	1.385603	0.484961	19.9174	1/196	1/100	OK
	2F	3900	1	0.2	0.35	3.6873	14164.4	19626.3	1.385608	0.484963	23.47867	1/166	1/100	OK
	1F	3900	1	0.2	0.35	2.9198	16321.5	22615.3	1.385614	0.484965	18.59161	1/210	1/100	OK
	重心位置													
Y-	階高	C0p	C0e	Ds	δ_e	Qun	Qu	Qu/Qun	Ds'	δ_p	θ_p	制限値	検定	
	mm													mm
	5F	3650	1	0.2	0.3	2.4885	1473.2	2400.6	1.629514	0.488854	15.76747	1/231	1/100	OK
	4F	3900	1	0.2	0.35	2.2543	7048.9	9845.3	1.396714	0.48885	14.28362	1/273	1/100	OK
	3F	3900	1	0.2	0.35	3.1441	11053.6	15438.6	1.396703	0.488846	19.92164	1/196	1/100	OK
	2F	3900	1	0.2	0.35	3.7042	14164.4	19783.4	1.396699	0.488845	23.47059	1/166	1/100	OK
	1F	3900	1	0.2	0.35	2.9389	16321.5	22796.3	1.396704	0.488846	18.62145	1/209	1/100	OK

検討の結果、推定される最大層間変形角は X 方向 1/170rad、Y 方向 1/166rad となり、目標値の 1/100 を満足することが確認できる。

また、参考として前節で示した RC 純ラーメン架構に対しても同様に検討した。検討結果を以下に示す。

表 7.2.2 エネルギー一定則により推定した大地震時の変形角 (RC 純ラーメンフレーム)

X+	階高	C0p	C0e	Ds	δe	Qun	Qu	Qu/Qun	Ds'	δp	θp	制限値	検定	
	mm				mm									kN
	5F	3650	1	0.2	0.3	2.0248	1468.2	1876.9	1.278368	0.38351	15.14045	1/241	1/100	OK
	4F	3900	1	0.2	0.3	2.0612	5991.4	7659.2	1.278366	0.38351	15.41265	1/253	1/100	OK
	3F	3900	1	0.2	0.3	2.976	9385.8	11998.4	1.278357	0.383507	22.2532	1/175	1/100	OK
	2F	3900	1	0.2	0.3	3.5875	12023.1	15369.8	1.278356	0.383507	26.82574	1/145	1/100	OK
	1F	3900	1	0.2	0.3	2.9146	13847.8	17702.3	1.278347	0.383504	21.79419	1/179	1/100	OK
	重心位置													
X-	階高	C0p	C0e	Ds	δe	Qun	Qu	Qu/Qun	Ds'	δp	θp	制限値	検定	
	mm				mm									kN
	5F	3650	1	0.2	0.3	2.0248	1468.2	1884.6	1.283613	0.385084	15.09449	1/242	1/100	OK
	4F	3900	1	0.2	0.3	2.0612	5991.4	7690.4	1.283573	0.385072	15.36619	1/254	1/100	OK
	3F	3900	1	0.2	0.3	2.976	9385.8	12047.4	1.283577	0.385073	22.18595	1/176	1/100	OK
	2F	3900	1	0.2	0.3	3.5875	12023.1	15432.6	1.283579	0.385074	26.74462	1/146	1/100	OK
	1F	3900	1	0.2	0.3	2.9146	13847.8	17774.6	1.283569	0.385071	21.72832	1/179	1/100	OK
	重心位置													
Y+	階高	C0p	C0e	Ds	δe	Qun	Qu	Qu/Qun	Ds'	δp	θp	制限値	検定	
	mm				mm									kN
	5F	3650	1	0.2	0.3	2.502	1468.2	2056.5	1.400695	0.420208	17.51387	1/208	1/100	OK
	4F	3900	1	0.2	0.3	2.3304	5991.4	8391.8	1.400641	0.420192	16.31312	1/239	1/100	OK
	3F	3900	1	0.2	0.3	3.2914	9385.8	13146.1	1.400637	0.420191	23.0403	1/169	1/100	OK
	2F	3900	1	0.2	0.3	3.9101	12023.1	16840	1.400637	0.420191	27.37129	1/142	1/100	OK
	1F	3900	1	0.2	0.3	3.0834	13847.8	19395.6	1.400627	0.420188	21.58438	1/181	1/100	OK
	重心位置													
Y-	階高	C0p	C0e	Ds	δe	Qun	Qu	Qu/Qun	Ds'	δp	θp	制限値	検定	
	mm				mm									kN
	5F	3650	1	0.2	0.3	2.502	1468.2	2075.6	1.413704	0.424111	17.40131	1/210	1/100	OK
	4F	3900	1	0.2	0.3	2.3304	5991.4	8469.7	1.413643	0.424093	16.20832	1/241	1/100	OK
	3F	3900	1	0.2	0.3	3.2914	9385.8	13268.2	1.413646	0.424094	22.8922	1/170	1/100	OK
	2F	3900	1	0.2	0.3	3.9101	12023.1	16996.5	1.413654	0.424096	27.19526	1/143	1/100	OK
	1F	3900	1	0.2	0.3	3.0834	13847.8	19575.9	1.413647	0.424094	21.44552	1/182	1/100	OK

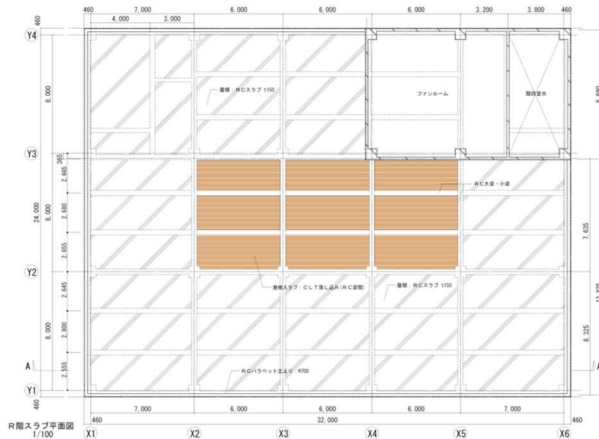
検討の結果、推定される最大層間変形角は X 方向 1/145rad、Y 方向 1/142rad となり、目標値の 1/100 を満足することが確認できる。CLT を組み込むことで、2 割弱の変形性能向上が図られている。

