

# 港 灣 技 研 資 料

TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 185

June 1974

L型ブロック式けい船岸の自動設計

塩 見 雅 樹  
山 口 孝 市  
中 山 種 清

運輸省港湾技術研究所



港湾技研資料 185 正誤表

頁	欄	行	誤	正
5	左	10	港湾構造部の……………	港湾構造物の……………
6	右	6	材, 応力, 変形, 変位等を整理し, ……	材応力, 変形, 変位等を整理し, ……
8	左	13	……組込みにくいものに本自動……	……組込みにくいものは本自動
10	左	下9	2.2のもので……………	2のもので……………
12	右	下14	……このテーブルから捨い出して……	……このテーブルから拾い出して……
15	右	1	……また, 冬期前風の……	……また, 冬期季節風の……………
21	右	11	アウンドの形状……	マウンドの形状……………
23	左		(表-3.6) 地盤の支持力   1.5   1.0	地盤の支持力   1.0   1.0
23	左	下1	用する震力。……	用する地震力。……………
26	左	下22	$C_s$ ; 鉄筋工単価 (円/ $m^3$ )	$C_s$ ; 鉄筋工単価 (円/ $t$ )
28	左	2	ない。すなわち……	ない, すなわち……………
30	右	4	板及び……………	版及び……………
32	右	8	……鉄筋はE鉄筋……………	……鉄筋はC鉄筋……………
32	右	下9	……鉄筋はC鉄筋……………	……鉄筋はE鉄筋……………
32	右	下5	……対するもので, C	……対するもので, E
32	右	下3	てC鉄筋は, ……	てE鉄筋は, ……
36	右	下5	4.6に……………	4.8に……………
36	右	下4	……図-4.16の……………	……図-4.17の……………
37	左	下4	……最大0.6程	……最大0.5程
39	左	5	……(C鉄筋)で	……(E鉄筋)で
41	右		(8行目から表-4.3まで削除)	(42P左上6行目と7行目の間に挿入)
42	右	9	……継目位置にのける……………	……継目位置における……………
43	左		(式4.17) $\ell = \frac{4\sigma_{sa} D}{4 \cdot \tau_{oa}}$	$\ell = \frac{\sigma_{sa} D}{4 \cdot \tau_{oa}}$
43	左	下9		(式4-18の上に挿入)フックを設けない場合
44	左	7	経済的鉄筋量が最小)になるか	経済的(鉄筋量が最小)になるか
44	左	8	……図-4.31……………	……図-4.5……………
45	右	下20	……, せん断の計算	……, せん断力の計算
47	右		(図-4.36の表題)底版副と……………	底版幅と……………

頁	欄	行	誤	正							
48	右	下 3	..... $\delta = 7 \text{ cm}$	..... $\delta = 10 \text{ cm}$							
51	右			(最下行に挿入) $\theta = 45^\circ$							
56	左	1	$y_2 = \sqrt{\frac{(B_8 - 2\ell_1)^2 + (L_1 - D_2/2)^2}{4}}$	$y_2 = \sqrt{\frac{(B_8 - 2\ell_1)^2}{4} + (L_1 - D_2/2)^2}$							
56	右	2	$P_2 = \theta_2 \cos \theta_1$	$P_2 = Q_2 \cos \theta_1$							
57	左	5	$\bar{\phi} = \max \left( \sqrt{\frac{2P}{\pi \sigma_{sa}}}, \sqrt{\frac{2Q}{\pi \tau_{sa}}} \right) \quad (4.37)$	$\bar{\phi} = \max \left( \sqrt{\frac{2P}{\pi \sigma_{sa}}}, \sqrt{\frac{2Q}{\pi \tau_{sa}}} \right) \quad (4.37)$							
60	右	1	..... $L_2 = 500$ .....	..... $L_2 = 5000$ .....							
62			(表-6.1のNo.1)門司・太刃の浦	門司・太刃の浦							
63											
74	左	22	....., No.4 以外は, .....	....., No.14 以外は, .....							
84	右	1	.....経済的に.....	.....経験的に.....							
88	右	下18	.....けり船岸本体として.....	.....けい船岸本体として.....							
89			(表-7.1の6行目)								
			<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr> <td>H.W.L(m)</td> <td>R.W.L(m)</td> <td>岸壁天ば高</td> </tr> </table>	H.W.L(m)	R.W.L(m)	岸壁天ば高	<table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr> <td>H.W.L(m)</td> <td>L.W.L(m)</td> <td>R.W.L(m)</td> <td>岸壁天ば高</td> </tr> </table>	H.W.L(m)	L.W.L(m)	R.W.L(m)	岸壁天ば高
H.W.L(m)	R.W.L(m)	岸壁天ば高									
H.W.L(m)	L.W.L(m)	R.W.L(m)	岸壁天ば高								
95			(図7.6の表題)基本設計及び.....	基本設計条件及び.....							

# L型ブロック式けい船岸の自動設計

## 目 次

要 旨 .....	3
1. 序 論 .....	5
1.1 自動設計 .....	5
1.2 自動設計と最適設計 .....	6
1.3 自動設計システム開発に伴なう問題 .....	6
2. L型ブロック式けい船岸自動設計システムの概要 .....	7
2.1 システム設計の基本方針 .....	7
2.2 システム構成及びフロー .....	8
2.3 設計対象及び範囲 .....	10
2.4 設計条件 .....	11
3. 基本設計法 .....	12
3.1 基本方針 .....	12
3.2 設計計算の流れ .....	12
3.3 L型ブロック形状 .....	13
3.4 土 圧 .....	14
3.5 上 部 工 .....	15
3.6 裏込め及びマウンド形状 .....	18
3.7 L型ブロック壁体の安定計算 .....	20
3.8 ブロック諸元の決定法 .....	25
3.9 設計計算結果の出力項目 .....	27
4. 細部設計法 .....	27
4.1 基本方針 .....	27
4.2 使用材料及び施工法 .....	28
4.3 設計計算の流れ .....	30
4.4 設計計算法 .....	30
4.5 配筋パターン及び一般構造細目 .....	39
4.6 前壁の配筋法 .....	43
4.7 フーチングの配筋法 .....	45
4.8 底版の配筋法 .....	46
4.9 結合筋の配筋法 .....	50
4.10 扶壁の配筋法 .....	52
4.11 ハンチ筋及び吊筋の配筋法 .....	54
4.12 設計計算結果の出力項目 .....	57
5. 自動製図法 .....	58
5.1 基本方針 .....	58
5.2 製図の範囲及び対象図面 .....	58
5.3 製 図 法 .....	59
6. 自動設計法の検討 .....	61
6.1 施工例との比較 .....	61

6.2	部材厚の決定法	83
6.3	使用クレーンの大きさ	86
6.4	設計条件の変動によるブロック幅の変化	87
7.	自動設計の利用法及びシステムの構成	88
7.1	システムの利用法	88
7.2	利用上の留意点	105
7.3	システムの構成	105
	あとがき	106
	参考文献	106
	付録 2辺固定2辺自由版の計算図表	108

# L型ブロック式けい船岸の自動設計

塩見雅樹\*  
山口孝市\*\*  
中山種清\*\*\*

## 要 旨

港湾建設の省力化を主目的とする港湾構造物の設計の自動化システムの開発は、当研究所設計基準課が中心となって押し進められており、その一環としてのL型ブロック式けい船岸の自動設計システムが完成したので、ここに報告する。

本自動設計システムは、砂質地盤上のL型ブロック式けい船岸及び横さん橋土留壁（L型ブロックタイプ）を対象としており、50個前後の設計条件を入力するのみで、電子計算機により、基本設計及び細部設計が自動的に行なわれ、その結果として設計計算結果及び材料表が得られ、さらに標準断面図、配筋図などの必要な設計図面が自動図化機を媒体として自動的に得られるプッシュ・ボタン式の完全自動設計システムである。

本自動設計システムにより得られる構造物は、過去の施工例と比較して大差のない値を与え、充分実用に供するものと思われる。

本報告では、自動設計システムで採用した設計方法を述べた後、これら自動設計法の吟味を行ない、自動設計システムの利用法について説明している。また、巻末には、2辺固定2辺自由版の曲げモーメント算出のための計算図表を掲げている。

- 
- \* 前設計基準部設計基準課
  - \*\* 前設計基準部設計基準課
  - \*\*\* 設計基準部設計基準課長

## Automatic Design System of L-type Concrete Block Quay

Masaki SHIOMI\*  
Kohichi YAMAGUCHI\*  
Tanekiyo NAKAYAMA\*\*

### Synopsis

This automatic design system for L-type concrete block quay is made of automatic calculating system and drawing system.

We are able to obtain not only the results for the quay, such as various dimensions, safety factors and so on, but the drafts which contain standard profile and bar arrangement drawing, just only putting design conditions into this system.

This report presents the outline of the system and the considerations concerning the design methods.

---

\* Ex-Member of the Design Standard Section, Design Standard Division  
\*\* Chief of the Design Standard Section, Design Standard Division

# 1. 序 論

## 1.1 自動設計

昭和45年10月、札幌で開かれた第21回直轄技術研究会において、港湾建設の省力化、特に設計部門の省力化の方策として、電子計算機の活用が極めて効果的であることが再認識され、今まで解析手段あるいは膨大なデータ処理手段として用いられていた電子計算機のより高度な利用法である自動設計システムの開発が提唱された。これを期として、当研究所設計基準課が主体となって、港湾構造部の設計の自動化の第一歩を踏み出すことになった。自動設計の対象としては、利用頻度を考慮してL型ブロック式けい船岸、矢板式けい船岸、ケーソン式混成防波堤、横さん橋の4構造物が取り上げられた。

では、自動設計とは一体何を指すのかを定義しなくてはならない。現在では、まだ設計の自動化は発展途上であり、定まった定義はないが、一般には、設計を電子計算機によって自動的に行なう技術を漠然と指している。設計基準課を中心に考えられている設計の自動化は次のようなものである。

「設計という仕事（一般には設計計算、製図など）の手順を分析し、電子計算機で行なえることはできるだけ電子計算機を利用し、作業時間を短縮すると共に、繰り返し計算を有効に使って、最適なもの（値、構造など）を得るように努め、最終的には電子計算機にもつべき性能、施工条件、工費、工期などの諸条件を与えると、出力として設計計算結果及び自動図化機の出力として、構造物の最適構造図が得られ、必要であれば、材料表等が得られるシステムをつくること」

このシステムの最終的な姿は、電子計算機に必要諸元を入力し、ボタンを押すだけで、求める設計図が得られるプッシュ・ボタン式の完全自動化であり、具体的には図-1.1に示すようなものである。

自動設計システム開発の手順及びシステムフローの詳細については前回の報告<sup>1)</sup>を参照されたい。

設計作業の省力化を主目的とした自動設計システムは港湾分野のみならず、多方面で開発されている。土木の分野を例にとると、代表的なものには次のものがある。

### 1) 国 鉄

国鉄では、構造物設計事務所が中心となって、設計頻度が高い構造物に対して標準設計を作成していたが、都市内工事では、現地の条件による諸寸法の制約がきびしいため、標準設計の徹底を計ることがむずかしい事情にある。また、今後の主要な工事は都市線増、新幹線などが予想されるので、従来の標準設計の作成法とその運用

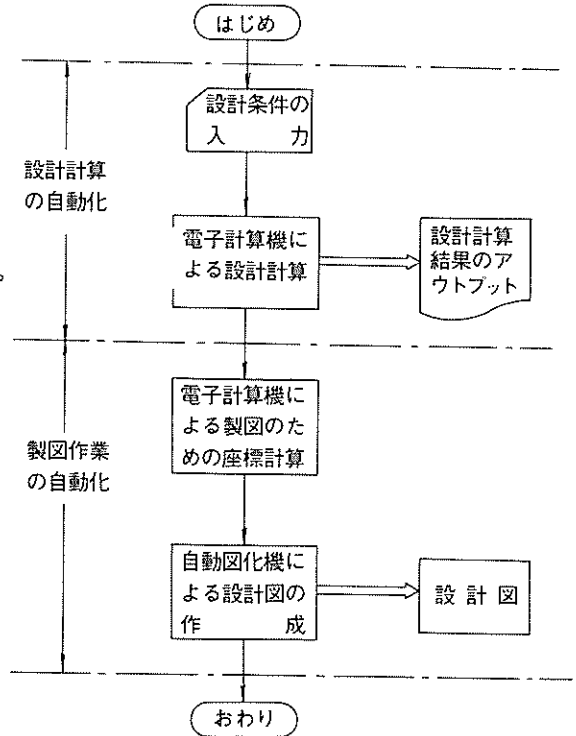


図-1.1 自動設計システム

にあたっての問題を解決するため、電子計算機を徹底的に利用した新しい標準設計法を採用すべく、自動設計システムの開発が行なわれた。

開発成果には、各種PCけた、RCカルバート、プレートガタ、合成桁、各種鋼鉄道橋などがある。

### 2) 建設省

建設省では、直轄工事として地方建設局において施工する土木工事の設計、施工、積算、契約等における業務の簡素化ならびに構造物の精度の向上を計ることを目的として、土木研究所が主体となり、自動設計作業を押し進めた。現在では、その成果として、各種の標準設計を完成させ、標準設計図集として市販されている。対象構造物としては、各種の側こう、暗きょ、擁壁、橋台、PCけた、RCけた、プレートガタなどがある。

### 3) ICES

ICES (Integrated Civil Engineering Systems) は、M.I.Tの土木工学科・システム・ラボラトリーで開発されている本格的な土木工学用設計情報処理システムである。ICESは土木工学のいろいろな分野で技術者がやらねばならない膨大かつ複雑な計算を、電子計算機の助けをかりて系統的に実行しようとするも



ので、いわゆる computer aided design の代表的なものの一つである。ICES の特徴は、技術者の専門用語を用いた問題向き言語の開発にあり、電子計算機のプログラム言語の知識がなくても、容易にプログラムを作成することができる。

ICES のサブシステムには、GOGO (幾何座標計算システム)、STRUDLER II (構造設計システム)、ROAD I (道路位置の設定及び設計システム)、TRANSET I (交通網解析システム)、PROJECT I (CPMによる施工管理システム)など、これら他にも種々のシステムが用意されている。

港湾分野の設計作業においても、古くから円形すべり、矢板の根入長の計算をはじめとする種々の設計サービスルーチンが当研究所に用意されており、この意味からすれば computer aided design の思想はあるが、各港湾建設局とのデータ送信をテレックスに頼っているため、設計担当者が容易に電子計算機と対話できないのが現状である。

鉄道、道路関係の構造物と比較して、港湾構造物の自動設計の特殊性は現場での地盤条件にある。すなわち港湾地域では、一般に軟弱地盤であることが多く、構造物を地盤条件に合わせて建設しなければならない宿命にあるのに比して、鉄道、道路関係では例えば橋梁上部構造などは、地盤条件等の現地条件をあまり受けない。また擁壁、側溝、暗きょなど直接地盤に接する構造物でも、地盤条件が良ければ標準設計として処理することができる。したがって、国鉄及び建設省では標準設計の作成を最終の目標として、設計の自動化を推進することが比較的容易であったと言える。

## 1.2 自動設計と最適設計

一般に行なわれている構造物の設計法は、構造物の持つ機能と周辺条件(例えば地盤条件)より、構造計画を行ない、それに加わる外力に対して静的、さらには動的解析を行なって、該当する構造設計諸基準に基づいて、安全率が許容内にあるとか、存在応力度が許容応力度を上まわっていないとか、そのほか種々の制限を満足しているかどうか確認することにより、構造物の断面諸元が決定される。このようにして決定される構造物は、できるだけ経済的であることが望しいが、設計の良し悪しは、設計者の経験とか知識からの勘に頼らざるを得ない。

最近では、自動設計の発展に伴って、構造物設計の経済的最適化を主題とする最適設計法が注目されはじめた。最適設計法は、数理計画的な手法を用いて、電子計算機により能率よく、かつ組織的に最も経済的な構造物

を設計しようとする設計法である。ある構造物の設計に最適設計法の思想を導入するには、最適化モデルを設定しなくてはならない。最適化モデルは、設計変数と呼ばれる設計の結果決定すべきもの、例えば構造物の形状とか使用材料とかといったものと、状態変数と称される部材、応力、変形、変位等を整理し、その相互関係を解析して必要とされる制限条件(例えば、構造物の安定性、許容応力度)を上記の設計変数で表示する。これらの制限条件を満足する設計変数の組み合わせは無数に存在するといつてよく、これら設計の評価を表わすため、いわゆる目的関数が導入される。目的関数としては、工費をとるのが普通であり、設計変数の関数として表わされる。

このような最適化手法を、港湾構造物に適用しようとすると、上記のような最適化モデルを作成することが非常にむずかしい。例えば、目的関数としては簡単のため材料費のみを考えると、設計変数としてどこまで考慮するかが大きな問題となる。例えば、L型ブロック式けい船岸では、L型ブロック形状寸法の他に、裏込めの形状等をも設計変数の中に組込むためには、裏込めの土圧軽減効果を定量的に知っておかねばならない。

設計変数をL型ブロック形状寸法のみと限定しても、制限条件は非線型関係として表わされ、現時点での最適設計法理論では、非線型問題を完全に解ける手法はない。またL型ブロック材料費がけい船岸総工費に占める割合は、比較的安く、最適化手法を導入してもあまり意味がない。

したがって本報告の対象としているL型ブロック式けい船岸では、与えられた条件下(例えば、裏込め、マウンド等の設計条件)で、各種の安定安全率及び部材応力度が許容内にかつ最小になるような構造形状寸法を決める設計形態を探らざるを得ない。

港湾構造物の設計に最適設計法の理論を適用あるいは開発することは今後の課題といえよう。

## 1.3 自動設計システム開発に伴う問題

自動設計システムの開発に伴って生ずる問題には、システム開発の立場からみた問題と、システム利用者からの問題とに大別することができる。後者には、自動設計システムが現港湾建設組織に与える影響とか、システム運用方法などがあるが、その一部は、すでに前回の報告<sup>1)</sup>及び第21回直轄技術研究会においても議論されている<sup>2)</sup>ので、ここではシステム開発者の立場からみた問題点について、断片的に述べたいと思う。

### 1) 自動設計の限界

自動設計システムは、設計条件を入力しただけで、目

的としている構造物の設計計算結果及び設計図がプッシュボタン式に得られるので、非常に便利であるが、将来新たな構造物の設計の自動化を行なおうとする際には、その構造物の自動設計システムの利用頻度を充分調査して、システム開発の良否を検討しなければならない。自動設計システムを完成させるには膨大な時間と多大な労力を必要とするため、年間4～5回程度しか利用度のない自動設計システムの開発価値はあまりない。このような構造物の設計に電子計算機を活用するには、完全自動化ではなく、各設計作業段階で電子計算機と対話を行なう、いわゆる computer aided design の方向に向かうのが望ましい。

## 2) 電子計算機の容量

自動設計システムを開発及び運用するためには、容量の大きな電子計算機を必要とする。例えば、本報告で対象としているL型ブロック式けい船岸自動設計システムのプログラム容量は約200Kワード程度であり、現在よく利用されている円形すべり計算プログラム(約40Kワード)と比較しても、いかに膨大なプログラムであるかがわかる。このようなシステムをランさせるには少なくとも250Kワード程度以上の容量をもつ大型電子計算機が必要で、現在当研究所に設置されている電子計算機(容量65Kワード、実質使用可能容量45Kワード)では、自動設計システムを効果的に利用することはできない。

## 3) 製図法

現在の「土木製図基準」<sup>7)</sup>は、従来の手作業による製図に対して基準を与えたもので、自動図化機による製図には必ずしも適当とはいえない。自動設計システムの中では、電子計算機による演算速度に較べて、自動図化機の描画速度は極度に遅く、設計時間の大半は製図過程で消費される。したがって、自動設計の効率化を計るには製図時間の短縮を考えねばならない。このためには、現在、発展途上にある、自動図化機による製図を対象とした製図基準の作成が必要であり、図面をなるべく簡略化しなければならない。

## 4) 自動設計システムのメンテナンス

自動設計システムのような膨大なプログラムを維持管理することは容易ではなく、組織面での対策が必要であると思われる。

## 5) データの送信

現在、各港湾建設局と当研究所の電子計算機とは、テレックスによりデータ送信を行なっているが、自動設計システムを効果的に利用するには、オンライン化されねばならない。特に構造物の基本設計を行なう場合には、

設計条件を入力してから、多くとも1日以内に所要の設計計算結果が得られることが望ましく、オンライン化された情報ネットワークが不可欠である。

## 2. L型ブロック式けい船岸自動設計システムの概要

### 2.1 システム設計の基本方針

本自動設計システムが対象とするのは、L型ブロック式けい船岸及び横さん橋土留壁(L型ブロックタイプ)であって、基本設計から細部設計、標準断面図及び配筋図の製図、材料表の作成に至るまでの一切の設計作業を後述の設計条件をインプットすることにより、すべて自動的に電子計算機及び自動図化機により処理することを目的としたものである。

鉄筋コンクリート造のL型ブロックを据え並べたL型ブロック式けい船施設は、重力式岸壁の中で、極めて合理的な形式であり、施工設備が簡単で工費も安いので、ケーソン式岸壁と共によく利用されている。ところがこれら過去に施工されたけい船岸を調べてみると、設計法の基本的な点については共通のアルゴリズムが見い出されるが、ブロック形状、マウンド及び裏込め形状の決定法、配筋法等の設計方法、図面作成法、使用材料、施工法などさまざまな点において施工地域、施工時期により違いがある。このようなさまざまな設計法を自動設計システムに組み込むことは、基本設計ではまだ不可能ではないにしても、細部設計、配筋図の自動製図においては、神業と言うほかはない。このような膨大なシステムを開発しても、設計・施工の合理化の面から問題があるし、実質的なシステムの開発効果も薄い。したがって、実際には、自動設計システムを開発するには、予め、構造形式(L形ブロック、マウンド、裏込め等の形状、配筋パターンなど)、設計計算法、図化様式、使用材料、施工法などを合理的に決めておく必要がある。このような設計パターンの選定が自動設計システム開発の最も重要な点で、過度に硬直的であっても、弾力的であってもいけない。以下に本自動設計システム開発に当たって基本方針を列挙する。

i) L型ブロック形状は、パットレスが1枚のものを対象とする。L型ブロック形状はパットレスが1枚のもの2枚のものが多いが、自動設計では使用頻度の大きい扶壁1枚のブロックを対象とする。またその形状も後述のように一定の形状に限定する。

ii) 使用材料(コンクリート、鉄筋、型わく等)は全

国どこでも入手が容易なものを対象とする。

iii) 施工法、特にL型ブロック製作法は地域的な差異があるので、設計法にこの点を反映する。なお施工法の基本的事項は「港湾工事共通仕様書」<sup>9)</sup>(以下「共通仕様書」と略記する)に基づく。

iv) 設計方法は「港湾構造物設計基準」<sup>10)</sup>(以下設計基準と略記する)、「コンクリート標準示方書」<sup>11)</sup>、「鉄筋コンクリート構造計算規準」<sup>12)</sup>等に原則として従うようにした。ただ上記の各種設計計算基準に明記されていないものについては、各港湾建設局で現在行なわれている設計法を比較検討あるいは調査を行なって決定した。しかし、過去の設計技術の蓄積の中で、システムの中に組みにくいものに本自動設計独自の設計法を採用している箇所もある。

v) 設計図の作成については、原則として「土木製図基準」<sup>7)</sup>、「港湾構造物製図規程」<sup>13)</sup>に基づくようにしたが、これらの製図基準は本来、手作業による図面作成を対象としているため、自動製図の立場からは不都合なことが多く、多少の修正が加えられて、簡素化されている。なお本自動製図システムは、当研究所で開発された自動製図汎用サブルーチンを組み合わせることにより構成されている。

vi) 本自動設計システムには、汎用性をもたせるように設計条件(インプットデータ)のとり方に工夫をこらす。また、インプットミスを防ぐために、設計条件のチェックを自動的に行なう必要がある。

vii) 本システムを用いて設計を行なう場合には、基本設計から配筋図の作成までを一貫して行なう場合とか、基本設計のみ行なう場合とか、いろいろの利用法が考えられるので、この点を考慮する。

viii) 本自動設計システムのような大きなシステムを維持、管理することは容易なことではない。将来においてプログラムの修正の必要が生じた場合には、そのメンテナンスが容易に行なえるように、システムを開発する必要がある。したがって自動設計システムは、多くのサブルーチンを用いて細分化されることが望ましい。

## 2.2 システム構成及びフロー

本自動設計システムは、処理内容によって下記のように4個の部門に大別することができる。

- I. 基本設計計算部
  - II. 細部設計計算部
  - III. 標準断面図及びブロック一般図の作成部
  - IV. 配筋図、鉄筋加工図の作成部
- Iはいわゆる基本設計と称されている部分であり、ブ

ロック寸法、マウンド形状など標準断面図に必要な諸元をすべて決定する。計算結果として、ブロック形状、安定計算結果などがアウトプットされる。

IIはIにより決定されたL型ブロック断面に対して、細部設計を行なう領域で、配筋計算及び使用鉄筋の形状等材料表に必要な諸元を計算する。この結果として、部材応力度及び材料表がアウトプットされる。

IIIはIにより求められた標準断面図及びブロック一般図を図化する領域である。ここではIVと共に電子計算機と自動図化機が併用される。

IVはIIにより得られた配筋図を具現化する領域で、配筋図の中には、配筋状態図、鉄筋加工図(吊筋も含まれる)などが含まれる。

このようにIとIIIあるいはIIとIVは各々一対をなすものであり、前者は設計計算を、後者はその計算結果を基に設計図を作成する。図化を担当するIII、IVは更に電子計算機による座標計算部と自動図化機による描画部に分けられる。

自動設計システムの利用法は、いろいろ考えられる。すなわち、設計会議あるいは工事費の概算をするために基本設計だけを行なうとか、逆に基本設計断面は既に決定されていて、細部設計及び配筋図の作成だけを行なうなど種々の使用法が考えられる。そこで本自動設計では、利用法の頻度を考慮して、次の3ケースに限定した。

### I C A S E = 1

基本設計から配筋図作成まで行なう。すなわち前述のIからIVまで一貫して行なう。この場合には最終結果として、基本設計結果、細部設計結果、材料表、標準断面図、L型ブロック一般図、配筋図が得られる。この場合には図面の大きさはA1である。

### I C A S E = 2

基本設計及びそれに付随する図面作成のみを行なう。すなわちIとIIIのみを行なう場合で、結果として基本設計結果及び標準断面図(図面の大きさはA3)が得られる。

### I C A S E = 3

細部設計と配筋図の作成のみを行なう。IIとIVのみで最終結果として、細部設計結果、材料表及び配筋図(図面の大きさはA1)が出力される。

ただし、I C A S E = 2に関しては、最大5ケースの連続ジョブが可能である。

次にシステムフローを図-2.1に示す。本システムはプログラムレンジで200KWにも及ぶ膨大なもので、当研究所の電子計算機では、到底同時処理はできず、オーバーレイシステムを利用しているために、プログラム

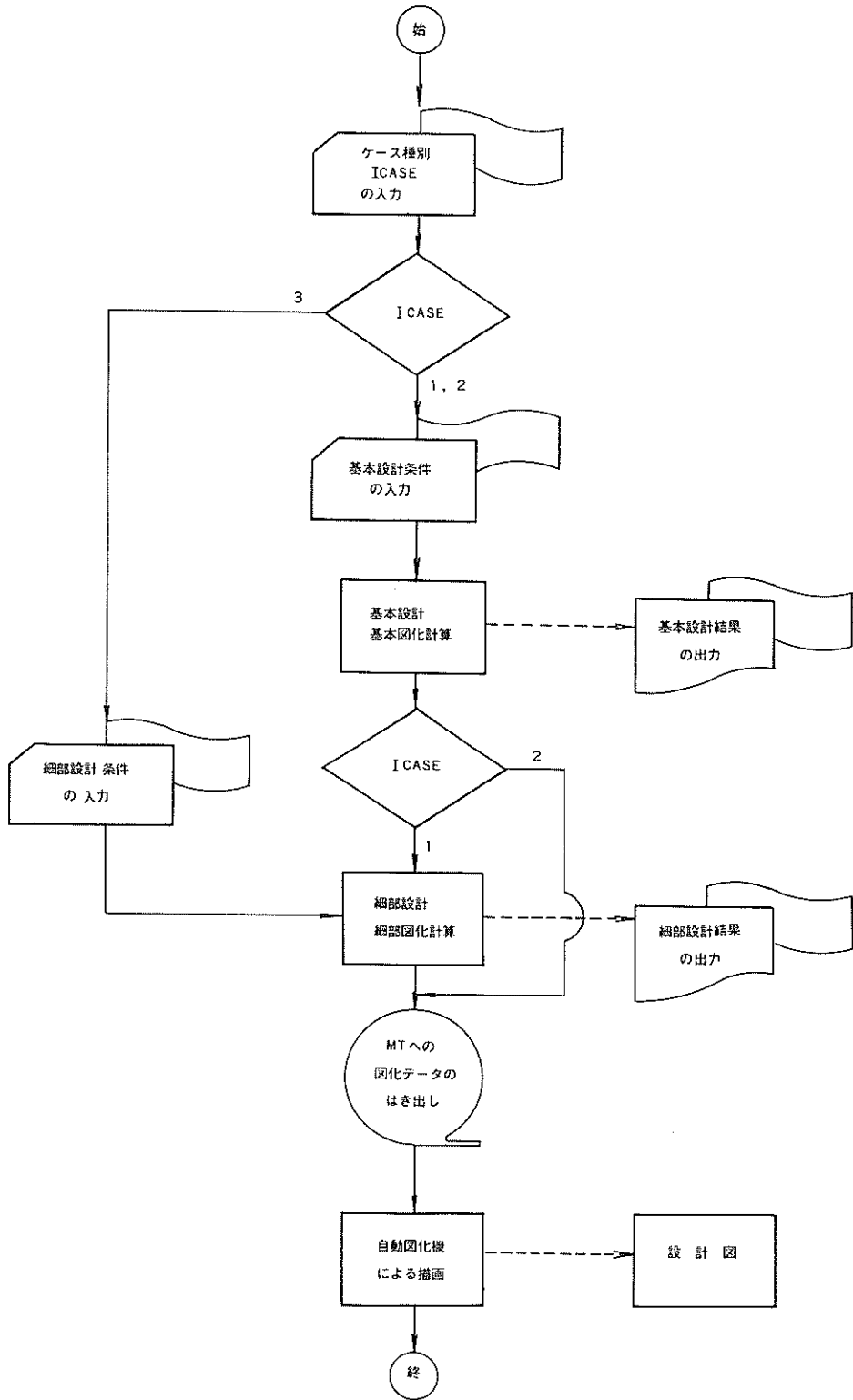


図-2.1 自動設計システムの流れ図

構成に工夫が加えられている。また設計条件の入力はカードでも紙テープ（テレックス）でも可能である。

### 2.3 設計対象及び範囲

本自動設計システムで対象としているのは、L型ブロック式けい船岸及び横さん橋護岸（L型ブロックタイプ）である。L型ブロック形状は、図-2.2 に示すような扶壁1枚のものを対象としている。

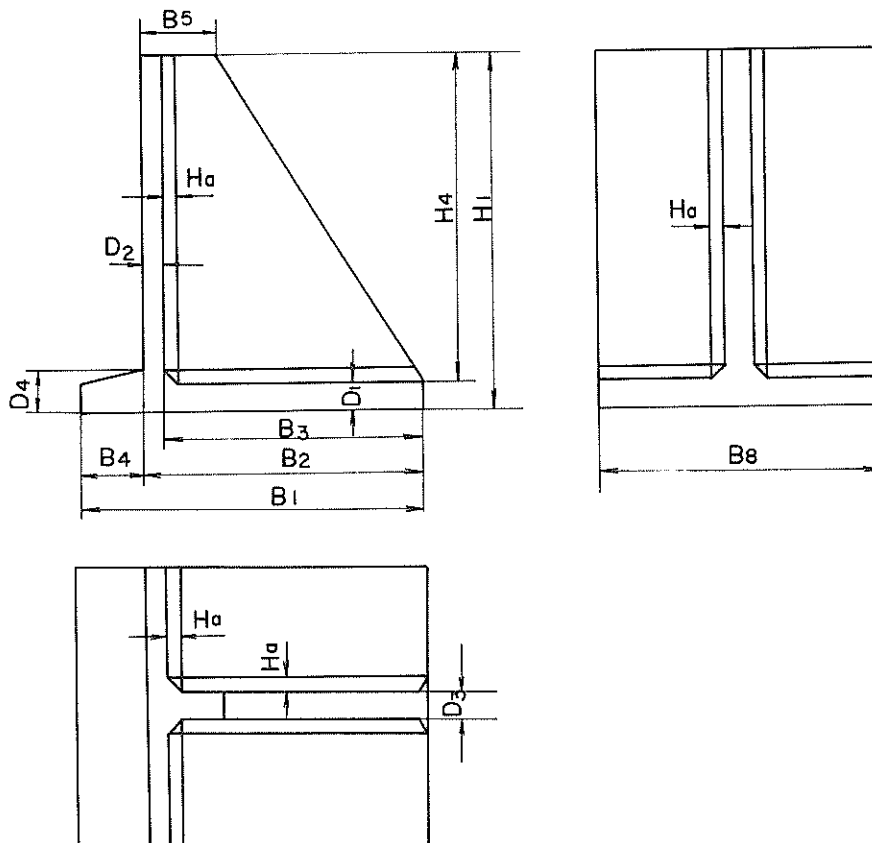


図-2.2 L型ブロック形状

設計対象は基本設計と細部設計では多少異なる。基本設計では、設計水深-13.5m以下の砂質地盤上のL型ブロック構造物を対象としているのに対して、細部設計では特に地盤の指定はなく、L型ブロック形状は図-2.2.2のもので形状寸法は20m( $B_1$ )×20m( $H_1$ )×8m( $B_8$ )以内であれば任意のものでよい。基本設計において特に留意すべき点は、本自動設計システムでは、基礎地盤の置換等の地盤改良は一切考慮しておらず、円形すべり計算も行なわない。したがって、本システムを利用して、設計を行なう場合には、すでに地盤改良は行なわれているものとして設計条件を入力する必要がある。

また、本自動設計で対象としている施工法の大要は、図-2.3のとおりである。図-2.3は「共通仕様書」に

よる。

次に、2.2で示した各領域での設計・製図内容について詳述する。

#### 1. 基本設計計算部

(1) けい船曲柱。「けい船柱の標準設計」<sup>14)</sup>において、設計けん引力（設計水深）に応じて曲柱5~100タイプが用意されているので、この中から使用曲柱及び標準設置間隔を指定する。

(2) 上部工。安定計算（滑動、転倒）、クラッキング、現場施工条件により上部工の形状（けい船曲柱設置箇所断面も含む）を決定する。

(3) L型ブロック。安定計算（滑動、転倒、地盤の支持力及び直線すべり）、部材応力計算よりブロック形状

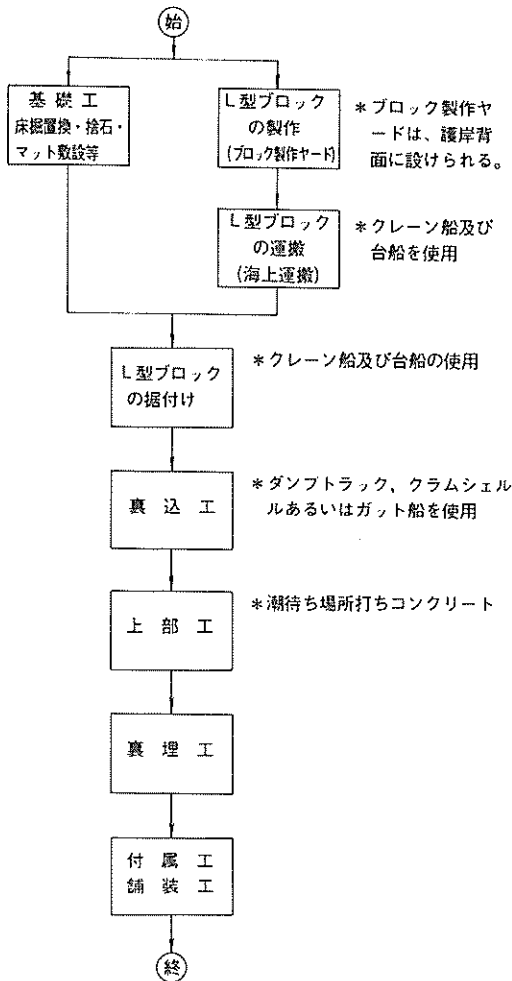


図-2.3 施工法の概要

を決定する。

(4) 裏込め及びマウンド形状。裏込め形状は施工方法あるいは土圧軽減の程度により種々のものが考えられるので、設計条件により指定する。マウンド形状は、けい船岸本体として設計する場合と、横さん橋護岸である場合とでは必ずから異なってくるし、設計水深と前面水深との相対的深さからもいろいろと変化する。したがって本システムでは使用頻度が大きいと考えられる6個のマウンド形状を選定し、構造種別、設計水深、盛砂の有無により、マウンド形状を決定する。

## II. 細部設計計算部

(1) 配筋計算。前壁、底板、フーチング及び扶壁について施工条件を考えた鉄筋量の計算及び配筋図に必要な諸元の計算を行なう。この中にはコンクリート打継目位置の決定などもなされる。

(2) 材料表の作成。上記の部材及び吊筋について、使用鉄筋形状、本数など材料表、鉄筋加工図に必要な諸元を計算する。

(3) 吊筋の設計。ブロック吊り上げ時に使用する鉄筋の設計を行なう。

## III. 標準断面図及びブロック一般図の作成部

(1) 標準断面図の作成。標準断面図に必要な諸元、すなわちL型ブロック及び上部工形状、裏込め及びマウンド形状、エプロン、路盤を画く。水面記号、土盤記号、玉石、割ぐり記号等を用いているので、従来の手作業による標準断面図とは、ほとんど遜色のない程度の図面の仕上がりが期待できる。

(2) L型ブロック一般図の作成。ブロック一般図は前述の I C A S E = 1 の場合のみ、A1 の図面に標準断面図と共に画かれる。

## IV. 配筋図の作成部

配筋図は必ずA1の図面に画かれるが、図面の内容は次のとおりである。

- (1) 配筋状態図
- (2) 鉄筋加工図
- (3) ブロック吊り上げ状態図及び吊筋配置図
- (4) コンクリート打継目位置図

なお、各図面の表題欄は空白として残してあり、利用者が記入する。

## 2.4 設計条件

設計条件(インプットデータ)は、利用ケースによって異なり下記の如くである。

### I. 基本設計を行なう場合(I C A S E = 1, 2)

- (1) 構造種別(けい船岸本体構造物か、横さん橋護岸かの別)
- (2) 前面水深
- (3) 設計水深(ただし13.5 m以下)
- (4) 岸壁天ば高
- (5) H.W.L.及びL.W.L.
- (6) R.W.L.(残留水位)
- (7) L型ブロック天ば高\*
- (8) 上載荷重(常時、地震時)
- (9) 渡版反力(常時、地震時)\*
- (10) 設計震度
- (11) 裏込め

裏込め形状、壁面摩擦角、R.W.L.以上及び以下の土質条件(単位体積重量、内部摩擦角)

- (12) マウンド

マウンド形状(前面幅、こう配\*)、土質条件(単

位体積重量，内部摩擦角，摩擦係数)

- (13) 基礎地盤土質条件  
単位体積重量，内部摩擦角
- (14) 盛土\*  
盛土高及び土質条件(単位体積重量，内部摩擦角)
- (15) 捨石層厚\*
- (16) 鉄筋許容応力度(異形鉄筋)
- (17) コンクリート設計基準強度  
上部工\* 及びL型ブロック
- (18) クレーン吊上げ能力
- (19) コンクリート打設方法\*
- (20) エプロン諸元  
エプロン幅，エプロンこう配，舗装厚，路盤厚
- (21) 工費単位  
鉄筋工及びコンクリート工(L型ブロック)

なお，\*印の付してある項目は必要に応じてインプットする。

## II. 細部設計を行なう場合( I C A S E = 3 )

- (1) L型ブロック  
形状寸法，総重量，重心位置
- (2) 岸壁天ば高及びL型ブロック天ば高
- (3) R.W.L. 及びL.W.L.
- (4) 土圧分布(常時，地震時)
- (5) 地盤反力分布(常時，地震時)
- (6) 上載荷重(常時，地震時)
- (7) エプロン舗装厚及び路盤厚
- (8) コンクリート設計基準強度
- (9) 鉄筋引張許容応力度(異形鉄筋)
- (10) コンクリート打設方法

細部設計は，常時か地震時のいずれか一方しか基本設計結果が得られていない場合でも使用可能である。

なお，設計条件の詳細なインプット方法は第7章を参照されたい。

## 3. 基本設計法

### 3.1 基本方針

基本設計法は以下の基本方針の下に決定した。

(1) 前章でも述べたように，設計方法は「設計基準」に，施工法に関連する箇所は「共通仕様書」に基づくことを原則とする。本構造物の設計アルゴリズムは，「設計基準」に比較的詳細にまとめられているが，施工例は必ずしも，すべてこの設計アルゴリズムに準拠して設計されているわけではない。例えば，地盤の支持力の検討

では，「設計基準」では偏心傾斜支持力公式を用いることになっているが，施工例では，Toe Pressure法が主流であり，偏心傾斜支持力公式は副次的な取り扱いをしていることが多い。このような場合においても，本自動設計では「設計基準」法を採用した。

(2) 「設計基準」に明記されていない部分については，施工例及び各港湾建設局の設計内規等を比較検討あるいは調査を行なって決定した。

(3) 本自動設計では，地盤改良の設計は行わず，従って円形すべり計算も行わない。

(4) 最適設計の思想を導入するため，部材厚の決定に工費を考える。従来の設計法では，まずブロックの大きさに基づいて経験により知り得た各部材の厚さを決定した後，安定計算により底面幅を求めたが，本自動設計のように対象とするブロックの大きさが広範囲になると，部材厚の与え方がむずかしいので，合理的決定法として，最適設計の考え方を導入した。

(5) 本自動設計では，岸壁標準部を対象とし，隅角部あるいは取付部については一切考慮しない。

### 3.2 設計計算の流れ

基本設計計算の流れを図-3.1に示す。図に示すフロー図は大筋の流れであって，図示のループは，安定計算及び部材厚決定のための繰り返し計算である。実際には演算時間が少なくなるように工夫がこらしてあるので，フローはより複雑なものとなっている。

設計条件データを読み込んだ後，L型ブロック初期断面の仮定を行なう。仮定の方法には3通りが考えられる。その第一は，施工例から，設計水深，岸壁高，設計震度，裏込め及び基礎土質条件等に応じた妥当と考えられるL型ブロック断面形状のテーブルを予め作成しておいて，設計条件に見合った断面形状をこのテーブルから捨い出して，初期断面とする方法で，この場合には図示のループは部材厚，部材長が増減する機能をもたせなくてはならない。第二の方法は，入力した設計条件と無関係に初期断面形状を仮定しておいて，ループは第一の方法と同じ機能をもたせる。第三の方法は第一と第二の方法の中間的なもので，初期断面形状にある程度，設計条件を考慮する。

第一の方法は，断面形状のテーブルを作成するのがむずかしいが，演算時間は少ない。第二は，プログラムは簡単であるが計算量が膨大となり，演算時間を減らす工夫が必要となる。そこで本自動設計では第三の方法を採用した。すなわち，初期断面の決定には，設計水深及び岸壁天ば高を考慮して幾分か小さ目に与え，繰り返し計算

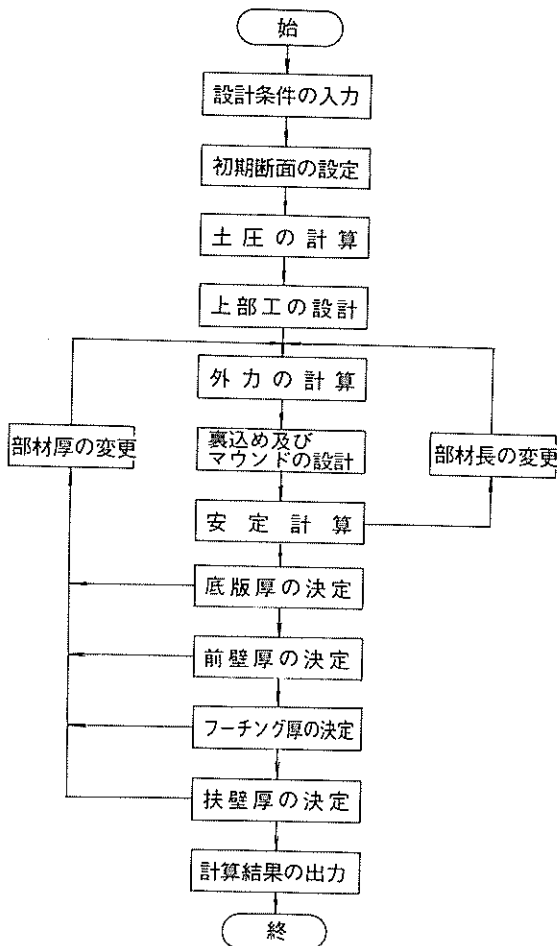


図-3.1 基本設計計算の流れ図

のループには、部材長は増のみ、部材厚は増減の機能をもたせてある。なおこの方式による演算時間は10~40分程度である。演算時間の大半は後述する二層系偏心傾斜支持力公式によるもので、地盤の支持力より断面が決定されるような構造物ほど演算時間は長い。

なお、最終断面形状は上部工及びL型ブロック本体では5cm単位、裏込め及びマウンド形状は10cm単位に丸められる。

### 3.3 L型ブロック形状

自動設計においていかなるブロック形状を設計対象とすべきかは、力学的に有利であり、かつ施工タ程が少なくて済むような形状が一番良いわけであるが、一般的に力学的形状からみた形状と施工上からみたのとは、相反するのが通例である。

そこで現状の形状をみるために、過去に施工されたL型ブロックの形状を調査してみると、施工地域、年度によりパットレスが1枚のもの、2枚のもの、更に1枚の中でも更にパットレス部にはちまきのあるもの、中空にしているもの、前壁では厚さを変化させているもの、角度をつけているもの、上端にはちまきを設けているものなど、さまざまな形状がみられる。これら施工例から使用頻度を勘定して整理すると、大体次のように分類できる。

- (i) 扶壁の数1枚のもの2枚のもの
- (ii) 扶壁背後にはちまきのあるものないもの
- (iii) 前壁上端にはちまきのあるものないもの

使用頻度からは(i)、(ii)については、扶壁1枚ではちまきのないものが比較的多い。これは、本来、L型ブロック式けい船岸は、小水深岸壁が多く、使用クレーンも、100t未満のものをを用いることが多いことに起因していると考えられる。したがって本自動設計でもこの形状を採用する。(iii)については表-3.1の如く、はちまきを設

表-3.1 前壁上端のはちまき

種別	施工年度	調査数	はちまきを有するもの	はちまきを有する比率
けい船岸本体	昭和41年以前	28	16	57%
	昭和42年以降	29	10	35%
	全体	57	26	47%
横さん橋護岸	昭和41年以前	16	13	81%
	昭和42年以降	6	3	50%
	全体	22	16	73%
全体	全体	79	42	53%

けているのは約半数程度である。表中で横さん橋護岸にはちまきがあるのが多いのは、第二港湾建設局管内の構造物が多く、地域性が表われていることによる。前壁上端のはちまき自体は、大きな波圧を受ける防波堤ケーソンのはちまきのような力学的意義は大してないものと思われる。施工面では、ブロック製作時にはちまきの分だけ工程が増すが、ブロック吊上げ時に安全性が増すとか、ブロック据付け後の作業員の歩行に安心感が得られるとかの利点はある。しかし、はちまきのないL型ブロックも数多く製作されていることから判断すると、これらの利点を取払ったとしても、施工上大きな支障となることはないものと考えられる。そこで今回の設計では、前壁上端にはちまきを有しない図-2.2のタイプのもをを対象とすることにした(なお、以後L型ブロック諸元は図-2.2に示した記号を用いる)。またハンチの大きさは、施工例では20cmと30cmに分けられるが、最近の構造



物では20cmのものが多いので、基本設計では20cmに統一する。ただし細部設計では、後述するようにどちらでも設計可能である。次に、本自動設計で、L型ブロック寸法がいかなる要因から決定しているかを列挙しておく。

(i) 底版幅 ( $B_2$ ) 及びフーチング長 ( $B_4$ )

…… ブロック本体の安定計算

(ii) 前壁 ( $D_2$ )、底版 ( $D_1$ )、フーチング ( $D_3$ )、扶壁 ( $D_4$ ) の部材厚 …… 対応する部材の応力計算

(iii) 法線方向幅 ( $B_3$ ) …… クレーン吊上げ能力

(iv) ブロック上端幅 ( $B_5$ ) …… 上部工幅

### 3.4 土圧

土圧計算式としては、クーロン土圧論、ランキン土圧論、テルツァギ理論を主流として数多くの方式があるが、港湾構造物ではクーロン土圧論の流れを汲む岡部、物部方式（設計基準法）が用いられている。

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos\theta \cos(\delta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \theta)\sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]} \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに  $K_A$  ; 主働土圧係数

$\phi$  ; 土の内部摩擦角

$\delta$  ; 壁面摩擦角

$\theta$  ; 地震合成角  $\theta = \tan^{-1} k$  あるいは

$\theta = \tan^{-1} k'$

$k$  ; 震度

$k'$  ; 見掛けの震度

(3.1) 式は壁面が鉛直で、地表面が水平の場合の主働土圧式である。水中部では見掛けの震度を用いるが、見掛けの震度の計算法、あるいは各深さでの土圧強度の算出法において、施工例に差異が見られる。現在用いられているのは次の4通りである。

(1) 設計基準法

水中における見掛けの震度は次式を用い

$$k' = \frac{r_1}{r_1 - 1} k \text{ あるいは } k' = \frac{r' + 1}{r'} \dots (3.2)$$

ここに  $r_1$  ; 水で飽和した土の空中単位体積重量

$r'$  ; 土の水中単位体積重量

土圧強度は (3.3) 式による。

$$p = K_A (w + \gamma r h) \cos \delta \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

ここに  $p$  ; 土圧強度

$K_A$  ; 土圧係数

$w$  ; 上載荷重

$\gamma$  ; 土の単位体積重量 (水中では浮力を差し引いた水中重量)

$h$  ; 層厚

ただし、(3.3) 式は残留水位面及びそれ以上では、空気中における震度を用い、水面下においては各層の上下面において見掛けの震度を用いて土圧強度を求める。層内において境界面の土圧強度を直線で結ぶ。

(2) 二建法

水中における見掛けの震度は (3.4) 式で計算し、土圧強度は (3.3) 式による。

$$k' = \frac{\sum \gamma_w h_w + w}{\sum \gamma h + w} \cdot k \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

ここに  $\gamma_w$  ; 海水の単位体積重量

$h_w$  ; 土圧強度算定深さまでの水に没している土層の厚さ

(3) 石黒の方法

この方法では、見掛けの震度のとり方は (3.2) 式に同じであるが、土圧強度の算出法が設計基準法と多少異なる。すなわち、残留水位面以上では同じであるが、水中における土圧強度を (3.3) 式より算定すると、設計基準法では残留水位面以上の土及び上載荷重に対しても、見掛けの震度を適用していることになり、過大な分布を与えることになる。この点を修正するために次のような方法をとる。

$$p = p' + K \gamma' h \cos \delta \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

ここに  $p$  ; 水中部の土圧強度

$p'$  ; 残留水位面における土圧分布

$K$  ; 見掛けの震度を用いて計算した土圧係数

$\gamma'$  ; 土の水中単位体積重量

$h$  ; 残留水位面から土圧強度算定深さまでの土層の厚さ

(4) 荒井の方法

水中部の見掛けの震度は、すべり土けい内の土と水に mass force を作用させて求めた次式を用いる。

$$k' = \frac{\gamma_1 h + 2(\gamma h' + w)}{\gamma' h + 2(\gamma h' + w)} \cdot k \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

ここに  $\gamma$  ; 残留水位面以上の土の空中単位体積重量また、土圧と同時に壁体前面に負の動水圧としてウェスターガード (Westergard) の近似式を用いる。

上記のように、見掛けの震度のとり方あるいは土圧強度算定法には4法があるが、施工例でよく用いられているのは(1)~(3)で、使用方法も3法を併用していることが多い。(4)の法を用いた例はほとんどない。4方法のうちで最も合理的と考えられるのは(4)であるが、(1)の方法を用いても実用上大差のない結果を与え、その差は-5~+10%の範囲におさまると言われている<sup>5)</sup>。したがって、本自動設計でも(1)の設計基準法を採用することとした。

### 3.5 上部工

#### (1) けい船曲柱

けい船曲柱は「けい船柱の標準設計」<sup>1)</sup>の中から使用曲柱を指定する。上記標準設計は、荷役作業中に岸壁後方にある直柱に索をかけると荷役に支障をきたすので、荷役作業時は岸壁水際線附近に設けた曲柱のみで風速10m/secまで安全に船舶をけい留でき、さらに曲柱のみで風速10m/secまで接岸及び離岸作業が安全にできることを基本的条件として設計されたもので、対象船舶と曲柱に作用するけん引力の関係は表-3.2のとおりである。これに応じて8種類のけい船曲柱が標準設計として用意されている。

表-3.2 船舶のけん引力

(単位 t)

対象船舶の総トン数	曲柱に作用するけん引力*
200	5
500	10
1,000	15
2,000	15
3,000	25
5,000	25
10,000	35(25)
15,000	50(25)
20,000	50(35)
50,000	70(35)
100,000	100(50)

\* 索が2本以上掛けられるおそれのない場合には ( ) 内の値を用いてもよい。

自動設計にこの標準設計を組み込むには、表-3.2の対象船舶の大きさを岸壁設計水深に換算する必要がある。

表-3.3は「設計基準」より余裕水深を0.5~1.0m

表-3.3 けい船曲柱

略称	設計水深 m	けん引力 t	配置 間隔 m	胴径 D mm	胴高 H mm	上部工 幅 B cm
曲柱 5	3.75以下	5	10	150	170	70
曲柱 10	3.75~ 4.75	10	15	200	210	90
曲柱 15	4.75~ 5.95	15	15	250	250	110
曲柱 25	5.95~ 7.55	25	20	300	290	135
曲柱 35	7.55~ 9.25	35	35	300	290	135
曲柱 50	9.25~ 9.75	50	45	350	330	155
曲柱 70	9.75~11.25	70	50	400	370	180
曲柱100	11.25~13.50	100	50	450	410	210

見込んで求めたものである。また、冬期季前風の強い日本海側の港では、けい留中の船舶の動揺が激しく表-3.2でのかっこ内のけん引力では小さすぎる傾向があることも勘定に入れて、かっこ外の値を採用している。

けい船柱の設置状況を図-3.2に示す。表-3.3中の上部工幅Bは、曲柱設置箇所での最小上部工幅である。曲柱基礎コンクリートは、設計基準強度180kg/cm<sup>2</sup>以上のコンクリートを使用する必要がある。なお、曲柱の材質、構造、形状等については「けい船柱の標準設計」を参照されたい。

#### (2) 上部工の形状

1) 形状 図-3.3に示すような無筋コンクリート造の

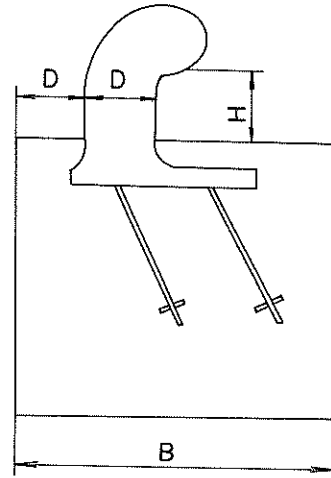
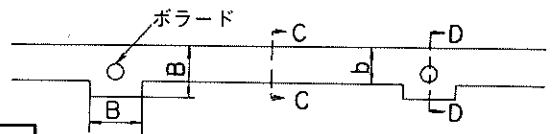


図-3.2 けい船曲柱の配置  
平面図



断面図

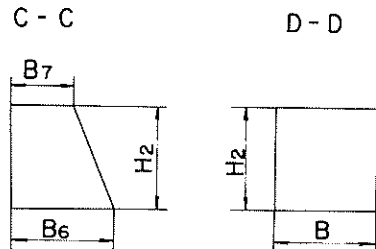


図-3.3 上部工の形状

台形タイプを採用する。従来の設計例においても、このタイプのものが好んで用いられている。けい船柱設置箇所においては、施工を考慮に入れて矩形のものをを用いる。

それでは、図-3.3に示す形状でも、どのような形のもの、すなわち $B_6$ と $B_7$ にいかなる関係がある場合、最も経済的となるかを考えてみる。経済的指標として上部コンクリート量をとり、上部工高 $H_2$ は後述するように上部工が場所打コンクリートとなるので、容易には決定できず、ここではすでに決定（固定）されているものとする。上部工の安定計算の中で支配的要因となるのは、一般に地震時のすべり出しである。したがって、ここでも支配的要因として上記のものを考える。最適化モデルは次のようになる。

$$H = \frac{1}{2} K_A \gamma_s H_2^2 + \frac{H_2}{2} k_n \{ \gamma_c (B_6 + B_7) + \gamma_s (B_6 - B_7) \} \quad (3.7)$$

$$V = \frac{H_2}{2} \{ \gamma_c (B_6 + B_7) + \gamma_s (B_6 - B_7) \} \quad (3.8)$$

$$f_s \geq fV/H \quad (3.9)$$

$$B_6 \geq B_7 \quad (3.10)$$

$$Z = \frac{H_2}{2} (B_6 + B_7) \quad (3.11)$$

- ここに  $H$  ; 地震時水平合力
- $V$  ; 鉛直合力
- $K_A$  ; 地震時土圧係数
- $\gamma_s$  ; 土の単位体積重量
- $\gamma_c$  ; 上部コンクリートの単位体積重量
- $k_n$  ; 設計震度
- $f_s$  ; すべり出しの最小安全率
- $f$  ; 摩擦係数
- $Z$  ; 目的函数（上部コンクリート量）

上記のように最適化モデルは制限条件（3.9）、（3.10）、目的函数（3.11）共に線型で、線型計画（LP）の問題となる。この解は

$$B_6 = \frac{f_s K_A \gamma_s H_2}{(\gamma_c + \gamma_s)(f - k_n)} \quad (3.12)$$

$$B_7 = 0$$

となる。しかし実際には $B_7=0$ というわけにはゆかないから、 $B_7$ を必要最小限にとり、（3.9）式の $\geq$ を $=$ に置き換えることにより求められた $B_6$ が最も経済的断面になると考えられる。このように考えると、設計では $B_7$ を最少限にとり、 $B_6$ で安定計算のチェックを行えばよいことになる。

しかし、本自動設計では後述するように安定計算の外

に、船舶けん引力による上部工コンクリートのクラッキングの検討を行っており、この要因により上部工の形状が決まることが多いこと、及び上記の $B_6$ 、 $B_7$ の決定法では、設計水深が大きくなった場合、 $B_6$ が異常に大きくなることを考えて、この方法は採用していない。

2) 上部工高 上部工の高さは一般に次の要因より決まる。

- (a) 潮差
- (b) 対象船舶の船型
- (c) 施工条件（場所打コンクリート）
- (d) 余裕高（異常高潮、波浪、地盤沈下等）
- (e) 経済性
- (f) その他

(e)の経済性については、上部工高 $H_2$ を大きくとれば上部工コンクリートは多くなるが、L型ブロックは小さくなるという相反関係がある。この関係を定量的に評価することはむずかしいが、無筋コンクリート工単価が鉄筋コンクリート工の $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$ 程度ならば、傾向として $H_2$ の変動は全体工費に大して影響を与えないと想定される。したがって本自動設計では(a)~(c)の要因を考慮して、以下のように決定する。まず、上部工高と岸壁高との関係を施工例よりプロットすると図-3.4のようになる。これを直線式で表わすと、相当のばらつきはあるが、次式

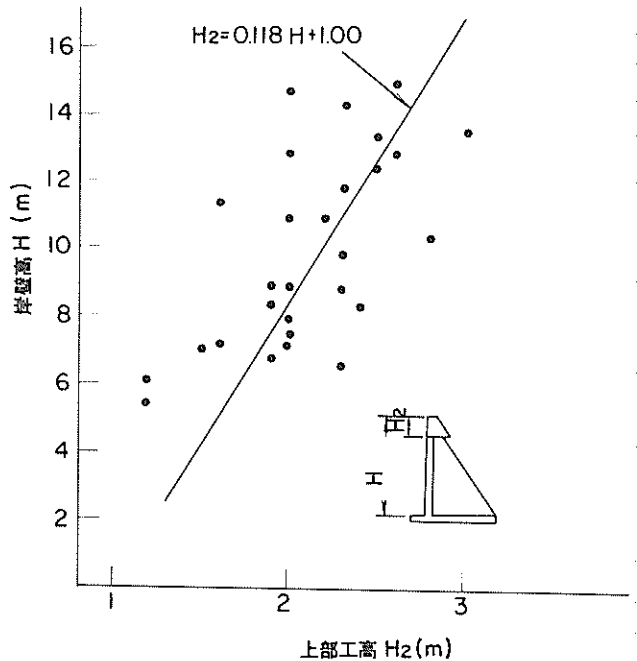


図-3.4 上部工高と岸壁高の関係

のように表現できる。

$$H_2 = 0.118H + 1.00$$

$$H = H_d + H_e \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

- ここに  $H_2$  ; 上部工高(m)  
 $H$  ; 岸壁高(m)  
 $H_d$  ; 設計水深(m)  
 $H_e$  ; 岸壁天ば高(m)

潮差との関係は、図-3.5 のようであるが、上部工高は潮差の大きさによって次のように決定する。

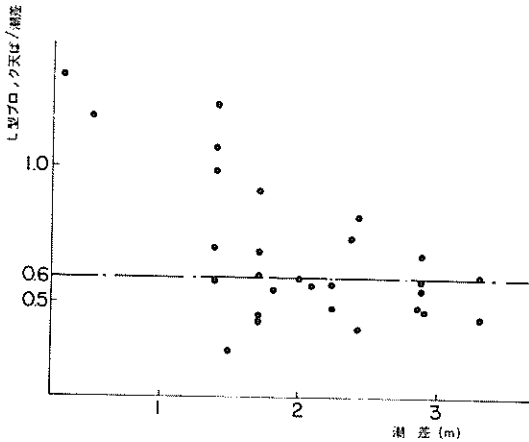


図-3.5 上部工高と潮差の関係

(i) 潮差が0.5 mより大きい場合

(3.13) 式で求めることを原則とするが、施工条件を考慮して、上部工下ば高(L型ブロック天ば高)の最低高はL.W.L.面上潮差の6割の高さとする。

(ii) 潮差が0.5 mより小さい場合

潮差が小さい場合には、潮待ちコンクリート打設にはならないように、上部工下ば高をH.W.L.とすることを原則とするが、(3.13)式で求めた上部工所要高がとれない場合には(i)に準ずる。

