

2. 6. 2 一般区域に建つ木造の飼養施設(繋ぎ牛舎)

§1. 一般事項

1-1 建築概要

建築場所；北海道根室市（市街化区域外）

用途；乳牛舎（飼養施設）

規模；延床面積：388.80㎡

建築面積：388.80㎡

階数：地上1階（平屋建）

軒高：3.30m

最高高さ：4.92m

平均高さ：4.11m

最大柱間隔：6.60m

構造概要；構造種別：木造

工法：在来工法

基礎種別：直接基礎

仕上概要；屋根：長尺カラー鉄板（蟻掛葺）

外壁：角波カラー鉄板

腰：コンクリート打放し

天井：アルミ箔付、断熱発泡材

内壁：ポリプロピレン付、断熱発泡材

床：土間コンクリート押さえ

略図；別図参照

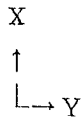
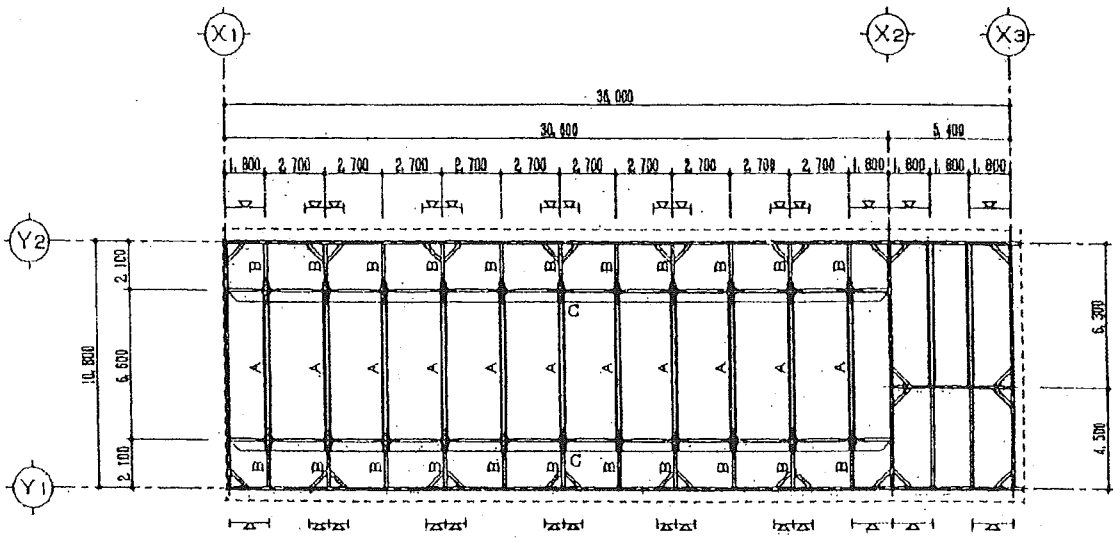
1-2 設計方針

(1) 準拠基準・指針及び参考文献

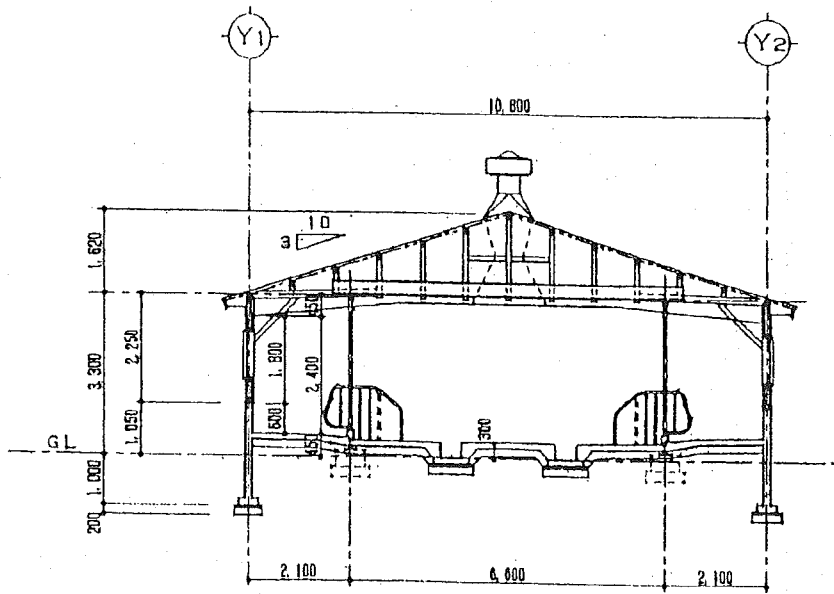
- ・ 建築基準法 同施行令
- ・ 畜舎関連告示 同解説
- ・ 木質構造設計規準 同解説