7.3. CLT 屋根部分の設計

7.3.1. 長期荷重に対する CLT スラブの設計

検討箇所及び検討結果を以下に示す。

表 7.3.1.1 CLT スラブの長期荷重に対する設計



断面算定の条件		荷重状態		単純梁	
対象	部材	部位		歩行屋根	
防火	燃え代設計以外	部材名		wS1	
応力の種類	曲げ+せん断	①床/垂れ壁		床(面外)	
荷重ケース	長期	②樹種		すぎ	
検定値のみ表示	表示しない	③強度等級		Mx60	
横座屈の考慮	する	④ラミナ構成		5-7	
		⑤負担方向		強軸	
		⑥ラミナ厚		t=30	
		⑦ラミナ幅方向数		m=3	
		⑧区分(機械/目視)		機械等級	
断面性能	負担幅(幅)	Be(B)	mm	1000	
	厚さ(せい)	t(D)	mm	210	
	長さ	L	mm	2800	
	横座屈低減の考慮	-	-	しない	
	座屈長さ	L _k	mm	2800	
	基準弾性係数	E _{ox-x}	N/mm ²	5536	
	せん断弾性係数	G _{ox-x}	N/mm ²	29.7	
	断面積	A	mm ²	210000	
	断面2次モーメント	I _x	mm ⁴	7.72E+08	
	断面2次半径	i _x	mm	60.6	
	有効細長比	λ _x	-	46.2	
	断面係数	Z _x	mm ³	7350000	
	横座屈補正係数	C _b	-	1.00	
	寸法調整係数	K _z	-	1.00	
基準材料強度	使用環境区分	K _m	-	III	
	基準強度低減係数	K _z ×K _m	-	1.00	
	断面欠損による断面性能低減係数	I用	-	1.00	
		Z用	-	1.00	
荷重ケース	圧縮	F _c	N/mm ²	10.41	
	引張	F _t	N/mm ²	7.71	
	曲げ	F _b	N/mm ²	12.14	
	曲げ(横座屈考慮)	F _b ×C _b	N/mm ²	12.14	
	せん断	F _s	N/mm ²	0.90	
設計外力	荷重継続期間	-	-	長期	
	荷重継続期間影響係数	K _d	-	1.10	
	部材自重	比重	γ	kN/m ³	4.9
	部材自重	ω _{L①}	N/m	1029.0	
	<追加荷重>	等分布荷重②	ω _{L②}	N/m	
		等分布荷重③	ω _{L③}	N/m	
		等分布荷重④	ω _{L④}	N/m	
		荷重負担幅	B	mm	1000
	<等分布荷重>	D.L	ω _{DL}	N/m ²	5750
		L.L(床、小梁用)	ω _{LL(床)}	N/m ²	1800
L.L(架構用)		ω _{LL(架構)}	N/m ²	1300	
L.L(地震用)		ω _{LL(地震)}	N/m ²	600	
<集中荷重>	荷重点数(等間隔)	-	点	0	
	D.L	P _{DL}	kN	10	
	L.L(床、小梁用)	P _{LL(床)}	kN	10	
	L.L(架構用)	P _{LL(架構)}	kN	10	
	L.L(地震用)	P _{LL(地震)}	kN	10	
設計用	最大曲げモーメント	cM	kN・m	8.4	
	最大せん断力	Q	kN	12.0	
	たわみ検討用最大変形	δ	mm	2.77	
	振動数検討用せん断力	Q _{t(DLのみ)}	kN	9.5	
断面算定					
長期 or 中長期 or 中短期 or 短期	曲げモーメント	存在応力度	σ _b	N/mm ²	1.14
		許容応力度	f _b	N/mm ²	4.45
		検定値	σ _b /f _b	-	0.26
	せん断	せん断応力度分布係数	β	-	1.34
		存在応力度	σ _s	N/mm ²	0.12
許容応力度		f _s	N/mm ²	0.33	
I端 検定値	σ _s /f _s	-	0.35		
たわみ算定					
長期	部位			床	
	許容たわみ	δ	mm	9.3	
	最大たわみ	δ _L	mm	2.8	
	変形増大係数	α	-	2	
	検定値	α δ _L /δ	-	0.59	

7.3.2. CLT 屋根部を吹き抜けと見なした水平構面の検討

5FL の X2-X5/Y2-Y3 区画は長期荷重のみを負担する CLT 版を組み込んでいる。そこで、当該区画が欠落しても剛床仮定が成立するだけの水平構面性能が他スラブにて担保されているか、以下で確認する。

下記式に則り短期時と Ds 時の移行せん断力を算出し、両ケースの移行せん断力が該当位置スラブの短期許容せん断応力度未満であることを確認する。

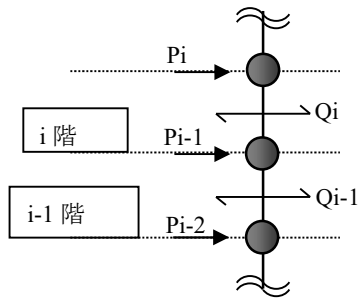


図 7.3.2.1 地震力と外力の説明

$$P_i = k \cdot W_i = i\text{階慣性力}$$

$$\text{水平震度 } k_i = (Q_{i-1} - Q_i) / W_i \quad (\text{短期、Ds 時共通})$$

$$\text{せん断力差 } {}_j\Delta Q_i = {}_j\Delta Q_{i-1} - ({}_jQ_i + k \cdot {}_jW_i)$$

$$\text{移行せん断力 } {}_{j-(j+i)}Q_{Si} = \sum_{k=1}^j k \Delta Q_i$$

$$\text{せん断応力度 } \tau = \frac{{}_{j-(j+i)}Q_{Si}}{t \cdot l}$$

t: フレーム間スラブ厚さ

l: フレーム間スラブ長さ

$$\text{短期許容せん断応力度 } \tau_c = 1.5 \cdot \min\left(\frac{F_c}{30}, 0.49 + \frac{F_c}{100}\right)$$

