土研資料第2002号

土木研究所資料

設計照査システムの提案（その4）

（張出し式・壁式橋脚を例として）

昭和58年3月

建設省土木研究所
企画部システム課

Copyright © 1983 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は，土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって，本報告書の全部又は一部の転載，複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

正　誤　表

ページ	正	誤
P47 下から4行目	$Gc = \frac{2}{3}(r^3-\sqrt{(r^2-a^2)^3}+2r\cdot b(\frac{b}{2}+a)+\frac{\pi r^2}{2}\cdot(\frac{4r}{3\pi}+b+a)$	$Gc = \frac{2}{3}(r^3-\sqrt{(r^2-a^2)^3})+2r\cdot b(\frac{b}{2}+a)+\frac{\pi r^2}{2}\cdot(\frac{4r}{3\pi}+b+a)$
下から2行目	$Ic = -\frac{a}{2}\sqrt{(r^2-a^2)^3}+\frac{r^2}{4}(a\sqrt{r^2-a^2}+r^2\cdot tan^{-1}\frac{a}{\sqrt{r^2-a^2}}$	$Ic = -\frac{a}{2}\sqrt{(r^2-a^2)^3}+\frac{r^2}{4}(a\sqrt{r^2-a^2}+r^2\cdot tan^{-1}\frac{a}{\sqrt{r^2-a^2}})$
P53 下から2行目	$Zc=\frac{1}{D+h_0}\{2D^4(\frac{\pi}{b^4}+\frac{1}{9\pi})+$	$Zc=\frac{1}{D+h_0}\{2D^4(\frac{\pi}{54}+\frac{1}{9\pi})+$
P71	〔集計表－21.3　柱部材における鉄筋の定着位置の照査（円柱）〕	〔集計表－21.3　柱部材における鉄筋の定着位置の照査（矩形柱）〕
P175		

正

項目 ＼ 設計断面位置	①	②	備考
HD_0 (m)	0.550	0.425	
HD_1 (m)	1.950	2.075	
L (m)	3.300	2.550	
MD_0 (t・m/m)	22.8	13.9	PD－6
SD_0 (t/m)	13.3	10.5	PD－8
γ (t/m³)	1.9	1.9	
MD (t・m/m)	24.1	14.7	式(15)より
SD (t/m)	14.0	11.1	

誤

項目 ＼ 設計断面位置	①	②	備考
HD_0 (m)	0.550	0.425	
HD_1 (m)	1.950	2.075	
L (m)	3.300	2.550	
MD_0 (t・m/m)	22.8	13.9	PD－6
SD_0 (t/m)	13.3	10.5	PD－8
γ (t/m³)	1.9	1.9	
MD (t・m/m)	24.1	14.7	式(15)より
SD (t/m)	14.0	11.1	

コクヨ ヨ-22D (4×31)

土木研究所資料第2002号

設計照査システムの提案（その4）

（張出し式・壁式橋脚を例として）

昭和58年3月

土木研究所企画部システム課

課長	池村雅司
建設専門官	海江田光正
技術基準係長	工藤真之助
技官	庵直
〃	樋口洋一
〃	舘敏幸

目　　次

まえがき
1. 設計の流れと照査項目 …… 1
2. 設計成果の照査手段 …… 2
3. 張出し式（壁式）橋脚（直接基礎）の設計照査 …… 4
3.1 概　説 …… 4
3.2 設計照査システムの適用範囲 …… 5
3.3 照査項目とノモグラム …… 6
3.4 照査の手順 …… 8
3.4.1 上部構造からの荷重による外力の計算方法 …… 8
3.4.2 直接基礎の安定計算 …… 18
3.4.3 フーチングを剛体として扱えるフーチング厚さの照査 …… 24
3.4.4 各部材の断面設計 …… 25
3.4.5 鉄筋コンクリート断面の計算方法 …… 40
3.4.6 照査集計表 …… 55
3.5 設計照査用ノモグラムとその考え方 …… 81
3.5.1 安定計算および柱の設計照査用ノモグラム …… 81
3.5.2 フーチング厚さの設計照査用ノモグラム …… 139
3.5.3 はりの設計照査用ノモグラム …… 153
3.5.4 フーチングの設計照査用ノモグラム …… 163
3.5.5 せん断力が作用する鉄筋コンクリート部材の設計照査用ノモグラム …… 201

ま　え　が　き

建設事業を円滑に推進するための省力化施策は時代の要請であり，そのため新しい技術の有効利用から土木構造物の設計作業の分野にもコンピュータの導入が図られている。そして，これらはその後の構造物の設計体系を大きく変化させており，改訂が進められている基準類もコンピュータ利用を加味したものが多くなっている。

一方，現場の技術者は，事業量の増大と多様化した社会での事業実施のため多くの問題点をかかえており，構造物設計の時間的余裕も奪われがちで，最近ではそのほとんどをコンサルタント利用という手段にゆだねているのが実情である。

このように，設計方式は益々複雑化する傾向にあるのに対して，現場技術者は設計作業から遠のくという相反する状態においては，コンピュータ利用による設計成果を審査するということは困難であろうし，たとえ審査するにしても多くの時間と苦労を強いられることになる。

したがって，このような問題に対処するためには，新しい設計体系および照査体系の確立を図る必要があり，土木研究所システム課では次のような課題と取り組んでいる。

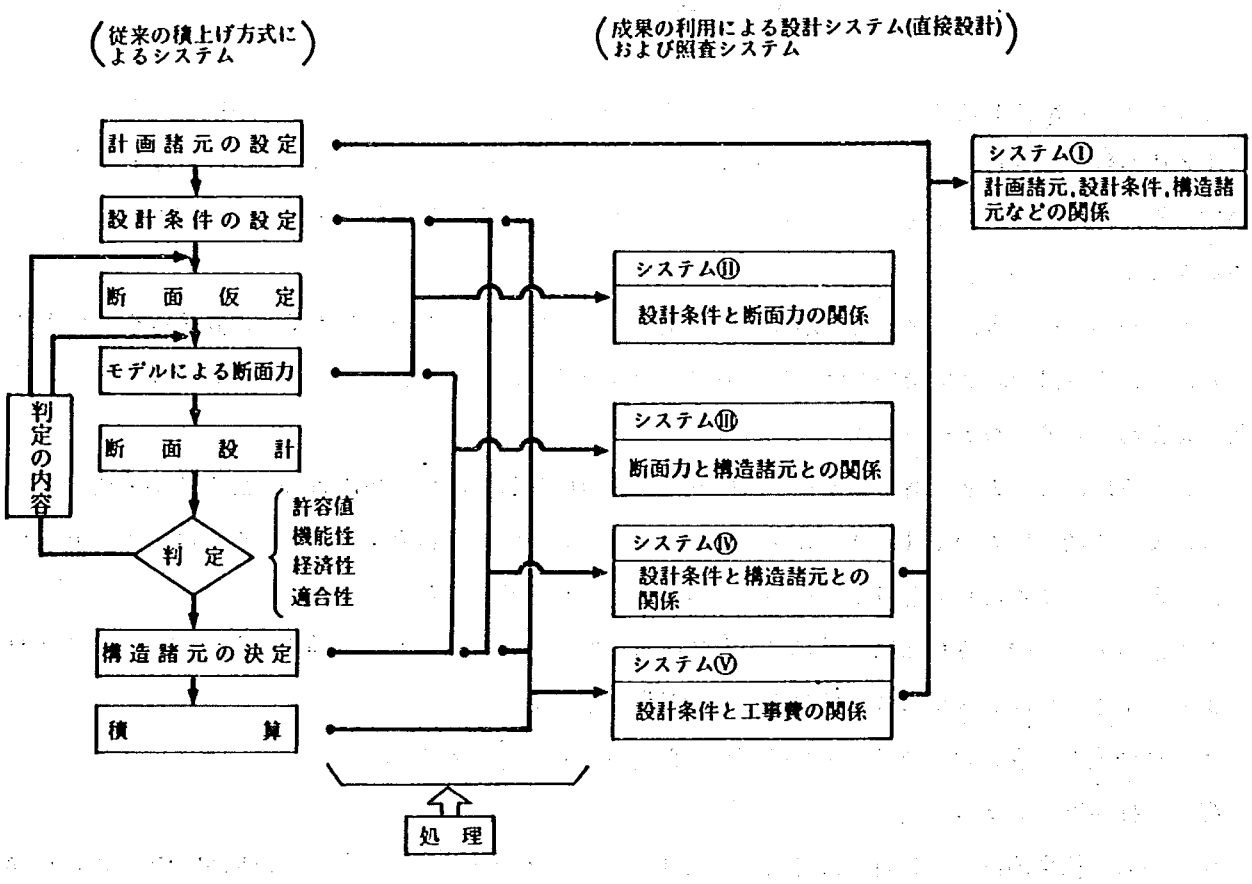
① 標準設計の成果および自動設計を利用した設計照査システムの開発

② 直接設計システムの開発

すなわち，標準設計および自動設計で目的とする設計方式の統一化に準じた設計成果の場合は，標準設計および自動設計の成果を統計処理等の手段によって図表化あるいは式化しておけば，設計条件と構造諸元との関係を知ることができ，設計条件と構造諸元の中間に位置するモデルを解した設計々算を行うこともなく構造諸元を設定したり（概略設計として有効である）または設計成果物の照査ができることになる。

次図は，現状の設計体系とその成果を利用した新しい設計体系の関連図であるが，それぞれのシステムの完成によって機能的に連係でき，また，各種構造物の設計マニュアルの作成も可能となり，構造物設計を総合的に行うことができる。たとえば設計成果の構造諸元を直接照査しようとする場合は，システムⅣの結果を用いればよいし，設計の手順通りに諸数値を照査しようとする場合は，システムⅢ～Ⅳで得られる結果を用いることができる。また，システムⅤの作成によって経済性が判断でき，さらに構造物を総合的に判定できるシステム①の作成が可能となり計画時に多くの情報を入手でき，比較設計システムとして利用できよう。

本資料は，橋梁下部工のうち橋脚（張出し式，壁式）について，次図に示すシステムⅢ～Ⅳの検討を終えたので，その成果を報告し御批判を賜りたい。


(従来の積上げ方式によるシステム)
(成果の利用による設計システム(直接設計)および照査システム)
計画諸元の設定
設計条件の設定
断面仮定
モデルによる断面力
断面設計
判定
許容値
機能性
経済性
適合性
構造諸元の決定
積算
判定の内容
処理
システムⅠ
計画諸元,設計条件,構造諸元などの関係
システムⅡ
設計条件と断面力の関係
システムⅢ
断面力と構造諸元との関係
システムⅣ
設計条件と構造諸元との関係
システムⅤ
設計条件と工事費の関係

システム関連図

1. 設計の流れと照査項目

土木構造物の設計は，一般的には図－1.1に示す流れに従って行われる。そしてその設計照査は，図－1.1に示す発注時期によって変化するが，大きく分けると次の段階で行う必要がある。

第1段階　設計条件設定までに関する照査

第2段階　設計々算に関する照査

第3段階　図面作成及び材料計算に関する照査

まず，第1段階で行う照査は，最も重要なものであり，次のような誤りを正すために行う。

① 計画に際しての他機関あるいは地元との協議不足

② 設計条件の打合せの不備及び取り違い

③ 調査地点の誤りまたは調査方法の不適合性

次の第2段階で行う照査は，設計々算モデルの妥当性の検討であり，次のような誤りを正すために行う。

① 初期値設定のむり，むら

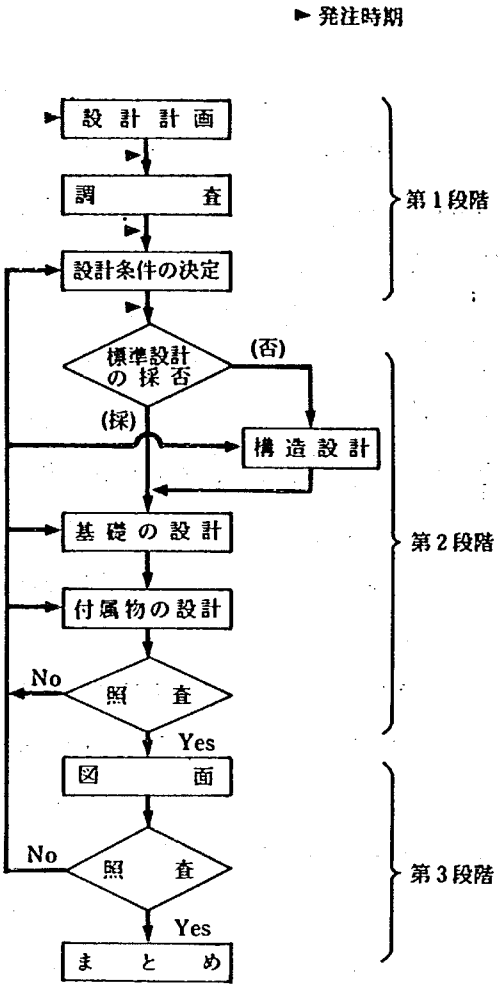
② 計算理論の誤りあるいはその適用上の誤り

③ 各種基準の規定に適合しないもの，あるいはその適用上の誤り

④ 設計々算の誤り

⑤ 技術的検討不足

⑥ 付属物の設計に対する本体構造部との整合性



図－1.1　設計の流れ

第3段階で行う照査は，仕上げに関する部分の照査であり，次のような誤りを正すために行う。

① 計算結果との不整合

② 図面の書き違い

③ 材料計算の誤り

④ 製作，施工上難点のあるもの

すなわち，いかに設計々画，設計計算が充分に行われていてもそれらの結果を表示する部分で誤りがあっては何んにもならない。この段階では，設計々算上表われない構造細目の照査も重要であり，合せて製作，施工性について照査を行う。

2. 設計成果の照査手段

土木構造物の設計成果を照査する手段としては，次のような方法が考えられる。

(1) 既往の設計成果（標準設計を含む）またはそれらをまとめた資料によって照査する方法

(2) 設計手順をノモグラム化し，それらを利用して照査する方法

(3) 自動設計プログラムの利用による設計成果を処理した照査システムによる方法

(1)の方法は，従来から我々が手近にある既往設計成果と比較することによって行ってきた方法であるがコンピューターを使った設計成果のデータバンク化は，照査のためだけでなく，あらゆる面にデータの活用が図れることから，情報化時代の現在では最も注目を集めているところである。なお，設計成果のデータバンク化については各機関とも着手されているが日本道路公団が先鋒を切っているといえる。

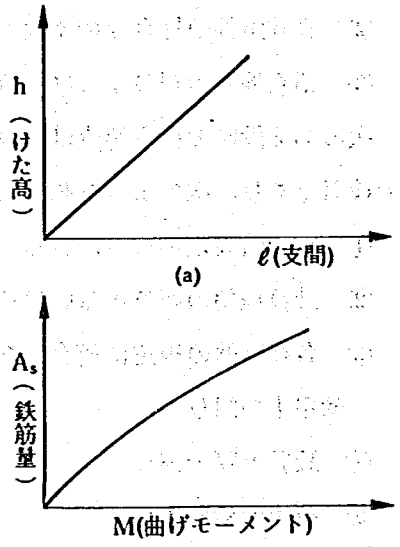
(2)については次のようなシステムが考えられ，本研究の内容はこれらによったものである。

① 1つの条件と諸元との関係をプロットすることによって，設定範囲内の設計条件に対する構造諸元を推定し得る図表による方法

例えば，図－2.1(a)に示すような支間とけた高の関係，(b)に示す曲げモーメントと鉄筋量の関係などは，一元的に表示し得る。

② 複数個の条件を示す座標軸の関係から，結果的に1つの諸元が求められる設計ノモグラムによる方法

例えば，図－2.2に示すのは単鉄筋長方形断面の応力度を求めるノモグラムの概略図であるが，鉄筋比，有効高さ，外力の偏心距離などが解れば応力度を算定することができる。

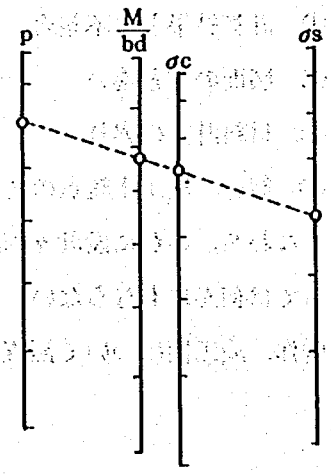


図－2.1

(3)の方法は，自動設計プログラムを使って各種の設計条件に対するデータを発生させ，これらを統計処理することによって，設計条件と構造諸元の関係を回帰式で表わすものである。

例えば，活荷重合成プレートガーター橋の活荷重による主げたの曲げモーメント(M)は，格子計算によって求めるのが一般的であるが，プログラムによって設計条件（支間，幅員）と曲げモーメントの関係データを発生させ，これらを処理することにより，曲げモーメントを推定する回帰式を得ることができる。

