

建設省河川局開発課監修

クレストラジアルゲート設計要領(案)

同 解 説

昭和 60 年 8 月

財団法人 國土開発技術研究センター

貸出し用

まえがき

ダムは、洪水調節あるいは、都市用水、かんがい用水、発電用水等の水資源開発の目的で河川を横断して構築される大規模な河川工作物であり、これらの諸目的のために制水、取水及び放流等の流量制御を適確に果すこととする重要な構造物である。

近年ゲート等水理構造物の製作技術の進歩に伴いその規模の大型化、設置場所の水深の増大化にあり、さらに放流量の大きいものも増えているが、ダムの放流による下流域の河川及び流域住民に対する影響を考えれば水理構造物の設計施工にあたっては、より慎重な対応が必要である。

建設省においてゲートに関する技術基準としては、河川管理施設等構造令、および同施行規則並びに河川砂防技術(案)等があるが、それらは、いずれも大綱について規定している。そのため実際の設計にあたって遭遇する詳細な部分については、設計者個人の判断に委ねられている部分も少なくなく、(社)水門鉄管協会の水門鉄管技術基準等を参考にして従来の実例を踏まえて設計されており、細部にわたる統一的な技術基準が望まれていた。

このような状況から建設省河川局では、建設省技術研究会の指定課題のテーマとして取り上げ、本省、土木研究所、地方建設局等の協力により、ゲートについて多くの調査及び検討を行った。さらに昭和58年度に学識経験者等で構成する「ダムゲート等設計調査委員会」(委員長:村幸雄 明星大学教授)を(財)国土開発技術研究センターにおいて設立し、調査研究して頂き クレストラジアルゲート設計要領(案)をとりまとめた。

本書は上記の調査・研究の段階で収集整理された資料および論議された内容のうち、特に技術的に重要なものの設計実務に役立つ手法、設計事例等を加えて解説したものでありゲートの設計に携わる技術者の参考となれば幸いである。

昭和60年 8月

建設省河川局開発課長
志水茂明

ダムゲート等設計調査委員会

座長	村 幸雄	明星大学 教授
委員	石井 文雄	防衛大学 教授
"	寺島 旭	八千代エンジニアリング㈱取締役
"	細田 和男	三井共同建設コンサル㈱技術顧問
幹事	山内 彪	建設省河川局開発課開発調整官
"	橋本 健	建設省河川局開発課課長補佐
"	城島 誠之	建設省土木研究所ダム部部長
"	藤沢 侃彦	建設省土木研究所ダム構造研究室室長
"	加藤 敏治	建設省土木研究所ダム水工研究室室長
"	新井田有二	建設省土木研究所ダム計画官
"	斎藤 孝三	建設省土木研究所ダム構造研究室主任研究員
"	高須 修二	建設省土木研究所ダム水工研究室主任研究員
"	岡野 真久	建設省中部地建河川計画課長
"	太田 宏	建設省中部地建機械課長
"	水野 光章	建設省中部地建丸山ダム工事事務所所長
"	小倉 昭三	建設省中部地建長島ダム工事事務所所長
"	丹羽 薫	建設省中部地建長島ダム工事事務所調査設計課長
"	山住 有巧	国土庁水資源局水資源計画課長
"	山口 嘉之	水資源開発公団企画部計画課長
事務局	安岡九寿男	国土開発技術研究センター理事
"	山岸 俊之	国土開発技術研究センター調査第一部部長
"	山中 敦	国土開発技術研究センター調査第一部参事
"	沢田 学	国土開発技術研究センター調査第一部副参事

(委員会名簿は、昭和59年3月現在)

目 次	
第1章 総 則	1
第1節 適用範囲	1
第2節 各部の名称	1
第2章 設計総論	4
第1節 設計要件	4
第2節 クレストラジアルゲートの選定	5
第3節 予備ゲート	8
第3章 設 計	9
第1節 設計手順	9
第2節 設計条件	10
第1項 設計荷重および荷重の組合せ	10
第2項 材 料	17
第3項 許容応力度	18
第4項 使用部材	22
第3節 基本事項	24
第1項 扉体基本寸法	24
第2項 開閉速度	28
第3項 揚 程	28
第4節 扉体戸当り	29
第1項 扉体形式の選定	29
第2項 主構の配置	33
第3項 版(スキンプレート+補助桁)の形態	36
3.1 スキンプレートの設計	39
3.2 補助桁(縦主桁を含む)の設計	40
第4項 水平主桁の設計	43
第5項 脚柱および脚間トラスの設計	46
第6項 回転支承部の設計	48
6.1 トラニオンハブおよびピンの設計	48
6.2 支承部の取付	50
第7項 水密部の設計	51
第8項 接合方法	52
第9項 細部設計	53

9.1 溶接継手の設計	53
9.2 リーマボルトおよびリベット継手の設計	58
9.3 荷重集中点の補剛材	59
9.4 主桁と脚柱の接合	60
9.5 サイドローラの設計	61
第10項 全開時の扉体の安定	62
第11項 戸当り金物	62
第5節 アンカレージ	63
第1項 アンカレージ形式の選定	63
第2項 ガーダの設計	65
第3項 アンカ材(支圧板方式)の設計	67
第4項 P・C アンカレージの設計	69
第6節 開閉装置	70
第1項 開閉装置設計概念	70
第2項 開閉装置形式の選定	71
第3項 開閉荷重	72
第7節 点検装置	73
第4章 製作・運搬・据付	74

第1章 総 則

第1節 適用範囲

この要領はダム越流部に設置する三方水密のラジアルゲートの計画・設計に適用する。

〔解説〕

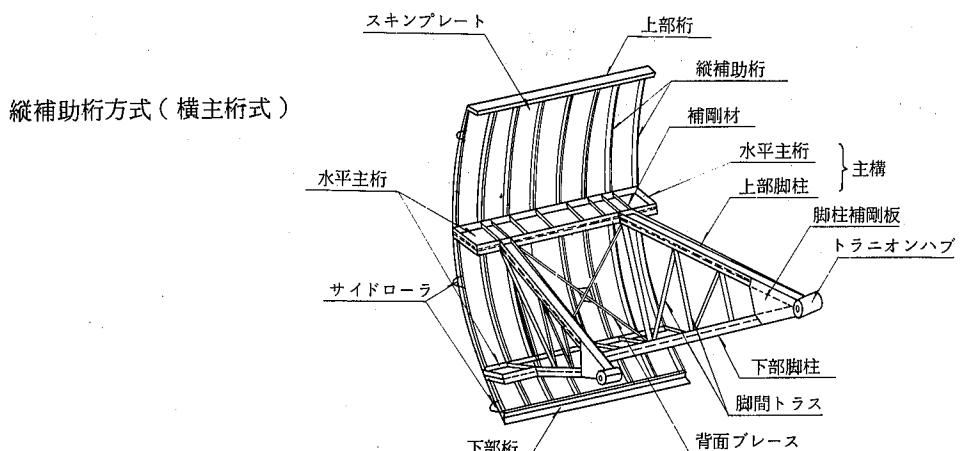
この要領はダム越流部に設置される三方水密のラジアルゲート(以下、「クレストラジアルゲート」という)について、実用的な設計手引書となるよう、基本的な考え方・計算手法および実績などについて記したものである。

なお、ダムのゲートに関連する諸法規や基準はできるだけ盛りこむよう配慮したが、本要領を使用するに当っては次に示す諸法規、基準等の規定が優先されるのでこれらの諸法規と併せて使用することとされたい。

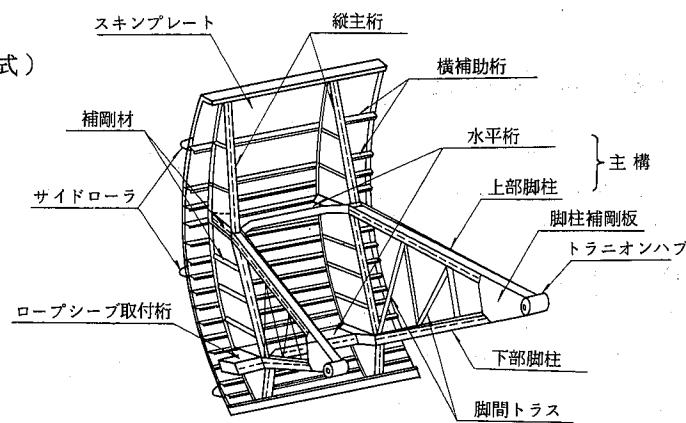
- (1) 河川管理施設等構造令、同施行規則 (建設省)
- (2) 河川砂防技術基準(案)設計編ダムの設計 (建設省)
- (3) 水門開閉装置技術基準、同解説 (建設省)
- さらに関連する基準等に次のものがある。
- (4) ダム設計指針(案)第6編 放流設備 (水資源開発公団)
- (5) ダム設計基準 (日本大ダム会議)
- (6) 水門鉄管技術基準、付解説 (水門鉄管協会)

第2節 各部の名称

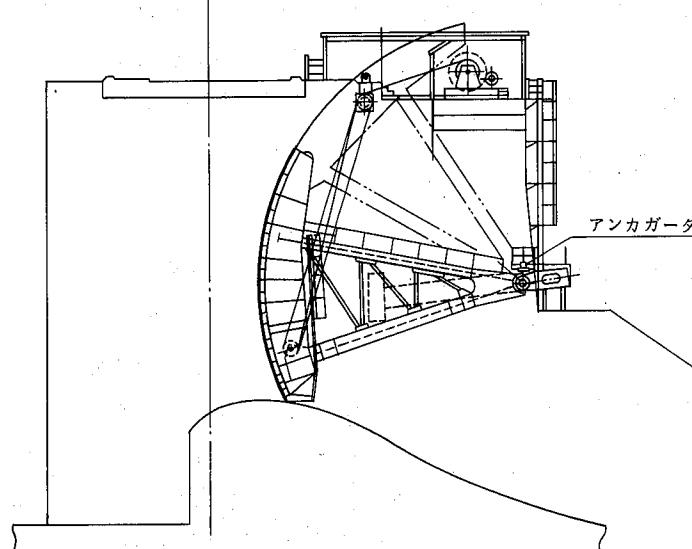
この要領で用いる各部の名称は、次図(a)(b)および(c)に示す。



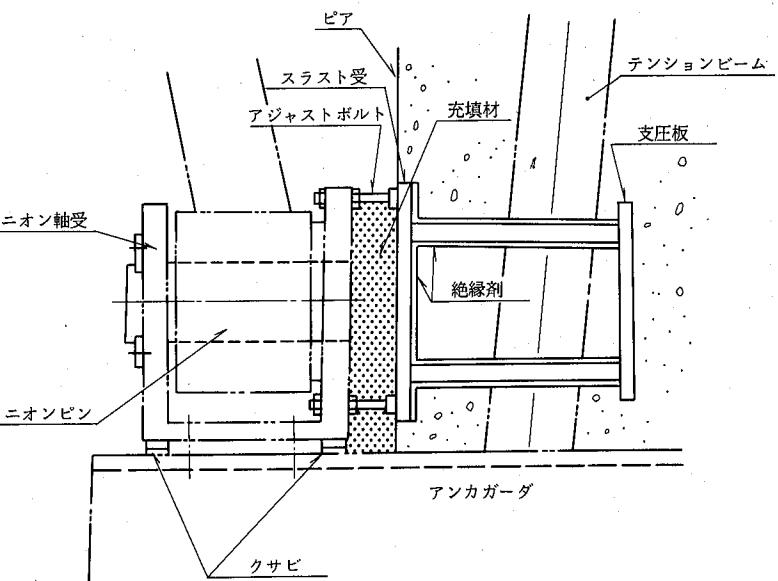
横補助桁方式（縦主桁式）



本要領に示す部材の名称 (a)



本要領に示す部材の名称 (b)



本要領に示す部材の名称 (c)

〔解説〕

クレストラジアルゲート各部の名称は、統一されて定義されたものがないので、本要領では従来から一般的に使われている名称を標準として示している。

なお、本文に示されていない細部の名称は各項で説明する。

第2章 設計総論

第1節 設計要件

クレストラジアルゲートは次の条件に適合するよう設計するものとする。

- 1) ゲートは予想される荷重に対して安全な構造とし、確実に開閉し、かつ、必要な水密性および耐久性を有する。また、管理が容易な構造とする。
- 2) ゲートの開閉装置は、適切な開閉機能を有し、ゲートの開閉を確実に行える構造とする。

〔解説〕

河川管理施設等構造令第10条に規定されているダムのゲートが有すべき構造の基本的な条件を示すものである。

1) ゲートを設計するに際して、ゲートの全閉・全開・中間開度の想定されるあらゆる条件について、ゲートが有すべき安全性・必要な機能の基本を示すものである。

特に耐久性については、一般に材料の疲労・摩耗・劣化および腐食の程度で評価される。

このうち疲労は主に交番くり返し荷重を受けた場合にのみ生じる現象で、通常のクレストゲートの荷重状態では考慮しなくともよい。

したがって、一般にはゲートの耐久性は摩耗・劣化および腐食が対象となり、具体的にはワイヤロープの摩耗、水密ゴムの劣化、鋼材の腐食が問題となる。特にゲートの寿命は実績調査でも腐食で決まるのがほとんどである。防錆については本要領で特に記述していないが塗装材料の選定、入念な施工が必要といえる。

設計面での対応としては、スキンプレートの材料の選定、雨水だまりが予想される水平主桁などの部材に水抜き穴を設ける等の細部構造での配慮およびPC鋼材の防錆に対する配慮が特に重要である。

なお、ゲートの中ではワイヤロープ10年、水密ゴム8年程度、塗装5年以上などの部分的な寿命が実績的にたしかめられているが、これらは使用方法・維持管理および材質等によるので一概には論じられない。

また、通常のクレストラジアルゲートでは問題となったことがないため、実状調査は行われていないが、オイルレスベアリングも摩耗することには変りないので開閉操作を頻繁に行う必要のあるゲートでは注意を要する。

さらにゲートの管理の重要性から計画および設計時に保守・点検・整備が容易に行えるようアクセス、給油装置の取付け場所および水密の構造等には十分配慮すべきである。

2) ゲートの開閉装置の基本を示すものである。特にクレスゲートの場合は、ダムの天端形状など総合的に検討するなかで、確実な構造・機能を有することが必要である。

第2節 クレスラジアルゲートの選定

ダムの形状・放流量および操作条件等の適合性を充分に検討し、クレストラジアルゲートの選定を行うものとする。

〔解説〕

ダムクレスト部に用いられるゲートは、引上げ式のラジアルゲートまたは、ローラゲートが一般的である。越流式（フラップゲート・ドラムゲート・ドロップゲート）は径間と扉高の比が大きくなりダムに用いた例は少いのが特徴である。しかし、貯水位の異常な上昇の防止に対して、常に越流状態が確保できる有利性から、最近、採用が検討されている。

これらゲートの形状概要を図-2.2.1に示す。

ラジアルゲートは表-2.2.1にローラゲートと対比して示したように、戸溝を必要としないため水流の乱れがなく、その扉体形状から半開放流時の流況がよく、トラニオンを支点とする回転運動のため開閉荷重が小さく、開閉装置の位置を低くでき、堤頂をすっきりした構造にできるなどの理由から規模の大小にかかわらずクレストゲートとして最も多用されている。一方、全荷重がトラニオンに集中するため、トラニオンならびにアンカレージには慎重に配慮した設計が必要となる。また、扉体天端からの越流に対し、脚は座屈などの面で構造上弱点がある。

表-2.2.1 ラジアルゲートとローラゲートの比較

	ラジアルゲート	ローラゲート
ダムの外観	<ul style="list-style-type: none">天端がほぼ一定高さに仕上がり、ゲート自体が曲線であること等で外観がよいとする意見が多い。	<ul style="list-style-type: none">開閉用のピアが天端から立上がり、ゲートの外観もラジアルゲートに劣るとする意見がある。
土木形状	<ul style="list-style-type: none">ピアが上下流方向に長くなる。ピア形状は、荷重伝達（分散）に特に配慮が必要。	<ul style="list-style-type: none">ピアが開閉行程に合わせ高くなる。戸溝が必要である。
荷重伝達	<ul style="list-style-type: none">水圧荷重等をトラニオンに集中させピアに伝達させる。脚の構造によってはピアにダム軸方向の水平分力が作用する。	<ul style="list-style-type: none">ローラの個数を多くとることによって荷重を分散できる。
水理特性 扉体構造	<ul style="list-style-type: none">圧縮材と曲げ部材で構成される。部材数が多くやや複雑。	<ul style="list-style-type: none">戸溝があるため流れが乱れる。主として曲げ部材で構造される。シンプル。扉体重量はラジアルゲートよりも重くなる。
開閉（巻上）荷重	<ul style="list-style-type: none">越流した場合に脚柱は、構造上弱点がある。据付精度・工程管理は、ローラゲートより難しい。回転方式であるので小さい。	<ul style="list-style-type: none">作業容易。ラジアルゲートに比べて大きい。

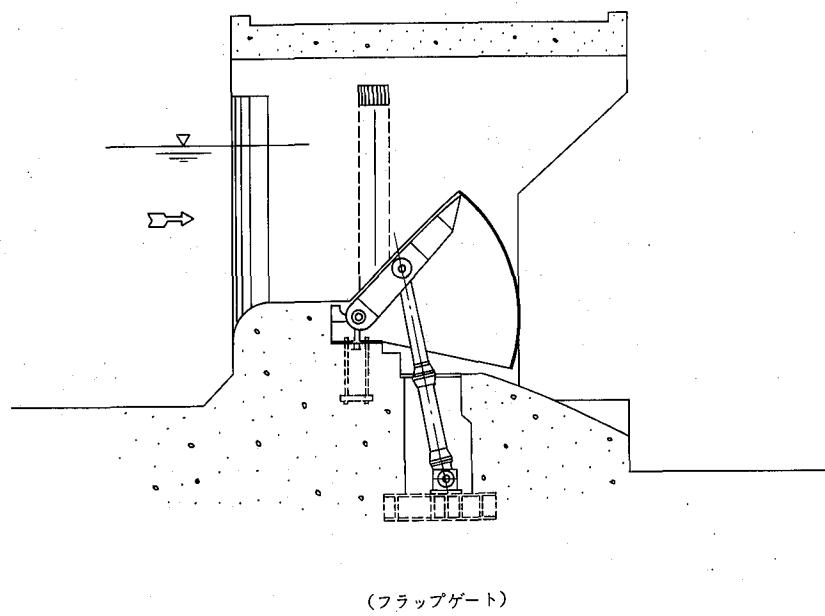
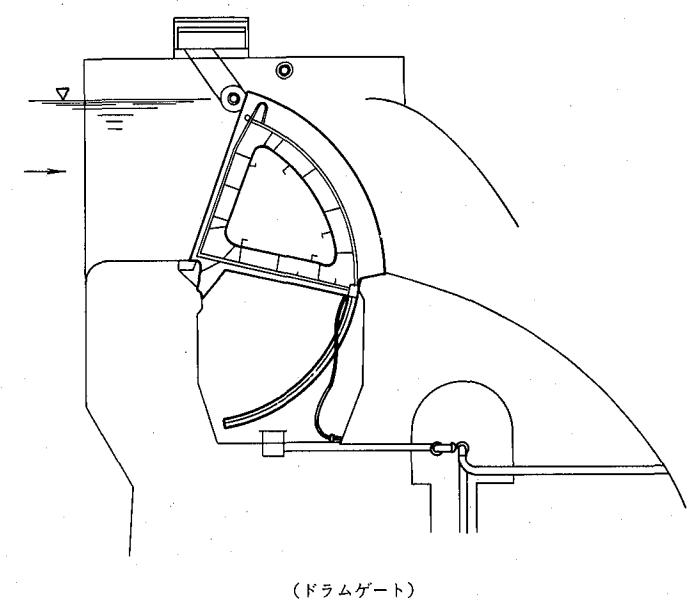
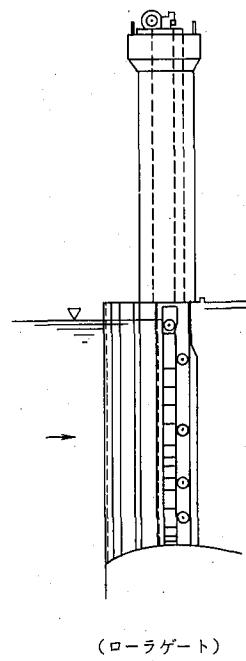
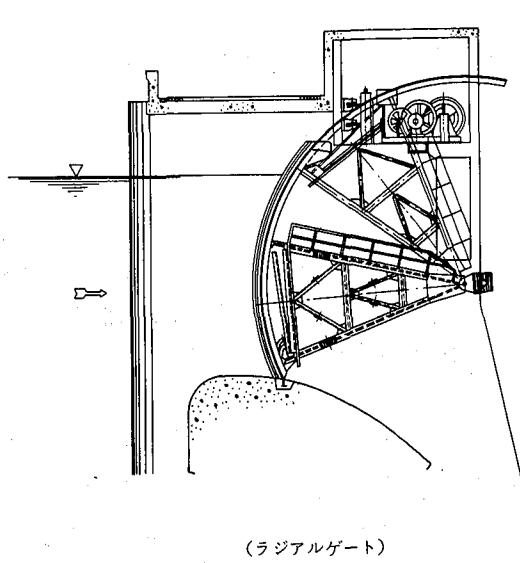


図-2.2.1(1) ゲートの形状概要

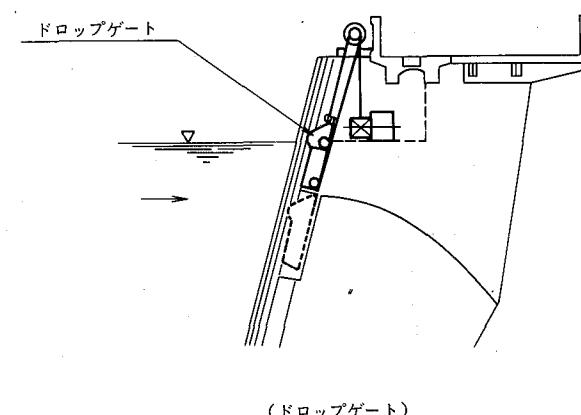


図-2.2.1(2) ゲートの形状概要

第3節 予備ゲート

クレストラジアルゲートを有する洪水吐きには、必要に応じて、予備のゲート又はこれに代る設備を設けるものとする。

〔解説〕

河川管理施設等構造令第10条第4項に規定されているもので、洪水吐きおよびゲートの補修を行う場合などのため、貯水池水位の低下が困難な場合は常時満水位までを締切り得るゲートを設ける。

ゲート形式としては角落しゲートが採用されている例が多い。

角落しゲートは、クレストゲート前方に設けられた戸溝に、順次扉体ブロックを落し込む方式である。落し込みは、トラッククレーンを用いるのが一般的であるが、専用運搬設備（モノレール等）が用いられることがある。

設置位置は、一般にクレスト断面形状などから慎重に決める必要がある。

予備ゲートは常時保管時の腐食等に対し保護する必要があるので適切な保管場所を設けるのが望ましい。予備ゲートの構造の材料・許容応力度などの規定は本要領によらず別途考慮するものとする。

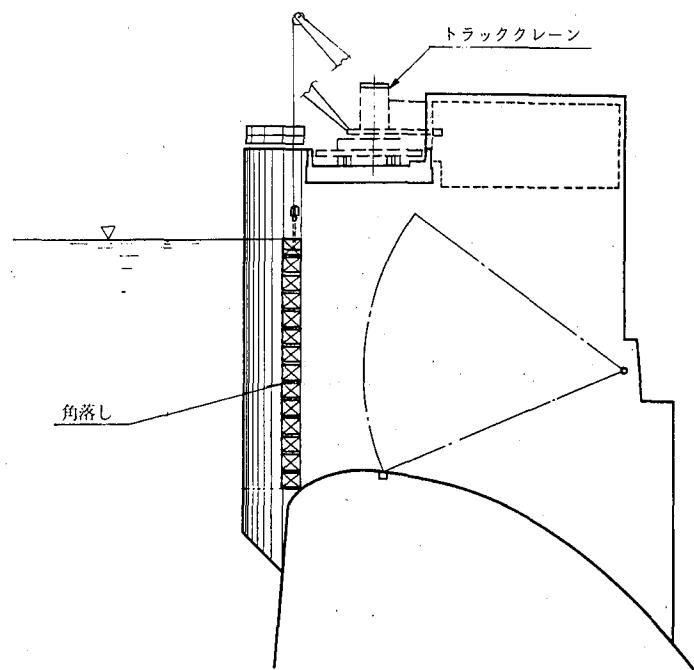
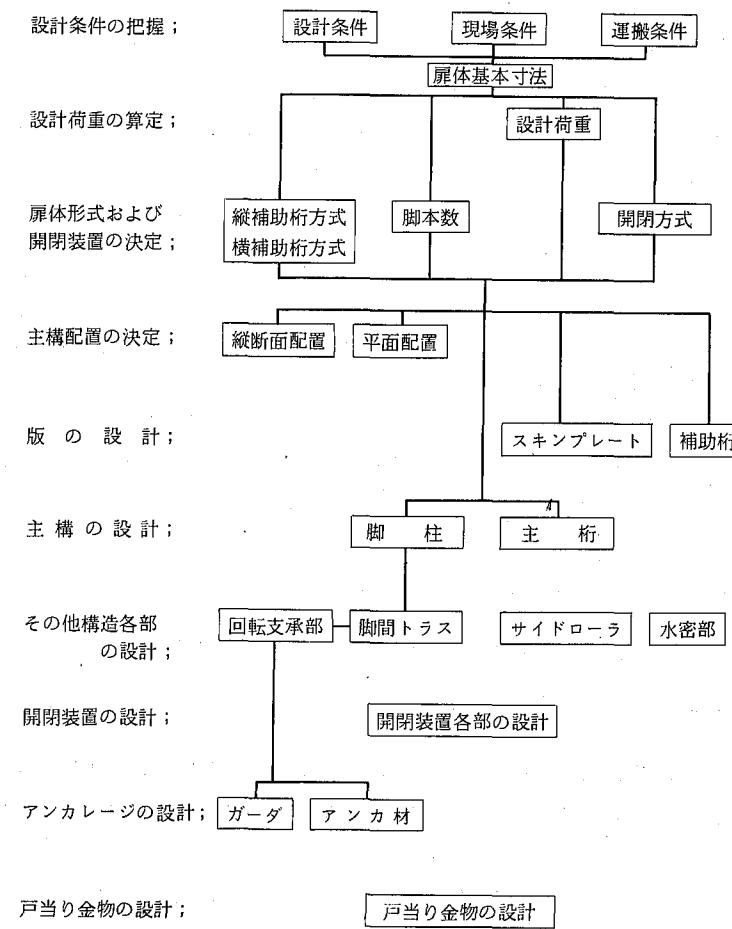


図-2.3.1 予備ゲートの設置例
(角落しの例)

第3章 設計

第1節 設計手順

クレストラジアルゲートの設計に際しては、周辺条件を適確に把握し、次に示す設計手順に従い総合的に検討するものとする。



〔解説〕

本節では、標準的なゲートの標準設計手順を示す。

クレストラジアルゲートの設計は、他の構造物と同様に全体形状、形式および個々の部材・部品にいたるまで、系統立てて検討することが重要である。設計に際しては相互の関連を十分把握し、より合理的なものとする。

第2節 設計条件

第1項 設計荷重および荷重の組合せ

1. クレストラジアルゲートに作用する荷重としては、以下のものとする。

ゲートの自重 (W)

貯留水による静水圧の力 (P)

氷圧の力 (P_i)

地震時におけるゲートの慣性力 (I)

地震時における貯留水による動水圧の力 (P_d)

ゲートの開閉によって生ずる力 (P_0)

風荷重 (P_w)

積雪荷重 (P_s)

2. 1に示す荷重は、次表の組合せについて考慮する。

区分	荷重項	荷重項							
		W	P	P_i	I	P_d	P_0	P_w	P_s
地震時以外の時	常時満水位 サーチャージ 水位および 設計洪水位	○	○	○			○		○
	ゲート全開	○					○	○	
地震時	常時満水位 およびサーチ ャージ水位	○	○	○	○	○			○

3. 貯留水による静水圧および動水圧は、ダムの非越流部の直上流における水位とする。

〔解説〕

1) ダムのゲートに使用する荷重の種類については、河川管理施設等構造令第11条第1項に規定されているが、規定には含まれていない風荷重および積雪荷重もクレストラジアルゲートの設置場所の立地条件で考慮すべき荷重とする。なお、泥圧はクレストラジアルゲートでは考慮しない。

2) クレストラジアルゲートに作用する荷重の組合せは、考慮すべき水位とゲートの状態について区分している。

ゲートの構造計算に用いる設計水圧は、ゲートが全閉または中間開度の状態でダムの非越流部の直上流における水位が、常時満水位、サーチャージ水位および設計洪水である場合のそれについて、地震時および地震時以外の時に分けて荷重計算を行う。

地震時の荷重計算にあたってはサーチャージ水位の場合にあっては、常時満水位の場合の設計震度の1/2の値とする。設計洪水位の場合は、地震時の計算をしなくともよいものとする。

なお地震力は水平面内の上下流方向およびダム軸方向について検討しなければならない。

3) 一般には中間開度についても安全性を確認することが望ましい。

構造計算に用いる設計震度は、河川管理施設等構造令施行規則第2条に示されるとおりで、同施行規則第11条には堤体震度とゲートに作用する震度とは同じとして取扱うよう規定されている。基本的には当該ゲートの震度を考えるべきで、ゲートが設置される場所の実状に応じ表-3.2.1の値を下限値として適切に定める。

表-3.2.1 設計震度

地域の区分		強震地域	中震地域	弱震地域
ダムの種類				
重力式コンクリートダム	0.12	0.12	0.10	
アーチ式コンクリートダム	0.24	0.24	0.20	
	フダ イ ルム	ダムの堤体がおおむね 均一の材料によるもの	0.15	0.15
その他のもの		0.15	0.12	0.10

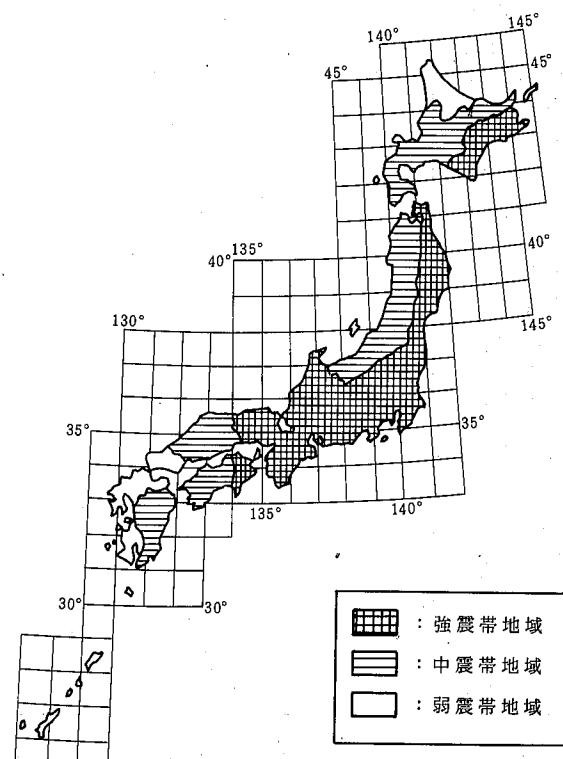


図-3.2.1 設計震度の地域区分

表-3.2.2 地域区分

(一) 強震帯地域	(二) 中震帯地域	(三) 弱震帯地域
北海道のうち釧路市、帶広市、根室市、沙流郡、新冠郡、静内郡、三石郡、浦河郡、様似郡、幌泉郡、河東郡、上川郡(十勝支庁)、河西郡、広尾郡、中川郡(十勝支庁)、足寄郡、十勝郡、釧路郡、厚岸郡、川上郡、阿寒郡、白糠郡、野付郡、標津郡、目梨郡 青森県のうち三沢市、十和田市、八戸市、上北郡、三戸郡 岩手県の全域、宮城県の全域 福島県のうち福島市、二本松市、相馬市、原町市、いわき市、伊達郡、相馬郡、安達郡、田村郡、双葉郡、石川郡、東白川郡 茨城県の全域、栃木県の全域、群馬県の全域、埼玉県の全域、千葉県の全域、東京都の全域、神奈川県の全域、長野県の全域、山梨県の全域 富山県のうち富山市、高岡市、氷見市、小矢部市、砺波市、新湊市、中新川郡、上新川郡、射水郡、婦負郡、東礪波郡、西礪波郡 石川県のうち金沢市、小松市、七尾市、羽咋市、松任市、加賀市、鹿島郡、羽咋郡、河北郡、能美郡、石川郡、江沼郡 静岡県の全域、愛知県の全域、岐阜県の全域、三重県の全域、福井県の全域、滋賀県の全域、京都府の全域、大阪府の全域、奈良県の全域、和歌山県の全域、兵庫県の全域 鳥取県のうち鳥取市、岩美郡、八頭郡、気高郡 徳島県のうち徳島市、鳴門市、小松島市、阿南市、板野郡、阿波郡、麻植郡、名西郡、名東郡、那賀郡、勝浦郡、海部郡、香川県のうち大川郡、木田郡 鹿児島県のうち名瀬市、大島郡	(一)および(二)以外の地域	北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、土別市、名寄市、上川郡(上川支庁)のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、劍淵町、朝日町、風連町及び下川町、中川郡(上川支庁)、増毛郡、留萌郡、苦前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡、山口県の全域、福岡県の全域、佐賀県の全域、長崎県の全域 熊本県のうち八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、本渡市、山鹿市、牛深市、宇土市、飽託郡、宇土郡、玉名郡、鹿本郡、芦北郡、天草郡 大分県のうち中津市、日田市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、西国東郡、東国東郡、速見郡、下毛郡、宇佐郡 鹿児島県のうち名瀬市及び大島郡を除く地域、沖縄県の全域

(イ) ゲートの自重(W)

主構の設計を行う場合等、扉体の自重を仮に求める必要のある時は、扉体の巾(純径間)を B (m)、扉高 H (m)にそれぞれ当該寸法を代入して次式により概算することも可能である。

$$W = 2.46 \times 10^{-3} H^{2.44} B^{1.68} + 15.4 \quad (3.2.1)$$

ここに、 W ： 実績を基に仮定した扉体の自重(tf)

設計を進めていく上で、自重による応力を求める必要があり、(例えば、開閉ロープ張力により、脚柱に生ずる分力)扉体重量を仮定する方法として式(3.2.1)を示す。詳細設計では、自重を精査して仮定で求めた応力の安全を確認する必要がある。

図-3.2.2に扉高・径間と扉体重量の関係の実績を示す。

式(3.2.1)は、この実績のうち近年各種寸法の12事例から求めたものであるが、これによって求められる自重と実際にはバラツキが生ずる。式(3.2.1)で求めた値はこの項のみに適用する単なる目安とする。

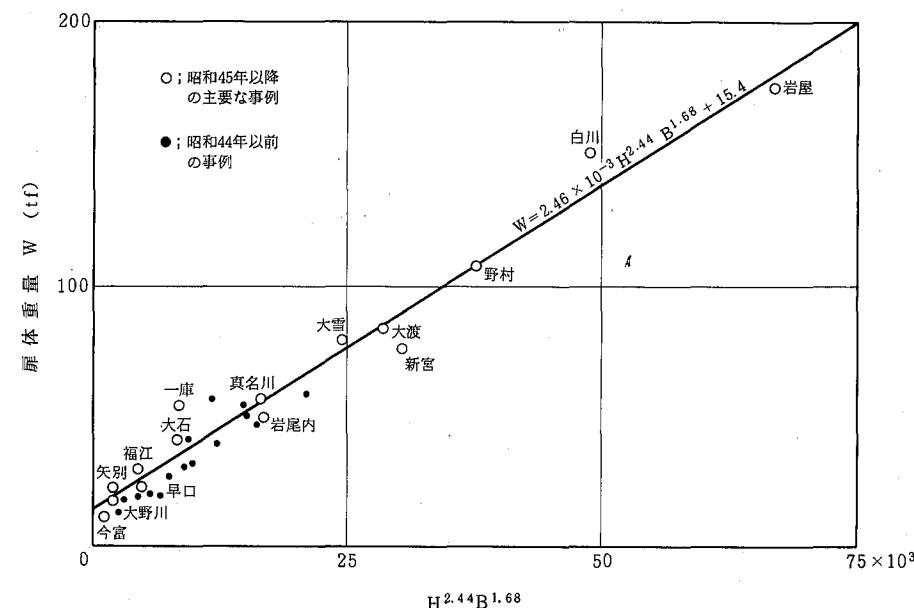


図-3.2.2 扉高・径間と扉体重量の関係

(ロ) 貯留水による静水圧の力(P)

各々の設計水位における貯留水による静水圧の力は、ダムのゲートと貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、次の式によって計算する。

$$P = W_0 \cdot h_0 \quad (3.2.2)$$

ここで P : 貯留水による静水圧の力(tf/m²)

W_0 : 水の単位重量(tf/m³)

4) 荷重項の個々の計算方法は河川管理施設等構造令、同施行規則および水門鉄管技術基準に準じて行う。次に一般的な計算方法を示す。

h_0 ; 次の表に掲げる各々の設計水位に応じて、波浪高さを加えた水位から求めようとする点までの水深(m)

表-3.2.3 各々の設計水位に応じた波浪高さを考慮した水位

設計水位	ダムの非越流部の直上流における波浪を考慮した水位
(1) 常時満水位である場合	常時満水位に風による波浪の貯水池水面からの高さおよび地震による波浪の貯水池の水面からの高さを加えた水位。
(2) サーチャージ水位である場合	サーチャージ水位に風による波浪の貯水池面からの高さおよび、地震による波浪の貯水池水面からの高さの2分の1を加えた水位。
(3) 設計洪水位である場合	設計洪水位に風による波浪の貯水池の水面からの高さを加えた水位。

表-3.2.3 に示す波浪高の計算は次の式によって計算する。

風による波浪高

ダムの上面流が鉛直に近いコンクリートダムのような場合にはS.M.B法(Sverdrup-Munk-Bretschneider)により求めた値とする。

$$h_w = 0.00086 V^{1.1} F^{0.45} \quad (3.2.3)$$

ここに, h_w : 全波高(有義波) (m)

F : 対岸距離 (m)

V : 風速(10分間の平均) (m/s)

ダム上流面が傾斜しているフィルダムのような場合には、S.M.B法とSaville法を組合せたものがある。

地震による波浪高

$$h_e = \frac{k\tau}{2\pi} \sqrt{gH} \quad (3.2.4)$$

ここに, h_e : 半波高(m)

k : 設計震度

τ : 地震周期(s)

g : 重力の加速度 (m/s^2)