以下、検討位置を示す。

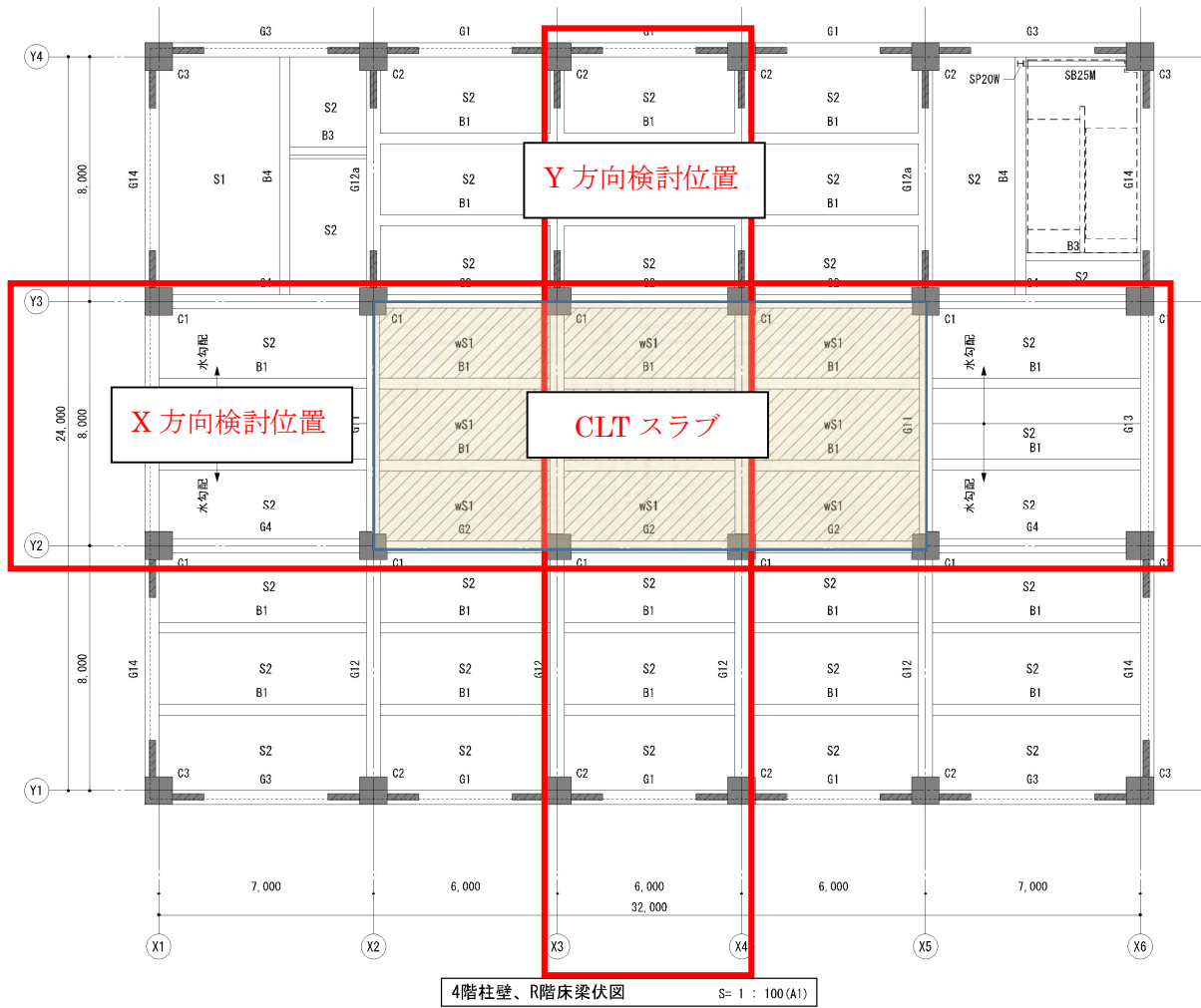


図 7.3.2.2 RFL における要検討位置

短期時移行せん断力は一貫計算結果 CSV 出力をそのまま用いて算出するが、Ds 時応力は以下に示す電算出力結果から数値を拾い出す。

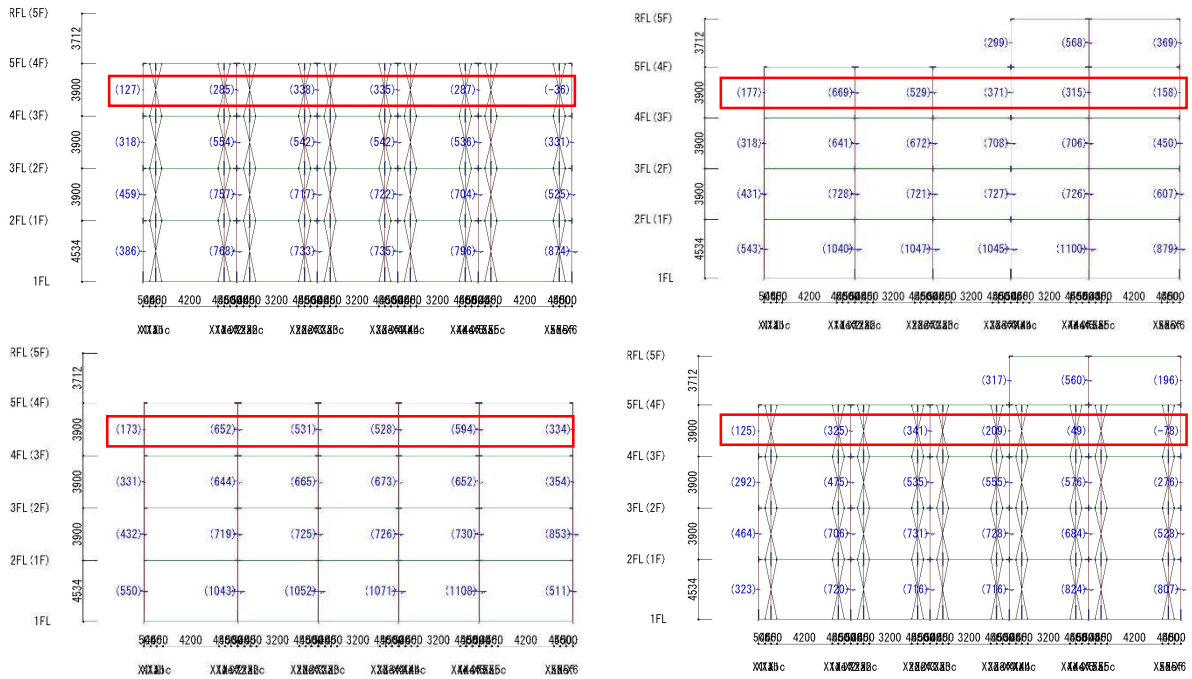
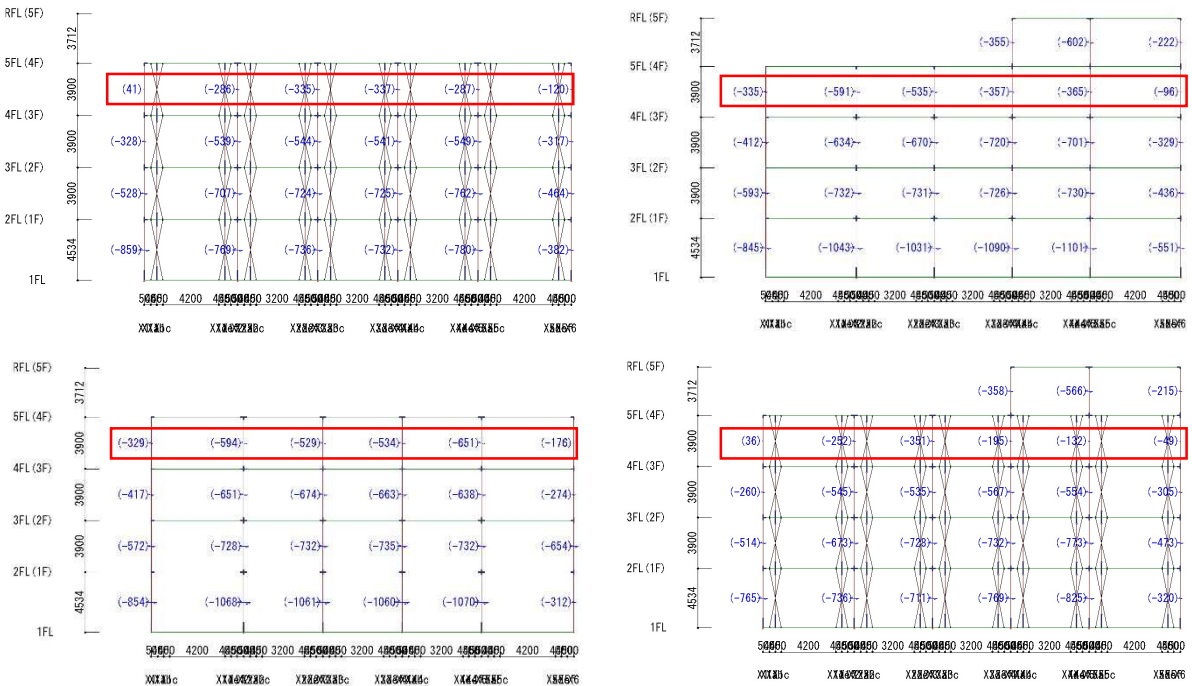