図－2.3に示すような幅員構成（歩道なし）における中げたの合成後の設計断面力に対する回帰式は次式のようになる。因みに，回帰式の精度は曲げモーメントの平均値 $\overline{\mu}=226.90\,\mathrm{t\cdot m}$ に対し標準偏差 $\sigma=0.33\,\mathrm{t\cdot m}$ とかなり高い結果となっている。なお，こ



図－2.2

れらのシステムについては土木研究所資料第1887号にまとめてある。

$$M = 145.34 + 6.48L + 5.45Wt - 14.31N + 121.10e - 1.84f + 1912g + 8910h \quad (\mathrm{t \cdot m})$$

ここに，

L ：支間長 (m)

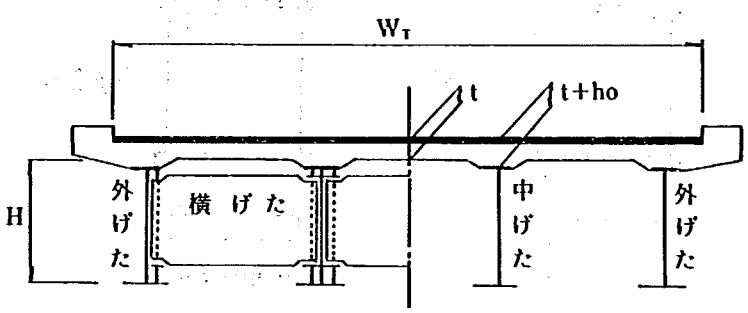
Wt ：車道幅員 (m)

N ：主げた本数 (本)

e ：床版厚＋ハンチ高 (m)（図－2.3の $t+h_0$ を示す）

f ：主げた高 (cm)

g, h ：主げたの合成断面および横げたの断面二次モーメント (m^4)

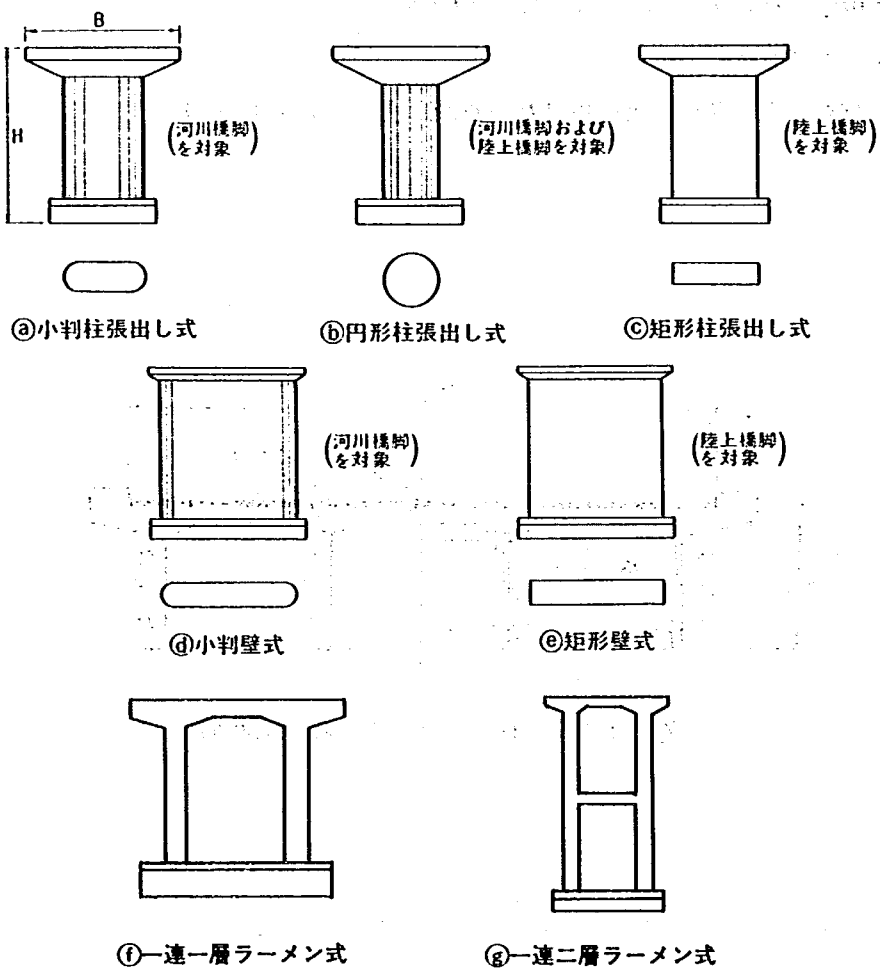


図－2.3 プレートガーター橋の横断面

3. 張出し式（壁式）橋脚（直接基礎）の設計照査

3.1 概　説

鉄筋コンクリート橋脚の形式には，大きく分けて張出し式，壁式，ラーメン式がある。張出し式は図－3.1 (a)～(c)に示すように柱部の断面形状によって3つの形式に分けられ，壁式も同様に2つの形式に分けられる。ラーメン式は連数または層数に対して名称が付けられている。

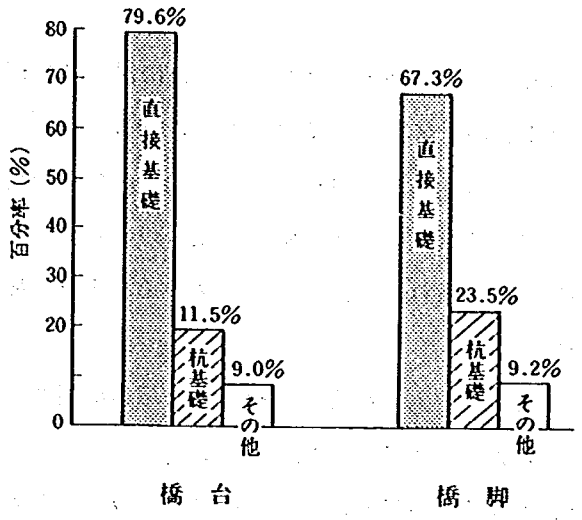


図－3.1　橋脚の種類と形状

これらの形式はそれぞれに特徴を持っており，現場条件に最も適した形式が用いられているが，その中でも一般的な形式としては張出し式橋脚が多く使われている。したがって橋脚の設計照査システムとしては張出し式橋脚をとりあげ，柱断面形状としても小判形，円形，矩形を対象とすることとした。

なお，張出し式橋脚のはり部分を省略することによって，壁式橋脚の場合にも適用できるようにした。

次に，橋脚に対する基礎形式としては，直接基礎，杭基礎，ケーソン基礎が考えられるが，最近の設計実績においても直接基礎が約半数あること（図－3.2参照），直接基礎を想定しておけば他の基礎形式への転用も比較的容易であることなどから，以下のシステムでは直接基礎を対象とすることとした。



図－3.2　昭和55年度の補助事業における基礎形式

3.2　設計照査システムの適用範囲

本設計照査システムで用いる各種ノモグラムの基本的な適用範囲は，次のとおりとする。

(1)　橋脚形式　　張出し式橋脚

柱断面……小判形，円形，矩形

壁式橋脚

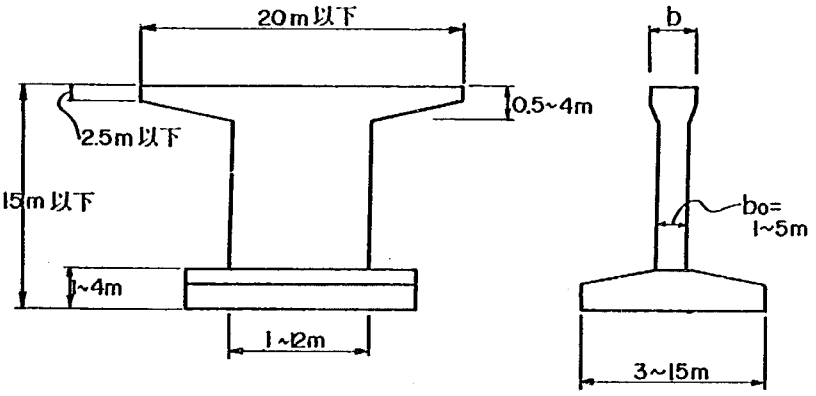
壁形状……小判，矩形

(2)　基礎形式　　直接基礎

ただし，安定条件を考慮することによって杭基礎等の場合へも適用可能である。

許容支持力度 Q_a＝30，40，50，60，75，90 t／m^2

(3)　形状寸法



図－3.3

◎　フーチングは，橋軸方向のみテーパーがつく形状とする。

◎　はりの下面は，平面をなす形状とする。

◎　柱厚（b_0）とはり幅（b）の関係は，$b_0 \leqq b$ とする。

3.3　照査項目とノモグラム

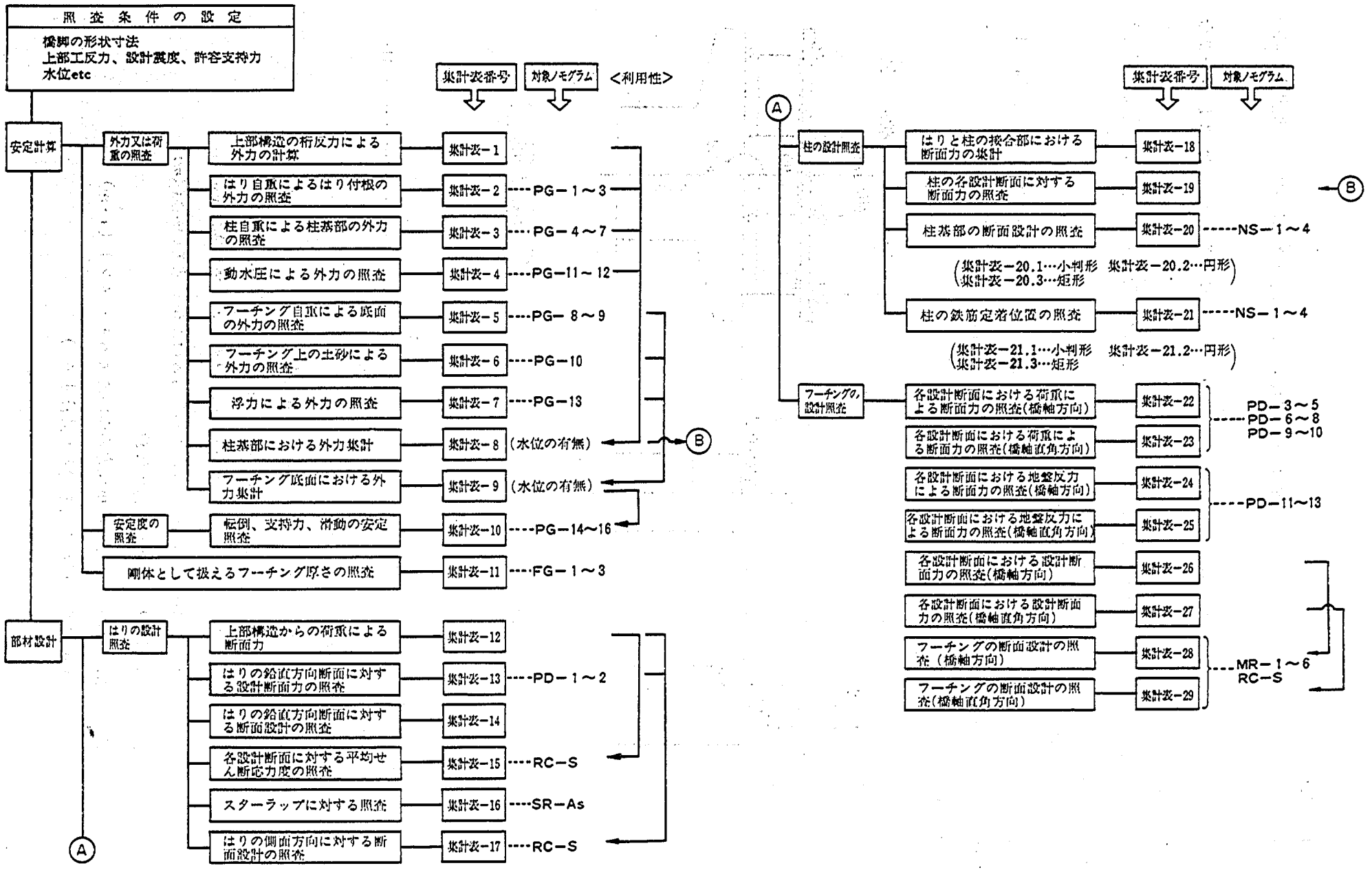
橋脚の設計成果に対する照査項目は，一連の設計計算の流れに沿って整理すると図－3.4のとおりであり，安定計算に関する項目と部材設計に関する項目に大別される。

安定計算に関する項目は，さらに作用外力や自重等の荷重項に係わる項目と安定の3条件に係わる項目，及び最近規定が改められたフーチングの剛体に係わる項目がある。

一方，部材設計に関する項目では，はり，柱，フーチングのそれぞれの部材に係わる項目に分けられ，これらはさらに数項目に細分化される。

したがって，本照査システムにおいてもこれら細分化された項目に対するノモグラムを作成することとし，比較設計システムとしても利用できるよう配慮した。

なお，各種ノモグラムは設計々算式を分解し，それらをノモグラム化したものであり，これによって得られる結果は読取り誤差程度であり，精度は非常に高いものといえる。



図－3.4 橋脚の設計照査項目と照査集計表及びノモグラムの関係

3.4　照査の手順

橋脚の安定計算及び部材設計に対する設計成果の照査は図－3.4に示す各項目別の照査集計表を用いいて，以下に示す手順によって行えばよい。

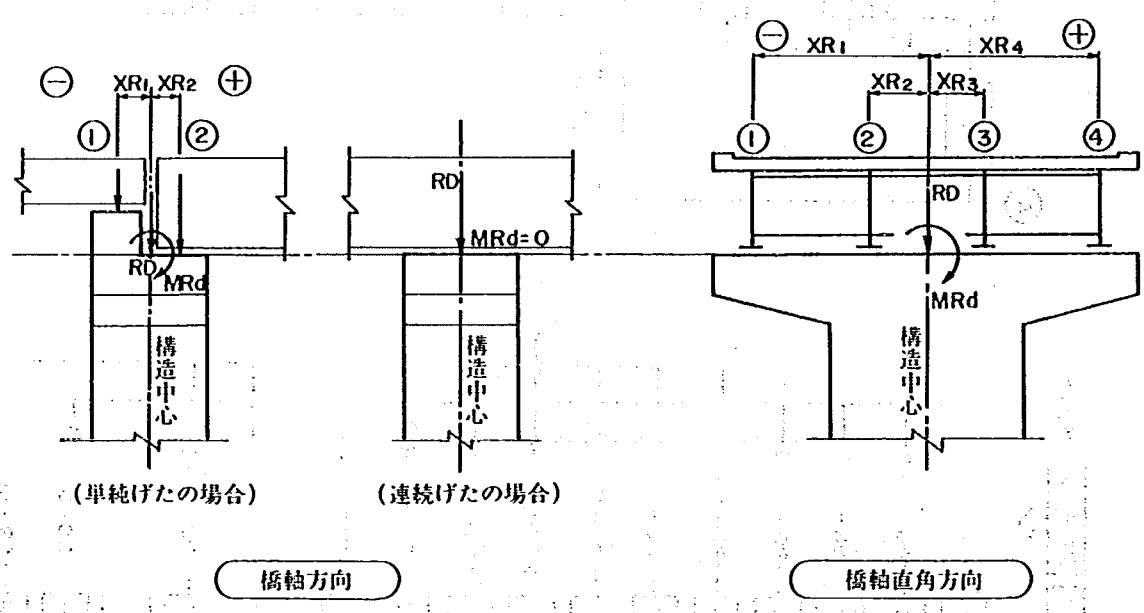
また，それぞれの照査集計表に対応するノモグラムの内容，見方，使用例については 3.5 ノモグラムとその考え方に記述してある。

なお，上記の照査集計表は本節の記述では縮小して示してあるが，照査に際してコピーして利用できるように本節の末尾にまとめて集録してある。

3.4.1　上部構造からの荷重による外力の計算方法

下部構造に作用する上部構造からの荷重は，道路橋示方書〔Ⅳ. 下部構造編（4.2.2）および（4.4.1－(2)）〕，〔Ⅴ. 耐震設計編（3.3）〕より，次のような荷重を考慮しなければならない。

(1)　死荷重による外力



図－3.5　作用荷重（死荷重）

$$\left.\begin{aligned} RD &= (Rd_1 + \cdots\cdots + Rd_n) \quad (\mathrm{t}) \\ MRd &= (Rd_1 \cdot XR_1 + \cdots\cdots + Rd_n \cdot XR_n) \quad (\mathrm{t \cdot m}) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

