

熊本市庁舎

構造計算書

A

棟 層 高

YAMASHITA ARCHITECTS&ENGINEERS, INC

株式会社 山下設計

熊本市庁舎

構造計算書

(A)

(目 次)

	頁
A-1 設計概要	1
A-2 仮定荷重・許容応力度	11
A-3 仮定断面	20
A-4 床版・小梁の設計	36
A-5 地震時応力	61
A-6 風圧力の検討	93
A-7 TL-スの設計	96
A-8 床版の剛性について	99
A-9 基礎の設計	104
A-10 雑設計	149

A-1 設計概要

第 2 章 構造設計概要書

目 次

§ 1. 建物概要

§ 2. 構造計画概要

2-1 設計方針

2-2 主体構造方式

2-3 耐震耐風設計方針

2-4 地盤および建物支持条件

§ 3. 構造設計概要

3-1 積載荷重・自重

3-2 材質と許容応力度

3-3 設計用層剪断力

3-4 地震時応力図

3-5 断面および主要仕口の設計

3-6 地震力による捩れの検討

3-7 引抜力に対する検討

3-8 風力に対する検討

3-9 床版の剛性について

§ 4. 主要部構造設計図

§ 1. 建物概要

建物名称	熊本市庁舎新築工事
用 途	市庁舎
所 在 地	熊本県熊本市手取本町 1-1
延 面 積	37,911.0 m^2 (申請高層棟部分 33,258.0 m^2)
基準階面積	1422.0 m^2
階 数	地上 15 階 地下 2 階
軒 高	62.1 m
最高高さ	63.5 m
基礎底深さ	GL-12.5 m
基準階階高	3.6 m
主体構造	地上 純鉄骨造 地下 鉄骨鉄筋コンクリート造及び 鉄筋コンクリート造

§ 2. 構造計画概要

2-1 設計方針

構造設計は「建築基準法・同施行令」、日本建築学会「高層建築技術指針」、「鋼構造計算規準・同解説」、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、「建築基礎構造計算規準・同解説」、「鋼構造塑性設計指針」、建設省建築研究所「新耐震設計法(案)」等、関連規準に準拠した。

本建物は地上15階・地下2階・高さ62.1mであり、市庁舎として利用される。地上部分は純鉄骨造であり、地下は鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄筋コンクリート造である。

設計用地震力は「新耐震設計法(案)」によった。

風圧力による検討は「建築物荷重規準案・同解説」によった。

鉄骨の部材は、局部座屈・横座屈等を防ぐために巾厚比・細長比等に充分注意し、降伏耐力に達したあとも変形能力が低下しないように設計した。

振動解析は、弾性応答時は入力波の最大速度を25cm/secとし、弾塑性応答時は40cm/secとし、変形・耐力等を検討し、安全性を確認した。

なお、応力解析・振動解析の使用計算機は当社のFacom 230-25で使用プログラムも当社で開発したものである。

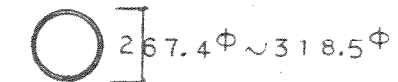
2-2 主体構造方式

(A) 骨組形式

地上階	純鉄骨造
地下1階	鉄骨鉄筋コンクリート造
地下2階	鉄筋コンクリート造
基礎	場所打ちコンクリート杭

(B) 耐震壁

地上 プレース(鋼管) STK 41, STK 50

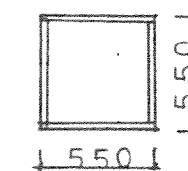


地下 鉄筋コンクリート造耐震壁

(C) 柱・梁断面材料

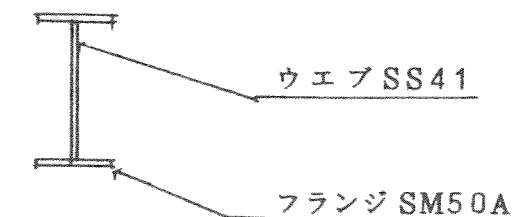
地上部分

柱 ボックス型 (主要断面)



SM50A
R-19~R-40

梁 ビルトアップ I 型



地下部分

- 柱 B 1 階柱は鉄骨鉄筋コンクリート造
鉄骨はボックス型
B 2 階柱は鉄筋コンクリート造
- 梁 1 階大梁は鉄骨鉄筋コンクリート造
鉄骨はビルトアップ I 型
B 1 階梁、B 2 階梁、地中梁は鉄筋コンクリート造

(D) 小 梁

- 2 階床以上 プレキャストコンクリート小梁
一部 鉄骨造小梁
- 1 階床以下 鉄筋コンクリート造小梁

(E) 床 版

- 2 階床以上 デッキプレート捨型枠による鉄筋
コンクリート
(軽量コンクリート使用)



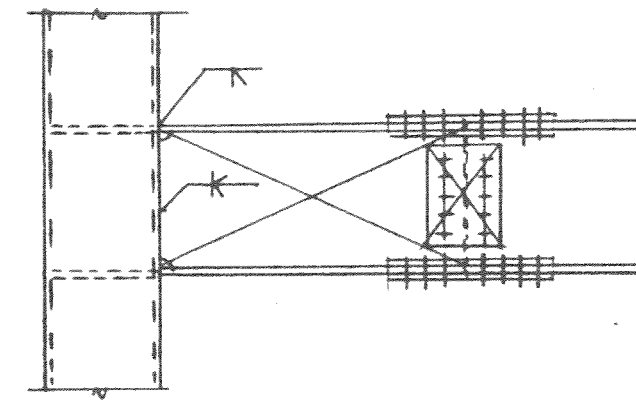
デッキプレート捨型枠

但し、屋上はデッキプレートを使用しない。

- 1 階床以下 鉄筋コンクリート造(普通コンクリート)

(F) 柱 梁 接 合 部

- 柱 と 梁 工場にてブラケットを取りつけ(溶接)、現場にて高力ボルトで接合(F10T $\mu=0.45$ 以上)



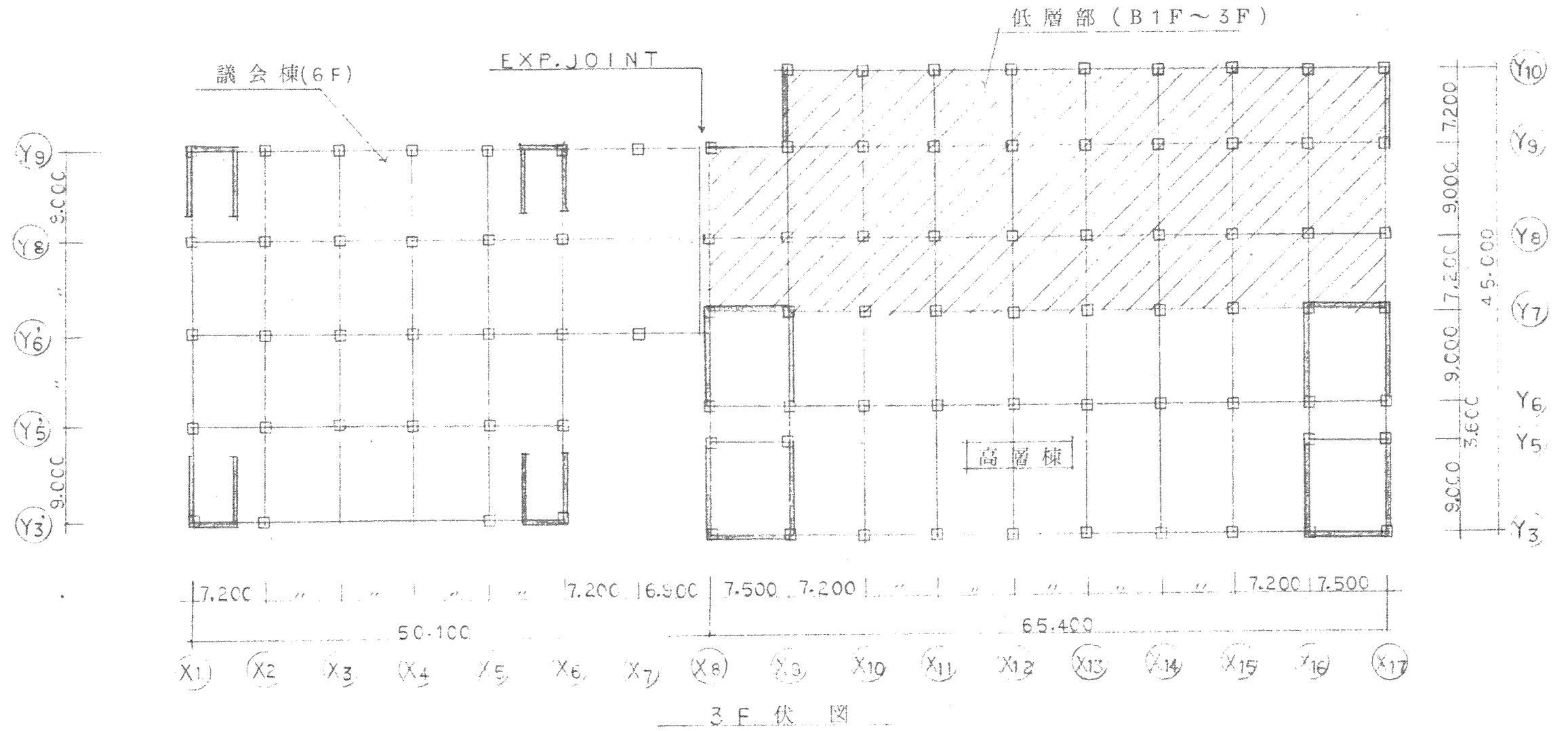
- 柱と柱 現場溶接
ブレース 現場溶接

(G) 非 耐 力 壁

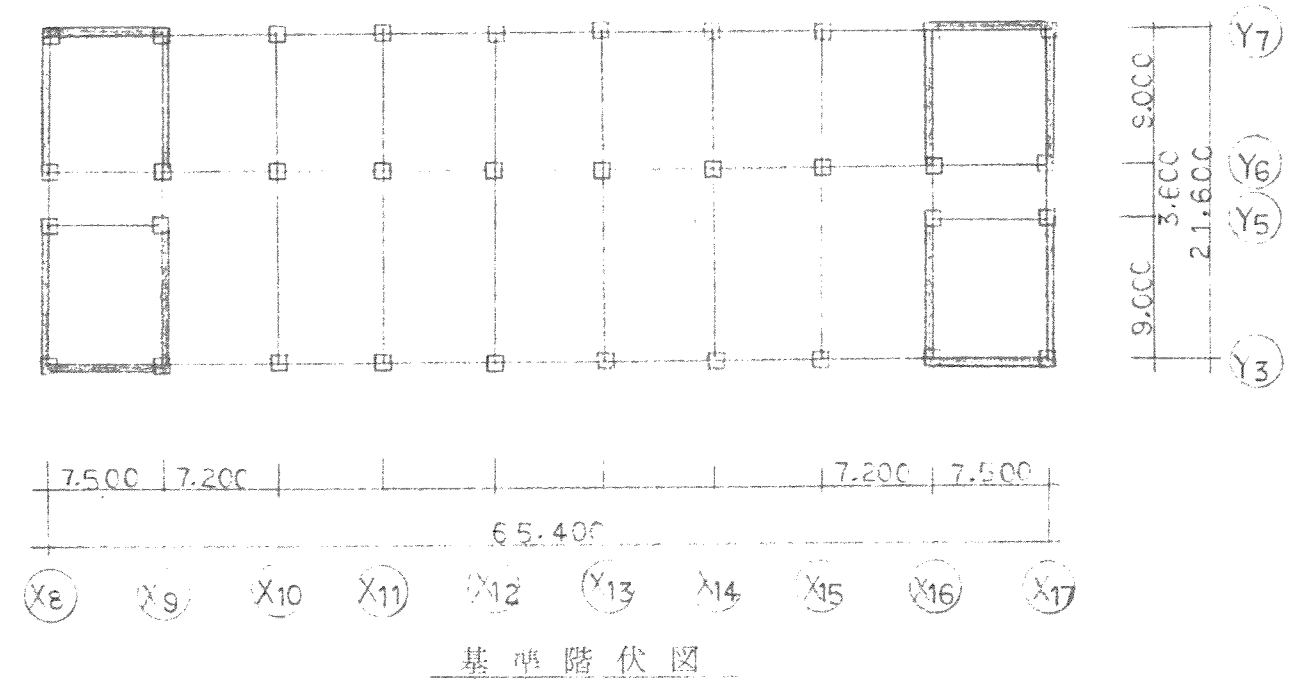
- 外 壁 プレキャストコンクリート板(軽量コンクリート)
下部固定、上部ローラーとする。
- 内 壁 A.L.C 版および軽量間仕切壁
いずれも構造体の変形の影響を受けないように取付ける。

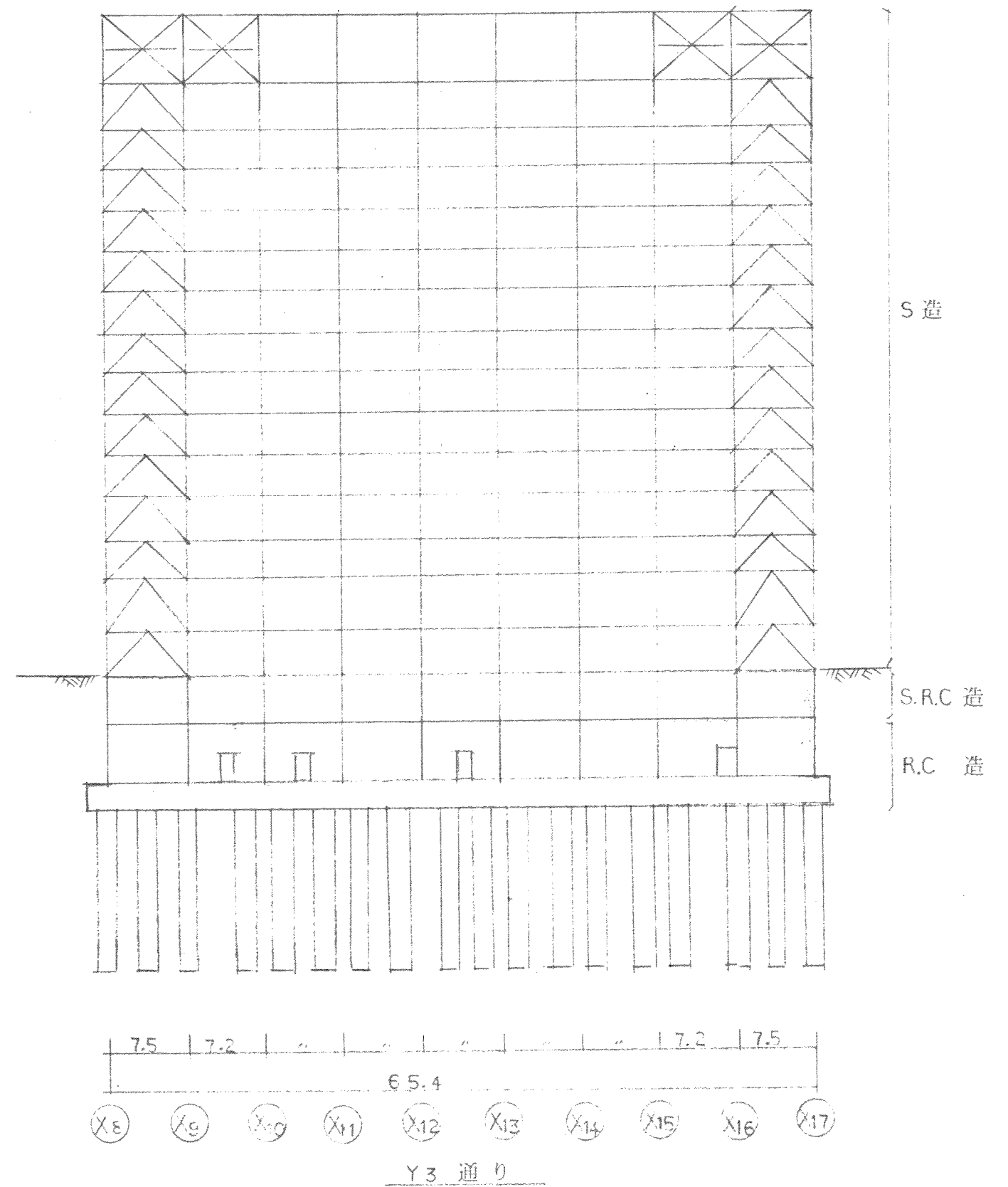
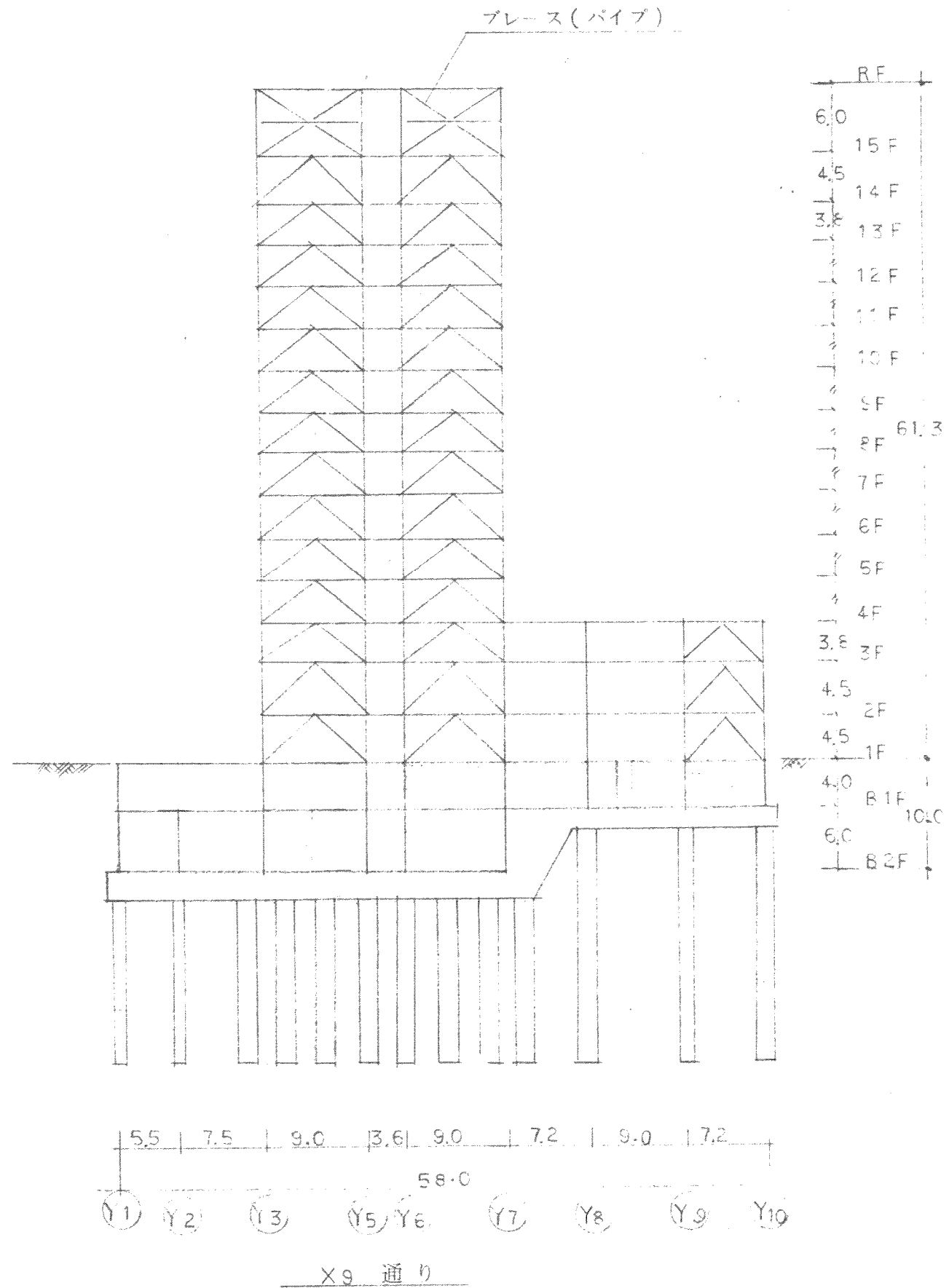
(H) 使用材料

- 鉄 骨 SM50A (柱・梁・フランジ)
SS41 (梁ウェブ)
- 鉄 筋 STK41 (鋼管)
STK50
SD35 (D19以上)
SD30 (D16以下)
- コンクリート 2 階以上の床版 軽量コンクリート (FC=210)
1 階床以下 普通コンクリート (FC=240)



(注) 議会棟は地上6階。鉄骨鉄筋コンクリート造(一部プレストレストコンクリート造)で、高層棟とはEXP JOINT を設けてある。





2-3 耐震・耐風設計方針

(A) 設計用地震力

設計用地震力は「新耐震設計法(案)」(建設省建築研究所)の設計区分ⅢBの一次設計による震度分布によつた。(但し、振動解析の結果一部修正した。)

ベースシャー係数 E_{CB_2} は、

$$E_{CB_2} = Z \times G_1(T) \times K_0$$

但し、 Z : 地域係数 $Z = 0.9$

$G_1(T)$: 地盤スペクトル係数 Ⅲ種地盤

$$T = 0.09N = 0.09 \times 15 = 1.35$$

(推定1次固有周期)

$$G_1(T) = \frac{0.96}{T} = \frac{0.96}{1.35} = 0.71$$

K_0 : 標準設計水平震度 0.2

$$E_{CB_2} = 0.9 \times 0.71 \times 0.2 = 0.128$$

振動解析の結果を参考にしてベースシャー係数は0.15とした。

(B) 振動解析

振動解析を行うに当つて、以下の目標を設定した。

弾性応答時(入力最大速度 25cm/sec)

建物は弾性限範囲にある。

層間変位は 1/200 以下とする。

弾塑性応答時(入力最大速度 40cm/sec)

応答は保有耐力以内にある。

層間変位は 1/100 以下とする。

塑性率は 20 以下とする。

採用地震波は以下の 4 波とする。

EL CENTRO 1940 (NS)

TAFT 1952 (EW)

TOKYO 101 1956 (NS)

TOKACHIOKI 1968 (NS)

(C) 風圧力の検討

風圧力の検討は、「建築物荷重規準案・同解説」によつた。

結果はいずれも地震力以下であるので水平応力としては地震力を求める。

2-4 地盤状況及び建物支持条件

(A) 地盤概要

当建設地は熊本城南方約350mに位置し、白川・緑川・坪井川等の大小河川による複合デルタで形成された沖積平野上にある。

土層順序は地表面下3.0m附近までは礫混りの軟弱なシルト層であり、GL-14.5m附近までは砂と砂礫の互層から成り、その下位に層厚3.0m内外のシルト層が分布する沖積層である。

更にGL-18.0m附近以深は玉石混りから粘土質の砂礫層であり、下位には凝灰角礫岩～安山岩質溶岩流と一連の洪積層がGL-50.0mまで確認され、GL-90.0m～100.0m附近まで続くものと推定される。

(B) 調査概要

当敷地内において6ヶ所のボーリング調査を実施し、うち5ヶ所で土質試験を実施し、横地盤載荷試験、現場透水試験、間隙水圧及び地下水位の測定等を行った。

更に、地盤の弾性波速度及び常時微動の測定解析を実施した。

(C) 建物支持条件

建物の支持層としてはGL-20.0m以深にあるN値50以上（一部N値40内外を示す）の強固な砂礫層を選び杭基礎（場所打コンクリート杭・ベント工法）で支持させた。

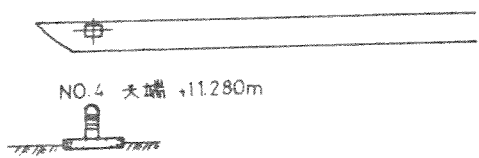
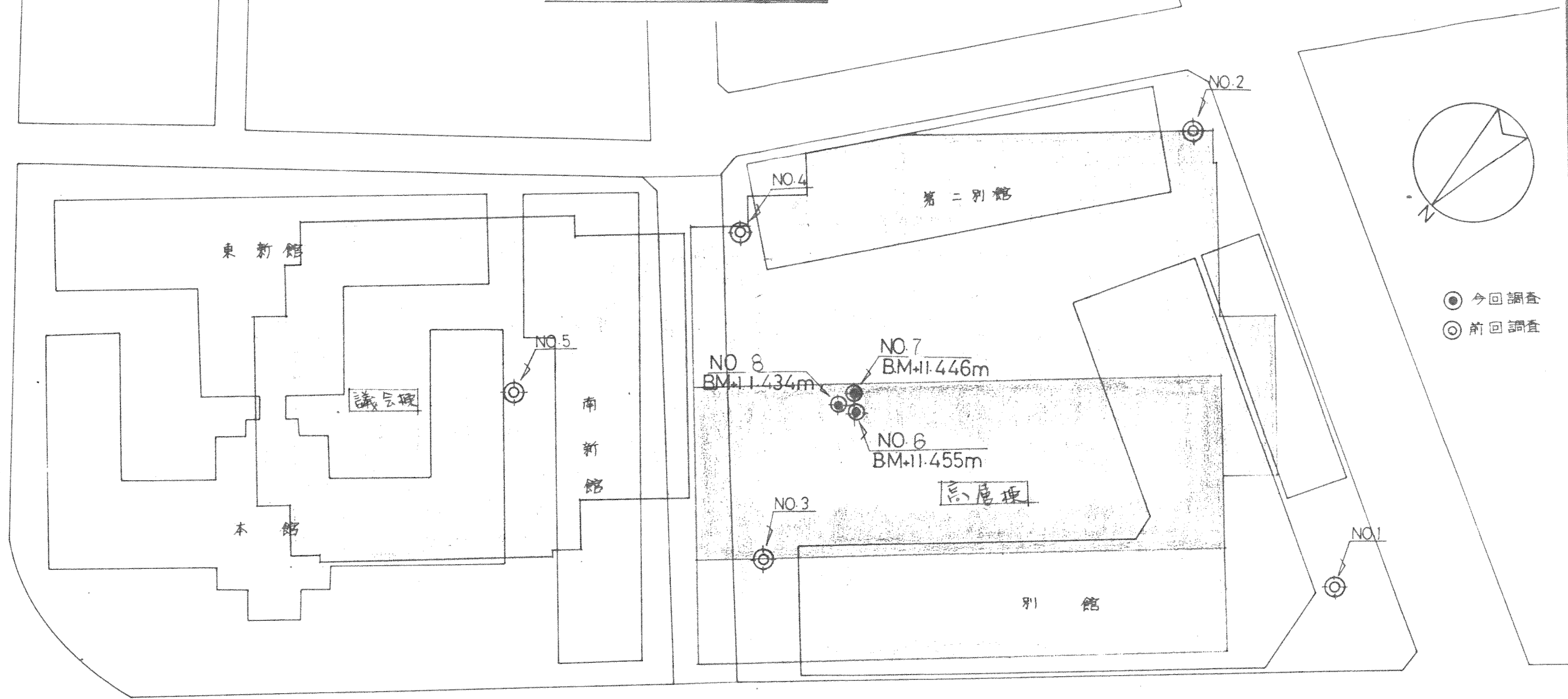
杭の設計用長期許容支持力は地盤調査結果及び他の資料により杭径100φで200t/本を採用した。

(D) 設計用地下水位

地盤調査結果から設計用地下水位をGL-4.0mに設定した。

次頁に地層の概略と杭位置を示す。

調査地点位置図



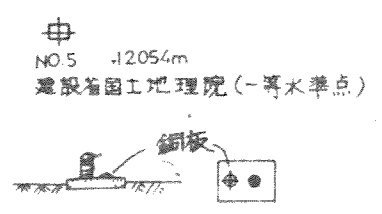
旧国道3号線



市電

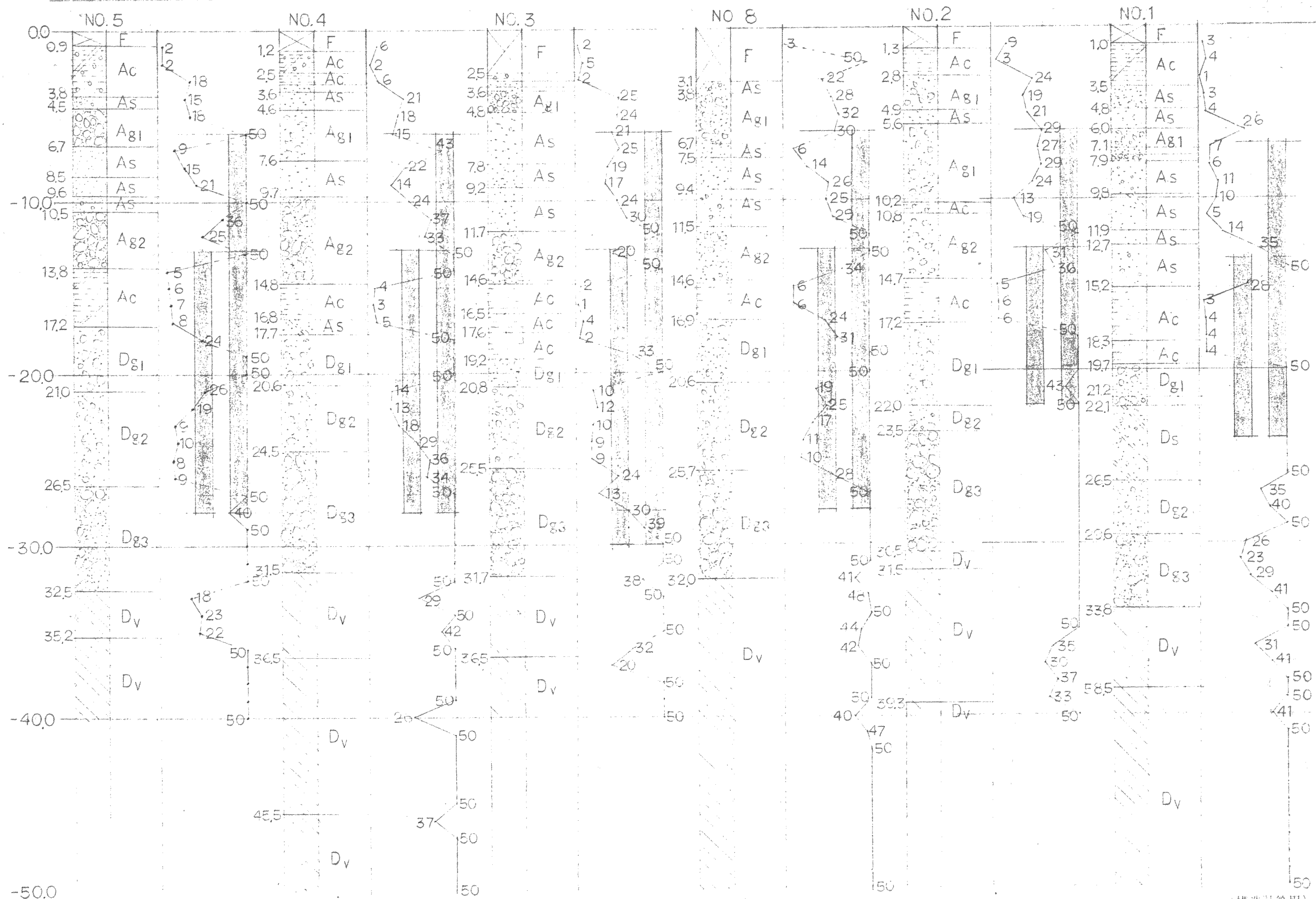
(注) 本館、東新館、南新館、別館、第二別館は全2階まで
議会議場、高層棟は新築する。

坪井川



件名	熊本市庁舎新築工事に伴う地盤調査 及常時微動弾性波測定孔掘削		
申請地	熊本県熊本市手取本町1-1他		
図面名称	調査地点位置図	縮尺	1:500
作成年月日	53年8月	日	尺

圖- 地質構成, N值並は杭先端位置



A-2 仮定荷重・許容応力度

§3 構造設計概要

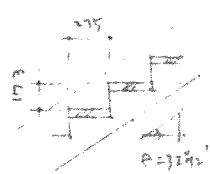
3-1 積載荷重・自重

3-1-1 床荷重。

単位: kg/m²

名称	内訳	床・小梁	骨組	地震
屋根	豆砂利コンクリート (80) 184 アスファルト防水 (10) 15 スタイロホ-ル (25) 1 スラブ(軽コン) (120) 240 岩綿吹付 (150) 15	460 180 640	460 130 590	460 60 520
(R)	455 → 460			
水槽室 (屋根)	豆砂利コンクリート (80) 184 アスファルト防水 (10) 15 スラブ(軽コン) (150) 300 天井 30	水槽(自重) 39.0 架台等 10.0 530 1500	530 1200 1730	530 1000 1530
(M15)	529 → 530	2030	1730	1530
EV 機械室	軽コン (100) 190 スラブ(軽コン) (128.5) 257 天井 30	EVの重量 $20.5 \times 4.5 = 92.25$ 床と天井間 $2.5 \times 4.5 = 11.25$ $L.L. = \frac{10.0}{92.25+11.25} = 0.15 \rightarrow 0.20$ 480 400 880	480 300 780	480 200 680
(M15)	$477 \rightarrow 480$ $75.0 + \frac{88+118}{2} \times \frac{75}{210} = 128.5$			(但しEV重量は含まず)
設備 機械室	モルタル仕上 (30) 60 軽コン (120) 228 スラブ(普通コン) (150) 360 天井 50	機器重量 計 92.5 (+V合) $L.L. = \frac{83.5}{28.8+92.5} = 0.135 \rightarrow 0.20$ 700 500 1200	700 400 1100	700 200 900
(15)	698 → 700			
C.T置場 (屋根)	豆砂利コンクリート (150) 345 スタイロホ-ル (25) 1 アスファルト防水 (10) 15 スラブ(普通コン) (150) 360 天井 50	C.T重量 $7.0 \times 5 = 35.0$ $+V$ $9.7 \times 5 = 48.5$ $L.L. = \frac{83.5}{21.6+77.2} = 0.18 \rightarrow 0.20$ 770 500 1270	770 400 1170	770 220 990
(15)	771 → 770	1270	1170	990

名称	内訳	床・小梁	骨組	地震
大会議室 研修室 特別食堂 (14)	パイル點 (3) 6 スラブ(軽コン) (128.5) 257 ティキプレート (12) 15 天井 30	310 360 670	310 330 640	310 210 520
	308 → 310			
厨房	パイル點 (F地裏) (107) 100 軽コン (100) 170 アスファルト防水 (107) 15 スラブ(軽コン) (128.5) 257 天井 30	590 700 1290	590 500 1090	590 400 990
(14)	592 → 590			
事務室	パイル點 (3) 6 スラブ(軽コン) (128.5) 257 ティキプレート (12) 15 天井 30	310 300 610	310 180 490	310 80 390
	308 → 310			
屋上 (庭園)	客土 (400) 720 石少利 (100) 230 豆砂利コンクリート (80) 184 アスファルト防水 (10) 15 スラブ(軽コン) (150) 300 天井 30	1480 100 1580	1480 60 1540	1480 30 1510
(4)	1479 → 1480			
型算機室 電話交換	フリーアクセス 40 スラブ(軽コン) 257 ティキ 15 天井 30	350 500 850	350 250 600	350 130 480
(3)	342 → 350			
倉庫	パイル點 (3) 6 スラブ(軽コン) (128.5) 257 ティキプレート (12) 15 天井 30	310 700 1010	310 500 810	310 300 610
	308 → 310			

名 称	内 容		床・小梁	骨組	地盤
書庫 (2F以上)	タイル貼 (3)	6			
	スラブ (軽コン) (128.5)	257	310	310	310
	デッキプレート (112)	15	600	300	400
	天井	30	910	810	710
	308 → 210				
便所 (2F)	モルタルタイル貼 (35)	70			
	軽コン (100)	190			
	アスファルト防水 (110)	15	560	560	560
	スラブ (軽コン) (128.5)	257	180	130	60
	天井	30	740	690	620
	562 → 560				
DS.Ps (1~15F)	スラブ (軽コン) (128.5)	257	260	260	260
		257 → 260	200	150	50
			460	410	310
階段 (1~15F)	 ＜上部＞ タイル (3) $6 \times \frac{448}{274} = 10$ 軽コン (50) 115 R-45 $25.33 \times \frac{448}{274} = 64$ 天井 R-14 $\times 300 = 42$ $\frac{125.6 \times 0.3 \times 2}{1.65 \times 1.05} = 54$ 天井 $\frac{20}{1.05} = 24$ 267 ＜踊り場＞ タイル (3) 6 軽コン (128.5) 296 デッキ 15 天井 20 306 → 210 277 階段室 平均DL12 $267 \times 275 + 277 \times 347 = 6,22$ $306 \rightarrow 210$		＜3F~15F＞ 310 310 310 300 180 80 610 490 390 ＜1F~2F＞ 310 310 310 360 330 210 670 640 520		
便所 湯沸室 (3~15F)	ロンリ-貼 (2)	6			
	スラブ (軽コン) (128.5)	257			
	デッキプレート	15			
	天井	30	310	310	310
	308 → 210		180	130	60
			490	440	270

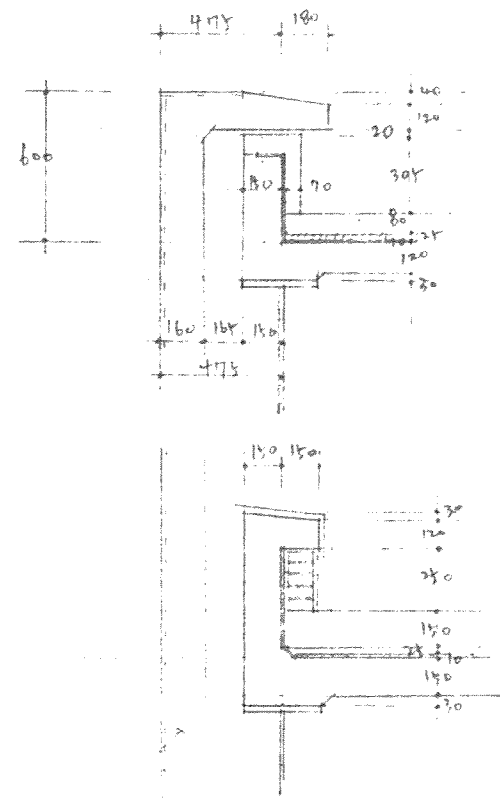
名称	内 容	床・小梁	骨組	地盤
屋上 (1F置場) (2F)	豆砂利コンクリート (100) 230 アスファルト防水 (10) 15 スラブ(軽コン) (150) 300 天井 30 $575 \rightarrow 580$	580 600 1180	580 500 1080	57.4 57.4 480 400 980
水槽室 (8F)	モルタル (30) 60 軽コン (100) 190 アスファルト防水 15 スラブ(軽コン) (128.5) 257 天井 30 $552 \rightarrow 550$	550 2200 2750	550 2000 2550	48.6 48.6 1850 2400
2階 ロビー (2F)	タイル貼 (2) 6 スラブ(軽コン) (128.5) 257 テンキプレート 15 天井 30 $308 \rightarrow 310$	310 360 670	310 330 640	310 210 520
テラス (2F)	磁器タイル (50) 100 豆砂利コンクリート (100) 230 アスファルト防水 15 スラブ(軽コン) (128.5) 257 テンキプレート 15 天井 30 $647 \rightarrow 650$	650 360 1010	650 330 980	650 210 860
バルコニー	$\textcircled{1}$ タイル貼 (128.5) (40) 80 スラブ(軽コン) (104.4) 209 テンキプレート 15 天井 30 354×1.55 $80 + \frac{110.49}{2} \times 50 \div 204.7 = 104.4$ $\textcircled{2}$ 軽コン $360 \times 0.67 = 223$ タイル $40 \times 0.20 = 8$ $\textcircled{3}$ 4-300 $\times 150$ $40 \times 3 = 120$ " $40 \times \frac{20}{0.6} = 22$ タイル $30 \times 1.1 = 33$	518 406 300 1280 231 406 175	518 406 180 1140 231 406 175	518 406 80 1020

市民課	パイル貼 (F地芝) (30) 60 軽コン (160) 114 スラブ (普コン) (150) 360 天井 30 564 → 7570	570	570	570
(1F)		300	180	80
		870	750	650
書庫 台帳	同上	570	570	570
(1F)		800	550	400
		1370	1120	970
指定金融 機関	パイル貼 (F地芝) (30) 60 軽コン (170) 323 スラブ (普コン) (150) 360 天井 30 773 → 780	780	780	780
(1F)		500	400	300
		1280	1180	1080
エントランス ホール	磁器タイル (50) 100 軽コン (150) 385 スラブ (普コン) (150) 360 天井 (トリソール) 33 778 → 780	780	780	780
(1F)		360	330	210
		1140	1110	990
エントランス	磁器タイル (50) 100 豆砂利コンクリート (80) 184 アスファルト防氷 15 均しモルタル (15) 30 スラブ (150) 360 天井 (トリソール) 33 722 → 720	720	720	720
(1F)		360	330	210
		1080	1050	930
車寄せ	アスコン (100) 230 豆砂利コン (100) 240 アスファルト防氷 (10) 15 均しモルタル (15) 30 スラブ (150) 360 天井 (トリソール) (150) 33 908 → 910	910	910	910
(1F)		550	400	200
		1460	1310	1110

車庫	豆砂利コンクリート (100) 240 アスファルト防氷 15 均しモルタル (15) 30 スラブ (150) 360 天井 30 675 → 680	680	680	680
(B1F)		550	400	200
		1230	1080	880
中会議室 入札室	パイル貼 (30) 60 スラブ (150) 360 天井 30 450	450	450	450
(B1F)		360	330	210
		810	780	660
食堂 売店 理容室	同上	450	450	450
(B1F)		300	240	130
		750	690	580
厨房	磁器タイル (50) 100 軽コン (200) 380 スラブ (150) 360 840	840	840	840
(B1F)		600	400	200
		1440	1240	1040
倉庫	モルタル (30) 60 スラブ (150) 360 天井 (吊钩) 30 450	450	450	450
(B1F)		700	500	300
		1150	950	750
便所	モルタル (35) 70 軽コン (100) 190 アスファルト防氷 15 均しモルタル (15) 30 スラブ (150) 360 天井 30 675 → 700	700	700	700
(1~B1F)		180	130	60
		880	830	760

防犯カメラ	天井 車コン スラフ 天井	(30) (170) (150) 30	60 323 360 30	780 400 1180	780 300 1080	780 200 980
			773 → 780			
電気室 機械室	モルタル 車コン スラフ	(30) (220) (150)	60 418 360	840 600 1440	840 450 1290	840 250 1090
			838 → 840			

$\langle 11^257^071 \rangle$

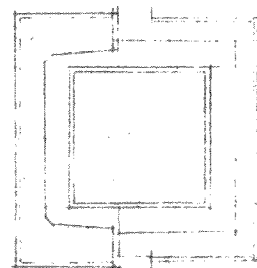


押入 プレキャスト $0.455 \times 0.07 \times 2.4 = 0.0077$
 立上り コンクリート $0.500 \times 0.15 \times 2.0 = 0.150$ $0.227 \rightarrow 0.23$
 外装 プレコン $1.045 \times 0.16 \times 2.1 = 0.368$
 $0.595 \rightarrow 0.60\%$

$$0.39t \rightarrow 0.40 + 1\%$$

70227
(r=2.1)

〈柱〉



外装 7x20x2	$(0,2 \times 0,4 + 0,15 \times 0,3 \times 2) \times 2,1$	$= 0,440$
ALC 01100	$1,5 \times 0,1 \times 0,65$	$= 0,098$
内装 仕上	$1,75 \times 0,03$	$= 0,052$
		0,59
鉄骨 D-500x25		0,41
		1,00 + /-

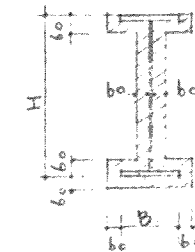
(外装 7.6342板)

③ 160 $0.16 \times 2.1 = 0.336 \rightarrow 0.34 \text{ } ^{+}/_{-}$

3-1-2 目録

大梁与重

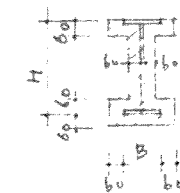
2階以上



部 材	鉄骨自重	耐圧被覆	大梁自重 kg/m
H-1000×300×16×25	237	54	291
H-850×300×12×28	207	49	256
H-850×300×12×25	193	49	242
H-850×300×12×22	180	49	229
H-600×300×12×22	156	40	196

小梁白聖

2階以上

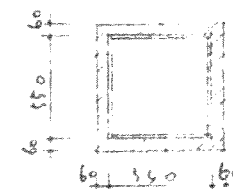


$4 - 500 \times 200 \times 10 \times 16$	90	$(37) + (28)$	115
$4 - 250 \times 125 \times 6 \times 9$	30	18	48

$$0.32 \times 0.50 \times 2400 = 384 - 20.390$$

柱自重

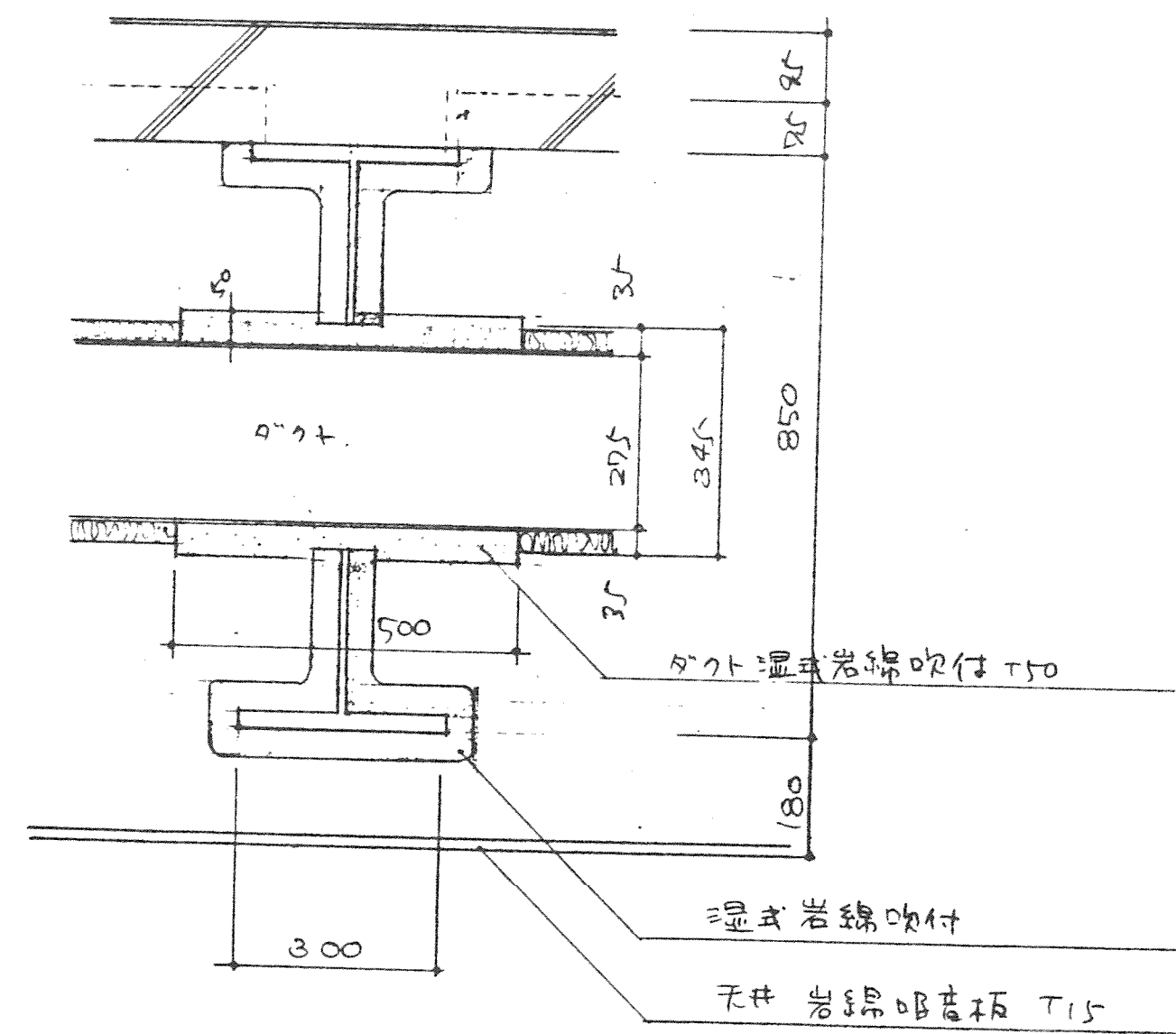
1階以上



$\square - 550 \times 25$	412	44	456
---------------------------	-----	----	-----

熊本市庁舎 実施設計

1 構造 鉄骨耐火被覆

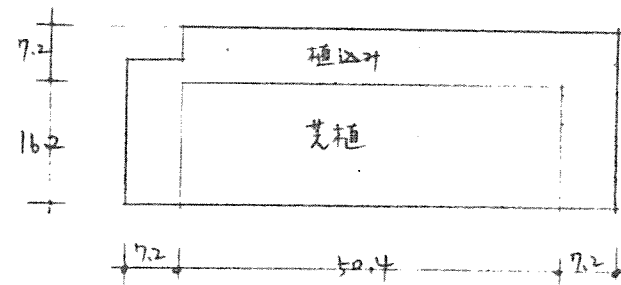


階	梁	柱
15F	湿式岩綿吹付 T25	T30(T25)
14F	T20	T14
13F	"	"
12F	"	"
11	湿式岩綿吹付 T35	T40(T40)
10	T14	"
9	"	"
8	"	"
7	"	"
6	"	"
5	"	"
4	"	"
3	"	"
2	"	"
1	湿式岩綿吹付 T45	T50(T45)
B1	5SRC	T60
B2	SRC	

(1) 14F
石綿耐火
被覆材
の場合

$\gamma = 0.32 \times 1.2$

4階 庭園 の重量軽減



植込外 $A = (64.8 + 16.2 \times 2) \times 7.2 - 7.2 \times 4.2 = 669.6 \text{ m}^2$

地震重量

植込外 $A = (64.8 + 32.4 - 4.2) \times 7.2 = 669.6 \text{ m}^2$

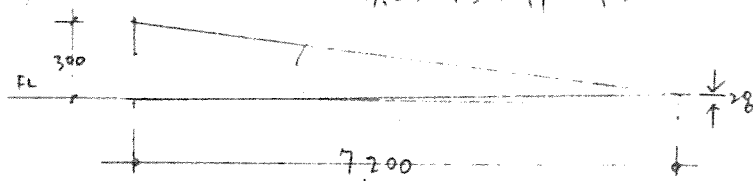
$W = 669.6 \times 1.51 = 1011.1$

芝植 $A = 50.4 \times 16.2 = 816.5 \text{ m}^2$

$W = 816.5 \times 0.710 = 579.7$

屋根勾配の軽コン

$7.2 \times 0.15 \times 1.9 = 2.0$



$W = 2.0 \times 64.8 = 129.6$
1723.8

$\therefore 2244.0 - 1723.8 = 520.2 \text{ 減}$

植込外

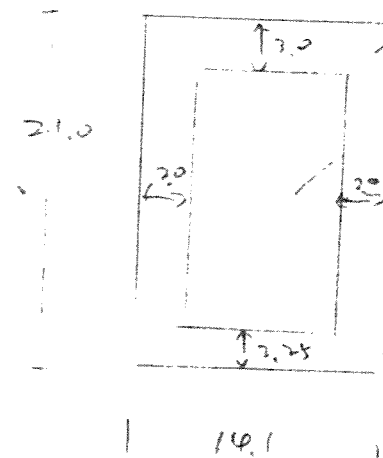
客土	(400)	720
砂利	(100)	230
豆砂利コンクリート	(80)	184
アスファルト防汚水	(10)	15
スラブ(軽コン)	(150)	300
天井		30
		1480

S.B	4	E
1480	1480	1480
100	60	30
1580	1540	1510

芝植

グリーンブロック	(64)	115
豆砂利コンクリート	(80)	184
アスファルト防汚水	(10)	15
スラブ(軽コン)	(150)	300
天井		30
		650

S.B	4	E
650	650	650
180	130	60
830	780	710



$137.0 \text{ m}^2 \times 1.51 = 206.9 \text{ t}$

$296.1 - 137.0 = 159.1 \text{ m}^2 \times 0.71 = 113.0 \text{ t}$

3-2 材質と許容応力度

(1) コンクリート及び鉄筋の許容応力度 (Kg/cm^2) 注) C - 普通コンクリート
LC - 軽量コンクリート

材 種		長 期			短 期			備 考
		引 張	圧 縮	せん断(補強)	引 張	圧 縮	せん断(補強)	
コンクリート	C 210	—	70	7	—	140	105	
	LC 210	—	70	6.3	—	140	9.45	
鉄 筋	SD 35	2200	2200	2000	3500	3500	3000	D25~D19
	SD 30	2000	2000	2000	3000	3000	3000	D16~D10

(2) 鋼材のコンクリートに対する許容付着応力度 (Kg/cm^2)

材 種		長 期			短 期			備 考
		上は筋	その他の鉄筋	定着・継手	上は筋	その他の鉄筋	定着・継手	
鉄 筋	SD30, SD35	14	21	(1) 14	21	31.5	(1) 21	
鉄 骨	SS41, SM50A	—	(2) 4.2	—	—	(2) 6.3	—	

注) (1) 割裂面破壊のおそれのない仕口部(大梁鉄筋の柱への定着, 小梁鉄筋の大梁への定着)への定着は、上記値の1.5倍とする。

(2) コンクリート打込み時の下面及びコンクリートの充てんしにくい部分を除いた付着面積を対象とする。

(3) 鋼材の許容応力度 (t/cm^2)

材 種	長 期						短 期	備 考
	張 引	圧 縮	曲 げ	せん断	側 圧	接 触		
SM50A	2.2	2.2	2.2	1.27	4.13	6.27	[長期] × 1.5	
SS41	1.6	1.6	1.6	0.9	3.0	4.56		
中ボルト	1.0			0.9				

(4) 溶接継目の許容応力度 (t/cm^2)

材 種	長 期					短 期	備 考
	引 張	圧 縮	曲 げ	せん断	すみ肉		
SM50A	2.2	2.2	2.2	1.27	1.27	(長期) × 1.5	
SS41	1.4	1.4	1.4	0.8	0.8		

(5) 高力ボルトの許容耐力 [t/本] [F10T $\mu=0.45$]

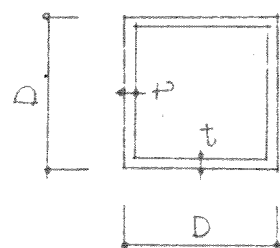
種 別	長 期		短 期
	一面摩擦	二面摩擦	
M 16	3.02	6.03	(長期) × 1.5
M 20	4.71	9.42	
M 22	5.70	11.4	
M 24	6.78	13.6	

A-3 仮定断面

断面性能表

柱

D mm	t mm	A cm ²	W kg/m	I cm ⁴	λ cm	Z cm ³
550	19	404.0	317.0	1.90×10^5	21.7	6.91×10^3
"	22	465.0	365.0	2.16	21.6	7.86
"	25	525.0	413.0	2.42	21.5	8.79
"	28	585.0	460.0	2.66	21.3	9.68
"	32	663.0	521.0	2.98	21.2	10.8
"	36	740.0	582.0	3.28	21.0	11.9
500	19	366.0	287.0	1.41	19.7	5.65
"	22	421.0	331.0	1.61	19.5	6.42



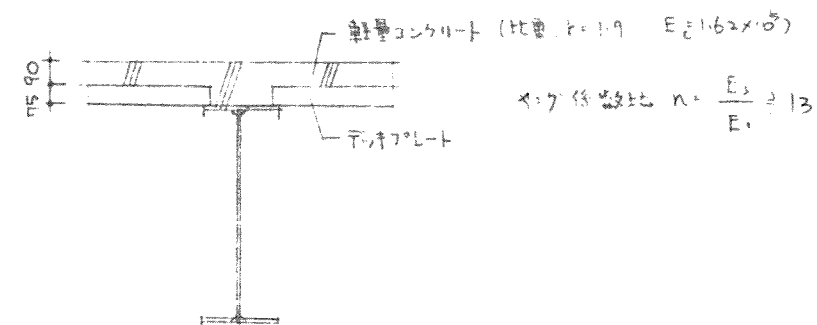
合成梁の剛比算定

材 種	スパン (m)	スラフ	有効巾 (m)	有効巾の計算
H-500×300×12×22	9.0	Γ	1.2	$ba = 0.1 \times 9.0 = 0.9$
H-600×300×12×22	3.6	Γ T	0.66 1.02	$ba = 0.1 \times 3.6 = 0.36$ "
H-850×250×12×19 122	7.2	T T	0.97 1.69	$ba = 0.1 \times 7.2 = 0.72$ "
	7.5	Γ T	1.0 1.75	$ba = 0.1 \times 7.5 = 0.75$ $[ba' = (0.5 - 0.6 \times \frac{6.35}{7.5}) \times 3.35 = 0.75 \rightarrow 0.75 \text{ 採用}]$ "
	9.0	Γ T	1.15 2.05	$ba = 0.1 \times 9.0 = 0.9$ "
H-850×300×12×22 125 128	3.6	Γ	0.66	$ba = 0.1 \times 3.6 = 0.36$
	7.2	Γ T	1.02 1.74	$ba = 0.1 \times 7.2 = 0.72$ $[ba' = (0.5 - 0.6 \times \frac{6.35}{7.2}) \times 3.3 = 0.74 \rightarrow 0.72 \text{ 採用}]$ "
	7.5	Γ T	1.05 1.80	$ba = 0.1 \times 7.5 = 0.75$ "
	9.0	Γ T	1.20 2.10	$ba = 0.1 \times 9.0 = 0.9$ "
	12.6	Γ T	1.56 2.82	$ba = 0.1 \times 12.6 = 1.26$ "
	21.6	T	4.62	$ba = 0.1 \times 21.6 = 2.16$
H-1000×300×16×25	9.0	T	2.1	$ba = 0.1 \times 9 = 0.9$
	12.6	T	2.82	$ba = 0.1 \times 12.6 = 1.26$

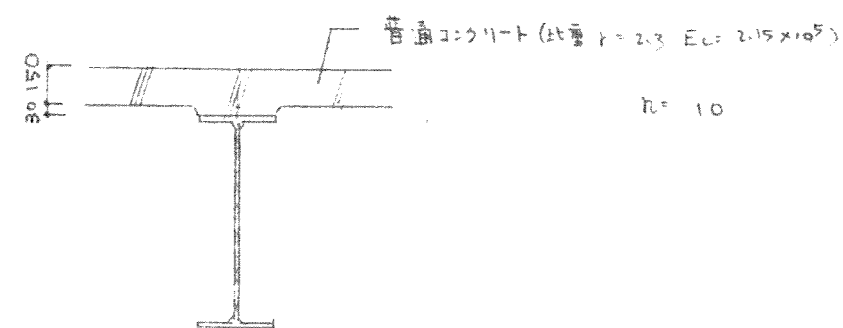
Γ - 片側スラフ, T - 両側スラフ

H-1350×200×12×22	9.0	Γ	1.10	$ba = 0.1 \times 9 = 0.9$
	12.6	Γ	1.46	$ba = 0.1 \times 12.6 = 1.26$
	21.6	Γ	2.36	$ba = 0.1 \times 21.6 = 2.16$
H-500×300×12×22	7.2	T	1.74	$ba = 0.1 \times 7.2$

一般床



15階機械室

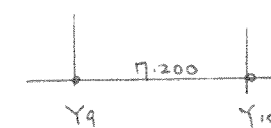
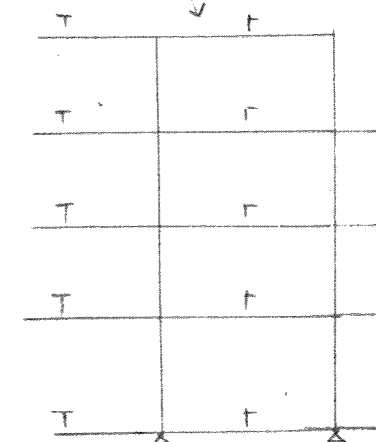


一般床

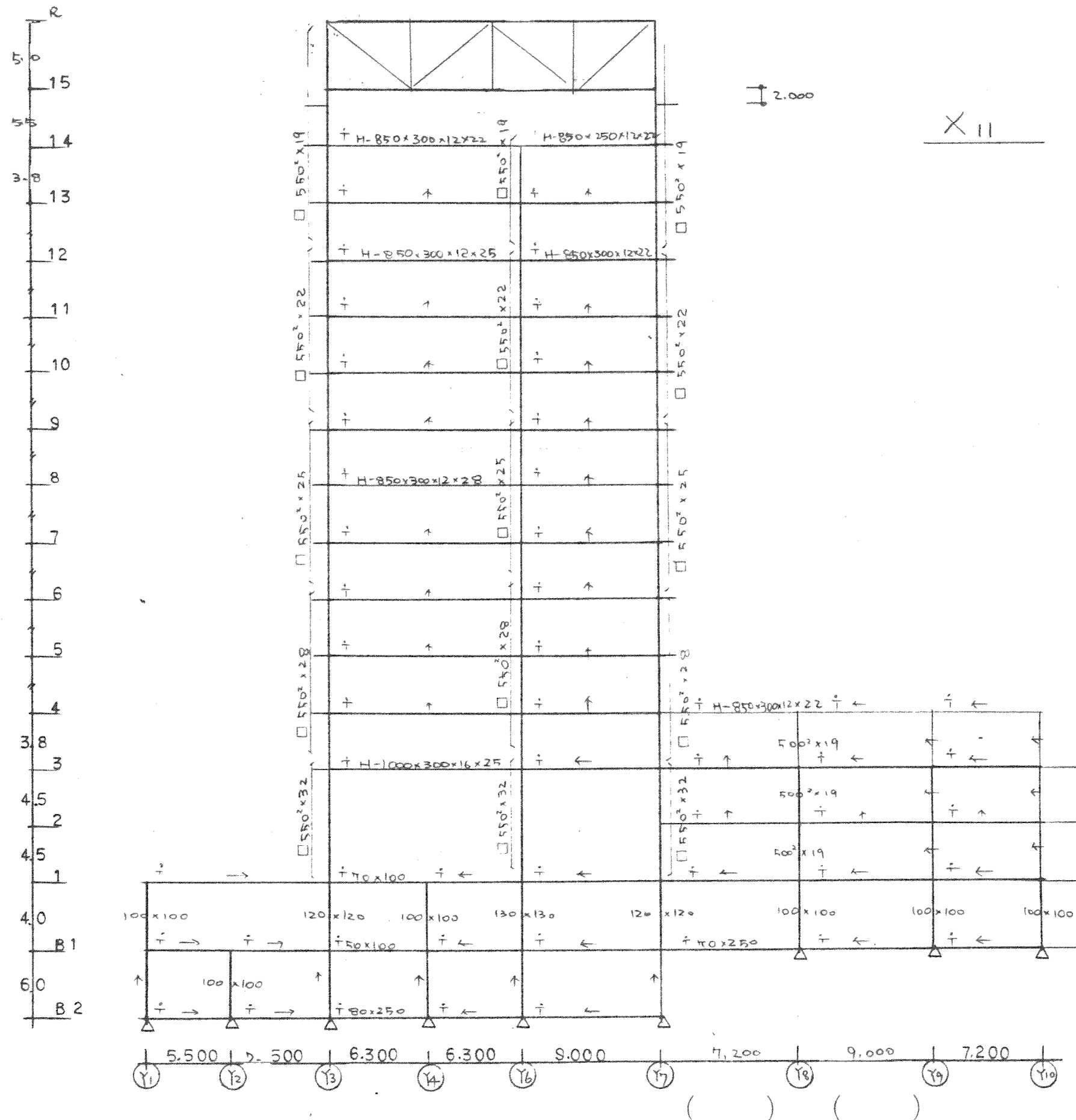
材 種	スパン	スラフ	I ($\times 10^8 \text{cm}^4$)	ϕ	ϕI	材 種	スパン	スラフ	I ($\times 10^8 \text{cm}^4$)	ϕ	ϕI
H-500 $\times$ 300 $\times$ 12 $\times$ 22	7.2	T	0.85		2.27	H-850 $\times$ 300 $\times$ 12 $\times$ 25	7.5	Γ	3.07		4.74
	9.0	Γ	0.85		1.64	"	"	T	"		5.53
H-600 $\times$ 300 $\times$ 12 $\times$ 22	3.6	Γ	1.28		1.93	"	9.0	Γ	"		4.92
"	"	T	"		2.20	"	"	T	"		5.79
H-850 $\times$ 250 $\times$ 12 $\times$ 19	7.2	Γ	2.18		3.66	"	12.6	Γ	"		5.30
"	"	T	"		4.35	"	"	T	"		6.31
"	7.5	Γ	"		3.69	H-850 $\times$ 300 $\times$ 12 $\times$ 28	3.6	Γ	3.34		4.45
"	"	T	"		4.39	"	"	T	"		5.00
"	9.0	Γ	"		3.85	"	7.2	Γ	"		5.00
"	"	T	"		4.61	"	"	T	"		5.80
H-850 $\times$ 250 $\times$ 12 $\times$ 22	7.2	Γ	2.41		3.92	"	7.5	Γ	"		5.04
"	"	T	"		4.64	"	"	T	"		5.86
"	7.5	Γ	"		3.94	"	9.0	Γ	"		5.22
"	"	T	"		4.69	"	"	T	"		6.13
"	9.0	Γ	"		4.12	"	12.6	Γ	"		5.62
"	"	T	"		4.92	"	"	T	"		6.68
H-850 $\times$ 300 $\times$ 12 $\times$ 22	3.6	Γ	2.79		3.92	H-1000 $\times$ 300 $\times$ 16 $\times$ 25	9.0	T	4.91		8.49
"	"	T	"		4.39	"	12.6	T	"		9.28
"	7.2	Γ	"		4.39						
"	"	T	"		5.14						
"	7.5	Γ	"		4.43						
"	"	T	"		5.19						
"	9.0	Γ	"		4.60						
"	"	T	"		5.44						
"	12.6	Γ	"		4.97						
"	"	T	"		5.93						
"	21.6	T	"		6.77						
H-850 $\times$ 300 $\times$ 12 $\times$ 25	3.6	Γ	3.07		4.41						
"	"	T	"		4.70						
"	7.2	Γ	"		4.70						
"	"	T	"		5.48						