図 7.3.2.3 DSX+方向柱せん断力



7.3.2.4 DSX-方向柱せん断力

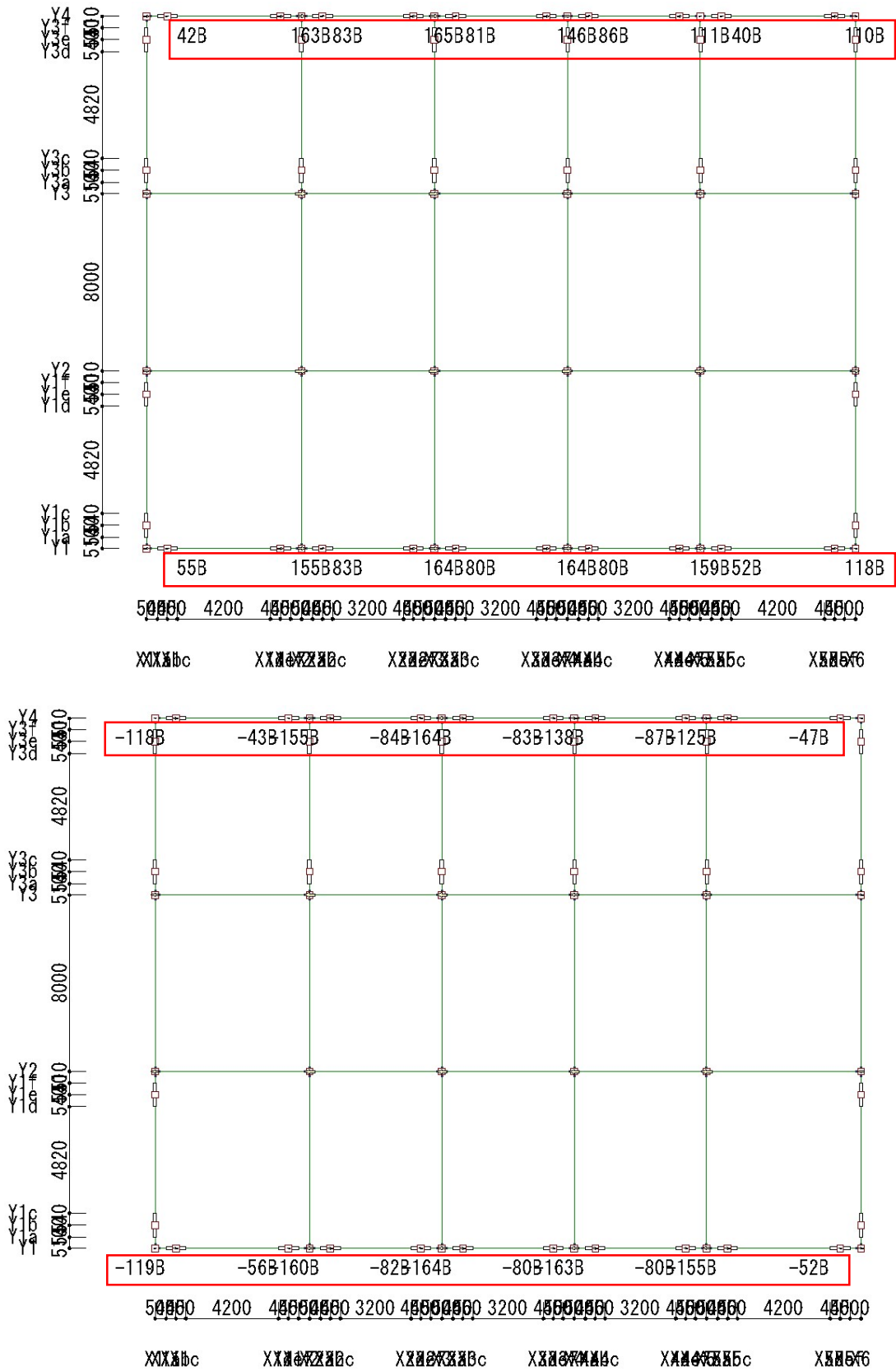


図 7.3.2.5 DSX (+) 鉛直ブレースせん断力

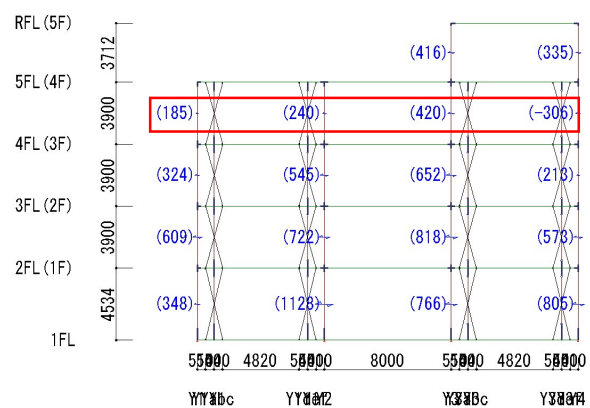
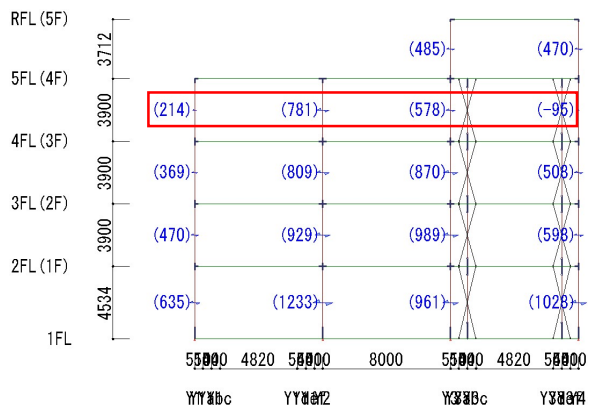
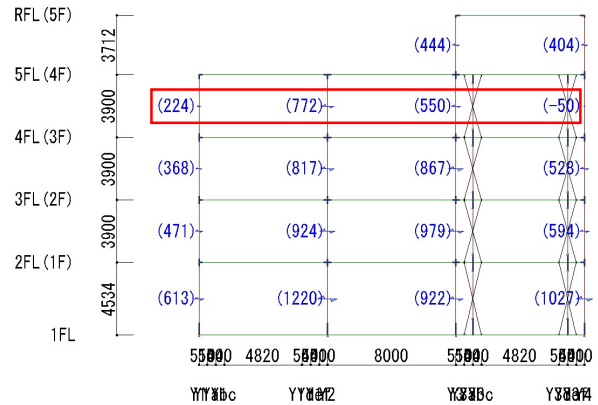
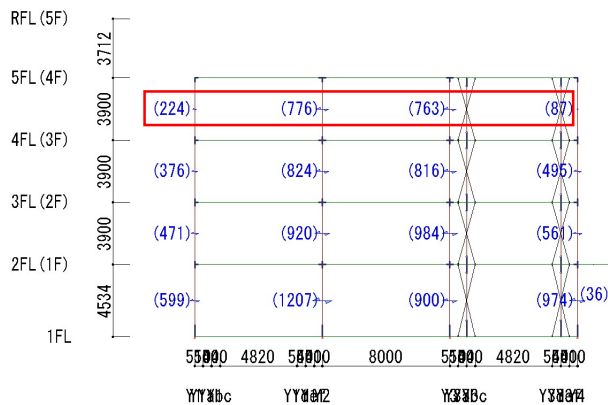
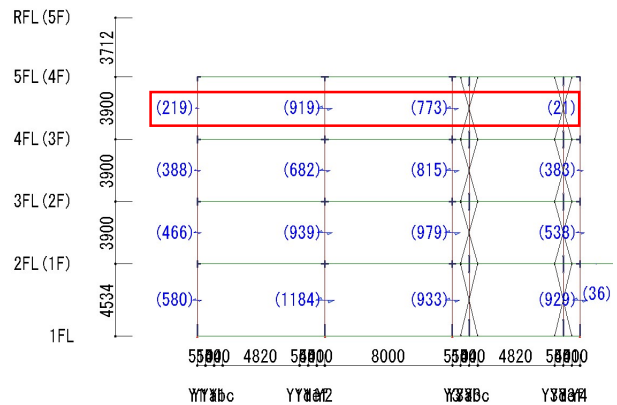
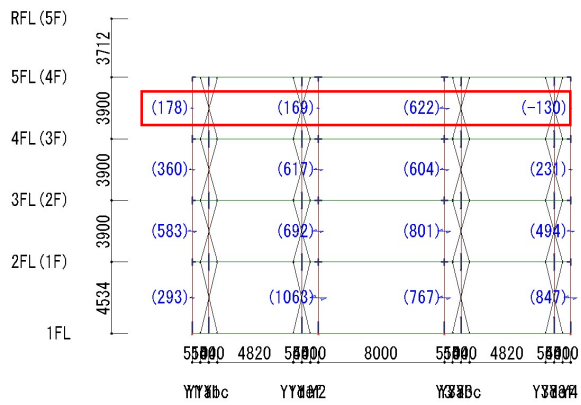


