

サイクルゲート風荷重強度検討書

単管控え柱仕様（標準）

【100角鋼管支柱】

CYGー 126 型（P type）

上部メッシュパネル仕様

2017年9月



日本セイフティー株式会社

- ・ 図面及び各種資料は、参考資料として作成しております。
- ・ 使用の際は、内容を確認の上ご使用いただけますようお願いいたします。

1. 設計条件

当検討書は、下記の条件のもとで検討するものである。

- ・ 当検討書は、基本風速設置地域周辺におけるゲートの転倒に関する一般的な検討書である。
- ・ 地盤は、地域・地層により変わるものである為、参考検討に留める。

参考検討数値 N値 粘性土 5
常用地耐力 50 kN/m²

- ・ 仮設工業会「改訂 風荷重に対する足場の安全技術指針」に準拠する。
- ・ 風荷重の計算にあたり、柱の検討については、安全を考慮し許容応力の割増しを行わず検討する。
- ・ 梁材の検討については、現状の仕様にて過去暴風時に破損した事例が無いことから、検討を省略する。
- ・ 台風や強風が予想されるときは、ゲートを開ける等の養生を行うことを条件とする。

<参考>

仮設工業会「改訂 風荷重に対する足場の安全技術指針」第4章 施工上の注意

2.6 台風及び強風が予想されるときは次の対策を講じる。

(1) シート等の取り出し、または巻き上げる等。

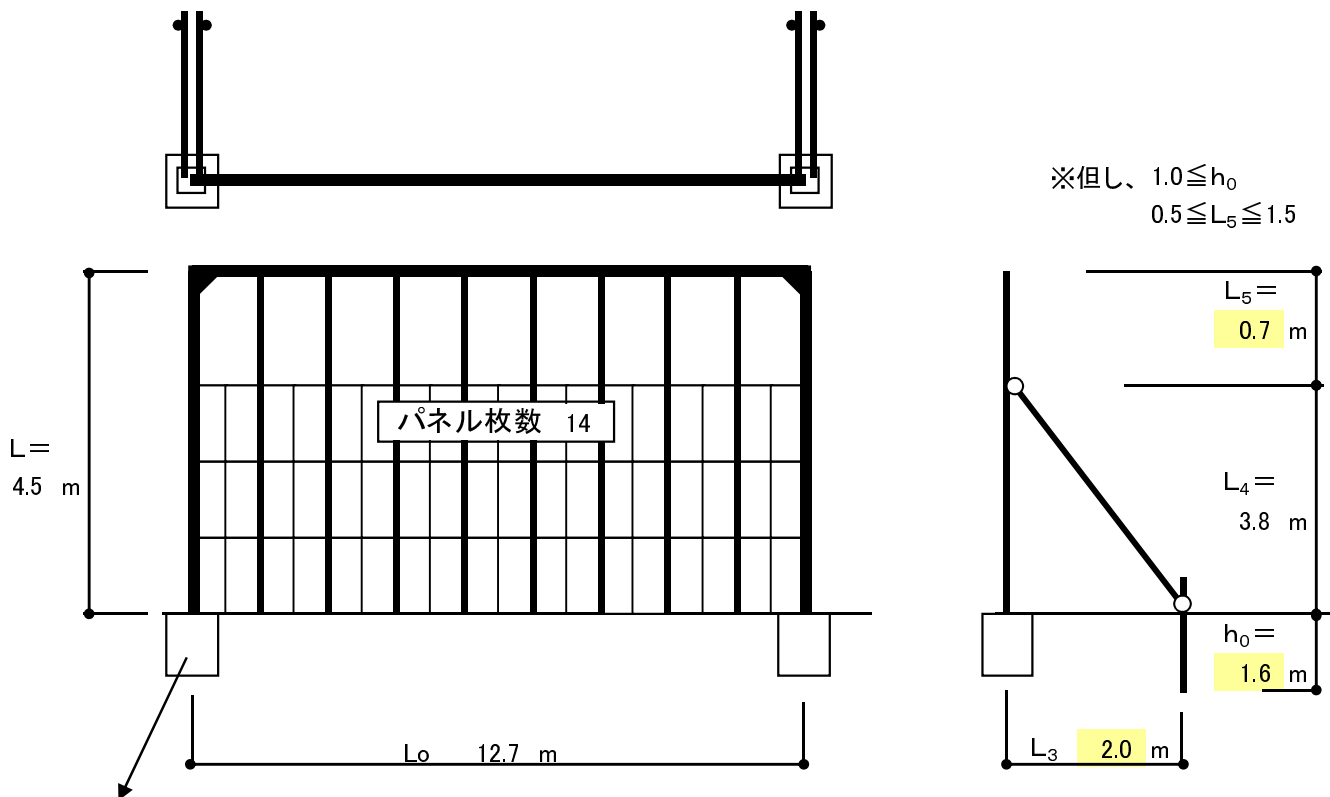
(強風とは、労働安全衛生規則の示す10分間の平均風速が毎秒10m以上の風をいう。)

2. 諸条件

梁材	12.7	m	柱高さ	4.5	m		
パネル数	14	枚	走行棒・側棒	16	本	控え柱本数(片側)	2 本
控え柱高さ	3.8	m	打込み単管長さ	1.6	m	控え柱幅	2.0 m

ゲート寸法図

※ 実際の形状とは異なる場合があります。



コンクリート基礎

短辺 Bk =	1.0 m
長辺 Dk =	1.0 m
深さ Hk =	1.0 m

3. 荷重条件

1) 固定荷重

ゲート自重(片側支柱支持分)

梁材	0.5	X	12.7 m	X	25 kgf/m	=	159 kgf	
パネル	7 枚	X	19 kgf			=	133 kgf	
走行棒・側棒	8 本	X	4.5 m	X	5 kgf/m	=	180 kgf	
合計					Ng	=	472 kgf	→ 4623 N

柱材 □-100X100×2.3 Nc = 6.95 kgf/m → 68 N/m

2) 風荷重 仮設工業会「改訂 風荷重に対する足場の安全技術指針」より

Vo(基準風速) = 18.00 表2.1より選定
東京23区 ただし、表に示す地域以外の場合、14m/sとする

Ke(台風時割増係数) = 1.00 表2.2より選定
ただし、表に示す地域以外の場合、1.0とする

S(地上Zにおける瞬間風速分布係数) = 1.19 表2.3より選定
(地域区分Ⅳ:一般市街地)

