

梁間方向の壁のないフレームの耐力検討書

高橋宅建 1級建築士事務所
1級建築士事務所 神奈川県知事登録 第13430号

御成小学校旧講堂
－ 検 討 結 果 －

§ 1 検討概要

- ・ 梁間方向の壁のないフレームの耐力を検討する。
- ・ 応力解析は任意形状フレーム解析プログラムによる線形解析による。
- ・ 接合部は実情に合わせてモデル化した半剛接（バネのモデル化）とすべきであるが、簡便とするためにピンで仮定した。
- ・ 材種はトラスを唐松、柱を杉とした。
- ・ トラス下弦（天井）は剛床とはみなせないとして、ゾーニングでおこなった。検討位置は望楼のフレームとし、地震・風とも考慮するが部材検討は省略する。
- ・ 柱脚はピン支持とし、水平移動はないものとする。また、めり込み耐力は考慮していない。
- ・ 基礎の検討はおこなっていない。
- ・ 部材の断面欠損、経年劣化の考慮はおこなっていない。
- ・ 地震時水平力はA i 分布とし、許容応力度のせん断力係数は1階でC0=0.2とする。
- ・ 風圧力の粗度区分はⅢとする。
- ・ 終局時の構造特性係数については、柱梁の接合部が方杖により固定されていることから、筋かいによる架構形式とみなし、脆性破壊による急激な耐力低下を生じるものとしてDs=0.50とする。
- ・ 終局時の応力は、地震時の許容応力時の2.5倍とし、部材の終局強度は材料強度によって略算。

§ 2 検討結果

柱の検討

- ・ 座屈長さの取り方にもよるが方杖との接合部での曲げ耐力が不足。

軸力+曲げ		せん断力	
長期	1.38 $\geq$ 1.00 NG	長期	0.04 < 1.00 OK
地震時	2.12 $\geq$ 1.00 NG	地震時	0.33 < 1.00 OK
暴風時	3.71 $\geq$ 1.00 NG	暴風時	0.82 < 1.00 OK
終局時	2.78 $\geq$ 1.00 NG	終局時	0.57 < 1.00 OK

- トラス下弦材の検討 ・ 引張り耐力は支障ないが、継手は考慮していない。圧縮耐力は不足する。

軸力+曲げ		せん断力	
長期	0.29 < 1.00 OK	長期	0.04 < 1.00 OK
地震時	0.22 < 1.00 OK	地震時	0.02 < 1.00 OK
暴風時	0.81 < 1.00 OK	暴風時	0.07 < 1.00 OK
終局時	0.81 < 1.00 OK	終局時	0.05 < 1.00 OK

登り梁の検討

- ・ 母屋等により横座屈長さを短くできれば耐力は上昇する。

軸力+曲げ		せん断力	
長期	1.57 $\geq$ 1.00 NG	長期	0.04 < 1.00 OK
地震時	1.48 $\geq$ 1.00 NG	地震時	0.02 < 1.00 OK
暴風時	2.42 $\geq$ 1.00 NG	暴風時	0.09 < 1.00 OK
終局時	1.61 $\geq$ 1.00 NG	終局時	0.05 < 1.00 OK

方杖の検討

- ・ 座屈長さの取り方にもよるが短期における圧縮耐力が不足。

軸力+曲げ		せん断力	
長期	0.60 < 1.00 OK	長期	0.00 < 1.00 OK
地震時	6.00 $\geq$ 1.00 NG	地震時	0.00 < 1.00 OK
暴風時	12.49 $\geq$ 1.00 NG	暴風時	0.00 < 1.00 OK
終局時	9.62 $\geq$ 1.00 NG	終局時	0.00 < 1.00 OK

登梁接合ボルト

- ・ 登り梁の軸力によるボルトのせん断耐力が不足。

せん断力	
長期	0.90 < 1.00 OK
地震時	1.02 $\geq$ 1.00 NG
暴風時	1.64 $\geq$ 1.00 NG
終局時	1.65 $\geq$ 1.00 NG

§ 3 結果総括

- ・トラスについては、座屈長さの判断によって部材強度は変わるが耐震性能が不足していると判断する。また、接合ボルト・方杖の脆弱性によりトラス形状の保持は難しく脆性破壊を生じると推定される。
- ・仮にトラスが形状を保持したまま変形が進んだ場合、柱の安全率は $1/2.70=0.37$ であり、必要保有耐力が不足していると判断する。
- ・変形については、部材接合部をピン仮定でおこなっているため、検討結果は実態を反映しないが、倒壊に至ると推定される。

・長期下弦たわみ	5 mm	$1/(16362/(5 \times 2)) =$	1/1636
・地震時変位	層間変位	16 mm	1/323
・終局時変位	層間変位	39 mm	1/129
・暴風時変位	層間変位	364 mm	1/14

目次

§ 1	概 要	・ ・ ・ ・ ・	1
§ 2	準 備 計 算	・ ・ ・ ・ ・	4
§ 3	応 力 解 析	・ ・ ・ ・ ・	6
§ 4	部 材 検 討	・ ・ ・ ・ ・	10
§ 5	添 付 資 料	・ ・ ・ ・ ・	12

§ 1. 概 要

1.1 建物概要

- ・ 名 称 鎌倉市御成小学校旧講堂
- ・ 建設地 神奈川県鎌倉市御成町
- ・ 用 途 学校
- ・ 構造規模 木造、地上1階
- ・ 基礎形式 有筋コンクリート布基礎造

1.2 検討概要

- 1) 1933年（昭和8年）に竣工。
耐震性能の検討をおこなう。

1.3 適要図書

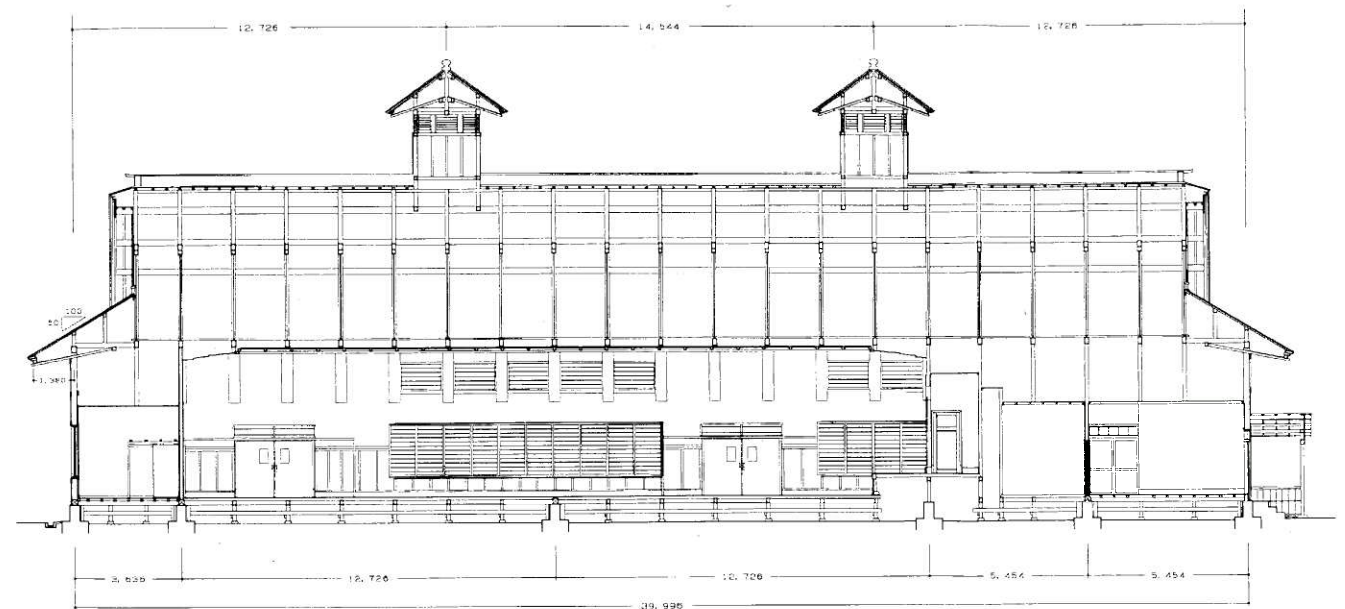
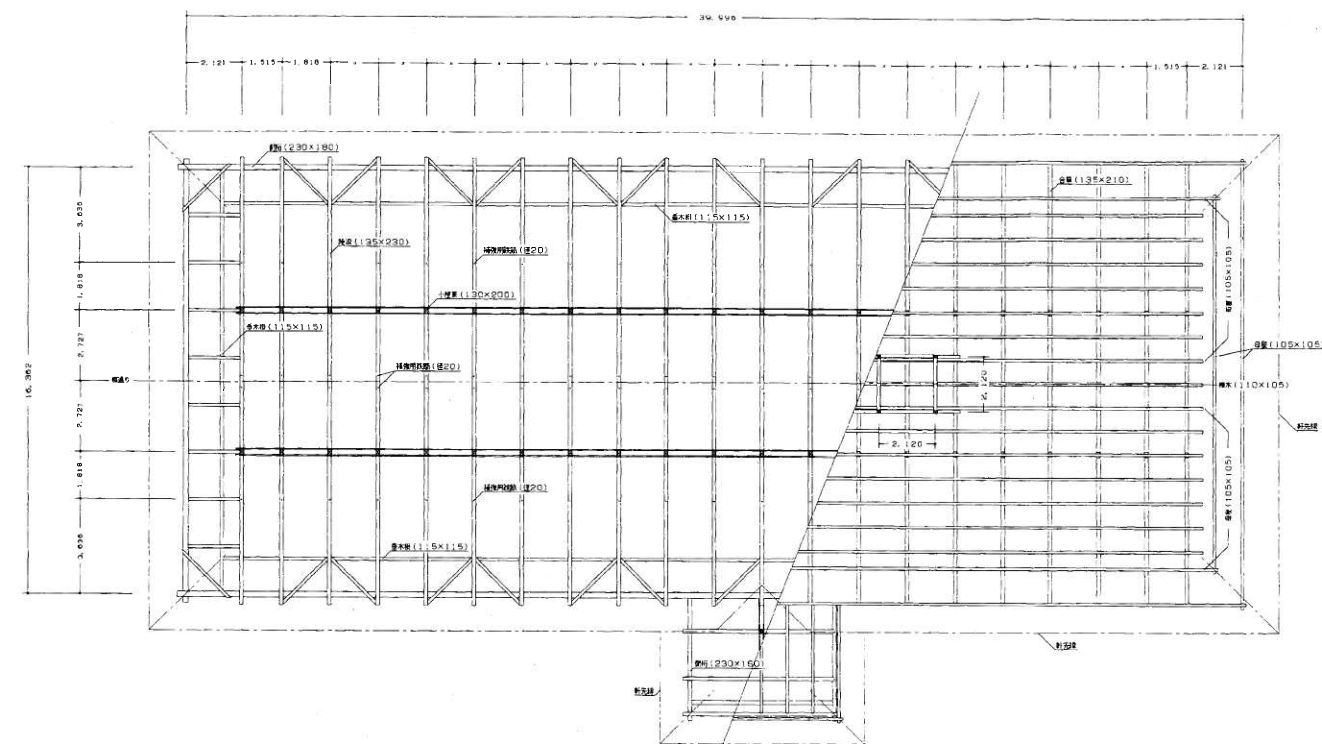
- ① 建築基準法、同施行令及び関連告示
- ② 木造住宅の耐震診断と補強方法 （日本建築防災協会）
- ③ 木質構造設計規準・同解説 （日本建築学会）
- ④ 建築物荷重指針・同解説 （日本建築学会）
- ⑤ 鋼構造設計規準 （日本建築学会）
- ⑥ 建築基礎構造設計指針 （日本建築学会）
- ⑦ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 （日本建築学会）
- ⑧ 日本工業規格（JIS）
- ⑨ 高力ボルト接合設計施工指針 （日本建築学会）
- ⑩ 溶融亜鉛メッキ高力ボルト接合設計施工指針 （日本建築学会）