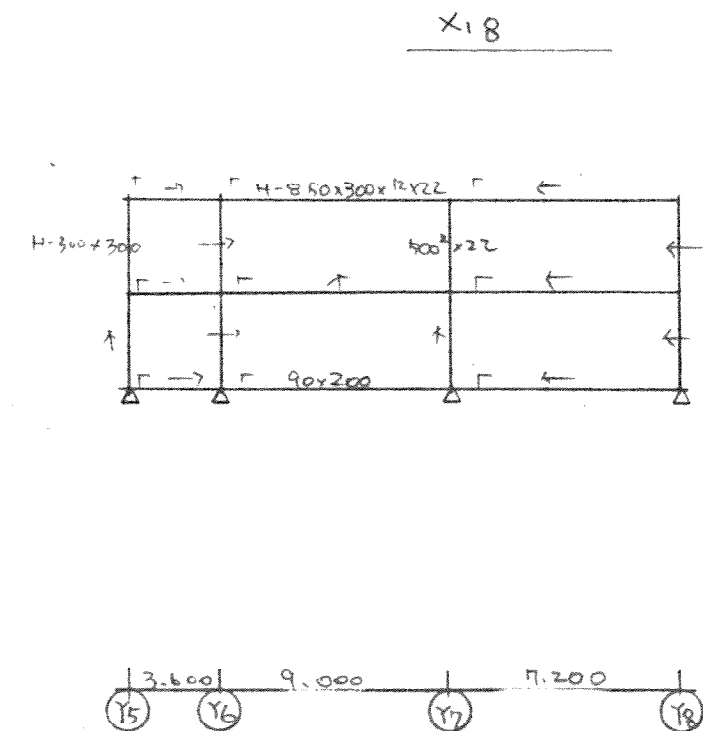
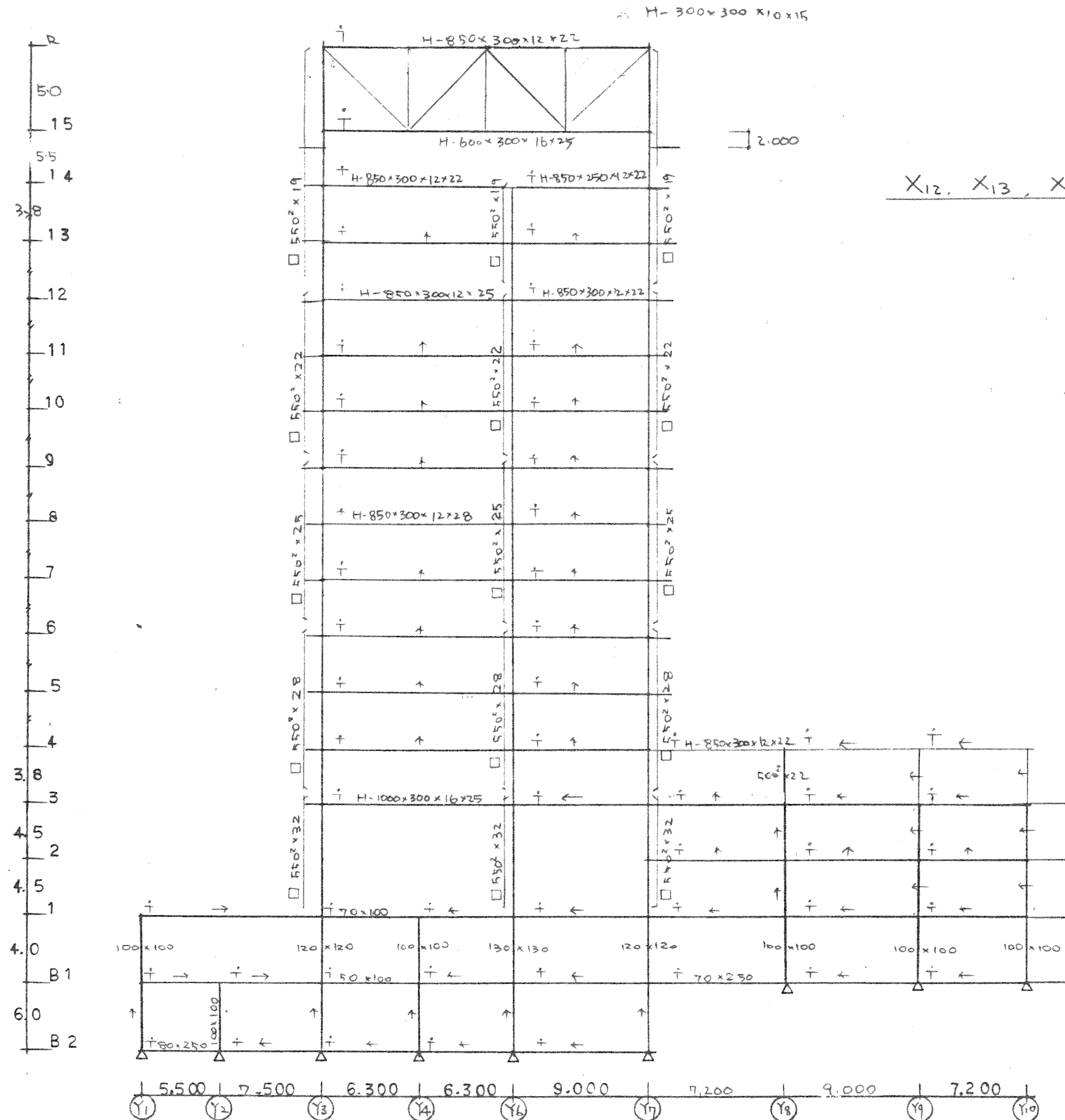
機械室床

材 種	スパン	スラフ	I ($\times 10^8 \text{cm}^4$)	ϕ	ϕI
H-500 $\times$ 300 $\times$ 12 $\times$ 22	9.0	Γ	0.85		2.04
H-600 $\times$ 300 $\times$ 12 $\times$ 22	3.6	Γ	1.28		2.38
"	"	T	"		2.72
H-850 $\times$ 250 $\times$ 12 $\times$ 19	7.2	Γ	2.18		4.53
"	"	T	"		5.30
"	7.5	Γ	"		4.57
"	"	T	"		5.34
"	9.0	Γ	"		4.76
"	"	T	"		5.56
H-850 $\times$ 250 $\times$ 12 $\times$ 22	7.2	Γ	2.41		4.84
"	"	T	"		5.66
"	7.5	Γ	"		4.88
"	"	T	"		5.71
"	9.0	Γ	"		5.08
"	"	T	"		5.94
H-850 $\times$ 300 $\times$ 12 $\times$ 22	7.2	Γ	2.79		5.39
"	"	T	"		6.26
"	7.5	Γ	"		5.44
"	"	T	"		6.12
"	9.0	Γ	"		5.65
"	"	T	"		6.57
"	12.6	Γ	"		6.08
"	"	T	"		7.04
"	21.6	Γ	"		7.20
H-1000 $\times$ 300 $\times$ 16 $\times$ 25	9.0	T	4.71		9.19
"	12.6	T	"		10.0
H-1350 $\times$ 200 $\times$ 12 $\times$ 22	9.0	Γ	6.11		10.6
"	12.6	Γ	"		11.5
"	21.6	Γ	"		13.3











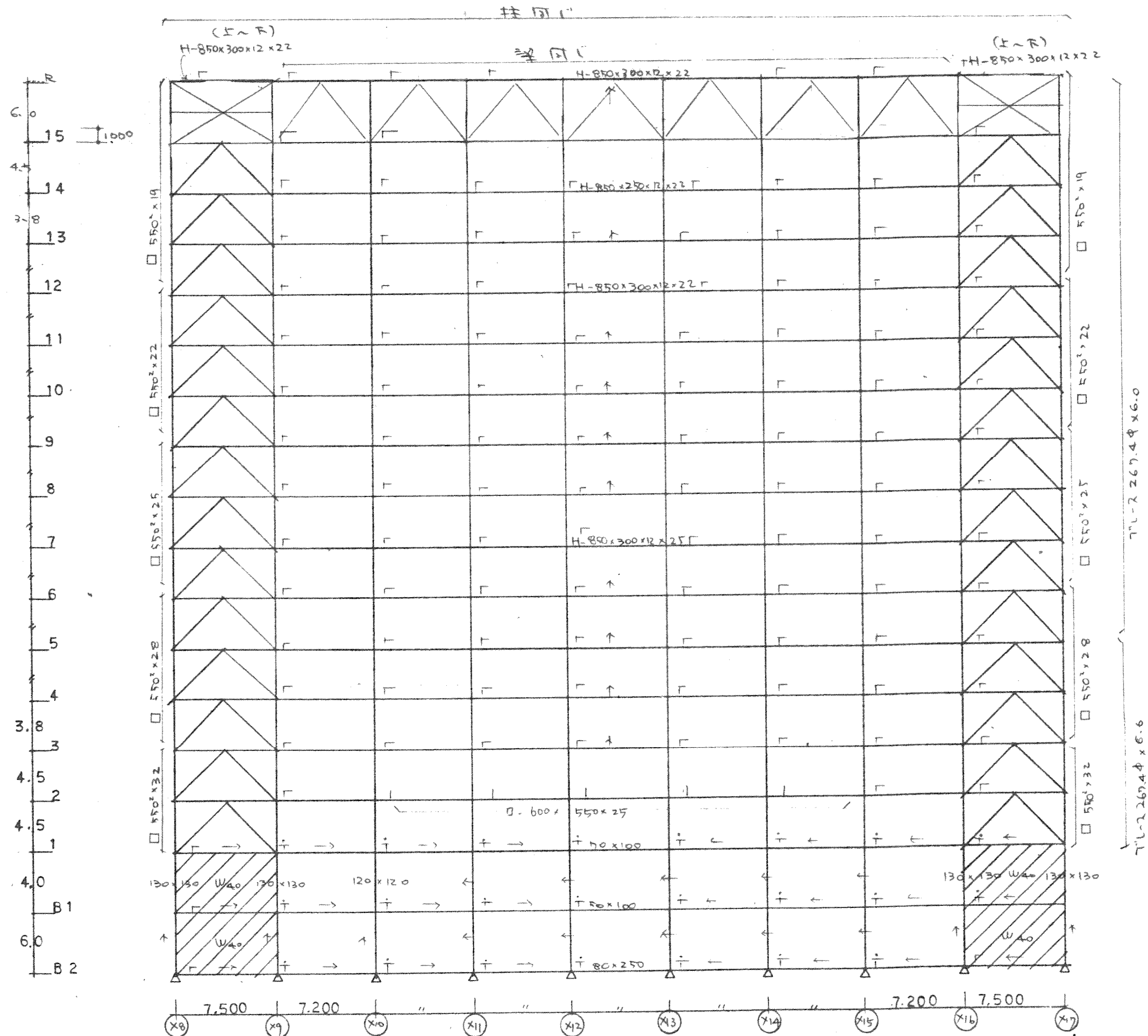
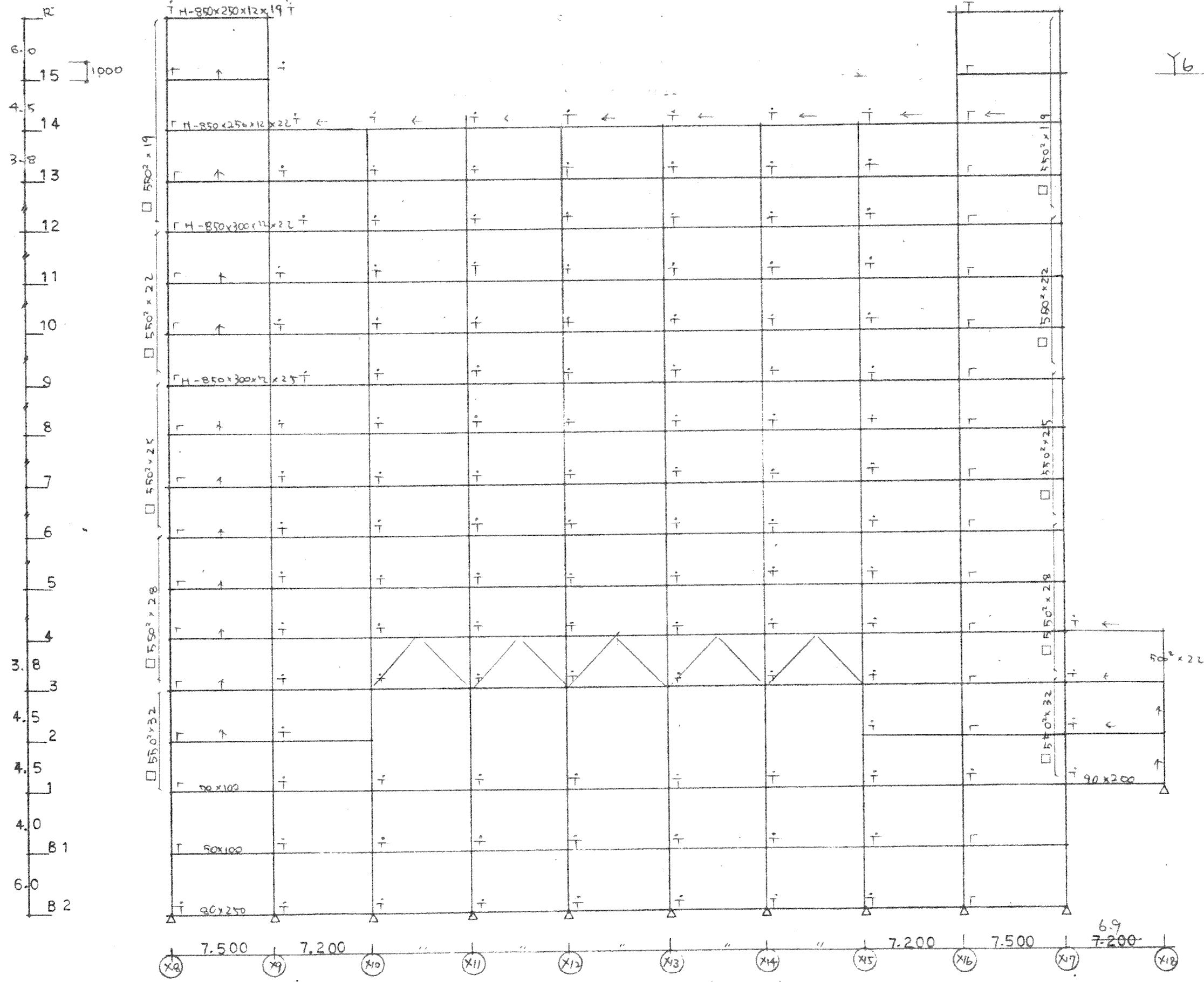
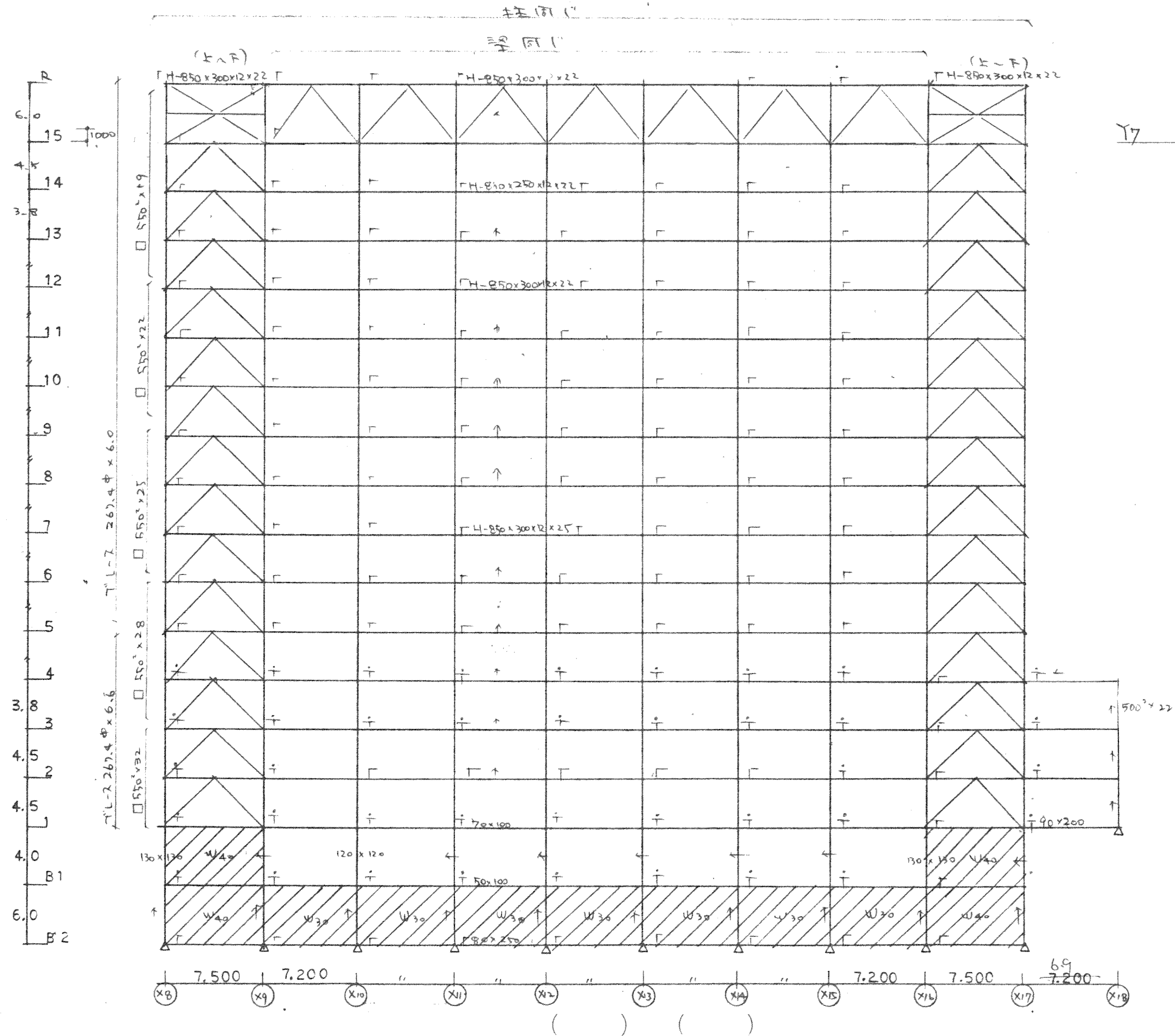


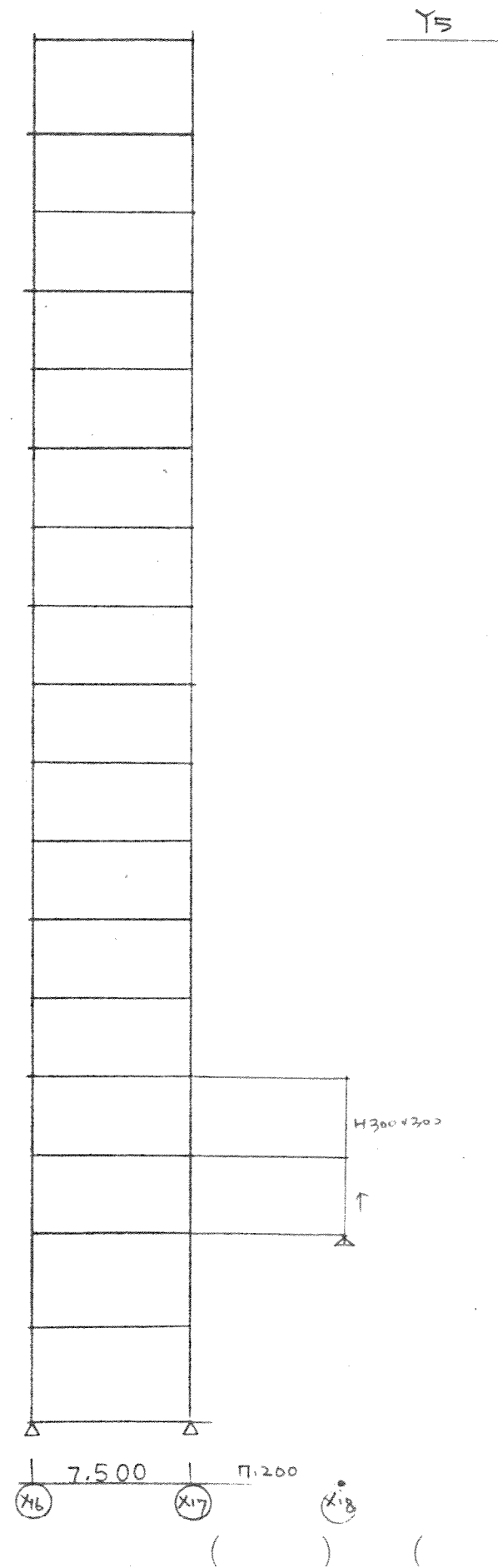
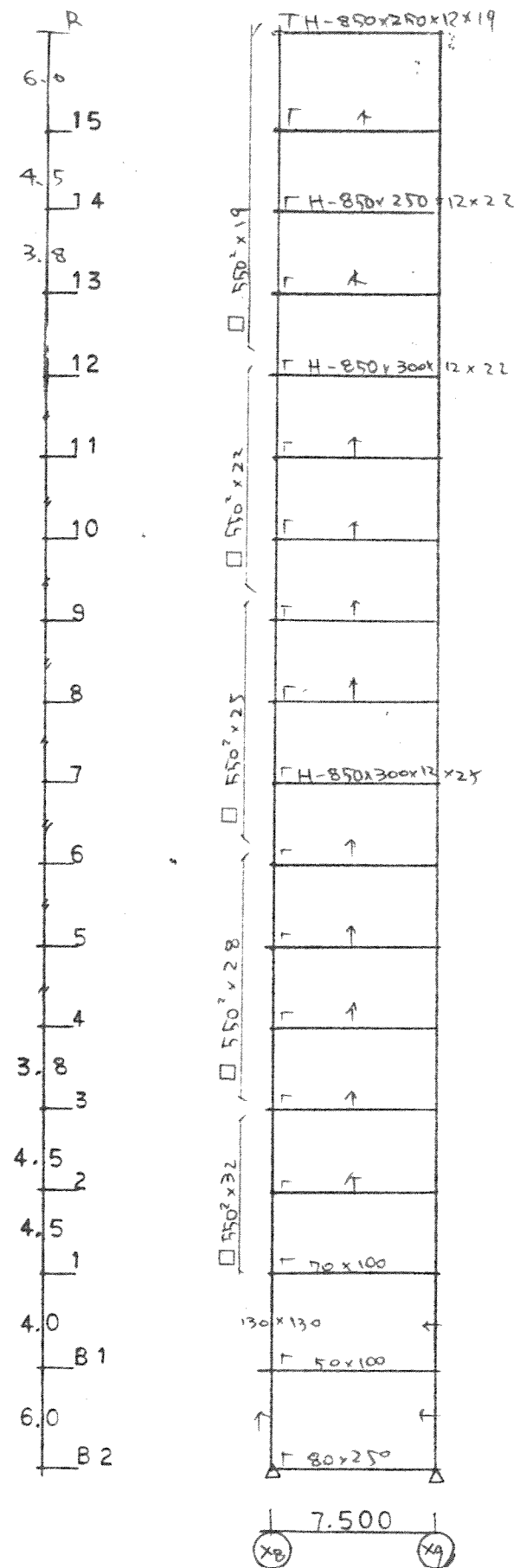
図 1

柱梁図

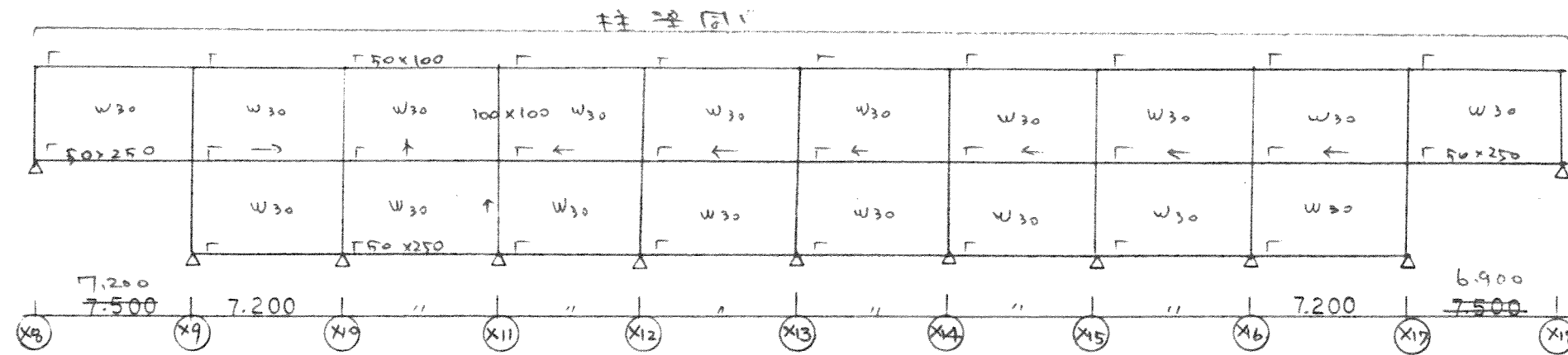


Y6



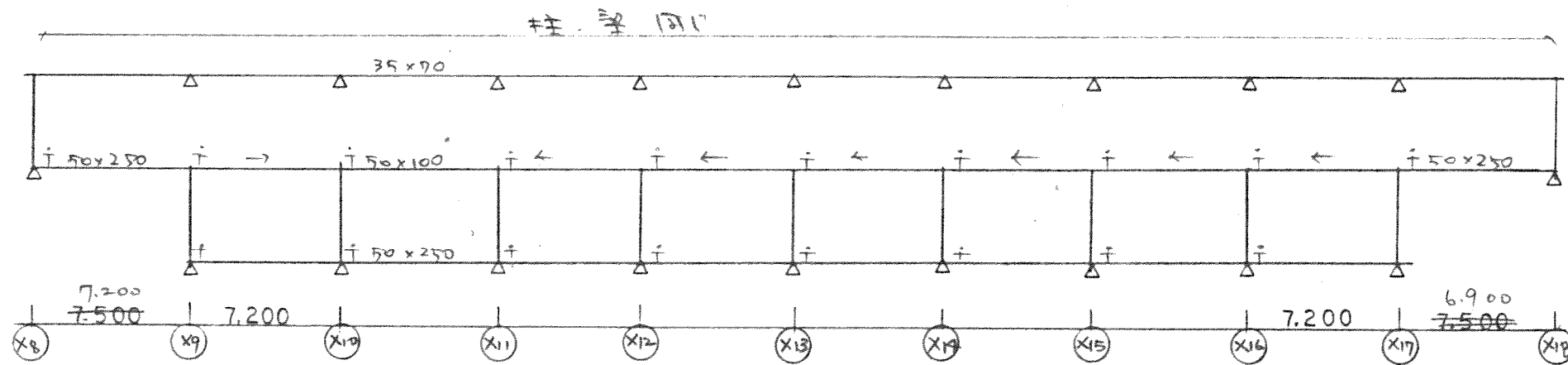


1
4.0
B1
6.0
B2



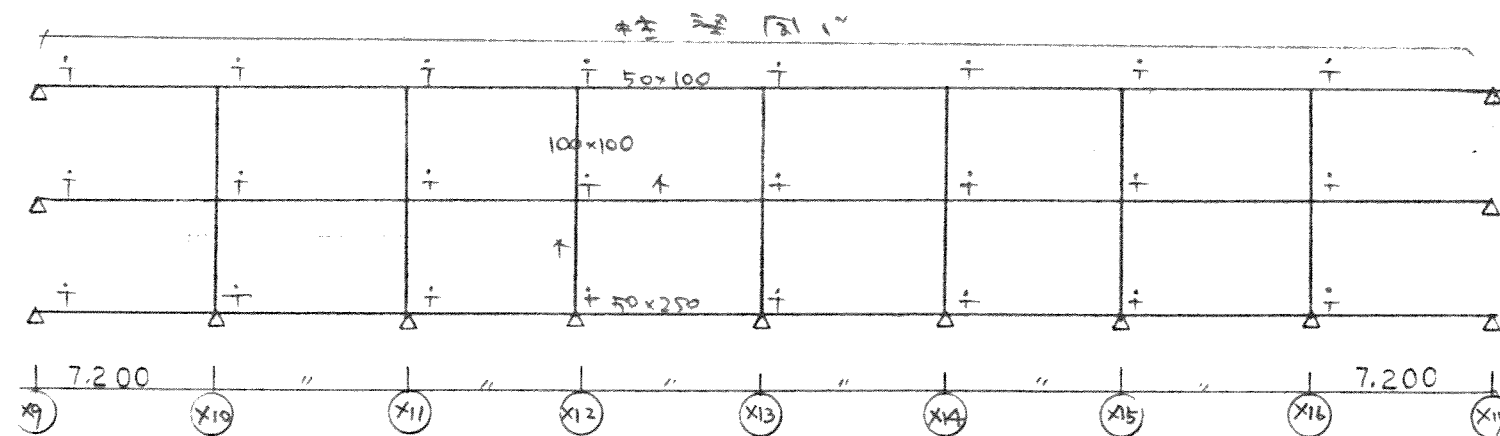
Y1

1
4.0
B1
6.0
B2

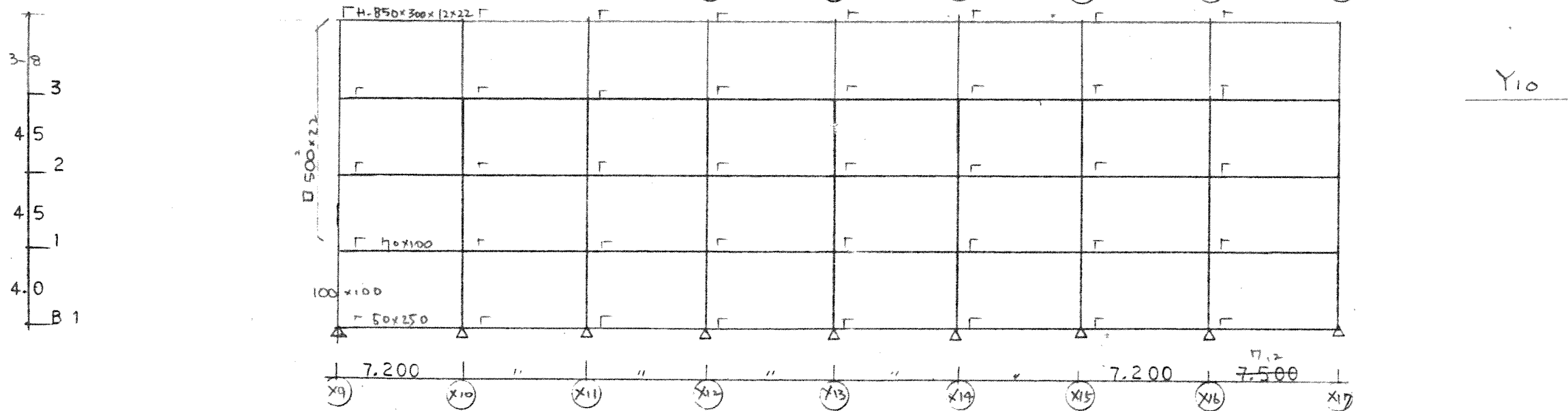


Y2

1
4.0
B1
6.0
B2



Y4



A-4 床版・小梁の設計 (2~R階)

- A4-1 床版の設計
- A4-2 鉄骨小梁の設計
- A4-3 プレキャスト小梁の設計
- A4-4 床版・小梁断面図

A4-1床版の設計

(A) ティッププレート床部分

ティッププレートを捨て型枠として使用する。

1) 施工時の検討

荷重

軽工=47+③128.5	257
ティッププレート	15
	272
積荷	150
	422 → 430 kg/m ²

応力単純梁として算定

$$M_0 = \frac{1}{8} \times 0.43 \times 3.0^2 = 0.484 \text{ t}\cdot\text{m}$$

ティッププレート断面

DP-UKA t=1.2mm

有効断面 $Z_e = 34.5 \text{ cm}^3/\text{m}$

全断面 $I = 173 \text{ cm}^4/\text{m}$

$$\sigma_t = \frac{48.4}{34.5} = 1.41 \text{ t/cm}^2 < 2.1 \quad \text{可}$$

たわみの検討:

$C = 1.2$ とする。

$$\delta = \frac{1}{12} \times \frac{5 \times 0.43 \times 3.0^4 \times 10^{-6}}{384 \times 2.1 \times 10^3 \times 173}$$

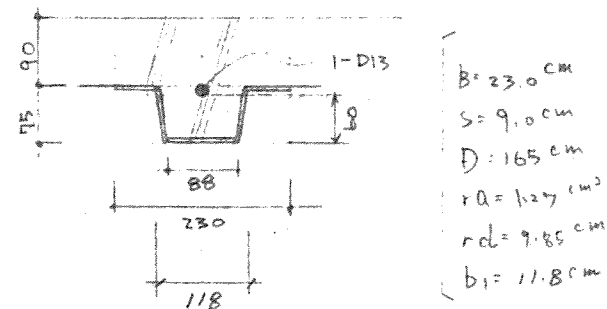
$$= 1.5 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta}{l} = \frac{1.5}{300} = \frac{1}{200} < \frac{1}{180} \quad \text{可}$$

2) 設計時 $w = 670 \text{ kg/m}^2$ (会議室)

単位中当り $w = 670 \times 0.23 = 154.1 \text{ kg/m}$

$$\text{設計応力 } M_0 = \frac{1}{8} \times 0.155 \times 3^2 = 0.175 \text{ t}\cdot\text{m}$$



$$X_n = \frac{-n r_a + \sqrt{n^2 r_a^2 + 2 n B r_a r_d}}{B}$$

$$= \frac{-15 \times 1.27 + \sqrt{15^2 \times 1.27^2 + 2 \times 15 \times 23.0 \times 1.27 \times 9.85}}{23.0}$$

$$= 3.3 \text{ cm}$$

$$I_n = \frac{B \times r_n^3}{3} = \frac{23.0 \times 3.3^3}{3} = 275.5$$

$$n I_n = n r_a (r_d - X_n)^2 = 15 \times 1.27 \times (9.85 - 3.3)^2$$

$$= 817.8$$

$$c I_n = I_n + n I_n = 1092.8$$

$$c Z_e = \frac{c I_n}{n (r_d - X_n)} = \frac{1092.8}{15 (9.85 - 3.3)} = 11.1 \text{ cm}^3$$

$$c Z_c = \frac{c I_n}{X_n} = \frac{1092.8}{3.3} = 331.1 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_t = \frac{M}{Z_e} = \frac{17.5}{11.1} = 1.6 < 2.0 \quad \text{可}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{Z_c} = \frac{17.5 \times 10^3}{331.1} = 52.9 < 70 \quad \text{可}$$

ひびわれ検討

$$c R = 23 \times 9 + 10.3 \times 7.5 = 284.2 \text{ cm}^2$$

$$c d = \frac{23 \times 9 \times 9.5 + 10.3 \times 7.5 \times 12.75}{284.2} = 6.74 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{12} \times 23 \times 9^3 + 23 \times 9 \times (6.74 - 9.5)^2$$

$$+ \frac{10.3 \times 7.5^3}{12} + 10.3 \times 7.5 \times (12.75 - 6.74)^2$$

$$= 5588.2 \text{ cm}^4$$

$$z = \frac{5588}{6.74} = 829 \text{ cm}^3$$

端部曲げモーメント

$$w = 670 - 272 = 398 \text{ kg/m}$$

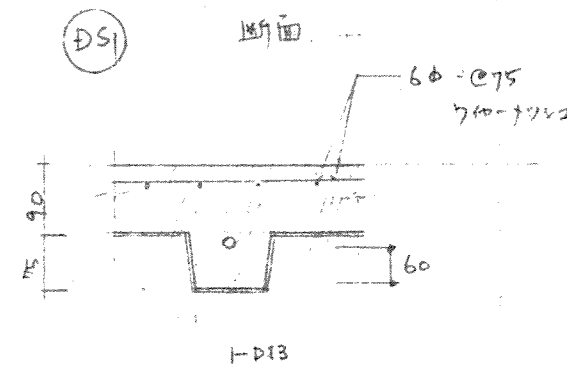
単位中当り応力

$$M = \frac{1}{12} \times 0.398 \times 3^2 \times 0.23 \times 1000$$

$$= 6.8 \text{ t}\cdot\text{cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{M}{z} = \frac{6.8 \times 10^3}{829} = 8.2 < 29$$

$$(1.8 \sqrt{210} = 29 \text{ kg/cm}^2) \quad \text{可}$$



ティッププレート UKA t=1.2mm

固有振動数の検討

$$w = 310 + 150 = 460 \text{ kg/m}^2$$

(但し、LL $\leq 150 \text{ kg/m}^2$ とする。)

単位中当り $w = 460 \times 0.23 = 106$

たわみ

$$\delta = \frac{1}{185} \times \frac{w l^4}{E I}$$

$$= \frac{1 \times 0.106 \times 3^4 \times 10^{-6}}{185 \times 1.62 \times 10^3 \times 5588}$$

$$= 0.05 \text{ cm}$$

$$T = K \sqrt{\delta} = 0.177 \sqrt{0.05}$$

$$= 0.04 \text{ sec}$$

$$f = \frac{1}{T} = 25 > 15 \text{ Hz} > 7$$

3) 設計時 $w = 850 \text{ kg/m}^2$ (電算機室)

単位中当り $w = 850 \times 0.23 = 196 \text{ kg/m}$

$$\text{設計応力 } M_0 = \frac{1}{8} \times 0.196 \times (3 - 0.3)^2 = 0.177 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_t = \frac{17.7}{11.1} = 1.62 < 2.0$$

$$\sigma_c = \frac{17.7 \times 10^3}{331.1} = 54.1 < 70 \quad \text{可}$$

DS1 $\times 33$

4) 設計時 $w = 1010$ (倉庫2F)

$$\text{単位巾当り } w = 1010 \times 0.23 = 233$$

$$\text{設計応力 } M_o = \frac{1}{8} \times 233 \times 2.5^2 = 0.148 \text{ t-m}$$

DS1 と同じ。

$$\text{同上, } M_o = \frac{1}{8} \times 0.233 \times 2.5^2 = 0.182 \text{ t-m}$$

$$d/l = \frac{18.2}{11.1} = 1.64 < 2.0$$

$$r/l = \frac{18.2 \times 7.0^2}{32 \times 1.1} = 55.0 < 70$$

可。

DS1 と同じ。

5) 設計時 $w = 880$ (エレベーター機械室)

$$\text{単位巾当り } w = 880 \times 0.23 = 203$$

$$\text{設計応力 } M_o = \frac{1}{8} \times 203 \times 2.5^2 = 0.159 \text{ t-m}$$

DS1 と同じ。

6) 設計時 $w = 1390$

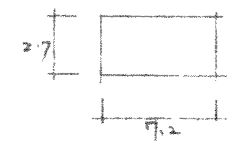
$$\text{単位巾当り } w = 1390 \times 0.23 = 320$$

$$\text{設計応力 } M_o = \frac{1}{8} \times 320 \times 2.5^2 = 0.194 \text{ t-m}$$

DS1 と同じ。

(B) コンクリート床部分

4辺単純支端版と仮定。

15F 設備機械室 $w = 1200 \text{ kg/m}^2$ 

$$M_{x2} = 0.115 \times 1.2 \times 2.7^2 = 1.0 \text{ t-m}$$

$$M_{y2} = 0.025 \times 1.2 \times 2.7^2 = 0.22 \text{ t-m}$$

$$\lambda = \frac{7.2}{2.7} = 2.67$$

$$D=15, d=110$$

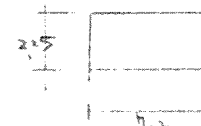
$$d/l = \frac{100}{1.75 \times 11} = 5.2$$

$$d/l = \frac{22}{1.75 \times 10} = 1.26$$

(S21)

7.2m 方向 D13-@200 77mm
 7.2m 方向 D10-@200 77mm

同上



$$M_{x2} = 0.12 \times 1.2 \times 2.7^2 = 0.73 \text{ t-m}$$

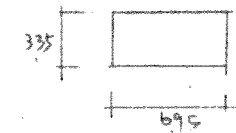
$$M_{y2} = 0.025 \times 1.2 \times 2.7^2 = 0.16 \text{ t-m}$$

$$\lambda = 3.2$$

$$D=15, d=11$$

$$d/l = \frac{73}{1.75 \times 11} = 3.8$$

S41 と同じ。

RF 屋根 $w = 640$ 

$$M_{x1} = 0.1 \times 0.64 \times 3.35^2 = 0.72 \text{ t-m}$$

$$M_{y1} = 0.025 \times 0.64 \times 3.35^2 = 0.18 \text{ t-m}$$

$$\lambda = 2.1$$

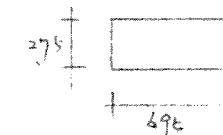
$$D=12, d=8$$

$$d/l = \frac{72}{1.75 \times 8} = 5.15 \quad 5-D13$$

$$d/l = \frac{18}{1.75 \times 7} = 1.47 \quad 5-D10$$

(S22) と同じ。

同上



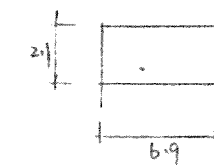
$$M_{x2} = 0.114 \times 0.64 \times 2.75^2 = 0.55 \text{ t-m}$$

$$M_{y2} = 0.025 \times 0.64 \times 2.75^2 = 0.12 \text{ t-m}$$

$$\lambda = 2.53$$

$$d/l = \frac{55}{1.75 \times 8} = 3.93 \quad 6-D16$$

20

4F 屋上庭園 $w = 1580$ 

$$M_{x2} = 0.12 \times 1.58 \times 2.1^2 = 0.84 \text{ t-m}$$

$$M_{y2} = 0.025 \times 1.58 \times 2.1^2 = 0.18 \text{ t-m}$$

$$\lambda = 3.3$$

$$D=15, d=11$$

$$d/l = \frac{84}{1.75 \times 11} = 4.4$$

4-D13

(S23) と同じ。

床版配筋表

符号	版厚	上 下	主 力 筋 方 向			配 力 筋 方 向			備考
			端部	中央	柱列帯	端部	中央	柱列帯	
S21	150	上	D13-@200 5/7M			D10-@200 5/7M			普通コンクリート (15F 仕様)
		下							
S22	120	上	D13-@200	D13-@400	D13-@200	D10-@150	D10-@500	D10-@250	軽量コンクリート (RF 仕様)
		下	D13-@400	D13-@200	D13-@200	D10-@500	D10-@250	D10-@250	
S23	150	上	D13-@200 5/7M			D10-@200 5/7M			軽量コンクリート (4F 仕様)
		下							
S24	120	上	D13-@200 5/7M			D10-@200 5/7M			軽量コンクリート (11F コー)
		下							

A4-3 7%キースト 小梁の設計

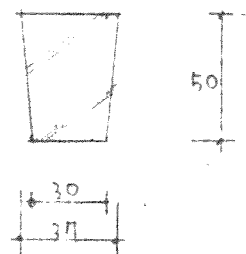
材料許容応力度

コンクリート		F_c 400	(kg/cm^2)
許容圧縮応力度	施工時 t_c'		160.0
	設計時 t_c		133.3
許容引張応力度	施工時 t_t'		24.0
	設計時 t_t		13.3
許容斜張応力度			11.2
引張強度			28.0
弾性係数			3.2×10^5

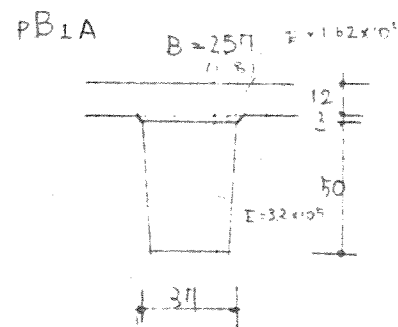
PC鋼材

使用鋼材	SWPR 7A 12.4φ
引張荷重	16300 kg
降伏点荷重	13900 kg

断面諸係数



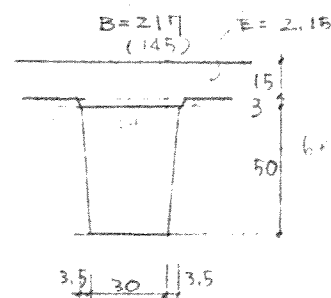
A	γ	$A\gamma$	$A\gamma^2$	Z
$50 \times 30 = 1500$	$\times 25 = 37.500$	$\times 25 = 937.500$	312.500	
$50 \times 3.5 = 175$	$\times 33.3 = 5.833$	$\times 33.3 = 194.250$	24.300	
<u>1675</u>	<u>43.333</u>	<u>1131.750</u>	<u>336.800</u>	
		<u>1467.550</u>		
		$\ominus 1121.000$		
		<u>346.550</u>		
				$I = 346.550 \text{ cm}^4$
	$Y_F = 25.87 \text{ cm}$			
	$Y_E = 24.13 \text{ cm}$			
		$Z_F = 13.400 \text{ cm}^3$	$K_E = 8.0 \text{ cm}$	
		$Z_E = 14.300 \text{ cm}^3$	$K_F = 8.5 \text{ cm}$	



$V:7$ 係数 $\approx 2, 3.62/3.2 \approx 0.5 \rightarrow$ 断面中

$12 \times 128 = 1536$	$\times 59 = 90624$	$\times 59 = 5346.800$	18432
$3 \times 18 = 54$	$\times 51.5 = 2781$	$\times 51.5 = 143.200$	40.5
<u>1590</u>	<u>93305</u>	<u>5490.000</u>	<u>18472.5</u>
<u>1675</u>	<u>43333</u>	<u>18472</u>	
<u>3265</u>	<u>136638</u>	<u>5508.472</u>	
		<u>1467.550</u>	
		<u>6976.022</u>	
		$\ominus 5718.203$	
		<u>1258.819</u>	
			$I = 1258.819$
	$Y_F = 41.85$		
	$Y_E = 23.15$		
		$Z_F = 300.80$	$K_E = 9.2$
		$Z_E = 51.300$	$K_F = 16.5$

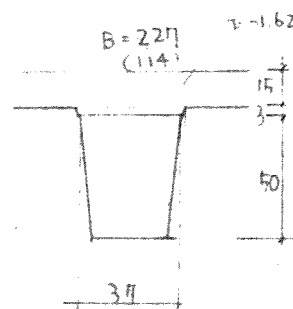
PB3



$2.15/3.2 = 0.67$

$15 \times 14.5 = 217.5$	$\times 60.5 = 13158.7$	$\times 60.5 = 7961.044$	40.781
$3 \times 24 = 72$	$\times 51.5 = 3708$	$\times 51.5 = 1909.62$	54
<u>2347</u>	<u>13529.5</u>	<u>8152.006</u>	<u>40.835</u>
<u>1675</u>	<u>43.333</u>	<u>40.835</u>	
<u>4022</u>	<u>178.628</u>	<u>8192.841</u>	
		<u>1467.550</u>	
		<u>9660.391</u>	
		$\ominus 7933.356$	
		<u>1727.035</u>	
			$I = 1727.035$
	$Y_F = 44.4$		
	$Y_E = 23.6$		
		$Z_F = 129.00$	$K_E = 9.6$
		$Z_E = 173.80$	$K_F = 18.2$

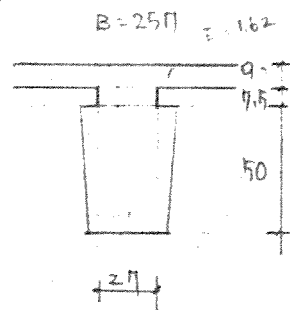
PB4



$15 \times 11.4 = 171.0$	$\times 60.5 = 10345.5$	$\times 60.5 = 6259.025$	32.062
$3 \times 18 = 54$	$\times 51.5 = 2781$	$\times 51.5 = 143.200$	40.5
<u>1764</u>	<u>106236</u>	<u>6402.225</u>	<u>32.102.5</u>
<u>1675</u>	<u>43.333</u>	<u>32.102</u>	
<u>3439</u>	<u>149.569</u>	<u>6434.327</u>	
		<u>1467.550</u>	
		<u>11901.877</u>	
		$\ominus 6505.055$	
		<u>1396.822</u>	
			$I = 1396.822$
	$Y_F = 43.5$		
	$Y_E = 21.5$		
		$Z_F = 32110$	$K_E = 9.3$
		$Z_E = 57000$	$K_F = 16.5$

PB2

PB1



$19 \times 128 = 2432$	$\times 62 = 150784$	$\times 62 = 9326.080$	7776
$7.5 \times 13.5 = 101.25$	$\times 53.75 = 5442$	$\times 53.75 = 292.500$	950
<u>253</u>	<u>76866</u>	<u>4720.700</u>	<u>8726</u>
<u>1675</u>	<u>43333</u>	<u>8726</u>	
<u>1928</u>	<u>120199</u>	<u>4729.426</u>	
		<u>1467.550</u>	
		<u>6196.976</u>	
		$\ominus 4984.533$	
		<u>1212.443</u>	
			$I = 1212.443$
	$Y_F = 41.05$		
	$Y_E = 25.45$		
		$Z_F = 29.530$	$K_E = 10.1$
		$Z_E = 47.640$	$K_F = 16.3$

鉛直力

PB_{1A}

自重 $w = 0.1675 \times 2.3 = 0.386 \text{ t/m}$

$\frac{0.000000000}{8}$ $M_0 = 0.386 \times 6.9^2 / 8 = 2.30 \text{ t-m}$

$\downarrow 6.9$ $Q = 0.386 \times 6.9 / 2 = 1.33 \text{ t}$

LL+上土 (スラット) $(0.24 \times 3.0 = 0.72)$

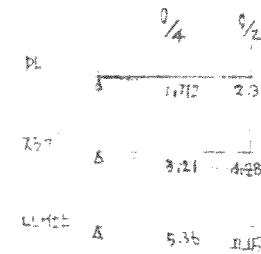
$w = 0.64 \times 3.0 = 1.92 \text{ t/m}$

$M_0 = 1.92 \times 6.9^2 / 8 = 11.43 \text{ t-m}$

$Q = 1.92 \times 6.9 / 2 = 6.63 \text{ t}$

$M_0 = 13.73 \text{ t-m}$

$Q = 7.96 \text{ t}$

PB₁

自重 $M_0 = 2.3 \text{ t-m}$

$Q = 1.33 \text{ t}$

$(0.24 \times 3.0 = 0.72)$

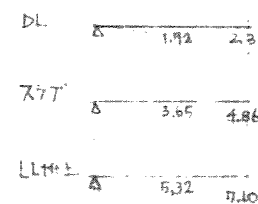
LL+上土 (スラット) $w = 0.67 \times 3.0 = 2.01 \text{ t/m}$

$M_0 = 2.01 \times 6.9^2 / 8 = 11.96 \text{ t-m}$

$Q = 2.01 \times 6.9 / 2 = 6.94 \text{ t}$

$M_0 = 14.26 \text{ t-m}$

$Q = 8.27 \text{ t}$

PB₂

自重 $M_0 = 2.3 \text{ t-m}$

$Q = 1.33 \text{ t}$

スラット $w = 0.272 \times 3 = 0.816 \text{ t/m}$

$M_0 = 0.816 \times 6.9^2 / 8 = 4.86 \text{ t-m}$

$Q = 0.816 \times 6.9 / 2 = 2.82 \text{ t}$

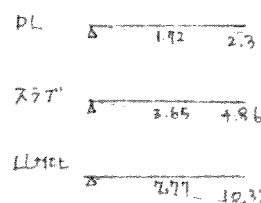
LL+上土 $w = 0.548 \times 3 = 1.634 \text{ t/m}$

$M_0 = 1.634 \times 6.9^2 / 8 = 10.32 \text{ t-m}$

$Q = 1.634 \times 6.9 / 2 = 5.99 \text{ t}$

$M_0 = 17.18 \text{ t-m}$

$Q = 10.14 \text{ t}$

PB₃

自重

$M_0 = 2.3 \text{ t-m}$

$Q = 1.33 \text{ t}$

スラット $w = 0.36 \times 2.25 = 0.81 \text{ t/m}$

$M_0 = 0.81 \times 6.9^2 / 8 = 4.82 \text{ t-m}$

$Q = 0.81 \times 6.9 / 2 = 2.80 \text{ t}$

LL+上土 $w = 0.91 \times 2.25 = 2.05 \text{ t/m}$

$M_0 = 2.05 \times 6.9^2 / 8 = 12.20 \text{ t-m}$

$Q = 2.05 \times 6.9 / 2 = 7.10 \text{ t}$

PB₄

自重

$M_0 = 2.3 \text{ t-m}$

$Q = 1.33 \text{ t}$

スラット $w = 0.3 \times 2.4 = 0.72 \text{ t/m}$

$M_0 = 0.72 \times 6.9^2 / 8 = 4.28 \text{ t-m}$

$Q = 0.72 \times 6.9 / 2 = 2.45 \text{ t}$

LL+上土 $w = 1.28 \times 2.4 = 3.072 \text{ t/m}$

$M_0 = 3.072 \times 6.9^2 / 8 = 18.28 \text{ t-m}$

$Q = 3.072 \times 6.9 / 2 = 10.60 \text{ t}$

PB₅

自重

$M_0 = 2.3 \text{ t-m}$

$Q = 1.33 \text{ t}$

$(w = 0.24 \times 1.8 = 0.432 \text{ t/m})$

$w = 0.67 \times 1.8 = 1.206 \text{ t/m}$

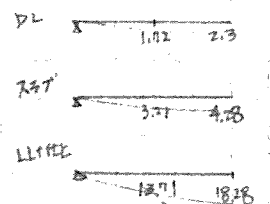
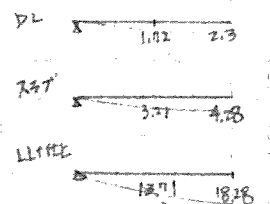
LL+上土 (スラット)

$M_0 = 1.206 \times 6.9^2 / 8 = 7.18 \text{ t-m}$

$Q = 1.206 \times 6.9 / 2 = 4.16 \text{ t}$

$M_0 = 9.48 \text{ t-m}$

$Q = 5.49 \text{ t}$

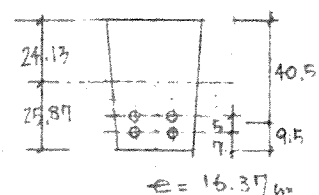


中央部 α 検討

PB1A SWPR 7A 12.4Φ

$$P_y = 13.9 \times 0.8 = 11.12^+$$

$$P_u = 16.2 \times 0.7 = 11.41^+$$



$$P = 4 \times 11.12 = 44.48^+$$

$$P_e = 44.48 \times 0.1637 = 7.28^+ \text{ m}$$

a. 部材製作時

$$\sigma_c = \frac{44.48}{1.615} - \frac{7.28}{0.143} + \frac{2.3}{0.143} = 26.6 - 50.9 + 16.1 = -8.2$$

$$\sigma_t = \frac{44.48}{1.615} + \frac{7.28}{0.134} - \frac{2.3}{0.134} = 26.6 + 54.3 - 17.2 = 63.7$$

b. スラブ打設時

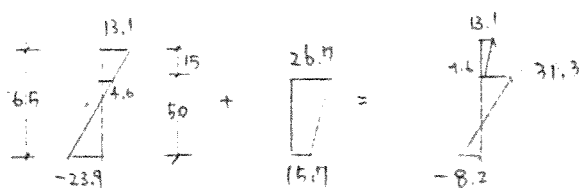
$$\sigma_c = 0.8 (26.6 - 50.9) + 16.1 + \frac{4.28}{0.143} = -19.4 + 16.1 + 30 = 26.7$$

$$\sigma_t = 0.8 (26.6 + 54.3) - 17.2 - \frac{4.28}{0.134} = 64.7 - 17.1 - 31.9 = 15.7$$

c. 設計荷重時

$$\sigma_c = \frac{7.15}{0.543} = 13.1$$

$$\sigma_t = -\frac{7.15}{0.3} = -23.9$$



d. UU割中耐力

$$M_{cr} = (46.6 + 64.7) \times 0.3 - (2.3 + 4.28) \left(\frac{0.295}{0.134} - 1 \right) = 33.39 - 8.6 = 25.24^+$$

$$M_{cr} / M = 25.24 / 13.72 = 1.83 > 1.15$$

E. 破壊耐力

$$P_y = 13.9 \times 4 = 55.6^+$$

$$h = 55.600 / 210 \times 257 = 1.0 \text{ m}$$

$$M_B = 55.6 (0.555 - 0.5 \times 0.01) = 30.58^+$$

$$M_B / M = 30.58 / 13.72 = 2.22 > 2.0$$

PB1

PB1 = 全抓 + ZIV

a. 部材製作時

$$\sigma_c = -8.2$$

$$\sigma_t = 63.7$$

b. スラブ打設時

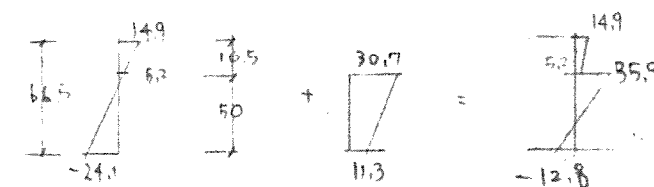
$$\sigma_c = -19.4 + 16.1 + \frac{4.86}{0.143} = -19.4 + 16.1 + 34.0 = 30.7$$

$$\sigma_t = 64.7 - 17.1 - \frac{4.86}{0.134} = 64.7 - 17.1 - 36.3 = 11.3$$

c. 設計荷重時

$$\sigma_c = \frac{7.1}{0.476} = 14.9$$

$$\sigma_t = -\frac{7.1}{0.295} = -24.1$$



d. UU割中耐力

$$M_{cr} = (46.6 + 64.7) \times 0.295 - (2.3 + 4.28) \left(\frac{0.295}{0.134} - 1 \right) = 32.8 - 8.6 = 24.2^+$$

$$M_{cr} / M = 24.2 / 14.26 = 1.69 > 1.15$$

E. 破壊耐力

$$M_B = 55.6 (0.57 - 0.5 \times 0.01) = 31.4^+$$

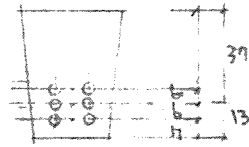
$$M_B / M = 31.4 / 14.26 = 2.2 > 2.0$$

PB₂

12.4φ

$$P_y = 13.9 \times 0.8 = 11.12 \text{ t}$$

$$P_u = 16.3 \times 0.7 = 11.41 \text{ t}$$



$$e = 12.87$$

$$D = 11.12 \times b = 66.72 \text{ t}$$

$$P_e = 66.72 \times 0.1287 = 8.59 \text{ t-m}$$

a. 部材製作時

$$\sigma_t = \frac{66.72}{1.675} - \frac{8.59}{0.143} + \frac{2.3}{0.143} = 39.8 - 60 + 16.1 = -4.1$$

$$\sigma_f = \frac{66.72}{1.675} + \frac{8.59}{0.134} - \frac{2.3}{0.134} = 39.8 + 64.1 - 17.2 = 86.7$$

b. スラブ打設時

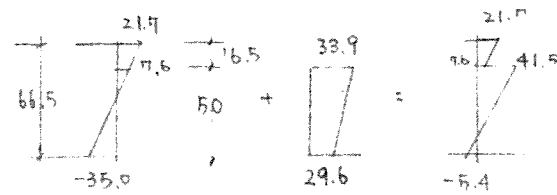
$$\sigma_t = 0.8(39.8 - 60) + 16.1 + \frac{4.86}{0.143} = -16.2 + 16.1 + 34.0 = 33.9$$

$$\sigma_f = 0.8(39.8 + 64.1) - 17.2 - \frac{4.86}{0.134} = 83.1 - 17.2 - 36.3 = 29.6$$

c. 設計荷重時

$$\sigma_t = \frac{10.32}{0.476} = 21.7$$

$$\sigma_f = -\frac{10.32}{0.295} = -35.0$$



d. UU'断面耐力

$$M_{CR} = (46.6 + 83.1) \times 0.295 - (2.3 + 4.86) \left(\frac{0.295}{0.134} - 1 \right) = 38.26 - 8.60 = 29.66 \text{ t-m}$$

$$M_{CR}/M = 29.66/17.48 = 1.54 > 1.15 \quad \text{OK}$$

E. 破壊時

$$P_y = 13.9 \times b = 83.4 \text{ t}$$

$$\eta = 83400 / (210 \times 257) = 1.5 \text{ mm}$$

$$M_B = 83.4 \times (0.535 - 0.5 \times 0.019) = 43.9 \text{ t-m}$$

$$M_B/M = 43.9/17.48 = 2.51 > 2.0 \quad \text{OK}$$

PB₃PB₂ = 全荷 トスル。

a. 部材製作時

$$\sigma_t = -4.1$$

$$\sigma_f = 86.7$$

b. スラブ打設時

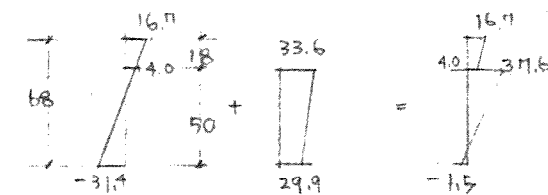
$$\sigma_t = -16.2 + 16.1 + \frac{4.82}{0.143} = -16.2 + 16.1 + 33.7 = 33.6$$

$$\sigma_f = 83.1 - 17.2 - \frac{4.82}{0.134} = 83.1 - 17.2 - 36.0 = 29.9$$

c. 設計荷重時

$$\sigma_t = \frac{12.2}{0.731} = 16.7$$

$$\sigma_f = -\frac{12.2}{0.389} = -31.4$$



d. UU'断面耐力

$$M_{CR} = (46.6 + 83.1) \times 0.389 - (2.3 + 4.86) \left(\frac{0.389}{0.134} - 1 \right) = 50.4 - 13.7 = 36.7 \text{ t-m}$$

$$M_{CR}/M = 36.7/19.36 = 1.89 > 1.15 \quad \text{OK}$$

E. 破壊時

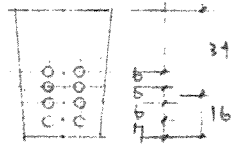
$$\eta = 83400 / (210 \times 217) = 1.9$$

$$M_B = 83.4 \times (0.55 - 0.5 \times 0.019) = 45.0 \text{ t-m}$$

$$M_B/M = 45/19.36 = 2.32 > 2.0 \quad \text{OK}$$

PB4

124中



$$P = 11.12 \times 8^c = 88.96^+$$

$$Pe = 88.96 \times 0.097 = 8.18^{+-}$$

$$e = 9.87$$

a. 部材製作時

$$\sigma_t = \frac{88.96}{1.675} - \frac{8.78}{0.143} + \frac{2.3}{0.143} = 53.1 - 61.4 + 16.1 = 7.8$$

$$\sigma_f = \frac{88.96}{1.675} + \frac{8.78}{0.134} - \frac{2.3}{0.134} = 53.1 + 65.5 - 17.2 = 101.4$$

b. スラット打設時

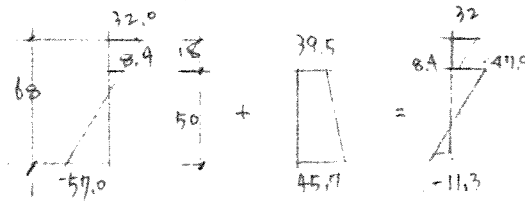
$$\sigma_c = 0.8 (53.1 - 61.4) + 16.1 + \frac{4.28}{0.143} = -6.6 + 16.1 + 30 = 39.5$$

$$\sigma_f = 0.8 (53.1 + 65.5) - 17.2 - \frac{4.28}{0.134} = 94.9 - 17.2 - 32 = 45.7$$

c. 設計荷重時

$$\sigma_t = \frac{18.28}{0.57} = 32.0$$

$$\sigma_f = \frac{-18.28}{0.321} = -57.0$$



d. VW割断耐力

$$M_{CR} = (46.6 + 94.9) \times 0.321 - (23 + 9.28) \times 0.321 / 0.134 - 1 = 45.4 - 9.1 = 36.3^{+-}$$

$$M_{CR}/M = 36.3 / 24.86 = 1.46 > 1.15 \quad OK$$

E. 破壊耐力

$$P_y = 13.9 \times 8^c = 111.2^+$$

$$n = 111.200 / 227 \times 210 = 2.4 \text{ mm}$$

$$M_B = 111.2 (0.52 - 0.5 + 0.024) = 56.48^{+-}$$

$$M_B/M = 56.48 / 24.86 = 2.27 > 2.0 \quad OK$$

PB5

RC部材として設計する

$$\text{自重} + \text{スラット} \quad M = 4.87$$

$$d = 45$$

$$j = 39.3$$

$$LL + \text{土圧} \quad M = 4.61$$

$$d = 60$$

$$j = 52.5$$

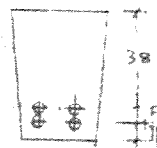
$$A_s = 4.87 / 2 \times 0.393 + 4.61 / 2 \times 0.525 = 10.5 \text{ cm}^2$$