EB(近接高層建築物による風速の割増係数) = 1.00 図2.4より選定
※近隣に50m以上の高層建築物がないと仮定。
ただし、近接して高さ50m以上の高層建築物がない場合、高層建築物から50m以上離れている場合は1.0とする

地上Zにおける設計風速 Vz(m/s) (2.3)式より
Vz= Vo・Ke・S・EB = 21.4 m/s

設計用速度圧 qz(N/m²) (2.2)式より
qz = (5/8)・Vz・Vz = 286.8 N/m²

3.1 設計用速度圧

地上からの高さ Z における設計用速度圧は、式 (2.2) によって求めるものとする。

$$q_z = \frac{5}{8} \cdot V_z^2 \quad (2.2)$$

ここに、V_z : 地上 Z における設計風速 (m/s) で、3.2 項による。

3.2 設計風速

設計風速は、式 (2.3) により求めるものとする。

$$V_z = V_o \cdot K_e \cdot S \cdot E_n \quad (2.3)$$

ここに、V_o : 基準風速 (m/s) で、表 2.1 に示す地域を除き 14m/s とする。なお、本基準風速は再現期間 12 ヶ月に基づいたものである。
K_e : 台風時割増係数で、3.3 項により求める。
S : 地上 Z における瞬間風速分布係数で、3.4 項により求める。
E_n : 近接高層建築物による割増係数で、3.5 項により求める。

表2.1 基準風速 V_0

地方	基準風速	地 域	地方	基準風速	地 域
北海道	16m/s	後志総合振興局(20m/s並びに18m/s地域を除く全域)、宗谷総合振興局(18m/s地域を除く全域)、十勝総合振興局(全域)、石狩振興局(全域)、空知総合振興局(全域)、上川総合振興局(中川郡、雨竜郡幌加内町)、オホーツク総合振興局(20m/s並びに18m/s地域を除く全域)	北 陸 中 部	16m/s	新潟県(18m/s地域を除く全域)、富山県(全域)、山梨県(全域)、岐阜県(大垣市、不破郡、養老郡)、静岡県(18m/s地域を除く全域)、愛知県(18m/s地域を除く全域)、三重県(18m/s地域を除く全域)
	18m/s	根室振興局(20m/s地域を除く全域)、日高振興局(20m/s地域を除く全域)、後志総合振興局(島牧郡)、留萌振興局(全域)、檜山振興局(20m/s地域を除く全域)、宗谷総合振興局(稚内市、礼文郡、利尻郡、天塩郡幌延町、天塩郡豊富町)、釧路総合振興局(全域)、胆振総合振興局(全域)、渡島総合振興局(全域)、オホーツク総合振興局(斜里郡)		18m/s	新潟県(村上市、新発田市、新潟市、五泉市、燕市、佐渡市、阿賀野市、胎内市、長岡市、三島郡、岩船郡、北蒲原郡、西蒲原郡)、石川県(輪島市、珠洲市、七尾市、羽咋市、羽咋郡、鳳珠郡)、静岡県(御前崎市、掛川市、菊川市、牧之原市、榛原郡吉田町)、愛知県(田原市)、三重県(津市、松坂市、伊勢市、鳥羽市、志摩市、多気郡、度会郡)
	20m/s	根室振興局(根室市)、日高振興局(日高郡、浦河郡、様似郡、幌泉郡)、後志総合振興局(寿都郡)、檜山振興局(檜山郡)、オホーツク総合振興局(紋別市、紋別郡雄武町、紋別郡興部町)	近 畿	16m/s	滋賀県(全域)、大阪府(全域)、兵庫県(伊丹市、相生市、たつの市、赤穂市、西脇市、宝塚市、三木市、川西市、小野市、三田市、加西市、洲本市、加東市、淡路市、南あわじ市、神埼郡、多可郡、川辺郡、揖保郡、赤穂郡)、和歌山県(18m/s地域を除く全域)
東 北	16m/s	福島県(白河市、須賀川市、岩瀬郡、西白河郡)	中 国	18m/s	兵庫県(神戸市、姫路市、尼崎市、明石市、西宮市、芦屋市、加古川市、高砂市、加古郡)、和歌山県(和歌山市、有田市、海南市、海草郡)
	18m/s	青森県(全域)、岩手県(全域)、宮城県(全域)、秋田県(20m/s地域を除く全域)、山形県(酒田市、鶴岡市、飽海郡、東田川郡)		16m/s	鳥取県(全域)、山口県(萩市、長門市、下関市、山陽小野田市、宇部市、山口市、阿武郡)
	20m/s	秋田県(秋田市、由利本荘市、にかほ市)		18m/s	島根県(全域)
関 東	16m/s	茨城県(土浦市、石岡市、取手市、竜ヶ崎市の、水戸市、つくば市、常陸大宮市、小美玉市、鉾田市、神栖市、行方市、潮来市、稲敷市、かすみがうら市、守谷市、東茨城郡、稲敷郡、北相馬郡)栃木県(那須塩原市、大田原市、那須烏山市、那須郡)、群馬県(桐生市、前橋市、高崎市、伊勢崎市、太田市、館林市、沼田市、渋川市、みどり市、利根郡、佐波郡、邑楽郡)、埼玉県(秩父市、飯能市、秩父郡、入間郡、児玉郡を除く全域)、千葉県(館山市、鴨川市、南房総市、安房郡)、東京都(20m/s並びに18m/s地域を除く全域)、神奈川県(18m/s地域を除く全域)	四 国	16m/s	徳島県(阿波市、鳴門市、板野郡)、香川県(全域)、愛媛県(宇和島市、八幡浜市、大洲市、西予市、西宇和郡、北宇和郡、南宇和郡)
	18m/s	千葉県(20m/s並びに16m/s地域を除く全域)、東京都(23区内)、神奈川県(川崎市、横浜市、横浜須賀市、逗子市、鎌倉市、三浦市、三浦郡)		18m/s	徳島県(徳島市、小松島市、阿南市、那賀郡、海部郡)、高知県(安芸市、中村市、宿毛市、土佐清水市、四万十市、安芸郡、幡多郡、高岡郡四万十町)
	20m/s	千葉県(銚子市)、東京都(大島支庁、三宅支庁、八丈支庁、小笠原支庁)		20m/s	高知県(室戸市)
			九 州	16m/s	福岡県(北九州市、中間市、行橋市、京都郡苅田町、遠賀郡)、長崎県(平戸市、松浦市、佐世保市、壱岐市、対馬市、北松浦郡)、宮崎県(宮崎市、日南市、串間市)、鹿児島県(鹿児島市、枕崎市、指宿市、鹿児島市、南九州市、曾於市、南さつま市、志布志市、曾於郡、肝属郡)
			沖 縄	18m/s	長崎県(五島市、南松浦郡)、鹿児島県(奄美市、大島郡)
				18m/s	沖縄県(全域)