ただし、隣接バースとの兼ね合いから上部工高を決める場合などのように、上記の(a)~(c)以外の要因から決定したいケースがあると思われるので、本自動設計では上部工高を設計条件として入力することも可能である。

3) 上部工天ば幅及び下ば幅

$$B_6 = B_7 + KH_2 \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

- ここに  $B_6$  ; 下ば幅(m)  
 $B_7$  ; 天ば幅(m)

$K$  ; さん橋護岸の場合は0.40, けい船岸本体構造物の場合は0.50

$B_6, B_7$ 間の関係(3.14)式は施工例に基づいたものである。ただし、 $B_7$ の最小幅は、さん橋護岸の場合0.80 m, けい船岸本体構造物の場合0.50 mとする。後述の安定計算及びクラッキングに対して断面不足の場合には、天ば幅を5cm単位で拡幅するが、さん橋護岸では天ば幅が0.80 mで十分な場合がほとんどであり、けい船岸本体構造物では、設計水深が小さい場合には1 m前後である場合が多い。

なお、けい船曲柱設置箇所での上部工幅 $B$ は、表-3.2の値を最小値とし、上部工下ば幅 $B_6$ が表中の値を越えた場合には、 $B$ は $B_6$ に等しくしてある。

4) 上部工施工ブロック長

上部工コンクリートには乾燥収縮、温度膨張、あるいはL型ブロックの一体性を確保するため、所々に目地が設けられるが、この施工ブロックの大きさは、従来、次のような設計を行なっている施工例が多い。すなわち、けい船曲柱の配置間隔を対象船舶に対して定めた後、けい船曲柱が上部工ブロックのほぼ中央にくるようにし、ブロック長としては9~12 m, L型ブロック幅の2~4倍とする。整数倍とするのは、普通の場合、コンクリート打設はL型ブロック1基ごとに、一区画を飛ばしながら行なわれるからである。この施工ブロック長は後述の安定計算にも関連してくるので、自動設計では施工例に準じ、最大ブロック長は12 mとし、L型ブロック法線平行方向幅の整数倍になるようにする。

(3) 安定計算

上部工の安定計算は、下記の荷重条件の下で、すべり出し及び転倒の検討を常時、地震時について行なう。計算方法は「設計基準」による。施工例の中には、Toe Pressure法による支持力の検討を行なっているものも見られるが、そのチェック方法に疑問があり、また決定要因となることも考えられないので、自動設計では支持力の検討は行なわない。

荷重は次のものを考える。

- 上載荷重
- 上部工壁体重量
- 土圧
- 地震力

上記の他に、さん橋護岸においては渡版反力を考える。合力作用位置は上部工前端部より安全側をみて10 cmのところとする。けい船岸本体構造物の場合には船舶けん引力を更に考慮する。けん引力は上部工ブロック長にわたって一様に分散されるものとし、その方向(鉛直面内)

は各安定計算において最も危険となる方向を計算し、作用するようにする。異常時荷重と考える船船接岸力は上記の荷重方向とは逆であり、特に対象としなくても安全な場合がほとんどなので考慮しない。

なお、上載荷重は土圧計算には考えるが、安全側をとり、エブロンからの直接載荷重による鉛直力の増大分はみない。土圧の他に残留水圧が上部工に作用する可能性があるが、前述のようにL型ブロック天ば高は施工条件（潮待ちコンクリート打設）に制限されること、残留水位面は潮差の $\frac{1}{3}$ 面を標準にされていることから、残留水圧が作用するケースは稀であり、仮にあったとしても影響は小さいものと考えられる。したがって、本自動設計では残留水圧は考慮していない。地震力は、上部工壁体重量（上部工コンクリートの単位体積重量は $2.40\text{ t/m}^3$ とする）及び地震時渡版反力についてmass forceを考え、上載荷重に対しては考慮していない設計例が多いので特に考えない。

すべり出しにおける摩擦係数は一律0.6とする。なお、最小安全率は次のとおりである。

滑動に対して 常時 1.2, 地震時 1.0

転倒に対して 常時 1.2, 地震時 1.1

#### (4) クラッキングに対する検討

船船けん引力によって、上部工コンクリートの海面側にクラックが生ずる危険性があるので、下記の方法によるチェックを行なう。したがって、この検討はけい船岸本体構造物として使用する場合のみである。

まず、けい船曲柱は原則として上部工ブロック中央部に設けられるものとし、図-3.6のように、けん引力 $P$

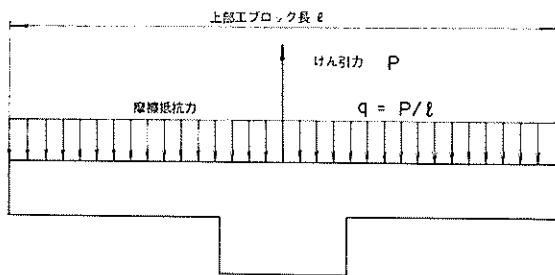


図-3.6 クラッキングに対する検討

による底面摩擦力は一樣に分布するものとする。このような荷重条件の下に、上部工を中央部に凸部をもった長さ $l$ の梁とみなしてコンクリート引張応力度を算出し、コンクリート許容引張応力度 $\sigma_{ct} = \sigma_{ck} / 20$ （ここに $\sigma_{ck}$ はコンクリート設計基準強度）でもってチェックする。これは、船船けん引力を異常時とみて、許容応力度を5割増したものである。なお、底面摩擦力分布は実際には、梁全長にわたって一樣ではなく、梁中央部に凸部

もつ分布形と考えられるが、上記の方法はこの分布形よりも安全側の計算となっている。実際に計算を行なうと、小水深の岸壁では、この検討項目より上部工形状が定まることが多い。

### 3.6 裏込め及びマウンド形状

#### (1) 裏込め

裏込め形状及び土質条件を決定するには、

(i) 土圧軽減による工費比較

(ii) 施工法

(iii) 現地盤の位置

を考慮に入れなくてはならない。(i)の土圧軽減については、一応の指標が「設計基準」に与えられているが、これはむしろ定性的に述べたもので、現在のところ設計に直接、供し得るようなデータはほとんどない。したがって、現在では、設計者のカンに頼っている実情で、これを定量的に表わすことは不可能である。ゆえに、裏込め土の土質条件及び単価をインプットデータとして読込め、プログラム内で最適な裏込め形状を決定するような理想的なシステムを開発することは困難であり、現段階では、土圧軽減を予め考慮した土質条件及び形状を入力データとして扱かわざるを得ない。(ii)、(iii)は裏込め形状に影響を及ぼす要因で、特に裏込めとマウンドとの連結部での形状は、さまざまなものが考えられる。しかし、自動設計では、形状を製図という形でアウトプットしなければならないので、任意の裏込め形状が図化可能というわけにはゆかず、制限を加えなければならない。

そこで、本自動設計では、施工例での使用頻度を加味し、以下のように汎用性をもたせることにした。まず、土質条件は土圧軽減を予め考慮した土の内部摩擦角を入力する。裏込め形状は、図-3.7の4種類の中から使用するものを指定し、各タイプに付随する形状寸法を、上記の内部摩擦角に見合うように入力する。

入力すべき形状寸法は次のとおりである。タイプ1、2の場合には、天ば幅 $(B)$ 及び裏込めこう配 $(C)$ 、タイプ3、4の場合には、天ば幅 $(B)$ 、裏込めこう配 $(C)$ 、段差幅 $(B')$ 及び段差高 $(H)$ である。なお、段差高は施工基準面からの高さで入力する。

なお、裏込め形状のマウンドとの連結の様子は図-3.8を参照されたい。

#### (2) マウンド

マウンド形状は、対象としている構造物の種類（けい船岸本体か、横さん橋護岸かの別）、在来地盤高、設計水深、施工法により決定される。自動設計においては、浚渫あるいは地盤改良後の地盤断面を対象としているの

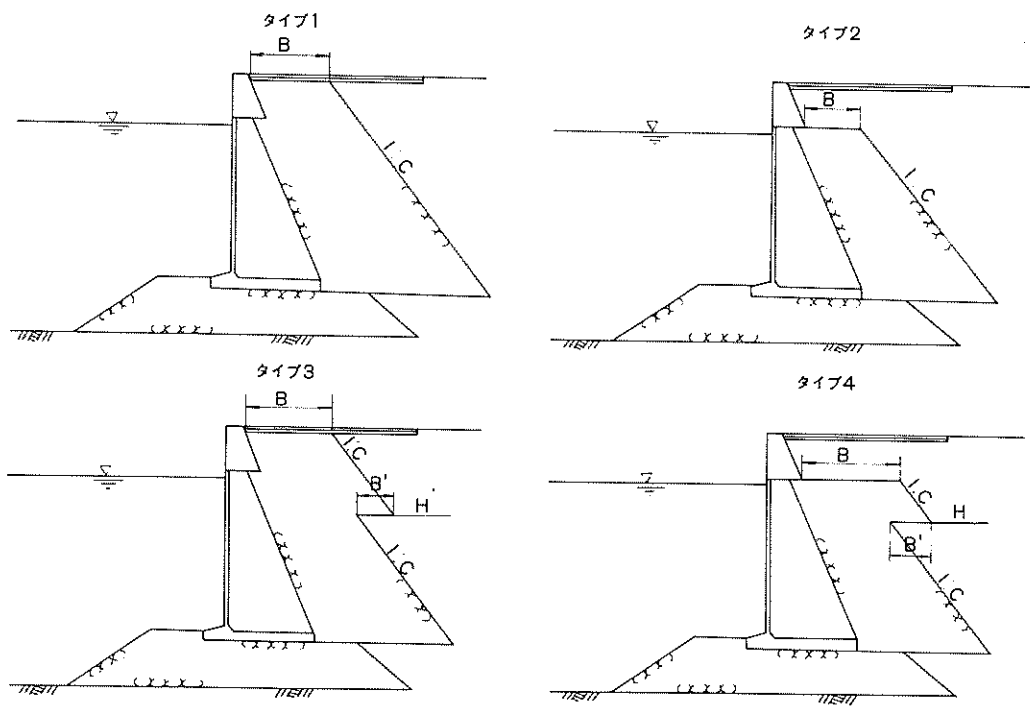


図-3.7 裏込め形状

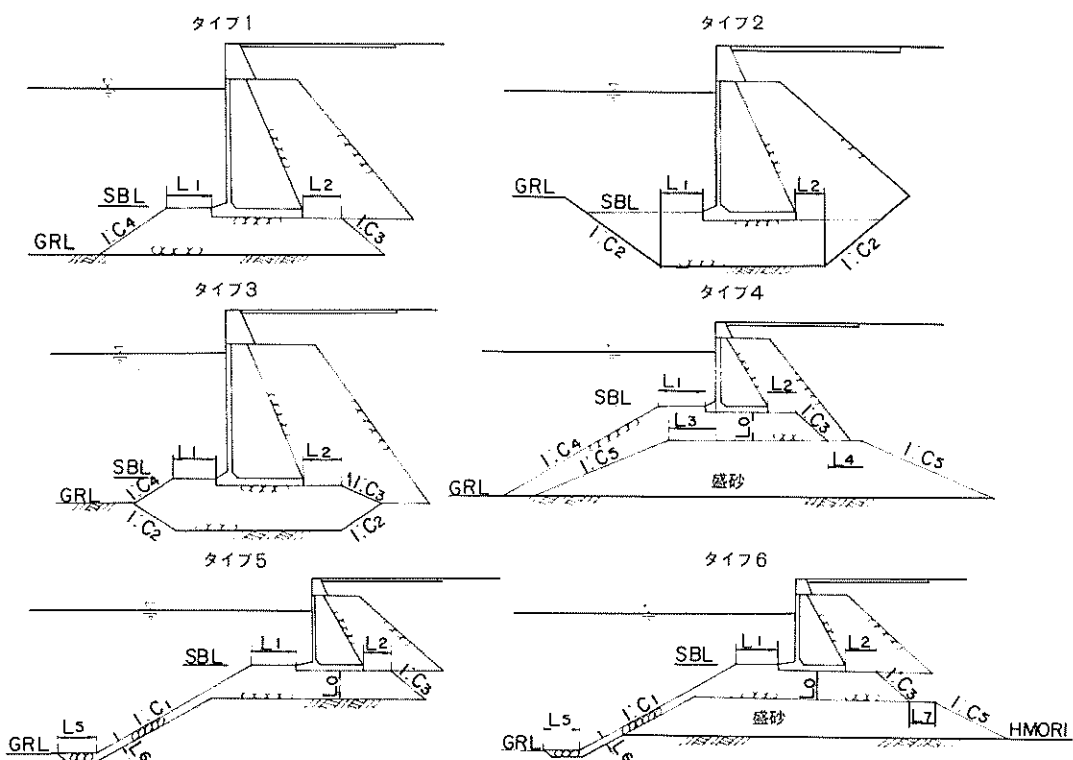


図-3.8 マウンド形状

で、上記の在来地盤高は、岸壁の前面水深（横さん橋護岸の場合には、さん橋本体の設計水深）と解釈される。施工例で用いられている形状を調べてみると、無数と言ってよほどの多くの形状が設計されているが、それらを整理してみると、部分的な差異による変化であることが多く、いく種類かのタイプに分類することができる。自動設計においては、使用されているタイプの頻度を考慮して、図-3.8に示すような6種類のタイプを対象を限定し、構造種別、前面水深（GRL）、設計水深（SBL）、盛砂を行なうかどうかの別により、自動的にマウンド形状が決定される。なお、上記の6タイプの選定にあたっては、以下の項目が考慮されている。

(1) 床堀の最小深さは1mとする。「共通仕様書」によれば、床堀施工精度は計画に対して±30cmと規定されているのを参考にして、幾分大き目にとったものである。

(2) 捨石層の厚さ（L型ブロック下面より捨石層下面までの厚さ）は次のとおりとする。

- タイプ1の場合            最小厚は1.5m
- タイプ2の場合            2.0m
- タイプ3の場合            最大厚は2.5m
- タイプ4,5,6の場合       標準は1.5m

前述のようにタイプの判定は4要素により行なわれるが、その様子を示したのが表-3.4である。タイプ1～

表-3.4 マウンド形状の判定条件

マウンド形状	判定条件			インプットデータ
	構造種別	GRL, SBL	盛砂の有無	
1	けい船岸本体	$SBL - GRL \geq D1 + 1.5m$	なし	$L_1$
2	けい船岸本体	$SBL - GRL \leq 0$	なし	$L_1$
3	けい船岸本体	$0 < SBL - GRL < D1 + 1.5m$	なし	$L_1$
4	けい船岸本体	$SBL - GRL > 0$	あり	$L_1, L_0$ 盛砂の $\phi$ 及び $\gamma'$
5	横さん橋護岸	$SBL - GRL > 0$	なし	$L_1, C_1, L_0$
6	横さん橋護岸	$SBL - GRL > 0$	あり	$L_1, C_1, HMORI$ 盛砂の $\phi$ 及び $\gamma', L_0$

注)  $L_0$  は入力しなくてもよいが、この場合には  $L_0 = 1.5m$  となる。  
 $D_1$  は底版厚

4はけい船岸本体として使用する場合、タイプ5、6は横さん橋護岸の場合である。タイプ1～3は前面水深と設計水深（施工基準面からの高さで入力）の相対的深さによって、所要の捨石層厚が確保できるかによって定まる。タイプ4は、大水深の所に盛砂を行なって小岸壁を築造する場合である。タイプ5はさん橋護岸のマウンド

形状の中でもっとも簡単なもので、タイプ6は、例えば岸壁背後を埋立ててさん橋を築造する際に、盛砂によりマウンドを形作り、その上にL型ブロック護岸を設ける場合である。表-3.4のインプットデータの欄には、構造種別、設計水深、前面水深を除いたマウンド形状に係る入力すべきデータを挙げています。ただし、記号内容は図-3.8による。マウンド前面幅（ $L_1$ ）は、けい船岸では2～5m、横さん橋護岸では1～3m、横さん橋護岸のマウンドこう配(C)は1.5～2.0程度のもので多い。タイプ6における盛砂の下面高（HMORI）は施工基準面からの高さで入力する。ただし、GRLより下に入ることにはできない。

次に電子計算機の中で自動的に決定される形状寸法は  $L_2 = 1.5m$  とし、斜面こう配（ $C_2 \sim C_5$ ）は表-3.5に基づいて、下記のように各々に対応する土の内部摩擦角により決定される。

- $C_2$  - 基礎地盤,  $C_3, C_4$  - 捨石層,
- $C_5$  - 盛砂

なお、表-3.5は「共通仕様書」による。

表-3.5 斜面こう配

土の内部摩擦角	斜面こう配
25°	3.0
30°	2.5
35°	2.0
40°	1.5
45°	1.2

### 3.7 L型ブロック壁体の安定計算

(1) 安定計算項目及び計算順序

L型ブロック式けい船岸のような重力式岸壁の安定設計は、従来から壁体のすべり出し、転倒及び地盤の支持力が基本的検討項目とされている。このほかに「設計基準」によれば、基礎が軟弱な場合には、円形すべりに対する安定及び基礎地盤の沈下を検討しなければならないが、これらの検討は行なわれない。したがって、地盤改良後にも長期の沈下が予想される場合には、設計

条件をインプットする際にこの点を加味しておく必要がある。また、基礎地盤が粘性土の場合については、置換等の地盤改良が必要となるのが普通であり、粘土地盤に直接マウンドを置く方式を採用することはほとんどないので本自動設計では考慮しない。

上記の基本的検討項目のうち、壁体のすべり出しと転

倒の計算法は特に問題はないが、地盤の支持力の検討方法には、多くの方式がある。港湾構造物でよく用いられている方法を列挙すると次のとおりである。

- ① Toe Pressure 法とテルツァギー (Terzaghi) 方式の併用
- ② 立石法の流れを汲むもの (立石法, 梅原の方法, 2層系支持力公式)
- ③ 三建法
- ④ マイヤホフ (Meyerhof) の方法
- ⑤ ヤンプー (Janbu) の方法

基礎に作用する荷重状態は、荷重合力の鉛直成分  $V$ 、荷重合力の傾斜角  $\alpha$  ( $\alpha = H/V$ ,  $H$  は荷重合力の水平成分)、荷重合力の偏心量  $e$  により表わせるが、基礎地盤の支持力は、地盤条件のほか、当然これらの影響も受けるはずである。①の方法は  $V$  のみを考慮したもので、③は  $V$  と  $e$ 、②、④、⑤は  $V$ 、 $\alpha$ 、 $e$  により支持力は変動する。この観点からすれば、①、③は欠陥をもった支持力公式と言える。

従来の L 型ブロック式けい船岸の地盤支持力検討方法は、①を用いているものがほとんどで、他の偏心傾斜支持力の検討を行なっていない、副次的な取り扱いをしている設計例が多い。①の用い方は、まず捨石層の支持力を例えば常時  $40 \text{ t/m}^2$ 、地震時  $50 \text{ t/m}^2$  と適当に決めて、捨石層上面で Toe Pressure 法によりチェックを行なう。捨石層下面においては、地盤の支持力をテルツァギーの方法より求め、捨石層下面で求めた分散地盤反力と大小比較をする。

一方、「設計基準」では Toe Pressure 法にみられる部分的な基礎の破壊が全体的な破壊にはつながらないという思想の下に、②、④、⑤の偏心傾斜支持力公式を用いることを提唱している。このうち②の 2層系支持力公式を除いては、すべて 1層系地盤を対象にしたものである。ところが、マウンド形状で示したように、本自動設計で対象にしているのは、捨石層、基礎地盤あるいは更に盛土から成る 2層あるいは 3層地盤であって、上記の方法をそのままの形では適用できない。したがって、「設計基準」法に見られるように、ポストンコードなどを用いて荷重分散する必要がある。例えば上記の 1層系支持力公式を用いて、タイプ 3 のマウンド形状について、地盤の支持力の検討を行なうには、図-3.9 のように、L 型ブロック底面で作用する荷重合力  $P$  を、捨石層下面まで荷重分散し、この面での荷重合力  $P'$  は、 $P$  に荷重分散幅  $FD$  分の捨石層重量を加えたものとなる。また、合力作用位置は、L 型ブロック底面での作用位置から、荷重傾斜角  $\alpha$  で延ばした点となる。このような操作の後に、基礎幅  $F D$ 、荷

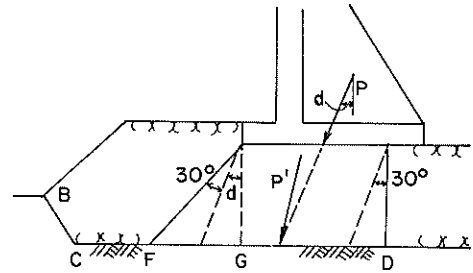


図-3.9 設計基準法

重合力  $P'$ 、傾斜角  $\alpha$  として 1層系支持力公式を適用することになる。このような簡易方式は、捨石層厚が小さいほど、正確な支持力を与えるが、大きくなると、基礎幅が非常に大きくなり、また、荷重偏心量は小さくなる傾向があつて、危険サイドの設計になる。このことは、②の 2層系支持力公式と「設計基準」法 (掘井方式) とを比較した結果からも指摘されている。<sup>18)</sup>

このようなことを考慮して、本自動設計では、現在のところ、最も合理的と考えられる 2層系支持力公式を用いて、地盤の支持力の検討を行なうことにした。ただし、アウンドの形状によっては、3層系地盤となることもあるが、この場合には、上記の「設計基準」法を準用することにしたが、荷重分散土層が薄い場合には問題はないものと思われる。

2層系支持力公式は、砂質土内に円形すべりが発生するものとして、地盤の支持力を算定するのであるが、砂質土内では円形すべりよりも直線すべりの方が起こしやすいのが通例である。したがって偏心傾斜のみで支持力のチェックを行なえば、横さん橋護岸のようにマウンド厚が大きい場合、直線すべりによりマウンドが破壊する危険性がある。したがって、本自動設計では、マウンドが厚い場合には、マウンド内の直線すべりに対する検討をも考慮することにした。ただし、この検討を行なうのは、横さん橋護岸の場合がほとんどで、このようなさん橋構造形式が採用されるのは設計震度の大きい地域である場合が多く、常時の直線すべりは地震時に安定であるならば十分な安全率をもっていることが多いので特に考慮しない。

本自動設計で行なう各安定計算の最小安全率は、「設計基準」に基づき表-3.6 のとおりとする。

安定計算の順序を図-3.10 に示す。演算時間を短縮するため、計算順序は、決定要因となる頻度が多い順に安定計算を行なう。安定計算の中で最も時間を要するのは、地盤の支持力の検討であり、このルーチンを必要最低限しか通らないようにすることが、演算時間の大幅短



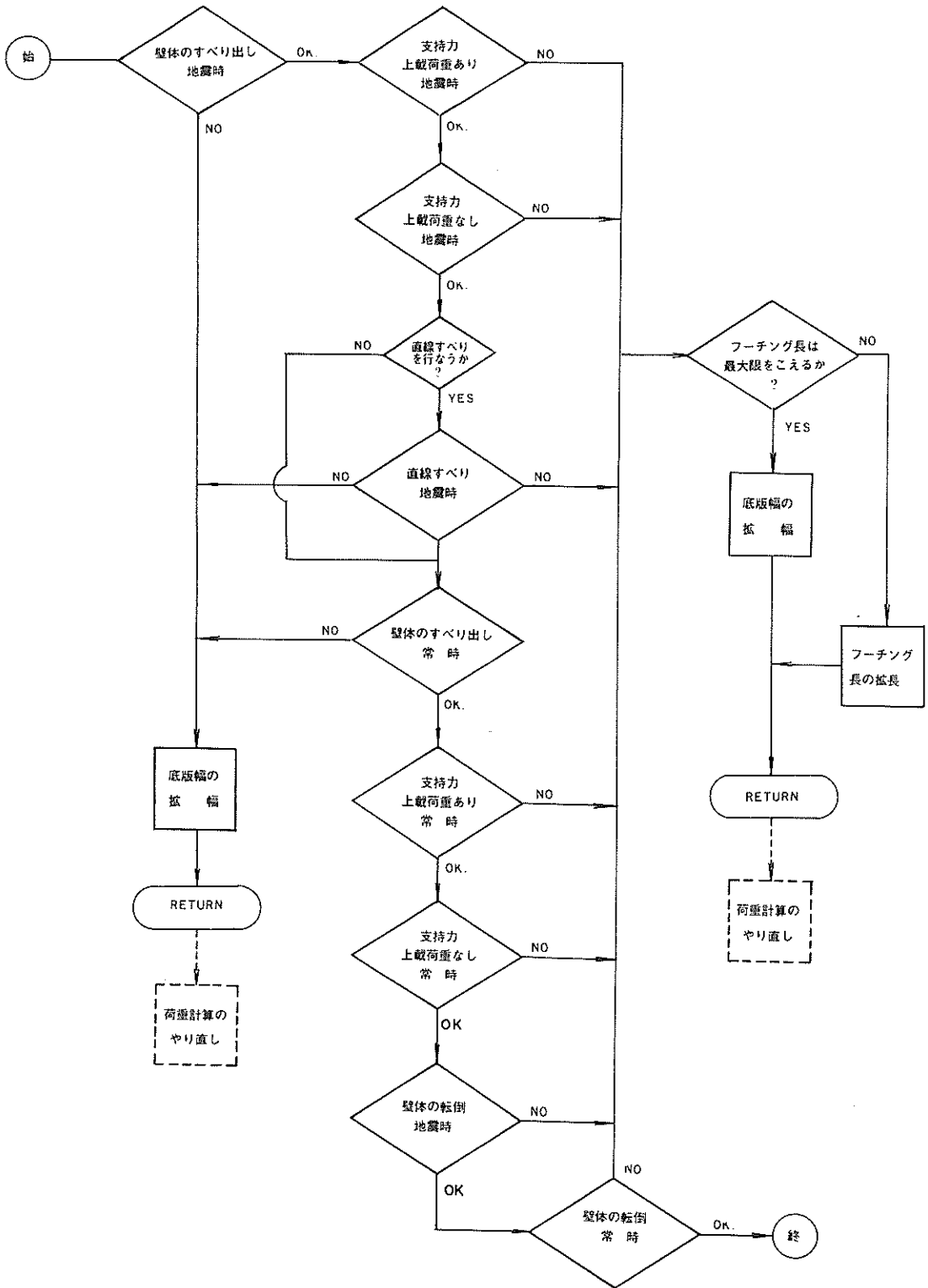


図-3.10 安定計算の流れ図

表-3.6 最小安全率

安定計算項目	常時	地震時
壁体のすべり出し	1.2	1.0
壁体の転倒	1.2	1.1
地盤の支持力	1.5	1.0
マウンドの直線すべり	—	1.0

縮につながるので、実際の計算フローは、図-3.10をベースにしたより複雑なものとなっている。

(2) 荷重条件

安定計算は下記の荷重を対象とする。

1. 上載荷重（常時，地震時）
2. 壁体自重
3. 土圧（常時，地震時）
4. 浮力
5. 地震力（mass force）
6. 渡版反力（常時，地震時）

ただし、渡版反力は横さん橋護岸の場合のみ考慮する。その作用位置は3.5上部工に準ずる。残留水圧はL.W.L.を基準に考える。浮力は、残留水位面以下の壁体に作用するものとする。5.地震力の計算には、壁体自重及び渡版反力mass forceを作用させる。上載荷重にmass forceを考慮することは、従来の設計例では行なわれていないことが多いので考慮しない。また、設計例の中には地震時に負の動水圧を算入しているものも見られるが、本自動設計では考えない。

船舶接岸力は、その作用方向が土圧と逆であるので、考慮しない。船舶けん引力は「設計基準」の考え方からすれば異常時荷重であること、安定計算の荷重の中では極めて小さなウェイトしか占めないことから考えて、地震時の検討を行なえば、十分安全と思われるので特に考えない。

上記の荷重の下に、安定計算を行なうが荷重のとり方は、各安定計算法によって異なるので、詳細は以下の各計算法のところで述べる。

(3) 壁体のすべり出しの検討

仮想壁体は、底版後し（趾）を通る鉛直面より海面側とし、計算法は「設計基準」による。

次のような荷重状態で検討する。水平合力は、

- 1) 上載荷重をかけた状態で壁体と仮想した境界面に作用する土圧の水平分力
- 2) 残留水圧
- 3) 地震時の安定計算では、上記のほか、地震時渡版反力及び浮力を差し引かない壁体重量に作用する震力。本自動設計では裏込め土の空中単

位体積重量 $\gamma$ を用いずに、水中単位体積重量 $\gamma'$ と水の重量 $\gamma_w$ を加えたもの $(\gamma' + \gamma_w)$ に地震力を加えている。

1), 2), 3) の合計とし、鉛直合力としては、下記項目のトータルとする。

- 1) 壁体と仮想した境界面より前方の上載荷重を含まない壁体重量で浮力を差し引いた値
- 2) 境界面に作用する土圧の鉛直分力
- 3) 渡版反力

算出された安全率が表-3.6の最小安全率に満たない場合には底版幅 $B_2$ を広げる。

(4) 壁体の転倒の検討

計算方法は「設計基準」に従い、荷重状態は(3)に準ずる。不安定な場合にはフーチング $B_4$ を長くする。フーチング長がその最大値（フーチング厚の1.5倍）を越える場合には、底版幅 $B_2$ を広げる。

(5) 偏心傾斜荷重に対する地盤の支持力の検討

地盤に対する支持力の検討は、前述のように2層系偏心傾斜支持力公式<sup>8)</sup>により行なう。この方式は立石法を、マウンドをもつ2層系地盤に拡張したもので、円形すべりの始点は、基礎面中央に対して荷重合力の着力点と対称となる位置とし、支持力の計算には摩擦円法を用いる。また、地震時の計算には円弧内の土に対する地震力は考慮していない。2層系支持力公式は、被災例の検討結果より、土の内部摩擦角を常時 $5^\circ$ 、地震時には $10^\circ$ アップして計算する。

荷重状態は、上載荷重（横さん橋護岸の場合には、渡版力も含む）がある場合とない場合について検討を行なう。ただし、上載荷重がない場合には、土圧計算にも上載荷重は考えない。計算結果が不安定となる場合には転倒と同じ処理を行なう。なお、本自動設計では地盤の支持力に大きな影響をもつであろうと考えられるマウンド前面幅を、インプットデータとして扱っているので、設計条件を入力する際には6.4の結果を利用して適当な値を入力する必要がある。

次に、各マウンド形状に対する2層系支持力公式の用い方を示す。タイプ1～3は支持力公式を直接利用できるが、タイプ4～6に対しては、前述の「設計基準」の方法を準用している。すなわち、タイプ4、5では捨石層の部分で図-3.9のように $30^\circ$ の荷重分散を行ない、捨石層下面で2層系支持力を検討する。タイプ5は事実上1層系地盤として処理している。タイプ6の場合には、図-3.11に示すように、 $H \leq 1m$ によって異なる。

なお、細部設計に必要となる地盤反力は、壁体のすべり出しにおいて採用している荷重状態で、Toe Pressure

法により算出する。

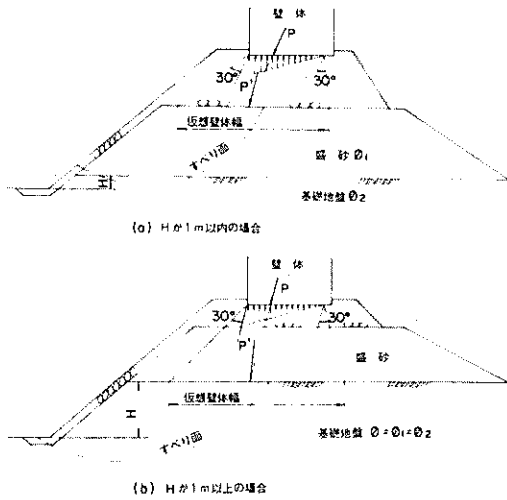


図-3.11 支持力公式の用い方(タイプ6)

(6) 直線すべりの検討

マウンド内の直線すべりに対する検討は、マウンドがある程度高くなった場合に必要で、本自動設計では、マウンド高が3m以上の場合に行なうことにする。マウンド形状から言えば、タイプ1,4,5,6の場合に検討の必要がでてくる。

直線すべりの計算方法は、従来いろいろの方法が用いられているが、本自動設計では以下の方式を用いることにする。

計算モデルは図-3.12のようなマウンドが砂質土2

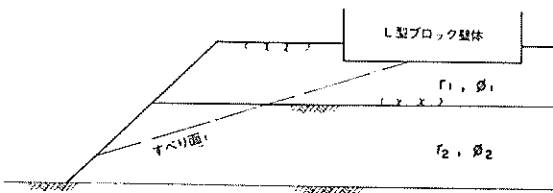


図-3.12 直線すべりの計算モデル

層のものを考え、L型ブロック壁体からの荷重によって、L型ブロック底面より直線すべりが発生するものとする。荷重状態は、(3)壁体のすべり出しの場合と同じとする。ブロック壁体からのマウンドへの作用荷重の分布状態は、鉛直力に関しては、Toe Pressure法によるとしても、水平力の分布状態を仮定する必要がある。水平作用力、すなわちマウンドの水平抵抗力の分布状態は、鉛直地盤反力分布に比例するものとして、図-3.13のように等変分布とする。また、L型ブロック根入れ部の受働土圧

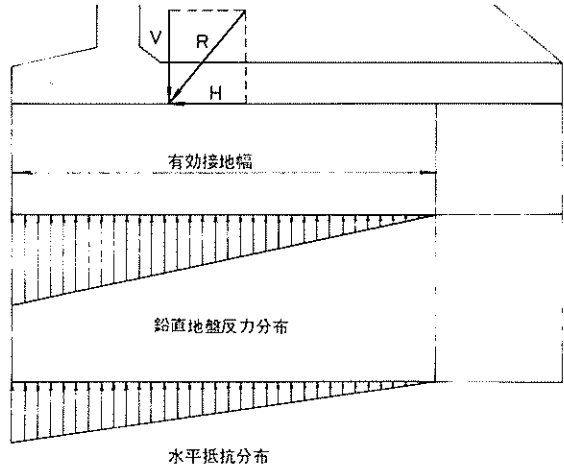


図-3.13 ブロック壁体からの荷重分布

による水平抵抗は小さいので無視すると、図-6.13の水平抵抗分布の面積は、L型ブロック壁体からの荷重合力Rの水平成分Hに等しくなる。

このように考えると、基礎底面にすべり始点をもつ直線すべりの検討を次式により行なうことができる。

$$F_s = \frac{\Sigma(W' + V') \cos \alpha - (H' + W' K'_h) \sin \alpha}{\sin \alpha \Sigma(W' + V') + \cos \alpha \Sigma(W' K'_h + H')} \tan \phi \quad (3.15)$$

- ここに  $F_s$  ; すべりの安全率
- $W'$  ; マウンド分割片の水中重量
- $\alpha$  ; すべり角(水平面となす角)
- $K'_h$  ; 見掛けの震度
- $V'$  ; 分割片に作用する鉛直外力
- $H'$  ; 分割片に作用する水平外力

ここで、前述の水平抵抗分布(マウンドへの水平荷重分布)の仮定について述べておく。いま、L型ブロック底面より少し離れた平行面をマウンド内に仮想する。この面に作用する鉛直荷重分布は地盤反力分布と同じと考えてよく、これを $\sigma$ で表わせば、この仮想面での土のせん断抵抗強度では次式で表わすことができる。

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad (3.16)$$

ここに、 $\phi$ は捨石層の内部摩擦角とする。(3.16)は、極限状態においては、水平抵抗は地盤反力に比例することを示している。したがって、仮想面上での水平抵抗分布は図-3.14中の①のように、極限状態にある部分は、傾きが $\tan \phi$ の直線であり、未極限状態にある部分は、図示のような分布形をもつものと推定される。一方、地盤反力分布と相似であるとする水平抵抗分布②の傾き、 $\tan \phi$ は次のようにして求めることができる。ブロック本体の地震時滑動の安全率を $f_s$ 、底面摩擦係数を $f$ とすると

$$f_s = \frac{V f}{H}$$

ゆえに

$$\frac{H}{V} = \frac{f}{f_s} = \tan \phi'$$

$f_s = 1.0, f = 0.6$  とすると

$$\tan \phi' = 0.6 \quad \therefore \phi' \approx 30^\circ 58'$$

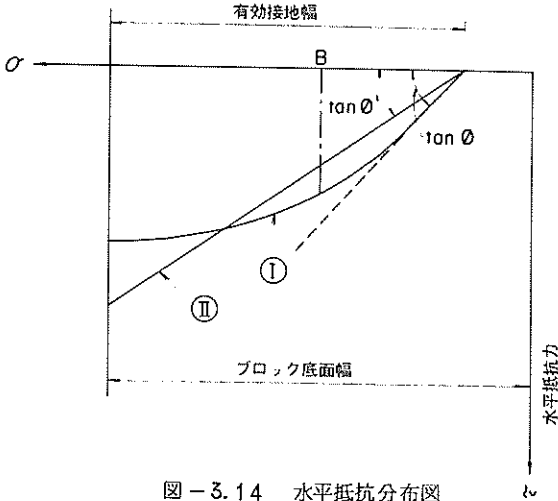


図-3.14 水平抵抗分布図

したがって、捨石層の中は通常  $40^\circ$  と考えてよいので図-3.14の如く、①と②の分布線は必ず交差することになる。(3.15)により直線すべりの検討を行なう限りにおいては、いま、すべりの始点をBとすると、B点より左側(フーチング側)の分布形は問題にならず、分布曲線によって囲まれた面積(水平荷重合力)のみが問題となる。B点より左の①によって囲まれた面積は、B点がL塊底面のどの位置にあっても、①によって囲まれ

た面積よりも小さくなることはない。したがって、水平抵抗力は地盤反力に比例するという仮設は、安全側の計算であると言える。

上記の計算法により、施工例の直線すべりの安全率を計算したのが図-3.15である。なお、この結果はマウンドの内部摩擦角を5°アップして求めたものである。最小安全率と底版後し(趾)にすべり始点をもつ安全率との差は0.01~0.15程度である。地震力の計算は震度法によっているが、このような計算方法は、従来の経験からして安全側の計算になっていること、及び計算時間を考慮して、本自動設計では底版後し(趾)に始点をもつ直線すべりでもってチェックを行なうことにする。内部摩擦角を5°アップした地震時の直線すべりの最小安全率は、「設計基準」及び前記の計算結果から判断して、1.0が妥当なものであると考えられる。

なお、直線すべりにおいて所要の安全率(1.0)が得られない場合には、底版幅  $B_2$  を広げる。

### 3.8 ブロック諸元の決定法

L型ブロック形状寸法のうち、底版幅、フーチング長は、前節の安定計算により求まるが、他の諸元の決定法について本節で述べる。

#### (1) 部材厚

前壁、底版、フーチング及び扶壁の厚さは、壁体の安定計算を行なう前に決めておく必要があるが、本自動設計のように対象としているブロックの大きさが広範囲に及ぶような場合には、予め、適当な各部材厚さを設定することはむずかしく、どうしても繰り返し計算を行なう必要性がでてくる。そこで、本自動設計では前壁、底版及びフーチングの厚さの良否の判断基準として、最適設

港名・工事名	設計震度	安全率	1.0	2.0
京浜港・本牧第3突堤先端護岸	0.10		●	○
神戸港・ポートアイランド-4.0m岸	0.10		●	○
京浜港・山下埠頭No.9, 10バース	0.20	●	○	
舞鶴港・第3埠頭	0.10		●	○
名古屋港・福永第2埠頭	0.20	●	○	
衣浦港・中央埠頭西側-10.0m岸	0.20	●	○	
千葉港・中央地区-10.0m岸	0.20	●	○	
小名浜港・第2埠頭-10.0m岸	0.10		●	○
門司港・太刀の浦地区-4.0m	0.05		●	○
京浜港・山下No.9, 10バース先端護岸	0.15	●	○	

● 安全率が最小となるすべり

○ 床版後し(趾)に始点をもつすべり

図-3.15 直線すべり計算結果

計の思想を導入した。

上記の部材は第4章で述べるように単鉄筋矩形版として設計するが、従来、このような鉄筋コンクリート部材の設計では、コンクリート縁圧縮応力度及び鉄筋の引張応力度を、各々許容応力度ぎりぎり設計するのが良いとされてきた。これは、工費あるいは材料費の面からいえば、コンクリートと鉄筋の単価が同等である場合には、確かに工費が最小となる設計法である。しかし、実際には単価工費に違いがあり最良の設計とはいえない。例えば、鉄筋単価がコンクリート単価よりかなり高い場合には、部材厚を限界有効厚（鉄筋及びコンクリートの応力度が同時に許容応力度に等しくなる部材厚）にとるよりは、部材厚をこれよりも多少大きくする方が、使用鉄筋量が少なくて済み、部材全体の工費はより少なくなる。このように考えると単鉄筋矩形版に関する次のような部材厚決定法の最適化モデルを作成することができる。

目的関数

$$Z = C_s \cdot \alpha \cdot A_s + C_c \cdot B \cdot (d + d') \dots\dots\dots (3.17)$$

制限条件

$$\begin{aligned} \sigma_c &\leq \sigma_{ca}, & \sigma_s &\leq \sigma_{sa} \\ \tau_c &\leq \tau_{ca}, & d + d' &\geq d_{min} \end{aligned} \dots\dots\dots (3.18)$$

ここに

$Z$  ; 単位面積当りの版の工費 (円/㎡)

$C_s$  ; 鉄筋工単価 (円/㎡)

$C_c$  ; コンクリート工単価 (円/㎡)

$A_s$  ; 部材厚決定断面での 1㎡当りの主鉄筋量

$\alpha$  ; 鉄筋量補正係数

$B$  ; 部材幅 (= 1 m)

$d$  ; 部材有効厚

$d'$  ; 鉄筋かぶりの大きさ

$\sigma_c$  ; コンクリート曲げ縁圧縮応力度

$\sigma_{ca}$  ; コンクリート許容曲げ縁圧縮応力度

$\sigma_s$  ; 鉄筋引張応力度

$\sigma_{sa}$  ; 鉄筋許容引張応力度

$\tau_c$  ; コンクリートせん断応力度

$\tau_{ca}$  ; コンクリート許容せん断応力度

$d_{min}$  ; 施工上の最小部材厚

すなわち、部材厚は制限条件 (3.18) の下で目的関数 (3.17) が最小となるように決定される。なお  $C_s$ ,  $C_c$  には材料費だけでなく、鉄筋組立工費、型わく工費等の施工費も含めて考えることができる。主鉄筋量  $A_s$  は、表 4.2 (41 ページ) の組合せの中から選ぶ。鉄筋量補正係数  $\alpha$  は、部材全体についての単位面積当り平均鉄筋使用量 (配筋筋等も含む) の主鉄筋量  $A_s$  に対する比であり、施工例から求めると表-3.7 の如くであり、本

自動設計 (後述の細部設計) からは、表-3.8 のような

表-3.7 施工例による  $\alpha$  の値

単位 %

工事名	前壁	底版	フーチング
長崎港小ヶ倉柳-7.5m岸	139.6	109.2	306.2
門司港太刀の浦-4.5m岸	119.1	80.4	271.2
下関港 細江-7.5m岸	127.1	83.7	—

表-3.8 自動設計による  $\alpha$  の値

単位 %

ブロックの大きさ(m) $B \times H \times L$	前壁	底版	フーチング
7.60×10.05×3.20	153.2	144.7	274.7
4.50×5.50×3.80	155.4	95.6	293.5
3.70×4.85×2.70	156.3	87.5	225.8

値になる。 $\alpha$  の値は各施設によって相当ばらついているが、 $\alpha$  は (3.17) からわかるように鉄筋単価を  $C_s$  から  $\alpha \cdot C_s$  に変えたのと全く同じ効果をもつ。一方、第6章で述べるように、単価比  $C_s/C_c$  の変動が部材厚に及ぼす影響は大きくないことからして、本自動設計では、平均的な値として  $\alpha$  を次のように固定しても支障はないものと考えられる。

前壁 1.50, 底版 1.00, フーチング 2.60

このような  $\alpha$  の値の導入は、ただ単に部材厚決定断面で工費の最小化を計ろうとするものではなく、各部材全体について最適化しようとするものである。また部材の最小厚  $d_{min}$  は前壁及び底版では 30cm, フーチングは底版厚にハンチ (20cm) を加えたものとする。

版の設計では、断面諸元がせん断力によって決まることはほとんどなく、曲げモーメントによるのが通例であるから、上記の最適化手法は各部材ごとに、曲げモーメントが最大となる断面で適用される。

扶壁は、前壁と一体となった T 型梁として設計されるが、扶壁厚はその背面に配筋される T 型梁の主鉄筋の必要配筋厚より求める。配筋方法は図-4.43 (52 ページ) に示すような 3 段配筋を原則とし、厚さを求める際には、配筋ピッチの標準を 8~9cm としている。扶壁の設計では、主鉄筋本数を少なくすることが経済性につながるもので、D25, D32 といった大径の鉄筋を用いることにしている。

なお、各部材の設計法の詳細については第4章を参照されたい。

(2) 岸壁法線方向ブロック幅

L 型ブロック幅は、インプットデータであるクレーン

吊上げ能力により求める。L型ブロック吊上げ時におけるかん台付着力及び衝撃力は、施工方法にもよるが「設計基準」によれば各々ブロック重量の20%程度、実験結果<sup>9)</sup>によれば各々最大10%程度であり、これらの力は同時に働くのではなくて、時間的ずれがある。一方、クレーン船の設計基準<sup>21)</sup>によれば、設計荷重の中に実荷重の1～2割の衝撃荷重が含まれており、施工時荷重はこの衝撃荷重係数にカバーされると考えられる。したがって、本自動設計においてはブロック幅は、ブロック重量がクレーン吊上げ能力を超過しない範囲で最大限にとることとした。ただし、クレーン能力をあまり小さくすると、ブロック幅が小さくなり、ブロック製作時に、ブロックの十分な安定性が得られない場合があるので、注意を要する。

### (3) L型ブロック天ば幅

L型天ば幅は設計計算から求めることができず、施工上から決まるものと思われる。すなわち、上部工コンクリートの型枠組立ての容易さ、あるいは、L型ブロック据付け後における作業員の歩行の容易さなどに関係してくる。したがって、本自動設計ではL型ブロック天ば幅は、上部工下ば幅の半分の大きさとしている。

## 3.9 設計計算結果の出力項目

本自動設計システムで基本設計を行なった場合には、第5章で述べる設計図の他に、計算結果として次の項目がラインプリンタによりアウトプットされる。ただし、カッコ内は単位を示す。

1. L型ブロック、上部工、及びけい船曲柱の諸元
  - L型ブロック形状寸法 (cm)
  - 上部工形状寸法 (cm)
  - L型ブロック重量 (ton)
  - ブロック1基当りコンクリート量 (m<sup>3</sup>)
  - L型ブロック重心位置 (m)
  - けい船曲柱の大きさ
  - 曲柱の標準配置間隔 (m)
  - 曲柱設置位置での上部工幅 (m)
  - 上部工ブロック長 (m)
 ただし、重心位置はフーチング先端下面からの距離で示す。
2. 土圧分布 (常時及び地震時 t/m<sup>2</sup>)
  - 岸壁天ば (P<sub>1</sub>)
  - R.W.L面 (P<sub>2</sub>)
  - 底板下面 (P<sub>3</sub>)
3. 上部工の安定計算結果
  - すべり出しの安全率 (常時、地震時)

- 転倒の安全率 (常時、地震時)
- 上部工コンクリートの曲げ引張応力度 (Kg/cm<sup>2</sup>)
- 4. ブロック壁体に作用する荷重
  - 水平合力 (t/m)
  - 鉛直合力 (t/m)
  - 抵抗モーメント (t・m/m)
  - 作用モーメント (t・m/m)
 上記荷重は、上載荷重の有無及び常時、地震時の4通りについて示す。ただし、モーメントはフーチング先端下面より求めたものである。
- 5. ブロック壁体の安定計算結果
  - すべり出しの安全率 (常時、地震時)
  - 転倒の安全率 (常時、地震時)
  - 上載荷重がない場合の地盤の支持力の安全率 (常時、地震時)
  - 上載荷重がある場合の地盤の支持力の安全率 (常時、地震時)
- 6. 地盤反力
  - フーチング先端部における反力強度 (t/m<sup>2</sup>)
  - 底板後し (趾)における反力強度 (t/m<sup>2</sup>)
  - 有効接地幅 (m)
 上記の値は常時、地震時についてアウトプットされる。なお、有効接地幅はフーチング先端からの幅で示す。

## 4. 細部設計法

### 4.1 基本方針

細部設計法は以下の方針の下に決定した。

- (1) 対象とするL型ブロックは、基本設計と同じ扶壁1枚のもので、図-2.2 (10ページ)に示すものに限定する (以下ブロック諸元は本図の記号を用いる)。第2章で述べたように、ブロック形状は、基本設計と細部設計で同一である必要はなく、ただ、細部設計で対象とする形状が、基本設計の形状を含んでいさえすればよいが、細部設計では少しの形状の変化によって、使用鉄筋形状が大いに異なる場合があるため、細部設計プログラムのみならず、配筋図関化プログラムまでが膨大になる可能性がある。したがって、本自動設計システムではL型ブロックは1形状に統一する。ただし、ハンチの大きさは基本設計では20cmに統一されているが、細部設計では、20cmでも30cmでも、どちらでもよい。

- (2) 設計計算法のうち、曲げモーメント、せん断力算出法は「設計基準」に従うことを原則としたが、「設計

基準」法によれば直接、主鉄筋として鉄筋量が求められない。すなわち用心鉄筋あるいは、配力鉄筋として取扱わざるを得ない鉄筋があり、これらの鉄筋量の妥当な値の算出法、あるいは「設計基準」法自体の妥当性を検討するために、薄板理論による版の計算を行なった。配筋計算法は、「コンクリート標準示方書」<sup>11)</sup>、「鉄筋コンクリート構造計算規準」<sup>12)</sup>によることを原則としたが、詳細な点では不明であることが多く、これらに関しては各港湾建設局の設計内規あるいは過去の設計例を参考に決定した。

(3) 使用材料については、全国どこでも入手が容易なものを対象とする必要がある。

(4) 施工方法、すなわちブロック製法は、地域的な差異があるので、この点を考慮する。

(5) 細部設計計算を自動的に電子計算機により行なわせようとする、1つの配筋パターンを決定しなければならないが、この際には、使用鉄筋量が合理的に少なくなるように、かつ、施工あるいは施工管理が容易に行なえるような配筋パターンを選定する必要がある。この2要請は相反するものであり、この兼ね合いの調整がむずかしく、本自動設計では、施工例の中から比較的類似していると思われる使用頻度の高いパターンを選び出し、これに多少の修正を加えたものを対象配筋パターンとしている。

(6) 細部設計計算結果は、配筋図として具現化されるが、自動図化機により図面を作成するには、長時間を要するので、材料表とか鉄筋加工表といったものは、なるべくラインプリンタによりアウトプットし、描画時間の短縮を計らなければならない。

## 4.2 使用材料及び施工法

### 4.2.1 使用材料

使用材料としては、コンクリート、鉄筋及び型わくがある。

#### (1) コンクリート

L型ブロックに使用されるコンクリートの特性として、細部設計に直接大きな影響を及ぼすのは、設計基準強度 $\sigma_{ck}$ 、粗骨材の最大寸法である。このほかのコンクリートの材料組成とか、スランブの大きさといったものは細部設計には直接響かないので、逆に与えられたブロック形状あるいはコンクリート打設法によって、便宜決めるという方針で、自動設計では特に考慮していない。

「設計基準」では、コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}$ は $180 \sim 270 \text{ Kg/cm}^2$ を標準としており、粗骨材の最大寸法は、マシブな鉄筋コンクリート部材には $40 \text{ mm}$ 、普

通の部材には $25 \text{ mm}$ を標準にすることとしている。一方施工例によれば<sup>20)</sup>設計基準強度は $180 \sim 240 \text{ Kg/cm}^2$ 、粗骨材の最大寸法は $20 \sim 50 \text{ mm}$ 程度であるものが多い。

上部工コンクリートは、「設計基準」によれば $150 \sim 200 \text{ Kg/cm}^2$ を標準としているが、施工例でもこの程度の値としていることが多いと思われる。

したがって、自動設計で対象とするコンクリートの性質は下記のとおりとする。ただし、許容応力度のとり方は「設計基準」によるが、異常時には許容応力度は下記の値の1.5倍となる。

1) 設計基準強度 $\sigma_{ck}$ L型ブロックコンクリートでは $180 \sim 270 \text{ Kg/cm}^2$ 、上部コンクリートは $150 \sim 200 \text{ Kg/cm}^2$ を標準とする。ただし、これらの値は設計計算の一応の基準としたもので、 $\sigma_{ck}$ が標準値を越える分には特段支障はない。

2) 許容曲げ圧縮強度 $\sigma_{ca}$   $\sigma_{ca}$ は

$$\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 2.5$$

とする。「コンクリート標準示方書」によれば、鉄筋コンクリートでは $\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 3.0$ 、無筋コンクリートでは $\sigma_{ca} = \sigma_{ck} / 7$  ( $\sigma'_{ck}$ はJIS A 1113による設計基準引張強度)となっているが、港湾構造物では部材の強度不足による被災は数少ないので、多少大き目の値が採用されている。

3) 許容せん断応力度。コンクリートだけで斜引張応力を受けさせる場合には

$$\tau_{s1} = \sigma_{ck} / 30$$

とする。ただし、上限値は $10 \text{ Kg/cm}^2$ におさえる。また斜引張鉄筋を無視して計算し、せん断力のみを受ける(ねじりは受けない)場合には、

$$\tau_{s2} = \sigma_{ck} / 15$$

とする。

4) 許容付着強度 $\tau_{oa}$  異形鉄筋では

$$\tau_{oa} = \sigma_{ck} / 15$$

ただし、上限値は $20 \text{ Kg/cm}^2$ とする。丸鋼では

$$\tau_{oa} = \sigma_{ck} / 25$$

とする。ただし、後述するように丸鋼を用いるのは吊筋のみで、この場合には $\sigma_{ck} = 140 \text{ Kg/cm}^2$ とする。すなわち、コンクリート強度が $140 \text{ Kg/cm}^2$ になった時点で、L型ブロックの移動作業を開始することとする。

5) 粗骨材の最大寸法。 $40 \text{ mm}$ 以下とする。すなわち最大寸法を $40 \text{ mm}$ として配筋設計を行なう。

6) 単位体積重量。鉄筋コンクリートの単位体積重量は $2.45 \text{ t/m}^3$ とし、無筋コンクリートは $2.30 \text{ t/m}^3$ とする。

#### (2) 鉄筋

1) 鉄筋の種類。異形鉄筋と丸鋼を用いるが、丸鋼は吊筋のみで、残りはすべて異形鉄筋を用いる。異形鉄筋は丸鋼に較べて、コンクリートとの付着が良好であるため、鉄筋の定着部あるいは継手部での折曲げ加工が不必要となる大きな利点をもっているため、最近の設計では特別の事情がないかぎり、異形鉄筋が用いられている。ただし、吊筋は一般に大径のものが必要となるので、丸鋼を用いることが多い。

2) 材質及び許容引張応力度。材質は特に限定しないが、許容引張応力度 $\sigma_{sa}$ はインプットデータとする。施工例ではSD30、SD35、SDC40が多用されており、 $\sigma_{sa}$ は1,600～2,400 Kg/cm<sup>2</sup>である。

3) 鉄筋径。異形鉄筋は、D13、D16、D19、D22、D25、D32の6種の中から使用径を選定する。これらの標準寸法をJIS G 3112により表-4.1に示す。使用径の中にはD32といった大径鉄筋が含まれている

表-4.1

呼び名	単位重量 Kg/m	公称直径 mm	公称断面積 cm <sup>2</sup>	公称周長 m
D 13	0.995	12.7	1.267	4.0
D 16	1.56	15.9	1.986	5.0
D 19	2.25	19.1	2.865	6.0
D 22	3.04	22.2	3.871	7.0
D 25	3.98	25.4	5.067	8.0
D 32	6.23	31.8	7.942	10.0

が、これは3.8で述べたように、扶壁背後の主鉄筋は大径のものを用いる方が有利であることによる。この部分の鉄筋を除けば、一般に細径の鉄筋を用いる方が設計上も施工上も有利と考えられるので、本自動設計においてもこの方針をとることとしている。また、前壁、底板、フーチングといった各部材で、鉄筋径が多種配筋されると、鉄筋組立も施工管理上においても支障をきたすので、各部材ごとに主鉄筋を統一する。

4) 鉄筋長。JIS G 3112によれば、マーケットサイズは最大10mで、3.5mから大体0.5mおきになっている。使用鉄筋の全長は、マーケットサイズにするのが望ましいが、L型ブロックでは端数をもった鉄筋でなければ、配筋できないことが多く、したがって最大長10mのみを考えて配筋する。ただし、後述する鉄筋の継手長は、鉄筋の組立てが容易になるように5cm単位に丸める。

5) 鉄筋の形状。鉄筋形状は、できるかぎり直な鉄筋を用いることを原則とし、鉄筋の折曲げ加工の手間を省くため、折曲げ加工鉄筋の使用はできるかぎり避ける。

### (3) 型わく

型わくはJIS A 8652に示されている金属製パネルのうち、幅30cmのものが現在多用されているので、コンクリート打継目位置の決定においては、幅30cmのメタルフォームを対象とする。

#### 4.2.2 施工法

L型ブロックの製作は、護岸背面のような水際線に近い所で行なわれるのが一般的である。これはL型ブロック重量は30～120t程度の重量があり、移動するにはクレーン船を必要とすることによる。ブロック製作で最も大きな地域的差異は、コンクリート打設法にある。一般に、東日本では図-4.1に示すような、いわゆる縦打ち工法が行なわれるのに対して、西日本、特に第四港湾建設局管内では図-4.2に示すような横打ち工法が採用されている。このような地域的差異があるのは、東日本では一般に設計震度が大きいため大水深岸壁では、L

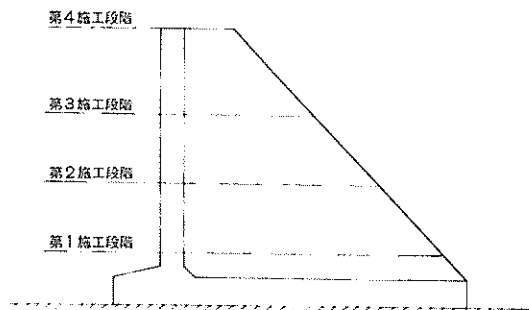


図-4.1 縦打ち工法

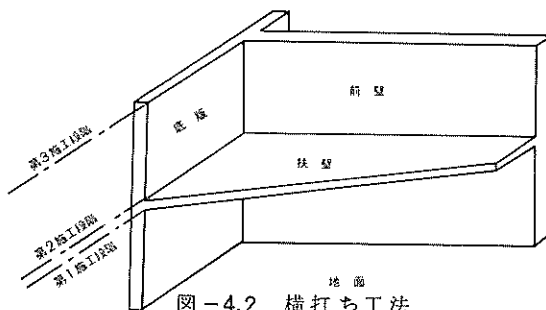


図-4.2 横打ち工法

型ブロック式けい船岸のような重力式岸壁は設計上、成立しないか、あるいは不経済となりL型ブロックは小水深岸壁か、あるいはさん橋護岸に多用されるため、使用されるL型ブロックは概して小さい。これに対して西日本では設計震度が小さく、大水深岸壁においても重力式岸壁が有利である場合が多く、高さ15mといった大L型ブロックの製作が必要になるが、L型ブロックが大きくなるにつれて、縦打ち工法では施工に支障をきたし、



またL型ブロック自体の安定性も悪くなることもあって、横打ち工法が採用されているものと思われる。

図-4.1, 図-4.2にコンクリート打継目の位置も示しているが、横打ち工法では扶壁を境界として3段に分けて打設される場合が多い。縦打ち法では、ケーソンの場合とほぼ同じで、第1段はフーチングより少し上がったところ、第2段以上は図-4.3のような打設高で行な

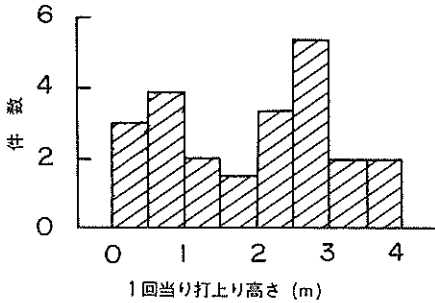


図-4.3 1日当りのコンクリート打設高

われている。コンクリート1回打上げ高は、材料分離防止の立場からは、小さいほどよいが余り小さくとると打継目を多数要し、逆にコンクリートの弱点を多数つくることにもなる。したがって、実際には最大打上げ高を2.7 mあるいは3.0 m程度、言い換えれば、メタルフォーム(幅30 cm)9枚あるいは10枚程度に制限して、打継目位置を決定することが多い。このような事情を考慮して、本自動設計でも最大1回打設高を3.0 mとして、打継目位置の決定を行なう。詳細は4.6で述べるが、L型ブロックでは、1回当りのコンクリート打設量は少ないのでコンクリートの供給能力については特に考慮していない。

コンクリート打設法はインプットデータとして指定されるが、打設法の差異が細部設計に及ぼす最も大きな影響は鉄筋の継手である。横打ち法では、鉄筋長が最大マーケットサイズ(10 m)を越えないかぎり、特に継手は必要としないが、縦打ち法では各打継目ごとに継手を設ける必要性が出てくる。継手方法は、過去の施工例ではほとんどの場合、重ね継手であるがD35といった大径鉄筋では、なるべく重ね継手は避け、ガス圧接等によって接合することが望ましい。

#### 4.3 設計計算の流れ

細部設計の計算順序は図-4.4に示すとおりである。細部設計は、基本設計と違って繰返し計算は含まれておらず、演算時間は1ケース当り約30秒である。

#### 4.4 設計計算法

##### 4.4.1 曲げモーメント、せん断力の算定法

従来の設計例では、大別して2つの方法がある。その1つは「設計基準」に示されている方法であり前壁、底板及びフーチングは、扶壁を支承とみた片持版として設計するものである。他の方法は、前壁及び底板を2辺固定2辺自由版として取扱うものである。すなわち、前壁については扶壁及びフーチングとの接合部を built-in された2辺固定2辺自由版とみなして、曲げモーメント、せん断力を求めようとする方法である。設計例では、前者の方法を採用している例が圧倒的に多く、2辺固定2辺自由版の計算を行なっているものは、計算の複雑さ及