(2) 構造計画

- ・ 平成14年国土交通省告示第474号に定める「特定畜舎等建築物」に該当する畜舎として計算を行う。
- ・ 梁間方向（X方向）は牛床の割付に応じて支柱を建て、上部敷梁にて和小屋組を支持する。
- ・ 両端（外壁側）の柱は、方杖により和小屋組を支持し水平力を負担するものとする。
- ・ 桁行方向（Y方向）は、外壁を有する2列のみが筋かいを有する軸組として水平力を負担する。（風圧力・地震力に対する必要壁量を満足すればOKとする。）
- ・ 土台は、アンカーボルトにより、布基礎コンクリートに緊結する。
- ・ 牛床間の支柱は金属柱とするが、腐食に対する耐久性と牛床間仕切材（ストール）との接合性を考慮して、配管用炭素鋼鋼管（白SGP～JISG3452）を使用する。又、同基礎は土間コンクリートと一体型の独立基礎とする。



小屋伏図



軸組図

1-3 使用材料及び許容応力度

(1) 使用材料

コンクリート : Fc18
 鉄筋 : SD295A (D10, D13)
 鋼材 : SS400
 : SSC400
 木材 : えぞ松、とど松

(2) 許容応力度

(省略)

§ 2. 準備計算

2-1 仮定荷重及び外力

(1) 固定荷重 [D.L]

屋根～板金 (木下地共)	196N/m ²	} 392N/m ²	} 588N/m ² (60kg f / m ²)
天井～ボード類 (木下地共)	147N/m ²		
母屋	49N/m ²		
小屋組	196N/m ²		

外壁～板金 (木下地共)	147N/m ²	} 392N/m ²	} 40kg f / m ²
軸組	147N/m ²		
内壁～ボード類	98N/m ²		

(2) 積雪荷重 [S.L]

特定畜舎等建築物による積雪荷重を採用

$$S = \gamma \times d \times R_s \times \mu b$$

S : 屋根の積雪荷重 (N/m²)
 γ : 積雪の単位荷重 20N/m²/cm
 d : 垂直積雪量 65cm
 R_s : 特定畜舎等建築物の種類に応じた換算係数の飼養施設 0.82
 μ b : 1月と2月の冬季平均風速に応じた係数
 V=4.4m/s のため μ b = 0.62

$$S = 20 \times 65 \times 0.62 = 661 \text{N/m}^2 \text{ (67kg f / m}^2\text{)}$$

(3) 荷重一覧 (N/m²)

種別	屋根下地用	母屋用	梁・柱用	備考
D.L	196	392	588	
S.L	661	661	661	
T.L	857 ⇒860	1,053 ⇒1,055	1,249 ⇒1,250	積雪時

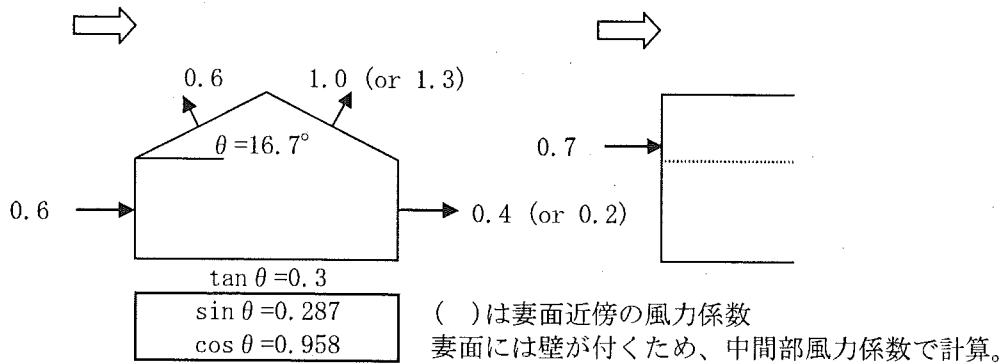
(4) 風荷重

$$q = 0.6 \times E \times (V_o \times R_w)^2 = 0.6 \times 1.106 \times (34 \times 0.90)^2 = 621 \text{N/m}^2$$

q : 速度圧
 V_o : 基準風速34m/s
 H : 屋根の平均高さ4.11m
 R_w : 特定畜舎等建築物の種類に応じた係数の飼養施設 0.90

$$E = E_r^2 \times G_f = 1.106 \quad H = 4.11 \text{m} > Z_b = 3 \text{m} \quad E_r = 1.7 \times (H/Z_g)^{-\alpha} = 0.665 \quad G_f = 2.50$$