表2.2 台風時割増係数 K_t

地方名	県 名	割増し係数
中 国	山口県	1.1
九 州	福岡県	1.1
	佐賀県	
	長崎県	
	熊本県	
	大分県	
沖 縄	宮崎県	1.2
	鹿児島県	
	沖縄県	1.2

表2.3 瞬間風速分布係数 S

地上からの高さ $Z(m)$	地 域 区 分				
	I 海岸・海上	II 草原・田圃	III 郊外・森	IV 一般市街地	V 大都市市街地
0-5	1.65	1.50	1.35	1.19	1.07
5-10	1.65	1.50	1.35	1.19	1.07
10-15	1.74	1.62	1.47	1.25	1.07
15-20	1.74	1.62	1.47	1.25	1.07
20-25	1.84	1.74	1.59	1.36	1.13
25-30	1.84	1.74	1.59	1.36	1.13
30-35	1.84	1.74	1.59	1.36	1.13
35-40	1.84	1.74	1.68	1.46	1.22
40-45	1.92	1.85	1.68	1.46	1.22
45-50	1.92	1.85	1.68	1.46	1.22
50-55	1.92	1.85	1.68	1.55	1.31
55-60	1.92	1.85	1.77	1.55	1.31
60-65	1.92	1.85	1.77	1.55	1.31
65-70	1.92	1.85	1.77	1.55	1.31
70-100	1.99	1.94	1.84	1.64	1.41

(注) 地上からの高さ Z ; 0-5 の表示は、0 m以上-5 m未満とよむ。

3.5 近接高層建築物による影響

近接する高さ50m以上の高層建築物による風速の増倍係数 E_s は、高層建築物からの至近距離 L に対して以下の値とする。

- (1) 近接して高層建築物がない場合、もしくは高層建築物から至近距離 L が、図2.4の(a)の L_1 を超える場合には、 $E_s = 1.0$ とする。
- (2) 高層建築物から至近距離 L が、図2.4の(a)の L_1 以下となる場合には、地上からの高さ $Z \leq H/2$ の範囲において以下の値とする。

$E_s = 1.1$ とする範囲 : $L_2 < L \leq L_1$

$E_s = 1.2$ とする範囲 : $L_3 < L \leq L_2$

$E_s = 1.3$ とする範囲 : $L_4 \leq L \leq L_3$

ここに、
 H : 近接する高層建築物の高さ (m)
 L_1, L_2, L_3, L_4 : 図2.4の(a),(b),(c),(d)により求める高層建築物からの距離 (m)

(注) 図中の $W+D$ は、それぞれ近接高層建築物の幅 W と奥行 D (単位: m) の合計とする。また、図示した線上の $W+D$ 以外の値については、直線補間により距離 $L_1 \sim L_4$ を求めるものとする。

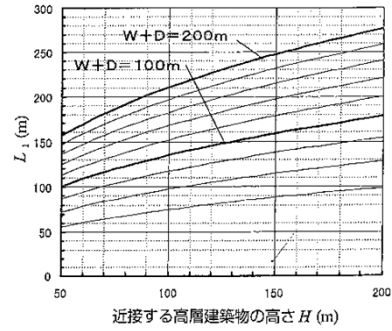


図2.4 (a) L_1

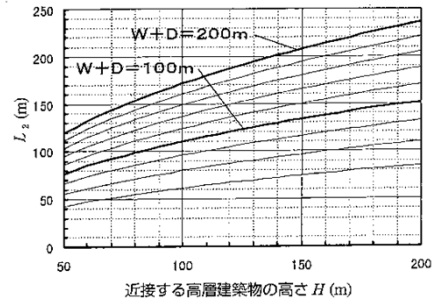


図2.4 (b) L_2

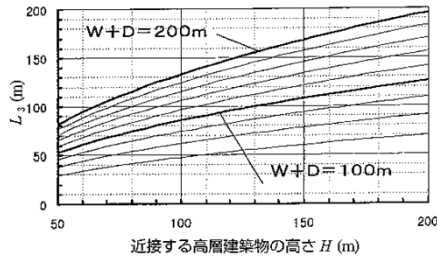


図2.4 (c) L_3

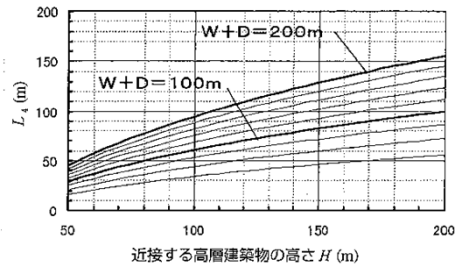


図2.4 (d) L_4

3) 風力係数の検討

仮設工業会「改訂 風荷重に対する足場の安全技術指針」より

H= 4.5 m
B= 12.6 m より

$\gamma = 0.0$ (枠足場でなく、1構面のみの構成)

$\phi_{(1)} = 1.0$ (エンボスパネル/エコパネル及び梁・柱の場合)

$\phi_{(2)} = 0.6$ (メッシュパネルの場合)

$Co_{(1)} = 2.00$ (図2.5 にて充実率1.0として)

$Co_{(2)} = 1.38$ (図2.5 にて充実率0.6として)

ゲートは地上から立ち上がっている為

$2H/B = 0.7$

$R = 0.6$ 図2.6より

$F = 1.0$ 図2.7および表2.4より

エンボスパネル/エコパネル及び梁・柱の場合

$$C = (0.11 + 0.09\gamma + 0.945 \cdot Co_{(1)} \cdot R) \cdot F = 1.24 \rightarrow 1.3 \text{ として検討する。}$$