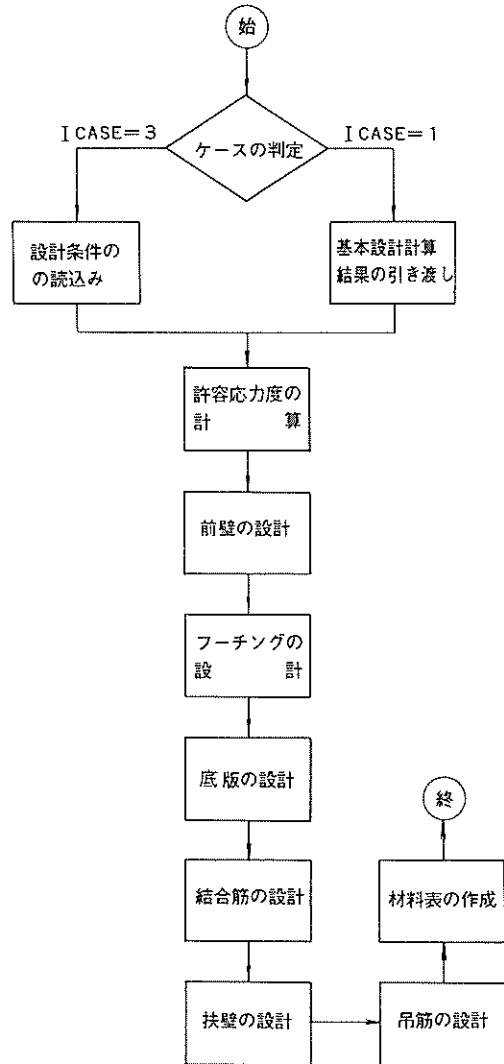


図-4.4 細部設計計算フロー

び曲げモーメント算出のための版の計算図表が十分に整備されていないこともあって、その計算例は極めて少ない。

自動設計にいずれの方法を採用するかは、過去の被災例を軸として、配筋方法、施工精度等をも加味した十分な検討を行なった上で決定すべきであるが、L型ブロックにおけるこの種の被災例はほとんどないこともあって、設計法の判定を行なうことは容易でない。そこで、本自動設計では、「設計基準」でオーソライズされ、広く用いられている前者の方法を採用することにした。ただ「設計基準」法では、一方向のみしか、曲げモーメントが算出されないで、配力筋として取扱わざるを得ない鉄筋が出てくる。そこで、このように曲げモーメントから直接算定されない鉄筋の妥当な鉄筋量の指標を求めるために、薄板理論による2辺固定2辺自由版の計算を行ないこの結果を「設計基準」法に反映させることにした。まず、「設計基準」法について述べる。

(1) 前壁

設計荷重としては、土圧（常時、地震時）及び残留水圧を考える。土圧は3.4により求めたもの、あるいはインプットデータとして与えられたものである。残留水圧は、L.W.L.を基準として求めたものである（2.4参照）。これらの分布は一般に図-4.5(a)の破線のようになるが、

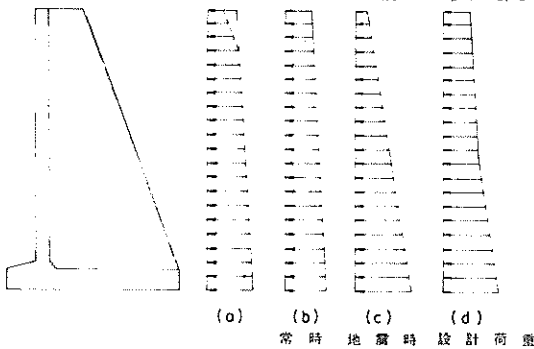


図-4.5 前壁の設計荷重

前壁の設計では破線部を実線に置き換えても大差ない。(b), (c)に、この操作を加えた分布形を示している。

4.2.1で述べたように、地震時の許容応力度は常時の1.5倍であるから、予め、地震時荷重を1.5で除しておけば、以後の計算はすべて常時と同等に扱うことができる。(c)はこの段階での分布である。したがって設計荷重としては、前壁の各高さにおいて(b), (c)の大きい方を考えればよい。ゆえに、設計荷重分布は(d)のようになる。

前壁は扶壁で支持された片持版と考え、その部材長  $l$  は図-4.6のようにとる。したがって、曲げモーメント  $M$  及びせん断力  $S$  は

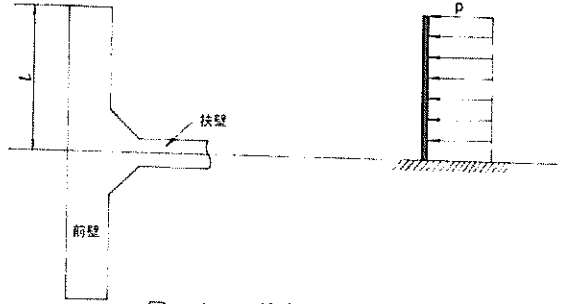


図-4.6 前壁の設計モデル

$$M = \frac{P l^2}{2} \quad S = P l$$

となる。上式からわかるように、曲げモーメント図は、図-4.5(d)の荷重分布図と相似になる。

(2) フーチング

フーチングに作用する荷重は、地盤反力（常時、地震時）及び自重（浮力を含む）である。フーチングは、その幹部から先端まで一様に配筋されるので、設計荷重としては、常時及び地震時荷重のうち、フーチング幹部で曲げモーメントが大きくなる荷重を用いる。

また、フーチングは前壁、底版を支承部とする片持版として設計し、その部材長は図-4.7のとおりである。

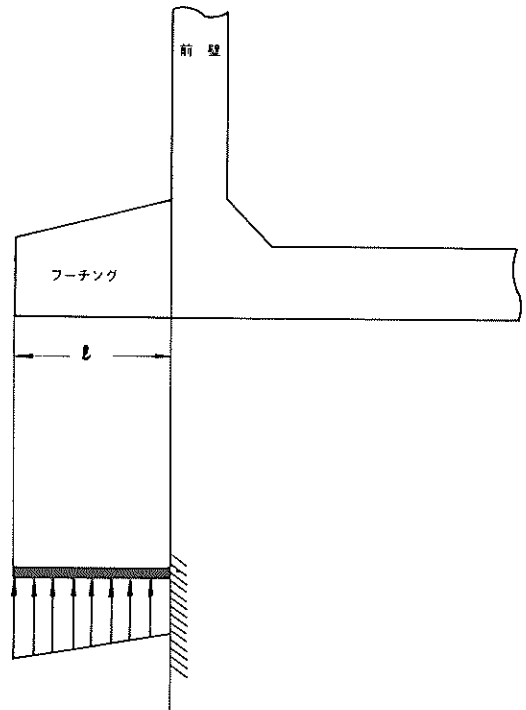


図-4.7 フーチングの設計モデル

(3) 底版

底板に作用する荷重としては、上載土砂重量（上載荷重、舗装、路盤、裏込め土砂）、自重及びその浮力、地盤反力（常時、地震時）がある。これらの荷重を加算すれば、図-4.8に示すような、常時、地震時ごとの荷重分布が得られる。ただし、地震時荷重には、前壁と同様の操作が行なっているものとする。設計荷重として、常時及び地震時荷重を常に対象とすることは、プログラミング上複雑であるので、本自動設計では、設計荷重として次のようなものを考える。すなわち、底板後し（趾）及び前壁中心線上で、各々、常時、地震時荷重のいずれが大きいかを判定し、その大きい荷重同志を直線で結ぶ。この方法によれば、図-4.8に示すように、一見危険サイドの荷重をとっている箇所があるように見えるが、後述の2辺固定2辺自由版の計算結果から考えると、必ずしも危険サイドの設計ではない。

このような設計荷重に対して、底板は扶壁を支承とする片持板として設計される。その部材長  $l$  は図-4.9に示すとおりである。曲げモーメント図及びせん断力図は、前壁と同じく、設計荷重分布と相似の関係にある。

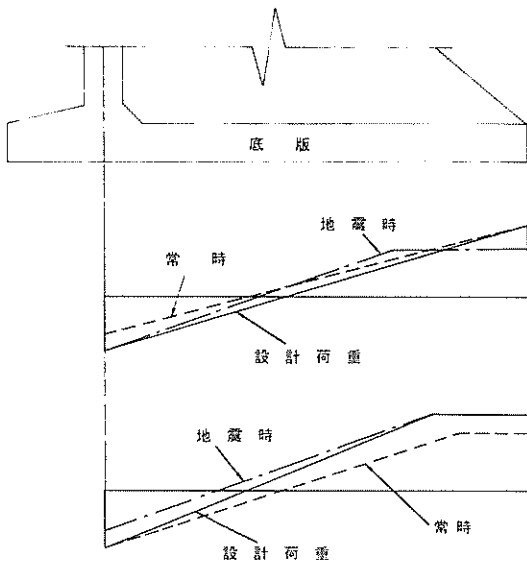


図-4.8 底板の設計荷重

#### (4) 扶壁

扶壁の設計においては、次の3項目について検討しなければならない。

##### 1) T型梁の検討

ブロック背面からの土圧（常時、地震時）及び残留水圧に対して、前壁と扶壁が一体となったT型梁の検討である。この場合に算出される鉄筋は、扶壁背後に沿うB

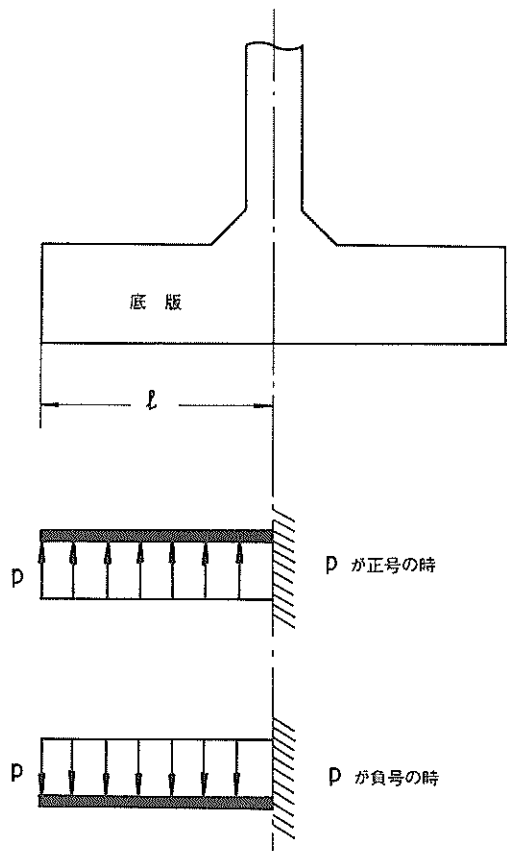


図-4.9 底板の設計モデル

鉄筋（図-4.2.6参照）である。荷重のとり方は、図-4.10(a)に示すように、上部工に作用する荷重も考慮に入れる。また、鉄筋量変化断面（4.10参照）ごとに、常時及び地震時荷重に対する曲げモーメントを計算する必要がある。

##### ii) 前壁の抜け出しに対する検討

この場合の設計荷重は、前壁に用いたものと同じである。対象となる鉄筋はE鉄筋（図-4.2.6参照）である。

##### iii) 底板の抜け出し及び斜引張破壊に対する検討

この項目の対象としている鉄筋はC鉄筋（図-4.2.6参照）である。設計荷重としては、底板で作成した設計荷重を対象とする。抜け出しに対する検討は、ii)に同じであるが、斜引張破壊に対する検討とは、底板と扶壁が一体となったT型梁の斜引張破壊に対するもので、C鉄筋がT型梁のスターループに相当している。したがってC鉄筋は、抜け出し及び斜引張破壊を考慮した総和の鉄筋量が配筋されることになる。

次に薄板理論による2辺固定2辺自由版の解析結果に

ついて述べる。解析は前壁と底版を対象としている。

まず、前壁について記述するが図-4.11はその計算

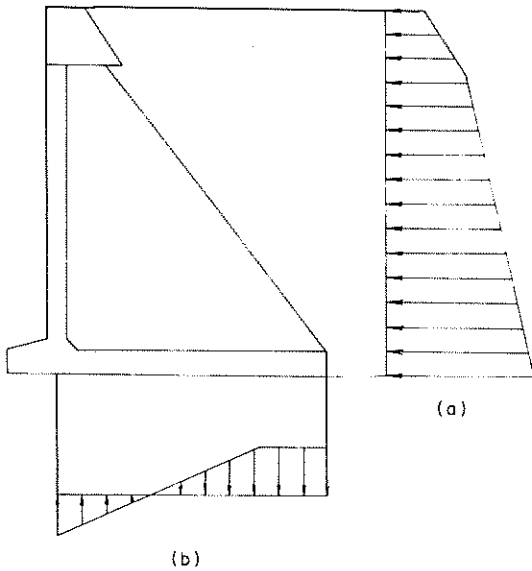


図-4.10 扶壁の設計荷重

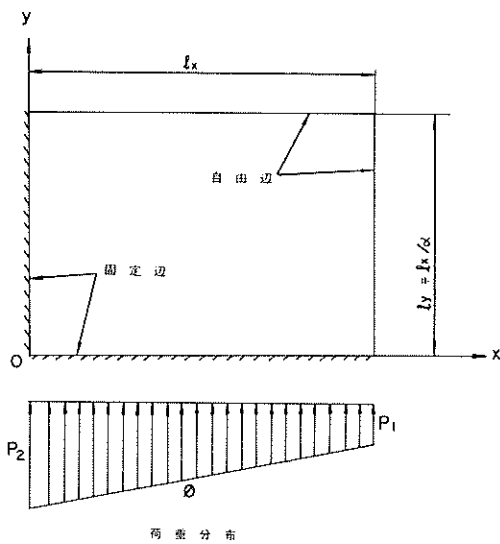


図-4.11 前壁の計算モデル

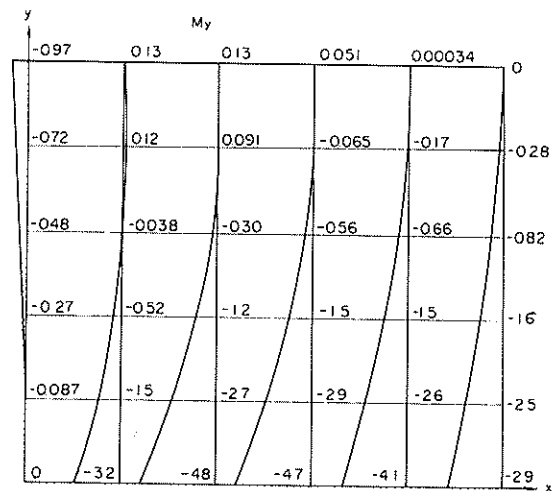
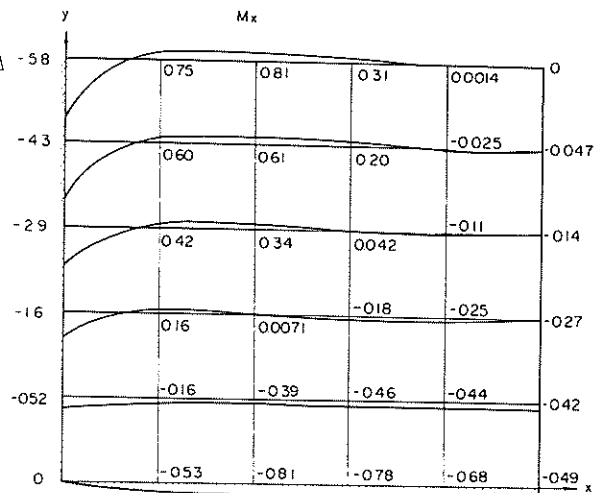
モデルを示したものである。x軸に沿う固定辺が扶壁との連結部を、y軸に沿う固定辺がフーチングとの連結部を表わす。前壁に作用する荷重は前述のように、土圧と残留水圧であり、実際に図のような台形分布とならない場合もあるが、図-4.5(a)で行なったような操作をしても、配筋上は大差ないものと思われる。

計算上のパラメータとしては次の4項目を考え、種々

の組合せについて解析を行なった。

- ① 辺長比  $\alpha = l_x / l_y$   
 $\alpha = 2.0, 3.0, 3.5, 4.5, 6.0$
- ② 長辺の長さ  $l_x$   
 $l_x = 4, 6, 8, 10 \text{ m}$
- ③ 荷重強度  $p_1$   
 $p_1 = 1.0, 1.5, 2.0 \text{ t/m}^2$
- ④ 荷重の分布の傾き  $\phi$   
 $\phi = 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$

ここで、④の荷重分布の傾きは、上記の裏込め土の内部



$\phi = 35^\circ$   $p_1 = 1.0$   $\phi = 30^\circ$   $l_x = 8.0$   
単位 t/m

図-4.12 計算例

摩擦角  $\phi$  に対して、壁面摩擦角  $\delta = 15^\circ$ 、常時として求めた主働土圧係数である。

なお、 $\alpha = 2.0, 3.0$  は二建の計算図表<sup>22)</sup> (解析は階差法による) に基づいて曲げモーメントを求めており、 $\alpha = 3.5, 4.5, 6.0$  は FEM により求めているので、計算結果には、両者の計算法の違いが多少表われているものと考えられる。なお、FEM による解析結果を巻末に計算図表として掲載しているので参照されたい。

図-4.12 に曲げモーメント図の一例を示す。これは  $\alpha = 3.5$ 、 $l_x = 8m$ 、 $p_1 = 1.0 t/m^2$ 、 $\phi = 30^\circ$  の場合である。曲げモーメントの符号は、版の上面が圧縮サイドとなるものを + として表わしている。曲げモーメント図は自由辺上で必ずしも境界条件を満足していない。すなわち、 $x$  軸に沿う自由辺上では  $M_y = 0$  とならなければならないが、 $M_y$  は中央部に比べてオーダが小さいに過ぎない。これは、FEM においては自由辺の境界条件の取扱いがむづかしく、近似式を用いていることによ

る。しかし、この程度の近似で配筋上は問題ないものと思われる。

$M_y$  の負の絶対最大値の生ずる位置は、「設計基準」法によれば座標原点であるが、図-4.12 では  $y = 0$  の固定辺の影響が現われて、 $y = 0$  よりはずれた  $X = 0$  の固定辺上である。また「設計基準」法では、 $M_x$  及び正の  $M_y$  は算出されないが、2 辺自由版として扱くと  $M_y$  の負の絶対最大値に較べれば、これらの値は小さいながらも存在するので、これらの曲げモーメントに対しても配筋設計を行なう上で考慮に入れる必要がある。

図-4.13 は  $M_y$  の負の最大値について、「設計基準」法と薄板理論による版の解析法とを比較したもので、記号の内容は

$M_{y,max}$  ; 薄板理論による  $M_y$  の負の絶対最大値  
 $M_{max}$  ; 「設計基準」法による  $M_y$  の最大値

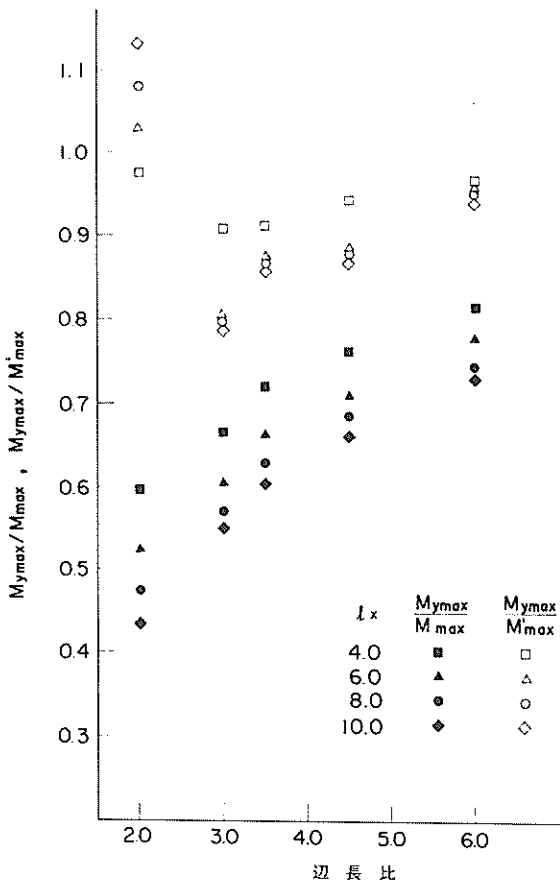


図-4.13  $M_{y,max}/M_{max}$ ,  $M_{y,max}/M'_{max}$  の分布

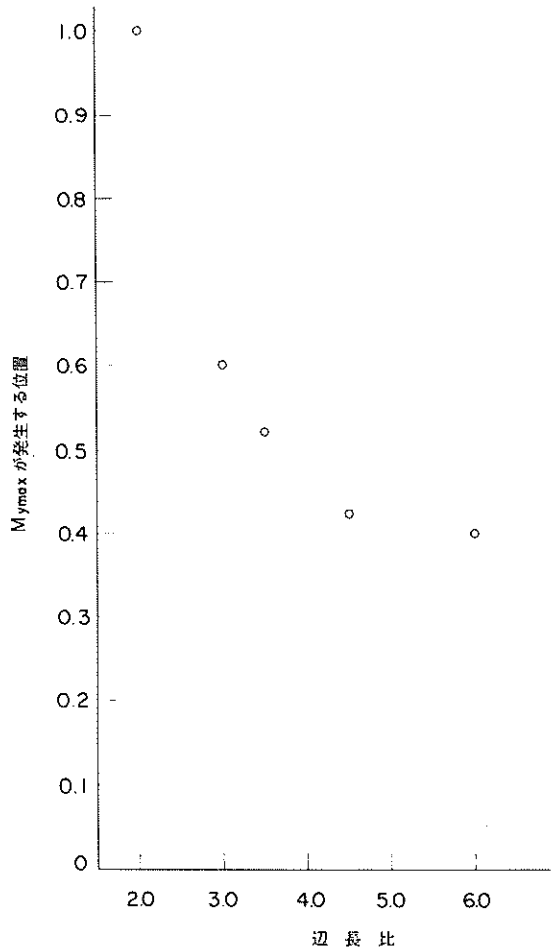


図-4.14  $M_{y,max}$  の発生位置

$M_{0max}$  ;  $M_{y,max}$ が生ずる位置での「設計基準」法による  $M_y$

である。パラメータとしては辺長比  $\alpha$ 、長辺の長さ  $l_x$  をとっている (③, ④の変化による影響は小さい)。図-4.13によれば,  $M_{y,max}/M_{max}$  は 0.45 ~ 0.80 の範囲に分布し,  $M_{y,max}/M_{max}$  は 0.8 ~ 1.1 にある。このことは, 「設計基準」法によって設計すれば, y 軸に沿う固定边上, すなわちフーチングとの連結部付近では,  $M_{y,max}$  が生ずる付近では, 両者による曲げモーメントはほぼ同じ程度の値を与えることを示している。 $M_{y,max}$  は必ず x 軸に沿う固定边上で発生するが, その発生位置を示したのが図-4.14 である。図中, 縦軸は座標原点を 0 として,  $l_x$  との割合で示してある。図-4.13, 図-4.14 で, 曲げモーメント比は  $\alpha$  が増大するにつれて 1 に近づき,  $M_{y,max}$  の発生位置は座標原点に近づくことは,  $\alpha$  が大きくなるにつれて  $y=0$  の固定辺の影響が小さくなることを表わしている。一方, 従来の設計例では前壁の辺長比は 3.0 ~ 6.0 であることが多い事実を考え合わせると, 「設計基準」法は幾分過大気味であるが,  $M_{y,max}$  に関してはほぼ妥当な値を与える設計法と言える。

次に,  $M_x$  の負の絶対最大値を示したのが, 図-4.15 である。 $M_x$  の負の最大値は図-4.12 からわかるよう

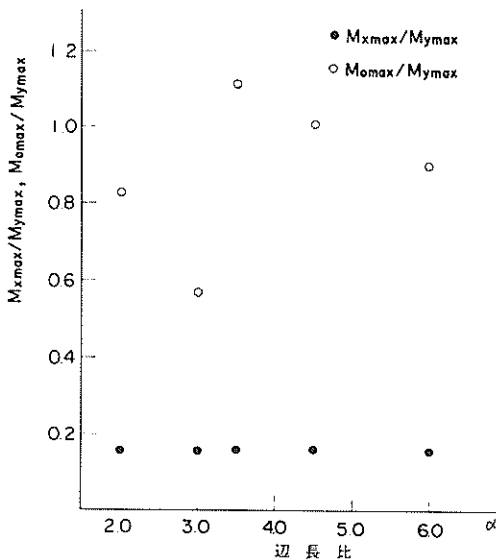


図-4.15  $M_{x,max}/M_{y,max}$ ,  $M_{0,max}/M_{y,max}$ の分布

に,  $x=0$  辺上で発生し, 曲げモーメント分布は, この固定辺から少し離れると急激に減少する。このような傾向は, すべての計算ケースに現われており, 2 辺固定 2 辺自由版の一般的特性と言える。そこで  $x=0$  辺上での

$M_x$  の最大値を  $M_{0,max}$ ,  $x=0$  辺上の格子点を除いた最大値を  $M_{x,max}$  として, その分布状態を示したのが図-4.15 である。図表示は, パラメータとして辺長比のみを用いており, 他のパラメータ②~④は示していないが, 表示内容は②~④の要因が曲げモーメント比に与える影響が小さく, これら要因の組合せの中で, 曲げモーメント比が最大となるケースでもってプロットしたものである。このような表示法は以後の図においても使用する。 $M_{0,max}/M_{y,max}$  は 0.6 ~ 1.1 の範囲に分布しており,  $x$

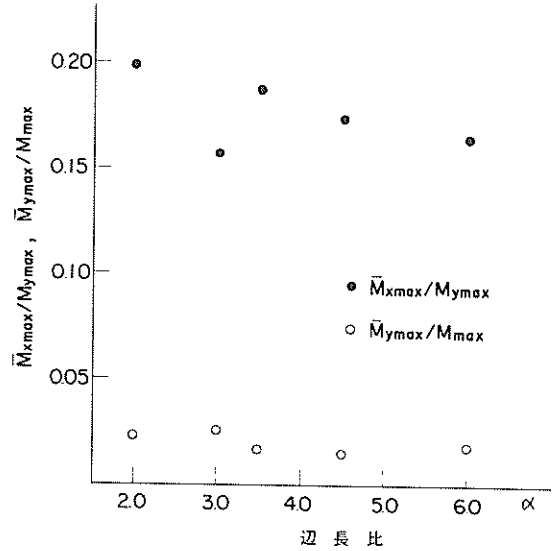


図-4.16  $\bar{M}_{x,max}/M_{y,max}$  の分布

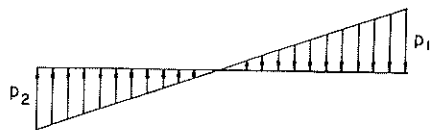
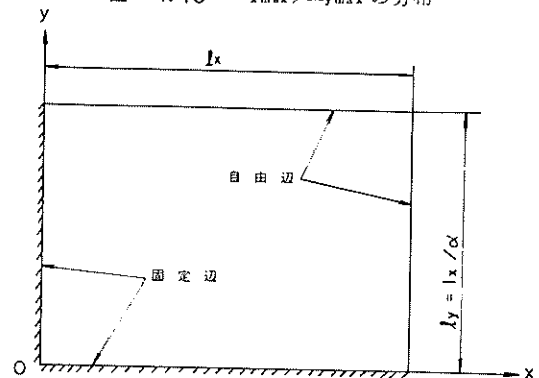


図-4.17 底版の計算モデル

= 0 辺上で相当大きな曲げモーメントが発生しており、フーチング付近での縦方向内側鉄筋がかなりな量必要であることを示している。このような事実は、「設計基準」法では、全く表にはあらわれないことである。一方、 $M_{x\max}/M_{y\max}$  は辺長比に関係なく、0.18 程度であり、「設計基準」法で実際に設計に用いられる  $M_{\max}$  との比で、最大を  $M_{x\max}/M_{\max} = 1/6$  と考えればよからう。

図-4.16 は、 $M_y$  の正の最大値、 $M_{y\max}$  と  $M_x$  の正の最大値、 $M_{x\max}$  を示したものである。  $M_{y\max}/M_{\max}$  は、0.02 前後に分布しており、 $\bar{M}_{y\max}$  に対応する鉄筋、すなわち前壁前面の水平鉄筋は極く少量でよいことを示している。 $\bar{M}_{x\max}/M_{y\max}$  は最大 0.20 程度で、 $M_{x\max}$  と同じく、 $M_{x\max}/M_{\max} = 1/6$  を最大値とみて配筋計算を行えばよからう。

底版の計算モデルを図-4.17 に示す。2 辺固定 2 辺

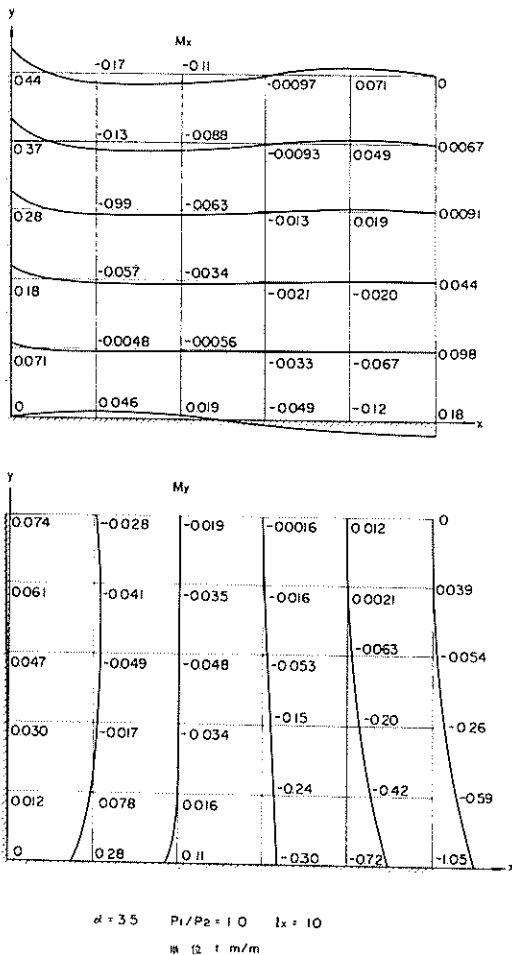


図-4.18 計算例

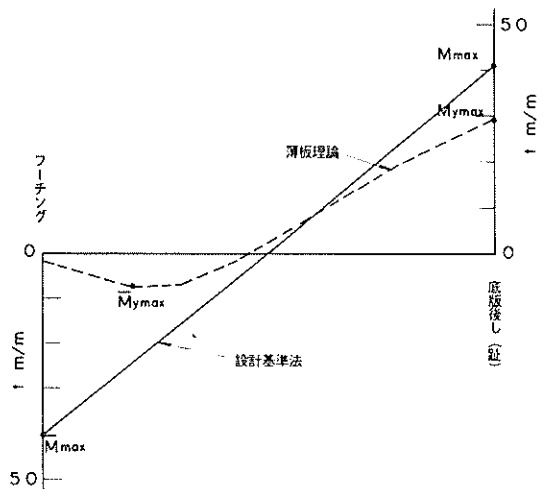


図-4.19 計算法の比較図

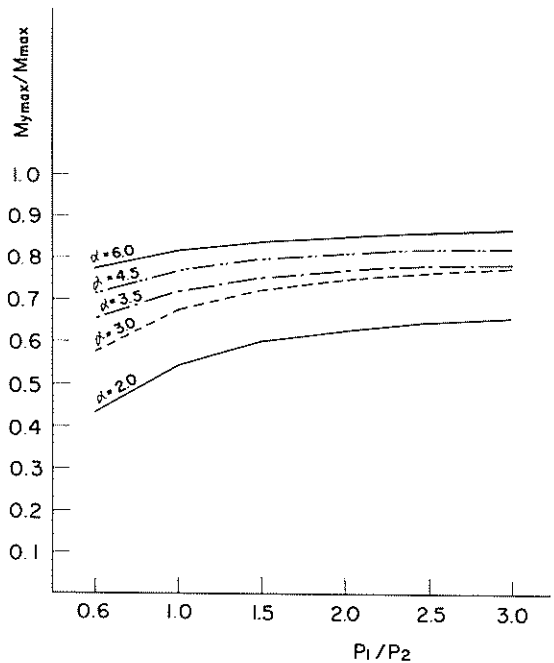


図-4.20  $M_{y\max}/M_{\max}$  の分布

自由版の  $x = 0$  辺が前壁との連結部を表わし、 $y = 0$  辺が扶壁との接合部を表わす。版に作用する荷重は図示の分布形を考える。この分布形は、地盤反力が台形分布である場合で、地盤反力が三角形分布となる場合には図-4.6 に示されているような形になるが、曲げモーメントの大体の分布状態を知るには、図-4.16 の荷重分布を解析すれば充分把握できるものと考えられる。このような計算モデルに対して、薄板理論による版の解析は次のような条件の下で行なった。

- ① 辺長比  $\alpha$   
 $\alpha = 2.0, 3.0, 3.5, 4.5, 6.0$
- ② 荷重分布  $p_1/p_2$   
 $p_1/p_2 = 0.6, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0$
- ③ 長辺の長さ  $l_x$   
 $4, 6, 8, 10 \text{ m}$

実際の設計例では、 $p_1/p_2$  は 1.0 ~ 2.0、 $\alpha$  は 3.0 ~ 6.0 程度のもが多い。

図-4.18 に計算例を示す。 $\alpha = 3.5$ 、 $p_1/p_2 = 1.0$ 、 $l_x = 10 \text{ m}$  の場合で、曲げモーメントの符号は前壁に準じる。 $M_y$  の最大値は正負共に  $x = 0$  の固定辺上に発生するが、図-4.19 は、図-4.18 より、「設計基準」法と薄板理論とを比較するために、 $x$  軸に沿う  $M_y$  の分布を示したものである。薄板理論による  $M_y$  の分布は、フーチング側では「設計基準」法に較べて相当小さいが、底版後し（趾）側ではそれほど小さくはない。このような傾向は一般的にすべてのケースについても言える。

図-4.20、図-4.21 は、薄板理論による  $M_y$  の負の最大値  $\bar{M}_{y \max}$  と正の最大値  $\bar{M}_{y \max}$  を「設計基準」法による各々の最大値  $M_{y \max}$ 、 $\bar{M}_{y \max}$  とで比較したものである。 $M_{y \max}/\bar{M}_{y \max}$  は 0.5 ~ 0.8、 $\bar{M}_{y \max}/\bar{M}_{y \max}$  は最大 0.6 程度でかなり広範囲に分布している。このような曲げモーメントの比較からすれば、「設計基準」法は全体的に安

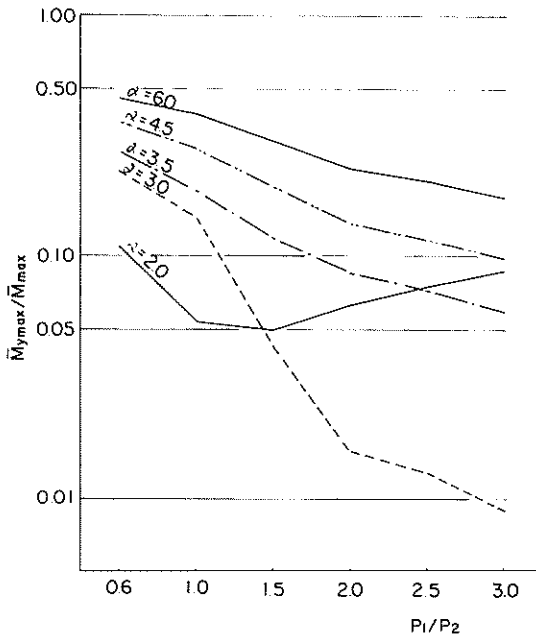


図-4.21  $\bar{M}_{y \max}/\bar{M}_{y \max}$  の分布

全側の設計で、特にフーチング付近では、過剰の鉄筋を

配筋することになる。このようなことを考え合わせると、底版に作用する荷重分布を前述のように簡素化した設計荷重分布に換算しても問題はないものと思われる。

図-4.22 は、 $M_x$  の負の最大値  $M_{x \max}$  を示したもので

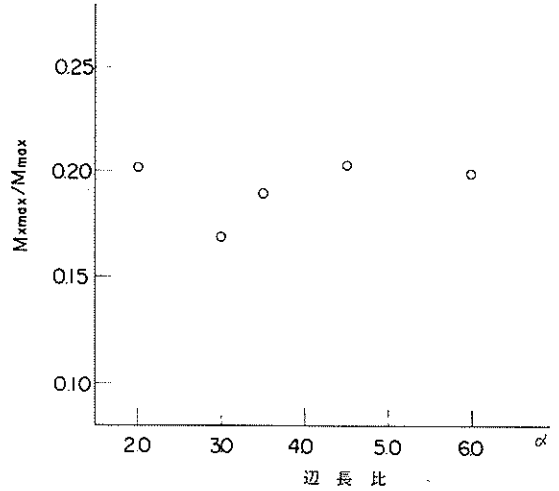


図-4.22  $M_{x \max}/M_{y \max}$  の分布

$M_{x \max}/M_{y \max}$  は 0.15 ~ 0.20 の範囲に分布している。このことは、底版上面の配筋鉄筋量は、主鉄筋量の 1/5 程度必要であることを示している。

図-4.23 は、 $M_x$  の正の最大値について示したもので

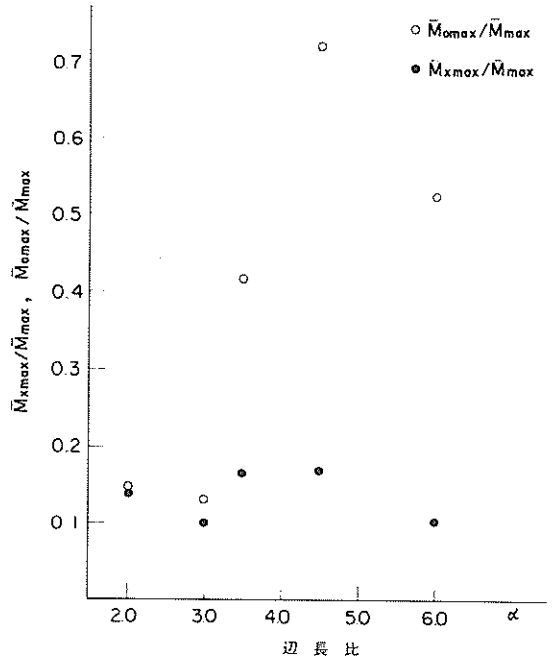


図-4.23  $\bar{M}_{x \max}/\bar{M}_{y \max}$ 、 $\bar{M}_{0 \max}/\bar{M}_{y \max}$  の分布



である。図-4.18からもわかるように、 $M_x$ の正の最大値は前壁と同じく、フーチング固定辺上で発生する。また、フーチング付近での分布状態も前壁の場合と酷似しており、曲げモーメントは、フーチングから離れるにしたがって急激に減少している。図では、固定辺上の最大値を $\bar{M}_0$ 、 $x=0$ の固定辺上を除いた最大値を $\bar{M}_{xmax}$ とし、 $\bar{M}_0$ との比で表わしている。 $\bar{M}_{xmax}/\bar{M}_0$ は最大1/5程度であるが、 $\bar{M}_0/\bar{M}_{xmax}$ は最大0.7にも達し、フーチング付近での配筋に配慮が必要である。

#### 4.4.2 鉄筋量の算定

前述の4.4.1により、曲げモーメント、せん断力あるいは引張力が求められるが、ここでは、これらからの鉄筋量の求め方について簡単に述べておく。

##### (1) 矩形版

矩形版として取扱うのは、前壁、フーチング及び底版である。これらの部材は厳密には複鉄筋であるが、本自動設計では従来の設計どおり、単鉄筋矩形版として取扱う。

##### 1) 部材有効厚

版の厚さは、与えられた曲げモーメントに対して、次式より求めた有効厚以上でなければ配筋できない。

$$d_{min} = C_c \sqrt{\frac{M}{\sigma_{ca} B}}, \quad C_c = \sqrt{\frac{2}{s(1-s/3)}} \quad \dots (4.1)$$

$$S = \frac{n}{m+n} \quad m = \frac{\sigma_{sa}}{\sigma_{ca}} \quad \dots (4.1)$$

ここに  $d_{min}$  ; 最小有効厚

$M$  ; 作用曲げモーメント

$n$  ; 弾性係数比 (= 15)

$\sigma_{sa}$  ; 鉄筋許容引張応力度

$\sigma_{ca}$  ; コンクリート許容曲げ圧縮応力度

$B$  ; 部材幅 (通常は単位幅)

##### ii) 必要鉄筋量

与えられた曲げモーメントに対する必要鉄筋量は次式による。

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} (d-x/3)} \quad \dots (4.2)$$

$$x^3 - 3dx^2 - \frac{6Mn}{\sigma_{sa} B} (x-d) = 0 \quad \dots (4.3)$$

ここに  $A_s$  ; 必要鉄筋量

$d$  ; 部材有効厚

##### iii) 応力度

$$x = \frac{n A_s'}{B} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 B d}{n A_s'}} \right]$$

$$\sigma_c = \frac{2 M}{B x (d-x/3)} \quad \dots (4.4)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s' (d-x/3)} \quad \dots (4.5)$$

$$\tau_c = \frac{S}{B (d-x/3)} \quad \dots (4.6)$$

$$\tau_o = \frac{S}{U (d-x/3)} \quad \dots (4.7)$$

ここに  $\sigma_c$  ; コンクリート曲げ圧縮応力度

$\sigma_s$  ; 鉄筋引張応力度

$\tau_c$  ; コンクリートせん断応力度

$\tau_o$  ; コンクリート付着応力度

$A_s'$  ; 使用鉄筋量

$S$  ; 作用せん断力

$U$  ; 鉄筋の周長の総和

##### (2) T型梁

T型梁としての取扱いをするのは扶壁である。

##### 1) 必要鉄筋量の算定

図-4.24のT型梁に曲げモーメント $M$ が作用する場合には、(4.3)により $x$ を求め、 $x < t$ ならば、(1)の

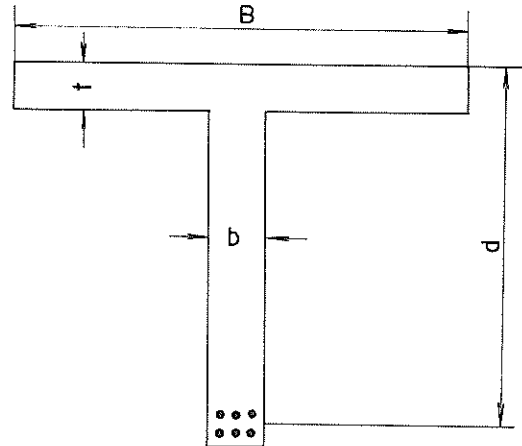


図-4.24 T型梁

矩形版の計算式を求め、 $x \geq t$ ならば(4.8)より鉄筋量を求める。

$$A_s = \frac{M}{(d-t/2) \sigma_{sa}} \quad \dots (4.8)$$

##### ii) 応力度

$$x = \frac{n d A_s' + B t^2 / 2}{n A_s + B t} \quad \dots (4.9)$$

$$y = x - \frac{t}{2} + \frac{t^2}{6(2x-t)} \quad \dots (4.10)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s' (d-x+y)} \quad \dots (4.11)$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma_s x}{n (d - x)} \dots\dots\dots (4.12)$$

$$\tau_c = \frac{S}{b (d - x + y)} \dots\dots\dots (4.13)$$

$$\tau_o = \frac{b \tau_c}{U} \dots\dots\dots (4.14)$$

iii) 斜引張鉄筋

この項目に該当するのは、扶壁の結合筋（C鉄筋）である。斜引張鉄筋は（4.13）により求めた $\tau_c$ が $\tau_c \leq \tau_{a1}$ （4.2.1参照）ならば、斜引張鉄筋を用いる必要はないので計算する必要はない。また、 $\tau_c > \tau_{a2}$ ならば、部材厚（扶壁厚）が薄すぎて配筋できない。したがってここで対象としているのは、 $\tau_{a1} \leq \tau_c \leq \tau_{a2}$ の場合で、斜引張必要鉄筋量は次式により求める。

$$A_v = \frac{l S}{\sigma_{sa} (d - t/2)} \dots\dots\dots (4.15)$$

ここに  $A_v$  ; 区間  $l$  当りの斜引張必要鉄筋量  
 $t$  ; T型梁のフランジ厚（ここでは底板厚）  
 $S$  ; 区間端でのせん断力

(3) 抜け出しに対する鉄筋量

抜け出しに対する鉄筋（C、E鉄筋）量の計算は、図-4.25に示すように純引張であり、コンクリートによる引張抵抗は考慮せず、鉄筋のみで受けもたせる。

$$A_s = \frac{pB}{\sigma_{sa}} \dots\dots\dots (4.16)$$

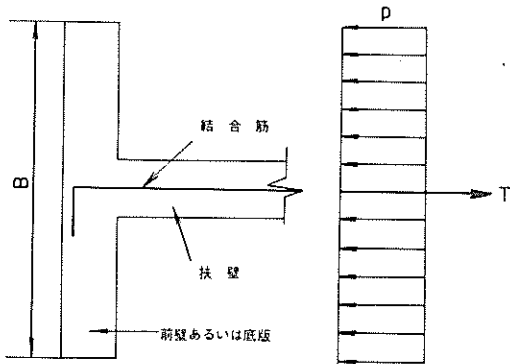


図-4.25 抜け出しに対する鉄筋

4.5 配筋パターン及び一般構造細目

前節の設計計算法により、曲げモーメント、あるいは必要鉄筋量は求められるが本節では、実際に配筋をどのようにして行なってゆくか、全体の一般的立場から述べ

る。まず、配筋計算の基本となるべき配筋パターンについて述べた後、一般構造細目について記述する。

4.5.1 配筋パターン

図-4.26は本自動設計で採用している配筋パターンである。図示のパターンは、鉄筋継手の少ない最も簡単な場合であるが、実際にはコンクリート打設法、鉄筋継手位置などによって、配筋パターンは変化するが、基本的には図-4.26に同じである。

配筋パターンの決定にあたっては、設計計算上、必要とされる鉄筋量が十分に配筋できるパターンであることは必須の条件であるが、この他に鉄筋の加工、組立て、コンクリート打設等のブロック製作が支障なしに行なえるパターンでなくてはならない。このような要請は、図-4.26のパターンの中に、さまざまな立場から取入れられている。

施工側に見られる配筋パターンと比較しながら、図-4.26について述べる。施工例では前壁及び底板の配筋パターンは図-4.26のように直な鉄筋 $Z_3$ 、 $Z_4$ あるいは $T_1$ 、 $T_2$ を交互に配筋しているものが多いが、中には直な鉄筋と折曲げ加工鉄筋を交互に配筋しているものも見られる。折曲げ加工鉄筋は $Z_3$ あるいは $T_1$ に相当するものであり、鉄筋の定着をコンクリート圧縮部で行なうため折曲げ加工を施しているのであるが、本自動設計では、加工手間を要する折曲げ加工鉄筋を用いるかわりに定着長を充分にとった直な鉄筋を用いる。ブロック幅が小さい場合には配筋パターンは全幅にのびる $Z_4$ あるいは $T_2$ の鉄筋のみで配筋される。前壁内側縦鉄筋には用心筋とし $Z_2$ を配筋する。これは、前述の版の計算結果に基づくものである。このような鉄筋は従来のL型ブロックにはほとんど用いられていないが、道路関係の扶壁式擁壁には、補強筋として考えている例が多い。フーチング部では $F_1$ 、 $F_2$ 、 $F_3$ の鉄筋を用いて配筋しているが、施工例では $F_2$ と $T_3$ を共用して1本の鉄筋にまとめているものが多い。しかし、施工例に見られる方法で配筋を行なうと、 $T_3$ の鉄筋径が異常に大きくなったり、あるいはフーチング部の配筋が不可能になるケースがあること及び版の計算結果より底板では、フーチングとの連結部で剛性を増す必要があることから、本自動設計では $F_2$ と $T_3$ を分けて計算している。扶壁の配筋では、B鉄筋についてはほとんど差異は見られないがC、Eの結合筋の配筋は千差万別である。配筋方法では図-4.26のように、扶壁断面にシングルに配筋するもの、ダブルに配筋するもの、両者の中間的なものなど、さまざまなパターンがあり、これらに応じて鉄筋形状も複雑に変化する。結合筋の配筋パターンは他の部材にも影響を及ぼ

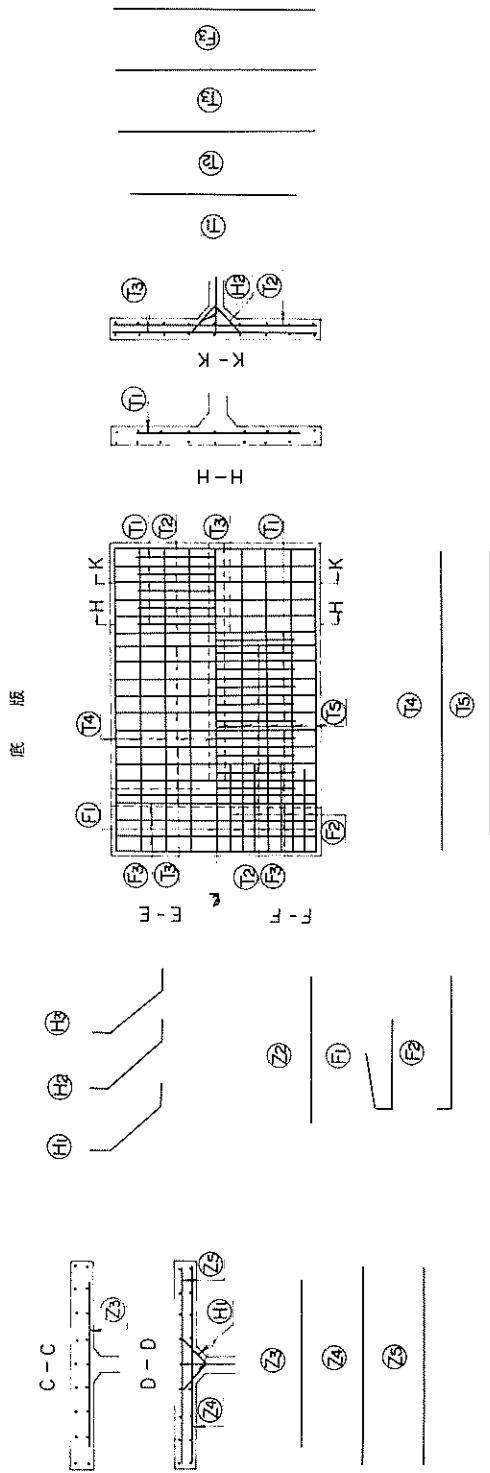
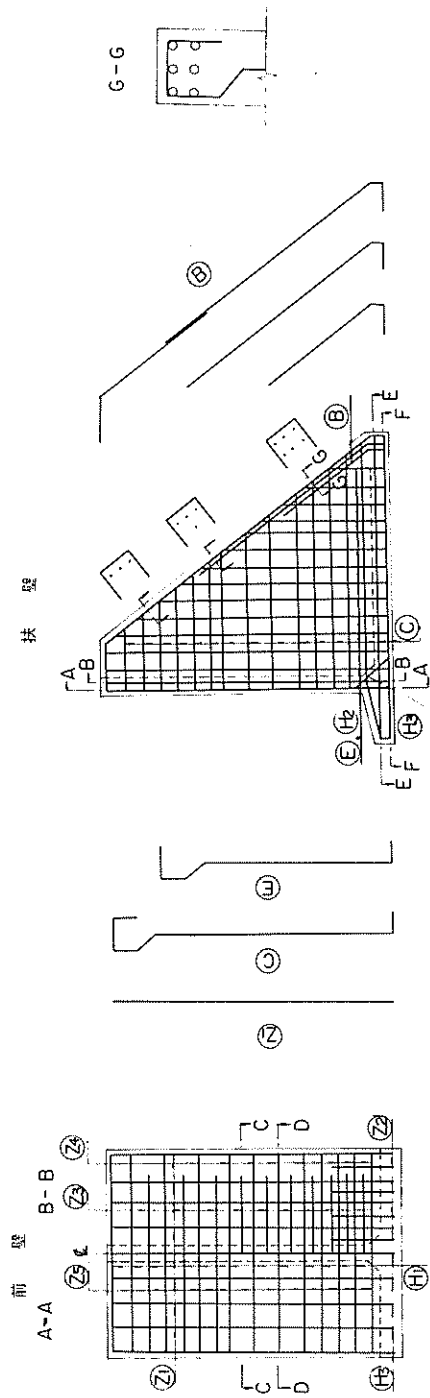


图-4.26

す。例えば、前壁及び底板の $Z_1, T_1$ はシングル配筋の場合には、図-4.26のようにブロック中心線上(中心 $\phi$ 上)に必ず1本配筋しなければならないが、結合筋をダブルに配筋する場合には、このような $Z_1, T_1$ の配筋方法では鉄筋の組立てができない。

一方、結合筋をシングル配筋するか、ダブルにするかはブロックの大きさによって決まる。したがって、すべてのブロックに対して配筋可能とするためには、2個の配筋パターンを用意しておかねばならないが、本自動設計では、使用されるL型ブロックは比較的小さいものが多いこと及びプログラムの大きさを考慮して、図-4.26に示すようなシングル配筋の場合のみを対象としている。

なお、前述の「設計基準」法によれば、主鉄筋、副鉄筋の別は次のとおりである。

前壁 主鉄筋  $Z_3, Z_4$   
配力鉄筋  $Z_1$   
用心鉄筋  $Z_2, Z_5$   
底板 主鉄筋  $T_1, T_2$   
配力鉄筋  $T_4, T_5$   
用心鉄筋  $T_3$

フーチング

主鉄筋  $F_1, F_2$   
配力鉄筋  $F_3$   
扶壁 主鉄筋  $B, C, E$

4.5.2 一般構造細目

(1) 鉄筋径

使用する異形鉄筋径は、D13, D16, D19, D22, D25, D32の6種類であり、前壁、底板、フーチングでは、

D13, D16, D19, D22, D25

の中から、扶壁は

D13, D16, D19, D22, D25, D32

の中から使用径を選定する。このうちD32は、扶壁のB鉄筋のみに使用される。

結合筋(C, E鉄筋)を除いた主鉄筋径は、鉄筋組立及び施工管理を容易にするため、各部材ごとに統一する。例えば、前壁の主鉄筋 $Z_3, Z_4$ は径を同じとし、全断面

用心鉄筋のピッチは、図-4.26に示すように、必ず主鉄筋と投影的に重なるように配筋するので、主鉄筋のピッチが求まると、表-4.3をサーチすることにより決定できる。

表-4.3 単位cm

主鉄筋のピッチ	10	15	20	25	30
用心筋のピッチ	30	30	40	25	30

で同一径とすることを原則とする。また、副鉄筋径は、4.4.2の版の計算結果より得られた所要鉄筋量により求めるが、用心鉄筋はD13で充分満足することが多い。

(2) 鉄筋ピッチ

ピッチは下記の項目を満足するように決定する。

- i) 鉄筋純間隔は粗骨材の最大寸法(40mm)の4/3以上であること。
- ii) 副鉄筋の最小ピッチは10cm, 最大ピッチは30cmとする。
- iii) 副鉄筋の最小ピッチは10cm, 最大ピッチは40cmとする。
- iv) ピッチは原則として5cm単位に丸める。

なお、B鉄筋のみ上記の対象外とし、詳細は後述する。施工例の中には、鉄筋ピッチをラウンドナンバとせず

表-4.2 鉄筋表

番号	鉄筋量 $cm^2$	呼び径 $mm$	ピッチ $cm$	周長 $cm$	番号	鉄筋量 $cm^2$	呼び径 $mm$	ピッチ $cm$	周長 $cm$
1	50.671	25	10	79.80	12	12.668	13	10	39.90
2	38.708	22	10	69.74	13	11.461	19	25	24.00
3	33.780	25	15	53.20	14	9.928	16	20	24.98
4	28.652	19	10	60.00	15	9.551	19	30	20.00
5	25.805	22	15	46.50	16	8.446	13	15	26.60
6	19.856	16	10	49.95	17	7.942	16	25	19.98
7	19.354	22	20	34.87	18	6.619	16	30	16.65
8	19.101	19	15	40.00	19	6.334	13	20	19.95
9	15.483	22	25	27.90	20	5.067	13	25	15.96
10	14.326	19	20	30.00	21	4.223	13	30	13.30
11	13.237	16	15	33.30					

注) 鉄筋量及び周長は1m当り

に、12.5、17.5 cm といった値を用いているものも見られるが、本自動設計では施工の容易さを促進するため5 cm単位のピッチを用いることを原則とした。

鉄筋径、ピッチ、鉄筋量の関係を表-4.2に示す。この表を用いれば、前壁、底版、フーチングの主鉄筋の配筋を容易に決定することができる。

### (3) 鉄筋のかぶり

「設計基準」によれば、鉄筋のかぶりは純かぶりであり、次の値以上とすることを原則としている。

- 前壁 海側 7 cm, 陸側 5 cm
- 底版 底面側 7 cm, 上面側 5 cm
- フーチングの主鉄筋 7 cm
- 扶壁の主鉄筋 5 cm

施工例においては、この程度の値か少し大き目のかぶりが用いられている。本自動設計では、「設計基準」に準じて、図-4.27の如くとする。ただし、図示の値は、

鉄筋中心からの距離で示してある。図に表わしてないかぶりはすべて10 cmとする。

### (4) 鉄筋の継手及び定着

鉄筋の継手は、鉄筋長が最大マーケット長(10 m)を越える場合及び縦打ちによりコンクリート打設を行なう場合のコンクリート打継目位置に必要となる。前者の場合には、図-4.28に示すように、鉄筋全長に対して2:1の位置に継手を設け、これらの鉄筋は交互に配筋する。また、コンクリート打継目位置にのける継手は、図

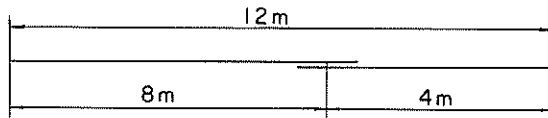


図-4.28 鉄筋の継手位置

-4.29の如くとする。なお、打継目における継手は、

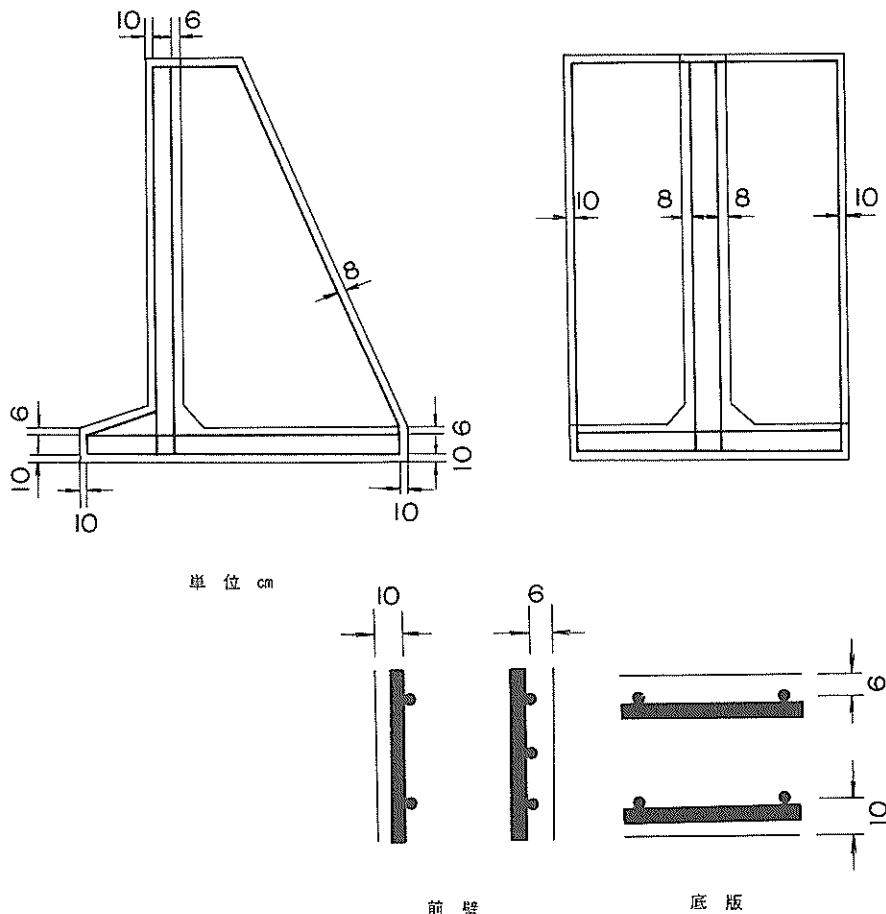


図-4.27 鉄筋のかぶり

コンクリート打設方法が縦打ちの場合には、すべての打継目位置に設けるが、横打ちの場合には、打継目位置には鉄筋継手は設けない。

継手方法は、重ね継手を用いることを原則とし、(ただし、D32のような大径鉄筋はガス圧接等の方法によることが望ましい)、継手フックは設けない。継手長は次式により計算できる。

$$l = \frac{4\sigma_{sa}D}{4\tau_{oa}} \dots\dots\dots (4.17)$$

ただし  $b > 20D$

ここに  $l$  ; 鉄筋継手長

$\sigma_{sa}$  ; 鉄筋許容引張応力度

$\tau_{oa}$  ; コンクリート許容付着応力度

$D$  ; 使用鉄筋公称径

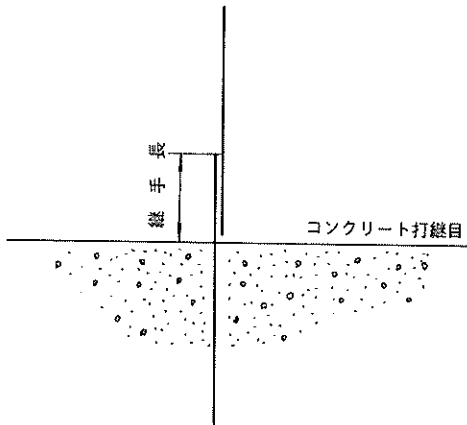


図-4.29 打継目における継手

なお、継手長は(4.17)により求めた後、5cm単位に切り上げる。

鉄筋の定着には、原則としてフックをつけないが、やむを得ずフックを設ける必要のあるときには、L型フックを設ける。定着長は次式により求める。

$$l = \frac{\sigma_s D}{4\tau_{oa}} \dots\dots\dots (4.18)$$

フックを設ける場合

$$l = \frac{\sigma_s D}{6\tau_{oa}} \dots\dots\dots (4.19)$$

上式において、 $\sigma_s$ は特に指定がないかぎり $\sigma_{sa}$ をとる。

(5) 鉄筋の長さ

材料表に示される鉄筋の全長は一般的に次式によって求めることができる。

$$\text{鉄筋長} = (\text{断面必要寸法}) + (\text{両端の余裕長}) + (\text{継手長}) + (\text{定着長}) + (\text{フック長})$$