(4-D19)

1/4 桌。検討

寸法: $12.4 \times 60 = 1144$ 115 cm とする。

PB1A



中央 = 同軸

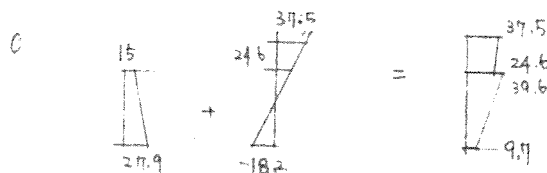
自重	スラブ	LL+柱上
$\sigma_c = \frac{1.72}{0.143} = 12.0$	$\frac{3.21}{0.143} = 22.4$	$\frac{5.36}{0.476} = 34.5$
$\sigma_T = \frac{1.72}{0.134} = 12.8$	$\frac{3.21}{0.134} = 24.0$	$\frac{5.36}{0.295} = 18.2$

a. $\sigma_c = 26.6 - 40.9 + 12.0 = -12.3$

$\sigma_T = 26.6 + 54.3 - 12.8 = 68.1$

b. $\sigma_c = -19.4 + 12.0 + 22.4 = 15.0$

$\sigma_T = 64.1 - 12.8 - 24.0 = 27.9$



PE1

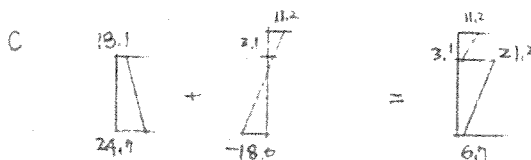
PB1ト同軸

自重	スラブ	LL+柱上
$\sigma_c = \frac{1.72}{0.143} = 12.0$	$\frac{3.65}{0.143} = 25.5$	$\frac{5.32}{0.476} = 11.2$
$\sigma_T = \frac{1.72}{0.134} = 12.8$	$\frac{3.65}{0.134} = 27.2$	$\frac{5.32}{0.295} = 18.0$

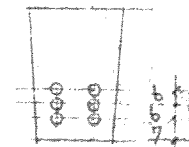
a. PB1ト同軸

b. $\sigma_c = -19.4 + 12.0 + 25.5 = 18.1$

$\sigma_T = 64.1 - 12.8 - 27.2 = 24.1$



PB2



中央 = 同軸

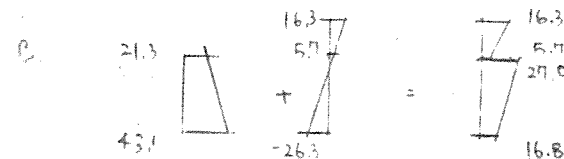
自重	スラブ	LL+柱上
$\sigma_c = \frac{1.72}{0.143} = 12.0$	$\frac{3.65}{0.143} = 25.5$	$\frac{5.77}{0.476} = 16.3$
$\sigma_T = \frac{1.72}{0.134} = 12.8$	$\frac{3.65}{0.134} = 27.2$	$\frac{5.77}{0.295} = 26.3$

a. $\sigma_c = 20.8 - 60 + 12.0 = -27.2$

$\sigma_T = 32.8 + 64.1 - 12.8 = 94.1$

b. $\sigma_c = -16.2 + 12.0 + 25.5 = 21.3$

$\sigma_T = 83.1 - 12.8 - 27.2 = 43.1$



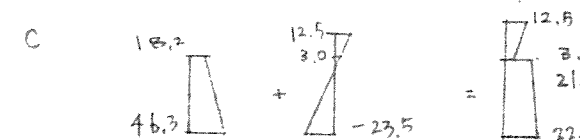
PB3

PB2ト同軸

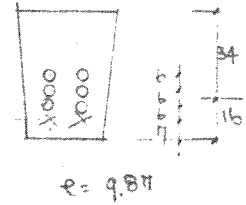
自重	スラブ	LL+柱上
$\sigma_c = \frac{1.72}{0.143} = 12.0$	$\frac{3.21}{0.143} = 22.4$	$\frac{9.15}{0.731} = 12.5$
$\sigma_T = \frac{1.72}{0.134} = 12.8$	$\frac{3.21}{0.134} = 24.0$	$\frac{9.15}{0.389} = 23.5$

b. $\sigma_c = -16.2 + 12 + 22.4 = 18.2$

$\sigma_T = 83.1 - 12.8 - 24.0 = 46.3$



PB4



$$P = 8^{\circ} \times 11.12 = 88.96^{\circ}$$

$$P_e = 8.78^{\circ} + m$$

$$a. \sigma_c = \frac{88.96}{1.675} - \frac{8.78}{0.143} + \frac{1.12}{0.143} = 53.1 - 61.7 + 12.0 = 3.7$$

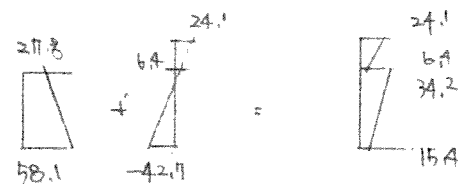
$$\sigma_f = \frac{88.96}{1.675} + \frac{8.78}{0.134} - \frac{1.12}{0.134} = 53.1 + 65.5 - 12.8 = 106.8$$

$$b. \sigma_c = 0.8 (53.1 - 61.7) + 12.0 + \frac{3.21}{0.143} = -6.6 + 12.0 + 22.4 = 27.8$$

$$\sigma_f = 0.8 (53.1 + 65.5) - 12.8 - \frac{3.21}{0.124} = 94.9 - 12.8 - 24.0 = 58.1$$

$$c. \sigma_c = \frac{13.71}{0.571} = 24.1$$

$$\sigma_f = -\frac{13.71}{0.321} = -42.7$$



せん断耐力の検討

ア-ランション部は、端部には RC 部材として検討する。

ス. ジョイント強度は、現場打ちコンクリート。低強度のもので検討する。

For 210 (普通) 11 号: (重量) 6.3 kg/m³

$$PB1. \quad Q = 7.96^{\circ} \quad \bar{d} = 52.5$$

$$Z = 7960 / 30 \times 52.5 = 5.1 < 6.3$$

$$PB1-A \quad Q = 8.27^{\circ} \quad \bar{d} = 53.8$$

$$Z = 8270 / 30 \times 53.8 = 5.1 < 6.3$$

$$PB2 \quad Q = 10.14^{\circ} \quad \bar{d} = 53.8$$

$$Z = 10140 / 30 \times 53.8 = 6.29 < 6.3$$

$$PB3 \quad Q = 11.23^{\circ} \quad \bar{d} = 55.1$$

$$Z = 11230 / 30 \times 55.1 = 6.8 < 7.0$$

$$PB4 \quad Q = 14.83^{\circ} \quad \bar{d} = 55.1$$

$$Z = 14830 / 30 \times 55.1 = 8.98 > 6.3$$

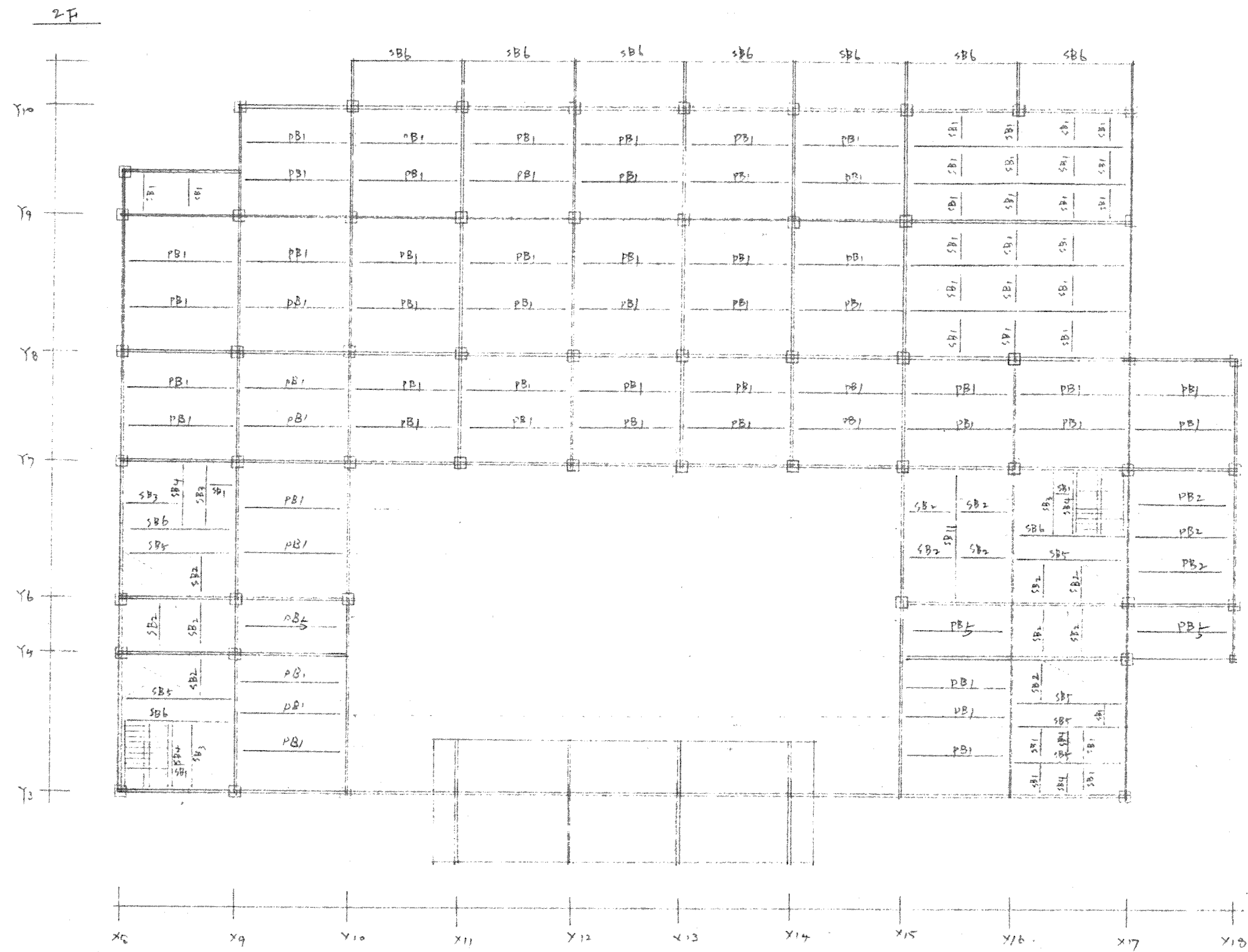
$$St \ 2-B10 @ 100 \quad p_w = 0.0473$$

$$Q_R = 30 \times 55.1 \times \{ 6.3 + 1500 \times (0.0473 - 0.002) \} = 14.1^{\circ} > 14.83$$

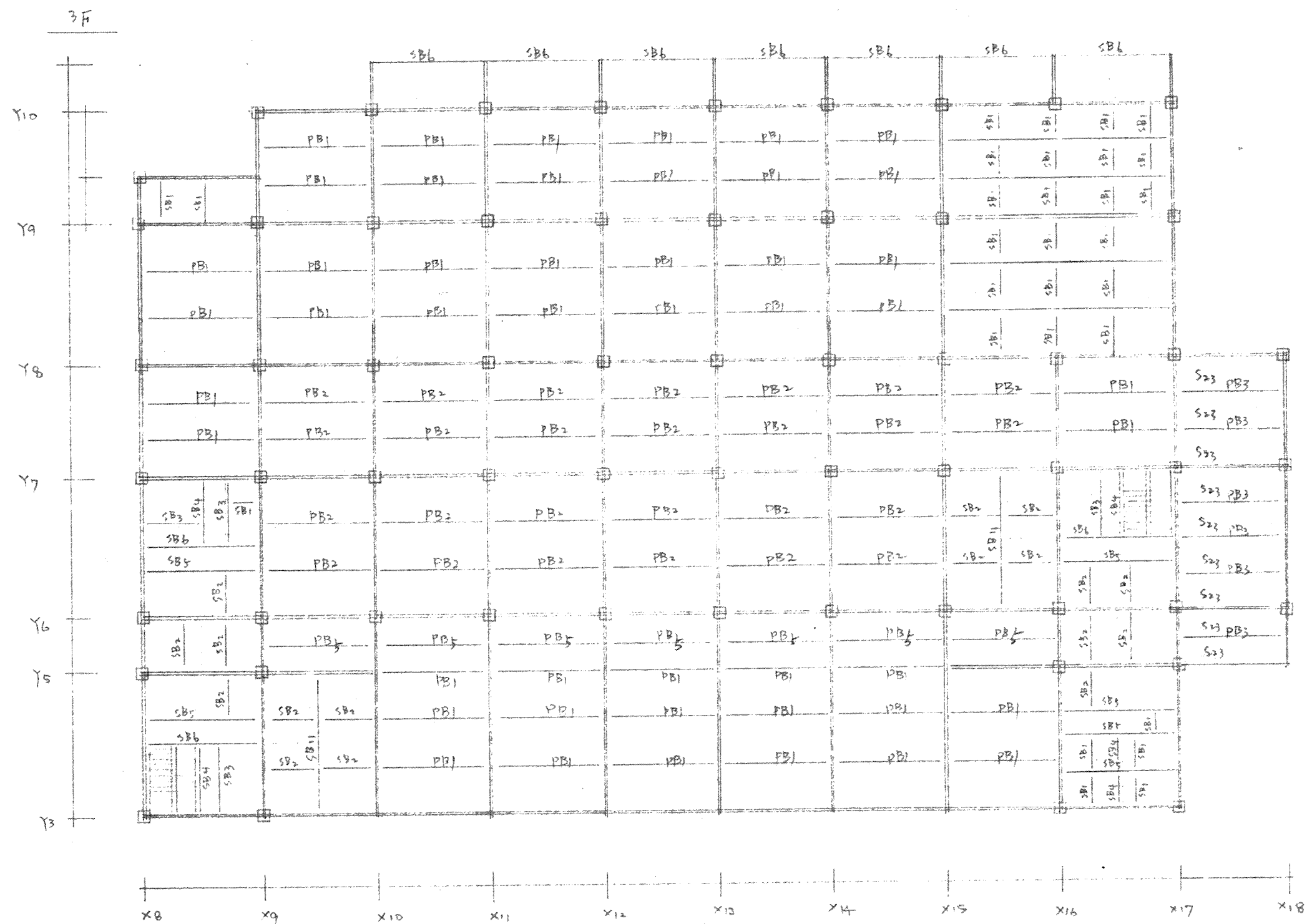
OK.

$$PB4 \pm 除くは、2-B10 @ 200 \times \bar{d}$$

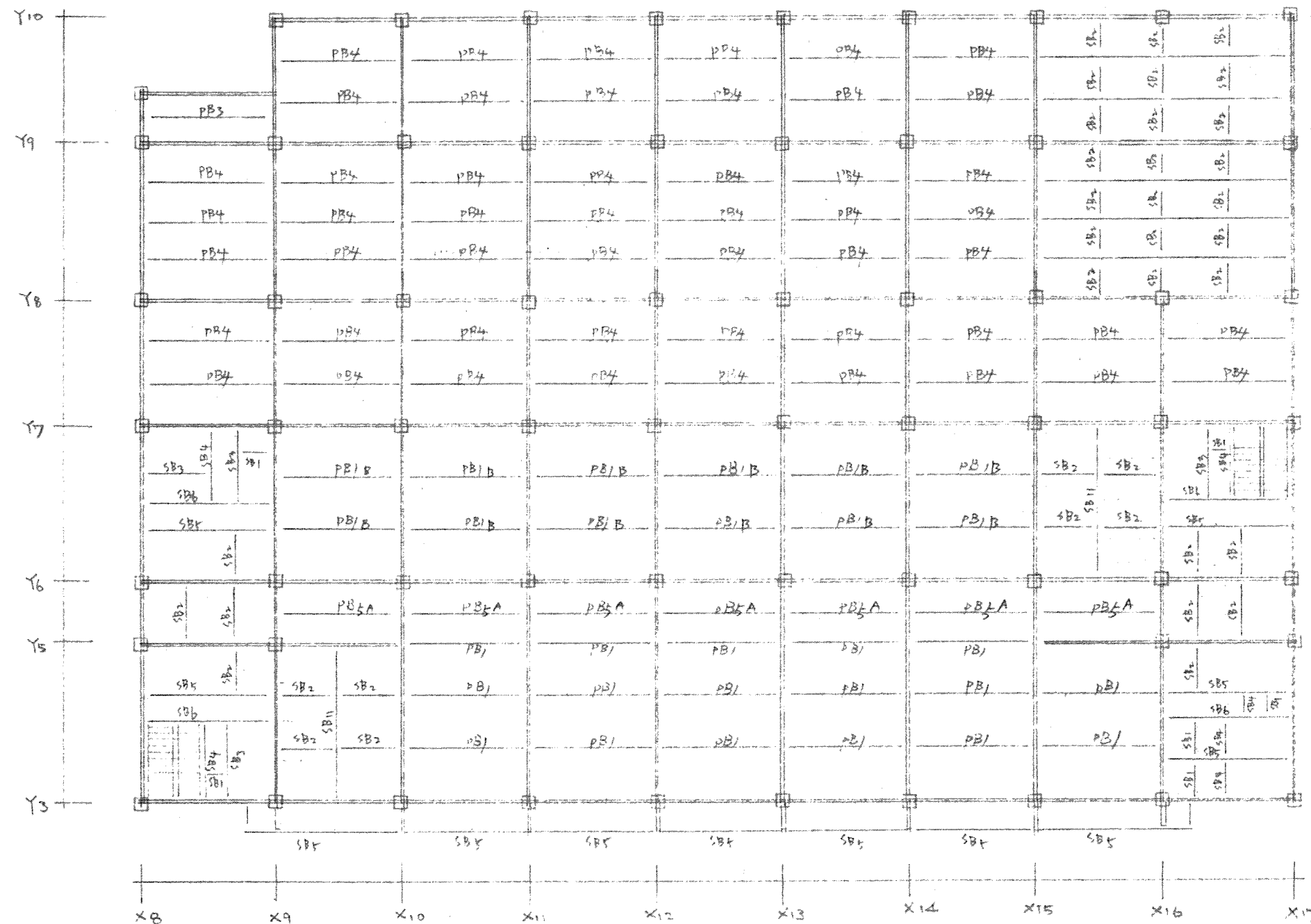
A'-4-4床版、小梁符号図

特記なし床版はDS₁とする。

特記なし床版はDS1とする。



4F



S24 232

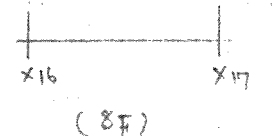
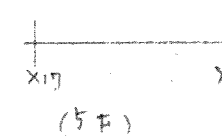
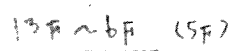
日本庭園

S23 232

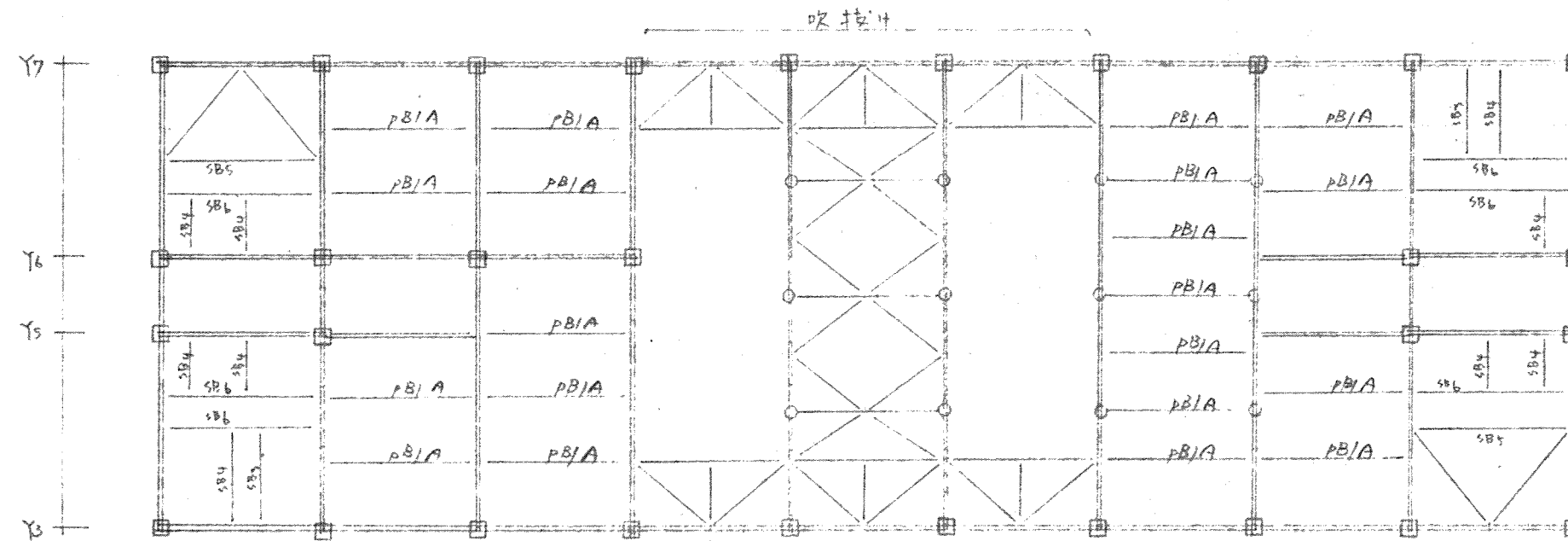
特記なし 05, 232

S24

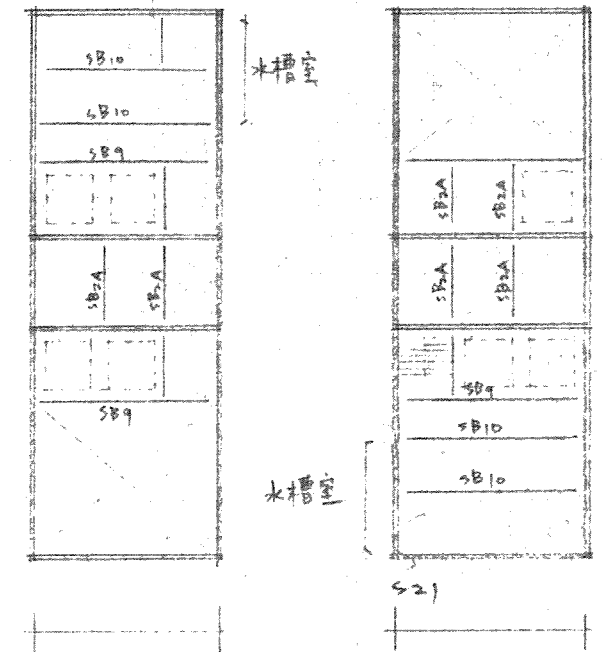
特記有:床は.DS1と可也。



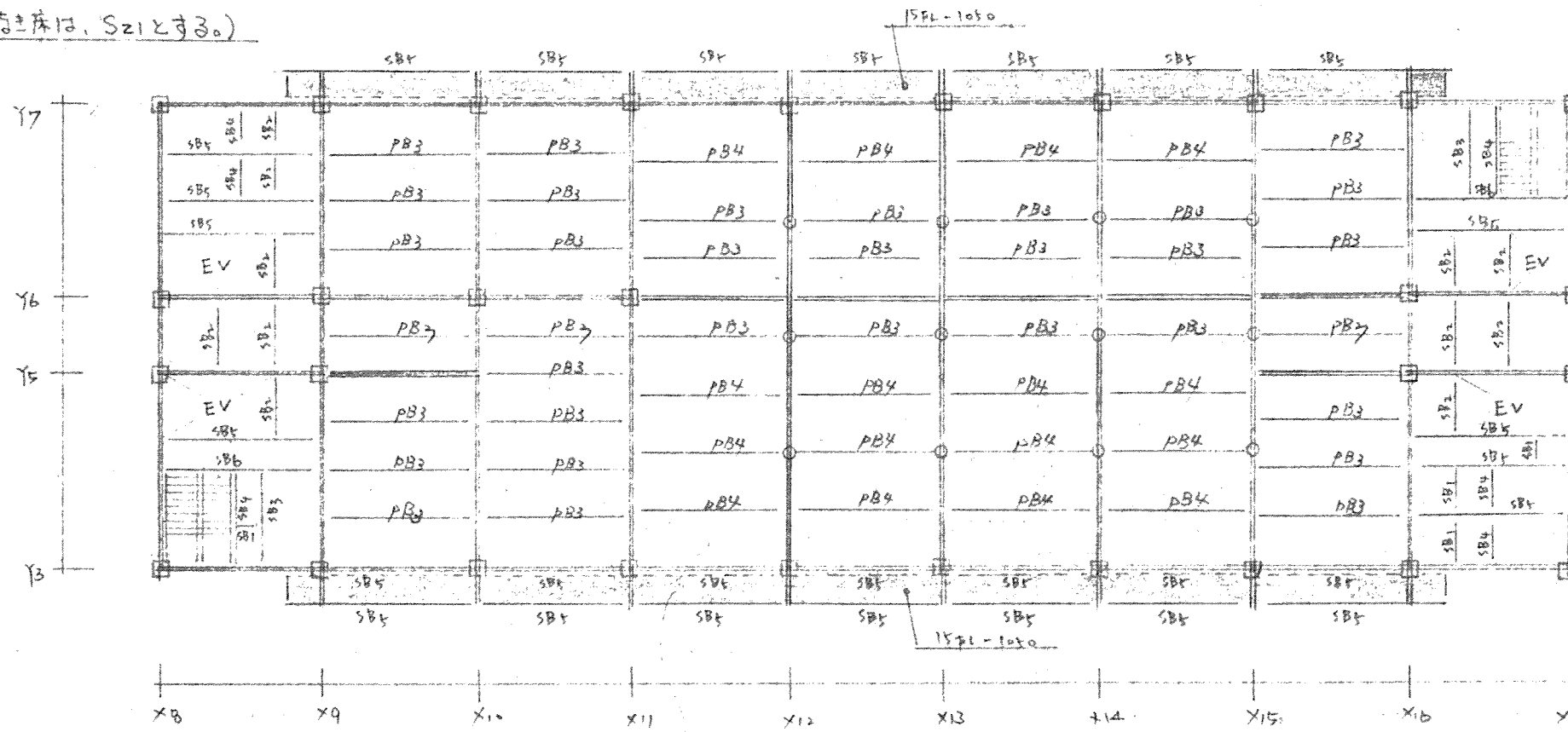
RF (特記な床は S22 とする。)



M15F S21



15F (特記な床は S21 とする。)



S24

A-5 地震時応力

- A5-1 地震重量
- A5-2 地震力の算定
- A5-3 設計用せん断力係数・ブレースの負担割合
- A5-4 地震力によるねじれの検討
- A5-5 引張力の検討
- A5-6 地震応力図
- A5-7 水平バネ地

A5-1

地震重量

階	種別	荷重内訳	計
15	S(屋根)	$0.490 \times (21.6 \times 43.2 - 7.2 \times 4.8 \times 2 + 43.2 \times 2.25) = 471.0$	
	ト(大梁)	$0.230 \times (20.5 \times 6 + 6.65 \times 16 + 6.95 \times 4) + 0.200 \times 3.05 \times 4 = 61.6$	
	ト	$0.180 \times (16.9 \times 4 + 6.95 \times 4) = 17.2$	
	7" L-ス	$0.040 \times (57.4 + 25.2) + 0.080 \times 100.0 = 11.4$	
	B(小梁)	$0.120 \times 60.0 + 0.05 \times 43.2 + 0.160 \times 64.8 + 0.080 \times 115.5 = 29.0$	
	B(PC)	$0.390 \times 7.2 \times 23 = 64.6$	
	C(柱)	$0.460 \times (3.0 \times 14 + 1.5 \times 16) = 30.4$	
	W(PC版)	$0.340 \times (79.2 \times 15 + 98.8 \times 3.0 + 45.2 \times 2.75) = 183.4$	
	W(ALC)	$0.110 \times (229.8 \times 1.28 + 41.6 \times 2.45) = 43.6$	
	パイプ	$0.600 \times (174.0 + 43.2) + 0.230 \times 43.2 = 140.3$	
	煙突	$1.000 \times 2.1 = 2.1$	
	余力	$= 30.0$	984.6 (0.90)
114	S(EV33室)	$0.680 \times 9.2 \times 7.5 \times 2 + 20.5 \times 7.5 + 0.390 \times 1.4 \times 7.5 \times 2 = 243.5$	
	S(水槽室)	$1.530 \times 4.8 \times 7.5 \times 2 = 110.2$	
	ト	$0.180 \times (16.9 \times 4 + 6.95 \times 4) + 0.200 \times 3.05 \times 4 = 19.6$	
	7" L-ス	$0.040 \times 114.8 = 4.6$	
	B(小梁)	$0.120 \times 60.0 + 0.05 \times 43.2 = 9.5$	
	C	$0.460 \times 3.0 \times 16 = 22.1$	
	W(PC版)	$0.340 \times 79.2 \times 3.0 = 80.8$	
	W(ALC)	$0.110 \times 229.8 \times 2.77 = 70.0$	
	煙突	$1.000 \times 3.0 = 3.0$	565.3 (1.74)
14	S(CT置場)	$0.990 \times 21.6 \times 21.6 = 461.9$	
	S(機械室)	$0.900 \times (21.6 \times 28.8 + 4.8 \times 7.5 \times 2) + 0.780 \times (7.2 \times 7.5) = 666.8$	
	S	$0.390 \times (13.2 \times 7.5 \times 2 - 2.8 \times 18.0) - (0.37 - 0.31) \times 9.2 \times 4.2 = 34.3$	
	ト	$0.230 \times (20.5 \times 6 + 6.65 \times 16 + 6.95 \times 4) + 0.200 \times 3.05 \times 4 = 61.6$	
	ト	$0.180 \times (16.9 \times 4 + 6.95 \times 4) = 17.2$	
	7" L-ス	$0.040 \times (57.4 + 25.2 + 74.8) + 0.080 \times 75.6 = 12.3$	
	B(小梁)	$0.120 \times 75.0 + 0.05 \times 44.8 = 11.2$	
	B(PC)	$0.390 \times 7.2 \times 46 = 129.1$	
	C	$0.460 \times (5.25 \times 2 + 3.75 \times 16 + 3.75 \times 12) + 1.000 \times 3.0 \times 12 = 134.0$	
	W(PC)	$0.340 \times (79.2 \times 3.75 + 45.2 \times 2.15) = 134.0$	
	W(ガリ)	$0.040 \times 6.2 \times 3.0 \times 14 = 10.4$	
	W(ALC)	$0.110 \times (229.8 \times 1.5 + 253.2 \times 2) + 41.6 \times 2.75 + 72.0 \times 2.5 = 151.6$	
	パイプ	$0.400 \times 86.4 = 34.6$	
	煙突	$1.000 \times 3.75 = 3.8$	
	底	$0.930 \times 100.8 = 93.7$	
	W(RC)	$0.400 \times 6.2 \times 0.73 \times 14 = 25.3$	2001.8 (1.42)

13	S(28室)	$0.520 \times (50.4 \times 21.6 + 15.0 \times 3.6 - 4.5 \times 9.0) + 0.990 \times 4.5 \times 9.0 = 613.2$	
	S(27室)	$0.390 \times (75 \times 9.0 \times 4 - 18.0 \times 3.8 - 6.2 \times 5.2 \times 2 - 4.2 \times 4.6 \times 2 - 3.0 \times 4.8 \times 2) = 37.7$	
	"	$0.370 \times 6.2 \times 5.2 + 0.610 \times 6.2 \times 5.2 + 0.310 \times (4.2 \times 4.6 + 3.0 \times 4.8) \times 2 = 49.5$	
	ト	$0.230 \times (20.5 \times 6 + 6.65 \times 16 + 6.95 \times 4) + 0.200 \times 3.05 \times 4 = 72.3$	
	ト	$0.180 \times (16.9 \times 4 + 6.95 \times 4) = 17.2$	
	B(小梁)	$0.230 \times 18.0 + 0.120 \times 60.0 + 0.050 \times 92.8 = 16.0$	
	B(PC)	$0.390 \times 7.2 \times 36 = 101.1$	
	C	$0.460 \times (4.15 \times 18 + 1.9 \times 4 + 1.15 \times 12) + 1.000 \times 3.0 \times 12 = 80.2$	
	W(PC)	$0.340 \times 79.2 \times 4.15 = 111.8$	
	W(ALC)	$0.110 \times 253.2 \times 2.25 + 0.070 \times 253.2 \times 1.73 + 0.110 \times 173.0 \times 2.25 = 135.9$	
	W(RC)	$0.400 \times 6.2 \times 0.73 \times 14 = 25.3$	
	煙突	$1.000 \times 4.15 = 4.2$	
	底	$1.020 \times 100.8 = 102.8$	
	2F	$0.040 \times 6.2 \times 2.0 \times 14 = 6.9$	
	7" L-ス	$0.040 \times 143.6 = 5.7$	1379.8 (0.97)
12	S(一般)	$0.390 \times (50.4 \times 21.6 + 15.0 \times 3.6) = 445.7$	
	S(27室)	$13F \sim 50.0 \quad 37.7 + 49.5 = 87.2$	
	ト	$13F \sim 50.0 \quad 72.3 + 17.2 = 89.5$	
	B	$" \quad 16.0 + 101.1 = 117.1$	
	C	$0.460 \times (3.8 \times 22 + 0.8 \times 12) + 1.000 \times 3.0 \times 12 = 78.9$	
	W(PC)	$0.340 \times 79.2 \times 3.8 = 102.3$	
	W(ALC)	$0.070 \times 253.2 \times 3.63 = 64.3$	
	W(RC)	$0.400 \times 74.4 \times 0.73 = 25.3$	
	2F	$0.040 \times 74.4 \times 2.0 = 6.9$	
	煙突	$1.000 \times 3.8 = 3.8$	
	底	$1.020 \times 100.8 = 102.8$	
	7" L-ス	$0.040 \times 137.6 = 5.5$	1129.3 (0.80)
11	S	$12F \sim 50.0 \quad 445.7 + 87.2 = 532.9$	
	ト	$0.260 \times 12.05 \times 6 + 0.230 \times (6.45 \times 6 + 6.65 \times 12 + 6.95 \times 4) + 0.200 \times 3.05 \times 4 = 74.5$	
	ト	$0.180 \times (16.9 \times 4 + 6.95 \times 4) = 17.2$	
	B	$12F \sim 50.0 \quad 117.1$	
	C	$" \quad 78.9$	
	W+2L	$" \quad 102.3 + 61.3 + 25.3 + 6.9 = 195.8$	
	煙突	$" \quad 3.8$	
	底	$" \quad 102.8$	
	7" L-ス	$" \quad 5.5$	1131.5 (0.80)
10	11F 同C		1131.5
9	"		1131.5
8	"		1131.5

7	Δ (水廻り) $12.400 - 0.610 \times 6.2 \times 5.2 = 57.7$ Δ (他) は 11F に同じ $= 1131.5$	1189.2 (984)
6	Δ 11F に同じ $= 532.9$ Γ $0.260 \times 12.05 \times 6 + 0.250 \times (8.45 \times 6 + 6.65 \times 23 + 4.95 \times 4) = 76.7$ Γ $0.180 \times (16.9 \times 4 + 6.95 \times 4) + 0.200 \times 3.05 \times 4 = 19.6$ B 11F に同じ $= 117.1$ C " $= 78.9$ $W \sim 2T$ " $= 198.8$ W 重突 " $= 3.8$ W 重突 " $= 102.8$ W 重突 " $= 5.5$	1136.1 (980)
5	6F に同じ	1136.1
4	W (軽向仕切) $0.030 \times 50.4 \times 21.6 = 32.7$ W (重向仕切) $0.490 \times 4.5 \times 7.05 = 15.5$ Γ $0.230 \times 7.05 \times 2 = 3.2$ B $0.120 \times 4.5 \times 1.4 = 0.8$ W $0.060 \times 7.05 \times 2.5 \times 2 = 2.1$ W $0.230 \times 7.05 \times 2 = 3.2$ Δ (他) は 6F に同じ $= 1136.1$	1193.6 (984)
3	Δ (低層部) Δ (屋上) $1.510 \times 66.6 + 0.710 \times 816.5 + 7.2 \times 0.15 \times 1.9 \times 4.8 = 1723.8$ Γ $0.230 \times (21.9 \times 7 + 17.7 + 6.03 \times 2 + 53.6) = 89.5$ B (PC) $0.390 \times 7.2 \times 61 = 171.3$ Γ $0.040 \times 22.4 = 0.9$ C $0.460 \times 1.9 \times 31 = 27.1$ W (ALC) $0.070 \times (60.8 + 56.9) \times 1.65 = 13.6$ W (外装) $0.060 \times 97.2 \times 2.5 = 14.6$ W (重突) $0.230 \times 97.2 = 22.4$ Δ (高層部) W (軽向仕切) $= 32.7$ W (重向仕切) $0.510 \times 7.05 \times 2 = 7.2$ Γ $3.2 + 0.8 = 4.0$ W $0.060 \times 7.05 \times 2.5 \times 2 = 2.1$ W (PC) $0.390 \times (77.2 \times 1.9 + 63.2 \times 1.9) = 92.0$ W (ALC) $0.070 \times (253.2 \times 3.3 + 16.0 \times 1.73) = 66.3$ W (外装) $1.020 \times 50.4 = 51.4$ Δ (他) は 6F に同じ $= 1136.1$	2063.2 2198.9 1136.1

2	Δ (低層部) Δ (屋上) $0.390 \times (64.8 \times 23.4 - 4.2 \times 7.2) = 579.6$ Δ (屋上) $1.510 \times 23.4 \times 3.6 + 0.490 \times 50.4 \times 3.0 + 0.980 \times 7.2 \times 7.2 = 250.0$ Γ $0.230 \times (38.9 \times 6 + 6.7 \times 1 + 6.2 \times 7.5 \times 8 + 3.35 \times 3) = 79.7$ B (PC) $0.390 \times (7.2 \times 61 + 6.9 \times 2 + 3.6 \times 4) = 182.3$ B (S造) $0.120 \times (7.2 \times 7.5) = 6.5$ Γ $0.040 \times 67.0 = 2.8$ W (ALC) $0.070 \times (60.8 \times 3.98 + 56.9 \times 1.9) = 24.5$ W (外装) $0.060 \times (97.5 \times 1.9 + 106.5 \times 2.5 + 98.9 \times 0.6) = 28.3$ W (RC) $0.400 \times (97.5 \times 0.73) = 28.5$ W (重突) $0.230 \times 98.9 = 22.8$ Δ (高層部) Δ (屋上) $0.390 \times (50.4 \times 21.6 - 44.0 \times 9.0 + 15.0 \times 3.6) = 291.2$ Δ (重突) $0.480 \times 44.0 \times 9.0 + 0.980 \times 12.6 \times 6.9 = 275.3$ Δ (重突) $= 87.2$ Γ $96.3 + 0.230 \times (6.4 \times 3 + 11.6) = 103.4$ B $117.1 + 0.390 \times (6.9 \times 4) = 127.9$ C $0.460 \times (4.15 \times 22 + 0.8 \times 6 + 1.6 \times 6) + 1.000 \times (3.35 \times 6 + 2.35 \times 6) = 82.2$ Γ $0.040 \times 143.6 = 5.7$ W (PC) $0.390 \times (63.2 \times 1.9 + 46.1 \times 2.5) = 77.6$ W (ALC) $0.070 \times 269.2 \times 1.9 + 0.110 \times 284.3 \times 2.08 = 100.8$ W (RC) $0.400 \times 61.7 \times 0.73 = 18.0$ W (外装) $0.040 \times 43.4 \times 2.0 = 3.5$ W (重突) $1.000 \times 4.15 = 4.2$ W (重突) $1.020 \times 50.4 = 51.4$ W (外装) $0.060 \times (205 \times 0.6) \times 1.95 + 0.230 \times 19.5 = 2.8$ Δ (高層部) Δ (屋上) $0.390 \times (64.8 \times 19.2 - 7.2 \times 10.2 + 12.0 \times 3.6 + 7.2 \times 7.2) = 493.6$ Δ (重突) $0.520 \times (69.8 \times 7.2 + 9.0 \times 3.6) = 259.5$ Γ $= 99.7$ B $= 182.3$ Γ $0.040 \times (38.7 + 23.8) = 2.5$ W (ALC) $0.110 \times 60.8 \times 4.33 = 29.0$ W (外装) $0.060 \times 106.5 \times 4.5 = 28.7$ W (RC) $0.400 \times 77.2 \times 0.73 = 23.1$ Δ (高層部) Δ (屋上) $0.390 \times (144 \times 9.0 + 19.8 \times 6.9) = 103.8$ Δ (重突) $0.520 \times (30.2 \times 7.2 + 15.0 \times 3.6) = 114.1$ Δ (重突) $0.860 \times (12.0 \times 3.6) = 37.1$ Δ (重突) $= 87.2$ Γ $0.290 \times 302.3 + 0.200 \times 12.2 + 0.180 \times 107.6 = 109.5$ B (PC) $0.390 \times 165.6 = 64.6$ B (S造) $0.230 \times 9.0 + 0.120 \times 96.0 + 0.050 \times 74.8 = 17.3$ Γ $0.040 \times 147.6 = 6.0$	1220.3 2456.5 (0.760) 1236.2
1	Δ (低層部) Δ (屋上) $0.390 \times (64.8 \times 19.2 - 7.2 \times 10.2 + 12.0 \times 3.6 + 7.2 \times 7.2) = 493.6$ Δ (重突) $0.520 \times (69.8 \times 7.2 + 9.0 \times 3.6) = 259.5$ Γ $= 99.7$ B $= 182.3$ Γ $0.040 \times (38.7 + 23.8) = 2.5$ W (ALC) $0.110 \times 60.8 \times 4.33 = 29.0$ W (外装) $0.060 \times 106.5 \times 4.5 = 28.7$ W (RC) $0.400 \times 77.2 \times 0.73 = 23.1$ Δ (高層部) Δ (屋上) $0.390 \times (144 \times 9.0 + 19.8 \times 6.9) = 103.8$ Δ (重突) $0.520 \times (30.2 \times 7.2 + 15.0 \times 3.6) = 114.1$ Δ (重突) $0.860 \times (12.0 \times 3.6) = 37.1$ Δ (重突) $= 87.2$ Γ $0.290 \times 302.3 + 0.200 \times 12.2 + 0.180 \times 107.6 = 109.5$ B (PC) $0.390 \times 165.6 = 64.6$ B (S造) $0.230 \times 9.0 + 0.120 \times 96.0 + 0.050 \times 74.8 = 17.3$ Γ $0.040 \times 147.6 = 6.0$	1118.4 1118.4

1	$W(PC) \quad 0.340 \times (48.1 \times 4.5 + 84.4 \times 1.5) = 116.6$ $W(ALC) \quad 0.110 \times 284.3 \times 4.33 = 135.4$ $W(RC) \quad 0.400 \times 61.7 \times 0.73 = 18.0$ $W(2F) \quad 0.040 \times (34.3 \times 2.0 + 36.0 \times 5.25 + 14.4 \times 0.75) = 10.7$ $W(外窓) \quad 0.060 \times 19.5 \times 4.5 = 5.3$ $柱 \quad 0.200 \times (8.0 \times 25.0 + 3.5 \times 8.0 + 4.5 \times 3.6) = 48.8$ $壁 \quad 1.000 \times 4.5 = 4.5$ $22AL-9- \quad 14.5 \times 0.85 \times 2.0 = 16.0$ $C \quad 0.460 \times (4.5 \times 31 + 1.1 \times 6) + 1.000 \times 34 \times 6 = 87.6$ 982.5	2100.9 (983)
B1	<低層部(1)> $S \quad 0.650 \times 982.8 + 0.970 \times 354.2 + 0.990 \times 211.0 + 1.080 \times 81.0 = 1277.8$ $T \quad 1.490 \times (217.8 + 167.4) + 2.270 \times 9.3 = 595.1$ $C \quad 0.460 \times 225 \times 32 + 2.700 \times 2.0 \times 31 = 200.5$ $B \quad 0.380 \times 257.5 + 0.220 \times 40.6 = 145.8$ $22L-2 \quad 0.04 \times 23.8 = 1.0$ $W(RC) \quad 0.460 \times 67.0 \times 0.73 = 23.5$ $W(外窓) \quad 0.060 \times 98.4 \times 2.25 = 13.3$ $W(ALC) \quad 0.110 \times 80.4 \times 2.25 = 19.7$ $W150 \quad 0.460 \times (117.9 \times 1.00 + 70.8 \times 1.4 + 49.6 \times 0.8) = 118.1$ $W300 \quad 0.720 \times (47.0 \times 1.00 + 27 \times 0.5 + 16.3 \times 2.0) = 58.3$ $CB150 \quad 0.310 \times (47.0 \times 1.00) = 14.6$ 2565.9 <低層部(2)> $S \quad 1.570 \times (70.9 + 59.4) + 1.110 \times 2322 + 0.930 \times 454.7 = 885.2$ $T \quad 1.490 \times 83.3 + 1.020 \times 95.1 = 221.1$ $C \quad 2.500 \times 1.6 \times 13 = 52.0$ $B \quad 0.500 \times 208.3 + 0.220 \times 11.2 = 106.6$ $W15 \quad 0.460 \times (9.6 \times 0.6 + 5.7 \times 1.15) = 5.7$ $W300 \quad 0.720 \times 71.6 \times 0.6 = 30.9$ $CB150 \quad 0.310 \times (71.6 \times 0.6) = 13.3$ 1314.8 <高層部> $S \quad 0.990 \times 887.8 + 0.930 \times 317.5 + 0.690 \times 40.92 + 0.760 \times 86.68 = 1268.2$ $S \quad 0.310 \times 57.84 + 0.580 \times 44.16 = 43.5$ $T \quad 1.490 \times 354.1 + 1.020 \times 56.4 = 585.1$ $T \quad 2.270 \times 18.85 = 42.8$ $C \quad 0.460 \times 2.25 \times 31 + 1.000 \times 2.25 \times 6 = 45.6$ $C \quad 2.700 \times 2.0 \times 6 + 3.84 \times 2.0 \times 12 + 4.49 \times 2.0 \times 16 = 268.1$ $W(PC) \quad 0.340 \times 48.1 \times 2.25 = 36.8$ $W(ALC) \quad 0.110 \times 284.3 \times 2.25 = 70.4$ $W(2F+外窓) \quad 0.040 \times 50.4 \times 2.25 + 0.06 \times 7.2 \times 2.25 = 6.6$ $W150 \quad 0.460 \times (11.8 \times 1.0 + 12.6 \times 1.2) = 93.7$ $W200 \quad 0.580 \times 45.8 \times 1.0 = 44.0$ $W400 \quad 1.060 \times 55.6 \times 1.0 + 0.960 \times 30.4 \times 1.0 = 88.5$ $CB150 \quad 0.31 \times 30.8 \times 1.0 = 9.5$ $壁窓 \quad 1.000 \times 4.24 + 13.0(22AL-9-) = 17.3$ 2620.2	6500.9 (1.66)

B2	<低層部(1) — 基礎> $S \quad 0.580 \times 799.2 + 0.660 \times 397.4 + 1.040 \times 116.6 + 0.690 \times 43.2 = 876.9$ $TH \quad 2.690 \times (220.1 + 167.4) = 1042.4$ $TH \quad 1.920 \times 259.4 = 498.0$ $HS \quad 0.600 \times 1706.4 = 1023.8$ $B \quad 0.220 \times 216.0 = 47.5$ $C \quad 2.700 \times 3.0 \times 31 + 2.910 \times 1.6 \times 31 = 311.7$ $W150 \quad 0.460 \times (188.7 \times 2.0 + 49.6 \times 0.8) = 191.9$ $W300 \quad 0.720 \times 66.0 \times 2.0 = 95.0$ $CB150 \quad 0.310 \times 47.0 \times 2.0 = 29.1$ 4116.3 <低層部(2)> $S \quad 0.880 \times 850.2 = 748.2$ $T \quad 1.020 \times 221.6 = 226.0$ $B \quad 0.500 \times 182.11 + 0.220 \times 11.0 = 93.8$ $C \quad 2.700 \times 5.0 \times 8 + 2.500 \times 5.0 \times 12 = 258.0$ $W150 \quad 0.460 \times (15.3 \times 2.0 + 13.0 \times 2.55) = 36.4$ $W200 \quad 0.580 \times 21.8 \times 2.0 = 25.3$ $W300 \quad 0.720 \times (71.6 \times 3.0 + 43.4 \times 2.0) = 164.6$ $W400 \quad 0.760 \times 21.7 \times 2.0 = 41.7$ $CB150 \quad 0.310 \times 65.1 \times 2.0 = 40.4$ 1635.4 <高層部> $S \quad 0.880 \times 317.5 + 0.580 \times 274.3 + 0.550 \times 440.6 + 0.690 \times 40.92 = 777.2$ $S \quad 0.760 \times 86.68 + 0.310 \times 57.84 + 0.580 \times 44.16 = 109.4$ $T \quad 1.020 \times 356.3 = 363.4$ $TH \quad 2.690 \times 54.3 = 146.1$ $B \quad 0.500 \times 60.3 + 0.380 \times 183.7 + 0.220 \times 70.5 = 115.3$ $W150 \quad 0.460 \times (178.4 \times 2.0 + 110.4 \times 1.4) = 235.0$ $W200 \quad 0.580 \times (75.8 \times 2.0 + 81.4 \times 2.0) = 182.4$ $W400 \quad 1.060 \times (55.6 \times 2.0 + 30.8 \times 2.0) + 0.960 \times (30.8 \times 2.0 + 60.2 \times 2.0) = 266.3$ $W \quad 0.910 \times 54.3 \times 1.0 = 52.1$ $CB150 \quad 0.310 \times (30.8 \times 2.0 + 60.2 \times 2.0 + 14.3 \times 1.0) = 73.3$ $壁窓 \quad 1.000 \times 5.0 = 5.0$ $C \quad 268.1 + (2.700 \times 6 + 3.700 \times 12 + 4.320 \times 22) \times 3.0 = 735.0$ 3080.5	8453.6
B3	<高層部 + 低層部(2)> $S \quad 1.090 \times 1743.3 + 0.550 \times 184.8 + 0.590 \times 40.9 + 0.470 \times 37.8 = 2094.7$ $TH \quad 2.640 \times (287.2 + 266.5) = 2126.2$ $TH \quad 2.400 \times (283.65) = 680.8$ $B \quad 0.220 \times (327.3) = 72.0$ $HS \quad 0.840 \times 2067.8 = 1737.0$ $C \quad (2.700 \times 18 + 2.500 \times 10 + 3.700 \times 12 + 4.32 \times 22) \times 3.0 = 639.1$ $W150 \quad 0.460 \times (123.4 \times 3.0) = 170.3$ $W200 \quad 0.580 \times (103.2 \times 3.0) = 179.6$ $W400 \quad 1.060 \times (30.8 \times 3.0) + 0.960 \times 136.2 \times 3.0 = 490.2$ $CB150 \quad 0.310 \times (179.6 \times 3.0) = 167.0$ $壁窓 \quad = 3.0$ $W300 \quad 0.720 \times 43.4 \times 3.0 = 93.7$ 8453.6	

A5-2 地震力の算定

1) 方針

建設省建築研究所の新耐震設計法 II-B 案により水平震度を算出する。

2) 算定式

(1) バースシャー係数

$$\begin{aligned} EC_{B2} &= Z \times \eta_1(T) \times E_0 \\ &= Z \times \eta_1(T) \times 0.2 \\ &= 0.9 \times 0.71 \times 0.2 \\ &= 0.128 \rightarrow 0.13 \end{aligned}$$

地域係数

$$Z = 0.9 \quad (\text{熊本市})$$

推定固有周期

$$T_1 = 0.09 \times 15 = 1.35 \text{ (秒)}$$

地盤スペクトル係数

2種地盤 0.12

$$\eta_1(T) = 0.71 > 0.7 \eta_0(T) = 0.76 \times 0.7$$

3種地盤は

$$\eta_1(T) = 0.87 \rightarrow EC_{B2} = 0.157$$

(10) 各階水平震度分布

$$K_i = [1 + 2(\xi_{i+1}^2 + \xi_{i+1} \xi_i + \xi_i^2 - 1)] \times L \times \frac{\theta}{\pi}$$

$$\xi_i = \frac{\sum_{j=1}^{i-1} W_j}{\sum_{j=1}^N W_j} \quad (i \neq 1, N)$$

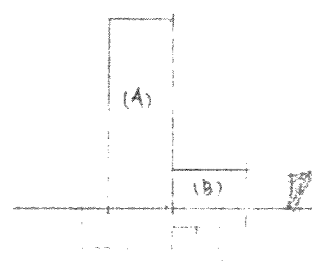
$$= 0 \quad (\lambda = 1)$$

$$= 1 \quad (\lambda = N)$$

$$\theta = 1 - \frac{2}{1+N} = 0.875$$

$$L = 0.5 + \frac{1}{0.1(N-1)+2} = 0.794$$

6.1)



(A) 部分は II-B により算定

(B) 部分は $K=0.2$ により算出 ($h=16$ 以内)

3-3 設計用層せん断力

3-3-1 地上部分

(*印 = 振動解析により修正した値を示す)

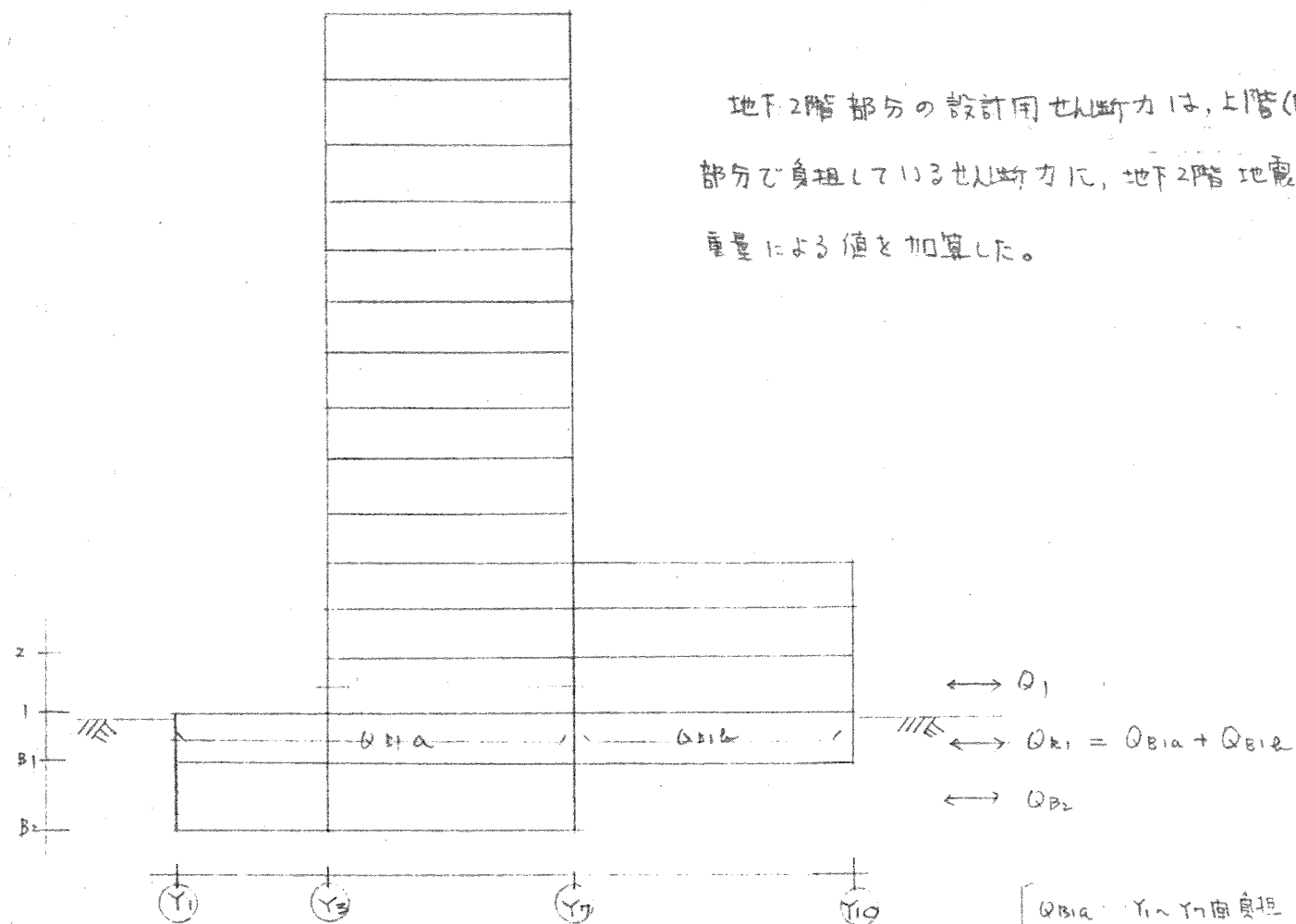
	地震重量 W_i	ΣW_i	ξ_i	ξ_o	各階震度 K_i	各階水平力 F_i	層剪断力	層剪断力 係数	備考
15	1267.3	1267.3	0.9320	1.8006	0.2659	$F_c = 447.2$ 337.0)	836.2	0.660	
14	2284.5	3551.8	0.8093	1.2777	0.2167	499.6	1335.8	0.376	
13	1379.8	4931.6	0.7352	0.7905	0.1746	240.9	1576.7	0.320	
12	1129.3	6060.9	0.6746	0.4916	0.1476	166.7	1743.4	0.288	
11	1131.5	7192.4	0.6139	0.2461	0.1255	142.0	1885.4	0.262	
10	1131.5	8323.9	0.5515	0.0197	0.1050	118.8	2004.2	0.240	
9	1131.5	9455.4	0.4908	-0.1842	0.0866	98.0	2102.2	0.222	
8	1131.5	10616.9	0.4300	-0.3632	0.0704	79.7	2181.9	0.206	
7	1189.2	11806.1	0.3662	-0.5205	0.0559	66.5	2248.4	0.190	
6	1136.1	12942.2	0.3052	-0.6610	0.0435	49.4	2297.8	0.176	
5	1136.1	14078.3	0.2442	-0.7728	0.0334	37.9	2335.7	0.166	
4	1193.6	15271.9	0.1801	-0.8640	0.0252	30.1	2365.8	0.155	
3	1135.7 (2198.0)	16407.6 (18470.8)	0.1191	-0.9320	(0.0190)	(21.6)	* 2826.0	* 0.153	低層部地震
2	1236.2 (2456.5)	17643.8 (20927.3)	0.0527	-0.9767	(0.0150)	(18.5)	* 3160.0	* 0.151	"
1	982.5 (2100.9)	18626.3 (23028.2)	0.000	-0.9967	(0.0132)	(13.0)	* 3454.2	* 0.150	"
B1	6500.9							0.150	"
B2								0.150	"