メッシュパネルの場合

$$C = (0.11 + 0.09\gamma + 0.945 \cdot Co_{(2)} \cdot R) \cdot F = 0.89 \rightarrow 0.9 \text{ として検討する。}$$

4.1 足場の風力係数

足場の風力係数は、式(2.4)によって求めるものとする。

$$C = (0.11 + 0.09\gamma + 0.945C_o \cdot R) \cdot F \quad (2.4)^*$$

ここに、 C : 足場の風力係数

γ : 第2構面風力低減係数で、 $\gamma = 1 - \phi$ とする。なお、第1構面のみで構成される足場については $\gamma = 0$ とする。

ϕ : シート及びネットの充実率

C_o : シート、ネットおよび防音パネル等の基本風力係数で、4.2項により求める。

R : シート、ネットおよび防音パネルの縦横比(L/B 、 $2H/B$)による形状補正係数で、4.3項により求める。

F : 建築物に併設された足場の設置位置による補正係数で、4.4項により求める。

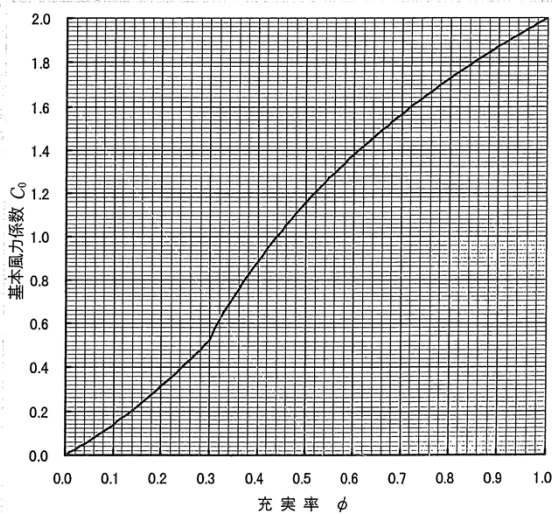


図2.5 シート、ネットおよび防音パネルの基本風力係数

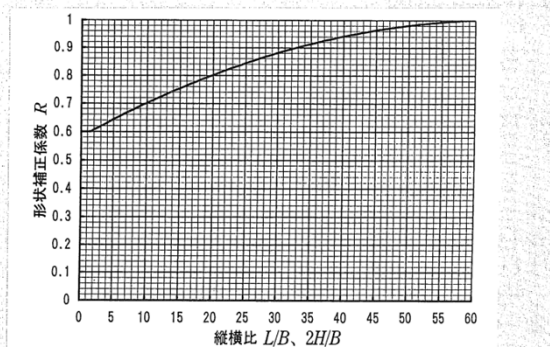


図2.6 シート、ネットおよび防音パネルの縦横比による形状補正係数 R

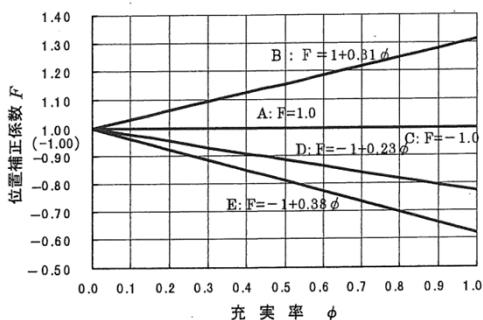


図2.7 併設足場の設置位置による補正係数 F

表2.4 併設足場の設置位置による補正係数 F の適用

足場の種類	風力の方向 ¹⁾	シート・ネットの取り付け位置	F
独立して設置された足場	正・負	全部分	A
建物外壁面に沿って設置された足場	正	上層2層部分 その他の部分	A B(A ²⁾)
	負	開口部付近および突出部 ²⁾	C
		隅角部から2スパンの部分 その他の部分	D E

注1) 正の風力とはシート等が建物に向かって押される場合をいう。

注2) 開口部付近とは、シート等の開口部から2スパンの距離間とする。
また、突出部とは建物頂部より突出した部分をいう。

注3) 足場の一部分にシート等を取り付けた場合は、Fの値として図2.7に示すAを適用することができる。

4. 許容応力度 仮設工業会「改訂 風荷重に対する足場の安全技術指針」より

STKR400	引張 f_t ・圧縮 f_c ・曲げ f_b	:	163	N/mm ²
	せん断 f_s	:	93	N/mm ²
SS400	引張 f_t ・圧縮 f_c ・曲げ f_b	:	157	N/mm ²
	せん断 f_s	:	89	N/mm ²
STK500	引張 f_t ・圧縮 f_c ・曲げ f_b	:	237	N/mm ²
	せん断 f_s	:	135	N/mm ²

表3.1 鋼材の許容応力

単位：N/mm²

種	類	引張	圧縮	曲げ	せん断	支圧
SS400	鋼材の厚さ16mm以下	163	93	245		
	鋼材の厚さ16mmを超え40mm以下	157	89	235		
	鋼材の厚さ40mmを超えるもの	143	82	215		
STK400		157	89	235		
STKR400		163	93	245		
STKR490		217	124	325		
STK500		237	135	355		

表3.2 鋼材の許容座屈応力

細長比 $\frac{\ell}{i}$	$\frac{\ell}{i} \leq \Lambda$	$\frac{\ell}{i} > \Lambda$
許容座屈応力 (N/cm ²)	$f_k = \frac{1 - 0.4(\frac{\ell}{i} / \Lambda)^2}{\nu} F$	$f_k = \frac{0.29}{(\frac{\ell}{i} / \Lambda)^2} F$

ここに、 ℓ ：支柱の長さ（支柱が水平方向の変位を拘束されているときは、拘束点間の長さのうちの最大の長さ）[cm]

i ：支柱の最小断面二次半径 [cm]

Λ ：限界細長比 $= \sqrt{\pi^2 E / 0.6 F}$ ただし π ：円周率
 E ：当該鋼材のヤング係数 [N/cm²]

f_k ：許容座屈応力の値 [N/cm²]