ここに、両端の余裕長は各々1cmとし、フック加工の余裕長は特に考慮しない。

4.6 前壁の配筋法

前壁の配筋計算は、図-4.30の流れに従って行なう。図中の鉄筋記号は図-4.26による。

以下、配筋法を計算の流れに従って述べる。

(1) 配筋区間割の決定

4.2.2で述べたように、L型ブロックのコンクリート打設を縦打ちで行なう場合には、図-4.31のように、第一施工段階は、ハンチ面より少し上面で、以後の打継目位置は、最大区間長を2.7mあるいは3.0mとして決定される。それで本自動設計では、第1区間長 $L_1$ を

$$L_1 = D_4 + 10 \text{ cm} \dots\dots\dots (4.20)$$

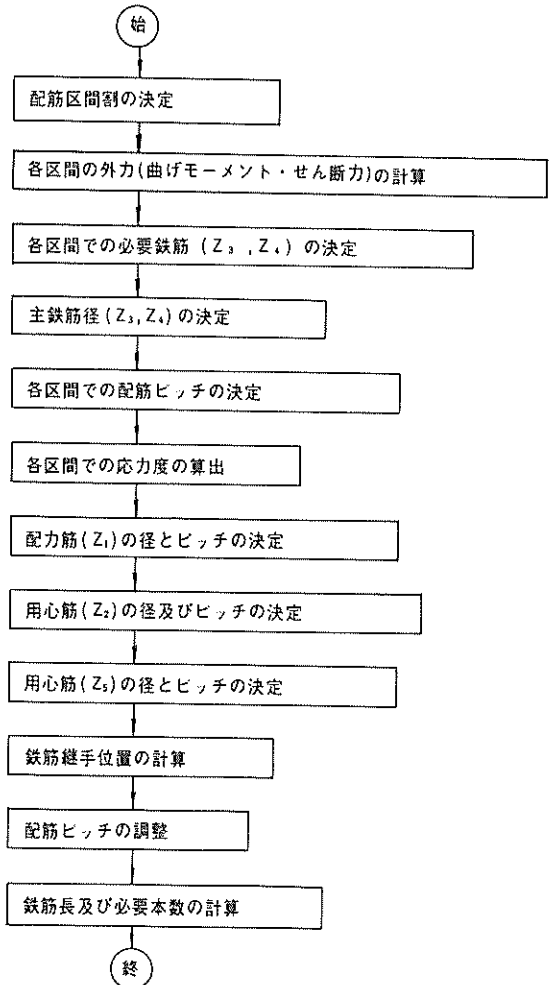


図-4.30 前壁の配筋計算順序

とし、最大区間長 3.0 m (幅 30 cm のメタルフォーム 10 枚分) とすると、区間数  $N$  は、次式により表わされる。

$$N = (H_1 - L_1) / L_0 + 1 \dots\dots (4.21)$$

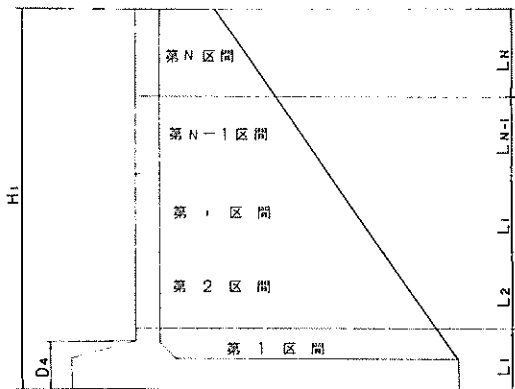


図-4.31 前壁の配筋区間割

ただし、(4.21) により求めた  $N$  が整数値でない場合には、切り上げた値を区間数とする。

次に、各区間長  $L_2, \dots, L_N$  をいかに決めると、最も経済的鉄筋量が最小) になるかを考えてみる。前壁に作用する荷重は図-4.31 のように近似的に台形分布と考えるとよい。この荷重分布による曲げモーメント図は、荷重分布図と相似の関係にあるから、各断面ごとの必要主鉄筋量の分布図もほぼ台形分布になる。しかし、実際には主鉄筋  $Z_3, Z_4$  は各区間ごとに一律に配筋され、また、副鉄筋  $Z_5$  も配筋されることから、副鉄筋量は主鉄筋量に比例して配筋されるとすると、第2区間以上の  $Z_3, Z_4, Z_5$  の鉄筋の総量  $Z$  は次式で表わされる。

$$Z = K \sum_{i=2}^N (1+\alpha) p_i L_i \dots\dots (4.22)$$

$$\text{ただし } \sum_{i=2}^N L_i = H - L_1, L_i \leq 3.0 \text{ m} \dots (4.23)$$

ここに  $K$  ; 荷重強度、主鉄筋量間の比例定数  
 $\alpha$  ; 副鉄筋量の主鉄筋量に対する比

(4.22) で  $\alpha$  は厳密には各区間ごとに異なるが、簡単のために、各区間ごとの平均値とすると、 $Z$  を最小にするには、

$$Z = \sum_{i=2}^N p_i L_i \dots\dots (4.24)$$

が最小となるように、(4.23) の条件の下で  $L_i$  を決めればよい。この解は次式の通りで、

$$L_i = (H - L_1) / (N - 1) \quad i = 2, 3, \dots, N \dots\dots (4.25)$$

各区間長を等しくすればよいという結果が得られる。し

かし、実際には各区間長  $L_i$  は 30 cm (メタルフォーム幅) の整数倍であることが望ましいので、本自動設計では以下の如くして区間長を決定する。まず第  $i$  ( $i = 2, 3, \dots, N - 1$ ) 区間長は必ず 30 cm の整数倍とし、

(4.25) により得られる値に最も近い区間長とする。

また、第  $N$  区間長  $L_N$  は次式により計算できる。

$$L_N = H_1 - \sum_{i=1}^{N-1} L_i \dots\dots (4.26)$$

なお、 $Z_1, Z_2$  の鉄筋量は、各区間長の決め方には関係ない。

このような区間割の決定法は、コンクリート打設が、縦打ちの場合に基づくが、横打ちの場合にも上記の方法を準用する。

#### (2) 曲げモーメント、せん断力の計算

4.4.1. 図-4.5 により求めた設計荷重分布より求める。各区間での算出位置は、底版下面からの高さで

$$\text{第1区間} \quad H_1 = L_1$$

$$\text{第 } i \text{ ( } i = 2, \dots, N \text{ ) 区間} \quad H_i = \sum_{k=1}^{i-1} L_k$$

とする。

#### (3) 必要鉄筋量 ( $Z_3, Z_4$ ) の計算

必要鉄筋量を求める前に、(2)より求めた曲げモーメントに対して (4.1) より限界有効厚  $d_{min}$  を計算する。

$$d_{min} > D_2 - \delta_1, \delta_1 = 6 \text{ cm}$$

の場合には、 $D_2$  が小さすぎて配筋不可能であるので、その旨アウトプットし計算を終了する (エラーコード 28, 92 ページ参照)

$$d_{min} \leq D_2 - \delta_1$$

の場合には、(4.2) より各区間ごとの必要鉄筋量  $A_{s1}$  を求める。 $A_{s1}$  が表-4.2 の最大鉄筋量より大きい場合には  $D_2$  が過小であるので計算を終了する (エラーコード 28)。

#### (4) 主鉄筋 ( $Z_3, Z_4$ ) の径及びピッチ

鉄筋径は、(3)より求めた第1区間の必要鉄筋量  $A_{s1}$  に対して、表-4.2 の鉄筋量の中から最も近い大きな鉄筋量を見つけ出し、その鉄筋量に対応する径を、主鉄筋  $Z_3, Z_4$  の径とする。 $Z_3, Z_4$  の鉄筋径は全区間にわたって同一とする。

第1, 2区間の鉄筋ピッチは同じとし、上記の方法により表-4.2 から対応するピッチを求めればよい。第3区間以上のピッチは、すでに鉄筋径が定まっているので必要鉄筋量  $A_{s1}$  以上あるように、ピッチを計算する。ただし、ピッチは 5 cm 単位のラウンドナンバーとする。この方法によればピッチは自動的に 10 cm 以上となり、最

大は30cmにおさえる。

(5) 応力度の計算

応力度の算出位置は(2)と同じとし、その計算方法は、(4.4)～(4.7)により行なう。ただし、

$$\tau_c > \tau_{s1}$$

ならば( $\tau_{s1}$ は4.2.1(1)参照)、 $D_2$ が過小であるので、その旨アウトプットし、計算を終了する(エラーコード29)。なお、付着応力度に対するチェックは、従来の設計では行なわないのが普通であるので、本自動設計においても考えない。

(6) 配力筋  $Z_1$  の径及びピッチ

4.4.1の薄板理論による版の計算結果によれば、 $M_x$ はフーチングに沿う固辺上を除けば、その最大値は $M_{max}$ に対して1/6程度である。したがって $Z_1$ の鉄筋量は主鉄筋 $Z_3$ 、 $Z_4$ の1/6とする。鉄筋ピッチは、後述するフーチングの主鉄筋 $F_1$ と同一とし、鉄筋径は所要の鉄筋量が得られるように決定する。

(7) 用心筋  $Z_2$  の径及びピッチ

従来の設計例では、 $Z_2$ に相当する用心筋を用いている例はほとんどないが、版の計算結果では、この部分に作用する曲げモーメントはかなり大きいことから、本自動設計では、 $Z_1$ のピッチが20cm以上の場合には、D19の鉄筋を $Z_2$ 間に挿入することにした。配筋区間については前述のように曲げモーメント分布が固定辺から離れると急激に小さくなることから、壁高 $H_1$ の1/5程度が適当と考えられる。ただし、 $Z_2$ の最小鉄筋長は2mとする。

このような用心筋は、道路関係の扶壁式擁壁に用いられることがあるが、標準的な値としては、鉄筋量を主鉄筋の2/5(他の部分では配力鉄筋量は1/5)、すなわちフーチング付近に他の部分の2倍の鉄筋量を配筋し、壁高の1/3の区間まで配筋しているものが多い。しかし、扶壁式擁壁は、場所打ちコンクリートであるため、前壁は3辺固定1辺自由の版となり、L型ブロックとは構造形式が異なる。

(8) 用心鉄筋 ( $Z_5$ ) の径とピッチ

$Z_5$ に対応する曲げモーメントは、版の計算結果では、 $M_{max}$ に比較して極めて小さく、応力計算上はほとんど必要ない。 $Z_5$ は組立鉄筋としての色彩が強いので鉄筋径はD13とし、ピッチは表-4.3により求める。

(9) 配筋ピッチの調整

(8)までで、各鉄筋の径及びピッチは求まるが、部材端部及び配筋区間端部においては、ピッチの調整が必要である。調整方法について簡単に述べておく。

主鉄筋 $Z_3$ 、 $Z_4$ は配筋区間の境界には、調整ピッチを

設けず、部材端部のみみ端数ピッチを考える。その大きさは、10～30cm(5cm単位)とする。

副鉄筋の調整ピッチは10～40cm(5cm単位)とする。ただし、 $Z_5$ は調整後においても必ず主鉄筋と投影的に重なるようにする。したがって、配筋区間端においても調整ピッチが必要となることがある。

(10) 鉄筋  $Z_3$  の長さ

$Z_3$ の前壁中心線からの長さ $l$ は、次の両式のいずれか長い方を採用する。

$$l = \frac{B_s}{2\sqrt{2}} + \frac{\sigma_{s3}}{8\tau_{os}} D \dots\dots\dots (4.27)$$

$$l = \frac{\sigma_{s3}}{4\tau_{os}} D \dots\dots\dots (4.28)$$

ここに  $D$  ; 公称鉄筋径

(4.27)は曲げモーメントが支承部の1/2になる位置 $B_s/2\sqrt{2}$ から対応する定着長(4.18)で $\sigma_s = \sigma_{s3}/2$ としたものを加えたものであり、(4.28)は支承部からの定着長を示す。ただし、上式により求めた $l$ が $Z_4$ の鉄筋長から20cm差し引いた長さより大きい場合には、 $Z_4$ の鉄筋長に合わせる。この場合には、 $Z_3$ と $Z_4$ は事実上同じ鉄筋となる。

4.7 フーチングの配筋法

計算順序を図-4.32に示す。対象としているのは、 $F_1$ 、 $F_2$ 、 $F_3$ の鉄筋である。以下順次詳細を説明する。

(1) 曲げモーメント、せん断の計算

主鉄筋 $F_1$ 、 $F_2$ は全長にわたって一律に配筋するので、フーチング幹部においてのみ、曲げモーメント、せん断力を求める(4.4.1、図-4.7参照)。

(2) 必要鉄筋量 ( $F_1$ 、 $F_2$ ) の計算

計算方法は、前壁(2)に同じで、部材厚が過小である場合には、エラー内容を打ち出して計算を終了する。(エラーコード30)

(3) 主鉄筋 ( $F_1$ 、 $F_2$ ) の径及びピッチ

(2)より求められた必要鉄筋量に対して表-4.2により決定する。

(4) 配力筋 ( $F_3$ ) の径及びピッチ

$F_3$ の必要鉄筋量は主鉄筋量の1/6とし、表-4.4により、径及びピッチを求める。

(5) 応力変の計算

計算方法は、前壁(5)に準ずるが、

$$\tau_c > \tau_{s1}$$

の場合には、 $D_4$ が小さすぎるので、その旨アウトプットし計算を終了する。(エラーコード31)

(6) 配筋ピッチの調整



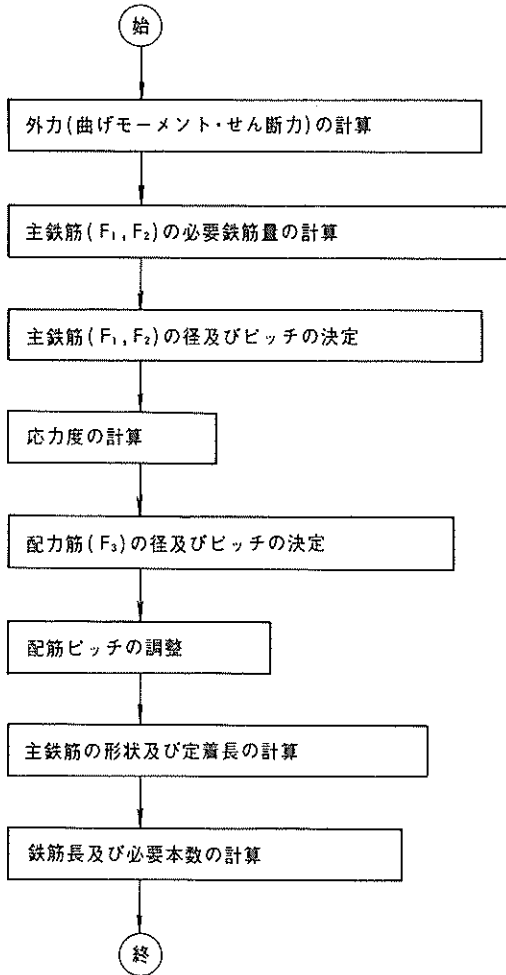


図-4.32 フーチングの配筋計算順序

表-4.4

鉄筋量 cm <sup>2</sup>	呼び径 mm	ピッチ cm
8.446	13	15
7.942	16	25
6.619	16	30
6.334	13	20
5.067	13	25
4.964	16	40
4.223	13	30
3.167	13	40

前壁(9)に準ずる。

(7) 主鉄筋 ( $F_1, F_2$ ) の形状及び定着長

$F_1, F_2$  の形状を図-4.33 に示す。

$$\begin{aligned} \delta_1 &= 6\text{cm}, & \delta_2 &= 10\text{cm} \\ l_2 &= 150\text{cm}, & l_3 &= \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{oa}} D \dots\dots (4.29) \\ l_4 &= D_1 - \delta_1 - \delta_2 \end{aligned}$$

ここに  $D$  ; 主鉄筋公称径

ただし、 $F_2$  は、 $l_1 \geq l_3$  ( $l_3$  は定着長を示す) の場合、(a)の形状を用い、 $\frac{2}{3}l_3 \leq l_1 \leq l_2$  の場合には(b)を用いる。 $l_1 > \frac{2}{3}l_3$  のときには、定着長が充分にとれないので計算をストップし、エラー内容をアウトプットする(エラーコード32)。

なお、薄板理論による底版の計算結果より、フーチングに沿う固定辺上で、相当大きな曲げモーメントが発生するので、 $F_2$  を底版の用心鉄筋と兼ねさせるため  $l_2$  を定着長  $l_3$  より相当大きくとっている。

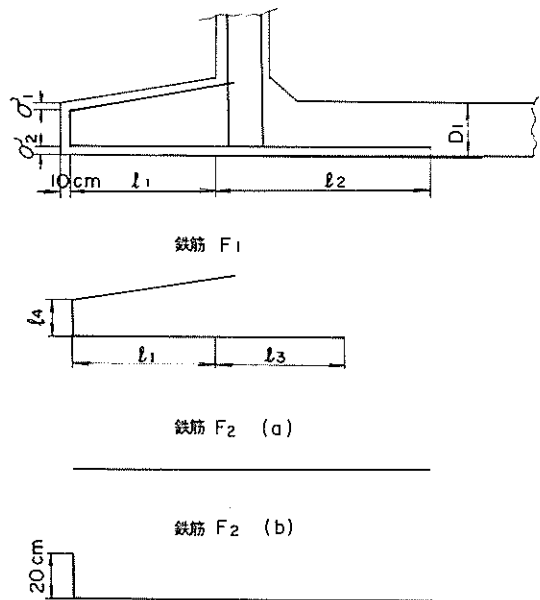


図-4.33  $F_1, F_2$  の形状

#### 4.8 底版の配筋法

配筋計算順序を図-4.34 に示す。対象としている鉄筋は  $T_1 \sim T_5$  である。

(1) 設計荷重分布及び配筋区間割

設計荷重分布は4.4.1, 図-4.8により求めるが、この形状は、図-4.35の①, ②のいずれかになる。この

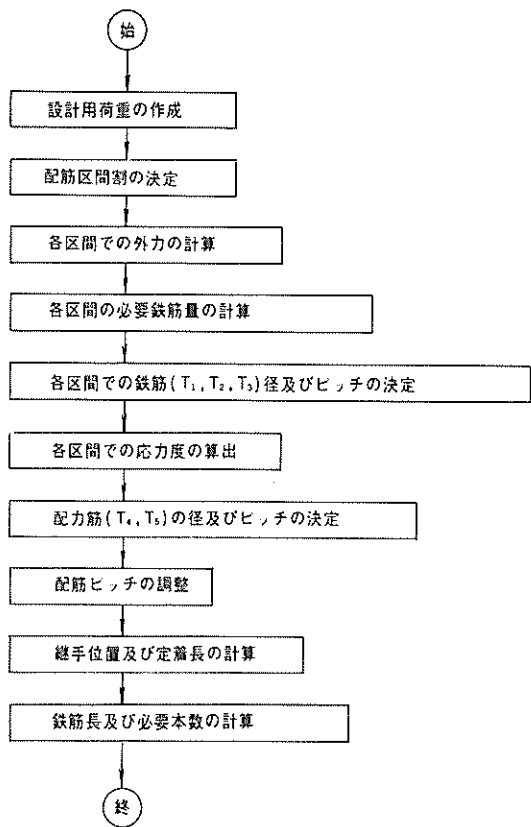


図-4.34 底版の配筋計算順序

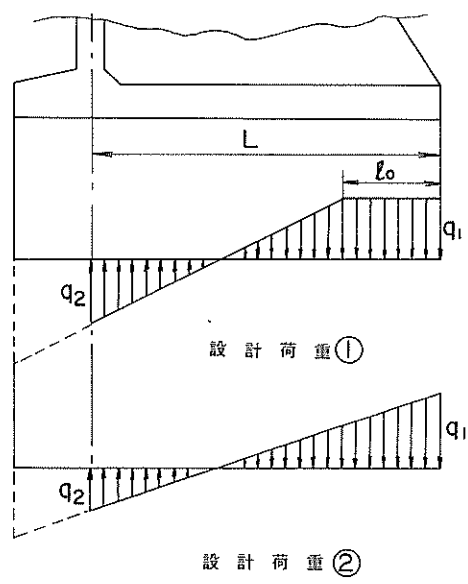


図-4.35 底版の設計荷重分布

ような荷重分布に対して、いかに配筋区間割を行なえば使用鉄筋量が最小になるかを考える。

使用鉄筋量は配筋区間数が多いほど少なくなるので、まず、配筋区間数及び最小区間長を決める必要がある。図-4.36は、底版幅と配筋区間数との関係を施工例よりプロットしたものである。最小区間長は、施工例ではさまざまに明確な値は得られなかったが、一応1.2mを標準とし、本自動設計では図-4.36を参考にして表-4.5のとおりとする。

図-4.37に示す荷重分布(ただし、形状が図-4.35①である場合には $l_0 = 0$ )に対して、配筋区間長 $L$ を図のようにとる場合には、 $T_1, T_2, T_3$ の必要鉄筋量( $T_4, T_5$ は区間割には関係しない)、すなわち目的関数 $F$ は、前壁と同様に、荷重強度に比例することか

表-4.5

底版長 $L$ m	区間数 $N$
2.4以下	1
2.4~3.6	2
3.6~6.0	3
6.0以上	4

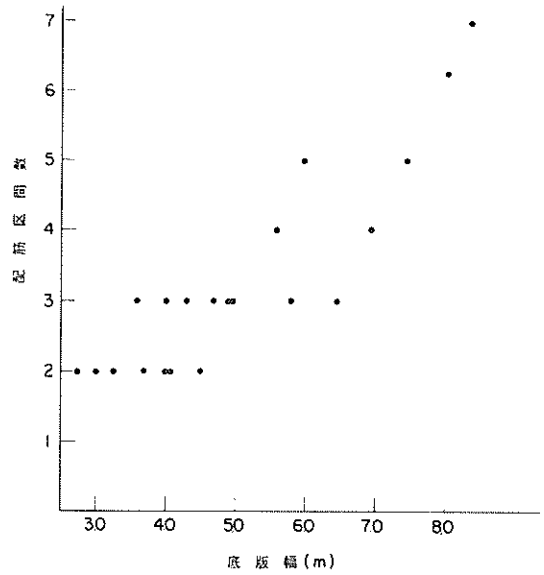


図-4.36 底版幅と配筋区間数の関係

30 cmピッチに相当)

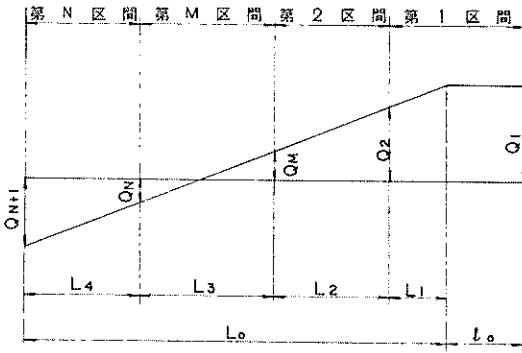


図-4.37 底版の配筋区間割

ら、次のように近似的に表示することができる。第M区間とは、荷重強度の符号が変化する区間を意味する。

$$F = \sum_{i=1}^{M-1} L_i (1+\alpha) \max(Q_i, A) + \sum_{i=M+1}^N L_i (1+\alpha) \max(Q_{i+1}, B) + f$$

ただし

$Q_M \geq Q_{M+1}$  の場合

$$f = L_M \{ \max(Q_M, A) + \max(Q_{M+1}, \alpha Q_M, B) \}$$

$Q_M < Q_{M+1}$  の場合

(4.30)

$$f = L_M \{ \max(Q_M, \alpha Q_{M+1}, A) + \max(Q_{M+1}, B) \}$$

$$A = \frac{7 A_s \alpha_{sa}}{B_s^2} (D_1 - \delta_1)$$

$$B = \frac{7 A_s \delta_{sa}}{B_s^2} (D_1 - \delta_2)$$

$$\delta_1 = 6 \text{ cm}, \quad \delta_2 = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = 4.223 \text{ cm}^2, \quad \alpha = 1/10$$

ここに  $Q_i$  : 第  $i$  区間端荷重強度 (絶対値)

$L_i$  : 第  $i$  区間長

$\alpha$  : 主鉄筋に対する副鉄筋量比

$N$  : 区間数

$\delta_1$  : 底版上面の鉄筋かぶり

$\delta_2$  : 底版下面の鉄筋かぶり

$A_s$  : 主鉄筋としての最小鉄筋量 (D13 の

$A, B$  は、各々底版上面及び下面で、ちょうど最小鉄筋量  $A_s$  になるような荷重強度を表わしている。また、 $\max$  は ( ) 内の最大値を意味する。

また、制限条件としては

$$L_0 = \sum_{i=1}^N L_i$$

$$L_i \geq l_{min} \quad i = 2, \dots, N \quad \dots \dots \dots (4.31)$$

$$L_1 + l_0 \geq l_{min} \quad L_1 \geq 0$$

$$l_{min} = 1.2 \text{ m}$$

がある。したがって、各区間長  $L_i$  を求めるには (4.30) による目的関数  $F$  が (4.31) の制限条件下で、最小になるようにすればよい。なお (4.30) における  $\alpha$  の値は、各区間ごとに変わるので、正確には一定値とすることはできない。 $\alpha$  の値は  $1/16 \sim 1.0$  の範囲内の値をとるが、この範囲内で  $\alpha$  をいろいろ変化させて、 $L_i$  を求めた結果からでは、 $\alpha$  の変動による  $L_i$  の変化は小さいので、 $\alpha = 1/10$  に固定して考えている。

このように考えると、従来、経験的に決められていた配筋区間割を、一応理論的に行なうことができる。

(2) 曲げモーメント、せん断力の計算

(1)により得られた各区間端に対して、4.4.1の「設計基準」法により、曲げモーメント、せん断力を求める。底版は、後し(趾)側では上面が主鉄筋であり、前し(趾)側では下面が主鉄筋となる。

(3) 主鉄筋量 ( $T_1, T_2$ ) の計算

(2)で求めた各区間端での曲げモーメント  $M_i$  について

$$M_{max} = \max ( |M_1|, |M_{N+1}| )$$

を求め、 $M_{max}$  に対する限界有効厚  $d_{min}$  を (4.1) により計算する。

$$D_1 - \delta < d_{min}$$

ただし  $M_{max} = |M_1|$  のとき  $\delta = 6 \text{ cm}$

$M_{max} = |M_{N+1}|$  のとき  $\delta = 7 \text{ cm}$

この場合には、配筋不可能であるので計算を中止する (エラーコード 33)。

$$D_1 - \delta \geq d_{min}$$

である場合には、 $M_i$  に対する必要鉄筋量  $A_{s,i}$  を (4.2) により求める。ただし、最大必要鉄筋量  $A_{s,max}$  が

$$A_{s,max} > 50.671 \text{ cm}^2$$

である場合には、 $D_1$  が小さ過ぎるので計算をストップする (エラーコード 33)。

(4) 鉄筋 ( $T_1, T_2, T_3$ ) の径及びピッチ

$T_1, T_2$  の鉄筋径は、(2) で求めた最大必要鉄筋量  $A_{s,max}$  に対して最適の組合せを表-4.2 の中から選び出し、対応する径より求める。また、用心鉄筋として使用する  $T_3$  の鉄筋径は必ず D13 とする。

第  $i$  区間 ( $i \neq M$ , 図-3.37 参照) の配筋ピッチは、次のようにして求める。 $T_1, T_2$  は、すでに径が決まっているので、

$$A_{s,max} = \max(|A_{s,i}|, |A_{s,i+1}|)$$

の必要鉄筋量に見合うようにピッチを求める。また、第  $i$  区間の用心鉄筋  $T_3$  のピッチは、表-4.3 により決まる。すなわち、前壁と同様に投影的に見れば、主鉄筋と必ずピッチが重なるように配筋する。

荷重強度の符号が変化する第  $M$  区間のピッチの決定方法は、

$$A_{sM,max} = \max(|A_{sM}|, |A_{sM+1}|)$$

に対しては、すなわち、 $T_1, T_2$  については第  $i$  区間 ( $i \neq M$ ) と同じであるが、反対側の鉄筋量  $A_{sM,min}$

$$A_{sM,min} = \min(|A_{sM}|, |A_{sM+1}|)$$

に対しては、次のように 3 段階に分けて計算する。まず鉄筋径は D13 (使用鉄筋  $T_2$ ) とし、 $A_{sM,max}$  のピッチ  $P_{max}$  に対応するピッチ  $P_{min}$  を表-4.3 から求め、対する鉄筋量  $\bar{A}_s$  を計算する。

$$A_{sM,min} \leq \bar{A}_s$$

ならば、鉄筋  $T_3$  を  $P_{min}$  のピッチで配筋する。鉄筋量が

不足する場合には、鉄筋  $T_3$  を  $P_{max}$  のピッチで配筋するものとして、使用鉄筋量  $\bar{A}_s$  を求める。

$$A_{sM,min} > \bar{A}_s$$

ならば、鉄筋量が不足しているので、今度は  $A_{sM,min}$  に対する配筋は  $A_{sM,max}$  と同じとし、 $T_1, T_2$  の鉄筋を用いる。

(5) 応力度の算出

$Q_i$  ( $i=1, 2, \dots, N+1$ , 図-4.34) に対して、各応力度を (4.4) ~ (4.7) により求める。ただし

$$\tau_c > \tau_{a1}$$

の場合には、 $D_1$  が小さ過ぎるので計算を中止する (エラーコード 34)。

(6) 鉄筋 ( $T_4, T_5$ ) の径及びピッチ

$T_4, T_5$  の必要鉄筋量は版の計算結果より、主鉄筋量の  $1/5$  とする。ただし、 $T_4$  に対する主鉄筋量は  $A_{s1}$  であり、 $T_5$  は  $A_{sN+1}$  である。 $T_4, T_5$  のピッチは同じとし、フーチングの主鉄筋  $F_1$  に合わせる。鉄筋径は、上記の必要鉄筋量以上確保できるように決める。

(7) 配筋ピッチの調整

配筋ピッチの調整は前壁に準ずる。

(8) 鉄筋長及び定着長

主鉄筋  $T_1$  の鉄筋長は、前壁の  $Z_3$  鉄筋と同じとする。ただし、前壁と同様に  $T_1$  の鉄筋長が  $T_2$  と大差ない場合には、 $T_1$  を  $T_2$  で代用する。

鉄筋  $T_5$  の定着長  $l$  (図-4.38) は、(4.18) により求める。ただし、 $\sigma_s = \sigma_{s0}$  とする。

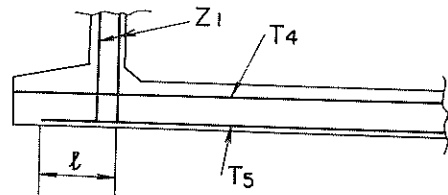
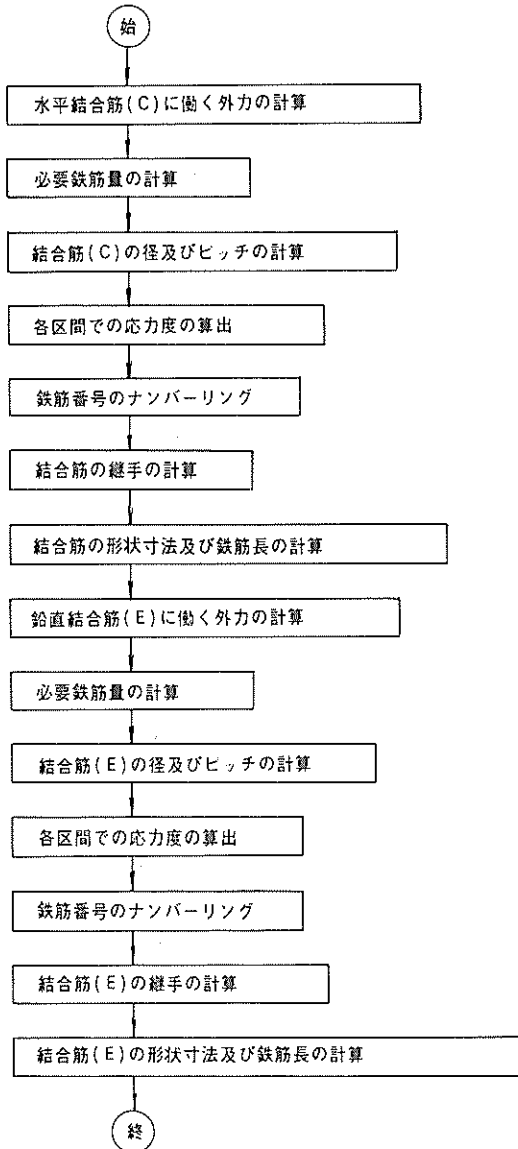


図-4.38  $T_5$  の定着長

#### 4.9 結合筋の配筋法

結合筋とは、扶壁に用いられるC鉄筋（水平結合筋）及びE鉄筋（鉛直結合筋）をさすが、これらの鉄筋は、抜け出し防止と組立鉄筋としての機能をもたせようとするものであり、扶壁中央部にシングルに配筋される。計算順序を図—4.39に示す。以下、図の流れに従って説明する。

##### (1)水平結合筋の必要鉄筋量の計算



図—4.39 結合筋の計算順序

設計対象荷重及び配筋区間割は前壁と同様とし、各区間ごとの単位 $m$ 当り必要鉄筋量は、(4.16)により求める。ただし、(4.16)において $B=B_3$ とし、荷重強度 $P$ は、区間下境界の値を用いる。

##### (2)水平結合筋の径及びピッチ

各配筋区間のピッチは前壁の用心筋 $Z_5$ に合わせる。鉄筋径は(1)により得られた必要鉄筋量が確保できるように $D13\sim D25$ の範囲で決める。径が $D25$ 以上となった場合には配筋不可能となる（エラーコード37）。

##### (3)応力度の計算

各区間における水平結合筋の引張応力度は次式により求める。

$$\sigma_{s,t} = \frac{p B_3}{A_s} \quad (4.32)$$

ここに  $\sigma_{s,t}$  ; 区間境界点における鉄筋引張応力度  
 $p$  ; 区間下境界点における荷重強度  
 $A_s$  ; 単位 $m$ 当りの使用鉄筋量

##### (4)水平結合筋のナンバーリング

C鉄筋の鉄筋番号は、フーチング側からL型塊天ば方向に順次 $C_1, C_2, \dots, C_n$ と名付ける。 $n$ の最大は70とする。

##### (5)水平結合筋の形状

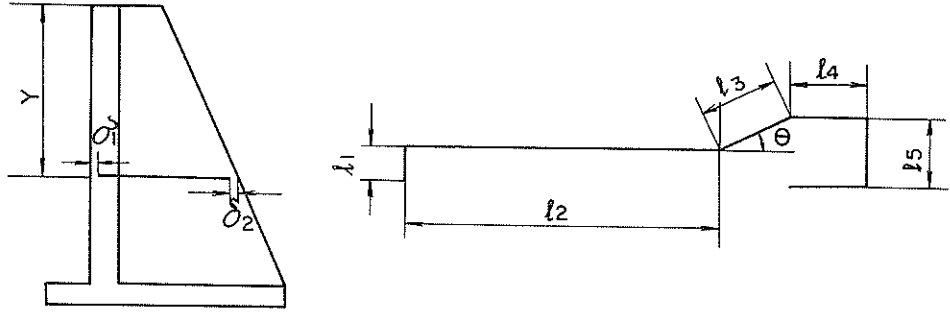
形状は 図—4.40 に示すとおりである。図中の諸元は、次式による。

$$\begin{aligned}
 l_1 &= 20 \text{ cm} \\
 l_2 &= B_5 + Y \cdot \frac{B_2 - B_5}{H_4} - l_4 - \frac{l_5}{2} - \delta_1 - \delta_2 \\
 l_3 &= \frac{l_5}{\sqrt{2}}, \quad l_4 = 50 \text{ cm} \\
 l_5 &= D_3 - 2\delta_3 + \delta_4, \quad \theta = 45^\circ \\
 \delta_1 &= 6 \text{ cm}, \quad \delta_3 = 8 \text{ cm}, \quad \delta_4 = 5 \text{ cm} \\
 \delta_2 &= \frac{\delta_4}{H_4} \cdot \sqrt{H_4^2 + (B_2 - B_5)^2}
 \end{aligned}$$

##### (6)鉛直結合筋の必要鉄筋量

鉛直結合筋の配筋計算に用いる荷重分布は、底版において作成された設計荷重とする。配筋区間割についても底版と同様とする。鉛直結合筋の必要鉄筋量は次の2項目により求められた合計である。

i) 底版と扶壁間の抜け出し。計算方法は水平結合筋と同じである。ただし、(4.16)における $P$ としては、対象としている区間端の荷重強度のうち大きい方を用いる。ただし、必要鉄筋量は、フーチング側では $P$ が圧縮荷重



図一4.4.0 水平結合筋の形状

となるため、計算上はほとんど必要なくなる。

ii) 斜引張破壊。4.4.1, 3) に述べた方法により求める。すなわち、底版をフランジ部、扶壁をウェブ部とみたT型梁に設計荷重が載荷されているものとして、T型梁のスターラップ(E鉄筋)の必要鉄筋量を求める。(4.15)からわかるように、底版後し(趾)からフーチング方向に向かうにしたがって、T型梁の有効厚は急激に大きくなるので、この種の鉄筋が必要となるのは、底版後し(趾)のみである。ただし(4.15)を用いる際には、 $l$ は各配筋区間長をとり、 $\delta$ は区間端における両せん断力のうち大きい方を用いる。

(7)鉛直結合筋の径及びピッチ

配筋ピッチは、第M区間(図一4.3.7参照)以外では用心鉄筋 $T_3$ のピッチと合わせる。第M区間では、 $T_1, T_2$ のピッチに対して表一4.3より求める。鉄筋径は、(6)により求めた所要鉄筋量が得られるようにD13~D22の範囲から選定する。フーチングに近い区間のように応力計算上はほとんど配筋不必要である区間にも、組立鉄筋としてD13の鉄筋を用いる。D22を用いても、所要の鉄筋量が得られない場合には、配筋ピッチを $T_1, T_2$ のピッチと同じとし、径をD13~D25の範囲で求める。ただし、D25でも鉄筋量が不足する場合には、本自動設計では、配筋不可能なので計算を中止する(エラーコード37)。この場合には、インプットデータであるクレーン能力あるいは、ブロック法線方向幅を小さくして再入力する必要がある。

(8)応力度の算出

抜け出しに対する鉛直結合筋の引張応力度の算出法は水平結合筋に準ずる。

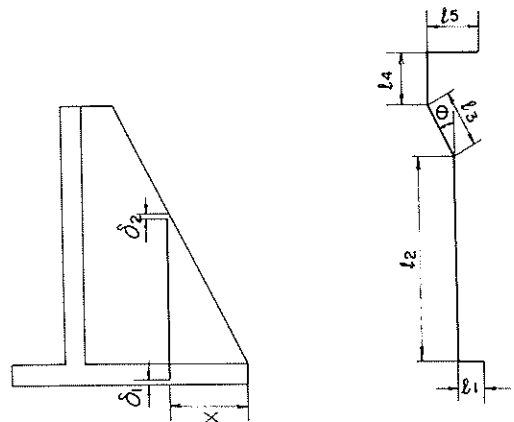
(9)鉛直結合筋のナンバーリング

E結合筋の鉄筋番号は、フーチングから底版後し(趾)に向かって、順次 $E_1, E_2, \dots, E_n$ とする。 $n$ の最大値

は70である。ただし、底版後し(趾)付近では、扶壁のB鉄筋などが集中するため、後し(趾)より30cm程度の区間には、鉛直結合筋は配置しない。

(10)鉛直結合筋の形状

鉄筋形状を図一4.4.1に示す。



図一4.4.1 鉛直結合筋の形状

$$l_1 = 20 \text{ cm}$$

$$l_2 = D_1 + \frac{XH_4}{B_2 - B_5} - \frac{l_5}{2} - l_4 - \delta_1 - \delta_2$$

$$l_3 = \frac{l_5}{\sqrt{2}}, \quad l_4 = 50 \text{ cm}$$

$$l_5 = D_3 - \delta_3, \quad \delta_1 = 8 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = \delta_4 \sqrt{1 + \frac{H_4^2}{(B_2 - B_5)^2}}$$

$$\delta_3 = 8 \text{ cm}, \quad \delta_4 = 5 \text{ cm}$$

#### 4.10 扶壁の配筋法

ここで対象とするのは、扶壁背面に沿うB鉄筋である。B鉄筋は、前壁をフランジ、扶壁をウェブとみたT型梁の主鉄筋として計算される。計算順序を図-4.42に示す。

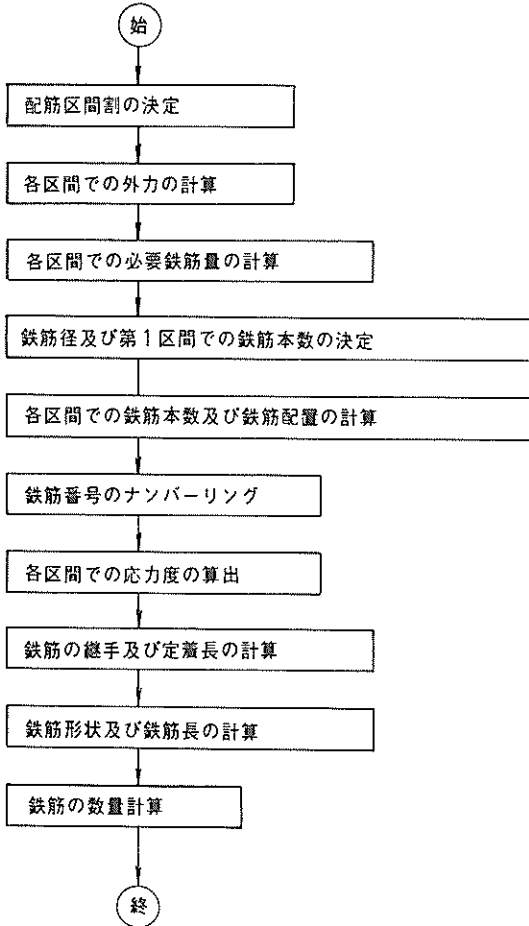


図-4.42 扶壁の配筋計算順序

##### (1) 設計外力及び配筋区間割

設計外力はすでに図-4.10で述べたとおりで、上部工部に働く荷重も考慮に入れる。配筋区間割は前壁と同じとする(図-4.31)。各配筋区間での曲げモーメント $M_i$ 及びせん断力 $S_i$ は、区間下境界で求める。

##### (2) 必要鉄筋量の計算

各配筋区間ごとの必要鉄筋量は、(4.8)により求める。(4.8)において、鉄筋のかぶりには安全側をとって

16cmとして有効厚 $d$ を求め、 $t$ は前壁厚 $D_2$ をとる。第 $i$ 区間の必要鉄筋量を $A_{s,i}$ で表示する。

##### (3) 第1(最下段)区間の配筋

第1区間のB鉄筋の配筋は、図-4.43に示すように最大配筋層数は3層とし、かつ配筋列数ができるかぎり少なくなるように行なり。また、必ず左右対称に配筋す

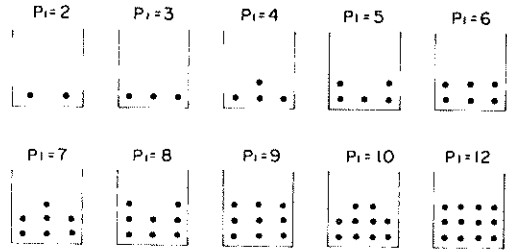


図-4.43 B鉄筋の配筋パターン

る。図-4.43は鉄筋本数が12本までの例を示しているが、11本の場合には左右対称に配筋できない。

B鉄筋の径はすべて同一とし、交互配筋を用いない。B鉄筋の径は大きいほど、鉄筋本数が少なくなり、その結果扶壁厚を小さくすることができる。したがって、自動設計においても太径鉄筋を用いることにし、L型ブロックの大きさ $H_4$ (図-2.2参照)によって次のような鉄筋径を使用する。

$$H_4 \leq 6m \text{ の場合 } \quad D25$$

$$H_4 > 6m \text{ の場合 } \quad D32$$

第1区間の鉄筋本数 $P_1$ は次式により求めることができる。

$$P_1 = [A_{s,1}/a_s] + 1 \quad \dots\dots (4.33)$$

ここに  $A_{s,1}$  ; 第1区間の必要鉄筋量 ( $cm^2$ )

$a_s$  ; 鉄筋1本当りの断面積

$$= 5.0671 \text{ cm}^2 \text{ (D25の場合)}$$

$$= 7.9423 \text{ cm}^2 \text{ (D32の場合)}$$

[ ] ; ガウスの記号

ただし、(4.33)で $P_1 = 6n - 1$  ( $n \geq 2$ , 整数)の場合には左右対称に配筋できないので、鉄筋本数を1本増す。また、 $P_1$ の最小値は2本とする。

鉄筋かぶり、鉄筋ピッチは図-4.44のとおりとする。

$$p_t = (D_3 - 2\delta) / (L - 1) \quad \dots\dots (4.34)$$

$$L = [P_1 / 3] + 2$$

ここに  $p_t$  ; 鉄筋ピッチ

$L$  ; 配筋列数

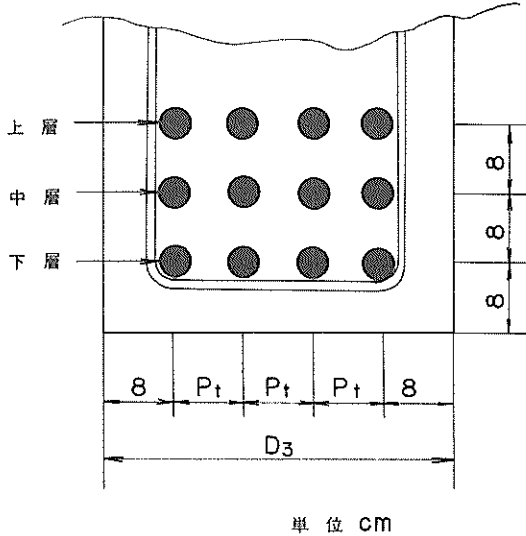
$\delta$  ; 鉄筋かぶり (8 cm)

ただし,  $P_i$  が

$$P_i < 6.5 \text{ cm} \quad (\text{D32の場合}) \dots (4.35)$$

$$P_i < 5.8 \text{ cm} \quad (\text{D25の場合})$$

の場合には, 扶壁厚  $D_3$  が小さすぎるので, その旨アウトプットし, 計算を中止する (エラーコード35)。(4.35)は粗骨材の最大寸法が  $25 \text{ mm}$  である場合の鉄筋純間隔 ( $25 \text{ mm} \times 4/3$ ) より計算したものである。



図一4.44 鉄筋かぶり及びピッチ

(4)第2区間以上の配筋

第  $i$  ( $i = 2, 3, \dots, N$ ) 区間の必要鉄筋本数  $\bar{P}_i$  は第1区間と同様に

$$\bar{P}_i = [A_{s_i} / a_s] + 1$$

により計算できる。ただし,  $A_{s_i}$  は第  $i$  区間の必要鉄筋量である。

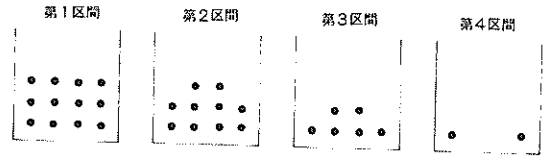
第  $i$  区間に実際に用いられる鉄筋本数  $P_i$  及び配置は, 下記の項目を満足するように決定する。

- i) 第  $i$  区間の鉄筋は, 必ず第  $(i-1)$  区間に含まれていなければならない。
- ii) 鉄筋の配置は必ず左右対称とする。ただし, 下層の鉄筋はなるべく外側に多く配筋し, 上層及び中層の鉄筋は扶壁中心部に多く配置する。
- iii)  $P_i$  は  $\bar{P}_i$  より大きくなければならない。ただし,  $P_i$  の最小は2本とする。

例を示すと,

$$P_1 = 12, \bar{P}_2 = 10, \bar{P}_3 = 5, \bar{P}_4 = 2$$

の場合には, 各区間の配筋状態は図一4.45のようになる。



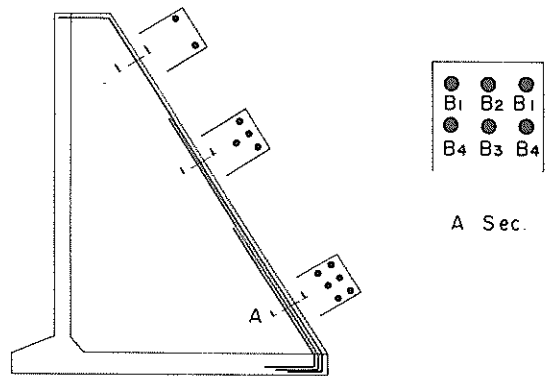
図一4.45 配筋例

(5)鉄筋番号のナンバーリング

B鉄筋の鉄筋番号は, すべての使用鉄筋に各々番号を割り当てるのではなく, 形状及び寸法が同一のものに対して1つの番号を与える。後述するように, 鉄筋の形状及び寸法は, それがどの区間まで延びているか, またどの配筋層に配置されているかによって異なってくる。したがって, 鉄筋番号 ( $B_1, B_2, \dots$ ) のナンバーリングにおける優先順位は下記のとおりとする。

- i) ナンバーリングは第  $N$  区間 ( $N$ ; 区間数) まで延びている鉄筋から, 第  $(N-1)$  区間,  $\dots$ , 第1区間まで延びている鉄筋の順に行なう。
- ii) ある区間まで延びている鉄筋が数種類ある場合には, 鉄筋の配置層によって, 下層, 中層, 上層の順にナンバーリングを行なう。

例を図一4.46に示す。



図一4.46 ナンバーリングの例

(6)応力度の算出

(1)で求めた曲げモーメント, せん断力を用いて, 各区間ごとに応力度を4.4.2, (2)により計算する。

$$\tau_c > \tau_{a_i}$$



の場合には、扶壁厚が小さすぎるので計算を中止する（エラーコード36）。

(7)鉄筋の継手

B鉄筋は、コンクリート打継目位置における継手と、最大マーケットサイズによる継手が必要になるが、最大段の配筋区間まで延びる鉄筋には、必ず継手を設ける（図-4.47）。すなわち、コンクリート打設が横打ちであり、かつ鉄筋長が最大マーケットサイズ以下であっても、ブロック高（ $H_1$ ）の $2/3$ 付近に必ず継手を設ける。

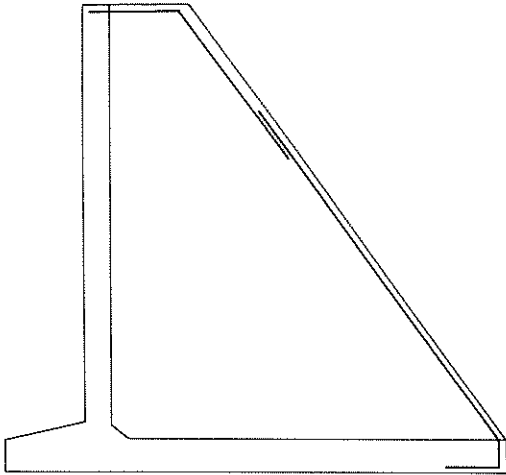


図-4.47 B鉄筋の継手

(8)鉄筋形状及び鉄筋長

B鉄筋の形状及び寸法は図-4.48のとおりとする。図中 $l_2$ は鉄筋が配置される位置によって異なる。

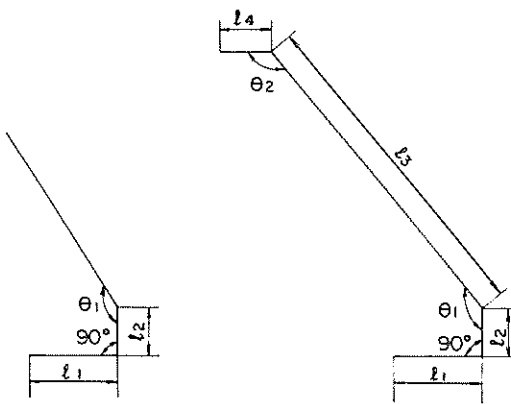


図-4.48 B鉄筋の形状

$$l_1 = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{sa}} D$$

$$l_2 = D_1 - 12 \text{ cm (鉄筋が下層に配筋される場合)}$$

$$= D_1 - 9 \text{ cm (鉄筋が中層に配筋される場合)}$$

$$= D_1 - 6 \text{ cm (鉄筋が上層に配筋される場合)}$$

$$l_3 = \sqrt{(B_2 - B_5)^2 + H_4^2}$$

$$l_4 = B_5 - 8 \text{ cm}$$

$$\theta_1 = 90^\circ + \tan^{-1} \frac{H_4}{B_2 - B_5}$$

$$\theta_2 = 180^\circ - \tan^{-1} \frac{H_4}{B_2 - B_5}$$

4.11 ハンチ筋及び吊筋の配筋法

(1)ハンチ筋

ハンチ筋には、前壁と扶壁間の $H_1$ 、底版と扶壁間の $H_2$ 及び底版と前壁間の $H_3$ がある。ハンチ筋の鉄筋径はすべてD13とする。配筋ピッチは $H_1$ では水平結合筋に、 $H_3$ はF<sub>1</sub>鉄筋に、 $H_2$ は鉛直結合筋のピッチに合わせる。また、 $H_1$ 、 $H_2$ は両サイドに配筋する。

鉄筋形状は次のとおりである。

i)ハンチ筋 $H_1$ （図-4.49）

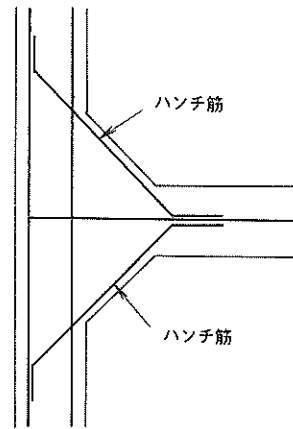


図-4.49 ハンチ筋 $H_1$ 、 $H_2$

$$l_1 = 20 \text{ cm}, \delta_1 = 10 \text{ cm}, \delta_2 = 7 \text{ cm}$$

$$l_2 = \sqrt{2} (D_2 - \delta_1 + H_2 - 2 \delta_2 + D_3 / 2)$$

ii) ハンチ筋H<sub>2</sub> (図-4.49)

$$l_1 = 20 \text{ cm}, \delta_1 = 10 \text{ cm}, \delta_2 = 7 \text{ cm}$$

$$l_2 = \sqrt{2} (D_1 - \delta_1 + H_2 - 2\delta_2 + D_2/2)$$

iii) ハンチ筋H<sub>3</sub> (図-4.50)

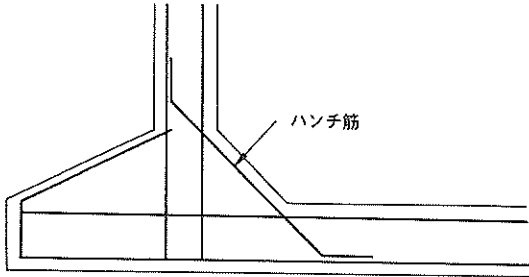


図-4.50 ハンチ筋H<sub>3</sub>

$$l_1 = 20 \text{ cm}, \delta_1 = 10 \text{ cm}, \delta_2 = 7 \text{ cm}, \delta_3 = 10 \text{ cm}$$

$$l_2 = \sqrt{2} (D_2 - \delta_1 + H_2 - 2\delta_2 + D_1 - \delta_3)$$

(2) 吊筋の設計

L型ブロックの吊上げ方式として、従来から比較的良好に用いられているものには次の3方式がある。

- (i) 3点吊り
- (ii) 金具を用いた3点吊り
- (iii) 4点吊り

(i)は図-4.51に示すように、吊筋を3本使用したもので使用例は最も多い。(ii)は、(i)の扶壁部の吊筋が相当太径になることから、吊筋を用いずに、扶壁に孔を設け、吊り金具を使用する。したがって、孔の付近には補強鉄筋が必要となる。(iii)は前壁での2本の吊筋の他に、底板に2本の吊筋を配置するもので、この吊筋の付近には、補強鉄筋が必要になることがある。

これら3方式のうちで、吊上げ時の安定性は(iii)が最もよい。しかし、設計方法(ii)、(iii)共に不明な点が多く、補強鉄筋をどの程度用いればよいか判断に迷う。したがって、本自動設計では、設計方法が明確であり、また、従来から多く採用されてきた(i)の方式を用いることにした。

吊上げ時の荷重としては

- (i) ブロック重量
- (ii) ブロック余裕重量
- (iii) かん台付着力
- (iv) 衝撃力

がある。従来の設計例ではブロック重量のみを考えたものが多いが、中には、(ii)~(iv)の荷重を考慮に入れている施工例もある。3.8(2)でも述べたように(ii)と(iv)の荷重は同時に働くものではなく、各々ブロック重量の10~20%程度と考えられている。また、(ii)のブロック余裕重量(型わくのふくれ)はブロック重量の3%程度と考えてよからう。

このような荷重に対する吊筋の設計は異常時と考えてよいが、「設計基準」では、次のようにして設計してもよいことになっている。すなわち、荷重としては、ブロック重量のみを考え、鉄筋及びコンクリートの許容応力としては常時の値をとる。すなわち、(ii)~(iv)の荷重を考えないかわりに、許容応力度の値を異常時から常時に5割落して設計する。一方、異常時として設計するには、(ii)~(iv)の荷重の大きさを正確に知る必要があるが、現在のところ、これらの実測データは数少ない。したがって本自動設計においては、前述の「設計基準」に示されている方式に従うことにした。しかし、いずれにせよ、施工に当っては、ルーフィングを慎重に行なう必要がある。また、コンクリート打設が横打ちである場合には、ブロックを吊上げる前に、一度ブロックを引き起こさなければならない。この際には、前壁の吊筋が使用される。自動設計では引き起こし時については一切考慮しないので施工は充分慎重に行なわなければならない。

ブロック吊上げ時のコンクリート強度は140kg/cm<sup>2</sup>とする。すなわち、コンクリート圧縮強度が140kg/cm<sup>2</sup>以上になった時点でブロックの移動作業を開始する。L型ブロックコンクリートの最小設計基準強度は、「設計基準」によれば、耐久性から制限されて180kg/cm<sup>2</sup>程度とされている。この程度のコンクリートが140kg/cm<sup>2</sup>の強度をもつようになるには、約2週間を要する。

次に自動設計で採用している方法の詳細を説明する。

1) 吊筋の配置及び作用する外力。図-4.51に吊筋の配置状態を示す。ただし、図中で

$$L = 3.0 \text{ m}, l_1 = 0.5 \text{ m}$$

とする。このように配置された吊筋に働く外力は次のとおりである。

$$\theta_1 = \tan^{-1} \frac{L_2 - l_2}{H + L - l_3 - R}$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \frac{L_1 - D_2/2}{L - R} \quad (4.36)$$

$$y_1 = \sqrt{(L_1 - D_2/2)^2 + (L - R)^2}$$

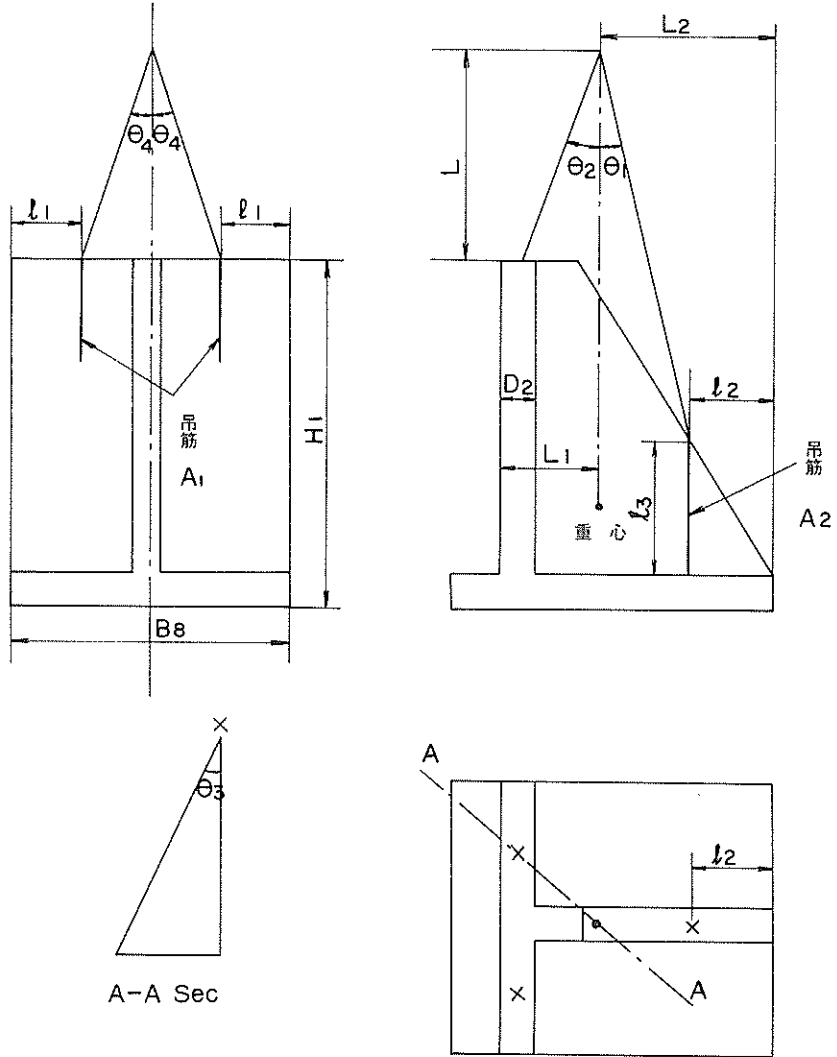


図-4.5.1 吊筋の配置

$$y_2 = \sqrt{\frac{(B_8 - 2l_1)^2 + (L_1 - D_2/2)^2}{4}}$$

$$\theta_3 = \tan^{-1} \frac{y_2}{L - R}$$

$$\theta_4 = \sin^{-1} \frac{B_8 - 2l_1}{2y_1}$$

(4.3.6)

$$Q_1 = W \cdot \frac{\sin \theta_1 \sin \theta_4}{\sin(\theta_1 + \theta_2) \sin 2\theta_4}$$

$$Q_2 = W \cdot \frac{\sin \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)}$$

$$P_1 = Q_1 \cos \theta_3 \quad (4.3.6)$$

$$P_2 = Q_2 \cos \theta_1$$

ここに  $Q_1$  ; 吊筋  $A_1$  に作用する力

$Q_2$  ; 吊筋  $A_2$  に作用する力

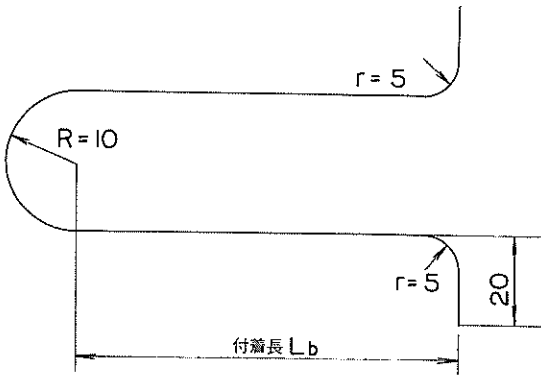
$P_1$  ; 吊筋  $A_1$  に作用する軸方向力

$P_2$  ; 吊筋  $A_2$  に作用する軸方向力

$W$  ; L型ブロック重量

$R$  ; 吊筋曲げ加工半径 (10 cm)