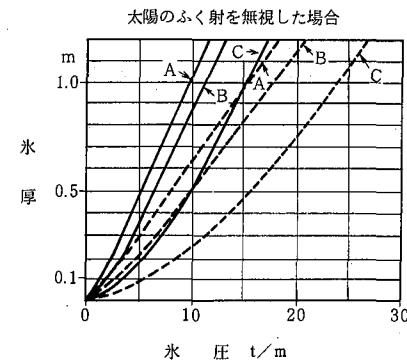
H : 貯水池水面より基礎地盤までの水深(m)

氷圧の力(P_i)

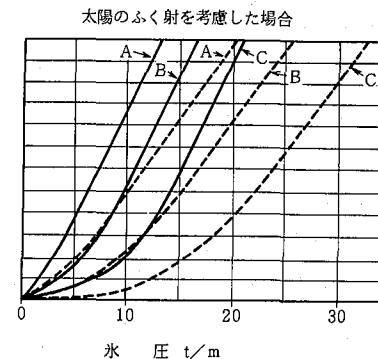
氷圧について現地における気温の上昇率・氷圧・貯水池の両岸の状況・結氷面に対する直射日光の度合等、種々の条件に応じて考慮しなければならない。これに関する一例を図-3.2.3に示す。一般には極寒地におけるゲートには凍結防止装置をつける場合が多いので、凍結防止

装置のない場合に該当する。

— 貯水池両側自由の場合
- - - 両側完全拘束状態の場合



A : 気温上昇率 $2.8^{\circ}\text{C}/\text{h}$ ($5^{\circ}\text{F}/\text{h}$)
B : " $5.6^{\circ}\text{C}/\text{h}$ ($10^{\circ}\text{F}/\text{h}$)
C : " $8.4^{\circ}\text{C}/\text{h}$ ($15^{\circ}\text{F}/\text{h}$)



注 両側完全拘束状態とは貯水池の両側岸が急傾斜でかつ不動の場合を示し、両側自由とは両側岸傾斜がゆるやかで氷の縁がすべて登れるような場合を示す。

図-3.2.3 氷厚・氷圧との関係

(二) 地震時のゲートの慣性力(I)

地震時のゲートの慣性力は、水平方向に作用し、次の式により計算する。

$$I = W \cdot k_d \quad (3.2.5)$$

ここに, I : 地震時におけるゲートの慣性力(tf)

W : ゲートの自重(tf)

k_d : 設計震度

(ホ) 地震時の貯留水による動水圧の力(P_d)

地震時の貯留水による動水圧の力は、ゲートと貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとして、一般には次の式によって計算する。

$$P_d = 0.875 W_0 k_d \sqrt{H_i h_i} \quad (3.2.6)$$

P_d : 地震時における貯留水による動水圧の力(tf/m²)

W_0 : 水の単位体積重量(tf/m³)

k_d : 設計震度

H_i : ダムの非越流部の直上流部における水位から基礎地盤までの水深(m)

(風および地震による波浪高は含まない)

h_i : ダムの非越流部の直上流部における水位から動水圧を求めようとする点までの水深(m)

(ヘ) ゲートの開閉によって生ずる力(P_0)

ゲートの開閉力は、扉体自重、トラニオン軸受メタルの回転摩擦力および側部水密ゴムの摩擦力などにより開閉用ワイヤロープ張力として求めるが、この分力が結果的に扉体に外力として作用する。

(ト) 風荷重(P_w)

風荷重は純投影面積に作用するものとして、下記の値に形状係数を乗じた値とする。

鉛直投影面積に対して 300 kgf/m^2

ここに形状係数は

平面形状に対して 1.2

トラス形状・風上側に対して 1.6

トラス形状・風下側に対して 1.2

円筒形状(1本もの)に対して 0.7

とする。

一般に風荷重が考慮されるのは、扉体が水面上に巻上げられた状態である。

(チ) 積雪荷重(P_s)

雪荷重は地域によって大幅に異なるが、目安として道路橋示方書の値を次に示す。

降りたての雪 $150 \text{ (kgf/m}^2)$

やや落ちついた雪 $300 \text{ (kgf/m}^2)$

圧縮された雪又は多量に水を含んだ雪 $500 \sim 700 \text{ (kgf/m}^2)$

一般に積雪荷重を考慮するのは、豪雪地域におけるゲートの脚柱や水平主桁などである。

5) クレストラジアルゲートに発生する二次的応力としては次の応力が考えられる。

- ① アーチダムの温度変化・水圧変化等による変位による拘束応力度
- ② 製作・据付での誤差による二次的応力度(特に初期たわみ等)
- ③ 荷重による支点の変位(アンカガーダのたわみ等)による二次応力度
- ④ 温度変化による応力度
- ⑤ 放流時の振動による応力度

一般に、現状の設計例ではこれらの応力を部材の余裕で考慮したり、仮定条件を与え求める場合等があり、かならずしもその取扱いは明確となっていないが、これらの応力がゲートの安全に大きく影響すると考えられる場合は考慮するものとする。

また、テンションビームの伸び、ガーダのたわみによる二次応力は、過去の計算例に見られるようにかなり大きな値となる場合があり、アンカレージの設計においてはこれらの変形を極力抑えるよう注意しなければならない。

第2項 材 料

使用材料は次を標準とする。

主要部材(主桁、脚柱等) SS41, SM41

スキンプレート SS41, SM41又はこれを母材としたステンレスクラッド鋼

トラニオンハブ SC46, SCW42

(SF45)
S-C クロームメッキ又はSUS403

リベット SV34

リーマボルト S-C

トラニオン軸受 オイルレスメタル

水密ゴム 合成ゴム

水密ゴムの当り面 SUS304

アンカーレージ SS41, SM41 PC鋼材

水密ゴム押え板およびボルト SUS304

なお、開閉装置使用材料は、水門開閉装置技術基準に準拠するものとする。

〔解説〕

使用材料は、河川砂防技術基準に示されたものを選定し標準として示すが、必要に応じてこれ以外のものを使用することも可能である。

なお構造用圧延鋼材としてSS41とSM41を選定し、SM50などの高張力鋼材を掲げてないのは、クレストラジアルゲートの構造は比較的スレンダなので高張力鋼を使用して重量を軽減することよりも、たわみや座屈に影響のある剛性を重視したものである。なお、この点でSS34も考えられるが、一般的に用いられていないので除いた。SS41とSM41の使い分けは表-3.2.4による。

トラニオピンは、SF45の場合、かならずクロームメッキを施すことがメンテナンス上重要である。さらに強度上から決まる軸寸法がゆるすならばSUS403にするのが望ましい。(軸が鋳付いた場合は、開閉時に扉体の破壊までつながる可能性がある。)

トラニオン軸受は、管理および強度の面から現状ではオイルレスメタルが最適と考える。

ただし、適合した油脂による潤滑、防錆を行うことが必要である。なお、高圧ラジアルゲートなどに採用されている自動調芯ローラベアリングは、クレストラジアルゲートに採用された例はほとんどない。これは、π形ラーメンによるスラスト力にローラベアリングが弱いこと、開閉荷重が比較的小さいためと考えられる。採用する場合は主構の構造計算で、トラニオン部は回転支持となるので注意を要する。

表-3.2.4 板厚による鋼種選定標準

	22	32	38	50 mm
SS41	—	—	—	—
SM41A	—	—	—	—
SM41B	—	—	—	—
SM41C	—	—	—	—

水密ゴムは、水密性にすぐれた天然ゴムも考えられるがクレストゲートの水密部は、乾燥状態が多く、このような条件での耐久性にすぐれた合成ゴムとする。

水密ゴムの当り面は、SUS 304 が一般的に用いられている。

アンカレージに用いる鋼材は扉体構造部分と同様に伸び、たわみによる二次応力などの影響を極力少なくするよう SS 41, SM 41 とする。なお、本章第 5 節で示すとおり、アンカレージは一般構造用鋼材では荷重、規模の面で対処しきれない場合、PC 鋼材を採用することも必要である。

第 3 項 許容応力度

- 1) クレストラジアルゲートに生ずる応力は、適切な工学試験の結果に基づき定める許容応力度を越えないものとする。
- 2) 地震時の影響を考慮したときの許容応力度は上記の許容応力度より 50% 増しとすることができる。但し、アンカとして使用される PC 鋼材については、許容応力度の割増しは行わない。

〔解説〕

許容応力度については河川管理施設等構造令施行規則第 11 条 3 項に規定しているが、「適切な工学試験の結果に基づき定める許容応力度」としては、水門鉄管技術基準第 12 条を準用することとした。この中で、クレストラジアルゲートは常時使用状態にある水門扉に該当するものとし、許容応力度の基準は、材料の降伏点強度又は降伏点の明確でないものは耐力の 1/2 以内として採用されている。

アンカ部のコンクリートの許容応力度（支圧応力度、付着応力度およびせん断応力度）は、コンクリート標準示方書（土木学会）およびプレストレストコンクリート標準示方書（土木学会）を準用する。

なお、従来支圧板方式などでコンクリートの許容応力度として用いられた実績値は、支圧応力度が 19.5 ~ 49 kgf/cm²、せん断応力度が 1.6 ~ 5.2 kgf/cm² と比較的ばらつきがある。PC ピア補強方式を採用した岩屋ダムの場合のピアコンクリートの許容応力度は 95 kgf/cm² とされた。

(1) クレストラジアルゲートの許容応力度は表-3.2.5 による。

表-3.2.5(a) 鋳鋼および鍛鋼

(単位 kgf/cm²)

鋼種類	SC 46	SF 45
1. 軸方向引張応力度	1,200	1,200
2. 軸方向圧縮応力度	1,200	1,200
3. 曲げ応力度	1,200	1,200
4. せん断応力度	700	700
5. 支圧応力度	1,200	1,200

表-3.2.5(b) 構造用鋼材

鋼種類	SS 41, SM 41	
	厚さ ≤ 40 mm	> 40
1. 軸方向引張応力度（純断面積につき）	1,200	
2. 軸方向圧縮応力度（純断面積につき）	$\frac{l}{r} \leq 20 : 1,200$ $20 < \frac{l}{r} \leq 93 : 1,200 - 7.5 (\frac{l}{r} - 20)$	
圧縮部材 l : 部材の座屈長 (cm) r : 部材の総断面の断面二次半径 (cm)	$93 < \frac{l}{r} : \frac{10,000,000}{6,700 + (\frac{l}{r})^2}$	
圧縮添接材	1,200	
3. 曲げ応力度 桁の引張縁（純断面積につき） 桁の圧縮縁（純断面積につき）	1,200	
A_w : 腹板の総断面積 (cm ²) A_c : 圧縮フランジの総断面積 (cm ²) l : 圧縮フランジの固定点間距離 (cm) b : 圧縮フランジ巾 (cm)	$\frac{l}{b} \leq \frac{9}{K} : 1,200$ $\frac{9}{K} < \frac{l}{b} \leq 30 : 1,200 - 11 (\frac{l}{b} - 9)$ 但し $\frac{A_w}{A_c} < 2$ の場合は $K = 2$ とする	0.92
$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$ スキンプレート等で直接固定された場合	1,200	
4. せん断応力度（純断面積につき）	700	

・部材の座屈長 l は、部材長 L および表-3.2.6 に規定される係数 β から次式により求める。なお、 β の値は表-3.2.6 の下段の値を採用することが望ましい。

$$l = \beta \cdot L \quad (3.2.7)$$

表-3.2.6 部材の有効座屈長

	<i>L</i> : 部材長 (cm)					
	1	2	3	4	5	6
座屈形が 点線のよ うな場合						
β の理論値	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
β の推奨値	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0

・圧縮フランジの固定点間距離 *l* は、部材骨組線の交点間の距離をとる。

(2) 上記にない材料を使用するときの許容応力度については、上記の規定に準じて各応力度を決定する。

(3) 同一軸方向の応力度のみでない場合は、その合成応力度を次式により計算し、許容値以内になければならない。

$$\sigma_g = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2 + 3\tau^2} \quad (3.2.8)$$

ここに、 σ_g : 合成応力度

σ_1 : *x* 方向に発生する応力度（引張を正とする）

σ_2 : *y* 方向に発生する応力度（引張を正とする）

τ : せん断応力度

合成応力に対する許容値

常時 1.5 σ_a

地震時 0.9 σ_y • α

ここに、 σ_a : 許容応力度

σ_y : 降伏点応力度

α : 0.9 (ゲートでは、他の構造物に対し許容応力度の値が小さくとっている

ので、それに対応して係数をかける)

(4) 接合用鋼

材端条件	回転に 対して	水平変位 に対して
	固定	固定
	自由	固定
	固定	自由
	自由	自由

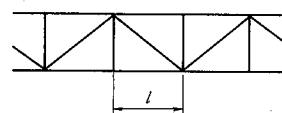


表-3.2.7 接合用鋼の許容せん断応力度、支圧応力度
(単位 kgf/cm²)

種類	SS41, SM41	
	厚さ≤40 mm	>40
リベット		
1. せん断応力度 工場リベット 現場リベット	950 850	左記に同じ
2. 支圧応力度 工場リベット 現場リベット	1,950 1,700	左記の0.92倍とする
ボルト		
1. せん断応力度 仕上ボルト アンカボルト	750 500	左記に同じ
2. 支圧応力度 仕上ボルト ピン	1,700 1,700	左記の0.92倍とする

(5) PC鋼材

PC鋼材の許容引張応力度は表-3.2.8 の左欄に掲げる場合毎に右欄の何れか小なる値とする。

表-3.2.8 PC鋼材の許容引張応力度

適用時	鋼種	PC鋼線・PC鋼より線・PC鋼棒の許容引張応力度
緊張直後	0.60 σ_{pu} 又は 0.70 σ_{py}	
施工中	0.50 σ_{pu} 又は 0.60 σ_{py}	
完成後	0.40 σ_{pu} 又は 0.55 σ_{py}	

ここに、 σ_{pu} : PC鋼材の引張強度

σ_{py} : PC鋼材の降伏点応力度

(6) 鋼材を溶接で接合する場合の、当該部分の許容応力度は、前項の値に、次表の値を乗じた値とする。

表-3.2.9 溶接の継手効率

	工場溶接	現場溶接
突合せ溶接	放射線検査を行うとき	0.95(1.0)
	放射線検査を行わないとき	0.85
すみ肉溶接	0.95	0.90

()内は溶接線全長について放射線検査を行う場合。

表に示した値は、河川砂防技術基準(案)に従った。ただし、この表を採用できる条件として、溶接部の設計形状や施工法、および検査方法とその判定は、機械工事共通仕様書(案)(大臣官房建設機械課)および水門鉄管技術基準の当該規定を満足していなければならない。

なお、実用上、曲げを受ける桁の溶接部などは、最大曲げモーメントの生じる部分を避けていくことから、溶接効率などの影響で部材寸法が決ることは少ない。(このため従来の計算書では溶接効率の計算が明記されていない場合が多い)ただし、クレストラジアルゲートは広範囲に溶接を採用するので、溶接効率の影響について見落としている部分がないか精査を必要とする。

第4項 使用部材

(1) 余裕厚

クレストラジアルゲートの余裕厚は、原則として、スキンプレートの貯留水に接する側に1mm以上確保するものとする。

(2) 最小板厚

ゲートに使用する主要部材の最小板厚は、腐食代を含み、鋼板は8mm以上とする。

(3) 細長比

ゲートに使用する部材の細長化は、次表に示す値以下とする。

(4) 主桁の曲げによるたわみ

主桁の曲げによるたわみは、支持間隔の1/800
以下とする。

(5) 桁

桁の腹板・補剛材・フランジプレートの寸法は次
を標準とする。

1. 腹板の最小厚さ

SS41・SM41

$$\text{垂直補剛材のない場合} \quad \frac{b}{70}$$

$$\text{垂直補剛材のある場合} \quad \frac{b}{152}$$

ここに、 b : 上下フランジの純間隔(cm)

2. フランジプレートの巾

圧縮フランジ 24t以内

引張フランジ 30t以内

ここに、 t : フランジプレートの厚さ (cm)

3. 垂直補剛材の間隔

$$d \leq 3,200 \sqrt{\frac{S}{A}}$$

部材の細長比の制限

部材	細長比
圧縮材	120
引張材	200

ここに、 d : 垂直補剛材の最大間隔(cm), t_w : 腹板の厚さ(cm), S : 腹板に作用するせん断力(kgf), A : 腹板の総断面積(cm²)

4. 垂直補剛材の寸法

(1) 垂直補剛材の場合

$$b_s \geq \frac{b}{12}$$

$$t_s \geq \frac{b_s}{12}$$

ここに、 b_s : 垂直補剛材の巾(cm), t_s : 垂直補剛材の厚さ(cm)

一般に腹板の両側に取付けることが多い。

(2) 荷重集中点の垂直補剛材の場合

一般にその部分に作用する荷重に対し、座屈しないようにその断面を定め、普通腹板の両側に取付ける。なお全有効断面積は補剛材の断面積の1.7倍以上としてはならない。

有効座屈長 $b/2$ (桁高の1/2)とし、腹板の有効巾は垂直補剛材の両側にそれぞれ腹板厚の12倍までとする。

(6) 圧縮力を受ける部材の腹板の厚さ

1. 圧縮力を受ける部材の腹板の厚さは、板の両縁が十分に拘束されているときは下記を標準とする。

$$\text{SS41・SM41 厚さ } t_w \geq \frac{b}{40}$$

ここに b : 上下フランジの純間隔(cm)

2. フランジプレートの巾と厚さは(5)2の規定によるものとする。

〔解説〕

(1) ゲートに使用する部材の余裕厚、最小板厚、細長比について示したものである。主要部材の鋼材の最小板厚は、扉体の剛性を重視し、腐食代を含み8mm以上とする。ただし、水圧力、扉体の自重、開閉力等の荷重を直接支持しない部材は、所要の安全を確保できれば6mm以上あればよいものとする。

腐食などに関する余裕厚は、本来実状に応じて定めることも必要と考えられるが、従来特に問題ないのでここではスキンプレート前面のみ1mmとした。ただし、酸性水などの特に腐食傾向の大なる場合のスキンプレートは、ステンレスクラッド鋼を用いることなどの配慮が必要であるが、この場合はステンレス鋼厚さを2mmとし、その厚さを強度に見込まない。

(2) 主桁の曲げによるたわみは構造物として必要な剛性と水密性から定めたものである。水門鉄管技術基準ではたわみの基準を純径間としているが、この要領では支持間隔(例えば脚間隔)とする。

(3) 部材寸法の標準を示したのは腹板が薄いと曲げモーメント、せん断力により座屈するおそ

れがあり、フランジプレートや垂直補剛材もその寸法が適当でないと腹板と協力して働くために規定した。

(4) 圧縮力を受ける部材の腹板の厚さの標準を示したのは、脚柱のような圧縮力を受ける部材について、部材断面積で十分であっても、それを形成する板が、薄いと局部的な座屈をおこすおそれがあるので、板厚の制限を設けた。

なお、(3)(4)は道路橋示方書などの考え方を準じて示したものである。

第3節 基本事項

第1項 扉体基本寸法

クレストラジアルゲートの扉高と扉体半径ゲートトリップの位置および扉体のピン(トライオングル)位置高さの関係は、水理的条件、土木形状(特に天端橋梁)および経済性などから合理的に設定するものとする。

なお、扉体の天端標高は

$$H_n + \alpha (h_w + h_e)$$

$$H_s + \alpha (h_w + h_e/2)$$

のうち大きい値以上とする。

ここに、 α : 1.0, H_n : 常時満水位, H_s : サーチャージ水位, h_w : 風波浪高, h_e : 地震による波浪高

〔解説〕

クレストラジアルゲートの設計で特に問題となるのは、扉高(H)と扉体半径(R)および扉体のピン位置高さ(C)の関係である。

(1) 扉高の決定(H)

クレストゲートのゲート高さの決定にあたっては、従来特に明確な規定は、設けられておらず、経験的にラジアル形式の場合には計画最高水面上に0.5 m、パーティカルリフト形式(いわゆるローラゲートなど)の場合には0.3 mの余裕をもたせた高さとすることを標準として運用されてきた(河川砂防技術基準設計編等)。しかしながら、計画最高水面として、設計洪水位を採用したりサーチャージ水位を採用したり、余裕高の採用値がまちまちであったりして、個々のダムについてみれば、その適用は統一がとられているとはいえない状況であった。そこで、次のように標準化する。

クレストゲートが引上げ式である場合のゲートの高さは、

$$H_n + \alpha (h_w + h_e) \quad H_n : \text{常時満水位} \quad H_s : \text{サーチャージ水位}$$

$$H_s + \alpha (h_w + h_e/2) \quad h_w : \text{風波浪高} \quad h_e : \text{地震による波浪高}$$

のうち大きい値以上とする。なお、 α はラジアル形式の場合には1.0(パーティカルリフト形式の場合には0.5)とする。

ゲートの高さは、波浪などによる越波に対しても安全な構造である必要から風による波浪の高さ、地震による波浪の高さを常時満水位およびサーチャージ水位のそれぞれの水位に加えた高さ以上となるよう設計するものとする。なお、サーチャージ水位の場合の地震による波浪の高さは、その生起する可能性を勘案し、常時満水位の場合の1/2の高さとする。

ラジアル形式のゲートにあっては、越波に対しても充分な安全性を確保する必要があるため、上記高さをそのまま余裕高とするが、ローラゲート等のパーティカルリフト形式の場合には、越波に対する安全性が見込めるため上記高さの1/2を余裕高とする。

したがって扉高(H)は、図-3.3.1に示すゲートの高さからゲートトリップ位置の標高差になる。

本文で規定したゲート天端標高は従来のものに比べ高くなると予想される。しかし、現状においても波浪高が高い場合にはここで規定したように扉高を決定している例が多い。

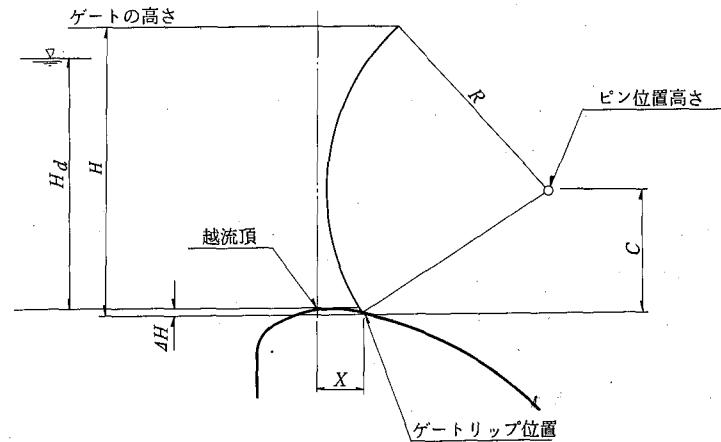


図-3.3.1 ゲートの基本寸法

ゲートトリップ位置(図-3.3.1に示すX)は、半開放流時に越流頂より下流に常に位置するように設置するのが原則である。これは微少開度時のゲート刃先からの負圧の発生、越流頂からの水脈の剥離を防止するためで、クレスト部の水理構造上重要な要件である。一般にゲートトリップ位置は越流頂から $H/10$ の長さ以上下流位置となる実績が多い。

(2) 扉高(H)と扉体半径(R)との割合(R/H)の実績と一般的傾向

扉体半径はゲートトリップ位置、ピン位置の高さおよび天端橋梁との関係ではほぼ限定されるが、参考として昭和45年以後に設置されたゲートの実績値として次に示す12例の値の平均は $R/H=1.03$ であった。また、 $R/H=1.0 \sim 1.2$ を標準とする意見も多い。

なお、扉体半径の寸法は、0.5 m単位で決めるのが一般的である。

表-3.3.1 扉高(H)と扉体半径(R)との関係の実績

No	1	2	3	4	5	6	7	8
半径(R)	7.00	14.00	11.00	12.50	8.00	12.00	13.00	8.00
扉高(H)	6.563	14.10	10.60	12.045	8.215	12.833	12.80	7.628
R / H	1.07	0.99	1.04	1.04	0.97	0.99	1.02	1.05

No	9	10	11	12	平均
半径(R)	10.00	8.50	10.00	14.00	
扉高(H)	9.300	7.781	9.652	14.05	
R / H	1.08	1.09	1.04	1.00	1.03

扉体半径を決定する上で、構造の一般的傾向としては、次のようなことがいえる。

図-3.3.2に示すとおり、仮にピンの高さを一定とし、 R/H を大きくすると

(イ) 土木形状との関係では、ピアの上下流方向が長くなる。また、天端橋梁とのクリアランスがとりにくく。

(ロ) 扉体重量を主桁部(スキンプレート含む)と脚柱部に分けて考えた場合、円弧長が短くなり主桁部はその分だけ重量減になるが、逆に脚柱が長く、細長比も大となるため重量増となる。

(ハ) 脚柱の傾斜がゆるくなり、水圧荷重による脚軸力が小さい。

(ニ) 卷上げ荷重はピン中心におけるモーメントの関係から小さくなる傾向にある。

(ホ) 水理的には、放流水脈の影響を受けにくい。

などがあり、扉体半径を短くすれば、上記の逆になる。

(3) 扉高(H)と扉体半径(R)との割合(C/H)の実績および一般的傾向

ピンの高さは、過去の実績によれば、 $C/H = 0.3 \sim 0.6$ となっており、平均値は0.45であった。

ピンの高さを決定する上で、構造の一般的傾向としては、次のようなことがいえる。

図-3.3.3に示すとおり、仮に扉体半径を一定としピンの高さを種々変えてみると

(イ) C の値を小さくすると水圧による下向力が働き、反対に大きくすると上向力が働くが、仮に全水圧の状態でこの鉛直力が作用しない点を選ぶとすれば $C/H = 0.347$ 程度となる。この場合ピンに加わる荷重が最も小さくなる。

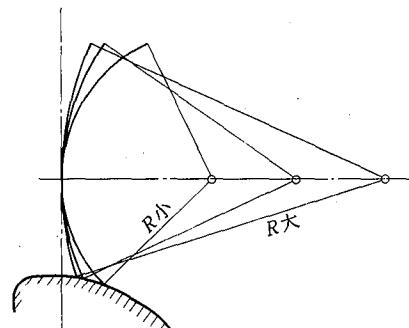
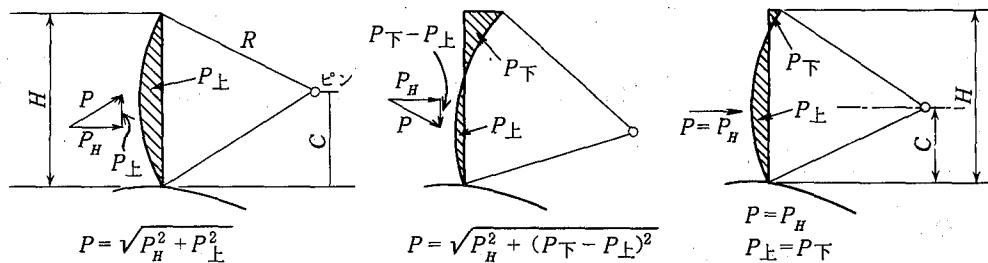


図-3.3.2 ピンの高さ(C)を一定とした R/H の変化



ここに P = 全水圧荷重

P_H = 水平方向荷重

$P_{上}$ = 上向方向荷重

$P_{下}$ = 下向方向荷重

図-3.3.3 扉体半径(R)を一定とした C/H の変化

(ロ) 円弧長が最も短くなるピンの位置は、 $C/H = 0.5$ であり、これより小さくても、大きくても円弧長は長くなる。

(ハ) C/H を大きくすると

(a) ゲートトリップ位置が低くなり、スキンプレート長が長くなる。

(b) 天端橋梁とのクリアランスがとりにくくなる。

(c) 放流水脈の影響は受けにくい。

(d) 下部水密性能が劣る。

などがあり、ピン位置の高さを小さくすると、この逆となる。

(4) 扉高と扉体半径とピン位置高さの決定方法

図-3.3.4に示すとおり、 R/H および C/H を種々変化させ天端橋梁とのクリアランスおよび放流水脈とピン位置との関係等総合的に検討し、決定する。

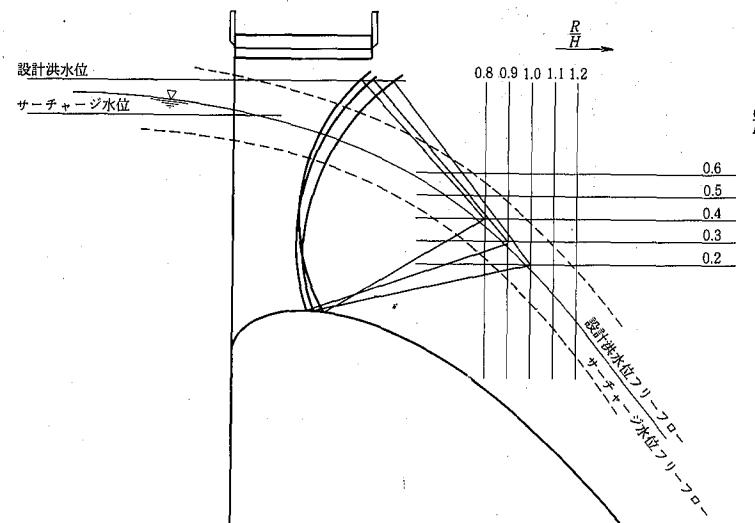


図-3.3.4 扉高(H)と扉体半径(R)とピン位置高さ(C)の決定方法

第2項 開閉速度

クレストラジアルゲートの開閉速度は、所要のゲート操作を行える速度でなければならない。

〔解説〕

一般にはゲートの開閉速度は、貯水池水位の異常な上昇および下流河道水位の上昇など上下流に対する検討を十分行い決める必要がある。特に扉高の高いものは全閉から全開に至るまでに長時間を要するので、注意を要する。

なお、一般には、 $0.3 \sim 0.5 \text{ m/min}$ 程度が採用されている。貯水池水位の異常な上昇などが起り得ない場合には 0.3 m/min を標準としている。

第3項 揚 程

ゲートの揚程は全開時のリップ位置と越流水と干渉しないようゲートの下端は設計洪水位において放流されることになる流量の流水の越流水面から 1.5 m 以上、越流水深が 2.5 m 以下の場合、 1.0 m 以上の距離を置くものとする。

〔解説〕

本文は河川管理施設等構造令、規則第12条に決められた重要な事項であり、この条件を満たす揚程とすることが肝要である。

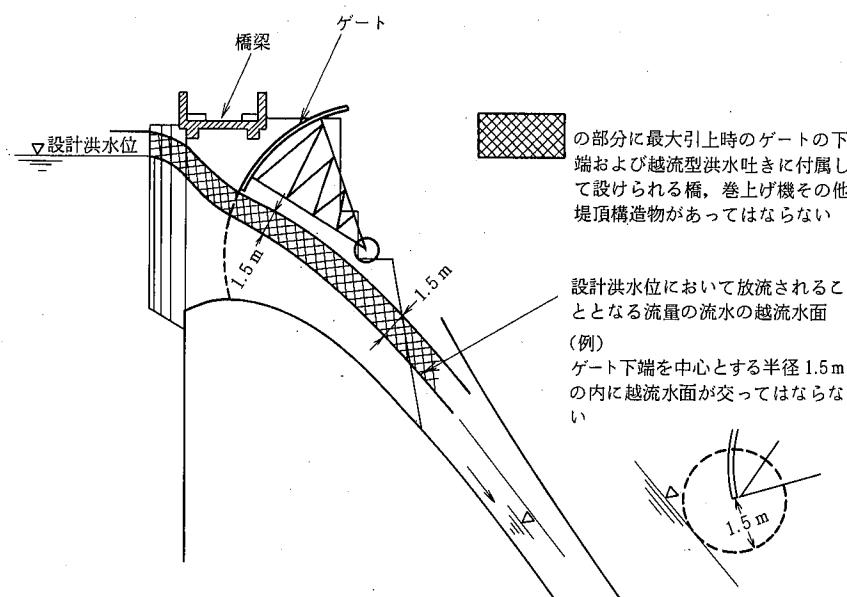


図-3.3.5 クレストラジアルゲートの揚程

本規則は、洪水吐きからの放流水脈の変動や流木などに対して、ゲートによる貯水池水位のせき上げ現象が生じないよう余裕を考慮した措置である。この場合、クレストラジアルゲートのピンなどは、放流水脈にふれても直接貯水池水位のせき上げと無関係であり、またゲートの安全に重大な支障を及ぼさない限りその対象としないが、基本的には洪水吐きから設計洪水位で放流される放流水脈でもピンに接しないようにピン位置を設定することが望ましい。

第4節 扉体戸当り

第1項 扉体形式の選定

扉体形式の選定にあたっては安定性、施工性などを十分考慮し決定するものとする。

〔解説〕

扉体の主たる形式は、各部材構造様式の組合せから次のように分類される。

2本脚 縦補助桁

横補助桁

3本脚 縦補助桁

横補助桁

いずれを採用しても対応する土木形状に直接影響する要素は少ないが、構造の安定性、施工性の面で重要である。

(1) 脚の本数

ラジアルゲート構造を側面から見たとき、回転中心と扉体前面を結ぶ脚は、一般に2本または3本で構成される。小形のものはまれに脚を1本とすることもある。

いずれを採用するかの判断基準は、実績や技術的な面を考慮すれば、目安として扉高が 15 m 程度以上は3本脚、扉高が 15 m 程度以下は2本脚となる。

単に重量軽減から判定するとすれば扉高 $12 \sim 13 \text{ m}$ は比較設計する必要もあるが、技術的に3本脚は不静定構造となり特に施工精度による影響が大きいので 15 m 程度以下では強いて採用しなくともよいと判断する。

(2) 縦補助桁方式と横補助桁方式

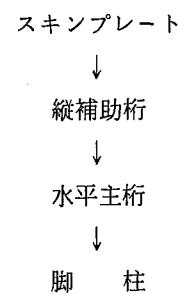
ラジアルゲートは、扉体の構造を大きく別けると、直接水に接し、流水を止める構造部分と、これを支え固定部(ピア)に水圧荷重を伝える構造部分からなる。

水圧荷重を伝える構造が前述した脚とすれば、流水を止める構造部分は片側 $2 \sim 3$ 本の脚で支える版とみなせる。

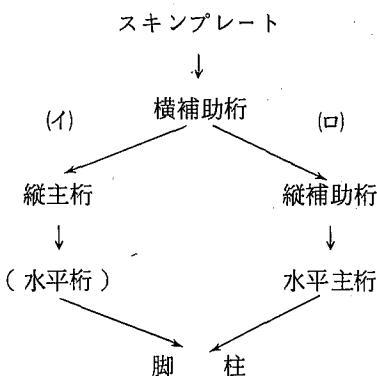
この版を構成する方法に、縦補助桁方式と横補助桁方式がある。

両方式の水圧荷重の脚への伝達順序は

縦補助桁方式



横補助桁方式



モーメントが大きくなり部材が重くなる。

横補助桁方式

この方式は、一般形を図-3.4.1に示したが、関連する縦桁の形態から図-3.4.2(イ)(ロ)に示す2方式がある。

(イ)(ロ)の相違は、単に横桁と組合せて構成される縦桁の本数が異なるのみでなく、設計思想も異なる。ここでは(イ)を縦主桁式、(ロ)をダイヤフラム式とよぶ。

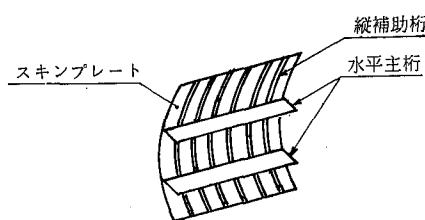
すなわち、(イ)の縦主桁は、近年採用されるようになった方式で、縦桁は必ず2本で構成し、この2本の縦桁を支点としスキンプレートを保持する横補助桁を密に配置する。

これ以外の一般的な特徴は

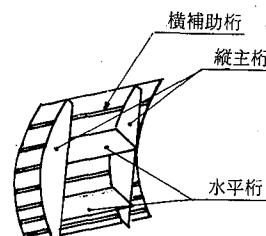
- ①ダイヤフラム式に比べ荷重伝達がシンプルである。
- ②一般に扉高の高い場合に有利である。
- ③径間が特に長い場合には補助桁が大きくなるので不利となる。
- ④桁の曲げ加工を必要としない。

のようになる。

形状概念は図-3.4.1に示す。(全体形状は第1章第2節 図-1.2.1を参照)



縦補助桁方式



横補助桁方式

図-3.4.1 縦・横補助桁方式の概念

縦補助桁方式

この方式は図-3.4.1に示したとおり、スキンプレートの背面に比較的こまかく等間隔に縦細長の桁を配置する形式で、この桁は水平主桁を支点とする梁と考えられ、縦補助桁と呼ぶ。

スキンプレートと縦補助桁は、連続した溶接で結合する。

特　徴

- ①力学的にシンプルである。
- ②次の理由で扉高の高い場合、一般に不利となるが扉高の低い場合はその逆のことがいえる。
 - イ. スキンプレートは縦方向のみの固定であること、また縦補助桁の水平主桁への接合が、点に近いので扉体全体としての剛性にややおとる。
 - ロ. 縦補助桁は、一般に既製形鋼が使用されるが、スキンプレート曲率に合わせて曲げ加工するため、形鋼寸法に限界がある。
 - ハ. 構造上、上段水平主桁から上方は、片持ち梁となるので、2本脚の高扉高になると曲げ

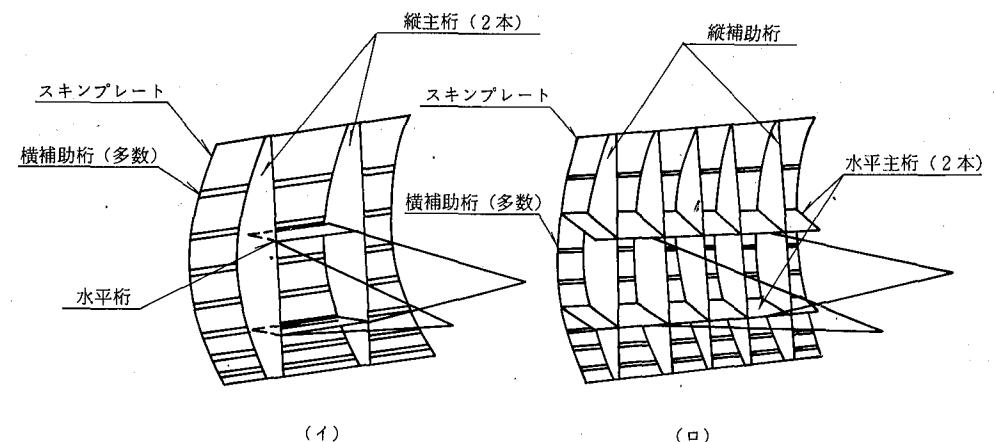


図-3.4.2 横補助桁方式の分類

⑤縦補助桁方式と同様で、扉体全体の剛性がやや劣る。

なお、横補助桁に対し、さらに縦補助桁を入れて、スキンプレートを4辺固定とすると共に版としての剛性を高めることもある。

(ロ)のダイヤフラム式は、従来多く採用された方式で、もっとも大きな特徴は主構と補助桁およびスキンプレートの接合剛性が高く安定したものといえる。

なお、この方式は桁が格子状に入り組むため製作加工の面で他の形式に比べ多くの工数を必要とする。

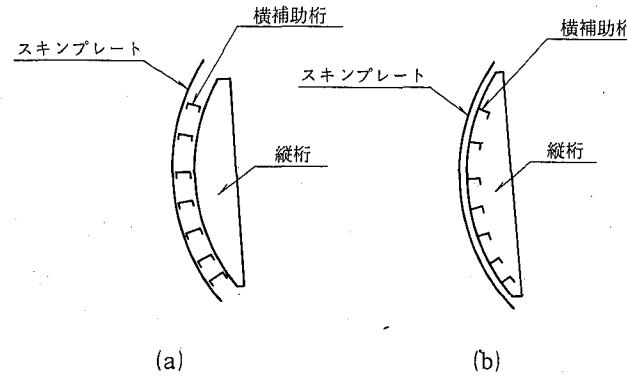


図-3.4.3 桁の組み合せ形状

図-3.4.3の(a)と(b)は横・縦桿の組み方(接合の取り合い)の相違といえる。(a)方式はスキンプレートを縦桿に接合しないのに対し、(b)方式ではスキンプレートを横・縦の両桿に接合している。

(b)方式は、工数は多くなるが扉体の剛性の面では(a)方式よりやや有利である。

横補助桿縦トラス方式

この方式は、前記の横補助桿方式ダイヤフラム式と基本的に同じである。従来この方式は、重量が軽くなるなどの理由から多く採用されていたが、部材数が多く製作据付が複雑なことや接合方法の問題及び塗装等のメンテナンス上のデメリット、および縦主桿方式とすることで重量的にも変りがないとする理由から、近年採用しない傾向にあるので、本要領に示していない。

扉体形式の選定の目安を、実績や多くの専門技術者の意見等よりまとめ図-3.4.4に示す。

主な実績をプロットして図-3.4.5!