ν ：安全率 $= 1.5 + 0.57(\frac{\ell}{i} / \Lambda)^2$

F ：当該鋼材の降伏点強さの値又は引張強さの値の3/4の値のいずれか小さい値 [N/cm²]

3.2 各部材の許容耐力

足場に使用する部材及び附属金具の許容耐力は、次によるものとする。

(1) 壁つなぎ用金具の許容耐力

許容引張力
許容圧縮力 } 4.41kN

(2) ジョイントの許容耐力

イ. 脚柱ジョイント

許容引張力 { アームロック式 2.94kN
 { ビンロック式 4.90kN

ロ. 単管ジョイントの許容耐力

許容引張力 7.35kN
許容圧縮力 18.6kN

(座屈長さ180cmの鋼管の中央部にジョイントがある場合)

許容曲げモーメント 59.6kN・cm

(3) 建わくの許容耐力

表3.3 建わくの許容圧縮力

種	類	許容圧縮力(kN/1枠)
1800以下の標準わく		42.6
1800を超える標準わく		39.2
簡易わく		34.3
拡幅わく		29.4
狭幅わく		

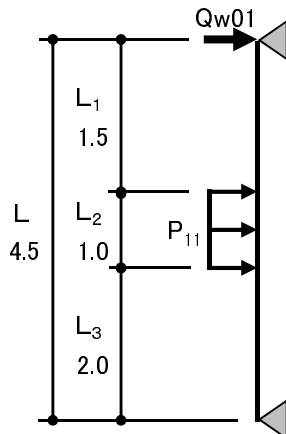
(4) 緊結金具の許容耐力

直交型クランプ 4.90kN
自在型クランプ 3.43kN

(5) 鉄骨用クランプの許容耐力

押しボルトと直交方向 3.09kN
押しボルトと平行方向 4.41kN

5. 柱の応力算定(1)



1) 上部1mについて

メッシュパネル仕様

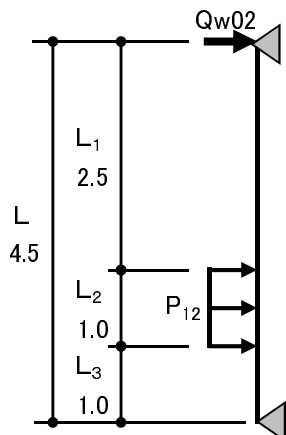
板状構造物の風力係数 $C = 0.9$ 、ゲートパネル幅 0.9 m/枚より

$$\begin{aligned} P_{11} &= qz \cdot C \cdot A \\ &= 286.8 \times 0.9 \times 0.9 = 232.3 \text{ N/m} \end{aligned}$$

左図より、梁材反力は、

$$\begin{aligned} Qw01 &= P_{11} \cdot L_2 \cdot (L_2/2 + L_3)/L \\ &= 232.3 \times 1.0 \times (1.0/2 + 2.0) / 4.5 \\ &= 129.0 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{全水平力 } Hw01 = P_{11} \cdot L_2 = 232.3 \text{ N}$$



2) 中央部1mについて

エンボスパネル/エコパネル仕様

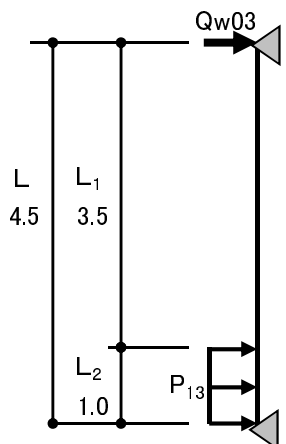
板状構造物の風力係数 $C = 1.3$ 、ゲートパネル幅 0.9 m/枚より

$$\begin{aligned} P_{12} &= qz \cdot C \cdot A \\ &= 286.8 \times 1.3 \times 0.9 = 335.5 \text{ N/m} \end{aligned}$$

左図より、梁材反力は、

$$\begin{aligned} Qw02 &= P_{12} \cdot L_2 \cdot (L_2/2 + L_3)/L \\ &= 335.5 \times 1.0 \times (1.0/2 + 1.0) / 4.5 \\ &= 111.8 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{全水平力 } Hw02 = P_{12} \cdot L_2 = 335.5 \text{ N}$$



3) 下部1mについて

エンボスパネル/エコパネル仕様

板状構造物の風力係数 $C = 1.3$ 、ゲートパネル幅 0.9 m/枚より

$$\begin{aligned} P_{13} &= qz \cdot C \cdot A \\ &= 286.8 \times 1.3 \times 0.9 = 335.5 \text{ N/m} \end{aligned}$$

左図より、梁材反力は、

$$\begin{aligned} Qw03 &= P_{13} \cdot L_2^2 / (2 \times L) \\ &= 335.5 \times 1.0^2 / 9.0 \\ &= 37.3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{全水平力 } Hw03 = P_{13} \cdot L_2 = 335.5 \text{ N}$$

ゆえに、求めるゲートパネル1枚毎に作用する風荷重は、

$$Qw0 = Qw01 + Qw02 + Qw03 = 278.2 \text{ N}$$

ゲート片側支柱は 7 枚分のパネル荷重及び

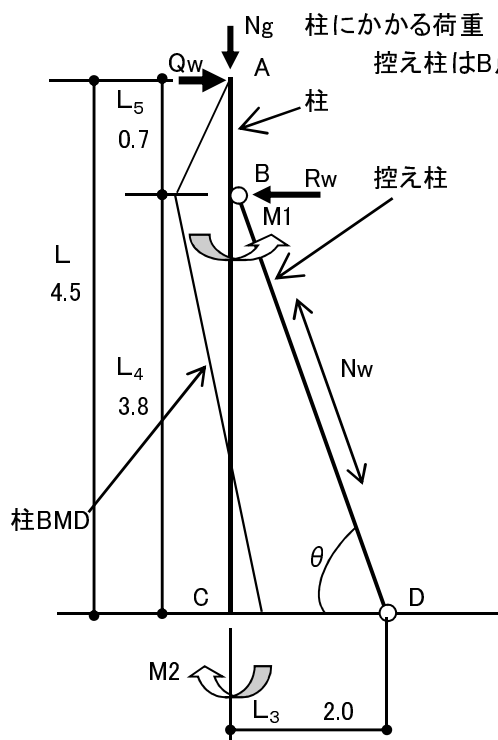
梁部風荷重を支持するので、

支柱先端に作用する総荷重は、

$$\begin{aligned} \text{受圧面積 } At &= (\text{梁スパン}/2) \times (\text{梁成}) + (\text{柱高さ}) \times (\text{柱成}) \\ &= (12.7/2) \times 0.1 + (4.5 \times 0.1) = 1.09 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Qw &= 7 \times Qw0 + 1.1 \times qz \times C \\ &= 7 \times 278.2 + 1.09 \times 286.8 \times 1.3 \\ &= 2352 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{全水平力 } Hw &= (Hw01 + Hw02 + Hw03) \times 7 \text{ 枚} + 1.09 \times 286.8 \times 1.3 \\ &= 6728 \text{ N} \end{aligned}$$