1.4 参考図書

- ① 関連法規及び規準等
- ② 鋼管トラス構造設計施工指針 （日本建築学会）
- ③ あと施工アンカー技術資料 （日本あと施工アンカー協会）
- ④ 建築地盤アンカー設計施工指針 （日本建築学会）
- ⑤ 鋼構造接合部設計指針 （日本建築学会）
- ⑥ 建築工事標準仕様書 （国土交通省大臣官房営繕部、公共建築協会）
- ⑦ 建築工事監理指針 （国土交通省大臣官房営繕部）
- ⑧ 鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断及び補修指針(案)・同解説(日本建築学会)
- ⑨ 鉄筋コンクリート造建築物の耐震基準改修設計指針診断・同解説(日本建築防災協会)

2.1 長期荷重

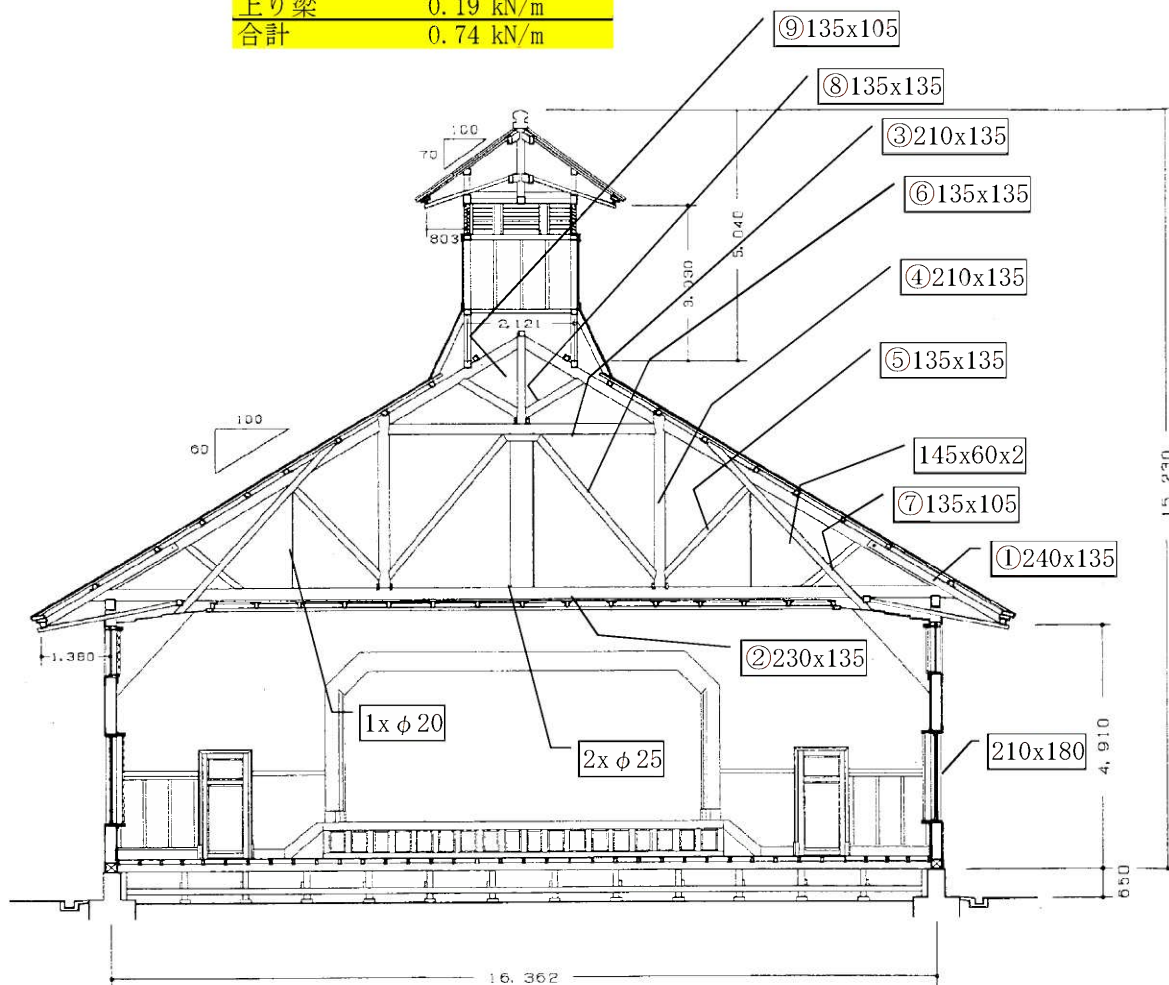
2.1 長期荷重



望楼			
高さ	4.5 m		
幅	2.4x2.4 m		
仮定重量	4.5x(2.4x4)x0.35=	15.12 kN	

トリス樹種 (仮定)	唐松	比重	0.60 g/cm ³
		単位重量	0.006 N/cm ³
		ヤング係数	9 N/mm ²
		ポアソン比	0.40-0.50
軸組樹種 (仮定)	杉	比重	0.60 g/cm ³
		単位重量	0.006 N/cm ³
		ヤング係数	7 N/mm ²
		ポアソン比	0.35-0.40

屋根	0.55 kN/m
上り梁	0.19 kN/m
合計	0.74 kN/m



		単位重量	負担幅		
屋根	軽い屋根	0.30 kN/m ²	1.82	m	0.55 kN/m

部位	B (cm)	D (cm)	長さ	(m)	w (N/cm)	w (kN/m)	W (kN)	A (cm ²)	I (cm ²)
①上り梁	13.5	24	9.45x2=	18.9	1.9	0.19	3.67	324	15552

[illegible]

部位	B (cm)	D (cm)	長さ	(m)	w (N/cm)	w (kN/m)	W (kN)	A (cm ²)	I (cm ²)
下弦直行	18.0	21.0		1.82	2.3		0.41	378	13892

	単位重量	負担幅m	
漆喰・下地	0.39 kN/m ²	1.82	0.71 kN/m
天井	0.15 kN/m ²	1.82	0.27 kN/m
合計	0.54 kN/m ²		0.98 kN/m
トラス下弦均し荷重	9.49/16.4+0.98=		1.56 kN/m

壁	単位重量	負担幅m	
外壁仕上	0.10 kN/m ²	1.82	0.18 kN/m
軸組	0.15 kN/m ²	1.82	0.27 kN/m
内壁仕上	0.10 kN/m ²	1.82	0.18 kN/m
合計	0.35 kN/m ²		0.64 kN/m

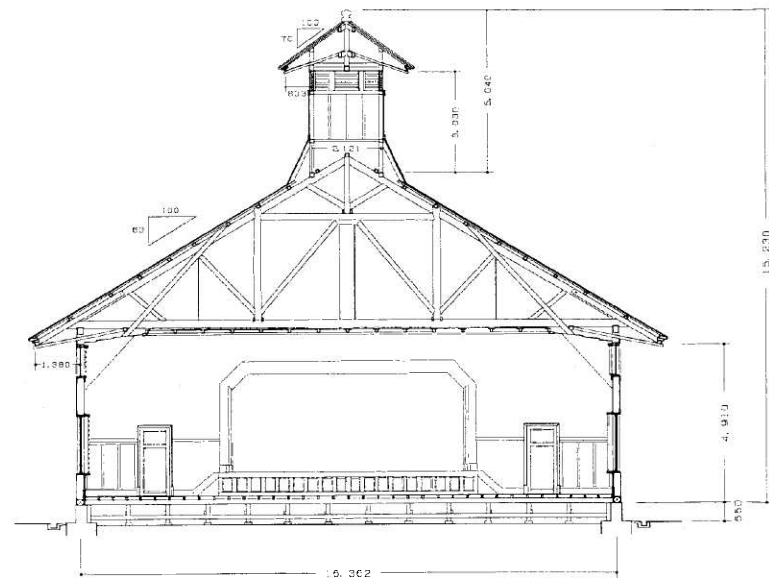
軒天	単位重量 0.10 kN/m ²	負担幅m 1.82	0.18 kN/m
----	--------------------------------	--------------	-----------

底	$(0.55+0.18) \times 1.34 =$	0.98 kN
軸組軸力	$0.64 \times 5.07 =$	3.24 kN
合計		4.22 kN

分類	仕様名	構成部材	荷重(N/㎡)
屋根	屋根(厚形スレート葺き/母屋スパン2m以下)	右巻スレート	250
		母屋(スパン2m以下)	50
		合計	300
軒天	軒天(下見板張、羽目板張又は幾種板)	布裏甲	100
		合計	100
天井	天井(しっくい塗・桁スパン8m以下)	しっくい(つり木、受木、下地含む)	390
		梁・桁(スパン18m)	520
		格天井	150
		合計	1,060
外壁	外壁(下見板張、羽目板張又は幾種板)	下見板、羽目板、幾種板(下地含む)	100
		軸組	150
		木摺漆喰	100
		合計	350
間仕切壁	間仕切壁(木ずりしっくい塗)	木ずりしっくい(下地含む)	340
		軸組	300
		木ずりしっくい(下地含む)	340
		合計	980