地表面 粗度区分	Z _b (m)	Z _g (m)	α	G _f		
				H ≤ 10	10 < H < 40	H ≥ 40
III	3	450	0.2	2.5	直線補間	2.1



風力係数（畜舎関連告示・解説の別表3による。）

桁行方向2.7m当りの主架構応力算定用の風荷重は、中間部主フレームでは受圧面積を

$$\text{壁} \sim 2.25\text{m}/2 \times 2.7\text{m} = 3.04\text{m}^2$$

$$\text{屋根} \sim (5.4\text{m} + 0.5\text{m}) \times 1.044 \times 2.7\text{m} = 16.63\text{m}^2$$

とすれば

$$W_{sf1} + W_{sf4} = 3.04\text{m}^2 \times (0.7 + 0.4) \times 0.621 \rightarrow W = 2.077\text{KN}$$

$$W_{sf2} = 16.63\text{m}^2 \times (-0.6) \times 0.621 \rightarrow W = 1.778\text{KN}$$

$$\rightarrow W \uparrow = 5.936\text{KN}$$

$$W_{sf3} = 16.63\text{m}^2 \times (-1.0) \times 0.621 \rightarrow W = 2.964\text{KN}$$

$$\rightarrow W \uparrow = 9.893\text{KN}$$

$$\text{以上より } \Sigma W \rightarrow = 3.263\text{KN}$$

$$\Sigma W \uparrow = 15.829\text{KN}$$

桁行方向の必要壁量は、受圧見付面積に対し50cm/m²とする。

(5) 地震荷重

地震地域係数：Z=1.0

標準せん断力係数：C₀=0.2 $C=1.0 \times 0.2=0.2$

主架構算定用（桁行方向用2.7m当り）の地震荷重は、

$$\text{小屋組} \quad (10.8 + 0.5 \times 2) \times 2.7 \times 0.588 = 18.743\text{KN}$$

$$\text{外壁} \quad 2.25/2 \times 2.7 \times 0.392 \times 2\text{面} = 2.381\text{KN}$$

計 21.115KN

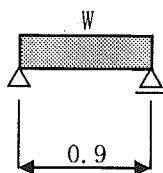
$$Q = 21.115 \times 0.2 = 4.223\text{KN}$$

桁行方向の必要壁量は、受圧見付面積に対し11cm/m²とする。

§3. 各部材の設計

3-1 小屋組

(1) タル木



$$L = 0.9\text{m} @ 0.455\text{m}$$

$$W = 0.455 \times 860 = 391\text{N/m}$$

$$s M = 391 \times 0.9 \times 0.9 \times 1/8 = 39.6\text{N}\cdot\text{m}$$

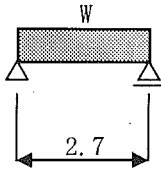
use 45×45 (Z=15.1cm³、I=34.1cm⁴)

$$s \sigma_b = 3,960/15.1 = 262\text{N/cm}^2$$

$$s \sigma_b / s f_b = 262/1480 = 0.18 < 1 \therefore \text{OK}$$

$$\delta = (5 \times 3.91 \times 90^4) / (384 \times 686,500 \times 34.1) = 0.14\text{cm} < L/200 \therefore \text{OK}$$

(2) 母屋

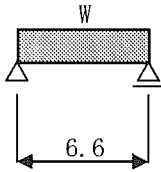


$L=2.7\text{m} @ 0.90\text{m}$
 $W=0.9 \times 1,055=950\text{N/m}$
 $sM=950 \times 2.7 \times 2.7 \times 1/8=866\text{N}\cdot\text{m}$

use 105×105 ($Z=192\text{cm}^3$ 、 $I=1,012\text{cm}^4$)