4.5に示す。

図-3.4.4の標準的な各形式の範囲は、絶対的なものではないが、これで選定すれば輸送条件などで特別な理由がないかぎり妥当と考えられる。ただし、判定の境界線近傍にある規模のゲートでは、両方式を比較設計することが望ましい。

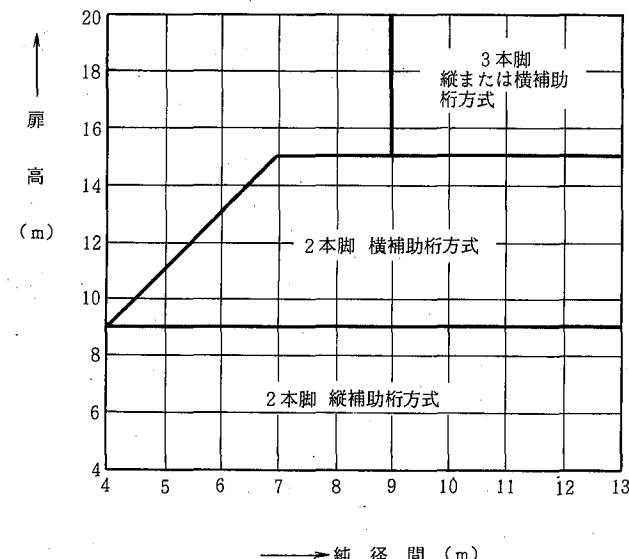


図-3.4.4 標準的な各形式の範囲

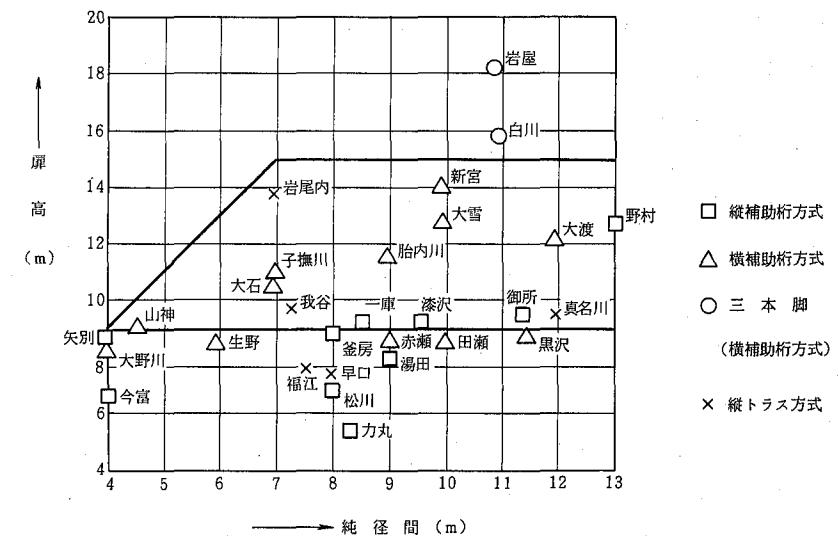
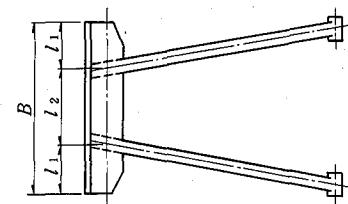


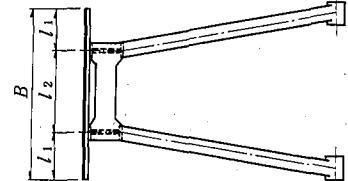
図-3.4.5 扉体形式の実績

第2項 主構の配置

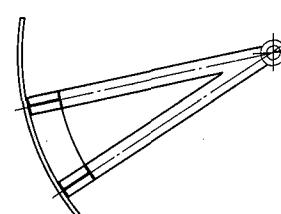
主構は、水平桿と脚柱とで構成するπラーメンとする。このとき、脚の下端(支点)は固定とみなすが、主構の安全は支承部の構造を考慮しピン支点と見なした条件でも確保されねばならない。



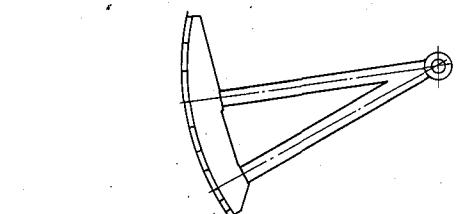
縦補助桿方式(水平主桿式)
の平面配置



横補助桿方式(縦主桿式)
の平面配置



縦断面配置



縦断面配置
主構の概念

1) 平面配置

脚柱取付位置は扉体形式により次の2通りの方法がある。

i) 脚柱に等分布荷重による曲げモーメントが発生しない位置。

(横補助桁方式)

ii) 水平桁の曲げモーメントが脚柱取付点と中央で等しくなる位置。

(縦補助桁方式)

2) 縦断面配置

縦桁の曲げモーメントがほぼ均等化し、脚柱荷重が同程度となるよう配置する。

〔解説〕

ラジアルゲートの主構(主桁と脚の構成)の基本形状は、門形(△形)とπ形がある。門形はπ形に比べ、①曲げモーメントが大きい、(π形ではπ形とほぼ同じ)②脚柱がピアに接近するので据付およびメンテナンスが難しい、③開閉装置の後面ワイヤーロープ巻取式が困難。などの理由で、近年ほとんど採用されていないので、本要領ではπ形ラーメンのみ取扱うこととする。

ただし、門形のものを更新する際にπ形に変更しようとする場合は、ダム軸方向に力が作用することとなるのでピア構造・強度の面を精査しなければπ形に変更することはできない。

主構の構造計算では主桁・脚柱接合部および脚柱トラニオン部の接合条件をピン結合とするか剛結合とするかによって発生する部材応力は変化する。

本要領では構造上最も有利な主桁-脚柱、脚柱-トラニオン部とも剛結合の条件を基本とし、実際の構造もこの条件をできる限り満たすよう考慮することとする。

ただし、主桁-脚柱接合部に比べ脚柱-トラニオン部を剛結(固定)することは困難と判断しピン支点の条件でも構造計算を行い、部材応力のチェックを行うこととする。

(1) 主構の平面配置

主構を平面でみると本文平面配置図に示したとおり、いわゆるπ形になる。

同図の脚の開き間隔は、後述の本章第4節第6項で示すハブの形状寸法で決まる。これに対し l_1 、 l_2 の関係寸法の決め方に本文に示す2通りの方法がある。いずれの方式でも、特に構造上、メンテナンス上、経済性で差違が認められない。

i) の考え方は、大きな圧縮力を受ける脚柱に曲げモーメントを生じさせない理想的なものであるが、現実は(特に後面巻取式の場合)下部水平桁の両張出し部に開閉用シーブを置くため脚の曲げモーメントを0とすることはできない。ただし、横補助桁方式(縦主桁式)の場合は、横補助桁から縦主桁にねじりモーメントが作用しないように原則としてこの考え方を採用する例が多い。

ii) の考え方は、脚柱に生じる曲げ応力は直応力に比べ小さく、脚柱の部材形状はさほど変わらない。これに対し主桁の形状が小さくできるメリットの方が多いとするものである。縦横補助桁(水平主桁式)の場合にこの考え方を採用する例が多い。

本文中の図において l_1 と l_2 の関係は

i) の場合 $l_2 = \sqrt{6} l_1, \rightarrow l_1 = 0.225 B$

ii) の場合 $l_2 = 0.586 B \rightarrow l_1 = 0.207 B$

で示される。これに対し、経験的に $l_1 = 0.2B$ とする考え方もある。

i) ii) の場合の l と B の関係は例えば $B = 10\text{m}$ の扉体に対し、 l_1 の差は20cm程度、 l_2 の差にしても4%程度である。

(2) 主構の縦断面配置(2本脚の場合について記述する)

主構の縦断面配置の方法は、

① 水圧荷重による脚反力が等しくなる配置

② 縦補助桁の曲げモーメントのバランスのよくなる配置
の2つの考え方がある。

一般に縦長の桁で構成される縦補助桁方式の場合②の考え方方が有利であるが、脚の荷重がアンバランスとなるため、実績では扉高10m程度まで脚反力を等しくする設計例が多い、メーカーのアンケート調査結果では、単に②とする考え方は少なく①と②の両方をできるかぎり満足するよう心がけている。

本要領は、以上のことから扉高が7m程度までは①の脚反力が等しくなる配置を採用してもよいと考えるが、一般には次に示すように基本となる下段脚の取付位置を一定にして試算した結果を基に本文に示したとおり、縦桁の曲げモーメントが均等化し脚荷重が比較的等しくなる配置とすることとした。

この設計手法を説明する。

(イ) 図-3.4.6においてまず $l_3 = 0.09 \sim 0.13l$ の実績から

$l_3 = 0.11l$ とする。(l_3 の寸法は、下段脚をあまり下げる場合、作業性が悪くなる他に、水理条件で任意開度において射流が下段脚に当たることなどがあり、 l_3 は形状決定の基本要素となっている。)

次に、上下段脚の断面形状を同じ部材で統一する条件で理論的に脚と縦桁の総合断面が経済的になる $P_a : P_b = 0.46 : 0.54$ となるよう l_1, l_2 を仮定する。

このとき M_A と M_C と異なるが決定的に不利となる差でなければ、この配置が総合的に理想的と判断できる。

(ロ) 一方、 $R_1 = R_2$ として l_1, l_2 を決めて M_A, M_B, M_C を求める。この条件で決まる脚と縦桁形状が(イ)の方法で求めた形状より経済的断面であれば(ロ)の配置で最終決定するものとする。

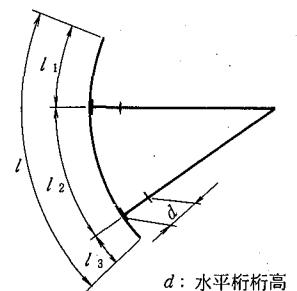


図-3.4.6 主構の縦断面配置(1)

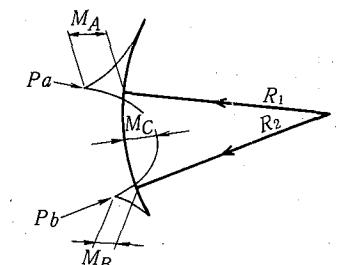


図-3.4.7 主構の縦断面配置(2)

(イ)の方法による算定フロー

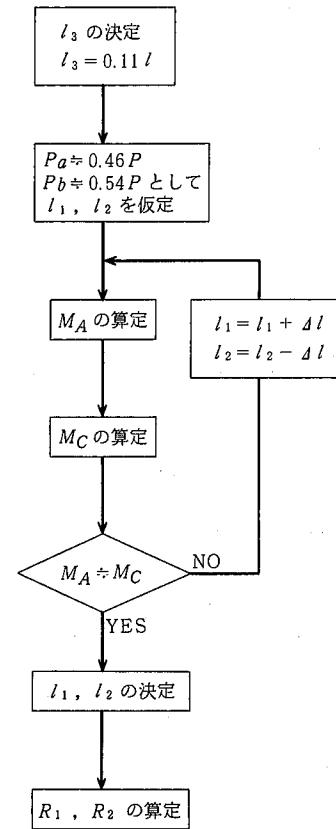
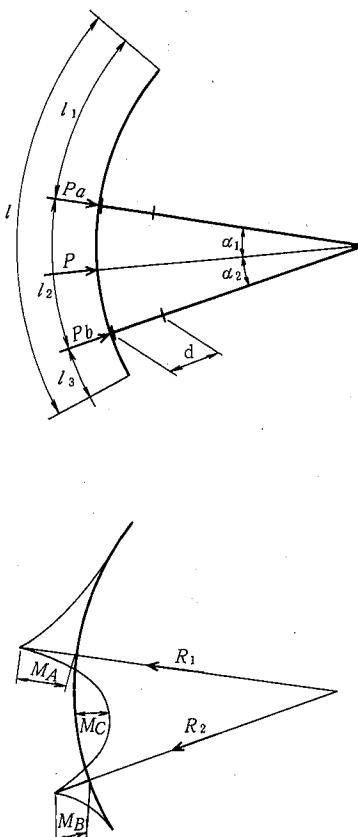


図-3.4.8 主構の縦断面配置(3)



第3項 版(スキンプレート+補助桁)の形態

- (1) スキンプレートの厚さ、補助桁間隔と補助桁形状寸法は、剛性・経済性などの面で密接な関係にあり、両者を一体とした“版”として設計を考慮するものとする。
- (2) 版とこれを支持する主桁の接合は、原則として溶接接合とし、十分剛性のあるものとする。

[解説]

(1) スキンプレートおよび桁の設計計算手法は次項以降に述べるものとするが両者はそれぞれ単独で部材寸法等を決めるのではなく、一体の版としての総合設計が必要である。このとき第3章第2節第4項で示す「スキンプレートおよび補助桁鋼材の最小厚さは腐食代を含み8mm以上。」が基本条件となり、さらに次の事項などを考慮する必要がある。

- ① スキンプレートに適用される8mm以上の鋼板で市場性の高い板厚は8, 9, 10, 12, 14, 16, ……である。出来形を考慮すれば一般に9mm以上がよい。
- ② 補助桁は、通常H形鋼、I形鋼あるいはC形鋼などの既製部材とする。

③ スキンプレートの板厚は、扉高が12m程度以上の場合は水深方向に2種の板厚とすることも考慮する。

④ 補助桁の基準間隔は溶接等の作業性を考慮して500~600mm程度が用いられる。

⑤ 縦補助桁方式の場合、扉体半径に合わせた曲率の曲げ加工の点でH 390×300×10×16程度が使用上限である。

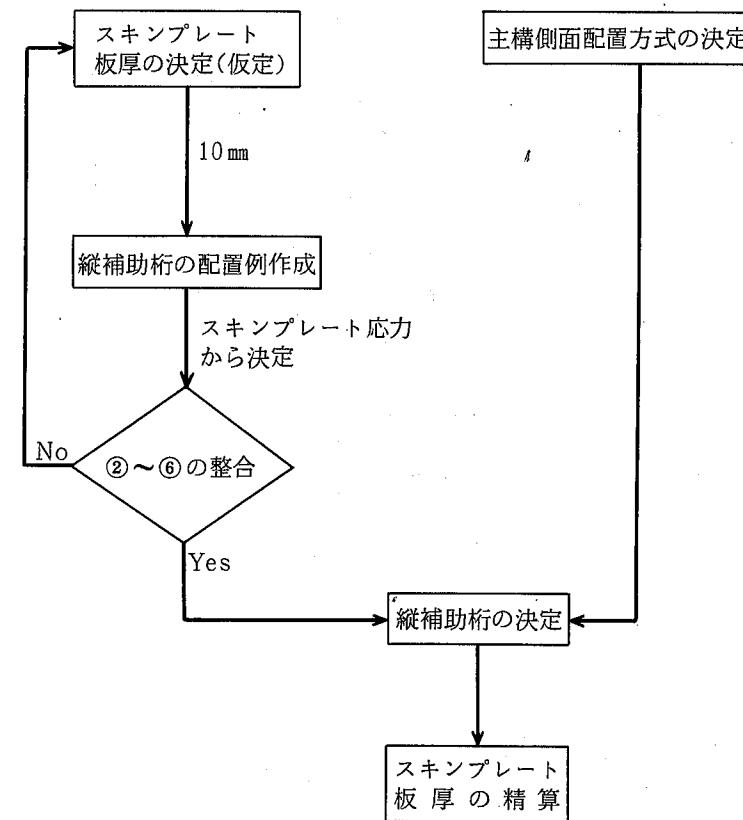
⑥ 横補助桁の場合、水深に対応して桁ピッチを変え、桁の部材形状寸法は、同一種類とすることが望ましいが、2~3種類とすることもある。

⑦ 版の(現地運搬・組立から)分割は、輸送限界を考慮するとともに補助桁上で対称形に分割することが望ましい。

なお一般的に版はスキンプレートが薄い方が総合的に軽量になるので、概略設計ではスキンプレートを10mmに仮定し、スキンプレートの応力が許容応力の1200kgf/cm²以内となるよう補助桁の間隔本数を求め、これを基に②~⑥の事項との整合と主構(主桁)の基本配置を考慮して3.1項の手順に従い、次のフローチャートで求めるようにする。

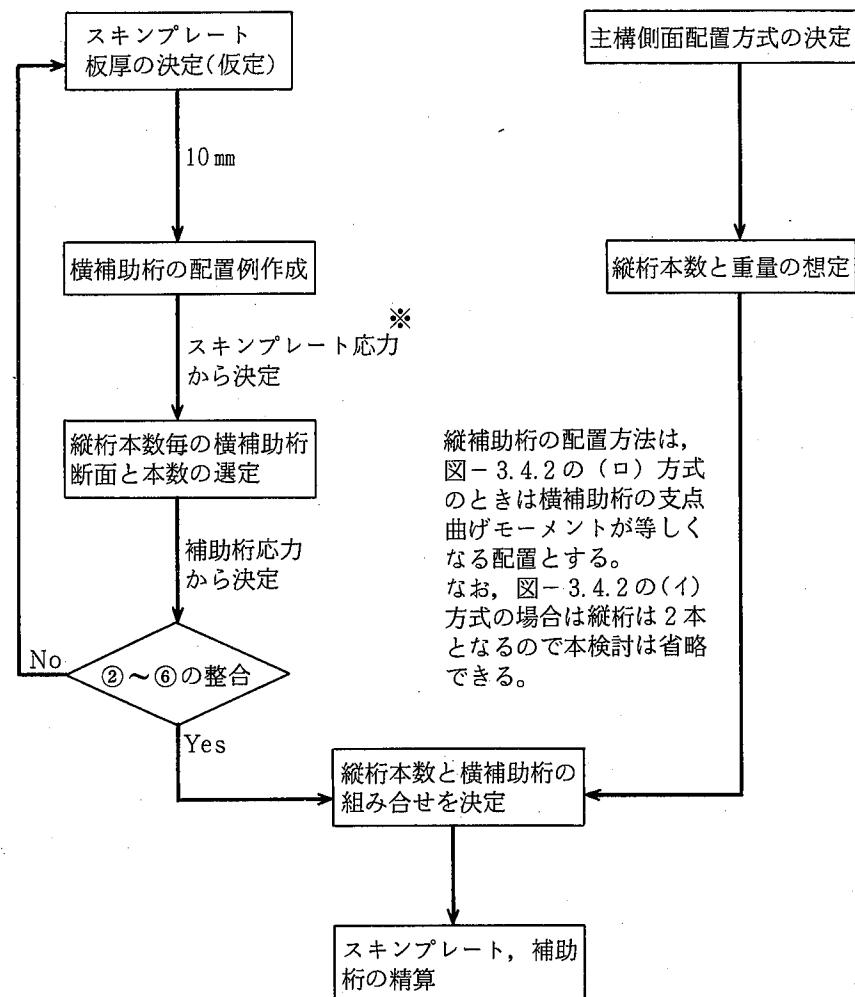
なお、シェル構造のような水門扉ではスキンプレートを補助桁の一部とみなす方式がしばしば

縦補助桁方式の場合



用いられるが、クレストラジアルゲートではかならずしも合理的とはいえないものとする。

横補助桁方式の場合



$$\sigma = 0.5 \times [h + R \sin(\theta - b/2R)] / 10$$

$$\times \left(\frac{b-c}{100} \right)^2 / (t-t')^2 \quad (3.4.1)$$

ここに σ : スキンプレート応力度 (kgf/cm^2)

t' : 腐食代 (cm)

t : スキンプレート板厚 (cm)

R : スキンプレート曲率半径 (m)

b : 横桁ピッチ (m)

c : 横桁フランジ巾 (m)

h : 設計水位とトラニオンピン標高の差 (m)

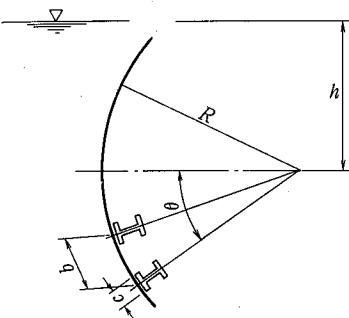


図-3.4.9 スキンプレート応力度

(2) 当初のラジアルゲート形式は本章第4節第1項の図-3.4.2(ロ)で示すダイヤフラム式が多く、この場合はスキンプレート背面に補助桁から主桁まで全て接合されているので、版と主構は十分な剛性が見込まれるが、近年、スキンプレートと補助桁をパネル(版)として主構の前面に乗せる構造が主体となっている。この場合、版と主構との接合が全体構造上からみて十分でない(横だおれ、ねじれ)きらいがあるので補剛材を入れるなどの配慮が必要である。

3.1 スキンプレートの設計

スキンプレートの設計は水圧荷重に対し、四周固定板の構造系として行うものとする。

〔解説〕

スキンプレートの板厚は腐食代を含み 8 mm 以上とする。

スキンプレートの設計の計算式は、次式による。

$$\sigma = \frac{P k a^2}{100 t^2} \quad (3.4.2)$$

表-3.4.1 k の値

b/a	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4
1.00	30.9	13.7	13.7	30.9
1.25	40.3	18.8	13.5	33.9
1.50	45.5	22.1	12.2	34.3
1.75	48.4	23.9	10.8	34.3
2.00	49.9	24.7	9.5	34.3
2.50	50.0	25.0	8.0	34.3
3.00	50.0	25.0	7.5	34.3
∞	50.0	25.0	7.5	34.3

ここに、 σ : 応力度 (kgf/cm^2)

a : 区画の短辺 (cm)

b : 区画の長辺 (cm)

P : 水圧 (kgf/cm^2)

t : 板厚 (cm)

k : b/a により決る

係数 (表-3.4.

1)

本文は、この式を用いるときの運用上の原則を示したものである。

(1) 水圧荷重は、各設計水位ごとの水圧荷重分布から求めが、求める区間のスキンプレートは水深によって圧力は変わるので計算に用いる水圧荷重 P は右図において、 $P = (P_1 + P_2)/2$ (t f/m^2) とみなす。ただし、水深方向区間(右図 b)が水平区間の2倍以上の場合は区間最大水圧(P_2)を採ることとする。区間2倍の考え方は、スキンプレートの応力度を求める式では、結果として区間の長辺(b)の中間で生じる最大応力度を求めるが、この応力度は b/a が2倍以上になると a 辺の部材に関係なく応力度はその水深の水圧で決まるので、平均水圧を採用することはできない。なお、この場合 b/a が2の境界で区間の平均水圧を探るか最大水圧を探るかで大きな差が生じるが、実際の設計では2の境界を越える場合は大きく越えるよう部材を配置するものと判断した。

(2) 構造系として、スキンプレートは4辺固定の平板で設計する。このことは一般に実測値でも整合性が認められている。

なお、スキンプレートはフランジ付の桁で支持されるので固定辺を右図の l か l' の寸法で探るか問題となる。クレストゲートの場合は一般にスキンプレートに対し、桁のフランジ厚が十分であるので a 辺、 b 辺の寸法は右図 l' を探すこととした。なお、スキンプレートの厚さより桁フランジの厚さが薄い場合などは固定辺長を l とするものとする。

3.2 補助桁(縦主桁を含む)の設計

補助桁の設計は、次の方針の荷重について、その構造系に対し行うものとする。

1) パネル方式の構造系

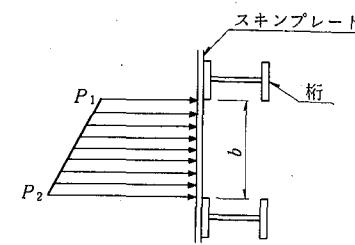
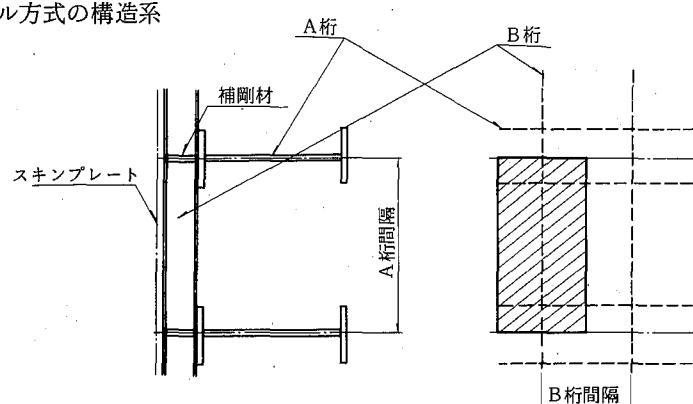


図-3.4.10 スキンプレートに作用する水圧荷重

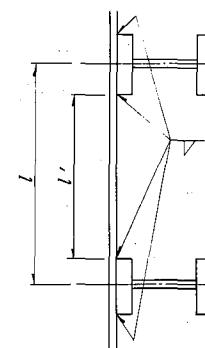


図-3.4.11 スキンプレートの固定辺長

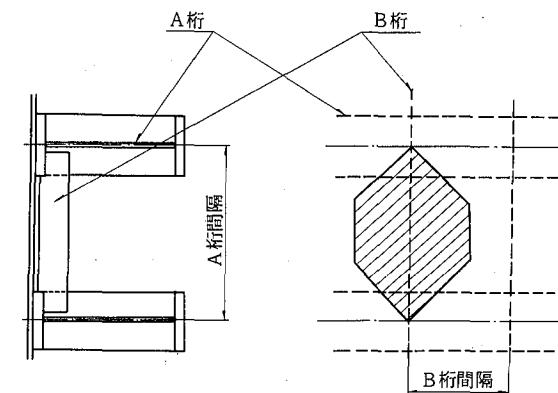
荷重

補助桁間隔の全水圧を受持つものとする。

構造系

A桁間隔を支持間隔とする連続梁とする。横補助桁方式の縦主桁も同様とする。

2) ブロック方式の構造系



荷重

図に示す六角形内水圧を受持つものとする。

構造系

A桁間隔を支持間隔とする単純梁とする。

〔解説〕

従来、補助桁の設計において、桁を単純梁とみなおすか、連続梁とみなすか、また、水圧の分担について統一したものがなかったので、実態と実用上から本文のように判断したものである。

イ. パネル方式の場合の計算式は次による。

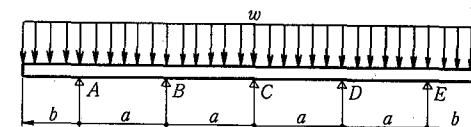


図-3.4.12 パネル方式の場合

曲げモーメント：

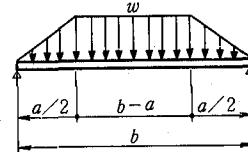
$$\begin{aligned} M_A &= -wb^2/2 \\ M_B &= -w(3a^2 - 4b^2)/28 \\ M_C &= -w(a^2 + b^2)/14 \\ M_{AB} &= M_A + S_{AB}^2/(2w) \quad (3.4.3) \\ M_{BC} &= M + S_{BC}^2/(2w) \\ M_{CD} &= M_{BC}, M_D = M_B \\ M_{DE} &= M_{AB}, M_E = M_A \end{aligned}$$

せん断力：

$$\begin{aligned} S_A &= -wb \\ S_{AB} &= wa/2 + (-M_A + M_B)/a \\ S_{BA} &= -wa/2 + (M_B - M_A)/a \\ S_{BC} &= wa/2 + (-M_B + M_C)/a \quad (3.4.5) \\ S_{CB} &= -wa/2 + (M_C - M_B)/a \\ S_{CD} &= -S_{CB}, S_{DC} = -S_{BC}, \\ S_{DE} &= -S_{BA}, S_{ED} = -S_{AB}, \\ S_E &= -S_A \end{aligned}$$

ロ. ブロック方式の場合の計算式は次による。

i) 台形分布荷重の場合 ($a < b$)



全荷重 P

$$P = w(b - a/2) \quad (3.4.6)$$

最大せん断力 S

$$S = P/2 \quad (3.4.7)$$

最大曲げモーメント M

$$M = w(3b - a)/24 \quad (3.4.8)$$

図-3.4.13 ブロック方式の場合
(台形分布)

ii) 三角形分布荷重の場合 ($a = b$)

全荷重 P

$$P = wb/2 \quad (3.4.9)$$

最大せん断力 S

$$S = P/2 \quad (3.4.10)$$

最大曲げモーメント M

$$M = Pb^3/6 \quad (3.4.11)$$

なお、扉体縦断面形において、下部主桁から下方に張り出した桁には自重により曲げモーメント (M_w) を加味することとする。

次図において

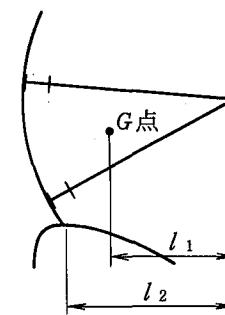
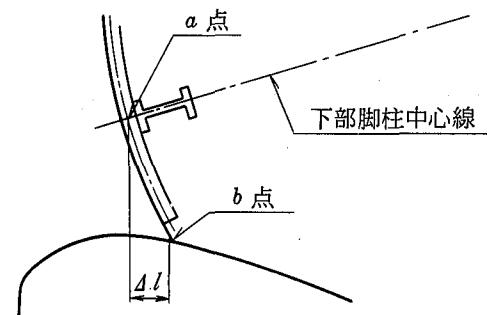
$$M_w = \alpha W \cdot \Delta l \quad (\text{tf} \cdot \text{m}) \quad (3.4.12)$$

ここに W : 扉体自重 (tf)

Δl : 次図による (m)

$$\alpha : l_1/l_2$$

また、横補助桁方式の縦主桁の場合も、この式に準じて算定することができる。



a 点：縦主桁中心線と脚中心線の交点
 b 点：スキップレート前面と下部戸当りの接点
 G 点：扉体重心

図-3.4.15 自重により補助桁に生ずるモーメント

第4項 水平主桁の設計

水平主桁の設計は、次に示す荷重についてピラーメン構造系の構成部材として行うものとする。

荷重

水圧およびロープ張力を考慮する。

i) 水圧(およびこれと同等の荷重)

水圧は各主構が負担する等分布荷重とする。

ii) ロープ張力

前面巻上げの場合

スキップレート面に等分布に働くロープ張力の各主構の負担分を集中荷重とする。

後面巻上げの場合

ロープ張力の主桁方向分力を集中荷重とする。

〔解説〕

1) 水圧荷重は、主桁に対し、図-3.4.16(イ)の静水圧を、前項で検討して決めた主構の側面配置により、 P_a と P_b の分担荷重におきかえる。

次に、平面形で見たときは図-3.4.16(ロ)のように単純に等分布荷重とみなす場合と、(ハ)のように補助桁の分担荷重を集中荷重と見なす考え方もあるが、(ハ)の場合でも、一般に(ロ)のように等分布荷重とみなしてよいものとする。

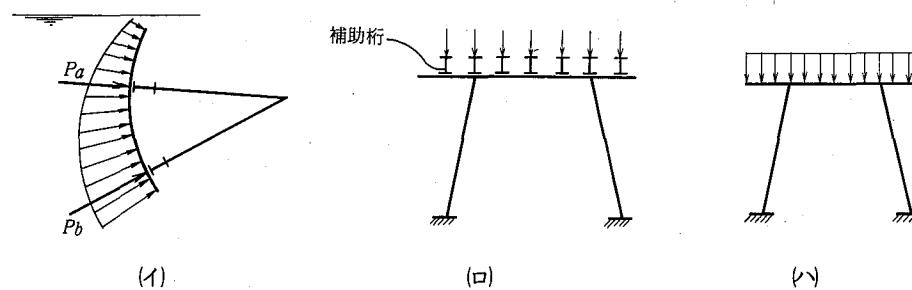


図-3.4.16 水平主桁に作用する水圧荷重

(ただし、横補助桁方式の縦主桁方式の水平桁には、水圧は直接作用しない構造とする。)

2) 水平主桁には、一般に右図 P_r のように脚取付部から e の位置に開閉用ロープ張力による開閉力の水平分力が作用する。この場合主桁は水圧荷重による以外に $P_r \times e$ なる曲げモーメント生ずる。

3) 構造系

脚柱と一体のラーメン構造とする。

この構造形の標準的な計算手順を次に示す。

なお、主桁の最終断面の決定は、曲げモーメントや軸方向力などの外力の他、当該各項で示す条件による桁形状、許容応力度などの制約を受けるので注意しなければならない。さらに、本章第4節第1項の図-3.4.2(ロ)に示すように水平主桁の桁高をもつ縦桁が比較的密に入っている場合でなく、第1章第2節の図の例のような場合の水平主桁や水平桁では、桁の横たわみが考えられるので、自重および積雪荷重による曲げ応力度(図-3.4.19参照)が付加されたときの応力度たわみ度について精査しておくものとする。

その簡易法としては、次図の斜線部の断面2次モーメントを(I_w)として、主構平面形の脚柱間距離をスパンとする単純梁で計算する方法がある。

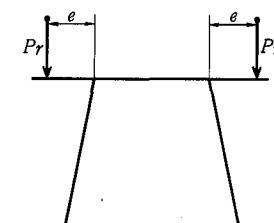


図-3.4.17 開閉力による荷重

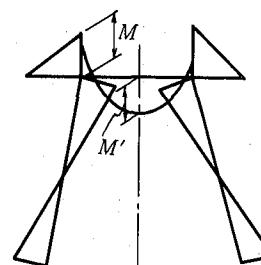
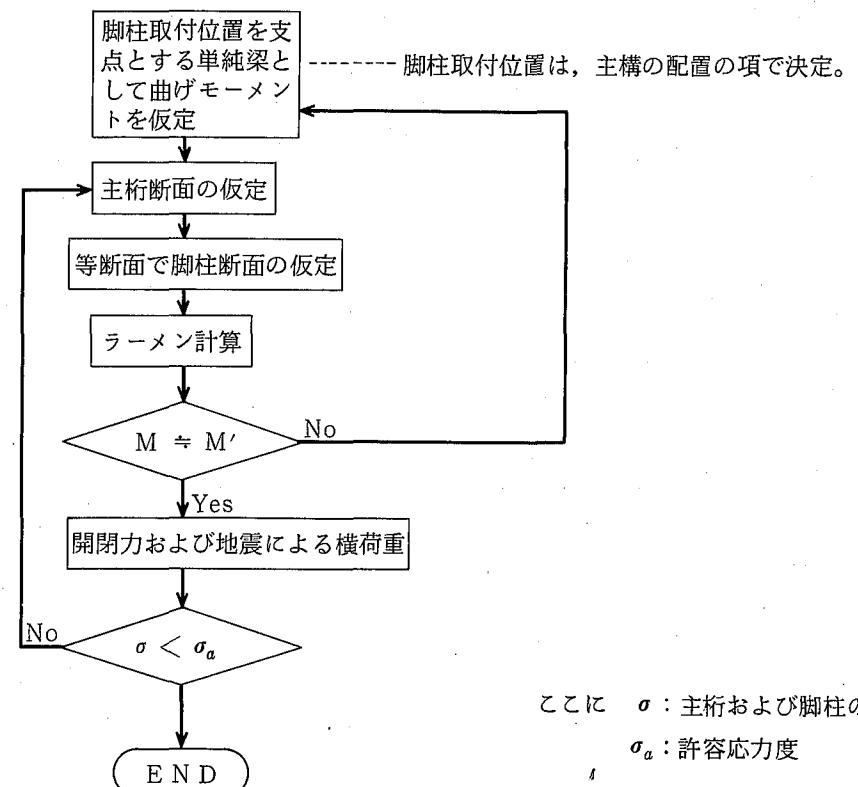
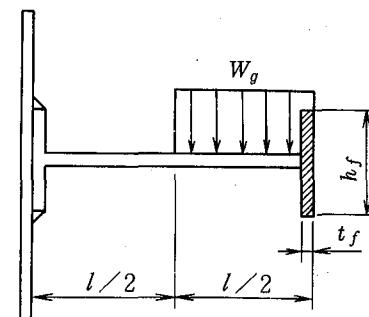


図-3.4.18 主桁に生ずる曲げモーメントの例

水平主桁と脚柱の設計フロー



ここに σ : 主桁および脚柱の応力度
 σ_a : 許容応力度



W_g ; 桁高の1/2に相当する自重
および積雪荷重

$$I_w = \frac{t_f \cdot h_f^3}{12}$$

図-3.4.19 水平桁に作用する積雪荷重

第5項 脚柱および脚間トラスの設計

脚柱および脚間トラスの設計は次の荷重・構造系に対し行うものとする。

荷重

平面内では水圧、ロープ張力、および地震時慣性力による横荷重、縦断面内では水圧、ロープ張力の他トラニオンピンの摩擦力を考慮する。必要に応じ、脚柱自重・積雪荷重などを検討する。