2) 吊筋の計算 吊筋の形状は  $A_1$ 、 $A_2$  共に図-4.5.2のとおりとする。吊筋の材質はSR24とし丸鋼を用いる。



単位 cm

図-4.52 吊筋の形状

吊筋の径は、1)により求められた $P_1$ 、 $P_2$ の引張及び $Q_1$ 、 $Q_2$ のせん断に対する検討より求まる。また鉄筋長 $L_b$ は付着長として求められる。まず、必要鉄筋径は $A_1$ 、 $A_2$ について次式より求めることができる。

$$\bar{\phi} = \max \left( \sqrt{\frac{2P}{\pi \sigma_{sa}}}, \sqrt{\frac{2Q}{\pi \tau_{sa}}} \right) \quad (4.37)$$

ここに  $\bar{\phi}$  ; 必要鉄筋径

$P$  ; 吊筋に作用する軸方向力 ( $P_1$ 、 $P_2$ )

$Q$  ; 吊筋に作用する合力 ( $Q_1$ 、 $Q_2$ )

$\sigma_{sa}$  ; 吊筋許容引張応力度 (= 1400 kg/cm<sup>2</sup>)

$\tau_{sa}$  ; 吊筋許容せん断応力度 (= 800 kg/cm<sup>2</sup>)

(4.37)の前者は純引張、後者は純2面せん断による所要径を示す。一般には、後者より $\bar{\phi}$ が定まる。 $\bar{\phi}$ に対する使用鉄筋径 $\phi$ は

φ20, φ25, φ30, φ36, φ40, φ46, φ50,  
φ55, φ60, φ65, φ70, φ75, φ80, φ90,  
φ100

の15種の中から選定する。

付着長 $L_b$ (図-4.52)は次式により計算する。

$$L_b = \frac{P}{2\pi\phi\tau_{sa}} \quad (4.38)$$

ここに  $P$  ; 吊筋に作用する軸方向力 ( $P_1$ 、 $P_2$ )

$\tau_{sa}$  ; コンクリート許容付着応力度  
(140/2.5 = 5.6 kg/cm<sup>2</sup>)

ただし、 $l_3$ (図-4.51)は

$$L_b \leq l_3$$

を満足するものとする。

#### 4.12 設計計算結果の出力項目

細部設計では、次の項目がLPよりアウトプットされる。

##### (1)設計条件

設計条件は、細部設計のみを対象とする場合に限り、2.4.(II)で述べた値が出力される。

##### (2)計算結果

i)前壁、底板、フーチング、扶壁、については、各配筋区間ごとに次の項目が出力される。( )内は単位を示す。

断面検討位置 ( m )

曲げモーメント ( t · m )

せん断力 ( t/m, 扶壁では ton )

使用鉄筋量 ( cm<sup>2</sup>/m, 扶壁では cm<sup>2</sup> )

鉄筋径

配筋ピッチ ( cm )

コンクリート曲げ圧縮応力度 ( kg/cm<sup>2</sup> )

鉄筋引張応力度 ( kg/cm<sup>2</sup> )

コンクリートせん断応力度 ( kg/cm<sup>2</sup> )

コンクリート付着応力度 ( kg/cm<sup>2</sup> )

外力状態 ( 常時, 地震時の別 )

ただし、断面検討位置は、前壁及び扶壁では底板下面からの高さで、底板は後し(趾)からの距離で示す。

##### ii)水平及び鉛直結合筋

断面検討位置 ( m )

引張力 ( t/m )

使用鉄筋量 ( cm<sup>2</sup>/m )

鉄筋径

配筋ピッチ ( cm )

鉄筋引張応力度 ( kg/cm<sup>2</sup> )

ただし、断面検討位置は水平結合筋は底板後し(趾)から、鉛直結合筋は底板下面からの高さで示す。鉄筋の応力度は圧縮になる配筋区間では出力されない。

##### iii)吊筋

鉄筋名

軸方向力 ( ton )

せん断力 ( ton )

鉄筋径

付着長 ( m )

##### (3)材料表

i)使用鉄筋ごとのリスト

鉄筋番号

鉄筋径

鉄筋全長 ( m )

使用本数 (本)  
m 当り重量 (kg/m)  
総重量 (kg)

ii) 鉄筋の総重量

鉄筋径別の総重量 (kg)  
使用鉄筋の総重量 (kg)

## 5. 自動製図法

### 5.1 基本方針

前章までに述べた設計方法により、L型ブロックの形状、配筋に必要な諸元等は、すべて自動的に決定されるが、ここで述べる自動製図は、これらの諸元を可視的な図面—設計図—に具現化する過程と言える。自動製図の流れは、前回の報告<sup>1)</sup>に述べたように、次の2つの段階に大別することができる。

まず最初の段階は、設計々算結果として得られた断面諸元及び鉄筋番号、寸法数字等の必要な情報の図面上の座標点の計算であり、電子計算機により行なわれる。この計算をさせるべきプログラムは、当研究所において開発された自動製図汎用サブルーチン(ベシック・サブルーチン、ファンクション・サブルーチン、漢字用サブルーチンより成る)により組立てられている。このプログラムにより得られた情報は、図化順序に従って磁気テープにいったん保管される。

次の段階は、磁気テープに保管された情報を自動図化機を用いて設計図の形に表わす過程である。したがってこの段階では、主役は自動図化機であって、電子計算機本体とはオフライン化されている。自動図化機は、ターレットと呼ばれる所にペンを設置し、モーターの回転数によってペンの移動を制御しようとするもので、内蔵されているミニコンピュータにより、磁気テープの情報内容(座標値)をモーターの回転数に変換する。ミニコンピュータは、この他に、ペンのアップ・ダウン、使用ペンの変更など種々の制御機能を有している。

このように自動製図システムは、従来の手作業による製図作業と本質的に異なるものではなく、ただ自動化を計ったのみである。したがって、自動製図の図面の仕上りを、従来のものと全く差異のない程度にまですることは可能である。しかし、従来の手作業による図面作成の過程において、人間が無意識的に判断していたことを、自動製図では、すべてプログラム化することは容易でない。したがって、作成された図面が多少、従来のものと異なることがあり得るが、原則的には、「土木製図基準」<sup>7)</sup>「港湾構造物製図規程」<sup>13)</sup>に合致するようにした。

以下、自動製図において特に留意した事項を列挙する。

(1) 図面の大きさは統一する。

図面の大きさは、その利用目的によって異なるが、A1とA3に統一する。

(2) 作成図面はなるべく違和感を与えないこと。

違和感のように人間の感覚に関するもの、例えば、図面のバランスをプログラム化することは容易なことではない。図面の部分的なバランスは、プログラムを多少大きくすることによって処理できるが、全体的なバランス例えば各図の配置といったものをうまく行なりよりのプログラムを作成するには、多大な時間と膨大なプログラム量を要する。したがって、今回の自動製図では、部分的なバランスについては相当深くまで考慮し、プログラム化を計ったが、全体的な図面のバランスは、部分的なバランスほどは考えていない。

(3) 作成図面はなるべく簡略化する。

作成図面は解読できる範囲でなるべく簡略化を計る。例えば、寸法数字はなるべく重複しないようにする。

(4) 作成図面はなるべくわかり易いようにする。

このためには、例えば水面記号、割ぐり記号、土盤記号といったものを使用する。

(5) 製図時間の短縮を計る。

自動設計の中で最も時間を要するのは、自動図化機による描画であり、自動設計の効率化を計るためには、この描画時間の短縮を考えなければならない。図化作業において最も時間を要するのは、文字(英数字、文字)の描画であるから、図面にはなるべく文字を画かないようにしなければならない。したがって、材料表及びC、E鉄筋(図-4.2.6参照)の鉄筋長の表は、図面には記入せずに、ライン・プリンターにより出力する。また、プログラムの組み方は、ペンを上げたまま移動する距離をなるべく少なくするとか、使用ペンの変更に要する時間を少なくするため、同じ太さの線はできるだけまとめて書き、製図時間の短縮を計らねばならない。

### 5.2 製図の範囲及び対象図面

本自動製図で対象としている図面は次のとおりである。

(1) 標準断面図

(2) L型ブロック一般図

(3) L型ブロック配筋図

(1)の標準断面図には、上部工、L型ブロック、マウンド、裏込め、エプロン舗装、路盤等の形状はもろんのこと、水面記号、捨石記号をも製図対象としている。

(2)のブロック一般図は、ブロック平面図、側面図、背面図により構成されている。

(3)の配筋図には、配筋状態図、鉄筋加工図、ブロック吊り上げ状況及び吊筋配置図、コンクリート打継目位置図（コンクリート打設が縦打ちの場合のみ）が含まれている。これらの図面は、2.2システム構成及びフローで述べた利用ケースに応じてアウトプットされる。

I CASE=1の場合、すなわち、基本設計、細部設計を連続して行なう場合には、(1)と(2)がA1の大きさの図面1枚に画かれ、L型ブロックが小さい場合には、(3)はA1図面1枚にまとめられるが、ブロックが大きい場合にはA1の図面2枚に分けて画かれる。

I CASE=2、すなわち、基本設計のみを行なう場合には、(1)のみがA3の図面に画かれる。

I CASE=3、すなわち、細部設計のみを行なう場合には、(3)がA1の図面にアウトプットされる。また、(3)の図面が描画されるときには、前述のように、C、E鉄筋長表がラインプリンターにより打ち出される。

### 5.3 製図法

前回の報告<sup>1)</sup>において、製図の手順、製図法に関する一般的事項及び図化プログラム作成の要点については、すでに述べたので、ここでは、本自動設計で対象としている図面に関して特記すべき事項のみを列挙する。

#### (1)尺度

標準断面図及びL型ブロック一般図は、 $1/100$ を標準とし、やむを得ない場合のみ $1/200$ の尺度を使用する。配筋図（配筋状況図、鉄筋加工図）は $1/50$ の尺度で画く。ただし、B鉄筋配置図及び吊筋図は、各々 $1/10$ 、 $1/100$ を対象とする。

#### (2)線

線の種類は、実線、破線、一点鎖線の3種とし、線の

表—5.1 線の用法

線の太さ mm	線の種類	使用目的	
		細部設計図	基本設計図
0.5	実線	鉄筋	
0.4	実線		外形線
0.3	実線	ブロック外形線	
	一点鎖線	切断線、破断線	
0.2	実線	寸法線、引出線	寸法線、引出線
	破線	隠れた部分のブロック形状	
	一点鎖線	中心線	

太さは、0.5、0.4、0.3、0.2 mmとする。線の用法は表—5.1に示すとおりである。

#### (3)文字

図面内に使用される文字は英字、数字、漢字があり、その用法としては、図タイトル、寸法数字、鉄筋記号、及び断面記号がある。これら文字の太さは0.4 mmを標準とし、文字の大きさは、

図タイトル	10 mm
寸法数字	3 mm
鉄筋記号	3 mm
断面記号	3 mm

とする。

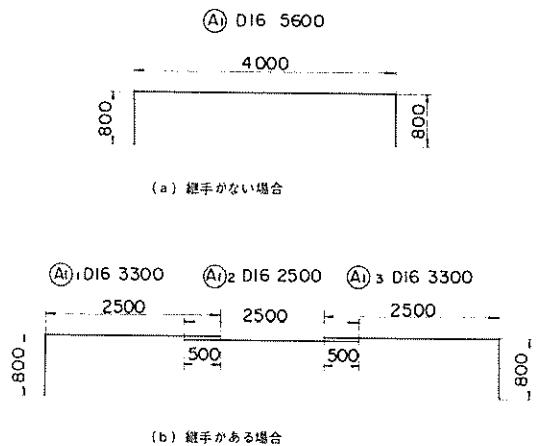
#### (4)寸法線及び寸法数字

寸法の単位はmmとする。標準断面図及びブロック一般図では、寸法数字の書き方は下3桁ごとにスペースを設け、解読が容易なように配慮したが、配筋図では図面が複雑となるのでこのようなスペースは用いていない。

鉄筋ピッチの表示法としては、製図記号を用いず、(ピッチ数)×(ピッチの大きさ)=総長、の形式を用いることを原則としているが、ピッチ数が少ない場合には、所定の範囲内に、これら寸法数字及び記号をすべて画くことは困難である場合が多い。このような場合に限って総長のみを画くことにしている。

#### (5)鉄筋の表示法

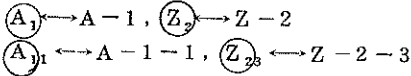
鉄筋の表示法は、図—5.1に示すように、各鉄筋加工長のほかに、各鉄筋の名称、鉄筋径、及び総長が画かれ



図—5.1 鉄筋の表示法

る。鉄筋の名称（記号）は、継手のない場合には、例えば、図—5.1のように $(A)_1$ なる形式で記されるが、継手のある場合には、 $(A)_1$ の鉄筋記号に更にサブ鉄筋記号 $(A)_{11}$ 、 $(A)_{12}$ 、 $(A)_{13}$ が用いられる。これら鉄筋記号とLPより出力される材料表（アウトプット形式は第7章を参

照)内との鉄筋記号との対応は、例えば



である。

(6) C, E鉄筋の表示

C及びE鉄筋の長さ及び鉄筋径は、ラインプリンタにより表として出力されるので、鉄筋加工図との対応について述べておく。

(i) 水平結合筋 C

C鉄筋は、その最大鉄筋長が最大マーケットサイズである10mを越えるか否かによって、継手が必要となる。鉄筋加工図の表示法は、継手の有無によって異なる。

まず、継手がない場合には、鉄筋加工図としては、図-5.2が画かれ、鉄筋表としては表-5.2がLPより打ち出される。図-5.2における個々の鉄筋の長さL及び

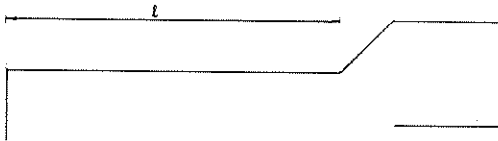
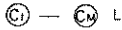


図-5.2 水平結合筋の加工図(継手なし)

表-5.2 水平結合筋の長さ及び径(継手なし)

BAR NO	DIA	L	LL
C-1	D13	8000	7000
C-2	D13	7500	6500
⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮
C-M	D16	3000	2000

Lは表-5.2のL及びLLに各々対応する。ここにMはC鉄筋の本数である。なお、鉄筋径も表に示されている。

継手が含まれる場合には、図-5.3及び表-5.3が出力される。継手を必要としない、すなわち、全長が10mを越さない鉄筋(本例では $(C_9)$ から $(C_M)$ まで)は、前述の表示法と同じであるが、継手を必要とする鉄筋 $(C_1) \sim (C_2)$ は、図-5.3の $L_1, LL_1, L_2, LL_2$ が各々表-5.3の $L_1, LL_1, L_2, LL_2$ に対応する。例えば、 $(C_2)$ 鉄筋の $(C_{21})$ 及び $(C_{22})$ (表-5.3で言えばC-2-1及びC-2-2)の鉄筋長は次のようになる。

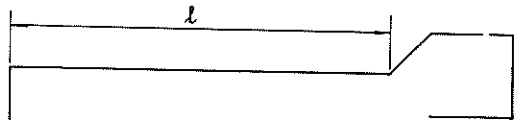
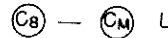
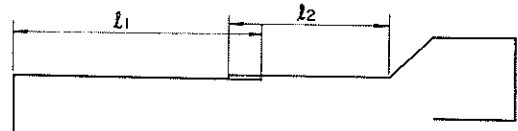
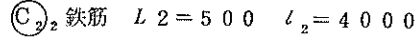
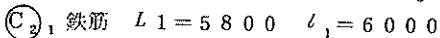


図-5.3 水平結合筋の加工図(継手あり)

表-5.3 水平結合筋の長さ及び径(継手あり)

BAR NO	DIA	C-N-1		C-N-2	
		L1	LL1	L2	LL2
C-1	D13	6400	6200	5500	4500
C-2	D13	5800	6000	5000	4000
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
C-7	D16	5400	5200	4800	3800

BAR NO	DIA	L	LL
C-8	D16	9500	8500
C-9	D16	9000	8000
⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮
C-M	D19	2000	1000

(ii) 鉛直結合筋 E

E鉄筋は、コンクリート打設法によって継手位置が異なり、鉄筋長の表示法には次の3ケースがある。

①コンクリート打設が横打ちで継手を全く要しない場合

②コンクリート打設が横打ちで継手を要する場合

③コンクリート打設が縦打ちの場合

①, ②は, C鉄筋と同様であるので, ③のケースについて述べる。この場合には, 図-5.4及び表-5.4がアウットプットされる。例えば,  $(E_2)$ 鉄筋の $(E_2)_1$ ,  $(E_2)_2$ の鉄筋長は次のようになる。

$(E_2)_1$ 鉄筋  $L_1 = 2400, l_1 = 2200$

$(E_2)_2$ 鉄筋  $L_2 = 2100, l_2 = 2100$

$(E_2)_3$ 鉄筋  $L_3 = 2500, l_3 = 1500$

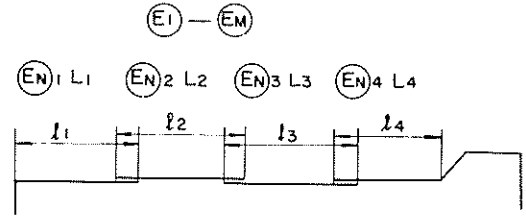


図-5.4 鉛直結合筋の加工図(縦打ち)

表-5.4 鉛直結合筋の長さ及び径(縦打ち)

BAR NO	D I A	E-N-1		E-N-2		E-N-3		E-N-4	
		L1	LL1	L2	LL2	L3	LL3	L4	LL4
E-1	D 13	2400	2200	2100	2100	2100	2100	2500	1500
E-2	D 13	2400	2200	2100	2100	2500	1500		
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮		
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮		
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮		
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮		
E-M	D 19	2500	1500						

本例は, コンクリート施工段階数が4の場合である。

(7) 標題欄

自動製図では, 標題欄は画かず, 図面右下の隅にスペース(横1.5 cm×縦9.0 cm)を残しておく。したがって標題欄は使用者が記入することとした。

6. 自動設計法の検討

6.1 施工例との比較

本自動設計システムにより設計された構造物が, 施工例と比較して, どのような差異があり, 大局的にはどういう傾向をもっているかを知ることが, 設計法自体の吟味はもとより, 利用する側にとっても重要なことである。そこで, 本節では, 施工例の中から15施設をピックアップし, 本自動設計システムにより設計された断面と施工断面とを比較検討する。

上記15施設の名称及び設計条件を表-6.1に示す。このうち, 11施設はけい船岸本体構造物であり, 横さん橋護岸は4施設含まれている。本節では, 施設名を, 表-6.1の施設番号で略称する。本自動設計はパトレス1枚のL型ブロックを対象としているが, NQ4, 11は, 施工断面ではパトレス2枚のものである。表-6.1の設計条件は, 2.4で述べた設計条件を各設計々算書

から拾ったものである。クレーン能力の項目には, 設計条件を一致させるため, 施工断面のL型ブロック重量が記入してある。また, 15施設の中には, 盛砂を行なってマウンドを築造する形式はないので, 盛砂に関するデータは省いてある。設計条件として必要な工費単価は, 一律に, 鉄筋工C.8万円/トン, コンクリート工C.2万円/m<sup>3</sup>としている。実際には, 単価は各施設によって, まちまちであるはずであるが, 6.4で後述するように, 単価比C<sub>s</sub>/C<sub>c</sub>が15程度以下であれば, L型ブロック寸法には大きな影響は与えない。

表-6.1の設計条件をインプットデータとして本自動設計システムにより設計された断面と対応する施工断面の諸元を示したのが, 表-6.2~表-6.6である。表中のI, II, IIIは

- I; 施工断面
- II; 自動設計断面(上部工高は指定せず)
- III; 自動設計断面(上部工高を施工断面に一致させた場合)

を示す。また, 表中で値の記入していないものは, 計算を行っていないことを意味する。また, 表-6.6の施工断面扶壁厚欄には, 扶壁背後にはちまきを有する場合, はちまき部の厚さと扶壁厚とが併記してある。また, 標準断面図の一部を図-6.1~図-6.3に示す。上記の結



表一6.1 設計条件 (1)

NO	港名・工事名	構造種別	前水深 m	設計水深 m	H.W. L m	L.W. L m	R.W. L m	天は高 m	L型 天は高 m	上載荷重 ( $\text{kg/cm}^2$ )		設計 震度	クレーン 能力 ton	コンクリート強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )		鉄筋強度 $\text{kg/cm}^2$
										常時	地震時			L型 ブロック	上部工	
1	門司・水乃の浦 -4.5m(西)	岸壁	- 8.0	- 4.5	+4.05	±0	+1.30	+5.5	+3.0	1.5	1.0	0.05	90	180	150	1800
2	門司港・太刀浦地区 (東)-4.5m	岸壁	-12.0	- 6.0	+4.05	±0	+1.35	+5.5	+3.0	1.5	1.0	0.05	90	200	150	1800
3	長崎港・小倉柳地区 -7.5m	岸壁	- 9.5	- 7.5	+3.30	±0	+1.50	+4.3	+2.0	2.0	1.0	0.05	90	175	150	1800
4	門司港新浜地区	岸壁	- 5.0	- 3.0	+2.41	±0	+1.00	+3.8	+2.0	2.0	—	—	50	175	150	1800
5	博多港・中央埠頭	岸壁	- 9.0	- 7.5	+2.23	±0	+1.00	+3.4	+1.4	1.0	0.5	0.05	50	150	150	1800
6	長崎港深堀香焼地区	岸壁	-10.0	- 7.5	+3.30	±0	+1.10	+4.3	+2.0	3.0	1.5	0.05	100	175	150	1800
7	小倉港 日明地区	岸壁	-11.0	-11.0	+1.50	±0	+1.00	+3.3	+0.8	2.5	2.0	0.05	150	175	150	1800
8	鹿児島港新港	岸壁	- 4.5	- 4.5	+2.90	±0	+1.00	+3.8	+1.4	2.0	1.0	0.05	50	175	150	1800
9	別府港第一埠頭地区	岸壁	- 3.0	- 3.0	+2.10	±0	+0.70	+3.5	+1.2	1.0	—	—	30	175	150	1800
10	長崎港小倉柳地区 -5.5m	岸壁	- 5.5	- 5.5	+3.30	±0	+1.50	+4.3	+2.0	2.5	1.5	0.05	85	175	150	1800
11	宇野港 - 4.0m 物揚場	岸壁	- 4.4	- 4.0	+2.60	+0.2	+1.00	+3.5	+2.0	1.5	0.75	0.10	85	200	150	2000
12	舞鶴港・第三埠頭	さん橋 護岸	-10.0	- 4.0	+0.33	+0.04	+0.10	+1.8	+0.5	2.5	2.5	0.10	25	240	—	2000
13	京浜港本牧第三突堤	さん橋 護岸	-10.0	- 4.0	+2.00	±0	+0.70	+3.8	+2.8	—	2.0	0.20	50	210	—	1800
14	横須賀港久里浜埠頭	さん橋 護岸	- 9.0	- 3.1	+2.00	±0	+0.70	+3.0	+2.0	1.0	0.5	0.15	30	180	—	1400
15	下関港細江地区	さん橋 護岸	- 7.5	- 3.5	+2.86	±0	+1.00	+3.4	+1.4	2.0	1.0	0.05	35	210	—	1800

表一6.1 設計条件(2)

NO	港名・工事名	渡版反力 ( $t/m$ )		基礎地盤		裏込め土質条件						マウンド土質		マウンド形状	
		常時	地震時	$\gamma'(\text{t/m}^3)$	$\phi(\text{度})$	RWL以上 $\gamma'(\text{t/m}^3)$	RWL以下 $\gamma'(\text{t/m}^3)$	RWL以上 $\phi(\text{度})$	RWL以下 $\phi(\text{度})$	壁面摩擦 角(度)	摩擦 係数	$\gamma'(\text{t/m}^3)$	$\phi(\text{度})$	前面幅	こう配
1	門司・太刀の浦 -4.5m(西)	—	—	1.0	30	1.8	1.0	30	30	15	0.6	1.0	40	2.0	—
2	門司港・太刀浦地区 (東)-4.5m	—	—	1.0	30	1.8	1.0	30	30	15	0.6	1.0	40	4.0	—
3	長崎港・小倉柳地区 -7.5m	—	—	1.0	35	1.8	1.0	35	30	20	0.6	1.0	40	3.0	—
4	門司港新浜地区	—	—	1.0	30	1.8	1.0	30	30	20	0.6	1.0	40	2.0	—
5	博多港・中央埠頭	—	—	1.0	30	1.8	1.0	30	30	20	0.6	1.0	40	2.0	—
6	長崎港深堀香焼地区	—	—	1.0	30	1.8	1.0	30	30	15	0.6	1.0	40	5.0	—
7	小倉港 日明地区	—	—	1.0	35	1.8	1.0	35	30	20	0.6	1.0	40	3.0	—
8	鹿児島港新港	—	—	1.0	30	1.8	1.0	30	30	15	0.6	1.0	40	3.5	—
9	別府港第一埠頭地区	—	—	1.0	30	1.8	1.0	30	30	15	0.6	1.0	40	4.0	—
10	長崎港小倉柳地区 -5.5m	—	—	1.0	30	1.8	1.0	35	35	15	0.6	1.0	40	2.0	—
11	宇野港 -4.0m 物揚場	—	—	1.0	30	1.4	0.8	35	35	15	0.6	1.0	40	7.0	—
12	舞鶴港・第三埠頭	0	0	1.0	30	1.8	1.0	35	35	15	0.6	1.0	40	4.5	2.0
13	京浜港本牧第三突堤	—	3.0	1.0	30	1.8	1.0	40	40	40	0.6	1.0	40	1.5	1.5
14	横須賀港久里浜埠頭	0	0	1.0	35	1.8	1.0	35	35	35	0.6	1.0	40	0.8	1.5
15	下関港細江地区	0.65	0.37	1.0	30	1.8	1.0	30	30	15	0.6	1.0	40	1.0	1.5

表-6.2 安定計算結果の比較

CASE NO	底面幅 m	フーチング m	滑動		転倒		地盤の支持力				地盤反力				直線すべり				
			常時	地震	常時	地震	上載荷重有		上載荷重無		Q <sub>1</sub> / m <sup>2</sup>		Q <sub>2</sub> / m <sup>2</sup>		接地長 m		常時	地震	
							常時	地震	常時	地震	常時	地震	常時	地震	常時	地震			常時
1	I	6.50	1.00	1.51	1.44	2.60	2.57	—	—	—	—	248	25.0	2.60	2.62	6.50	6.50	—	—
	II	6.90	1.10	1.57	1.27	2.87	2.29	1.01	1.18	1.24	1.33	22.8	27.3	4.72	0.44	6.90	6.90	—	—
	III	6.90	1.10	1.55	1.25	2.88	2.29	1.02	1.10	1.24	1.25	22.8	27.3	4.74	0.46	6.90	6.90	—	—
2	I	7.50	1.00	1.55	1.25	2.56	2.02	—	—	—	—	29.5	35.8	1.75	0	7.50	6.60	—	—
	II	7.50	1.10	1.50	1.21	2.60	2.06	1.03	1.15	1.20	1.26	27.8	33.7	3.02	0	7.50	6.92	—	—
	III	7.40	1.10	1.51	1.21	2.54	2.01	1.00	1.15	1.17	1.27	28.4	34.6	2.55	0	7.40	6.90	—	1.33
3	I	7.10	1.00	1.44	1.11	2.25	1.71	—	—	—	—	29.9	39.8	0	0	7.08	5.34	—	—
	II	6.80	1.20	1.29	1.08	1.96	1.64	1.16	1.07	1.49	1.19	33.1	41.5	0	0	6.23	5.01	—	—
	III	6.80	1.20	1.29	1.08	1.96	1.64	1.16	1.07	1.49	1.19	33.1	41.5	0	0	6.23	5.01	—	—
4	I	4.50	0.50	1.36	—	1.77	—	—	—	—	—	29.0	—	0	—	2.97	—	—	—
	II	4.50	1.00	1.35	—	2.40	—	1.03	—	1.45	—	16.9	—	2.27	—	4.50	—	—	—
	III	4.50	1.00	1.35	—	2.40	—	1.03	—	1.45	—	16.9	—	2.27	—	4.50	—	—	—
5	I	7.50	1.30	1.40	1.06	2.38	1.78	—	—	—	—	22.4	29.7	0	0	6.25	5.67	—	—
	II	6.60	1.20	1.52	1.21	2.45	1.94	1.15	1.14	1.34	1.22	24.1	29.9	2.67	0	6.60	5.98	—	—
	III	6.60	1.20	1.52	1.21	2.45	1.94	1.15	1.14	1.34	1.22	24.1	29.9	2.67	0	6.60	5.98	—	—
6	I	8.00	1.00	1.47	1.20	2.31	1.91	—	—	1.80	—	32.0	38.0	0	0	7.65	6.98	—	—
	II	7.70	1.30	1.37	1.17	2.22	1.91	1.08	1.20	1.55	1.43	30.1	34.8	0.11	0	7.70	6.70	—	—
	III	7.70	1.30	1.37	1.17	2.22	1.91	1.08	1.20	1.55	1.43	30.1	34.8	0.11	0	7.70	6.70	—	—
7	I	9.00	1.00	1.42	1.31	1.65	1.55	—	—	—	—	65.7	74.6	0	0	5.13	4.56	—	—
	II	8.30	1.20	1.40	1.09	1.97	1.52	1.29	1.05	1.76	1.35	40.6	59.0	0	0	7.29	5.09	—	—
	III	8.30	1.20	1.39	1.08	1.96	1.51	1.29	1.05	1.76	1.34	40.4	58.8	0	0	7.27	5.07	—	—
8	I	5.50	1.30	1.25	1.02	1.88	1.57	—	—	—	—	23.8	30.5	0	0	4.29	3.30	—	—
	II	4.50	0.50	1.22	1.05	1.59	1.40	1.33	1.48	1.86	1.74	37.4	49.1	0	0	2.95	2.25	—	—
	III	4.50	0.50	1.22	1.06	1.59	1.39	1.35	1.49	1.87	1.76	37.9	50.0	0	0	2.93	2.23	—	—
9	I	4.00	0.50	1.34	—	1.65	—	—	—	—	—	29.0	—	0	—	2.25	—	—	—
	II	3.30	0.60	1.23	—	1.67	—	1.11	—	1.36	—	25.6	—	0	—	2.43	—	—	—
	III	3.30	0.60	1.24	—	1.67	—	1.13	—	1.38	—	25.9	—	0	—	2.44	—	—	—
10	I	6.00	1.00	1.31	1.13	2.04	1.74	—	—	—	—	27.0	32.3	0	0	5.49	4.59	—	—
	II	5.50	1.10	1.20	1.02	1.77	1.51	1.09	1.12	1.48	1.32	30.3	39.0	0	0	4.44	3.46	—	—
	III	5.50	1.10	1.20	1.02	1.77	1.51	1.09	1.12	1.48	1.32	30.3	39.0	0	0	4.44	3.46	—	—
11	I	5.00	0.50	1.75	1.10	2.85	1.77	—	—	8.25	1.70	16.3	24.4	1.30	0	5.00	3.66	—	—
	II	4.50	0.50	1.56	1.01	2.12	1.39	1.95	1.33	2.50	1.46	21.0	40.0	0	0	3.99	2.14	—	—
	III	4.50	0.50	1.56	1.01	2.12	1.39	1.96	1.34	2.51	1.47	20.9	39.7	0	0	4.00	2.14	—	—
12	I	4.40	0.50	1.85	1.05	2.80	1.64	—	—	—	1.17	14.2	23.8	1.75	0	4.40	2.76	—	1.27
	II	4.60	0.50	1.83	1.02	3.01	1.67	4.06	3.43	5.87	5.00	13.6	22.9	1.25	0	4.60	3.00	—	1.15
	III	4.60	0.50	1.82	1.02	3.01	1.67	4.06	3.43	5.87	5.02	13.6	22.8	1.25	0	4.60	3.00	—	1.15
13	I	6.50	0.50	—	1.19	—	2.29	—	—	—	—	—	25.8	—	0	—	4.25	—	—
	II	7.60	0.70	4.57	1.20	12.01	2.88	6.55	3.22	6.55	3.36	9.7	21.3	12.8	5.3	7.60	7.60	—	1.00
	III	7.60	0.70	4.57	1.20	12.05	2.89	6.53	3.24	6.53	3.37	9.6	21.1	12.8	5.4	7.60	7.60	—	1.00
14	I	5.40	0.40	—	1.26	—	2.57	—	—	—	—	—	16.9	—	1.44	—	5.40	—	1.10
	II	4.60	0.50	2.52	1.20	4.95	2.30	7.88	6.36	8.84	6.59	10.8	18.9	7.83	1.10	4.60	4.60	—	1.01
	III	4.60	0.50	2.51	1.20	4.94	2.31	7.84	6.39	8.80	6.63	10.6	18.5	7.81	1.24	4.60	4.60	—	1.01
15	I	4.50	0.50	1.33	1.15	2.07	1.80	—	—	—	—	24.0	26.6	0	0	4.50	3.72	1.30	1.10
	II	4.60	0.90	1.22	1.08	2.20	1.94	1.03	1.30	1.42	1.63	18.6	20.7	0.10	0	4.60	4.13	—	1.05
	III	4.60	0.90	1.22	1.08	2.20	1.94	1.03	1.29	1.41	1.62	18.6	20.7	0.10	0	4.60	4.12	—	1.05

表-6.3 前壁の計算結果の比較

CASE NO		法線方向幅 <i>m</i>	前壁厚 <i>cm</i>	使用鉄筋量 <i>cm<sup>2</sup></i>	使用径	ピッチ <i>cm</i>	外力状態	曲げモーメント <i>t·m/m</i>	せん断力 <i>t/m</i>
1	I	4.50	40	25.9	D19	11	常時	14.2	—
	II	3.80	40	19.10	D19	15	〃	10.0	10.53
2	I	3.50	35	25.8	D22	15	常時	9.31	10.64
	II	3.30	35	19.10	D19	15	〃	8.19	9.92
3	I	3.50	40	17.23	D16	11.5	常時	7.22	9.03
	II	3.00	30	19.10	D19	15	〃	6.64	8.86
4	I	4.00	30	5.08	D13	25	常時	1.66	—
	II	3.80	35	19.10	D19	15	〃	7.21	7.59
5	I	2.00	30	9.90	D16	20	常時	2.51	5.01
	II	1.90	30	6.33	D13	20	〃	2.12	4.47
6	I	3.45	40	19.80	D16	10	常時	9.37	10.70
	II	3.10	30	19.35	D22	20	〃	7.28	9.37
7	I	3.50	40	19.86	D16	10	常時	10.5	12.0
	II	3.00	35	15.48	D22	25	〃	7.12	9.50
8	I	3.50	35	15.2	D16	13	常時	5.95	7.44
	II	3.10	30	14.33	D19	20	〃	5.48	7.07
9	I	3.10	30	14.25	D19	20	常時	4.44	5.74
	II	3.20	30	11.46	D19	25	〃	4.41	5.52
10	I	2.50	30	7.85	D $\phi$ 10	10	常時	3.02	5.49
	II	2.50	30	9.93	D16	20	〃	3.83	6.12
11	I	6.00	30	9.93	D16	20	常時	3.51	—
	II	5.60	35	25.81	D22	15	〃	11.35	8.11
12	I	2.50	30	6.34	D13	20	常時	1.92	3.08
	II	2.50	30	5.07	D13	25	〃	2.00	3.20
13	I	2.50	30	6.35	D13	20	地震時	2.02	—
	II	2.90	30	11.46	D19	25	〃	4.24	5.85
14	I	2.50	30	13.33	D13	10	地震時	2.52	—
	II	2.90	30	9.55	D19	30	〃	2.86	3.95
15	I	3.00	35	12.77	D13	10	常時	4.80	6.50
	II	2.80	30	11.46	D19	25	〃	3.98	5.67

表一 6. 4 底版の計算結果の比較

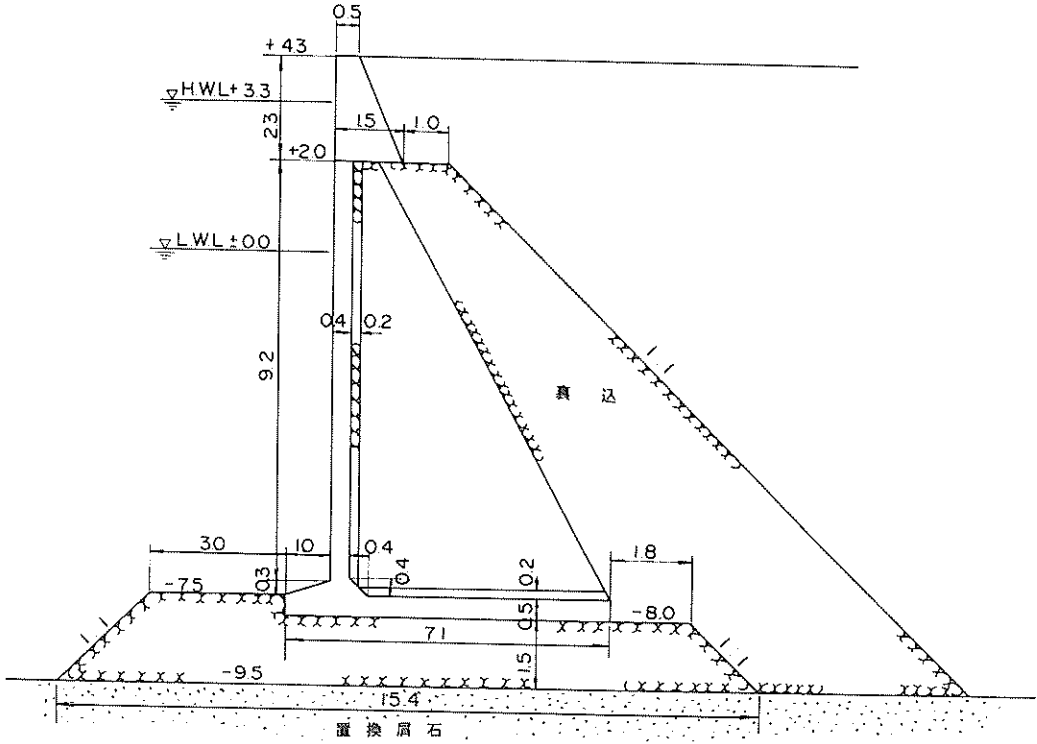
CASE NO		法線方向幅 <i>m</i>	底版厚 <i>cm</i>	使用鉄筋量 <i>cm<sup>2</sup></i>	使用径	ピッチ <i>cm</i>	外力状態	曲げモーメント <i>t · m/m</i>	せん断力 <i>t/m</i>
1	I	4.50	40	52.0	D22	7.5	常時	29.1	—
	II	3.80	50	28.65	D19	10	〃	19.80	208.4
2	I	3.50	50	38.8	D22	10	常時	23.43	267.8
	II	3.30	50	28.65	D19	10	〃	19.23	233.1
3	I	3.50	50	23.74	D19	12	常時	14.20	18.9
	II	3.00	60	25.81	D22	15	〃	19.14	255.2
4	I	4.00	40	9.9	D16	20	常時	4.27	—
	II	3.80	50	25.81	D22	15	〃	17.32	182.3
5	I	2.00	40	14.25	D19	20	常時	6.77	134.8
	II	1.90	35	11.46	D19	25	〃	5.24	110.9
6	I	3.45	55	33.82	D25	15	常時	23.5	26.9
	II	3.10	65	25.81	D22	15	〃	21.98	283.6
7	I	3.50	60	38.71	D22	10	常時	31.1	35.5
	II	3.00	75	19.86	D16	10	〃	22.31	29.74
8	I	3.50	40	25.8	D22	15	常時	13.70	14.95
	II	3.10	60	25.81	D22	15	〃	18.78	242.3
9	I	3.10	40	25.56	D19	11	常時	12.0	16.4
	II	3.20	40	25.81	D22	15	〃	13.34	166.7
10	I	2.50	40	15.84	D16	12.5	常時	7.73	140.6
	II	2.50	45	19.10	D19	15	〃	11.95	191.2
11	I	6.00	40	20.27	D25	25	常時	9.61	—
	II	5.60	70	50.67	D25	10	地震時	46.36	331.2
12	I	2.50	40	14.33	D19	20	常時	6.61	10.59
	II	2.50	30	19.10	D19	15	〃	6.99	11.18
13	I	2.50	40	14.3	D19	20	地震時	5.65	—
	II	2.90	35	11.46	D19	25	〃	5.31	7.32
14	I	2.50	30	14.18	D19	20	地震時	4.97	—
	II	2.90	35	15.48	D22	25	〃	5.57	7.69
15	I	3.00	40	26.4	D16	7.5	常時	13.5	18.0
	II	2.80	40	25.81	D22	15	〃	11.17	15.96

表-6.5 フーチングの計算結果の比較

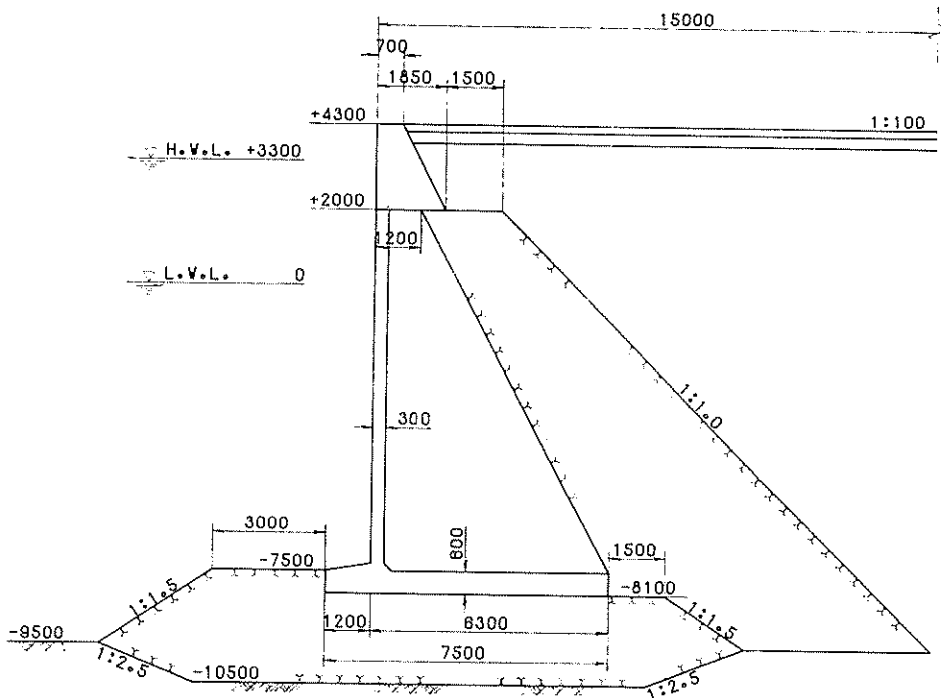
CASE NO		フーチング 長 $m$	フーチン グ厚 $cm$	使用鉄筋量 $cm^2$	使用径	ピッチ $cm$	外力状態	曲げモーメント $t \cdot m/m$	せん断力 $t/m$
1	I	1.00	60	194	D22	20	常時	15.9	—
	II	1.10	70	1146	D19	25	〃	10.06	20.76
2	I	1.00	70	19.01	D19	15	常時	14.75	29.5
	II	1.10	70	19.10	D19	15	〃	15.61	27.65
3	I	1.00	80	15.85	D19	8	常時	13.75	26.89
	II	1.20	80	19.10	D19	15	〃	21.59	34.66
4	I	0.50	60	6.35	D13	20	常時	3.45	—
	II	1.00	70	7.94	D16	25	〃	7.49	1.44
5	I	1.30	60	23.28	D22	17	常時	17.26	25.49
	II	1.20	80	14.33	D19	20	〃	15.79	25.42
6	I	1.00	100	15.84	D16	12.5	常時	21.0	34.0
	II	1.30	85	19.10	D19	15	〃	23.16	34.47
7	I	1.00	100	21.0	D19	12.5	常時	28.9	55.8
	II	1.20	95	19.10	D19	15	〃	26.77	43.22
8	I	1.30	50	25.58	D22	15	常時	18.07	—
	II	0.50	80	4.22	D13	30	〃	4.29	16.60
9	I	0.50	50	11.4	D19	25	常時	7.4	18.8
	II	0.60	60	5.07	D13	25	〃	4.11	13.03
10	I	1.00	70	12.7	D $\phi$ 13	10	常時	12.35	23.78
	II	1.10	70	19.10	D19	25	〃	16.33	28.25
11	I	0.50	60	4.22	D13	30	地震時	3.61	—
	II	0.50	90	4.22	D13	30	〃	2.98	11.36
12	I	0.50	60	6.34	D13	20	地震時	3.10	8.82
	II	0.50	50	4.22	D13	30	〃	1.76	6.79
13	I	0.50	60	4.19	D13	30	地震時	2.25	—
	II	0.70	55	5.07	D13	25	〃	3.31	9.31
14	I	0.40	60	3.98	—	—	地震時	1.37	—
	II	0.50	55	4.22	D13	30	〃	1.47	5.75
15	I	0.50	50	6.35	D13	20	常時	2.94	0.84
	II	0.90	60	8.45	D13	15	〃	6.75	14.41

表一 6. 6 扶壁の計算結果の比較

CASE NO		法線方向 幅 $m$	扶壁厚 $cm$	使用鉄筋 量 $cm^2$	使用径	本 数	荷重状態	曲げモーメント $t \cdot m/m$	せん断力 $t/m$
1	I	4.50	35	60.8	D25	12	常 時	535.0	—
	II	3.80	45	55.6	D32	7	"	519.1	137.7
2	I	3.50	35	57.7	D29	9	常 時	615.4	—
	II	3.30	40	63.54	D32	8	"	654.9	150.1
3	I	3.50	30	57.32	D32-4本	D29-4本	常 時	552.54	136.71
	II	3.00	50	71.48	32	9	"	668.1	144.1
4	I	4.00	25		D $\phi$ 10		常 時	79.06	—
	II	3.80	45	35.47	D25	7	"	197.0	72.77
5	I	2.00	30, 50	31.04	D22	8	常 時	240.7	63.54
	II	1.90	35	31.77	D32	4	"	276.6	65.52
6	I	3.45	30, 50	64.95	D25-5本	D32-5本	常 時	747.0	163.0
	II	3.10	45	71.48	D32	9	"	762.5	157.9
7	I	3.50	35, 50	105.2	D35	11	常 時	1390.2	—
	II	3.00	55	95.31	D32	12	"	1113.0	190.4
8	I	3.50	30	47.5	D32	6	常 時	255.7	—
	II	3.10	40	47.65	D32	6	"	283.1	84.22
9	I	3.10	30	16.92	D19	6	常 時	85.0	47.5
	II	3.20	40	30.40	D25	6	"	121.2	48.49
10	I	2.50	40	38.8	D22	10	常 時	241.57	73.17
	II	2.50	40	47.65	D32	6	"	324.0	83.84
11	I	6.00	30	232.3	D22	6	常 時	1280.1	—
	II	5.60	40	39.71	D32	5	"	278.2	90.25
12	I	2.50	30	11.92	D16	6	常 時	64.7	—
	II	2.50	30	15.20	D25	3	"	70.45	28.06
13	I	2.50	30	15.5	D22	4	地震時	99.5	—
	II	2.90	30	15.20	D25	3	"	142.2	51.34
14	I	2.50	30	15.1	D19	6	地震時	66.8	—
	II	2.90	30	15.20	D25	3	"	68.48	57.50
15	I	3.00	40	23.28	D22	6	常 時	147.0	55.5
	II	2.80	35	31.77	D32	4	"	153.0	55.5

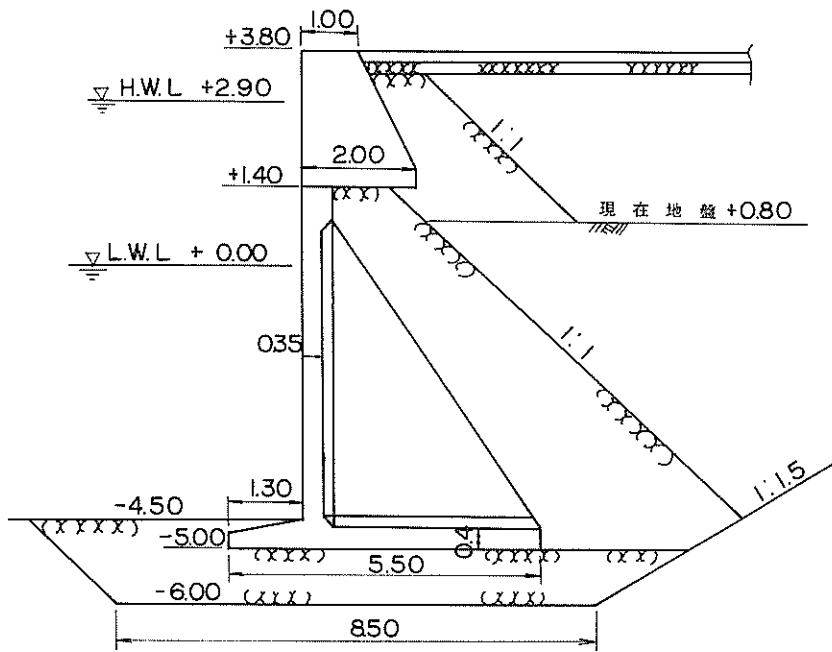


図一6.1 (a) NO 3の標準断面図 (施工断面)

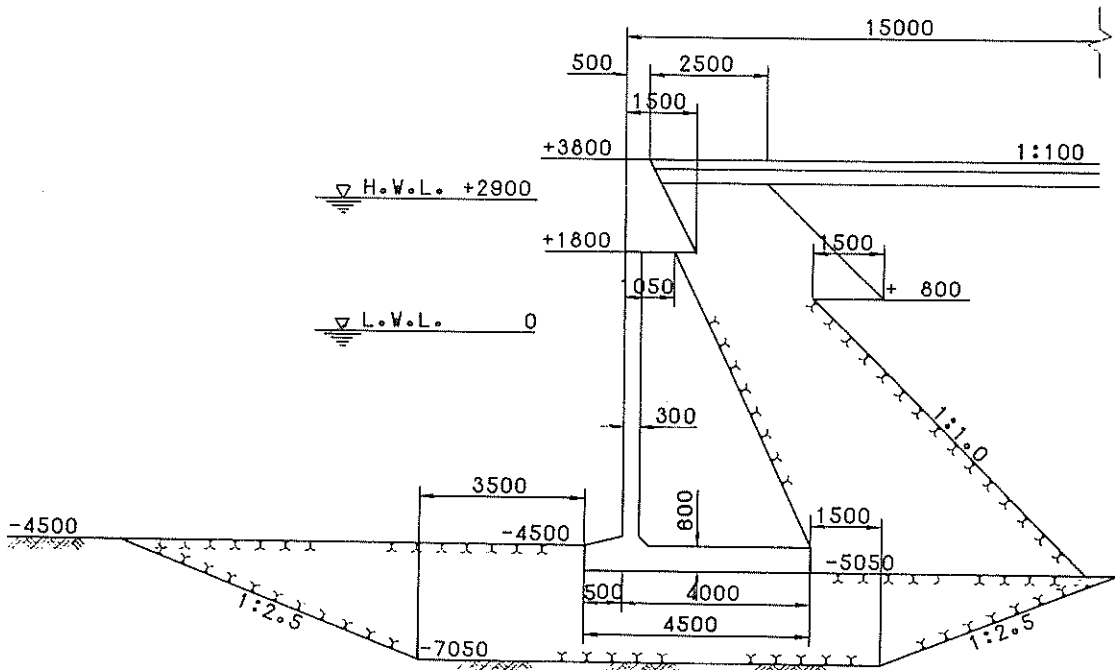


図一6.1 (b) NO 3の標準断面図 (自動設計断面)

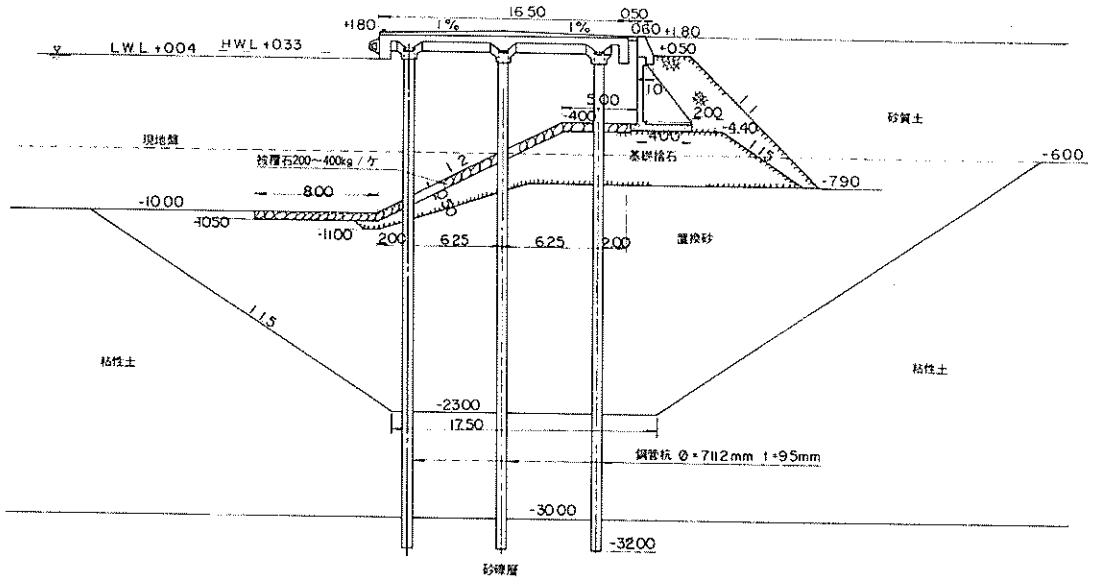




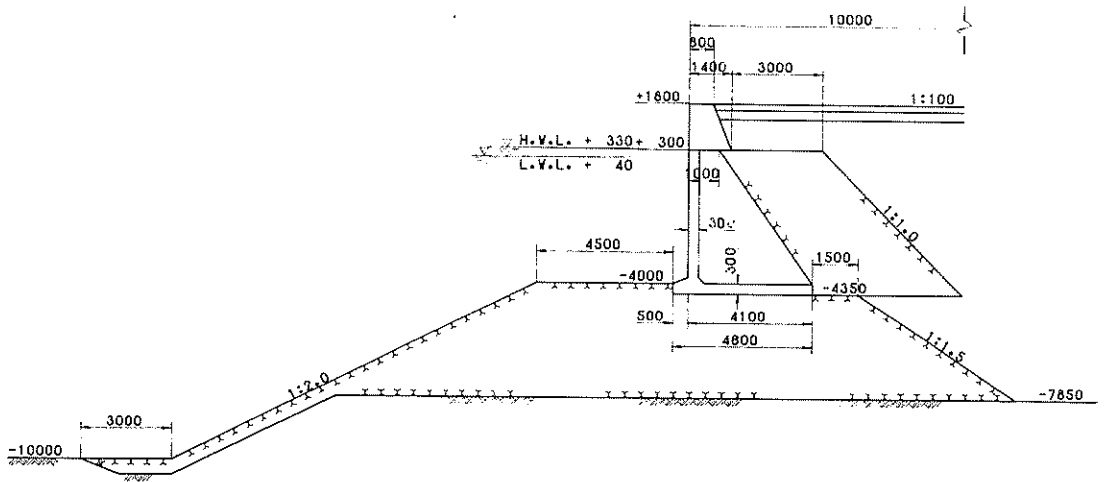
図一6.2 (a) NO 8の標準断面図(施工断面)



図一6.2 (b) NO 8の標準断面図(自動設計断面)



図一6.3 (a) NO 12 の標準断面図 (施工断面)



図一6.3 (b) NO 12 の標準断面図 (自動設計断面)

果を基に、以下、施工例との比較を行なう。

(1)底面幅

ここでいう底面幅とは、底版幅 $B_2$ にフーチング長 $B_4$ を加えたものである(図-2.2参照)。底面幅を決定する要因としては、表-6.7に示す12項目があるが、各施設についてどの要因が支配的であるかを示したのが、

表-6.7 安定計算項目

	滑動	転倒	地盤の支持力 上載荷 上載荷 重なし 重あり		端支圧	直線 すべり
常時	A	B	C	D	E	F
地震時	a	b	c	d	e	f

図-6.4である。( )内の記号は前が施工断面、後が自動設計断面の支配的要因を示す。図-6.5はフーチング長を施工断面と自動設計断面とで比較したものである。

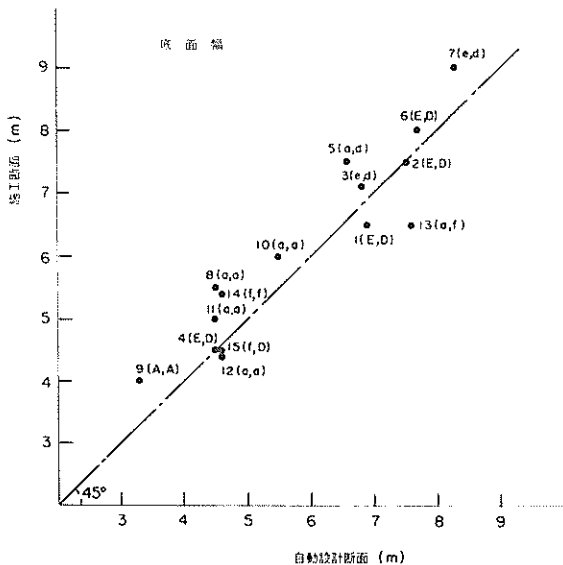


図-6.4 底面幅

なお、表-6.2からわかるように、自動設計断面のⅡとⅢとはほとんど差異が見られないので、図-6.4、図-6.5の自動設計断面の値には、Ⅱのものが用いてある。フーチング長は、図-6.5によれば、自動設計断面の方が一般に大きい。この原因としては、施工断面ではフーチング長を0.5 mあるいは1.0 mにとっているものがほとんどで、このことは、安定計算の際に初期断面としてこのような丸まった値を仮定し、以後の繰返し計算において変化させていないことに基づくものと考えられる。

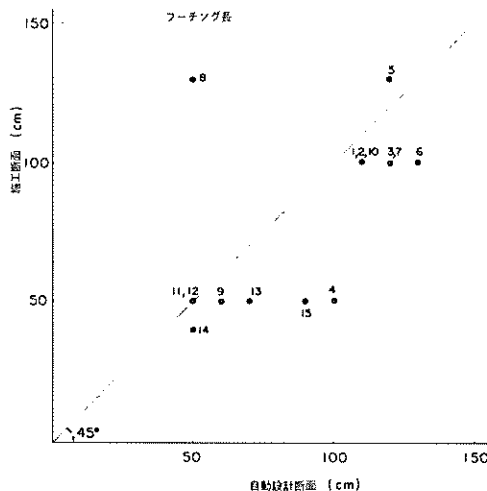


図-6.5 フーチング長

フーチング長は、一般に断面が滑動で決まる場合には短かく、地盤の支持力が支配的要因である場合には長くなるが、施工例の中には、この原則にのらないものも見受けられる。

底面幅は、図-6.4によれば、全体として自動設計断面の方が施工断面より小さい傾向がみられ、施工断面に対する自動設計断面の比で表わすと、0.82~1.17の範囲にばらついている。このような傾向が表われる原因としては、以下の項目が考えられる。

1) L型ブロック及び上部工形状の違い

この影響は、表-6.2のⅡ、Ⅲの結果から判断して、ほとんど問題にならないと考えられる。

2) 計算安全率 (R-1)

自動設計においては安定計算の安全率は限界安全率ぎりぎりになるのに対して、施工断面では、まだ安全率に余裕があることが多いので、自動設計断面の底面幅は施工断面に比して小さい値を与える傾向がある。

3) 見掛けの震度 (R-2)

「設計基準」法によるか、二建法によるかの違い。

4) 土圧強度算出法 (R-3)

「設計基準」法か石黒の方法を用いるかの違い。

5) 地震力の計算法 (R-4)

全体の mass force を計算する際に、裏込め土の空中重量( $\gamma$ )を用いているか、水中重量に水重量を加えたもの ( $\gamma' + 1.0$ ) を用いているかの別。

6) 地盤の支持力のチェック法 (R-5)

自動設計では、偏心傾斜支持力公式を用いているのに

対して、施工断面では Toe Pressure 法によるものが多い。

7) 直線すべり計算法の違い (R-6)

8) 考慮の対象としている安定計算項目の違い (R-7)

例えば、NO 13 のように施工断面では、直線すべりが考慮されていないにもかかわらず、自動設計では直線すべりにより底面幅が決まっている。

9) 安定計算順序

例えば、滑動と地盤の支持力が共にシビアになる場合には、どちらを先に検討したかによって自ずと、断面が多少異なってくる。しかし、明確にはこの影響の程度は把握できない。

10) 鉄筋コンクリート単位体積重量のとり方

「設計基準」では、 $2.45 \text{ t/m}^3$  となっているが、施工例では  $2.40 \text{ t/m}^3$  になっているものが相当みられる。しかし、ほとんど影響はないものと考えられる。

11) フーチング (R-8)