$s\sigma_b=86,600/192=451\text{N/cm}^2$
 $s\sigma_b/sf_b=451/1480=0.30 < 1 \therefore \text{OK}$
 $\delta=(5 \times 9.50 \times 270^4) / (384 \times 686,500 \times 1,012) = 0. \text{cm} < L/200 \therefore \text{OK}$

(3) 梁 (A)

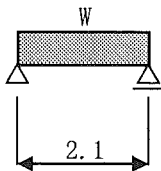


$L=6.6\text{m} @ 2.7\text{m}$
 $W=2.7 \times 1.250=3.38\text{KN/m}$
 $sM=3.38 \times 6.6 \times 6.6 \times 1/8=18.40\text{KN}\cdot\text{m}$

use J[-300×50×50×4.0 ($Z=222\text{cm}^3$ 、 $I=3,320\text{cm}^4$)

$\delta=(5 \times 33.8 \times 660^4) / (384 \times 20.6 \times 10^6 \times 3,320) = 1.22\text{cm} < L/300 \therefore \text{OK}$
 (備考) $s\sigma_b=1,840/222=8.3\text{KN/cm}^2 < sf_b$

(4) 梁 (B)



$L=2.1\text{m} @ 2.7\text{m}$
 $W=2.7 \times 1.250=3.38\text{KN/m}$
 $sM=3.38 \times 2.1 \times 2.1 \times 1/8=1.86\text{KN}\cdot\text{m}$

use 105×150 ($Z=393\text{cm}^3$ 、 $I=2,953\text{cm}^4$)

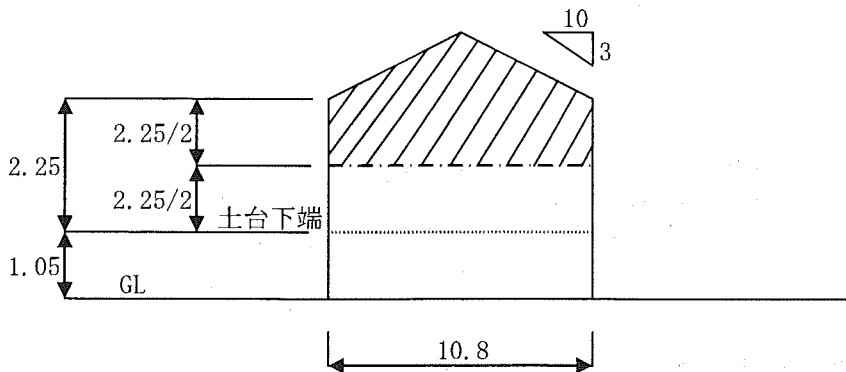
$\delta=(5 \times 33.8 \times 210^4) / (384 \times 686,500 \times 2,953) = 0\text{cm} < L/300 \therefore \text{OK}$
 (備考) $s\sigma_b=186,000/393=473\text{N/cm}^2 < sf_b$

(5) 敷梁 (C)

小屋組から荷重作用点と支柱による支点とが一致しているため、曲げ応力は存在しない。
 つまり、ツナギ材としての軸方向力のみに対応するため、計算を省略する。

3-2 軸組

(1) 桁行方向 (X方向) 壁量算定



風圧力に対する算定対象見付面積は上図斜線部より、

$W=10.8+\alpha \rightarrow 11.0\text{m}$

$H=2.25/2+5.4 \times 0.3/2+\alpha \rightarrow 2.0\text{m}$

$S=11.0\text{m} \times 2.0\text{m}=22.0\text{m}^2$

地震に対する床面積は、

$10.8\text{m} \times 36.06\text{m}=388.8\text{m}^2$

筋かい材 30×105

$\Sigma L=(1.8 \times 4+0.9 \times 10) \times 2\text{面} \times 1.5\text{倍}=48.6\text{m}$

壁量は、

対風圧 $\sim 48.6/22.0=2.21\text{m}^2/\text{m}^2 > 0.50\text{m}^2/\text{m}^2$
 対地震 $\sim 48.6/388.8=0.125\text{m}^2/\text{m}^2 > 0.11\text{m}^2/\text{m}^2 \quad \therefore \text{OK}$

(2) 梁間方向 (Y方向) 応力及び断面算定

2-1~(4) 及び (5) により、短期水平力は地震時で決定し、方杖を介して外壁付の柱が負担する。

(SGP支柱は鉛直荷重のみの負担とする。)