構造系

平面内では主軸を形成する柱とする。主構の支持条件は原則として固定と見なすが、ピンと見なす場合でも安全なものとする。柱は中間で折り曲げないものとする。縦断面内では、トラス構造とする。Nトラスを標準とする。

〔解説〕

本文の平面内とは右図(イ)、縦断面内とは(ロ)に示すものである。

(1) 荷重

平面内の主荷重は、前項水平主軸の反力である。縦断面内では、水平軸からの反力のみで曲げ応力は伝わらないと考えるが、開閉時にトラニオン軸受とピンのすべり摩擦力による曲げモーメントが生ずるので、かならず考慮する。

なお、大型のものでは自重、積雪地では積雪荷重を実状に応じ考慮する。この場合の自重および積雪荷重は脚柱のトラス格点を支点とする単純梁に作用するものとみなし、トラス格点には単純梁の反力が作用するとみなす。

なお、図-3.4.21(イ)において、トラスの接点には縦トラス材の軸方向に脚柱軸力の2/100(2%)に相当する外力(P)が作用するものとする。

(2) 構造形

は平面内で、前項で示した水平主軸とのπラーメンで構成する。従来トラニオンハブ取付付近で脚をトラニオンピンに鉛直になるよう折り曲げることがあったが、この形状は、応力集中が大きいので採用しないものとする。縦断面内では、図-3.4.21(イ)に示すNトラス形と、(ロ)に示すKトラス形とあり、Kトラスの実績も多いが、ここでは、Nトラスを標準とすることとする。これは一般に、大形になると重量的にKトラスの方が経済的であるが、クレストラジアルゲートの規模からすると、決定的な重量差になることが少ないと、これに対し、Nトラスの方がシンプル(部材数が少なく接合が少ない)で、3次元計算による応力度比較で「Nトラスの方が全般に応力度が低く、平均化していた。」とす

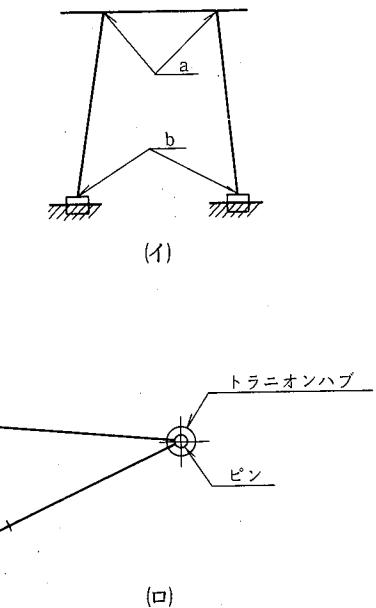


図-3.4.20 主構の平面・縦断面配置

ることもあり、大荷重部材の割にスレンダな構造からしても、安定したNトラスの方が適合した形状と判断した。

① トラス材は静定トラス組^{注1)}となるよう本数を決める。この場合、図-3.4.21(イ)の $P_1' - P_2'$ の力を受ける部材は、扉体の縦断とは兼用させないことが望ましい。

② トラス材の断面決定にあたっては、細長比の制限($l/r < 150$)について配慮しなければならない。

③ トラニオンハブと脚の結合部は、縦断面内で十分な面積をもつた補剛板で一体化する。

なお、図-3.4.21(ロ)のラーメン形式とする形状は、事故例と解析からクレストラジアルゲートには採用しないことが望ましい。

(3) 設計計算

設計の手法は、脚柱のみを単独に考えられないで、本章第4節第4項に示した「水平主軸と脚柱の設計フロー」による。

この場合、脚柱断面形状は、圧縮材(主軸からの曲げモーメントは、直荷重に比べて割合が少ない)となるので座屈に対し、理想形とする。

理想的な断面形状は、π形主構の平面内では、主軸の中心軸からトラニオンピン中心の脚全長が座屈長さとなること、一方縦断面内では、トラスの格点間距離が座屈長さなので図-3.4.22のような、それぞれの面に対する座屈強さが、バランスのよいH形(常にフランジは側方)とする。

H形の断面は脚柱に作用する軸力と曲げモーメントで決まるが柱の許容応力度は座屈長(l)と断面2次半径(r)の比により変化するので、本章第4節第4項の計算手順で何回かトライアルして最終的に求める。

ただし、手順の始めに仮定する許容応力度は、実績等から700 kgf/cm²と見込むと便利である。このとき図-3.4.22のウェブ厚(t_w)は $t_w = (b/40)$ 以上(SS41, SM41)、フランジ厚(t_f)はフランジ巾の(1/24)以上とする。

(4) 一般に設計手順からは最終検討になるが、開閉時にトラニオンピンと軸受けのすべり摩擦力により生ずる曲げ応力度を次のような考え方で求め、脚柱応力度に加算し、合成応力度が許容応力度以内にあるものとする。

右図トラニオン部A点には、すべり摩擦力により、 M_0 なる抵抗モーメントが生ずる。

この M_0 により、 $J_1 \cdot J_2$ を支点とする連続梁として脚柱に

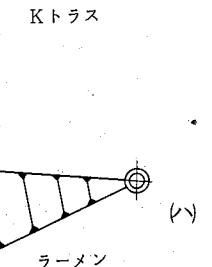
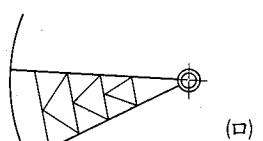
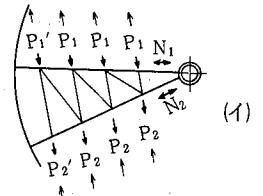


図-3.4.21

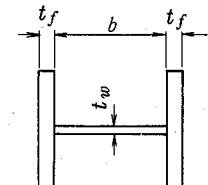


図-3.4.22 H形
鋼断面

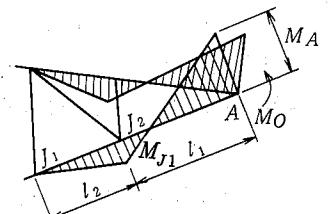


図-3.4.23 脚柱に生ずる
曲げモーメント

注1) 2本脚の場合、静定反力を3とすれば、部材数(m)と格点数(i)の間では $m + 3 = 2i$ で示される。

曲げモーメントが生ずる。

いま、上・下段脚の部材が同断面とすれば

$$\left. \begin{aligned} M_0 &= P \mu_p r_p \\ M_A &= M_0/2 \\ M_{J1} &= -MA l_1 / \{ 2(l_1 + l_2) \} \end{aligned} \right\} \quad (3.4.13)$$

となる。

ここに P : 全設計荷重の $1/2$

μ_p : ピンとブッシュのすべり摩擦係数 ($= 0.2$)

r_p : トラニオンピンの半径

なお、脚柱のトラニオンハブ取付(元)部は M_0 に対し強度が不足することが多く、このためボスと脚柱を十分な面積の補剛板で一体化し、この補剛板と脚柱部材の合成桁で所定の安全度を保つ工夫がなされている。

(5) 脚柱および脚間トラスは図-3.4.21(イ)に示すとおり、軸力の他に自重・開閉時の軸摩擦による格点に作用する力および開閉力を考慮する静定トラスとする。

第6項 回転支承部の設計

6.1 トラニオンハブおよびピンの設計

トラニオンハブおよびピンの設計は、次の荷重、構造等に対し行うものとする。

荷重

脚柱より伝達される水圧・開閉力の分力および主構(脚柱)の曲げモーメントを考慮する。

構造系

- 1) トラニオンピンは、支圧板間隔を支点とする単純梁とする。
- 2) 支圧板などは十分な剛性を有し、安全に荷重をアンカガーダおよびピア側面へ伝達する構造とする。

〔解説〕

トラニオン部(ハブ、軸受メタル、ピンおよび軸受支圧板)は、主構の支点部で荷重が集中し、かつゲート開閉の中心となる重要部分であるので、慎重な設計を行うものとする。

標準的な断面構成を次図に示す。

(1) 荷重

トラニオン軸受に作用する荷重は、

- ① 水圧および開閉ロープ荷重の分力による荷重(垂直および水平力)
- ② 主構(π形)ラーメン構造による固定端モーメント

などがあるが、ピンおよび軸受メタルは、①の荷重が軸受巾に対して等分布荷重で作用するものとする。

(2) 構造

一般に、垂直反力はトラニオン軸受からアンカガーダに、水平分力はスラストメタルで受け支圧板から確実にピアに伝達される構造とする。

① 構造寸法の決定に当たっては、次のフローで考える。

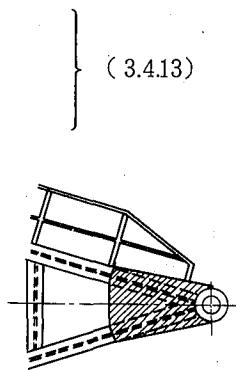


図-3.4.24 脚柱トラニオンハブ取り付け部の補剛

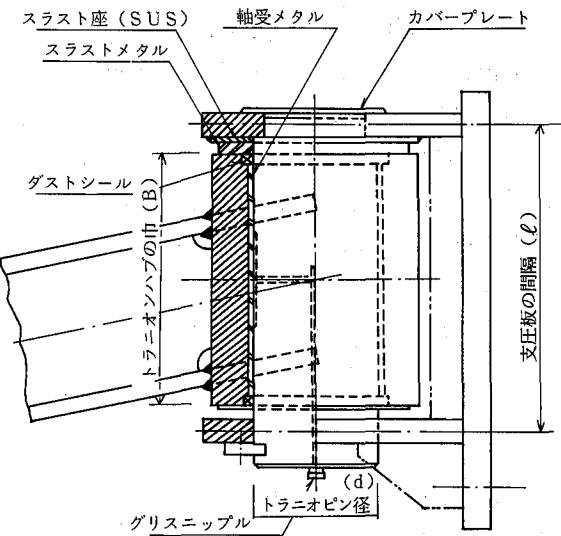
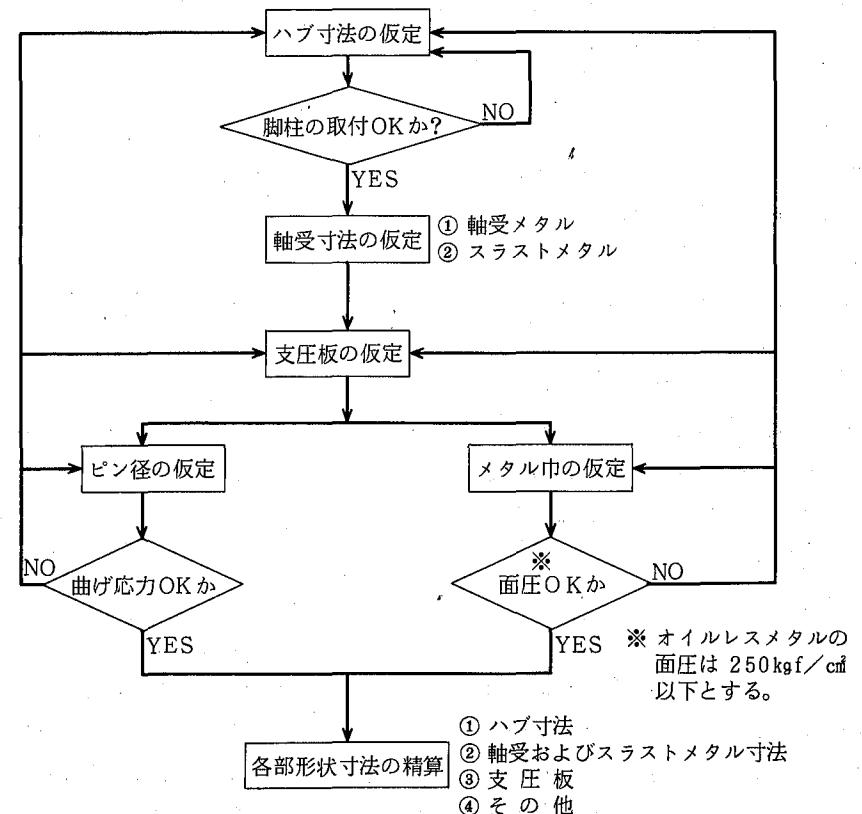


図-3.4.25 回転支承部の設計



このフローにおいて、次の関係を参考とすることができる。

$$(\text{ピンの直径}) / (\text{ハブの巾}) \leq 0.5$$

$$(\text{ピンの直径}) / (\text{ハブの外径}) = 0.55$$

$$(\text{軸受メタルの厚さ}) (\text{mm}) = (\text{ピンの直径}) (\text{mm}) \times 0.055 + 5$$

なお、脚の軸力(P_v) kgf とすれば、ハブの巾は、ほぼ

$$(\text{ハブの巾}) = 0.1 \sqrt{P_v} (\text{cm}) \text{ で示される。}$$

② トラニオン軸受のピンと軸受メタルのすき間は、一般に次の程度とする。

JISに基づく表示の場合 H9・C9

JISによらない表示の場合 $\psi \leq 4.0 \times 10^{-3}$

$$\psi = (d_2 - d_1) / d_1 / 2$$

ここに、 d_1 : ピンの外径 (mm)

d_2 : メタルの内径 (mm)

③ ダストシール

トラニオン軸受のメタルの材料は、他の材料に比べ許容面圧が大きいことおよびメンテナンスの点からも有利なオイルレスメタルを標準としている。オイルレスメタルは一般には無給油でもよいが、鍛付きなどが生じた場合重大な障害となるので、給油可能な構造とすること、さらに、水分など不純物の進入を防ぐためにダストシールを設けることを標準とする。

なお、ダストシールを設けることによって、防錆などが完璧になるわけではないので、防錆やメンテナンスの面から検討し、他の方法があればダストシールは設けなくともよいものとする。

給油用のグリスニップルは、一般に軸端に設けるが、給油時の安全を考慮すれば、別な安全な箇所(例えばトラニオンハブの上方)に設けるなどの工夫が必要である。

6.2 支承部の取付

軸受部は、扉体からの荷重をガータ部に安全に伝達するとともに、次の条件を満たすものとする。

- 1) ゲート開閉操作に支障がないこと。
- 2) 水流と直角方向荷重(スラスト荷重)に対して配慮されていること。
- 3) 閉体とアンカレージの接合部であるので据付時の調整が容易であること。
- 4) 保守・点検が容易であること。

〔解説〕

クレストゲートの脚柱を含む主構はアーチ門のためトラニオン部に水平分力(スラスト)が作用するが、仮にピア側に遊びがあるとアーチ門に二次応力が発生するのでトラニオン全体は遊びのない状態でピアへセットする必要がある。

このため、スラスト方向精度を保持するためのアジャストボルトまたはクサビを付加したり、トラニオンとアンカガーダおよびピアの調整スキ間にエポキシ系樹脂の充填材を用いるなどして、二次応力の発生を防ぐ方法が採用される。標準的形状を次に示す。

図-3.4.26においてスラスト力は、スラスト受けからピアコンクリートに伝達する。しかし、スラスト受けからわずかな間隔でピアコンクリート内部にアンカーテンションビームが配置されている例が多い。このテンションビームにスラスト受けからの荷重が伝達するのをさけるため、一般には図-3.4.26で示すようにスラスト受けからアンカーテンションビームをまたぐ(または通す)形状で足を取付け、この先に支圧板を置く方法が採用されている。

支圧板の支圧面以外からはコンクリートに荷重を伝えないようにスラスト受けの埋設部および足には絶縁材を塗付する。

アンカーテンションビームおよびスラスト受けをコンクリートに埋設するとき、これらが移動しないよう両者は一般に金物で接続される。

第7項 水密部の設計

水密部は、一般に強度上の計算で構造を決定される部分ではないが、水密を確保するに重要な部分であるので、仕上げ精度を確保するに必要な(製作・輸送・据付を配慮した)十分な剛性を有するものとする。

〔解説〕

直接の水密は、コンクリート構造に埋込む戸当たり金物表面(ステンレス製)と水密ゴムの密着によって保持している。

戸当たり金物は、一般に既製形鋼にステンレス板を張り形成されるが、据付後に受ける荷重が小さいことから、形状は一般に精度保持と輸送時などの変形を防ぐ剛性から決められる。

水密ゴム取付は、メンテナンスを考慮してステンレス製のボルトを使用し、ピッチ 100 mm 程度で押え板で扉体に締め付ける。

側部と下部水密の隅角部は水漏れがおき易いので十分配慮した設計とする必要がある。

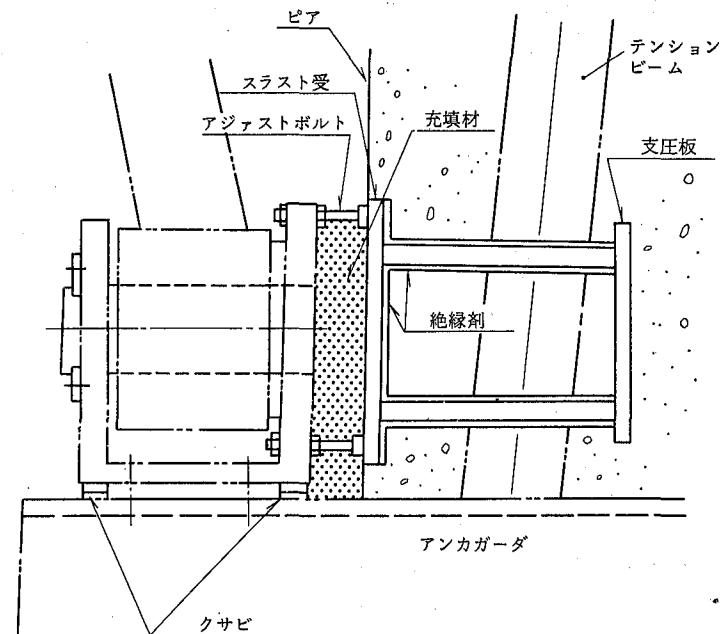
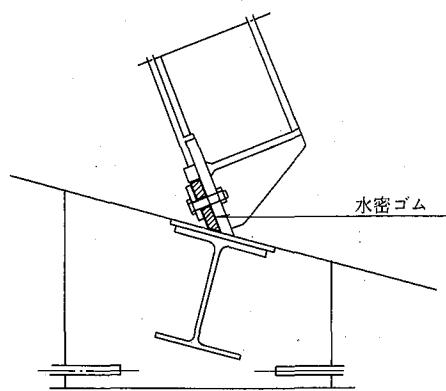


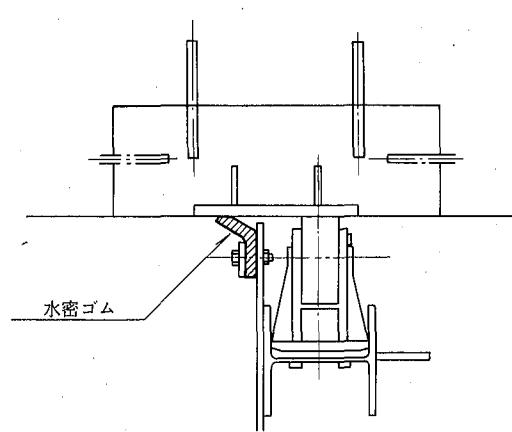
図-3.4.26 支承部の配置

参考図を次に示す。

1) 下部水密部



2) 側部水密部



第8項 接合方法

各部材およびブロックの接合方法は、次の通りとする。その選定は接合部の荷重の伝達や接合の目的を考慮して慎重に行うものとする。

- 1) 工場接合 溶接、ボルト接合、リベット
2) 現場接合 リベット、溶接、ボルト接合

特に、強度部材の高力ボルト接合は原則として使用しないものとする。

〔解説〕

クレストゲートの設計では2次的に取扱われるが、現実に最も注意を要する構造部分であり、その重要性・設置環境を考慮して、接合方法は本文によることとした。特に高力ボルトは一部実施例もあるが、次の理由により原則として採用しないこととする。

- ・環境として腐食傾向が大である。
- ・放流時に振動が伴うことがある。

なおボルト接合を用いる場合は、リーマーボルト等のせん断力を伝達し得るボルト形式を用いることが必要である。

これら接合方法の一般的特徴などを次に示す。

1) 溶接（アーケ溶接をいう）

溶接は、形状寸法等の基本的設計が的確であり、かつ接合する母材の材質に適合した溶接棒の種類の選定、施工法に誤りがなければ、一般にもっとも優れた接合方法で、ゲートの工場製作時の接合はほぼ溶接によっている。ただし、施工法に関しては、気象条件などの外的要因、上向き姿勢などの基本的難しさおよび仮組などの精度不良による欠陥、さらには溶接による残留応力やひずみの対策などの対応などがあり、これらの適応を誤ると重大な欠陥をまねく恐れがあるので、水密性が重視されるスキンプレートの接合や比較的強度に余裕があり、ひずみの生じにくい補助

桁などの接合以外は、現場での溶接は用いないことが望ましい。

なお、ゲートの現場溶接にはほとんど採用されないが、工場溶接では半自動や自動溶接が多く採用されている。

2) リベット

リベットは設計や製作および準備段取りなどで、やや時代的なスピード感に欠けるが、クレストゲートの場合は施工時の騒音は、ほぼ問題とならないこと、適性や欠陥の判定が容易なことおよび母材に対する変形やゆるみに対する心配はないことなど、基本的に適合した方法である。ただし、①スキンプレートの接合に用いる場合は別途水密に対する配慮が必要である。②経験のある職工が少ない、などで近年の実績は少ない。

3) リーマボルト

リーマボルトは、精度よく組立てを行い、かつせん断力による接合面での変位を許さないなど精度を重視する接合方法といえる。クレストラジアルゲートのような板厚に比べ大型でかつスレンダーなものには、加工後から据付の間にわずかでも変形の危険性があることを考慮すればからずしも適合したものとはいえない。しかし、溶接接合に問題があり、かつリベット接合が難しい場合は、これに変るものとしてせん断力を確実にとれ信頼性が高いリーマボルトを従来から採用することとしている。

なお、接合部にリーマボルトを多数本用いる場合は、特に現場仮組から本締付に到るまでの施工管理に十分な注意が必要である。

4) 高力ボルト

高力ボルトは、一般に高トルクで接合部材を締付け、接合部材間の摩擦によって応力を伝達するもので、橋梁など一般構造物では広く採用している。しかし、頭初に記した理由でクレストラジアルゲートの主要部材の接合には用いないものとする。

第9項 細部設計

9.1 溶接継手の設計

(1) 溶接継手は、全断面溶込みグループ溶接、部分溶込みグループ溶接または連続すみ肉溶接とする。

(2) 脚柱と主桁フランジ、トラニオンハブおよびトラニオングリーン受支圧板の継手は、全断面溶込みグループ溶接を原則とする。

(3) すみ肉溶接は等脚すみ肉溶接とし、そのサイズは5mm以上を原則とする。

(4) 突合せ溶接は原則として裏溶接を行うものとする。

(5) 3mm以上の厚さの異なる鋼板の合せ溶接は、厚い方の板を1/4以下のこう配をつけて薄い方の厚さまで削り、溶接する。

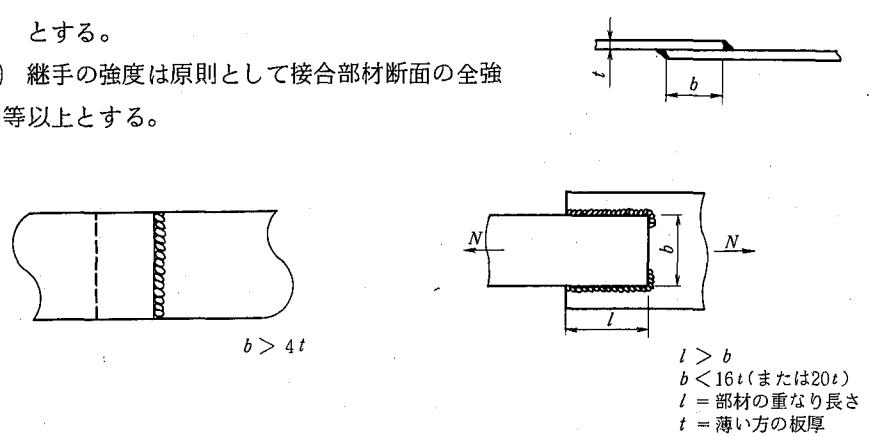
(6) 重ねすみ肉溶接

(イ) 前面すみ肉溶接の継手における重ね代は薄い方の板厚の4倍以上とする。

(ロ) 軸方向力を受ける継手における重ね代は下図において、 $t > b$ かつ薄い方の板厚の16倍以下とする。

ただし引張力のみを受ける場合は20倍以下とする。

(7) 継手の強度は原則として接合部材断面の全強同等以上とする。



〔解説〕

グレストラジアルゲートに溶接継手を用いるときの設計にかかる一般基本事項を示した。運用および施工の一般事項などは、機械工事共通仕様書（昭和57年4月建設大臣官房建設機械課）および水門鉄管技術基準に詳しく述べられているのでこれによるのがよい。

これらに述べられていない事項についてのみ補足説明する。(2)については、主桁と脚柱の接合部などは、一般に引張力は作用せず圧縮力が主体なので、全断面溶込み溶接でなくともよいと考えられるが、集中荷重点でせん断力も作用することを考慮してこのような判断とした。

なお、この場合、特にトランイオンハブの接合部などは、肉厚が極端に異なるため溶接前後の熱処理などの配慮が必要である。

(7)については、ゲートの設計では一般に溶接部の強度を溶接継手部の理論ど厚などから正確に求めることなく、接合部材の断面を用いて便宜的に判定するのが慣用となっている。この場合の理論ど厚などは、当然部材の全強と同等でなければならないので本文に示す表現とした。

なお、製作図で示された溶接サイズなどが本文で示した一般原則の他に強度の点で妥当か、チェックする必要がある場合、この判定の方法の一つとして道路橋示方書の例を次に示す。

溶接部の有効厚

応力を伝える溶接部の有効厚は、その溶接の理論のど厚とし、次の規定によるものとする。

(1) 全断面溶込みグループ溶接の理論のど厚は、図-3.4.28に示すとおりとし、部材の厚さが異なる場合は薄い方の部材の厚さとする。

(2) 部分溶込みグループ溶接の理論のど厚は、図-3.4.29に示す溶込み深さとする。

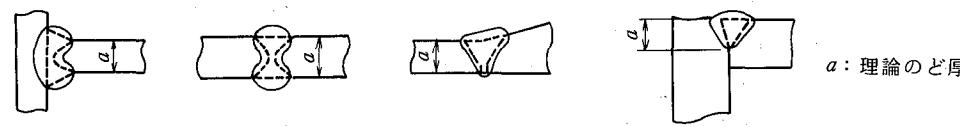
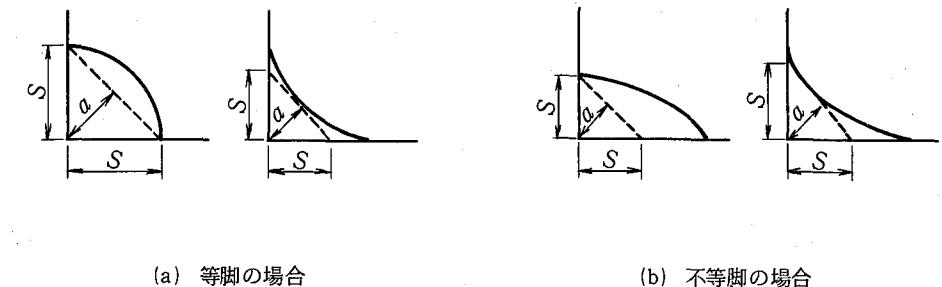


図-3.4.28 全断面溶込みグループ溶接の理論のど厚

図-3.4.29 部分溶込みグループ溶接の理論のど厚

(3) すみ肉溶接の理論のど厚は図-3.4.30に示す継手のルートを頂点とする二等辺三角形の底辺のルートからの距離とする。



(a) 等脚の場合

(b) 不等脚の場合

図-3.4.30 すみ肉溶接の理論のど厚

(1) 全断面溶込みグループ溶接における理論のど厚は、ビードの仕上げをするとしないとにかかわらず、規定に示すとおり母材の厚さとする。

(2) 部分溶込みグループ溶接には、ビードに直角な方向の引張力を受けさせないように設計するが、せん断力に抵抗させるときの理論のど厚は、規定のとおり溶込み深さとする。したがって、設計の際には溶接部の溶込みを考慮することになる。

溶接部の有効長

(1) 溶接部の有効長は、理論のど厚を有する溶接部の長さとする。ただし、全断面溶込みグループ溶接で溶接線が応力方向に直角でない場合は、有効長を応力に直角な方向に投影した長さとする。

(2) すみ肉溶接でまわし溶接を行った場合は、まわし溶接部分は有効長に含めないものとする。

(1) 溶接の有効長とは、設計に有効な溶接長さをいい、溶接線の方向が有力に直角でない場合の有効長は、図-3.4.31のように応力に直角な方向に投影した長さとする。

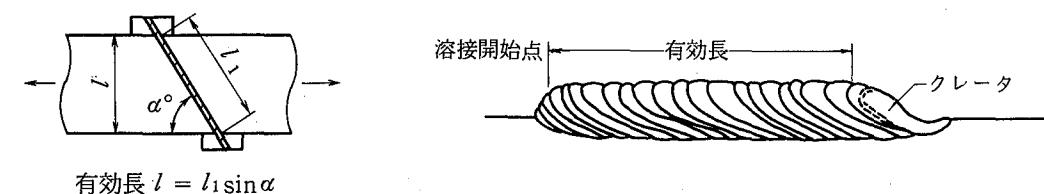


図-3.4.31 溶接の有効長

図-3.4.32 溶接の有効長

図-3.4.32に示すような、溶接の終了部のクレータでは、つば状の凹を生じわざが生じやすい。また、溶接開始点では溶着金属の断面が不完全で溶込みも不十分となり、十分な応力の伝達が期待できないので、溶接の有効長にはこれらの部分を入れてはならない。したがって、応力を伝える重要な継手では、エンドタブを使用し、すみ肉溶接ではまわし溶接を行って開始点およびクレータの影響を除去しなければならない。

(2) まわし溶接部では応力の方向が変わり応力の伝達が不明確になること、クレータや溶接開始点の影響を除くことが難しいことなどによりこの部分を有効長に入れてはならない(図-3.4.33)。

また、返し溶接部も同様の理由で有効長に入れてはならない。

軸方向力またはせん断力を受ける溶接継手の応力度

継手に軸方向力またはせん断力が作用する場合の溶接部に生じる応力度は、式(3.4.16)または式(3.4.17)により算出するものとする。ただし、すみ肉溶接および部分溶込み溶接に生ずる応力度は、作用する力の種類にかかわらず式(3.4.17)によって算出するものとする。

$$\sigma = P / \Sigma a l \quad (3.4.16)$$

$$\tau = P / \Sigma a l \quad (3.4.17)$$

ここに、 σ ：溶接部に生じる垂直応力度(kgf/cm^2)

τ ：溶接部に生じるせん断応力度(kgf/cm^2)

P ：継手に作用する力(kgf)

a ：溶接の有効厚(cm)

l ：溶接の有効長(cm)

曲げモーメントを受ける溶接継手の応力度

曲げモーメントを受ける溶接部に生じる応力度は、式(3.4.18)または式(3.4.19)によって算出するものとする。

(1) 全断面溶込みグループ溶接

$$\sigma = (M / I) \cdot y \quad (3.4.18)$$

(2) すみ肉溶接

$$\tau = (M / I) \cdot y \quad (3.4.19)$$

ここに、 σ ：溶接部に生じる垂直応力度(kgf/cm^2)

τ ：溶接部に生じるせん断応力度(kgf/cm^2)

M ：継手に作用する曲げモーメント(kgf/cm)

I ：のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸のまわりの断面二次モーメント(cm^4)

y ：展開図形の中立軸から応力度を算出する位置までの距離(cm)

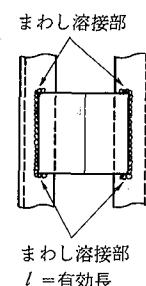


図-3.4.33
まわし溶接部

曲げモーメントを受ける継手には、全断面溶込みグループ溶接を用いるのを原則とするが、主桁と横桁との連結部などで曲げモーメントによって生じる応力度が小さい場合は、溶接性や溶接ひずみの面からすみ肉溶接を用いた方がよい場合もある。

また、構造上どうしてもすみ肉溶接に曲げ応力度が作用する場合がある。その場合は、図-3.4.34に示すように、継手ルートを中心としてのど厚を接合面まで回転させた図形を求め、その中立軸のまわりの断面二次モーメントにより応力度を計算することにする。全断面溶込みグループの溶接の場合は、展開断面の中立軸と部材の中立軸とが一致するが、すみ肉溶接では必ずしも一致しない。その場合でも、展開断面の中立軸をとるものとする。

溶接継手の合成応力度の照査

軸方向力、曲げモーメントおよびせん断力が組合わされて作用する溶接継手の応力度は式(3.4.20)または式(3.4.21)を満足しなければならない。

(1) 全断面溶込みグループ溶接

$$(\sigma / \sigma_a)^2 + (\tau_s / \tau_a)^2 \leq 1.2 \quad (3.4.20)$$

(2) すみ肉溶接

$$(\tau_b / \tau_a)^2 + (\tau_s / \tau_a)^2 \leq 1.0 \quad (3.4.21)$$

ここに、 σ ：軸方向力または曲げモーメントによる垂直応力度あるいは両者の和(kgf/cm^2)

τ_b ：軸方向力または曲げモーメントによるせん断応力度あるいは両者の和(kgf/cm^2)

τ_s ：せん断力によるせん断応力度(kgf/cm^2)

σ_a ：許容引張応力度(kgf/cm^2)

τ_a ：許容せん断応力度(kgf/cm^2)

垂直応力度とせん断応力度とが作用する場合の鋼材の破壊については、せん断ひずみエネルギー定説、主応力説などがあるが、この要領ではせん断ひずみエネルギー定説による。

この説によれば、垂直応力度 σ とせん断応力度 τ が作用する状態は、垂直応力度として $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$ が存在する場合に相当する。したがって、 σ と τ との組合せが式(3.4.22)を満足すれば、 σ のみが存在する部材と同等の安全率が保証されることになる。

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq \sigma_a \quad (3.4.22)$$

σ_a ：許容引張応力度(kgf/cm^2)

また、 σ と τ をもとに考える場合は、経験的に10%程度の許容応力度の割増しを行っても安全であると判断して、

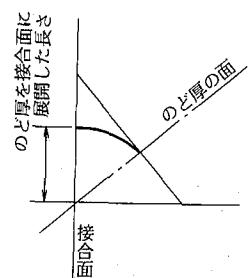


図-3.4.34

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1 \sigma_a$$

(3.4.23)

とし、ここで許容せん断応力度 τ_a を許容引張応力度 σ_a の $1/\sqrt{3}$ に選べば式(3.4.24)のようになる。

$$(\sigma/\sigma_a)^2 + (\tau/\tau_a)^2 \leq 1.21$$

(3.4.24)

全断面溶込みグループ溶接の場合の式(3.4.20)は、式(3.4.24)の右辺の数値をまとめたものである。

また、 σ および τ_s, τ_b は式(3.4.16)～(3.4.19)により計算した値、 σ_a, τ_a に示す値とする。

せん断ひずみエネルギー定説によるこの示方書の考えは、図-3.4.35 に示すように主応力説によるものに比べて安全側にある。

なお、すみ肉溶接の場合は、曲げモーメントなどによるせん断応力とせん断力によるせん断応力が単純に合成されると考えて、式(3.4.21)で照査すればよい。

9.2 リーマボルトおよびリベット継手の設計

主要部材に使用されるリーマボルトおよびリベット継手の設計は次の項目を考慮して行うものとする。

1. ボルトおよびリベットの径と配置は、適切な配慮を行うものとする。
2. 軸方向力又はせん断力を伝える接合部のボルトおよびリベットの応力は、応力方向に均等に分布するものとする。
3. 曲げモーメントを伝える接合部のボルトおよびリベットの応力は、回転中心からの距離に比例するものとみなして計算する。
4. 1, 2, 3を考慮して求めたボルトおよびリベットは部材断面の全強の75%以上の力に耐える本数とする。
5. 引張力は作用しないものとする。

〔解説〕

リーマボルトおよびリベット接合の基本的な一般事項を示した。

運用は、水門鉄管技術基準の解説に詳しく述べられているのでこれに準じるものとする。

なお、リーマボルトの材質は S35C で、ボルト径は (M16) M20, M22, M24 などがあるが、

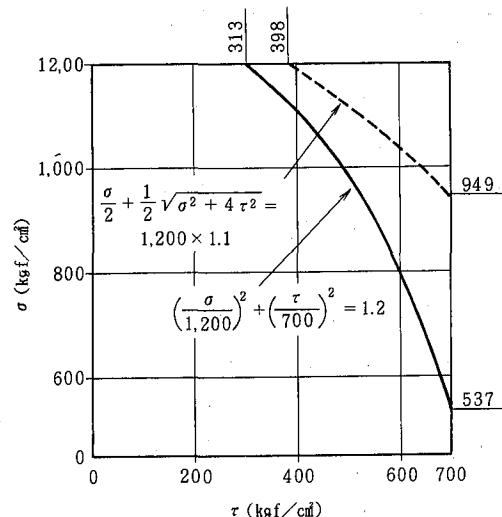


図-3.4.35 せん断ひずみエネルギー定説と主応力説の比較

M22を標準とする。

9.3 荷重集中点の補剛材

扉体およびアンカ材に用いる桁の荷重集中点には、原則として補剛材を設けるものとする。

剛接合部荷重集中点も本規定を準用する。

〔解説〕

主桁と脚柱の取付け部や、その他桁の支点の荷重集中点には原則として垂直補剛材を設けるものとする。

特に、パネル方式で補助桁の支点に補剛材を入れないものがあったが、本章第4節第3項の解説(2)の主旨および支持点の構造の原則からも補剛材を入れるものとする。補剛材の形状寸法は、最小でも板厚6mm以上で、桁のフランジ巾を満すものとする。

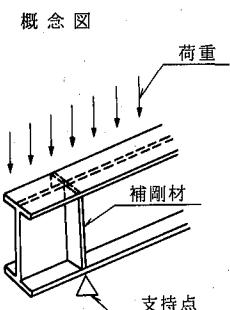
右図にクレストラジアルゲートの代表的な補剛材取付例を示す。基本的には、

- (1) 補剛材と腹板との連結は、補剛材が全集中荷重を受けるものとして設計しなければならない。
- (2) 支点上の補剛材は両側に対称に設け、フランジの両縁に達するまで延ばすのを原則とする。支点上の補剛材は力の伝達を受けるフランジに溶接しなければならない。支点以外の荷重集中点に設ける補剛材では力の伝達を受けるフランジに溶接するのを原則とする。