図 7.3.2.6 DSY+方向柱せん断力

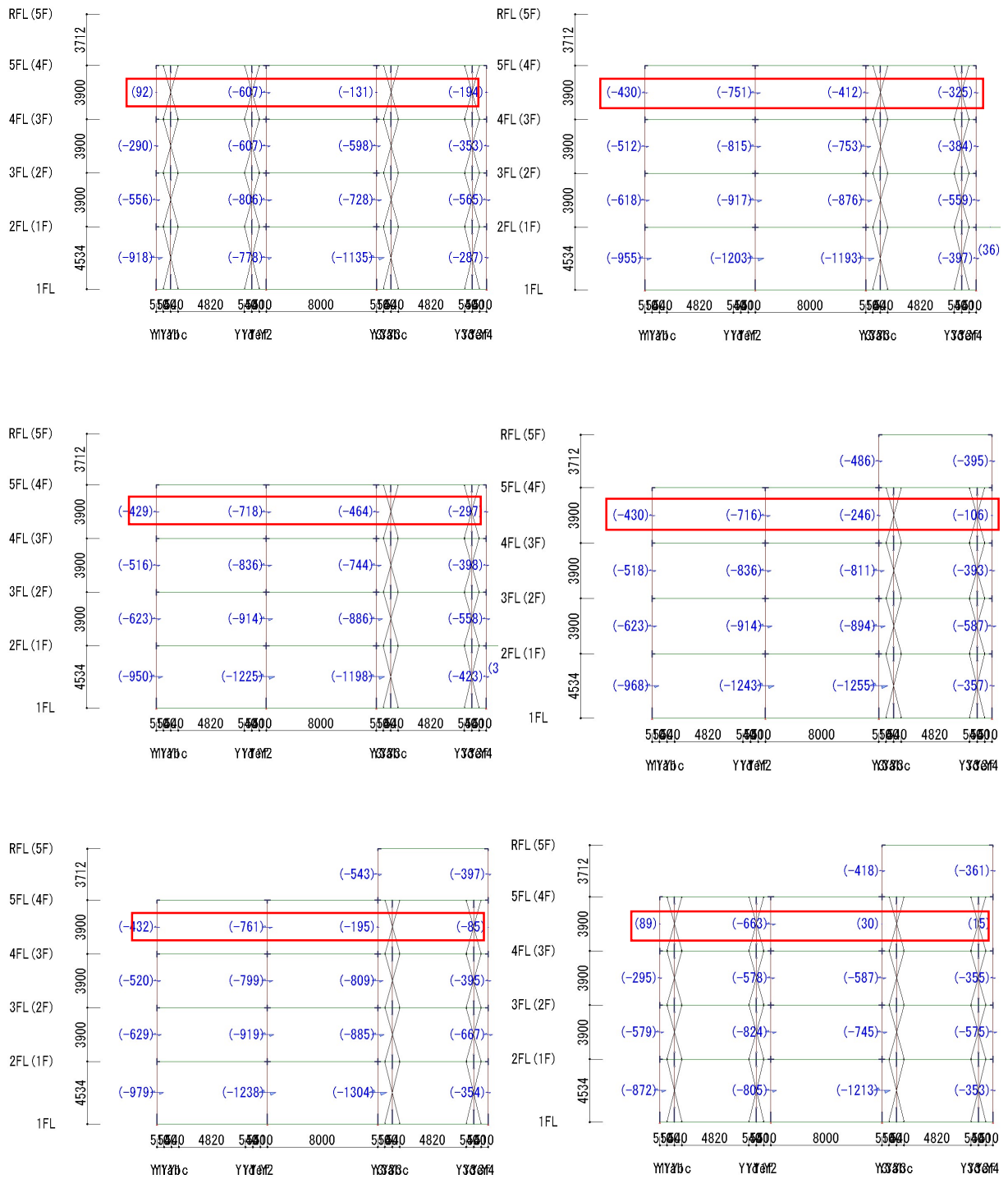


図 7.3.2.7 DSY-方向柱せん断力

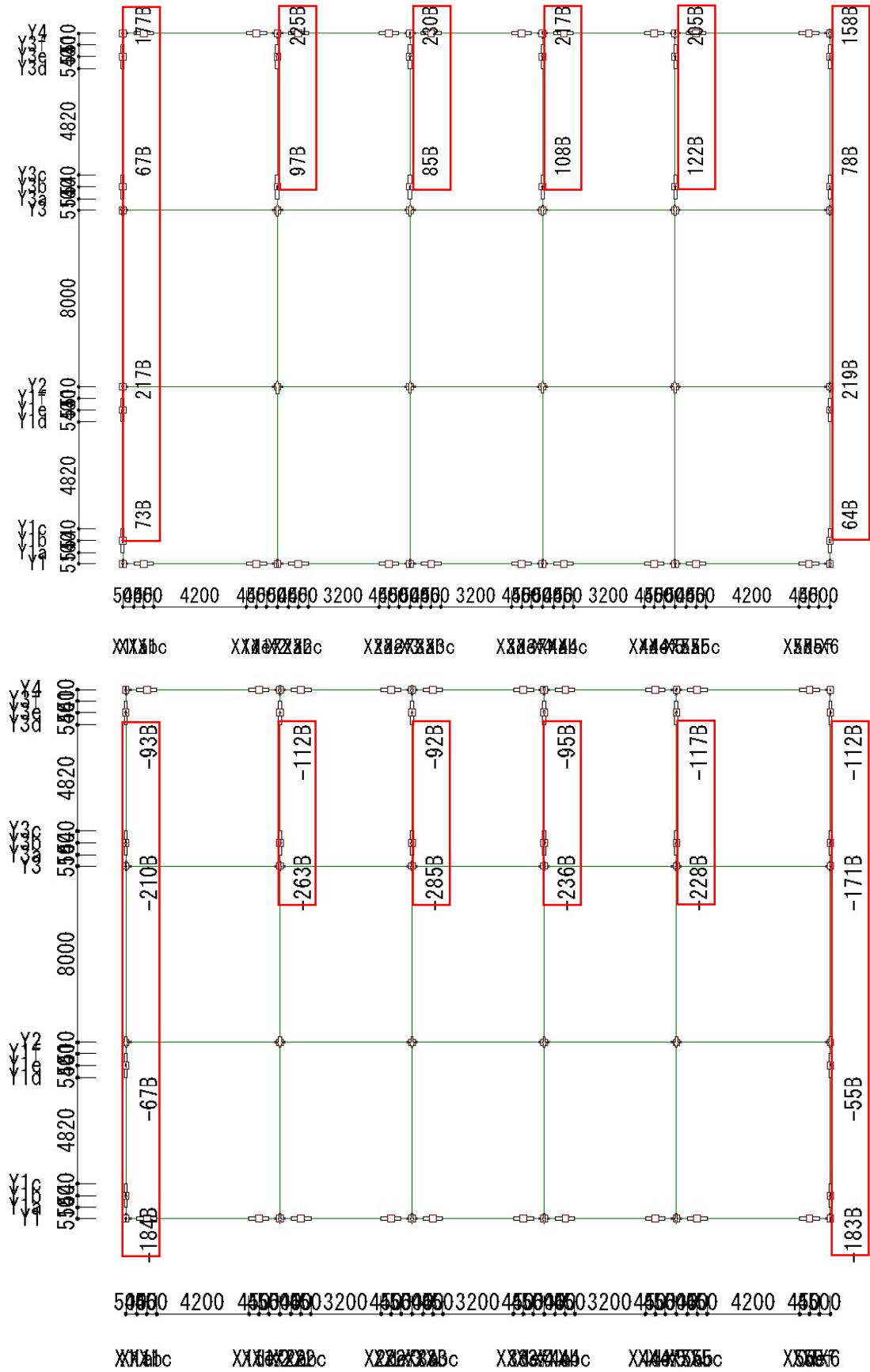


図 7.3.2.8 DSY(+) 鉛直ブレースせん断力

以下、検討位置の各荷重ケース時最大移行せん断力を示す。

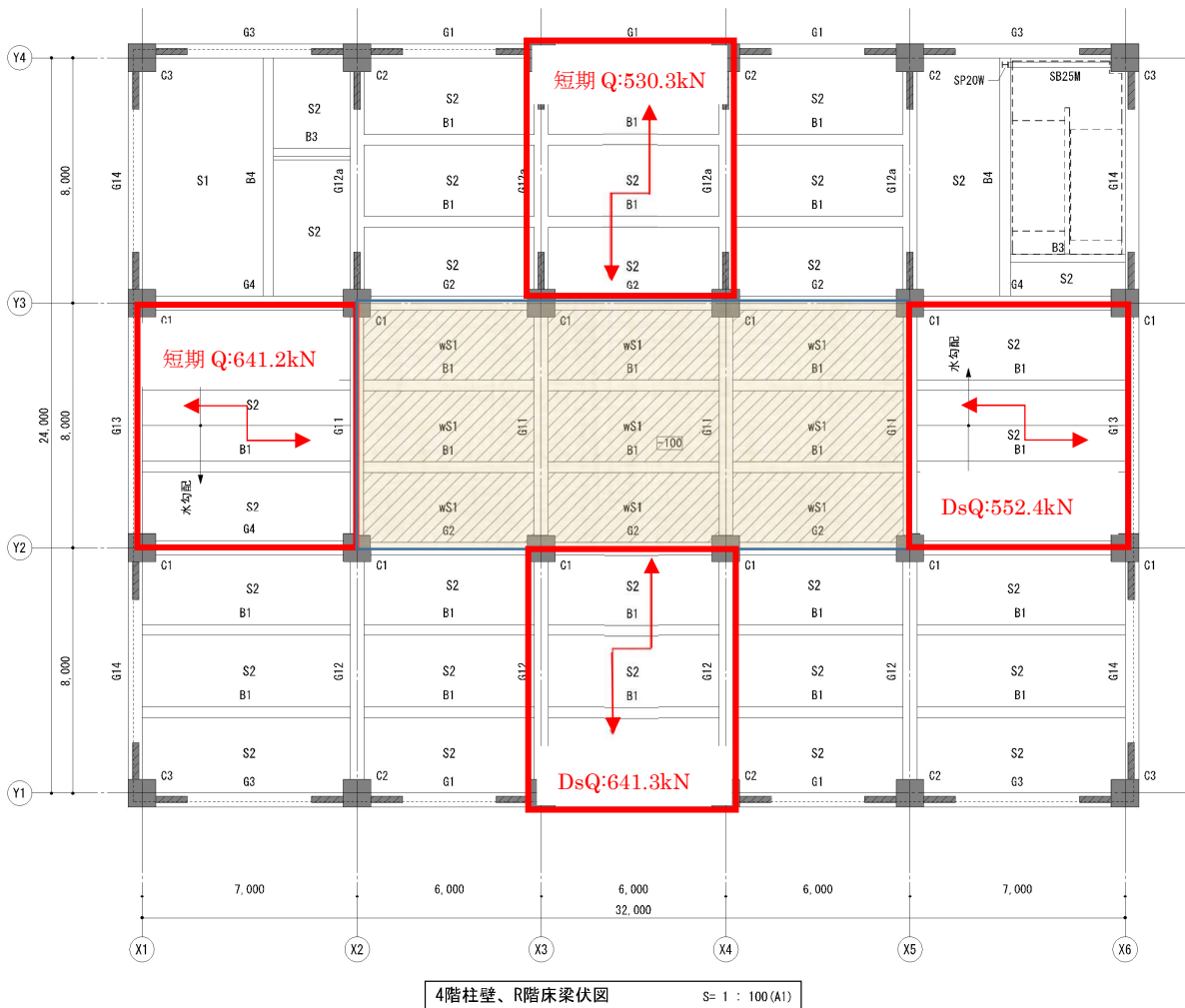


図 7.3.2.9 検討せん断力図

以下、各荷重ケース時の検定結果を示す。

表 7.3.2.1 RC 水平構面の検定結果

地震力											$k_{E1} = 0.573$							
層(階)	-	階高	wi	Σwi	αi	Ai	1次設計用			保有耐力用			ケース	階	フレーム	Qc	Qw	Qcw
							QI1	QI1	PI1	QI2	PI2	Qc						
		mm	kN	kN			kN	kN	kN	kN	kN	kN						
RF(5F)	一般	3650	1715.1	1715.1	0.037	2.864	0.572	982.2	2.863	4910.7	4910.7		Ex+	5F	Y3	518.6	0	518.6
														Y4	471.4	0	471.4	
														合計	990	0	990	
5FL(4F)	一般	3900	10921.2	12636.2	0.271	1.594	0.318	4028	3945.9	1.593	20139.7	15229.1			X4	306.3	0	306.3