柱の小屋組負担面積 $(0.5+2.1/2) \times 2.7=4.19\text{m}^2$

常時 $LN=4.19 \times 0.588=2.464\text{KN}$

積雪時 $sN=4.19 \times 1.250=5.238\text{KN}$

地震時 $sN=2.464 \pm 4.223 \times 2.25/10.8=3.344\text{KN}$ 又は 1.584KN

地震時 $sM=4.223/2 \times 100=211.2\text{KN}\cdot\text{m}$

柱 use 105×150 ($A=157\text{cm}^2$ 、 $Z=393\text{cm}^3$)

$i_y=10.5/3.46=3.03$

$\lambda_y=(225-10)/3.03=71.0 \rightarrow \eta_y=0.60$

$i_x=15/3.46=4.34$

$\lambda_y=160/4.34=36.9 \rightarrow \eta_y=0.93$

積雪時

$s\sigma_c=5,238/(157 \times 0.60)=55.6\text{N}/\text{cm}^2$

$s\sigma_c/sf_c=55.6/1180=0.05 < 1 \quad \therefore \text{OK}$

地震時

$s\sigma_c=3,344/(157 \times 0.60)=35.5\text{N}/\text{cm}^2$

$s\sigma_b=211,200/393=537\text{N}/\text{cm}^2$

$s\sigma_c/sf_c+s\sigma_b/sf_b=35.5/1,180+537/1,480$
 $=0.03+0.36=0.39 \quad \therefore \text{OK}$

支柱の小屋組負担面積 $((2.1+6.65)/2) \times 2.7=11.75\text{m}^2$

常時 $LN=11.75 \times 588=6,909\text{N}$

積雪時 $sN=11.75 \times 1,250=14,687\text{N}$

応力は積雪時 (短期) で決定

支柱 use SGP65A ($A=9.513\text{cm}^2$ 、 $Z=16.3\text{cm}^3$ 、 $i=2.55\text{cm}$)

$L_k=310\text{cm}$

$\lambda=310/2.55=121.6 \rightarrow Lfc=6.31\text{KN}/\text{cm}^2$

$s\sigma_c=14,687/9.513=1,544\text{N}/\text{cm}^2$

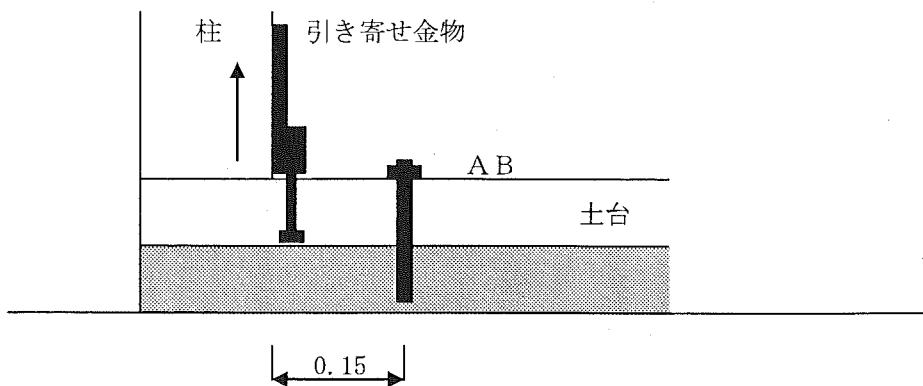
$s\sigma_c/sf_c=1,544/(6,310 \times 1.5)=0.16 < 1 \quad \therefore \text{OK}$

(3) 暴風時引抜力に対する検討

軸力 常時 $LN=2.464\text{KN}$

暴風時 $sN=2.464 \pm 3.263 \times 2.25/10.8=15.829/2$
 $=-4.771\text{KN}$ 又は -6.131KN