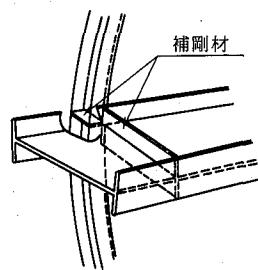
算定は、

荷重集中点の垂直補剛材は、次の規定により軸方向圧縮力を受ける柱として設計しなければならない。

- 1) 柱としての有効断面積は、補剛材断面および腹板のうち補剛材取付け部から両側にそれぞれ腹板厚の12倍までとする。ただし、全有効断面積は補剛材の断面積の1.7倍をこえてはならない。
- 2) 許容応力度の算出に用いる断面二次半径は腹板の中心線について求め、有効座屈長はけた高の1/2とする。



縦補助桁と主桁の例



脚柱と脚間トラスの例

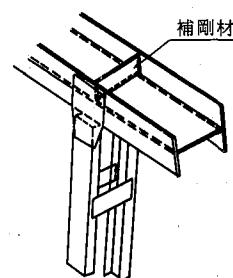


図-3.4.36 荷重集中点の補剛材

このようにして求められた圧縮応力度は、第3章第2節第3項に規定した許容圧縮応力度をこえないものとする。

なお、従来主桁と脚柱の取付部のように剛接合部の補剛材の取扱いがあいまいな点があったので次の取扱いとする。

1) 基本的には単純支持梁の荷重集中点とし、この項で述べた手法により補剛材の形状を定める。

2) 桁の補剛材は、柱のフランジ間隔に合せ2条とする。

3) 脚柱と主桁の取付部に作用する曲げモーメントによる補剛材の集中荷重(P')は、次式によることができる。

$$P' = M/h \quad (3.4.25)$$

ここに P' : 脚柱の桁取付部に生じる曲げモーメントにより補剛材に伝達される集中荷重(tf)

M : 脚柱の桁取付部に生じる曲げモーメント(tf·cm)

h : 脚柱の曲げモーメントに対抗する断面の高さ(cm)

(一般にH形断面の高さ)

4) 梁(主桁)の補剛材に作用する集中荷重は次式による。

$$P = N/2 + P' \quad (3.4.26)$$

ここに P : 補剛材に作用する集中荷重(tf)

N : 脚柱に作用する軸力(tf)

P' : 曲げモーメントにより算定した軸力(tf)

9.4 主桁と脚柱の接合

主桁と脚柱の接合は、原則として溶接接合による剛接合とする。

このため主桁と脚柱の接合部には適切な補剛材を設けるものとする。

〔解説〕

主桁と脚柱で構成する主構の平面形はピラーメンで構造計算を行う前提とするので、その接合は剛接合とする。標準的な剛接合は、溶接接合により図-3.4.38に示すように主桁のウェブおよび主構隅角部内側に補剛材を設けるものである。

一般にピラーメン構造では隅角部に応力集中が生ずるので補剛材を設けその度合を緩和することが望ましい。FEM解析によると脚柱フランジ延長部の主桁ウェブにのみ補剛材を設けても、接合部付近の応力集中は十分に緩和できない。図-3.4.38に示すように主構内側に主桁高の1/2程度の辺長を有する二等辺三角形をしたフランジ付補剛材を設けた場合、主桁-脚柱接合部の応力

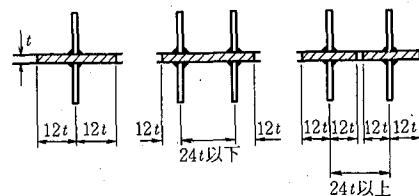


図-3.4.37 荷重集中点の腹板の有効幅

伝達は最も円滑に行われる。

なお、高力ボルト接合を本要領から外したことの本項に係る理由は次のとおり。

① 形状的な判断や構造計算上では一般的には接合の条件を満たすが、ボルトで直接締付ているフランジプレートは、ハンチの補剛リブの伝達力で浮き上りなどの変形が生じるなどの可能性がある。

これに対し、従来は、脚柱の荷重は軸力が主体で曲げモーメントが比較的小さいためボルトには引張力が作用しないとするものであった。

② このような直交する面での接合形態は、加工・組付けに対する逃げがなく、従って、加工上の精度によっては締付けにより固定モーメントが生じる。

などを考慮したものである。

9.5 サイドローラの設計

ラジアルゲートには、円滑な開閉および、全開中の安定を考慮して、サイドローラを設けるものとする。

サイドローラは、片側3個以上設けるものとする。

〔解説〕

クレストラジアルゲートは、(本要領で示す)扉体の設計思想からすれば、主構はピラーメンで構成するので、サイドローラと戸当りのすき間はできる限り少なくすべきであるが、温度変化による扉体の径間方向の伸縮や据付精度などを考慮して実用上5mm程度のすき間を左右にとる。なお、アーチダムの場合、重力ダムに比べて堤体の変形が大きいので、10mm程度のすき間をとっている例がある。

一般に、サイドローラの設計は、次のことを考慮している。

① 開閉中、左右の開閉用ワイヤロープ速度(力)の差による、扉体の片吊りによる変形を防ぐこと。

② 全開時の風・地震などによる横ゆれによる変形を防ぐこと。

サイドローラの設計にあたっては、①の理由によりローラに作用する荷重の算定は難しい(この場合は扉体に過大な力が作用するので、サイドローラは、壊れた方がよいとする考え方もある。)ので、一般には②の場合の地震力を想定してローラ1個当たりの荷重を計算し、ローラ形状を決めることが多い。

ローラの間隔は、扉体の片吊りのみから考えれば、上下にできる限り間隔を置く配置とする

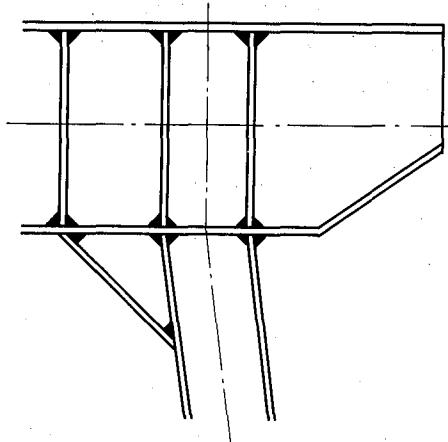


図-3.4.38 主桁と脚柱の接合例

のが望ましいがゲートを全開したときに上ローラはピアから外れるので、この場合でも片吊りによる影響を考慮して、片側2個はピア内にあるよう片側3個で配置するものとする。

全開したときに、下端ローラからピア天端の寸法が片側2個のローラを実用的に配置するに不足のときは、ピア天端からサイド戸当り金物を上方へ突き出した方法を採用することもある。

第10項 全開時の扉体の安定

クレストラジアルゲートの扉体は、全開時の風荷重に対しても、安定していなければならぬ。

〔解説〕

クレストラジアルゲートは全開時の風荷重によってトランションピンを中心に反転することが考えられるので、次において $M_w < M_G$ のこの条件で安定を確認する。

風荷重は、第3章第2節第1項に示した形状係数を考慮して定めるが、脚柱の風荷重が転倒モーメントに与える影響が少ないので実用上形状係数を一定値（係数は平面形状1.2をとる）とし、次式に準じて求めてよいものとする。

$$P = 360 \text{kgf/m}^2 (300 \text{kgf/m}^2 \times 1.2) \text{とする。}$$

転倒モーメント

$$M_w = (h_2 \times B) \times P \times (h_1 + h_2/2) + (h_1 \times b) \times P \times h_1/2 \quad (\text{kgf}\cdot\text{m}) \quad (3.4.27)$$

ここに、 h_1 : 脚の投影高さ (m)

h_2 : 閉体の投影高さ (m)

B : 径間 (m)

b : 脚の巾 (m)

抵抗モーメント

$$M_G = W \times l_r \quad (\text{kgf}\cdot\text{m}) \quad (3.4.28)$$

ここに W : 閉体の自重 (kgf)

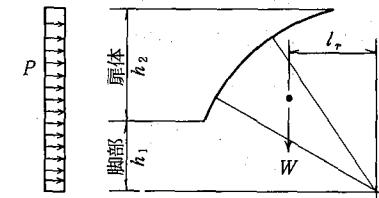
l_r : 回転中心から扉体重心までの距離 (m)

第11項 戸当り金物

戸当り金物は水密性や据付精度の確保などの目的を十分満し、水理上好ましく、運搬据付で変形なく、かつ据付時のコンクリート打ち込みが容易な形状・寸法および強度を有するものとする。

その他次の項目を考慮する。

- 1) 底部戸当り金物には、堤体コンクリート打継目に対応できる継手を設けるものとする。



2) 戸当り金物は、冬期の凍結による開閉の支障が予想される場合、凍結防止装置を備えることが望ましい。

〔解説〕

クレストラジアルゲートの戸当り金物の形状は、水密性や扉体の据付が容易で水理上適切な設計とする。このとき強度的には計算根拠となるような外力は小さいが運搬や据付時には変形などが生じやすいので、これに耐える強さや剛性が必要であり、特に側部戸当り金物はコンクリートの施工に支障のないよう固定するまでの十分な剛性が必要となる。

ゲートの径間で、堤体コンクリート打継目のある場合は、この部分での伸縮に対応できる構造が必要である。

なお、水密ゴムとの摺動面は、冬期に水滴などの凍結が考えられる場合には、戸当り金物の裏側に電熱利用のヒーターを利用する方式や、常に水位がある場合には気泡による凍結防止装置などを備えることが必要である。

第5節 アンカレージ

第1項 アンカレージ形式の選定

アンカレージの形式は、次の4形式に大別され、ゲート規模・土木形状・施工性等を考慮して選定するものとする。

1) 支圧板テンションビーム方式

扉体からの荷重をガータ、テンションビームを介して、ピアに埋設された支圧板で保持する方式。

2) PCアンカ、ガータ方式

扉体からの荷重をガータを介して、PC鋼材の導入力と対応させて保持する方式。

3) PCアンカ、ピア補強方式

扉体からの荷重を直接ピア部で保持し、ピアは予めPCアンカで補強される方式。

4) 付着方式

扉体からの荷重をガータを介してピア内に埋設されるアンカ材の付着力で保持する方式。

〔解説〕

ラジアルゲートの全負荷（主に水平荷重）はトランション部に集中し、アンカレージを介してピアに伝達される。

アンカレージは、構造形状およびピアコンクリートへの荷重の伝達の考え方によって本文に示した4つの形式が採用されている。

各形式の設計は、本章第5節第2項、第3項および第4項等に記述するがいずれの形式を採用

するかは、ラジアルゲートの計画および設計で、ダムの洪水吐き規模（寸法）に直接関係するので慎重な配慮が必要である。

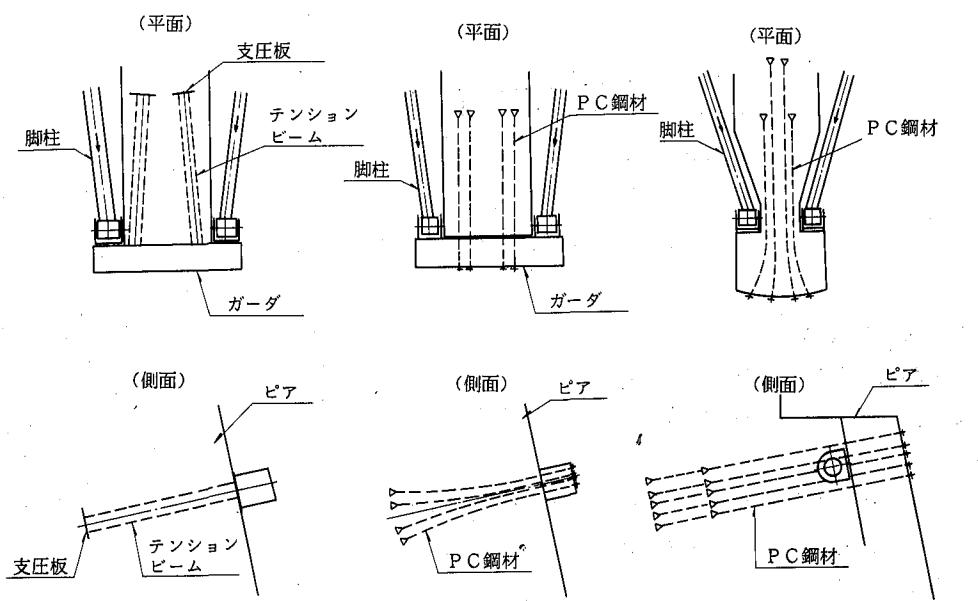
一般には、本文に示した目安で計画することで問題ないと考えられる。

各形式の概要、適用の標準等を次表に、標準的な概念を図-3.5.1に示す。

表-3.5.1 アンカレージ形式の概要

形 式	各方式の概要・特徴	適用標準	備 考
支圧板方式	<p>概要：扉体からの荷重をガータ、テンションビームを介してピア内に埋設される支圧板の支圧力で保持する方式。</p> <ul style="list-style-type: none"> この方式には、厳密に解明されていない次に示すような注意を要する点もあるが、付着板方式より応力解析が単純確実であることから近年の使用例はほぼこの方式である。 <ul style="list-style-type: none"> ①合理的なテンションビーム長さの決定が難しい。 ②テンションビームが荷重を受けて伸びることによりガータおよび扉体に二次応力が生じる。 	設計全水圧荷重が約1000t以下の場合	
PCアンカ方式	<p>概要：扉体からの荷重をガータを介してPC鋼材（線または棒）におきかえたもので、力をピア内に広く分散させることができる。施工実績は比較的少ない。</p> <ul style="list-style-type: none"> ①寸法からくる配置上の制約でPCの配列が2～3列となり、荷重分担不均一になる。 ②ガータとピアは、材質、構造が不連続になる。 ③施工管理が難しい。 	設計全水圧荷重が約2,000t以下の場合	
PCピア補強方式	<p>概要：扉体からの荷重を直接ピア部で保持する方式で、ピアは予めPCアンカで補強する方式。</p> <ul style="list-style-type: none"> プレストレスは、ピアのみに導入すればよく、PCアンカ方式のガータのような不連続性はないのでリラクゼーションは少なく、解析面でも保守面でも望ましい。構造が簡明で、超大形ゲートでは経済的である。 <p>実施例は、現時点で国内1例のみである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ①支承部の形状、寸法、プレストレスの導入量、PCケーブルの配置およびコンクリートの許容応力度の決定は、充分な検討が必要 ②施工管理も充分配慮が必要 	設計全水圧荷重が2,000t程度以上 岩屋ダム洪水吐ゲートで実施。	

形 式	各方式の概要・特徴	適用標準	備 考
付着方式	<p>概要：扉体からの荷重をガータを介してピア内に埋設されたアンカ材の付着力で保持する方式。</p> <ul style="list-style-type: none"> この方式を採用した場合、埋設されたアンカ材（鋼）とコンクリートの弾性係数が大きく異なることで剥離が生ずる問題があり、近年ほとんど採用されていない。 大形のゲートでは付着面積を多く必要とするピア寸法がとり難い。 		



支圧板テンションビーム方式 PCアンカガータ方式 PCピア補強方式

図-3.5.1 アンカレージ各形式の概念図

第2項 ガータの設計

ガータの設計は、次の荷重、構造等に対し行うものとする。

荷 重

- 扉体からの外圧および開閉ロープ張力などの分力を集中荷重として考慮する。
- その他構造方式、ゲート開度によっては次の荷重を検討するものとする。
 - トラニオン固定モーメントによる曲げ応力
 - 水圧による偏心荷重
 - アンカ材の傾斜による分力

構造系

アンカレージ(テンションビーム又は、PC鋼材)で支持されて、軸受部で集中荷重を受ける単純梁とする。その断面はボックス形状とする。

[解説]

一般には、下図の如き構造として扉体からの集中荷重を受ける部材として取扱われている。

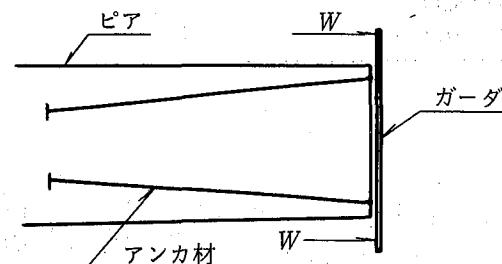


図-3.5.2 ガーダに作用する荷重(1)

その他の荷重は、アンカ材の伸びによる二次応力などが考えられるが、本文に掲げたものは算定が明らかな荷重を示したものである。

なお、ガーダのたわみは扉体の二次応力に重要なかかわりがあるので小さくすることが望ましい。

(イ) トランション固定モーメントは、扉体主構(脚柱下端を固定として計算した場合)の支承反力として計算されるものを対象とする。

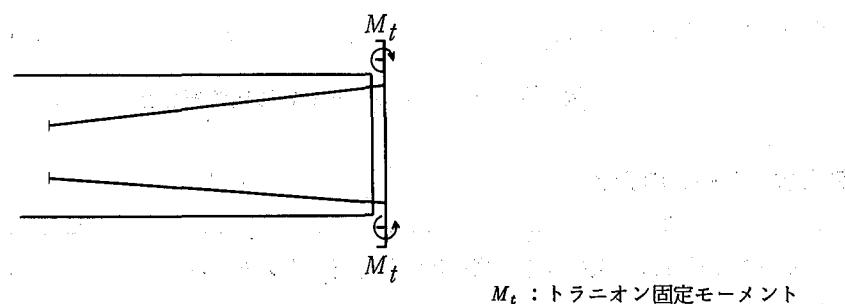


図-3.5.3 ガーダに作用する荷重(2)

(ロ) 水圧による偏心荷重は、ゲート開度によってガーダ断面図心からゲート作用力線の方向がずれることによって生ずるねじりモーメントである。このねじり応力度に対抗するためにガーダはボックスガーダとする。

$$M\tau = W' \cdot \Delta l \quad (3.5.1)$$

ここに、 $M\tau$ ：偏心荷重によるねじりモーメント
(kgf·m)

W' ：脚に作用する荷重 (kgf)

Δl ：偏心距離 (m)

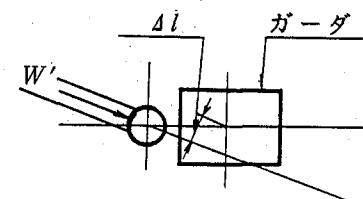
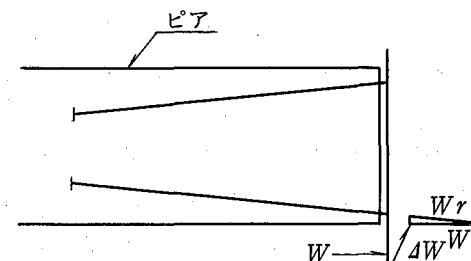


図-3.5.4 ガーダに作用する荷重(3)

(ハ) アンカ材傾斜による分力は、アンカ材が土木形状等によって平面内で傾斜して設置されている場合に作用する軸力として考慮する。



W ：扉体からの荷重 (kgf)
 W_r ：アンカ材に作用する軸力 (kgf)
 $ΔW$ ：ガーダに作用する軸力 (kgf)

図-3.5.5 ガーダに作用する荷重(4)

第3項 アンカ材(支圧板方式)の設計

アンカ材(支圧板方式)の設計は荷重、構造等に対し行うものとする。

荷重

ガーダの支持力としての引張力が作用するものとする。

構造系

支圧板で支持された引張材とする。

支圧板の大きさと位置の決定に当たっては、次の条件を満足するものとする。

- 1) 支圧応力がコンクリート許容支圧応力度以下であること。
- 2) 支圧部からのコンクリートせん断応力度がコンクリート許容せん断応力度以下であること。

[解説]

コンクリートに埋設される鋼材に荷重が作用する場合の挙動については、完全に解明されているとは言い難く、今後も実状に合せた十分な検討を要する。

支圧板方式のアンカ材では、鋼材とコンクリートとの弾性率の差などを考慮してアンカ材全長のうちガーダから1/3程度の長さを絶縁することが一般に行われているが、その理由は明確で

はない。

また、テンションビームの長さはピアコンクリートが最弱せん断面でせん断に耐え得るよう決定しているが、せん断面の考え方には多少差異がある。最も一般的なものは支圧板のピア側面側の辺を除く3辺(図-3.5.6)のテンションビーム長で求めるものである。

テンションビームを全長絶縁しない場合、FEM解析によると絶縁端付近に許容応力度を越えるような比較的大きな引張応力が生じ見かけ上は支圧板まで荷重は伝達しない。

すなわち、外力に対しテンションビームとコンクリートとの付着力により抵抗することとなり、設計と実際の構造系とで食違いが生じる。

したがって、テンションビームは全長に渡って絶縁し、その際比較的大きな引張応力の生ずる支圧板周りには配筋を施すことが望ましい。支圧板周りの必要鉄筋量の算出においては支圧板背面(上流側)での付着応力は期待しない。

FEM解析によるとテンションビームを全長絶縁した場合の推定せん断面は図-3.5.7のように推定された。この例のようにピアの形状、テンションビームの長さによってはせん断に対する安全率が最小となるのは必ずしも水平面とは限らない。ただし、この場合でも支圧板付近では水平方向のせん断に対する安全率は他の方向に比べ小さいので、テンションビームを短くした場合にはせん断に対する安全率が最小となるのはかなり水平に近い面となる。

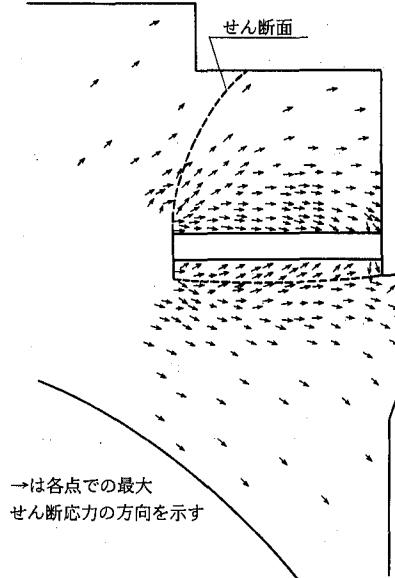


図-3.5.7 推定せん断面

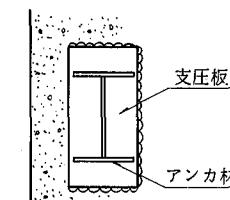


図-3.5.6 ピアのせん断面

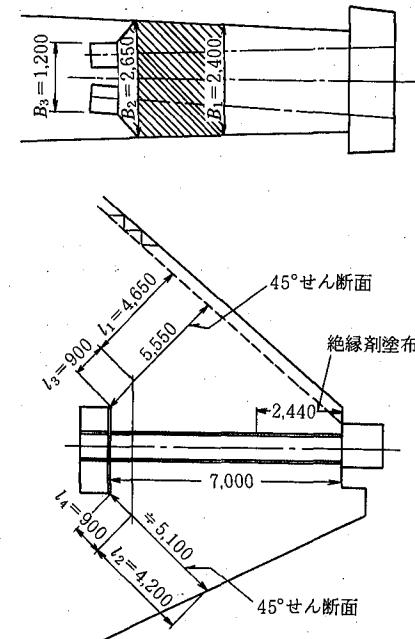


図-3.5.8 Mダムの例

そこで、テンションビームの長さは従来の設計で行われているように、検討するせん断面を45°または水平面にとり、いずれかせん断抵抗の小さくなる断面(上・下2面)でピアコンクリートに生ずるせん断応力度が、コンクリート標準示方書に規定された許容せん断応力度以下となるよう決定することが、FEM解析との差違も少なく、実務計算上でも簡便な方法である。

なお、テンションビームの長さは安全を考慮すれば最小でも5m程度とすることが望ましい。

せん断応力度

図-3.5.8の如くテンションビームに対し45°の面でせん断が起きるとして計算を行う。せん断力Qはアンカレージの両端(隣接する2門)に水圧荷重Wが作用した時が最大となる。

$$\begin{aligned} \text{せん断力 } Q &= 2W \\ &= 2 \times 321.628 \\ &= 643.256 (\text{tf}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力度 } \tau &= \frac{Q}{\frac{B_1 + B_2}{2}(l_1 + l_2) + \frac{B_2 + B_3}{2}(l_3 + l_4)} \\ &= \frac{643.256 \times 10^3}{\frac{240 + 265}{2} \times (465 + 420) + \frac{265 + 120}{2} \times (90 + 90)} \\ &= 2.5 (\text{kgf/cm}^2) < 6 (\text{kgf/cm}^2) \end{aligned}$$

上の例のように45°の面でせん断が起るとした場合のせん断力は、理論的には作用荷重の $1/\sqrt{2}$ であるが、安全側に見て $1/\sqrt{2}$ を乗じないのが慣例となっている。テンションビーム自身は、支圧板を支点とするほぼ単純な引張部材で長さが長い場合には、応力によって伸びを生じ、扉体の主構造にも影響を与えることが考えられるので、その応力はできる限り小さくすることが望ましい。

第4項 PCアンカレージの設計

PCアンカレージの設計に当っては、次の事項に注意するものとする。

1. PC鋼材の許容応力度は、地震時の割増をしないこと。
2. 導入力は、コンクリートの弾性変形、クリープ、乾燥収縮、PC鋼材のレラクセーションを考慮して決めること。
3. プレストレス導入時のコンクリート強度は十分であること。
4. PC鋼材の防錆に十分配慮すること。

〔解説〕

PCアンカレージの設計は、「プレストレストコンクリート標準示方書」(土木学会)に準じて行うものとする。

1. PCアンカレージでは、PC鋼材と支持ガーダの接合部が大気中に露出するが多く、腐食のおそれがありため、PC鋼材の許容応力度は第3章第2節第3項に示した様に、「P

「レストレストコンクリート標準示方書」より低く定めている。

2. PC鋼材は、JIS G 3536（PC鋼線）、JIS G 3109（PC鋼棒）に適合するものを用いる。PC鋼線径は、小さいほど高張度が得られるが、腐食した場合、断面減少率が大きいので、Φ7mm程度を使用する。また、作業性を考慮して、大単位のPC鋼材が使用されている。

3. PC鋼材の導入力で考慮するコンクリートの弾性変形、クリープ、乾燥収縮は、プレストレスを導入する時期のコンクリートの材令、ヤング係数を用いて求める。

これらを求める場合のコンクリートの応力度は、応力分布が十分に解明されていないがPC鋼材の周囲50~100cmを有効断面積としている。

4. PCアンカレージには、一般のPC ($\sigma_{28} \geq 300\text{kgf/cm}^2$)より低強度のコンクリートが使用される例が多いので、プレストレスの導入時期は、打設コンクリートと同様に養生した供試体を用いた試験等により定める。

また、プレストレス導入まで（通常150日程度）のシース、PC鋼材の防錆は、粉末防錆材等を用いて行うこと。

5. PC鋼材の長さは、PC鋼材の引張力によりコンクリートがせん断破壊を起こさぬ長さとする。コンクリートの有効せん断面は、一般に2面を考えている。

また、応力分散のためPC鋼材長を変化させている例が多い。

6. 定着部は、コンクリートに生じる引張応力度に対し、また応力分散のためラセン状、U字状、格子状の鉄筋で補強するものとする。

7. シースは正確な位置に保持する支持台にて支持し、その取扱い中あるいはコンクリート打設中に変形しないもので、継目等からセメントペーストが入り込まない構造とする。電線管、ガス管を用いた例がある。

8. PC鋼材を保護するため、緊張後、シース内はPCグラウトで完全に充填し、ピアコンクリートと一緒にすること。緊張部で空中に露出する部分は防錆材料で保護すること。

第6節 開閉装置

第1項 開閉装置設計概念

開閉装置の設計にあたっては、次の事項を満足するものとする。

- 1) 安全確実に開閉操作を行い得ること。
- 2) 操作の安全のために必要な安全装置を具備すること。
- 3) 操作が容易で、保守管理上十分な配慮がなされていること。
- 4) 機械強度は、電動機の定格トルクおよび最大トルクに対して十分な安全率と耐久性を有すること。

〔解説〕

本文に示した事項は、開閉装置の基本概念であって詳細には、

- ・河川砂防技術基準（案）

・水門開閉装置技術基準・同解説

・建設省機械設備標準仕様書（案）

に示されているので準拠することとする。

耐久性については、使用頻度の高い場合は部品の摩耗や疲労、使用頻度の少ないと予想される場合は潤滑剤の固結による劣化や部品の防錆などに配慮する必要がある。

第2項 開閉装置形式の選定

ラジアルゲートに用いる開閉装置の形式は特殊な場合を除きワイヤーロープ巻取式を用いるものとする。

扉体吊上げ方式として次の2方式があるが、その特性を理解し現場条件に適合した形式を選定するものとする。

- 1) 扉体前面巻上げ方式
- 2) 扉体背面巻上げ方式

〔解説〕

開閉装置には、外国の例で油圧シリンダやチェーンを用いて引上げ下げするものがあるが、我が国では、ほとんどがワイヤーロープ巻取式である。

ワイヤーロープ巻取式は、

- ① 単位当たり破断力と柔軟性に優れたワイヤーロープを利用することで、扉体と開閉機構の取り合いが比較的自由である。
- ② メンテナンスが容易。
- ③ ワイヤーロープを多条掛することでドラム巻取り容量の対応性がよい。

など勝れた面が多い。

- (1) 扉体前面巻上げ方式

図-3.6.1に示すように、ワイヤーロープを扉体前面に取り付け、巻取ドラムワインチで開閉を行う。

特性

- ① 巻上げ半径が大きくとれるのでロープ荷重は小さくなる。

② 平面的に見たとき、扉体脚の取付位置とロープ取付位置を合わせるので3章4節4項で述べたような巻上げロープによる水平主桁の曲げモーメントは生じない。

さらに、脚柱への分力も比較的小さい。

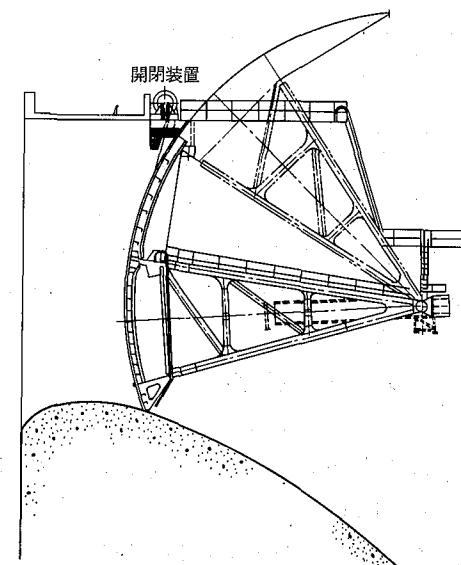


図-3.6.1 扉体前面巻上げ方式

③ ゲート開閉速度がほぼ一定

土木形状との取り合い上、

④ 一般にクレストゲート前面直上付近にダム管理橋が配置されることが多く、この場合本方式は適用し難い。

⑤ 滞水時ワイヤロープの点検、取り替えが出来ない。

(2) 扉体後面巻上げ方式

図-3.6.2 のように扉体後面の下部主桁上にロープシーブを固定し、ウィンチで開閉を行う。

特性

① ワイヤロープは、水没しないの

で保守管理上好ましい。

② ロープシーブを配して多条巻と
することが容易である。

土木形状との取り合い上、

③ ピア上に開閉装置を設け、
ウィンチはピアから径間内に張り出した構造部分上に設置することとなるので、
そのスペース、荷重等に配慮が必要である。

(3) その他ワイヤロープ巻取式には

① 片側のピア上にのみウィンチを設けるワイヤロープ引廻し式。

② 開閉装置を扉体に搭載して土木形状を簡単にする方式。

などが場合によって採用されるが、一般的ではない。

一般に、(1)の④の理由などから扉体後面巻上げ方式とする場合がほとんどであるが、開閉力が扉体構造に与える影響が少ないなど扉体前面巻上げ方式が有利な面も多いので考慮する必要がある。

第3項 開閉荷重

開閉荷重の算定にあたっては、次の項目について算定するものとする。

- 1) 扉体自重
- 2) トラニオンピン廻りの摩擦
- 3) 水密ゴムの摩擦

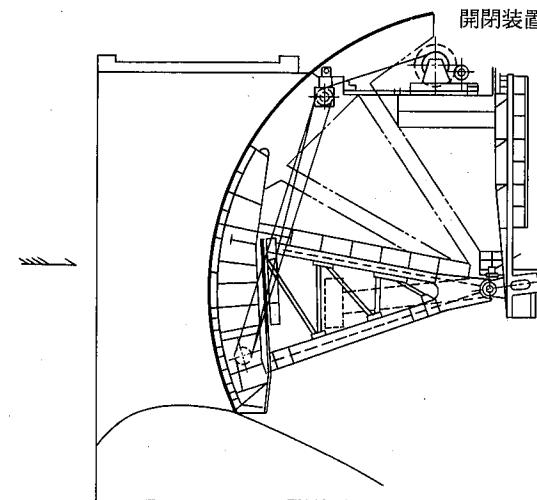


図-3.6.2 扉体後面巻上げ方式

1) 扉体自重は、第2章第1節第4項に準じる。

2) トラニオンピン廻りの摩擦力は、ピンと軸受けメタルによるもの他、脚柱からのストラスト力によるスラストメタルの摩擦も考慮される。

3) 水密ゴムの摩擦は、側部水密ゴムが水圧で戸当り金物に押し付けられて摺動するものとして考慮する。

算定式を次に示す。

$$\text{開閉荷重 } W = (G \gamma g + P \mu_p r_p + P_r \mu_r r_r) / R \quad (3.6.1)$$

ここに、 R : ロープ中心までの距離 (cm)

G : 扉体可動部重量 (tf)

γg : 自重重心までの半径 (cm)

P : 開閉時の水圧 (tf)

μ_p : ピンとブッシュのすべり摩擦係数 (通常 0.2)

r_p : トラニオンピンの半径 (cm)

P_r : 水密ゴムに作用する全水圧 (tf)

μ_r : 水密ゴムと戸当りの面すべり摩擦係数 (通常湿潤状態で 0.7)

r_r : 水密ゴム接触面中心までの半径 (cm)

第7節 点検装置

クレストラジアルゲートは、扉体・アンカ部（主にガーダ）および開閉装置の点検整備などが安全かつ容易に行えるようゲート機能に支障のない範囲ではしご、足場、手摺等を備えるものとする。

〔解説〕

機能に関する部分が十分であっても、管理上必要な配慮がなされていることも同様に必要であるので、このための一般的事項を示した。

個々については、規模の大小、設置条件および自然条件などから必要最小限設けることとする。特にトラニオン部および越流頂へは容易にアプローチできる設備を必ず設けるものとする。

〔解説〕

開閉荷重は、本文に示したもので決る。

ラジアルゲートの開閉は、トラニオンピンを中心とした回転円弧運動であるので、開閉荷重も全てトラニオンピン抵抗モーメントから求められる。

第4章 製作・運搬・据付

- 1) 製作・運搬・据付は、設計思想を忠実に反映した方法を採用するものとする。このため、設計書には、製作・運搬・据付の主要事項、手順、方法などを明示することが望ましい。
- 2) 製作・据付の出来形管理は、別に定められた基準等に準拠するものとする。

〔解説〕

前章までは設計を主体に述べたが、この項に示す製作・運搬・据付は当然設計時に検討すべき事項が多い。特に関連する事項は前章までの各項に示したが、なお慎重な配慮が必要である。

このため、設計書には、接合を含む製作の要領、運搬とのかかわりおよび据付における重点事項を示しておくことが望ましい。

1) 製 作

- (イ) 溶接は設計に忠実な開先形状・寸法・部材の密着および溶接サイズとする。
- (ロ) 主桁、脚柱とハブ等の溶接による構成部材は、溶接によるひずみを最小限に防ぐ施工順序を探ること、さらに予熱および応力焼なましを行うことが望ましい。
- (ハ) 特に脚柱の初期変形は、全長に対する変形が $1/1000$ 以下で十分小さいことを目標とする。

2) 運 搬

運搬は部材の変形や荷くずれがあってはならない。このため荷姿などの指示が必要である。

3) 据 付

クレストラジアルゲートの据付順序は一般にアンカ材→戸当り→トラニオン軸受→脚柱→主桁→版（補助桁+スキンプレート）の手順で行われる。

全体的にはダムコンクリート工事全体の工程（リフトスケジュール）にこれを組み入れること、クレーンの使用計画が重要である。その他、留意点の概要を次に示す。

(イ) アンカ材

支圧板方式、PC鋼材を用いる方式のいずれでもセットした後はコンクリート打設（埋設）時にずれや変形がないよう十分堅固に、必要な補助金物（基礎金物）は、アンカ材と共に埋設される。なおPC鋼材を用いる場合は、特にコンクリートの施工からプレストレス導入、グラウト注入まで綿密な施工および施工管理が要求される。

(ロ) 戸 当 り

戸当りと金物の設置は、ダムコンクリートに差し筋・箱抜きを設計し、これに所定のレベル、間隔、および十分な精度で敷設固定した後に二次コンクリートで埋設するのが一般的である。この際、戸当り金物は比較的剛性が小さく変形しやすいこと、埋設後は精度の修正が困難なので注意が必要である。

④ トラニオン軸受～スキンプレート

これら部材は堤体上に設ける架台などをを利用して基準線(点)に忠実にまた、工場仮組時の合マークどおりに全体の安定を保つ順序で組立てる。組立時は必要最小限の仮ボルト、仮付け溶接などを行い、全体の仮組後、必要な精度などをチェックし本締め、溶接を行う。本締め、本溶接はひずみをできるかぎり防ぐ手順で行うことが肝要である。なお、溶接は溶接棒、電流の管理が重要なこと、強風下や雨雪時は避けることが望ましく、やむを得ない場合は十分な防護設備を設けるものとする。さらに低温での作業は避けることが望ましく、-15°C以下の作業はしてはならない。

最後にこれらの扉体本体の全ての作業が完了した後に、トラニオンペデスタルとトラニオンハブの密着をボルトやクサビが遊びのないように調整し、必要により充填ライナで固定する。