4FL(3F)	一般	3900	11349.5	23985.7	0.515	1.317	0.263	6316.3	2288.4	1.316	31581.5	11441.9			X5	372.3	0	372.3
3FL(2F)	一般	3900	11694.7	35680.3	0.763	1.138	0.227	8093.9	1777.7	1.137	40469.5	8888.1			X6	304.7	0	304.7
2FL(1F)	一般	3900	11052.5	46632.8	1	1	0.2	9326.6	1232.7	1	46632.8	6163.3			合計	983.2	0	983.2

1次設計X方向 (正加力時)										
フレーム別水平力		フレーム別慣性力			$k_{E1} = 0.28$					
階	フレーム	Qc	Qw	Qcw	地震用重量	慣性力	移行せん断力 $(D_{E1})/Q_{SE}$			
		kN	kN	kN	kN	kN	kN			
4F	Y1	741	207	947.9	2039.3	574.3	373.6	-381.2	-641.2	
	Y2	1214.3	0	1214.3	3388.2	954.2	260.1			
	Y3	998.2	0	998.2	3446.2	970.6	-491.0	-150.2		
	Y4	660.3	239.6	899.9	2054.9	578.7	-150.2			
	合計	3613.6	446.5	4060.1	10928.6	3077.9	-	負荷が上向き移行		