低層部

設計用剪断力係数

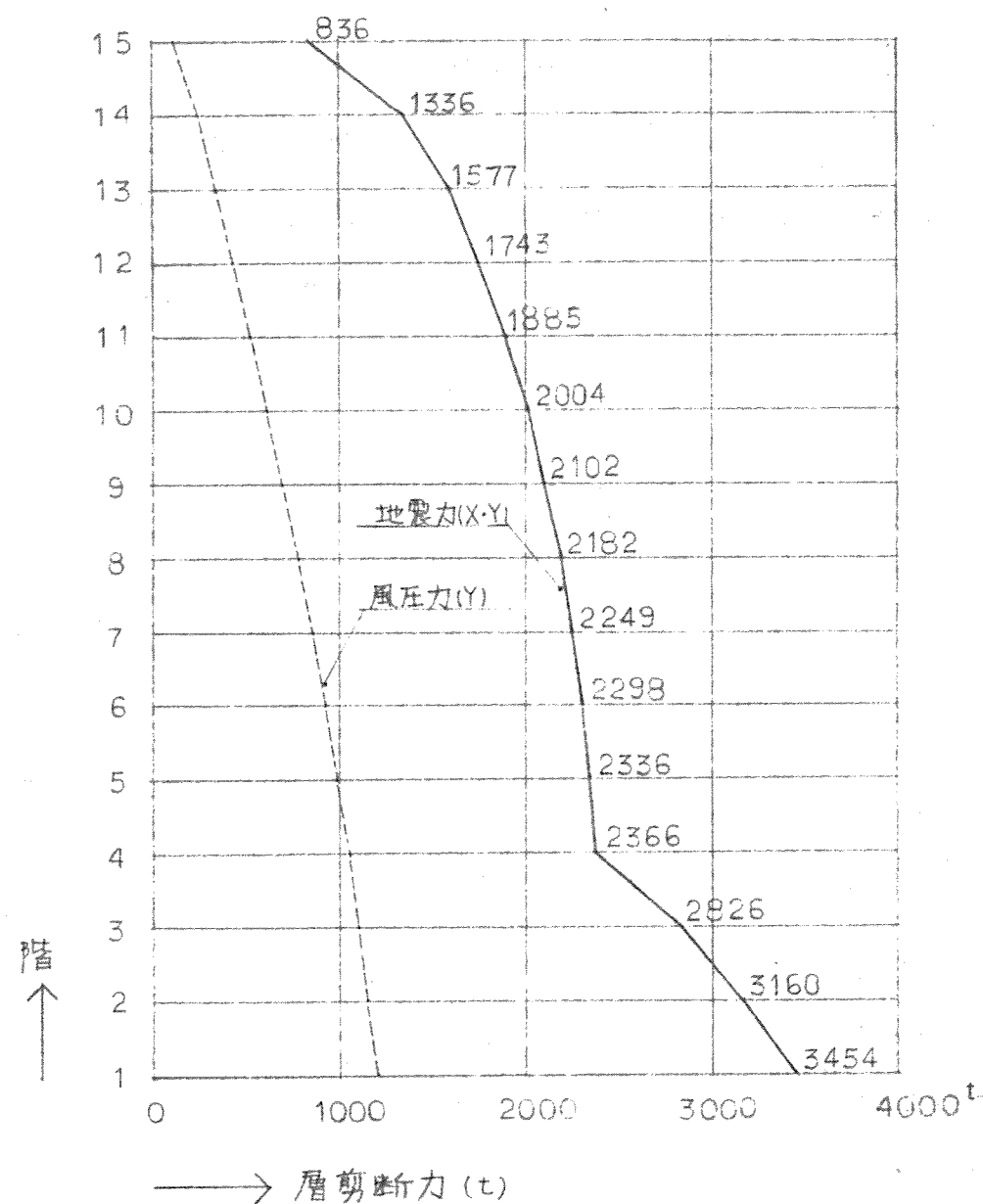
3-3-2 地下部分

地下2階部分の設計用せん断力は、上階(B₁)
部分で負担しているせん断力に、地下2階地震
重量による値を加算した。



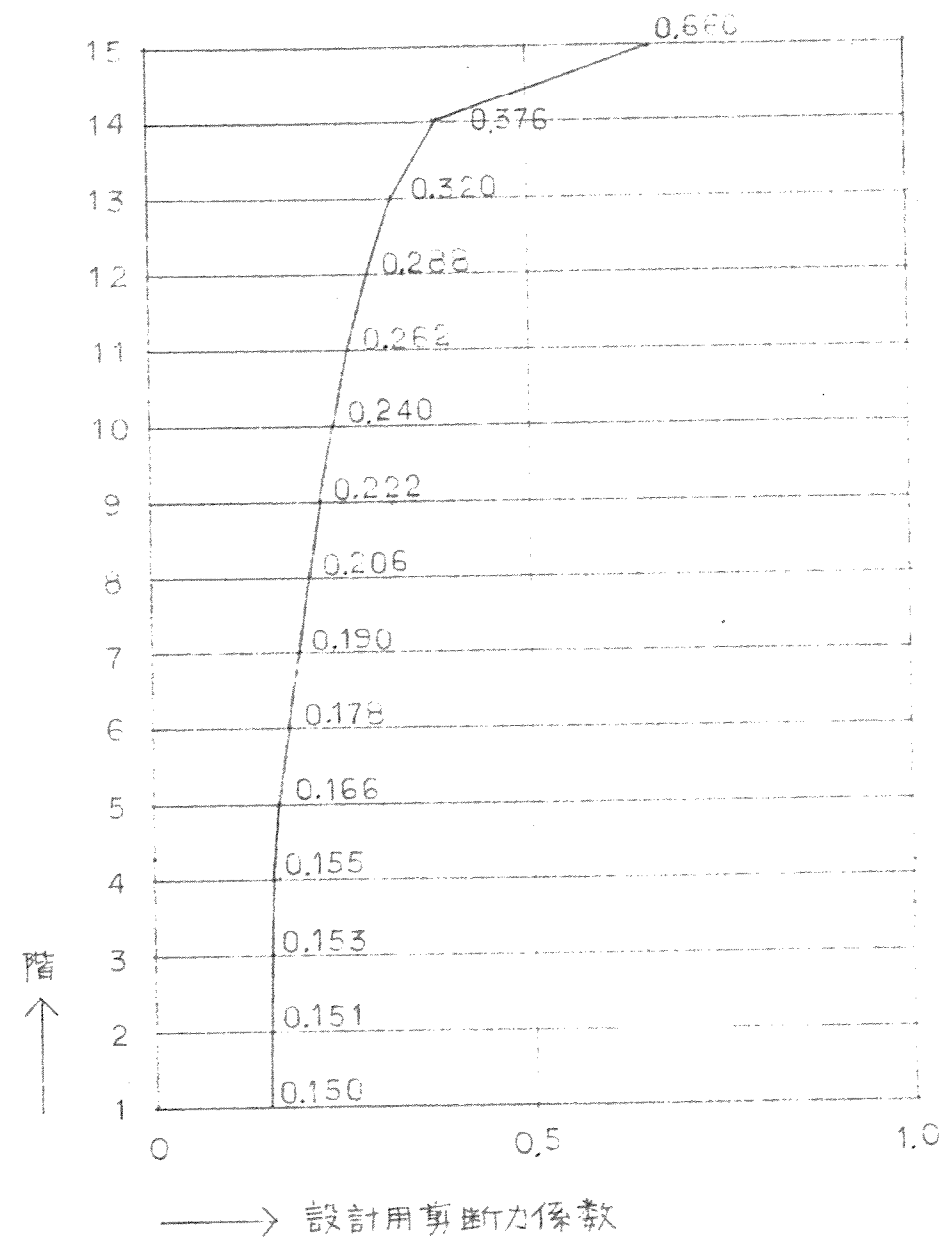
設計用層剪断力

(X・Y方向)



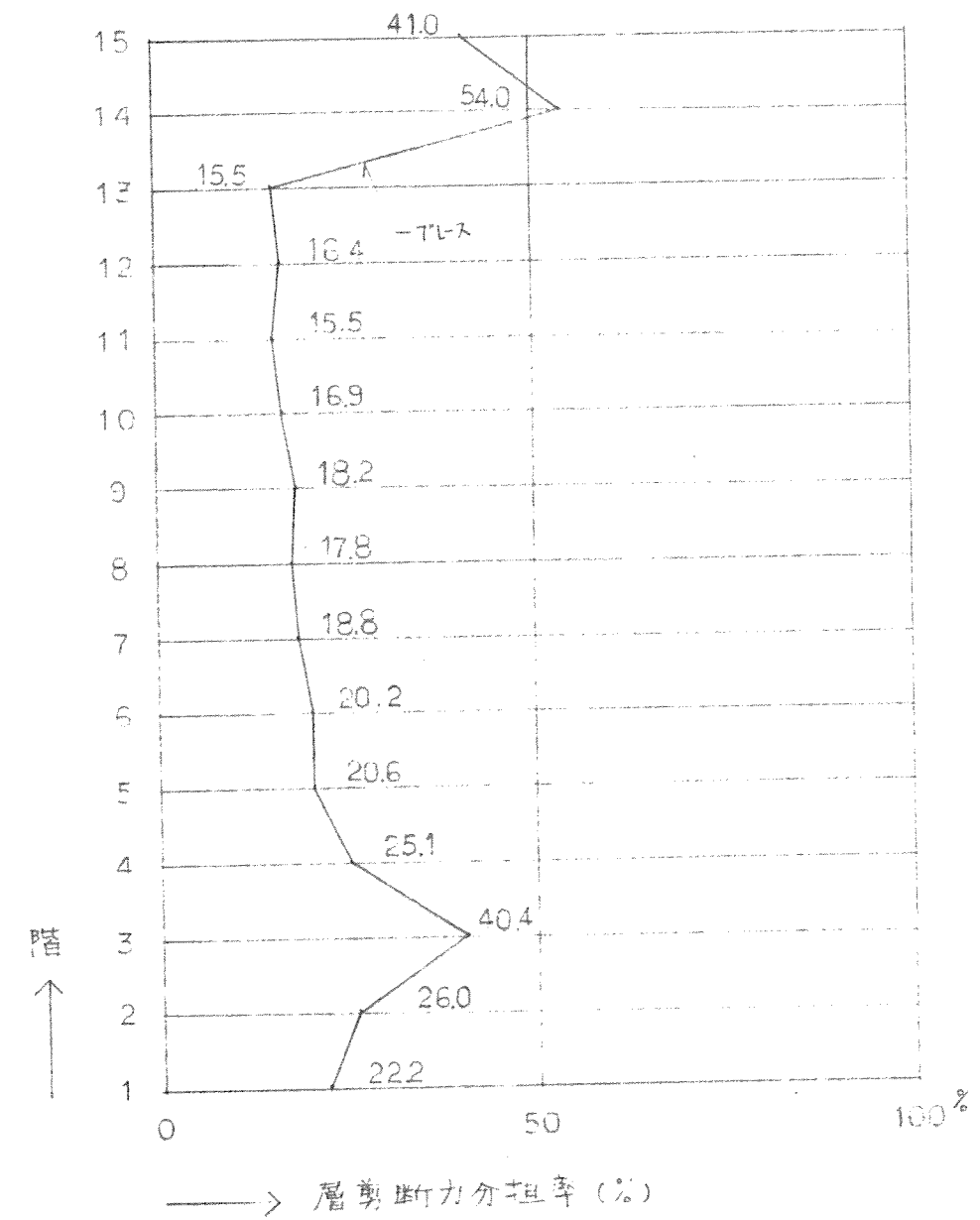
設計用剪断力係数分布形

(X-Y 方向)



T-レスの層剪断力分担率

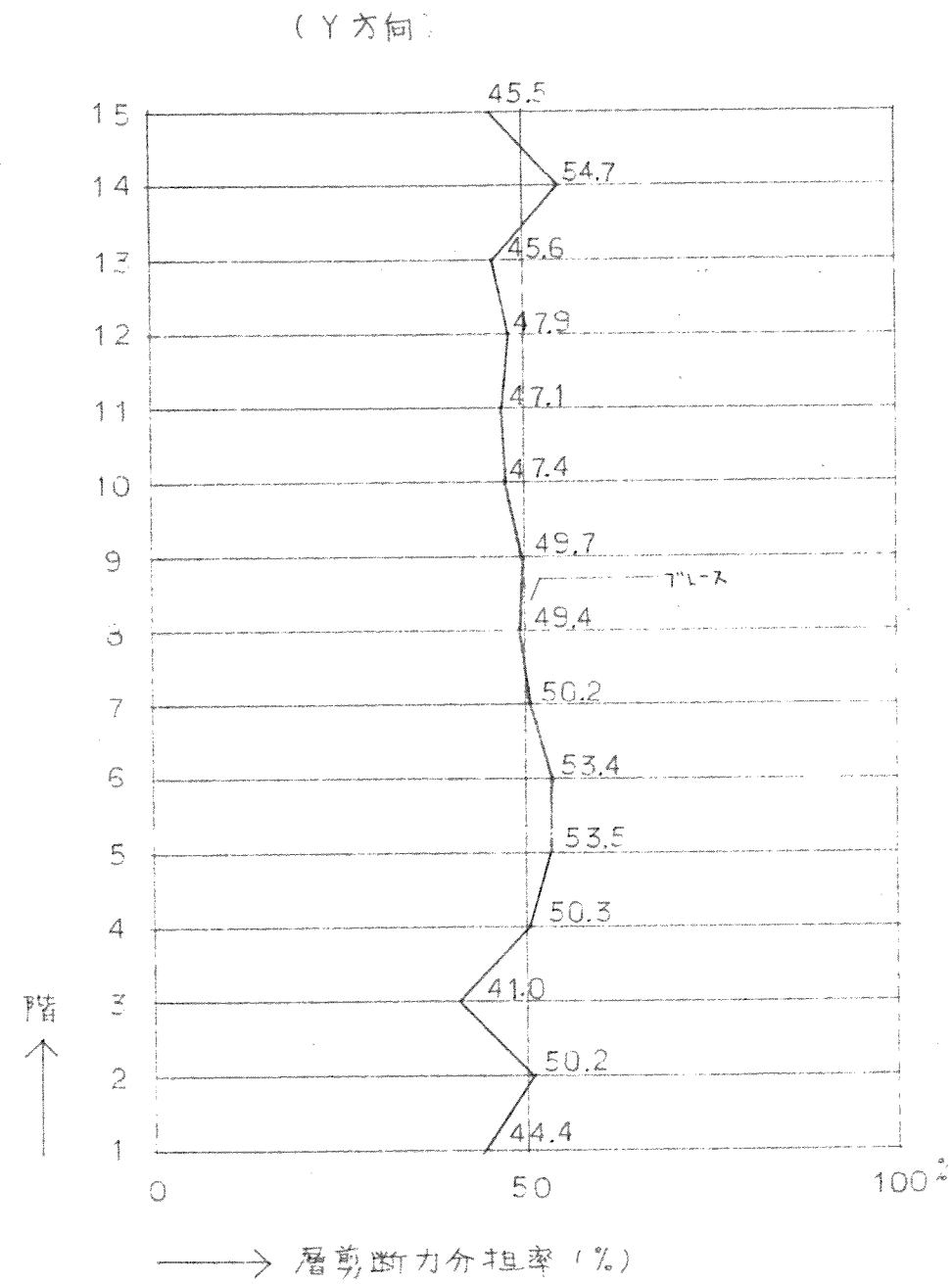
(X 方向)



3-4 地震応力図

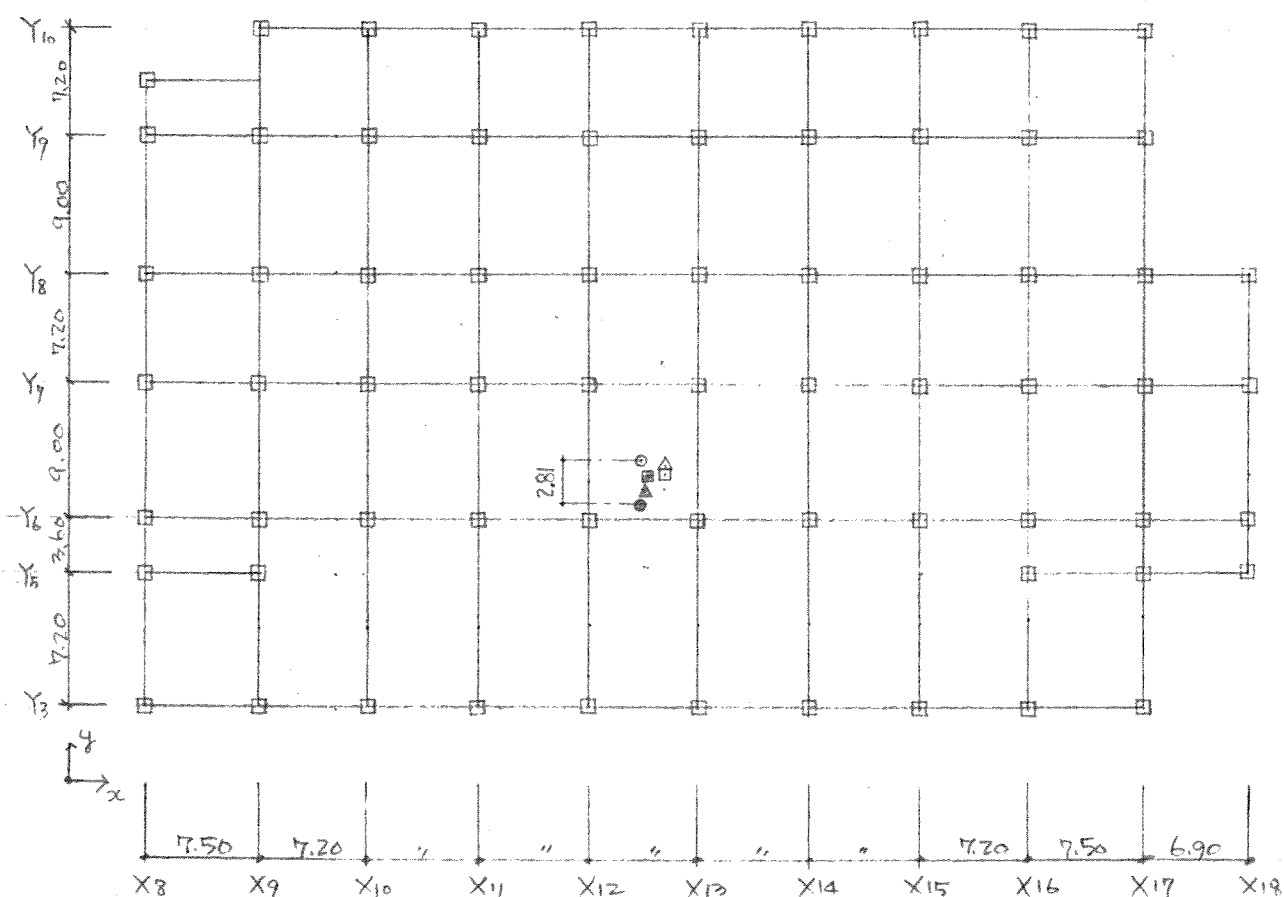
地震応力は地上階、地下階に分けて解析を行った。

地上階は剛性マトリックス法、地下階はD値法によった。



A5-4

8-5-2 静的ねじれの検討



偏心距離

	e_y	e_y/l
3階	281	6.2%
2階	144	3.2%
1階	125	0.6%

 $l = 45.00m$

	剛心	重心
3階	○	●
2階	△	▲
1階	□	■

1) 剛心

i) X-Y

	x_i	3階 k_{yi}	2階 k_{yi}	1階 k_{yi}
X8	0.00	577.2	491.3	655.0
X9	7.50	767.4	694.7	875.0
X10	14.70	245.0	186.3	245.0
X11	21.90	245.7	145.5	183.8
X12	29.10	245.7	145.5	183.8
X13	36.30	245.7	145.5	183.8
X14	43.50	245.7	145.5	183.8
X15	50.70	245.0	186.3	245.0
X16	57.90	587.4	498.7	651.7
X17	65.40	721.4	684.7	875.9
X18	72.30	76.7	76.7	102.7
Σk		4121.2	3400.7	4385.5
$\Sigma(k \cdot x_i)$		135068.6	115625.2	149069.0
$\bar{x}_i$		32.77	34.00	33.99
$\Sigma(k \cdot x_i^2)$		6894930	6219609	8033687

2) 重心

i) X-Y

	x_i	3階 N_i	2階 N_i	1階 N_i
X8	0.00	1916	2230	2516
X9	7.50	2681	2895	3175
X10	14.70	2247	2524	2775
X11	21.90	2260	2541	2723
X12	29.10	2151	2432	2616
X13	36.30	2151	2432	2613
X14	43.50	2266	2547	2728
X15	50.70	2251	2537	2788
X16	57.90	2600	2860	3164
X17	65.40	2622	2322	2405
X18	72.30	110	110	181
ΣN		22556	25426	27884
$\Sigma(N \cdot x_i)$		739502.7	83854.1	721884.7
$\bar{x}_i$		32.79	32.96	33.06

ii) Y-Z

	y_i	3階 k_{xi}	2階 k_{xi}	1階 k_{xi}
Y3	0.00	1252.3	1125.7	1532.6
Y5	9.00	102.6	98.1	158.8
Y6	12.60	1720.2	426.1	517.7
Y7	21.60	706.0	703.8	904.2
Y8	28.80	436.5	305.8	386.6
Y9	37.80	367.8	239.5	306.0
Y10	45.00	347.5	231.1	303.3
Σk		4733.1	3130.1	4109.2
$\Sigma(k \cdot y_i)$		179760.9	49713.5	63832.3
$\bar{y}_i$		16.21	15.88	15.53
$\Sigma(k \cdot y_i^2)$		2202083	1467786	1888985

ii) Y-Z

	y_i	3階 N_i	2階 N_i	1階 N_i
Y3	0.00	6529	6977	7274
Y5	9.00	1954	2026	2196
Y6	12.60	5823	6340	6683
Y7	21.60	5902	6463	6927
Y8	28.80	934	1440	1883
Y9	37.80	938	1376	1785
Y10	41.40	23	32	70
Y10	45.00	453	752	1066
ΣN		22556	25426	27884
$\Sigma(N \cdot y_i)$		302131.8	367196.4	426164.4
$\bar{y}_i$		13.40	14.44	15.28

補正係数の算出

<3階>

$$\Delta x = 32.77 - 32.79 = -0.02$$

$$\Delta y = 16.21 - 13.40 = 2.81$$

$$\begin{aligned} J_x &= \sum (k_{xi} \cdot y_i^2) - (\sum k_{xi}) \times \bar{y}^2 \\ &= 2202083 - 4933.1 \times 16.21^2 \\ &= 908541 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J_y &= \sum (k_{yi} \cdot x_i^2) - (\sum k_{yi}) \times \bar{x}^2 \\ &= 6874930 - 4121.2 \times 32.77^2 \\ &= 2469285 \end{aligned}$$

$$J_x + J_y = 3377826$$

$$\alpha_y = 1 + \frac{4121.2 \times (+0.02)}{J_x + J_y} = 1 + 0.0002x$$

$$\alpha_x = 1 + \frac{4933.1 \times (-2.81)}{J_x + J_y} = 1 - 0.0041y$$

<2階>

$$\Delta x = 34.00 - 32.96 = 1.04$$

$$\Delta y = 15.88 - 14.44 = 1.44$$

$$\begin{aligned} J_x &= 1467786 - 3130.1 \times 15.88^2 \\ &= 678455 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J_y &= 6219609 - 3400.7 \times 34.00^2 \\ &= 2288400 \end{aligned}$$

$$J_x + J_y = 2966855$$

$$\alpha_y = 1 + \frac{3400.7 \times (-1.04)}{J_x + J_y} = 1 - 0.00119x$$

$$\alpha_x = 1 + \frac{3130.1 \times (-1.44)}{J_x + J_y} = 1 - 0.00152y$$

<1階>

$$\Delta x = 33.77 - 33.06 = 0.71$$

$$\Delta y = 15.53 - 15.28 = 0.25$$

$$\begin{aligned} J_x &= 1888985 - 4109.2 \times 15.53^2 \\ &= 897924 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J_y &= 8032687 - 4385.5 \times 33.77^2 \\ &= 2967030 \end{aligned}$$

$$J_x + J_y = 3864954$$

$$\alpha_y = 1 + \frac{4385.5 \times (-0.71)}{J_x + J_y} = 1 - 0.00106x$$

$$\alpha_x = 1 + \frac{4109.2 \times (-0.25)}{J_x + J_y} = 1 - 0.00027y$$

補正係数

	α_y		α_x		
	X8	X17	Y3	Y5	Y6
3階	0.999	1.001	1.066	1.020	1.015
2階	1.040	0.963	1.024	1.010	1.005
1階	1.036	0.967	1.004	1.002	1.001

45-5 引抜き力の検討

§5 転倒モーメントに対する検討

5-1 転倒モーメント

動的応答結果(1階柱脚固定と仮定した。)より、基礎底面の転倒モーメントを下記仮定のもとに推定する。

(1) 地下階の震度を、動的応答結果の1階のせん断力係数と同じとする。

(2) 転倒モーメントの検討は、地下2階の基礎面とする。

転倒モーメント一覧表

(単位 t・m)

項目		桁行方向(X方向)		妻方向(Y方向)	
		弾性	弾塑性	弾性	弾塑性
入力最大速度 (cm/Sec)		25	40	25	40
転倒モーメント	EL CENTRO NS	152383	249079	155701	249131
	TOKYO 101 NS	123810	190201	118969	189717
	HACHINOHE NS	109523	175576	110325	176908
	TAFT EW	284639	326031	279088	325782
	設計荷重時	194324	—	194324	—

5-2 転倒モーメントに対する検討

地震力が建物に作用した場合、建物全体を剛体と考え、基礎底面での浮上りを検討する。なお、Y2通り(X9~X16間)、Y4通り(X10~X15間)は、長期荷重時に、水圧による浮上りを考慮している。荷重は、各々両側の通りに負担させた。

転倒モーメントは、40km/sec 弾塑性応答値の最大値を用いる。(設計荷重時の1.68倍)

転倒モーメントが作用した時の、各部の軸方向力は、下式で求めた。

$$P_n = N_n - T_n \pm \frac{M_T}{\sum I_p} \cdot A_n \cdot Y_n$$

P_n : 転倒モーメント作用時のn列の杭頭に作用する軸方向力 (t)

N_n : n列の長期荷重 (t)

T_n : n列が受ける浮力 (t)

M_T : 転倒モーメント

$\sum I_p$: 杭全体の重心位置に対する杭群の断面二次モーメント (m^4)

A_n : n列の杭断面積 (m^2)

Y_n : 杭群の重心より、n列までの距離 (m)

5-2-1 桁行方向(X方向)地震時の各列の軸力

$$\left[\begin{array}{l} \text{転倒モーメント } M_T = 326031 \text{ t}\cdot\text{m} \text{ (40 kine)} \\ \Sigma I_P = 141958 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

(t)

通	A_n (m^2)	Y_n (m)	(1) 長期荷重 - 浮力 $N_n - T_n$	(2) 転倒モーメント による軸力 $\frac{M_T}{\Sigma I_P} \cdot A_n \cdot Y_n$	(1) + (2) 地震時軸力 (t)	備考
X ₈	30.817	33.3	4537 - 1037 = 3500	2357	1143 5857	——
X ₉	32.373	26.4	6284 - 2395 = 3889	1963	1926 5852	——
X ₁₀	32.217	19.2	5969 - 2737 = 3232	1421	1811 4653	——
X ₁₁	32.217	12.0	5931 - 2753 = 3178	888	2290 4066	——
X ₁₂	30.866	4.8	5813 - 2756 = 3057	341	2716 3398	——
X ₁₃	30.866	2.4	5842 - 2714 = 3068	170	2898 3238	——
X ₁₄	30.866	9.6	5915 - 2772 = 3143	681	2462 3824	——
X ₁₅	36.239	16.8	6045 - 2772 = 3273	1399	1874 4672	——
X ₁₆	43.808	24.0	6573 - 2464 = 4109	2415	1694 6524	——
X ₁₇	28.841	30.9	4903 - 1227 = 3676	2047	1629 5723	——

地震時浮上りは、生じていない。

杭頭の圧縮力は、最大で 255 t/m² (X₉通り、浮力は考慮せず)

5-2-2 妻方向(Y方向)地震時の各列の軸力

$$\left[\begin{array}{l} \text{転倒モーメント } M_T = 325982 \text{ t}\cdot\text{m} \text{ (40 kine)} \\ \Sigma I_P = 172850 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

(t)

通	A_n (m^2)	Y_n (m)	(1) 長期荷重 - 浮力 $N_n - T_n$ (t)	(2) 転倒モーメント による軸力 $\frac{M_T}{\Sigma I_P} \cdot A_n \cdot Y_n$	(1) + (2) 地震時軸力 (t)	備考
Y ₀	6.786	34.05	1202 - 314 = 888	1034	-146 1922	杭自重16tを加算し 可とする。
Y ₁₀	14.631	29.1	3154 - 880 = 2274	1905	369 4179	——
Y ₉	24.672	21.9	4392 - 1308 = 3084	2418	666 5502	——
Y ₈	24.672	12.9	4685 - 1325 = 3360	1424	1936 4784	——
Y ₇	76.575	5.7	11287 - 3238 = 8049	1953	6096 10002	——
Y ₆	64.652	3.3	10716 - 3801 = 6915	955	5960 7870	——
Y ₅	17.212	6.9	3669 - 1259 = 2410	550	1860 2960	——
Y ₃	81.664	15.9	11548 - 4640 = 6908	5810	1098 12718	——
Y ₁	13.122	28.4	2278 - 2166 = 112	1668	-1556 1780	杭自重及び地下連続壁自重 1566tを加算し可とする。

地震時の浮上りは、上記に示す様に一部杭自重及び地下連続壁自重を考慮すれば、生じていない。

杭頭の圧縮力は、最大で 346 t/m² (Y₁₀通り、浮力は考慮せず)

5-3 コア部分の柱軸力の検討

地震時引抜き力の大きいコア部分(連層アース部分)の検討
を検討する。

地震時引抜き力は、設計荷重時応力の1.68倍を用いた。

$$\left(\frac{40 \text{ kN/m} \times 1.1}{\text{設計荷重時軸力}} = 1.68 \right)$$

5-3-1 弾塑性時の杭頭荷重 --- 桁行方向地震力(←→)

表の数値は、次の値を示す。

(長期荷重)-(浮力)±(地震力は連軸力)

上段 --- → 方向地震力
下段 --- ←

()内数値は、設計荷重時

Y8	329 619	400 316	362 362	332 332	332 332
Y7	-398 (259) 2848 (2191)	1222 562	952 920	974 962	864 892
Y6	-48 (281) 1580 (1251)	682 562	748 844	785 631	762 624
Y5	-47 (282) 1579 (1250)	1375 (1070) -131 (174)			
Y3	-675 (96) 3133 (2362)	1534 728	994 842	900 914	846 856
Y2	240 240				
Y1	157 743	157 385	180 272	194 278	227 247
X8					
X9					
X10					
X11					
X12					

5-3-2 柱軸力の検討 (桁行方向)

X8-Y3柱 --- 引抜き力 -675^t

X8-Y3 柱自重 -270

X8-Y2 軸力 -240

柱自重 -39

X8-Y1 軸力 -126^t

合計 ±0 → 可

X8-Y1~Y2間壁の検討

$$Q = 126^t \rightarrow \tau = \frac{126 \times 10^3}{650 \times 25} = 7.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 126 \times 5.5 = 693^{\text{tm}}$$

$$\rightarrow \sigma_t = \frac{693}{3.5 \times 56} = 35.4$$

7-025 OK

X8-Y2~Y3間壁の検討

→ 補強要

$$Q = 126 + 240 + 39 = 405^t$$

$$\rightarrow \tau = \frac{405 \times 10^3}{650 \times 50} = 12.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 405 \times 7.5 + 693 = 3730^{\text{tm}}$$

$$\rightarrow \sigma_t = \frac{3730}{3.5 \times 109} = 97.8$$

19-025

→ 補強要

X8-Y5柱 --- 引抜き力 -47^t

柱自重 54

合計 +7 → 可

X8-Y6柱:

引抜き力 -48

柱自重 54

合計 +6 → 可

X8-Y7柱 --- 引抜き力 -398^t

X8-Y7 柱自重 -234

X8-Y8 軸力 -164

合計 ±0 → 可

X8-Y7~Y8間壁の検討

$$Q = 164^t \rightarrow \tau = \frac{164 \times 10^3}{650 \times 25} = 10.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 164 \times 7.2 = 1180^{\text{tm}}$$

$$\rightarrow \sigma_t = \frac{1180}{3.5 \times 56} = 60.2 \text{ cm}^2$$

設計 H-750×250×9×19

可

X9-Y5柱 --- 引抜き力 -131^t

柱自重 54

X9-Y5柱軸力 77

合計 ±0 → 可

X9-Y3~Y5間壁の検討

$$Q = 77^t \rightarrow \tau = \frac{77 \times 10^3}{500 \times 40} = 3.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 77 \times 9 = 693^{\text{tm}}$$

$$\rightarrow \sigma_t = \frac{693}{3.5 \times 4.7} = 46.5$$

可

5-3-3 杭頭の圧縮力の検討 (X8-Y3柱) 桁行方向

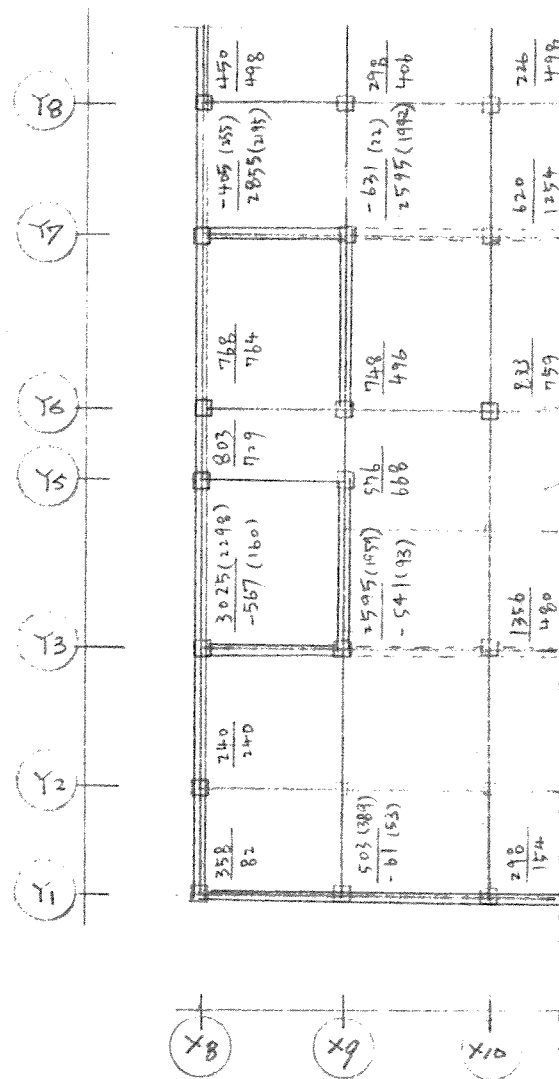
$$P_{\text{max}} = 3133 + 220 = 3353^t \quad (\text{浮力は考慮しない})$$

$$A_{\text{杭}} = 6.85 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{3351}{6.85} = 489^{\text{t/m}^2} < 500^{\text{t/m}^2} \quad \text{可}$$

(構造計算用)

5-3-4 弾塑性時の杭頭荷重 --- 妻方向地震力(↑)



表の数値は、次の値を示す。
(長期荷重) - (浮力) ± (地震力による軸力)

↑ 方向地震力
↓ 方向地震力
(1) 内数値は、設計荷重時の値

5-3-5 柱軸力の検討 (妻方向)

X8-Y3柱 --- 引抜き力 - 567^t
X8-Y3 杭自重 270
X8-Y2 軸力 240
~ 杭自重 39
X8-Y1 軸力 15
合計 ± 0 ← 可

X8-Y7柱 --- 引抜き力 - 405^t
X8-Y7 杭自重 234
X8-Y8 軸力 171
合計 ± 0 ← 可

X9-Y1柱 --- 引抜き力 - 61^t
X9-Y1 杭自重 31
X8-Y1 柱軸力 15
X10-Y1 柱軸力 15
合計 ± 0 ← 可

X9-Y3柱 --- 引抜き力 - 541^t
X9-Y3 杭自重 270
X10-Y3 柱軸力 271
合計 ± 0 ← 可

X9-Y7柱 --- 引抜き力 - 631^t
X9-Y7 杭自重 234^t
X10-Y7 柱軸力 397^t
合計 ± 0 ← 可

X8-Y1~Y3間壁の検討は、
桁方向にならう。
 $Q = 297^t$
 $\rightarrow \tau = \frac{297 \times 10^3}{650 \times 50} = 9.2 \text{ kg/cm}^2$

X8-Y7~Y8間壁の検討
 $Q = 171^t \rightarrow \tau = \frac{171 \times 10^3}{650 \times 25} = 10.5 \text{ kg/cm}^2$
 $M = 171 \times 7.2 = 1231 \text{ t}\cdot\text{m}$
 $\rightarrow \sigma = \frac{1231}{35 \times 15.6} = 62.8 \text{ cm}^2$
7:

Y1-X8~X10間壁
 $Q = 15^t \rightarrow \tau = \frac{15 \times 10^3}{650 \times 25} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$

Y3-X9~X10間壁の検討
 $Q = 271^t \rightarrow \tau = \frac{271 \times 10^3}{(650-200) \times 40} = 10.4 \text{ kg/cm}^2$
 $M = 271 \times 7.2 = 1951 \text{ t}\cdot\text{m}$
 $\rightarrow \sigma = \frac{1951}{35 \times 7.35} = 75.9$
15 - 62.5
可。

Y7-X9~X10間壁の検討
 $Q = 397^t \rightarrow \tau = \frac{397 \times 10^3}{650 \times 50} = 12.2 \text{ kg/cm}^2$
 $M = 397 \times 7.2 = 2858 \text{ t}\cdot\text{m}$
 $\rightarrow \sigma = \frac{2858}{35 \times 7.35} = 111$
補強 ← 22 - 62.5

5-3-6 柱頭の圧縮力の検討 (X-Y柱) 妻方向

$$P_{max} = 3025 + 220 = 3245 \text{ t}$$

$$A_{柱} = 6.85 \text{ m}^2$$

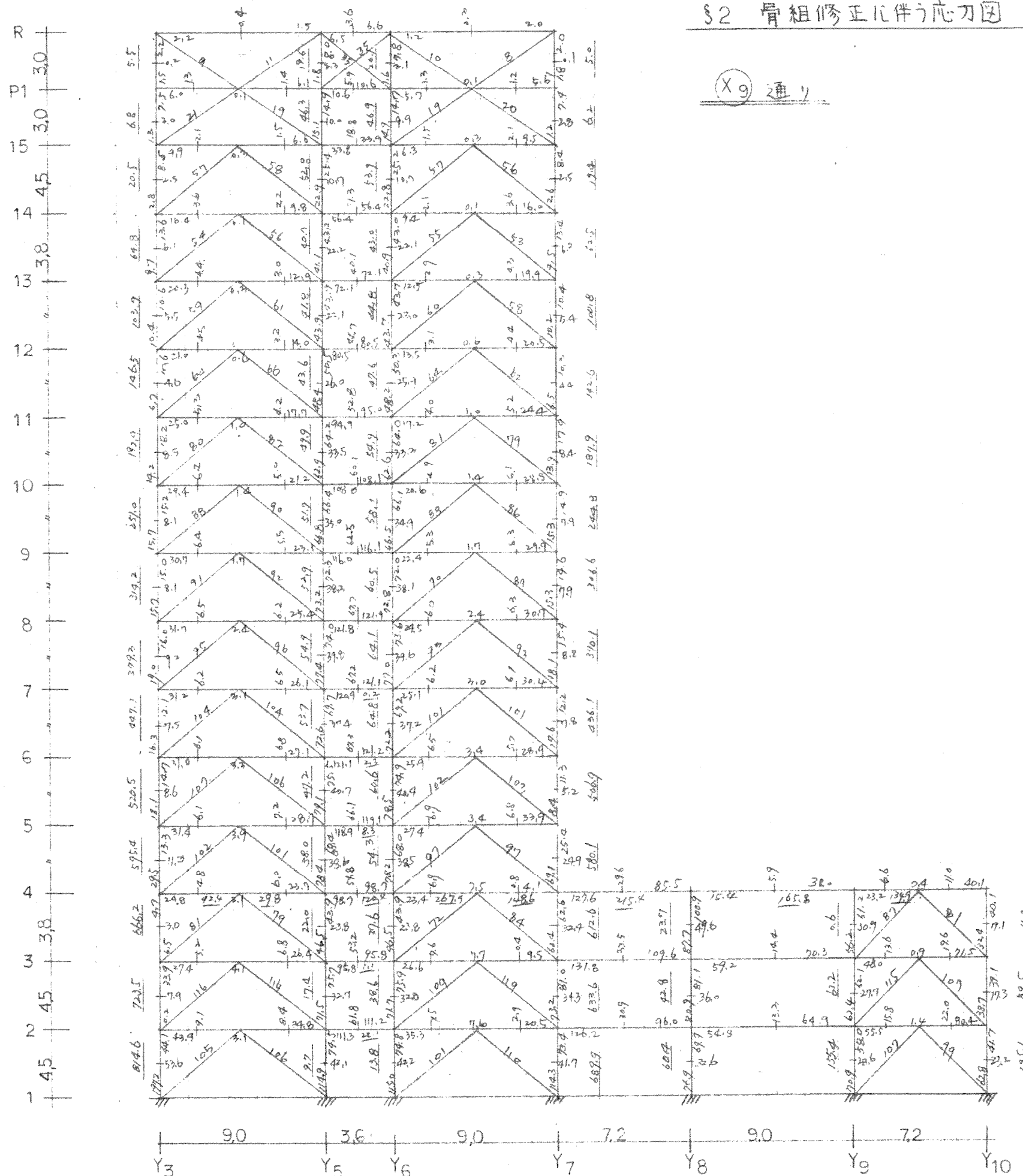
$$\sigma_{max} = \frac{3245}{6.85} = 473.8 \text{ t/m}^2 < 500 \text{ t/m}^2 \quad \text{可}$$

5-4 結論

		建物全体を剛体と考えた場合		コア部分の柱の軸力	
		杭の接地圧 (杭頭)	引抜き	杭の接地圧 (杭頭)	引抜き
桁行方向 (X方向)	設計時	230 t/m ²	生じない	377 t/m ²	生じない
	40 time 応答時	255 t/m ²	生じない。	489 t/m ²	杭自重、地下連壁、 隣接柱を考慮すれば、 浮上らない。 * 壁のせん断応力度 T=12.5 kg/cm ²
妻方向 (Y方向)	設計時	293 t/m ²	杭自重及び地下連壁 自重を考慮すれば、 浮上らない。	368 t/m ²	生じない。
	40 time 応答時	346 t/m ²	杭自重及び地下連壁 自重を考慮すれば、 浮上らない。	474 t/m ²	杭自重、地下連壁、 隣接柱を考慮すれば、 浮上らない。 * 壁のせん断応力度 T=10.5 kg/cm ²

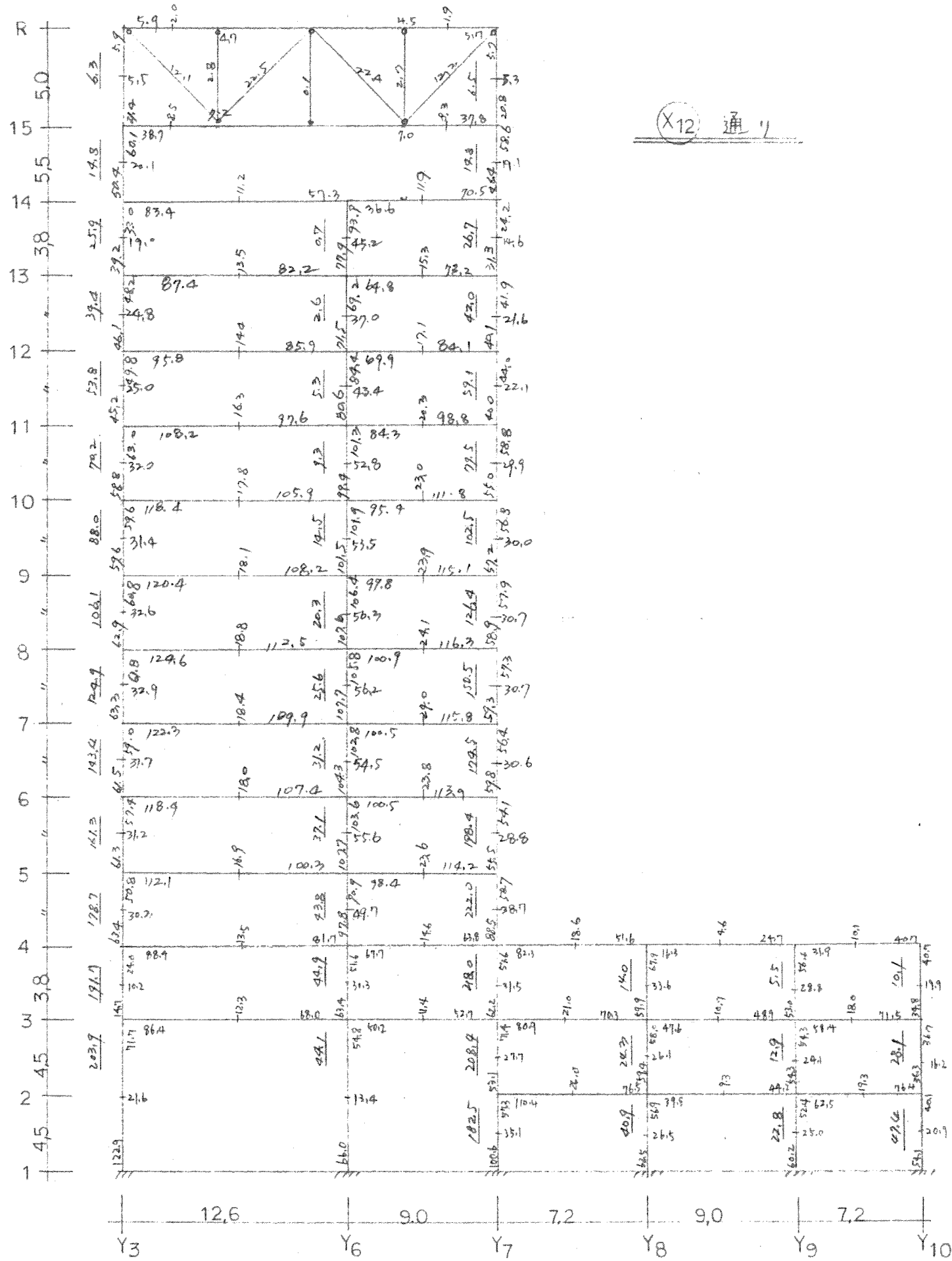
注) * 壁のせん断応力(T) は、浮上に
に抵抗する壁のせん断応力度
を示す。

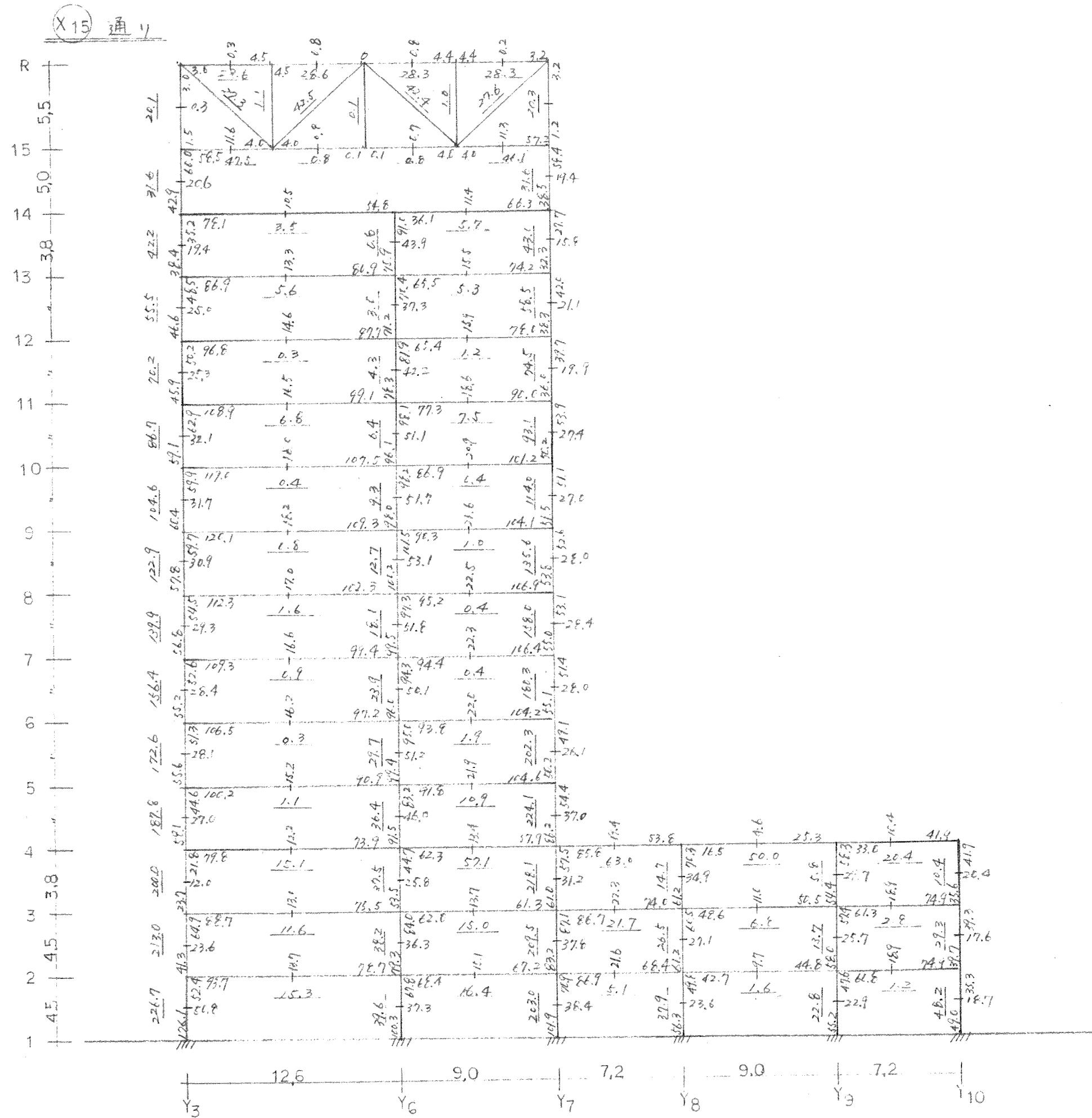
短期許容接地圧は、500 t/m²。

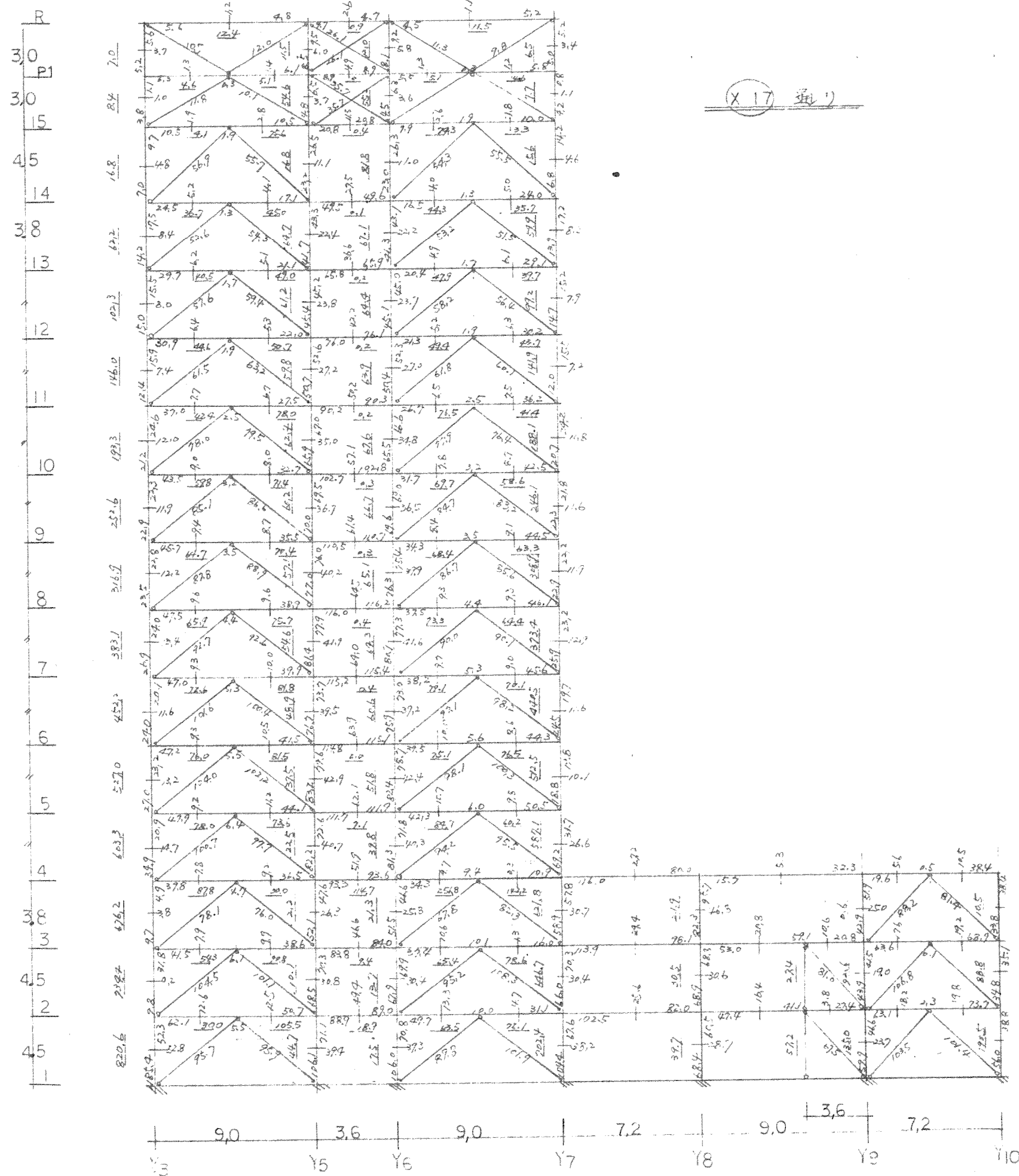


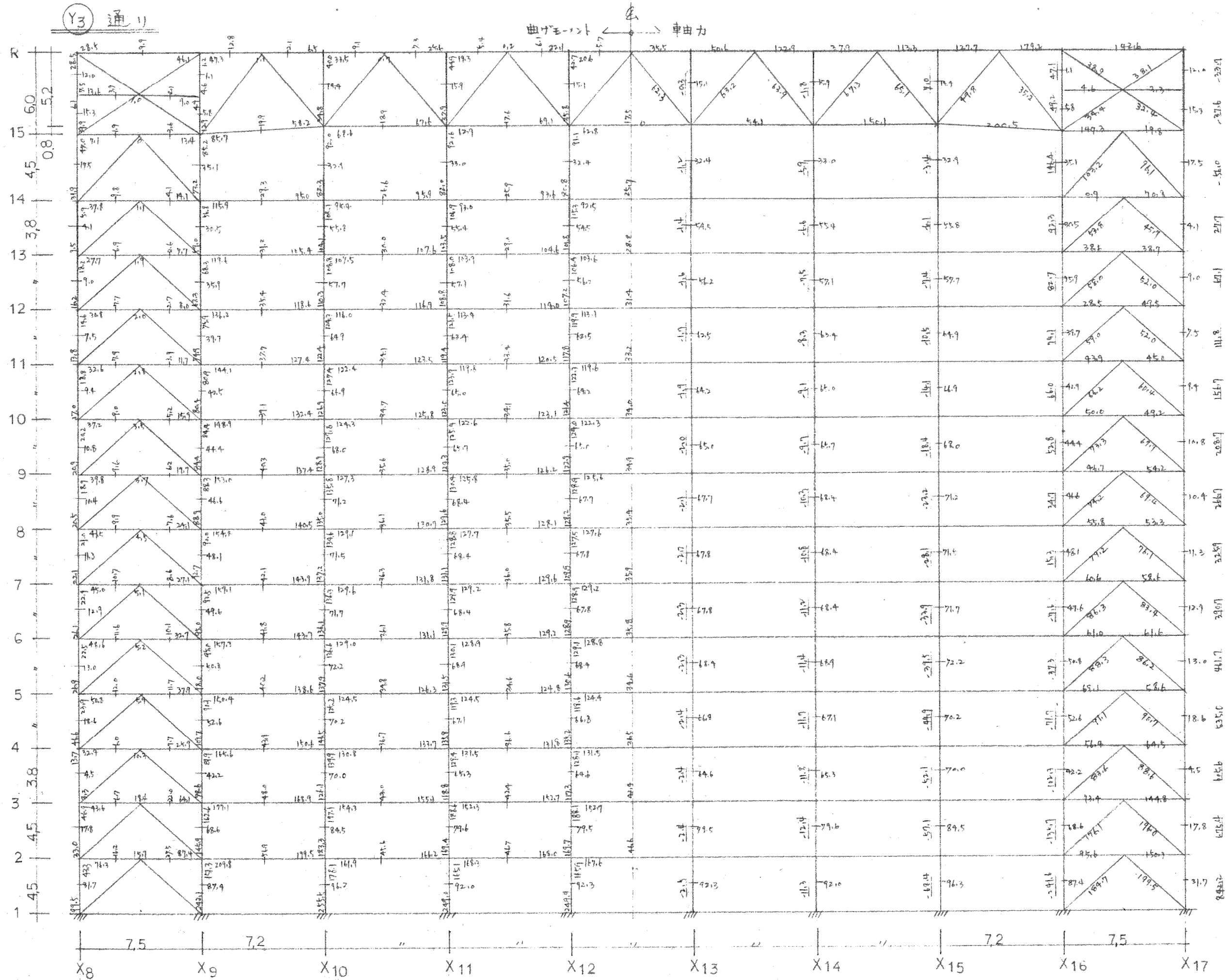
§2 骨組修正に伴う応力図

(X9) 通り

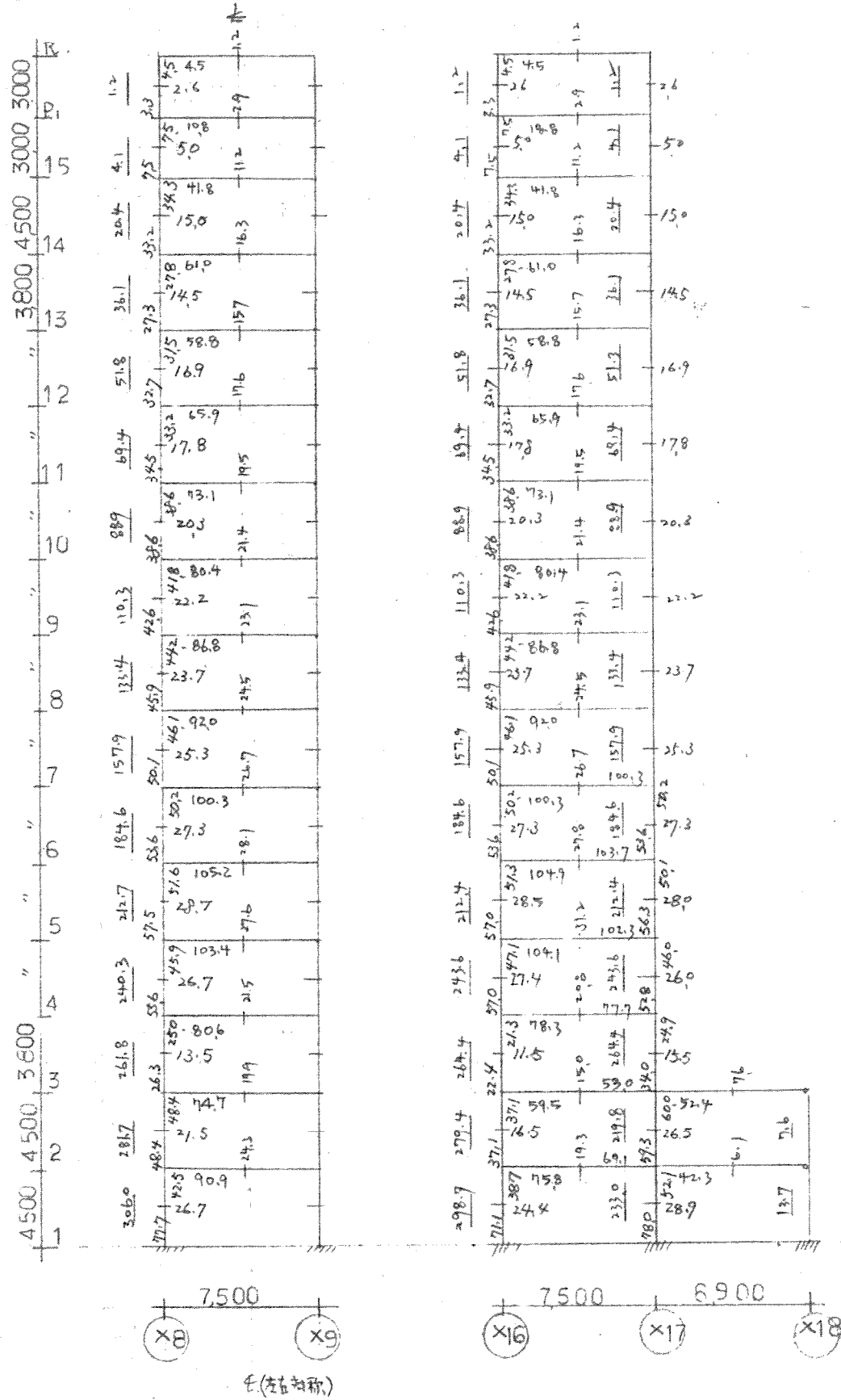


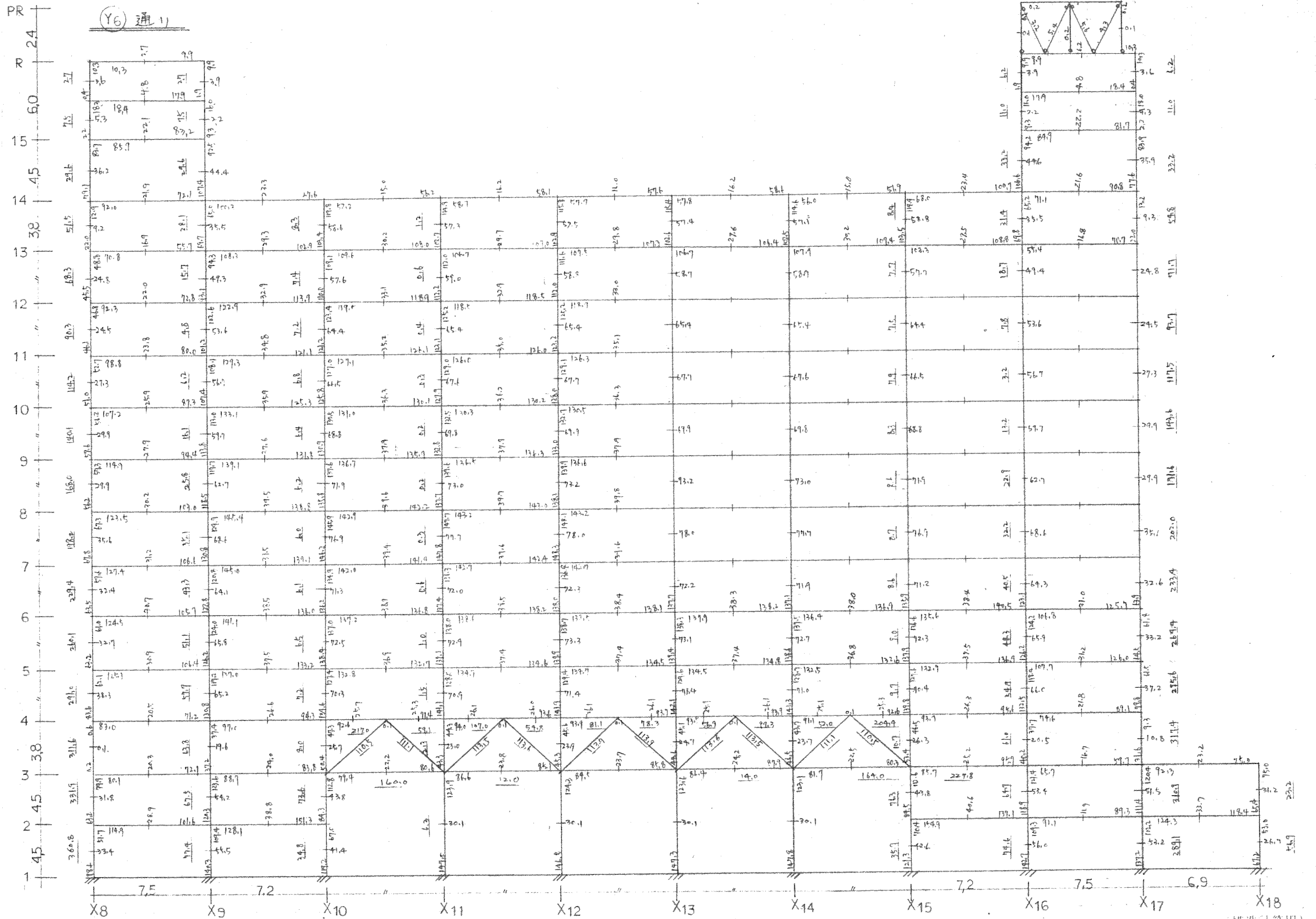






Y5 通)





838

The drawing is a technical structural analysis of a roof truss system. It features a grid of trusses with various dimensions and force values. The columns are labeled X8 through X18. The roof is labeled with various dimensions and values. The drawing is a technical drawing of a roof truss system.