下弦繋ぎ (4ヶ所)
0.41 kN

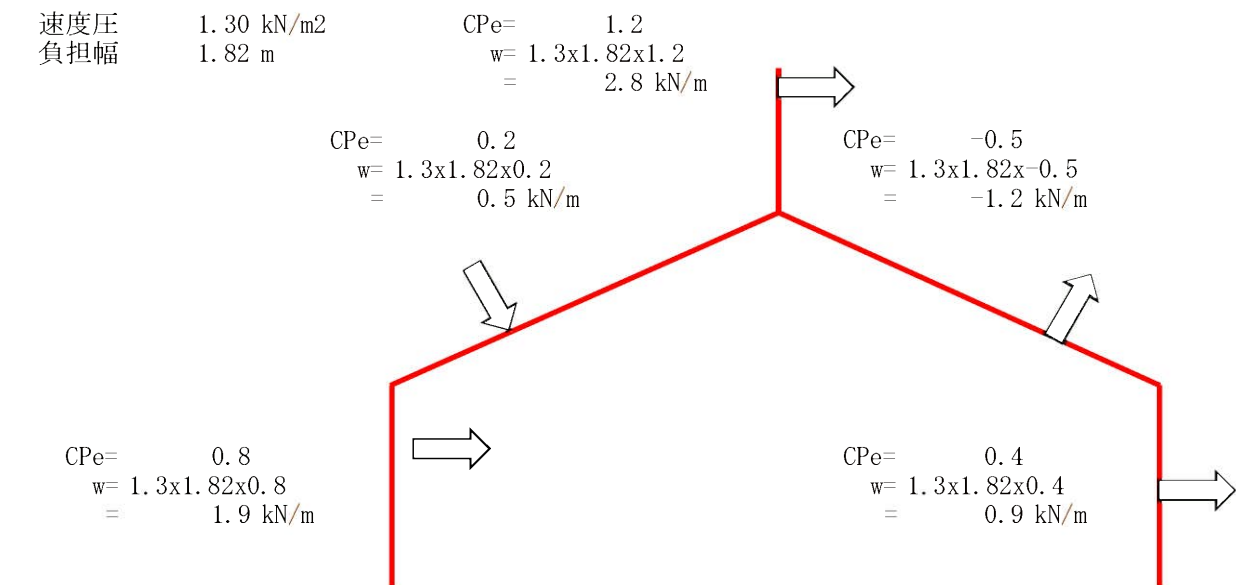
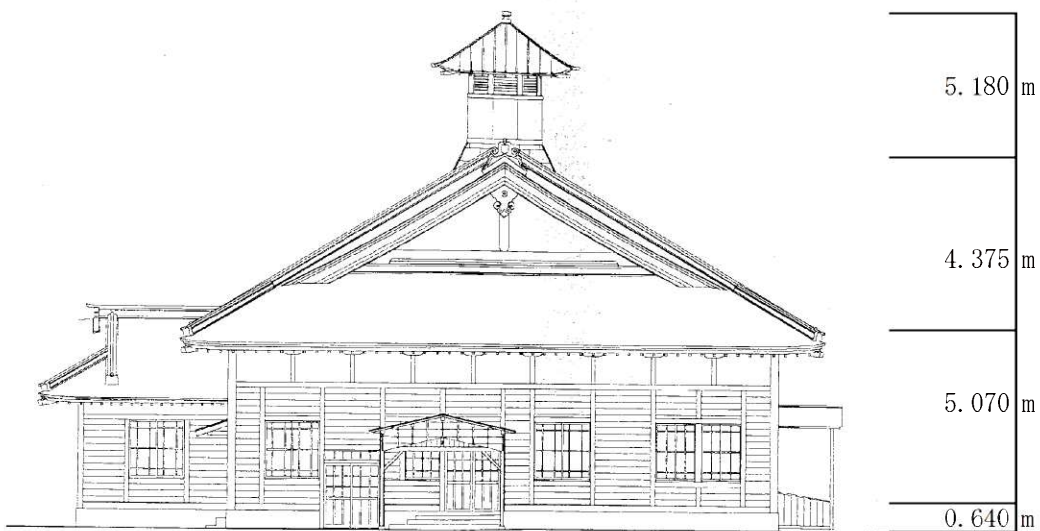
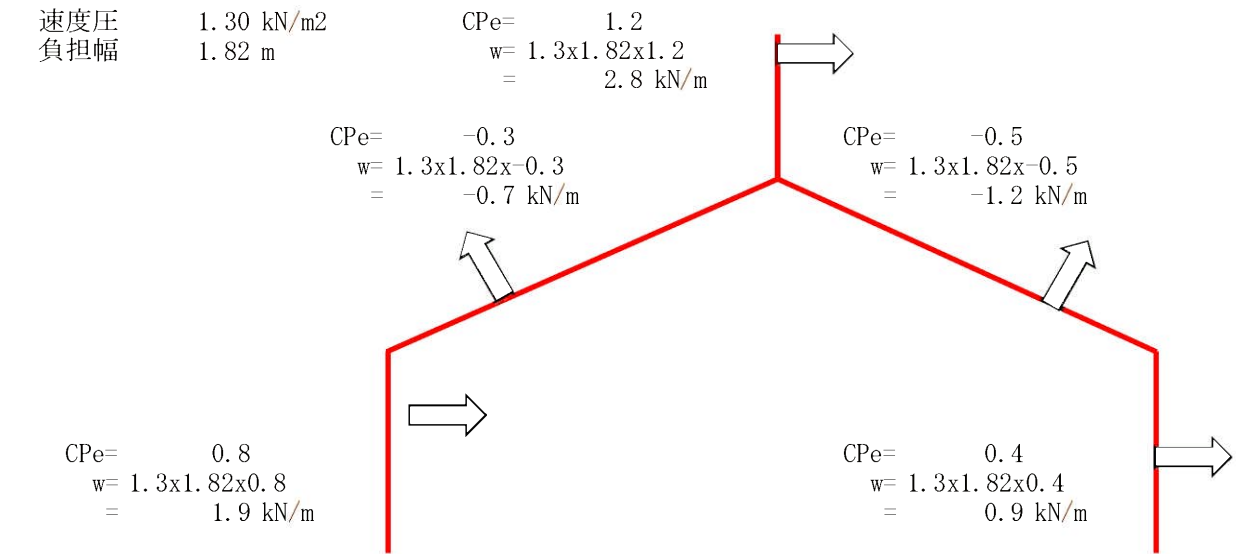
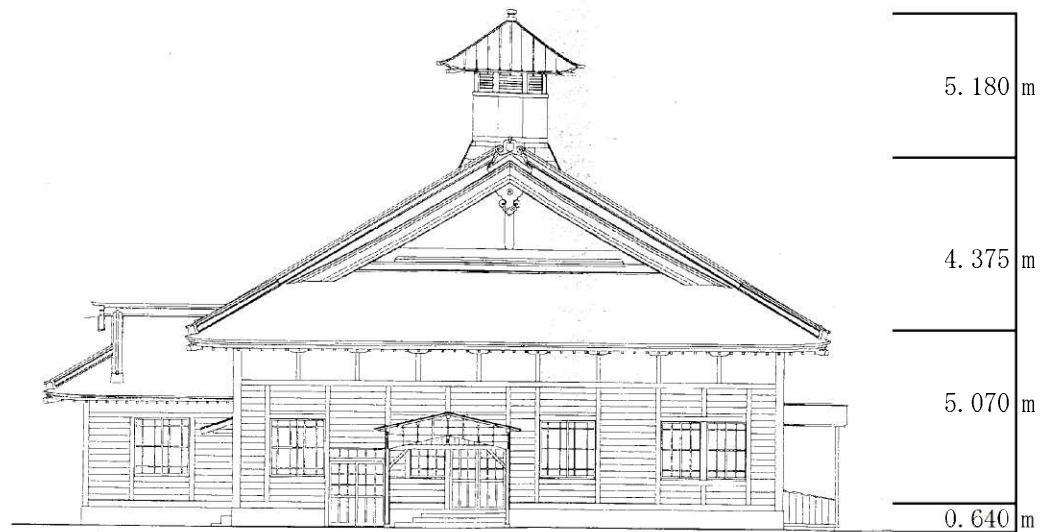
2.2 地震時荷重



望楼	W=	15.1 kN
標準せん断力係数	C0=	0.3
地震力	Q1= $Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot W$	
	= $1 \times 1 \times 1 \times 0.3 \times 15.12$	
	=	4.5 kN

屋根	$0.74 \times 9.45 \times 2 =$	14.0 kN
トラス	$1.56 \times 16.36 =$	25.5 kN
庇	$0.98 \times 2 =$	2.0 kN
軸組軸力	$0.64 \times 5.07 / 2 \times 2 =$	3.2 kN
合計	W=	44.7 kN
標準せん断力係数	C0=	0.2
地震力	Q1= $Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot W$	
	= $1 \times 1 \times 1 \times 0.2 \times 44.7$	
	=	8.9 kN

2.3 風時荷重



3.1 長期応力

The diagram shows a truss structure with a horizontal bottom chord and a triangular top chord. The bottom chord is supported by two pin supports at the ends. The top chord is supported by a central vertical member. The truss is subjected to several loads: a central vertical load of 7.6, two side vertical loads of 0.41, and two end vertical loads of 4.22. The truss members are connected by joints, and the structure is analyzed for internal forces.

節点変位：荷重条件1

節点番号	X方向 (cm)	Y方向 (cm)	節点番号	X方向 (cm)	Y方向 (cm)
1	0.00	-0.50	2	0.03	-0.48
3	-0.03	-0.49	4	0.05	-0.45
5	-0.06	-0.45	6	-0.09	-0.30
7	0.08	-0.30	8	-0.11	-0.06
9	0.10	-0.06	10	-0.02	-0.30
11	0.02	-0.31	12	-0.05	-0.43
13	0.05	-0.43	14	0.38	-0.04
15	-0.38	-0.04	16	0.00	-0.49
17	-0.05	-0.48	18	0.05	-0.48
19	-0.03	-0.48	20	0.02	-0.48
21	0.00	-0.46	22	0.00	0.00
23	0.00	0.00	24	0.01	-0.50
25	-0.01	-0.50	26	0.00	-0.50
27	0.00	-0.50	32	0.00	0.00
33	0.00	0.00	34	0.00	0.00
35	0.00	0.00	36	0.01	-0.48