1次設計Y方向 (正加力時)										
フレーム別水平力		フレーム別慣性力			$k_{E1} = 0.28$					
階	フレーム	Qc	Qw	Qcw	地震用重量	慣性力	移行せん断力 $(D_{E1})/Q_{SE}$			
		kN	kN	kN	kN	kN	kN			
4F	X1	459.3	87.8	557	1390.8	388.2	168.8	-169.6	-341.8	
	X2	693.5	52.4	745.9	2055.8	573.7	172.2			
	X3	692.5	58.1	750.5	2013.8	562.0	188.5	-530.3		
	X4	582.4	66.4	648.8	2004.2	559.3	-216.8			
	X5	656.2	71.7	727.8	2032.3	567.2	-211.7	-101.8		
	X6	472.6	129.9	602.5	1431.7	399.6	-101.8			
合計	3566.3	465.9	4032.2	10928.6	3050.0	-	負荷が上向き移行			

2次設計DX+										
フレーム別水平力		フレーム別慣性力			$k_{E2} = 0.87$					
階	フレーム	Qc	Qw	Qcw	地震用重量	慣性力	移行せん断力 $(D_{E2})/Q_{SE}$			
		kN	kN	kN	kN	kN	kN			
4F	Y1	1336.0	1110.0	2446.0	2039.3	1768.1	677.9	-677.9	-552.4	
	Y2	2812.0	0.0	2812.0	3388.2	2937.5	-125.5			
	Y3	2219.0	0.0	2219.0	3446.2	2987.8	-768.8	216.4		
	Y4	971.0	1027.0	1998.0	2054.9	1781.6	216.4			
	合計	7338.0	2137.0	9475.0	10928.6	9475.0	-	負荷が上向き移行		

2次設計DX-										
フレーム別水平力		フレーム別慣性力			$k_{E2} = 0.87$					
階	フレーム	Qc	Qw	Qcw	地震用重量	慣性力	移行せん断力 $(D_{E2})/Q_{SE}$			
		kN	kN	kN	kN	kN	kN			
4F	Y1	1324.0	1111.0	2435.0	2039.3	1775.5	659.5	-659.5	-522.5	
	Y2	2813.0	0.0	2813.0	3388.2	2949.9	-136.9			
	Y3	2279.0	0.0	2279.0	3446.2	3000.4	-721.4	198.9		
	Y4	943.0	1045.0	1988.0	2054.9	1789.1	198.9			
	合計	7359.0	2156.0	9515.0	10928.6	9515.0	-	負荷が上向き移行		

2次設計DY+										
フレーム別水平力		フレーム別慣性力			$k_{E2} = 0.96$					
階	フレーム	Qc	Qw	Qcw	地震用重量	慣性力	移行せん断力 $(D_{E2})/Q_{SE}$			
		kN	kN	kN	kN	kN	kN			
4F	X1	839	534	1373	1390.8	1333.2	39.8	-39.8	-323.1	
	X2	1932	322	2254	2055.8	1970.7	283.3			
	X3	1850	315	2165	2013.8	1930.4	234.6	-557.7		
	X4	1496	325	1821	2004.2	1921.2	-100.2			
	X5	1478	327	1805	2032.3	1948.1	-143.1	-314.4		
	X6	539	519	1058	1431.7	1372.4	-314.4			
合計	8134	2342	10476	10928.6	10476.0	-	負荷が上向き移行			

2次設計DY-										
フレーム別水平力		フレーム別慣性力			$k_{E2} = 0.98$					
階	フレーム	Qc	Qw	Qcw	地震用重量	慣性力	移行せん断力 $(D_{E2})/Q_{SE}$			
		kN	kN	kN	kN	kN	kN			
4F	X1	840	554	1394	1390.8	1357.8	36.2	-36.2	-322.3	
	X2	1918	375	2293	2055.8	2007.0	286.0			
	X3	1908	377	2285	2013.8	1966.0	319.0	-641.3		
	X4	1498	331	1829	2004.2	1956.6	-127.6			
	X5	1473	345	1818	2032.3	1984.0	-166.0	-347.7		
	X6	529	521	1050	1431.7	1397.7	-347.7			
合計	8166	2503	10669	10928.6	10669.0	-	負荷が上向き移行			

断面検討										
位置	面内せん断力	Fc	スラブ厚t	スラブ長L	断面積	せん断応力度 τ	短期許容せん断耐	検定値	判定	
	kN	N/mm ²	mm	mm	mm ²	N/mm ²	N/mm ²			
Y1-Y2	381.2	30	150	32000	4800000	0.079	1.185	0.067	OK	
Y2-Y3	641.2	30	150	14000	2100000	0.305	1.185	0.258	OK	
Y3-Y4	150.2	30	150	25000	3750000	0.040	1.185	0.034	OK	

断面検討										
位置	面内せん断力	Fc	スラブ厚t	スラブ長L	断面積	せん断応力度 τ	短期許容せん断耐	検定値	判定	
	kN	N/mm ²	mm	mm	mm ²	N/mm ²	N/mm ²			
X1-X2	169.6	30	150	24000	3600000	0.047	1.185	0.040	OK	
X2-X3	341.8	30	150	16000	2400000	0.142	1.185	0.120	OK	
X3-X4	530.3	30	150	16000	2400000	0.221	1.185	0.186	OK	
X4-X5	313.4	30	150	16000	2400000	0.131	1.185	0.110	OK	
X5-X6	101.8	30	150	16000	2400000	0.042	1.185	0.036	OK	

断面検討										
位置	面内せん断力	Fc	スラブ厚t	スラブ長L	断面積	せん断応力度 τ	短期許容せん断耐	検定値	判定	
	kN	N/mm ²	mm	mm	mm ²	N/mm ²	N/mm ²			
Y1-Y2	677.9	30	150	32000	4800000	0.141	1.185	0.119	OK	
Y2-Y3	552.4	30	150	14000	2100000	0.263	1.185	0.222	OK	
Y3-Y4	216.4	30	150	25000	3750000	0.058	1.185	0.049	OK	

断面検討										
位置	面内せん断力	Fc	スラブ厚t	スラブ長L	断面積	せん断応力度 τ	短期許容せん断耐	検定値	判定	
	kN	N/mm ²	mm	mm	mm ²	N/mm ²	N/mm ²			
X1-X2	39.8	30	150	24000	3600000	0.011	1.185	0.009	OK	
X2-X3	323.1	30	150	16000	2400000	0.135	1.185	0.114	OK	
X3-X4	557.7	30	150	16000	2400000	0.232	1.185	0.196	OK	
X4-X5	457.5	30	150	16000	2400000	0.191	1.185	0.161	OK	
X5-X6	314.4	30	150	16000	2400000	0.131	1.185	0.111	OK	