ここに，　RD　：下部構造に作用する全死荷重反力（t）

$Rd_{1\sim n}$：各支点または各けたにおける死荷重反力（t）

$XR_{1\sim n}$：構造中心から各支点または各けた位置までの距離（m）

橋軸方向の場合　　構造中心からけた支点までの距離（m）

橋軸直角方向の場合　　構造中心から各けた位置までの距離（m）

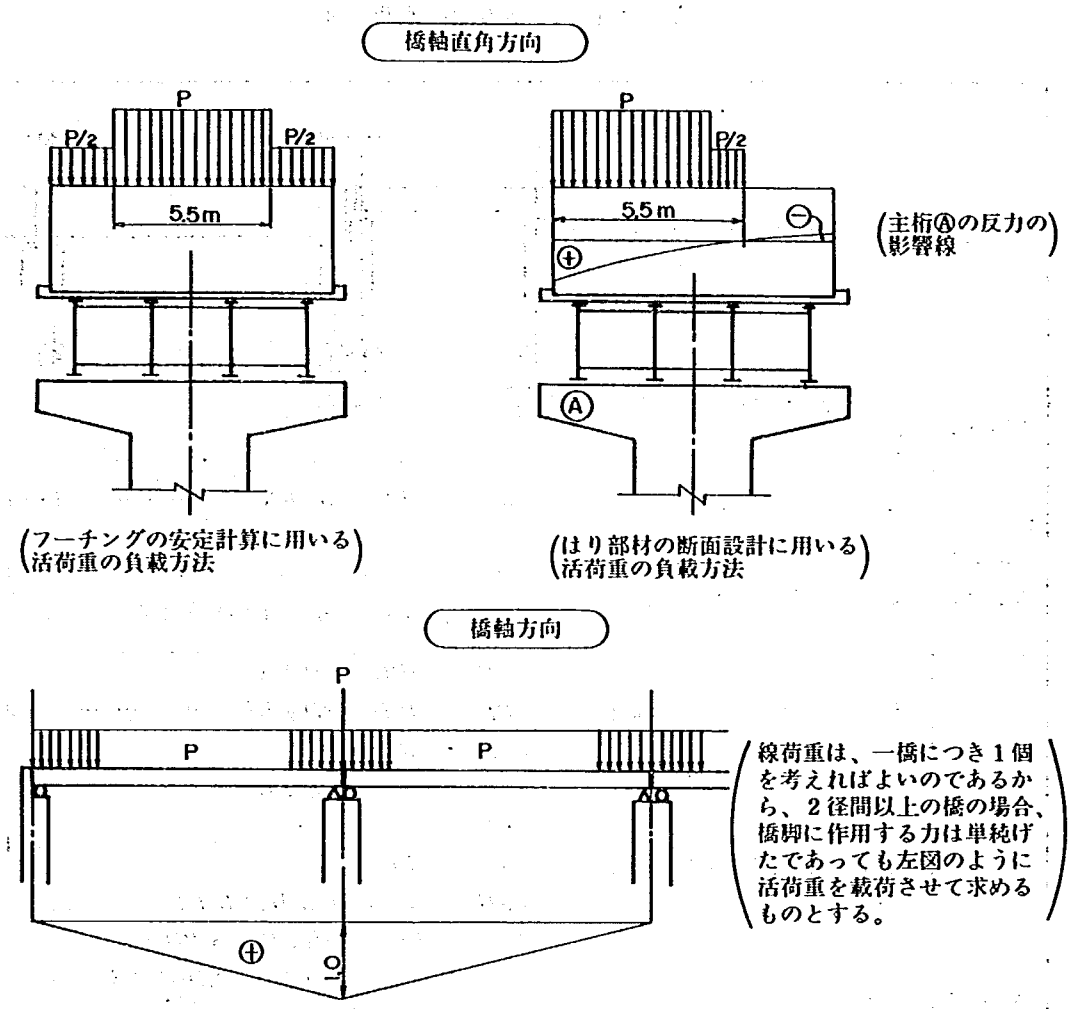
n　：支点数または，けた反力の個数

MRd　：構造中心における死荷重反力の違いによるモーメント（t・m）

（橋軸方向，橋軸直角方向とも計算する。）

(2) 活荷重による外力

(a) 活荷重による反力は，図－3.6のような活荷重の負載方法により求める。



図－3.6　作用荷重（活荷重）

(b) 下部構造の設計に用いる活荷重による反力（$R\ell$）

$$R\ell = RP + R_p + R_q \quad (\mathrm{t})$$

ここに，RP：線荷重（P）による反力

R_p：等分布荷重（p）による反力

R_q：歩道部の等分布荷重による反力

(c) 活荷重による外力

死荷重による外力の項と同様に次式による。

$$\left.\begin{aligned} RL &= (R\ell_1 + \cdots\cdots + R\ell_n) \quad (\mathrm{t}) \\ MR\ell &= (R\ell_1 \cdot XR_1 + \cdots\cdots + R\ell_n \cdot XR_n) \quad (\mathrm{t \cdot m}) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに，RL：下部構造に作用する全活荷重反力（t）

$R\ell_{1\sim n}$：橋軸方向の場合は各支点，橋軸直角方向の場合は各けたにおける活荷重反力（t）

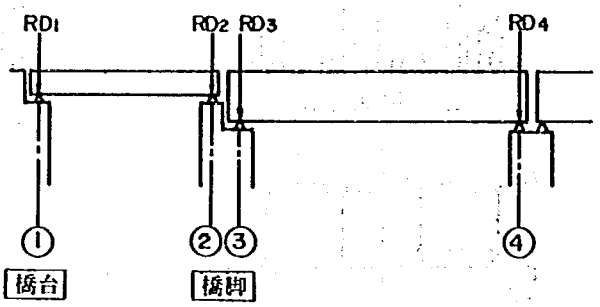
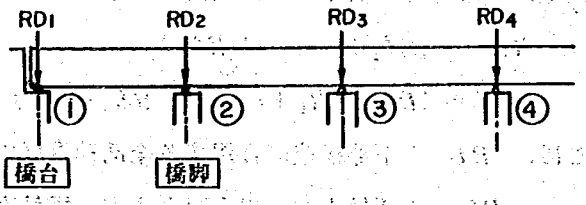
$MR\ell$：構造中心における活荷重反力の違いによるモーメント（t・m）

（橋軸方向，橋軸直角方向とも計算する）

(3) 水平荷重（地震時の慣性力）による外力

(a) 橋軸方向の水平荷重の求め方

表－3.1　橋軸方向の水平荷重

○上部構造形式が単純げた橋の場合		
下部構造	橋台および橋脚における支承条件	
橋台に使用する水平荷重	支承①が固定の場合	$RH = (RD_1 + RD_2) \cdot Kh$ ……(3－1)
	支承①が可動の場合	$RH = RD_1 \cdot fs_1$ ……(3－2) ただし、$RH \leq \frac{1}{2} \cdot Kh \cdot (RD_1 + RD_2)$とする
橋脚に作用する水平荷重	支承②、③とも固定の場合	$RH_2 = (RD_1 + RD_2) \cdot Kh$ $RH_3 = (RD_3 + RD_4) \cdot Kh$ $\therefore RH = RH_2 + RH_3$ ……(3－3)
	支承②が固定で支承③が可動の場合	$RH_2 = (RD_1 + RD_2) \cdot Kh$ $RH_2' = RH_2 - fs_1 \cdot RD_1$ $RH_3 = RD_3 \cdot fs_3$ $\therefore RH = max(RH_2、RH_2' + RH_3)$ ……(3－4) ただし、$fs_1 \cdot RD_1 \leq \frac{1}{2} \cdot Kh \cdot (RD_1 + RD_2)$ $fs_3 \cdot RD_3 \leq \frac{1}{2} \cdot Kh \cdot (RD_3 + RD_4)$とする
	支承②、③とも可動の場合	$RH_2 = fs_2 \cdot RD_2$ $RH_3 = fs_3 \cdot RD_3$ $\therefore RH = RH_2 + RH_3$ ……(3－5) ただし$RH_2 \leq \frac{1}{2} \cdot Kh \cdot (RD_1 + RD_2)$ $RH_3 \leq \frac{1}{2} \cdot Kh \cdot (RD_3 + RD_4)$とする
	支承②が可動で支承③が固定の場合	$RH_3 = (RD_3 + RD_4) \cdot Kh$ $RH_3' = RH_3 - fs_4 \cdot RD_4$ $RH_2 = RD_2 \cdot fs_2$ $\therefore RH = max(RH_3、RH_3' + RH_2)$ ……(3－6) ただし$fs_2 \cdot RD_2 \leq \frac{1}{2} \cdot Kh \cdot (RD_1 + RD_2)$ $fs_4 \cdot RD_4 \leq \frac{1}{2} \cdot Kh \cdot (RD_3 + RD_4)$とする
○上部構造形式が連続げた橋の場合		
橋台または橋脚における支承条件が固定の場合		$RH = (RD_1 + \cdots\cdots + RD_n) \cdot Kh$ ……(3－7)
橋台または橋脚における支承条件が可動の場合		$RH_{1\sim n} = RD_{1\sim n} \cdot fs_{1\sim n}$ ……(3－8)

ここに、RH　：下部構造に作用する上部構造からの水平荷重　(t)

$RH_{1\sim n}$　：各支承位置における上部構造からの水平荷重　(t)

$RD_{1\sim n}$　：各支承位置における上部構造からの死荷重反力(t)

Kh　：設計水平震度

$fs_{1\sim n}$　：各可動支承の摩擦係数で下表による

摩擦機構	支承の種類	摩擦係数
ころがり摩擦	ローラーおよびロッカー支承	0.05
すべり摩擦	ふっ素樹脂支承板支承	0.10
	高力黄銅鋳物支承板支承	0.15
	鋳鉄の線支承	0.20
	鋼の線支承	0.25

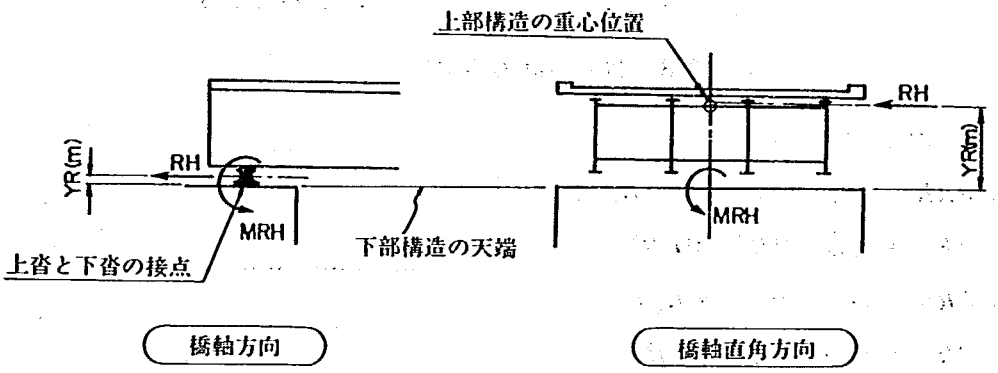
n：支承位置の個数

(b) 橋軸直角方向の水平荷重の求め方

$$RH = RD \cdot Kh \quad \cdots\cdots (4)$$

ここに，RD：各支承部に作用する死荷重反力（t）

(c) 上部構造における慣性力の作用位置（YR）



（下部構造の天端からのＲＨの作用位置は、支承の上沓と下沓の接点までの高さとするが、一般にＹＲの影響は、比較的小さいため設計の便宜上、下部構造の天端としてもよい。（ＹＲ＝0.0））

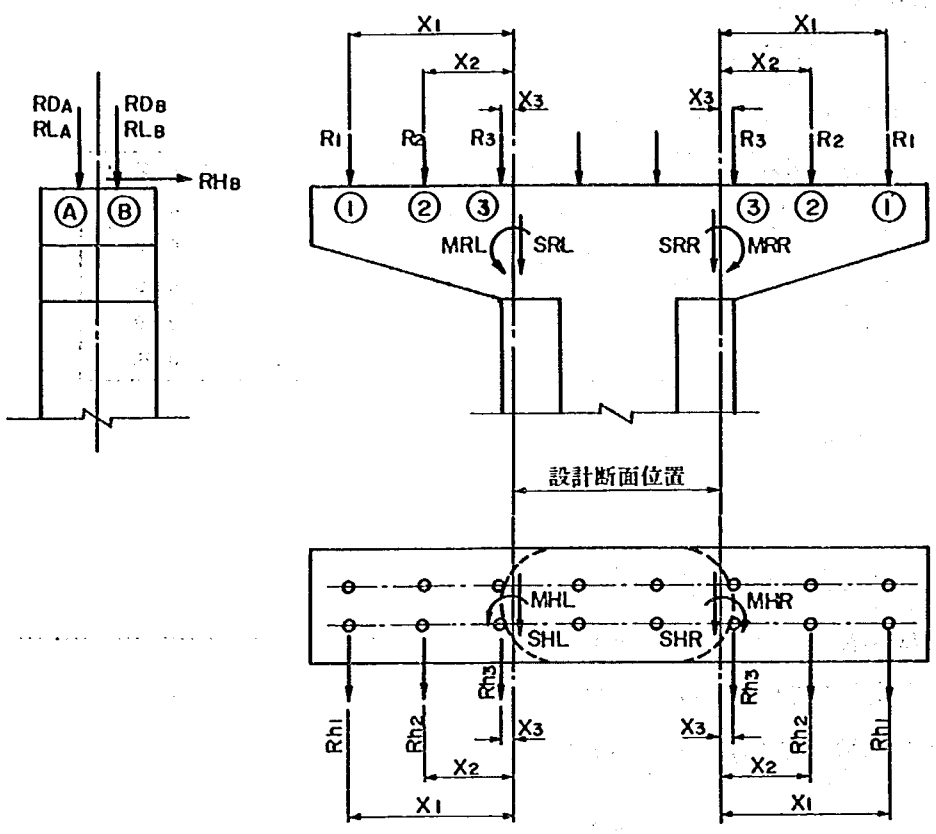
（下部構造の天端からのＲＨの作用位置は、上部構造の重心位置までの高さとする。一般の橋（けた形式）では、上部構造の重心位置は、床版底面より下にあるため、安全側となる床版底面を作用位置としてもよい。）

図－3.7　慣性力の作用位置

(d) 水平荷重による下部構造の天端におけるモーメント（MRH）

$$MRH = RH \cdot YR \ (\mathrm{t \cdot m}) \quad \cdots\cdots (5)$$

(4) はり部材における上部構造からの荷重による断面力の求め方



図－3.8　はり設計用の荷重

(a) 鉛直方向断面における断面力

$$\left.\begin{aligned} MRL,\ MRR &= (R_1 \cdot x_1 + \cdots\cdots + R_n \cdot x_n) \\ MR &= max\ (MRL,\ MRR) \\ SRL,\ SRR &= (R_1 + \cdots\cdots + R_n) \\ SR &= max\ (SRL,\ SRR) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (6-1)$$

(b) 側面方向断面における断面力

$$\left.\begin{aligned} MHL,\ MHR &= (Rh_1 \cdot x_1 + \cdots\cdots + Rh_n \cdot x_n) \\ MH &= max\ (MHL,\ MHR) \\ SHL,\ SHR &= (Rh_1 + \cdots\cdots + Rh_n) \\ SH &= max\ (SHL,\ SHR) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (6-2)$$

ここに，$MRL,\ MRR$：鉛直方向断面の左右の設計位置における各けた反力による曲げモーメント (t・m)

$SRL,\ SRR$：鉛直方向断面の左右の設計位置における各けた反力によるせん断力 (t)

MR：鉛直方向断面の設計に使用する各けた反力による最大曲げモーメント (t・m)

SR：鉛直方向断面の設計に使用する各けた反力による最大せん断力 (t)

$R_{1\sim n}$　：各けたにおける死荷重反力（Rd）と活荷重反力（$R\ell'$）の合計値（t）

$R_{1\sim n} = Rd_{1\sim n} + R\ell'_{1\sim n}$

$x_{1\sim n}$　：設計断面位置から各けた反力の作用位置までの距離（m）

n　：はり部材に作用するけた反力の個数

MHL，MHR：側面方向断面の左右の設計位置における各けたの慣性力による曲げモーメント（t・m）

SHL，SHR：側面方向断面の左右の設計位置における各けたの慣性力によるせん断力（t）

MH　：側面方向断面の設計に使用する各けたの慣性力による最大曲げモーメント（t・m）

SH　：側面方向断面の設計に使用する各けたの慣性力による最大せん断力（t）

$Rh_{1\sim n}$　：慣性力が作用する支承位置Ⓑにおける各けたの慣性力（t）で次式により求める。

$$Rh_{1\sim n} = \frac{RH_B}{RD_B} \cdot Rd_{B1\sim n} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (6-3)$$