下弦たわみ
長期の変形係数
スパン

5 mm

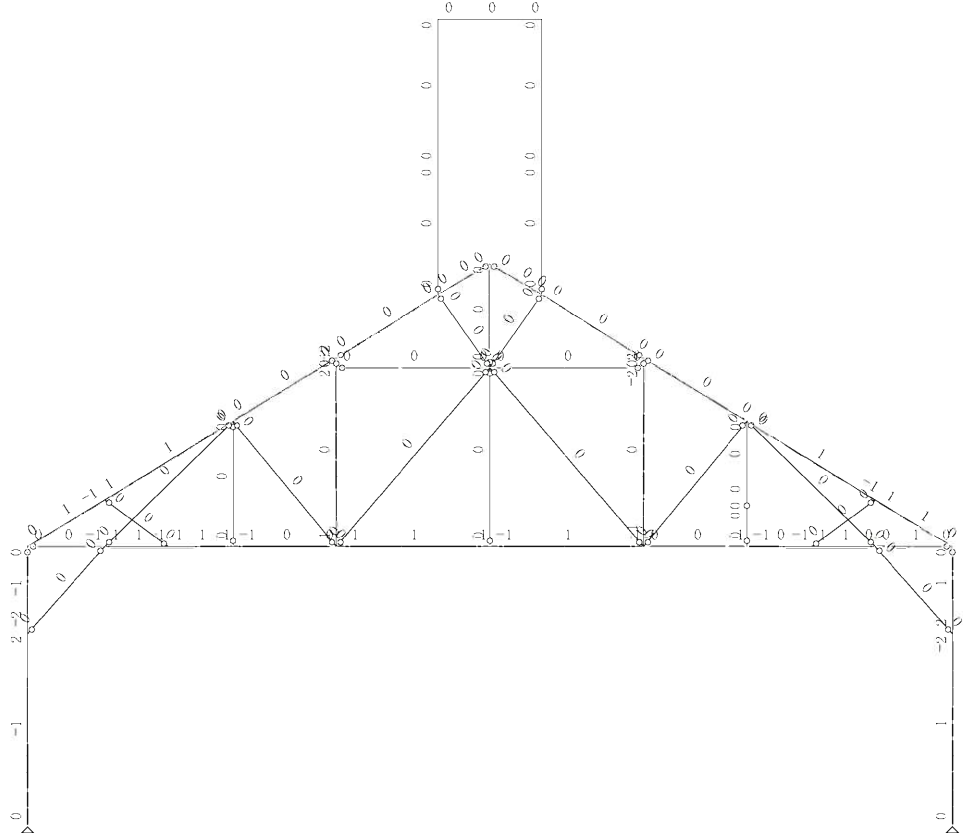
2

16362 mm

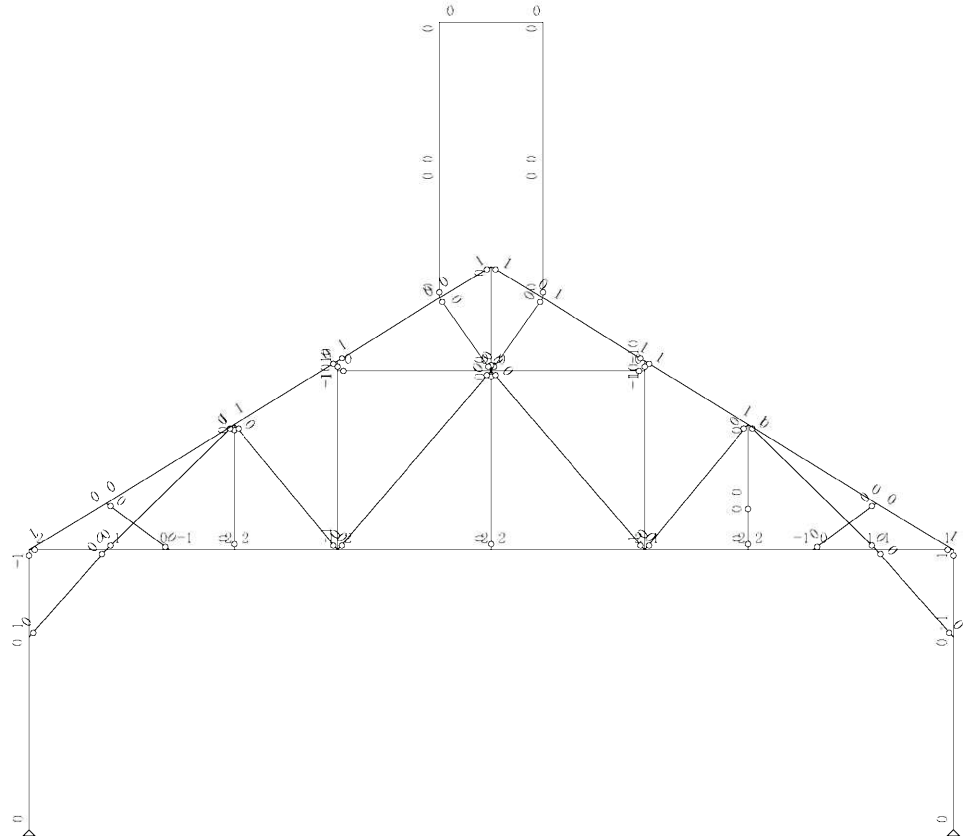
$1/(16362/(5 \times 2))=$

1/1636

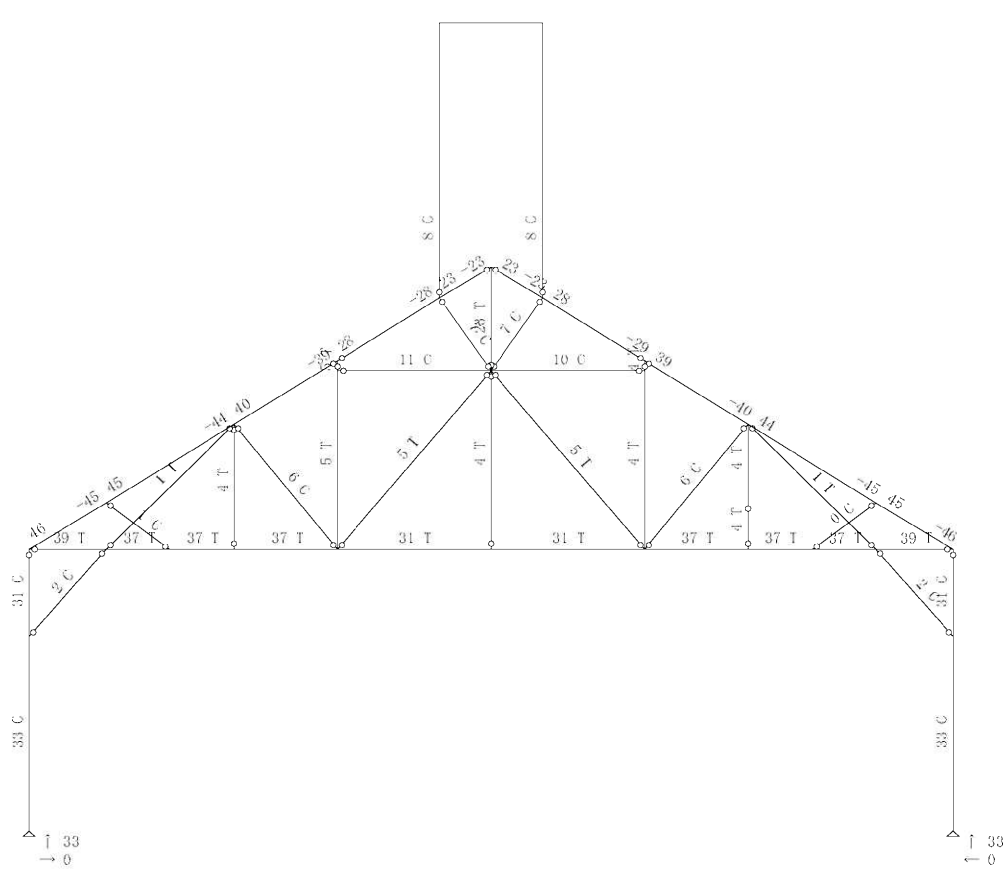
曲げモーメント：荷重条件1 (kN・m)



せん断力：荷重条件1 (kN)

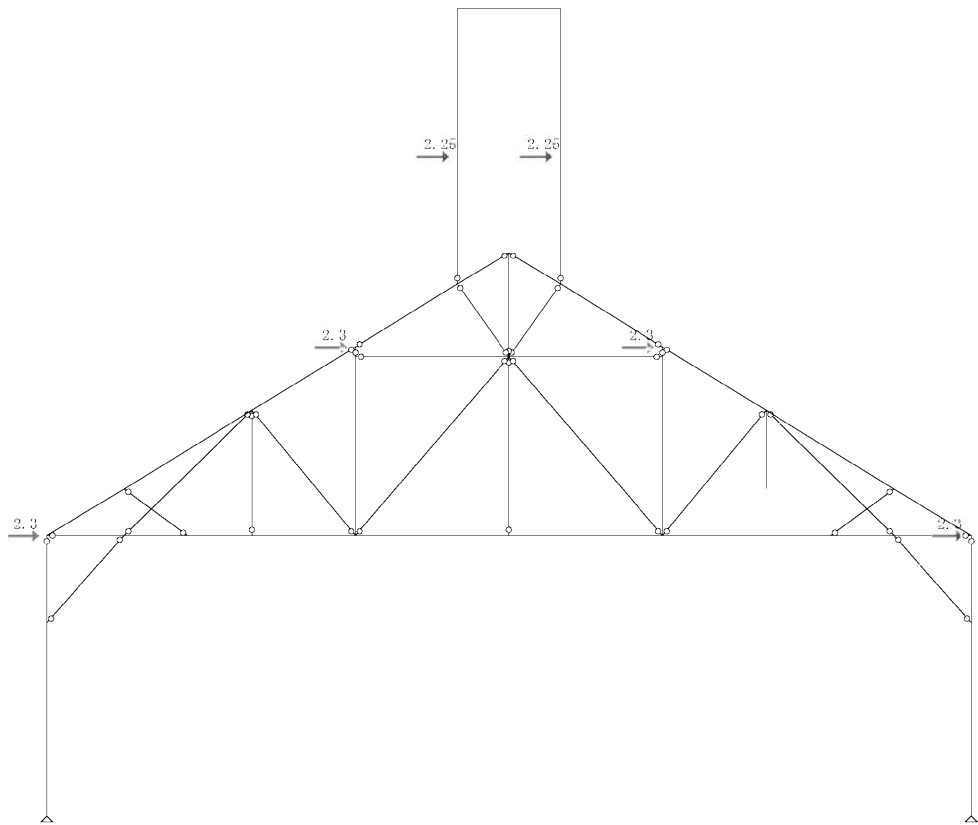


軸力・支点反力：荷重条件1 (kN)