A-6 風圧力の検討

3-8 風圧力に対する検討

風圧力は日本建築学会「建築物荷重規準案・同解説」により算定する。

1. 設計用速度圧

$$Q = Q_0 \times Z_w \times L \times I$$

Q : 設計用速度圧

Q_0 : 基準速度圧

Q_0 の高さ方向分布は下記による。

高さ H (m)	基準速度圧 Q_0 (kg/m^2)
0 ~ 10	120E
10 ~ 30	120E + 3(H - 10)
30 ~ 230	120E + 160 + (H - 30)(340 - 120E)/200

E : 環境係数、 $E = 1.0$ (市街地)

Z_w : 地域係数 $Z_w = 0.85$ (図-1 による)

L : 受圧面係数 $L = 0.8$ (受圧面の最大長 50m 以上)

I : 用途係数 $I = 1.25$ (公共建物)

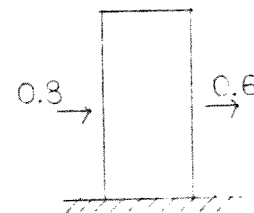
2. 設計用風圧力

$$P = C \times q \times A$$

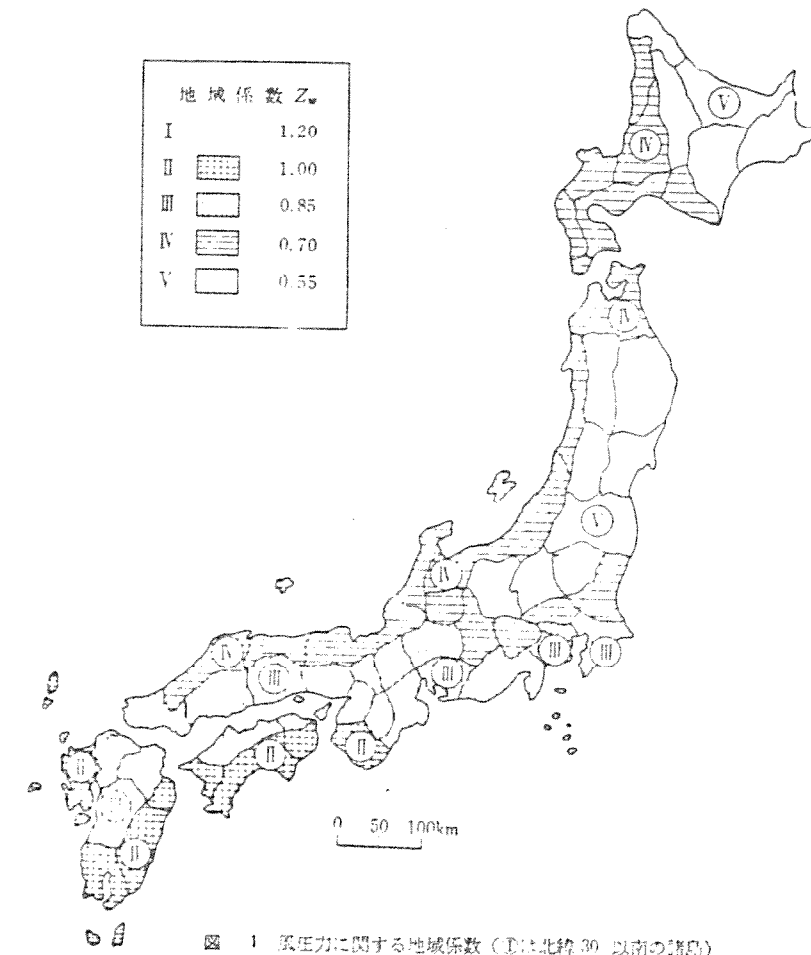
P : 設計用風圧力

C : 風力係数

$$C = 1.4$$



A : 受圧面積



3. 風圧力の算定

a. C・Dの算定

階	H (m)	Q ₀ (kg/m ²)	Q (kg/m ²)	C・Q (kg/m ²)
F	64.3	318	270	378
15	62.1	315	268	375
14	55.5	308	262	367
13	51.0	303	258	361
12	47.2	299	254	356
11	43.4	295	251	351
10	39.6	291	247	346
9	35.8	286	243	340
8	32.0	282	240	336
7	28.2	266	226	316
6	24.4	235	200	280
5	20.6	205	174	244
4	16.8	174	148	207
3	13.0	144	122	202
2	9.2	120	102	143
1	4.7	120	102	143

b. X方向風圧力

階	C・Q (kg/m ²)	A (m ²)	D=C・Q・A (t)	風圧力 (t)	地震力 (t)
F	378	9.5	4	4	
15	375	96.5	36	40	836
14	367	119.0	44	84	1336
13	361	94.0	34	118	1577
12	356	86.0	31	149	1743
11	351	"	31	180	1885
10	346	"	30	210	2004
9	340	"	30	240	2102
8	336	"	29	269	2182
7	316	"	28	297	2249
6	280	"	25	322	2298
5	244	"	21	343	2336
4	207	"	18	361	2366
3	202	119.5	25	386	2826
2	143	218.5	32	418	3160
1	143	228.5	33	451	3454

c. Y方向風圧力

階	C・Q (kg/m ²)	A (m ²)	D=C・Q・A (t)	風圧力 (t)	地震力 (t)
F	378	24.0	9	9	
15	375	279.0	105	114	836
14	367	349.0	128	242	1336
13	361	275.5	100	342	1577
12	356	252.5	90	432	1743
11	351	"	89	521	1885
10	346	"	88	609	2004
9	340	"	86	695	2102
8	336	"	85	780	2182
7	316	"	80	860	2249
6	280	"	71	931	2298
5	244	"	62	993	2336
4	207	"	53	1046	2366
3	202	292.0	59	1105	2826
2	143	295.5	43	1148	3160
1	143	330.0	48	1196	3454

4. 風圧力に対する検討

a. X方向. 風圧力は地震力に対し、4階で15%、1階で13%である。

b. Y方向. " " 4階で44%、1階で35%である。

A-7 7"レースの設計

3-5-3 ブレースの設計方針

設計方針（鉄骨部分について）

圧縮側のブレースが降伏強度に達する前に座屈しないように、又、降伏後も、変形能力が低下しないように細長比、巾厚比等に制限を加える。

1.) ブレースの材料

断面積の割合に比べ断面二次半径が大きい

パイプ（STK41）を使用する。

柱、梁には現場溶接で接合し、端部の固定度をあげるものとする。

2.) 巾厚比

局部座屈を起さないように、日本建築学会「鋼構造塑性設計指針」に準じる。

	STK41	STK50
巾厚比 $\frac{D}{t}$	50 以下	36 以下



3.) 細長比

復元力特性に最も影響を与える細長比については「高層建築技術指針」に準じる。

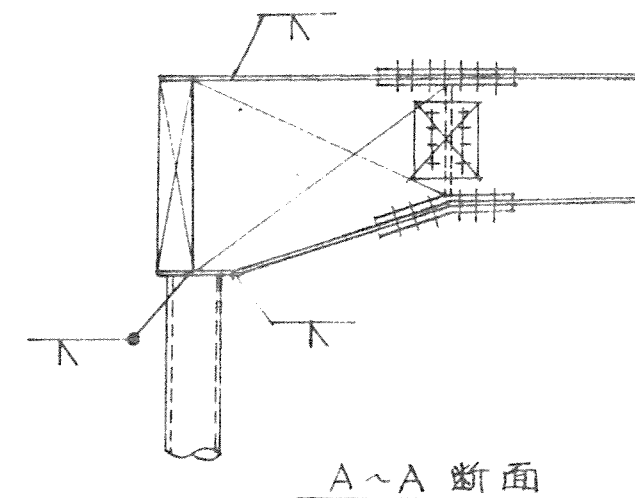
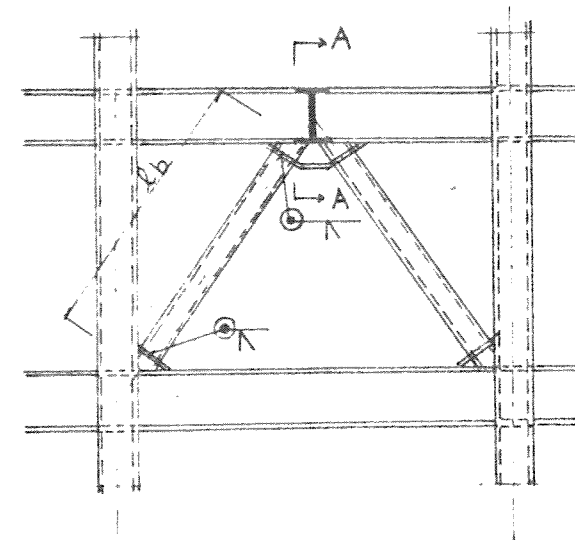
$$\lambda = \frac{l_e}{r}$$

但し

λ 細長比
 l_e 座屈長さ
 r ブレースの断面二次半径

	STK41	STK50
細長比	30 程度	25 程度

座屈長さについては、パイプの両端を柱梁に現場溶接し、更に、直交方向に小梁等を配置し、両端固定と考え、 $l_e = 0.7 l_b$ とする。



4.) 断面設計

設計荷重時に於ける断面設計は「鋼構造設計規準」に準拠する。

3-5-6 7" L-20 断面設計

○ F11は STK50 表示,他は STK41。

座屈長と R_c は、板端固定度を考慮して、節点間距離 $\times 0.7 \leq L$ となる。

()内は、 l_b をブレース間材の距離と与え $l_k = 0.7 \times l_b$ とした値。(3-5-1ブレースの設計方針
—— 3)細長比参照)

位置	階	断面	A	z	R _z	λ=R _{λ/2}	f _c	N	σ _c =N/A	
X ₉	15	φ267.4×6	49.27	9.24	379 (271)	41.0 (29.3)	145×1.5=218	13.6+29.0=42.6		
	14	φ267.4×6	49.27	9.24	445 (312)	48.2 (34.4)	135×1.5=208	29.4+68.2=97.6	1.96	
	13	φ267.4×6	49.27	9.24	413 (293)	44.7 (32.0)	2.13	15.6+62.3=77.9	1.58	
	12	φ267.4×6.6	54.08	9.22	^	44.3 (32.0)	2.13	14.9+71.8=86.7		
	11	↑	↑	↑	↑	↑	↑	15.0+76.2=91.2		
	10	φ267.4×6.6	54.08	9.22	^	44.8 (32.0)	1.42×1.5=213	15.4+80.9=96.3	1.78	
	9	φ267.4×9.3	75.41	9.13	^	45.1 (32.3)	2.11	15.7+88.4=104.1		
	8	^	^	↑	^	^	^	15.6+91.2=106.8		
	7							15.7+94.8=110.5		
	6							16.5+102.7=119.2		
	5							16.2+104.1=120.3	1.60	
	4							16.3+99.7=116.0		
	3					41.3 (29.3)	45.3 (32.3)	1.41×1.5=2.11	11.3+83.3=95.6	
	2					44.5 (31.8)			13.0+120.1=133.1	1.77
X ₉	/	φ267.4×9.3	75.41	9.13	44.5 (31.8)	49 (34.8)	1.09×1.5=2.08	17.1+114.5=131.6	1.75	
	3	↑	↑	↑	36.6 (26.2)	40.0 (29.0)	1.46×1.5=2.19	12.2+78.9=91.1		
	2						↑	4.4+116.3=120.7	1.60	
	/	φ267.4×9.3	75.41	9.13	40.3 (28.8)	44.2 (31.6)	1.42×1.5=2.13	8.7+110.9=119.6		
X ₁₂	14	φ267.4×9.3	75.41	9.13	40.5 (29.0)	47.4 (31.8)	1.42×1.5=213	50.3+60.1=110.4	1.46	
Y ₃	15	φ267.4×6.0	49.27	9.24	32.6 (24.0)	36.4 (26.0)	14.8×1.5=22.2	8.4+57.1=65.5	1.33	
	14	φ267.4×9.3	75.41	9.13	41.0 (29.3)	44.9 (32.1)	14.2×1.5=21.3	9.9+70.2=80.0	1.06	
	13	↑	↑	↑	↑	↑	↑	7.1+46.3=53.4		
	12							7.2+53.3=60.5		
	11							7.2+53.0=60.2		
	10	φ267.4×6.0	49.27	9.24				7.3+62.6=69.9	1.42	
	9	↑	↑	↑				7.4+70.2=77.6		
	8							7.3+71.8=79.1		
	7	φ267.4×6.6	54.08	9.22		40.6 (29.0)	14.5×1.5=21.9	7.3+76.0=83.3	1.58	
	6	↑	↑	↑				7.4+83.4=90.8		
	5							6.5+86.6=93.1		
	4							6.9+11.9=18.8	1.59	
	3	φ267.4×9.3	75.41	9.13	37.4 (26.7)	41.0 (29.3)	1.45×1.5=21.8	6.4+104.1=110.5	1.47	
	2	↑	↑	↑	↑	↑		6.3+18.8=25.1	2.00	
1	φ318.5×6.0.3	99.73	10.9	41.0 (29.3)	37.6 (28.5)	19.6×1.5=29.4	6.5+17.5=24.0	1.80		
Y ₆	14	φ267.4×9.3	75.41	9.13	40.3 (28.8)	44.2 (31.5)	18.7×1.5=28.1	157.7	2.09	
	3	φ267.4×9.3	75.41	9.13	36.6 (26.2)	40.0 (28.7)	14.6×1.5=21.9	94.3	1.25	

[illegible]

A-8 床版の剛性について

3-9 床版の剛性について

地震時の架構応力は、床版を剛と仮定している
ので、床版の剛性及び耐力を検討する。

(1) コンクリートの強度

軽量コンクリート $F_c 210 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 1.9 \text{ t/m}^3$ の場合

$$\begin{cases} E = 1.6 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 \\ G = 0.69 \times 10^5 \\ \tau_{cr} = 17.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ (せん断初めわれ時の平均せん断応力度)} \end{cases}$$

せん断初めわれ発生時の床版のせん断変形 $\Delta_{cr} = 0.25 \times 10^{-3} \text{ rad}$ と考えた。

普通コンクリート $F_c 210 \text{ kg/cm}^2$ $\gamma = 2.3$ の場合

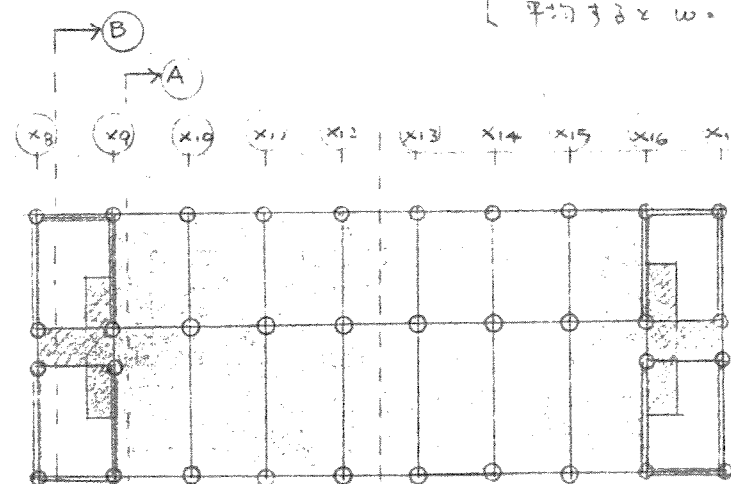
$$\begin{cases} E = 2.15 \times 10^5 \\ G = 0.92 \times 10^5 \\ \tau_{cr} = 23.0 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

(2) 短辺方向の検討 床版位置に与える最大加速度を 700 gal と考え、この力が床版を伝わり、アトースに伝達されると仮定する。

1) 14階～2階 床版

A) 床を伝わりアトースに与えるせん断力

各階地震重量を 1200 t とする。
平均すると $w = \frac{1200}{65.4 \times 21.6} = 0.85 \text{ t/m}^2$



この範囲の地震重量 $W_1 = 0.85 \times 21.6 \times 25.2 = 463 \text{ t}$
 $Q_1 = 463 \times 0.7 = 324 \text{ t}$

A～A断面を伝わるせん断力 $Q_1 = 324 \text{ t}$

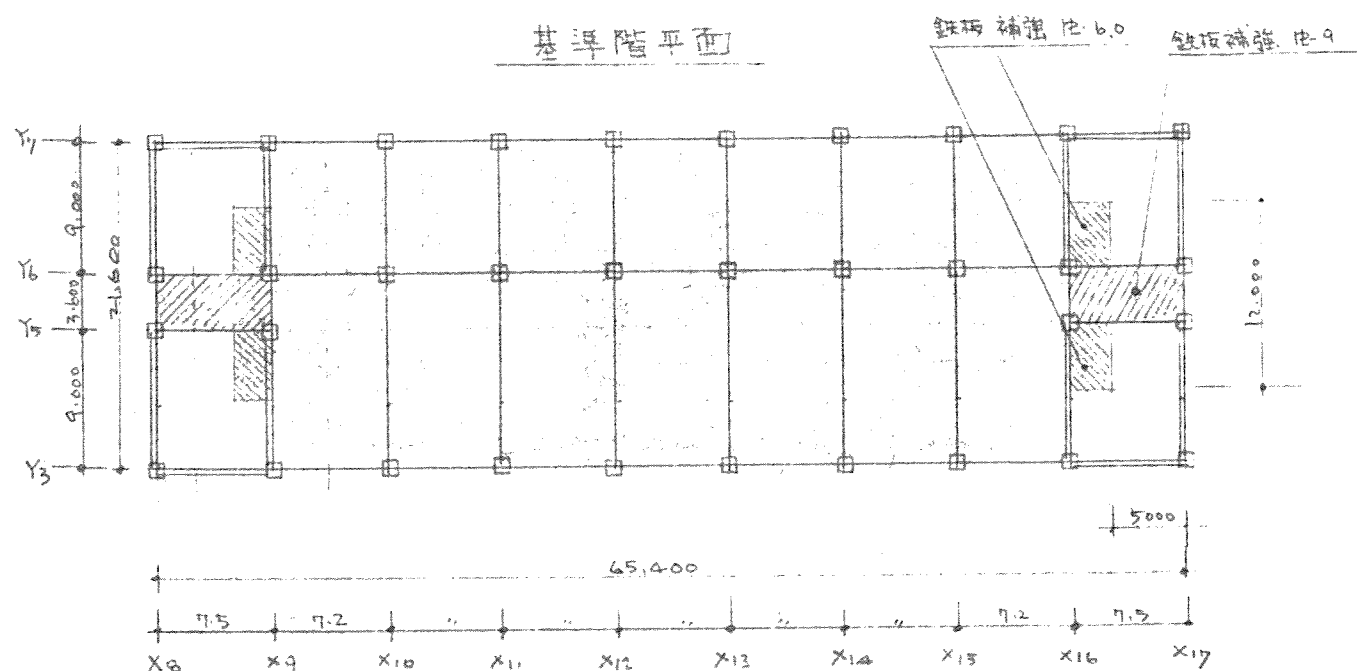
B～B断面を伝わるせん断力 $Q_2 = Q_1 \times \frac{1}{2} = 162 \text{ t}$

B) A～A部分床の剛性及び耐力 (デッキ床 軽量コンクリート)

床の耐力耐力 $Q_{cr} = \tau_{cr} \times t \times l = 17.2 \times 9 \times 2160 = 334.3 \text{ t} > Q_1 = 324 \text{ t}$

床のせん断剛性 $\delta = \frac{K \cdot Q \cdot l}{G A_w} \rightarrow K = \frac{Q}{\delta} = \frac{G A_w}{K \cdot l}$

$$K = \frac{0.69 \times 10^5 \times 9 \times 2160}{1.0 \times 720 \times 10^3} = 1863 \text{ t/cm}$$



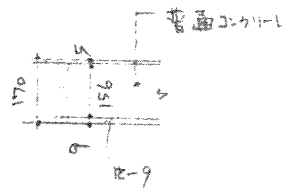
C) B~B 部分床の剛性及び耐力 (鉄板補強 普通コンクリート床)

床の耐力

コンクリート $Q_{cr} = 23.0 \times t \times l = 23.0 \times 15.6 \times 360 = 129.1 \text{ t}$

7°L-L $Q_s = f_s \times t \times l = 1.2 \times 0.9 \times 360 = 388.8 \text{ t}$

$Q_{cr} + Q_s = 129.1 + 388.8 = 517.9 \text{ t} > Q_2 = 162 \text{ t}$



床の剛性

鉄板とコンクリートのヤング係数比 $n = 10$

(但し矩形変形は無視して)

$$t_1 = 0.9 \times 10 + 15.6 = 24.6 \text{ cm}$$

$$K_1 = \frac{0.9 \times 10^5 \times 24.6 \times 360}{1.0 \times 500 \times 10^3} = 1630 \text{ t/cm}$$

$$t_2 = 0.9 \times 10 + 15.6 = 21.6 \text{ cm}$$

$$K_2 = \frac{0.9 \times 10^5 \times 21.6 \times 360}{1.0 \times 250 \times 10^3} = 9538$$

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2}} = \frac{1}{\frac{1}{1630} + \frac{1}{9538}} = 1392 \text{ t/cm}$$

D) 結論

A~A 断面と B~B 断面の床のせん断剛性を比べると、

B~B 断面では、A~A 断面の 75% の剛性であり、伝達される

せん断力の大きさは、 $\frac{1}{2}$ である。

$$\frac{1392}{1630} \times 100 \div 75 \%$$

床のせん断耐力は、ナタ 22 割に発生以下である。

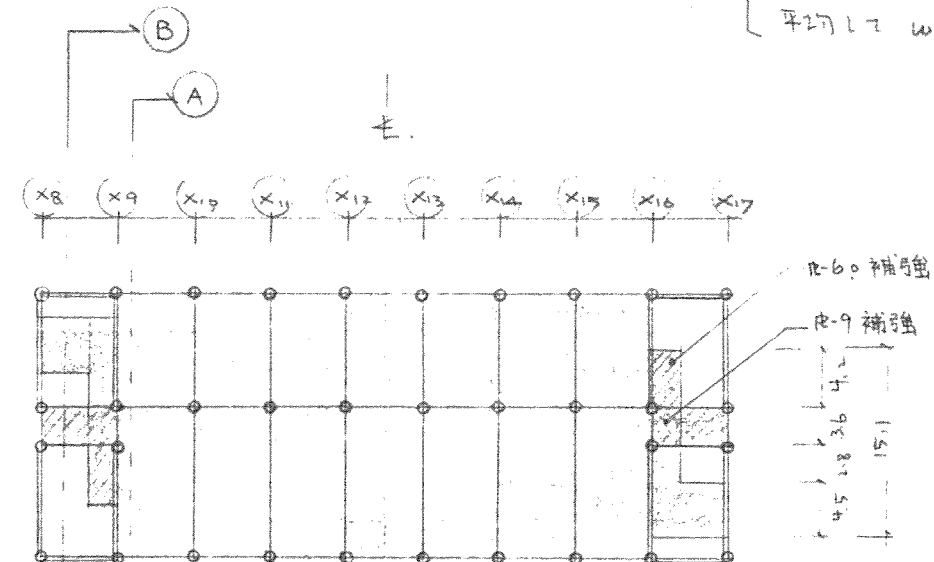
以上より 床面剛と仮定する。

1) 15 階床版 — 床版に加わる最大加速度を $700g_0$ とする。

A) 床を伝わり7°L-Lに加わるせん断力

地震重量 2290 t

平均して $w = \frac{2290}{65.4 \times 21.6} = 1.62 \text{ t/m}^2$



この範囲の地震重量 $W_1 = 1.62 \times 21.6 \times 25.2 = 882 \text{ t}$

$Q_1 = 882 \times 0.7 = 618 \text{ t}$

A~A 断面を伝わるせん断力 $Q_1 = 618 \text{ t}$

B~B 断面を伝わるせん断力 $Q_2 = Q_1 \times \frac{1}{2} = 309 \text{ t}$

B) A~A 部分の剛性及び耐力 (普通コンクリート床)

床の耐力耐力 $Q_{cr} = 23.0 \times 15 \times 2160 = 745.2 \text{ t} > Q_1 = 618 \text{ t}$

床のせん断剛性 $K = \frac{0.9 \times 10^5 \times 15 \times 2160}{1.0 \times 720 \times 10^3} = 4140 \text{ t/cm}$

C) B~B 部分床の剛性及び耐力

床の耐力 中 3.6 m 部分 $Q_{cr} + Q_s = 517.9 \text{ t}$ 中 4.5 m 部分 $Q_{cr} = 230 \times 450 \times 15 = 155.2 \text{ t}$ 合計 $155.2 + 517.9 = \underline{\underline{673.1 \text{ t}}} > 309 \text{ t}$

床の剛性.

中 3.6 m 部分 $K_1 = 1630 \text{ t/cm}$ 中 4.5 m 部分 $K_1' = \frac{0.92 \times 10^5 \times 15 \times 450}{10 \times 500 \times 10^3} = 1242 \text{ t/cm}$ $K_1 + K_1' = 1630 + 1242 = 2872 \text{ t/cm}$ $K_2 = \frac{0.92 \times 10^5 \times 1510 \times 15}{10 \times 250 \times 10^3} = 8335$ $K = \frac{1}{\frac{1}{2872} + \frac{1}{8335}} = \underline{\underline{2136 \text{ t/cm}}}$

D) 結論

床のせん断剛性は、B~B断面では、A~A断面の52%であり

伝達されるせん断力の大きさは $\frac{1}{2}$ である。 $\frac{2136}{4140} \times 100 = 52\%$

床のせん断耐力は、ひびわれ発生以下である。

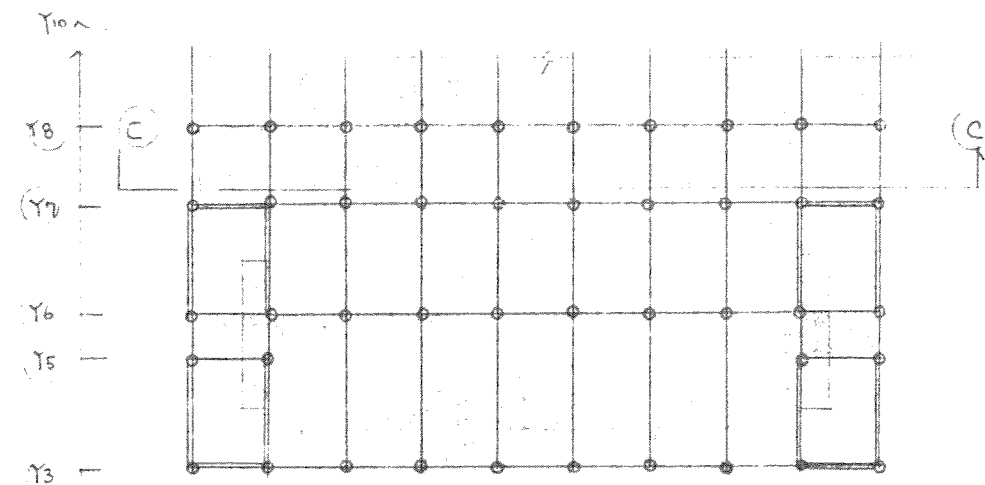
以上より 床面剛と仮定する。

III) R階床版

床面の欠損部分が小さいため、検討略。

(3) 低層部分と高層部分の接続部分の床

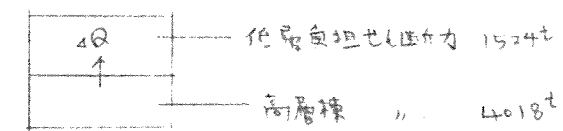
1) 長辺方向のせん断力の移行 (← → 方向)

C~C断面床のひびわれ耐力 $Q_{cr} = 17.2 \times 12 \times 6540 = 1350 \text{ t}$ 

せん断力係数を 0.3 と仮定し、3 の時の高層棟と低層棟のせん断力負担割合と弾性時のバネで規定し、この時のせん断力の移行を検討する。

← 方向 4階スラブ

高層棟	$\sum W_i = 16407.6 \text{ t}$	$\sum W_i \times 0.3 = 4922 \text{ t}$
低層棟	$W_A = 619 \text{ t}$	
	$619 + 4923 = 5542 \text{ t}$	

移行せん断力 $\Delta Q = 1524 - 619 = 905 \text{ t} < 1350 \text{ t}$

可

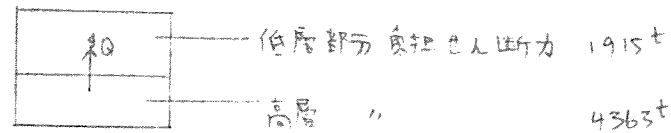
←方向 3階277"

高層棟 $\Sigma W_i = 17643.1t$ $\Sigma W_i \times 0.3 = 5293t$

低層棟 $\Sigma W_i = 3283.5$ $\Sigma W_i \times 0.3 = 985t$

$5293 + 985 = 6278t$

低層3階床重量 $W_3 = 1220.3$ $\rightarrow 1220.3 \times 0.3 = 366t$



移行せん断力 $\Delta Q = 1915 - (366 + 1524) = 25t < 1350t$

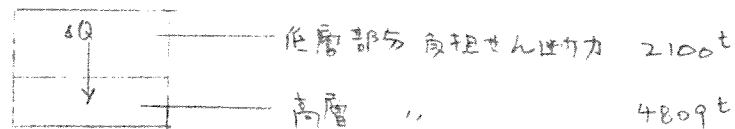
可

←方向 2階277"

高層棟 $\Sigma W_i = 18626.3$ $\Sigma W_i \times 0.3 = 5588t$

低層棟 $\Sigma W_i = 4401.9$ $\Sigma W_i \times 0.3 = 1321t$

低層2階床重量 $W_2 = 1118.4$ $1118.4 \times 0.3 = 336t$



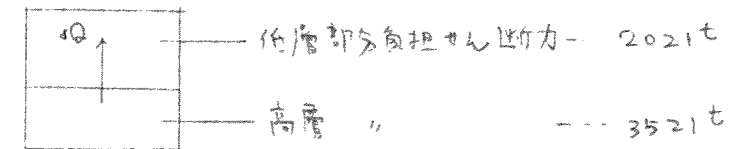
移行せん断力 $\Delta Q = 2100 - (336 + 1915) = -151t < 1350t$

可

II) 短辺方向のせん断力の移行 (↓方向)

せん断力の移行は、引張力となるので、床版の鉄筋に負担させる。

↓方向 4階277"

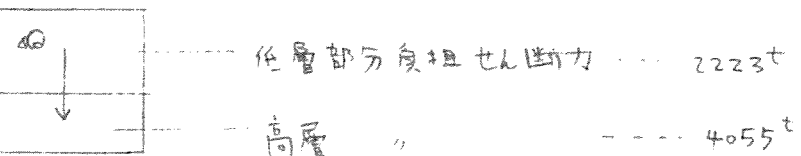


移行せん断力 $\Delta Q = 2021 - 619 = 1402t$

必要引張鉄筋 $A_t = \frac{1402}{3.0} = 468 \text{ cm}^2$

$\frac{468}{1.7} = 369 \# \rightarrow \frac{5040}{369} = 13.7 \text{ cm}$

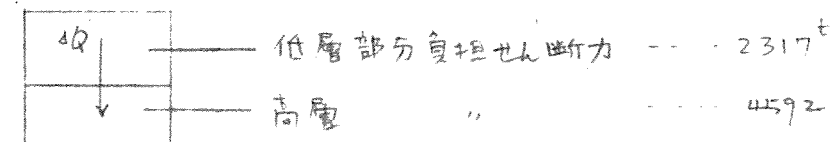
D11-C100を床版に配筋する。



移行せん断力 $\Delta Q = 2223 - (366 + 2021) = -164t < 278t$

可

2階277"



移行せん断力 $\Delta Q = 2317 - (336 + 2223) = -242t < 278t$

可

A-9 基礎の設計

- A9-1 熊本市万全新築工事 杭及び山留め計画
- A9-2 支保地盤の検討
- A9-3 基礎の設計

145

4-9-1.

熊本市庁舎新築工事杭及び山留め計画 53. 9. 20

§ 1. 地盤調査

§ 2. 市庁舎近くの既存建物の杭施工調査

§ 3. 基礎の設計

§ 4. 山留めの計画

§ 5. 常時微動及び弾性波速度の調査報告

(早稲田大学理工学研究所より別紙報告)

§1. 地質調査

次に、ボーリング位置図、ボーリング柱状図を示す。

建設予定地の基盤は安山岩質溶岩流（新世代 新第三紀、鮮新世）で、GL-21m～GL-33mとかなり起伏に富み、一部風化しているところもある。

基盤の上層には厚さ16m～14mの洪積層が分布し、さらにこれの上に厚さ16.8m～19.7mの沖積層が分布している。これらの洪積層、沖積層は白川の氾濫土砂により形成されたものである。

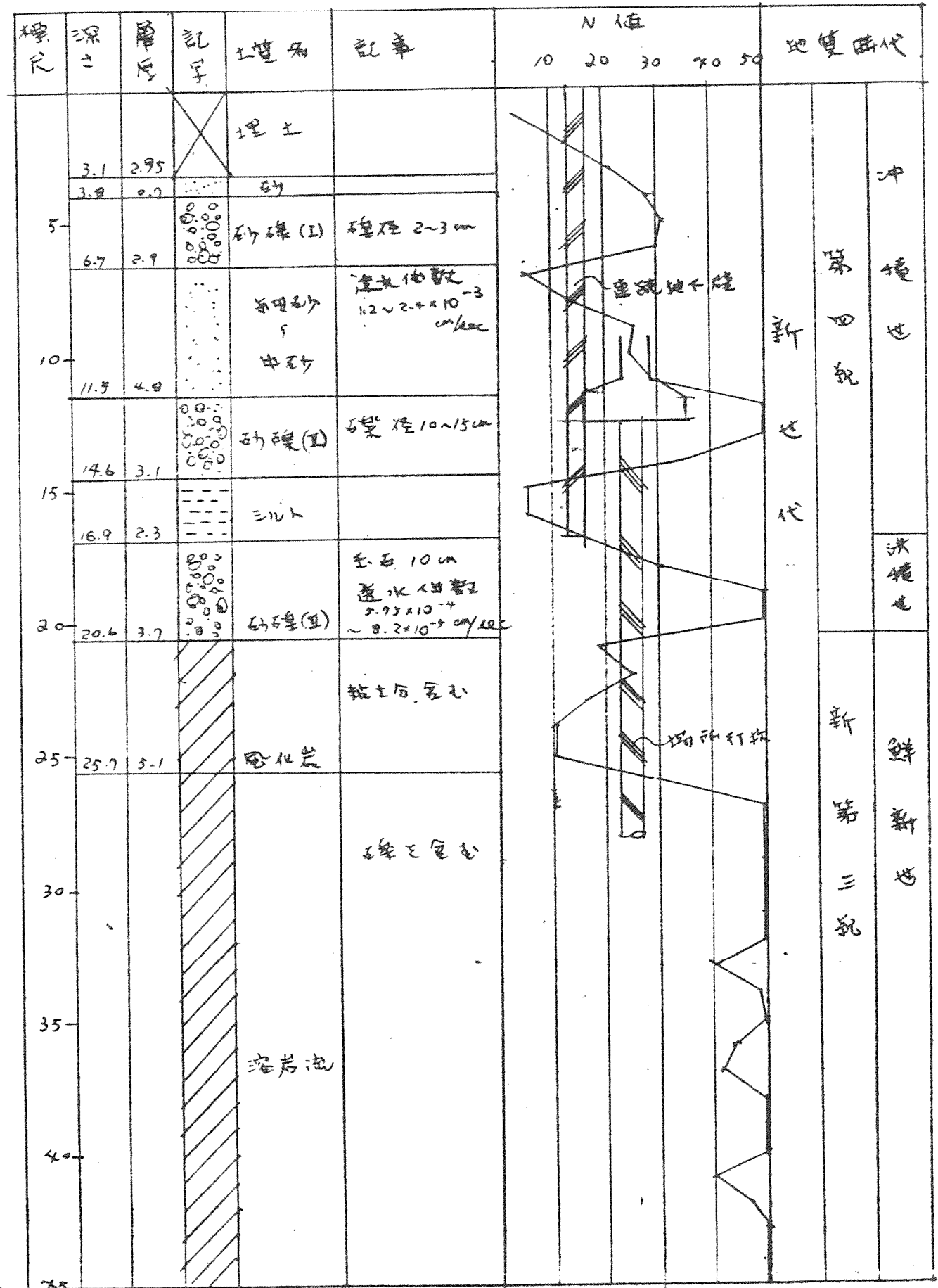
これを模式的に示す右図の如くなる（ボーリング NO.6 参照）。

熊本平野は、約850万年前の中世代後期白亜紀の中頃には全面が海底にあり、その後地殻変動、火山活動等が起り、熊本平野周辺の台地が隆起し、さらに約3万年前の後期洪積世末期には、阿蘇外輪火山群が活動を開始した。

熊本平野はこの台地、火山群等からの河川、即ち白川、坪井川、井戸川、加勢川、鯉川等による複合三角洲である。

建設予定地も、ボーリング柱状図によれば過去3回程度白川の洪水を受けたことがある。

NO.6



転石について

熊本地誌図(1971, 日本建築学会九州支部

熊本支所)によれば 熊本平野には 大きく分けて

3つの転石層がある。(右図参照)

1). 江津湖北岸(白川右岸)

俵山、大峰火山の北斜面、白水台地の北西、
西斜面の裾から白川に至る超異常出水
により大量の巨石、転石が運搬され、江津湖
北岸に堆積された。その分布は東西両端に
よく軽弱する。

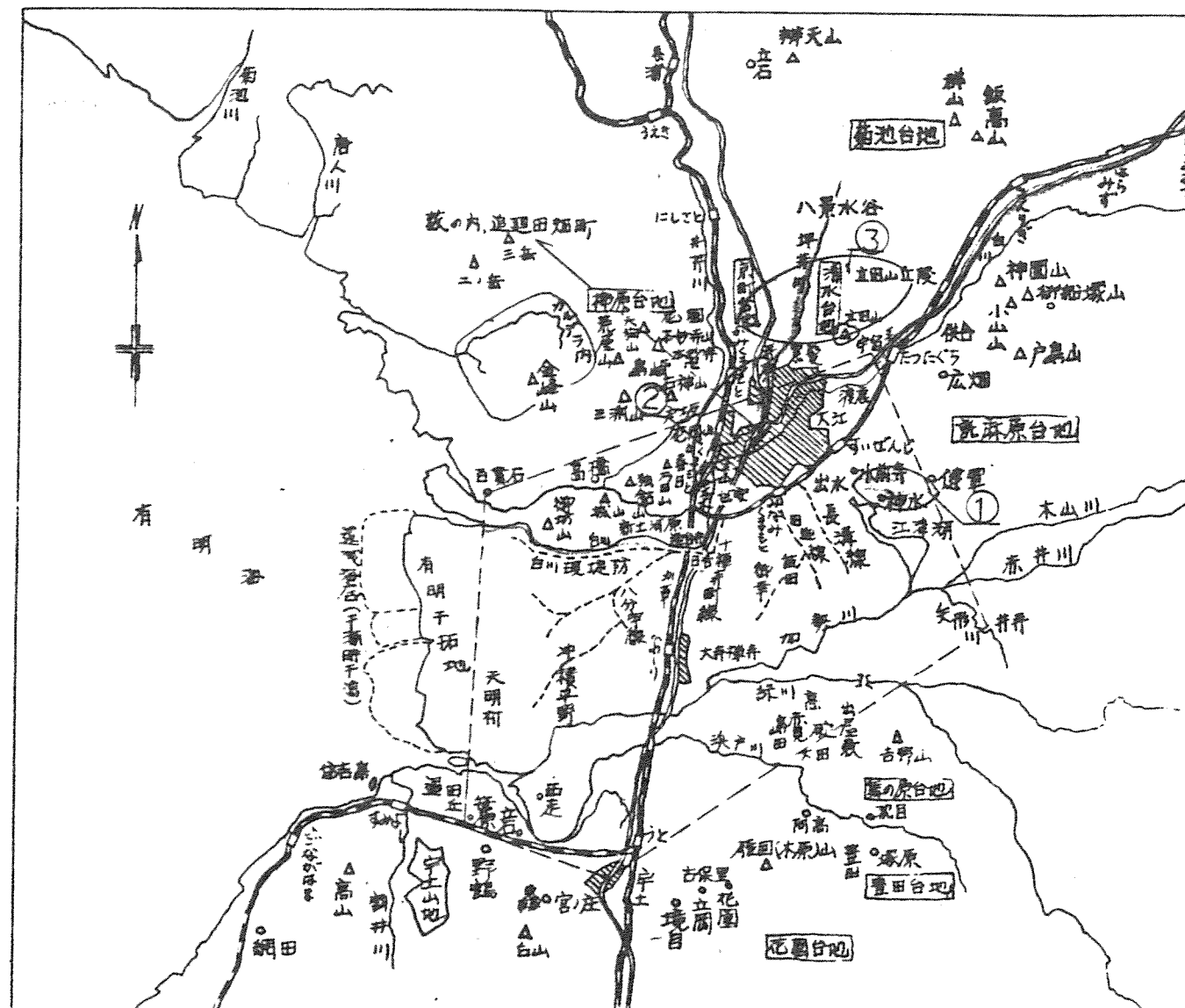
出水町今915の熊本県庁舎の敷地も、この巨石層
に位置し、4-3mから2mの厚さにわたり、数10cmから
2m位の巨石が散っている。

2) 白川右岸

白川右岸にも、当地台地側斜面からのもろと思わ
れる転石層と層位と異なり、若干分布している。
ボーリング資料からみると、層以上の砂礫層が
分布している。

熊本市庁舎もここに位置している。

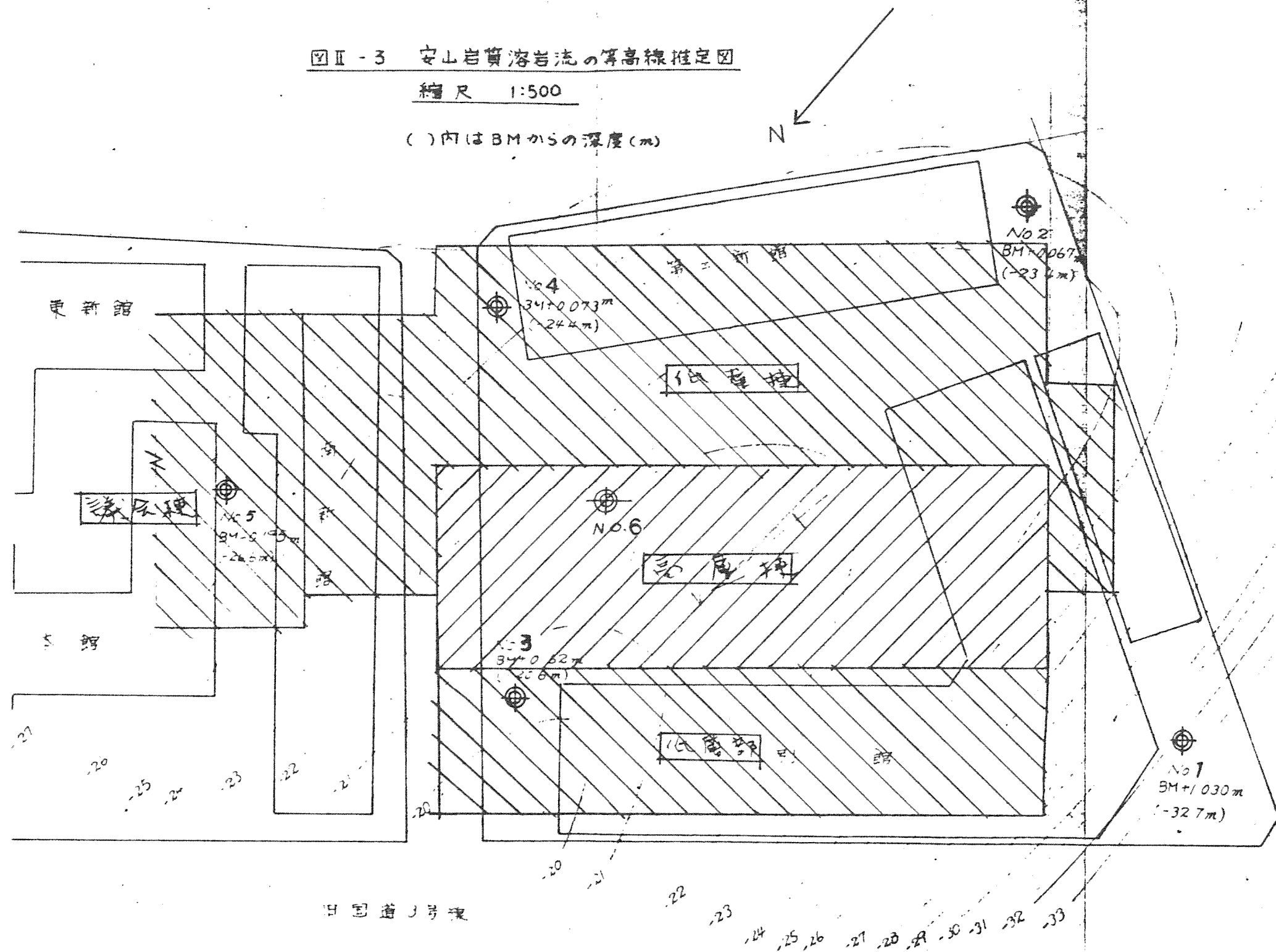
3). 立田山丘陵及び基町台地辺り、高の尾中腹部 古大峰火山の噴出堆積層中固結度が高い 部分が風化と侵食で残留した。



図II-3 安山岩質溶岩流の等高線推定図

縮尺 1:500

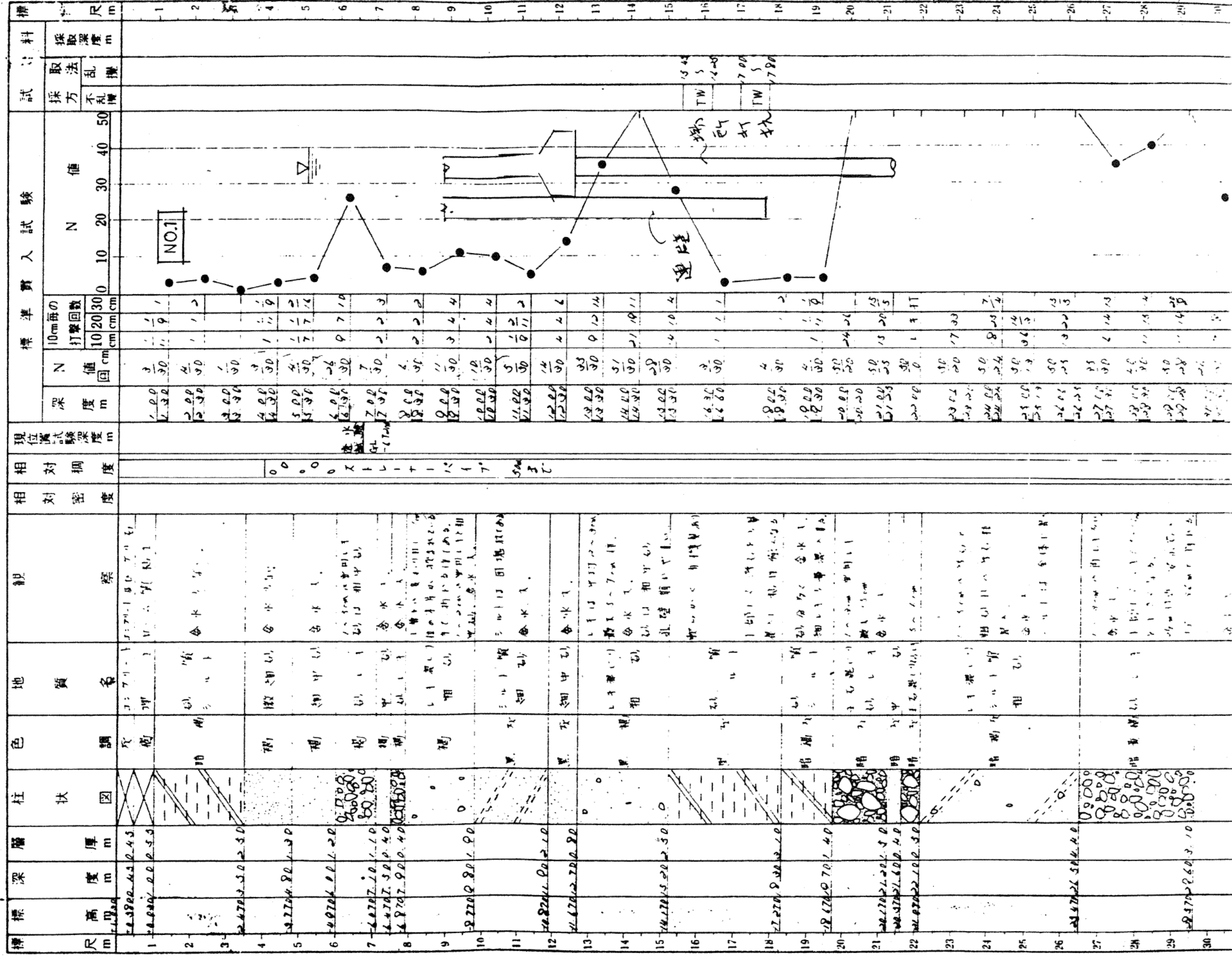
()内はBMかSの深度(m)



市庁舎建設に伴う地質調査地質柱状図 (NO. /)

調査地 熊本市取本町1-1, 花畑町8-1 調査年月日 昭和50年2月12日-50年2月19日

標高 BM+1.030 M 孔内水位 GL-5.15 M 技術者

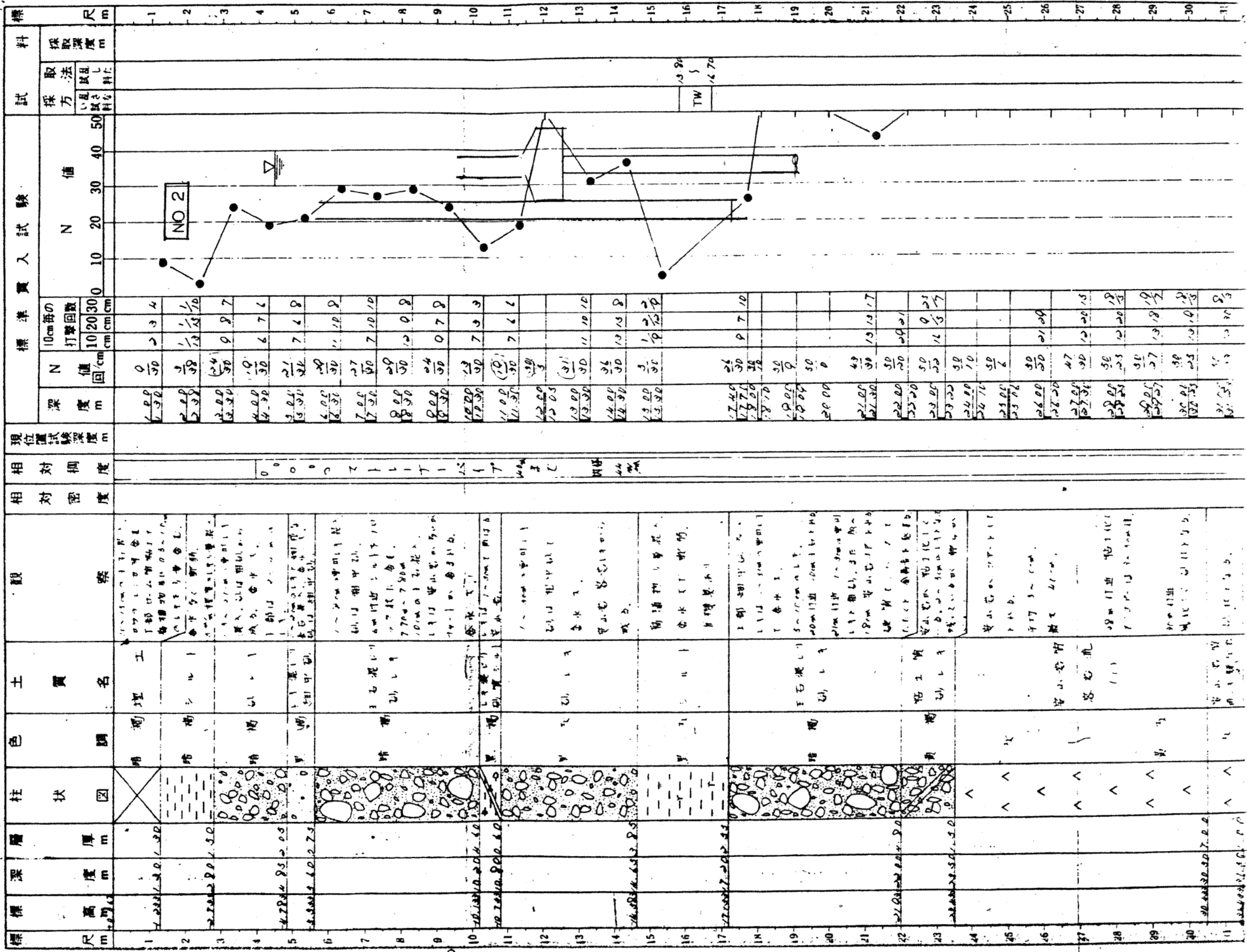


市庁舎建設に伴う地質調査 土質柱状図 (NO. 2)

調査地 熊本市東区本町1-1, 花畑町2-1

調査年月日 昭和50年2月8日~50年2月20日

標高 BM+0.067M 孔内水位 4.433 M 技術者



標尺 m	標高 m	深度 m	層厚 m	柱状 図	色調	土質 名	観	相 対 密 度	相 対 稠 度	現 位 置 試 験 深 度 m	標準貫入試験				試 料	採取 深 度 m	尺 m	
											深 度 m	N 値	10cm毎の 打撃回数					N 値
													10cm 回	20cm 回				
1	2.00	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			1	
2	2.20	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				3	2	2	2			2	
3	2.40	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			3	
4	2.60	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			4	
5	2.80	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			5	
6	3.00	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			6	
7	3.20	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			7	
8	3.40	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			8	
9	3.60	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			9	
10	3.80	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			10	
11	4.00	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			11	
12	4.20	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			12	
13	4.40	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			13	
14	4.60	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			14	
15	4.80	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			15	
16	5.00	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			16	
17	5.20	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			17	
18	5.40	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			18	
19	5.60	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			19	
20	5.80	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			20	
21	6.00	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			21	
22	6.20	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			22	
23	6.40	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			23	
24	6.60	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			24	
25	6.80	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			25	
26	7.00	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			26	
27	7.20	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			27	
28	7.40	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			28	
29	7.60	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			29	
30	7.80	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			30	
31	8.00	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			31	
32	8.20	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			32	
33	8.40	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			33	
34	8.60	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			34	
35	8.80	0.23			黄	砂	細粒、粘り、 一部は中粒、粗粒も 混在する。				2	1	1	1			35	

NO 3

TW
14.85
15.60

市庁会建設に様う地質調査

調查地點 熊本縣本町1-1, 花畑町8-1

調査年月日 昭和50年1月30日～50年2月7日

標高 BM + 0.073M

孔

MO

技
術
著

[illegible]

標高 m	深度 m	層厚 m	柱状 図	色調	土質 名	観 察	相 対 密 度	相 対 稠 度	現 在 位 置 試 験 深 度 m	標準貫入試験				試 料
										深 度 m	N 値	10cm毎の 打撃回数 cm	N 値	
1	0.00	0.20		暗	工	1.00 1.30			0.00	2/33	1/18	1/7	1	採取 深 度 m
2	0.20	0.20		暗	工	2.00 2.40			0.00	2/40	1/23	1/13	2	採取 方 法 試 料
3	0.40	0.20		暗	工	3.00 3.30			0.00	18/30	2/42	4/12	3	試 料
4	0.60	0.20		暗	工	4.00 4.30			0.00	13/30	3/33	3/33	4	試 料
5	0.80	0.20		暗	工	5.00 5.30			0.00	18/30	2/42	4/12	5	試 料
6	1.00	0.20		暗	工	6.00 6.30			0.00	30/0	1/27	1/27	6	試 料
7	1.20	0.20		暗	工	7.00 7.30			0.00	9/30	3/33	3/33	7	試 料
8	1.40	0.20		暗	工	8.00 8.30			0.00	13/30	3/33	3/33	8	試 料
9	1.60	0.20		暗	工	9.00 9.30			0.00	21/30	7/77	7/77	9	試 料
10	1.80	0.20		暗	工	10.00 10.30			0.00	30/0	2/27	2/27	10	試 料
11	2.00	0.20		暗	工	11.00 11.30			0.00	36/30	11/12	11/12	11	試 料
12	2.20	0.20		暗	工	12.00 12.30			0.00	23/30	7/88	7/88	12	試 料
13	2.40	0.20		暗	工	13.00 13.30			0.00	50/70	8/42	8/42	13	試 料
14	2.60	0.20		暗	工	14.00 14.30			0.00	5/30	2/22	1/8	14	試 料
15	2.80	0.20		暗	工	15.00 15.30			0.00	6/30	2/22	2/22	15	試 料
16	3.00	0.20		暗	工	16.00 16.30			0.00	8/30	2/33	2/33	16	試 料
17	3.20	0.20		暗	工	17.00 17.30			0.00	24/30	7/88	7/88	17	試 料
18	3.40	0.20		暗	工	18.00 18.30			0.00	30/0	1/27	1/27	18	試 料
19	3.60	0.20		暗	工	19.00 19.30			0.00	50/70	8/42	8/42	19	試 料
20	3.80	0.20		暗	工	20.00 20.30			0.00	26/30	6/10	6/10	20	試 料
21	4.00	0.20		暗	工	21.00 21.30			0.00	19/30	6/67	6/67	21	試 料
22	4.20	0.20		暗	工	22.00 22.30			0.00	9/30	3/33	3/33	22	試 料
23	4.40	0.20		暗	工	23.00 23.30			0.00	10/30	3/33	3/33	23	試 料
24	4.60	0.20		暗	工	24.00 24.30			0.00	30/0	3/33	3/33	24	試 料
25	4.80	0.20		暗	工	25.00 25.30			0.00	30/0	3/33	3/33	25	試 料
26	5.00	0.20		暗	工	26.00 26.30			0.00	30/0	3/33	3/33	26	試 料
27	5.20	0.20		暗	工	27.00 27.30			0.00	30/0	3/33	3/33	27	試 料
28	5.40	0.20		暗	工	28.00 28.30			0.00	40/30	10/13	17	28	試 料
29	5.60	0.20		暗	工	29.00 29.30			0.00	50/25	18/21	11	29	試 料
30	5.80	0.20		暗	工	30.00 30.30			0.00	50/15	13/14	21/5	30	試 料
31	6.00	0.20		暗	工	31.00 31.30			0.00	50/10	23/27	5	31	試 料
32	6.20	0.20		暗	工	32.00 32.30			0.00	50/0	1/27	1/27	32	試 料
33	6.40	0.20		暗	工	33.00 33.30			0.00	18/30	6/67	6/67	33	試 料
34	6.60	0.20		暗	工	34.00 34.30			0.00	23/30	7/88	8/88	34	試 料
35	6.80	0.20		暗	工	35.00 35.30			0.00	23/30	7/88	8/88	35	試 料
36	7.00	0.20		暗	工	36.00 36.30			0.00	50/10	3/33	3/33	36	試 料