付. 參 考 資 料

設 計 計 算 例

まえがき

この計算例はクレストラジアルゲートのモデルを設定し、「クレストラジアルゲート設計要領(案)」にできるかぎり忠実に扉体関係の設計計算を試みたものである。

各々の計算式については、要領(案)(以下「要領」という)に示されているもの以外は一般的に用いられているものを採用したが、この計算式を特に標準とするものではない。

目 次

1. 設計仕様	81
2. 基本寸法(扉高)の決定	81
3. 設計荷重	82
3.1 地震時以外の時	82
3.2 地震時	84
4. 扉体形式の選定	87
5. 主構の配置	87
6. 「版」の考え方	88
7. 横補助桁	91
8. スキンプレート	93
9. ダイヤフラム(縦桁)	94
10. 主構	100
10.1 荷重の配分	100
10.2 π 形ラーメン形状	100
10.3 主桁および脚柱の形状	101
10.4 主構の応力	104
10.5 主構の照査	112
10.6 主構の剛接	116
11. 脚間トラス	117
12. トラニオン部	120
13. 接合	123
14. サイドローラ	126
15. アンカレージ	128
15.1 アンカガーダ	128
15.2 テンションビーム	131
15.3 コンクリートピアの応力	133
16. 扉体の安定	133

1. 設計仕様

名 称	クレストラジアルゲート
数 量	3門
純 径 間	10.00 m
扉 高	11.35 m
扉 体 半 径	10.50 m
敷 高	EL 189.500 m
中 心 軸 標 高	EL 194.500 m
水 密 方 式	3方水密
設 計 水 位	
平 時	EL 201.000 m(設計洪水位)
地 震 時	EL 200.000 m(サーチャージ水位)
常 時	EL 192.000 m(常時満水位)
操 作 時	EL 201.000 m(設計洪水位)
地 盤 高	EL 127.000 m
水 平 震 度	0.12
開 閉 方 式	両端ワイヤドラムウィンチ式後面巻取
全 開 時 揚 程	EL 199.500 m
アンカ方式	テンションビーム方式

2. 基本寸法(扉高)の決定

扉体の天端標高は、第3章第3節第1項の規定によりサーチャージ水位を基本とする次式により決める。

$$H_L = H_S + \alpha (h_w + h_e/2)$$

ここで、 $\alpha = 1.0$

$$H_S = EL 200.000 m$$

$$h_w = \text{風波浪高}$$

$$h_e = \text{地震による波浪高}$$

風による波浪高は(3.2.3)式による

$$\begin{aligned} h_w &= 0.00086 V^{1.1} F^{0.45} \\ &= 0.00086 \times 30^{1.1} \times 500^{0.45} \\ &= 0.59 m \end{aligned}$$

V: 10分間平均風速 = 30 m/s

F: 対岸距離 = 500 m

地震による波浪高は(3.2.4)式による

$$h_e = \frac{k\tau}{2\pi} \sqrt{gH}$$

$$= \frac{0.12 \times 1.0}{2 \times \pi} \times \sqrt{9.8 \times (200.00 - 127.00)}$$

$$= 0.51 \text{ m}$$

$$\therefore H_L = 200.00 + 1.0 (0.59 + 0.51/2)$$

$$= 200.85 \text{ m}$$

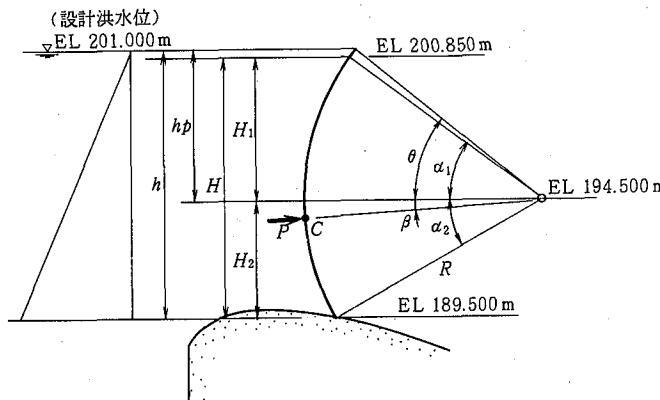
$$\begin{aligned}\text{扉高} &= 200.85 - 189.50 \\ &= 11.35 \text{ m}\end{aligned}$$

とする。

注) 通常の場合、ゲートの扉高はダム計画で決定される。

3. 設計荷重

3.1 地震時以外の時(設計洪水位)



(1) 水平方向水圧

$$P_H = \left(h - \frac{H}{2} \right) H \cdot B \text{ (tf)}$$

ここで、 h : 下部水密までの水深 = 11.50 m

H_1 : ピンから扉体天端までの水深 = 6.35 m

H_2 : ピンから下部水密までの水深 = 5.00 m

H : 水圧を受ける高さ = 11.35 m

B : 水圧を受ける巾 = 10.00 m

$$P_H = \left(11.50 - \frac{11.35}{2} \right) \times 11.35 \times 10.00 = 661.14 \text{ tf}$$

(2) 垂直方向水圧

$$\begin{aligned}P_V &= -B \int_{\alpha_2}^{\alpha_1} R^2 (\sin \theta - \sin \alpha) \sin \alpha \cdot d\alpha \\ &= BR^2 \{ \sin \theta (\cos \alpha_1 - \cos \alpha_2) \\ &\quad - \frac{1}{2} (\sin \alpha_1 \cos \alpha_1 + \sin \alpha_2 \cos \alpha_2) + \frac{1}{2} (\alpha_1 + \alpha_2) \} \quad (\text{上向き正})\end{aligned}$$

ここで、 R : 扉体半径 = 10.50 m

h_p : ピンまでの水深 = 6.50 m

$$\sin \theta = \frac{h_p}{R} = \frac{6.50}{10.50} = 0.6190$$

$$\sin \alpha_1 = \frac{H_1}{R} = \frac{6.35}{10.50} = 0.6048$$

$$\sin \alpha_2 = \frac{H_2}{R} = \frac{5.00}{10.50} = 0.4762$$

$$\alpha_1 = 37.2145^\circ = 0.6492 \text{ rad}$$

$$\alpha_2 = 28.4375^\circ = 0.4961 \text{ rad}$$

$$\cos \alpha_1 = 0.7964$$

$$\cos \alpha_2 = 0.8793$$

$$P_V = 10.00 \times 10.5^2 \times \{ 0.6190 \times (0.7964 - 0.8793)$$

$$\begin{aligned}&\quad - \frac{1}{2} \times (0.6048 \times 0.7964 + 0.4762 \times 0.8793) + \frac{1}{2} \times (0.6492 + 0.4961) \} \\ &= 1,102.5 \times (-0.0513 - 0.4502 + 0.5727) \\ &= 78.50 \text{ tf}\end{aligned}$$

(3) 全水圧

$$P = (P_H^2 + P_V^2)^{1/2} = (661.14^2 + 78.50^2)^{1/2} = 665.78 \text{ tf}$$

(4) 全水圧の方向

$$\beta = \tan^{-1} \frac{P_V}{P_H} = \tan^{-1} \frac{78.50}{661.14} = 6.7713^\circ = 0.1181 \text{ rad}$$

(5) 全水圧ベクトルの位置

下部水密から全水圧ベクトル着力点“C”点までの円弧長(l_c)は、

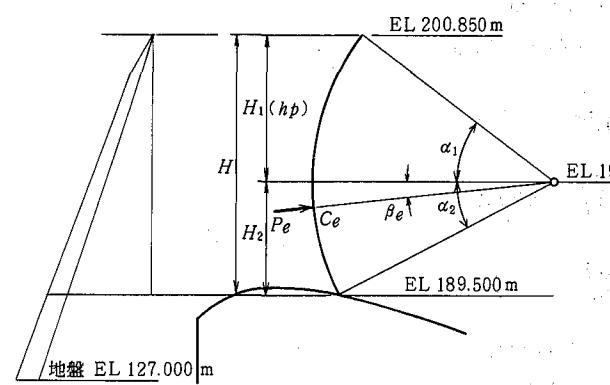
$$\begin{aligned}l_c &= (\alpha_2 - \beta) R \\ &= (0.4961 - 0.1181) \times 10.50 = 3.969 \text{ m}\end{aligned}$$

(6) スキンプレートの円弧長

$$l = (\alpha_1 + \alpha_2) R \\ = (0.6492 + 0.4961) \times 10.50 \\ = 12.026 \text{ m}$$

3.2 地震時(サーチャージ水位)

サーチャージ水位の時の水位は、第3章第2節第1項の荷重算定に適用する水位と第3節第1項の扉高の設定における規定との扉高とは同じであるので扉高=水位となる。



(1) 水平方向水圧

(イ) 静水圧

$$P_{HS} = \frac{H^2}{2} \cdot B \quad (\text{tf})$$

ここに、 H = 水圧を受ける高さ = 11.35 m

B = 水圧を受ける幅 = 10.00 m

$$P_{HS} = \frac{11.35^2}{2} \times 10.00 \\ = 644.11 \text{ tf}$$

(ロ) ゲートの慣性力

(3.2.5)式より

$$I = W \cdot k_d \quad (\text{tf})$$

ここに、 W : ゲートの自重は、(3.2.1)式より、

$$W = 2.46 \times 10^{-3} \times H^{2.44} B^{1.68} + 15.4 \\ = 2.46 \times 10^{-3} \times 11.35^{2.44} \times 10.0^{1.68} + 15.4 \\ = 59.57 \text{ tf} \\ k_d : 0.12 \times \frac{1}{2} = 0.06$$

$$\therefore I = 59.57 \times 0.06 = 3.57 \text{ tf}$$

④ 動水圧

(3.2.6)式により、

$$P_d = 0.875 \int_H^0 k_d \sqrt{H_i h_i} d h_i \cdot B \\ P_{Hd} = 0.583 k_d H_i^{1/2} H^{3/2} B$$

ここに、 k_d : 水平震度 = 0.12/2 = 0.06

H_i : 地盤までの水深 = 73.85 m

H : 動水圧水深 = 10.35 m

B : 水圧を受ける幅 = 10.00 m

$$P_{Hd} = 0.583 \times 0.06 \times 73.85^{1/2} \times 10.35^{3/2} \times 10.00 \\ = 100.09 \text{ tf}$$

(2) 鉛直方向水圧

(イ) 静水圧

$$P_{VS} = -B \int_{\alpha_2}^{\alpha_1} R^2 (\sin \theta - \sin \alpha) \sin \alpha \cdot d\alpha \\ = BR^2 \{ \sin \theta (\cos \alpha_1 - \cos \alpha_2) \\ - \frac{1}{2} (\sin \alpha_1 \cos \alpha_1 + \sin \alpha_2 \cos \alpha_2) + \frac{1}{2} (\alpha_1 + \alpha_2) \}$$

ここに、 R : 扉体半径 = 10.50 m

h_p : ピンまでの水深 = 6.35 m

$$\sin \theta = \sin \alpha_1$$

$$= \frac{h_p}{R} = \frac{6.35}{10.50} = 0.6048$$

$$\sin \alpha_2 = \frac{H_2}{R} = \frac{5.00}{10.50} = 0.4762$$

$$\alpha_1 = \theta = 37.2145^\circ = 0.6492 \text{ rad}$$

$$\alpha_2 = 28.4375^\circ = 0.4961 \text{ rad}$$

$$\cos \alpha_1 = 0.7964$$

$$\cos \alpha_2 = 0.8793$$

$$P_{VS} = 10.00 \times 10.50^2 \times \{ 0.6048 \times (0.7964 - 0.8793) \\ - \frac{1}{2} \times (0.6048 \times 0.7964 + 0.4762 \times 0.8793) + \frac{1}{2} \times (0.6492 + 0.4961) \} \\ = 1,102.5 \times (-0.0501 - 0.450 + 0.5627) = 68.80 \text{ tf}$$

(口) 動水圧による鉛直方向水圧

静水圧の場合に近似しているものとする。

$$P_{Vd} = \frac{P_{Vs}}{P_{HS}} \cdot P_{Hd} = \frac{68.80}{644.11} \times 100.09 \\ = 10.69 \text{tf}$$

(3) 全水圧

$$P_e = \left\{ (P_{HS} + I + P_{Hd})^2 + (P_{Vs} + P_{Vd})^2 \right\}^{1/2} \\ = (644.11 + 3.57 + 100.09)^2 + (68.80 + 10.69)^2 \\ = (747.78^2 + 79.49^2)^{1/2} \\ = 751.98 \text{tf}$$

(4) 全水圧方向

$$\beta_e = \tan^{-1} \frac{P_{Vs} + P_{Vd}}{P_{HS} + I + P_{Hd}} = \tan^{-1} \frac{79.49}{747.78} = 6.0618^\circ \\ = 0.1057 \text{ rad}$$

(5) 全水圧ベクトルの位置

下部水密から全水圧ベクトル着力点“C_e点”までの円弧長は、

$$l_{ce} = (\alpha_2 - \beta_e) R \\ = (0.4961 - 0.1057) \times 10.5 \\ = 4.099 \text{ m}$$

3.3 設計水圧荷重の決定^{注)}

平時と地震時の許容応力度は、第3章第2節第3項の規定によって、地震時は平時の1.5倍とすることができる。

このため、平時全水圧と地震時全水圧を次によって比較する。

$$\text{平時全水圧}(P) : \text{地震時全水圧}(P_e) \times \frac{1}{1.5} \\ = 665.78 \text{tf} : 751.98 \times \frac{1}{1.5} \text{ tf} \\ = 665.78 : 501.32 \\ = 1.00 : 0.75$$

よって、扉体の設計は、平時を対象に行う。

注) 一般には、常時満水位での水圧荷重も計算し、比較対象としなければならないが、この計算例では省略した。

4. 扉体形式の選定

扉体形式は、第3章第4節第1項図-3.4.4により、扉体寸法(径間10m×扉高約11m)から、

1) 2本脚の横補助桁方式とする。

2) 橫補助桁方式には、

イ. 縦主桁式

ロ. ダイヤフラム式

の2方式が図-3.4.2に示されているが、ここでは単に計算例としてダイヤフラム式を採用する。

5. 主構の配置

5.1 縦断面配置(脚の取付点)

この配置の方法は、第3章第4節第2項による。

扉体の円弧長は、3.1(6)より、

$$l = 12,026 \text{mm}$$

同項解説により l_3 を求めると、

$$l_3 = 0.11l = 1,322$$

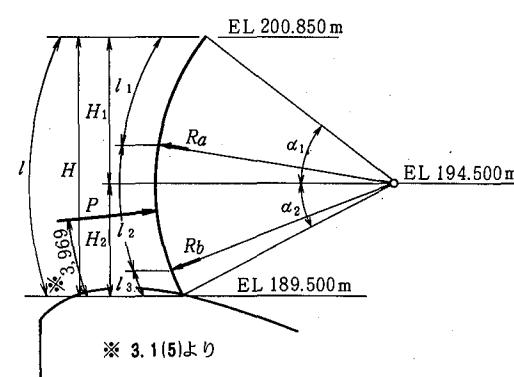
よって、 $l_3 = 1,300 \text{mm}$ とする。

次に、全水圧(P)に対する脚反力が次の関係とする。

$$R_a : R_b = 0.46 : 0.54$$

ここに、 R_a ：上部脚反力

R_b ：下部脚反力



よって、脚間の円弧長(l_2)は、

$$R_b = \frac{l_2 - 2,669}{l_2} \times P$$

$$R_b = 0.54 P$$

$$\therefore l_2 - 2,669 = 0.54 l_2$$

$$0.46 l_2 = 2,669$$

$$l_2 = 5,802 \text{ mm}$$

よって、 $l_2 = 5,800 \text{ mm}$ とする。

$$l_1 = l - (l_2 + l_3)$$

$$= 12,026 - (5,800 + 1,300)$$

$$= 4,926 \text{ mm}$$

5.2 平面配置

主構の平面配置は、第3章第4節第2項に示されている2つの方法がある。

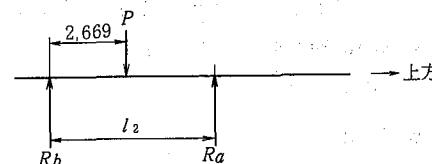
ここでは、扉体形式を横補助桁方式のダイヤフラム式としたので、この方式での平面配置例の多い、"水平主桁の曲げモーメントが均等になる" 方式を採用する。

$$l_2 = 0.586B = 0.586 \times 10,000$$

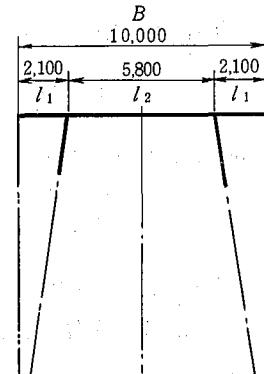
$$= 5,860 \text{ mm}$$

→ 5,800 mmとする。

$$l_1 = \frac{1}{2} (10,000 - 5,800) = 2,100 \text{ mm}$$



(スキンプレートを真直と仮定)
ここに、2,669 mmの寸法は
(3,969 - l_3) を示している。



6. 「版」の考え方

スキンプレートの厚さ、補助桁の形状配置等は、第3章第4節第3項に示されているとおり、単独には決められない。

この設計例では、版として次のように考える。

(1) スキンプレート

スキンプレートは8 mm以上の規定があり、要領では10 mmを一般的標準としているが、次の理由で12 mmとする。

- ① 大形のゲートであり、板は厚めの方ができ上りの外観がよい。
- ② 補助桁の間隔が作業性のよい600 mm程度となる。

(2) 補助桁

補助桁は次の点を考慮する。

- ① 既製の形鋼(SS41)とする。

② 8 mm以上の板厚を有する形鋼から(断面性能/重量)の比の大きいものを採用する。

③ スキンプレート(SS41)の応力が許容応力度以内に入るよう桁ピッチを決める。

(3) 補助桁の配置

(3.4.1)式からスキンプレ

ートの応力を許容応力度いっぱいになるような桁ピッチをアウトプットし右表に示す。表の値は、スキンプレート12 mm、桁フランジの巾90 mmの場合を示している。桁No.は、次頁の図に示すものとする。

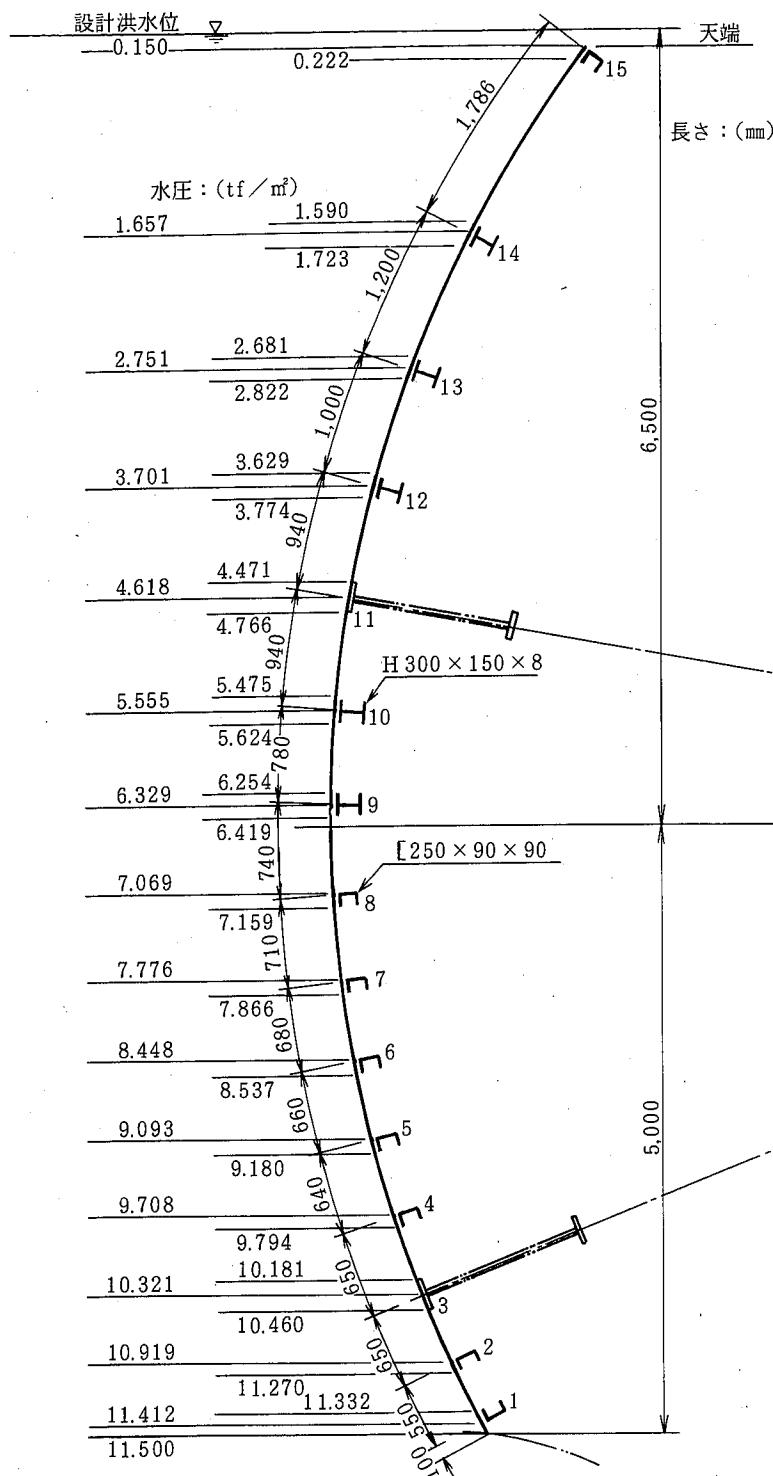
桁 No.	桁ピッチ (m)	応力度 (kgf/cm²)
1 - 2	0.600	1,197
2 - 3	0.610	1,183
3 - 4	0.620	1,163
4 - 5	0.640	1,177
5 - 6	0.660	1,180
6 - 7	0.680	1,170
7 - 8	0.710	1,182
8 - 9	0.740	1,173
9 - 10	0.780	1,172
10 - 11	0.840	1,198
11 - 12	0.910	1,192
12 - 13	1.010	1,176
13 - 14	1.200	1,186
14 - 15	1.790	1,199

その結果、横補助桁には [250

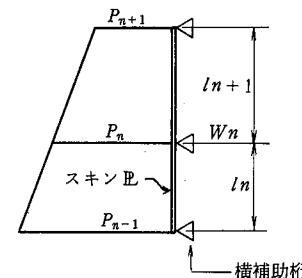
× 90 × 9, H 300 × 150 × 8 × 13 の2種の鋼材を使用することとした。

ここでは、スキンプレートを12 mmとした場合について行うが、経済的には、スキンプレートを10 mm、桁を本検討より2本増しとして同形状の材料とする案が考えられる。このことについては、別途検討するのがよい。

7. 横補助桁



各桁に作用する水圧荷重を単位長(1m)当たりについて計算する。



$$W_n = \frac{l_n}{6}(2P_n + P_{n-1}) + \frac{l_{n+1}}{6}(2P_n + P_{n+1})$$

ここで、 W_n : 桁荷重 (tf/m)

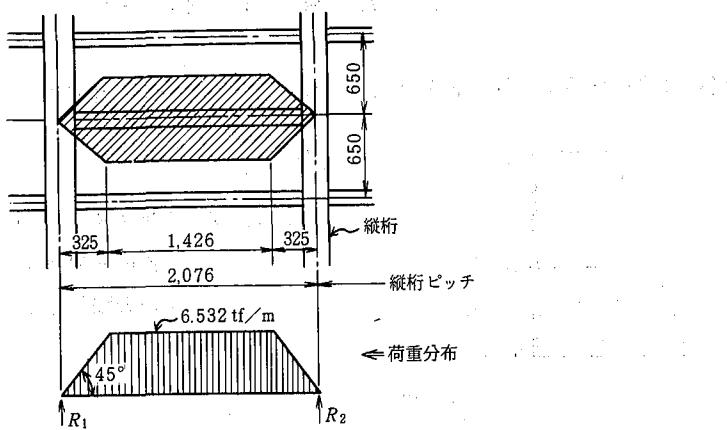
P_n : 桁位置の水圧力 (tf/m²)

l_n : 桁の間隔 (m)

桁 No.	水圧力 (P_n)	桁間隔 (l_n)	桁荷重 (W_n)
15	0.150(tf/m ²)	1.786 (m)	0.582(tf/m)
14	1.657	1.200	2.244
13	2.751	1.000	2.967
12	3.701	0.940	3.575
11(主桁)	4.618	0.940	-
10	5.555	0.780	4.615
9	6.329	0.740	4.800
8	7.069	0.710	5.117
7	7.776	0.680	5.397
6	8.448	0.660	5.655
5	9.093	0.640	5.905
4	9.708	0.650	6.352
3(主桁)	10.321	0.650	-
2	10.919	0.550	6.532
1	11.412	0.100	3.719
リップ	11.500	-	-

上表の計算で、桁荷重が最も大きくなるNo.2桁で応力を検討する。

検討は第3章第4節第3項の2に従って行う。



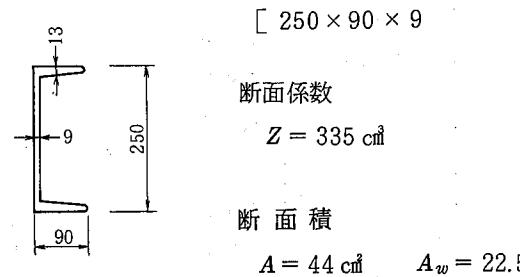
$$\begin{aligned} \text{反力 } R_1 = R_2 &= 6.532 \times (2.076 - 0.325/2) \times \frac{1}{2} \\ &= 6.25 \text{ tf} \end{aligned}$$

(1) 曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{6.532}{24} \times (3 \times 2.076^2 - 0.325^2) \\ &= 3.49 \text{ tf-m} \rightarrow 349 \text{ tf-cm} \end{aligned}$$

桁の形態は、ブロック方式に該当するので単純梁として計算を行った。
なお、ピア側の両端は、片持梁となるので支点部は十分な補剛を行うものとする。

(2) 横補助桁の断面



(3) 許容応力度^{注)}

横桁は圧縮側フランジがスキンプレートに固定されるので、許容応力度 (σ_a) は

$$\sigma_a = 1,200 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{SS 41})$$

(4) 応力

$$\text{曲げ応力度 } \sigma = \frac{349}{335} = 1.042 \text{ tf/cm}^2 < 1.2 \text{ tf/cm}^2$$

^{注)} この検討では、ピア側の片持梁の計算は省略してあるが、この部分は反スキンプレート側が圧縮側となるので、許容応力度は第3章第2節第3項の表-3.2.5により低減する。

$$\text{せん断応力度 } \tau = \frac{6.25}{22.5} = 0.278 \text{ tf/cm}^2 < 0.7 \text{ tf/cm}^2$$

本計算例では、No.9～No.14の間の桁は、H 300 × 150 × 8 × 13 (Z = 633 cm³)を使用することとしたが、桁の強度については、十分安全なので、計算を省略する。

8. スキンプレート

(1) 計算式

第3章第4節第3項の1、(3.4.2)式による。

$$\sigma = \frac{P k a^2}{100 t^2}$$

ここに、 σ ：応力度 (kgf/cm²)

a ：区画の短辺 (cm)

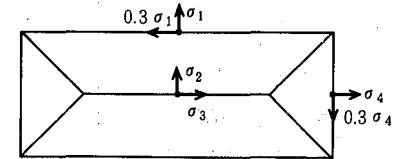
b ：区画の長辺 (cm)

P ：水压 (平均) (kgf/cm²)

t ：板厚 (cm)

k ： b/a により決まる係数

(表-3.4.1による)



スキンプレートに生じる応力度は、次図のように画区の中央、辺に検討すべき応力度が生じるが、 k の値から σ_1 がもっとも大きくなるので、検討は σ_1 について行う。

(2) スキンプレートの応力

スキンプレートの応力度は、前式および横桁の配置から次表のとおりである。

腐食代 (ϵ) は上流面に 1 mm とする。

区画	(cm) <i>a</i>	(cm) <i>b</i>	<i>k</i> ₁	(cm) <i>t</i>	(cm) <i>e</i>	(kgf/cm ²) <i>P</i>	(kgf/cm ²) σ_1
15~14	162.0	(207.6-15.0) =192.6	38.0	1.2	0.1	0.091	750
14~13	105.0		48.9			0.220	980
13~12	85.0		50.0			0.323	964
12~11	71.5					0.412	870
11~10	71.5					0.512	1,082
10~9	63.0					0.594	974
9~8	65.0					0.674	1,177
8~7	62.0					0.747	1,187
7~6	59.0					0.816	1,174
6~5	57.0					0.882	1,184
5~4	55.0					0.944	1,180
4~3	41.0					0.999	694
3~2	50.0					1.069	1,104
2~1	37.0					1.130	639
1~0	10.0	192.6	50.0	1.2	0.1	1.146	47

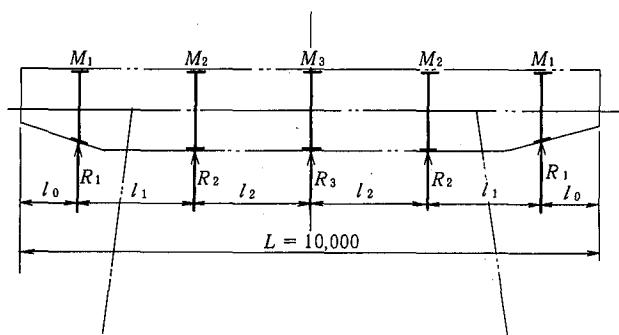
$\sigma_1 < 1,200 \text{ kgf/cm}^2$ (許容応力度)

スキンプレートの接合は縦桁および主桁上で行うものとするので、溶接効率は考慮しない。

9. ダイヤフラム（縦桁）

(1) 縦桁の配置

① 縦桁は、横補助桁を連続梁と仮定^{注)}し、均等なモーメントを生じるように配置する。



注) 横補助桁の計算は単純梁で行っている。

$$M_1 = M_2 = M_3 = M$$

$$4Ml_1 + 8M(l_1 + l_2) + 4Ml_2 - wl_1^3 - wl_2^3 = 0$$

$$4Ml_2 + 8M(l_1 + l_2) + 4Ml_2 - wl_2^3 - wl_1^3 = 0$$

上式はそれぞれ、

$$12M(l_1 + l_2) - wl_1^3 - wl_2^3 = 0 \quad (a)$$

$$24Ml_2 - 2wl_2^3 = 0 \quad (b)$$

$$M = \frac{w}{12} l_2^2 \quad (b')$$

$$M = \frac{w}{2} l_0^2 \quad (\text{端部}) \quad (c)$$

$$(b)' (c) \text{より}, \quad l_0 = \frac{l_2}{\sqrt{6}} \quad (d)$$

$$(b)' (a) \text{より}, \quad wl_2^2(l_1 + l_2) - wl_1^3 - wl_2^3 = 0$$

$$l_2^2 l_1 - l_1^3 = l_1(l_2^2 - l_1^2) = 0$$

$$\therefore l_1 = l_2 \quad (e)$$

(d), (e)より、

$$4l_2 + \frac{2l_2}{\sqrt{6}} = L \quad (f)$$

$$\therefore l_1 = l_2 = 0.2076L = 2.076 \text{ m}$$

$$l_0 = 0.0848L = 0.848 \text{ m}$$

とする。

このとき各支点における反力は、

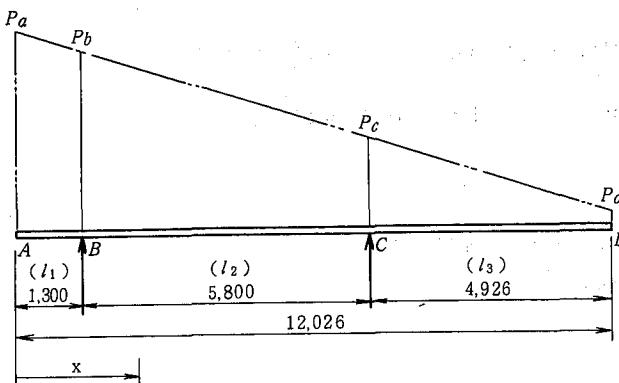
$$R_1 = 0.1886wl \quad (g)$$

$$R_2 = R_3 = 0.2076wl \quad (g)$$

となる。

(2) 荷重および曲げモーメント

ここで、縦桁は上流側スキンプレート面で伸直した梁と考える。



上図において各点の水圧力は横補助桁の項で示したとおり次のとおりである。

$$P_a = 11.500 \text{ tf/m}^2$$

$$P_b = 10.321 \text{ tf/m}^2$$

$$P_c = 4.618 \text{ tf/m}^2$$

$$P_d = 0.150 \text{ tf/m}^2$$

ここで、(f),(g)式の反力を示したとおり中央部の桁が両端部の桁より大きい荷重となるので、計算は中央部の桁で行う。

以下、桁の受圧幅を B (m) とすれば、

$$\begin{aligned} \text{反力 } R_B &= \left\{ \frac{P_a + P_b}{2} l_1 + \frac{l_2}{6} (2P_b + P_c) \right\} \cdot B \\ &= \left\{ \frac{11.500 + 10.321}{2} \times 1.30 + \frac{5.80}{6} \times (2 \times 10.321 + 4.618) \right\} \times 2.076 \\ &= 80.14 \text{ tf} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{反力 } R_C &= \left\{ \frac{l_2}{6} (2P_c + P_d) + \frac{P_c + P_d}{2} l_3 \right\} \cdot B \\ &= \left\{ \frac{5.80}{6} \times (2 \times 4.618 + 10.321) + \frac{4.618 + 0.150}{2} \times 4.926 \right\} \times 2.076 \\ &= 63.62 \text{ tf} \end{aligned}$$

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_B &= \left\{ (2P_a + P_b) \frac{l_1^2}{6} \right\} \cdot B \\ &= \left\{ (2 \times 11.500 + 10.321) \times \frac{1.30}{6} \right\} \times 2.076 \\ &= 19.48 \text{ tf-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_C &= \left\{ (P_c + 2P_d) \frac{l_3^2}{6} \right\} \cdot B \\ &= \left\{ (4.618 + 2 \times 0.15) \times \frac{4.926^2}{6} \right\} \times 2.076 \\ &= 41.29 \text{ tf-m} \end{aligned}$$

$B - C$ 間は前図において、

$$\begin{aligned} M_{B-C} &= \left\{ (2P_a + (P_a - wx)) \right\} \frac{x^2}{6} - R_B(x - l_1) \\ &= \frac{1}{3} P_a x^2 + \frac{P_a x^2}{6} - \frac{wx^3}{6} - R_B x + R_B l_1 \quad (h) \\ \frac{dM}{dx} &= P_a x - \frac{wx^2}{2} - R_B \end{aligned}$$

M_{B-C} が最大となるのは、

$$\frac{dM}{dx} = 0$$

ここで、 $P_a = 11.5$, $w = 1.0$, $R_B = 38.60$ (幅 1m 当り)

$$11.5x - \frac{1}{2}x^2 - 38.60 = 0$$

$$x^2 - 23.0x + 77.2 = 0$$

$$x = \frac{23.0 \pm \sqrt{23.0^2 - 4 \times 77.2}}{2}$$

$$= 4.080 \text{ or } 18.920 \text{ m}$$

(18.920 m は条件から外れる)

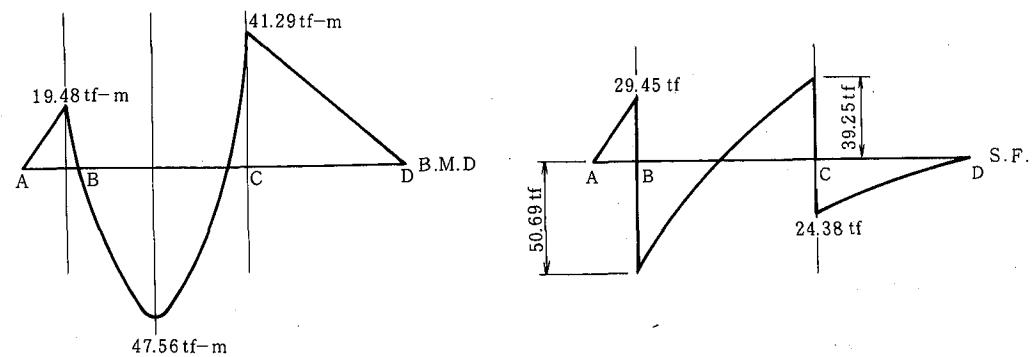
よって M_{B-C} の最大は $x = 4.080 \text{ m}$ に生じる。

(h)式に代入して、

$$\begin{aligned} M_{B-C \max} &= \left\{ (3P_a - wx) \frac{x^2}{6} - R_B(x - l_1) \right\} \cdot B \\ &= \left\{ (3 \times 11.5 - 4.08) \times \frac{4.08^2}{6} - 38.6 \times (4.08 - 1.30) \right\} \times 2.076 \\ &= -47.56 \text{ tf-m} \end{aligned}$$

曲げモーメントおよびせん断力の分布は次図のとおりである。

M_{B-C} と M_C は、やや異なるが、ほぼ妥当と見なす。



$$Aw_{a-a} = 1.2 \times 157.6 = 189 \text{ cm}^2$$

$$I_{b-b} = \frac{1}{12} (20 \times 140^2 - 18.8 \times 137.6^3)$$

$$= 491,000 \text{ cm}^4$$

$$Z_{b-b} = \frac{2}{140} \times 491,000$$

$$= 7,000 \text{ cm}^3$$

(3) 縦桁断面

縦桁は、桁高を主桁に合せ次図の形状とする。先の検討で最大モーメントの生じる点の断面 $a-a$ は、下図のとおりとする。

このときの、縦桁の腹板の厚さ(t_w)は、桁の上・下フランジの純間隔(b)に対して第3章第2節第4項(5)の規定を満すよう決定する。

垂直補剛材のある場合

$$b/152 < t_w$$

$$\frac{1,600}{152} = 10.5 \text{ mm} < t_w$$

よって12mmの鋼板(SS41)を使用し溶接で桁を構成する。

① 桁の断面性能

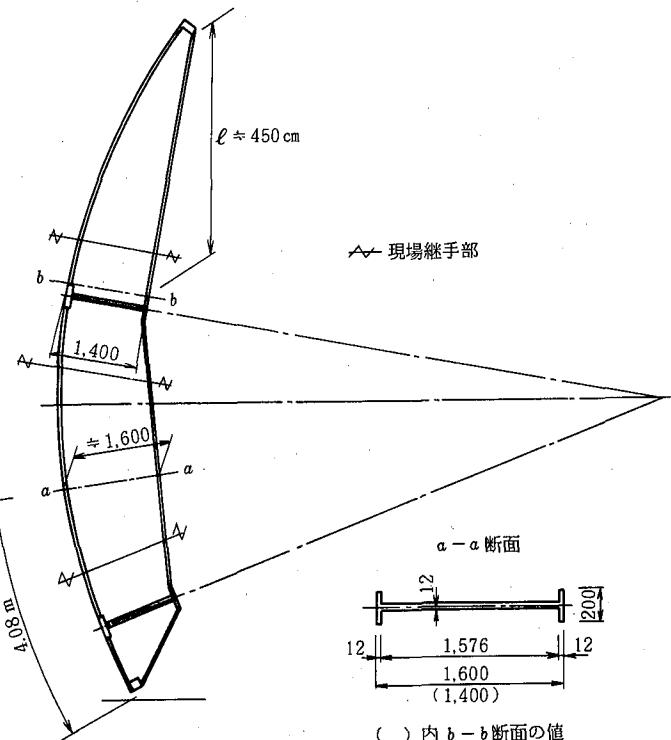
強軸に対し

$$I_{a-a} = \frac{1}{12} (20 \times 160^3 - 18.8 \times 157.6^3)$$

$$= 694,000 \text{ cm}^4$$

$$Z_{a-a} = \frac{2}{160} \times 694,000$$

$$= 8,670 \text{ cm}^3$$



$$Aw_{b-b} = 1.2 \times 137.6 = 165 \text{ cm}^2$$

② 許容応力度(要領表-3.2.5による)