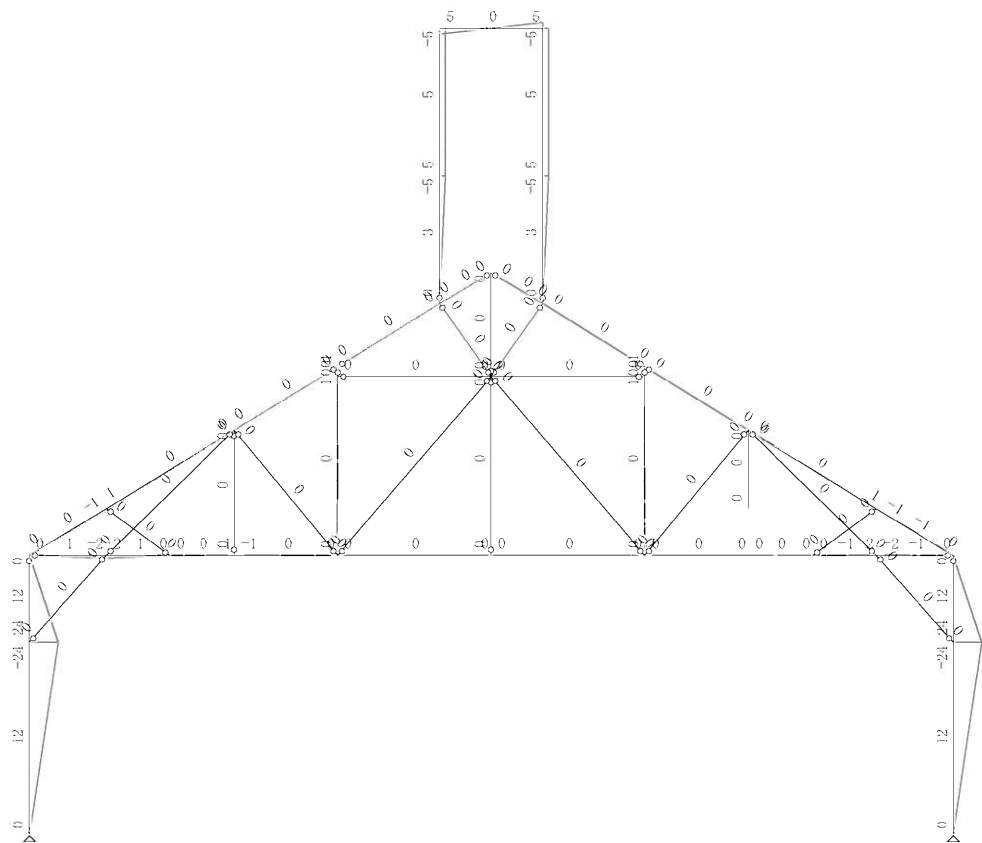


3.2 地震時応力

節点荷重：荷重条件2（kN、kN・m）



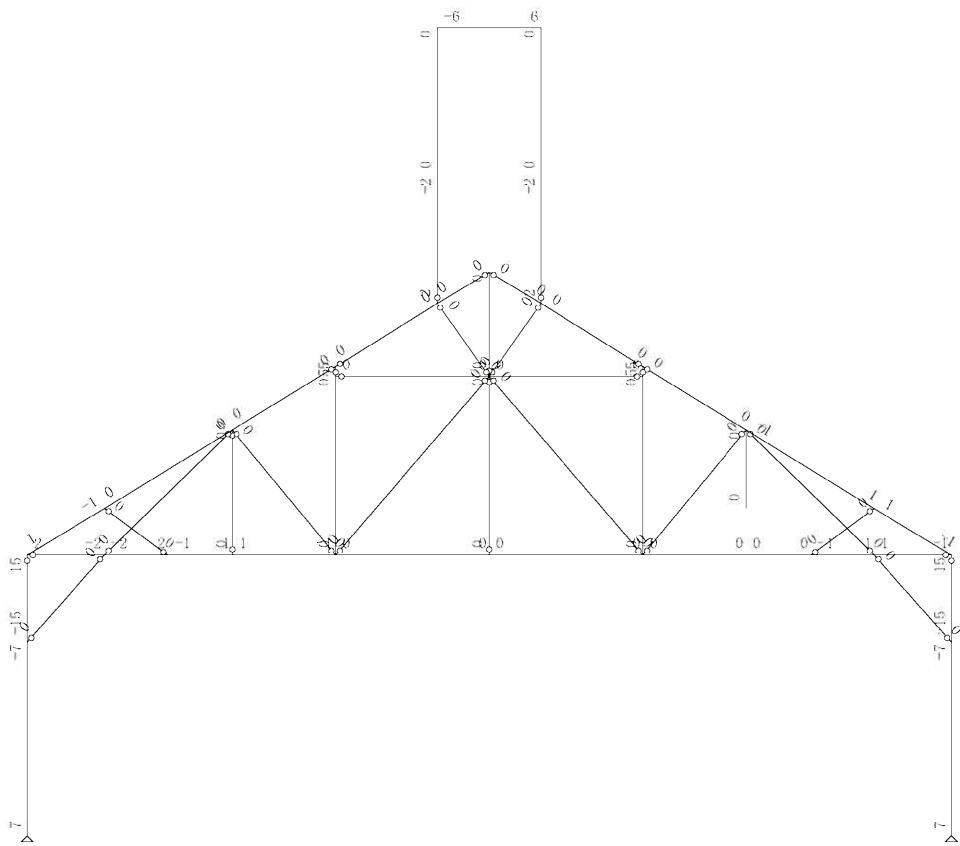
曲げモーメント：荷重条件2（kN・m）



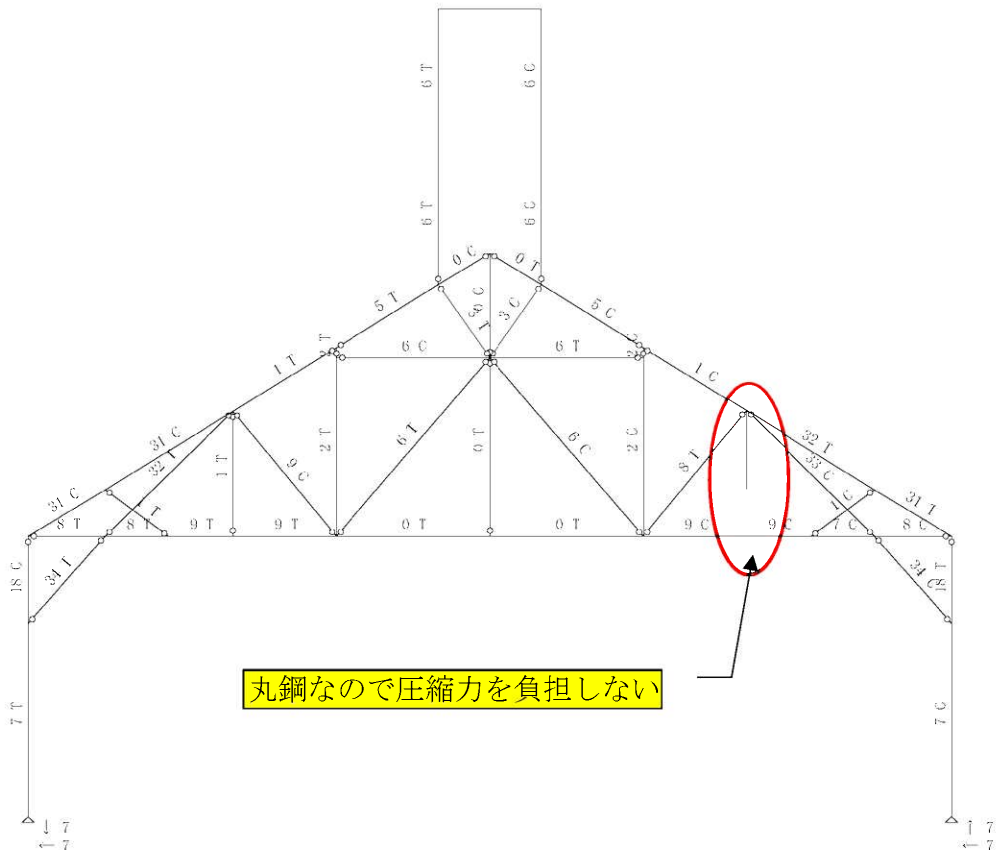
節点変位：荷重条件2

節点番号	X方向 (cm)	Y方向 (cm)	節点番号	X方向 (cm)	Y方向 (cm)
1	15.69	0.00	2	15.69	0.07
3	15.69	-0.06	4	15.68	0.17
5	15.68	-0.10	6	15.67	-0.19
7	15.67	0.19	8	15.67	0.00
9	15.67	0.00	10	15.73	0.13
11	15.72	-0.11	12	15.67	0.09
13	15.67	0.09	14	15.38	0.01
15	15.38	0.01	16	15.63	0.00
17	15.66	0.06	18	15.65	-0.06
19	15.62	0.00	20	15.62	0.00
21	15.62	0.00	22	0.00	0.00
23	0.00	0.00	24	43.78	0.01
25	43.78	-0.01	26	58.08	-0.02
27	58.08	0.02	32	0.00	0.00
33	0.00	0.00	34	0.00	0.00
35	0.00	0.00	36	15.64	-0.06