土質柱状図

熊本県庁舎新築工事に伴う
調査件名 地盤調査及常時観測性改良孔掘削
調査場所 熊本県熊本本町取本町一丁目

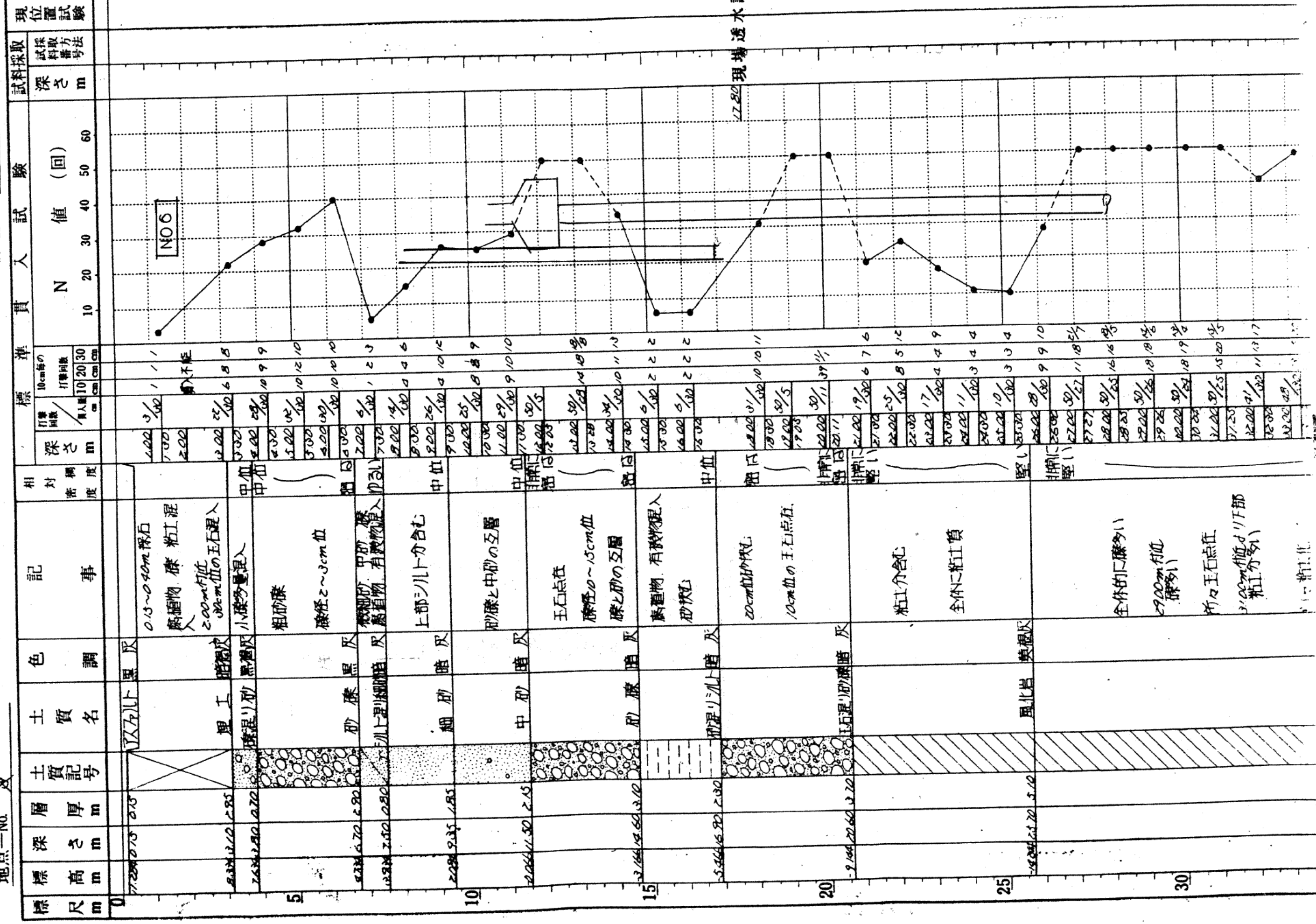
調査年月日 昭和53年8月16日～8月23日

標高 11.434 m

孔内水位 4.30 m

調査員

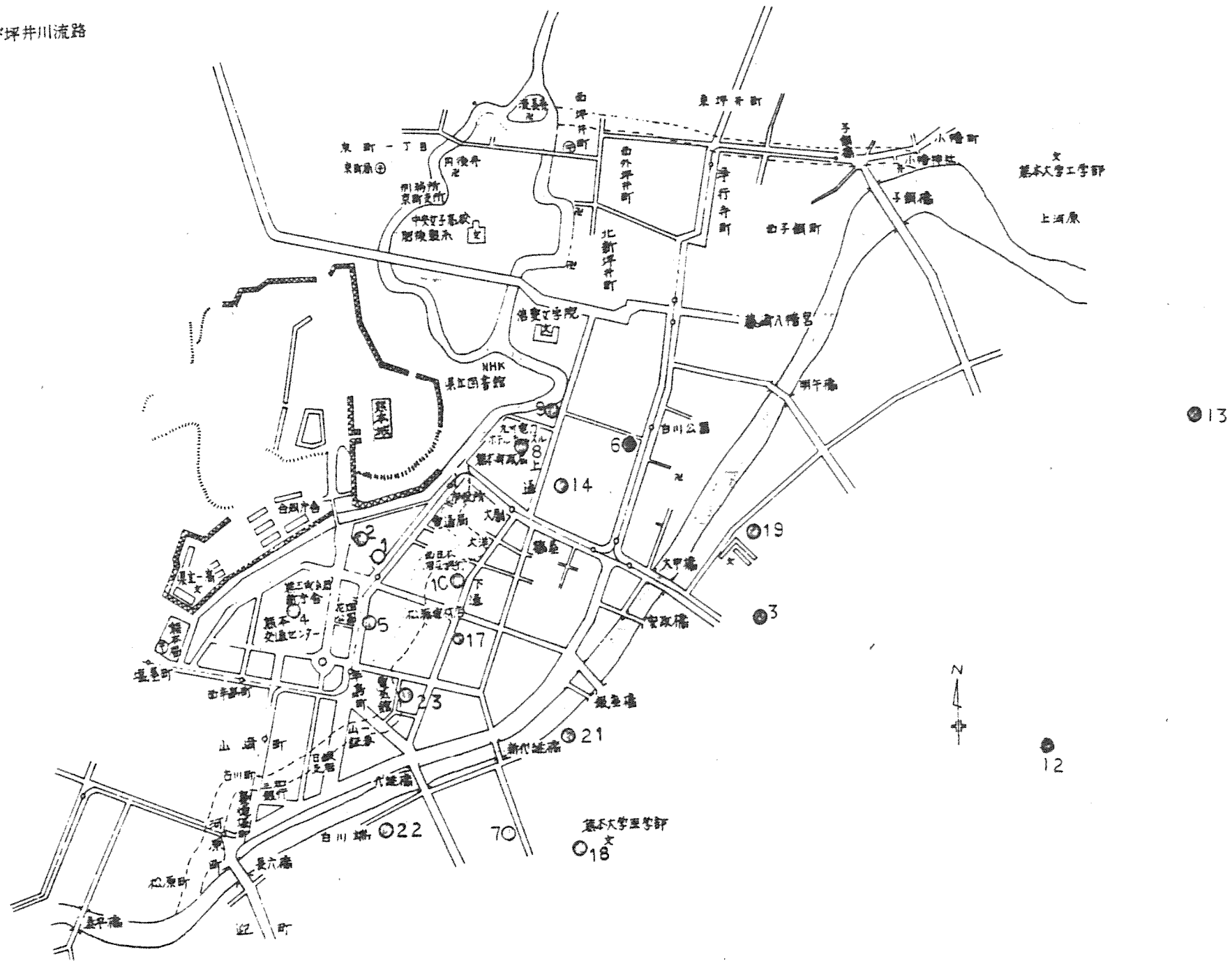
地点-No. 8



現場透水試験

第2 市庁舎近くの既存建物の鉄筋調査

旧白川および坪井川流路



既存建物鉄筋調査位置

3.3 基礎の設計

1. 地盤状況

当敷地に於いて、ボーリング6ヶ所を行い、地質構成及びN値を調査した。又同時に土質試験、横方向K値、現場透水試験も実施した。

当敷地内の地層の分布は、新第三紀中新世の安山岩質溶岩流を基盤とし、この上位には第四紀の洪積層及び沖積層が堆積している。

1. 安山岩質溶岩流

地表面下 20.8~33.8"以深に分布し、その上限面は北に高く、南へ緩やかに勾配となり東で急に、西で再び急斜面を示している。N値は一部腐化している所は 10~30 と低く、硬質な部分は 50 以上となっている。

2. 洪積層

安山岩質溶岩流の上位を厚さ 1.1~14.1" で不規則に覆っており、砂礫・砂など砂質土層から成る。層厚は NO.3 で薄く、NO.1, 2 で厚くなるが、上限面は、地表面下 16.3~19.7" でほぼ水平である。N値は NO.3~6 で 8~50 とバラつき、NO.1, 2 で 50 以上となっている。

3. 沖積層

地表面下 16.3~19.7" に分布し、砂と砂礫の互層が主体となり、成層状態を示す。地表付近とこの層最下位にシルトが分布し最下位のシルトは層厚 30~45" で一様に堆積している。

又、洪沖積層の土砂は白川の過去何回かの泥濘土砂で形成されたもので、大小の転石が混在している。

基礎形式と支持層

本建物の基礎形式は基礎底盤以深の地盤を支持層とする直接ベタ基礎とし、GL-20~26" 以深の砂礫或いは安山岩質溶岩流を支持層とする杭基礎とが考えられる。又、本建物の重量は高層部に於いて柱軸力として 800~1300⁺ t 地耐力で 25.0~30.0⁺ t/m² である。

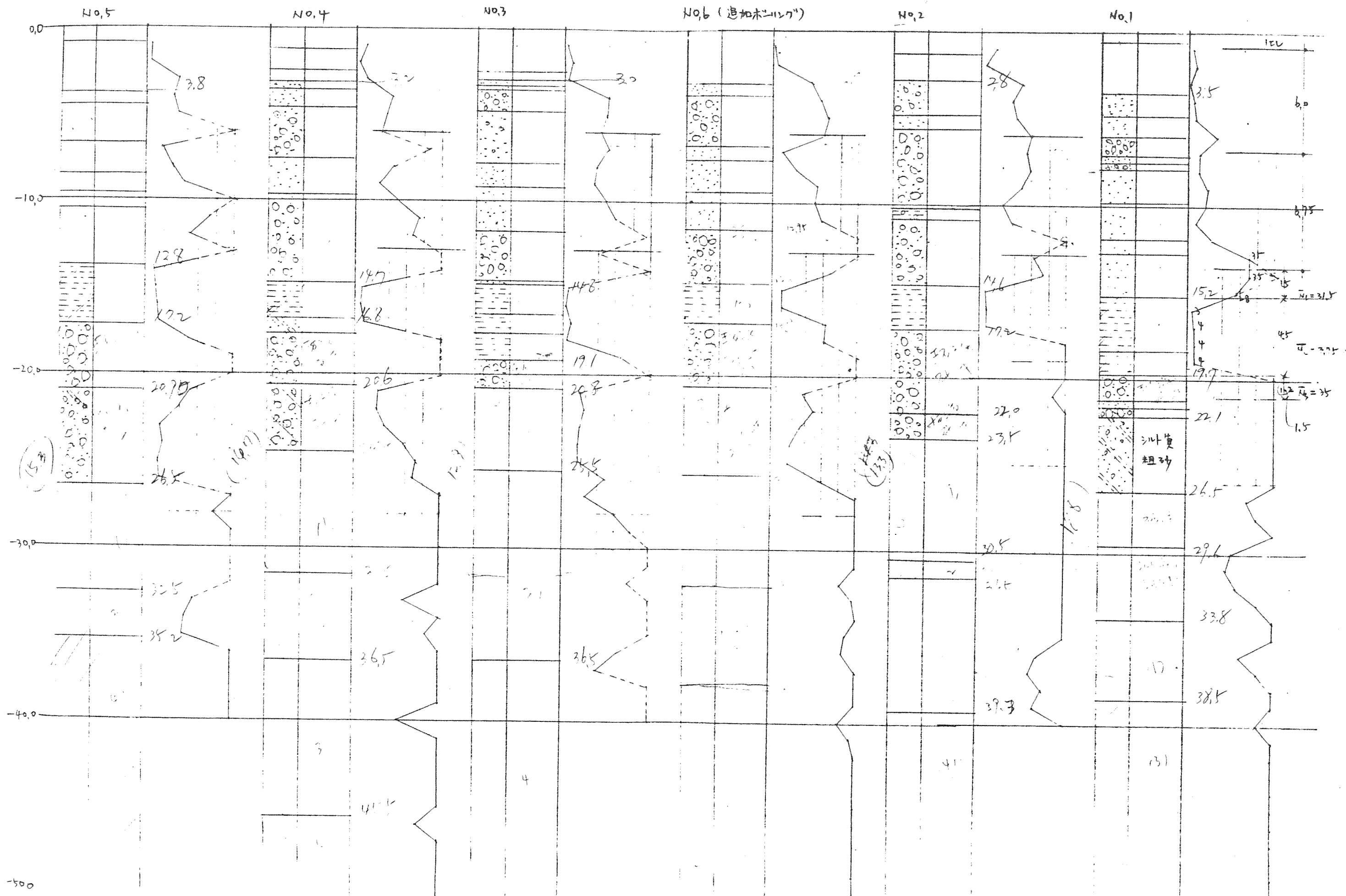
以上の事より直接ベタ基礎の場合は建物の重量を支持する地盤強度と、更に沖積層最下位のシルト層(正規圧密)の圧密沈下量(5~10" が見込まれる)から 30⁺ t/m² 以上の地耐力を期待するのは困難である。(地盤調査報告書) 従って本建物の基礎形式は杭基礎となる。

杭の選定は建物荷重の大きさ、泥濘土砂に混在する転石、市街地に於ける無公害施工などから大口径の場所打コンクリート杭が適当であり、当敷地付近で多くの実績を有するベト工法、杭径 1200mm 以上を採用する。

又、杭基礎の支持層はボーリング NO.3~6 付近では GL-28~30" 以深の安山岩質溶岩流(N=40 以上)を、ボーリング NO.1, 2 付近では GL-20" 前後の洪積砂礫層(N=50 以上)とする。

尚、当敷地の地質構成とN値及び杭先端位置は図-1 に示す通り。

図-1. 地質構成, N値並に杭先端位置



3. 杭設計支持力の算出.

1. 地盤による長期許容支持力

支持力算定は「建築基礎構造設計現準・同解説」に提案
 されている場所打ちコンクリート杭の支持力算定式(24.18式)による.

$$R_a = \frac{1}{3} \left\{ 15 \eta \bar{N} A_p + \left(\frac{N_s L_s}{5} + \frac{q_u L_c}{2} \right) \varphi \right\} - W$$

記号 R_a : 長期許容支持力

$\bar{N}$: 先端地盤 N 値

A_p : 杭先端の全断面積

N_s : 杭周地盤中、砂質部分の算定 N 値の平均

L_s : " " 杭の長さ

q_u : " " 粘土質部分の1軸圧縮強度

L_c : " " 杭の長さ

φ : 杭の周長

η : 支持地盤係数

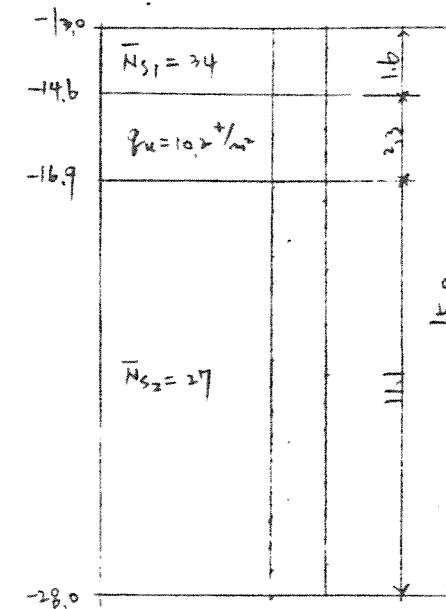
W : コンクリート杭の自重

支持力算定は下記により行う。

建物位置	杭頭深さ	杭先端深さ	杭長さ	ボーリング
高層部	-13.0 ^m	-28.0 ^m	15.0 ^m	N0.6
	-13.0	-20.5	7.5	N0.1
低層部	-6.7	-28.0	21.3	N0.4
	-6.7	-19.0	12.3	N0.2

* 杭頭、杭先端の深さは4Lからのキリを示す。

ボーリング No. 6



先端支持力 $R_p = \frac{1}{3} (15 \eta \bar{N} A_p)$

$\eta = 1.0$ $\bar{N} = 40$

$$\therefore R_p = 200 A_p$$

周面摩擦

砂質部

$$R_{Fs} = \sum \frac{N_s}{5} \cdot L_s$$

$$= \frac{1}{5} (34 \times 1.6 + 27 \times 11.1) = 70.8$$

粘土部

$$R_{Fc} = \frac{q_u}{2} \cdot L_c = \frac{10.2}{2} \times 2.3 = 11.7$$

$$\therefore R_F = \frac{1}{3} (70.8 + 11.7) \varphi = 27.5 \varphi$$

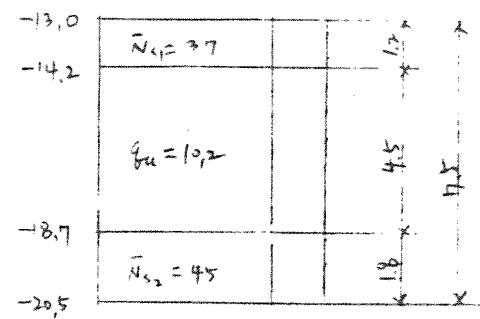
杭の自重

$$W = (2.4 - 0.8) \times 15.0 A_p = 24.0 A_p$$

杭径	A_p	φ	R_{a+}	$(R_a)_+$	L/D	低減値	設計+
1000	0.785	3.14	225	200	15.0	0	200
1200	1.130	3.77	302	280	12.5	0	280
1300	1.326	4.08	345	330	11.5	0	330
1500	1.766	4.71	440	430	10.0	0	430
1800	2.544	5.65	603	600	8.33	-17	583
2000	3.140	6.28	725	720	7.5	-10.8	612

(R_a) は 東京都行政指導に於ける長期鉛直最大耐力を示す。

ボ-1127 NO.1



$$R_p = \frac{1}{3} (15 \eta \bar{N} A_p)$$

$$\eta = 1.0 \quad \bar{N} = 45$$

$$\therefore R_p = 225 A_p$$

$$R_{FS} = \frac{1}{5} (37 \times 1.2 + 45 \times 1.8) = 25.0$$

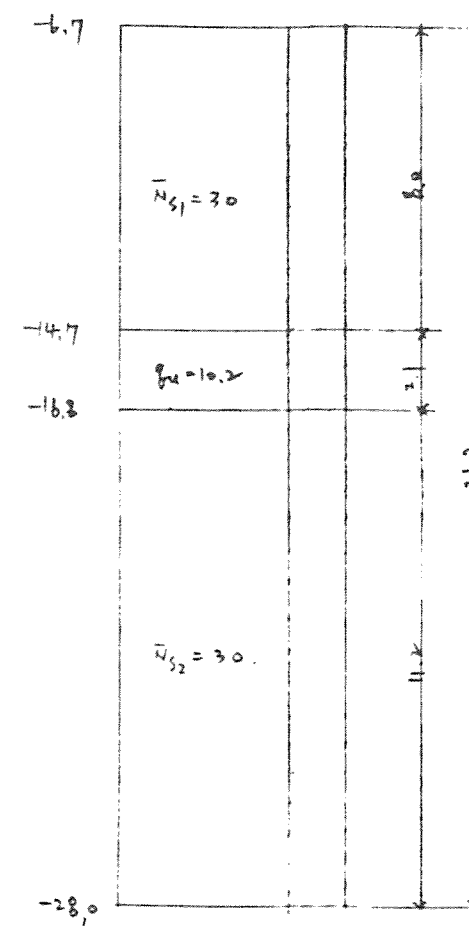
$$R_{Fc} = \frac{10.2}{2} (4.5) = 23.0$$

$$\therefore R_F = \frac{1}{3} (25.0 + 23.0) \gamma = 24.0 \gamma$$

$$W = 1.6 \times 7.5 A_p = 12.0 A_p$$

杭径	A_p	γ	R_a	(R_a)	γ_D	低減値	合計
1000	0.785	3.14	242	200	7.5	-20	180
1200	1.130	3.77	321	280	6.25	-41	239
1300	1.326	4.08	380	330	5.75	-55	270
1500	1.766	4.71	489	430	5.0	-88	337
1800	2.544	5.65	625	600	4.16	-149	451
2000	3.140	6.28	819	720	3.75	-194	526

ボ-1127 NO.4



$$R_p = \frac{1}{3} (15 \eta \bar{N} A_p)$$

$$\eta = 1.0 \quad \bar{N} = 40$$

$$\therefore R_p = 200 A_p$$

$$R_{FS} = \frac{1}{5} (30 \times 1.2) = 11.2$$

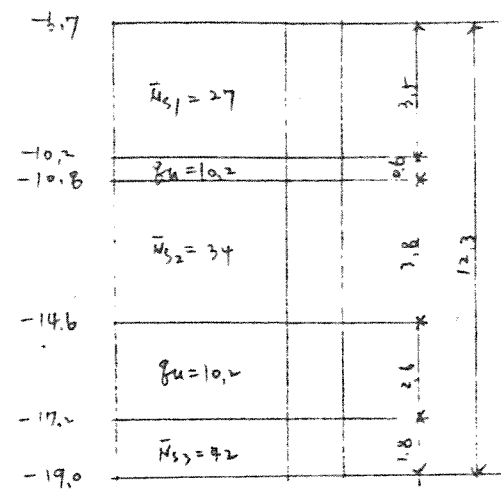
$$R_{Fc} = \frac{10.2}{2} (2.1) = 10.7$$

$$\therefore R_F = \frac{1}{3} (11.2 + 10.7) \gamma = 41.9 \gamma$$

$$W = 1.6 \times 21.3 A_p = 34.1 A_p$$

杭径	A_p	γ	R_a	(R_a)	γ_D	低減値	合計
1000	0.785	3.14	261	200	21.3	0	200
1200	1.130	3.77	345	280	17.7	0	280
1300	1.326	4.08	390	330	16.3	0	330
1500	1.766	4.71	490	430	14.2	0	430
1800	2.544	5.65	658	600	11.8	0	600
2000	3.140	6.28	784	720	10.6	0	720

ボ-リング NO.2



$$R_p = \frac{1}{3} (15 \eta \bar{N} A_p)$$

$$\eta = 1.0 \quad \bar{N} = 45$$

$$\therefore R_p = 225 A_p$$

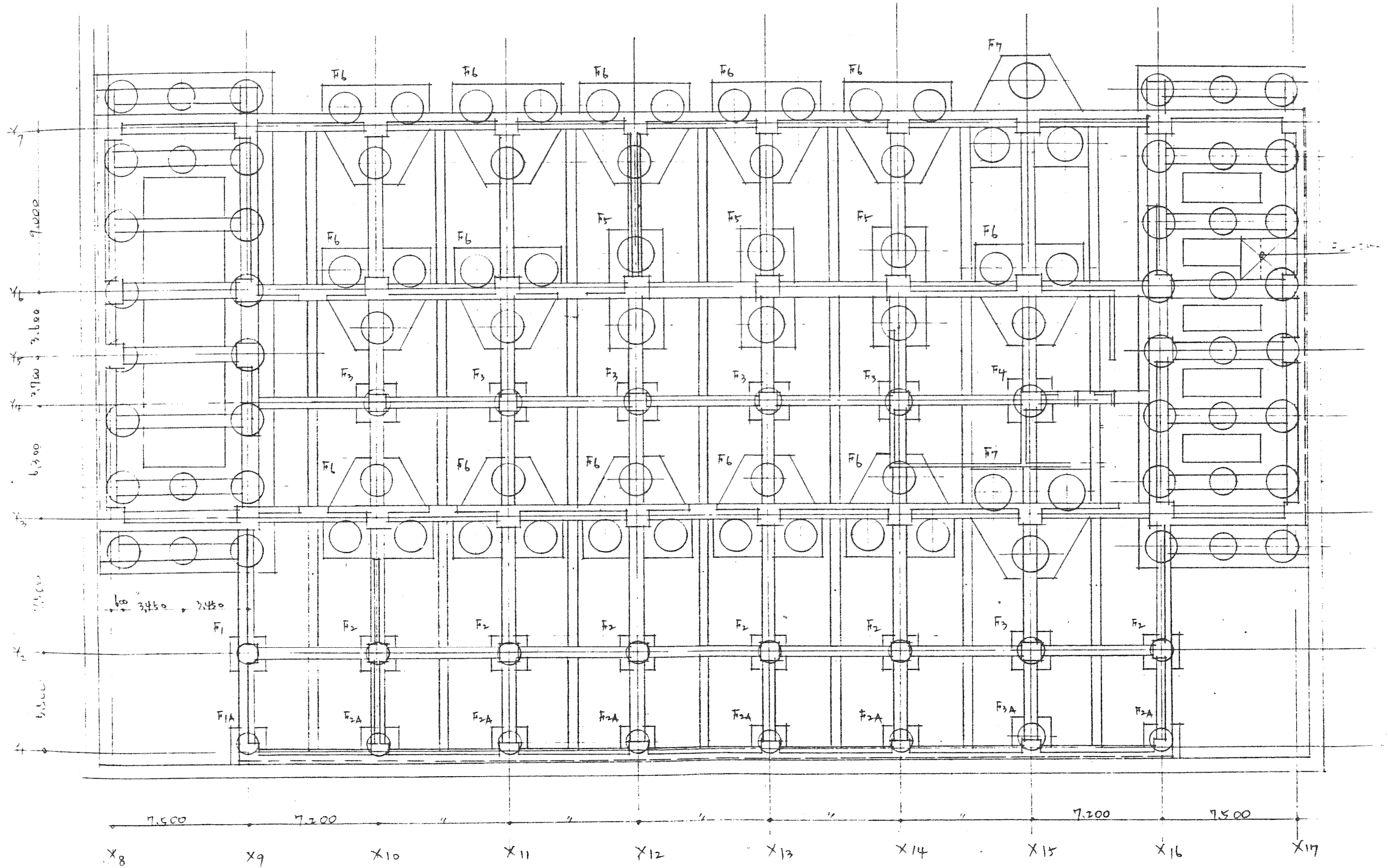
$$R_{FS} = \frac{1}{5} (27 \times 3.2 + 34 \times 7.0 + 42 \times 1.8) = 59.8$$

$$R_{FC} = \frac{1}{2} (10.2 \times 3.2) = 16.3$$

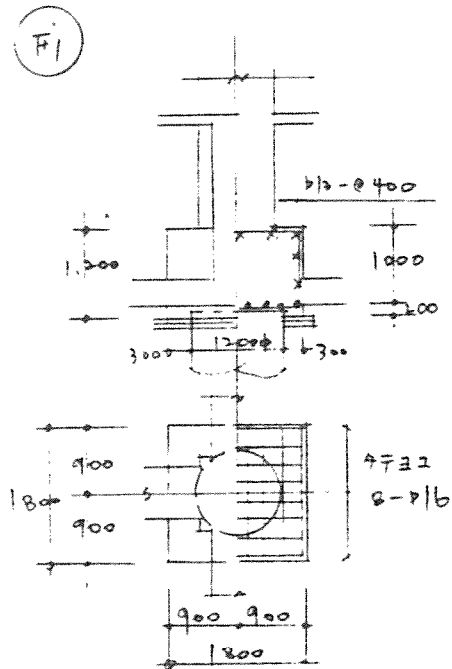
$$\therefore R_F = \frac{1}{3} (59.8 + 16.3) \eta = 25.7 \eta$$

$$W = 1.6 \times 12.3 A_p = 19.7 A_p$$

杭径	A_p	η	R_a	(R_a)	L/b	低減値	設計
1000	0.785	3.14	240	200	12.3	0	200
1200	1.130	3.77	327	280	10.2	0	280
1300	1.326	4.08	375	330	9.5	0	330
1500	1.766	4.71	481	430	8.2	-14	416
1800	2.544	5.65	665	600	6.83	-81	519
2000	3.140	6.28	803	720	6.15	-150	570

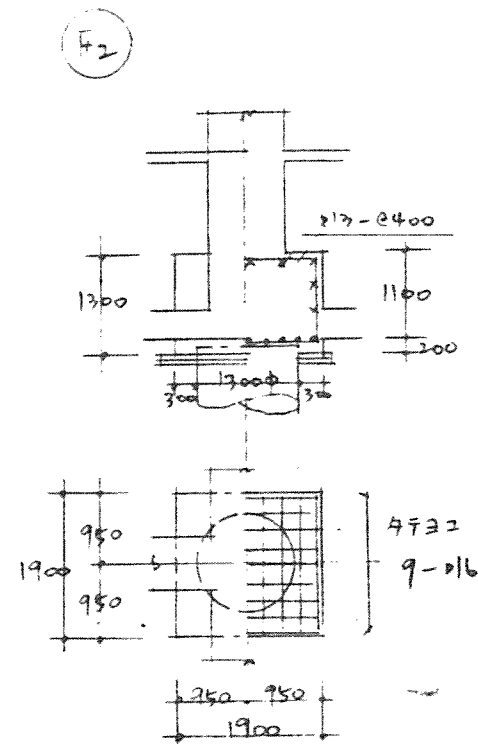


基礎の設計

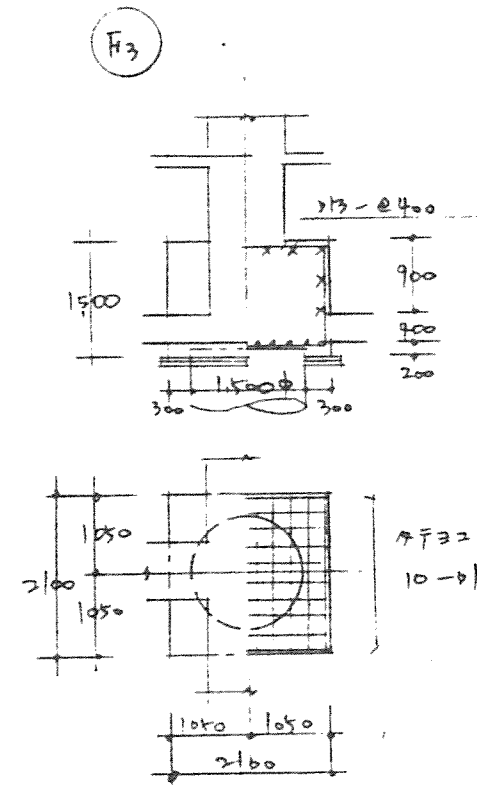


柱軸力 236 (X9-Y2)
 基礎自重 3.2 + 6.6 = 9.8
 計 246⁺ < R_a = 280⁺/±

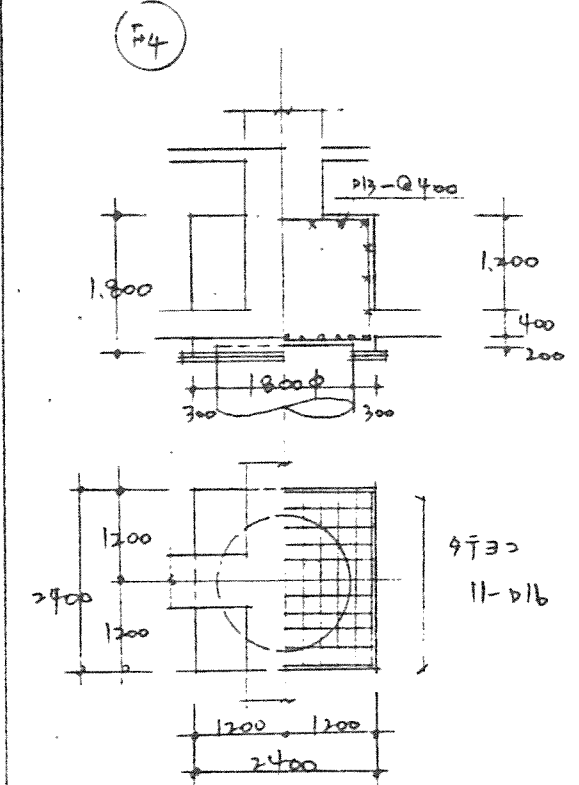
柱軸力 250 (X17-Y10)
 基礎自重 3.3
 計 253⁺ < R_a = 280⁺/±



柱軸力 292 (X10-Y2)
 基礎自重 3.5
 計 296⁺ < R_a = 325⁺/±

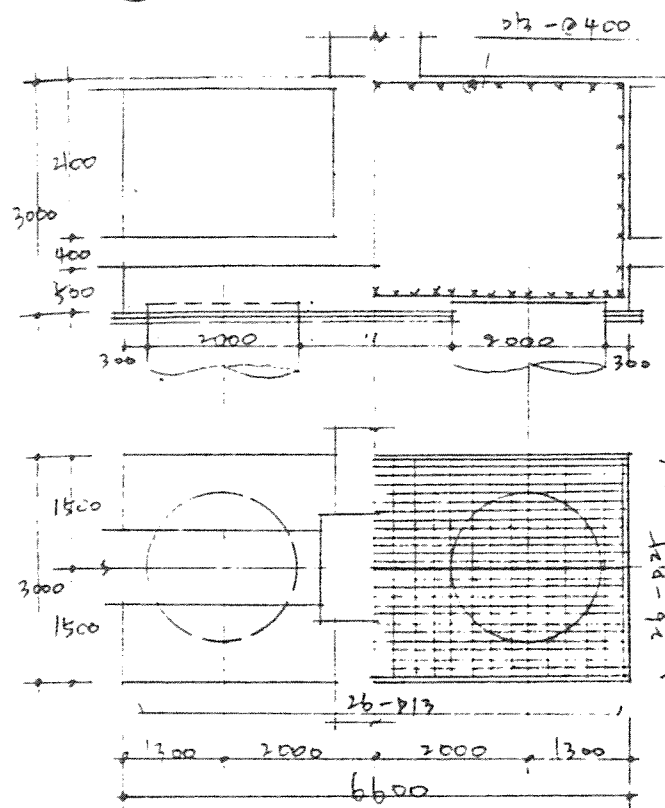


柱軸力 389 (X14-Y4)
 基礎自重 5.2
 計 394⁺ < R_a = 425⁺/±



柱軸力 487 (X9-Y9)
 基礎自重 11.1
 計 498⁺ < R_a = 590⁺/±

F5 2,000φ x 2 柱



柱軸力 1096⁺ (x14-Y6)
基礎自重 82.8
計 1178.8⁺

$$R_a = 612 \times 2 = 1224^+ > 1178.8^+ \quad \text{ok}$$

$$\sigma_f = \frac{1178.8 - 171.0}{2} = 504^+$$

$$M_f = 504 \times 1.40 = 705.6^+ \text{ t.m}$$

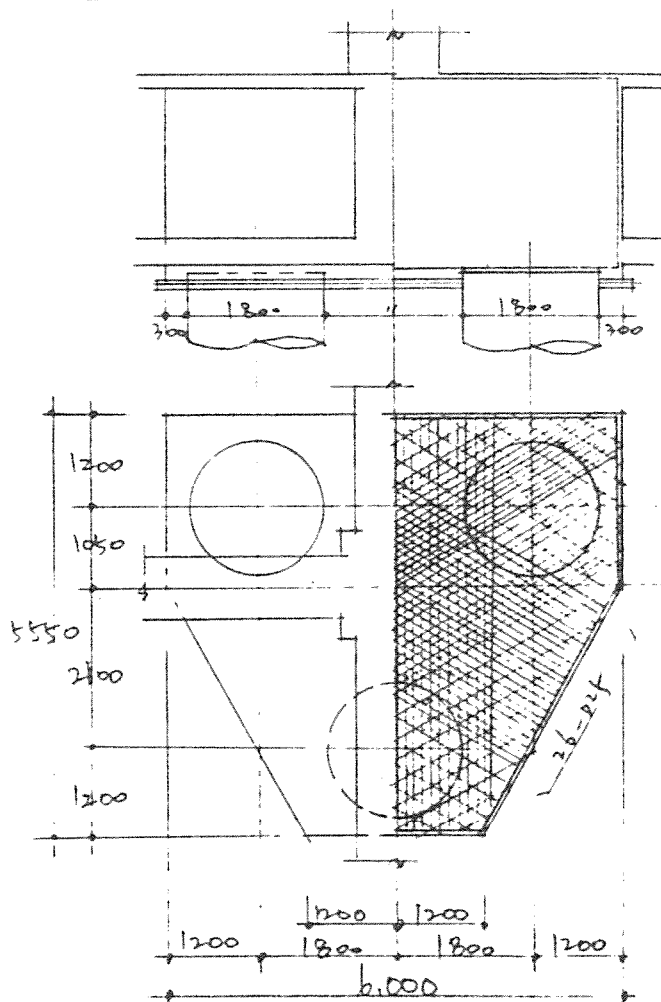
$$D = 290 \quad d = 280 \quad j = 245$$

$$a = \frac{70560}{2.2 \times 245} = 130.9 \quad 26-225$$

$$g = \frac{504000}{21.0 \times 245} = 98.0$$

$$\tau = \frac{504000}{300 \times 245} = 6.9 < 7.0 \quad \text{ok}$$

F6 1,800φ x 3 柱



柱軸力 1241⁺ (x14-Y3)
基礎自重 97
計 1338⁺

$$R_a = 573 \times 3 = 1719^+ > 1338^+ \quad \text{ok}$$

$$\sigma_f = \frac{1338 - 177}{3} = 387.0^+$$

$$M_f = 387.0 \times 1.50 = 580.5^+ \text{ t.m}$$

$$D = 260 \quad d = 250 \quad j = 218.8$$

$$a = \frac{58050}{2.2 \times 218.8} = 120.6 \quad 24-225$$

$$g = \frac{387000}{21.0 \times 218.8} = 84.2$$

$$\tau = \frac{387000}{360 \times 218.8} = 4.9 < 7.0 \quad \text{ok}$$

柱軸力 1170 (x15-Y4)

基礎自重 97

計 1267⁺

$$R_a = 441 \times 3 = 1323^+ > 1267^+ \quad \text{ok}$$

柱軸力 1195 (x12-Y7)

基礎自重 97 + 67 = 164

計 1359⁺

$$R_a = 572 \times 3 = 1719 > 1359^+ \quad \text{ok}$$

柱軸力 1231 (x10-Y6)

基礎自重 97

計 1428⁺

$$R_a = 573 \times 3 = 1719 > 1428^+ \quad \text{ok}$$

$$\sigma_f = \frac{1428 - 177}{3} = 417.0^+$$

$$M_f = 417.0 \times 1.50 = 625.5^+ \text{ t.m}$$

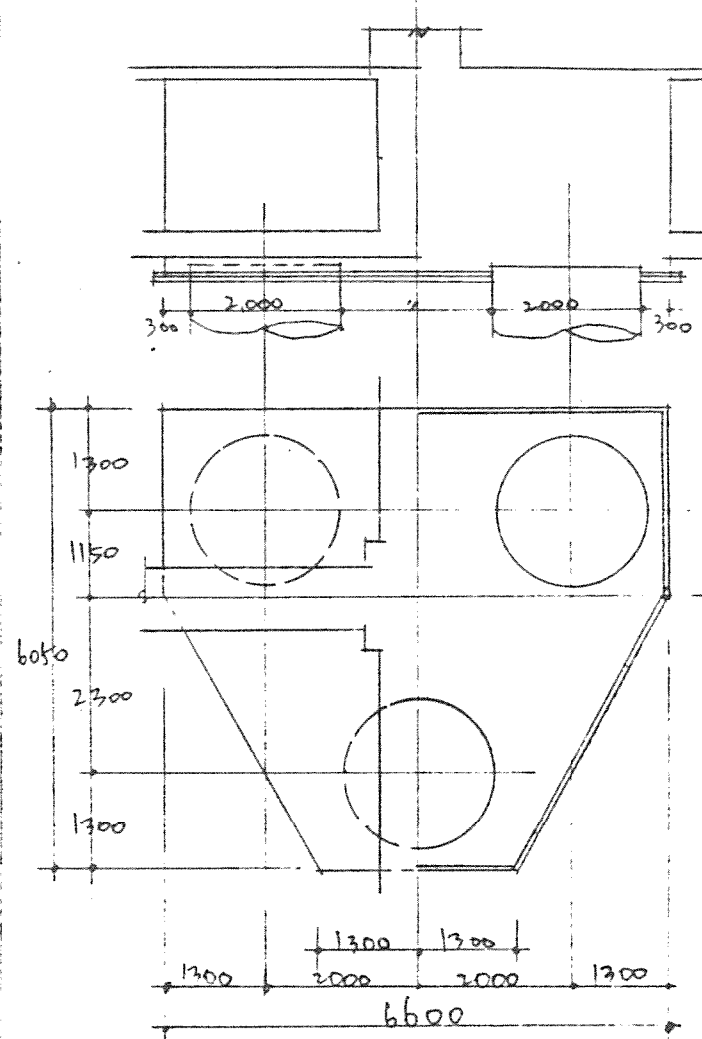
$$D = 260 \quad d = 250 \quad j = 218.8$$

$$a = \frac{62550}{2.2 \times 218.8} = 130.0 \quad 26-225$$

$$g = \frac{417000}{21.0 \times 218.8} = 90.8$$

$$\tau = \frac{417000}{360 \times 218.8} = 5.3 < 7.0 \quad \text{ok}$$

F7 2,000φ x 3 柱



柱軸力 1244

基礎自重 120

計 1364⁺

$$R_a = 526 \times 3 = 1578 > 1364^+ \quad \text{ok}$$

$$\sigma_f = \frac{1364 - 212}{3} = 384.0^+$$

$$M_f = 384.0 \times 1.70 = 652.8^+ \text{ t.m}$$

$$D = 260 \quad d = 250 \quad j = 218.8$$

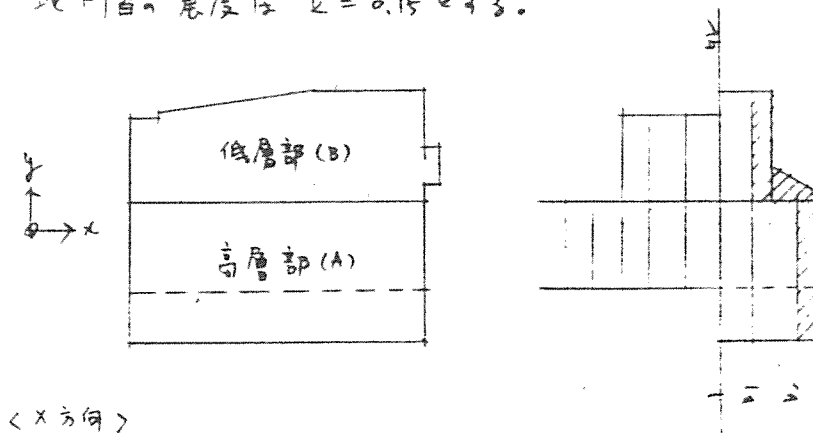
$$a = \frac{65280}{2.2 \times 218.8} = 135.6 \quad 27-225$$

$$g = \frac{384000}{21.0 \times 218.8} = 83.6$$

$$\tau = \frac{384000}{400 \times 218.8} = 4.4 < 7.0 \quad \text{ok}$$

地下階の地盤抵抗

1. 地下階の地震力分布

地下階の震度は $K=0.15$ とする。

< X 方向 >

高層部 (A)			低層部 (B)			全体
階	KW	ΣKW	階	KW	ΣKW	ΣKW
B1		3185	B1	1246	1246	4431
B2	$\frac{707}{4716 \times 0.15}$	3892	基礎	$\frac{617}{4116 \times 0.15}$	1863	5755
基礎	$\frac{1268}{3454 \times 0.15}$	5160				7023

< Y 方向 >

高層部 (A)			低層部 (B)			全体
階	KW	ΣKW	階	KW	ΣKW	ΣKW
B1		3065	B1		1266	4431
B2	707	3792	基礎	117	1983	5755
基礎	1268	5040				7023

2. 地盤の水平抵抗

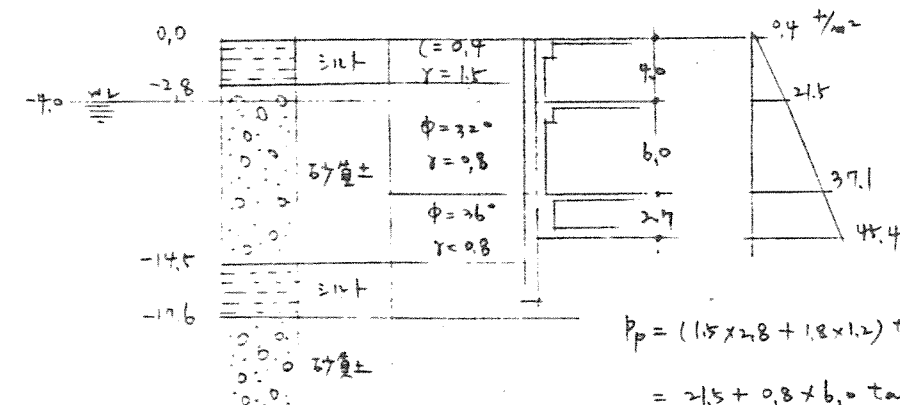
1. 地盤の受動土圧抵抗

地盤の受動土圧抵抗としては、摩擦抵抗の変形の差を考慮し、

ランキン受動土圧の式で求めた最大受動土圧の $1/3$ を採用する。

算定式は下式により求める。

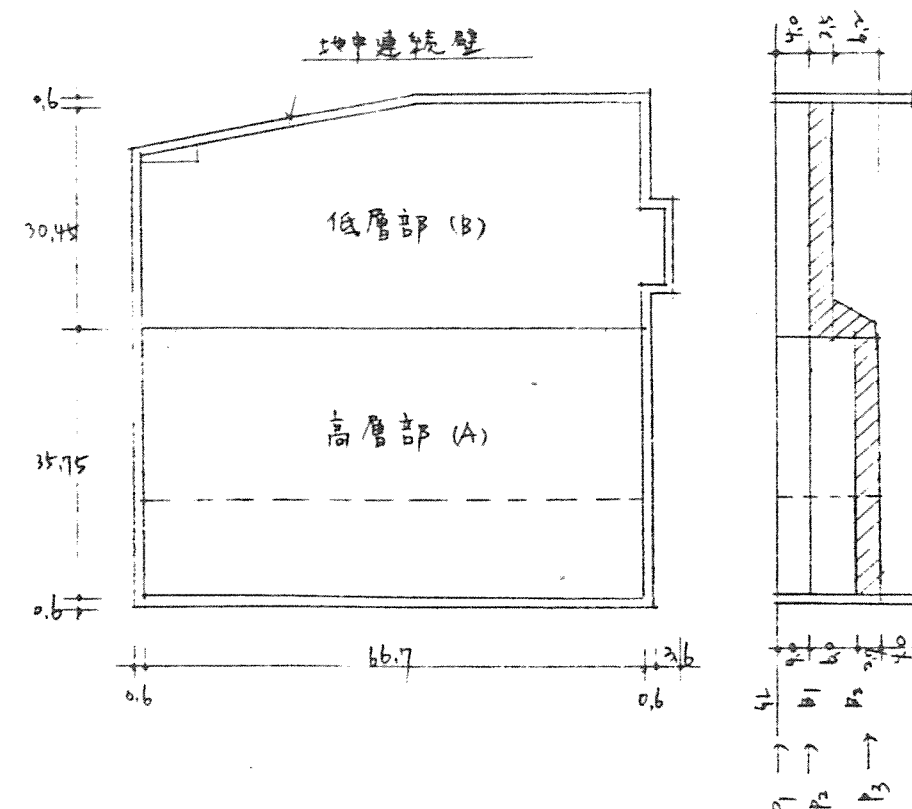
$$P_p = (rH + c) \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + 2c \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$



$$P_p = (1.5 \times 2.8 + 1.8 \times 1.2) \tan^2 61^\circ + 2 \times 0.4 \tan 45^\circ = 21.5 + 0.8 \times 6.0 \tan^2 61^\circ = 37.1$$

$$= 37.1 + 0.8 \times 2.7 \tan^2 63^\circ = 45.4$$

各方向の全受動土圧抵抗



< X方向 >

$$P_{1A} = \frac{1}{3} (5.675 \times 2.0) \times 36.35 = 138^+$$

$$P_{1B} = \frac{1}{3} (5.675 \times 2.0) \times 31.05 = 117$$

$$P_{2A} = \frac{1}{3} (16.225 \times 3.0 + 29.20 \times 3.0) \times 36.35 = 1455$$

$$P_{2B} = \frac{1}{3} (16.225 \times 3.0 + 22.80 \times 3.5) \times 31.05 = 1162$$

$$P_{3A} = \frac{1}{3} (33.20 \times 3.0 + 41.25 \times 2.7) \times 36.35 = 2556$$

< Y方向 >

$$P_1 = \frac{1}{3} (5.675 \times 2.0) \times 67.9 = 257^+$$

$$P_2 = \frac{1}{3} (16.225 \times 2.0 + 29.20 \times 3.0 + 22.80 \times 1.0) \times 67.9 = 3233$$

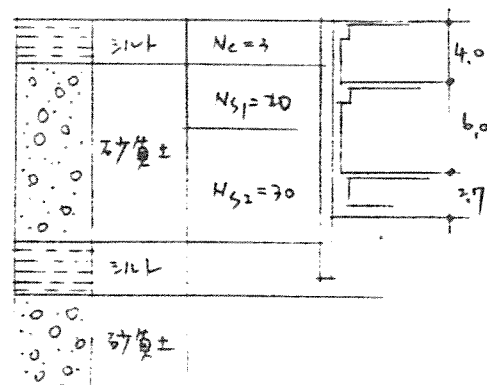
$$P_3 = \frac{1}{3} (33.20 \times 3.0 + 41.25 \times 2.7) \times 67.9 = 4775$$

□、地盤の摩擦抵抗

地下外面の摩擦抵抗としては、抗で求まる最大摩擦力の $\frac{2}{3}$ を採用する。

算定式は下式による。

$$F = \frac{2}{3} \phi \left(\sum \frac{N_c L_c}{5} + \sum 2 N_c L_c \right)$$



$$\begin{aligned} f &= 2 \times 3 = 6.0 \text{ t/m} \\ &= \frac{20}{5} = 4.0 \\ &= \frac{30}{5} = 6.0 \end{aligned}$$

右方向の全摩擦抵抗

< X方向 >

$$F_{1A} = \frac{2}{3} (6.0 \times 2.0) \times 67.9 = 543^+$$

$$F_{1B} = \frac{2}{3} (6.0 \times 2.0) \times 75.1 = 601$$

$$F_{2A} = \frac{2}{3} (6.0 \times 0.8 + 4.0 \times 4.7) \times 67.9 = 1068$$

$$F_{2B} = \frac{2}{3} (6.0 \times 0.8 + 4.0 \times 5.5) \times 75.1 = 1342$$

$$F_{3A} = \frac{2}{3} (6.0 \times 5.7) \times 67.9 \times 2 = 3096$$

< Y方向 >

$$F_1 = \frac{2}{3} (6.0 \times 2.0) \times 67.4 \times 2 = 1078^+$$

$$\begin{aligned} F_2 &= \frac{2}{3} \{ (6.0 \times 0.8 + 4.0 \times 4.2) \times 36.35 \times 2 + (6.0 \times 0.8 + 4.0 \times 4.7) \times 36.45 \times 2 \} \\ &= 1960 \end{aligned}$$

$$F_3 = \frac{2}{3} (6.0 \times 5.7) \times 38.95 \times 2 = 1776$$

3、設計水平力と地盤の水平抵抗

< X方向 >

高層部 (A)

階	地盤の水平抵抗					設計 水平力 Q_i	$\frac{\sum (P_i + F_i)}{Q_i}$
	後動抵抗		摩擦抵抗		全抵抗		
	P_i	$\sum P_i$	F_i	$\sum F_i$	$\sum (P_i + F_i)$		
B1	138	138	543	543	681	3185	0.21
B2	1455	1593	1068	1611	3204	3892	0.8-
基礎	2556	4149	3096	4707	8856	5160	1.72

低層部 (B)

階	地盤の水平抵抗					設計 水平力 Q_i	$\Sigma(P_i+F_i)/Q_i$
	受動抵抗		摩擦抵抗		全抵抗		
	P_i	ΣP_i	F_i	ΣF_i	$\Sigma(P_i+F_i)$		
B ₁	117	117	601	601	718	1246	0.58
基礎	1162	1279	1342	1943	3222	1863	1.73

全体 (A+B)

階	地盤の水平抵抗					設計 水平力 Q_i	$\Sigma(P_i+F_i)/Q_i$
	受動抵抗		摩擦抵抗		全抵抗		
	P_i	ΣP_i	F_i	ΣF_i	$\Sigma(P_i+F_i)$		
B ₁	255	255	1144	1144	1399	4431	0.32
B ₂ +基 ₁	2617	2872	2410	3554	6426	5755	1.12
基礎	2556	5428	3096	6650	12078	7023	1.72

< Y方向 >

全体 (A+B)

階	地盤の水平抵抗					設計 水平力 Q_i	$\Sigma(P_i+F_i)/Q_i$
	受動抵抗		摩擦抵抗		全抵抗		
	P_i	ΣP_i	F_i	ΣF_i	$\Sigma(P_i+F_i)$		
B ₁	257	257	1078	1078	1335	4431	0.30
B ₂ +基 ₁	3233	3490	1960	3038	6528	5755	1.13
基礎	4775	8265	1776	4814	13079	7023	1.86

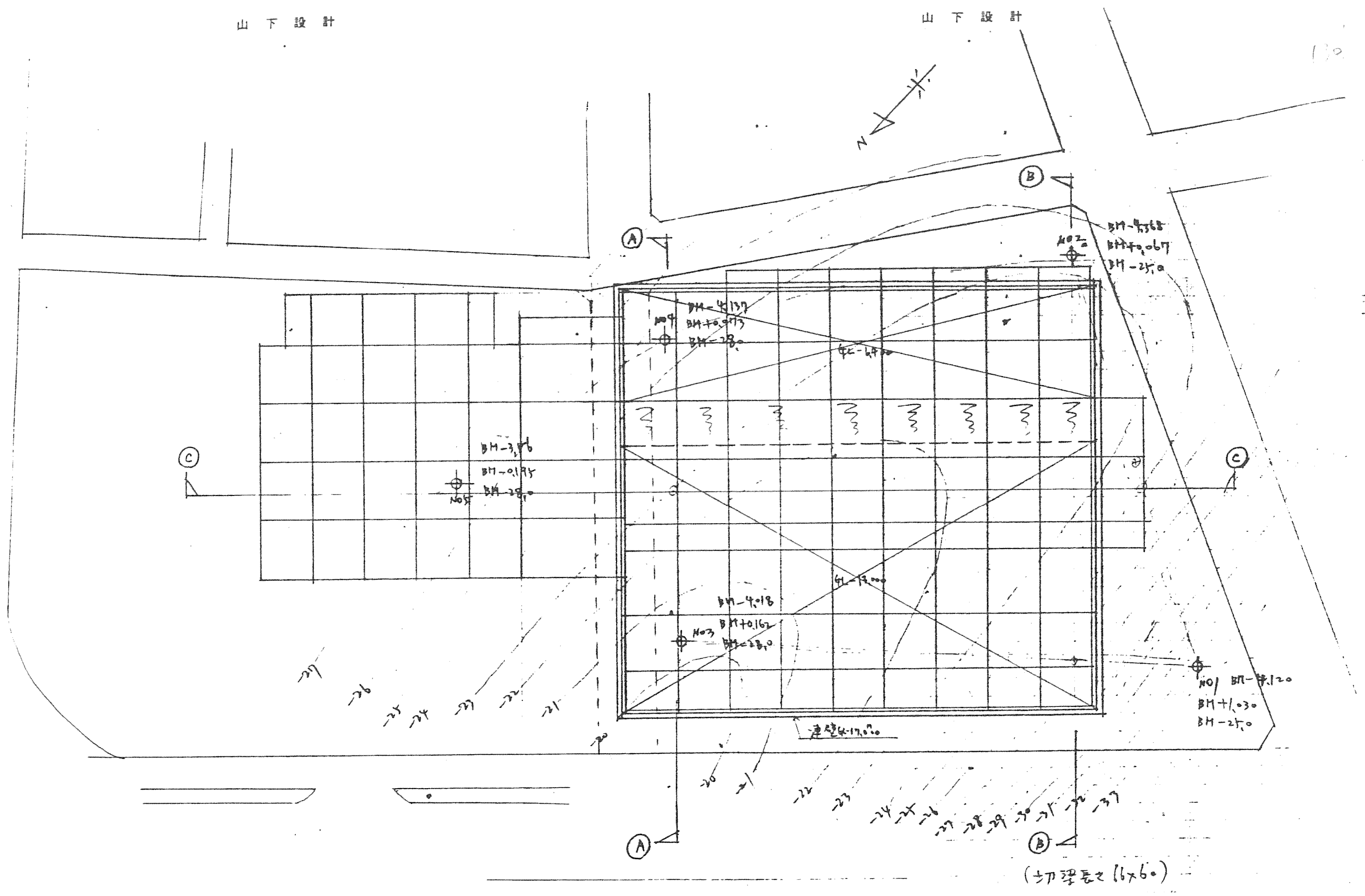
4. 検討結果

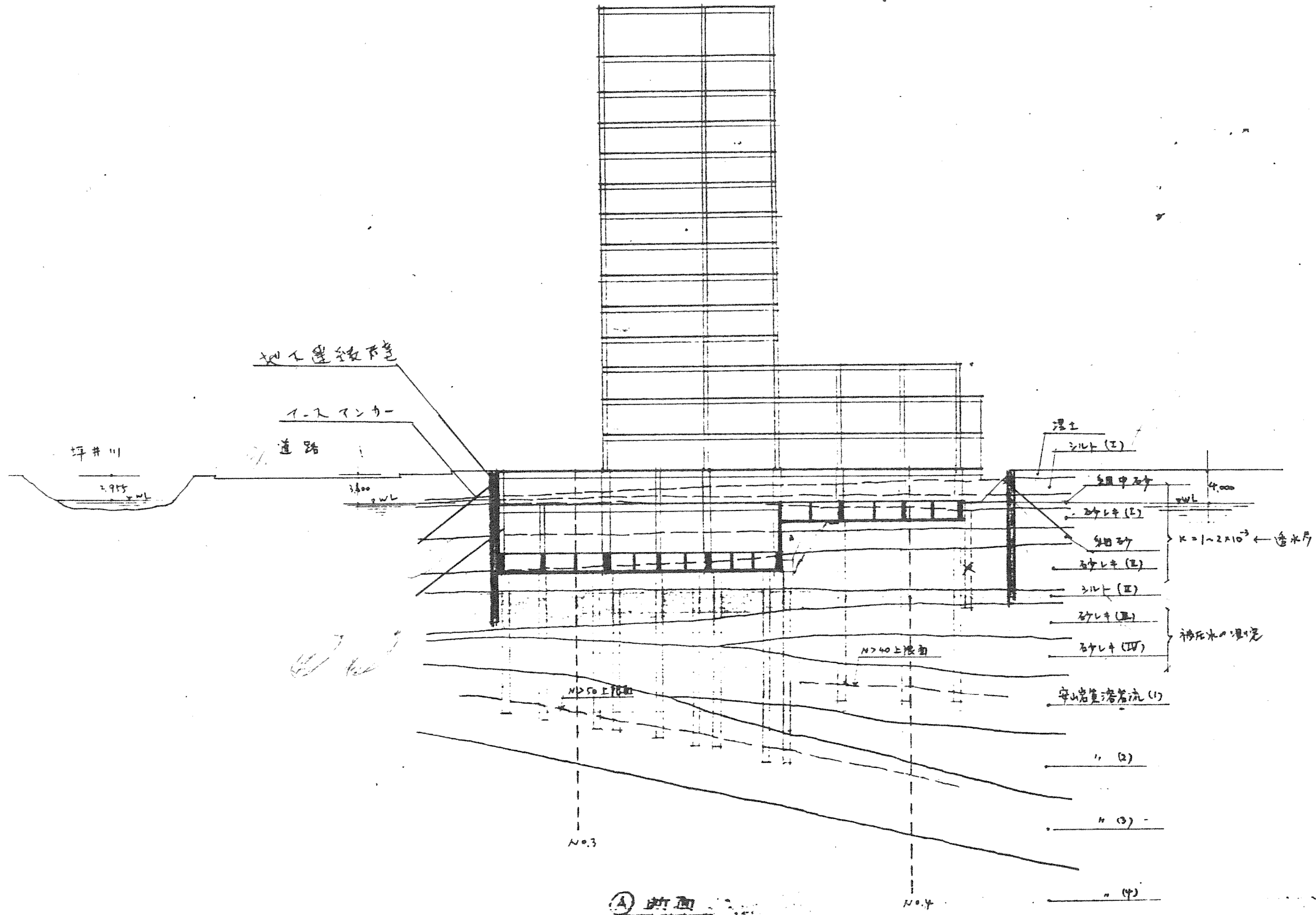
- イ、基礎部に於ては、高層部 (A) 低層部 (B) 共に地盤の水平抵抗力が設計水平力を上廻っており、地震時の水平力は地下外周壁・地中連続壁の地盤の受動抵抗、および摩擦抵抗で処理できるので、地震時には杭に水平力は加わらないものとする。
- ロ、地下構造物の高層部 (A) の B₁, B₂ 階と低層部 (B) の B₁ 階は設計水平力が地盤の水平抵抗力を上廻っており、又、地下構造物と地盤の水平抵抗力との荷重~変形関係が不明確である点などから、地震時の水平力は全て地下構造物で処理する。

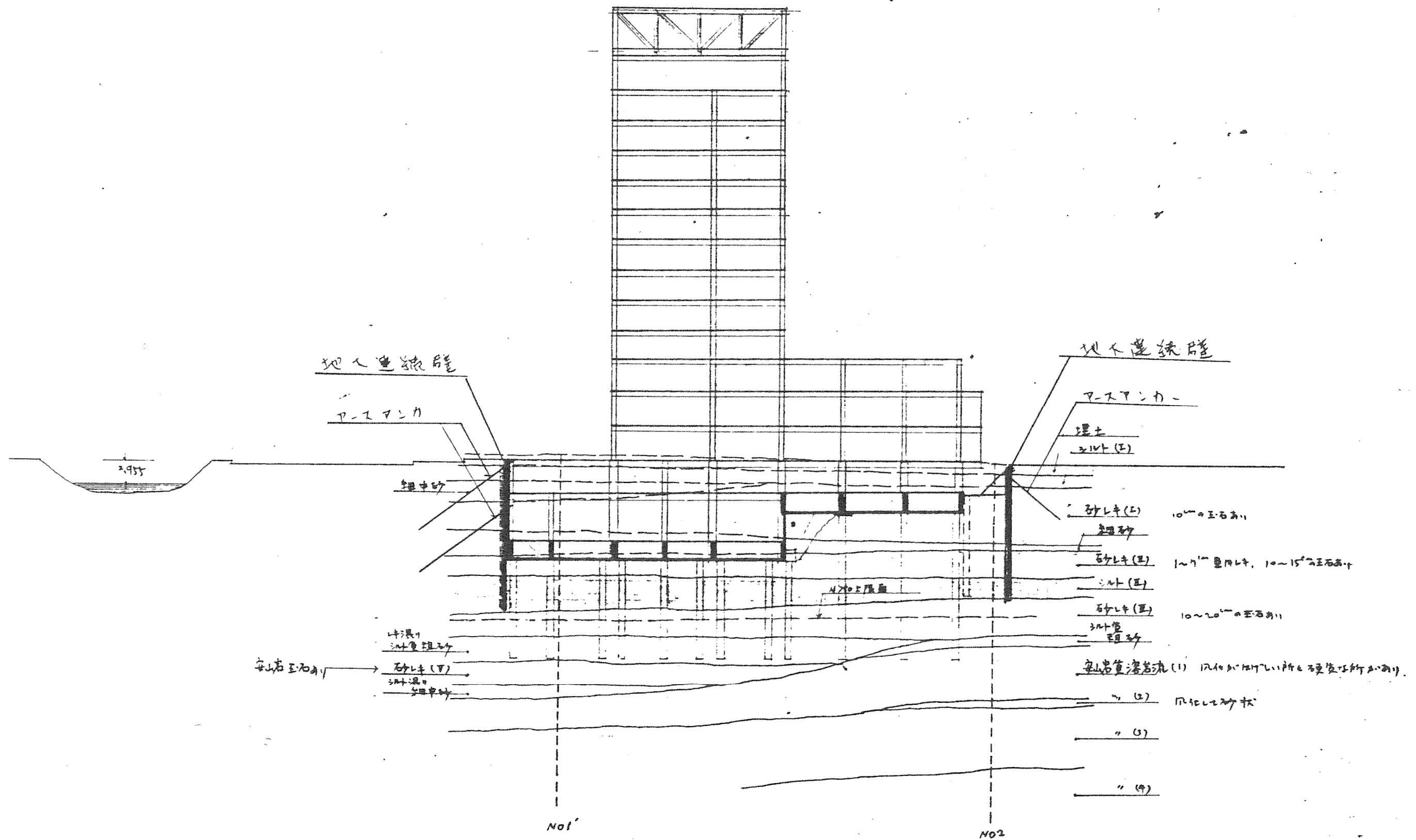
第4 小留めの計画

1. 建物外周に地下連続壁を設ける。但し、識会標には設けない。
2. 連続壁には建物完成後も土圧、水圧を負担させる
3. 設計時点では、杭として使用せず、又耐震壁としては利用しない。
4. 連続壁は、アースアンカーを使用し、切望を用いなく。この方が施工し易く、工期も早くなる。
(市の水圧を測る) アースアンカーは、後に撤去する。
5. 連続壁は不透水層であるシルト層(Ⅱ)まで入れる。
6. 予三砂礫層の現場透水試験を行い、不透水層の測定を行ったが、ローピング、パイピング等の恐れはないと考えられる。

次に 連続壁の位置(平面)、断面等を示す







(B) 断面



A-9-2.