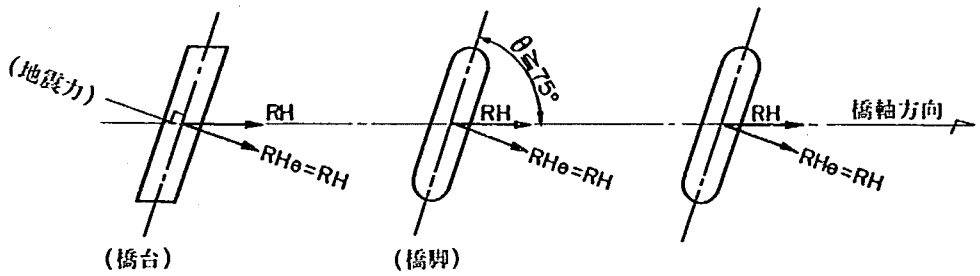
RH_B　：表－3.1より求まる下部構造に作用する水平荷重（t）

RD_B　：水平荷重が作用する支承位置における死荷重反力（t）

$Rd_{B1\sim n}$　：水平荷重が作用する支承位置における各けたの死荷重反力（t）

(5)　斜角を持つ上部構造からの水平荷重の考え方

斜角があまり小さくなく（$\theta = 75°$を目安値と考える），上部構造も単純げたのような場合は簡便さを考えて，斜角方向に対して直角に上部構造からの橋軸方向の地震時水平荷重をそのまま作用させてもよい。この場合の作用位置は(3)－(c)の項による。



図－3.9

この考え方は斜角が小さいか，あるいは上部構造がゲルバーげたや連続げたなどの場合には，可動沓にも斜角（θ）の影響による水平力が生じるため不合理となる。したがって，このような場合には便宜的に斜角方向に対して直角に作用する水平力を次式によって求める。

○　固定端下部構造に働く水平力（RH_F）

$$RH_F = Wd \cdot Kh - \frac{1}{2}\sum_i RH_{Mi} \text{ (t)} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (7-1)$$

○ 可動端下部構造に働く水平力（RH_{Mi}）

$$\left.\begin{array}{l} RH_M = RD \cdot Kh \cdot \cos^2\theta \text{ または，} \\ RH_M = RD \cdot f_s \cdot \sin\theta \text{ のうち大きな方をとる。} \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (7-2)$$

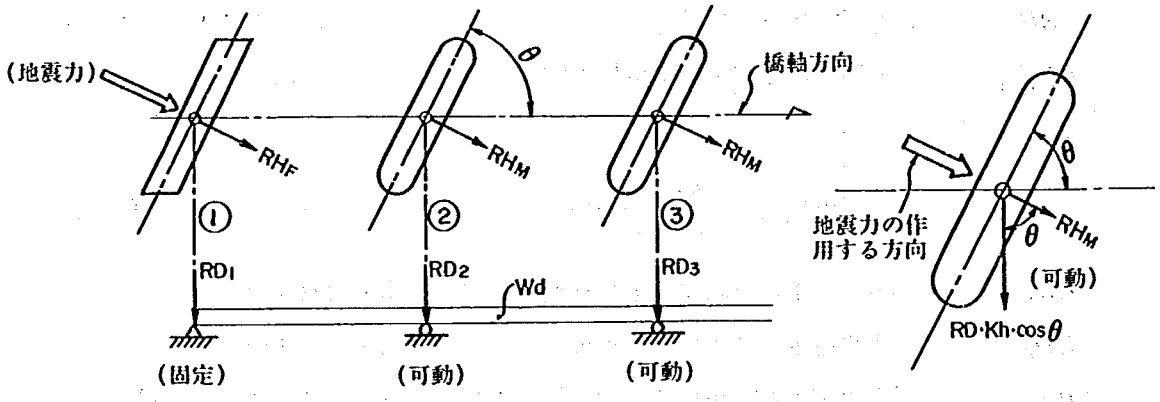
ここに，　Wd　：けたの全死荷重（t）

Kh　：設計水平震度

RD　：考えている下部構造に作用する上部構造からの死荷重反力（t）

f_s　：可動支承の摩擦係数

$\sum_i RH_{Mi}$　：可動支承による水平抵抗力の総和（t）

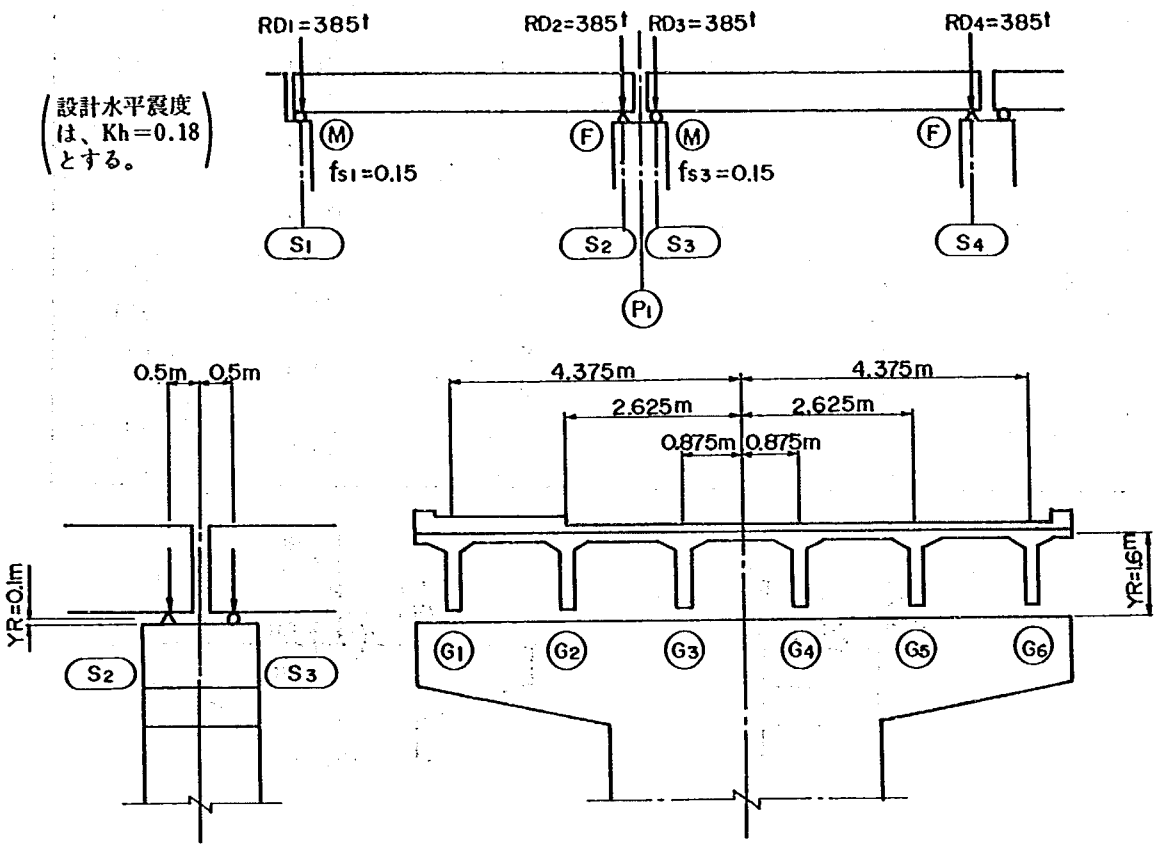


図－ 3.10

この場合，水平力の作用点は，地震力の作用する方向が橋軸方向と一致する場合を除き，けたの重心位置とする。

(6) 計 算 例

図－3.11のような上部構造からの荷重による橋脚天端に作用する外力および，はり部材に作用する断面力を求める。



図－3.11 作 用 荷 重

表－3.2 各荷重によるけた反力表

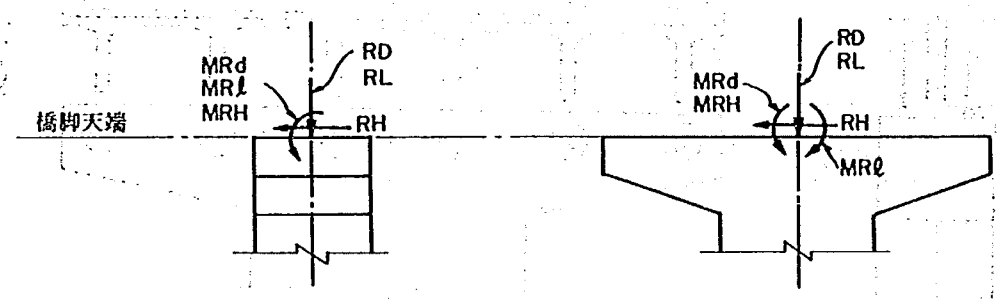
荷重項目および支承番号 / けた番号	死荷重によるけた反力 Rd (t)		安定計算に用いる活荷重によるけた反力 Rl (t)		*はり部材の設計に用いる活荷重によるけた反力Rl'(t)	
	S_2	S_3	S_2	S_3	S_2	S_3
G_1	73	73	14	10	20	15
G_2	68	68	14	10	20	15
G_3	63	63	17	10	25	15
G_4	63	63	17	10	25	15
G_5	59	59	17	10	25	15
G_6	59	59	17	10	25	15
合 計	385	385	96	60	140	90

記) ○ 線荷重による活荷重反力は，S_2 支承位置に作用させる。
○ * はり部材の設計に用いる活荷重によるけた反力は，衝撃を考慮した値である。

1) Ⓟ₁ 橋脚の天端における上部構造からの荷重による外力を求める。

表－3.3

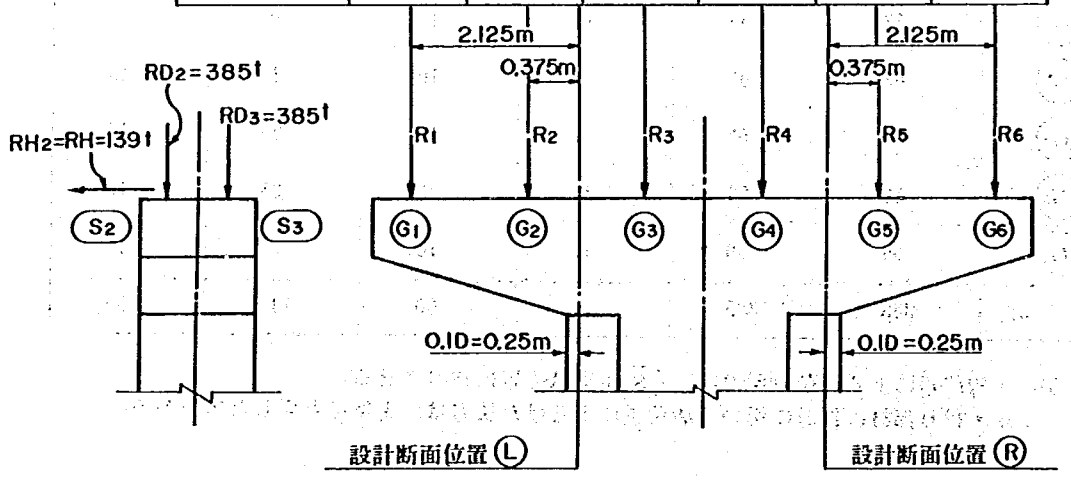
外力項目 ＼ 着目方向		橋軸方向	備考	橋軸直角方向	備考
死荷重反力	RD (t)	770.0	式(1)	770.0	式(1)
活荷重反力	RL (t)	156.0	Rlを使用 式(2)	156.0	Rlを使用 式(2)
地震時慣性力	RH (t)	139.0	式(3－4)	139.0	式(4)
死荷重反力の違いによるモーメント	MRd (t·m)	0.0	式(1)	170.0	(G_1方向 式(1)
活荷重反力の違いによるモーメント	MRl (t·m)	18.0	(S_2方向 式(2)	21.0	)G_6方向 式(2)
地震時慣性力によるモーメント	MRH (t·m)	14.0	$YR=0.1m$ 式(5)	222.0	$YR=1.6m$ 式(5)



2) はり部材における上部構造からの荷重による断面力を求める。

○ 支承(S₂)，(S₃)におけるけた反力の作用位置が一致しているので，死荷重反力 (Rd) および活荷重反力 ($R\ell'$) は(S₂)，(S₃)におけるけた反力の合計値とする。

(S₂) Rd (t)	73	68	63	63	59	59
(S₃) Rd (t)	73	68	63	63	59	59
Rl' (t)	35	35	40	40	40	40
R (t)	181	171	166	166	158	158



図－3.12 はり設計用荷重

○ 鉛直方向断面における断面力

表－3.4

断面力＼設計断面位置		①	備　考	②	備　考
MR (t·m)	Ⓛ	448.8	$MR=MRL$	—	
	Ⓡ	395.0	式(6－1)	—	
SR (t)	Ⓛ	352.0	$SR=SRL$	181.0	$SR=SRL$
	Ⓡ	316.0	式(6－1)	158.0	式(6－1)

○ 側面方向断面における断面力

地震時の慣性力 (RH) が作用する支承位置は (S_2) である。したがって (S_3) における各けた反力による慣性力 (Rh) は，式（6－3）より求める。

表－3.5

式(6－3)	各けたの反力	(G_1)	(G_2)	(G_5)	(G_6)
$Rh=\frac{139}{385}\times Rd$	Rd (t)	73.0	68.0	59.0	59.0
	Rh (t)	26.4	24.6	21.3	21.3

表－3.6

断面力＼設計断面位置		①	備　考	②	備　考
MH (t·m)	Ⓛ	65.3	$MH=MHL$	—	
	Ⓡ	53.3	式(6－2)	—	
SH (t)	Ⓛ	51.0	$SH=SHL$	26.4	$SH=SHL$
	Ⓡ	42.6	式(6－2)	24.6	式(6－2)

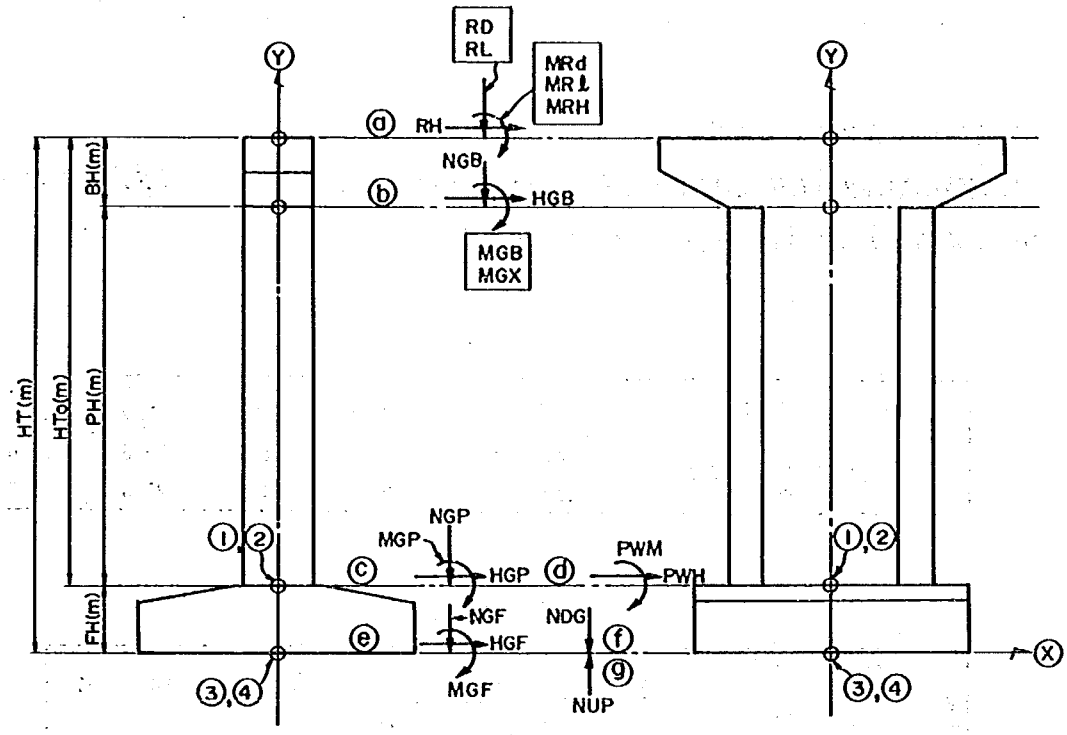
3.4.2 直接基礎の安定計算

安定計算の照査に用いる外力の計算位置，計算方法，荷重の組合せ等は下記の各設計位置における外力の計算方法の項による。なお，この項における各外力の記号はノモグラムと対応している。