$a-a$ 部では、圧縮側フランジがスキンプレートで固定されているので

$$\sigma_{a-a} = 1,200 \text{ kgf/cm}^2$$

$b-b$ 部では

$$\frac{l}{b} = \frac{450}{20} = 22.5$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} = \sqrt{3 + \frac{165}{2 \times (1.2 \times 20)}} = 2.54$$

$$\frac{9}{K} = \frac{9}{2.54} = 3.54 < \frac{l}{b} = 22.5 < 30$$

よって

$$\sigma_{a-b} = 1,200 - 11 \left(K \frac{l}{b} - 9 \right)$$

$$= 1,200 - 11 (2.54 \times 22.5 - 9)$$

$$\downarrow \text{現場溶接継手効率} \\ = 670 \text{ kgf/cm}^2 \times 0.9 = 603 \text{ kgf/cm}^2$$

③ 応力

曲げ応力度

$$\sigma_{a-a} = \frac{M_{B-C}}{Z_{a-a}} = \frac{4,765}{8,670} = 0.549 \text{ tf/cm}^2 < 1.2 \text{ tf/cm}^2$$

$$\sigma_{b-b} = \frac{M_C}{Z_{b-b}} = \frac{4,129}{7,000} = 0.590 \text{ tf/cm}^2 < 0.603 \text{ tf/cm}^2$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{50.69}{165} = 0.307 \text{ tf/cm}^2 < 0.7 \text{ tf/cm}^2$$

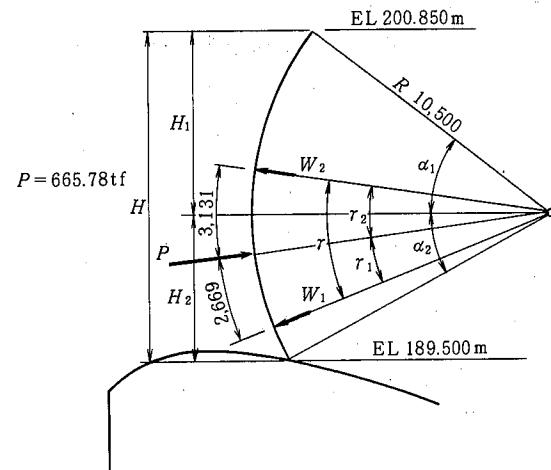
10. 主 構

10.1 荷重の配分

主構の縦断面配置は、本計算例 5 で求めたものによる。

下図において

$$W_1 = \frac{\sin \gamma_2}{\sin \gamma} P \quad W_2 = \frac{\sin \gamma_1}{\sin \gamma} P$$



$$\gamma_1 = \frac{180}{\pi} \times \frac{2.669}{R} = 14.57^\circ$$

$$\gamma_2 = \frac{180}{\pi} \times \frac{3.131}{R} = 17.09^\circ$$

$$\gamma = \gamma_1 + \gamma_2 = 31.66^\circ$$

$$(下) W_1 = \frac{\sin 17.09}{\sin 31.66} \times 665.78 = 372.76 \rightarrow 373 \text{ tf}$$

$$(上) W_2 = \frac{\sin 14.57}{\sin 31.66} \times 665.78 = 319.09 \rightarrow 320 \text{ tf}$$

なお、脚柱 1 本は、 W_1, W_2 のそれぞれ 1/2 となる。

10.2 π形ラーメン形状

π形ラーメンの形状の基本は、5 で求められているが、左右トランニオン軸の間隔は第3章第4節第6項の1から求められる。

(1) ハブの幅(B)は次式により求める。

$$B = 0.1 \sqrt{P_v}$$

$$= 0.1 \times \sqrt{\frac{665.780}{2}}$$

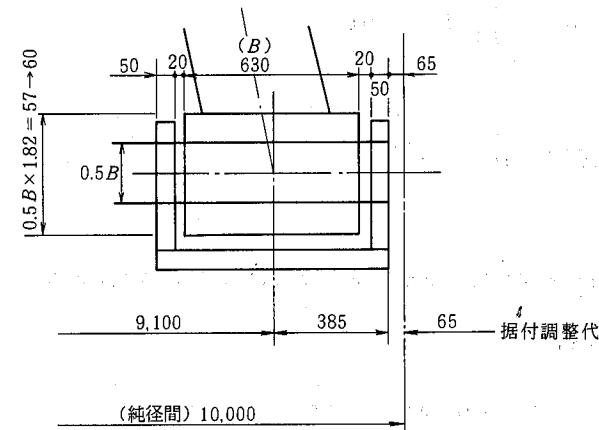
$$= 57.7 \text{ cm}$$

ここに、 P_v ：トランニオンに作用する水平力(kgf)

脚の取付を考慮して 630 mm とする。

(2) 支圧板の板厚さは支圧応力度を 1,700kgf/cm² とすれば、

$$t > \frac{P_v \times \frac{1}{4}}{1,700 \times 63/2} = 3.1 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ mm} \text{ とする。}$$



よって、πラーメンは次図の基本形状とする。

10.3 主桁および脚柱の形状

(1) 主 桁

主桁は次のように仮定し決定する。

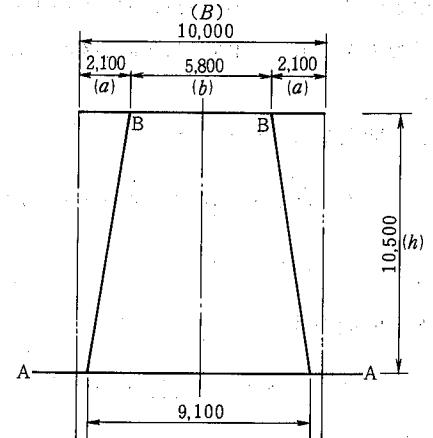
右図において、 B 点の応力は、単純梁とすれば
ば、

$$M_{\text{仮}} = w a \cdot \frac{a}{2}$$

$$= 37.3 \times 2.1 \times \frac{2.1}{2}$$

$$= 82.25 \text{ tf-m}$$

$$\rightarrow 8,225 \text{ tf-cm}$$



$$\text{ここで, } w = \frac{373}{10} = 37.3 \text{ tf/m 下桁}$$

$$a = 2.1 \text{ m}$$

ここで、第3章第2節第4項の(5)の規定を応用して合理的な形状は、次のように求められる。

(1) 柄高(b)は、

$$b = \sqrt[3]{228M\sigma_a} \quad (\text{cm})$$

$$\sigma_a = 1.0 \text{ tf/cm}^2 \text{ と仮定すれば,}$$

$$b = \sqrt[3]{228 \times 8,225 \times 1.0}$$

$$= 123 \text{ cm}$$

(2) フランジの断面積 A は、

$$A = (M/\sigma_a)(1/b) - \frac{1}{912} b^2 \quad (\text{cm})$$

の式から、

$$A = \frac{8,225}{1} \times \frac{1}{123} - \frac{1}{912} \times 123^2 \\ = 50 \text{ cm}^2$$

(3) フランジ厚さ(t_f)とすれば、フランジの幅(b_f)は、 $b_f = 24 t_f$ より、

$$A = 24 t_f \times t_f = 50$$

$$\text{したがって, } t_f = 1.4 \quad \text{フランジ幅}(b_f) = 33.6 \text{ cm}$$

(4) ウエブ厚(t_w)

$$t_w \geq \frac{b}{152} = \frac{123}{152} = 0.81 \text{ cm}$$

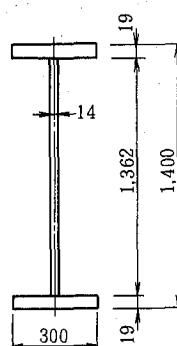
以上の値および後述する腹板のせん断応力度などを考慮して、主桁の寸法は右図のとおりとする。

① 断面2次モーメント

$$I = \frac{1}{12} (30 \times 140^3 - 28.6 \times 136.2^3) \\ = 838,000 \text{ cm}^4$$

② 断面係数

$$Z = \frac{2}{H} \times I = 11,900 \text{ cm}^3$$



$$\text{総断面積 } A = 304 \text{ cm}^2$$

$$\text{ウェブ断面積 } A_w = 190 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 57 \text{ cm}^2 \times 2$$

③ 許容応力度(σ_a)第3章第4節第2項の規定から圧縮フランジ固定間距離は、縦横ピッチに合わせ、(l) = 200 cm とすれば、

$$l/b = 200/30 = 6.7$$

$$A_w/A_f = 190/57 = 3.3 > 2.0$$

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_f}} = 2.16$$

$$\frac{9}{K} = 4.17 < \frac{l}{b} = 6.7 < 30$$

$$\therefore \sigma_a = 1,200 - 11 \left(K \frac{l}{b} - 9 \right)$$

$$= 1,200 - 11 (2.16 \times 6.7 - 9)$$

$$= 1,139 \text{ kgf/cm}^2$$

(2) 脚柱形状

脚柱の断面は第3章第4節第5項から次のような手順で決定する。

○単純圧縮応力が700kgf/cm²程度となるための脚1本当りの必要断面積 A' (cm²)は、下部主構に作用する荷重 W_2 から、

$$A' = \frac{W_2/2}{\sigma} = \frac{373/2}{0.7} \\ = 267 \text{ cm}^2$$

ここで、脚は、トラニオンボスの幅に傾斜して取付けるため、脚の柄高(B)は、

$$B = 550 \text{ mm}$$

とする。

ここで、 $B = 550 \text{ mm}$ に対して腹板の高さを500mmと仮定すれば第6項からウェブ厚さ(t_w)は、

$$t_w = \frac{500}{40} = 12.5 \rightarrow 16 \text{ mm}$$

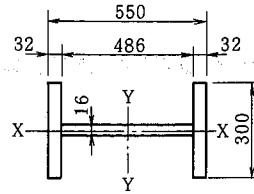
必要なフランジ断面積(A_f)は、

$$A_f = \frac{267 - (1.6 \times 50)}{2} = 93.5 \text{ cm}^2$$

フランジ幅(b)は、主桁のフランジ高さに合わせ(剛接合の関係から)300mmとすれば、フランジ厚(t_f)は、

$$t_f = \frac{93.5}{30} = 3.12 \text{ cm} \rightarrow 32 \text{ mm}$$

したがって、脚柱断面は次のとおりとする。



$$A = 48.6 \times 1.6 + 3.2 \times 30 \times 2$$

$$= 269 \text{ cm}^2$$

$$A_w = 48.6 \times 1.6 = 77.8 \text{ cm}^2$$

$$I_y = \frac{1}{12} (30 \times 55^3 - 28.4 \times 48.6^3)$$

$$= 14,400 \text{ cm}^4$$

$$I_x = \frac{1}{12} (3.2 \times 30^3 \times 2 + 48.6 \times 1.6^3)$$

$$= 14,400 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 5,240 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 960 \text{ cm}^3$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 23.1 \text{ cm}$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 7.3 \text{ cm}$$

許容応力度(σ_a)は表-3.2.5から、

$$\frac{l}{i_y} = \frac{994}{23.1} = 43$$

$$\therefore \sigma_a = 1,200 - 7.5 \left(\frac{l}{r} - 20 \right) = 1,200 - 7.5 (43 - 20) \\ = 1,027 \text{ kgf/cm}^2$$

10.4 主構の応力

主構の構造・形状は上部、下部とも同一とするので、分担荷重の大きい下部主構にて検討する。

(1) 主構の剛性

π ラーメンの解法

撓角法による

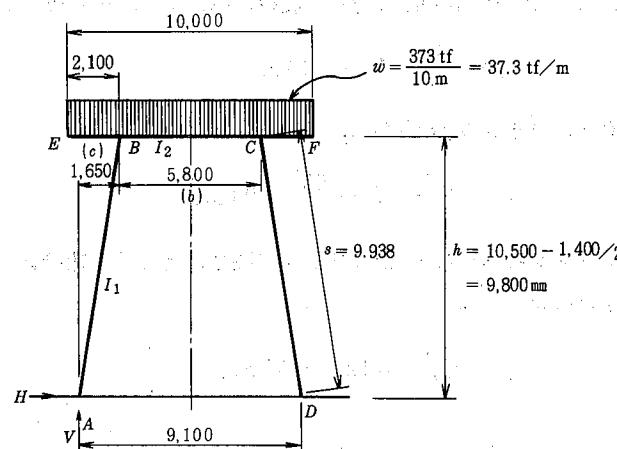
$$M_{AB} = -M_{DC}$$

$$M_{BA} = -M_{CD}$$

$$M_{BC} = -M_{CB}$$

$$M_{BE} = -M_{CF}$$

$$\theta_B = -\theta_C$$



主構は上式の成立する対称ラーメン構造である。

節点方程式

$$M_{BE} + M_{BA} + M_{BC} = 0$$

曲げモーメント基本式

$$M_{BE} = \frac{w a^2}{2}$$

$$M_{BA} = 2 E K_1 \cdot 2 \theta_B$$

$$M_{BC} = 2 E K_2 (2 \theta_B - \theta_B) - C_{BC}$$

$$M_{AB} = 2 E K_1 \cdot \theta_B = \frac{1}{2} M_{BA}$$

平衡方程式と基本式から

$$\frac{w a^2}{2} + 4 E K_1 \theta_B + 2 E K_2 \theta_B - C_{BC} = 0$$

$$4 E K_1 \theta_B + 2 E K_2 \theta_B = \frac{w b^2}{12} - \frac{w a^2}{2}$$

$$\theta_B = \frac{w}{24 E} \cdot \frac{b^2 - 6 a^2}{(2 K_1 + K_2)}$$

$$M_{BA} = \frac{4 E K_1 w}{24 E} \cdot \frac{b^2 - 6 a^2}{(2 K_1 + K_2)}$$

$$= \frac{w}{6} \cdot \frac{b^2 - 6 a^2}{2 + \frac{K_2}{K_1}}$$

$$M_{AB} = \frac{M_{BA}}{2} = \frac{w}{12} \cdot \frac{b^2 - 6 a^2}{(2 + \frac{K_2}{K_1})}$$

$$H = V \frac{c}{h} + \frac{M_{BA}}{h} + \frac{M_{AB}}{h}$$

ここに、

$$K = \frac{K_2}{K_1} = \frac{\frac{I_2}{b}}{\frac{I_1}{s}} = \frac{s I_2}{b I_1}$$

l 中央において

$$M\phi = \frac{w b^2}{8} - M_{BA} - M_{BE}$$

B(又はC)点において

$$M_{BC} = \frac{w b^2}{8} - M\phi$$

主桁

$$\text{剛比 } K = \frac{9,800 \times 838,000}{5,800 \times 144,000}$$

柱

$$= 9.83$$

(i) 水圧荷重のみを考慮する場合

$$V = 373 / 2 = 186.6 \text{ tf}$$

$$M_{BA} = \frac{37.3}{6} \times \frac{(5.8^2 - 6 \times 2.1^2)}{(2 + 9.83)}$$

$$= 3.77 \text{ tf-m} \rightarrow 377 \text{ tf-cm}$$

$$H = 186.6 \times \frac{1.65}{9.8} + \frac{3.77}{9.8} + \frac{1.89}{9.8}$$

$$= 31.98 \text{ tf}$$

$$M_{BE} = \frac{37.3 \times 2.1^2}{2}$$

$$= 82.25 \text{ tf-m} \rightarrow 8,225 \text{ tf-cm}$$

$$M\phi = \frac{37.3 \times 5.8^2}{8} - 3.77 - 82.25$$

$$= 70.82 \text{ tf-m} \rightarrow 7,082 \text{ tf-cm}$$

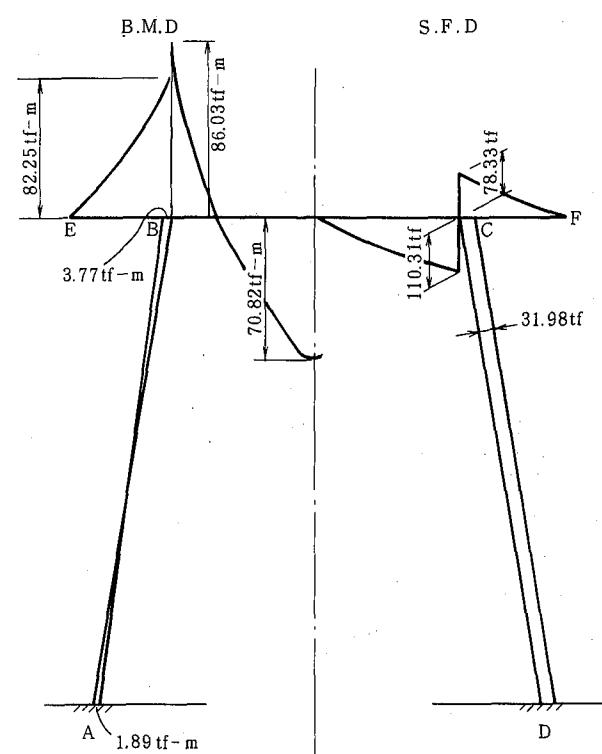
$$M_{BC} = \frac{37.3 \times 5.8^2}{8} - 70.82$$

$$= 86.03 \text{ tf-m} \rightarrow 8,603 \text{ tf-cm}$$

$$M_{AB} = \frac{M_{BA}}{2} = \frac{377}{2}$$

$$= 189 \text{ tf-cm}$$

曲げモーメントは次図のとおり



(ii) 卷上荷重による曲げモーメント

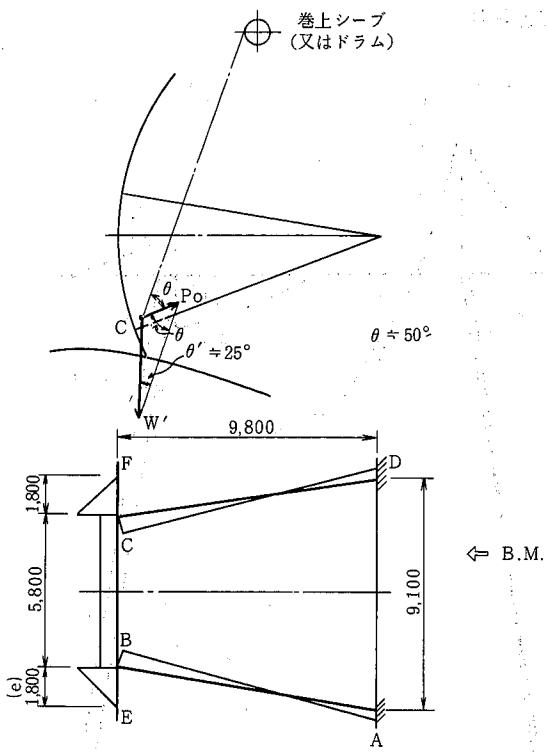
自重は、3.2で示したものとする。

$$W \doteq 60 \text{ tf}$$

次図C点において、 $W' = 60/2 \times 0.9 = 27 \text{ tf}$

↑ 片側 ↑ トランション部との荷重分担割合

$$P_0 = 27 \times \frac{\sin 25^\circ}{\sin 50^\circ} \doteq 15 \text{ tf}$$



曲げモーメント

$$M_{BE} = P_0 \cdot e = 15 \times 1.8$$

$$= 27.00 \text{ tf-m} \rightarrow 2,700 \text{ tf-cm}$$

$$M_{AB} = -\frac{M_{BE}}{2+K}$$

$$= -\frac{27.0}{2+9.83} = -2.28 \text{ tf-m} \rightarrow -228 \text{ tf-cm}$$

$$M_{BA} = -2M_{AB} = 4.56 \text{ tf-m} \rightarrow 456 \text{ tf-cm}$$

$$M_{BC} = M_{BE} - M_{BA} = 27.00 - 4.56$$

$$= 22.44 \text{ tf-m} \rightarrow 2,244 \text{ tf-cm}$$

(2) 主桁の合成曲げモーメント

主桁に作用する全曲げモーメントは(1)(a)から

$$M_{BE} = 8,225 + 2,700 = 10,925 \text{ tf-cm}$$

$$M_{BC} = 8,603 + 2,244 = 10,847 \text{ tf-cm}$$

$$M_{\text{中央}}(\phi) = 7,082 + 2,244 = 9,326 \text{ tf-cm}$$

(3) 脚の合成曲げモーメント

脚には、これまでに検討した主構の曲げモーメントの他に、鉛直面内で、次に示す曲げモーメントが作用する。

(イ) トラニオンピンの摩擦抵抗モーメントによる曲げモーメント

卷上時トラニオンピンの摩擦によって上・下脚に曲げモーメントが生じる。

$$M_0 = P \mu \frac{d_1}{2} + P_H \mu \frac{d_1 + d_2}{2}$$

ここに、 M_0 : 摩擦抵抗モーメント

P : 片側の脚に作用する荷重

$$= \frac{\text{平時全水圧}(665.78 \text{ tf})}{2} + 15 \text{ tf}$$

$$= 347.89 \text{ tf}$$

P_H : トラニオンハブに生じるスラスト力

$$= 347.89 \text{ tf} \times \frac{(9,100 - 5,800) \times 1/2}{9,800}$$

$$= 58.57 \text{ tf}$$

μ : すべり摩擦係数 = 0.2

d_1 : ピンの外径 = 35 cm

d_2 : スラスト受メタルの外径 = 60 cm

$$M_0 = 347.89 \times 0.2 \times \frac{35}{2} + 58.57 \times 0.2 \times \frac{35+60}{2}$$

$$= 1,774 \text{ tf-cm}$$

このモーメントは、右図の如く脚の曲げモーメントとして作用し、2径間連続はりとみなし近似させる。

ここで、本設計のゲートは、上・下脚の寸法は同一とするので、

$$M_{A\text{上}} = M_{A\text{下}} = \frac{M_0}{2} = \frac{1,774}{2}$$

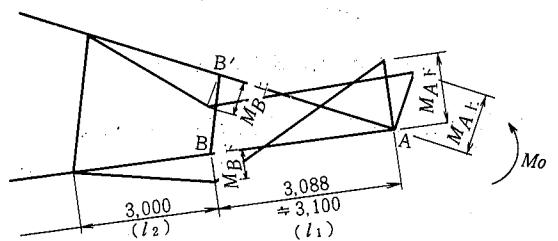
$$= 887 \text{ tf-cm}$$

$$M_{B\text{上}} = M_{B\text{下}} = M_A \frac{l_1}{2(l_1+l_2)}$$

$$= 887 \times \frac{310}{2 \times (310+300)}$$

$$= 225 \text{ tf-cm}$$

M_A が作用する部分の脚は、上・下脚を補剛板で1体化させるので、脚に作用する曲げモーメントは M_B のみを考慮する。



(口) 合成曲げモーメント

安全を考慮して、面内、面外曲げモーメントを合成する。

$$\Sigma M_{BA} = 377 + 456 = 833 \text{ tf-cm}$$

$$\Sigma M_{AB} = 189 + 228 + 225 = 642 \text{ tf-cm}$$

とする。

(4) 主桁の応力^{注)}

(イ) 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{\Sigma M_{BE}}{Z} = \frac{10,925}{11,900}$$

$$= 0.918 \text{ tf/cm}^2 < \sigma_a = 1.139 \text{ tf/cm}^2 \text{ (計算例10.3(1)より)}$$

(ロ) せん断応力度

最大のせん断力は、B点およびC点に作用する。

$$Q = 78.33 + 15.0$$

$$= 92.33 \text{ tf} < 110.31 \text{ tf}$$

せん断応力度

$$\tau = \frac{Q}{A_w}$$

$$= \frac{110.31}{190}$$

$$= 0.581 \text{ tf/cm}^2 < 0.7 \text{ tf/cm}^2$$

ここに、 A_w ：主桁ウェブの断面積 = 190 cm²

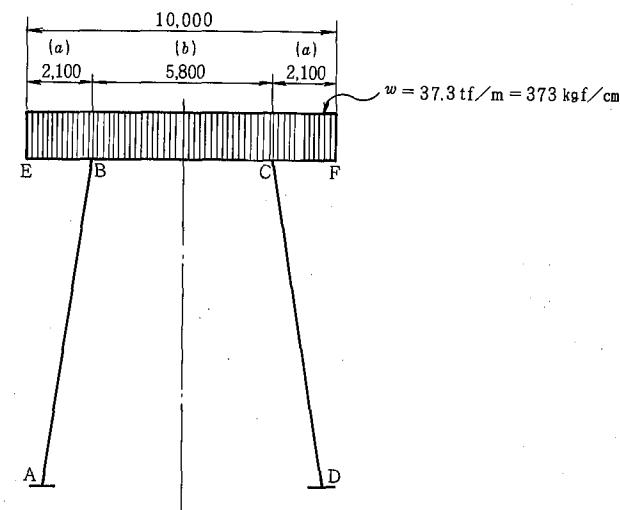
注) せん断応力度、曲げ応力度とも許容応力度に近いので、実施設計では、主桁の断面形状を再考する必要がある。このときの検討は、一般に曲げに伴う垂直応力度およびせん断応力度がそれぞれ許容応力度の45%を超える場合に、次式による。

$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_b}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2$$

ここで、 σ_b ：曲げモーメントによる応力度 σ_a ：許容引張応力度
 τ_b ：曲げに伴うせん断応力度 τ_a ：許容せん断応力度

(5) 主桁のたわみ

主桁のたわみは、開閉力のない状態の次図による。



(イ) 径間中央

$$\begin{aligned} \delta_c &= \frac{wb^2(5b^2 - 24a^2)}{384EI} - \frac{M_{BA} \cdot b^2}{8EI} \\ &= \frac{373 \times 580^2 \times (5 \times 580^2 - 24 \times 210^2)}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 83.8 \times 10^4} - \frac{3.77 \times 10^5 \times 580^2}{8 \times 2.1 \times 10^6 \times 83.8 \times 10^4} \\ &= 0.116 - 0.009 \\ &= 0.107 \text{ cm} \end{aligned}$$

たわみ度

$$\frac{\delta_c}{b} = \frac{0.107}{580} = \frac{1}{5420} < \frac{1}{800}$$

(ロ) 径間端部

$$\begin{aligned} \delta_E &= \frac{wa(3a^3 + 6a^2b - b^3)}{24EI} + \frac{M_{BA} \cdot a \cdot b}{2EI} \\ &= \frac{373 \times 210(3 \times 210^3 + 6 \times 210^2 \times 580 - 580^3)}{24 \times 2.1 \times 10^6 \times 83.8 \times 10^4} \\ &\quad + \frac{3.77 \times 10^5 \times 210 \times 580}{2 \times 2.1 \times 10^6 \times 83.8 \times 10^4} \\ &= -0.026 + 0.013 \\ &= -0.013 \text{ cm} \end{aligned}$$

たわみ度

$$\frac{\delta_E}{a} = \frac{0.013}{210} = \frac{1}{16150} < \frac{1}{800}$$

開閉力が作用しても十分安全である。

(6) 脚の応力

(イ) 軸応力度

$$\sigma = \frac{W}{A}$$

ここに、 W ：下部脚に作用する軸力

$$= \frac{373}{2} \times \frac{9,938}{9,800} + 15$$

= 204.13 tf 脚の開きによる分力の換算

A ：脚の断面積 = 269 cm²

$$\sigma = \frac{204.13}{269} = 0.759 \text{ tf/cm}^2$$

(ロ) 曲げ応力度

$$\sigma_m = \frac{\sum M_{BA}}{Z}$$

$$= \frac{833}{5,240}$$

$$= 0.159 \text{ tf/cm}^2$$

ここに、 $\sum M_{BA}$ ：合成曲げモーメント

Z ：断面係数

(ハ) 合成応力度

$$\sigma_c = 0.759 + 0.159 = 0.918 \text{ tf/cm}^2 < 1.027 \text{ tf/cm}^2$$

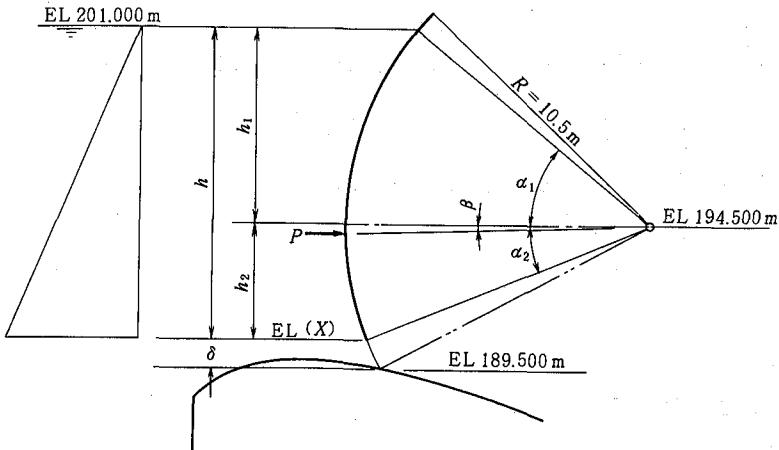
(ニ) せん断応力度

$$\tau = \frac{31.98}{77.8} = 0.411 \text{ tf/cm}^2 < 0.7 \text{ tf/cm}^2$$

10.5 主構の照査

(1) 中間開度での主構の荷重

第3章第2節第1項に示されている中間開度の検討は、1/10開度について行うものとし、設計洪水位で直上流の水位低下はないと仮定して検討する。



$$\text{開度 } \delta = \text{扉高} (11.35) \times \frac{1}{10} = 1.135 \text{ m} \rightarrow 1.2 \text{ m} \text{ とする。}$$

$$\text{よって } \text{EL}(X) = 189.500 + 1.200 = 190.700 \text{ m}$$

(イ) 水平方向水圧

$$P_H = \frac{h^2}{2} \cdot B \quad (\text{tf})$$

ここに、 h ：扉体下端までの水深 = 10.3 m

h_1 ：ピンから水位までの水深 = 6.5 m

h_2 ：ピンから扉体下端までの水深 = 3.8 m

B ：水圧を受ける巾 = 10.0 m

$$P_H = \frac{10.3^2}{2} \times 10.0 = 530.45 \text{ tf}$$

(ロ) 垂直方向水圧

$$P_V = BR^2 \left\{ \sin \alpha_1 (\cos \alpha_1 - \cos \alpha_2) - \frac{1}{2} (\sin \alpha_1 \cos \alpha_1 + \sin \alpha_2 \cos \alpha_2) + \frac{1}{2} (\alpha_1 + \alpha_2) \right\} \quad (\text{上向正}) \quad (\text{tf})$$

ここに、 R ：10.5 m

$$\sin \alpha_1 = \frac{h_1}{R} = \frac{6.5}{10.5} = 0.6190$$

$$\sin \alpha_2 = \frac{h_2}{R} = \frac{3.8}{10.5} = 0.3619$$

$$\alpha_1 = 38.2431^\circ = 0.6671 \text{ rad}$$

$$\alpha_2 = 21.2169^\circ = 0.3701 \text{ rad}$$

$$\cos \alpha_1 = 0.7854$$

$$\cos \alpha_2 = 0.9322$$

$$P_V = 10.0 \times 10.5^2 \{ 0.6190 \times (0.7854 - 0.9322) - \frac{1}{2} (0.6190 \times 0.7854 + 0.36190 \times 0.9322) + \frac{1}{2} (0.6671 + 0.3701) \}$$

$$= 1,102.5 \times (-0.0909 - 0.4118 + 0.5186)$$

$$= 17.53 \text{ tf} \quad (\text{上向})$$

(b) 全水圧

$$P = (P_H^2 + P_V^2)^{1/2}$$

$$= (530.45^2 + 17.53^2)^{1/2}$$

$$= 530.74 \text{ tf}$$

(P_V 絶対値)

(c) 全水圧の方向

$$\beta = \tan^{-1} \frac{P_V}{P_H} = \tan^{-1} \frac{17.53}{530.45} = 1.8928^\circ$$

$$= 0.0330 \text{ rad}$$

(d) 全水圧のベクトルの位置

扉体下端から全水圧ベクトル着力点までの円弧長

$$l_c = (\alpha_2 - \beta) R$$

$$= (0.3701 - 0.0330) \times 10.5$$

$$= 3.540 \text{ m}$$

(e) 主構の分担荷重

主構の分担荷重は、本計算例 10.1 のとおり行うが、ここではスキンプレートを直線として簡易計算する。

それぞれの主構の分担荷重(反力)

$$R_{\text{上}} = \frac{\{5,800 - (3,540 - 1,300)\}}{5,800} \times 530.74 = 325.74$$

$$R_{\text{下}} = 530.74 - 325.74 = 205.0 \text{ tf}$$

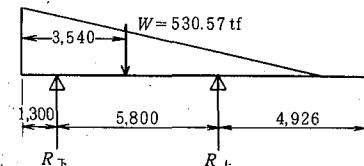
$R_{\text{上}}, R_{\text{下}}$ とも、全閉時(本計算例 10.1) W_1 (下) = 372.76 tf より小さい。よって他の部材も安全側にあるものとみなす。

なお、1/3開度についても検討することがあるか、ここでは省略する。

(2) トラニオン部をピンヒンジと考えた場合

(1) 水圧によるもの

この場合曲げモーメントの基本式(本計算例 10.4)中、



$$M_{BA} = 3EK_1\theta_B \text{ として,}$$

平衡方程式から、

$$M_{BA} = \frac{w}{4} \times \frac{b^2 - 6a^2}{3+2K}$$

$$= \frac{37.3}{4} \times \frac{5.8^2 - 6 \times 2.1^2}{3+2 \times 9.83}$$

$$= 2.95 \text{ tf-m}$$

(2) 開閉荷重によるもの

$$M_{BA} = -3 \frac{P_0 l}{(3+2K)}$$

$$= -3 \frac{15 \times 1.8}{(3+2 \times 9.83)}$$

$$= -3.57 \text{ tf}$$

(3) 合成曲げモーメント

$$M = 2.95 - 3.57 = -0.62 \text{ tf-m}$$

よって M_{BA} は、水圧のみによる場合が大きい。

トラニオン部を固定とみなした時の比較では、

$$2.95 \text{ tf-m} < 3.77 \text{ tf-m} \cdots \cdots \text{ トラニオン固定時}$$

となりトラニオンを固定とした場合の方が厳しい。

(3) 地震時横荷重が作用したとき

(1) 水圧による荷重

サーチャージ水位で検討する。

3.2において、

$$\textcircled{1} \text{ 全水圧}(P) \text{ は本計算例 3.2(3)より, } P = \{(644.11 + 100.09)^2 + (68.80 + 10.69)^2\}^{1/2} = 748.43 \text{ tf}$$

$$\textcircled{2} \text{ 全水圧のベクトルの位置は, 下部水密から } 4.099 \text{ m}$$

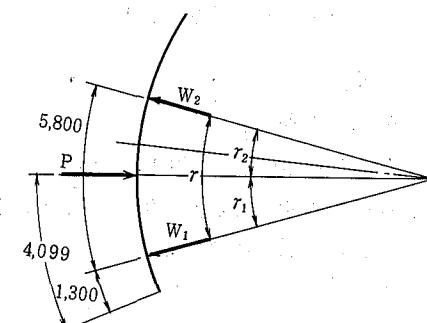
よって各主構に作用する荷重は、

$$W_i = \frac{\sin(\gamma - \gamma_i)}{\sin \gamma} P$$

$$\gamma_1 = \frac{180}{\pi} \times \frac{4.099 - 1.300}{10.5}$$

$$= 15.28^\circ$$

$$\gamma_2 = 31.66 - 15.28 = 16.38^\circ$$



下部主構が厳しく、

$$W_1 = P \frac{\sin 16.38}{\sin 31.66} = 402.12 \text{ tf} \rightarrow 40.21 \text{ tf/m}$$