§ 3 支持地盤の検討

3-1 杭設計支持力の算出

1. 地盤による長期許容支持力

支持力算定は「建築基礎構造設計規準・同解説」に提案

される場所打ちコンクリート杭の支持力算定式(24.18式)による。

$$R_a = \frac{1}{3} \left\{ 15 \eta \bar{N} A_p + \left(\frac{N_s L_s}{5} + \frac{q_u L_c}{2} \right) \varphi \right\} - W$$

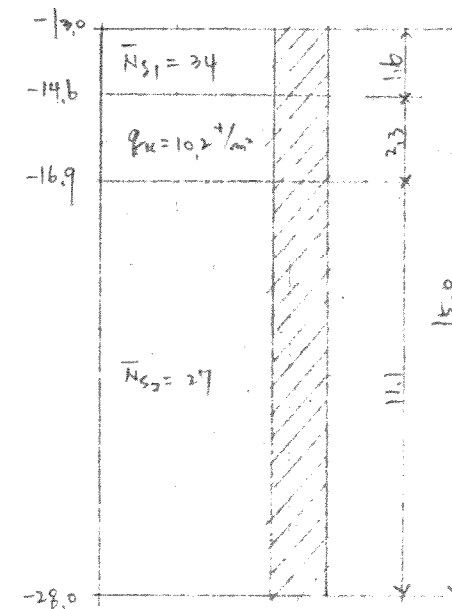
記号 R_a : 長期許容支持力 $\bar{N}$: 先端抵抗値 A_p : 杭先端の全断面積 N_s : 杭周地盤中、砂質部分の実際の N 値の平均 L_s : " " 杭の長さ q_u : " 粘土質部分の1軸圧縮強度 L_c : " " 杭の長さ φ : 杭の周長 η : 支持地盤係数 W : コンクリート杭の自重

支持力算定は下記により行う。

建物位置	杭頭深さ	杭先端深さ	杭長さ	太-リング
高層部	-13.0 ^m	-28.0 ^m	15.0 ^m	80.3
	-13.0	-20.5	7.5	110.1
低層部	-6.7	-28.0	21.3	110.4
	-6.7	-19.0	12.3	110.2

* 杭頭・杭先端の深さは L からのキヨリを示す。

太-リング 80.3

先端支持力 $R_p = \frac{1}{3} (15 \eta \bar{N} A_p)$ $\eta = 1.0$ $\bar{N} = 40$

$$\therefore R_p = 200 A_p$$

周面摩擦

砂質部

$$R_{Fs} = \sum \frac{\bar{N}_s}{5} \cdot L_s$$

$$= \frac{1}{5} (34 \times 1.6 + 27 \times 11.1) = 70.8$$

粘土部

$$R_{Fc} = \frac{q_u}{2} \cdot L_c = \frac{10.2}{2} \times 2.3 = 11.7$$

$$\therefore R_F = \frac{1}{3} (70.8 + 11.7) \varphi = 27.5 \varphi$$

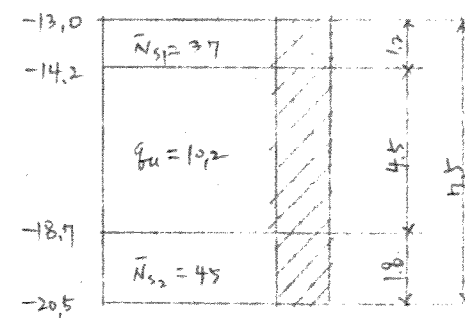
杭の自重

$$W = (2.4 - 0.8) \times 15.0 A_p = 24.0 A_p$$

杭径	A_p	φ	R_a	$(R_a)_+$	L/b	低減値	設計+
1000	0.785	3.14	275	200	15.0	0	200
1200	1.130	3.77	302	280	12.5	0	280
1300	1.326	4.08	345	330	11.5	0	330
1500	1.766	4.71	440	430	10.0	0	430
1800	2.544	5.65	603	600	8.33	-17	583
2000	3.140	6.28	725	720	7.5	-10.8	612

(R_a)は東京都行政指導に於ける長期鉛直最大耐力を示す。

ホ-1127 NO.1



$$R_p = \frac{1}{3} (15 \eta \bar{N} A_p)$$

$$\eta = 1.0 \quad \bar{N} = 45$$

$$\therefore R_p = 225 A_p$$

$$R_{FS} = \frac{1}{5} (37 \times 1.2 + 45 \times 1.8) = 25.0$$

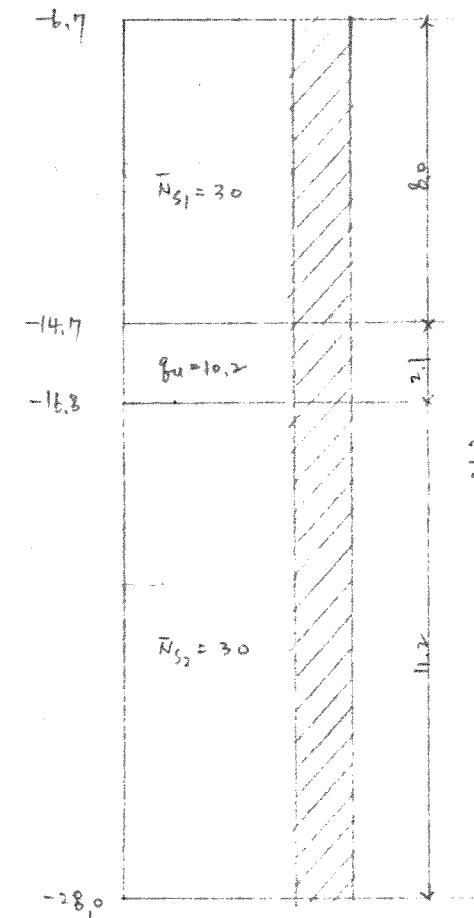
$$R_{FC} = \frac{10.2}{2} (4.5) = 23.0$$

$$\therefore R_F = \frac{1}{3} (25.0 + 23.0) \gamma = 24.0 \gamma$$

$$W = 1.6 \times 7.5 A_p = 12.0 A_p$$

板径	A_p	γ	R_a	(R_a)	L/b	低減値	設計
1000	0.785	3.14	242	200	7.5	-20	180
1200	1.130	3.97	321	280	6.25	-41	239
1300	1.326	4.08	380	330	5.75	-55	270
1500	1.766	4.71	489	430	5.0	-88	337
1800	2.544	5.65	625	600	4.16	-149	451
2000	3.140	6.28	819	720	3.75	-194	526

ホ-1127 NO.4



$$R_p = \frac{1}{3} (15 \eta \bar{N} A_p)$$

$$\eta = 1.0 \quad \bar{N} = 40$$

$$\therefore R_p = 200 A_p$$

$$R_{FS} = \frac{1}{5} (30 \times 19.2) = 115.2$$

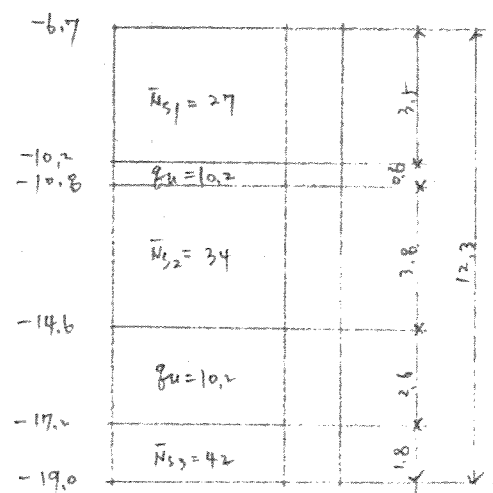
$$R_{FC} = \frac{10.2}{2} (2.1) = 10.7$$

$$\therefore R_F = \frac{1}{3} (115.2 + 10.7) \gamma = 41.9 \gamma$$

$$W = 1.6 \times 21.3 A_p = 34.1 A_p$$

板径	A_p	γ	R_a	(R_a)	L/b	低減値	設計
1000	0.785	3.14	261	200	21.3	0	200
1200	1.130	3.97	345	280	17.7	0	280
1300	1.326	4.08	390	330	16.3	0	330
1500	1.766	4.71	490	430	14.2	0	430
1800	2.544	5.65	625	600	11.8	0	600
2000	3.140	6.28	784	720	10.6	0	720

ホ-1127" No.2



$$R_p = \frac{1}{3} (15 \eta \bar{N} A_b)$$

$$\eta = 1.0 \quad \bar{N} = 45$$

$$\therefore R_p = 225 \text{ Ap}$$

$$R_{FS} = \frac{1}{5} (27 \times 3.5 + 34 \times 3.8 + 42 \times 1.8) = 59.8$$

$$R_{Fc} = \frac{1}{2} (10.2 \times 3.2) = 16.3$$

$$\therefore R_F = \frac{1}{3} (59.8 + 16.3) g = 25.7 g$$

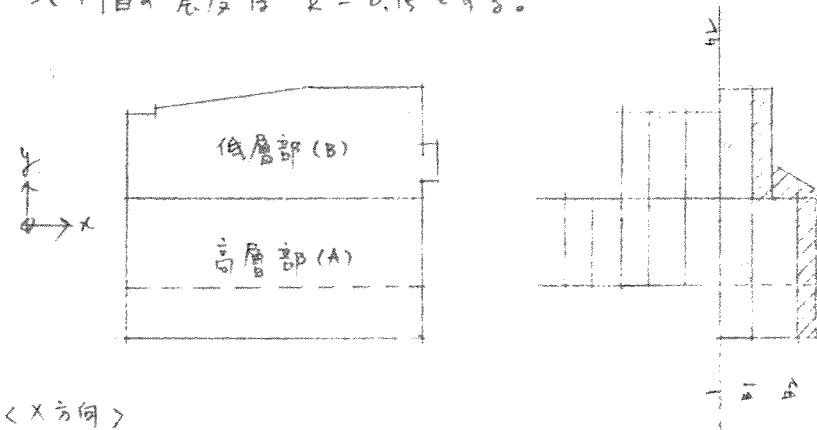
$$W = 1.6 \times 12.3 \text{ Ap} = 19.7 \text{ Ap}$$

柱径	A_p	g	R_a	(R_a)	L/b	低減値	設計
1000	0.785	3.14	240	200	12.3	0	200
1200	1.130	3.77	327	280	10.2	0	280
1300	1.326	4.08	375	330	9.5	0	330
1500	1.766	4.71	481	430	8.2	-14	416
1800	2.544	5.65	665	600	6.83	-81	519
2000	3.140	6.28	803	720	6.15	-150	570

3-2 地下階の地盤抵抗

1. 地下階の地震力分布

地下階の震度は $k=0.15$ とする。



< X方向 >

高層部(A)			低層部(B)			全体
階	KW	ΣKW	階	KW	ΣKW	ΣKW
B1		3185	B1	1246	1246	4431
B2	707 4716×0.15	3892	基礎	617 4116×0.15	1863	5755
基礎	1268 8454×0.15	5160				7023

< Y方向 >

高層部(A)			低層部(B)			全体
階	KW	ΣKW	階	KW	ΣKW	ΣKW
B1		3065	B1		1366	4431
B2	707	3772	基礎	617	1983	5755
基礎	1268	5040				7023

2. 地盤の水平抵抗

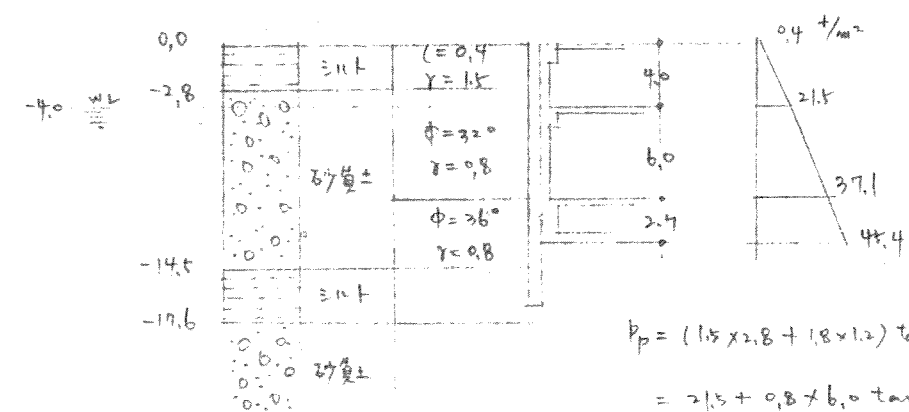
1. 地盤の受動土圧抵抗

地盤の受動土圧抵抗としては、摩擦抵抗と変形の差を考慮し、

ランキンの受動土圧の式で求めた最大受動土圧の $1/3$ を採用する。

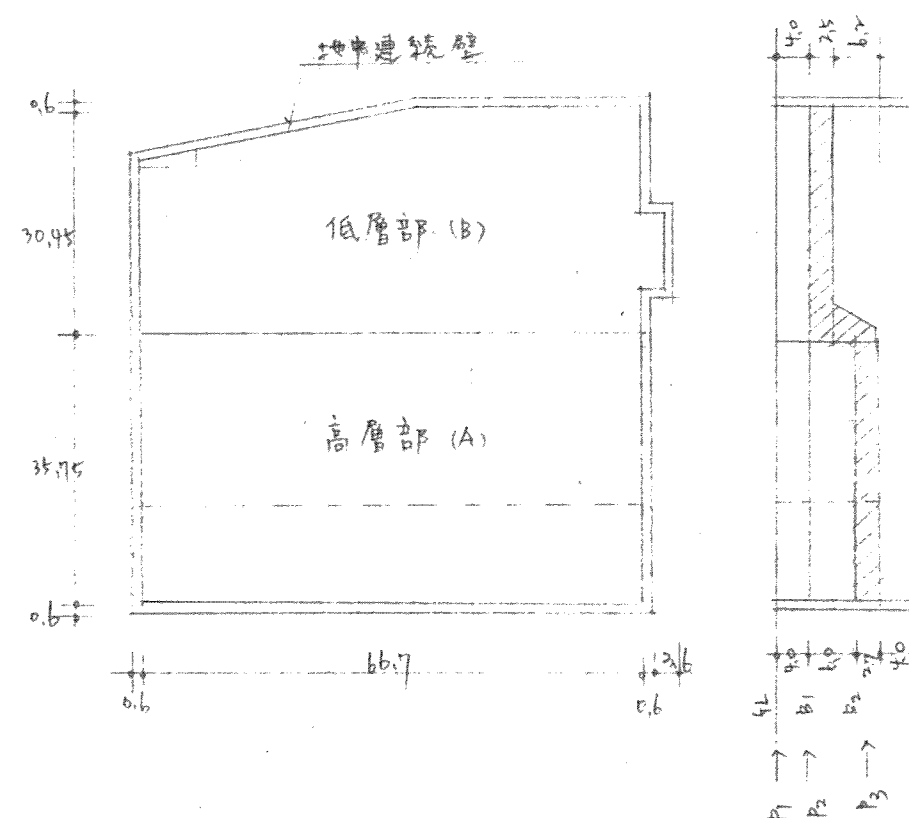
算定式は下式により求める。

$$P_p = (\gamma H + q) \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) + 2C \tan(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$



$$\begin{aligned}
 P_p &= (1.5 \times 2.8 + 1.8 \times 1.2) \tan^2 61^\circ + 2 \times 0.4 \tan 45^\circ = 21.5 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 21.5 + 9.8 \times 6.0 \tan^2 61^\circ = 37.1 \\
 &= 37.1 + 9.8 \times 2.7 \tan^2 63^\circ = 45.4
 \end{aligned}$$

各方向の全受動土圧抵抗



< X方向 >

$$P_{1A} = \frac{1}{3} (5.675 \times 2.0) \times 36.35 = 138^+$$

$$P_{1B} = \frac{1}{3} (5.675 \times 2.0) \times 31.05 = 117$$

$$P_{2A} = \frac{1}{3} (16.225 \times 2.0 + 29.20 \times 3.0) \times 36.35 = 1455$$

$$P_{2B} = \frac{1}{3} (16.225 \times 2.0 + 22.80 \times 3.5) \times 31.05 = 1162$$

$$P_{3A} = \frac{1}{3} (33.20 \times 3.0 + 41.25 \times 2.7) \times 36.35 = 2556$$

< Y方向 >

$$P_1 = \frac{1}{3} (5.675 \times 2.0) \times 67.9 = 257^+$$

$$P_2 = \frac{1}{3} (16.225 \times 2.0 + 29.20 \times 3.0 + 22.80 \times 1.0) \times 67.9 = 3233$$

$$P_3 = \frac{1}{3} (33.20 \times 3.0 + 41.25 \times 2.7) \times 67.9 = 4775$$

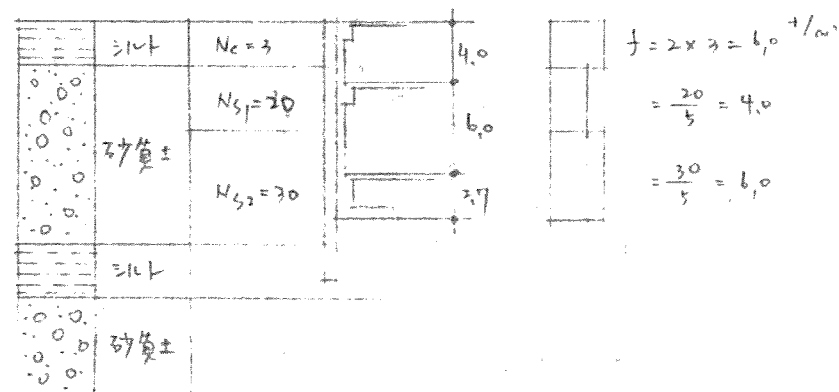
ロ、地盤の摩擦抵抗

地中外面の摩擦抵抗としては、抗で表される最大摩擦力の $\frac{2}{3}$ を

採用する。

算定式は下式による。

$$F = \frac{2}{3} \phi \left(\sum \frac{\bar{N}_s L_s}{5} + \sum 2 N_c L_c \right)$$



各方向の全摩擦抵抗

< X方向 >

$$F_{1A} = \frac{2}{3} (6.0 \times 2.0) \times 67.9 = 543^+$$

$$F_{1B} = \frac{2}{3} (6.0 \times 2.0) \times 75.1 = 601$$

$$F_{2A} = \frac{2}{3} (6.0 \times 0.8 + 4.0 \times 4.7) \times 67.9 = 1068$$

$$F_{2B} = \frac{2}{3} (6.0 \times 0.8 + 4.0 \times 5.5) \times 75.1 = 1342$$

$$F_{3A} = \frac{2}{3} (6.0 \times 5.7) \times 67.9 \times 2 = 3096$$

< Y方向 >

$$F_1 = \frac{2}{3} (6.0 \times 2.0) \times 67.4 \times 2 = 1078^+$$

$$F_2 = \frac{2}{3} \left\{ (6.0 \times 0.8 + 4.0 \times 4.2) \times 36.35 \times 2 + (6.0 \times 0.8 + 4.0 \times 4.7) \times 36.45 \times 2 \right\}$$

$$= 1960$$

$$F_3 = \frac{2}{3} (6.0 \times 5.7) \times 38.95 \times 2 = 1776$$

3、設計水平力と地盤の水平抵抗力

< X方向 >

高層部 (A)

階	地盤の水平抵抗力					設計 水平力 θ_i	$\Sigma(P_i+F_i)/\theta_i$
	等価抵抗		摩擦抵抗		全抵抗 $\Sigma(P_i+F_i)$		
	P_i	ΣP_i	F_i	ΣF_i			
B ₁	138	138	543	543	681	3185	0.21
B ₂	1455	1593	1068	1611	3204	3892	0.82
基礎	2556	4149	3096	4707	8856	5160	1.72

低層部 (B)

階	地盤の水平抵抗力					設計 水平力 Q_i	$\Sigma(R_i+F_i)/G_i$
	受動抵抗		摩擦抵抗		全抵抗 $\Sigma(R_i+F_i)$		
	R_i	ΣR_i	F_i	ΣF_i			
B1	117	117	601	601	718	1246	0.58
基礎	1162	1279	1342	1943	3222	1863	1.73

全体 (A+B)

階	地盤の水平抵抗力					設計 水平力 O_i	$\Sigma(R_i+F_i)$ O_i
	受動抵抗		摩擦抵抗		全抵抗 $\Sigma(R_i+F_i)$		
	R_i	ΣR_i	F_i	ΣF_i			
B1	255	255	1144	1144	1399	4431	0.32
B2+基1	2617	2872	2410	3554	6426	5755	1.12
基礎	2556	5428	3096	6650	12078	7023	1.72

<Y方向>

全体 (A+B)

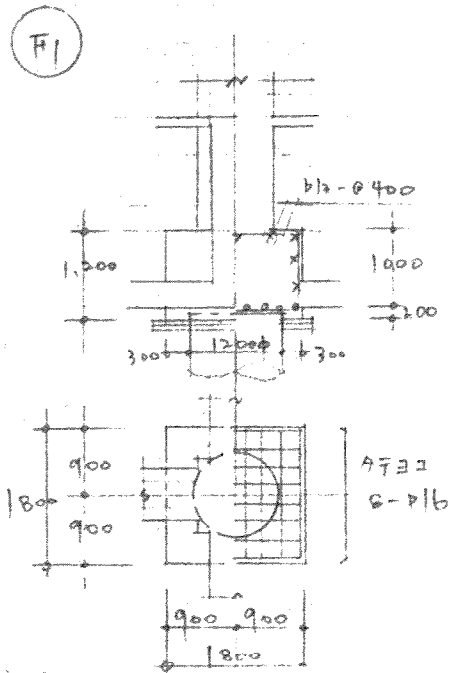
階	地盤の水平抵抗力					設計 水平力 Q_i	$\Sigma(R_i+F_i)/G_i$
	受動抵抗		摩擦抵抗		全抵抗 $\Sigma(R_i+F_i)$		
	R_i	ΣR_i	F_i	ΣF_i			
B ₁	257	257	1078	1078	1335	4431	0.30
B ₂ +基 ₁	3233	3490	1960	3038	6528	5755	1.13
基礎	4775	8265	1776	4814	13079	7023	1.86

4. 検討結果

イ、基礎部に於ては、高層部 (A) 低層部 (B) 共に地盤の水平抵抗力が設計水平力を上廻っており、地震時の水平力は地下外周壁・地中連続壁の地盤の受動抵抗、および摩擦抵抗で処理できるので、地震時には杭に水平力は加わらないものとする。

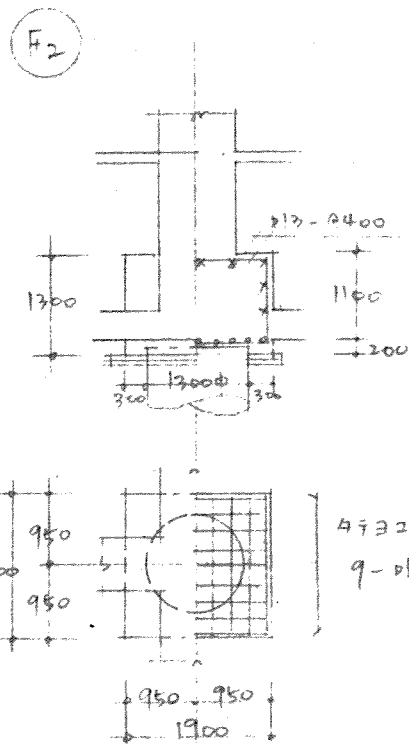
ロ、地下構造物の高層部 (A) の B1, B2 階と低層部 (B) の B1 階は設計水平力が地盤の水平抵抗力を上廻っており、又、地下構造物と地盤の水平抵抗力との荷重~変形関係が不明確であることから、地震時の水平力は全て地下構造物で処理する。

A9-J 基礎の設計

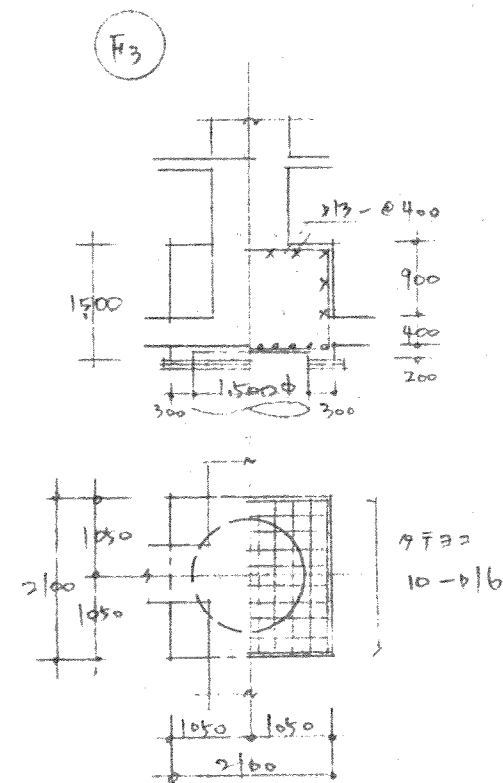


$$\begin{array}{l} \text{柱軸力 } 236 \quad (X9-Y2) \\ \text{基礎自重 } 3.2 + 6.6 = 9.8 \\ \hline \text{計 } 246^+ < R_a = 280^+ / \text{本} \end{array}$$

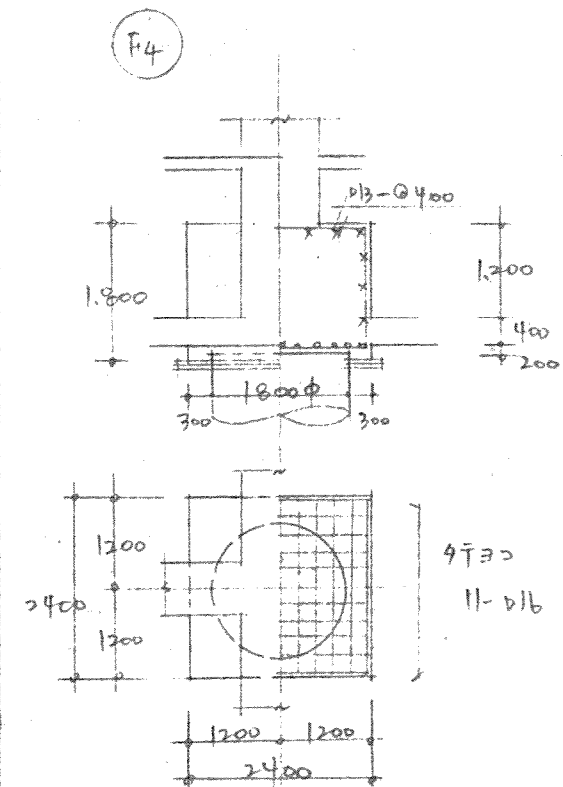
$$\begin{array}{l} \text{柱軸力 } 250 \quad (X17-Y10) \\ \text{基礎自重 } 3.3 \\ \hline \text{計 } 253^+ < R_a = 280^+ / \text{本} \end{array}$$



$$\begin{array}{l} \text{柱軸力 } 292 \quad (X10-Y2) \\ \text{基礎自重 } 3.5 \\ \hline \text{計 } 296^+ < R_a = 325^+ / \text{本} \end{array}$$

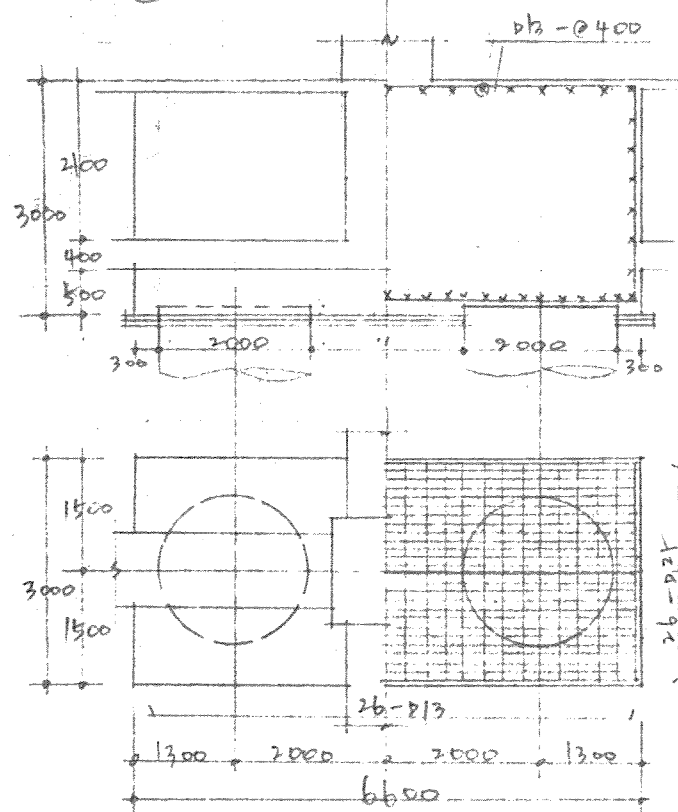


$$\begin{array}{l} \text{柱軸力 } 389 \quad (X14-Y4) \\ \text{基礎自重 } 5.2 \\ \hline \text{計 } 394^+ < R_a = 425^+ / \text{本} \end{array}$$



$$\begin{array}{l} \text{柱軸力 } 487 \quad (X9-Y9) \\ \text{基礎自重 } 11.1 \\ \hline \text{計 } 498^+ < R_a = 590^+ / \text{本} \end{array}$$

F5 2,000φ×2本



柱軸力 1096⁺ (X14-Y6)
基礎自重 82.8
計 1178.8⁺

$$R_a = 612 \times 2 = 1224^+ > 1178.8^+ \quad \text{ok}$$

$$\Theta_f = \frac{1178.8 - 1171.0}{2} = 504^+$$

$$M_f = 504 \times 1.40 = 705.6^{+m}$$

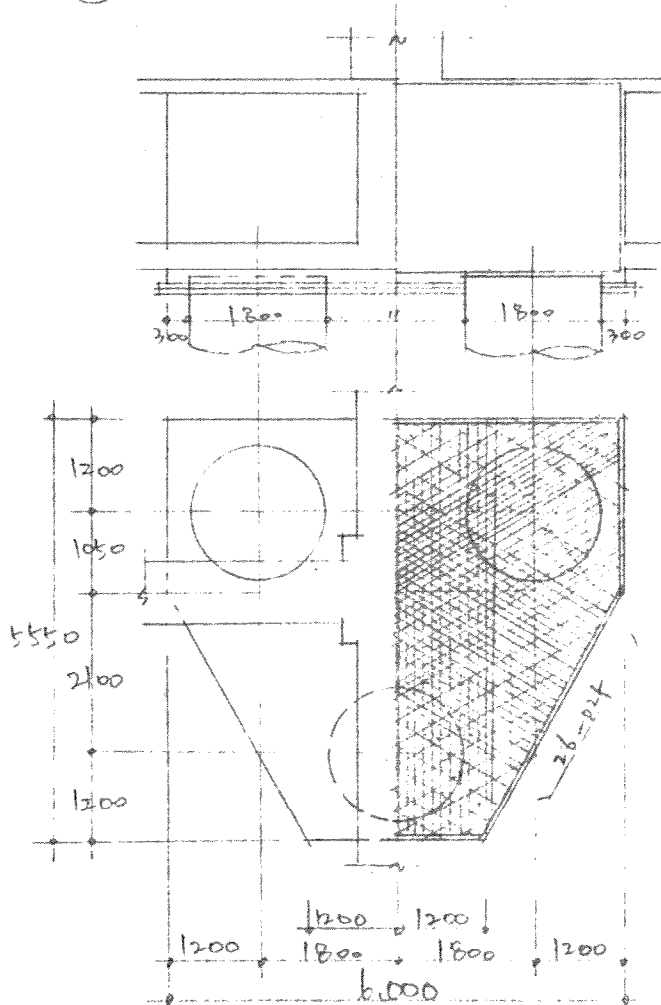
$$D = 290 \quad d = 280 \quad j = 245$$

$$a = \frac{705.6}{2.2 \times 245} = 130.9 \quad \left. \begin{array}{l} 26-\phi 25 \\ 24-\phi 25 \end{array} \right\}$$

$$g = \frac{504000}{21.0 \times 245} = 98.0$$

$$\tau = \frac{504000}{300 \times 245} = 6.9 < 7.0 \quad \text{ok}$$

F6 1,800φ×3本



柱軸力 1241⁺ (X14-Y3)
基礎自重 97
計 1338⁺

$$R_a = 573 \times 3 = 1719^+ > 1338^+ \quad \text{ok}$$

$$\Theta_f = \frac{1338 - 1177}{3} = 387.0^+$$

$$M_f = 387.0 \times 1.50 = 580.5^{+m}$$

$$D = 260 \quad d = 250 \quad j = 218.8$$

$$a = \frac{580.5}{2.2 \times 218.8} = 120.6 \quad \left. \begin{array}{l} 26-\phi 25 \\ 24-\phi 25 \end{array} \right\}$$

$$g = \frac{387000}{21.0 \times 218.8} = 84.2$$

$$\tau = \frac{387000}{360 \times 218.8} = 4.9 < 7.0 \quad \text{ok}$$

柱軸力 1170 (X15-Y4)

基礎自重 97

計 1267⁺

$$R_a = 441 \times 3 = 1323^+ > 1267^+ \quad \text{ok}$$

柱軸力 1195 (X12-Y7)

基礎自重 97 + 67 = 164

計 1359⁺

$$R_a = 573 \times 3 = 1719 > 1359^+ \quad \text{ok}$$

柱軸力 1331 (X10-Y6)

基礎自重 97

計 1428⁺

$$R_a = 573 \times 3 = 1719 > 1428^+ \quad \text{ok}$$

$$\Theta_f = \frac{1428 - 1177}{3} = 417.0^+$$

$$M_f = 417.0 \times 1.50 = 625.5^{+m}$$

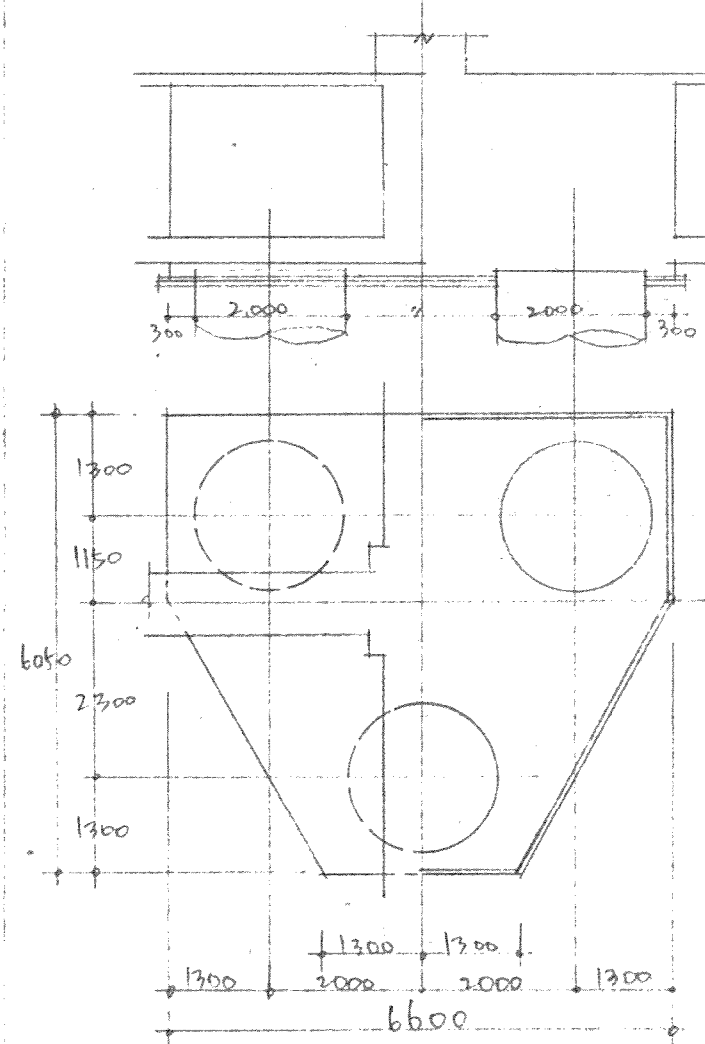
$$D = 260 \quad d = 250 \quad j = 218.8$$

$$a = \frac{625.5}{2.2 \times 218.8} = 130.0 \quad \left. \begin{array}{l} 26-\phi 25 \\ 24-\phi 25 \end{array} \right\}$$

$$g = \frac{417000}{21.0 \times 218.8} = 90.8$$

$$\tau = \frac{417000}{360 \times 218.8} = 5.3 < 7.0 \quad \text{ok}$$

F7 2,000φ×3本



柱軸力 1244

基礎自重 120

計 1364⁺

$$R_a = 526 \times 3 = 1578 > 1364^+ \quad \text{ok}$$

$$\Theta_f = \frac{1364 - 1177}{3} = 384.0^+$$

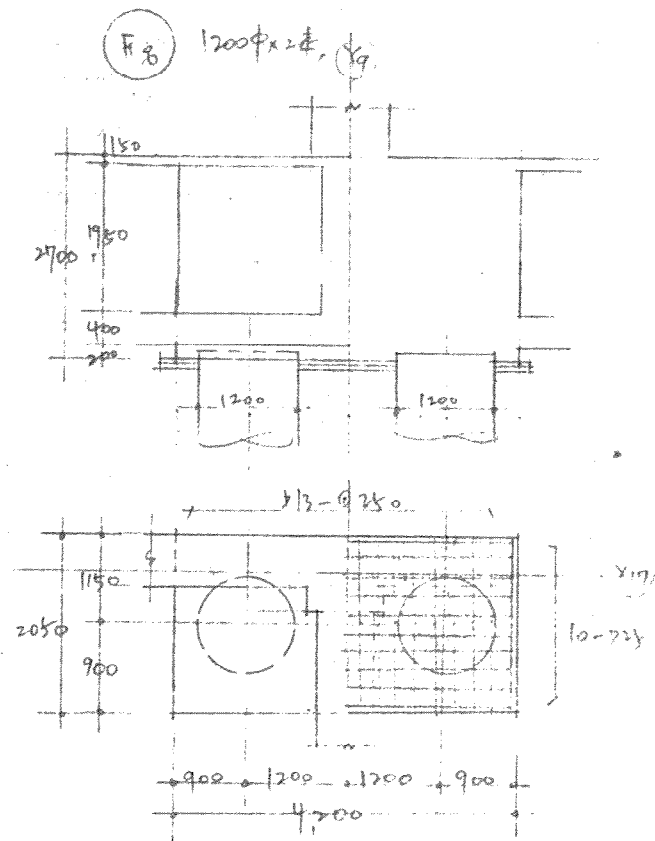
$$M_f = 384.0 \times 1.70 = 652.8^{+m}$$

$$D = 260 \quad d = 250 \quad j = 218.8$$

$$a = \frac{652.8}{2.2 \times 218.8} = 135.6 \quad \left. \begin{array}{l} 27-\phi 25 \\ 24-\phi 25 \end{array} \right\}$$

$$g = \frac{384000}{21.0 \times 218.8} = 83.6$$

$$\tau = \frac{384000}{400 \times 218.8} = 4.4 < 7.0 \quad \text{ok}$$



柱軸力 490 (X17-Y9)
基礎自重 20
310

$$K_a = 280 \times 2 = 560 > 310 \quad \text{OK}$$

$$Q_f = \frac{510 - 56}{2} = 227^+$$

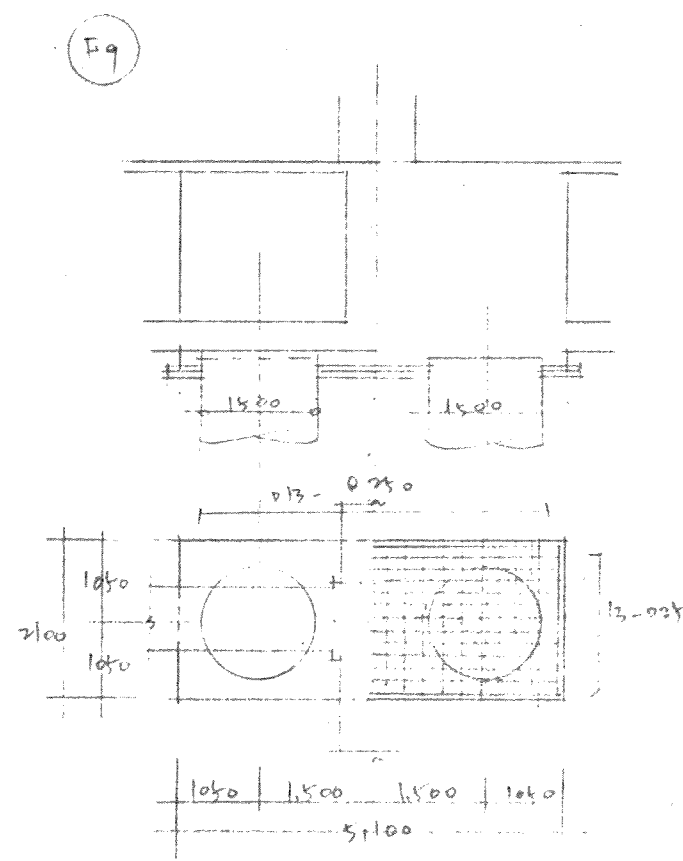
$$M_f = 227 \times 0.7 = 158.9^+$$

$$D = 260 \quad j = 219$$

$$a = \frac{15890}{2.2 \times 219} = 33.0$$

$$j = \frac{227000}{21 \times 219} = 49.4$$

$$z = \frac{227000}{2050 \times 219} = 5.1 < 7.0$$



柱軸力 666
基礎自重 28
634

$$K_a = 330 \times 2 = 660 > 634 \quad \text{OK}$$

$$Q_f = \frac{634 - 34}{2} = 300^+$$

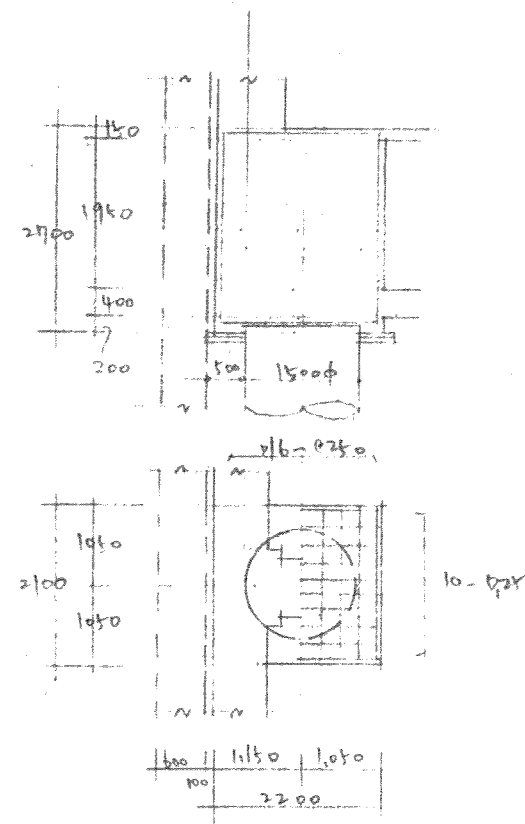
$$M_f = 300 \times 1.0 = 300^+$$

$$D = 260 \quad j = 219$$

$$a = \frac{30000}{2.2 \times 219} = 62.3$$

$$j = \frac{300000}{21 \times 219} = 65.2$$

$$z = \frac{300000}{210 \times 219} = 6.5 < 7.0$$



柱軸力 392
基礎自重 10
402

$$K_a = 402^+ \quad \text{OK}$$

$$Q_f = (402 - 30) \times \frac{3}{4} = 280^+$$

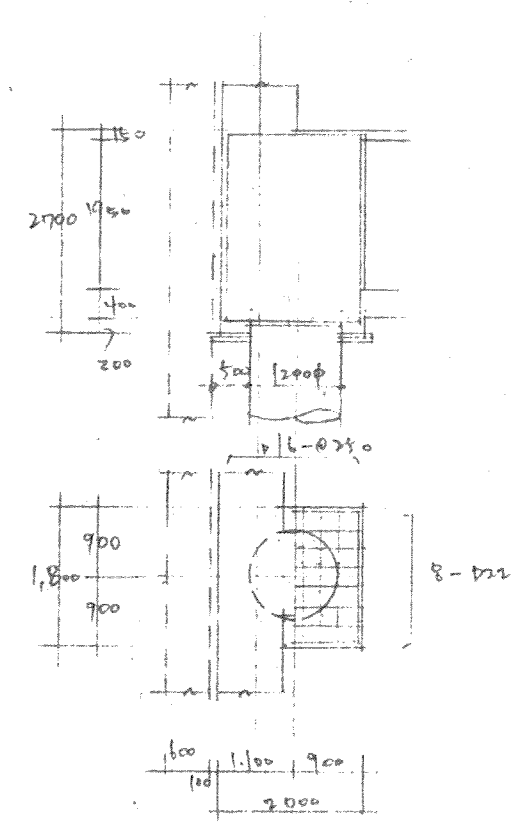
$$M_f = 392 \times 0.65 = 241.8^+$$

$$D = 260 \quad j = 219$$

$$a = \frac{24180}{2.2 \times 219} = 50.2$$

$$j = \frac{280000}{21 \times 219} = 60.9$$

$$z = \frac{280000}{210 \times 219} = 6.1 < 7.0$$



柱軸力 260
基礎自重 7
267

$$K_a = 280 > 267^+ \quad \text{OK}$$

$$Q_f = (267 - 23) \times \frac{3}{4} = 183^+$$

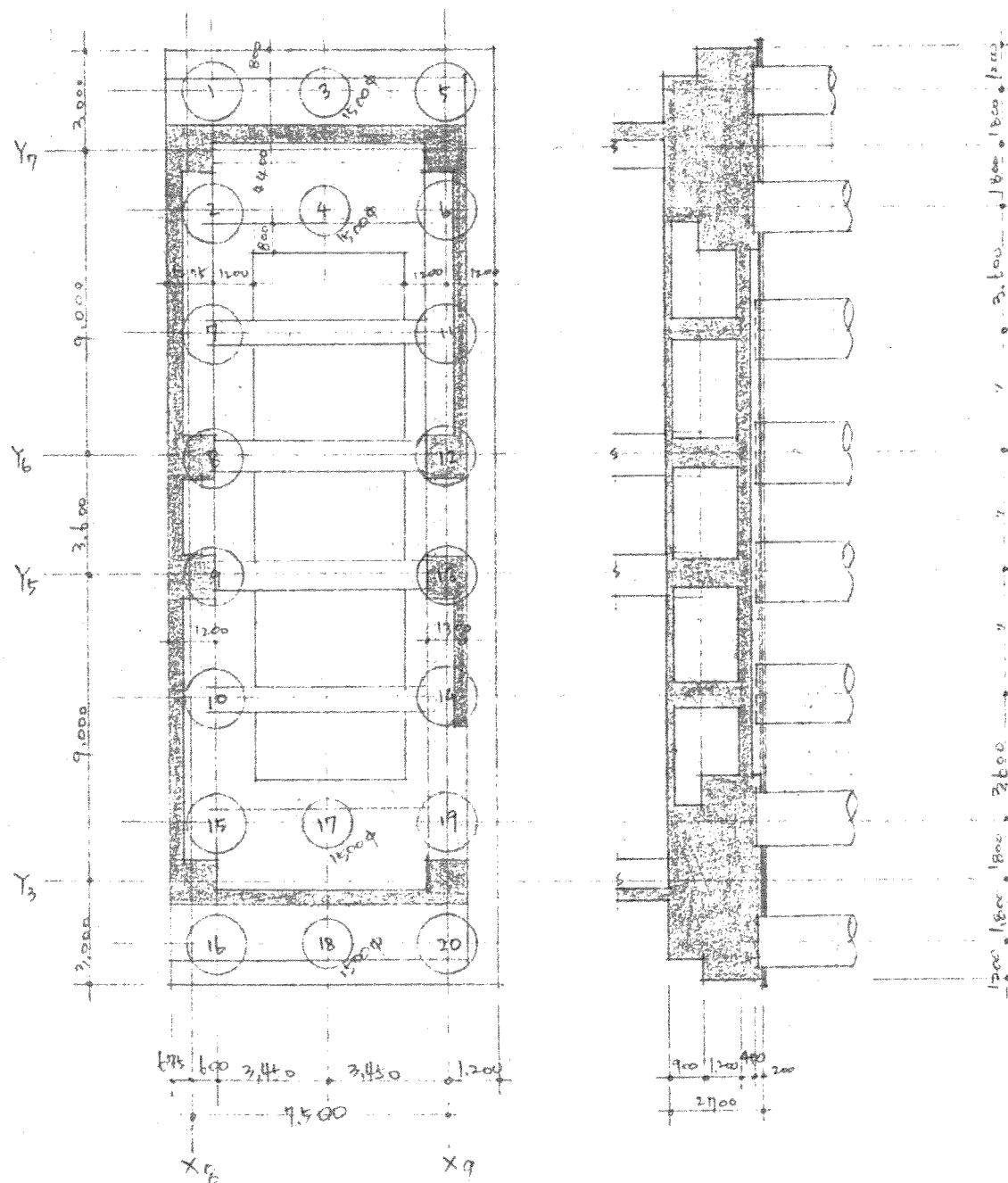
$$M_f = 244 \times 0.60 = 146.4^+$$

$$D = 260 \quad j = 219$$

$$a = \frac{14640}{2.2 \times 219} = 30.4$$

$$j = \frac{183000}{21 \times 219} = 40.0$$

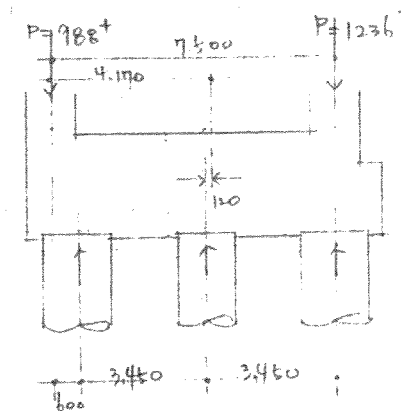
$$z = \frac{183000}{180 \times 219} = 4.6 < 7.0$$



特記以外の柱は 1800φを示す

A, 杭荷重の算出

<1-6>



$$\bar{x} = \frac{1236 \times 7.5}{2224} = 4.17 \text{ m}$$

$$\therefore e = 4.17 - 4.05 = 0.12 \text{ m}$$

$$M_f = 2224 \times 0.12 = 266.9 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$P_{1,2} = \frac{2224 \times 5.73}{15.91} - \frac{266.9}{6.9} = 773$$

$$w_c (\text{基礎自重}) = 47$$

$$w_s (\text{土の自重}) = 50$$

$$870 \text{ t}$$

$$R_a = 573 \times 2 = 1146 > 870 \text{ t} \quad \text{OK}$$

$$P_{3,4} = \frac{2224 \times 4.25}{15.91} = 602$$

$$w_c = 58$$

$$w_s = 57$$

$$717$$

$$R_a = 425 \times 2 = 850 > 717 \text{ t} \quad \text{OK}$$

$$P_{5,6} = \frac{2224 \times 5.73}{15.91} + \frac{266.9}{6.9} = 850$$

$$w_c = 45$$

$$w_s = 50$$

$$945$$

$$R_a = 1146 > 945 \text{ t} \quad \text{OK}$$

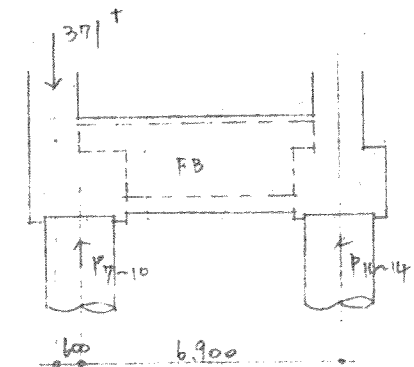
<7-14>

$$\text{柱軸力 } 785 \times 2 = 1570 \text{ (Y5.6-Y8)}$$

$$\text{基礎自重 } 68 \text{ (F4, F5, F6, F7)}$$

$$\text{計 } 1638 \text{ t}$$

$$P_{7,10} = \frac{1638 - 154}{4} = 371 \text{ t}$$



$$M_e = 371 \times 0.6 = 222.6 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$P_{7,10} = 1638 + \frac{222.6}{6.9} \times 4 = 1767 \text{ t}$$

$$R_a = 573 \times 4 = 2292 > 1767 \text{ t} \quad \text{OK}$$

$$\text{柱軸力 } 1048 \times 2 = 2096 \text{ (Y5.6-Y9)}$$

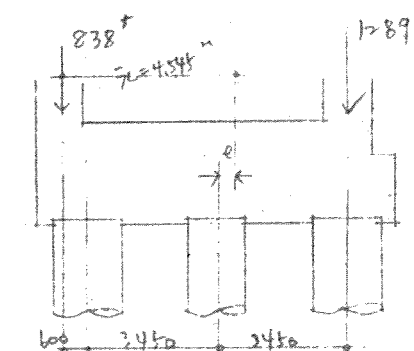
$$\text{基礎自重 } 68$$

$$\text{計 } 2164 \text{ t}$$

$$P_{11,14} = 2164 - \frac{222.6}{6.9} \times 4 = 2035 \text{ t}$$

$$R_a = 2292 > 2035 \text{ t} \quad \text{OK}$$

<15-20>



$$\bar{x} = \frac{1289 \times 7.5}{2127} = 4.545 \text{ m}$$

$$e = 4.545 - 4.05 = 0.495 \text{ m}$$

$$M_f = 2127 \times 0.495 = 1052.9 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$P_{k,16} = \frac{2127 \times 573}{1571} - \frac{1052.9}{6.9} = 623$$

$$\frac{w_c}{w_s} = \frac{47}{50} = 0.94$$

$$720$$

$$R_a = 1146 > 720^+ \text{ ok}$$

$$P_{k,18} = \frac{2127 \times 424}{1571} = 576$$

$$\frac{w_c}{w_s} = \frac{58}{57} = 1.018$$

$$691$$

$$R_a = 850 > 691^+ \text{ ok}$$

$$P_{k,20} = \frac{2127 \times 573}{1571} + \frac{1052.9}{6.9} = 928$$

$$\frac{w_c}{w_s} = \frac{45}{20} = 2.25$$

$$993$$

$$R_a = 1146 > 993^+ \text{ ok}$$

以上より長基時に於いて杭荷重は杭支持力以内になっている。

②、杭反力の算出、等価変位法

$$P_{1,2} = \frac{870 - (114 + 50)}{2} = 353^+ / 2$$

$$P_{3,4} = \frac{717 - (122 + 57)}{2} = 269^+$$

$$P_{5,6} = \frac{945 - (105 + 50)}{2} = 395^+$$

$$P_{7,10} = \frac{1767 - 150}{4} = 403^+$$

$$P_{11,14} = \frac{2028 - 150}{4} = 471^+$$

$$P_{15,16} = \frac{720 - (114 + 50)}{2} = 278^+$$

$$P_{17,18} = \frac{691 - (122 + 57)}{2} = 256^+$$

$$P_{19,20} = \frac{993 - (105 + 20)}{2} = 434^+$$

③、地中梁の設計

- 杭反力の80%地中梁で、20%壁で負担する。
- f_s 割増係数は地中梁が壁に拘束されていることより2.0とする。
- ΘA はコンクリート断面の2倍で算出。
- 水圧による浮力は無視する。
- 主筋は $0.002bd$ 以上とする。
- $29-5.17^\circ$ は $P_{10} = 0.2\%$ 以上とする。
- 偏心による接合モーメントは直交する地中梁で処理する。

X8 (通)

$$\Theta D_{max} = 403 \times 0.80 = 322^+$$

$$b \times D = 120 \times 250$$

$$\Theta A = 120 \times 250 \times 2.0 \times 7.0 \times 10^{-3} = 350 > 322^+ \text{ ok}$$

主筋 12- $\phi 25$

$$P_t = \frac{60.8}{120 \times 240} = 0.0021$$

29-5.17° $\phi 13 - \square 1200$

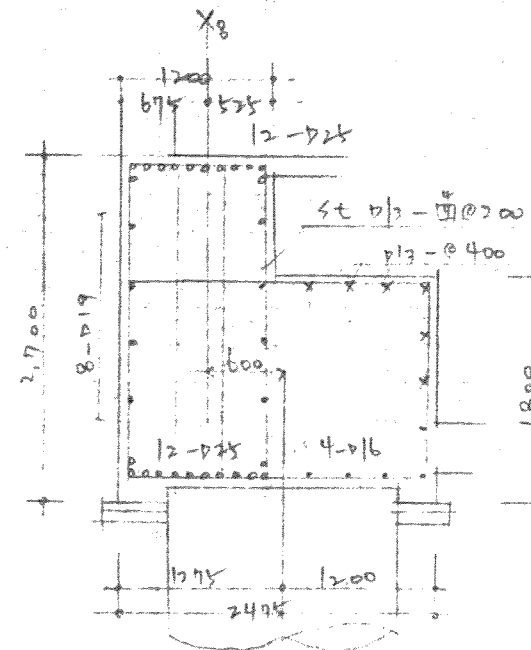
$$P_{10} = \frac{5.08}{120 \times 20} = 0.0021$$

底盤



杭反力は左図の如く直接地中梁に流れるものとし、底盤には1.0は生じない。

29-5.17° $\phi 13 - \square 200$ とする。



X9 (通)

$$\Theta D_{max} = 471 \times 0.8 = 377^+$$

$$b \times D = 130 \times 250$$

$$\Theta A = 130 \times 250 \times 2.0 \times 7.0 \times 10^{-3} = 382 > 377^+ \text{ ok}$$

主筋 13- $\phi 25$

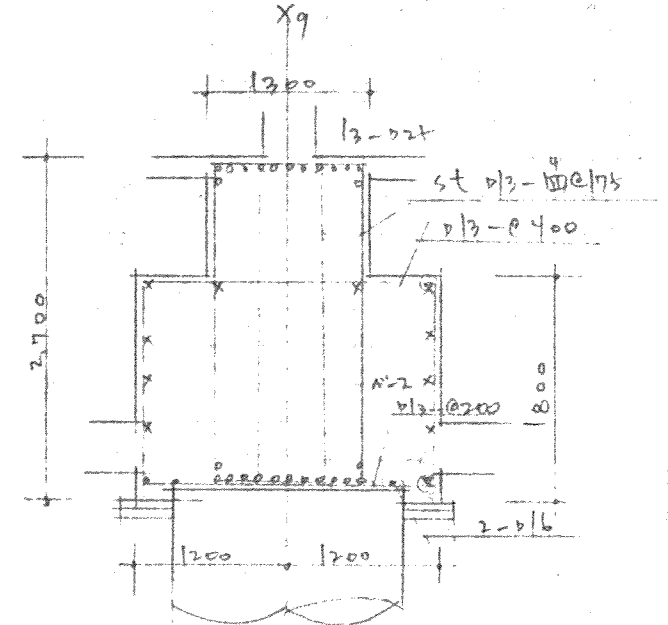
$$P_t = \frac{65.9}{130 \times 240} = 0.0021$$

29-5.17° $\phi 13 - \square 175$

$$P_{10} = \frac{5.08}{130 \times 17.5} = 0.0022$$

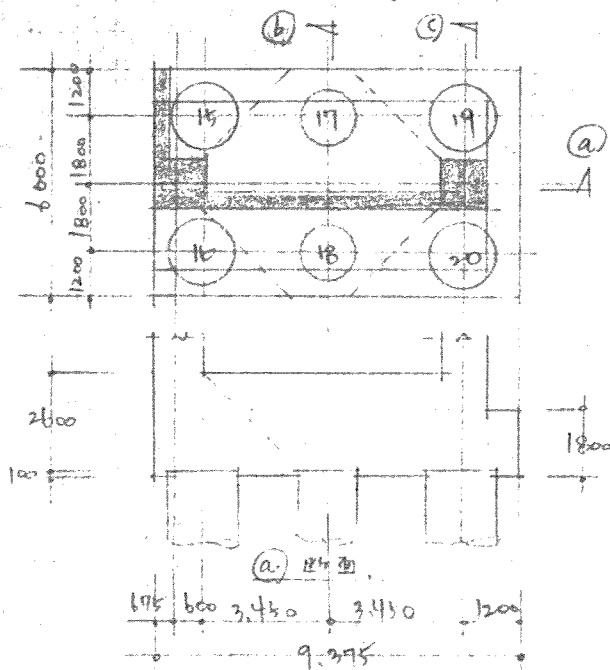
29-5.17°

$\phi 13 - \square 200$ とする。

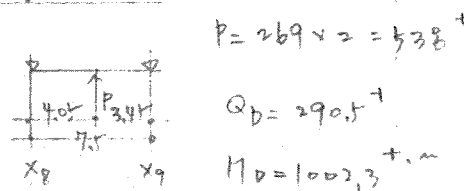


Y7通り

下図より複合基礎として算定する。



(a) 断面



$$b \times D = 440 \times 260 \quad j = 219$$

$$a = \frac{100230}{22 \times 219} = 208.0$$

$$g = \frac{290500}{21.0 \times 219} = 63.2$$

引張り鉄筋量

$$208.0 \times \frac{4}{3} = 277.3$$

$$0.004bd = 440.0 > 277.3$$

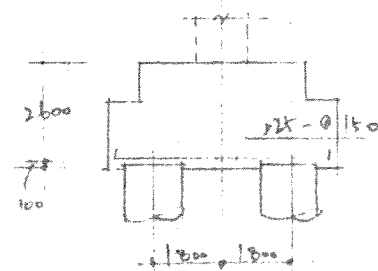
$$\text{従って } a_t = 277.3, \quad f_s = 225 \times 33$$

$$z = \frac{290500}{440 \times 219} = 3.0 < 7.0$$

$$ST \quad D16 - 1 \text{筋} @ 200$$

$$p_w = \frac{9.95}{440 \times 20} = 0.0011$$

(b) 断面



$$Q_p = 269^+$$

$$M_p = 269 \times 1.8 = 484.2^+$$

$$b \times D = 300 \times 260 \quad j = 219$$

$$a = \frac{48420}{22 \times 219} = 100.5$$

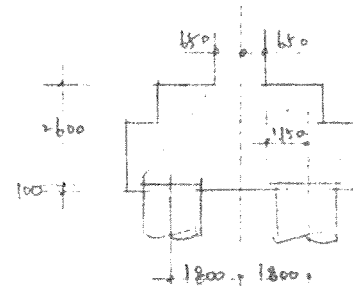
$$g = \frac{269000}{21.0 \times 219} = 58.2$$

$$D25 - @150$$

$$\phi = 3000 \text{ mm} = \text{配筋} \text{ あり}$$

$$z = \frac{269000}{300 \times 219} = 4.1 < 7.0$$

(c) 断面



$$Q_p = 434^+$$

$$M_p = 434 \times 1.15 = 499.1^+$$

$$b \times D = 300 \times 260 \quad j = 219$$

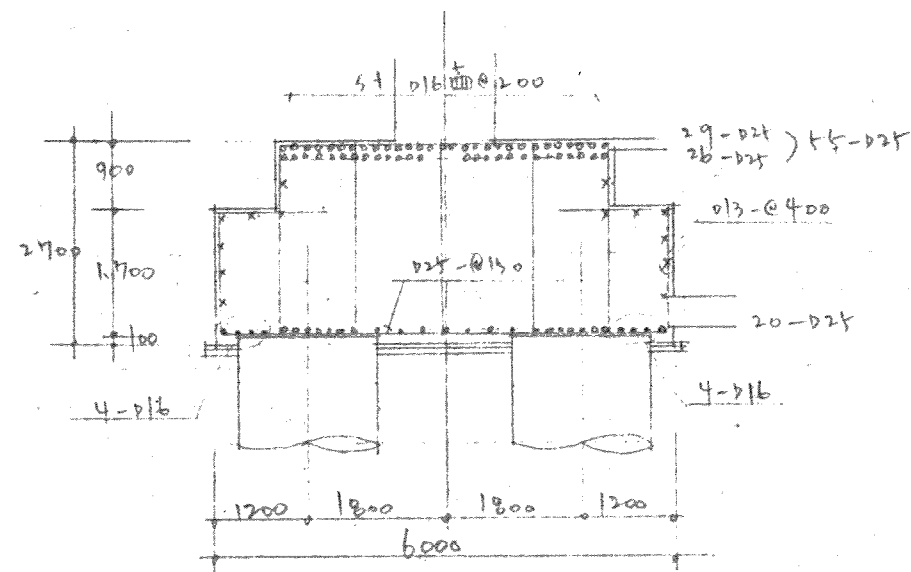
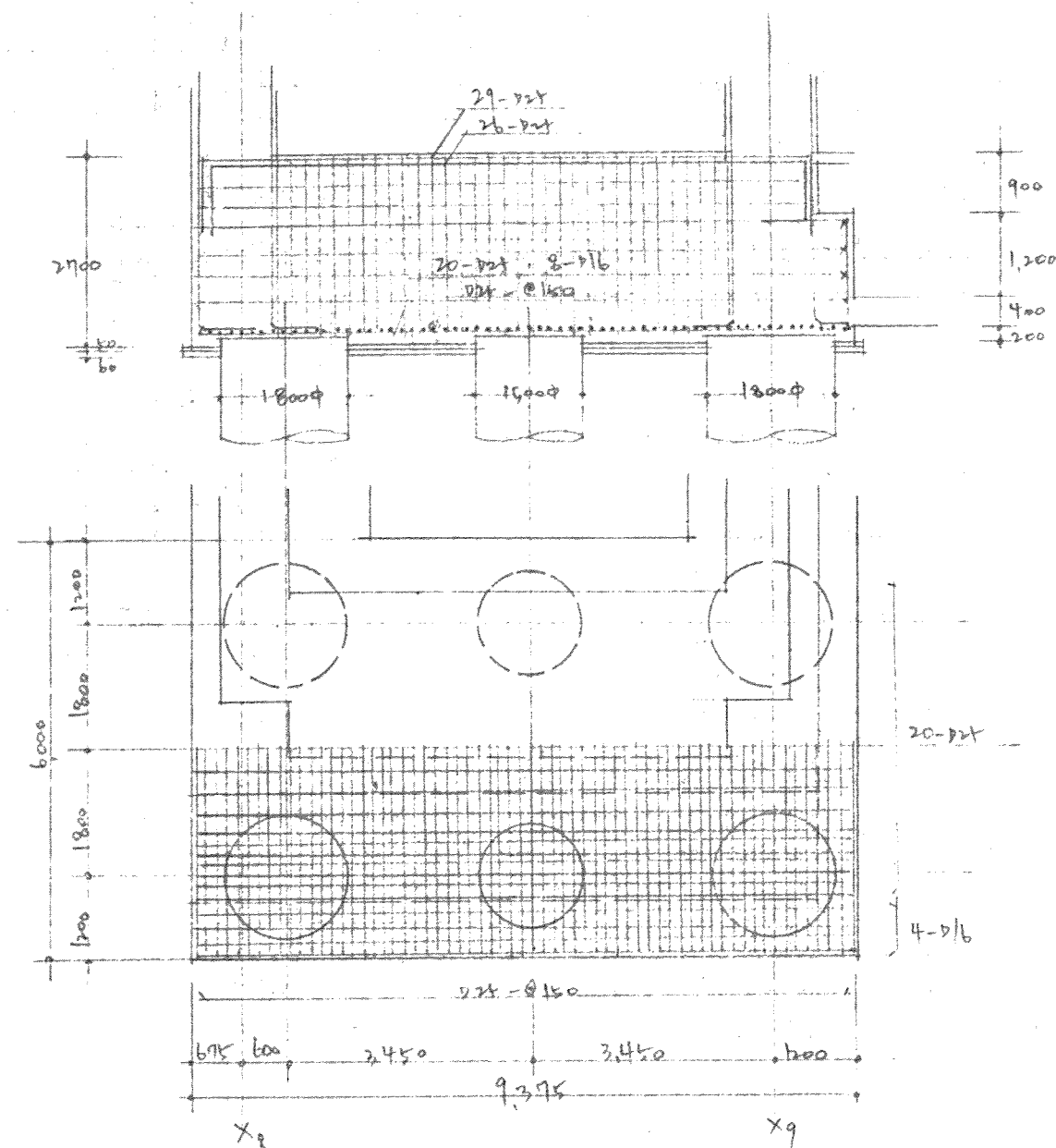
$$a = \frac{49910}{22 \times 219} = 103.6$$