(1) 各設計位置における外力の計算方法

a) 各荷重による外力の算出位置および適用ノモグラム

各荷重による外力の算出位置及び適用ノモグラムの関係は図－3.13及び表－3.7のとおりである。



図－3.13 外力の算出位置

表－3.7 各荷重による外力の記号及び対応ノモグラムの関係

荷重項目 / 外力算出位置	ⓐ上部構造からの荷重による外力	ⓒはり自重による外力	ⓒ柱自重による外力	ⓔ動水圧による外力	ⓔフーチング自重による外力	ⓕフーチング上の土砂による外力	ⓖ浮力
橋脚天端	*RD* *RL* *RH* *MRd* *MRl* *MRH*	—	—	—	—	—	—
はりと柱の接合部	—	*NGB* *HGB* *MGB·MGX*	—	—	—	—	—
柱基部	—	—	*NGP* *HGP* *MGP*	*PWH* *PWM*	—	—	—
フーチング底面中心	—	—	—	—	*NGF* *HGF* *MGF*	*NDG*	*NUP*
適用ノモグラム	3.4.1による	PG-1~3	PG-4~7	PG-11~12	PG-8~9	PG－10	PG－13

記) *MRd*, *MRℓ*, MG_X は，荷重の載荷位置および地震方向により符号を決定する。

b) 柱基部における外力の計算方法

表－3.8　柱基部における外力集計表

計算ケースおよび外力項目 ＼ 荷重項目	常時 N (t)	常時 H (t)	常時 MX(t·m)	常時 MY(t·m)	地震時 N (t)	地震時 H (t)	地震時 MX(t·m)	地震時 MY(t·m)
水位無視の場合								
ⓐ 上部構造からの荷重による外力	RD RL	—	MRd * MRl *	—	RD	RH*	MRd *	MRH* RH·HT0*
ⓑ はり自重による外力	NGB	—	MGX*	—	HGB	HGB	MGX*	MGB HGB·PH
ⓒ 柱自重による外力	NGP	—	—	—	NGP	HGP	—	MGP
① 柱基部における外力 ⓐ+ⓑ+ⓒ	N①	H①=0	MX①	MY①=0	N①	H①	MX①	MY①
水位考慮の場合								
①における外力	N①	—	MX①	—	N①	H①	MX①	MY①
ⓓ 動水圧による外力	—	—	—	—	—	PWH*	—	PWM*
② 柱基部における外力 ①+ⓓ	N②	H②=0	MX②	MY②=0	N②	H②	MX②	MY②

(*), (·)については20ページ参照

c) フーチング底面中心における外力の計算方法

表－3.9　フーチング底面中心における外力集計表

計算ケースおよび外力項目 ＼ 荷重項目	常時 N (t)	常時 H (t)	常時 MX(t·m)	常時 MY(t·m)	地震時 N (t)	地震時 H (t)	地震時 MX(t·m)	地震時 MY(t·m)
水位無視の場合								
①における外力	N①	—	MX①	—	N①	H①	MX①	MY① H①·FH
ⓔ フーチング自重による外力	NGF	—	—	—	NGF	HGF	—	MGF
ⓕ フーチング上の土砂による外力	NDG	—	—	—	NDG	—	—	—
③ フーチング底面中心における外力①+ⓔ+ⓕ	N③	H③=0	MX③	MY③=0	N③	H③	MX③	MY③
水位考慮の場合								
②における外力	N②	—	MX②	—	N②	H②	MX②	MY② H②·FH
ⓔ フーチング自重による外力	NGF	—	—	—	NGF	HGF	—	MGF
ⓕ フーチング上の土砂による外力	NDG·	—	—	—	NDG·	—	—	—
ⓖ 浮力	NUP·	—	—	—	NUP·	—	—	—
④ フーチング底面中心における外力②+ⓔ+ⓕ+ⓖ	N④	H④=0	MX④	MY④=0	N④	H④	MX④	MY④

ここに，N：鉛直力　　(t)

H：水平力　　(t)

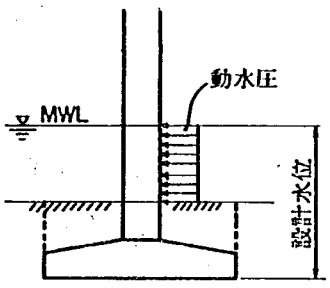
MX：X軸に関するモーメント（t・m）

MY：Y軸に関するモーメント（t・m）

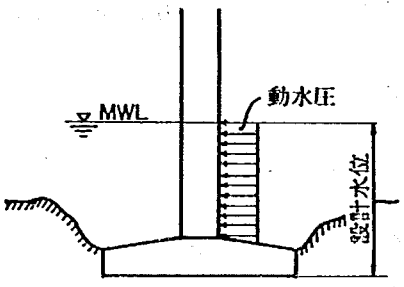
記）㋑　表－3.8における(*)は，橋軸方向および橋軸直角方向によって，異なる外力である。

㋺　修正震度法により，両軸方向の設計水平震度が異なる場合は，表－3.8～3.9のHおよびMY欄の外力のみを置き換えればよい。

㋩　表－3.8～3.9の(•)は，水位考慮の場合の洗掘の有無（下記による）によって異なる外力である。



（○浮力は、フーチング上の土砂を考えた値とする。
○動水圧は、フーチング上の土砂の上面より考える。）



（○浮力は、フーチング上の土砂を考えない値とする。したがって表－3.9の水位考慮の場合のNDGは、NDG＝0とする。
○動水圧は、フーチング上面より考える。）

(2) 各荷重による外力の照査

橋軸方向および橋軸直角方向における各荷重による外力の照査は，集計表－1～7を用いて次の手順により行えばよい。

㋑ 集計表－1.1）中に上部構造からの設計データを記入し，各荷重による外力を3.4.1の計算により求め，集計表－1.2）に計算値および設計成果値を記入し照差する。

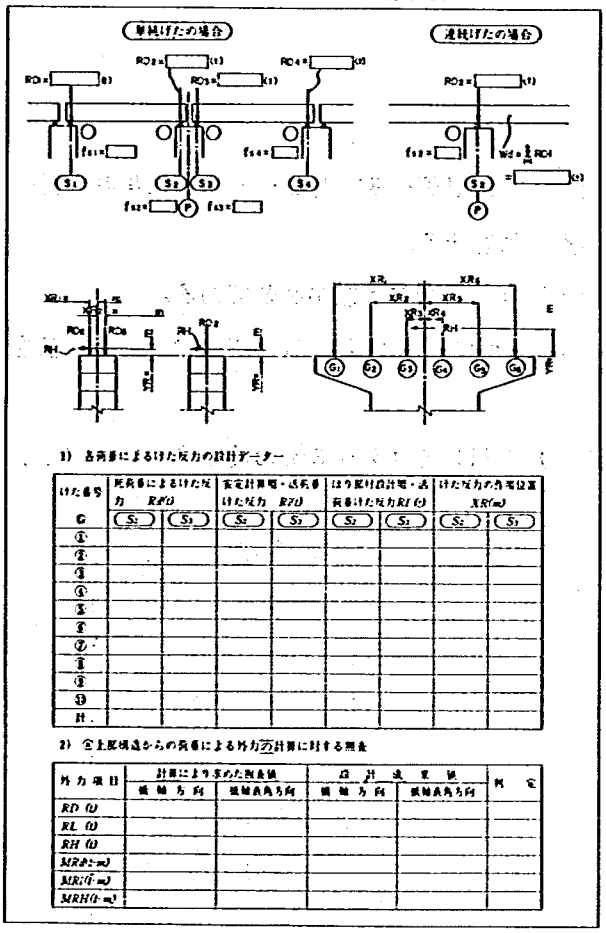
㋺ 集計表－2～集計表－7に示す㋓～㋖の荷重に該当するノモグラムを用いて，各荷重による外力の照査を行う。なお，照査に必要な設計データーを各表に記入する。

上記の照査に際し，次の点に留意する。

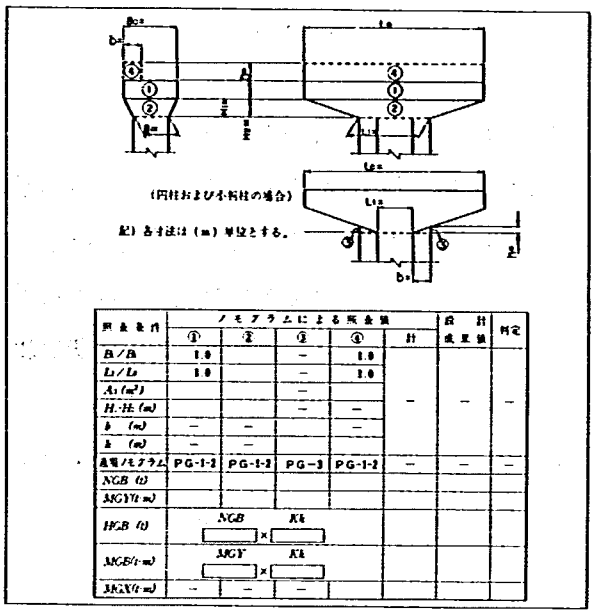
① 設計成果の合否に対する判定は，ノモグラムおよび計算による照査値に対し±2～3%の範囲を目安とする。

② ㋺における㋔,㋕,㋖の荷重による外力は，必要に応じて考慮すればよい。

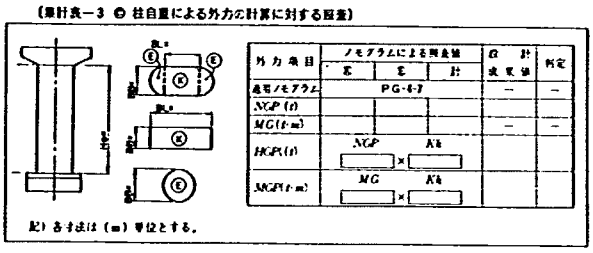
(集計表－1 上部構造からの設計データーおよび外力計算に対する照査)



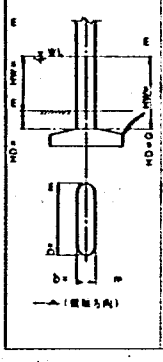
(集計表－2 ㋓ はり自重による外力の計算に対する照査)



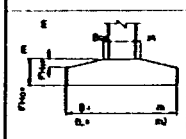
(集計表－3 ㋔ 柱自重による外力の計算に対する照査)



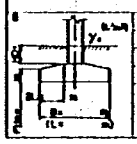
(集計表－4 ◎ 動水圧による外力の計算に対する照査)

照査条件		ノモグラムによる照査値		設計成果値	判定
	適用ノモグラム	PG-11-12			
	b (m)		–	–	–
	b/HW				
	PWH (t)	–			
	PWH (t)	PWH × Kh × 0.2			
	PWM (t·m)	PWH × HW × 2			
	PWM (t·m)	PWM + PWH × HD			
	適用ノモグラム	PG-11-12			
	b (m)		–	–	–
	b/HW				
	PWH (t)	–			
	PWH (t)	PWH × Kh × 0.2			
	PWM (t·m)	PWH × HW × 2			
	PWM (t·m)	PWM + PWH × HD			

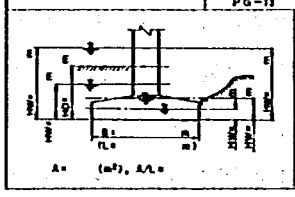
(集計表－5 ◎ フーチング自重による外力の計算に対する照査)

照査条件	外力項目	ノモグラムによる照査値		設計成果値	判定
	NG (t·m)	–		–	–
	PG-8				
	MG (t·m·m)	–		–	–
	PG-9				
	NGF (t)	NG × L			
	HGF (t)	NGF × Kh			
	MGF (t·m)	MG × L × Kh			

(集計表－6 ◎ フーチング上の土砂による外力の計算に対する照査)

照査条件	適用ノモグラム PG-10	ノモグラムによる照査値		設計成果値	判定
	A (m²)			–	–
	A/L				
	ND (t/m)	–			
	ND (t/m)				
	NDG (t)	(ND + ND) × L × γ/1.0			

(集計表－7 ◎ 浮力の計算に対する照査)

照査条件	適用ノモグラム PG-13	ノモグラムによる照査値		設計成果値	判定
	常時	HW (m)		–	–
		NU (t/m)			
		NU (t/m)			
		NGF (t)			
		NUP (t)			
	地震時	HW (m)		–	–
		NU (t/m)			
		NU (t/m)			
		NGF (t)			
		NUP (t)			

(3) 柱基部における外力の照査

集計表－1～7の各荷重による外力の照査結果値を用いて，集計表－8で計算ケース別に集計を行い，集計値に対する照査を行う。なお，照査に際しては次の点に留意する。

① 水位の有無および洗掘の有無における荷重の組合せには，十分な配慮が必要である。

② 柱基部における各荷重による外力は集計表－1～7の判定の合否より，㊟の場合は設計成果値を，㊟の場合は照査値を用いる。

③ 設計成果値の合否に対する判定は，集計値（照査値）に対して±2～3％の範囲を目安とする。

(集計表－8 柱基部における外力の計算に対する照査)

計算ケースおよび外力項目 / 荷重項目		適用ノモグラムおよび集計表番号	橋軸方向 常時 N (t)	H (t)	MX (t·m)	MY (t·m)	地震時 N (t)	H (t)	MX (t·m)	MY (t·m)	橋軸直角方向 常時 N (t)	H (t)	MX (t·m)	MY (t·m)	地震時 N (t)	H (t)	MX (t·m)	MY (t·m)
水位無視の場合																		
ⓐ 上部構造からの荷重による外力		集計表-1		–		–						–		–				
ⓑ はり自重による外力		PG-1-3 集計表-2		–		–						–	–	–			–	
ⓒ 柱自重による外力		PG-4-7 集計表-3		–	–	–			–			–	–	–			–	
① 外力集計	ノモグラムによる照査値	–		–		–						–		–				
	設計成果値	–		–		–						–		–				
	判定	–		–		–						–		–				
水位考慮の場合																		
①における外力		–		–		–						–		–				
ⓐ 動水圧による外力		PG-11-12 集計表-4	–	–	–	–	–		–		–	–	–	–	–		–	
② 外力集計	ノモグラムによる照査値	–		–		–						–		–				
	設計成果値	–		–		–						–		–				
	判定	–		–		–						–		–				

(4) フーチング底面中心における外力の照査

集計表－5～7の各荷重による外力および集計表－8の柱基部における外力の照査結果値を用いて，集計表－9で計算ケース別に集計を行い，集計値に対する照査を行う。なお，照査に際し次の点に留意する。

① 水位の有無および洗掘の有無における荷重の組合せには，十分な配慮が必要である。

② フーチング底面中心における各外力は集計表－5～8の判定の合否より，㊀の場合は設計成果値を，㊁の場合は照査値を用いる。

③ 設計成果値の合否に対する判定は，集計値（照査値）に対して±2～3%の範囲を目安とする。

（集計表－9 フーチング底面中心における外力の計算に対する照査）

計算ケースおよび外力項目 ＼ 荷重項目	適用ノモグラムおよび集計表番号	橋軸方向 常時 N (t)	橋軸方向 常時 H (t)	橋軸方向 常時 MX (t·m)	橋軸方向 常時 MY (t·m)	橋軸方向 地震時 N (t)	橋軸方向 地震時 H (t)	橋軸方向 地震時 MX (t·m)	橋軸方向 地震時 MY (t·m)	橋軸直角方向 常時 N (t)	橋軸直角方向 常時 H (t)	橋軸直角方向 常時 MX (t·m)	橋軸直角方向 常時 MY (t·m)	橋軸直角方向 地震時 N (t)	橋軸直角方向 地震時 H (t)	橋軸直角方向 地震時 MX (t·m)	橋軸直角方向 地震時 MY (t·m)
水位無視の場合																	
①柱基部における外力集計値	集計表-8		－		－						－		－				
② フーチング自重による外力	PG-8-9 集計表-5		－	－	－			－			－	－	－			－	
④ フーチング上の土砂による外力	PG-10 集計表-6		－	－	－		－	－	－		－	－	－		－	－	－
③ 外力集計 ノモグラムによる照査値	－		－		－						－		－				
外力集計 設計成果値	－		－		－						－		－				
外力集計 判定	－		－		－						－		－				
水位考慮の場合																	
②柱基部における外力集計値	集計表-8		－		－						－		－				
② フーチング自重による外力	PG-8-9 集計表-5		－	－	－			－			－	－	－			－	
④ フーチング上の土砂による外力	PG-10 集計表-6		－	－	－		－	－	－		－	－	－		－	－	－
③ 浮力	PG-13 集計表-7		－	－	－		－	－	－		－	－	－		－	－	－
④ 外力集計 ノモグラムによる照査値	－		－		－						－		－				
外力集計 設計成果値	－		－		－						－		－				
外力集計 判定	－		－		－						－		－				