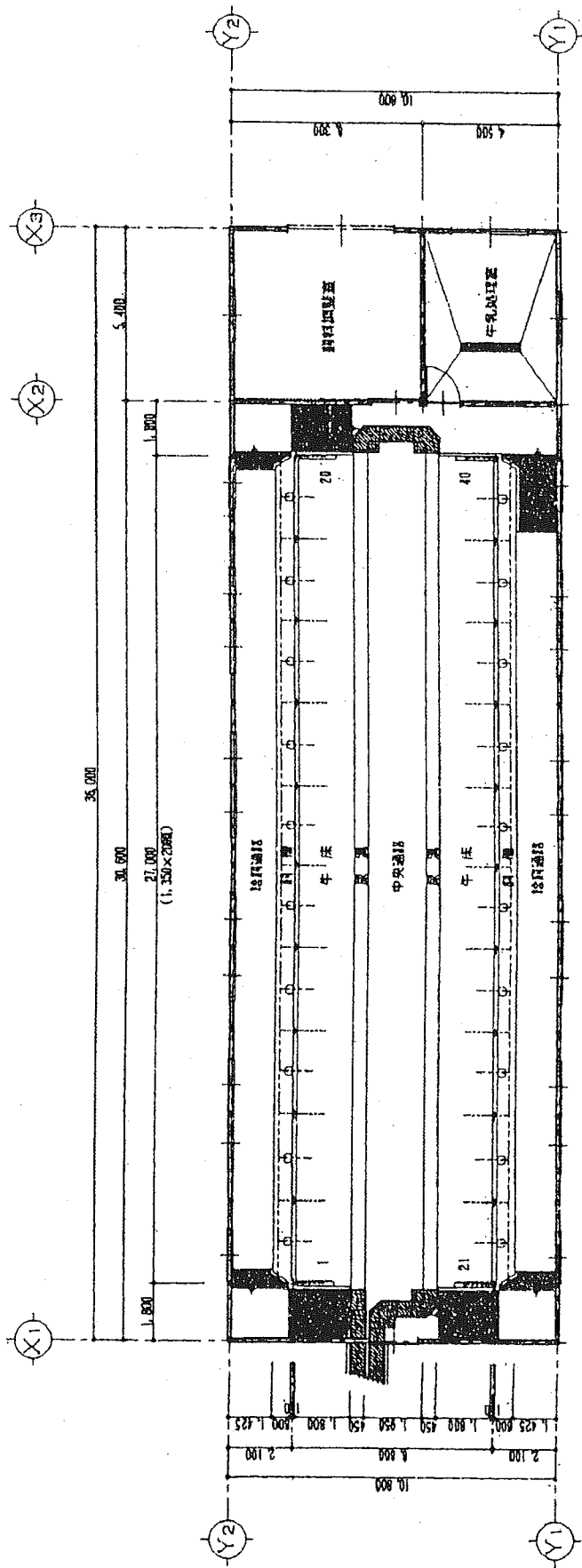
柱と土台の接合は、10KN用 引き寄せ金物 (ホールダウン) にて緊結する。



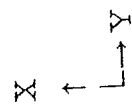
(4) 土台の設計及びアンカーボルトの設計

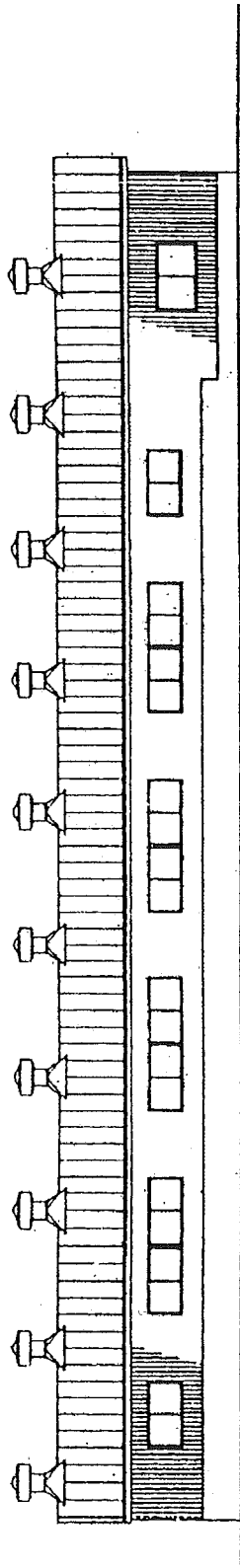
$$\begin{array}{l} \text{土台 use } 105 \times 105 \quad (Z=192\text{cm}^3) \\ \hline s M=6.131 \times 0.15=0.92\text{KN}\cdot\text{m} \\ s \sigma b=92,000/192=479\text{N}/\text{cm}^2 \\ s \sigma b / s f b=479/1480=0.32 < 1 \quad \therefore \text{OK} \\ \text{AB use } 13 \phi \quad (A=1.32\text{cm}^2) \\ \hline 1.32\text{cm}^2 \times 24\text{KN}=31.68\text{KN} > 6.131\text{KN} \quad \therefore \text{OK} \end{array}$$