施工例の中には、フーチング長のとり方が適当でない

表-6.8 地盤の支持力が決定要因である施設

NO	底面幅比	設計法の相違
1	1.06	R-3, R-4, R-5
2	1.00	R-3, R-4, R-5
3	0.96	R-2, R-3, R-5
4	1.00	R-3, R-4, R-5
6	1.96	R-4, R-5
7	0.92	R-3, R-4, R-5

表-6.9 滑動が決定要因である施設

NO	底面幅比	設計法の相違
8	0.82	R-4, R-5, R-8
9	0.83	R-1, R-3, R-5
10	0.92	R-1, R-3, R-4, R-5
11	0.90	R-1, R-4, R-5
12	1.05	R-5

表-6.10 決定要因が合致しない施設

NO	底面幅比	施工断面		自動設計断面		設計法の相違
		外力状態	決定要因	外力状態	決定要因	
5	0.88	地震時	滑動	地震時	支持力	R-3, R-4, R-5
13	1.17	地震時	滑動	地震時	直線すべり	R-2, R-5, R-7
14	0.85	地震時	直線すべり	地震時	直線すべり	R-2, R-5, R-6
15	1.02	地震時	直線すべり	常時	滑動	R-5, R-6

ものがある。すなわち、安定の支配的要因が滑動であるのに、不必要にフーチングを長くしている。

底面幅の違いは、上記の要因が複雑にからみ合って、生じたもので、定量的にその影響の度合を分析することはむずかしいが、底面幅を決定したと思われる安定計算項目ごとに分類し、考察することにする。

表-6.8 は、自動設計断面、施工断面が共に、地盤の支持力により決定したと思われる施設であり、表-6.9 は、両断面共に滑動が支配的要因である施設である。また表-6.10 は、上記以外の施設である。なお、これらの表中で設計法の相違の欄に記入してある記号は、前述の 1)~11) に付してあるものの中から、該当している差異点を示したものである。

これらの表より、自動設計断面と施工断面で支配的要因が合致している施設は、15 ケース中、11 ケースで支配的要因は、自動設計断面と施工断面でほぼ一致していることがわかる。また、底面幅は、地盤条件にもよるが、設計水深の大きな岸壁は地盤の支持力より決まり、

小さい岸壁は滑動が支配的要因となる傾向を認めることができる。

(i) 自動設計断面、施工断面共に地盤の支持力が支配的要因である施設 (表-6.8)

この種の施設は底面幅比 (施工断面に対する自動設計断面の比) は 0.92~1.06 の範囲にあって、地盤の支持力の検討方法が、自動設計断面では偏心傾斜支持力公式、施工断面では Toe Pressure 法と根本的に異なっているにもかかわらず、比較的良好に一致していると言える。また、表-6.2 によれば、自動設計では支持力の検討を上載荷重がある場合とない場合の両方について検討しているが、一般的には、上載荷重のある方が危険であるという結果がでてくる。

このグループに属する施設の設計上の大きな相違点は地震時の考え方 (R-2, R-3, R-4) 及び地盤の支持力の検討方法 (R-5) である。R-2, R-3, R-4 は底面幅比を 1.0 より大きくする要因、すなわち施工断面幅を小さくする要因であることを考えると、本

自動設計で採用している方法は従来の Toe Pressure 法に較べて、多少、大きな底面幅を与える設計法と言えよう。

(ii) 自動設計断面、施工断面共に滑動が支配的要因である施設(表-6.9)

これに属する施設は、NO 12を除いて、底面幅比で8~1.8程度自動設計断面の方が小さい。この原因をなしている設計法の差異としては、R-1(施工断面に安全率の余裕がある)、R-3(土圧強度算出法)、R-4(地震時 mass force の計算法)、R-8(フーチング長のとり方)がある。R-3、R-4は底面幅比を1.0より大きくする要因、R-1、R-8は1.0より小さくする要因である。

NO 8は、滑動の安定性を支配する底版幅  $B_2$  が、施工断面では4.2 m、自動設計断面では4.0 mとほとんど同じことからして、主原因はR-8と考えられる。

NO 9, 10, 11では、底面幅比を増大させるのはR-1のみで、他の相違点はすべて、減少させる要因であるから、R-1の効果は表-6.9以上の影響力をもっていなければならない。

(iii) (i), (ii)以外の施設(表-6.10)

表に示すように、NO 4以外は、安定の支配的要因が合致していないが、各々の施設ごとに、設計上の相違及びその影響について述べる。

NO 5は施工断面では地震時の滑動、自動設計断面では地震時の地盤の支持力より断面が決まっている。施工断面では地盤の支持力の検討方法として Toe Pressure 法によっているため、端支圧の大きさがどの程度になれば危険であるのか、明確な限界値が得られないために、ここでは、一応滑動(安全率1.06)により決っていると判断している。前述したように、大きな岸壁では地盤の支持力、小さい岸壁では滑動が支配的要因となるが、この岸壁は、ちょうどこの限界付近にあるものと考えられ、地盤の支持力の検討方法が両断面で全く異なっているため、各々の要因の影響程度を定量的に知り、どの要因のにより底面幅に差が出てきたのかを知ることはむずかしい。

NO 13の設計上の最も大きな差異はR-7、すなわち、施工断面で直線すべりの検討を行っていないことである。

NO 14の主原因は、直線すべり計算法のちがいにある。すなわち、自動設計ではマウンド土質の内部摩擦角を  $5^\circ$  アップし、すべり始点を底版後し(趾)にしているのに対して施工断面では、内部摩擦角のアップは行わず、すべり始点をブロック後し(趾)捨石層下面にと

っている。

NO 15は、施工断面では地震時直線すべり(計算法は内部摩擦角のアップはせず、また、マウンド土質の分割片に対する mass force も考慮していない)により決まっているが、自動設計断面では、常時の滑動(1.22)、地震時の滑動(1.08)、常時の地盤の支持力(1.03)、地震時の直線すべり(1.05)で、いずれも計算安全率が限界に近く、正確にどの要因が支配的であるのか判断できないが、一応安全率が限界値に最も近い常時の滑動を支配的要因としている。

計算法の違いとしては、R-5、R-6があるが、底面幅比は1.02でほとんど等しく、各要因の影響は微妙である。

(2)部材の厚さ

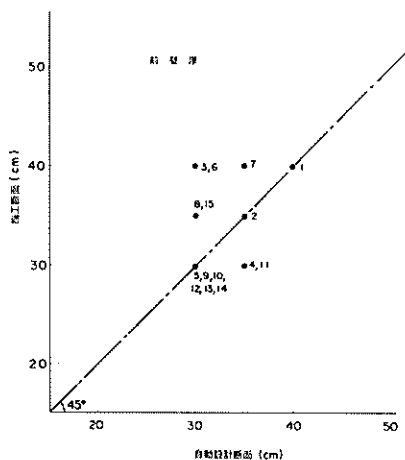


図-6.6 前壁厚

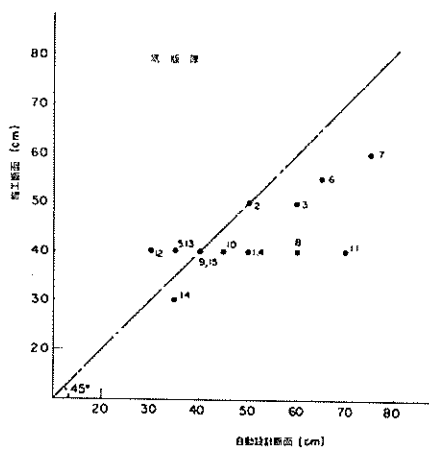


図-6.7 底版厚

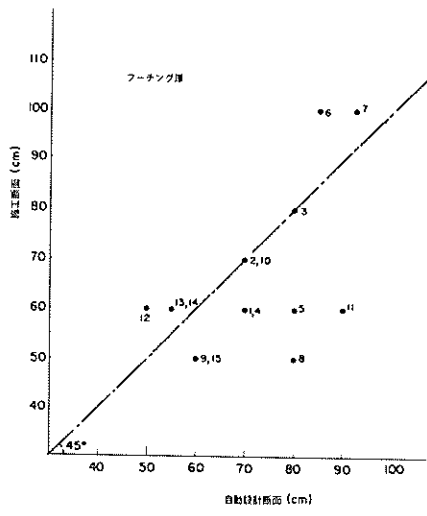


図-6.8 フーチング厚

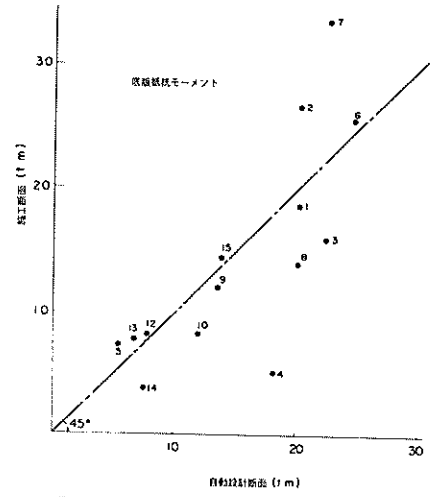


図-6.11 底版の抵抗モーメント

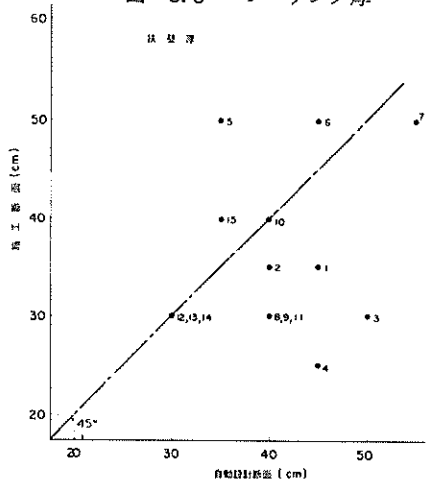


図-6.9 扶壁厚

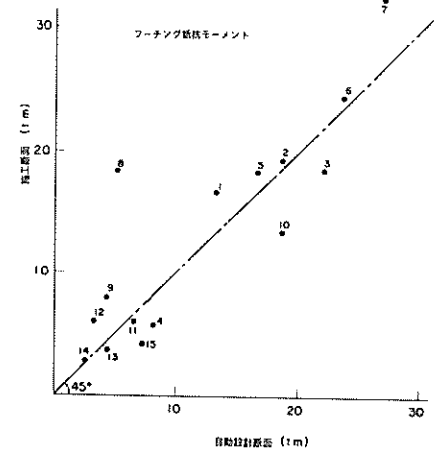


図-6.12 フーチングの抵抗モーメント

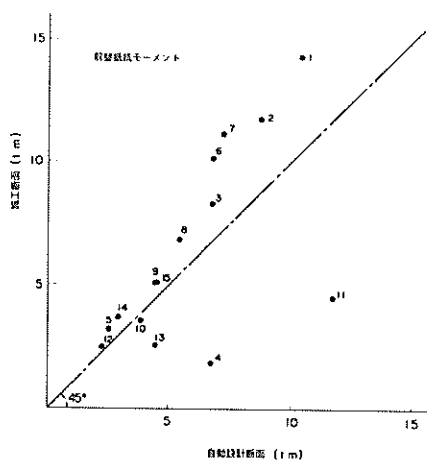


図-6.10 前壁の抵抗モーメント

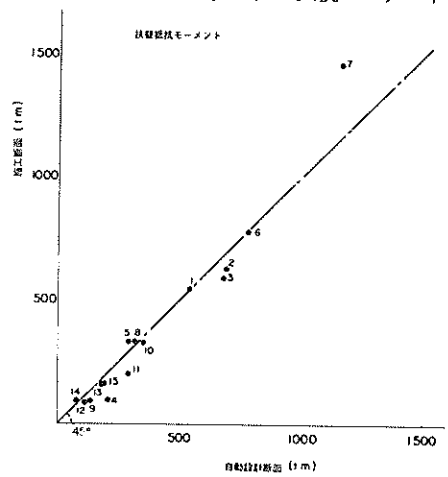


図-6.13 扶壁の抵抗モーメント

図-6.6～図-6.10は、前壁、底版、フーチング、扶壁の部材厚を自動設計断面と施工断面とで対比したものである。ただし、施工断面で扶壁背後にはちまきを有するものは、主鉄筋の配置必要厚であるちまき部をもって扶壁厚が表示してある。また、各部材の強度を、抵抗モーメントの大きさを示したのが図-6.10～図-6.13である。抵抗モーメントは、前壁、底版、フーチングでは単鉄筋矩形梁、扶壁は単鉄筋T型梁として計算し、鉄筋のかぶりの大きさは、施工断面では、各々の設計々算書から拾ったものを用いている。

これら図より、前壁は部材厚、抵抗モーメント共に自動設計断面の方が施工断面より小さいのに対して、底版では部材厚は自動設計断面の方が大きい、抵抗モーメントは各施設によってまちまちで一般的な傾向は見当たらない。フーチング及び扶壁厚は相当ばらついているが、扶壁の抵抗モーメントは自動設計断面の方が大きい傾向がある。

このような傾向は設計法の違いによるが、各々の部材の設計法は相互に関連し合っていて、例えば、底版が厚くなると、L型ブロックの総重量が制限されている（使用クレーンの大きさ）ために、ブロック法線方向幅が狭くなり、前壁に作用する外力が小さくなって前壁厚は小さくなる関係がある。したがって、上記の傾向を知るには、各部材ごとの設計法の差異だけでなく、各部材相互の影響具合を知る必要がある。そこで、まず各部材ごとの設計法の相違点及びその影響程度について述べた後、全体的見地からの考察を加えることにする。

(i)前壁

前壁は、前述の如く自動設計断面が部材厚、抵抗モーメント共に小さい傾向があり（ただし、NO 4、11はバットレス2枚）、部材厚の差は10cmのものが2ケース、5cmのものが3ケース、同じものが8ケースである。

前述の設計法で、施工断面と自動設計断面で相違する点を列挙すれば次のとおりである。

R-0 曲げモーメント算出法で、自動設計では片持版としているのに対して、施工断面では単純梁を用いている。これに属するのは、バットレス2枚のNO 4、11である。

R-1 片持版の部材長を扶壁側面から計算している。自動設計では、扶壁中心からの距離としている。

R-2 最下端の断面検討位置のとり方に差異がある。自動設計では、ハンチより10cm上の面にとっている。

R-3 見掛けの震度のとり方で、二建法を用いている。

R-4 土圧強度算出法で石黒の方法を用いている。

R-5 裏込め土質条件（壁面摩擦角）を安定計算と前壁の設計とで異なった値を用いている。

R-6 地震時の鉄筋許容応力度を割増しせずに、常時の値を用いている。

R-7 本自動設計で行なっている工費を考えた部材厚決定法の影響は、後述するように単価比（鉄筋工/コンクリート工）が1.0以下の場合（本例では4.0）、部材厚が限界有効厚ぎりぎりになることから、この影響はほとんど表われていないものと考えられる。

これらの設計法の相違点とは別に、前壁の設計に大きな影響を及ぼすものに、ブロック法線方向幅がある。前壁の設計の終局的結果としての部材厚、抵抗モーメントは、算出曲げモーメントと同じ傾向をもつから以後は曲げモーメントを中心として述べる。法線方向幅の影響を取り除くために、曲げモーメント比を $\bar{M}/M$ 、法線方向幅比を $\bar{l}/l$ 、荷重強度比を $\bar{p}/p$ で表わすと、前壁は片持版として設計されているので

$$\bar{M}/M = (\bar{l}/l)^2 \cdot (\bar{p}/p) \dots \dots (6.1)$$

なる関係がある。ここにバーを付した値は自動設計値であり、バーのないのは施工断面の値を示す。(6.1)によれば、 $\bar{M}/M$ 、 $\bar{l}/l$ を知ることにより $\bar{p}/p$ の値を求めることができる。表-6.11には、これらの値と共に、

表-6.11 設計法の相違（前壁）

NO	$\bar{M}/M$	$(\bar{l}/l)^2$	$\bar{p}/p$	設計法の相違
1	0.70	0.71	0.99	R-2（底版上面）
2	0.88	0.89	0.99	R-2（底版上面）
3	0.92	0.88	1.05	R-3, R-4, R-2（底版上面）R-1
4	4.34	—	—	R-0, R-2（ハンチ上面）
5	0.84	0.90	0.93	R-2（底版上面）
6	0.78	0.78	0.99	R-2（底版上面）
7	0.68	0.73	0.93	R-2（底版上面）
8	0.92	0.94	0.98	R-1, R-2（フーチング下面）
9	0.99	1.07	0.93	R-2（底版上面）
10	1.27	1.29	0.98	R-2（底版上面）R-1
11	3.23	—	—	R-0, R-2（フーチング下面）
12	1.04	1.00	1.04	R-2（フーチング下面）
13	2.10	1.74	1.21	R-2（フーチング下面）R-3, R-4, R-5, R-1
14	1.13	1.74	0.65	R-2（フーチング下面）R-3, R-4, R-5, R-6, R-1
15	0.83	0.87	0.95	R-2（フーチング下面）R-1

設計法の相違点もあげてある。R-2の( )内は施工断面における最下端の断面検討位置を示す。表には荷重状態(常時か地震時か)は示していないが、表-6.3からわかるように荷重状態は全ケースについて自動設計断面と施工断面とで一致している。

表-6.11で $\bar{M}/M$ は相当ばらついているが、部材長比 $l/l$ の影響を取り除いた $\bar{P}/P$ の値は、NO 13, 14を除いてほぼ1.0に等しく、このことはR-2の影響は小さく、部材長の違いが $\bar{M}/M$ をばらつかせている主要原因であることがわかる。法線方向幅の違いは他の部材の設計法との関連の下にでてきたものであり、部材長のとり方の違いR-1による曲げモーメントへの影響の大きさは、 $2 \Delta l/l$ ( $\Delta l$ は部材長のとり方による違い、 $l$ は部材長)と表わされ、最大20%程度と考えられる。

NO 13, 14の $\bar{P}/P$ は他のケースと相当傾向が違いますが、NO 13はR-6(安定計算では壁面摩擦角を $\delta = 40^\circ$ 、細部設計では $\delta = 15^\circ$ としている)よりもR-3(設計震度0.20)が大きく影響しているものと思われる。NO 14はR-3(設計震度0.15)よりもR-6

(安定計算では $\delta = 30^\circ$ 、細部設計では $\delta = 0^\circ$ )が大きい。しかし、両ケース共に、これら設計法の差異点は抵抗モーメントには表われているが、部材厚は自動設計、施工断面に違いはない。

(ii)底版

底版厚はその差が0~20cm程度で、傾向としては自動設計断面が施工断面より大きい。しかし、抵抗モーメントにはこのような傾向はない。

底版は扶壁を支承とする片持版で設計していることは自動設計、施工断面に変わりはないが、部材長、荷重強度のとり方に多少差異がある。まず、底版に作用する荷重としては、

- ①上載荷重
- ②エプロン舗装、路盤重量
- ③裏込め土砂重量(浮力を含む)
- ④底版自重(浮力を含む)
- ⑤地盤反力

があるが、②、③、④は両断面でほぼ同値である。そこで、①、⑤が底版の設計にどの程度の影響を与えている

表-6.12 設計法の相違(底版)

単位  $t/m^2$

NO	施 工 断 面				自 動 設 計 断 面			上載荷重 を補正 $\bar{w}'$	$w - \bar{w}$ = $\bar{P} - P$
	$w$	上載荷重	荷重状態	検 討 位 置	$\bar{w}$	荷重状態	検 討 位 置		
1	11.5	1.5	常 時	後 趾	10.97	常 時	後 趾	9.47	2.03
2	15.3	—	"	"	14.13	"	"	14.13	1.17
3	12.6	2.0	"	後趾より1m $p=4.2$	17.01	"	"	15.01	-2.41
4	10.67	—	"	後 趾	9.60	"	"	9.60	1.07
5	13.48	1.0	"	後 趾	11.68	"	"	10.68	2.80
6	15.36	—	"	後趾より1m $p=2.72$	18.30	"	"	18.30	-2.94
7	20.3	2.5	"	前 趾	19.83	"	"	—	—
8	10.70	2.0	"	後趾より1.15m $p=0$	15.63	"	前 趾	—	—
9	10.0	1.0	"	後 趾	10.42	"	後 趾	9.42	0.58
10	12.78	2.5	"	"	15.30	"	"	12.80	-0.02
11	8.54	—	"	"	17.75	地震時	前 趾	—	—
12	8.47	—	"	後 趾	8.95	常 時	後 趾	8.95	-0.48
13	14.0	—	地震時	"	5.05	地震時	"	5.05	8.95
14	8.21	0.5	"	"	7.95	"	"	7.45	0.76
15	12.0	—	常 時	"	11.40	常 時	"	11.40	0.60



かを見るために、各々の施設について、設計に用いている最大荷重強度を調べたのが表一6.12である。表中で施工断面の上載荷重の欄には、施工断面の設計で上載荷重を考慮していない場合のみ、その値が記入してある。また、このようなケースには、 $\bar{w}'$  の欄に自動設計断面における荷重強度 $\bar{w}$  から上載荷重を差し引いた値が示してある。

上載荷重による影響分を取除いた両断面の荷重強度差  $w - \bar{w}$  は底版後し(趾)での地盤反力の差  $\bar{p} - p$  を表わす。ここに  $\bar{p}$  は自動設計、 $p$  は施工断面の底版後し(趾)における地盤反力である。これらの値を表一6.2と照らし合わせてみるとほぼ一致していることがわかる。

荷重状態は、NO 11を除いて、両断面で一致しており、検討位置は施工断面ではすべて底版後し(趾)であるのに対して、自動設計断面では前し(趾)側で決まっているものがある。NO 8, 11は底面幅が共に自動設計断面の値が小さいために端支圧が大きくなり、このような差異があらわれているものと思われる。

いずれにせよ、上載荷重、地盤反力は荷重強度に大きく影響し、各々最大20%程度となっている。

一方、片持版の部材長のとり方、ブロック法線方向幅が底版の設計に及ぼす影響程度は、前壁と同じで、部材長のとり方について曲げモーメントに対して20%程度の影響がある。

### (iii) フーチング

フーチングでは、抵抗モーメント、特に部材厚は相当ばらついている。フーチングの設計に及ぼす要因としては、その大なるものは、フーチング長及び端支圧の大きさである。図一6.14は、作用曲げモーメント、フーチング長、端支圧、フーチング厚の各々の施工断面に対する自動設計断面の比を計算しプロットしたものである。ただしフーチング長は、設計の際に使用した部材長をもって計算してある。自動設計断面の諸元が施工断面に一致すれば、プロット点はすべて(1.0, 1.0)の座標点に集中するが、実際には設計法の差異があるので、図のように(1.0, 1.0)を中心として、相当のバラツキが生じている。このようなばらつきの生ずる原因について考察してみる。施工断面と自動設計断面で仮に曲げモーメントが同じであっても、必ずしもフーチング厚は同じにはならない。すなわち与えられた曲げモーメントに対するフーチング断面は、その厚さと鉄筋量を変えることによって、数多くの断面が存在し得る。したがって、上記のばらつきを考察するには、曲げモーメントとフーチング厚とは別途に取扱う必要がある。

まず曲げモーメントについて考える。曲げモーメント

は前述のように前壁を支承とする片持版で設計しているので、図中のプロット点は、理論的には端支圧比に対しては、線型関係、フーチング長比に対しては放物線関係にあるはずである。ところが実際には、フーチング長比については、ほぼ放物線関係がみられるが、端支圧に関しては、線型関係は表われておらず、かなりのばらつきがある。端支圧の大きさは、フーチング長にも関係しており、フーチングが長くなると、端支圧は小さくなる。端支圧とフーチング長との間にこのような関係があるにもかかわらず、フーチング長比と曲げモーメント比の間に放物線関係がみられることは、施工断面と自動設計断面との間の曲げモーメントの差異は、フーチング長が最も大きな原因であることを示している。フーチング長の違いは前述したように、施工断面での初期値の設定に起因している。

フーチング厚と曲げモーメントの関係は、限界有効厚については、厚さ比は曲げモーメント比の  $\frac{1}{2}$  乘以理論的には比例するが、このような傾向は全く表われておらず、むしろ、曲げモーメントは自動設計断面の方が大きいにもかかわらず、フーチング厚は、施工断面の方が大きいケースがかなりある。このことは、本自動設計で工費を考慮に入れていることには関係がない。なぜなら、後述するように(鉄筋単価)/(コンクリート単価)が10以下の場合には部材厚は限界有効厚ぎりぎりにとるのが最も経済的であるからである。原因は、むしろ、フーチング最小厚のとり方に起因しているものと考えられる。自動設計ではこの最小厚は、底版厚にハンチ(20cm)を加えたものとしているが、前表によれば、フーチング厚は、この最小値で決っている場合がほとんどである。また逆に施工断面においても、フーチング厚を限界有効厚より相当の余裕をもたせていることも原因の1つと考えられる。

### (iv) 扶壁

扶壁は図一6.9、図一6.13によれば部材厚、抵抗モーメント共に自動設計断面の方が大きい傾向がみられる。扶壁の設計法は、自動設計断面、施工断面共にT型梁として、土圧及び残留水圧を考慮するのは変わりはないが、設計法細部に差異がある。列挙すると次の通りである。

#### 1) 土圧計算法

本自動設計では、「設計基準」法を用いているのに対して、石黒法、あるいは二建法を用いているものがある。(NO 3, 13, 14)この場合には扶壁に働く曲げモーメント、せん断力は小さくなる。

#### 2) 壁面摩擦角

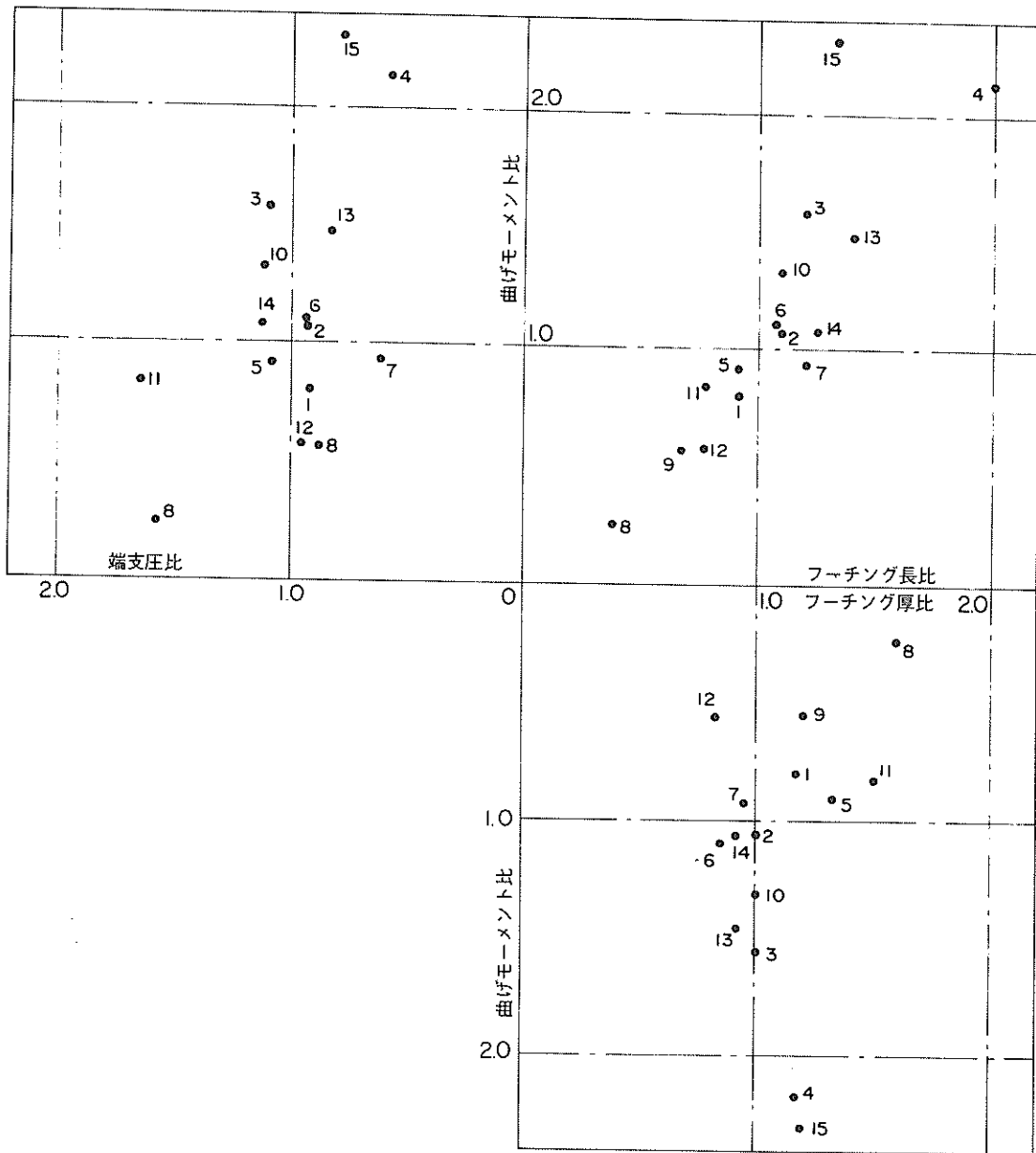


図-6.14 設計法の相違 (フーチング)

施工断面の中には、基本設計と細部設計とで別々の裏込土の壁面摩擦角  $\delta$  を用いているものがある (NO 13, 14)。すなわち基本設計では  $\delta = \phi$  ( $\phi$ : 裏込土の内部摩擦角) とし、細部設計では  $\delta = 0^\circ$  か  $15^\circ$  としている。

### 3) T型梁に働く外力

T型梁に働く外力 (土圧・残留水圧) から曲げモーメント、せん断力を算出する際に、上部工に働く外力を計算に入れていないものがある。(NO 3, 5, 8, 9, 10, 14)。

### 4) 断面検討位置

設計基準に準拠した本自動設計では、断面検討位置 (曲げモーメント最大位置) は底板下面としているが、施工断面では、底板上面としているものが相当ある (NO 1, 2, 3, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 13, 14, 15)。

### 5) T型梁傾斜の影響

扶壁は背面が傾斜しているので、T型梁として取扱う場合、厳密には、この効果を考慮しなければならない。

(NO 9, 14) が本自動設計では考えていない。

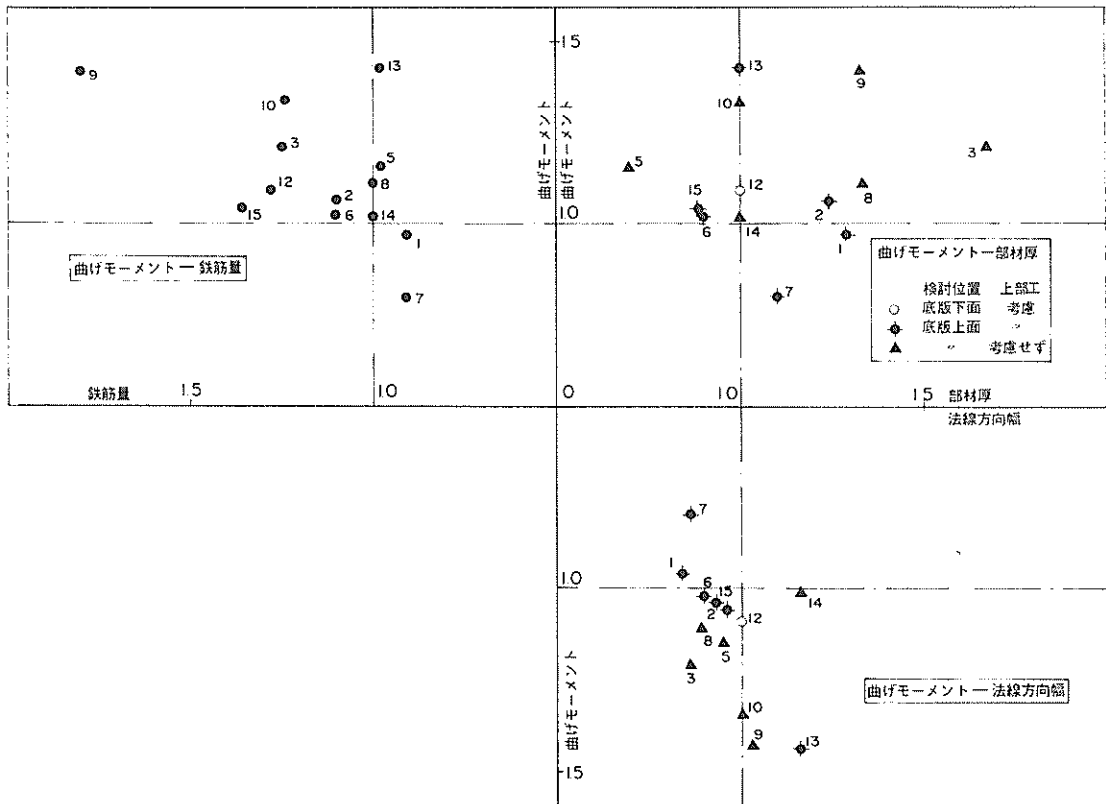
### 6) 許容応力度の割増

施工断面の中には、地震時でも鉄筋の許容応力度を 5割増せずに常時の値を用いているものがある (NO 14)。

上記の外に扶壁に影響を及ぼす要因としては、ブロック法線方向幅、底板幅、前壁厚があるが、これらは扶壁の設計法以外の間接的要因である。

前述の要因は、設計計算過程によって 2種類に分類できる。すなわち、曲げモーメント、せん断力を算出するまでに影響を与えるものと、曲げモーメント、せん断力から部材厚、鉄筋量を求める際に影響を与えるものに分けられる。前者には、1), 2), 3), 4) 及び法線方向幅があり、後者には、5), 6) 及び底板幅、前壁厚が相当する。

扶壁においてはその部材厚、鉄筋量は、せん断力でなくて、曲げモーメントで決まる場合がほとんどなので、以下は曲げモーメント中心に述べる。ただし、上記の要因は複雑にからみ合っており、各要因毎にその影響度を



図一6.15 設計法の相違 (扶壁)

定量的に評価することは難しい。

まず曲げモーメントに影響を及ぼす要因について考える。1)は曲げモーメント比を大きくする傾向がある。見掛けの震度のとり方で、「設計基準」法と二建法では大きな差が出てくるが、土圧分布に関しては、両者の違いがでてくるのは地層深部であるので、扶壁に働く曲げモーメントの大きさには、それほど大きくは響いてこないものと考えられる。2)の影響は曲げモーメント比を小さくするが、もともと2)は特殊な場合である。3)、4)を図-6.15に示しているが、4)の断面検討位置による差異は図にははっきりと表われていないが、3)については黒三角印は他のものに較べると明らかに曲げモーメント比が大きい傾向を示している。上部工部に働く荷重を考慮しているケースは、ほぼ曲げモーメント比が1.0の近くに分布しているのに対して、上部工部の荷重を考慮していないものは、1.25程度を中心にばらついている。このことは、3)が曲げモーメントの違いに大きく起因していると考えてよい。また図にブロック法線方向幅比と曲げモーメント比間の関係を示しているが、この関係は理論的には原点を通る直線上にのるはずである。しかし図では、これより曲げモーメント比が大きい傾向がみられる。この主原因は上部工部の荷重の取扱いが大きいと考えられる。しかし、大筋としては、ほぼ線型関係が表われているものと見てよい。

以上のことを要約すると、曲げモーメントの大きさの違いは、上部工部の荷重の取扱い及びブロック法線方向幅が大きな影響力をもっているものと考えられ、自動設計断面の方が曲げモーメントが大きい傾向があるのは、上部工部の荷重の取扱いに大きく左右されているものと考えられる。

曲げモーメントから部材諸元(厚さ、鉄筋量)を求める段階について述べる。要因5)、6)は特殊なケースなのでここでは言及しない。

曲げモーメント比、主鉄筋量比、部材厚比の関係を図に示す。鉄筋量 $A_s$ と曲げモーメント $M$ の間には近似に次の関係がある。

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{s,1} (B_2 - D_2/2 - \delta)}$$

鉄筋量比と曲げモーメント比は $(B_2 - D_2/2 - \delta)$ をパラメータにもつ線型関係であるが、図でも原点を通る45°の直線を中心にばらついているものと見なされている。

このばらつきは、パラメータ内の底版幅 $B_2$ 、前壁厚 $D_2$ 及びかぶり $\delta$ 、特に底版幅によるのは当然であるが、

他の原因としては、図中の鉄筋量は使用鉄筋量であって、必要鉄筋量ではないこと、また上式は近似式であることもあげられる。いずれにせよ両者の間にこのような関係が見られることは、鉄筋量比と曲げモーメント比は密接な関係があり、鉄筋量比が1.0より大きい、すなわち鉄筋量は自動設計断面の方が大きい傾向があることは、曲げモーメントが大きく起因していることを意味する。この他に前表からわかるように底版幅は一般的に自動設計断面の方が小さいことも、鉄筋量を多くしている一原因と考えられる。

扶壁の部材厚は主鉄筋必要配筋厚より求めているので、理論的には部材厚と鉄筋量とは線型関係にある。したがって、部材厚-曲げモーメントの分布形と鉄筋量-曲げモーメントの分布形とは、相似形になる筈であるが図では、このような関係は保たれておらず、部材厚の方がばらつきが大きく、広範囲に分布しており、鉄筋量比が、1.0より大きいケースが部材厚比も1.0より大きいという場合には必ずしもなっていない。

原因としては次の項目

- i)部材厚は前述の如く主鉄筋の必要配筋厚(配筋列数)より決まるが、配筋列数と鉄筋量とは離散的であるのでこの影響が部材厚に表われる。
- ii)鉄筋量が同じであっても、使用鉄筋径の違いによって部材厚が異なってくる。
- iii)配筋ピッチの大きさの違いによって、部材厚が変わるが考えられるが、全体としては、部材厚比は、1.0より大きい場合が多く、鉄筋量比の場合と同じく、曲げモーメント比が主因となって、このような傾向が表われているものと考えてよからう。

以上、各部材について、自動設計断面と施工断面との違いの程度、及びその差異が生ずる設計法について述べた。

各部分の設計法は一見各々独立のように見えるが、決してそうではなく、各々の設計法が相互に関連し合っている。設計計算の基本となる土圧計算などは別としても、例えば、底版の設計では、荷重項の中に地盤反力を含んでおり、地盤反力は底面幅によってその大きさを規定されるために、底版厚は底面幅すなわち安定計算法にも影響を受けることになる。

このような複雑な関連機構の中で各部材が相互に影響し合う最も大きな設計要因は、ブロック法線方向幅をクレーン能力により求めている点である。すなわちブロック全体重量(クレーン能力にほぼ等しい)をほぼ一定値に限定しているために、例えば底版厚が大きくなると、法線方向幅が小さくなり、前壁では片持版の部材長、扶

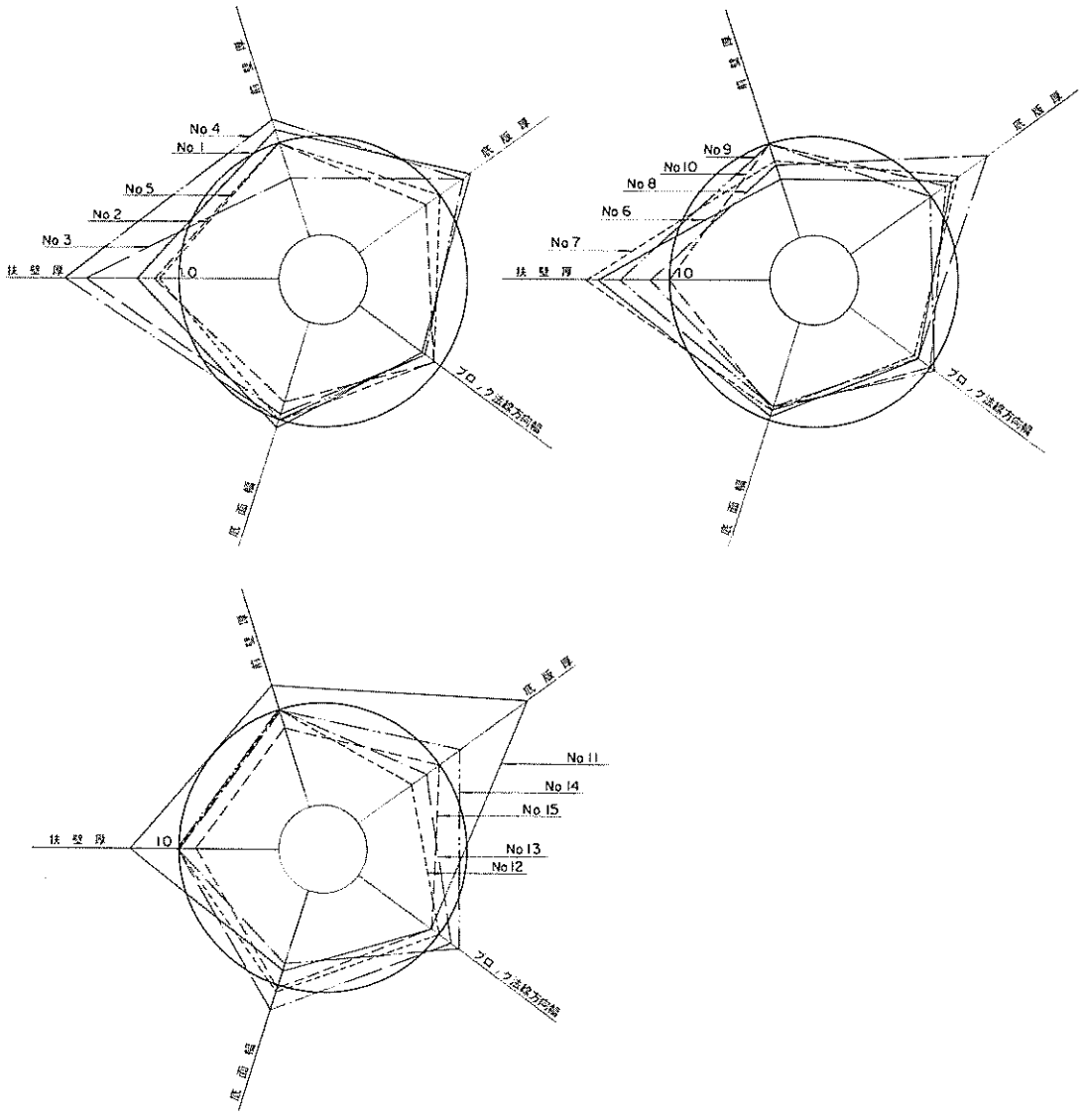


図-6.16 L型ブロック形状の比較

壁では荷重載荷幅が小さくなって、これらの部材厚は小さくならざるを得ない。したがって、L型ブロックの大きさを規定する量（前壁厚、底版厚、扶壁厚、フーチング厚及び長さ、底面幅、法線方向幅、ブロック高など）はすべてが同時に大きくあるいは小さくなることはできない。そこでL型ブロック重量を規定する支配的部材寸法として、底版厚、前壁厚、扶壁厚、底面幅、法線平行幅（ただしブロック高は設計法にはあまり影響を受けないのでここでは考えない）をとり出し、各々のケースについて、自動設計断面と施工断面を比較したのが図-6.16である。図は上記の寸法について、施工断面に対する自動設計断面の比をプロットしたもので、両者が全く一致すれば、実線の円に内接する正五角形となる。

全体的傾向としては、底版厚、扶壁厚のところかとび出て、前壁厚、法線方向幅、底面幅が入り込んだ五角形となっている。ただしNO 4, 11は扶壁が2枚のL型ブロックなので比較はできない。このことより自動設計によるL型ブロック形状は、施工例に較べて、多少ずんぐりした形になることがわかる。

前述の各部材毎の設計法の検討結果からして、L型ブロック形状にこのような傾向の表われる原因としては、次のことが考えられる。

まず底版については、荷重項の中での上載荷重の取扱い方の相違（自動設計では考慮しているが、施工断面では考えていないものが多い）、及び地盤反力の違いにより、荷重強度が大きくなり、底版厚が厚くなる。

扶壁は上部工部に働く荷重の取扱い及び配筋法の相違により、その厚さが大きくなる。

前壁に働く荷重の大きさは、前述の如く、土圧計算法の違いを除けば、自動設計断面と施工断面とでほぼ一致しているが、自動設計では、底版と扶壁が大きくなる傾向があるため、法線方向幅が小さくなり、その結果前壁厚は小さくなる。

底面幅は、それが小さくなれば、他の部材厚を大きくする影響力はもつが、逆に部材厚が変動しても（法線単位長当りのL型ブロック重量が変動しても）底面幅はほとんど影響力を受けない。

いずれにしても、本自動設計により設計されたL型ブロックは、過去の施工例と比較すると、多少ずんぐりした形状となるが、充分実用に供するものと考えられる。

また、細部設計の指標となるL型ブロックコンクリート1 m<sup>3</sup>当りの平均使用鉄筋量は、本自動設計によれば60~90 kg程度であり施工例と比較して大差のない値を与える。

## 6.2 部材厚決定法の検討

本自動設計では、部材厚の決定法として、工費を考慮に入れた方式を採用しているが、本節では、このような方法は施工例と対比してどのような関係があるのか、また、入力条件となっているコンクリート設計基準強度、鉄筋引張応力度をどのようにとれば、経済的な設計となるかについて考察する。

### (1) 単価が部材厚に及ぼす影響

目的関数

$$Z = C_s \cdot \alpha \cdot A_s + C_c \cdot (d - d') \quad (6.2)$$

制限条件

$$\begin{aligned} \sigma_c &\leq \sigma_{ca}, \quad \sigma_s \leq \sigma_{sa} \\ \tau_c &\leq \tau_{s1}, \quad d \geq d_{min} \end{aligned} \quad (6.3)$$

部材厚は、(6.2)の目的関数、すなわち、単位面積当りの版の工費Zが、(6.3)の(応力度)制限条件の下で、最小になるように決められる。鉄筋単価C<sub>s</sub>、及びコンクリート単価C<sub>c</sub>が部材厚にどの程度の影響をもっているかを調べた。実際に計算条件としては鉄筋

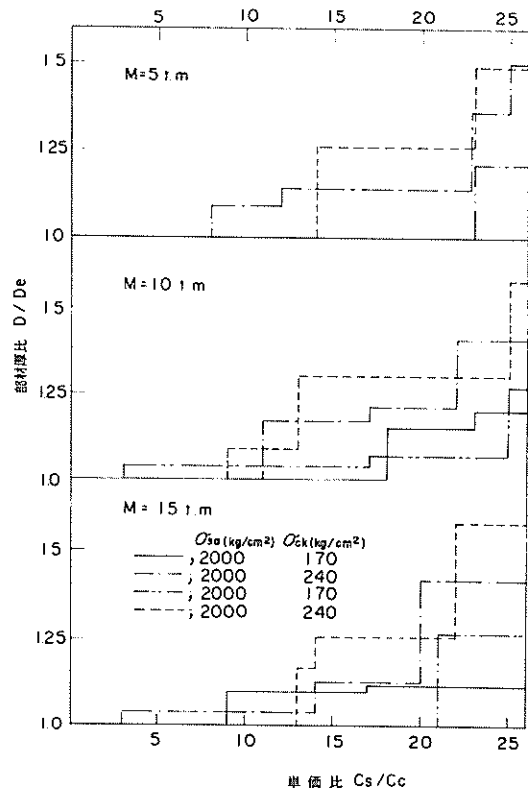


図-6.17 工費が部材厚に及ぼす影響

量補正係数  $\alpha$  は 1.0 とし、かぶり  $d'$  は 5 cm とした。また、版の設計では、せん断力によって部材厚が決定されることはほとんどないので、制限条件としては、 $\sigma_c$ 、 $\sigma_s$  のみを考える。施工上の最小部材厚である  $d_{min}$  については考えない。また鉄筋量  $A_s$  は、表-4.2 の値をとることにした。このような条件の下に、曲げモーメント  $M$ 、単価比  $C_s/C_c$ 、コンクリート設計基準強度  $\sigma_{ck}$  (ただし  $\sigma_{ca} = \sigma_{ck}/2.5$ )、鉄筋許容引張応力度  $\sigma_{sa}$  に種々の値を与えて、最適部材厚を求めたのが図-6.17 である。図中、 $D$  は最適部材厚を表わし  $D_e$  は (4.1) より求められる限界有効厚にかぶり (5 cm) 加えたものである。すなわち、 $D_e$  は従来の設計法で最も経済的とされている部材厚である。

図-6.17 で変化曲線は段階的に変化しているが、これは、鉄筋量  $A_s$  を離散的に与えているためである。図から次のように言える。

- (i)  $C_s/C_c \leq 8$  の範囲では部材厚は限界有効厚に等しくなる。すなわち、鉄筋コンクリートの単価差の影響はほとんどあられわれない。
- (ii)  $C_s/C_c$  が大きくなるに従って、すなわち、鉄筋単価がコンクリート単価に比べて相対的に高くなるに従って、部材厚は大きくなる。
- (iii) 変化曲線は段階的に変化しているので、明瞭な形であらわれていないが、 $\sigma_s/\sigma_{ck}$  が大きくなるほど、 $D/D_e$  も大きくなる傾向がある。
- (iv) 単価比は曲げモーメントの大きさが変化しても部材厚に及ぼす影響力はあまり変化しない。

次に施工例での部材厚と関連づけるため、前節の施設について、施工例による部材厚  $D'$  と限界部材厚  $D_e$  の比を前壁及び底版に関して求めたのが表-6.13 である。ただし  $D_e$  の計算には、施工例での鉄筋かぶりが用いである。表によれば  $D'/D_e = 1.0 \sim 1.7$  となっている。一般に部材厚は設計上の  $D_e$  と施工上の最小厚から決まるので、表中で  $D'$  が 30 cm、 $D'/D_e$  が 1.5 以上となっているものは、施工面から断面厚が決定されたものとみてよい。これに該当するものを除けば、2、3 の例外はあるが、 $D'/D_e$  は 1.0 ~ 1.26 の範囲にある。一方、単価比  $C_s/C_c$  は NO 1 ~ 15 の施工年が各々異なっているため、個別には検討できないが、材料単価のみで言えば  $C_s/C_c$  は 5 ~ 15 の範囲にあったものと考えてよい。これに対応する最適  $D/D_e$  は図-6.17 より 1.0 ~ 1.30 である。したがって、大略的には、従来の施工例に見られる断面厚は、ほぼ経済的な値を与えているものと言える。しかし、このような結果が得られる原因は、部材厚を限界有効厚 (部材厚) より多少大ききとることが、最

も経済的な設計であると経済的に知られていたと言うよりは、むしろ次のように考えるのが正しいのかも知れない。従来の設計法では、部材厚を限界部材厚ぎりぎりにとるのが最も経済的とされていたが、実際には、このようにすれば部材厚が端数、例えば 36.7 cm となるので、5 cm あるいは 10 cm 単位に切り上げてラウンドナンバーとした。この結果、部材厚が限界部材厚より多少大きくなって、 $D'/D_e$  が 1.0 ~ 1.26 になったものと考えられる。

表-6.13 施工例による部材厚

NO	前 壁			底 版		
	$D'$ (cm)	$D_e$ (cm)	$D'/D_e$	$D'$ (cm)	$D_e$ (cm)	$D'/D_e$
1	40	34.7	1.01	40	—	—
2	35	25.9	1.10	50	41.1	1.06
3	40	25.5	1.13	50	35.8	1.14
4	30	12.2	1.49	40	19.6	1.45
5	30	16.8	1.12	40	24.6	1.23
6	40	29.0	1.08	55	46.0	1.04
7	40	30.7	1.12	60	52.9	1.04
8	35	23.1	1.16	40	35.1	1.00
9	30	20.0	1.09	40	32.9	1.00
10	30	16.5	1.13	40	26.4	1.18
11	30	16.4	1.40	40	27.0	1.18
12	30	10.6	1.61	40	15.6	1.69
13	30	14.0	1.50	40	19.2	1.59
14	30	13.5	1.40	30	16.5	1.22
15	35	17.7	1.26	40	29.6	1.16

## (2) コンクリート強度と鉄筋強度

一般に鉄筋コンクリート構造物を設計するには、まず最初にコンクリート設計基準強度  $\sigma_{ck}$  と鉄筋許容応力度  $\sigma_{sa}$  の大きさを決定しておかねばならないが、 $\sigma_{ck}$  はコンクリートの所要の耐久性が得られる範囲ならば、いかなる値にとっても設計は可能である。 $\sigma_{sa}$  についても材質の特性をぬきにすればいかなる値でもよい。しかし、 $\sigma_{sa}$  を相当大ききとり、逆に  $\sigma_{ck}$  を小さきとったのでは不経済な設計が得られるのであろうし、また設計の対象としている構造物が応力度が大きいものなのか、小さいものなのかにもよって、 $\sigma_{sa}$  と  $\sigma_{ck}$  のとり方は異なってくる。本自動設計が対象としている L 型ブロックあるいはケーソンのような大きな応力度を受ける、また高度の耐久性を要するような構造物では、「設計基準」によれば  $\sigma_{ck}$  は 180 ~ 270 kg/cm<sup>2</sup>、 $\sigma_{sa}$  は 1400 kg/cm<sup>2</sup> ~

2100 kg/cm<sup>2</sup> の範囲内でとるのがよいとされているが、このような値が果して経済的な設計につながるのか調べてみよう。

方法はもちろん(6.2), (6.3)によるのであるが、そのためにはまず、材料の強度による単価の変動状態を知らなくてはならない。

図-6.18はコンクリートの28日強度の違いによるコンクリート材料単価を示したものである。材料単価は時期によって相当変動しているが、その変動状態は各曲線毎に一団となって動いている。したがって、いま $\sigma_{ck}$ が210 kg/cm<sup>2</sup>のときの1 m<sup>3</sup>当りの材料費を $C_{210}$ で表わすと、強度が $\sigma_{ck}$ であるコンクリートの単価 $C_c$ は次のように、近似的に表わすことができる。

$$C_c = 4.24 \sigma_{ck} + C_{210} - 890 \text{ (円/m}^3\text{)} \dots\dots (6.4)$$

一方、鉄筋は現在多用されているSD30(1800 kg/cm<sup>2</sup>), SD35(2000 kg/cm<sup>2</sup>)を対象とする。鉄筋単

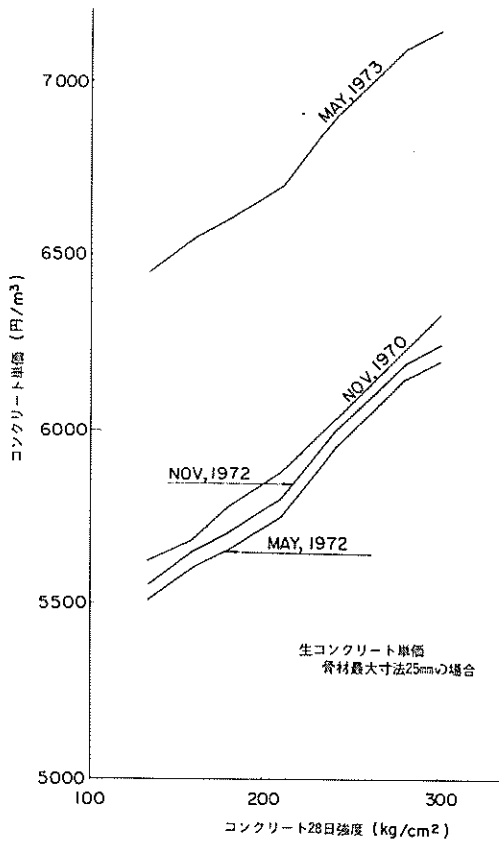


図-6.18 コンクリート単価

価 $C_s$ は材質及び呼び径によって変動するが、その変動量は小さいので、ここでは $C_s$ はトン当り4, 8, 12万円の3種類を考える。

(6.2), (6.3)の用い方は(1)と同じく

$$a = 1.0 \quad d' = 5 \text{ cm}$$

とし、曲げモーメントのみを対象として考える。曲げモーメントの大きさは、L型ブロック及びケーソンの設計で算出される程度、すなわち

$$M = 5, 10, 20 \text{ t}\cdot\text{m}$$

の3通りを対象とする。

このように $C_{210}$  (円/m<sup>3</sup>),  $C_s$  (円/トン),  $M$  (t·m)をパラメータにとり、最適(材料費最小)部材厚を求めた。計算例を図-6.19に示すが、コンクリート強度 $\sigma_{ck}$ と版の材料単価との関係は凹なカーブを描き、

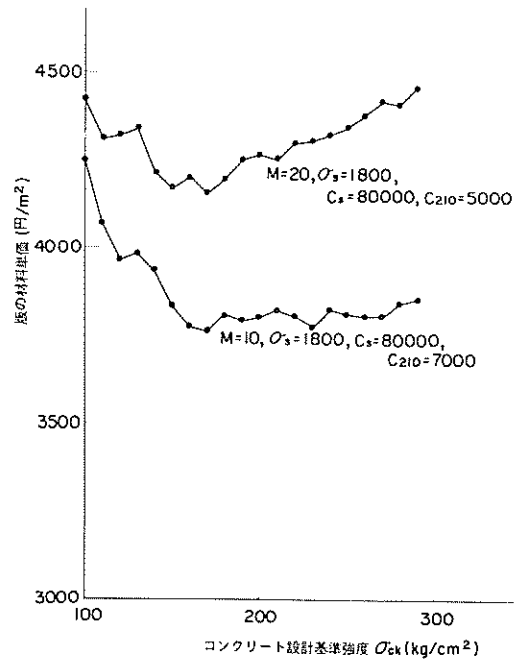


図-6.19 版の材料単価の変動

材料単価が最小となるコンクリート強度 $\sigma_{min}$ が存在する。 $\sigma_{min}$ をまとめたのが表-6.14であるが、110~280 kg/cm<sup>2</sup>と広範囲に分布している。表より、 $\sigma_{min}$ はコンクリート単価 $C_{210}$ が高くなるほど、鉄筋単価 $C_s$ が小さくなるほど大きくなり、また、 $C_s$ が1800 kg/cm<sup>2</sup>より2000 kg/cm<sup>2</sup>の方が $\sigma_{min}$ は大きくなることがわかる。曲げモーメントの大きさが、 $\sigma_{min}$ に与える影響は、あまり出ていない。表-6.14は、応力計算の



表—6.14 鉄筋強度とコンクリート強度の最適関係

$M = 5 \text{ t} \cdot \text{m}$

単位  $\text{kg}/\text{cm}^2$

$\sigma_s \text{ kg}/\text{cm}^2$	1800			2000		
$C_s \text{ 円}/\text{ton} \backslash C_{210} \text{ 円}/\text{m}^3$	50000	60000	70000	50000	60000	70000
40000	230	230	230	280	280	280
80000	170	170	170	170	170	200
120000	130	130	170	130	170	170

$M = 10 \text{ t} \cdot \text{m}$

$\sigma_s \text{ kg}/\text{cm}^2$	1800			2000		
$C_s \text{ 円}/\text{ton} \backslash C_{210} \text{ 円}/\text{m}^3$	50000	60000	70000	50000	60000	70000
40000	230	260	270	260	270	270
80000	160	170	170	190	190	190
120000	120	170	170	150	150	190

$M = 20 \text{ t} \cdot \text{m}$

$\sigma_s \text{ kg}/\text{cm}^2$	1800			2000		
$C_s \text{ 円}/\text{ton} \backslash C_{210} \text{ 円}/\text{m}^3$	50000	60000	70000	50000	60000	70000
40000	230	230	230	280	280	280
80000	170	170	170	170	200	200
120000	110	150	170	130	170	170

みから求めたものであり、実際には、コンクリートの耐久性を考慮に入れて $\sigma_{ck}$ を決定しなくてはならないので少なくとも $\sigma_{ck}$ は $180 \text{ kg}/\text{cm}^2$  以上は必要であろう。

### 6.3 使用クレーンの大きさ

基本設計条件の中に含まれている使用クレーンの大きさは、L型ブロック法線方向幅の決定の際に用いられる。クレーンが大きければ、法線方向幅は広くなるし、小さくなれば法線方向幅も小さくなる。6.1でも述べたように、前壁及び底版は扶壁を支承部とする片持版として設計しており、扶壁はT型梁として取扱っているためクレーンの大きさ、すなわち法線方向幅が大きくなると前記の部材厚は大きくなる。また、クレーンの大きさが余りにも小さいと、部材厚は小さくなるが、岸壁法線単位長さ当りのL型ブロックコンクリート量は大きくなる。このように考えると、岸壁の大きさによって、L型ブロックコンクリートが最小となるクレーンの大きさがあるはずである。図—6.20、図—6.21は、使用クレーンの大きさと岸壁法線1m当りのL型ブロックコンクリ

ト量との関係を示したものである。図—6.20は、潮差が比較的大きい場合、図—6.21は潮差が比較的小さい場合である。各ケースの設計条件は表—6.15に示してある。

1m当りのL型ブロックコンクリート量が最小となるクレーンの大きさは、設計水深が $-4.0 \sim -7.5 \text{ m}$ の範

表—6.15 設計条件の概要

	岸壁天ば高 (m)	H.W.L. (m)	L.W.L. (m)	R.W.L. (m)	
図—6.20	4.00	3.00	0	1.00	
図—6.21	2.00	1.00	0	0.50	
	前面水深 (m)	設計水深 (m)	設計稜度	裏込め土 $\phi$	基礎地盤 $\phi$
NO1	-6.00	-4.00	0.05	$35^\circ$	$30^\circ$
NO2	-10.00	-4.00	0.20	$35^\circ$	$30^\circ$
NO3	-7.00	-5.50	0.10	$35^\circ$	$30^\circ$
NO4	-9.00	-7.50	0.05	$35^\circ$	$30^\circ$

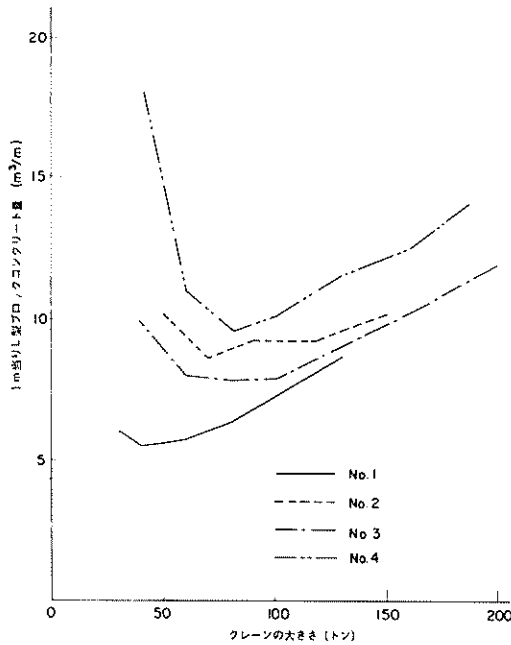


図-6.20 クレーンの大きさと1m当りL型ブロックコンクリート量(その1)