(5) 各安定度（転倒，支持力，滑動）の照査

集計表－9で求めたフーチング底面中心における外力の照査結果値を用いて，集計表－10により各安定度の照査を行う。なお，照査に際し次の点に留意する。

① 安定度の照査に用いるフーチング底面中心における外力（N, H, MX, MY）は集計表－9の判定の合否より，㊀の場合は設計成果値を，㊁の場合は照査値を用いる。

② 各安定度の設計成果値に対する合否の判定は次のように行えばよい。

- 転　倒……照査値のフーチング幅（BまたはL）が，設計成果値以下。
- 支持力……設計成果値の地盤反力度（Q_1，Q_2）が照査値に対して±2～3%の範囲を目安とする。または，許容地盤支持力度（Q_a）以下。
- 滑　動……照査値による基礎底面の摩擦係数（$\tan\phi_B$）が設計値以下。

〔集計表－10　転倒・支持力・滑動に対する安定の照査〕

照査項目	適用ノモグラム	照査条件		橋軸方向				橋軸直角方向				判定
				水位無視		水位考慮		水位無視		水位考慮		
				常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時	
(*) フーチング底面中心における外力			N (t)									
			H (t)	—		—		—		—		
			MX (t·m)									
			MY (t·m)	—		—		—		—		
			$M=MX+MY$									
転倒	PG-14	ノモグラムによる照査値	e (m)									
			$B.L$ (m)									
	—	設計成果値	—	$B=$ [ ] (m)				$L=$ [ ] (m)				
支持力	PG-15	ノモグラムによる照査値	x_0 (m)									
			N/B, N/L									
			e/B, e/L									
			Q_1 (t/m²)									
			Q_2 (t/m²)									
	—	設計成果値	x_0 (m)									
			Q_1 (t/m²)									
			Q_2 (t/m²)									
滑動	PG-16	ノモグラムによる照査値	$\tan\phi_B$	—		—		—		—		
	—	設計成果値	$\tan\phi_B$	—		—		—		—		

記）○(*)フーチング底面中心における外力は，集計表－9における照査の合否が，◎の場合は，設計成果値，⊗の場合は，ノモグラムによる照査値を用いる。

○(・) x_0 は，支持力度の分布幅であり，フーチングの断面計算の照査に用いるので，次式より求める。

$x_0=3\left(\frac{B\text{または}L}{2}-e\right)$ ……ただし，$x_0>B$ または L の場合は，$x_0=B$ または L とする。

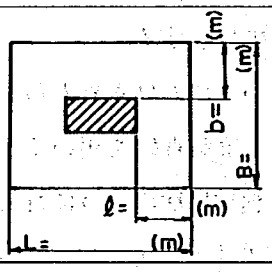
ここに，B および L は，設計成果値である。

3.4.3　フーチングを剛体として扱えるフーチング厚さの照査

この照査は，設計成果値における平均フーチング厚さが剛体として扱える厚さを有しているか判定するものである。この場合は集計表－11を用いて照査すればよい。なお，照査に際し次の点に留意する。

① 設計成果値の合否の判定は，ノモグラムによる照査値に対して±2～3%の範囲を目安とする。

〔集計表－11　剛体として扱えるフーチング厚さの照査〕

照査項目	適用ノモグラム	照査条件		ノモグラムによる照査値	設計成果値	判定
鉛直地盤反力係数	FG-2~3		$\alpha\cdot E_0$ (kg/cm²)		—	
			Av (m²)			
			Kv (kg/cm²)			
剛性率 (μ)	FG-1		λ (m)		—	
			h (m)			
			E (Kg/cm²)			
			μ		≦ 1.0	

3.4.4 各部材の断面設計

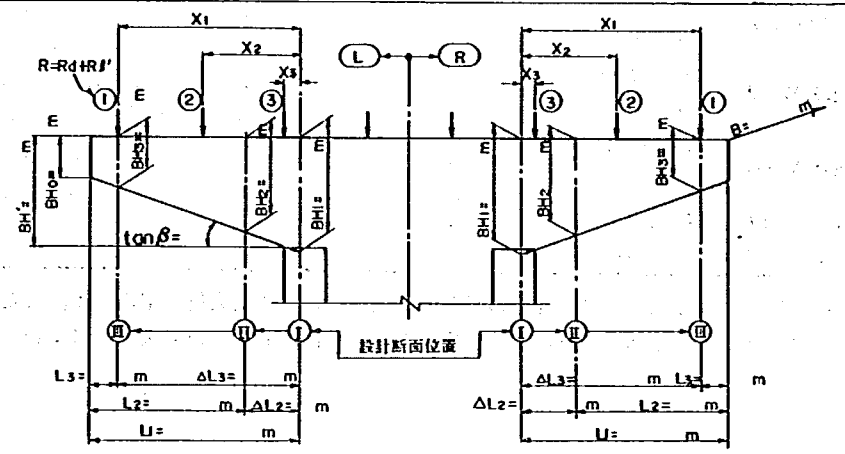
(1) はり部材の断面設計の照査

はり部材の断面設計の照査は，集計表―12に示す各設計断面位置①～⑩における設計断面力（M：曲げモーメント，S：せん断力）および断面設計（A_{s0}，$A_{s\,min}$，A_s：鉄筋量，σ_c，σ_s：鉄筋コンクリートの実応力度，τ_m：せん断応力度）について行う。ここに設計断面位置①は，曲げモーメントに対する断面設計照査位置であり，設計断面位置⑩，⑩は，せん断力に対する照査位置である。なお，照査に必要な設計データーを集計表―12の図中に記入する。

(a) はり部材に作用する上部構造からの荷重の設計データーによる断面力の計算値

集計表―1の設計データーを用いて集計表―12により，各設計断面位置におけるけた反力による断面力を求める。なお，計算方法は 3.4.1の(4)の項による。

〔集計表―12 はり部材に作用する上部構造からの荷重の設計データーによる断面力の計算値〕



1) 各設計断面位置におけるけた反力による断面力の計算値

計算方向	けた反力 $R=Rd+Rl'$ (t)	設計断面位置① x_1 (m)	MR (t·m)	SR (t)	設計断面位置⑩ $x_1-\Delta L_2$ (m)	MR (t·m)	SR (t)	設計断面位置⑩ $x_1-\Delta L_3$ (m)	MR (t·m)	SR (t)
L	①									
	②									
	③									
	④			R①~○			R①~○			R①~○
	⑤									
	計	—	—		—			—		
R	①									
	②									
	③									
	④			R①~○			R①~○			R①~○
	⑤									
	計	—	—		—			—		

2) 設計断面位置①における、地震時の慣性力による断面力の計算値

けた反力番号	L Rdi (t)	Rhi (t)	x_i (m)	MH (t·m)	SH (t)	R Rdi (t)	Rhi (t)	x_i (m)	MH (t·m)	SH (t)
①					設計断面					設計断面
②					位置⑩に					位置⑩に
③					作用する					作用する
④					Rh					Rh
⑤					Rh①~○					Rh①~○
計	—	—	—			—	—	—		

(b) はり部材の鉛直方向断面における各荷重による設計断面力の照査

各設計断面位置における設計断面力（M：曲げモーメント，S：せん断力）の照査は，集計表ー12中のけた反力による断面力と，集計表ー13中のはり自重による断面力（ノモグラムより求める）を集計し，その集計値に対して行う。なお，照査に際し次の点に留意する。

① 集計表ー13で用いるけた反力による断面力は，左右の設計断面位置における最大値とする。したがって，はり自重による断面力は，これに応じた設計断面位置について求めればよい。

② 設計成果値の合否に対する判定は，照査値に対して±2～3%を目安とする。

〔集計表ー13 はり部材の鉛直方向断面における，各荷重による設計断面力の照査〕

照査項目	適用ノモグラムおよび集計表番号	照査条件	ノモグラムによる照査値			設計成果値			判定
			①	⑪	⑩	①	⑪	⑩	
はり自重による断面力	PD-1~2 集計表-12	BH (m)				—	—	—	
		L (m)							
		MG_0 (t·m/m)							
		SG_0 (t/m)							
		MG (t·m)							
		SG (t)							
けた反力による断面力	(集計表-12, 1)	MR (t·m)							
		SR (t)							
断面力の集計	$MG+MR$	M (t·m)							
	$SG+SR$	S (t)							

記）けた反力による断面力は，左右の設計断面位置における最大値を記入する。したがって，はり自重による断面力は，これに応じた設計断面位置について求めればよい。

(c) はり部材の鉛直方向断面設計（鉄筋量，鉄筋コンクリートの実応力度，せん断応力度）の照査

はり部材の鉛直方向断面設計の設計成果に対する照査は，集計表ー13の設計断面力（M, S）を用いて行う。これらの照査は集計表ー14～16を用いて行えばよい。なお，照査に際し次の点に留意する。

① 集計表ー14の曲げモーメントに対する断面設計（鉄筋量，鉄筋コンクリートの実応力度）は，ノモグラムによる照査が出来ないので 3.4.5 鉄筋コンクリート断面の計算方法に示す各式により照査値を求める。

② 各照査に用いる設計断面力は集計表ー13の判定の合否より，㊖の場合は設計成果値を，㊗の場合は照査値を用いる。

③ 集計表ー15のせん断力に対する断面設計（τ_m：せん断応力度，A_w：スターラップの鉄筋量）は，ノモグラムによる照査を行う。

④ ③の照査項目で $\tau_m > \tau_{a'1}$ の場合は，集計表ー16のスターラップの鉄筋量（A_w）の照査をノモグラムにより行う。

⑥ 設計成果値の合否の判定は，ノモグラムによる照査値に対して±2～3%の範囲を目安とする。また，照査項目によっては許容値を用いて，照査値に対する判定を行う。

〔集計表－14　はり部材の鉛直方向断面設計の照査〕

照査項目	適用計算式	照査条件		計算による照査値	設計成果値および許容値	判定
鉄筋量	3.4.5 (1)-(1)-(a)-(ii) 又は 同(b)-(i)	b= cm	$\sigma ca(kg/cm^2)$			—
			$\sigma sa(kg/cm^2)$			
		As	$Aso\ (cm^2)$		D□-□ctc = (cm^2)	
			$Asmin(cm^2)$			
実応力度	3.4.5 (1)-(1)-(a)-(i) 又は 同(b)-(i)		$As\ (cm^2)$			—
			$\sigma c(kg/cm^2)$		≦σca	
		M=□(t·m)	$\sigma s(kg/cm^2)$		≦σsa	

記）○(*)集計表－13より設計断面位置①の値を用いる。また，照査値は判定の合否により㊀の場合は設計成果値を，㊁の場合はノモグラムによる照査値を用いる。

〔集計表－15　はり部材の各設計断面位置における平均せん断応力度の照査〕

照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件	ノモグラムによる照査値 ①	②	③	設計成果値 ①	②	③	判定
平均せん断応力度	RC－S 集計表-12	$b\ (m)$				—	—	—	—
		$d\ (m)$							
		$M\ (t\cdot m)$							
		$S\ (t)$							
		$\tan\beta$							
		$Sh\ (t)$							
		$\tau_m(kg/cm^2)$							
デープビームにおける許容せん断応力度	RC－Sの式(2)、(3)による。	$\tau_{a1}(kg/cm^2)$							
		α	2.0						
		$\tau_{a1}'(kg/cm^2)$							
許容せん断応力度に対する判定	—	$\tau_m \leqq \tau_{a1}'$*							

記）○(*)許容せん断応力度に対する判定の合否を○，×により記入する。
○集計表－13より照査値は判定の合否により，㊀の場合は設計成果値を，㊁の場合はノモグラムによる照査値を用いる。

〔集計表－16　スターラップの鉄筋量の照査〕

集計表－15の許容せん断応力度に対する判定結果が全て許容値を満足する場合は集計表－16の照査は不要であり，満足しない場合はτ_mが最大値となる設計断面位置について照査を行う。また照査値は判定の合否により㊀の場合は設計成果値を，㊁の場合はノモグラムによる照査値を用いる。ただし，$\tau_{a'1} < \tau_m \leqq \tau_{a2}$であること。（$\tau_{a2}$：斜引張鉄筋と協同して負担する場合の許容せん断応力度）

照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件	ノモグラムおよび計算式による照査値		設計成果値	判定
スターラップが負担するせん断力	SR－As の計算式	$Sh\ (t)$	—		—	—
		$Sc\ (t)$	$\frac{1}{2}\times$□τd_1×□b×□d			
		$Sh_0\ (t)$	□Sh－□SC			
スターラップの必要鉄筋量	SR－As	$d\ (m)$	—		—	—
		$a\ (mm)$				
		$\sigma sa(kg/cm^2)$				
		$Aw'\ (cm^2)$				
		$Aw\ (cm^2)$	□Aw'×1800／□σsa			
使用鉄筋量	—	$Awo\ (cm^2)$	D□－□(本)以上		D□-□(本) = (cm^2)	

(4) はり部材の側面方向断面設計（鉄筋量，鉄筋コンクリートの実応力度，せん断応力度）の照査

はり部材の側面方向断面設計の設計成果に対する照査は，集計表－12中の2)および集計表－13の設計断面力を用いて行う。これらの照査は集計表－17を用いて行えばよい。なお，照査に際し次の点に留意する。

① 集計表－17に用いる上部構造からの水平力による断面力（MH, SH）は，左右の設計断面位置①における最大値とする。したがって，はり自重の地震時慣性力による断面力（MGK, SGK）は，これに応じた設計断面位置について求めればよい。

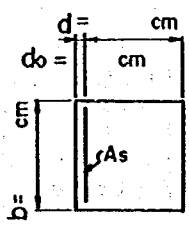
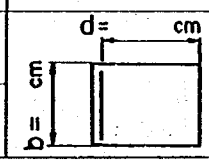
② 曲げモーメントに対する断面設計（鉄筋量，鉄筋コンクリートの実応力度）は，ノモグラムによる照査が出来ないので，3.4.5 鉄筋コンクリート断面の計算方法に示す各式により照査値を求める。

③ 各照査に用いる設計断面力は，集計表－13の判定の合否により，㊀の場合は設計成果値を，㊁の場合は照査値を用いる。

④ せん断力に対する断面設計（τ_m：せん断応力度）は，ノモグラムによる照査を行う。この場合のせん断力は設計断面位置⑪の値を用いる。

⑤ 設計成果値の合否の判定は，ノモグラムによる照査値に対して±2～3%の範囲を目安とする。また，照査項目によっては，許容値を用いて照査値に対する判定を行う。

〔集計表－17 はり部材の側面方向断面設計の照査〕

照査項目	計算式および集計表番号	照査条件		計算による照査値	設計成果値	判定
① 上部構造からの水平力による断面力	集計表-12, 2	$Kh=$ □	$MH(t\cdot m)$			
			SH (t)			
② はり自重の地震時慣性力による断面力	集計表-13	$MGK=MG_1\cdot Kh$ $(t\cdot m)$				
		$SGK=SG_2\cdot Kh$ (t)				
③ 断面力の集計（①+②）	－	－	M $(t\cdot m)$			
			S (t)			
④ 鉄筋量	3.4.5 〔1〕-〔1〕-(a)-(ii) 又は (b)-(i) 〔2〕-〔1〕		M^* $(t\cdot m)$		－	－
			$\sigma ca(kg/cm^2)$			
			$\sigma sa(kg/cm^2)$			
			Aso (cm^2)			
			$Asmin(cm^2)$			
⑤ 実応力度	3.4.5 〔1〕-〔1〕-(a)-(i) 又は (b)-(i)		As (cm^2)			－
			σc (kg/cm^2)		$\leqq\sigma ca$	
			σs (kg/cm^2)		$\leqq\sigma sa$	
⑥ 平均せん断応力度（設計断面位置⑪）	RC－Sの式 (2)、(3)による		S^* (t)			－
			$\tau_m(kg/cm^2)$			
	－		$\tau_{a1}'(kg/cm^2)$	τ_{a1} □ ×1.5= □ (kg/cm^2)		

記）○①の断面力は，集計表－12, 2）の左右の設計断面位置における最大値を記入する。
○各荷重によるせん断力は，設計断面位置⑪の値を用いる。
○(*)の照査値は③の判定の合否により，㊀の場合は設計成果値を，㊁の場合に計算による照査値を用いる。