柱にかかる荷重
控え柱はB点で柱を支持するとすると、柱のBMDは左図のようになる。

$$\begin{aligned}
 R_w &= Q_w \times (2 \times L_4 + 3 \times L_5) / (2 \times L_4) \\
 &= 3001 \text{ N} \\
 M_1 &= Q_w \times L_5 \\
 &= 1646 \text{ N}\cdot\text{m} \\
 M_2 &= (1/2) \times Q_w \times L_5 \\
 &= 824 \text{ N}\cdot\text{m} \\
 N_w &= R_w / \cos \theta \\
 &= R_w \times (\sqrt{(L_4^2 + L_3^2)} / L_3) \\
 &= 6444 \text{ N}
 \end{aligned}$$

2) 部材の検定

ヤング係数

$$E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$$

基準強度 STKR400

$$F = 245 \text{ N/mm}^2$$

SS400

$$F = 235 \text{ N/mm}^2$$

STK500

$$F = 355 \text{ N/mm}^2$$

使用する部材の断面性能

支柱 □-100×100×2.3 STKR 400 JIS G 3466

$$\text{断面積} \quad A = 8.852 \text{ cm}^2 = 885 \text{ mm}^2$$

$$\text{断面2次モーメント} \quad I = 140 \text{ cm}^4 = 1400000 \text{ mm}^4$$

$$\text{断面係数} \quad Z = 27.9 \text{ cm}^3 = 27900 \text{ mm}^3$$

$$\text{断面2次半径} \quad i = 3.97 \text{ cm} = 40 \text{ mm}$$

控え柱 φ 48.6×2.4 STK 500 JIS G 3444

$$\text{断面積} \quad A = 3.483 \text{ cm}^2 = 348 \text{ mm}^2$$

$$\text{断面2次モーメント} \quad I = 9.32 \text{ cm}^4 = 93200 \text{ mm}^4$$

$$\text{断面係数} \quad Z = 3.83 \text{ cm}^3 = 3830 \text{ mm}^3$$

$$\text{断面2次半径} \quad i = 1.64 \text{ cm} = 16 \text{ mm}$$

6.柱の応力算定(2)

圧縮力

i) A・B材 片持ち柱として検討する。

$$\begin{aligned} \text{支点間の長さ } \ell &= L5 \times 2 = 140 \text{ cm} \\ \text{細長比 } \lambda &= \ell / i = 35.3 \\ \text{限界細長比 } \Lambda &= \sqrt{\pi^2 \cdot E / 0.6 \cdot F} = 117 \\ \lambda / \Lambda &= 0.30 \quad (\lambda = \ell / i \leq \Lambda \text{ より}) \\ f_c &= (1 - 0.4(\lambda / \Lambda)^2) / (1.5 + 0.57(\lambda / \Lambda)^2) \cdot F \\ &= 152 \text{ N/mm}^2 < 163 \text{ N/mm}^2 \\ \therefore \text{許容圧縮応力度 } f_c &= 152 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_g &= 4623 \text{ N} \\ N_c &= 68 \text{ N/m} \\ N &= N_g + N_c \cdot L5 = 4671 \text{ N} \\ \sigma_c &= N/A = 5.3 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \sigma_c / f_c = 0.03 < 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ii) B・C材 一端ピン他端固定柱として検討する。

$$\begin{aligned} \text{支点間の長さ } \ell &= L4 \times 0.7 = 266 \text{ cm} \\ \text{細長比 } \lambda &= \ell / i = 67.0 \\ \text{限界細長比 } \Lambda &= \sqrt{\pi^2 \cdot E / 0.6 \cdot F} = 117 \\ \lambda / \Lambda &= 0.57 \quad (\lambda = \ell / i \leq \Lambda \text{ より}) \\ f_c &= (1 - 0.4(\lambda / \Lambda)^2) / (1.5 + 0.57(\lambda / \Lambda)^2) \cdot F \\ &= 126 \text{ N/mm}^2 < 163 \text{ N/mm}^2 \\ \therefore \text{許容圧縮応力度 } f_c &= 126 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_g &= 4623 \text{ N} \\ N_c &= 68 \text{ N/m} \\ N &= N_g + N_c \cdot L + R_w \cdot L4 / L3 = 4623 + 68 \cdot 4.5 + 3001 \cdot 3.8 / 2 = 10632 \text{ N} \\ \sigma_c &= N/A = 12.0 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \sigma_c / f_c = 0.10 < 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

曲げ応力

$$\begin{aligned} M_{\max} &= M1 = 1646 \text{ N}\cdot\text{m} \\ \sigma_b &= M/Z = 59.0 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \sigma_b / f_b = 0.36 < 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

せん断応力

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= R_w = 3001 \text{ N} \\ \tau &= Q/A = 3.4 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \tau / f_s = 0.04 < 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

合成応力

i) A・B材 $\sigma_b / f_b + \sigma_c / f_c = 0.36 + 0.03 = 0.40 < 1.0 \quad \text{OK}$

ii) B・C材 $\sigma_b / f_b + \sigma_c / f_c = 0.36 + 0.10 = 0.46 < 1.0 \quad \text{OK}$

$$\sqrt{((\sigma_b + \sigma_c)^2 + 3 \cdot \tau^2)} / f_t = 0.44 < 1.0 \quad \text{OK}$$

7. 控え柱の応力算定 B・D材(単管φ48.6×2.4 STK500 2本使い)