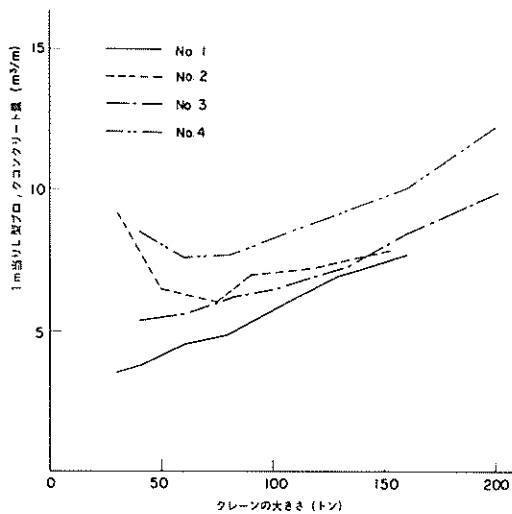


図-6.21 クレーンの大きさと1m当りL型ブロックコンクリート量(その2)

冊では、30～100トン程度となっている。しかし、実際には、クレーンの大きさの種類は限られており、図中のクレーンの大きさは、L型ブロック1基の総重量とみるべきである。

クレーンの大きさ、すなわちL型ブロック総重量の大きさは、L型ブロックコンクリート量のみではなく、海上運搬法(台船の大きさ等)、据付け工費等も考慮に入れて、総工費が最小となるように決定するのが理想的であるが、コンクリート量のみを考え、図-6.20、図-6.21を参考にして決定しても、特殊な場合(例えば、30トンブロックを100トンクレーンで吊上げる場合)でない限り問題はなからうと思われる。

#### 6.4 設計条件の変動によるブロック幅の変化

設計条件の変動により、L型ブロック底面幅が、どの程度変化するかをみるために、裏込め土の内部摩擦角及びマウンド前面幅をとり上げ、本自動設計システムにより計算を行なった。

図-6.22は、裏込め土の内部摩擦角が与える影響を

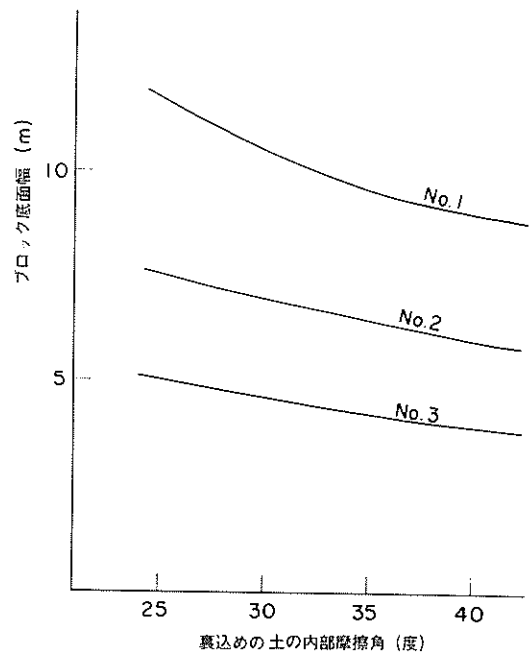


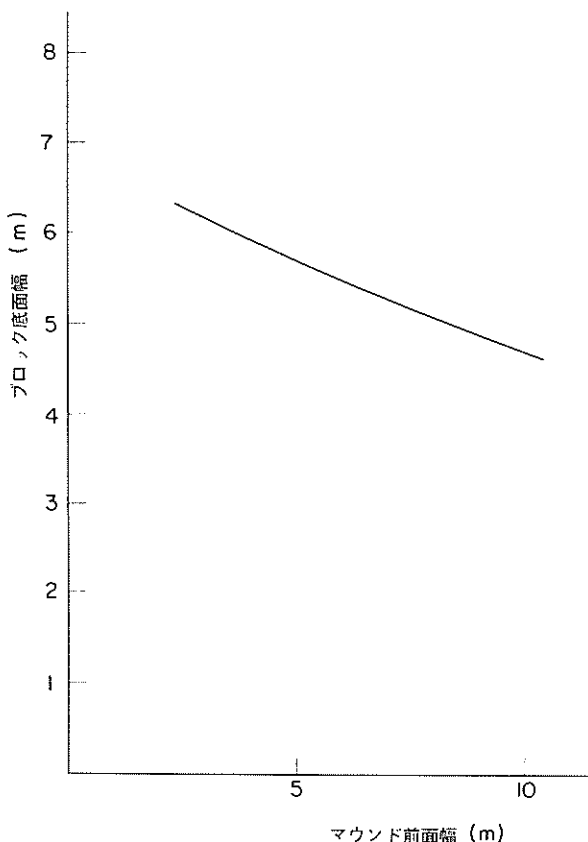
図-6.22 裏込め土の内部摩擦角とブロック底面幅

表-6.16 構造物の概要

	前面水深 m	設計水深 m	設計震度	基礎地盤 φ 度	決定要因
NO1	-1.0.0	-4.0	0.20	30	直線すべり
NO2	-9.0	-6.0	0.05	30	地盤の支持力
NO3	-6.0	-4.0	0.10	30	すべり出し

示したものである。図中のケース番号構造物の概要は表一6.16に示してある。表中の決定要因とは、L型ブロック本体の安定計算において、ブロック底面幅を決定する安定計算項目である。図一6.22によれば、裏込め土の内部摩擦角が $5^\circ$ 減少するごとに、ブロック底面幅は8~10% (4 $\theta$ の場合のブロック幅を基準)程度、大きくなることがわかる。

図一6.23は、前面水深-9.0 m, 設計水深-6.0 m



図一6.23 マウンド前面幅とブロック底面幅

設計震度0.05, 基礎地盤の内部摩擦角 $30^\circ$ の場合に、マウンド前面幅を変化させたものである。当然のことながら、ブロック幅は2層系偏心傾斜支持力公式により決まっている。ブロック幅は、マウンド前面幅が1 m減るごとに、4%程度大きくになっている。

## 7. 自動設計の利用法及びシステムの構成

### 7.1 システムの利用法

本自動設計の利用法は、前述のごとく

- Ⅰ. 基本設計から細部設計まで行なう場合
- Ⅱ. 基本設計のみを行なう場合
- Ⅲ. 細部設計のみを行なう場合

の3通りがある。

#### (1) 設計条件の入力法

設計条件の入力法は、カードリーダー及びテレックスのいずれかで行なうことができ、Ⅰ及びⅡの場合には、後述の(i), Ⅲの場合には、(ii)の項にしたがって入力する。ただし、(ii)は現在のところ、カードリーダーのみからしか入力できない。

#### (i) 基本設計

入力様式は、表一7.1のとおりであり、ナンバーリングを行なっているデータグループごとにカード1枚あるいは紙テープ1行にパンチされる。構造種別以下のデータは、コンマで区切り(最後のデータの後ろにも、を設ける)、各データは、小数点を含めて、8桁以内とする。各データの入力法の注意点を列挙する。

1. 使用人名, 港名工事名, コメント。最大60字以内にかく。
2. 入力装置。カードリーダーにより入力する場合には、LP, テレックスの場合にはTELEXと、前詰めにかく。
3. 利用ケース。前述の利用ケースがⅠのときⅠ, ⅡのときⅡを前詰めに記入する。
4. 構造種別。L型ブロックをけり船本体として使用する場合には、Ⅰ, 横さん橋護岸ではⅡとする。
5. 前面水深(GRL), 設計水深(SBL), H.W, L, L.W.L., 岸壁天ば高, L型ブロック天端高。これらのデータは施工基準面(D.L.)からの高さで入力する。設計水深は1.35 m以内とする。
6. L型ブロック天ば高。自動的に計算機内で決定されるが、特に指定したい場合のみ記入する。
7. 上部工コンクリート設計基準強度。横さん橋護岸の場合には、計算上必要ないので、0としてもよい。
8. コンクリート打設方法。L型ブロックのコンクリート打設を縦打ちにより行なう場合には、Ⅰ, 横打ちではⅡを記入する(4.2.2 施工法を参照)。ただし、利用ケースがⅡの場合には指定しなくてもよい。
9. エブロンこう配。例えば $1/100$ の場合には、100と記す。
10. 鉄筋工及びコンクリート工単価。材料費のみでなく鉄筋加工費, 型わく費などの施工費も含めることができ

表一7.1 基本設計の入力法

1	使用者名				
2	入力装置の指定				
3	利用ケース種別番号				
4	港名工事名				
5	コメント				
6	構造種別	前面水深(m)	設計水深(m)	H. W. L. (m)	R. W. L. (m) 岸壁天ば高(m)
	L型ブロック天ば高(m)				
7	常時上載荷重( $t/m^2$ )	地震時上載荷重( $t/m^2$ )	設計震度	L型ブロックコンクリート設計基準強度( $kg/cm^2$ )	
	上部コンクリート設計基準強度( $kg/cm^2$ )		鉄筋許容引張応力度( $kg/m^2$ )	使用クレーン(t)	コンクリート打設法
8	エブロン幅(m)	エブロンこう配	舗装厚(m)	路盤厚(m)	
9	鉄筋工単価(円/t)	L型ブロックコンクリート工単価(円/ $m^3$ )	常時渡版反力( $t/m$ )	地震時渡版反力( $t/m$ )	
10	基礎地盤土質条件, 土の単位体積重量( $t/m^3$ ), 内部摩擦角(度)				
11	裏込め形状	裏込め土の単位体積重量( $t/m^3$ ), R. W. L. 以上, R. W. L. 以下 裏込め土の内部摩擦角(度), R. W. L. 以上, R. W. L. 以下 壁面摩擦角(度)			
12	裏込め天ば幅(m)	裏込めこう配	裏込め段幅(m)	裏込め段高(m)	
13	マウンド土質条件, 単位体積重量( $t/m^3$ ), 内部摩擦角(度)	L型ブロックとの摩擦係数	マウンド前面幅(m)		
	マウンドこう配	捨石層厚(m)			
14	盛土の土質条件, 土の単位体積重量( $t/m^3$ ), 内部摩擦角(度)		盛土高(m)		
15	END				

る。

11. 渡版反力。けい船岸本体として設計する場合には、記入しなくてよい。
12. 土の単位体積重量。水中部では水中単位体積重量で入力する。
13. 裏込め形状。図一3.7(19ページ)のタイプの中から指定する。
14. 裏込め形状諸元。裏込め天ば幅、裏込めこう配、裏込め段幅、裏込め段高は、各々図一3.7のB、C、B'、Hに対応する。HはD.L.からの高さである。B'、Hはタイプ3、4の場合のみ記入する。
15. マウンド前面幅、マウンドこう配。これらのデータは図一3.8(19ページ)の $L_1$ 、 $C_4$ に対応する。 $C_4$ は横さん橋護岸の場合だけ指定でき、けい船岸本体の場合には、0とするか、あるいは指定しない。
16. 捨石層厚。盛土土質の指定がある場合及び横さん橋護岸である場合に指定できL型ブロック下面からの厚さで入力する。
17. 盛土諸元。マウンドを盛砂にて施工する場合に指定する。この場合には、マウンド形状は、タイプ4かタイプ6(図一3.8)のいずれかになる。タイプ4の場合には盛土の水中単位体積重量及び内部摩擦角のみを指定する。盛土厚を特に指定する場合には、捨石層の指定によ

- り行なり。タイプ6の場合には、上記の土質条件の他に盛土高(HMORI、図一3.8タイプ6参照)をD.L.面からの高さで記入する。ただしHMORIは前面水深(GRL)より下に下がることはできない。盛土厚を特に指定したい場合には、タイプ4に準ずる。
18. 利用ケース種別番号、構造種別、裏込めの形状コンクリート打設法は必ず整数タイプで入力する。
19. END。データの最後には必ずENDを前詰めにかく。
20. 利用ケースが2の場合、すなわち、基本設計のみを行なり場合には、最大5ケース連続して行なりことができる。この場合には、港名工事名カードの前にBEGINカード(前詰めにかく)をつけて設計条件データを繰返せばよい。詳細は設計例を参照されたい。

(ii) 細部設計

- 入力様式は、表一7.2である。L型ブロック形状以下のデータは、基本設計と同様にコマで区切る。
1. 使用者名、港名工事名、コメント。基本設計に同じとする。
  2. 入力装置。LPと前詰めにかく。
  3. 利用ケース種別番号。この場合には必ず3とし、前詰めにかく。

表一 7.2 細部設計の入力法

1	使用者名			
2	入力装置の指定			
3	利用ケース種別番号			
4	港名工事名			
5	コメント			
6	L型ブロック形状(m) $H_1, B_1, B_4, B_5, B_8, D_1, D_2, D_3, D_4, H_a$			
7	L型ブロック重量( $\text{ton}$ )	ブロック重心位置(m) $X, Y$		
8	岸壁天ば高(m)	R.W.L.(m)	L.W.L.(m)	L型ブロック天ば高(m)
9	常時土圧分布( $\text{t/m}^2$ ) $P_1, P_2, P_3$		地震時土圧分布( $\text{t/m}^2$ ) $\bar{P}_1, \bar{P}_2, \bar{P}_3$	
10	常時地盤反力分布 $Q_1, Q_2$ ( $\text{t/m}^2$ ), $L$ (m)		地震時地盤反力分布 $\bar{Q}_1, \bar{Q}_2$ ( $\text{t/m}^2$ ), $\bar{L}$ (m)	
11	上載荷重( $\text{t/m}^2$ )	常時, 地震時	裏込め土砂重量( $\text{t/m}^3$ )	R.W.L.以上, R.W.L.以下 舗装厚(m)
	路盤厚(m)			
12	コンクリート設計基準強度 ( $\text{kg/cm}^2$ )		鉄筋引張許容応力度 ( $\text{kg/cm}^2$ )	
13	コンクリート打設法			
14	END			

4.L型ブロック形状。図一7.1に従って記入する。ただしブロックの最大は $20\text{m}(B_1) \times 20\text{m}(H_1) \times 8\text{m}(B_8)$ とする。

5.ブロック重心位置。フーチング先端下面からの距離で入力する。

6.土圧分布, 地盤反力分布。図一7.2に従って記入する。

7.コンクリート打設法。基本設計に同じ。

8.細部設計々算を常時あるいは地震時のいずれか一方しか行なわない場合には, 該当するデータはすべて0として入力する。

9.END。データの終りには必ずENDカードを入れる。

(2)設計々算結果の出力

出力項目は次のとおりである。

(i)基本設計

1.設計条件

2.計算結果

3.標準断面図及びL型ブロック一般図

4.エラー表示

設計条件及び計算結果は, テレックスにて入力した場合には, ラインプリンタに打出されるほか, テレックスでも電送される。計算結果項目は, 3.9 計算結果の出力項目に従って出力される。出力様式の詳細は, 後述の設計例を参照されたい。

自動図化機により作成される図面は, 前述の利用ケースがIの場合には, 標準断面図及びL型ブロック一般図がA1の図面に画かれ, IIの場合には, 標準断面図のみがA3の図面に製図される。

エラー表示については後述するが, エラーが発生した場合にはLP及びテレックスに出力される。

(ii)細部設計

1.設計条件

2.応力計算結果

3.材料表

4.C及びE鉄筋の長さ及び径

5.配筋図

6.エラー表示

1.設計条件は, 利用ケースがIIIの場合のみ出力される。

2~4はLPにて出力されるが, 応力計算結果及び材料表は3.9 計算結果の出力項目を, C及びE鉄筋の長さ及び径は, 5.3 製図法を参照されたい。

配筋図はA1の大きさの図面に画かれる。

(3)エラー表示

前述の設計条件の入力に誤りがある場合, 及び設計演算時に設計条件が不相当であるため正規の計算ルーチンを行なわない場合には, 該当するエラー内容が, 表一7.3に応じて打出される。

(4)設計例

(i)基本設計から細部設計まで行なう場合

設計条件の概略は次のとおりである。

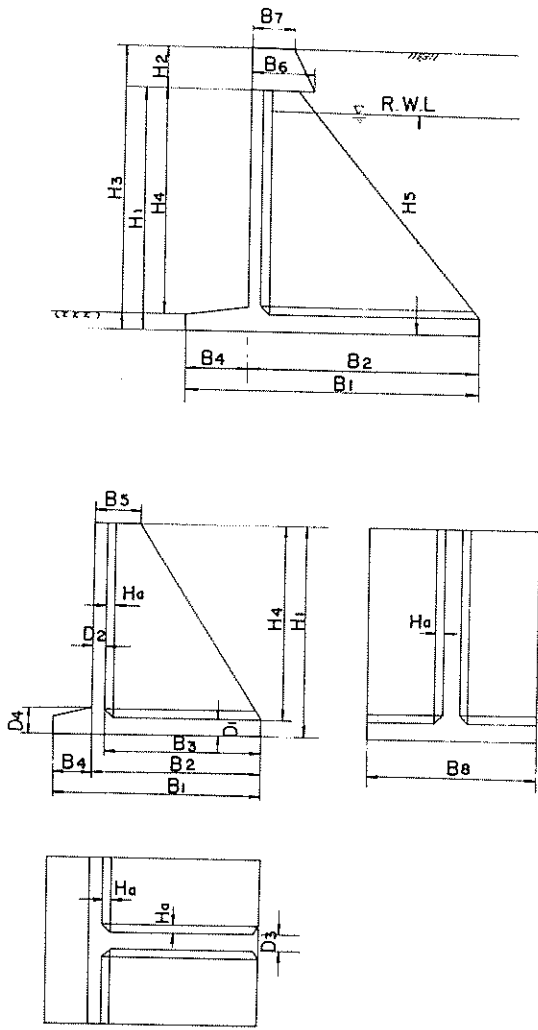
1.テレックスにて入力

2.基本設計及び細部設計を行なう

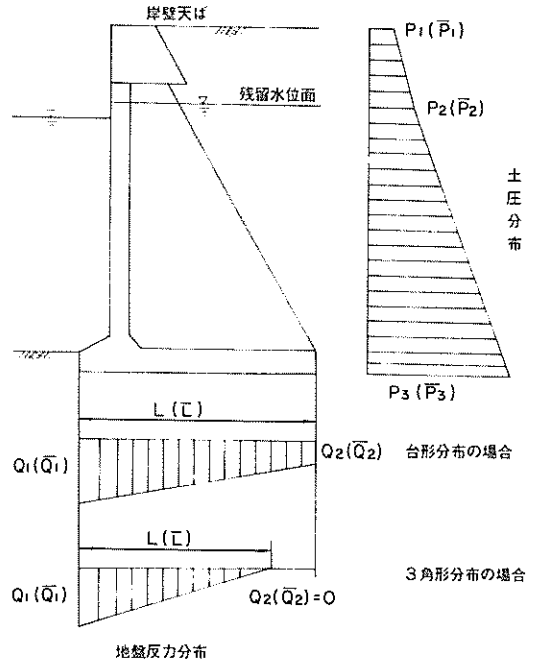
3.けい船岸本体構造物

4.L型ブロック天ば高は指定しない。

5.マウンド形状はタイプ1(前面水深と設計水深の相對



図一7.1 L型ブロック形状



図一7.2 土圧及び地盤反力分布の入力法

表一7.3 エラーコード表

コード	エラー内容
1	利用ケース種別番号に誤りがある
2	データ数が不足している
3	データ数が多すぎる
4	構造種別番号に誤りがある
5	前面水深及び設計水深は負値でなければならない
6	設計水深が-13.5mを越えた
7	残留水位が岸壁天ば高より高い
8	残留水位のデータが欠落している
9	L型ブロック天ば高が岸壁天ば高より高い
10	コンクリート打設法が定まらない
11	コンクリート打設法のデータが欠落している
12	裏込め形状タイプ番号に誤りがある
13	裏込め形状タイプ番号と裏込め形状諸元が一致しない
14	裏込め形状諸元のデータが足りない
15	構造種別番号とマウンド形状が対応していない
16	盛土高は前面水深以上の高さでなければならない
17	盛土高が高すぎる
18	クレーンの大きさが小さすぎる
19	クレーンの大きさが大きすぎる
20	非負のデータに負の値を入力している。該当するデータは、港名工事名カードからのカード番号で示される

表一7.3 エラーコード表(つづき)

コード	エラー内容
21	L型ブロック形状寸法のデータ数が不足している
22	ブロック形状寸法の入力に誤りがある
23	L型ブロックの大きさが最大限を越えた
24	L型ブロック重心位置のデータに誤りがある
25	地盤反力分布データに誤りがある
26	常時の土圧分布あるいは地盤反力分布が欠落している
27	地震時の土圧分布あるいは地盤反力分布が欠落している
28	前壁厚( $D_2$ )が曲げモーメントに対して過小である
29	前壁厚( $D_2$ )がせん断力に対して過小である
30	フーチング厚( $D_4$ )が曲げモーメントに対して過小である
31	フーチング厚( $D_4$ )がせん断力に対して過小である
32	フーチング長( $B_4$ )が短かすぎる
33	底板厚( $D_1$ )が曲げモーメントに対して過小である
34	底板厚( $D_1$ )がせん断力に対して過小である
35	扶壁厚( $D_3$ )が曲げモーメントに対して過小である
36	扶壁厚( $D_3$ )がせん断力に対して過小である
37	ブロック幅 $B_3$ あるいはクレーンが大きすぎて、結合筋の設計ができない
38	L型ブロック重量が大きすぎて、吊筋の設計ができない

的關係により定まる。表一3.4, 20ページ参照)

6.裏込め形状はタイプ2

7.コンクリート打設は横打ち

KOKEN SHIOMI

TELEX

1

KOKEN FUTO

3 10,1974

1, -10, -7.5, 3.30, 0, 1.50, 4.50,

2.0, 1.0, 0.05, 180, 180, 1800, 90, 2,

20, 100, 0.2, 0.3,

8000, 20000,

1, 30,

2, 1.8, 1.0, 35, 35, 15,

5.0, 1.2,

1.0, 40, 0.6, 3.5,

END

図一7.3 基本設計の設計条件のコーディング

設計条件のコーディングは図一7.3であり、設計結果は次のとおりである。( )内は出力装置を示す。

図一7.4; 設計条件(LP)

図一7.5; 基本設計結果(LP)

図一7.6; 設計条件及び基本設計結果(テレックス)

図一7.7; 細部設計応力計算結果(LP)

図一7.8; 材料表(LP)

図一7.9; C, E鉄筋の長さ及び径(LP)

図一7.10; 標準断面図及びL型ブロック一般図

図一7.11; L型ブロック配筋図

ただし、図一7.5中におけるL型ブロック形状記号は図一7.1を参照されたい。

(ii)基本設計のみを行なう場合

入力装置はLPとし、連続して4ケースを行なう。各ケースの入力条件を表一7.4に示す。設計条件のコーディングは図一7.12のとおりであり、自動化機により

表一7.4 入力条件

	構造種別	マウンド形状タイプ	裏込め形状タイプ	捨石層厚
EXAMPLE 1	けい船岸本体	2	1	—
EXAMPLE 2	けい船岸本体	4	2	2.0m
EXAMPLE 3	横さん橋護岸	5	3	1.5m
EXAMPLE 4	横さん橋護岸	6	4	指定せず

画かれた図面を図一7.13に示す。ただし、LPからの出力は図一7.4, 図一7.5と同様であるので省略する。

(iii)細部設計のみを行なう場合

設計条件のコーディング例を図一7.14に示す。

KOKEN SHIOMI

LP

3

KOKEN FUTO

3 10,1974

10.05, 7.60, 1.10, 1.15, 3.20, 0.55, 0.30, 0.40, 0.75, 0.20,

87.53, 3.00, 2.96,

4.50, 1.50, 0, 2.30,

0.479, 1.771, 4.057, 0.266, 1.702, 4.698,

28.12, 1.42, 7.60, 33.99, 0, 6.64,

2.0, 1.0, 1.8, 1.0, 0.2, 0.3,

180, 1800,

2,

END

図一7.14 細部設計条件のコーディング

\*\*\*\*\* DESIGN CONDITION \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\* NAME KOKEN FUTO \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\* COMMENT 3 10.1974 \*\*\*\*\*

FRONT DEPTH	10.000	M
DESIGN DEPTH	7.500	M
CROWN LEVEL	4.500	M
H.W.L.	3.300	M
L.W.L.	0.	M
RESIDUAL WATER LEVEL	1.500	M
SURCHARGE		
ORDINARY	2.00	T/M**2
EARTHQUAKE	1.00	T/M**2
DESIGN SEISMIC COEFFICIENT	0.05	
SOIL PROPERTY OF BACKFILL		
ANGLE OF INTERNAL FRICTION		
	35.0	DEGREE
	35.0	DEGREE
	1.80	T/M**3
	1.00	T/M**3
	15.0	DEGREE
BULK DENSITY		
ANGLE OF WALL FRICTION	30.0	DEGREE
PROPERTY OF FOUNDATION	1.00	T/M**3
ANGLE OF INTERNAL FRICTION		
BULK DENSITY	40.0	DEGREE
PROPERTY OF RUBBLE BASE	1.00	T/M**3
ANGLE OF INTERNAL FRICTION	0.60	
BULK DENSITY		
COEFFICIENT OF FRICTION	180.	KG/CM**2
STANDARD DESIGN STRENGTH	180.	KG/CM**2
L-TYPE BLOCK CONCRETE	1800.	KG/CM**2
CAPPING CONCRETE	90.	TON
ALLOWABLE STRESS OF REINFORCEMENT		
CRANE CAPACITY		
UNIT COST		
L-TYPE BLOCK CONCRETE	20000.	YEN/M**3
REINFORCEMENT	80000.	YEN/TON



\*\*\* NAME KUKEN FUTO

\*\*\* L-TYPE BLOCK (OP)

B1= 750, B2= 630, B3= 595, B4=120, B5= 125, B6=190, B7= 70, B8= 280,  
 D1= 60, D2= 35, D3= 40, D4= 80, H1=1020, H2=240, H3=1260, H4= 960,  
 H5= 960, HUNCH=20.

WEIGHT OF L-TYPE CONCRETE BLOCK 88.59 TON ( 36.158 M\*\*3)

WEIGHT OF L-BLOCK X= 3.020 M V= 3.113 M

BOLLARD TYPE= 25 PITCH 20, R WIDTH 1,90 M

BLOCK LENGTH OF CAPPING 11.20 M

\*\*\* EARTH PRESSURE

	P1	P2	P3
	T/M**2	T/M**2	T/M**2
ORDINARY	0.479	1.771	4.054
EARTHQUAKE	0.206	1.702	4.695

\*\*\* STABILITY OF CAPPING

	SLIDING	OVERTURNING	CRACKING (KG/CM**2)
ORDINARY	1.63	1.70	5.36
EARTHQUAKE	1.52	1.66	---

\*\*\* LOADS ACTING TO MAIN BANK

	N	H	V	MR	MO
	T/G**2	TON/M	TON/M	TON**M/H	TON**M/M
ORDINARY	0.	38.4	110.2	487.7	172.8
EARTHQUAKE	2.0	44.4	124.4	554.5	210.4
	0.	51.5	111.5	497.4	241.8
	1.0	59.0	118.8	531.8	263.1

\*\*\* STABILITY OF MAIN BANK

	SLIDING	OVERTURNING	BEARING CAPACITY	LINEAR SLIPPING
ORDINARY	1.51	2.38	1.29	---
EARTHQUAKE	1.23	1.92	1.15	---

\*\*\* TOE PRESSURE ON TOP OF MOUND

	Q1	Q2	L
	T/M**2	T/M**2	METER
ORDINARY	28.79	1.04	7.50
EARTHQUAKE	34.95	0.	6.43

図一7.5 基本設計結果のフットプリント(LP)

KOKEN SHIOMI DONO  
 AUTOMATIC DESIGN OF L-TYPE CONCRETE BLOCK QUAY

KOKEN FUTO  
 3 10,1974  
 1,-10,-7.5,3.30,0,1.50,4.50,  
 2.0,1.0,0.05,180,180,1800,90,2,  
 20,100,0.2,0.3,  
 80000,20000,  
 1.0,30,  
 2,1.8,1.0,35,35,15,  
 5.0,1.2,  
 1.0,40,0.6,3.5,

RESULTS OF BASIC DESIGN

KOKEN FUTO

L-TYPE BLOCK

750.	630.	595.	120.	125.	190.	70.	280.		
60.	35.	40.	80.	1020.	240.	1260.	960.	960.	20.
88.59	36.158								

BOLLARD

TYPE — 25 20. 1.90 11.20

CAPPING

	SF1	SF2	CRACK
ORDINARY	1.63	1.70	5.36
EARTHQUAKE	1.52	1.66	
MAIN BANK			

	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5
ORDINARY	1.51	2.38	1.29	1.04	
EARTHQUAKE	1.23	1.92	1.15	1.05	
TOE PRESSURE					

	Q1	Q2	L
ORDINARY	28.79	1.04	7.50
EARTHQUAKE	34.95	0.	6.43

図一7.6 基本設計及び基本設計結果のアウトプット(テレックス)

***** RESULTS OF DETAILED DESIGN *****													
*** FRONT WALL ***													
LOC.	M	S	AS	DIA.	PICH	SIG-S	SIG-C	TAU-C	IAU-0	STATE	TAU-C	TAU-0	STATE
M	TON	CH**2	MM	CM	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2
0.90	5.23	7.48	19	25	1743.1	47.15	7.9	11.9	ODN,				
3.30	4.67	6.68	19	25	1556.9	42.14	2.5	10.6	ODN,				
5.70	4.11	5.83	19	30	1681.9	40.10	2.2	11.1	ODN,				
8.10	3.56	5.18	19	30	1410.0	34.16	1.9	9.6	ODN,				
*** FOOTING ***													
M	TON	CH**2	MM	PICH	SIG-S	SIG-C	TAU-C	IAU-0	STATE				
M	TON	CH**2	MM	CM	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2				
16.97	30.66	19.10	19	15	1546.3	34.0	4.8	11.9	ODN,				
*** BOTTOM SLAB ***													
LOC.	M	S	AS	DIA.	PICH	SIG-S	SIG-C	TAU-C	IAU-0	STATE	TAU-C	TAU-0	STATE
M	TON	CH**2	MM	CM	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2
0.	16.03	22.89	19	15	1711.8	43.7	4.7	11.7	ODN,				
1.20	11.47	16.33	19	20	1614.1	34.9	3.3	11.0	*				
3.20	3.87	5.52	19	30	804.7	13.9	1.1	5.5	*				
4.40	0.69	0.99	13	30	345.4	4.0	0.2	1.6	*				
6.13	7.62	10.35	19	30	1633.6	29.4	2.2	11.1	EQ,				
*** VERTICAL RINDER ***													
LOC.	M	S	AS	DIA.	PICH	SIG-S	SIG-C	TAU-C	IAU-0	STATE			
M	TON	CH**2	MM	CM	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2			
0.	45.79	25.81	22	15	1774.2	ODN,							
1.20	32.76	19.33	22	20	1692.5	*							
3.20	11.05	6.62	16	30	1668.5	*							
4.40	1.28	4.22	13	30	*	*							
*** HORIZONTAL BINDER ***													
LOC.	M	S	AS	DIA.	PICH	SIG-S	SIG-C	TAU-C	IAU-0	STATE			
M	TON	CH**2	MM	CM	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2			
0.90	14.95	11.46	19	25	1309.7	ODN,							
3.30	13.35	7.94	16	25	1681.0	ODN,							
5.70	11.76	6.62	16	30	1775.8	ODN,							
8.10	10.16	6.62	16	30	1534.4	ODN,							
*** BUTRESS ***													
LOC.	M	S	AS	DIA.	P	SIG-S	SIG-C	TAU-C	IAU-0	STATE	TAU-C	TAU-0	STATE
M	TON	CH**2	MM	MM	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2
0.	593.73	124.91	55.60	32	7	1783.6	14.0	5.2	3.0	ODN,			
0.90	487.53	111.13	47.65	32	6	1753.9	12.6	4.8	3.2	ODN,			
3.30	262.22	77.21	39.71	32	5	1440.5	12.2	4.2	3.4	ODN,			
5.70	113.83	47.03	23.83	32	3	1417.4	11.0	3.5	4.7	ODN,			
8.10	53.16	20.79	15.88	32	2	1076.9	11.9	1.1	5.4	ODN,			
*** LIFTING REINFORCEMENT ***													
BAR NO.	T	S	DIA.	LENGTH	SIG-S	IAU-S	IAU-0						
M	TON	MM	M	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2	KG/CM**2						
A-1	15.33	18.26	40	1.09	510.1	726.6	5.6						
A-2	58.00	30.54	70	2.50	750.6	766.6	5.6						

図一7.7 細部設計応力計算結果の出力 (LP)

\*\*\*\*\* MATERIAL LIST \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\* NAME

\*\*\* LIST OF REINFORCING BAR \*\*\*

BAR NO.	DIA.	LENGTH	QUAN.	WEIG.P.U	HEIGHT	BAR NO.	DIA.	LENGTH	QUAN.	WEIG.P.U	HEIGHT
		M		KG/M	KG			M		KG/M	KG
A-1-1	D13	7.00	48	0.995	125.37	U-34	D16	2.16	1	1.560	3.84
A-1-2	D13	3.93	48	0.995	60.32	U-35	D16	2.30	1	1.560	3.84
A-1-3	D16	2.04	2	2.250	36.72	E-1-1	D13	7.50	1	0.995	7.50
A-1-4	D17	2.62	3A	2.250	224.01	E-1-2	D13	3.63	1	0.995	7.46
A-1-5	D19	3.54	3B	3.280	93.83	E-2-1	D13	7.50	1	0.995	7.46
F-2	D19	2.60	8	2.250	44.80	E-2-2	D13	3.63	1	0.995	7.46
F-3	D19	2.63	13	0.995	13.08	E-3-1	D13	7.50	1	0.995	7.46
F-2	D19	2.63	27	2.250	82.35	E-3-2	D13	3.63	1	0.995	7.46
T-3	D13	2.63	19	0.995	49.72	E-4-1	D13	2.50	1	0.995	7.46
T-4	D13	7.34	9	0.995	65.23	E-4-2	D13	9.52	1	0.995	7.46
T-5	D13	5.43	9	0.995	57.25	E-6	D13	9.00	1	0.995	7.46
U-3	D19	7.01	1	2.250	46.07	E-7	D16	8.43	1	1.560	8.43
U-4	D19	6.98	1	2.250	45.48	E-8	D16	7.66	1	1.560	8.43
U-5	D19	4.61	1	2.250	13.17	E-9	D16	7.29	1	1.560	11.37
U-6	D19	6.48	1	2.250	44.50	E-10	D16	6.72	1	1.560	10.48
U-7	D19	6.35	1	2.250	44.29	E-11	D22	6.34	1	3.040	19.27
U-8	D19	6.22	1	2.250	44.00	E-12	D22	5.96	1	3.040	18.12
U-9	D19	6.09	1	2.250	43.70	E-13	D22	3.58	1	3.040	16.96
U-10	D19	5.96	1	2.250	43.41	E-14	D22	3.20	1	3.040	15.81
U-11	D19	5.82	1	2.250	43.10	E-15	D22	4.82	1	3.040	14.65
U-12	D19	5.69	1	2.250	42.80	E-16	D22	4.06	1	3.040	13.50
U-13	D16	2.76	1	1.560	8.67	E-17	D22	3.30	1	3.040	12.35
U-14	D16	2.73	1	1.560	8.47	E-18	D22	3.00	1	3.040	11.19
U-15	D16	2.70	1	1.560	8.27	E-19	D22	2.92	1	3.040	8.00
U-16	D16	2.67	1	1.560	8.07	E-20	D22	2.63	1	3.040	7.14
U-17	D16	2.64	1	1.560	7.86	E-21	D22	2.35	1	3.040	6.26
U-18	D16	2.61	1	1.560	7.64	E-22	D22	2.06	1	3.040	5.41
U-19	D16	2.58	1	1.560	7.44	E-23	D22	1.78	1	3.040	4.54
U-20	D16	2.55	1	1.560	7.24	E-24	D22	1.50	2	6.230	3.68
U-21	D16	2.52	1	1.560	7.04	E-25	D22	1.22	2	6.230	2.82
U-22	D16	2.49	1	1.560	6.84	E-26	D22	0.94	2	6.230	1.96
U-23	D16	2.46	1	1.560	6.64	E-27	D22	0.66	2	6.230	1.10
U-24	D16	2.43	1	1.560	6.44	E-28	D22	0.38	2	6.230	0.24
U-25	D16	2.40	1	1.560	6.24	E-29	D22	0.10	2	6.230	0.38
U-26	D16	2.37	1	1.560	6.04	E-30	D22	0.82	1	6.230	3.04
U-27	D16	2.34	1	1.560	5.84	E-31	D22	0.54	1	6.230	2.18
U-28	D16	2.31	1	1.560	5.64	E-32	D22	0.26	1	6.230	1.32
U-29	D16	2.28	1	1.560	5.44	E-33	D22	0.98	1	6.230	3.04
U-30	D16	2.25	1	1.560	5.24	E-34	D22	0.70	1	6.230	2.18
U-31	D16	2.22	1	1.560	5.04	E-35	D22	0.42	1	6.230	1.32
U-32	D16	2.19	1	1.560	4.84	E-36	D22	0.14	1	6.230	0.46
U-33	D16	2.16	1	1.560	4.64	E-37	D22	0.86	1	6.230	3.04
U-34	D16	2.13	1	1.560	4.44	E-38	D22	0.58	1	6.230	2.18
U-35	D16	2.10	1	1.560	4.24	E-39	D22	0.30	1	6.230	1.32
U-36	D16	2.07	1	1.560	4.04	E-40	D22	0.02	1	6.230	0.46
U-37	D16	2.04	1	1.560	3.84	E-41	D22	0.74	1	6.230	3.04
U-38	D16	2.01	1	1.560	3.64	E-42	D22	0.46	1	6.230	2.18
U-39	D16	1.98	1	1.560	3.44	E-43	D22	0.18	1	6.230	1.32
U-40	D16	1.95	1	1.560	3.24	E-44	D22	0.90	1	6.230	3.04
U-41	D16	1.92	1	1.560	3.04	E-45	D22	0.62	1	6.230	2.18
U-42	D16	1.89	1	1.560	2.84	E-46	D22	0.34	1	6.230	1.32
U-43	D16	1.86	1	1.560	2.64	E-47	D22	0.06	1	6.230	0.46
U-44	D16	1.83	1	1.560	2.44	E-48	D22	0.78	1	6.230	3.04
U-45	D16	1.80	1	1.560	2.24	E-49	D22	0.50	1	6.230	2.18
U-46	D16	1.77	1	1.560	2.04	E-50	D22	0.22	1	6.230	1.32
U-47	D16	1.74	1	1.560	1.84	E-51	D22	0.94	1	6.230	3.04
U-48	D16	1.71	1	1.560	1.64	E-52	D22	0.66	1	6.230	2.18
U-49	D16	1.68	1	1.560	1.44	E-53	D22	0.38	1	6.230	1.32
U-50	D16	1.65	1	1.560	1.24	E-54	D22	0.10	1	6.230	0.46
U-51	D16	1.62	1	1.560	1.04	E-55	D22	0.82	1	6.230	3.04
U-52	D16	1.59	1	1.560	0.84	E-56	D22	0.54	1	6.230	2.18
U-53	D16	1.56	1	1.560	0.64	E-57	D22	0.26	1	6.230	1.32
U-54	D16	1.53	1	1.560	0.44	E-58	D22	0.98	1	6.230	3.04
U-55	D16	1.50	1	1.560	0.24	E-59	D22	0.70	1	6.230	2.18
U-56	D16	1.47	1	1.560	0.04	E-60	D22	0.42	1	6.230	1.32
U-57	D16	1.44	1	1.560	0.84	E-61	D22	0.14	1	6.230	0.46
U-58	D16	1.41	1	1.560	0.64	E-62	D22	0.86	1	6.230	3.04
U-59	D16	1.38	1	1.560	0.44	E-63	D22	0.58	1	6.230	2.18
U-60	D16	1.35	1	1.560	0.24	E-64	D22	0.30	1	6.230	1.32
U-61	D16	1.32	1	1.560	0.04	E-65	D22	0.02	1	6.230	0.46
U-62	D16	1.29	1	1.560	0.84	E-66	D22	0.74	1	6.230	3.04
U-63	D16	1.26	1	1.560	0.64	E-67	D22	0.46	1	6.230	2.18
U-64	D16	1.23	1	1.560	0.44	E-68	D22	0.18	1	6.230	1.32
U-65	D16	1.20	1	1.560	0.24	E-69	D22	0.90	1	6.230	3.04
U-66	D16	1.17	1	1.560	0.04	E-70	D22	0.62	1	6.230	2.18
U-67	D16	1.14	1	1.560	0.84	E-71	D22	0.34	1	6.230	1.32
U-68	D16	1.11	1	1.560	0.64	E-72	D22	0.06	1	6.230	0.46
U-69	D16	1.08	1	1.560	0.44	E-73	D22	0.78	1	6.230	3.04
U-70	D16	1.05	1	1.560	0.24	E-74	D22	0.50	1	6.230	2.18
U-71	D16	1.02	1	1.560	0.04	E-75	D22	0.22	1	6.230	1.32
U-72	D16	0.99	1	1.560	0.84	E-76	D22	0.94	1	6.230	3.04
U-73	D16	0.96	1	1.560	0.64	E-77	D22	0.66	1	6.230	2.18
U-74	D16	0.93	1	1.560	0.44	E-78	D22	0.38	1	6.230	1.32
U-75	D16	0.90	1	1.560	0.24	E-79	D22	0.10	1	6.230	0.46
U-76	D16	0.87	1	1.560	0.84	E-80	D22	0.82	1	6.230	3.04
U-77	D16	0.84	1	1.560	0.64	E-81	D22	0.54	1	6.230	2.18
U-78	D16	0.81	1	1.560	0.44	E-82	D22	0.26	1	6.230	1.32
U-79	D16	0.78	1	1.560	0.24	E-83	D22	0.98	1	6.230	3.04
U-80	D16	0.75	1	1.560	0.04	E-84	D22	0.70	1	6.230	2.18
U-81	D16	0.72	1	1.560	0.84	E-85	D22	0.42	1	6.230	1.32
U-82	D16	0.69	1	1.560	0.64	E-86	D22	0.14	1	6.230	0.46
U-83	D16	0.66	1	1.560	0.44	E-87	D22	0.86	1	6.230	3.04
U-84	D16	0.63	1	1.560	0.24	E-88	D22	0.58	1	6.230	2.18
U-85	D16	0.60	1	1.560	0.04	E-89	D22	0.30	1	6.230	1.32
U-86	D16	0.57	1	1.560	0.84	E-90	D22	0.02	1	6.230	0.46
U-87	D16	0.54	1	1.560	0.64	E-91	D22	0.74	1	6.230	3.04
U-88	D16	0.51	1	1.560	0.44	E-92	D22	0.46	1	6.230	2.18
U-89	D16	0.48	1	1.560	0.24	E-93	D22	0.18	1	6.230	1.32
U-90	D16	0.45	1	1.560	0.04	E-94	D22	0.90	1	6.230	3.04
U-91	D16	0.42	1	1.560	0.84	E-95	D22	0.62	1	6.230	2.18
U-92	D16	0.39	1	1.560	0.64	E-96	D22	0.34	1	6.230	1.32
U-93	D16	0.36	1	1.560	0.44	E-97	D22	0.06	1	6.230	0.46
U-94	D16	0.33	1	1.560	0.24	E-98	D22	0.78	1	6.230	3.04
U-95	D16	0.30	1	1.560	0.04	E-99	D22	0.50	1	6.230	2.18
U-96	D16	0.27	1	1.560	0.84	E-100	D22	0.22	1	6.230	1.32
U-97	D16	0.24	1	1.560	0.64	E-101	D22	0.94	1	6.230	3.04
U-98	D16	0.21	1	1.560	0.44	E-102	D22	0.66	1	6.230	2.18
U-99	D16	0.18	1	1.560	0.24	E-103	D22	0.38	1	6.230	1.32
U-100	D16	0.15	1	1.560	0.04	E-104	D22	0.10	1	6.230	0.46
U-101	D16	0.12	1	1.560	0.84	E-105	D22	0.82	1	6.230	3.04
U-102	D16	0.09	1	1.560	0.64	E-106	D22	0.54	1	6.230	2.18
U-103	D16	0.06	1	1.560	0.44	E-107	D22	0.26	1	6.230	1.32
U-104	D16	0.03	1	1.560	0.24	E-108	D22	0.98	1	6.230	3.04
U-105	D16	0.00	1	1.560	0.04	E-109	D22	0.70	1	6.230	2.18
U-106	D16	0.00	1	1.560	0.84	E-110	D22	0.42	1	6.230	1.32
U-107	D16	0									

\*\*\*\*\* C-TTEKIN ZAIRYO HYO \*\*\*\*\* E-TTEKIN ZAIRYO HYO \*\*\*\*\*

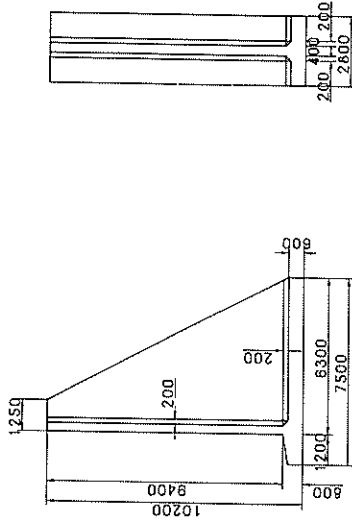
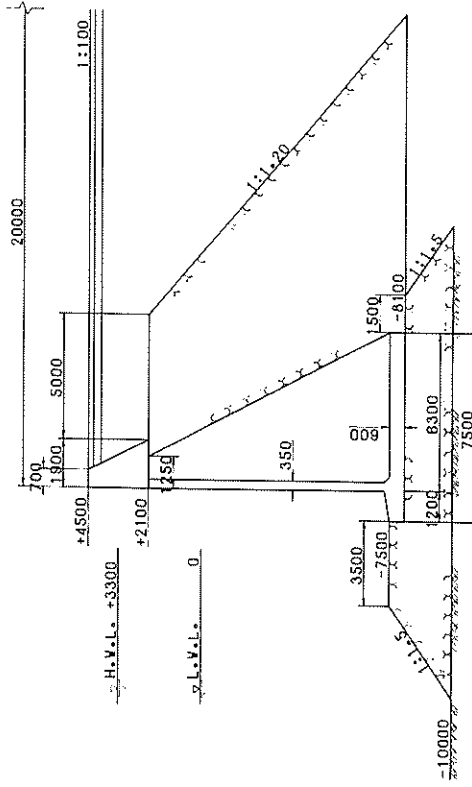
BAR NO.	DIA.	L	LL	BAR NO.	DIA.	L1	E-N=1	LL1	L2	E-N=2	LL2
C-1	D19	7140	6090	E-1	D13	7500	7300	3630	3630	2590	2590
C-2	D19	7010	5960	E-2	D13	7500	7300	3630	3630	2590	2590
C-3	D19	6880	5830	E-3	D13	7500	7300	3630	3630	2590	2590
C-4	D19	6750	5700	E-4	D13	7500	7300	3630	3630	2590	2590
C-5	D19	6610	5560								
C-6	D19	6480	5430								
C-7	D19	6350	5300								
C-8	D19	6220	5170								
C-9	D19	6090	5040								
C-10	D19	5960	4910								
C-11	D19	5820	4770								
C-12	D19	5690	4640								
C-13	D16	5560	4510	E-5	D13	9570	8990				
C-14	D16	5430	4380	E-6	D13	9000	8420				
C-15	D16	5300	4250	E-7	D16	8430	7850				
C-16	D16	5170	4120	E-8	D16	7860	7280				
C-17	D16	5040	3990	E-9	D16	7290	6710				
C-18	D16	4900	3850	E-10	D16	6720	6140				
C-19	D16	4770	3720	E-11	D22	6340	5760				
C-20	D16	4640	3590	E-12	D22	5960	5380				
C-21	D16	4510	3460	E-13	D22	5580	5000				
C-22	D16	4350	3300	E-14	D22	5200	4620				
C-23	D16	4190	3140	E-15	D22	4820	4240				
C-24	D16	4040	2990	E-16	D22	4440	3860				
C-25	D16	3880	2830	E-17	D22	4060	3480				
C-26	D16	3720	2670	E-18	D22	3680	3100				
C-27	D16	3560	2510	E-19	D22	3300	2720				
C-28	D16	3410	2360	E-20	D22	2920	2340				
C-29	D16	3250	2200	E-21	D22	2630	2050				
C-30	D16	3090	2040	E-22	D22	2350	1770				
C-31	D16	2930	1880	E-23	D22	2060	1480				
C-32	D16	2770	1720	E-24	D22	1780	1200				
C-33	D16	2620	1570								
C-34	D16	2460	1410								
C-35	D16	2300	1250								

図-7.9 C, E鉄筋の長さ及び径の出力(L.P)

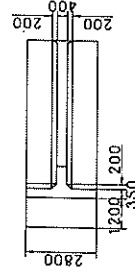
L型ブロック一般図  
S=1:100

側面図 背面図

標準断面図  
S=1:100



平面図



図一7.10 標準断面図及びブロック一般図



```

KOKEN SHIOMI
LP
2
EXAMPLE 1
3 10,1974
1,-5.5,-5.5,2.0,0,1.0,3.0,
2.0,1.0,0.10,210,180,1800,50,
20,100,0.2,0.3,
80000,20000,
1.0,30,
1,1.8,1.0,30,30,15,
4.0,1.2,
1.0,40,0.6,3.0,
BEGIN
EXAMPLE 2
3 10,1974
1,-8.0,-4.0,2.0,0,1.0,3.0,
2.0,1.0,0.05,210,180,1800,50,
15,100,0.2,0.3,
80000,20000,
1.0,30,
2,1.8,1.0,30,30,15,
2.5,1.2,
1.0,40,0.6,5.0,0,2.0,
1.0,35,
1.0,35,2.0,0,1.8,
1.0,35,-10.0,
END

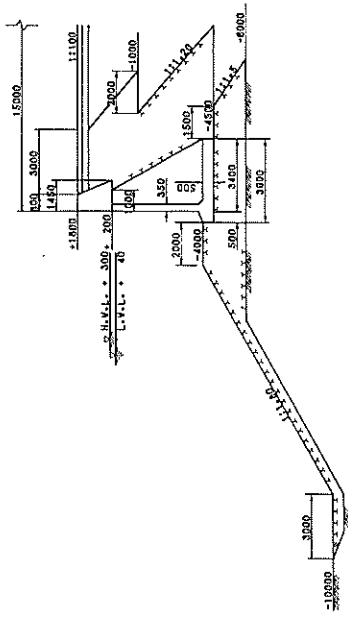
KOKEN SHIOMI
LP
2
EXAMPLE 3
3 10,1974
2,-10.0,-4.0,0.30,0.04,0.10,1.80,
2.5,2.5,0.10,210,0,1800,40,
15,100,0.2,0.3,
80000,20000,3.50,3.50,
1.0,30,
3,1.8,1.0,35,35,15,
3.0,1.2,2.0,-1.0,
1.0,40,0.6,2.0,1.8,1.5,
BEGIN
EXAMPLE 4
3 10,1974
2,-10.0,-4.0,0.30,0.04,0.10,1.80,
2.5,2.5,0.10,210,0,1800,40,
15,100,0.2,0.3,
80000,20000,
1.0,30,
4,1.8,1.0,35,35,15,
3.0,1.2,2.0,-2.0,
1.0,40,0.6,2.0,1.8,
1.0,35,-10.0,
END

```

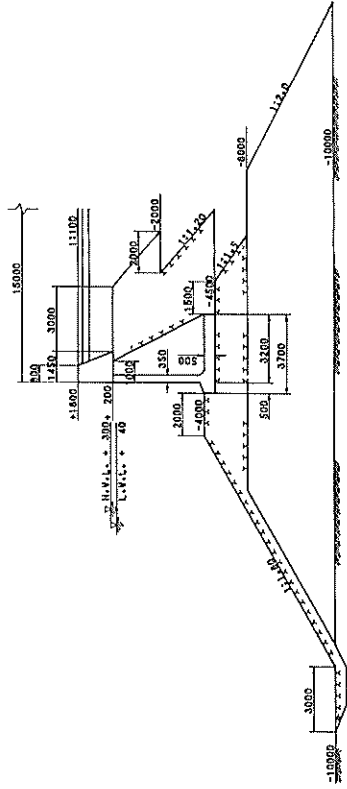
図一7.12 設計条件のコーディング



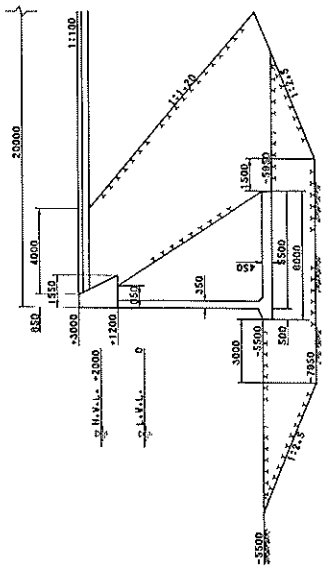
標準断面図  
S=1:100



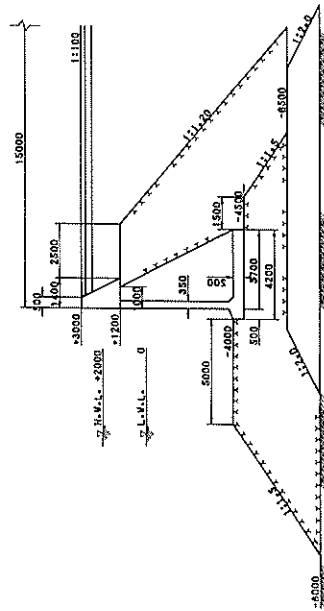
標準断面図  
S=1:100



標準断面図  
S=1:100



標準断面図  
S=1:100



図一7.13 標準断面図

(5)設計演算時間及び描画時間

本自動設計システムによる設計演算時間及び描画時間の概略は次のとおりである。

設計々算過程

基本設計	1 0～4 0分
細部設計	1分

図面作成過程

標準断面図の座標計算	1分
描画	1 5分
標準断面図、一般図の座標計算	1分
描画	2 5分
配筋図の座標計算	2分
描画	1 2 0分

基本設計では、壁体のすべり出しによりL型ブロック幅が決定される場合には演算時間は少なく約10分程度であるが、地盤の支持力が決定要因である場合には最大40分程度を要する。

所要時間を利用ケース種別ごとに合計すると次のようになる。

Iの場合(基本及び細部設計)	160～200分
IIの場合(基本設計, 1ケースのみ)	25～40分
IIIの場合(細部設計)	125分

7.2 利用上の留意点

本自動設計により設計されるL型ブロック式けい船岸及び横さん橋護岸に関して、特に留意すべき点を列挙する。

- (1)けい船岸本体構造物として設計した場合には、けい船曲柱設置付近の上部工コンクリートの設計基準強度は、 $180\text{ kg/cm}^2$ 以上必要である。
- (2)けい船曲柱は、「けい船柱の標準設計」<sup>14)</sup>の中から使用曲柱を指定している。
- (3)上部工には、乾燥収縮によるコンクリートのクラックを防止するため、用心筋を入れるのが望ましい。
- (4)横さん橋護岸の場合の上部工形状では、渡版設置のための形状を本自動設計では考慮していないので、使用者が適当に修正する。
- (5)L型ブロックを縦打ちによりコンクリート打設を行なう場合には、ブロックの安定性を考慮に入れて使用クレーンの大きさを決定しなければならない。すなわち、クレーンの大きさを小さくすると、ブロック法線方向幅が小さくなり、安定性を損う場合がある。
- (6)クレーンの大きさは、図-6.20、図-6.21(87ページ)を参考にして決める。
- (7)吊筋を除いた鉄筋はすべて異形鉄筋であり、吊筋のみ

丸鋼で材質はSR24である。

(8)L型ブロックの吊上げ作業は、L型ブロックコンクリートが少なくとも $140\text{ kg/cm}^2$ の強度が得られる時点で開始する。

(9)L型ブロック製作は、ブロック吊上げ時にかん台付着力が小さくなるよう充分なルーフィングを行なう必要がある。

(10)本自動設計では、マウンドの被覆石は、横さん橋護岸の場合のみ考慮しているが、けい船岸本体構造物が必要となる場合には、使用者が適当に配慮する。

(11)ブロックの据付けを容易にするため、ブロック法線方向幅は、岸壁前面より背後に向かって数cm狭くするのがよい。

(12)本自動設計では、L型ブロックを縦打ちにてコンクリート打設する場合には、コンクリート打継目ごとに鉄筋の継手を設けているが、L型ブロック高が小さい場合には、コンクリート打設は縦打ちで行なうが、打継目位置ごとに鉄筋の継手を設けたくないケースがあるものと思われる。このような場合には、入力データとしてのコンクリート打設は横打ちとし、実際に施工する際に、使用者がコンクリート打設高を適当に決めればよい。

(13)各図面の標題欄は使用者が記入する。

7.3 システムの構成

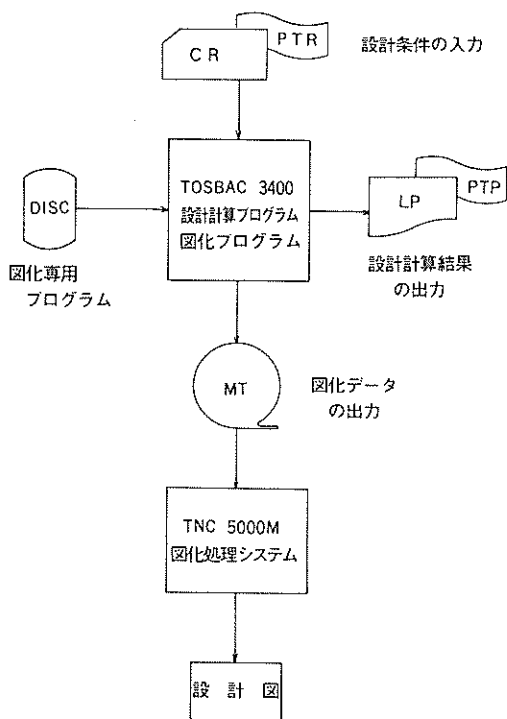
本自動設計のシステム構成は図-7.15のとおりである。電子計算機内で処理を行なうプログラムは、FORTRANによって組立てられており、その概要は次のとおりである。

プログラムレングス	約 200Kワード
プログラムステップ数	約 14000
プログラムの構成	
メインプログラム	1個
サブプログラム	116個

プログラムは、メンテナンスを容易にするため、できるかぎりサブプログラムの形でまとめられており、各演算部門ごとのサブプログラム数及びステップ数を表-7.5に示す。

表-7.5 サブプログラム数及びステップ数

	ステップ数	サブプログラム数
基本設計	約3700	47個
基本図化	約1200	15個
細部設計	約4000	22個
細部図化	約5000	32個



図一7.15 自動設計システム構成

このような大きなプログラムは、現在当研究所に於いては電子計算機（TOSBAC 3400 容量65 KW）の容量をオーバーするので、OVERLAYにより処理している。

### あとがき

昭和46年4月、本自動設計システム開発作業に着手して以来3年の年月を費やして、ここにやっと完成することができた。開発当初においては、設計の自動化を推進しようとする雰囲気は、港湾建設組織の中には、ほとんどなかったが、最近になって、ようやく自動設計の意義が認められるようになり、特に細部設計の分野では、自動設計システムの価値が高く評価されるようになった。

今後、各種の構造物に対して、本システムのような自動設計システムが開発されるであろうが、このようなシステムをどのように組織上あるいは維持管理上運営してゆくかが今後の大きな問題となろう。

本自動設計システム開発に当っては、多大の御協力をいただいた港湾建設局、港湾技術研究所の関係各位、中

でも設計基準部計算室の各位には、深甚の感謝を捧げる。また、ハードスケジュールの中でプログラム作成を依頼した東京芝浦電気㈱の関係各位にも謝意を表したい。

なお、本自動設計システム開発は、中山が全体的立場からの指導を行ない、塩見が基本図化プログラミングを除いた全分野を担当し、山口が基本図化プログラミング及び細部設計法の一部を担当した。細部設計々算及び細部図化プログラムの作成は、東芝電気㈱に外注した。なお、本稿の執筆は、塩見が行なった。

終りに、本自動設計システムが広く利用され、港湾建設技術の向上に寄与することを期待してやまない。

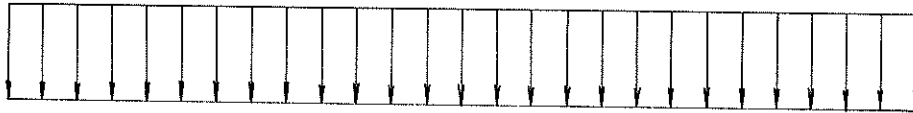
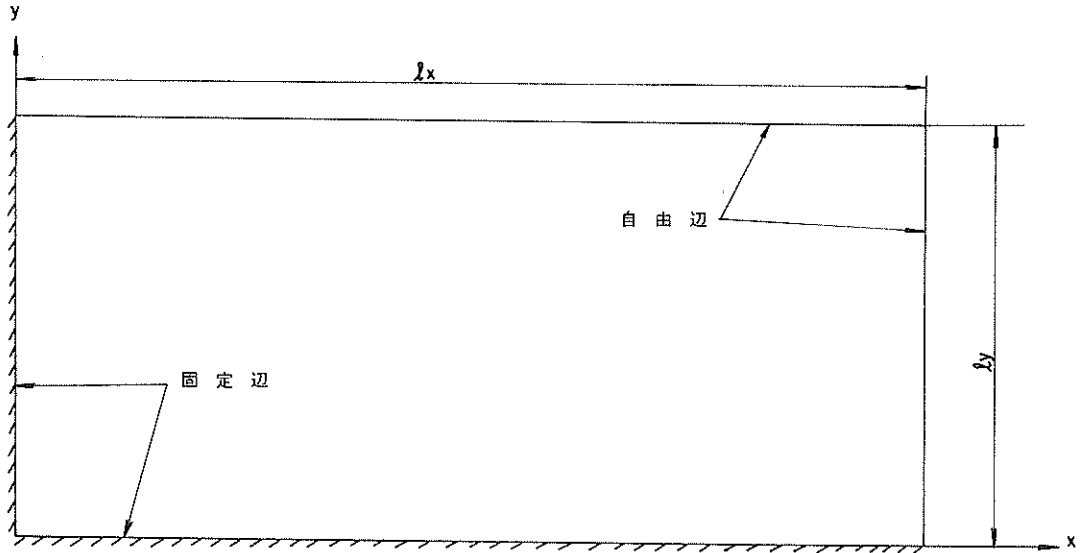
(1974年4月1日受付)