(2) 柱の断面設計の照査

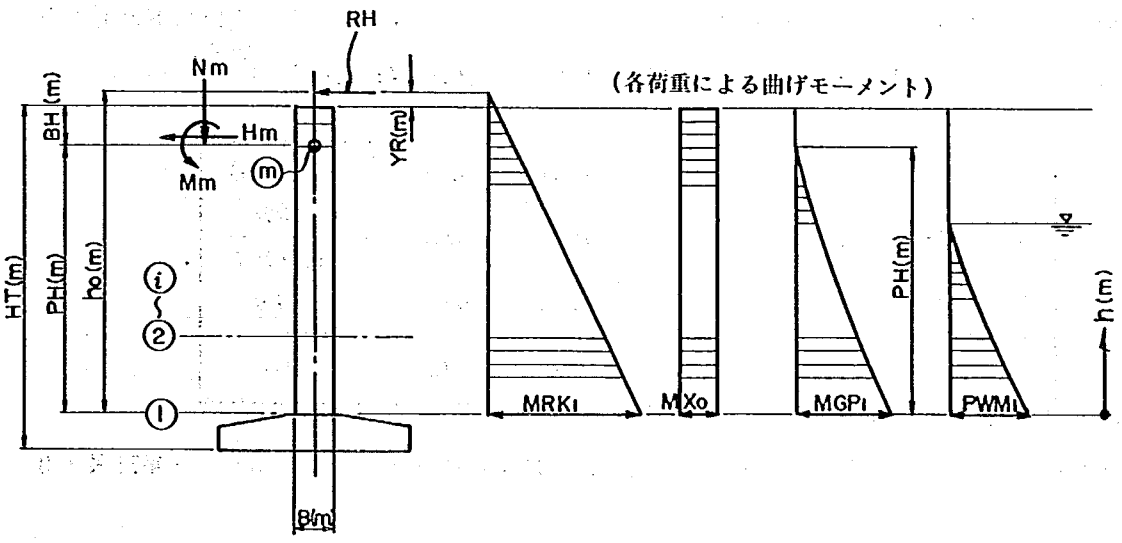
(a) 各設計断面位置における設計断面力の照査

各設計断面位置における設計断面力は，集計表－8の柱基部における外力計算の地震時の値を用いて(1)～(5)式により求める。また，水位が作用する場合は，水位考慮の場合の外力計算値を用いればよい。なお，照査に際し次の事項に留意する。

㋑ 設計断面位置は図－3.14に示すように柱基部①および鉄筋変化位置②～ⓘとする。

㋺ 設計成果値の合否の判定は，ノモグラムによる照査値に対して±2～3%の範囲を目安とする。

㋩ 集計表－18～19は式(1)～(5)より求めた設計断面力の集計表である。



図－3.14 各設計断面位置における断面力

○ 任意の設計断面位置における断面力を求める計算式

$$N_i = N_0 - \frac{(N_0 - N_m)}{PH} \cdot h_i \quad \cdots\cdots (1)$$

$$M_i = MRK_i + MX_0 + PWM_i + MGP_i \quad \cdots\cdots (2)$$

$$H_i = \underbrace{H_0 - \frac{(H_0 - H_m)}{PH} \cdot h_i}_{HRKとする。} + PWH_i \quad \cdots\cdots (3)$$

ここに，N_i ：各設計断面位置における鉛直力（t）

H_i ：各設計断面位置における水平力（t）

M_i ：各設計断面位置における曲げモーメント（t・m）

MRK_i ：各設計断面位置におけるく体自重の地震時慣性力および上部構造からの水平力による曲げモーメント（t・m）で(4)～(5)式により求める。

（橋脚高HTが15m未満で震度法に基づき設計する場合）

$$MRK_i = M_{Y0} - \frac{MY_0}{h_0} \cdot h_i \quad \cdots\cdots (4)$$

ただし，この場合式(2)におけるMGP_iは，$MGP_i = 0$とする。

（橋脚高（HT）が15 m 以上で修正震度法に基づき設計する場合）

$$MRK_i = (MY_0 - MGP_1) - \frac{(MY_0 - MGP_1 - M_m)}{PH} \cdot h_i \quad \cdots\cdots (5)$$

N_0 ：柱基部における鉛直力 （t）
H_0 ：柱基部における水平力 （t）
MX_0：柱基部におけるX軸に関するモーメント（t・m）
MY_0：柱基部におけるY軸に関するモーメント（t・m）

集計表－8における水位無視・地震時の値を用いる。

N_m ：はりと柱の接合部ⓜにおける鉛直力 （t）
H_m ：はりと柱の接合部ⓜにおける水平力 （t）
M_m ：はりと柱の接合部ⓜにおけるY軸に関するモーメント（t・m）

集計表－8の値を用いて下表より求める。

荷　重　項　目	N (t)	H (t)	MY (t・m)
ⓐ 上部構造からの荷重による外力	RD	RH	MRH
			$RH \cdot BH$
ⓑ はり自重による外力	NGB	HGB	MGB
ⓜ 外力の集計（ⓐ＋ⓑ）	Nm	Hm	Mm

MGP_1：柱基部における柱自重の地震時慣性力によるモーメント（t・m）…… 集計表－8による。

MGP_i：各設計断面位置における柱自重の地震時慣性力によるモーメント（t・m）でPG－4～7の式(7)により求める。

PWM_i, PWH_i：各設計断面位置における動水圧によるモーメント（t・m）および動水圧で，集計表－4の値を用いてPG－11～12の式(12)により求める。

（集計表－18　はりと柱の接合部における外力計算結果）

荷重項目 ＼ 設計方向および外力項目	橋軸方向			橋軸直角方向		
	N(t)	H(t)	MY(t-m)	N(t)	H(t)	MY(t-m)
ⓐ 上部構造からの荷重による外力						
ⓑ はり自重による外力						
ⓜ 外力の集計						

（集計表－19　柱部材の各設計断面位置における断面力の照査）

設計方向	照合条件（集計表-8、集計表-18による）				式(1)～(5)による照合値 ①	②	③	④	⑤	設計成果値 ①	②	③	④	⑤	判定
橋軸方向	N_0 (t)		h (m)												－
	H_0 (t)		N (t)												
	MX_0 (t-m)		H (t)	HRK (t)						－	－	－	－	－	－
	MY_0 (t-m)			PWH (t)											
	Nm (t)			計											
	Hm (t)		M (t-m)	MRK(t-m)											
	Mm (t-m)			MGP(t-m)						－	－	－	－	－	－
				MX_0 (t-m)											
	h_0 (m)			PWM(t-m)											
	PH (m)			計											
橋軸直角方向	N_0 (t)		h (m)												－
	H_0 (t)		N (t)												
	MX_0 (t-m)		H (t)	HRK (t)						－	－	－	－	－	－
	MY_0 (t-m)			PWH(t)											
	Nm (t)			計											
	Hm (t)		M (t-m)	MRK(t-m)											
	Mm (t-m)			MGP(t-m)						－	－	－	－	－	－
				MX_0 (t-m)											
	h_0 (m)			PWM(t-m)											
	PH (m)			計											

①～⑤は設計断面を表わす。

(b) 柱基部の断面設計の照査

柱基部断面の設計成果の照査は集計表ー19の設計断面力を用いて，断面設計（鉄筋量，鉄筋コンクリートの実応力度，平均せん断応力度）について行う。これらの照査は集計表ー 20.1～20.3を用いて行えばよいが，ここでは集計表ー 20.1（小判柱）の例のみを示す。なお，照査に際し次の点に留意する。

㋑ 鉄筋量および実応力度の照査は，集計表ー19の設計断面位置①における両軸方向の設計断面力を用いる。ただし，円柱の場合は両軸方向における断面力の最大値を用いればよい。

㋺ 平均せん断応力度の照査は，集計表ー19の設計断面位置①における両軸方向の設計断面力を用いる。ただし，円柱の場合は両軸方向における断面力の最大値を用いればよい。

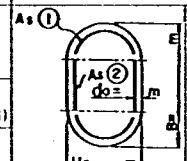
㋩ 鉄筋量，実応力度および平均せん断応力度は，ノモグラムによる照査ができないので，3.4.5 鉄筋コンクリート断面の計算方法に示す各式により照査値を求める。

㋥ 各照査に用いる設計断面力は，集計表ー19の判定の合否より㊕の場合は設計成果値を，㊖の場合は照査値を用いる。

㋭ 照査項目によっては，許容値を用いて照査値に対する判定を行う。

㋬ 集計表は，柱断面形状別に作成している。

（集計表ー 20.1　柱基部の断面設計の照査（小判柱））

照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件			ノモグラムおよび計算による照査値		設計成果値および許容値		判定
					橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	
鉄筋量	集計表-19	As① 	断面力	N① (t)			○断面力は、集計表ー19の判定の合否により㊕の場合は、設計成果値を、㊖の場合は、照査値を用いる。		
				H① (t)					
				M① (t·m)					
	3.4.5 (1)-(2)-(b)-(i)		必要鉄筋量	A_{sn1} (cm²)			$A_{so1}=D$ − 本= *		
				A_{sn2} (cm²)			$A_{so2}=D$ − 本= *		
	3.4.5 (2)-(2)		最小鉄筋量	A_{sw1} (cm²)			< A_{so1}		
				A_{sw2} (cm²)			< A_{so2}		
実応力度	3.4.5 (1)-(2)-(b)-(i)	σ_{ca}= (kg/cm²)	コンクリート	σ_c (kg/cm²)			≦ σ_{ca}		
		σ_{sa}= (kg/cm²)	鉄筋の応力度	σ_s (kg/cm²)			≦ σ_{sa}		
平均せん断応力度	NS-1-4	○断面寸法は、土図による。	割増しを考えた許容せん断応力度	N/M(m⁻¹)			−		−
				a					
				τ_{a1} (kg/cm²)					
	3.4.5 (1)-(1)-(b)-(i)	τ_{a1}= (kg/cm²)	平均せん断応力度	A_c (m²)			−		
				τ_m (kg/cm²)			≦ τ_{a1}		

(*) 使用鉄筋量である。

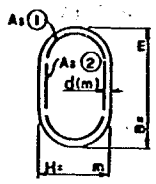
(c) 柱部材における鉄筋の定着位置の照査

鉄筋の定着位置の照査は，柱基部断面が決定される設計方向（橋軸方向または直角方向）について行うものとし，定着位置における断面の実応力度および平均せん断応力度について照査する。これらの照査は**集計表－21.1～21.3**を用いて行うが，ここでは**集計表－21.1**の例のみを示す。なお，照査に際し次の点に留意する。

㋑ 鉄筋コンクリート断面の実応力度および平均せん断応力度は，ノモグラムによる照査ができないので，**3.4.5 鉄筋コンクリート断面の計算方法**に示す各式により照査値を求める。

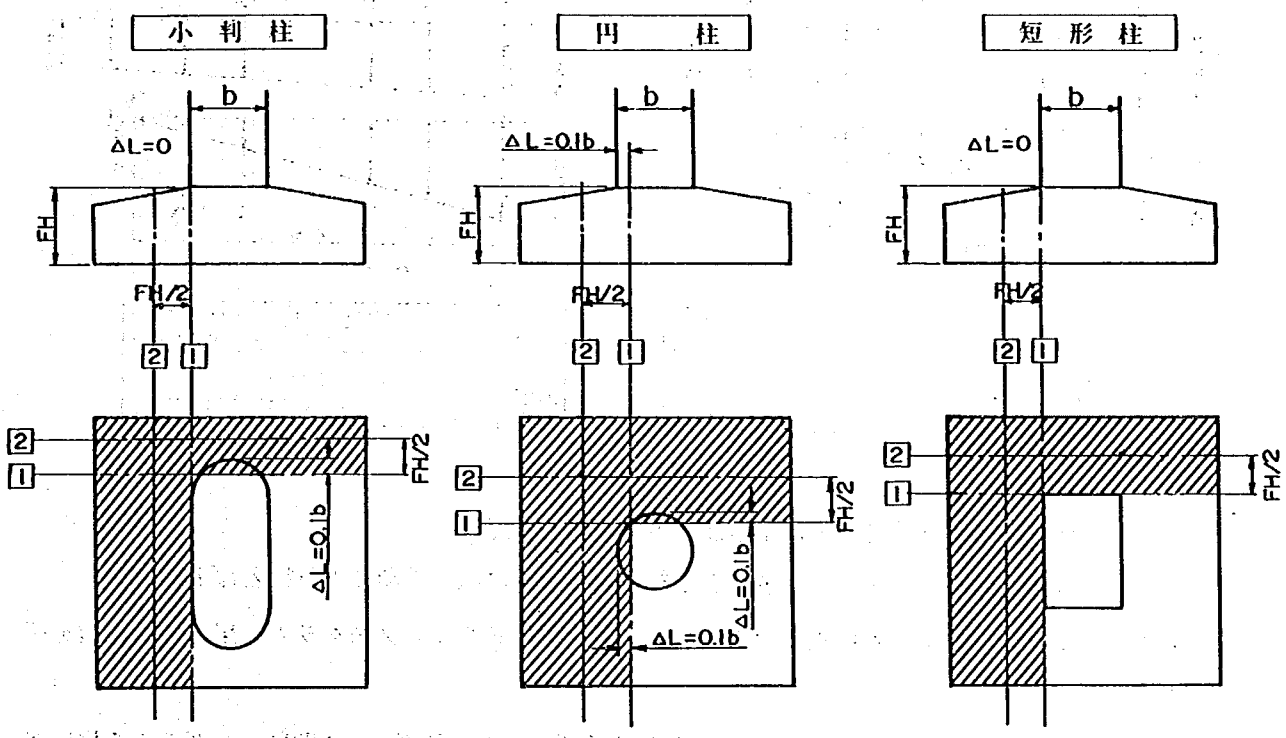
㋺ 照査項目によっては，許容値を用いて照査値に対する判定を行う。

（集計表－21.1 柱部材における鉄筋の定着位置の照査（小判柱））

照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件			ノモグラムおよび計算による照査値 ②h＝ m	③h＝ m	④h＝ m	設計成果値および許容値 ②	③	④	判定
実応力度	集計表-19		断面力	N (t)				○断面力は、集計表－20.1より、柱基部断面が決定される設計方向の値とし、集計表－19による。			—
				H (t)							
				M (t·m)							
	3.4.5 (1)-(2)-(b)-(i)		使用鉄筋量	d_s (m)				○A_{so1}は、各鉄筋変化位置における使用鉄筋量である。			—
				A_{so1} (cm²)							
				A_{so2} (cm²)							
			コンクリートの応力度	σ_c (kg/cm²)				≦ σ_{ca}			
			鉄筋の応力度	σ_s (kg/cm²)				≦ $0.5\sigma_{sa}$			
平均せん断応力度	NS-1-4	σ_{ca}= (kg/cm²) σ_{sa}= (kg/cm²) τ_{a1}= (kg/cm²)	割増しをうけた許容せん断応力度	N/M(m⁻¹)				—			—
				α							
				τ_{a1}' (kg/cm²)							
	3.4.5 (1)-(2)-(b)-(ii)	$\tau_{a1}' = \frac{2}{3}\cdot\alpha\cdot\tau_{a1}$	—	τ_m (kg/cm²)				≦ τ_{a1}'			

(3) フーチングの断面設計の照査

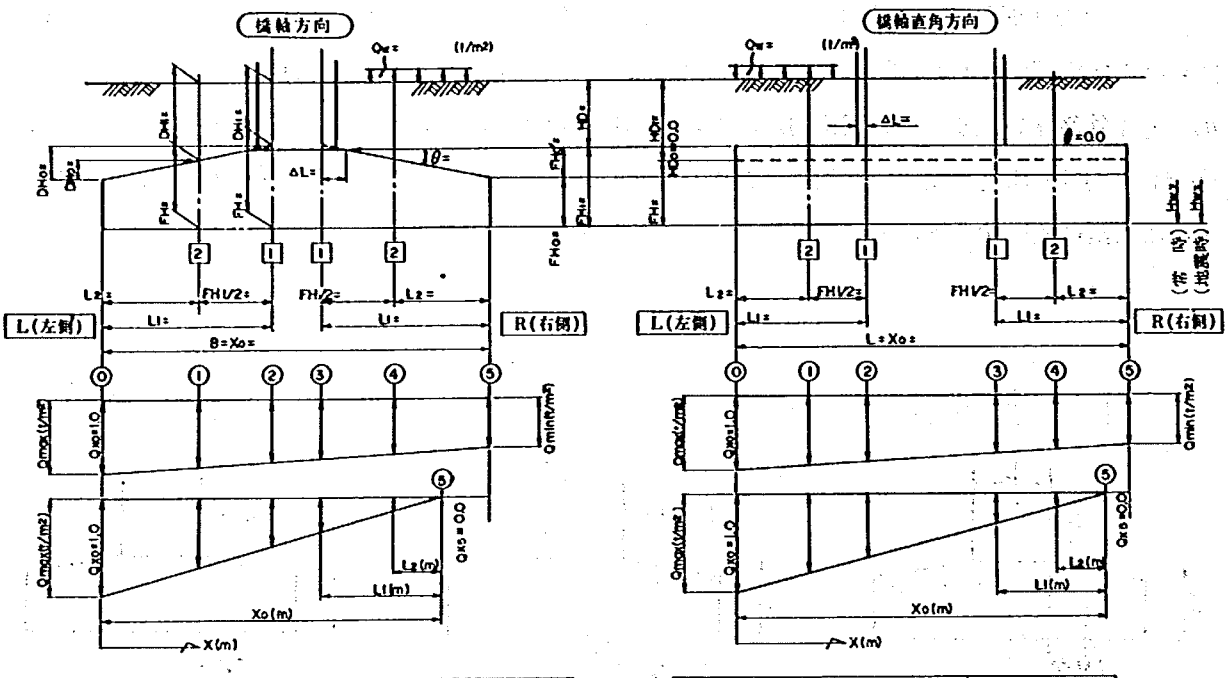
フーチングの断面設計の照査は，図－3.15に示す橋軸方向および橋軸直角方向の各設計断面位置①，②における設計断面力（M：曲げモーメント，S：せん断力）および断面設計（A_{so}，A_{sm}，A_s：鉄筋量，σ_c　σ_s：鉄筋コンクリートの実応力度，τ_m：平均せん断応力度）について行う。ここに，設計断面位置②は，平均せん断応力度の照査位置である。なお，照査に必要な設計データを図－Aに記入し，図中の表内には集計表－10の支持力に関するデータを転記する。