断面検討										
位置	面内せん断力	Fc	スラブ厚t	スラブ長L	断面積	せん断応力度 τ	短期許容せん断耐	検定値	判定	
	kN	N/mm ²	mm	mm	mm ²	N/mm ²	N/mm ²			
X1-X2	36.2	30	150	24000	3600000	0.010	1.185	0.008	OK	
X2-X3	322.3	30	150	16000	2400000	0.134	1.185	0.113	OK	
X3-X4	641.3	30	150	16000	2400000	0.267	1.185	0.225	OK	
X4-X5	513.7	30	150	16000	2400000	0.214	1.185	0.181	OK	
X5-X6	347.7	30	150	16000	2400000	0.145	1.185	0.122	OK	

上記検討の結果、CLT パネルがせん断力を負担しなくても、剛床仮定を担保できる水平構面性能が確認された。

7.4. 底部分の検討

下図に示す底を構成する部材について検討を行う。検討ケース及部位は、CG1 長期、CG1 鉛直震度 1.0G 時、並びに B5 長期とする。

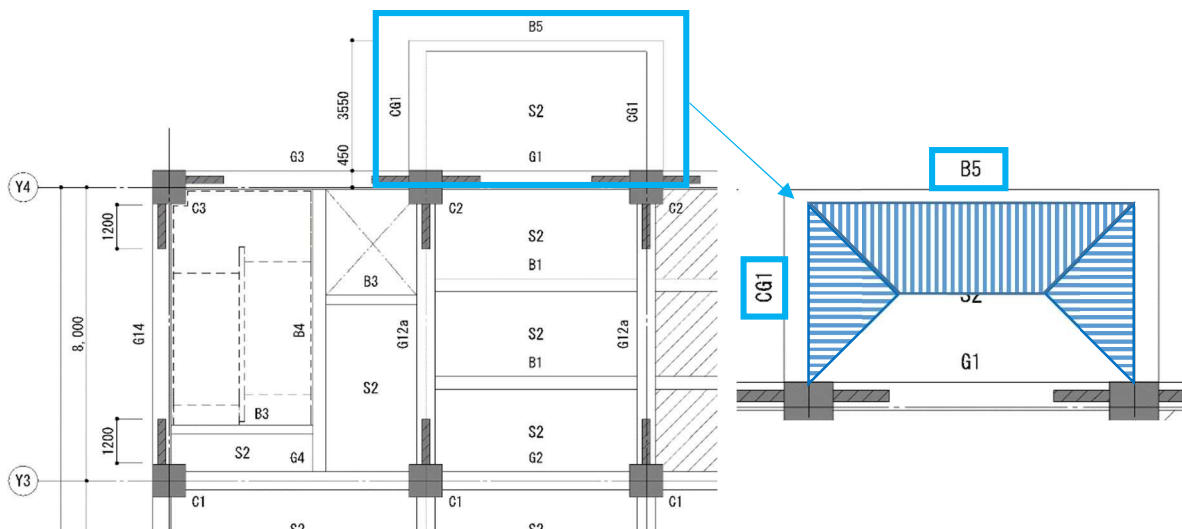


図 7.4.1 底部検討箇所と検討部材

CG1 (長期)

Y4 Y4a

L m 3.55
 B mm 450
 D mm 700
 φ 1.00

応力計算方法：固定モーメント法，M0の値：中央モーメント
 固定度：左端 0.00 右端 0.00，作用曲げ：左端 0 右端 0
 変形増大係数：8，ヤング係数：2.10 x 10000N/mm2
 荷重種別：長期，使用材料：コンクリート Fc24 主筋 SD345 ST. SD295

荷重項の計算

・ Y4-Y4a

L = 3.55m, 梁自重 5.94kN/m (自動計算)

1番目の荷重
 0.3B*0.7D*3.0L*24

2番目の荷重
 0.15t*24γ



M = 159kN·m, Q = 61kN

応力と変位の計算



MC kN·m
 QL kN 61
 QR kN
 D/L 1/5
 δ mm 17.7
 δ /L 1/201

Y4 Y4a

断面計算

符号	CG1					
位置	Y4端	中央	Y4a端			
断面 mm	B x D =	450 x 700				
dt mm	98	65	65			
主筋 上	5/5-D25	5-D25	5-D25			
下	5-D25	3-D25	3-D25			
pt %	1.87	0.53	0.89			
ML kN·m (検定)	159(0.43)					
Mcr kN·m						
ST.	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150			
pw %	(0.21)	(0.21)	(0.21)			
QL kN (検定)	61(0.35)					
α	1.00		1.00			

CG1 (1G)

Y4 Y4a

L m 3.55
 B mm 450
 D mm 700
 φ 1.00

応力計算方法：固定モーメント法，M0の値：中央モーメント
 固定度：左端 0.00 右端 0.00，作用曲げ：左端 0 右端 0
 変形増大係数：8，ヤング係数：2.10 x 10000N/mm²
 荷重種別：短期，使用材料：コンクリート Fc24 主筋 SD345 ST. SD295

荷重項の計算

・ Y4-Y4a

L = 3.55m, 梁自重 5.94kN/m (自動計算)

1番目の荷重
 0.3B*0.7D*3.0L*24*2

2番目の荷重
 0.15t*24γ*2



M = 281kN·m, Q = 101kN

応力と変位の計算



MC kN·m
 QL kN 101
 QR kN
 D/L 1/5
 δ mm 31.9
 δ / L 1/111

Y4 Y4a

断面計算

符号	CG1					
	Y4端	中央	Y4a端			
断面 mm	B x D = 450 x 700					
dt mm	98	65	65			
主筋 上	5/5-D25	5-D25	5-D25			
下	5-D25	3-D25	3-D25			
pt %	1.87	0.53	0.89			
MS kN·m (検定)	281(0.38)					
Mc _r kN·m						
ST.	2-D10@150	2-D10@150	2-D10@150			
pw %	(0.21)	(0.21)	(0.21)			
QS kN (検定)	101(0.57)					
α	1.00			1.00		

B5



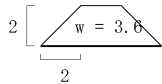
L m 6.00
 B mm 300
 D mm 700
 ϕ 1.00

応力計算方法：固定モーメント法，M0の値：中央モーメント
 固定度：左端 0.60 右端 0.60，作用曲げ：左端 0 右端 0
 変形増大係数：8，ヤング係数： $2.10 \times 10000\text{N/mm}^2$
 荷重種別：長期，使用材料：コンクリート Fc24 主筋 SD345 ST. SD295

荷重項の計算

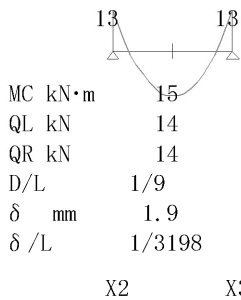
・ X2-X3
 L = 6.00m, 梁自重 なし

1番目の荷重
 $0.15\text{t} \times 24\gamma$



CL = 18kN·m, CR = 18kN·m, MO = 28kN·m, QL = 14kN, QR = 14kN

応力と変位の計算



MC kN·m 15
 QL kN 14
 QR kN 14
 D/L 1/9
 δ mm 1.9
 δ / L 1/3198

X2 X3

断面計算

符号	B5					
位置	X2端	中央	X3端			
断面 mm	B x D = 300 x 700					
dt mm	62	62	62			
主筋 上	3-D19	3-D19	3-D19			
下	3-D19	3-D19	3-D19			
pt %	0.45	0.45	0.45			
ML kN·m (検定)	13(0.12)	15(0.14)	13(0.12)			
Mcr kN·m						
ST.	2-D10@200	2-D10@200	2-D10@200			
pw %	(0.24)	(0.24)	(0.24)			
QL kN (検定)	14(0.07)		14(0.07)			
α	1.55		1.55			