せん断力：荷重条件2（kN）



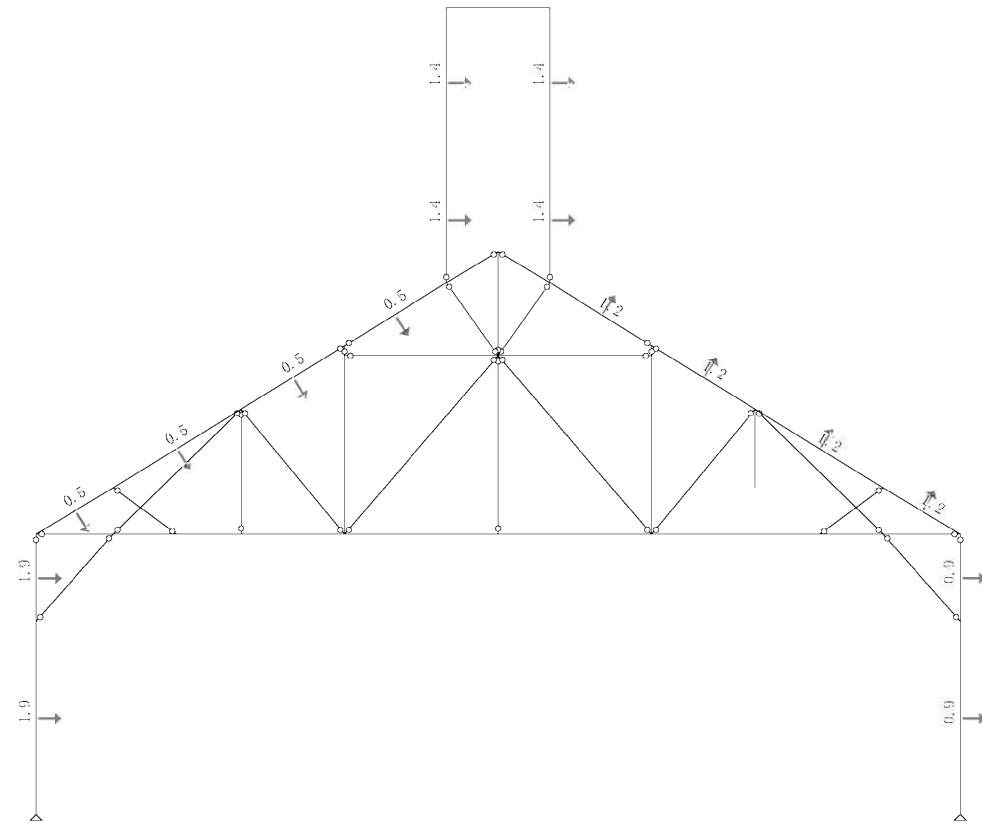
軸力・支点反力：荷重条件2（kN）



丸鋼なので圧縮力を負担しない

3.3 暴風時応力

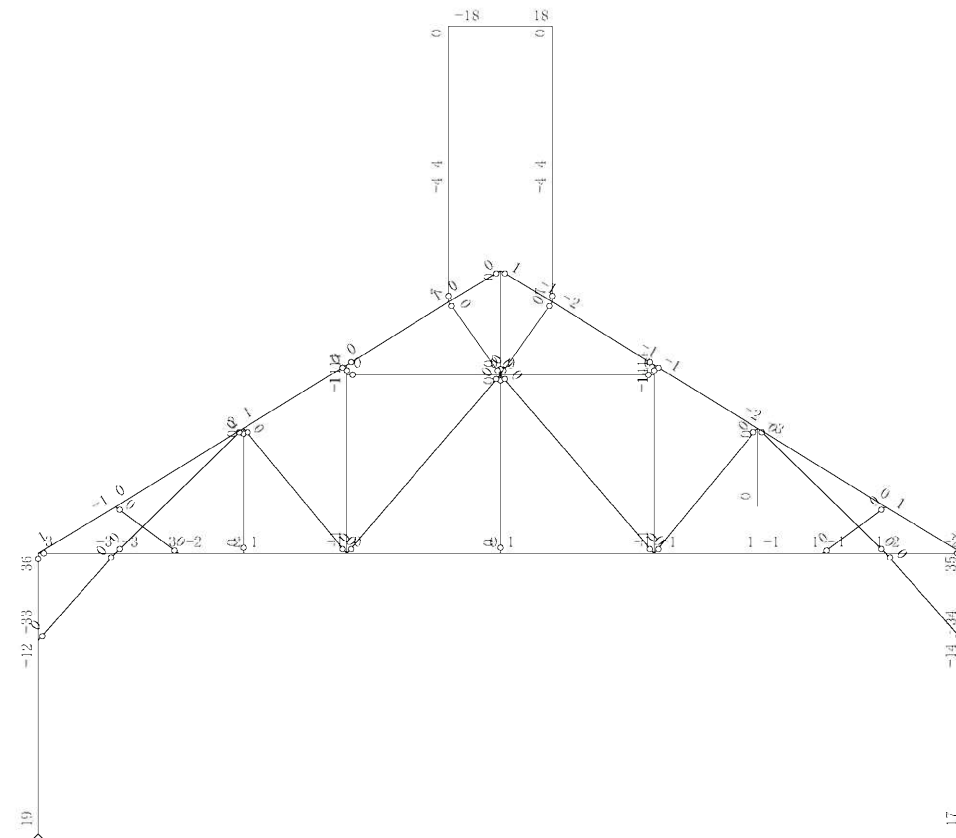
等分布荷重：荷重条件3 (kN/m)



節点変位：荷重条件3

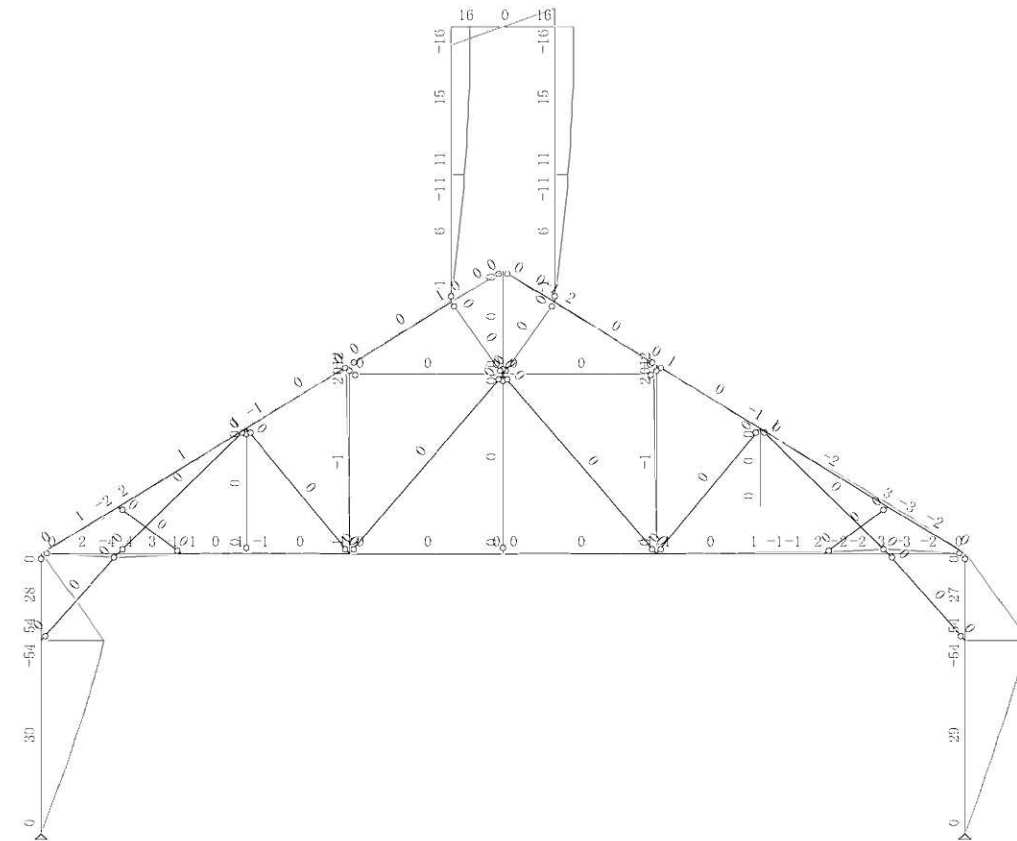
節点番号	X方向 (cm)	Y方向 (cm)	節点番号	X方向 (cm)	Y方向 (cm)
1	36.40	0.07	2	36.39	0.22
3	36.40	-0.08	4	36.38	0.49
5	36.39	-0.17	6	36.38	-0.36
7	36.36	0.47	8	36.37	0.00
9	36.34	0.01	10	36.52	0.38
11	36.46	-0.21	12	36.38	0.28
13	36.36	-0.16	14	35.65	-0.01
15	35.80	0.02	16	36.27	0.07
17	36.33	0.21	18	36.31	-0.07
19	36.25	0.07	20	36.24	0.07
21	36.25	0.06	22	0.00	0.00
23	0.00	0.00	24	113.33	0.10
25	113.33	0.03	26	156.72	-0.01
27	156.72	0.14	32	0.00	0.00
33	0.00	0.00	34	0.00	0.00
35	0.00	0.00	36	36.28	-0.07

せん断力：荷重条件3 (kN)

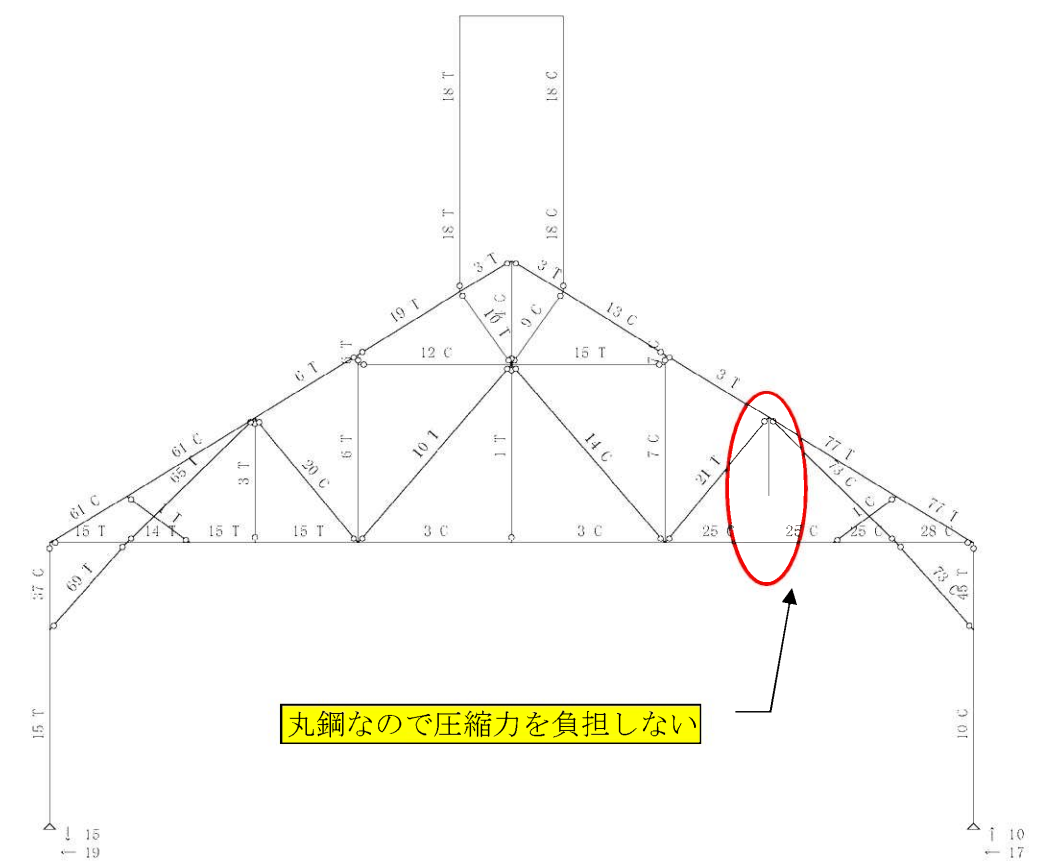


層間変位 364 mm
軒高 5070 mm
層間変形 1/14

曲げモーメント：荷重条件3 (kN・m)



軸力・支点反力：荷重条件3 (kN)