(a) 地震時横荷重 (W_h)

$$W_h = 60 \times 0.06/2 = 1.8 \text{ tf}$$

↑片側

トランニオンはピン支持と仮定する。

① 地震時の横荷重によるもの

$$H_A = W_h = 1.8 \text{ tf}$$

$$V_A = V_D = \pm W_h \cdot h/l = \pm 1.94 \text{ tf}$$

$$M_{BA} = \frac{1.8 \times 9.8}{2} = 8.82 \text{ tf-m}$$

② 水圧によるもの

$$K = 9.83 \quad (K: 剛比)$$

$$M_{BA} = \frac{W_1}{4} \cdot \frac{b^2 - 6a^2}{3 + 2K}$$

$$= \frac{40.21}{4} \times \frac{5.8^2 - 6 \times 2.1^2}{3 + 2 \times 9.83}$$

$$= 3.19 \text{ tf-m}$$

③ 合成モーメント

$$ZM_{BA} = 8.82 + 3.19 = 12.01 \text{ tf-m} \rightarrow 1201 \text{ tf-cm}$$

(b) 応力

$$\sigma_c = \frac{\Sigma M_{BA}}{Z} + \frac{W_2}{A} + \frac{V_A}{A}$$

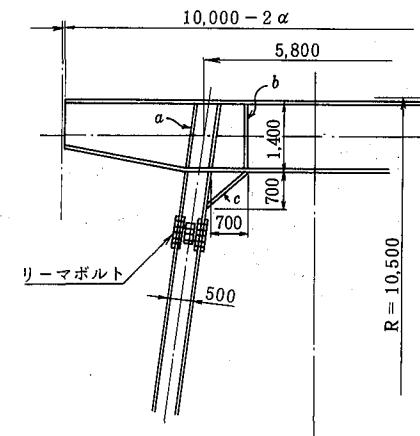
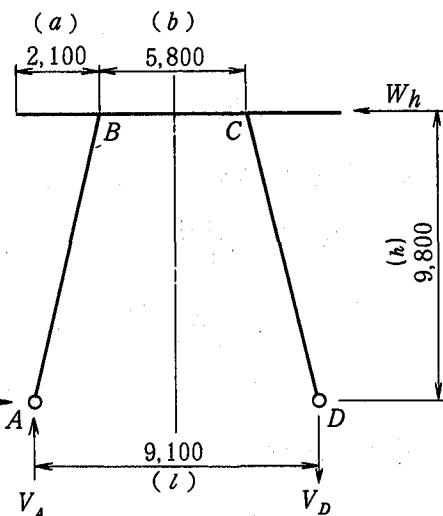
$$= \frac{1201}{5,240} + \frac{402.12/2}{269} + \frac{1.94}{269}$$

$$= 0.984 \text{ tf/cm}^2 < 1.027 \times 1.5 = 1.541 \text{ tf/cm}^2$$

十分安全である。

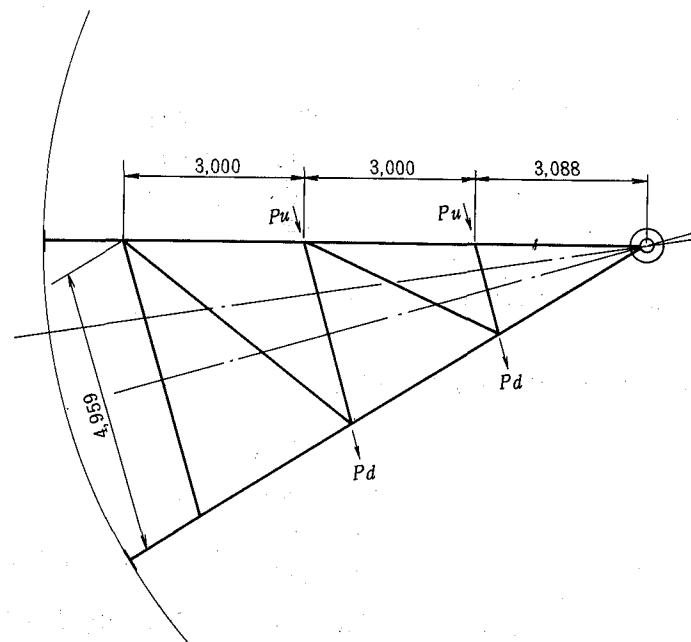
10.6 主構の剛接

次図 a 部材（荷重集中点の補剛材）は脚柱のフランジを延長する措置とするもので、座屈に対し十分安全なので補剛材としての検討を省略する。b, c 部材は、要領を作成する際に検討したFEM 解析の結果から応力状態により a 部材の 1/2 の厚さとする。



α : 適切な隙間 (5 ~ 10mm)

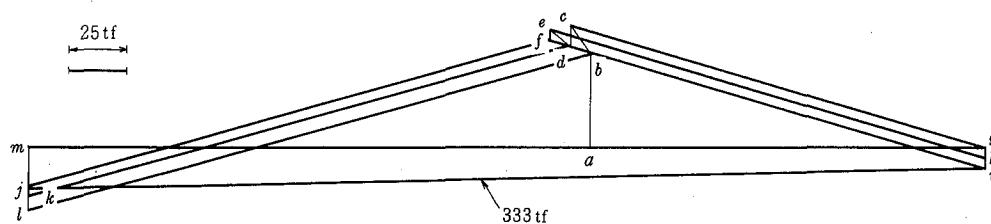
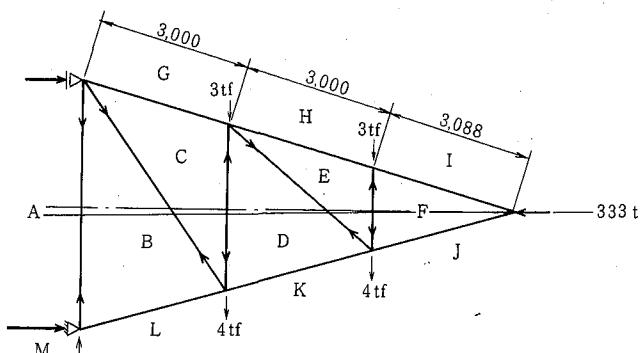
11. 脚間トラス



脚間トラスは、上図のように水平材 3 本、斜材 2 本により構成する。

格点にはそれぞれ脚柱軸力の 2 % が作用する（第 3 章第 4 節第 5 項）。

これら荷重の作用状態および値は、次図のとおりとし、クレモナ法による解析からトラス材の軸力は、次図に示すとおりである。

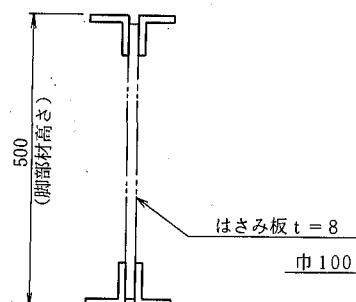


部材	a - b	引張	31.5 tf
	b - c	引張	12.0 tf
	c - d	圧縮	6.0 tf
	d - e	引張	9.0 tf
	e - f	圧縮	3.0 tf

a - b 部材以外は、全て圧縮力が作用するものとして計算する。

使用部材^{注)}

(1) a - b 部材 作用力 31.5 tf (引張力)



L 75 × 75 × 9~4

$$A = 12.69 \times 4 = 50.7 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{W}{A} = \frac{31.5}{50.7} = 0.62 \text{ tf/cm}^2 < 1.2 \text{ tf/cm}^2$$

はさみ板は、素材(2L 75)の細長比が50以下となるよう挿入する。

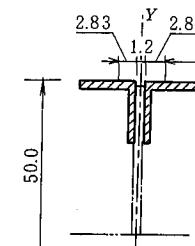
$$\frac{l}{i} \leq 50 \quad i = 2.25 \text{ cm} \quad \therefore l = 2.25 \times 50 = 112.5 \text{ cm}$$

よって、1,000 mmピッチで挿入する。

(2) b - c 材 作用力 12 tf (圧縮力とする)

① 部材は、L 100 × 100 × 10 の組合材とする。

注) ここでは、はさみ板の組合柱としたが塗装メンテナンス上からはこの構造より単一柱の方がよい。



$$I_Y = (19.0 \times 3.43^2 + 175) \times 2 = 797 \text{ cm}^4$$

$$A = 19.0 \times 2 = 38 \text{ cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{\frac{797}{38}} = 4.6 \text{ cm}$$

② 座屈長さ $\approx 500 \text{ cm}$

$$\frac{l}{r_y} = \frac{500}{4.6} = 109 < 120 \quad \dots \text{第3章第2節第4項}$$

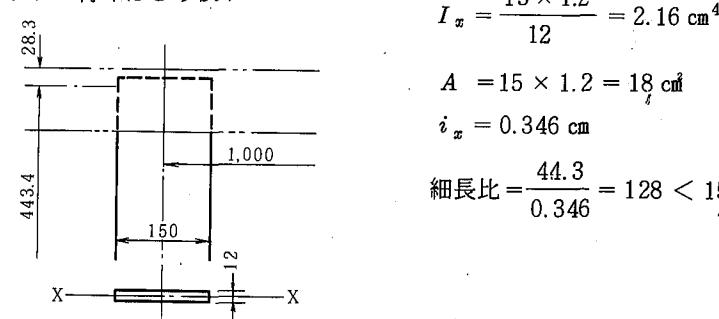
③ 許容応力度 第3章第2節第3項

$$\sigma_a = \frac{10,000,000}{6,700 + (\frac{l}{r})^2} = 538 \text{ kgf/cm}^2$$

応力度は

$$\sigma = \frac{12,000}{19.0 \times 4} = 157 \text{ kgf/cm}^2 < 538 \text{ kgf/cm}^2$$

④ ラチス材(はさみ板)



$$I_x = \frac{15 \times 1.2^3}{12} = 2.16 \text{ cm}^4$$

$$A = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}^2$$

$$i_x = 0.346 \text{ cm}$$

$$\text{細長比} = \frac{44.3}{0.346} = 128 < 150$$

要領ではこの規定はないが、2次部材とみなす

ラチス材にもトラス材の軸力の2%が作用するものとすれば

$$\sigma = \frac{12,000 \times 0.02}{18} = 13.3 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_a$$

ここに、

$$\sigma_a = \frac{10,000,000}{6,700 + 128^2} = 433 \text{ kgf/cm}^2$$

なお、b - c 材(組合せ材)の強軸まわり(X軸)は、Y軸に比べ剛性が高く十分安全なので、ここでは検討を省略する。

⑤ c - d, d - e, e - f の各部材は、b - c 材と同一部材とするものとし、荷重、部材長とも b - c 材より小さいので検討を省略する。

12. トラニオン部

断面係数

$$Z_{\text{中央}} = \frac{\pi}{32} \cdot d^3 = \frac{\pi}{32} \times 35^3 = 4,200 \text{ cm}^3$$

(a) ねじりモーメント (開閉時)

$$T_m = D \cdot \mu \cdot \frac{d}{2}$$

$$\text{ここに, } P = 348 \text{ tf}$$

μ : すべり摩擦係数 = 0.2

d : ピンの直径 = 35 cm

$$T_m = 348 \times 0.2 \times \frac{35}{2}$$

$$= 1,220 \text{ tf-cm}$$

極断面係数

$$Z_p = \frac{\pi}{16} \cdot d^3 = \frac{\pi}{16} \times 35^3$$

$$= 8410 \text{ cm}^3$$

(b) 相当曲げモーメント

$$M_e = \frac{1}{2} (M + \sqrt{M^2 + T_m^2})$$

$$= \frac{1}{2} \times (3,524 + \sqrt{3,524^2 + 1,220^2})$$

$$= 3,627 \text{ tf-cm}$$

相当ねじりモーメント

$$T_e = \sqrt{T_m^2 + M_e^2}$$

$$= \sqrt{1,220^2 + 3,524^2} = 3,729 \text{ tf-cm}$$

(c) 材料(ピン)

SF 45

許容曲げ応力度: 1,200 kgf/cm²

許容せん断応力度: 700 kgf/cm²

(d) 応力

$$\text{曲げ応力度 } \sigma_m = \frac{M_e}{Z_{\text{中央}}}$$

$$= \frac{3,627}{4,200} = 0.864 \text{ tf/cm}^2 < 1.2 \text{ tf/cm}^2$$

(1) トラニオンピン

(i) 片側のピンの負担する荷重は

$$P = \frac{1}{2} W$$

$$= \frac{1}{2} \times 696$$

$$= 348 \text{ tf}$$

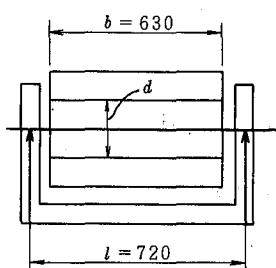
ここに, W = 設計水圧 + 開閉力の分力

$$= 665.78 + 30.00$$

$$= 695.78 \rightarrow 696 \text{ tf}$$

(ii) 曲げモーメント

下図のごとくの単純はりとする。

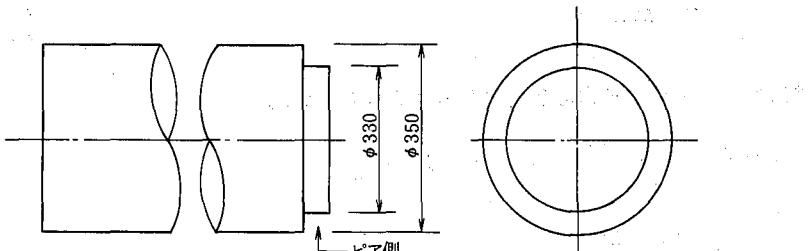


$$M_{\text{max}} = \frac{P}{8} (2l - b)$$

$$= \frac{348}{8} (2 \times 72 - 63)$$

$$= 3,524 \text{ tf-cm}$$

(e) ピンの寸法



$$A_{\text{中央}} = \frac{\pi}{4} \times 35^2 = 961 \text{ cm}^2$$

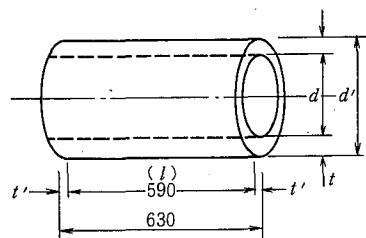
$$A_{\text{ピア側}} = \frac{\pi}{4} \times 33^2 = 854 \text{ cm}^2$$

せん断応力度

$$\text{純せん断応力度 } \tau = \frac{P/2}{A \text{ ピア側}} \\ = \frac{348/2}{854} = 0.204 \text{ tf/cm}^2 < 0.7 \text{ tf/cm}^2$$

$$\text{ねじりせん断応力度 } \tau_p = \frac{T_e}{Z_p} \\ = \frac{3,729}{8,410} \\ = 0.443 \text{ tf/cm}^2 < 0.7 \text{ tf/cm}^2$$

(2) 軸受メタル(オイルレスメタル)



第3章第4節第6項の1から

$$t : \text{メタルの厚さ (mm)} \\ \geq d \times 0.055 + 5 \\ \geq 350 \times 0.055 + 5 \\ \geq 24.25$$

よって

$$t = 25 \text{ mm} \text{ とする。}$$

t' : オイルシールの厚さ
= 20 mm (仮定)

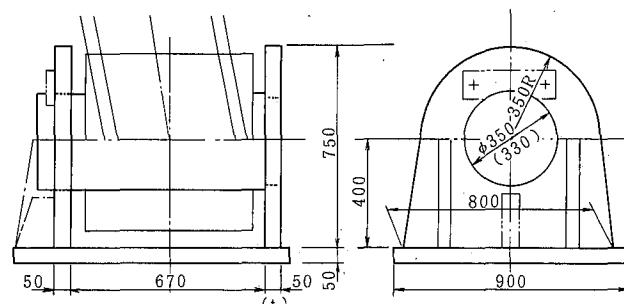
d : 軸受メタルの内径 = (ピン径 350) + スキ間

d' : 軸受メタルの外径 = 350 + 50 = 400 mm

軸受メタルの面圧 (P_a)

$$P_a = \frac{P}{d \times t} \\ = \frac{348}{35 \times 59} = 0.169 \text{ tf/cm}^2 < 0.25 \text{ tf/cm}^2 \text{ (オイルレスメタルの許容面圧)}$$

(3) アンカガーダ側軸受ブラケット



ブラケットの支持面圧(支圧)

$$\sigma_c' = \frac{P}{2} \cdot \frac{1}{t \cdot d}$$

ここに, t : ブラケット支承部の厚さ (cm)

d : ピンの直径 (cm)

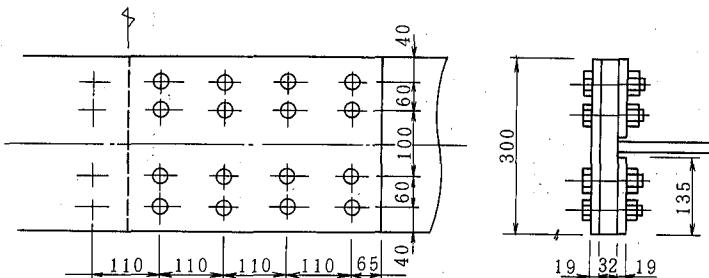
$$\sigma_c' = \frac{348}{2} \times \frac{1}{5.0 \times 33} \\ = 1.055 \text{ tf/cm}^2 < 1.7 \text{ tf/cm}^2 \text{ (第3章第2節第3項)}$$

13. 接合

(1) 脚柱のリーマボルト接合

接合材は、脚柱の応力状態を考慮して、脚柱部材の全強の75%以上とする。

(イ) フランジ部



使用ボルト M22, S20C

本数 = 片側16本

母材の許容強度 (P_a)

$$P_a = A_f \cdot \sigma_a \\ = 96 \times 1,200 \\ = 115.2 \text{ tf}$$

ここに, $A_f = 3.2 \times 30 = 96 \text{ cm}^2$

$\sigma_a = 1,200 \text{ kgf/cm}^2$

ボルトのせん断強度 (B_a)

$$B_a = \frac{\pi}{4} \cdot d^2 \cdot \tau_a \times 16 \text{ 本} \times 2 \text{ 面}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 2.35^2 \times 750 \times 16 \times 2$$

$$104.04 \text{ tf} > 115.2 \times 75\% = 86.40 \text{ tf}$$

ここに, $d = 2.35 \text{ cm}$

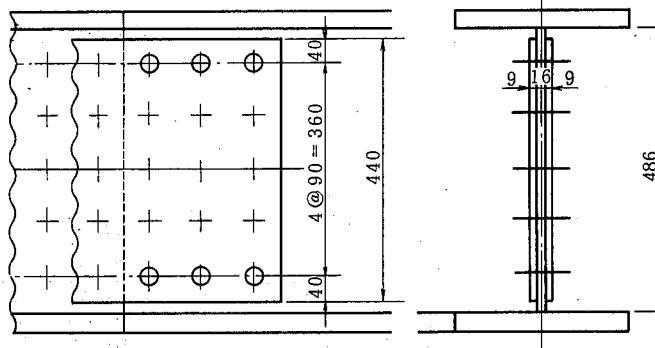
$$\tau_a = 750 \text{ kgf/cm}^2$$

添接材断面積 (A_{tf})

$$A_{tf} = 30 \times 1.9 + 13.5 \times 1.9 \times 2 \\ = 108.3 \text{ cm}^2 > 108 \text{ cm}^2$$

(口) ウェブ部

ボルト M22 15本



母材許容強度 (P_a)

$$P_a = 1.6 \times 48.6 \times 1,200 = 93.31 \text{ tf}$$

ボルトせん断強度 (B_a)

$$B_a = \frac{\pi}{4} \times 2.35^2 \times 750 \times 15 \times 2 = 97.54 \text{ tf} > 69.98 \text{ tf} = 93.31 \times 0.75$$

(2) その他の接合

脚柱以外の接合は、全て溶接接合とする。ただし、縦桁の接合はリベット接合等も考えられる。

縦桁の接合を仮にリベット接合する場合は脚柱および脚間トラスもリベット接合とするのがよい。

脚柱をリベット接合する場合は、(1)に示したリーマボルト接合の場合に準じて計算する。

ここで、曲げモーメントを受ける桁のリベット接合の計算手法の例を参考として次に示す。

[参考]

リベット継手

フランジの添接

フランジ継手の計算に用いる力 P は次式により計算する。

$$P \geq 0.75 \sigma_a \cdot A_w$$

ここに σ_a : 母材の許容引張応力度または許容圧縮応力度 (kgf/cm^2)

A_w : フランジプレートの断面積 (cm^2)

$$n = \frac{P}{\rho}$$

ここに n : リベットの必要本数

ρ : リベット値 (kgf)

腹板の添接

腹板の添接は、曲げモーメントおよびせん断力によって設計する。

添接板は腹板の両側に配置し、鉛直添接において接合線の各側に2列以上のリベットを使用しなければならない。腹板の添接は、腹板に作用するせん断力と曲げ応力との合力によって設計するのであるが、計算がかなり煩雑になるので次のような近似的な方法によつて設計する。

(1) 添接板をモーメントとシャープレートに分けた場合

次図のように添接板をモーメントプレートとシャープレートとに分け、腹板に働く曲げモーメントはモーメントプレートで抵抗し、シャープレートはせん断力に抵抗するものとする。したがってモーメントプレートについては次式で計算する。

$$I_m \geq I_w$$

$$n_m \geq \frac{M_w}{\rho h}$$

ここに I_m : けたの中立軸に関する上、下4枚のモーメントプレート総断面の断面二次モーメント (cm^4)

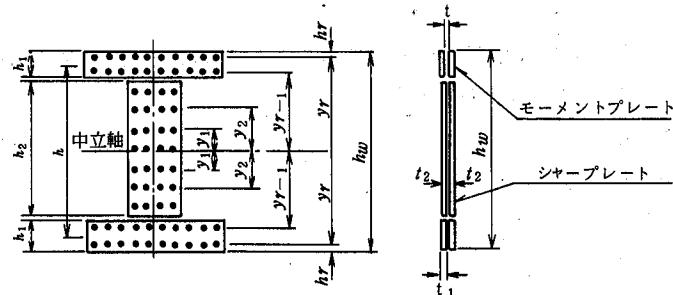
I_w : けたの中立軸に関する腹板総断面二次モーメント (cm^4)

n_m : 接合線の片側における1枚のモーメントプレートの所要リベット数(図の場合には $n_r - 1 + n_r$)

ρ : リベット値 (kgf)

M_w : 添接箇所における腹板の抵抗モーメント(ただし抵抗モーメントの75%以上) (kgf/cm)

h : 上下のモーメントプレートにおけるリベット群重心間距離 (cm)



シャープレートについては次式で計算する。

$$t_2 \geq \frac{t}{2} \times \frac{h_w}{h_2} \quad \text{ただし} \quad t_2 \geq 8 \text{ mm}$$

$$n_s \geq \frac{S}{\rho}$$

ここに t_2 : シャープレート 1枚の厚さ (mm)

t : 腹板の厚さ (mm)

h_w : 腹板の高さ (cm)

h_2 : シャープレートの高さ (cm)

n_s : 接合線の片側におけるシャープレートの所要リベット数

S : 添接箇所における最大せん断力 (kgf)

ρ : リベット値 (kgf)

(2) 添接板をモーメントプレートとシャープレートを1体とした場合

特にたかが低くて、シャープレートの高さ h_2 が小さい場合のほかは、接合線の両側に2列のリベットを適当な間隔で打つことによって(1)項の第2式の関係は一般に満足される。

このようにして求めた添接リベット群は、次の関係を満足しなければならない。

$$\rho_r = \sqrt{\left(\frac{M_w}{\Sigma y^2} y_r\right)^2 + \left(\frac{S}{N}\right)^2}$$

ここに M_w : 添接箇所における腹板の抵抗モーメント

(ただし、抵抗モーメントの75%以上) (kgf-cm)

S : 添接箇所における最大せん断力 (kgf)

Σy^2 : 接合線の片側にある添接リベットと中立軸との距離の2乗の総和 (cm²)

y_r : 中立軸から最も遠いリベットまでの距離 (cm)

N : 接合線の片側にある腹板添接リベット総数

ρ_r : 中立軸から最も遠い添接リベットのリベット値

リベット値 = $\rho \times y_r / y$ (kgf)

y : 中立軸からけたの引張縁、または圧縮縁までの距離 (cm)

ρ : リベット値 (kgf)

けたに軸力が働く場合は次式によって計算する。

$$\rho_r = \sqrt{\left(\frac{M_w}{\Sigma y^2} y_r + \frac{P}{N}\right)^2 + \left(\frac{S}{N}\right)^2}$$

ここに P : 軸力 (kgf)

14. サイドローラ

サイドローラは、第3章第4節第9項の5に示されているとおり、片側3個設ける。(全開時にも最低側2個は戸当たりに当るものとする)

(1) 作用荷重

地震時の慣性力に耐えるものとする。

ローラ荷重 (P) は

$$P = \frac{1}{n} \cdot k d \cdot W$$

ここに n : ローラ個数 (2個)

$k d$: 水平震度 0.12

W : 駆体重量 60 tf

$$P = \frac{1}{2} \times 0.12 \times 60 \\ = 3.60 \text{ tf}$$

(2) ローラの接触面圧

ローラの接触面圧は、水門鉄管技術基準によれば、次式で与えられる。

$$p_a = 0.418 \sqrt{\frac{P E}{B_0 \cdot R}}$$

ここに, P : ローラ荷重 3600 kgf

E : ヤング率 $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

B_0 : ローラの有効巾 (5.5 cmとする)

R : ローラの半径 ($\frac{16.0}{2} = 8.0 \text{ cm}$ とする)

$$\therefore p = 0.418 \times \sqrt{\frac{3,600 \times 2.1 \times 10^6}{5.5 \times 8.0}} \\ = 5,480 \text{ kgf/cm}^2 < p_a$$

このとき、接触面の許容応力度 (p_a) は

$$p_a = \frac{100}{2\nu} H_B$$

ここに, ν : 安全率 1.3

H_B : プルネル硬度 160 (S35C)

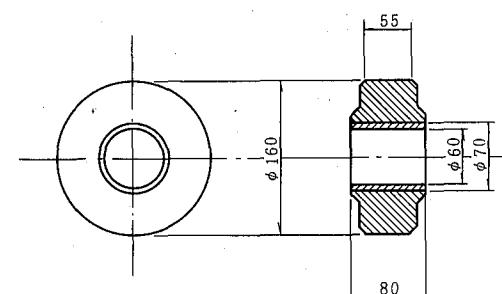
$$p_a = \frac{100}{2 \times 1.3} \times 160 = 6,150 \text{ kgf/cm}^2$$

(3) 軸受

オイルレスベアリングを採用する。

面圧 (p_a)

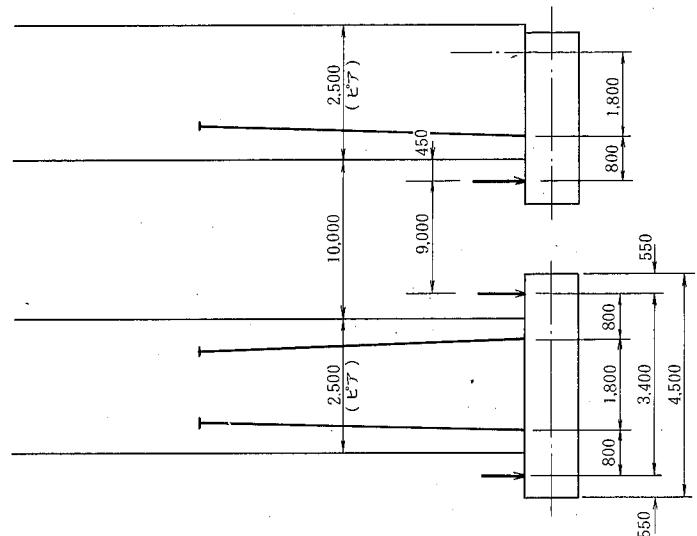
$$p_a = \frac{3,600}{6.0 \times 8.0} \\ = 75 \text{ kgf/cm}^2 < 250 \text{ kgf/cm}^2$$



15. アンカレージ

形式は、第3章第5節第1項により全水圧荷重が1,000 tf 以下なのでテンションビーム方式とする。

次図のような平面配置とする。



15.1 アンカガーダ

(1) 荷重

片側のトラニオンに作用する荷重

$$W = \frac{P}{2} + P_u$$

$$= 347.89 \text{ tf}$$

ここで、 P : 水圧 665.78 tf

P_u : 開閉力の分力 15.0 tf

(2) 支点反力 (曲げモーメント・せん断力)

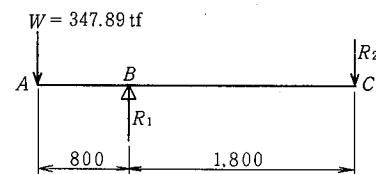
(1) 反力

$$R_1 = \frac{347.89 \times (800 + 1,800)}{1,800} = 502.51 \text{ tf}$$

$$R_2 = \frac{347.89 \times 800}{1,800} = 154.62 \text{ tf}$$

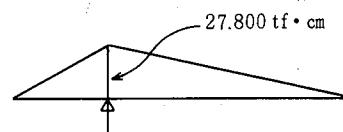
ここで R_1 : アンカレージの最大反力

R_2 : アンカレージが圧縮力を受けるときの反力



(口) 曲げモーメント

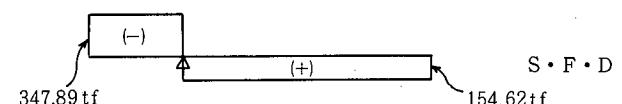
$$M_B = 347.89 \times 80 \\ = 27,800 \text{ tf} \cdot \text{cm}$$



B · M · D

(ハ) せん断力

$$Q = W = 347.89 \text{ tf}$$



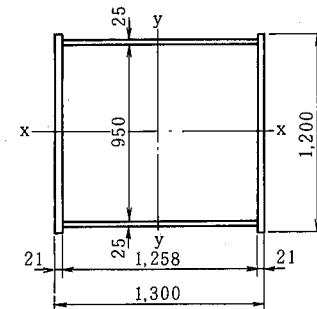
S · F · D

(3) ガーダ

$$I_y = \frac{1}{12} (120 \times 130^3 - 115 \times 125.8^3) \\ = 2890,000 \text{ cm}^4$$

$$Z_y = I_y \cdot \frac{2}{130} \\ = 44,400 \text{ cm}^3$$

$$A_w = 2.5 \times 125.8 \times 2 \\ = 629 \text{ cm}^2$$



(4) 応力

$$\sigma_m = \frac{M_B}{Z_y} = \frac{27,800}{44,400} = 0.626 \text{ tf/cm}^2 < 1.2 \text{ tf/cm}^2$$

$$\tau = \frac{W}{A_w} = \frac{347.89}{629} = 0.553 \text{ tf/cm}^2 < 0.7 \text{ tf/cm}^2$$

(5) ガーダのねじり応力

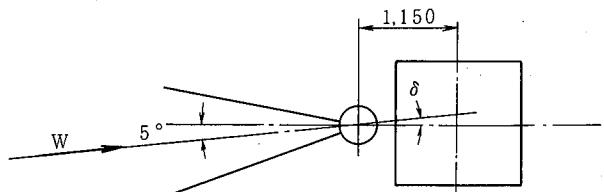
(イ) 開閉時のトラニオン摩擦によるねじりモーメント

$$T_m = 1,220 \text{ tf} \cdot \text{cm} \quad \dots \quad (\text{トラニオン部参照})$$

(ロ) 開閉の作用力方向の変化によるモーメント

ここでは、1例として上図のように

アンカーガーダは水平に設置する方式
とする。



$$\delta = 115 \sin 5^\circ = 10.0 \text{ cm}$$

偏心によるねじりモーメント

$$T_e = 347.89 \text{ tf} \times 10 \text{ cm} = 3,480 \text{ tf} \cdot \text{cm}$$

(ハ) 全ねじりモーメント

$$T = 1,220 + 3,480$$

$$= 4,700 \text{ tf} \cdot \text{cm}$$

(2) ねじりせん断応力度

$$\tau_t = \frac{T}{2A_t \cdot t}$$

ここに, τ_t : ねじりせん断応力度

A_t : ガーダの板で囲われた面積

$$= 97.5 \times 127.9 = 12,470 \text{ cm}^2$$

t : ガーダの板厚 = 2.1 cm

$$\tau_t = \frac{4,700}{2 \times 12,470 \times 2.1}$$

$$= 0.090 \text{ tf/cm}^2$$

(6) 合成応力^{注)}

曲げ応力度とせん断応力度の最大点が同一断面にあるので、合成応力度を検討する。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.2$$

ここに, σ : 曲げ応力度

σ_a : 許容引張応力度

τ : せん断応力度

τ_a : せん断許容応力度

$$\left(\frac{0.626}{1.2} \right)^2 + \left(\frac{0.553 + 0.090}{0.7} \right)^2$$

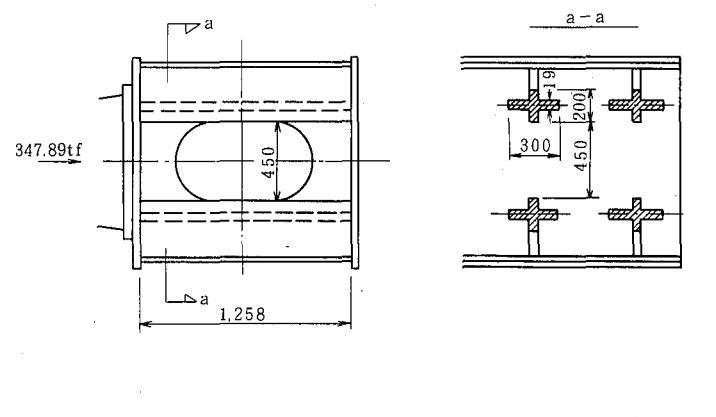
$$= 1.12 \leq 1.2$$

(7) ガーダ内部補剛材

ガーダのトラニオン

取付部は、扉体からの荷重で座屈しないよう補剛材を入れる。

ガーダの内部はマンホールを明けておくものとし荷重は右図のハッチ断面の部材4本で均等に受けるものとする。



注) 道路橋示方書 8.2.4 による。

なお、ガーダは、局部支圧応力および座屈に関する検討は、ここでは省略している。

(イ) 弱軸回りの断面2次モーメント

$$I = \frac{1}{12} (1.9 \times 20^3 + 28.1 \times 1.9^3) = 1,280 \text{ cm}^4$$

$$A = 1.9 \times 20 + 28.1 \times 1.9 = 91.4 \text{ cm}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1,280}{91.4}} = 3.74 \text{ cm}$$

第3章第4節第9項の3の規定から

$$\text{有効座屈長} = \frac{125.8}{2} = 62.9 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{r} = \frac{62.9}{3.74} = 16.8 < 20$$

(ロ) 許容応力度は要領表 - 3.2.5 から

$$\sigma_a = 1,200 \text{ kgf/cm}^2$$

(ハ) 応力

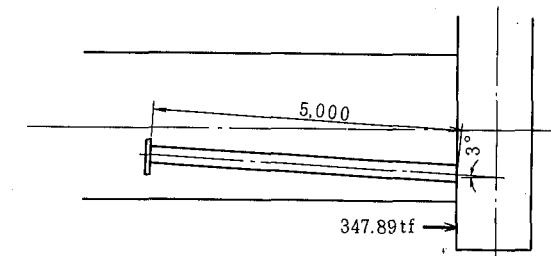
$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$= \frac{247.89}{91.4 \times 4}$$

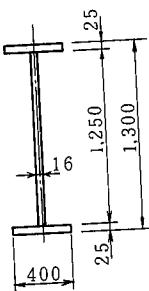
$$= 0.952 \text{ tf/cm}^2 < 1.2 \text{ tf/cm}^2$$

15.2 テンションビーム

テンションビームの長さは、要領から 5 m 以上とする。



(1) 断面



断面積

$$A = (2.5 \times 40) \times 2 + 1.6 \times 125 \\ = 400 \text{ cm}^2$$

(2) 引張力

$$P_0 = \frac{348.37}{\cos 3^\circ} = 348.37 \text{ tf}$$

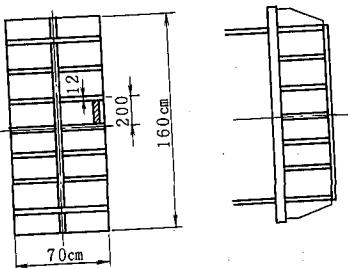
(3) 応力

$$\sigma_t = \frac{P_0}{A} = \frac{360}{400} = 0.871 \text{ tf/cm}^2 < 1.14 \text{ tf/cm}^2 \\ \uparrow \quad 1.2 \times 0.95 \text{ 溶接効率}$$

[参考] テンションビームの伸び(ϵ)

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} \times 500 = \frac{871}{2.1 \times 10^6} \times 500 \\ = 0.207 \text{ cm} \rightarrow 2.1 \text{ mm}$$

(4) 支圧板



$$A = 160 \times 70 - 400 \\ = 10,800 \text{ cm}^2$$

(1) 支圧応力度(σ_c)

$$\sigma_c = \frac{348,370}{10,800} = 32 \text{ kgf/cm}^2 < 45 \text{ kgf/cm}^2$$

(2) 支圧板の厚さ

上図斜線部を考え、右図のように 200mm のリブ間隔で

支持される単純はりと見なす。

単位巾当たり曲げモーメント

$$M = \frac{32 \times 20^2}{8} = 1,600 \text{ kgf-cm}$$

板厚=50mmとする。

$$Z = \frac{1.0 \times 5^2}{12} = 2.08 \text{ cm}^3$$

応力度

$$\sigma_m = \frac{1,600}{2.08} = 769 \text{ kgf/cm}^2 < 1,200 \text{ kgf/cm}^2$$

15.3 コンクリートピアの応力

コンクリートのせん断面は、下図のように考える。

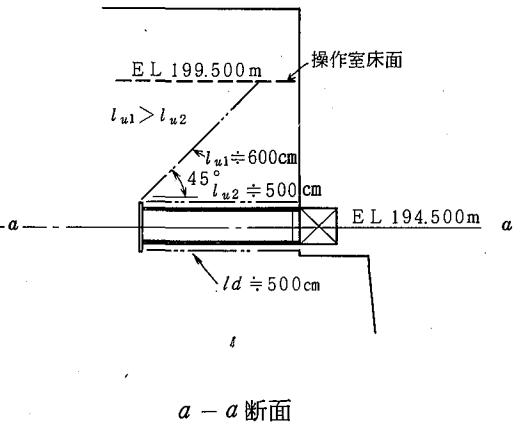
(1) せん断力

せん断力は、隣接する 2 門が同時に最大水圧荷重を受けて、1 方を開閉するときが厳しい。

$$Q = P_R + P_L \\ = 333.37 + 348.37 \\ = 681.74 \text{ tf}$$

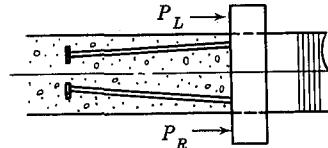
(2) せん断面(ピア断面 128 頁)

$$A = (500 + 500) \times 250 \\ = 250,000 \text{ cm}^2$$



(3) せん断応力度

$$\tau_c = \frac{Q}{A} \\ = \frac{681,740}{250,000} \\ = 2.73 \text{ kgf/cm}^2 < 4.5 \text{ kgf/cm}^2$$



16. 扉体の安定

扉体は風荷重に対して安定を確認する。

全開時は、次図のとおりである。

安定モーメント (M_G)

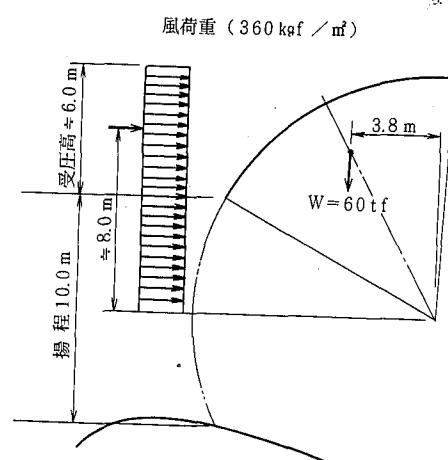
$$M_G = 60 \times 3.8 = 228 \text{ tf-m}$$

転倒モーメント (M_W)

$$\begin{aligned} M_W &= (6.0 \times 10.0) \times 0.36 \times 80 \\ &\quad + (5.0 \times 0.55 \times 2) \times 0.36 \times 2.5 \\ &= 172.8 + 4.95 = 177.75 \text{ tf-m} \end{aligned}$$

$$\therefore M_W < M_G$$

よって安定である。



クロストラジアルゲート設計要領(案)・同解説

昭和60年8月

監修 建設省河川局開発課

発行 財団法人 国土開発技術研究センター

〒105 東京都港区虎ノ門2-8-10(第15森ビル)

TEL (03) 503 - 0391 (代)

印刷 日青工業株式会社