§ 4. 基礎の設計
(省略)

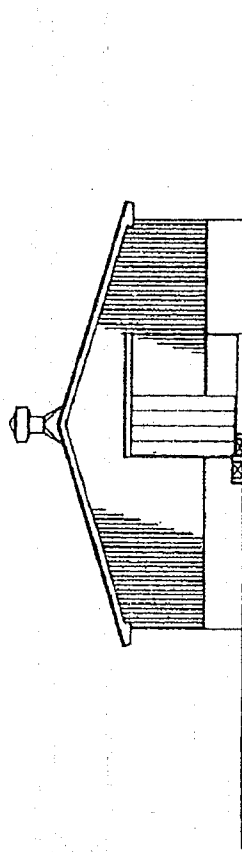


平面图

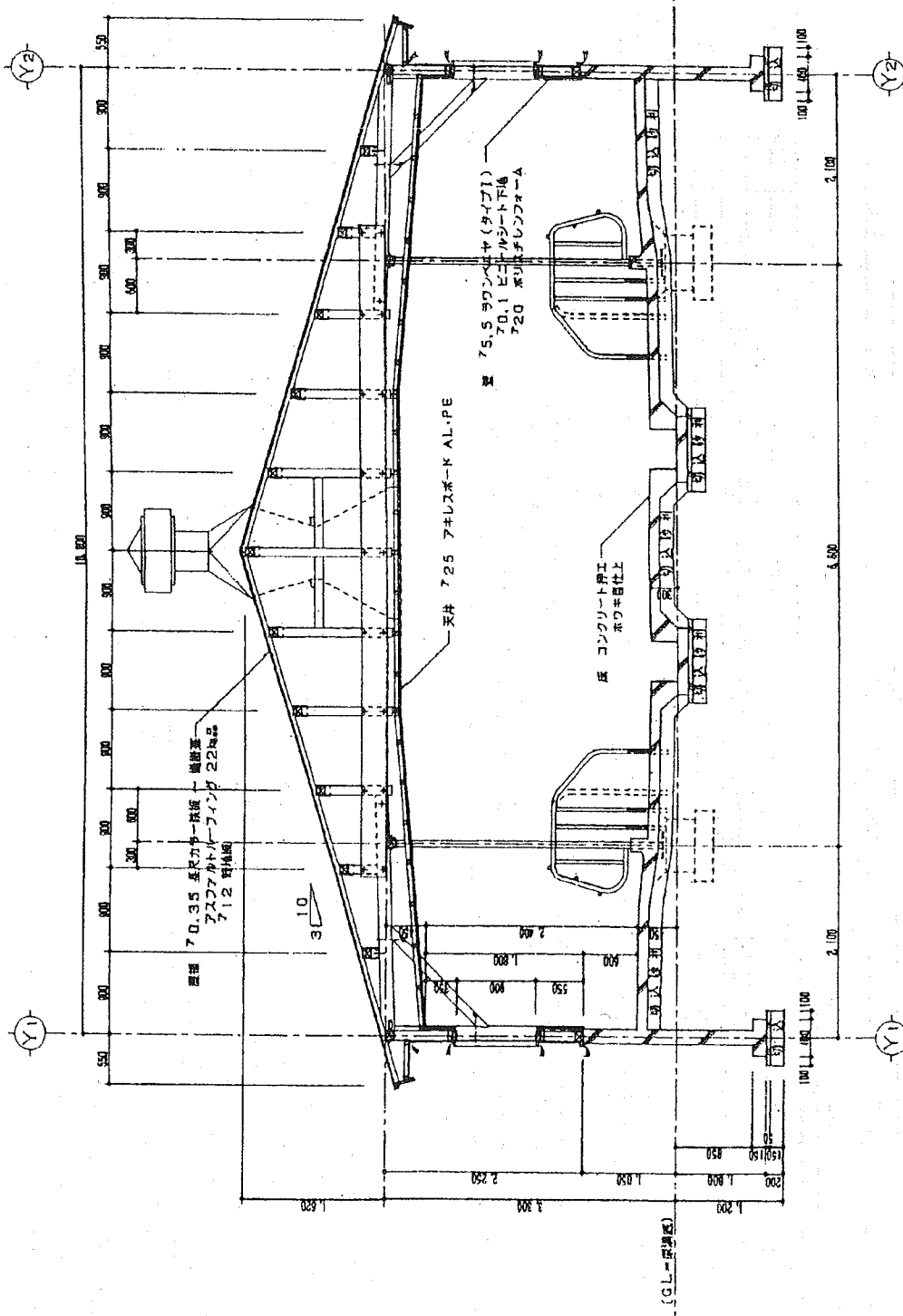




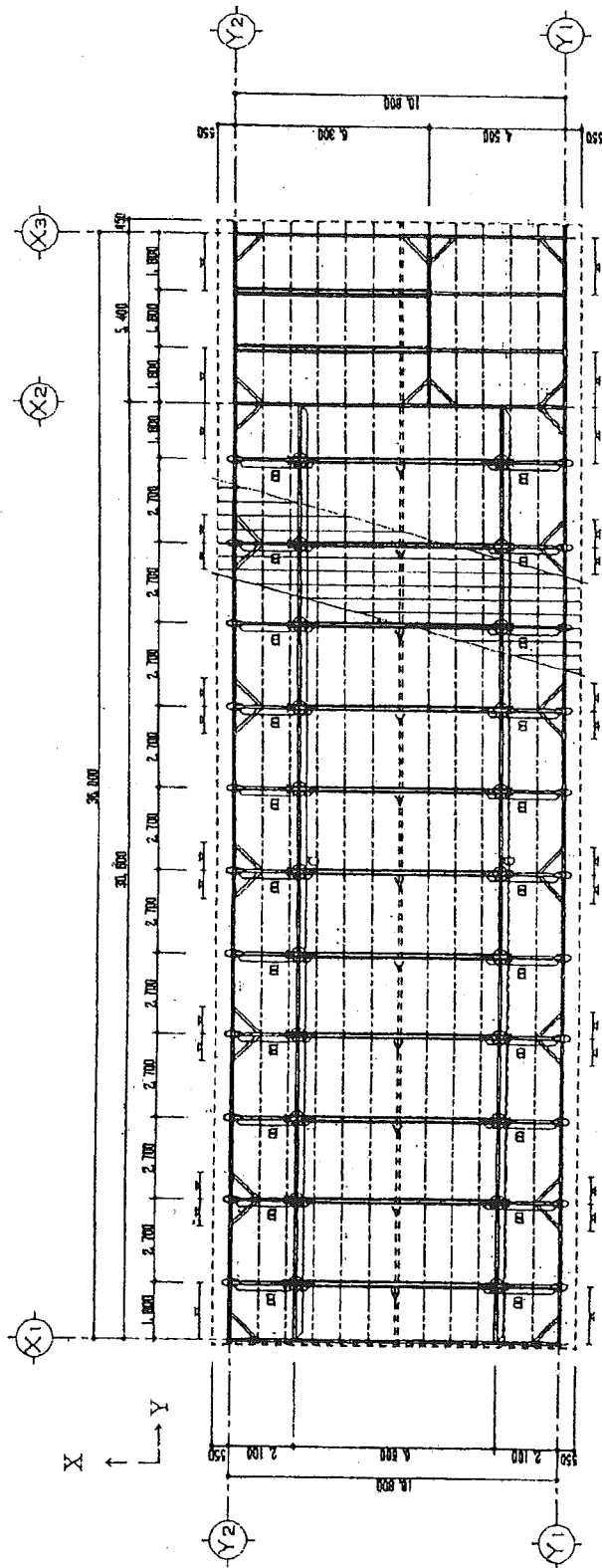
側立面図



表立面図



断面図



小屋伏図

部材リスト

土台	105 × 105	梁 A	Ⅱ-300 × 50 × 50 × 4.0	②2,700	桁	105 × 105
柱	105 × 105	梁 B	105 × 150	②2,700	剛梁	105 × 105
柱	105 × 150	梁 C	105 × 105		小屋梁	105 × 105
方柱	105 × 105				田尻・梁木	105 × 105
角柱	30 × 105				夕片木	45 × 45
梁筋道	30 × 105 (筋道ハ第四巻)	梁筋止	45 × 105	①1,800	野縁	45 × 45
梁筋	18 × 45	火打梁	105 × 105		吊木	30 × 36
支柱	SGP 65A				所木室	45 × 105
					小屋筋道	21 × 105
					梁筋道	21 × 105
						①1,800
						①1,800