丸鋼なので圧縮力を負担しない

§ 4. 部材検計

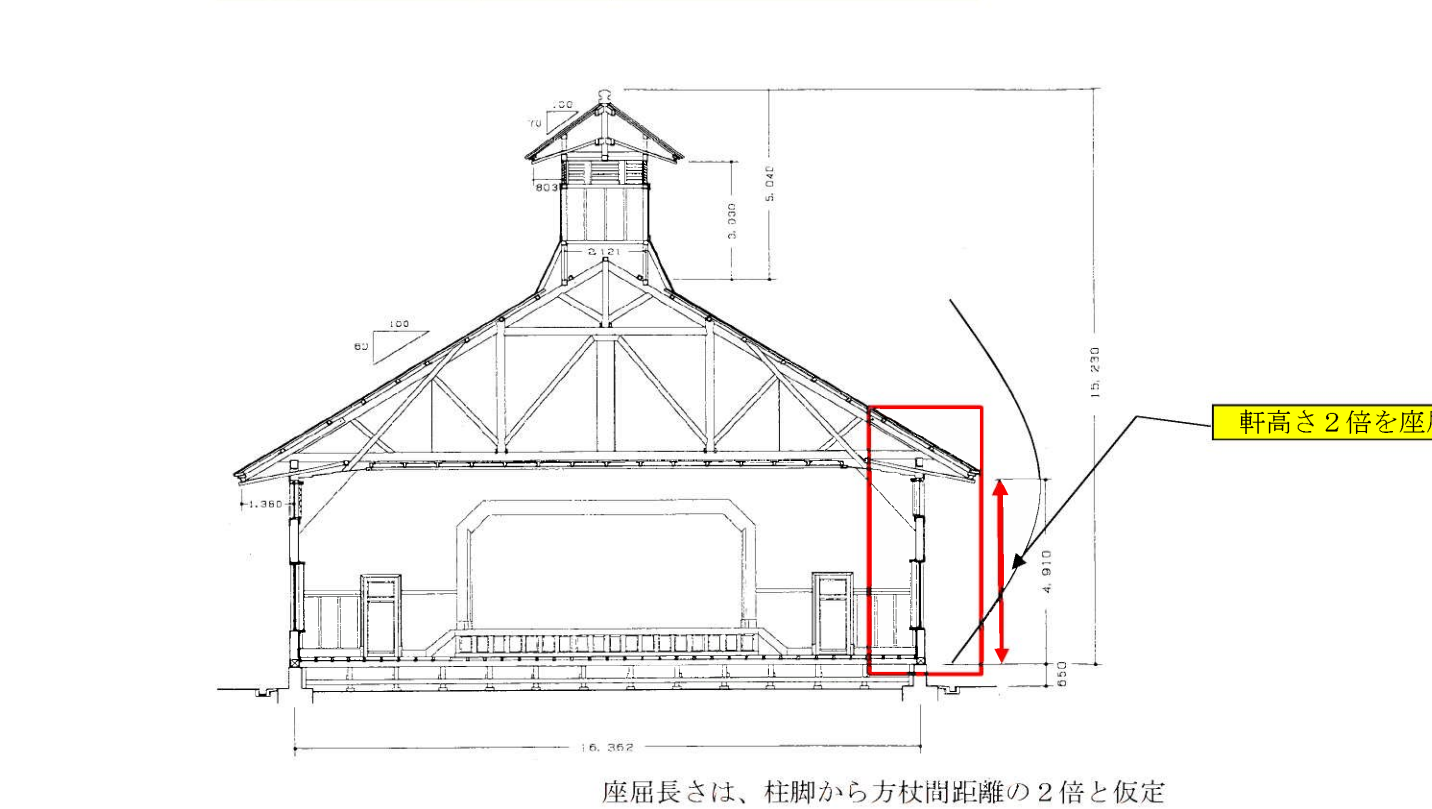
4.1 軸組の検計

柱の検討	Ds=	0.50			
断面	BxD=	210x180			
断面積	A=	37800 mm2			
断面 2 次半径	i=	210/√12=	60.62 mm		
断面係数	Z=	1323000 mm3			
樹種	杉				
許容応力度	Lfc=	6.49 N/mm2	Sfc=	11.80 N/mm2	Fc= 17.70 N/mm2
	Lfk=	0.71 N/mm2	Sfk=	1.30 N/mm2	Fk= 1.95 N/mm2
	Lft=	4.95 N/mm2	Sft=	9.00 N/mm2	Ft= 13.50 N/mm2
	Lfb=	8.14 N/mm2	Sfb=	14.80 N/mm2	Fb= 22.20 N/mm2
	Lfs=	0.66 N/mm2	Sfs=	1.20 N/mm2	Fs= 1.80 N/mm2
	E=	7000 N/mm2			

座屈長さ	lk=	4910x2=	9820 mm
細長比	λ = lk/i=	162.0	>150 NG
座屈低減係数	η = (3000/λ^2)=	0.11	
	Lfk= η・fc=	0.71 N/mm2	
	Sfk=	1.30 N/mm2	
	Fk=	1.95 N/mm2	

軸力	NL	32 kN	NL	32 kN	NL	32 kN
	NE	7 kN	NW	10 kN	Nm	18 kN
	NSE	39 kN	NSW	42 kN	NL+Nm	50 kN
曲げ	ML	2 kN・m	ML	2 kN・m	ML	2 kN・m
	ME	24 kN・m	MW	54 kN・m	Mm	60 kN・m
	MSE	26 kN・m	MSW	56 kN・m	ML+Mm	62 kN・m
せん断	QL	1 kN	QL	1 kN	QL	1 kN
	QE	15 kN	QW	36 kN	Qm	38 kN
	QSE	16 kN	QSW	37 kN	QL+Qm	39 kN

	(N/A・1/fk)+(M/Z・1/fb)	
軸力+曲げ	長期	(32x1000/37800 x 1/0.71)+(2x10^6/1323000 x 1/8.14)= 1.38 ≥1.00 NG
	地震時	(39x1000/37800 x 1/1.3)+(26x10^6/1323000 x 1/14.8)= 2.12 ≥1.00 NG
	暴風時	(42x1000/37800 x 1/1.3)+(56x10^6/1323000 x 1/14.8)= 3.71 ≥1.00 NG
	終局時	(49.5x1000/37800 x 1/1.95)+(62x10^6/1323000 x 1/22.2)= 2.78 ≥1.00 NG
	(Q/A・1/fs)	
せん断力	長期	(1x1000/37800 x 1/0.66)= 0.04 <1.00 OK
	地震時	(15x1000/37800 x 1/1.2)= 0.33 <1.00 OK
	暴風時	(37x1000/37800 x 1/1.2)= 0.82 <1.00 OK
	終局時	(38.5x1000/37800 x 1/1.8)= 0.57 <1.00 OK



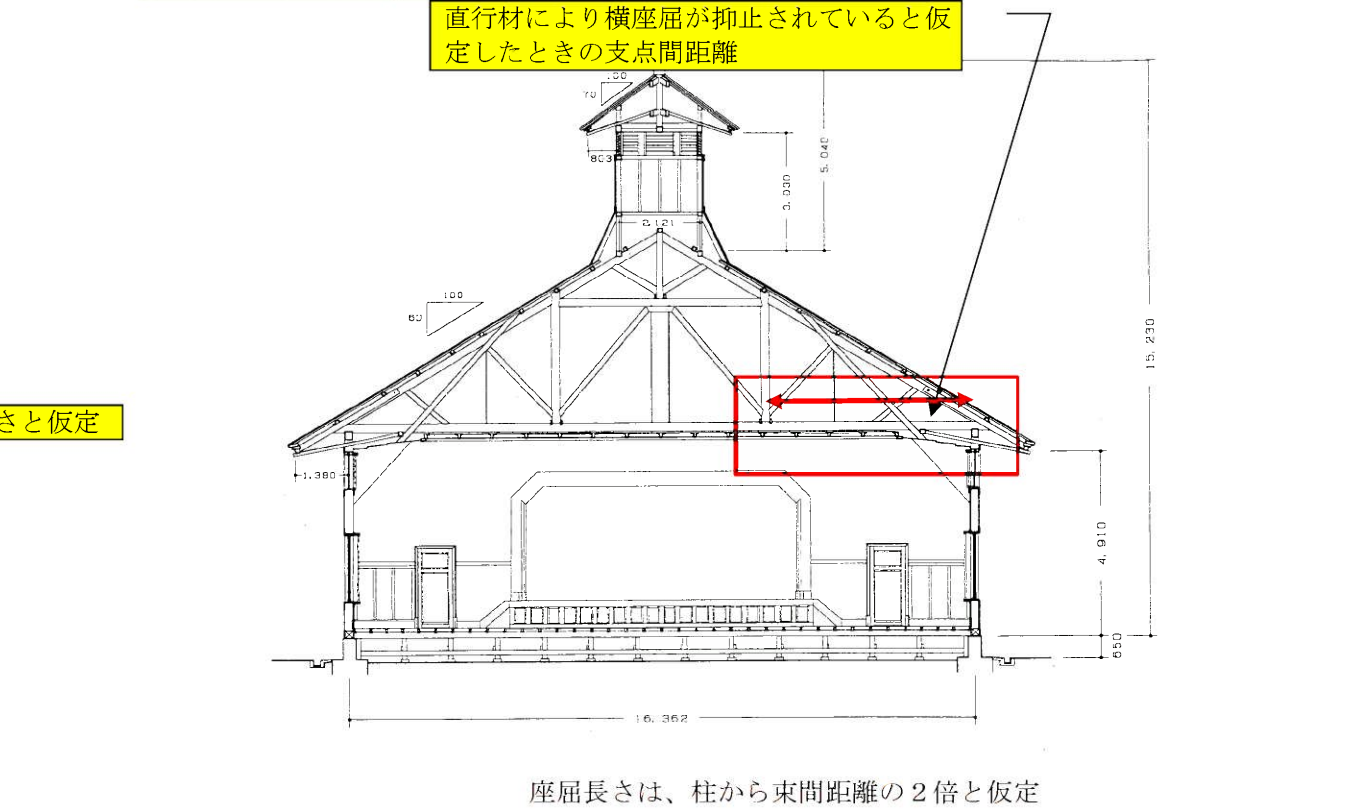
座屈長さは、柱脚から方杖間距離の 2 倍と仮定

トラス下弦材の検討	Ds=	0.50				
断面	BxD=	135x240				
断面積	A=	31200 mm2				
断面 2 次半径	i=	135/√12=	38.97 mm			
断面係数	Z=	1296000 mm3				
樹種	唐松					
許容応力度	Lfc=	7.59 N/mm2	Sfc=	13.80 N/mm2	Fc=	20.70 N/mm2
	Lfk=	0.30 N/mm2	Sfk=	0.55 N/mm2	Fk=	0.83 N/mm2
	Lft=	5.94 N/mm2	Sft=	10.80 N/mm2	Ft=	16.20 N/mm2
	Lfb=	9.79 N/mm2	Sfb=	17.80 N/mm2	Fb=	26.70 N/mm2
	Lfs=	0.77 N/mm2	Sfs=	1.40 N/mm2	Fs=	2.10 N/mm2
	E=	9000 N/mm2				

座屈長さ	lk=	5450x2=	10900 mm
細長比	λ = lk/i=	279.7	>150 NG
座屈低減係数	η = (3000/λ^2)=	0.04	
	Lfk= η・fc=	0.30 N/mm2	
	Sfk=	0.55 N/mm2	
	Fk=	0.83 N/mm2	

軸力	NL	-39 kN	NL	-39 kN	NL	-39 kN
	NE	9 kN	NW	28 kN	Nm	22.5 kN
	NSE	-30 kN	NSW	-11 kN	NL+Nm	-16.5 kN
曲げ	ML	1 kN・m	ML	1 kN・m	ML	1 kN・m
	ME	2 kN・m	MW	3 kN・m	Mm	5 kN・m
	MSE	3 kN・m	MSW	4 kN・m	ML+Mm	6 kN・m
せん断	QL	1 kN	QL	1 kN	QL	1 kN
	QE	1 kN	QW	2 kN	Qm	3 kN
	QSE	2 kN	QSW	3 kN	QL+Qm	4 kN