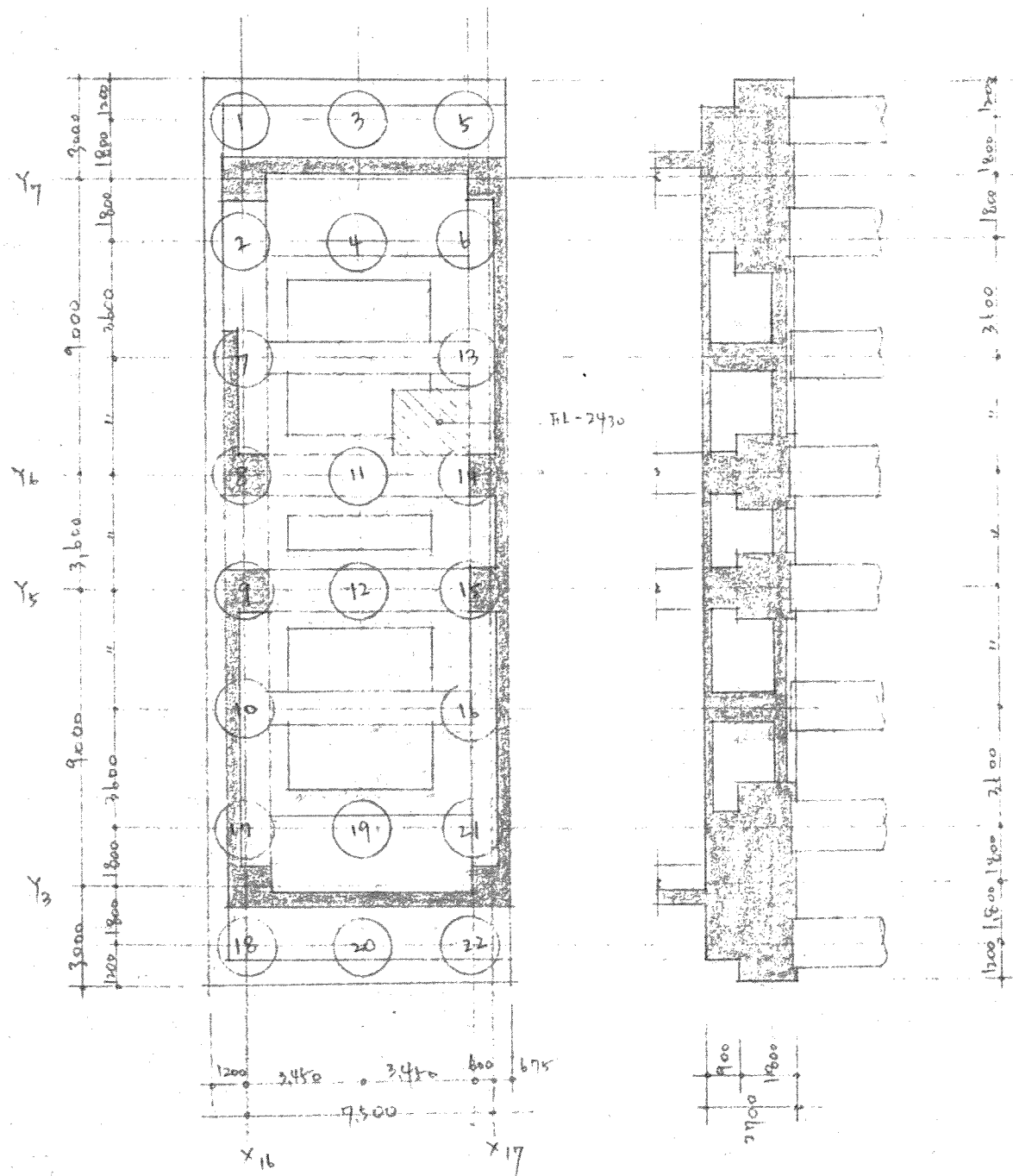
$$g = \frac{434000}{21.0 \times 219} = 94.4$$

$$D25 - @150$$

$$\phi = 3000 \text{ mm} = \text{配筋} \text{ あり}$$

$$z = \frac{434000}{300 \times 219} = 6.6 < 7.0$$

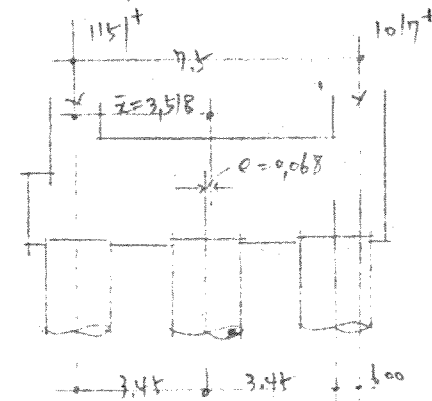




杭径は全て 1800φ とする。

A. 杭荷重の算出

<註>基礎自體FS,FB,FF等々含み



$$\bar{x} = \frac{1+17+77.5}{2168} = 3.518$$

$$M_f = 2168 \times 0.068 = 147.4 \text{ t}$$

$$p_{1,2} = \frac{2168}{3} - \frac{147.4}{6.9} = 701$$

$$W_c = 45$$

$$W_3 = 50$$

796 +

$$R_a = 451 \times 2 = 902 > 796^+ \quad \text{ok}$$

$$P_{3,4} = \frac{2168}{3} = 723$$

$$W_c = 58$$

$\Sigma f_1 = 57$

838

$$R_a = 902 > 838^+ \text{ ok}$$

$$p_{5,6} = \frac{2168}{3} + \frac{147.4}{0.9} = 744$$

W/c

7/11

841

$$Ra = 9.02 \times 10^4 > 8.91 \times 10^4 \quad \text{ok}$$

 $\langle \gamma_{6,5} / x_{16} \rangle$

柱軸力 $1028 + 1058 = 2086$

基礎自前 88

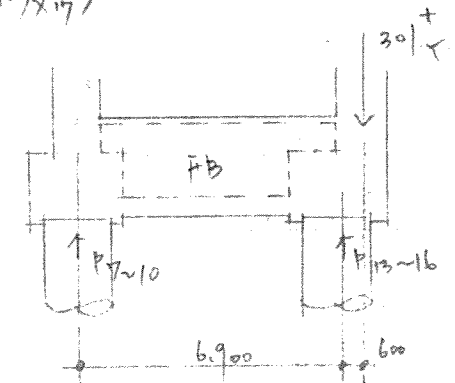
2174

$$P_{7-10} = \frac{2174 \times 4}{5} - \frac{180.6}{6.9} \times 4 = 1634$$

$$R_a = 451 \times 4 = 1804 > 1634^+ \text{ OK}$$

$$P_{11,12} = \frac{2174 + 1703}{5} = 775 +$$

$$R_a = 451 \times 2 = 902 > 775^+ \text{ ok.}$$

 $\langle Y_{b,t}/x_{17} \rangle$ 

$$M_e = 301 \times 0,6 = 180,6 \frac{+}{-} \frac{+}{-}$$

柱軸力 $837 + 778 = 1615$

基礎自學 88

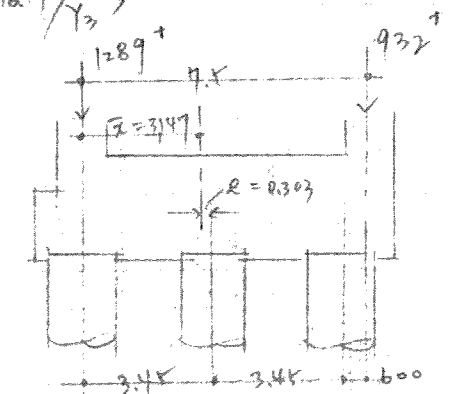
1703

$$P_{\text{avg}} = \frac{1703 - (154 + 46)}{5} = 301^+$$

$$p_{13 \sim 16} = \frac{1703 \times 4}{5} + \frac{180,6}{6,9} \times 4 = 1467^+$$

$$R_a = 1804 > 1467^+ \text{ OK,}$$

$\langle X_{12}^{17}/Y_2 \rangle$



$$\bar{z} = \frac{93247.5}{222} = 3.147^m$$

$$M_c = 2221 \times 0.303 = 673.0^{+}$$

$$P_{17,18} = \frac{2221}{3} + \frac{673.0}{6.9} = 828$$

w_c	45
w_s	20
	903

$$R_a = 902 \div 9.03^{+} \text{ ok}$$

$$P_{19,20} = \frac{2221}{3} = 740$$

w_c	58
w_s	57
	835

$$R_a = 902 > 835^{+} \text{ ok}$$

$$P_{21,22} = \frac{2221}{3} - \frac{673.0}{6.9} = 643$$

w_c	47
w_s	50
	740

$$R_a = 902 > 740^{+} \text{ ok}$$

以上より杭荷重は杭支持力以内と
なる(長期)

B, 杭反力の算出, 1/2, 2/3, 1/4

$$P_{1,2} = \frac{796 - (105 + 50)}{2} = 321^{+}$$

$$P_{3,4} = \frac{838 - (122 + 72)}{2} = 330^{+}$$

$$P_{5,6} = \frac{841 - (114 + 50)}{2} = 339^{+}$$

$$P_{7,10} = \frac{1634 - 161}{4} = 368^{+}$$

$$P_{11,12} = \frac{775 - 71}{2} = 352^{+}$$

$$P_{13,16} = \frac{1467 - 165}{4} = 326^{+}$$

$$P_{17,18} = \frac{903 - (105 + 20)}{2} = 389^{+}$$

$$P_{19,20} = \frac{855 - (122 + 72)}{2} = 330^{+}$$

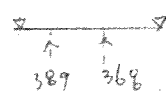
$$P_{21,22} = \frac{740 - (114 + 50)}{2} = 288^{+}$$

C, 地中梁の設計

X16(通)

地中梁は壁に拘束され21302

曲4"と1"は等しい



$$\Theta_D = 389 \times 0.8 = 311^{+}$$



$$b \times d = 130 \times 250$$

$$\Theta_A = 382^{+} > 211^{+} \text{ ok}$$

註1: X9, 通, 1/2 断面と等しい。

X17(通)



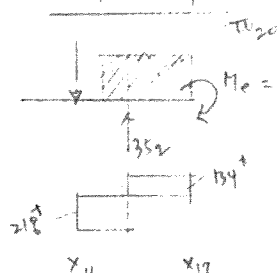
$$\Theta_D = 339 \times 0.8 = 271^{+}$$

$$b \times d = 120 \times 250$$

$$\Theta_A = 353^{+} > 271^{+} \text{ ok}$$

註1: X8, 通, 1/2 断面と等しい。

Y5, Y6(通)



$$M_c = 326 \times 0.6 = 195.6^{+}$$

$$\Theta_{X16} = 190 + 28 = 218^{+}$$

$$\Theta_{X17} = 162 - 28 = 134^{+}$$



$$M_D = \frac{382 \times 344 \times 40}{7.5} + \frac{195.6}{2} = 753.6^{+}$$

地中梁は壁に拘束され21302

曲4"と1"は等しい

$$b \times d = 100 \times 260 \quad f = 219$$

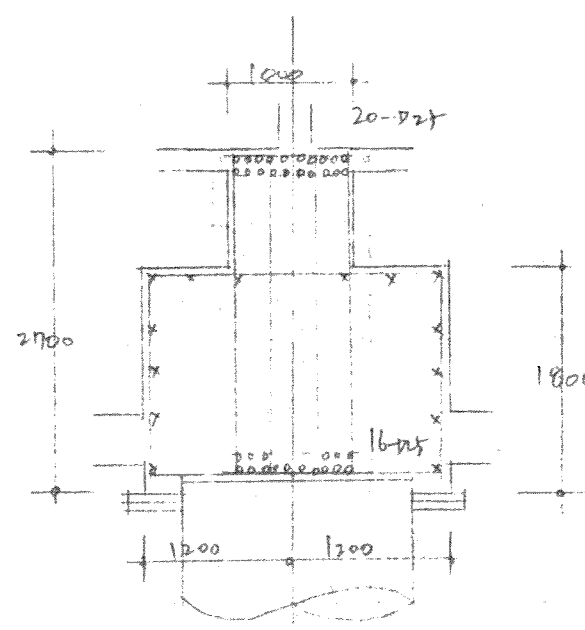
$$a = \frac{753.6}{2.2 \times 219 \times 2} = 78$$

$$\phi = \frac{218000}{21.0 \times 219} = 47.4$$

$$\frac{M}{Qd} = \frac{753.6}{21.8 \times 25} = 1.38 \rightarrow \alpha = 1.69$$

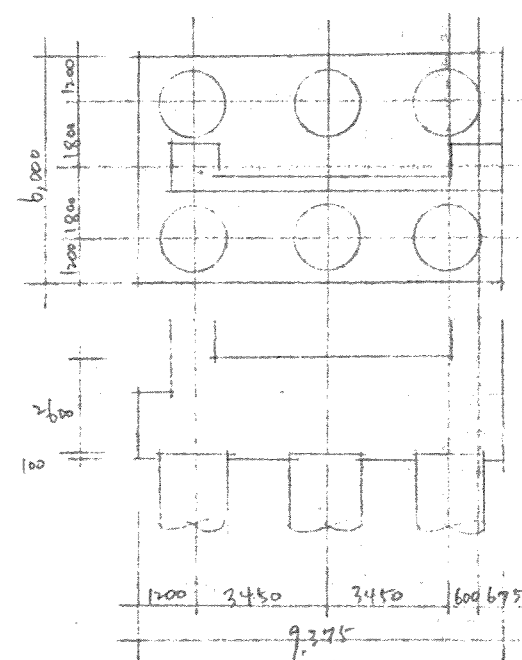
$$\Theta_A = 100 \times 219 \times 1.69 \times 7.0 \times 10^{-3} = 259^{+} > 218^{+} \text{ ok}$$

$$a = \frac{195.6}{2.2 \times 219} = 40.6 \quad 8 - D25$$



註1: 1/3 ~ 1/4 @ 200

Y7, Y8(通)の複合基礎



$$P = 338 \times 0.8 \times 2 = 540.8^{+}$$

$$\Theta_D = 292.0^{+}$$

$$M_D = 1007.5^{+}$$

$$b \times d = 440 \times 260 \quad f = 219$$

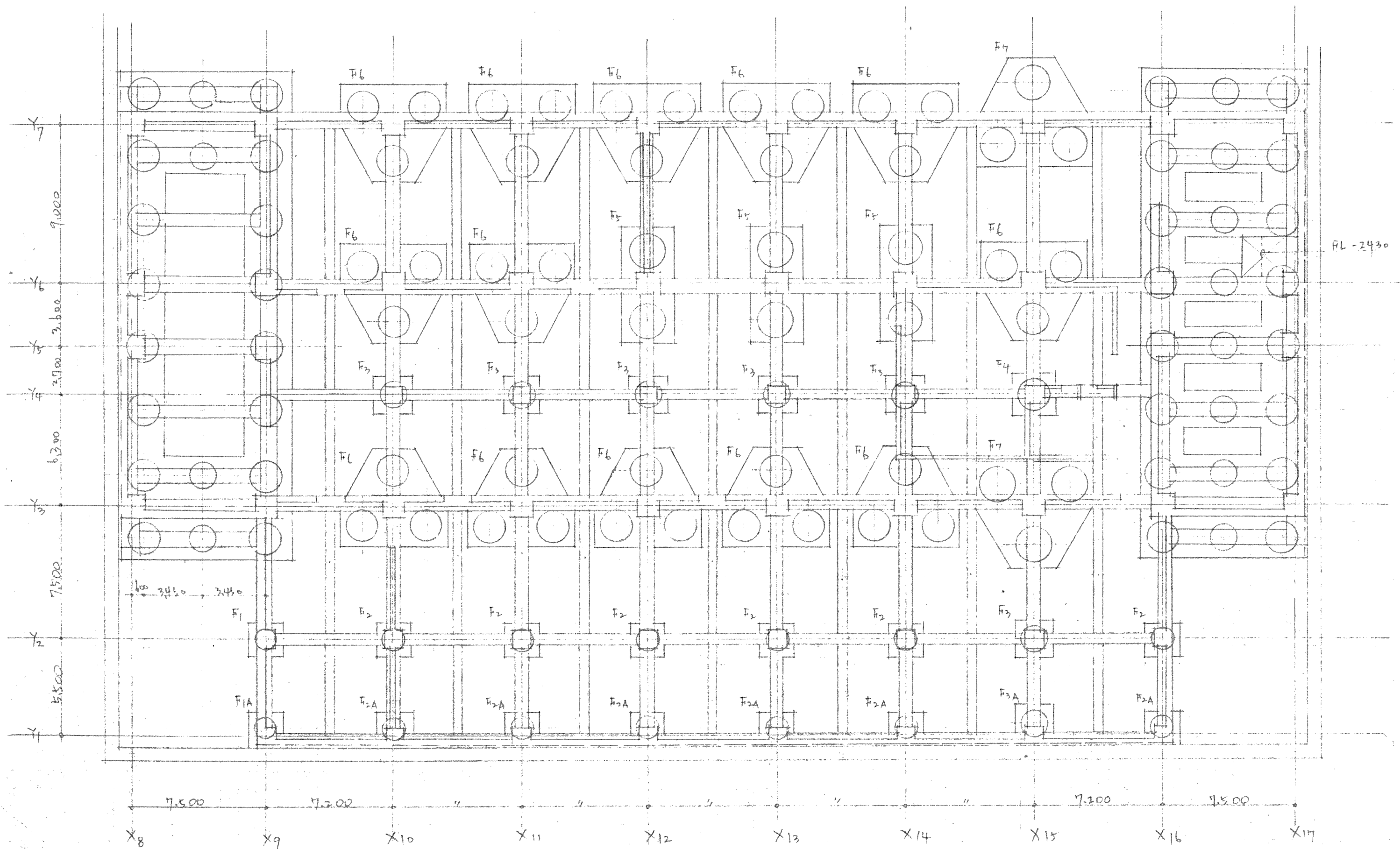
$$a = \frac{1007.5}{2.2 \times 219} = 209$$

$$209 \times \frac{4}{3} = 278.8 \quad 55 - D25$$

註1: 1/6 ~ 1/4 @ 200

従って断面は X8, Y7 複合基礎と

1/3 断面と等しい。



A-10 雑設計

A 10-1 エクspansion-ディテール

A 10-2 T41, T42 ラスタの設計

A 10-3 大深の横方向補剛材

A 10-4 スタッドレベルの設計

A 10-5 PLカーテンウォールの検討

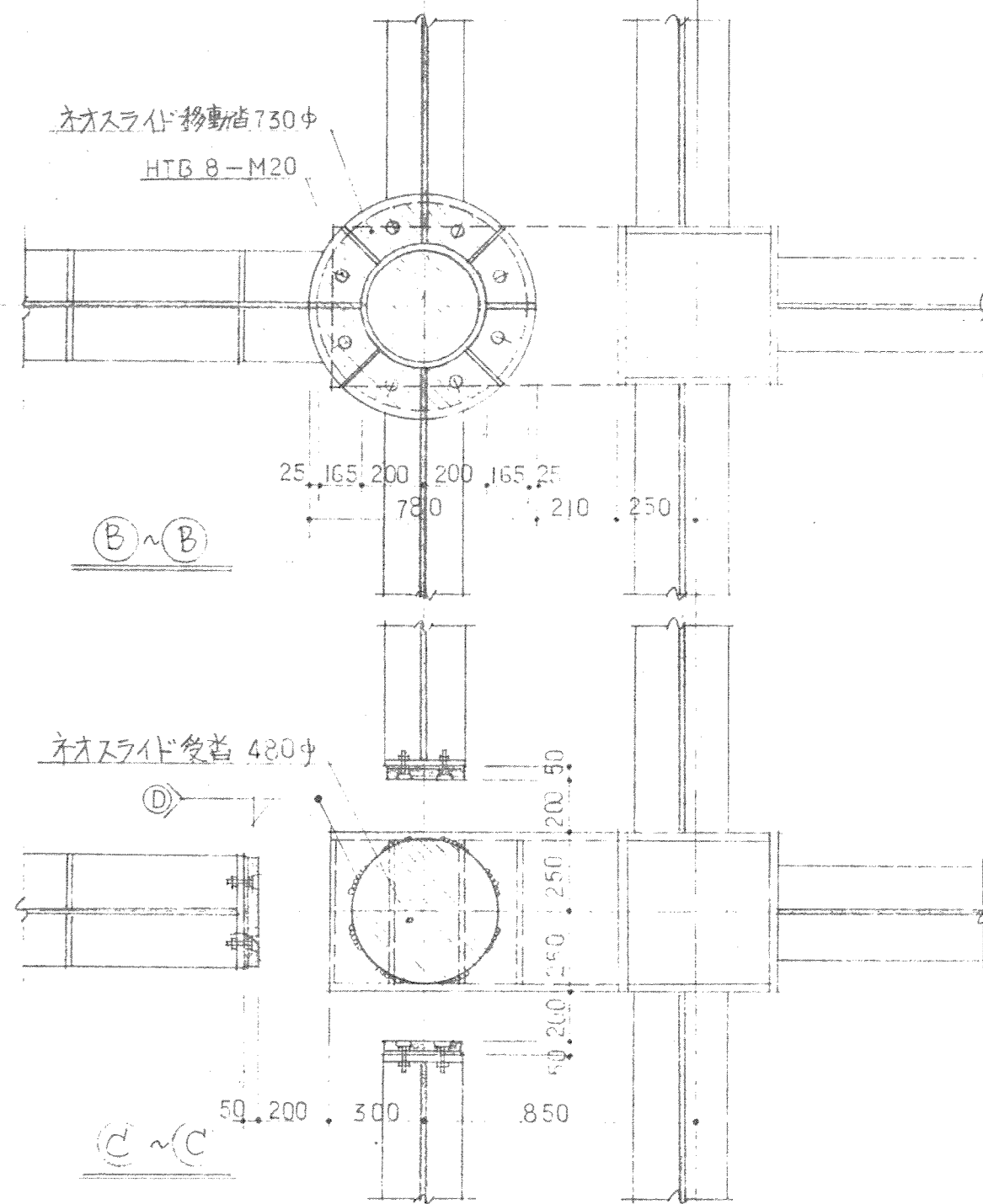
A 10-6 水圧による浮上りの検討 (補)

A 10-7 地中深の設計 (補)

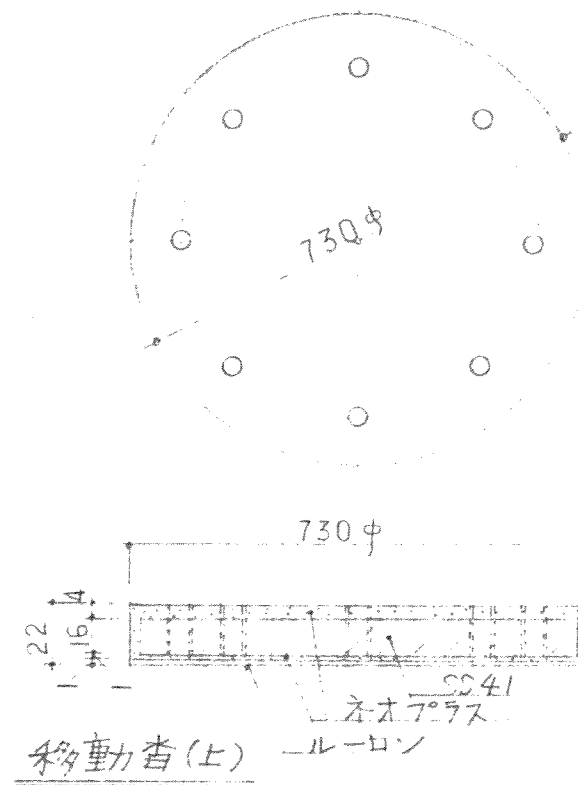
A 10-8 C M. Q 表 (補)

A 10-9 総手

A10-1/ エキスパンションディテール

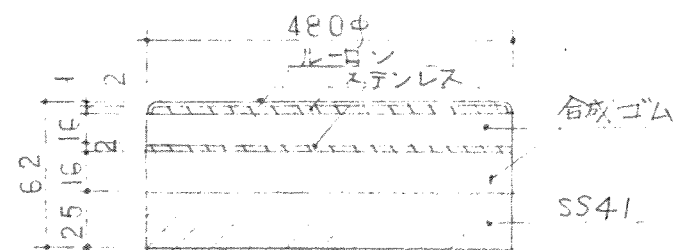


エキスパンション詳細図 1/20



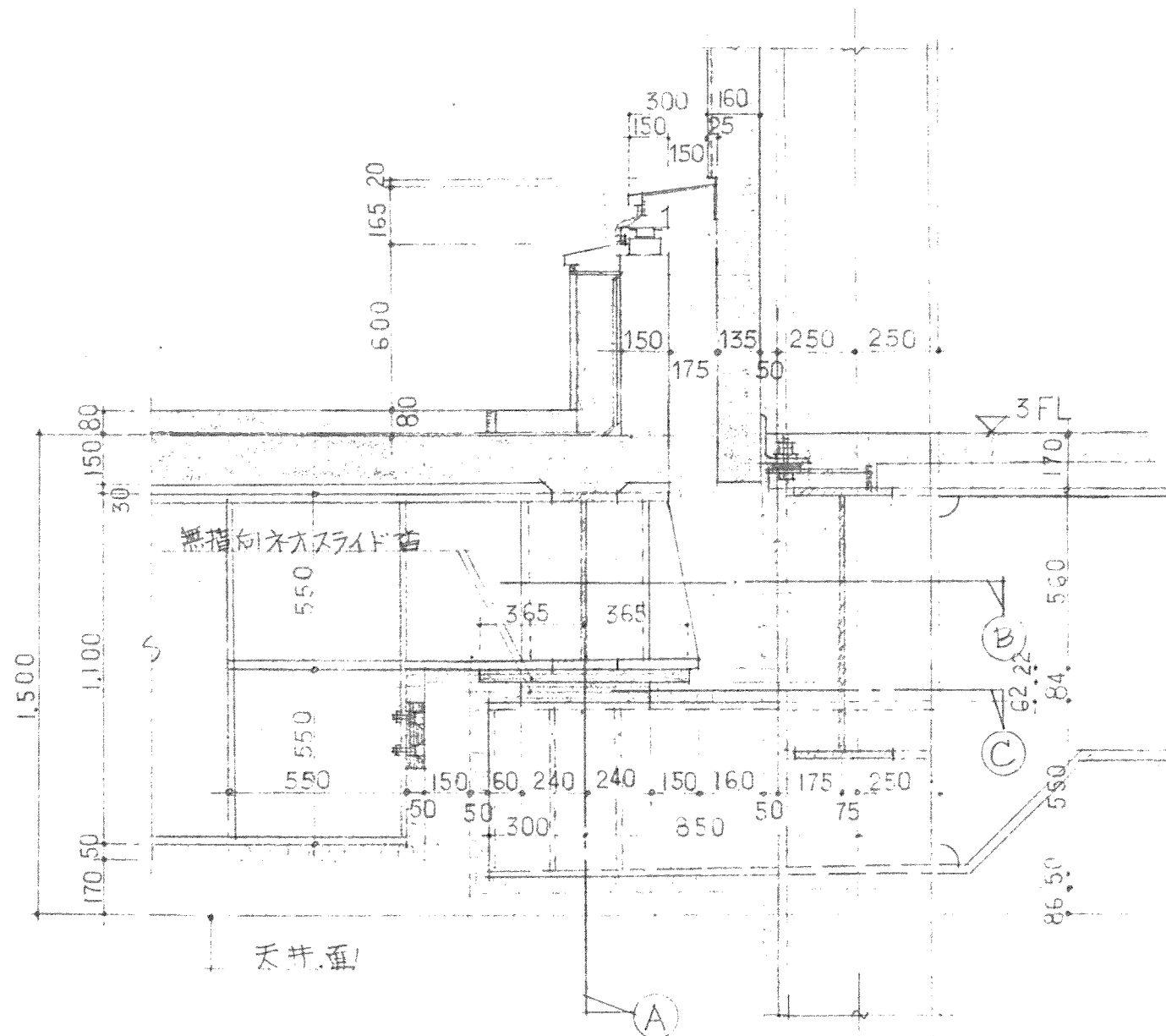
移動部(上)

480φ



受部(下)

無指向ネオスライド部



水の取付け方

水の寸法

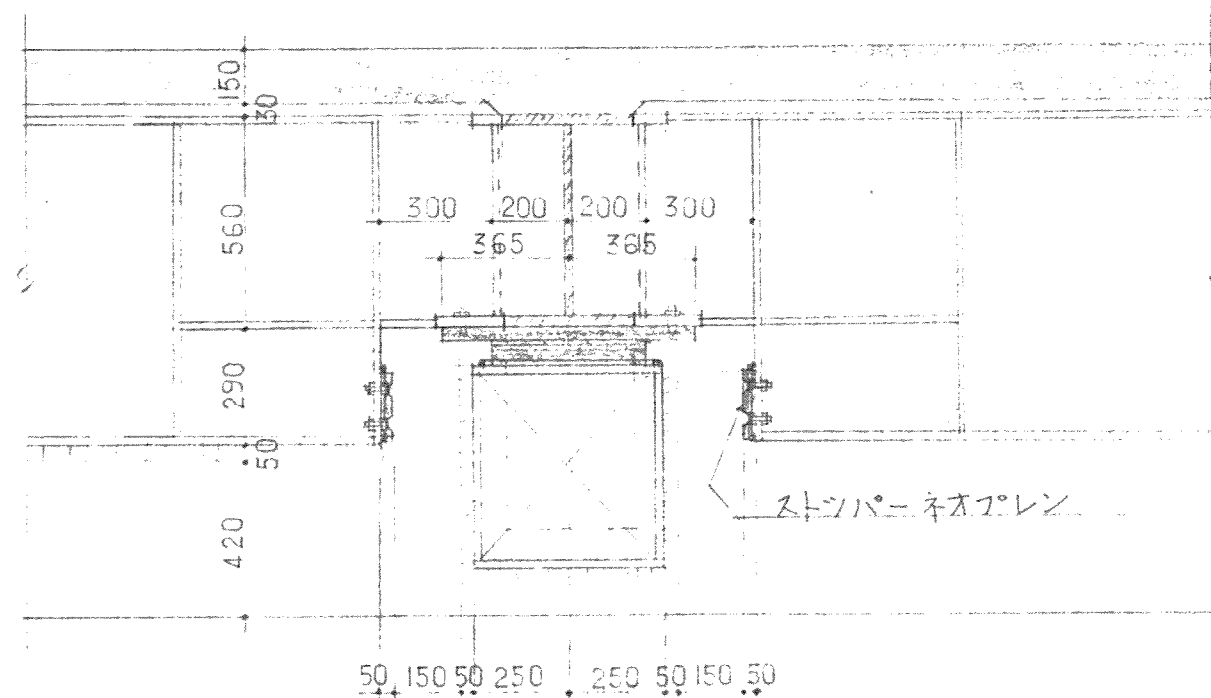
又寸法

外観

当り作材材 $P_1 = 70^{\circ} - 11$

$P_2 = 45^{\circ} - 12$

$P_3 = 30^{\circ} - 13$



(A ~ (A))

A10-2 T41, T42 ラスタ材の設計

H-300×300×10×15 (CM) 3T2材

$$A_c = 119.8 - (2.15 \times 1.5 \times 4 + 2.15 \times 1.0 \times 3) = 100.45$$

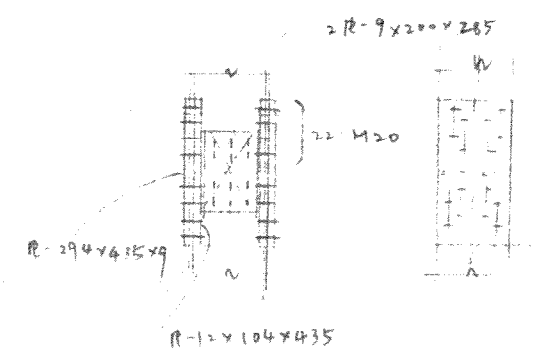
$N = 169.3t$ 長期軸力 $N_L = 169.3t \rightarrow \sigma_t = \frac{169.3}{100.45} = 1.69 < 2.2$ (可)

$b = 600$ 圧縮材 $N_L = 73.9t$

$$l_k = 600 \rightarrow \lambda = \frac{600}{7.51} = 80 \rightarrow f_c = 1.31$$

$$\sigma_c = \frac{73.9}{119.8} = 0.62 < 1.31$$
 (可)

$$n = \frac{169.3}{9.42} = 18 \rightarrow 22 \text{本} = 32$$

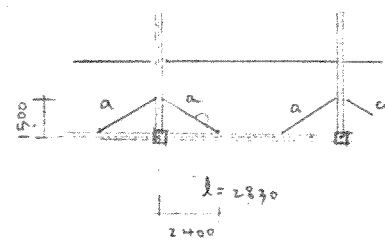


410-3 大梁の横方向補剛材

H-850×300×12×28

$$C = \frac{\sigma_y A}{2} = \frac{3.3}{2} \times (30 \times 2.5 \times 2 + 724 \times 1.2 \times \frac{2.4}{3.3}) = 381.7^t$$

$$F = 0.02 C = 7.63^t$$



補剛材 L-65×65×6

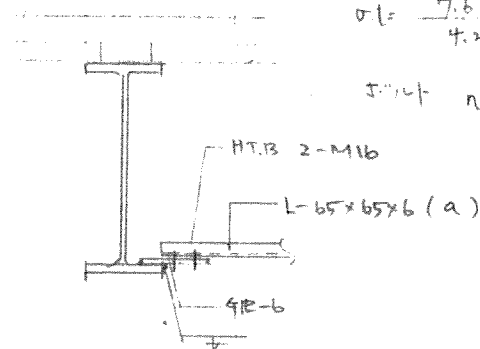
$$R = \frac{2 \times 752 \times 2100}{283} = 111.6^t/cm$$

$$5.0 \times \frac{C}{D_b} = 5.0 \times \frac{381.5}{150} = 12.7^t/cm < R \quad \checkmark$$

$$A_e = 7.52 - (\frac{7.5 \times 0.6}{2} + 1.75 \times 0.6) = 4.22$$

$$\sigma_t = \frac{7.63}{4.22} = 1.81 < 2.4 \quad \checkmark$$

$$J'_{1/4} \quad n = \frac{7.63}{3.02 \times 1.5} = 1.7 \rightarrow 2-M16$$



H-1000×300×16×25

$$C = \frac{3.3}{2} \times (30 \times 2.5 \times 2 + 88 \times 1.6 \times \frac{2.4}{3.3}) = 416.5^t$$

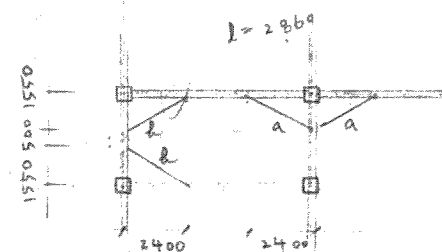
$$F = 0.02 \times 416.5 = 8.33$$

$$L-65 \times 65 \times 6 \rightarrow \sigma_t = \frac{8.33}{4.22} = 1.98 < 2.4 \quad \checkmark$$

$$J'_{1/4} \quad n = \frac{8.33}{3.02 \times 1.5} = 1.9 \rightarrow 2-M16$$

図 (a) と同じ。

H-850×300×12×28



$$C = \frac{3.3}{2} \times (30 \times 2.5 \times 2 + 73 \times 1.2 \times \frac{2.4}{3.3}) = 353^t$$

$$F = 0.02 \times 353 = 7.06^t$$

L-90×90×10

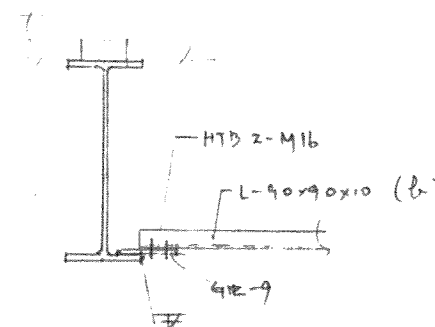
$$R = \frac{170 \times 2100}{286} = 125^t/cm$$

$$5.0 \times \frac{353}{240} = 7.3^t/cm < R \quad \checkmark$$

圧縮材でλ/λ_p

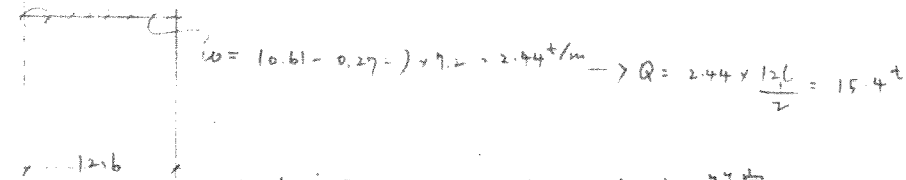
$$\lambda = \frac{286}{1.74} = 164 \rightarrow f_c = 0.351 \times 1.5 = 0.53$$

$$\sigma_c = \frac{7.06}{170} = 0.42 < 0.53 \quad \checkmark$$

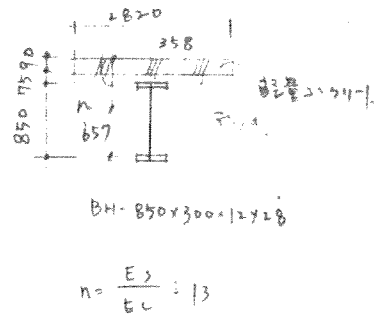


A10-4 スタッドレベルの設計

事務室 (w=610^{mm})



(1) 合成断面のせん断力に対する算定



$$b_u = 0.1 \times 1.26 = 1.26$$

$$B = 1.26 \times 2 \times 0.5 = 2.82 \text{ m}$$

$$cIn = 668 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$cSn = 6110 \text{ cm}^3$$

$$Q_R = \frac{Q cSn}{cIn} = \frac{15.4 \times 6110}{668 \times 10^5} = 14.1 \text{ t/m}$$

スタッドレベルのせん断耐力 (軽量コンクリート中)

$$\phi_c = 0.5 \times \phi \sqrt{F_c E_c}$$

$$= 0.5 \times 2.83 \times \sqrt{210 \times 1.62 \times 10^5}$$

$$= 0.5 \times 2.83 \times 5830 = 8.2 \text{ t/本 (19φ, L=130)}$$

$$n = \frac{15.4 \times 2}{8.2} = 3.7 \rightarrow 4 \text{ 本/m (長期に亘る応力増大を考慮)} > 19\phi @ 200 \times 3$$

(2) 床スラブのせん断耐力との比較

床スラブ
軽量コンクリート

$$Q_{cr} = \tau_{cr} \times t \times l = 17.2 \times 9 \times 100 = 15.5 \text{ t/m (応力集中を考慮 50% 増大)} \\ n = \frac{15.5 \times 1.5}{8.2} = 2.9 \text{ t/m} \rightarrow 19\phi @ 200 \times 3$$

軽量コンクリート

$$Q_{cr} = 17.2 \times 15 \times 100 = 25.8 \\ n = \frac{25.8 \times 1.5}{8.2} = 4.7 \text{ t/m} \rightarrow 19\phi @ 200 \times 3$$

普通コンクリート中のレベル耐力

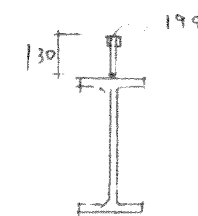
$$\phi_s = 0.5 \times 2.83 \times \sqrt{210 \times 2.15 \times 10^5} = 0.5 \times 2.83 \times 6720 = 9.5 \text{ t/本}$$

普通コンクリート床

$$Q_{cr} = 230 \times 15 \times 100 = 34.5 \text{ t/m}$$

$$n = \frac{34.5 \times 1.5}{9.5} = 5.45 \text{ 本} \rightarrow 19\phi @ 180$$

以上より、次の様に整理する。

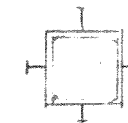


普通コンクリートスラブ部分 → 19φ @ 200 以下
軽量 " → 19φ @ 180 以下

(1) SRC BOX 柱 1: 2112

一般柱

階高 H=4.000 → 埋込有効長 $h = 3125$



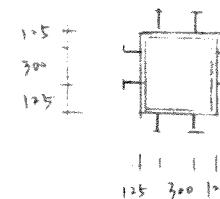
19φ @ 200

$$\eta_1 = \frac{3125}{200} = 15.6$$

$$n_1 \times 4 = 60 \text{ 本}$$

$$Q = 60 \times 9.5 = 570 \text{ t}$$

Y3-X8, Y7-X8, Y3-X12, Y7-X17 柱



19φ @ 250

Y3-X8/1F 軸力 $N_L = 5350 \text{ t}$

$N_E = 1029.3 \text{ t}$ (Y3 方向応力)

TAT (EW) 地震応答 - 転倒コンクリートスラブの引張力を決定する。

$$P = N_E \times 1.5 - N_L = 1029.3 \times 1.5 - 5350 = 1009 \text{ t}$$

$$\eta_3 n = \frac{1009}{9.5} = 106 \text{ 本} \rightarrow 26 \times 4 = 104 \text{ 本とす。}$$

A10-5 PCカーテンウォールの検討

(1) 高層建築技術指針

$$\text{風圧力 } P = q \cdot C \cdot A$$

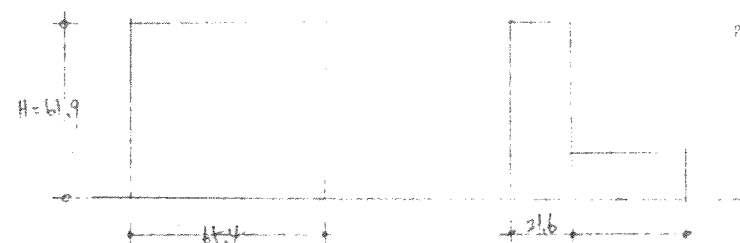
$$\text{設計速度圧 } q = q_0 \cdot \sqrt{\frac{H}{10}}$$

q_0 : 基本風速標準速度圧分布図より II 地域 $\rightarrow q_0 = 17.5 \text{ kg/m}^2$

高さ面の大きさに応じて速度圧の割増率

45m 以上 $\rightarrow R = 1.0$

風力係数 — 原則として風洞実験による。



$$\frac{D}{H} = \frac{65.4}{61.9} = 1.06$$

正面 +0.7
後面 -0.5
側面 -0.7
室内 ±0.2

$$\frac{d}{H} = \frac{21.6}{61.9} = 0.35$$

+0.8
-0.5
-0.7
±0.2

局部風圧を考慮する。

外壁隅部部に生ずる風圧に検討検討。

(2) 基礎法、告示

$$R < 16 \quad q = 6.2 \sqrt{R}$$

$$R \geq 16 \quad q = 12.0 \sqrt{R}$$



正面 +0.8
後面 -1.5

+0.9
-1.5

風力係数 $R/150$ の値を参照。

(3) 建築物荷重規準案

$$q = q_0 \cdot Z_w \cdot L \cdot I$$

$$10 < R < 30 \quad q_0 = 120E + 8(R - 10)$$

$$30 < R < 230 \quad q_0 = 120E + 160 + (R - 30)(340 - 120E)/200$$

($E = 1.0$ 市街地 - 6.3 度以上)

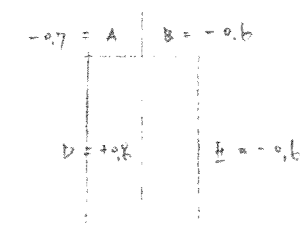
$$Z_w = 0.85 \quad (\text{表 6.2, 図 6.1 による})$$

$$L = 0.80 \quad (\text{管状面 5.0m 以上})$$

$$I = 1.24 \quad (\text{用途係数: 高層ビル公共建物})$$

$$P = C \cdot q \cdot A$$

C: 風力係数



室内風圧は ±0.2 とする。

局部風圧

外壁面の局部風圧係数は ±1.0, 隅部は -1.0 以上 $\rightarrow -1.5$ 。

左 (右) 壁の局部風圧係数は -2.0 とする。

(上部は室内風圧を加える)

従って局部風圧は室内風圧を加えて -2.0 + 1.5 とする。

基礎元・告示				建築物荷重標準		
	2	3	4	5	6	7
1.5	61.9	236.6	504	215.1	267.8	526
1.5	61.3	234.6	504	214.4	267.2	525
1.4	55.3	225.2	491	207.8	261.7	523
1.3	50.8	220.4	481	202.9	257.4	514
1.2	47.0	214.2	471	198.7	253.9	508
1.1	43.2	207.6	461	194.4	250.3	501

2.2.2.1 建築物荷重標準を採用了。

<15F>



$$w = 0.526 \text{ t/m}$$

$$M_{max} = \frac{0.526 \times 6.0^2}{8} = 2.412 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$D = 18.0 \quad d = 15.0$$

$$q = \frac{2.412}{2.675 \times 15.0} = 0.117 \text{ t/m}^2$$

D/3 = 6000 400 500 500

2. 500 500

1. 500 500

$$M_c = 1.8 \sqrt{400} \times \frac{100 \times 15^2}{6} = 1.944 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\frac{1.944}{2.412} = 0.806 < 1 \quad \text{OK}$$

$$D = 20.0 \times 334$$

$$M_c = 1.8 \sqrt{400} \times \frac{100 \times 20^2}{6} = 2.402 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\frac{2.402}{2.412} = 0.996 \approx 1 \quad \text{OK}$$

<14F>



$$w = 0.523 \text{ t/m}$$

$$M_{max} = \frac{0.523 \times 4.5^2}{8} = 1.324 \text{ t}\cdot\text{m}$$

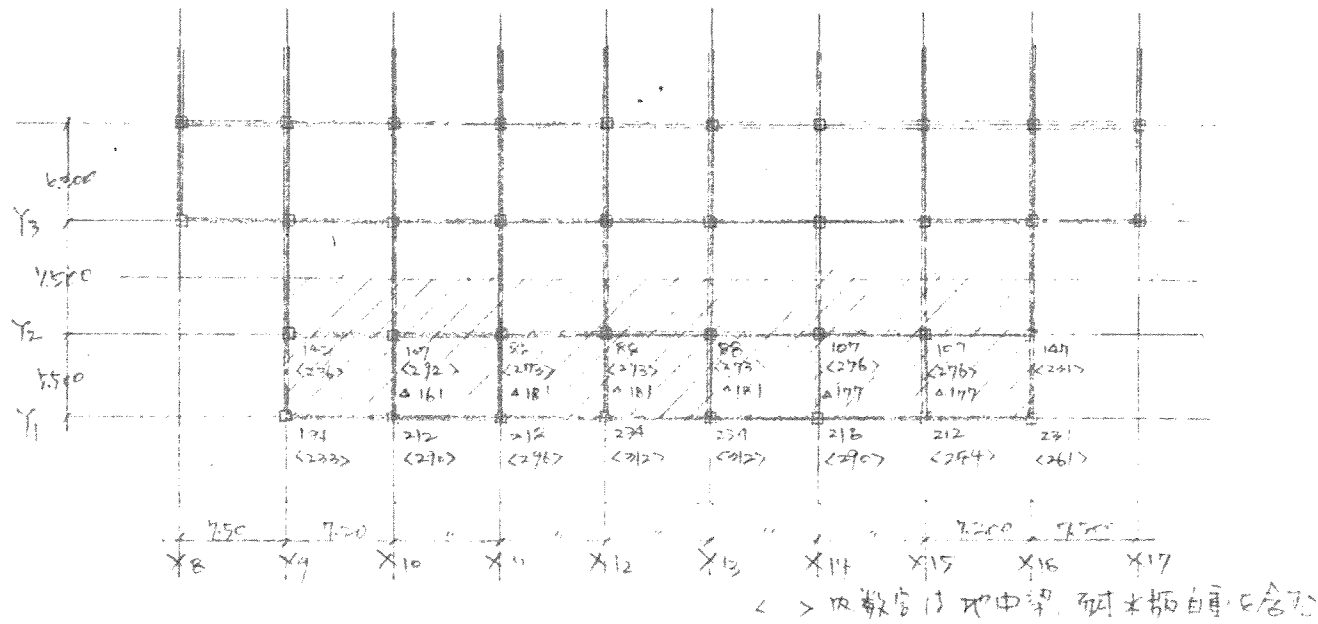
$$D = 15 \quad d = 12$$

$$q = \frac{1.324}{2.625 \times 12} = 0.042 \text{ t/m}^2$$

D/3 = 5000 400 500 500

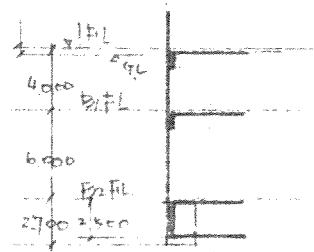
$$M_c = 1.8 \sqrt{400} \times \frac{100 \times 12^2}{6} = 1.350 \text{ t}\cdot\text{m} > 1.324 \quad \text{OK}$$

A10-6 木柱に与る荷重を計算 (補)



総重量 (W)

$$A = 50.4 \times (6.5 + 3.75) = 466.2 \text{ m}^2$$



基礎

$$F_1 = 6.5 \times 4 \times (1.2 - 0.4) \times 2.4 = 1.9 \text{ t}$$

$$F_2 = 6.5 \times 4 \times (1.3 - 0.4) \times 2.4 = 2.6 \text{ t}$$

$$W = 1.9 \times 2 + 2.6 \times 14 = 41.2 \text{ t}$$

重量

$$1.94 \times 50.4 \times 12.0 = 943 \text{ t}$$

$$\therefore \Sigma W = 5571 \text{ t}$$

柱の重量 (P)

$$u = 12.7 \text{ m} - 3.0 = 9.7 \text{ m}$$

$$P = 4522 \text{ t}$$

各柱の重量を計算

X9/Y1

$$W = 233 + 1.9 + 3.6 \times 1.44 \times 13.0 = 302.3 \text{ t}$$

$$P = 3.6 \times 2.8 \times 9.7 = 77.7 \text{ t}$$

X10/Y1

$$W = 210 + 2.6 + 7.2 \times 1.44 \times 13.0 = 427 \text{ t}$$

$$P = 7.2 \times 2.8 \times 9.7 = 195.6 \text{ t}$$

X9/Y2

$$W = 236 + 1.9 = 237 \text{ t}$$

$$P = 3.6 \times 6.5 \times 9.7 = 227 \text{ t}$$

X16/Y2

$$W = 237 + 2.6 = 239 \text{ t}$$

$$P = 227 \text{ t}$$

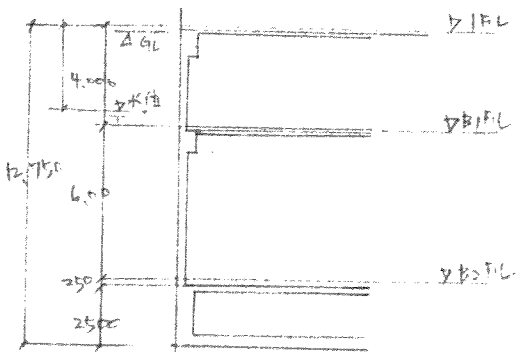
X17/Y2

$$W = 272 \text{ t}$$

$$P = 7.2 \times 6.5 \times 9.7 = 453 \text{ t}$$

$$\therefore \Delta P = 181 \text{ t}$$

$$u = 3.9 \text{ m}$$



$$w = 12.75 - 0.2 - 2.1 = 9.55 \text{ \textit{V/m}}$$

$$W_1 = 11.6 \times 9.55 = 110.67 \text{ t/m} \rightarrow 111 \text{ t/m}$$

鋼水板等自重 (b.l not)
 $w = 2.6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 0.84 = 3.44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

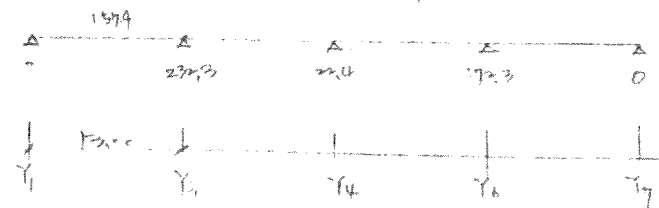
$$w_c = 3.44 \times 3.6 = 12.38 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \rightarrow 12.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

10

$$b = 65^+ \quad (\text{b.L. part})$$

	c	31	h
w ₁	-467.5	-707.7	-172.3
w ₂	168.5	255.0	67.3
P	119.0	87.3	37.5
	180.0	217	95.5

$b \times v = 8.0 \times 250$ $p_d = 0.4\%$
 $a_d = 74.8 \text{ m/s}^2$



右端

At: $\frac{(22.7 + 1.2) \times 10^3}{2.0 \times 240 \times 1.795} = 57.69 \text{ mm}^2$

At: $\frac{4}{3} \times 57.69 = 76.92 \quad 16 - 625$

中央

$$At = \frac{157.4 \times 10^2}{2.0 \times 240 \times 0.875} = 37.48 \text{ mm}^2$$

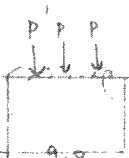
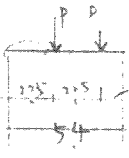
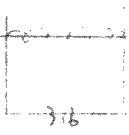
$$At = \frac{4}{3} \times 37.48 = 99.64 \text{ mm}^2 \quad 10-5.5$$

11/11/14

$$d = 2.15 \rightarrow 2.0$$

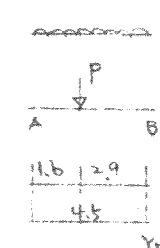
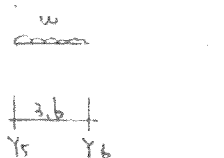
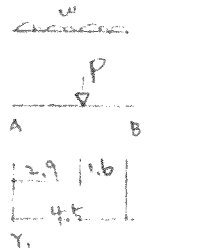
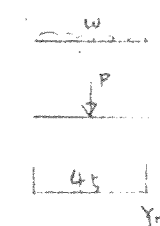
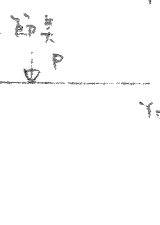
$$df_{\text{bij}}: 235, 2^+ \quad r_k$$

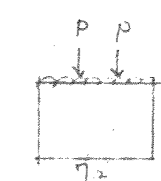
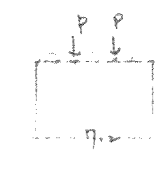
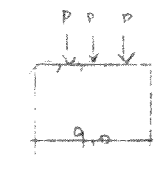
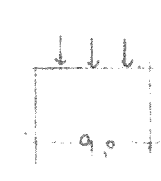
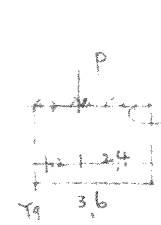
A10-8 C M O 表 (補-1.)

場所	内容	C	M ₀	Q
(4F) Y8~Y9 X17	 $ \begin{array}{r} wa \quad 0.3 \\ wp \quad 0.6 \\ \hline 0.9 \end{array} $ $P = (1.57 + 0.17) \times 2.25 \times 7.2 = 28.2$	$ \begin{array}{r} 6.1 \\ 79.2 \\ \hline 85.3 \end{array} $	$ \begin{array}{r} 9.1 \\ 126.7 \\ \hline 135.8 \end{array} $	$ \begin{array}{r} 4.1 \\ 42.3 \\ \hline 46.4 \end{array} $
(3F) 2F	 $ \begin{array}{r} wa \quad 0.23 \\ wp \quad 1.3 \\ \hline 1.53 \end{array} $ $P = (0.49 + 0.17) \times 2.25 \times 7.2 = 10.7$	$ \begin{array}{r} 3.7 \\ 8.2 \quad 5.9 \\ 1.4 \quad 6.7 \\ \hline 13.3 \quad 16.3 \end{array} $	$ \begin{array}{r} 5.6 \\ 12.2 \\ 4.9 \\ \hline 22.7 \end{array} $	$ \begin{array}{r} 4.2 \\ 6.2 \quad 4.5 \\ 1.8 \quad 8.9 \\ \hline 12.2 \quad 17.6 \end{array} $
3F X10~X11 Y6	 $ \begin{array}{r} wa \quad (0.75 + 0.03) \times 2.4 = 1.87 \\ wp \quad 0.4 \\ \hline 2.27 \end{array} $	2.8	3.4	3.8

M15F

C.M.Q表(補-2)

場所	内容	C	M ₀	Q ₀
Y ₃ ~Y ₅ X ₈	 $w = 0.23 = 0.23$ $0.23 \times 3.4 = 1.33$ 1.56	2.6	3.9	3.5
	 $w = 1.56$ $P = 0.81 \times 1.4 \times 3.75 + 13.1$ $+ 0.10 \times 3.4 \times 3.75 = 19.2^+$	A. 12.8 B. 9.0	3.9 19.8	3.5 12.4 6.8
Y ₅ ~Y ₆ X ₈	 $w = 0.23 = 0.23$ $0.23 \times 3.4 = 1.33$ $0.81 \times 1.325 = 1.07$ 2.63	2.6	4.3	4.7
Y ₆ ~Y ₇ X ₈	 $w = 1.56$ $P = (0.81 \times 1.45 + 0.67 \times 0.8) \times 3.75$ $+ 13.7 + 1.28 = 21.4^+$	A. 7.8 B. 14.2	3.9 22.1	3.5 9.6 13.8
	 $w = 1.56$ $P = 1.76 \times 2.25 \times 3.75 + 1.28$ $= 15.5^+$	A. 10.4 B. 16.8	3.9 26.0	3.5 11.1 17.3
	 $w = 1.56$ $P = 1.76 \times 2.25 \times 3.75 + 1.28$ $= 15.5^+$	8.7 11.3	3.9 21.3	3.5 7.8 11.3
	 $w = 1.56$ $P = (0.67 \times 0.8 + 1.76 \times 1.125) \times 3.75$ $+ 1.28 = 10.7^+$			

場所	内容	C	M ₀	Q ₀
(4F) Y ₉ ~Y ₁₀ X ₁₅	 $w = 0.23$ $P = (1.57 + 0.17) \times 2.4 \times (3.6 + 7.2) = 45.1$	1.0 72.2 73.2	15 108.3 109.8	0.9 45.1 46.0
(4F) Y ₁₀ ~Y ₁₁ X ₁₅	 $w = 0.23$ $P = (1.57 + 0.17) \times 2.4 \times (3.6 + 7.2) = 45.1$	1.0 27.4 28.4	11.5 41.1 42.6	0.9 17.1 18.0
(4F) Y ₁₁ ~Y ₁₂ X ₁₅	 $w = 0.23$ $P = (1.57 + 0.17) \times 2.4 \times (3.6 + 7.2) = 45.1$	2.0 118.8 120.8	3.0 190.0 193.0	1.4 63.5 64.9
(4F) Y ₁₂ ~Y ₁₃ X ₁₅	 $w = 0.23$ $P = (1.57 + 0.17) \times 2.4 \times (3.6 + 7.2) = 45.1$	2.0 48.0 50.0	3.0 70.8 73.8	1.4 25.7 27.1
(4F) Y ₁₃ ~Y ₁₄ X ₁₇	 $w = 0.23$ $w \times P = 0.62$ 0.83 $P = (1.57 + 0.17) \times 2.4 \times 7.2 = 30.1$	0.9 16.1 17.0 17.8	1.4 18.0 19.4	1.15 20.1 21.6 22.5
(4F) Y ₁₄ ~Y ₁₅ X ₁₇	 $w = 0.23$ $w \times P = 0.62$ 0.83 $P = (1.57 + 0.17) \times 2.4 \times 7.2 = 30.1$	1.7 6.1 7.8	2.5 3.0 4.7	2.8 7.6 10.4

A10-9 鋼梁
A) 大梁
1) フランジ

(SM50A)	Bolt (F10T)	SR (SM50A)
250×19	10-M20	R-12×250 2R-12×100
250×22	12-M20	R-12×250 2R-16×100
250×25	14-M20	R-16×250 2R-16×100
300×19	12-M20	R-12×300 2R-12×125
300×22	14-M20	R-12×300 2R-16×125
300×25	16-M20	R-16×300 2R-16×125
300×28	18-M20	R-16×300 2R-19×125

B) 小梁 (7.7")

	Bolt (F10T)	SR (SS41)
H-150×75×5×7	2-M16	2R-6×165
H-198×99×4.5×7	2-M16	2R-6×165
H-208×154×5×8	2-M20	2R-6×165
H-298×149×5.5×8	3-M20	2R-6×165
H-346×174×6×9	4-M20	2R-6×165
H-396×199×7×11	4-M20	2R-6×165
H-450×200×9×14	5-M20	2R-9×165

1) 7.7"

SS41	Bolt (F10T)	SR (SS41)
500×12	4-M20	2R-9×165
600×12	6-M20	2R-9×165
850×12	9-M20	2R-9×165
1000×16	12-M20	2R-12×165
1250×12	14-M20	2R-9×165
1350×16	16-M20	2R-12×165