許容圧縮応力度 f_c …※主たる荷重が風荷重であるため、許容応力を割り増して、耐力を確認する。

両端ピン柱として検討する。

$$\begin{aligned} \text{支点間の長さ } \ell &= \sqrt{L_3^2 + L_4^2} = (200^2 + 380^2)^{1/2} \\ &= 429 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{細長比 } \lambda = \ell / i = 429 / 1.64 = 262$$

$$\begin{aligned} \text{限界細長比 } \Lambda &= \sqrt{\pi^2 \cdot E / 0.6 \cdot F} \\ &= \sqrt{\pi^2 \times 2.05 \times 10^5 / 0.6 \times 355} = 97.5 \\ \lambda / \Lambda &= 2.69 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_c &= 0.29 \cdot F / (\lambda / \Lambda)^2 \quad (\lambda = \ell / i > \Lambda \text{ より}) \\ &= 14.3 \text{ N/mm}^2 < 237 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore \text{許容圧縮応力度 } f_c = 14.3 \text{ N/mm}^2$$

圧縮力 -Qw時で検討する。

$$\begin{aligned} N = N_w &= 6444 \text{ N} \\ \sigma_c &= N / (2 \times A) = 9.3 \text{ N/mm}^2 \quad \therefore \sigma_c / (1.3 \cdot f_c) = 0.50 < 1.0 \quad \text{OK} \\ &\text{(単管2本使用のためAは2本分とし、風荷重のみを受けるため、許容応力を割り増しとする)} \end{aligned}$$

単管クランプの許容耐力

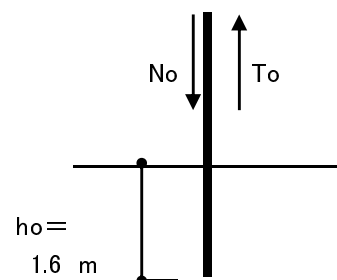
$$\begin{aligned} \text{自在型クランプ } F_k &= 3.43 \text{ kN} = 3430 \text{ N} \\ N = N_w / 2 &= 3222 \text{ N} \quad \therefore N / F_k / 1.3 = 0.72 < 1.0 \quad \text{OK} \\ &\text{(単管2本使用のためNは} N_w / 2 \text{とし、風荷重のみを受けるため、許容応力を割り増しとする)} \end{aligned}$$

8. 柱脚部の検討 (8章は参考検討とする。)

(1) 控え柱柱脚部の検討

日本建築学会「建築基礎構造設計指針」2009年、平成13年国土交通省告示第1113号
及び 日本建築学会「山留め設計施工指針」に準拠する。

- 1) 条件 単管打込み長さ $h_o = 1.6 \text{ m}$
 N 値 $N = 5$ 粘性土
 単管直径 $D = 4.86 \text{ cm} = 0.049 \text{ m}$
 単管有効断面積 $A_p = 18.6 \text{ cm}^2 = 0.0019 \text{ m}^2$



- 2) 軸力 $N_w = 6444 \text{ N}$
 $L_3 = 2.0 \text{ m}$
 $L_4 = 3.8 \text{ m}$

単管アンカーには、風の向きにより圧縮・引張がかかる。

また、軸力は2本の単管パイプにより支持されることから1本当りの軸力は1/2となる。

ゆえに、打込み単管の1本当りの軸力は以下となる。

$$\begin{aligned} \text{圧縮力 } N_o &= N_w \cdot (L_4 / (\sqrt{L_4^2 + L_3^2})) / 2 = 2851 \text{ N} \\ \text{引張力 } T_o &= N_w \cdot (L_4 / (\sqrt{L_4^2 + L_3^2})) / 2 = 2851 \text{ N} \end{aligned}$$

3) 地盤の許容支持力の算定

安全率2とする。

α 杭先端の支持力係数	=	300
N 杭先端付近の地盤の平均N値	=	5
A_p 杭先端の有効断面積	=	0.0019 m^2
N_s 杭周辺の地盤のうち砂質土地盤の平均N値	=	0
L_s 砂質土部分に接する長さの合計	=	0.0 m
q_u 杭周辺の地盤のうち粘性土地盤の一軸圧縮強度	=	62.5 kN/m^2
L_c 粘性土部分に接する長さの合計	=	1.6 m
ψ 基礎杭の周囲の長さ	= $D \cdot \pi$	= 0.15 m

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{1}{2} \left\{ \alpha \cdot \bar{N} \cdot A_p + \left[\frac{10}{3} \cdot \bar{N}_s \cdot L_s + \frac{1}{2} \bar{q}_u \cdot L_c \right] \phi \right\} \\ &= 5.2 \text{ kN} = 5208 \text{ N} \quad \therefore N_o / R_a = 0.55 \leq 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

4) 地盤の引抜き力の検定

安全率2とする。

$$\begin{aligned} uR_a &= \frac{1}{2} \cdot \left\{ \frac{4}{5} \left[\frac{10}{3} \cdot \bar{N}_s \cdot L_s + \frac{1}{2} \bar{q}_u \cdot L_c \right] \phi \right\} \\ &= 3.1 \text{ kN} = 3054 \text{ N} \quad \therefore T_o / uR_a = 0.93 \leq 1.0 \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(2) 支柱アンカーボルトの検討

1) 条件	アンカーボルト本数	4 本
	アンカーボルトピッチ	$L_p = 400 \text{ mm}$
	アンカー打込み深さ	$l = 550 \text{ mm}$
	アンカー直径	$\phi = 18 \text{ mm}$ 有効断面積 $A_e = 191 \text{ mm}^2$
	コンクリート許容付着応力度	$f_a = 0.7 \text{ N/mm}^2$
	鉄筋の許容引張応力度	$f_t = 157 \text{ N/mm}^2$ SR235程度 $F = 235 \text{ N/mm}^2$
	鉄筋の許容せん断応力度	$f_s = 89 \text{ N/mm}^2$ …安全側を考慮し、SS400材と同値を採用した。

アンカーボルトのせん断に対する検討(1本当たり)

$$Q = H_w/4 = 6728/4 = 1682 \text{ N} \cdots ※$$

※せん断力について、ゲート頂部の水平力は控え柱側打込単管が負担するが、本項では安全側となるよう全水平力をせん断力として検討する。

$$\tau = 1682 / 191 = 8.81 \text{ N/mm}^2$$

$$\therefore \tau / f_s = 8.81 / 89 = 0.10 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