	(N/A・1/ηfk)+(M/Z・1/fb)	
軸力+曲げ	長期	(39x1000/31200 x 1/5.94)+(1x10^6/1296000 x 1/9.79)= 0.29 <1.00 OK
	地震時	(30x1000/31200 x 1/10.8)+(3x10^6/1296000 x 1/17.8)= 0.22 <1.00 OK
	暴風時	(11x1000/31200 x 1/0.55)+(4x10^6/1296000 x 1/17.8)= 0.81 <1.00 OK
	終局時	(16.5x1000/31200 x 1/0.83)+(6x10^6/1296000 x 1/26.7)= 0.81 <1.00 OK
	(Q/A・1/fs)	
せん断力	長期	(1x1000/31200 x 1/0.77)= 0.04 <1.00 OK
	地震時	(1x1000/31200 x 1/1.4)= 0.02 <1.00 OK
	暴風時	(3x1000/31200 x 1/1.4)= 0.07 <1.00 OK
	終局時	(3.5x1000/31200 x 1/2.1)= 0.05 <1.00 OK



座屈長さは、柱から束間距離の 2 倍と仮定

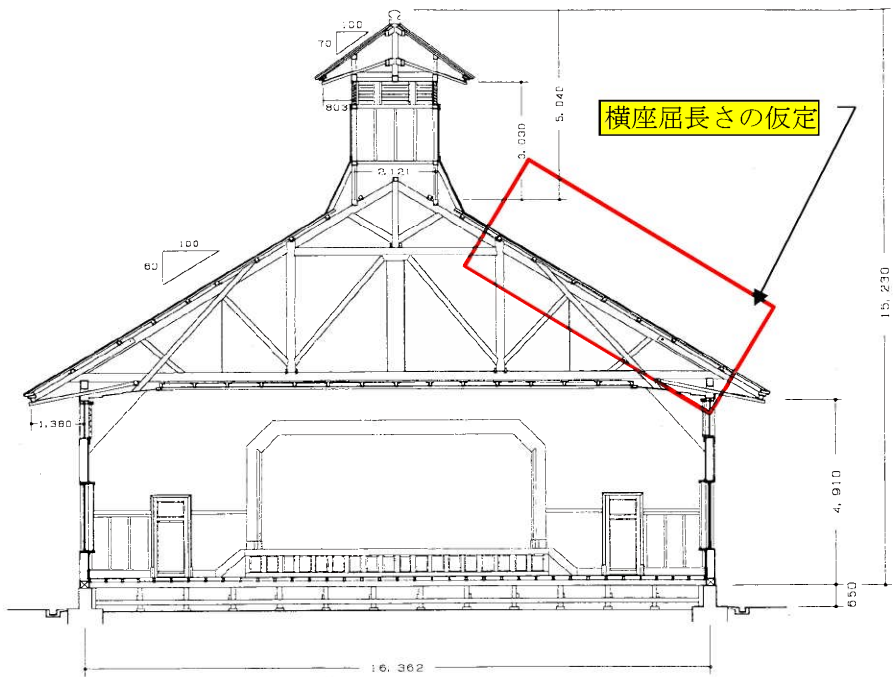
登り梁の検討	Ds=	0.50			
断面	BxD=	135x240			
断面積	A=	32400 mm2			
断面 2 次半径	i=	135/√12=	38.97 mm		
断面係数	Z=	1296000 mm3			
樹種	唐松				
許容応力度	Lfc=	7.59 N/mm2	Sfc=	13.80 N/mm2	Fc= 20.70 N/mm2
	Lfk=	0.91 N/mm2	Sfk=	1.66 N/mm2	Fk= 2.48 N/mm2
	Lft=	5.94 N/mm2	Sft=	10.80 N/mm2	Ft= 16.20 N/mm2
	Lfb=	9.79 N/mm2	Sfb=	17.80 N/mm2	Fb= 26.70 N/mm2
	Lfs=	0.77 N/mm2	Sfs=	1.40 N/mm2	Fs= 2.10 N/mm2
	E=	9000 N/mm2			

座屈長さ	lk=	6200 mm			
細長比	$\lambda = lk/i =$	159.1 >150	NG		
座屈低減係数	$\eta = (3000/\lambda^2) =$	0.12			
	Lfk= $\eta \cdot fc =$	0.91 N/mm2			
	Sfk=	1.66 N/mm2			
	Fk=	2.48 N/mm2			

軸力	NL	44 kN	NL	44 kN	NL	44 kN
	NE	31 kN	NW	77 kN	Nm	77.5 kN
	NSE	75 kN	NSW	121 kN	NL+Nm	121.5 kN
曲げ	ML	1 kN・m	ML	1 kN・m	ML	1 kN・m
	ME	1 kN・m	MW	3 kN・m	Mm	3 kN・m
	MSE	2 kN・m	MSW	4 kN・m	ML+Mm	4 kN・m
せん断	QL	1 kN	QL	1 kN	QL	1 kN
	QE	1 kN	QW	3 kN	Qm	3 kN
	QSE	2 kN	QSW	4 kN	QL+Qm	4 kN

軸力+曲げ	長期	$(N/A \cdot 1/\eta fk) + (M/Z \cdot 1/fb) =$	1.57 $\geq$ 1.00	NG
	地震時	$(75x1000/32400 \times 1/1.66) + (2x10^6/1296000 \times 1/17.8) =$	1.48 $\geq$ 1.00	NG
	暴風時	$(121x1000/32400 \times 1/1.66) + (4x10^6/1296000 \times 1/17.8) =$	2.42 $\geq$ 1.00	NG
	終局時	$(121.5x1000/32400 \times 1/2.48) + (3.5x10^6/1296000 \times 1/26.7) =$	1.61 $\geq$ 1.00	NG

せん断力	長期	$(Q/A \cdot 1/fs) =$	0.04 < 1.00	OK
	地震時	$(1x1000/32400 \times 1/1.4) =$	0.02 < 1.00	OK
	暴風時	$(4x1000/32400 \times 1/1.4) =$	0.09 < 1.00	OK
	終局時	$(3.5x1000/32400 \times 1/2.1) =$	0.05 < 1.00	OK



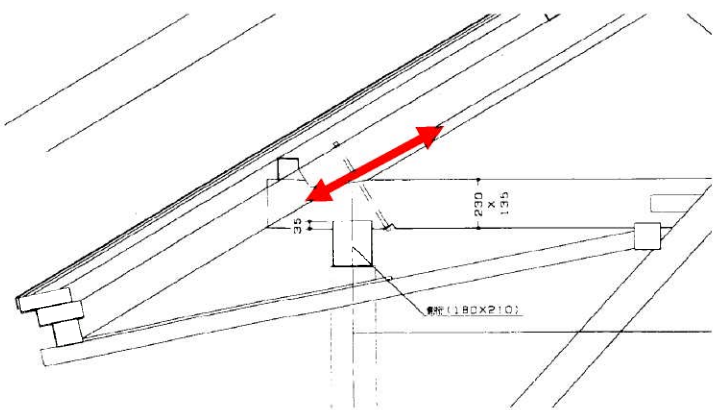
方杖の検討	Ds=	0.50				
断面	BxD=	60x145x2				
断面積	A=	8700 mm2				
断面 2 次半径	i=	60/√12=	17.32 mm			
断面係数	Z=	210250 mm3				
樹種	唐松					
許容応力度	Lfc=	7.59 N/mm2	Sfc=	13.80 N/mm2	Fc=	20.70 N/mm2
	Lfk=	0.38 N/mm2	Sfk=	0.69 N/mm2	Fk=	1.04 N/mm2
	Lft=	5.94 N/mm2	Sft=	10.80 N/mm2	Ft=	16.20 N/mm2
	Lfb=	9.79 N/mm2	Sfb=	17.80 N/mm2	Fb=	26.70 N/mm2
	Lfs=	0.77 N/mm2	Sfs=	1.40 N/mm2	Fs=	2.10 N/mm2
	E=	9000 N/mm2				

座屈長さ	lk=	2200x2=	4400 mm		
細長比	$\lambda = lk/i =$	254.0 >150	NG		
座屈低減係数	$\eta = (3000/\lambda^2) =$	0.05			
	Lfk= $\eta \cdot fc =$	0.38 N/mm2			
	Sfk=	0.69 N/mm2			
	Fk=	1.04 N/mm2			

軸力	NL	2 kN	NL	2 kN	NL	2 kN
	NE	34 kN	NW	73 kN	Nm	85 kN
	NSE	36 kN	NSW	75 kN	NL+Nm	87 kN
曲げ	ML	0 kN・m	ML	0 kN・m	ML	0 kN・m
	ME	0 kN・m	MW	0 kN・m	Mm	0 kN・m
	MSE	0 kN・m	MSW	0 kN・m	ML+Mm	0 kN・m
せん断	QL	0 kN	QL	0 kN	QL	0 kN
	QE	0 kN	QW	0 kN	Qm	0 kN
	QSE	0 kN	QSW	0 kN	QL+Qm	0 kN

軸力+曲げ	長期	$(N/A \cdot 1/\eta fk) + (M/Z \cdot 1/fb) =$	0.60 < 1.00	OK
	地震時	$(36x1000/8700 \times 1/0.69) + (0x10^6/210250 \times 1/17.8) =$	6.00 $\geq$ 1.00	NG
	暴風時	$(75x1000/8700 \times 1/0.69) + (0x10^6/210250 \times 1/17.8) =$	12.49 $\geq$ 1.00	NG
	終局時	$(87x1000/8700 \times 1/1.04) + (0x10^6/210250 \times 1/26.7) =$	9.62 $\geq$ 1.00	NG

せん断力	長期	$(Q/A \cdot 1/fs) =$	0.00 < 1.00	OK
	地震時	$(0x1000/8700 \times 1/1.4) =$	0.00 < 1.00	OK
	暴風時	$(0x1000/8700 \times 1/1.4) =$	0.00 < 1.00	OK
	終局時	$(0x1000/8700 \times 1/2.1) =$	0.00 < 1.00	OK



ボルトφ	20 (仮定)				
断面積	314 mm2				
せん断力					
長期	44 kN	$\sigma Ls =$	44x1000/314=	140 N/mm2 <	156 N/mm2 0.90 < 1.00 OK
地震時	75 kN	$\sigma SEs =$	75x1000/314=	239 N/mm2 >	235 N/mm2 1.02 $\geq$ 1.00 NG
暴風時	121 kN	$\sigma SWS =$	121x1000/314=	385 N/mm2 >	235 N/mm2 1.64 $\geq$ 1.00 NG
終局時	121.5 kN	$\sigma Sms =$	121.5x1000/314=	387 N/mm2 >	235 N/mm2 1.65 $\geq$ 1.00 NG