### 参考文献

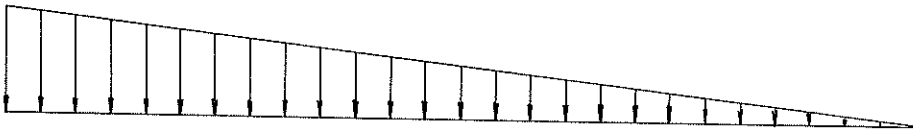
- 1) 中山, 塩見ほか: 港湾構造物の設計の自動化, 港研資料NO. 150, 1972
- 2) 運輸省港湾技術研究所: 港湾建設の省力化のための方策(設計の省力化), 第21回直轄技術研究会資料, 昭和45年10月
- 3) 中村慶一他: 自動設計, 土木研究所資料NO. 556 昭和45年1月
- 4) 田中尚, 中村雄治: 建築構造物の自動設計と最適設計, コンピュータによる構造工学講座II-7-B, 培風館, 昭和48年
- 5) Daniel Roos: ICES SYSTEM DESIGN, *The M. I. T. Press*, 1967
- 6) Proceedings of the International symposium on Computer-aided Structural Desing, Vol. 1, 2, *Peter Peregrinus*, 1972, *England*
- 7) 土木学会製図基準改訂委員会: 土木製図基準, 土木学会, 1968
- 8) 土木学会土木製図基準改訂委員会: 土木製図の自動化に関するシンポジウム 1, 土木学会, 1972
- 9) 運輸省港湾局: 港湾工事共通仕様書, 日本港湾協会
- 10) 運輸省港湾局: 港湾構造物設計基準, 日本港湾協会, 昭和46年
- 11) 土木学会制定: コンクリート標準示方書・同解説, 土木学会, 昭和42年
- 12) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 1971
- 13) 運輸省港湾局編: 港湾構造物製図規程: 運輸省港湾局

- 14) 運輸省港湾局：港湾構造物標準設計（第一集），日本港湾協会
- 15) 片山猛雄，中野拓治ほか：1968年十勝沖地震などの被災例による現行設計法の検討，港研資料NO. 93，1963
- 16) 石黒健：鋼矢板工法，山海堂，昭和38年
- 17) 荒井秀夫，横井聰介：矢板壁の耐震性に関する研究（第3報），第3回港湾技術研究所研究発表会講演概要，1965
- 18) 片山猛雄，内田豊彦：偏心傾斜荷重を受ける二層系地盤上の帯状基礎の支持力，港研資料NO. 140，1972
- 19) 第5防波堤1000tケーソンに関する調査報告（第5防波堤載荷試験結果），運輸省第三港湾建設局神戸調査設計事務所，神戸港工事事務所，昭和41年
- 20) 赤塚雄三ほか：昭和40年度港湾工事におけるコンクリートの品質に関する調査，港研資料NO. 31，1967
- 21) 赤塚雄三，関博：港湾構造物における高張力異形鉄筋の使用方法に関する調査研究（第一報），港研報告第5巻15号，1966
- 22) 版の計算図表（第2集），運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所，昭和38年
- 23) 港湾構造物細部設計基準第一集，運輸省第一港湾建設局新潟調査設計事務所
- 24) 作業船設計基準（案），運輸省港湾局，港湾技術研究所，昭和46年

付録 2 辺固定 2 辺自由版の計算図表



等分布荷重



3角形荷重

付図一 1 版の計算モデル

付図一 1 に示すような 2 辺固定 2 辺自由版に等分布荷重及び 3 角形荷重が作用した場合の曲げモーメントを求めた。計算方法は、薄板理論を用いた有限要素法により、長辺、短辺共に 10 等分した 1 2 1 格子点について曲げモーメントを求めている。自由辺では、必ずしも境界条件を満足していないが、これは、境界条件を近似式で表わしていることによる。しかし、実用上は、この程度の近似でさしつかえないものと思われる。

計算図表の用い方は、「設計基準」と同じであり、

$$M_x = gXl_x^2$$

$$M_y = gYl_y^2$$

ここに

$M_x, M_y$  : 曲げモーメント ( $l \cdot m/m$ )

$g$  : 荷重強度 ( $l/m^2$ )

$X, Y$  : 曲げモーメント係数

$l_x$  : 長辺の長さ (m)

計算図表は、辺長比  $\alpha = l_x/l_y$  が 3.5, 4.5, 6.0 に

対して、各格子点での曲げモーメント係数  $X, Y$  を示したものである。

例えば、 $l_x = 10.5 \text{ m}$ 、 $l_y = 3.0 \text{ m}$  の版に  $20 \text{ t/m}^2$  の等分布荷重が作用する場合の  $x = 0$  固定辺中央部での曲げモーメント  $M_{xc}$ 、 $M_{yc}$  を求める。辺長比  $\alpha$  は

$$\alpha = l_x / l_y = 10.5 / 3.0 = 3.5$$

したがって、付図-2、付図-3 より

$$\begin{aligned} M_{xc} &= 20 \times (-1.268 \times 10^{-2}) \times 10.5^2 \\ &= -27.96 \text{ t} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{yc} &= 20 \times (-2.113 \times 10^{-3}) \times 10.5^2 \\ &= -4.66 \text{ t} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

となる。

辺長比  $\alpha = 3.5$   $M_x$  等分布荷重

$-3.40 \times 10^2$	$-5.752 \times 10^3$	$2.949 \times 10^3$	$4.718 \times 10^3$	$4.155 \times 10^3$	$3.054 \times 10^3$	$2.081 \times 10^3$	$1.423 \times 10^3$	$1.076 \times 10^3$	$9.912 \times 10^4$	0.0
$-3.066 \times 10^{-2}$	$-5.175 \times 10^{-3}$	$2.612 \times 10^{-3}$	$4.183 \times 10^{-3}$	$3.633 \times 10^{-3}$	$2.628 \times 10^{-3}$	$1.755 \times 10^{-3}$	$1.175 \times 10^{-3}$	$8.748 \times 10^{-4}$	$8.597 \times 10^{-4}$	$-3.967 \times 10^{-5}$
$-2.577 \times 10^{-2}$	$-4.789 \times 10^{-3}$	$2.327 \times 10^{-3}$	$3.635 \times 10^{-3}$	$3.073 \times 10^{-3}$	$2.133 \times 10^{-3}$	$1.339 \times 10^{-3}$	$8.172 \times 10^{-4}$	$5.574 \times 10^{-4}$	$6.331 \times 10^{-4}$	$-2.438 \times 10^{-4}$
$-2.111 \times 10^{-2}$	$-4.201 \times 10^{-3}$	$1.961 \times 10^{-3}$	$2.983 \times 10^{-3}$	$2.383 \times 10^{-3}$	$1.507 \times 10^{-3}$	$7.879 \times 10^{-4}$	$3.239 \times 10^{-4}$	$9.886 \times 10^{-5}$	$2.892 \times 10^{-4}$	$-6.083 \times 10^{-4}$
$-1.675 \times 10^{-2}$	$-3.501 \times 10^{-3}$	$1.581 \times 10^{-3}$	$2.200 \times 10^{-3}$	$1.561 \times 10^{-3}$	$7.475 \times 10^{-4}$	$1.059 \times 10^{-4}$	$-3.025 \times 10^{-4}$	$-5.019 \times 10^{-4}$	$-1.892 \times 10^{-4}$	$-1.128 \times 10^{-3}$
$-1.268 \times 10^{-2}$	$-2.777 \times 10^{-3}$	$9.812 \times 10^{-4}$	$1.291 \times 10^{-3}$	$6.105 \times 10^{-4}$	$-1.368 \times 10^{-4}$	$-7.012 \times 10^{-4}$	$-1.057 \times 10^{-3}$	$-1.241 \times 10^{-3}$	$-8.299 \times 10^{-4}$	$-1.797 \times 10^{-3}$
$-8.898 \times 10^{-3}$	$-2.111 \times 10^{-3}$	$3.409 \times 10^{-4}$	$2.606 \times 10^{-4}$	$-4.576 \times 10^{-4}$	$-1.138 \times 10^{-3}$	$-1.627 \times 10^{-3}$	$-1.932 \times 10^{-3}$	$-2.110 \times 10^{-3}$	$-1.670 \times 10^{-3}$	$-2.602 \times 10^{-3}$
$-5.505 \times 10^{-3}$	$-1.570 \times 10^{-3}$	$-4.047 \times 10^{-4}$	$-8.734 \times 10^{-4}$	$-1.628 \times 10^{-3}$	$-2.246 \times 10^{-3}$	$-2.667 \times 10^{-3}$	$-2.922 \times 10^{-3}$	$-3.092 \times 10^{-3}$	$-2.736 \times 10^{-3}$	$-3.516 \times 10^{-3}$
$-2.702 \times 10^{-3}$	$-1.206 \times 10^{-3}$	$-1.247 \times 10^{-5}$	$-2.086 \times 10^{-3}$	$-2.881 \times 10^{-3}$	$-3.449 \times 10^{-3}$	$-3.813 \times 10^{-3}$	$-4.033 \times 10^{-3}$	$-4.167 \times 10^{-3}$	$-3.998 \times 10^{-3}$	$-4.480 \times 10^{-3}$
$-7.707 \times 10^{-4}$	$-1.056 \times 10^{-3}$	$-2.161 \times 10^{-3}$	$-3.349 \times 10^{-3}$	$-4.196 \times 10^{-3}$	$-4.734 \times 10^{-3}$	$-5.061 \times 10^{-3}$	$-5.252 \times 10^{-3}$	$-5.385 \times 10^{-3}$	$-5.265 \times 10^{-3}$	$-5.374 \times 10^{-3}$
0.0	$-1.143 \times 10^{-3}$	$-3.145 \times 10^{-3}$	$-4.624 \times 10^{-3}$	$-5.550 \times 10^{-3}$	$-6.092 \times 10^{-3}$	$-6.404 \times 10^{-3}$	$-6.585 \times 10^{-3}$	$-6.680 \times 10^{-3}$	$-6.753 \times 10^{-3}$	$-6.172 \times 10^{-3}$

付図一2 曲げモーメント係数

x

辺長比  $\alpha = 3.5$

My

等分布荷重

y

$-5900 \times 10^{-3}$	$-9.587 \times 10^{-4}$	$4.196 \times 10^{-4}$	$7.864 \times 10^{-4}$	$6.924 \times 10^{-4}$	$5.089 \times 10^{-4}$	$3.468 \times 10^{-4}$	$2.372 \times 10^{-4}$	$1.796 \times 10^{-4}$	$1.652 \times 10^{-4}$	0.0
$-5.110 \times 10^{-3}$	$-6.389 \times 10^{-4}$	$2.879 \times 10^{-4}$	$5.987 \times 10^{-4}$	$5.014 \times 10^{-4}$	$2.918 \times 10^{-4}$	$8.981 \times 10^{-5}$	$-5.566 \times 10^{-5}$	$-1.846 \times 10^{-4}$	$-1.854 \times 10^{-4}$	$-2.380 \times 10^{-4}$
$-4.294 \times 10^{-3}$	$-1.401 \times 10^{-3}$	$2.461 \times 10^{-4}$	$4.188 \times 10^{-4}$	$1.286 \times 10^{-4}$	$-3.115 \times 10^{-4}$	$-7.051 \times 10^{-4}$	$-9.900 \times 10^{-4}$	$-1.194 \times 10^{-3}$	$-1.225 \times 10^{-3}$	$-1.463 \times 10^{-3}$
$-3.518 \times 10^{-3}$	$-1.429 \times 10^{-3}$	$-2.129 \times 10^{-3}$	$-3.286 \times 10^{-4}$	$-9.882 \times 10^{-4}$	$-1.723 \times 10^{-3}$	$2.333 \times 10^{-3}$	$-2.756 \times 10^{-3}$	$-3.029 \times 10^{-3}$	$-3.059 \times 10^{-3}$	$-3.650 \times 10^{-3}$
$-2.792 \times 10^{-3}$	$-1.385 \times 10^{-3}$	$-1.007 \times 10^{-3}$	$-1.756 \times 10^{-3}$	$-2.896 \times 10^{-3}$	$-3.980 \times 10^{-3}$	$-4.819 \times 10^{-3}$	$-5.378 \times 10^{-3}$	$-5.710 \times 10^{-3}$	$-5.696 \times 10^{-3}$	$-6.771 \times 10^{-3}$
$-2.113 \times 10^{-3}$	$-1.502 \times 10^{-3}$	$-2.256 \times 10^{-3}$	$-3.883 \times 10^{-3}$	$-5.632 \times 10^{-3}$	$-7.101 \times 10^{-3}$	$-8.173 \times 10^{-3}$	$-8.869 \times 10^{-3}$	$-9.255 \times 10^{-3}$	$-9.153 \times 10^{-3}$	$-1.078 \times 10^{-2}$
$-1.483 \times 10^{-3}$	$-1.903 \times 10^{-3}$	$-4.055 \times 10^{-3}$	$-6.774 \times 10^{-3}$	$-9.230 \times 10^{-3}$	$-1.111 \times 10^{-2}$	$-1.241 \times 10^{-2}$	$-1.323 \times 10^{-2}$	$-1.368 \times 10^{-2}$	$-1.348 \times 10^{-2}$	$-1.561 \times 10^{-2}$
$-9.175 \times 10^{-4}$	$-2.662 \times 10^{-3}$	$-6.499 \times 10^{-3}$	$-1.058 \times 10^{-2}$	$-1.373 \times 10^{-2}$	$-1.603 \times 10^{-2}$	$-1.754 \times 10^{-2}$	$-1.846 \times 10^{-2}$	$-1.899 \times 10^{-2}$	$-1.878 \times 10^{-2}$	$-2.110 \times 10^{-2}$
$-4.503 \times 10^{-4}$	$-3.814 \times 10^{-3}$	$-9.680 \times 10^{-3}$	$-1.515 \times 10^{-2}$	$-1.920 \times 10^{-2}$	$-2.189 \times 10^{-2}$	$-2.358 \times 10^{-2}$	$-2.459 \times 10^{-2}$	$-2.509 \times 10^{-2}$	$-2.513 \times 10^{-2}$	$-2.688 \times 10^{-2}$
$-1.285 \times 10^{-4}$	$-5.321 \times 10^{-3}$	$-1.368 \times 10^{-2}$	$-2.084 \times 10^{-2}$	$-2.569 \times 10^{-2}$	$-2.872 \times 10^{-2}$	$-3.054 \times 10^{-2}$	$-3.160 \times 10^{-2}$	$-3.222 \times 10^{-2}$	$-3.193 \times 10^{-2}$	$-3.225 \times 10^{-2}$
0.0	$-6.855 \times 10^{-3}$	$-1.887 \times 10^{-2}$	$-2.774 \times 10^{-2}$	$-3.330 \times 10^{-2}$	$-3.656 \times 10^{-2}$	$-3.842 \times 10^{-2}$	$-3.951 \times 10^{-2}$	$-4.008 \times 10^{-2}$	$-4.052 \times 10^{-2}$	$-3.703 \times 10^{-2}$

x

付図一3 曲げモーメント係数



3 角 形 荷 重

Mx

辺 長 比  $\alpha = 3.5$

y

$-2.387 \times 10^{-2}$	$-2.440 \times 10^{-3}$	$3.781 \times 10^{-3}$	$4.588 \times 10^{-3}$	$3.641 \times 10^{-3}$	$2.346 \times 10^{-3}$	$1.175 \times 10^{-3}$	$2.333 \times 10^{-4}$	$-4.542 \times 10^{-4}$	$-7.326 \times 10^{-4}$	0.0
$-2.099 \times 10^{-2}$	$-2.175 \times 10^{-3}$	$3.379 \times 10^{-3}$	$4.077 \times 10^{-3}$	$3.200 \times 10^{-3}$	$2.307 \times 10^{-3}$	$1.402 \times 10^{-3}$	$1.797 \times 10^{-4}$	$-4.083 \times 10^{-4}$	$-5.998 \times 10^{-4}$	$-1.112 \times 10^{-4}$
$-1.800 \times 10^{-2}$	$-2.013 \times 10^{-3}$	$3.038 \times 10^{-3}$	$3.587 \times 10^{-3}$	$2.761 \times 10^{-3}$	$1.712 \times 10^{-3}$	$7.995 \times 10^{-4}$	$8.691 \times 10^{-5}$	$-4.081 \times 10^{-4}$	$-5.142 \times 10^{-4}$	$-2.132 \times 10^{-4}$
$-1.510 \times 10^{-2}$	$-1.735 \times 10^{-3}$	$2.636 \times 10^{-3}$	$3.024 \times 10^{-3}$	$2.245 \times 10^{-3}$	$1.321 \times 10^{-3}$	$5.429 \times 10^{-4}$	$-4.947 \times 10^{-5}$	$-4.453 \times 10^{-4}$	$-4.654 \times 10^{-4}$	$-3.214 \times 10^{-4}$
$-1.232 \times 10^{-2}$	$-1.401 \times 10^{-3}$	$2.163 \times 10^{-3}$	$2.368 \times 10^{-3}$	$1.650 \times 10^{-3}$	$8.650 \times 10^{-4}$	$2.340 \times 10^{-4}$	$-2.277 \times 10^{-4}$	$-5.185 \times 10^{-4}$	$-4.531 \times 10^{-4}$	$-4.388 \times 10^{-4}$
$-9.615 \times 10^{-3}$	$-1.067 \times 10^{-3}$	$1.606 \times 10^{-3}$	$1.623 \times 10^{-3}$	$9.802 \times 10^{-4}$	$3.485 \times 10^{-4}$	$-1.237 \times 10^{-4}$	$-4.459 \times 10^{-4}$	$-6.281 \times 10^{-4}$	$-4.797 \times 10^{-4}$	$-5.634 \times 10^{-4}$
$-6.992 \times 10^{-3}$	$-7.884 \times 10^{-4}$	$9.624 \times 10^{-4}$	$7.975 \times 10^{-4}$	$2.450 \times 10^{-4}$	$-2.215 \times 10^{-4}$	$-3.264 \times 10^{-4}$	$-7.021 \times 10^{-4}$	$-7.732 \times 10^{-4}$	$-5.517 \times 10^{-4}$	$-6.889 \times 10^{-4}$
$-4.512 \times 10^{-3}$	$-6.133 \times 10^{-4}$	$2.355 \times 10^{-4}$	$-9.273 \times 10^{-5}$	$-5.416 \times 10^{-4}$	$-8.369 \times 10^{-4}$	$-9.707 \times 10^{-4}$	$-9.951 \times 10^{-4}$	$-9.510 \times 10^{-4}$	$-6.772 \times 10^{-4}$	$-8.028 \times 10^{-4}$
$-2.337 \times 10^{-3}$	$-5.779 \times 10^{-4}$	$-5.566 \times 10^{-4}$	$-1.022 \times 10^{-4}$	$-1.363 \times 10^{-3}$	$-1.489 \times 10^{-3}$	$-1.453 \times 10^{-3}$	$-1.327 \times 10^{-3}$	$-1.158 \times 10^{-3}$	$-8.549 \times 10^{-4}$	$-8.767 \times 10^{-4}$
$-7.223 \times 10^{-4}$	$7.006 \times 10^{-4}$	$-1.377 \times 10^{-3}$	$-1.962 \times 10^{-3}$	$-2.700 \times 10^{-3}$	$-2.168 \times 10^{-3}$	$-1.970 \times 10^{-3}$	$-1.693 \times 10^{-3}$	$-1.408 \times 10^{-3}$	$-1.046 \times 10^{-3}$	$-8.443 \times 10^{-4}$
0.0	$-9.567 \times 10^{-4}$	$-2.211 \times 10^{-3}$	$-2.879 \times 10^{-3}$	$-3.036 \times 10^{-3}$	$-2.866 \times 10^{-3}$	$-2.518 \times 10^{-3}$	$-2.100 \times 10^{-3}$	$-1.678 \times 10^{-3}$	$-1.302 \times 10^{-3}$	$-6.474 \times 10^{-4}$

x

付図一4 曲げモーメント係数

3 角 形 荷 重

$M_y$

辺 長 比  $\alpha = 3.5$

y

$-3.979 \times 10^{-3}$	$4.067 \times 10^{-4}$	$6.302 \times 10^{-4}$	$7.647 \times 10^{-4}$	$6.068 \times 10^{-4}$	$3.910 \times 10^{-4}$	$1.959 \times 10^{-4}$	$3.888 \times 10^{-5}$	$-7.570 \times 10^{-5}$	$-1.221 \times 10^{-4}$	0.0
$-3.498 \times 10^{-3}$	$-2.111 \times 10^{-4}$	$5.111 \times 10^{-4}$	$6.880 \times 10^{-4}$	$5.522 \times 10^{-4}$	$3.312 \times 10^{-4}$	$1.158 \times 10^{-4}$	$-6.610 \times 10^{-5}$	$-2.284 \times 10^{-4}$	$-3.529 \times 10^{-4}$	$-6.673 \times 10^{-4}$
$-2.999 \times 10^{-3}$	$-5.702 \times 10^{-4}$	$6.946 \times 10^{-4}$	$8.137 \times 10^{-4}$	$5.568 \times 10^{-4}$	$1.929 \times 10^{-4}$	$-1.367 \times 10^{-4}$	$-4.012 \times 10^{-4}$	$-6.262 \times 10^{-4}$	$-8.102 \times 10^{-4}$	$-1.279 \times 10^{-3}$
$-2.516 \times 10^{-3}$	$-5.013 \times 10^{-4}$	$5.758 \times 10^{-4}$	$5.595 \times 10^{-4}$	$1.264 \times 10^{-4}$	$-3.479 \times 10^{-4}$	$-7.281 \times 10^{-4}$	$-9.990 \times 10^{-4}$	$-1.211 \times 10^{-3}$	$-1.381 \times 10^{-3}$	$-1.929 \times 10^{-3}$
$-2.053 \times 10^{-3}$	$-4.205 \times 10^{-4}$	$1.800 \times 10^{-4}$	$-1.635 \times 10^{-4}$	$-7.814 \times 10^{-4}$	$-1.321 \times 10^{-3}$	$-1.672 \times 10^{-3}$	$-1.862 \times 10^{-3}$	$-1.974 \times 10^{-3}$	$-2.050 \times 10^{-3}$	$-2.633 \times 10^{-3}$
$-1.603 \times 10^{-3}$	$-4.813 \times 10^{-4}$	$-5.804 \times 10^{-4}$	$-1.379 \times 10^{-3}$	$-2.197 \times 10^{-3}$	$-2.739 \times 10^{-3}$	$-2.975 \times 10^{-3}$	$-2.992 \times 10^{-3}$	$-2.914 \times 10^{-3}$	$-2.806 \times 10^{-3}$	$-3.380 \times 10^{-3}$
$-1.165 \times 10^{-3}$	$-7.772 \times 10^{-4}$	$-1.787 \times 10^{-3}$	$-3.143 \times 10^{-3}$	$-4.148 \times 10^{-3}$	$-4.620 \times 10^{-3}$	$-4.643 \times 10^{-3}$	$-4.388 \times 10^{-3}$	$-4.830 \times 10^{-3}$	$-3.640 \times 10^{-3}$	$-4.133 \times 10^{-3}$
$-7.520 \times 10^{-4}$	$-1.389 \times 10^{-3}$	$-3.533 \times 10^{-3}$	$-5.524 \times 10^{-3}$	$-6.675 \times 10^{-3}$	$-6.984 \times 10^{-3}$	$-6.685 \times 10^{-3}$	$-6.046 \times 10^{-3}$	$-5.311 \times 10^{-3}$	$-4.554 \times 10^{-3}$	$-4.817 \times 10^{-3}$
$-3.894 \times 10^{-4}$	$-2.400 \times 10^{-3}$	$-5.928 \times 10^{-3}$	$-8.594 \times 10^{-3}$	$-9.825 \times 10^{-3}$	$-9.851 \times 10^{-3}$	$-9.105 \times 10^{-3}$	$-7.975 \times 10^{-3}$	$-6.732 \times 10^{-3}$	$-5.544 \times 10^{-3}$	$-5.260 \times 10^{-2}$
$-1.204 \times 10^{-4}$	$-3.895 \times 10^{-3}$	$-9.059 \times 10^{-3}$	$-1.246 \times 10^{-2}$	$-1.365 \times 10^{-2}$	$-1.325 \times 10^{-2}$	$-1.191 \times 10^{-2}$	$-1.016 \times 10^{-2}$	$-8.354 \times 10^{-3}$	$-6.479 \times 10^{-3}$	$-5.066 \times 10^{-3}$
0.0	$-5.740 \times 10^{-5}$	$-1.327 \times 10^{-2}$	$-1.727 \times 10^{-2}$	$-1.822 \times 10^{-2}$	$-1.719 \times 10^{-2}$	$-1.511 \times 10^{-2}$	$-1.260 \times 10^{-2}$	$-1.007 \times 10^{-2}$	$-7.815 \times 10^{-3}$	$-3.885 \times 10^{-3}$

x

付図一5 曲げモーメント係数

辺長比  $\alpha = 4.5$

Mx 等分布荷重

$-2.038 \times 10^{-2}$	$-8.353 \times 10^{-4}$	$2.781 \times 10^{-3}$	$2.607 \times 10^{-3}$	$1.728 \times 10^{-3}$	$1.001 \times 10^{-3}$	$5.451 \times 10^{-4}$	$3.076 \times 10^{-4}$	$2.458 \times 10^{-4}$	$4.016 \times 10^{-4}$	0.0
$-1.778 \times 10^{-2}$	$8.254 \times 10^{-4}$	$2.466 \times 10^{-3}$	$2.290 \times 10^{-3}$	$1.487 \times 10^{-3}$	$8.364 \times 10^{-4}$	$4.336 \times 10^{-4}$	$2.269 \times 10^{-4}$	$1.692 \times 10^{-4}$	$3.468 \times 10^{-4}$	$-4.997 \times 10^{-5}$
$-1.511 \times 10^{-2}$	$8.787 \times 10^{-4}$	$2.164 \times 10^{-3}$	$1.942 \times 10^{-3}$	$1.198 \times 10^{-3}$	$6.102 \times 10^{-4}$	$2.512 \times 10^{-4}$	$6.656 \times 10^{-5}$	$1.611 \times 10^{-5}$	$2.166 \times 10^{-4}$	$-1.864 \times 10^{-4}$
$-1.250 \times 10^{-2}$	$-8.401 \times 10^{-4}$	$1.795 \times 10^{-3}$	$1.519 \times 10^{-3}$	$8.279 \times 10^{-4}$	$3.031 \times 10^{-4}$	$-1.251 \times 10^{-5}$	$-1.745 \times 10^{-4}$	$-2.216 \times 10^{-4}$	$1.466 \times 10^{-7}$	$-4.130 \times 10^{-4}$
$-9.992 \times 10^{-3}$	$-7.542 \times 10^{-4}$	$1.359 \times 10^{-3}$	$1.014 \times 10^{-3}$	$-3.786 \times 10^{-4}$	$-8.352 \times 10^{-5}$	$-3.559 \times 10^{-4}$	$-4.959 \times 10^{-4}$	$-5.434 \times 10^{-4}$	$-3.105 \times 10^{-4}$	$-7.265 \times 10^{-4}$
$-7.608 \times 10^{-3}$	$-6.627 \times 10^{-4}$	$8.517 \times 10^{-4}$	$4.333 \times 10^{-4}$	$-1.463 \times 10^{-4}$	$-5.465 \times 10^{-4}$	$-7.772 \times 10^{-4}$	$-8.961 \times 10^{-4}$	$-9.463 \times 10^{-4}$	$-7.239 \times 10^{-4}$	$-1.122 \times 10^{-3}$
$-5.379 \times 10^{-3}$	$-6.032 \times 10^{-4}$	$2.754 \times 10^{-4}$	$-2.171 \times 10^{-4}$	$-7.414 \times 10^{-4}$	$-1.083 \times 10^{-3}$	$-1.275 \times 10^{-3}$	$-1.374 \times 10^{-3}$	$-1.425 \times 10^{-3}$	$-1.247 \times 10^{-3}$	$-1.593 \times 10^{-3}$
$-3.374 \times 10^{-3}$	$-6.051 \times 10^{-4}$	$-3.621 \times 10^{-4}$	$-9.266 \times 10^{-4}$	$-1.401 \times 10^{-3}$	$-1.690 \times 10^{-3}$	$-1.849 \times 10^{-3}$	$-1.929 \times 10^{-3}$	$-1.974 \times 10^{-3}$	$-1.875 \times 10^{-3}$	$-2.126 \times 10^{-3}$
$-1.704 \times 10^{-3}$	$-6.866 \times 10^{-4}$	$-1.045 \times 10^{-3}$	$-1.683 \times 10^{-3}$	$-2.118 \times 10^{-3}$	$-2.365 \times 10^{-3}$	$-2.497 \times 10^{-3}$	$-2.565 \times 10^{-3}$	$-2.593 \times 10^{-3}$	$-2.575 \times 10^{-3}$	$-2.694 \times 10^{-3}$
$-5.218 \times 10^{-4}$	$-8.522 \times 10^{-4}$	$-1.749 \times 10^{-3}$	$-2.474 \times 10^{-3}$	$-2.888 \times 10^{-3}$	$-3.106 \times 10^{-3}$	$-3.218 \times 10^{-3}$	$-3.276 \times 10^{-3}$	$-3.312 \times 10^{-3}$	$-3.268 \times 10^{-3}$	$-3.246 \times 10^{-3}$
0.0	$-1.085 \times 10^{-3}$	$-2.473 \times 10^{-3}$	$-3.288 \times 10^{-3}$	$-3.708 \times 10^{-3}$	$-3.910 \times 10^{-3}$	$-4.012 \times 10^{-3}$	$-4.067 \times 10^{-3}$	$-4.094 \times 10^{-3}$	$-4.105 \times 10^{-3}$	$-3.805 \times 10^{-3}$

x

付図—6 曲げモーメント係数

y 辺長比  $\alpha_y = 4.5$   $M_y$  等分布荷重

$-3.397 \times 10^{-3}$	$-1.392 \times 10^{-4}$	$4.635 \times 10^{-4}$	$4.345 \times 10^{-4}$	$2.881 \times 10^{-4}$	$1.668 \times 10^{-4}$	$9.084 \times 10^{-5}$	$5.127 \times 10^{-5}$	$4.097 \times 10^{-5}$	$6.694 \times 10^{-5}$	0.0
$-2.964 \times 10^{-3}$	$-5.202 \times 10^{-5}$	$3.238 \times 10^{-4}$	$3.244 \times 10^{-4}$	$1.514 \times 10^{-4}$	$-3.563 \times 10^{-6}$	$-1.081 \times 10^{-4}$	$-1.634 \times 10^{-4}$	$-2.040 \times 10^{-4}$	$-1.523 \times 10^{-4}$	$-2.998 \times 10^{-4}$
$-2.678 \times 10^{-3}$	$-4.568 \times 10^{-4}$	$2.849 \times 10^{-4}$	$1.060 \times 10^{-4}$	$-2.356 \times 10^{-4}$	$-5.331 \times 10^{-4}$	$-7.290 \times 10^{-4}$	$-6.385 \times 10^{-4}$	$-8.908 \times 10^{-4}$	$-8.359 \times 10^{-4}$	$-1.119 \times 10^{-3}$
$-2.083 \times 10^{-3}$	$-5.876 \times 10^{-4}$	$-1.018 \times 10^{-4}$	$-5.352 \times 10^{-4}$	$-1.114 \times 10^{-3}$	$-1.564 \times 10^{-3}$	$-1.853 \times 10^{-3}$	$-2.011 \times 10^{-3}$	$-2.079 \times 10^{-3}$	$-2.004 \times 10^{-3}$	$-2.478 \times 10^{-3}$
$-1.665 \times 10^{-3}$	$-7.307 \times 10^{-4}$	$-8.078 \times 10^{-4}$	$-1.656 \times 10^{-3}$	$-2.500 \times 10^{-3}$	$-3.108 \times 10^{-3}$	$-3.484 \times 10^{-3}$	$-3.689 \times 10^{-3}$	$-3.774 \times 10^{-3}$	$-3.664 \times 10^{-3}$	$-4.359 \times 10^{-3}$
$-1.268 \times 10^{-3}$	$-1.012 \times 10^{-3}$	$-1.889 \times 10^{-3}$	$-3.265 \times 10^{-3}$	$-4.408 \times 10^{-3}$	$-5.170 \times 10^{-3}$	$-5.625 \times 10^{-3}$	$-5.972 \times 10^{-3}$	$-5.981 \times 10^{-3}$	$-5.830 \times 10^{-3}$	$-6.734 \times 10^{-3}$
$-8.964 \times 10^{-4}$	$-1.511 \times 10^{-3}$	$-3.396 \times 10^{-3}$	$-5.392 \times 10^{-3}$	$-6.848 \times 10^{-3}$	$-7.757 \times 10^{-3}$	$-8.278 \times 10^{-3}$	$-8.560 \times 10^{-3}$	$-8.697 \times 10^{-3}$	$-8.539 \times 10^{-3}$	$-9.557 \times 10^{-3}$
$-5.662 \times 10^{-4}$	$-2.289 \times 10^{-3}$	$-5.380 \times 10^{-3}$	$-8.063 \times 10^{-3}$	$-9.833 \times 10^{-3}$	$-1.087 \times 10^{-2}$	$-1.145 \times 10^{-2}$	$-1.175 \times 10^{-2}$	$-1.191 \times 10^{-2}$	$-1.180 \times 10^{-2}$	$-1.276 \times 10^{-2}$
$-2.840 \times 10^{-4}$	$-3.386 \times 10^{-3}$	$-7.891 \times 10^{-3}$	$-1.131 \times 10^{-2}$	$-1.338 \times 10^{-2}$	$-1.453 \times 10^{-2}$	$-1.514 \times 10^{-2}$	$-1.546 \times 10^{-2}$	$-1.558 \times 10^{-2}$	$-1.562 \times 10^{-2}$	$-1.616 \times 10^{-2}$
$-8.697 \times 10^{-5}$	$-4.824 \times 10^{-3}$	$-1.097 \times 10^{-2}$	$-1.518 \times 10^{-2}$	$-1.751 \times 10^{-2}$	$-1.872 \times 10^{-2}$	$-1.935 \times 10^{-2}$	$-1.967 \times 10^{-2}$	$-1.985 \times 10^{-2}$	$-1.965 \times 10^{-2}$	$-1.947 \times 10^{-2}$
0.0	$-6.507 \times 10^{-3}$	$-1.484 \times 10^{-2}$	$-1.973 \times 10^{-2}$	$-2.223 \times 10^{-2}$	$-2.346 \times 10^{-2}$	$-2.407 \times 10^{-2}$	$-2.440 \times 10^{-2}$	$-2.456 \times 10^{-2}$	$-2.463 \times 10^{-2}$	$-2.283 \times 10^{-2}$

x

付図一7 曲げモーメント係数

辺長比  $\alpha = 4.5$

MX 3 角形荷重

$-1.516 \times 10^2$	$1.872 \times 10^4$	$2.885 \times 10^3$	$2.469 \times 10^3$	$1.554 \times 10^3$	$8.140 \times 10^4$	$3.017 \times 10^4$	$-7.004 \times 10^5$	$-3.592 \times 10^4$	$-4.924 \times 10^4$	0.0
$-1.335 \times 10^2$	$1.249 \times 10^4$	$2.567 \times 10^3$	$2.174 \times 10^3$	$1.347 \times 10^3$	$6.929 \times 10^4$	$2.458 \times 10^4$	$-7.602 \times 10^5$	$-3.233 \times 10^4$	$-4.132 \times 10^4$	$-6.110 \times 10^5$
$-1.150 \times 10^2$	$3.532 \times 10^5$	$2.271 \times 10^3$	$1.872 \times 10^3$	$1.123 \times 10^3$	$5.474 \times 10^4$	$1.632 \times 10^4$	$-1.087 \times 10^4$	$-3.140 \times 10^4$	$-3.609 \times 10^4$	$-1.170 \times 10^4$
$-9.657 \times 10^3$	$3.106 \times 10^6$	$1.922 \times 10^3$	$1.517 \times 10^3$	$8.510 \times 10^4$	$3.618 \times 10^4$	$4.820 \times 10^5$	$-1.665 \times 10^4$	$-3.248 \times 10^4$	$-3.780 \times 10^4$	$-1.736 \times 10^4$
$-7.858 \times 10^3$	$-6.184 \times 10^6$	$1.517 \times 10^3$	$1.106 \times 10^3$	$5.319 \times 10^4$	$1.373 \times 10^4$	$-9.832 \times 10^5$	$-2.491 \times 10^4$	$-3.549 \times 10^4$	$-3.156 \times 10^4$	$-2.327 \times 10^4$
$-6.103 \times 10^3$	$-2.411 \times 10^5$	$1.055 \times 10^3$	$6.425 \times 10^4$	$1.696 \times 10^4$	$-1.236 \times 10^4$	$-2.754 \times 10^4$	$-3.560 \times 10^4$	$-4.045 \times 10^4$	$-3.252 \times 10^4$	$-2.927 \times 10^4$
$-4.412 \times 10^3$	$-7.915 \times 10^5$	$5.372 \times 10^4$	$1.337 \times 10^4$	$-2.310 \times 10^4$	$-4.186 \times 10^4$	$-4.821 \times 10^4$	$-4.874 \times 10^4$	$-4.734 \times 10^4$	$-3.585 \times 10^4$	$-3.507 \times 10^4$
$-2.838 \times 10^3$	$-1.932 \times 10^4$	$-2.659 \times 10^5$	$-4.105 \times 10^4$	$-6.646 \times 10^4$	$-7.451 \times 10^4$	$-7.179 \times 10^4$	$-6.438 \times 10^4$	$-5.614 \times 10^4$	$-4.162 \times 10^4$	$-4.004 \times 10^4$
$-1.476 \times 10^3$	$-3.778 \times 10^4$	$-6.191 \times 10^4$	$-9.783 \times 10^4$	$-1.126 \times 10^3$	$-1.101 \times 10^3$	$-9.820 \times 10^4$	$-8.264 \times 10^4$	$-6.695 \times 10^4$	$-4.938 \times 10^4$	$-4.285 \times 10^4$
$-4.693 \times 10^4$	$-6.298 \times 10^4$	$-1.214 \times 10^3$	$-1.559 \times 10^3$	$-1.610 \times 10^3$	$-1.485 \times 10^3$	$-1.274 \times 10^3$	$-1.034 \times 10^3$	$-8.050 \times 10^4$	$-5.761 \times 10^4$	$-4.084 \times 10^4$
0.0	$-9.127 \times 10^4$	$-1.808 \times 10^3$	$-2.142 \times 10^3$	$-2.112 \times 10^3$	$-1.895 \times 10^3$	$-1.595 \times 10^3$	$-1.270 \times 10^3$	$-9.582 \times 10^4$	$-6.953 \times 10^4$	$-3.299 \times 10^4$

x

付図—8 曲げモーメント係数

辺長比  $\alpha = 4.5$

M<sub>y</sub>

3 角 形 荷 重

y

$-2.526 \times 10^{-3}$	$3.120 \times 10^{-5}$	$4.808 \times 10^{-4}$	$4.115 \times 10^{-4}$	$2.589 \times 10^{-4}$	$1.357 \times 10^{-4}$	$5.029 \times 10^{-5}$	$-1.167 \times 10^{-5}$	$-5.987 \times 10^{-5}$	$-8.206 \times 10^{-5}$	$0.0$
$-2.226 \times 10^{-3}$	$7.928 \times 10^{-5}$	$4.059 \times 10^{-4}$	$3.699 \times 10^{-4}$	$2.112 \times 10^{-4}$	$7.424 \times 10^{-5}$	$-2.131 \times 10^{-5}$	$-8.763 \times 10^{-5}$	$-1.443 \times 10^{-4}$	$-1.946 \times 10^{-4}$	$-3.666 \times 10^{-4}$
$-1.916 \times 10^{-3}$	$-1.145 \times 10^{-4}$	$4.898 \times 10^{-4}$	$3.470 \times 10^{-4}$	$8.443 \times 10^{-5}$	$-1.251 \times 10^{-4}$	$-2.516 \times 10^{-4}$	$-3.250 \times 10^{-4}$	$-3.820 \times 10^{-4}$	$-4.397 \times 10^{-4}$	$-7.018 \times 10^{-4}$
$-1.610 \times 10^{-3}$	$-1.436 \times 10^{-4}$	$3.181 \times 10^{-4}$	$3.160 \times 10^{-5}$	$-3.383 \times 10^{-4}$	$-5.779 \times 10^{-4}$	$-6.852 \times 10^{-4}$	$-7.146 \times 10^{-4}$	$-7.248 \times 10^{-4}$	$-7.438 \times 10^{-4}$	$-1.043 \times 10^{-3}$
$-1.310 \times 10^{-3}$	$-2.078 \times 10^{-4}$	$-1.110 \times 10^{-4}$	$-6.218 \times 10^{-4}$	$-1.073 \times 10^{-3}$	$-1.294 \times 10^{-3}$	$-1.325 \times 10^{-3}$	$-1.256 \times 10^{-3}$	$-1.116 \times 10^{-3}$	$-1.100 \times 10^{-3}$	$-1.396 \times 10^{-3}$
$-1.017 \times 10^{-3}$	$-4.002 \times 10^{-4}$	$-8.430 \times 10^{-4}$	$-1.625 \times 10^{-3}$	$-2.130 \times 10^{-3}$	$-2.278 \times 10^{-3}$	$-2.173 \times 10^{-3}$	$-1.947 \times 10^{-3}$	$-1.707 \times 10^{-3}$	$-1.505 \times 10^{-3}$	$-1.756 \times 10^{-3}$
$-7.353 \times 10^{-4}$	$-7.885 \times 10^{-4}$	$-1.924 \times 10^{-3}$	$-3.003 \times 10^{-3}$	$-3.521 \times 10^{-3}$	$-3.533 \times 10^{-5}$	$-3.230 \times 10^{-3}$	$-2.787 \times 10^{-3}$	$-2.342 \times 10^{-3}$	$-1.955 \times 10^{-3}$	$-2.104 \times 10^{-3}$
$-4.730 \times 10^{-4}$	$-1.434 \times 10^{-3}$	$-3.404 \times 10^{-3}$	$-4.782 \times 10^{-3}$	$-5.256 \times 10^{-3}$	$-5.066 \times 10^{-3}$	$-4.497 \times 10^{-3}$	$-3.774 \times 10^{-3}$	$-3.066 \times 10^{-3}$	$-2.451 \times 10^{-3}$	$-2.403 \times 10^{-3}$
$-2.461 \times 10^{-4}$	$-2.401 \times 10^{-3}$	$-5.334 \times 10^{-3}$	$-6.987 \times 10^{-3}$	$-7.351 \times 10^{-3}$	$-6.880 \times 10^{-3}$	$-5.976 \times 10^{-3}$	$-4.913 \times 10^{-3}$	$-3.870 \times 10^{-3}$	$-2.984 \times 10^{-3}$	$-2.571 \times 10^{-3}$
$-7.822 \times 10^{-5}$	$-3.758 \times 10^{-3}$	$-7.748 \times 10^{-3}$	$-9.659 \times 10^{-3}$	$-9.817 \times 10^{-3}$	$-8.981 \times 10^{-3}$	$-7.667 \times 10^{-3}$	$-6.192 \times 10^{-3}$	$-4.783 \times 10^{-3}$	$-3.491 \times 10^{-3}$	$-2.551 \times 10^{-3}$
$0.0$	$-5.476 \times 10^{-3}$	$-1.085 \times 10^{-2}$	$-1.285 \times 10^{-2}$	$-1.267 \times 10^{-2}$	$-1.137 \times 10^{-2}$	$-9.567 \times 10^{-3}$	$-7.617 \times 10^{-3}$	$-5.749 \times 10^{-3}$	$-4.172 \times 10^{-3}$	$-1.979 \times 10^{-3}$

x

付図-9 曲げモーメント係数

$-1.056 \times 10^2$	$1.078 \times 10^3$	$1.693 \times 10^3$	$9.976 \times 10^4$	$4.685 \times 10^4$	$2.012 \times 10^4$	$8.135 \times 10^5$	$3.102 \times 10^5$	$2.951 \times 10^5$	$1.456 \times 10^4$	0.0
$-9.267 \times 10^3$	$9.093 \times 10^4$	$1.498 \times 10^3$	$8.608 \times 10^4$	$3.871 \times 10^4$	$1.520 \times 10^4$	$4.726 \times 10^5$	$3.470 \times 10^6$	$-1.788 \times 10^6$	$1.172 \times 10^4$	$-3.608 \times 10^5$
$-7.943 \times 10^3$	$7.370 \times 10^4$	$1.290 \times 10^3$	$6.947 \times 10^4$	$2.690 \times 10^4$	$6.060 \times 10^5$	$-3.138 \times 10^5$	$-7.047 \times 10^5$	$-7.698 \times 10^5$	$4.011 \times 10^5$	$-1.141 \times 10^4$
$-6.624 \times 10^3$	$5.738 \times 10^4$	$1.034 \times 10^3$	$4.821 \times 10^4$	$1.045 \times 10^4$	$-7.682 \times 10^5$	$-1.564 \times 10^4$	$-1.904 \times 10^4$	$-1.986 \times 10^4$	$-8.873 \times 10^5$	$-2.399 \times 10^4$
$-5.329 \times 10^3$	$4.199 \times 10^4$	$7.330 \times 10^4$	$2.234 \times 10^4$	$-1.050 \times 10^4$	$-2.599 \times 10^4$	$-3.273 \times 10^4$	$-3.564 \times 10^4$	$-3.161 \times 10^4$	$-2.709 \times 10^4$	$-4.124 \times 10^4$
$-4.077 \times 10^3$	$2.543 \times 10^4$	$3.877 \times 10^4$	$-7.766 \times 10^5$	$-3.581 \times 10^4$	$-4.880 \times 10^4$	$-5.440 \times 10^4$	$-5.682 \times 10^4$	$-5.784 \times 10^4$	$-5.069 \times 10^4$	$-6.299 \times 10^4$
$-2.896 \times 10^3$	$6.463 \times 10^5$	$3.093 \times 10^6$	$-4.173 \times 10^4$	$-6.533 \times 10^4$	$-7.605 \times 10^4$	$-8.064 \times 10^4$	$-8.259 \times 10^4$	$-8.346 \times 10^4$	$-7.954 \times 10^4$	$-8.894 \times 10^4$
$-1.828 \times 10^3$	$-1.567 \times 10^4$	$-4.130 \times 10^4$	$-7.919 \times 10^4$	$-9.892 \times 10^4$	$-1.077 \times 10^3$	$-1.115 \times 10^3$	$-1.130 \times 10^3$	$-1.134 \times 10^3$	$-1.130 \times 10^3$	$-1.186 \times 10^3$
$-9.327 \times 10^4$	$-4.101 \times 10^4$	$-8.501 \times 10^4$	$-1.198 \times 10^3$	$-1.365 \times 10^3$	$-1.437 \times 10^3$	$-1.468 \times 10^3$	$-1.482 \times 10^3$	$-1.480 \times 10^3$	$-1.498 \times 10^3$	$-1.506 \times 10^3$
$-2.909 \times 10^4$	$-6.874 \times 10^4$	$-1.295 \times 10^3$	$-1.633 \times 10^3$	$-1.780 \times 10^3$	$-1.840 \times 10^3$	$-1.866 \times 10^3$	$-1.878 \times 10^3$	$-1.885 \times 10^3$	$-1.872 \times 10^3$	$-1.836 \times 10^3$
0.0	$-9.619 \times 10^4$	$-1.753 \times 10^3$	$-2.096 \times 10^3$	$-2.233 \times 10^3$	$-2.287 \times 10^3$	$-2.310 \times 10^3$	$-2.329 \times 10^3$	$-2.328 \times 10^3$	$-2.324 \times 10^3$	$-2.196 \times 10^3$

x

付図一10 曲げモーメント係数

等分布荷重

$M_y$

$\alpha = 6.0$

辺長比

y

$-1.760 \times 10^{-3}$	$1.797 \times 10^{-4}$	$2.821 \times 10^{-4}$	$1.663 \times 10^{-4}$	$7.809 \times 10^{-5}$	$3.354 \times 10^{-5}$	$1.356 \times 10^{-5}$	$5.170 \times 10^{-6}$	$4.918 \times 10^{-6}$	$2.426 \times 10^{-5}$	0.0
$-1.545 \times 10^{-2}$	$1.458 \times 10^{-4}$	$2.179 \times 10^{-4}$	$9.151 \times 10^{-5}$	$-2.528 \times 10^{-5}$	$-8.783 \times 10^{-5}$	$-1.178 \times 10^{-4}$	$-1.295 \times 10^{-4}$	$-1.380 \times 10^{-4}$	$-8.849 \times 10^{-5}$	$-2.165 \times 10^{-4}$
$-1.324 \times 10^{-5}$	$-1.435 \times 10^{-5}$	$-1.283 \times 10^{-4}$	$-1.335 \times 10^{-4}$	$-3.443 \times 10^{-4}$	$-4.612 \times 10^{-4}$	$-5.168 \times 10^{-4}$	$-5.415 \times 10^{-4}$	$-5.467 \times 10^{-4}$	$-4.861 \times 10^{-4}$	$-6.844 \times 10^{-4}$
$-1.104 \times 10^{-3}$	$-1.506 \times 10^{-4}$	$-1.994 \times 10^{-4}$	$-6.325 \times 10^{-4}$	$-9.485 \times 10^{-4}$	$-1.117 \times 10^{-3}$	$-1.197 \times 10^{-3}$	$-1.232 \times 10^{-3}$	$-1.240 \times 10^{-3}$	$-1.168 \times 10^{-3}$	$-1.439 \times 10^{-3}$
$-8.881 \times 10^{-4}$	$-3.610 \times 10^{-4}$	$-7.715 \times 10^{-4}$	$-1.422 \times 10^{-3}$	$-1.841 \times 10^{-3}$	$-2.057 \times 10^{-3}$	$-2.158 \times 10^{-3}$	$-2.203 \times 10^{-3}$	$-2.216 \times 10^{-3}$	$-2.135 \times 10^{-3}$	$-2.474 \times 10^{-3}$
$-6.795 \times 10^{-4}$	$-7.012 \times 10^{-4}$	$-1.610 \times 10^{-3}$	$-2.504 \times 10^{-3}$	$-3.025 \times 10^{-3}$	$-3.283 \times 10^{-3}$	$-3.409 \times 10^{-3}$	$-3.454 \times 10^{-3}$	$-3.475 \times 10^{-3}$	$-3.394 \times 10^{-3}$	$-3.780 \times 10^{-3}$
$-4.826 \times 10^{-4}$	$-1.216 \times 10^{-3}$	$-2.734 \times 10^{-3}$	$-3.886 \times 10^{-3}$	$-4.502 \times 10^{-3}$	$-4.795 \times 10^{-3}$	$-4.926 \times 10^{-3}$	$-4.985 \times 10^{-3}$	$-5.012 \times 10^{-3}$	$-4.954 \times 10^{-3}$	$-5.337 \times 10^{-3}$
$-3.046 \times 10^{-4}$	$-1.945 \times 10^{-3}$	$-4.166 \times 10^{-3}$	$-5.575 \times 10^{-3}$	$-6.275 \times 10^{-3}$	$-6.594 \times 10^{-3}$	$-6.736 \times 10^{-3}$	$-6.796 \times 10^{-3}$	$-6.821 \times 10^{-3}$	$-6.816 \times 10^{-3}$	$-7.113 \times 10^{-3}$
$-1.555 \times 10^{-4}$	$-2.927 \times 10^{-3}$	$-5.920 \times 10^{-3}$	$-7.577 \times 10^{-3}$	$-8.347 \times 10^{-3}$	$-8.682 \times 10^{-3}$	$-8.827 \times 10^{-3}$	$-8.894 \times 10^{-3}$	$-8.900 \times 10^{-3}$	$-8.948 \times 10^{-3}$	$-9.038 \times 10^{-3}$
$-4.848 \times 10^{-5}$	$-4.205 \times 10^{-3}$	$-7.999 \times 10^{-3}$	$-9.907 \times 10^{-3}$	$-1.072 \times 10^{-2}$	$-1.106 \times 10^{-2}$	$-1.120 \times 10^{-2}$	$-1.127 \times 10^{-2}$	$-1.131 \times 10^{-2}$	$-1.122 \times 10^{-2}$	$-1.101 \times 10^{-2}$
0.0	$-5.771 \times 10^{-3}$	$-1.052 \times 10^{-2}$	$-1.258 \times 10^{-2}$	$-1.340 \times 10^{-2}$	$-1.372 \times 10^{-2}$	$-1.386 \times 10^{-2}$	$-1.392 \times 10^{-2}$	$-1.397 \times 10^{-2}$	$-1.394 \times 10^{-2}$	$-1.317 \times 10^{-2}$

x

付図-11 曲げモーメント係数



辺長比  $\alpha = 6.0$

Mx 3 角形荷重

y

$-8.498 \times 10^{-3}$	$1.263 \times 10^{-3}$	$1.648 \times 10^{-3}$	$9.411 \times 10^{-4}$	$4.322 \times 10^{-4}$	$1.726 \times 10^{-4}$	$4.049 \times 10^{-5}$	$-5.316 \times 10^{-5}$	$-1.554 \times 10^{-4}$	$-2.466 \times 10^{-4}$	$0.0$
$-7.500 \times 10^{-3}$	$1.091 \times 10^{-3}$	$1.461 \times 10^{-3}$	$8.165 \times 10^{-4}$	$3.644 \times 10^{-4}$	$1.387 \times 10^{-4}$	$2.567 \times 10^{-5}$	$-5.392 \times 10^{-5}$	$-1.413 \times 10^{-4}$	$-2.111 \times 10^{-4}$	$-2.675 \times 10^{-5}$
$-6.477 \times 10^{-3}$	$9.227 \times 10^{-4}$	$1.267 \times 10^{-3}$	$6.763 \times 10^{-4}$	$2.777 \times 10^{-4}$	$8.522 \times 10^{-5}$	$-6.773 \times 10^{-6}$	$-6.962 \times 10^{-5}$	$-1.403 \times 10^{-4}$	$-1.887 \times 10^{-4}$	$-5.167 \times 10^{-5}$
$-5.450 \times 10^{-3}$	$7.668 \times 10^{-4}$	$1.036 \times 10^{-3}$	$5.033 \times 10^{-4}$	$1.634 \times 10^{-4}$	$8.873 \times 10^{-5}$	$-5.767 \times 10^{-5}$	$-9.930 \times 10^{-5}$	$-1.493 \times 10^{-4}$	$-1.751 \times 10^{-4}$	$-7.666 \times 10^{-5}$
$-4.429 \times 10^{-3}$	$6.075 \times 10^{-4}$	$7.684 \times 10^{-4}$	$2.984 \times 10^{-4}$	$2.247 \times 10^{-5}$	$-8.998 \times 10^{-5}$	$-1.269 \times 10^{-4}$	$-1.430 \times 10^{-4}$	$-1.681 \times 10^{-4}$	$-1.705 \times 10^{-4}$	$-1.020 \times 10^{-4}$
$-3.427 \times 10^{-3}$	$4.322 \times 10^{-4}$	$4.659 \times 10^{-4}$	$6.506 \times 10^{-5}$	$-1.436 \times 10^{-4}$	$-2.108 \times 10^{-4}$	$-2.143 \times 10^{-4}$	$-2.009 \times 10^{-4}$	$-1.969 \times 10^{-4}$	$-1.756 \times 10^{-4}$	$-1.274 \times 10^{-4}$
$-2.465 \times 10^{-3}$	$2.307 \times 10^{-4}$	$1.332 \times 10^{-4}$	$-1.934 \times 10^{-4}$	$-3.335 \times 10^{-4}$	$-3.530 \times 10^{-4}$	$-3.200 \times 10^{-4}$	$-2.732 \times 10^{-4}$	$-2.359 \times 10^{-4}$	$-1.906 \times 10^{-4}$	$-1.514 \times 10^{-4}$
$-1.577 \times 10^{-3}$	$-2.620 \times 10^{-6}$	$-2.223 \times 10^{-4}$	$-4.734 \times 10^{-4}$	$-5.459 \times 10^{-4}$	$-5.163 \times 10^{-4}$	$-4.437 \times 10^{-4}$	$-3.601 \times 10^{-4}$	$-2.854 \times 10^{-4}$	$-2.150 \times 10^{-4}$	$-1.715 \times 10^{-4}$
$-8.170 \times 10^{-4}$	$-2.662 \times 10^{-4}$	$-5.904 \times 10^{-4}$	$-7.716 \times 10^{-4}$	$-7.800 \times 10^{-4}$	$-7.005 \times 10^{-4}$	$-5.853 \times 10^{-4}$	$-4.619 \times 10^{-4}$	$-3.463 \times 10^{-4}$	$-2.473 \times 10^{-4}$	$-1.826 \times 10^{-4}$
$-2.594 \times 10^{-4}$	$-5.498 \times 10^{-4}$	$-9.582 \times 10^{-4}$	$-1.086 \times 10^{-3}$	$-1.035 \times 10^{-3}$	$-9.052 \times 10^{-4}$	$-7.451 \times 10^{-4}$	$-5.781 \times 10^{-4}$	$-4.215 \times 10^{-4}$	$-2.834 \times 10^{-4}$	$-1.763 \times 10^{-4}$
$0.0$	$-8.217 \times 10^{-4}$	$-1.330 \times 10^{-3}$	$-1.416 \times 10^{-3}$	$-1.311 \times 10^{-3}$	$-1.130 \times 10^{-3}$	$-9.227 \times 10^{-4}$	$-7.097 \times 10^{-4}$	$-5.070 \times 10^{-4}$	$-3.363 \times 10^{-4}$	$-1.533 \times 10^{-4}$

x

付図-1 2 曲げモーメント係数

3 角 形 荷 重

My

辺 長 比  $\alpha = 6.0$

y

$-1.416 \times 10^3$	$2.105 \times 10^{-4}$	$2.747 \times 10^{-4}$	$1.569 \times 10^{-4}$	$7.203 \times 10^{-5}$	$2.877 \times 10^5$	$6.748 \times 10^6$	$-8.859 \times 10^6$	$-2.591 \times 10^{-5}$	$-4.110 \times 10^{-5}$	0.0
$-1.250 \times 10^{-3}$	$1.748 \times 10^{-4}$	$2.418 \times 10^{-4}$	$1.206 \times 10^{-4}$	$2.212 \times 10^{-5}$	$-2.538 \times 10^{-5}$	$-4.473 \times 10^{-5}$	$-5.455 \times 10^{-5}$	$-6.594 \times 10^{-5}$	$-8.456 \times 10^{-5}$	$-1.605 \times 10^{-4}$
$-1.080 \times 10^{-3}$	$1.074 \times 10^{-4}$	$2.236 \times 10^{-4}$	$1.274 \times 10^{-5}$	$-1.370 \times 10^{-4}$	$-1.960 \times 10^{-4}$	$-2.023 \times 10^{-4}$	$-1.910 \times 10^{-4}$	$-1.546 \times 10^{-4}$	$-1.939 \times 10^{-4}$	$-3.100 \times 10^{-4}$
$-9.083 \times 10^{-4}$	$3.998 \times 10^{-5}$	$2.253 \times 10^{-5}$	$-2.887 \times 10^{-4}$	$-4.691 \times 10^{-4}$	$-5.089 \times 10^{-4}$	$-4.724 \times 10^{-4}$	$-4.112 \times 10^{-4}$	$-3.002 \times 10^{-4}$	$-3.340 \times 10^{-4}$	$-4.599 \times 10^{-4}$
$-7.382 \times 10^{-4}$	$-1.016 \times 10^{-4}$	$-3.751 \times 10^{-4}$	$-7.964 \times 10^{-4}$	$-9.780 \times 10^{-4}$	$-9.662 \times 10^{-4}$	$-8.555 \times 10^{-4}$	$-7.144 \times 10^{-4}$	$-5.897 \times 10^{-4}$	$-5.025 \times 10^{-4}$	$-6.122 \times 10^{-4}$
$-5.712 \times 10^{-4}$	$-3.633 \times 10^{-4}$	$-9.890 \times 10^{-4}$	$-1.514 \times 10^{-3}$	$-1.666 \times 10^{-3}$	$-1.569 \times 10^{-3}$	$-1.352 \times 10^{-3}$	$-1.100 \times 10^{-3}$	$-8.722 \times 10^{-4}$	$-6.982 \times 10^{-4}$	$-7.643 \times 10^{-4}$
$-4.108 \times 10^{-4}$	$-7.854 \times 10^{-4}$	$-1.838 \times 10^{-3}$	$-2.449 \times 10^{-3}$	$-2.535 \times 10^{-3}$	$-2.317 \times 10^{-3}$	$-1.962 \times 10^{-3}$	$-1.568 \times 10^{-3}$	$-1.206 \times 10^{-3}$	$-9.203 \times 10^{-4}$	$-9.084 \times 10^{-4}$
$-2.628 \times 10^{-4}$	$-1.409 \times 10^{-3}$	$-2.942 \times 10^{-3}$	$-3.606 \times 10^{-3}$	$-3.586 \times 10^{-3}$	$-3.212 \times 10^{-3}$	$-2.685 \times 10^{-3}$	$-2.118 \times 10^{-3}$	$-1.590 \times 10^{-3}$	$-1.168 \times 10^{-3}$	$-1.029 \times 10^{-3}$
$-1.362 \times 10^{-4}$	$-2.278 \times 10^{-3}$	$-4.317 \times 10^{-3}$	$-4.992 \times 10^{-4}$	$-4.824 \times 10^{-3}$	$-4.254 \times 10^{-3}$	$-3.522 \times 10^{-3}$	$-2.751 \times 10^{-3}$	$-2.022 \times 10^{-3}$	$-1.432 \times 10^{-3}$	$-1.095 \times 10^{-3}$
$-4.323 \times 10^{-5}$	$-3.449 \times 10^{-3}$	$-5.963 \times 10^{-3}$	$-6.618 \times 10^{-3}$	$-6.250 \times 10^{-3}$	$-5.445 \times 10^{-3}$	$-4.473 \times 10^{-3}$	$-3.463 \times 10^{-3}$	$-2.513 \times 10^{-3}$	$-1.692 \times 10^{-3}$	$-1.058 \times 10^{-3}$
0.0	$-4.930 \times 10^{-3}$	$-7.979 \times 10^{-3}$	$-8.496 \times 10^{-3}$	$-7.866 \times 10^{-3}$	$-6.783 \times 10^{-3}$	$-5.536 \times 10^{-3}$	$-4.258 \times 10^{-3}$	$-3.042 \times 10^{-3}$	$-2.018 \times 10^{-3}$	$-9.198 \times 10^{-4}$

x

付図-13 曲げモーメント係数

港湾技研資料 No.185

1974・6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 日青工業株式会社

Published by the Port and Harbour Research Institute  
Nagase, Yokosuka, Japan.