※せん断力を考慮した場合の許容引張応力度の算出

$$f_{ts} = 1.4 \cdot f_{to} - 1.6 \cdot \tau = 205.23 \text{ N/mm}^2 \quad \cdots f_{ts} > f_{to} \quad f_t = f_{to} \text{にて決定}$$

$$\therefore \text{アンカーボルト設計用許容引張応力度 } f_t = 157 \text{ N/mm}^2$$

2) アンカーボルト1本当りの軸力 N

$$M_2 = 824 \text{ N} \cdot \text{m} \quad \text{風圧による転倒軸力 } N_{wt} = R_w \cdot L_4 / L_3 = 3001 \cdot 3.8 / 2 = 5703 \text{ N} \quad (R_w = 3001 \text{ N})$$

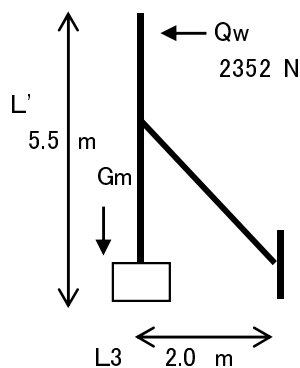
$$\text{引張力 } T = M_2 / L_p / 2 + N_{wt} / 4 = 2456 \text{ N}$$

(自重による荷重はないものとして検討する)

$$T / (f_t \cdot A_e) = 0.082 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$T / (f_a \cdot l \cdot \phi \cdot \pi) = 0.113 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

(3) 安定性の検討



左記の単純モデルとして考えたときの基礎ブロック部分にかかる最大押し付け力と地耐力を検討する。

$$\begin{aligned} \text{コンクリート比重 } \rho &= 23.0 \text{ kN/m}^3 \\ \text{基礎部面積 } S &= B_k \cdot D_k = 1.0 \text{ m}^2 \\ \text{基礎重量 } B_m &= 23.0 \text{ kN} \quad (= \rho \cdot B_k \cdot D_k \cdot H_k) \\ \text{常用地耐力 } W &= 50 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

ゲート重量による荷重

$$\begin{aligned} G_m &= N_g + N_c \times L = 4930 \text{ N} \\ (N_g &= 4623 \text{ N}) \\ (N_c &= 68 \text{ N/m}) \\ (L &= 4.5 \text{ m}) \end{aligned}$$

風荷重によるモーメント荷重

$$F_m = Q_w \times L' / L_3 = 6467 \text{ N}$$

最大接地圧

$$W_g = (F_m + G_m + B_m) / S = 34 \text{ kN/m}^2$$

コンクリート基礎

短辺 $B_k = 1.0 \text{ m}$

長辺 $D_k = 1.0 \text{ m}$

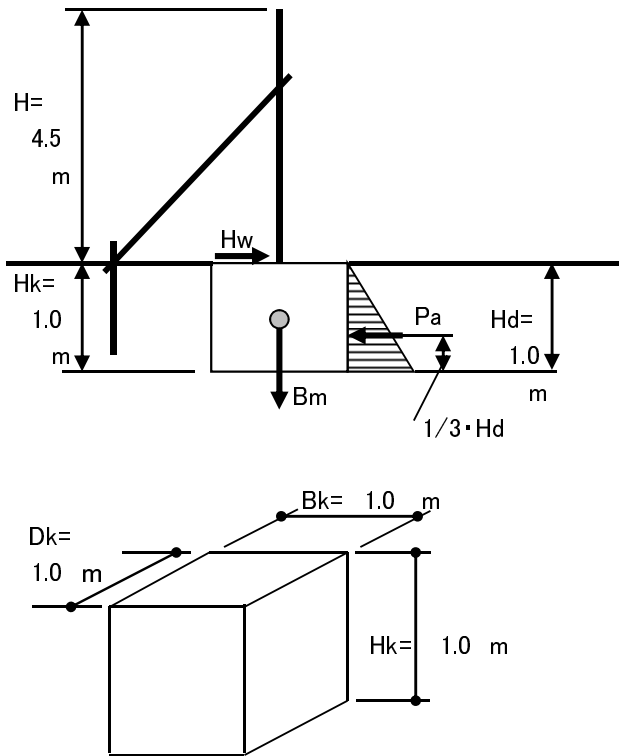
深さ $H_k = 1.0 \text{ m}$

$$\text{ゆえに } W_g / W = 0.69 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

(4) 水平力の検討

基礎底部の摩擦力は考慮する。

水平力は、コンクリート基礎が負担すると仮定し、打込み単管は無視する。



(1) 条件

ゲート高さ	$H =$	4.5 m
基礎高さ	$H_k =$	1.0 m
地盤高	$H_d =$	1.0 m
ゲート自重	$G_m =$	4930 N
基礎自重	$B_m =$	23000 N
全水平力	$H_w =$	6728 N

(2) 抵抗力

i) 基礎全面の受働土圧による

地盤状況	粘性土
地盤のN値	$N =$ 5
内部摩擦角	$\phi =$ 0.0 °
粘着力	$c =$ 31.3 kN/m ²

土の湿潤単位体積重量 $\gamma_t =$ 14000 N/m³

受働土圧の上限值

$$P_p = \begin{cases} \gamma_t \cdot H_d \cdot \tan^2(45^\circ + \phi/2) & (\text{砂質土}) \\ \gamma_t \cdot H_d \cdot \tan^2 45^\circ + 2 \cdot c \cdot \tan 45^\circ & (\text{粘性土}) \end{cases}$$
$$= 76500 \text{ N/m}^2$$

$$\therefore \text{受働土圧 : } P_a = P_p \cdot H_d / 2 \cdot B_k = 38250 \text{ N}$$

ii) 底面摩擦による水平抵抗力

基礎底面と支持地盤のすべり摩擦係数 $\mu =$ 0.55

(出典: 日本建築学会「建築基礎構造設計指針」)

$$R_f = B_m \times \mu = 12650 \text{ N}$$

$$H_r = P_a + R_f = 50900 \text{ N}$$

$$\therefore (1)、(2) \text{より} \quad H_w / H_r = 0.13 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$