記）①……曲げモーメントに対する断面設計の照査位置
②……平均せん断応力度の照査位置

図－3.15　フーチングの設計断面位置

図—A　フーチング断面に作用する各荷重の設計データー



計算ケース / 項目	水位無視の場合		水位考慮の場合	
	常　時	地震時	常　時	地震時
$Q_{max}(Q_1)$ (t/m^2)				
$Q_{min}(Q_2)$ (t/m^2)				
x_0 (m)				

計算ケース / 項目	水位無視の場合		水位考慮の場合	
	常　時	地震時	常　時	地震時
$Q_{max}(Q_1)$ (t/m^2)				
$Q_{min}(Q_2)$ (t/m^2)				
x_0 (m)				

(a)　各設計断面位置における各荷重による断面力（M, S）の照査

フーチングの設計断面に作用する各荷重による断面力の照査は次の手順により行えばよい。

㋑　集計表—22～23中の照査項目欄に示す①～⑤の各荷重に該当するノモグラムを用いて断面力を照査する。

㋺　集計表—24～25の地盤反力度（$Q_{max,min}$）による断面力を，計算ケース別にノモグラムを用いて照査する。

㋩　断面設計の照査に用いる設計断面力（M, S）は，㋑，㋺の照査結果を集計表—26～27で計算ケース別に集計し，設計成果値との照査を行う。

なお，上記の照査に際し次の点に留意する。

①　集計表—22～23中の照査項目における②～⑤の荷重による照査は，必要に応じて考慮すればよい。また，集計表—24～25中の水位考慮の場合も同様である。

②　集計表—22～23の照査項目における③～④（浮力による断面力）の照査値を求める場合は，洗掘の有無に注意すること。

③　各荷重による断面力の符号は，フーチング断面に下向きに作用する荷重の断面力を＋とする。

④　設計成果値の合否の判定は，ノモグラムによる照査値に対して±2～3％の範囲を目安とする。

⑤　集計表—26～27の照査に用いる設計断面力は，集計表—22～25の判定の合否より，㊖の場合は設計成果値を，㊘の場合は照査値を用いる。

（集計表−22　フーチングの各設計断面位置における各荷重による断面力の照査（橋軸方向））

照査項目	適用ノモグラム	照査条件	ノモグラムによる照査値 設計断面①	ノモグラムによる照査値 設計断面②	設計成果値 設計断面①	設計成果値 設計断面②	判定
① フーチング自重による断面力	PD-9-5	FH_s (m)			—	—	
		FH (m)					
		L (m)					
		MG (t·m/m)					
		SG (t/m)					
② フーチング上の土砂による断面力	PD-6-8	HD_s (m)			—	—	
		HD_h (m)					
		L (m)					
		MD_h (t·m/m)					
		SD_h (t/m)					
		γ (t/m³)					
		MD (t·m/m)					
		SD (t/m)					
③ 浮力による常時断面力	PD-9-10	Hw (m)			—	—	
		L (m)					
		MU (t·m/m)					
		SU (t/m)					
④ 浮力による地震時断面力	PD-9-10	Hw (m)			—	—	
		L (m)					
		MU (t·m/m)					
		SU (t/m)					
⑤ 地表面載荷荷重による断面力	PD-9-10	Qw (t/m²)			—	—	
		L (m)					
		Mw (t·m/m)					
		Sw (t/m)					

（集計表−23　フーチングの各設計断面位置における各荷重による断面力の照査（橋軸直角方向））

照査項目	適用ノモグラム	照査条件	ノモグラムによる照査値 設計断面①	ノモグラムによる照査値 設計断面②	設計成果値 設計断面①	設計成果値 設計断面②	判定
① フーチング自重による断面力	PD-9-5	FH_s (m)			—	—	
		FH (m)					
		L (m)					
		MG (t·m/m)					
		SG (t/m)					
② フーチング上の土砂による断面力	PD-6-8	HD_s (m)			—	—	
		HD_h (m)					
		L (m)					
		MD_h (t·m/m)					
		SD_h (t/m)					
		γ (t/m³)					
		MD (t·m/m)					
		SD (t/m)					
③ 浮力による常時断面力	PD-9-10	Hw (m)			—	—	
		L (m)					
		MU (t·m/m)					
		SU (t/m)					
④ 浮力による地震時断面力	PD-9-10	Hw (m)			—	—	
		L (m)					
		MU (t·m/m)					
		SU (t/m)					
⑤ 地表面載荷荷重による断面力	PD-9-10	Qw (t/m²)			—	—	
		L (m)					
		Mw (t·m/m)					
		Sw (t/m)					

（集計表−24　フーチングの各設計断面位置における地盤反力度による断面力の照査（橋軸方向））

照査条件および適用ノモグラム		水位無視の場合							
		常時				地震時			
PD−11	地盤反力度に関する設計データ	Q_{max} = (t/m²)				Q_{max} = (t/m²)			
		Q_{min} = (t/m²)				Q_{min} = (t/m²)			
		X_0 = (m), KQ =				X_0 = (m), KQ =			
	地盤反力係数	X(m)		Q_x		X(m)		Q_x	
	⓪								
	①								
	②								
	③								
	④								
	⑤								
PD−12〜13	設計断面位置	L ①	L ②	R ①	R ②	L ①	L ②	R ①	R ②
	κ_1								
	κ_2								
	KM								
	KS								
	L (m)								
ノモグラムによる照査値	MQ (t·m/m)								
	SQ (t/m)								
設計成果値	MQ (t·m/m)								
	SQ (t/m)								
判定	−								

照査条件および適用ノモグラム		水位考慮の場合							
		常時				地震時			
PD−11	地盤反力度に関する設計データ	Q_{max} = (t/m²)				Q_{max} = (t/m²)			
		Q_{min} = (t/m²)				Q_{min} = (t/m²)			
		X_0 = (m), KQ =				X_0 = (m), KQ =			
	地盤反力係数	X(m)		Q_x		X(m)		Q_x	
	⓪								
	①								
	②								
	③								
	④								
	⑤								
PD−12〜13	設計断面位置	L ①	L ②	R ①	R ②	L ①	L ②	R ①	R ②
	κ_1								
	κ_2								
	KM								
	KS								
	L (m)								
ノモグラムによる照査値	MQ (t·m/m)								
	SQ (t/m)								
設計成果値	MQ (t·m/m)								
	SQ (t/m)								
判定	−								

（集計表−25　フーチングの各設計断面位置における地盤反力度による断面力の照査（橋軸直角方向））

照査条件および適用ノモグラム		水位無視の場合							
		常時				地震時			
PD−11	地盤反力度に関する設計データ	Q_{max} = (t/m²)				Q_{max} = (t/m²)			
		Q_{min} = (t/m²)				Q_{min} = (t/m²)			
		X_0 = (m), KQ =				X_0 = (m), KQ =			
	地盤反力係数	X(m)		Q_x		X(m)		Q_x	
	⓪								
	①								
	②								
	③								
	④								
	⑤								
PD−12〜13	設計断面位置	L ①	L ②	R ①	R ②	L ①	L ②	R ①	R ②
	κ_1								
	κ_2								
	KM								
	KS								
	L (m)								
ノモグラムによる照査値	MQ (t·m/m)								
	SQ (t/m)								
設計成果値	MQ (t·m/m)								
	SQ (t/m)								
判定	−								

照査条件および適用ノモグラム		水位考慮の場合							
		常時				地震時			
PD−11	地盤反力度に関する設計データ	Q_{max} = (t/m²)				Q_{max} = (t/m²)			
		Q_{min} = (t/m²)				Q_{min} = (t/m²)			
		X_0 = (m), KQ =				X_0 = (m), KQ =			
	地盤反力係数	X(m)		Q_x		X(m)		Q_x	
	⓪								
	①								
	②								
	③								
	④								
	⑤								
PD−12〜13	設計断面位置	L ①	L ②	R ①	R ②	L ①	L ②	R ①	R ②
	κ_1								
	κ_2								
	KM								
	KS								
	L (m)								
ノモグラムによる照査値	MQ (t·m/m)								
	SQ (t/m)								
設計成果値	MQ (t·m/m)								
	SQ (t/m)								
判定	−								

(集計表−26 フーチングの各設計断面位置における設計断面力の集計（橋軸方向））

(1) 水位無視の場合

設計断面位置および計算ケース / 断面力の項目		(L・左側)				(R・右側)			
		1		2		1		2	
		常	地	常	地	常	地	常	地
フーチング自重による断面力	MG								
	SG								
フーチング上の土砂による断面力	MD								
	SD								
地表面載荷荷重による断面力	Mw								
	Sw								
地盤反力度による断面力	MQ								
	SQ								
断面力の合計（ノモグラムによる照査値）	M(t·m/m)								
	S(t/m)								
設計断面力	M(t·m/m)								
	S(t/m)								
判定	—								

(2) 水位考慮の場合

設計断面位置および計算ケース / 断面力の項目		(L・左側)				(R・右側)			
		1		2		1		2	
		常	地	常	地	常	地	常	地
フーチング自重による断面力	MG								
	SG								
フーチング上の土砂による断面力	MD								
	SD								
地表面載荷荷重による断面力	Mw								
	Sw								
地盤反力度による断面力	MQ								
	SQ								
浮力による断面力	MU								
	SU								
断面力の合計（ノモグラムによる照査値）	M(t·m/m)								
	S(t/m)								
設計断面力	M(t·m/m)								
	S(t/m)								
判定	—								

注）○断面力の符号は，下向きに作用する荷重による断面力を⊕とする。
○表内の常――常時，地――地震時である。

(集計表−27 フーチングの各設計断面位置における設計断面力の集計（橋軸直角方向））

(1) 水位無視の場合

設計断面位置および計算ケース / 断面力の項目		(L・左側)				(R・右側)			
		1		2		1		2	
		常	地	常	地	常	地	常	地
フーチング自重による断面力	MG								
	SG								
フーチング上の土砂による断面力	MD								
	SD								
地表面載荷荷重による断面力	Mw								
	Sw								
地盤反力度による断面力	MQ								
	SQ								
断面力の合計（ノモグラムによる照査値）	M(t·m/m)								
	S(t/m)								
設計断面力	M(t·m/m)								
	S(t/m)								
判定									

(2) 水位考慮の場合

設計断面位置および計算ケース / 断面力の項目		(L・左側)				(R・右側)			
		1		2		1		2	
		常	地	常	地	常	地	常	地
フーチング自重による断面力	MG								
	SG								
フーチング上の土砂による断面力	MD								
	SD								
地表面載荷荷重による断面力	Mw								
	Sw								
地盤反力度による断面力	MQ								
	SQ								
浮力による断面力	MU								
	SU								
断面力の合計（ノモグラムによる照査値）	M(t·m/m)								
	S(t/m)								
設計断面力	M(t·m/m)								
	S(t/m)								
判定									

注）○断面力の符号は，下向きに作用する荷重による断面力を⊕とする。
○表内の常――常時，地――地震時である。

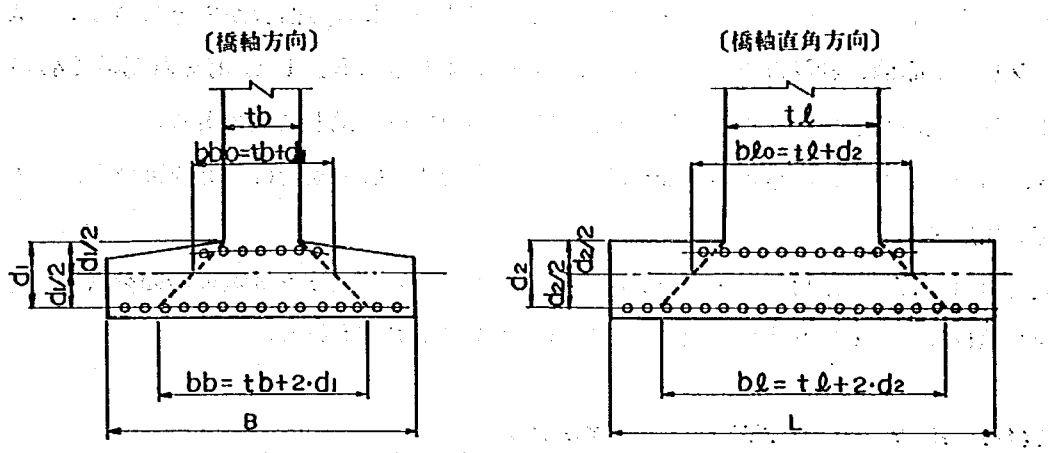
(b) フーチングの断面設計（鉄筋量，鉄筋コンクリートの実応力度，平均せん断応力度）の照査

橋軸方向および橋軸直角方向のフーチングの断面設計に対する照査は，集計表−26〜27の設計断面力(M, S)を用いて行う。これらの照査は集計表−28〜29を用いて行えばよい。なお，照査に際し次の点に留意する。

㋑ フーチング下側引張断面の断面設計に用いる設計断面力（M, S）は，各計算ケースにおける(負)の符号を持った設計断面力の常時および地震時の最大値を使用する。

㋺ フーチング上側引張断面の断面設計に用いる設計断面力（M, S）は，各計算ケースにおける(正)の符号を持った設計断面力の常時および地震時の最大値を使用する。

㋩ 曲げモーメントおよびせん断力に対するフーチングの有効幅は図− 3.16による。また，断面設計に用いる設計断面力は有効幅を考えた値とし，(6)〜(7)式により求める。



図－3.16　フーチングの断面設計に用いる有効幅

B, L　：橋軸方向および橋軸直角方向のフーチング幅 (m)

$tb, t\ell$：橋軸方向および橋軸直角方向の柱体幅または，左右の設計断面位置間の距離 (m)

d_1　：橋軸直角方向に配置する下面主鉄筋までのフーチングの有効高さ (m)

d_2　：橋軸方向に配置する下面主鉄筋までのフーチングの有効高さ (m)

bb　：橋軸直角方向に配置する下面主鉄筋の有効幅 (m)。ただし，$bb \leqq B$とする。

$b\ell$　：橋軸方向に配置する下面主鉄筋の有効幅 (m)。ただし，$b\ell \leqq L$とする。

bb_0　：橋軸直角方向に配置する上面主鉄筋の有効幅 (m)

$b\ell_0$　：橋軸方向に配置する上面主鉄筋の有効幅 (m)

- 下側引張断面の曲げモーメントに対する有効幅……図－3.16による。
- 上側引張断面の曲げモーメントに対する有効幅

上面主鉄筋に対する有効幅は，原則としてtbおよび$t\ell$とするが，やむを得ない場合はbb_0および$b\ell_0$としてもよい。ここに，やむを得ない場合とは鉄筋量が一般に使用されている最大値（$D32-125$ ctc）を越える場合，または，下面主鉄筋量よりも多い場合である。

- 下側および上側引張断面の平均せん断応力度を求める場合の設計断面力（M, S）に対する有効幅

図－3.16より有効幅は，全幅有効とする。

- 断面設計（鉄筋量，鉄筋コンクリートの実応力度）に用いる設計曲げモーメント（M_0）の計算式

（下側引張断面の場合）…… $M_0 = M \cdot \dfrac{B}{bb}$ または，$M \cdot \dfrac{L}{b\ell}$ (t・m)　…… (6)

（上側引張断面の場合）…… $M_0 = M \cdot \dfrac{B}{bb_0}$ または，$M \cdot \dfrac{L}{b\ell_0}$ (t・m)　…… (7)

ここに，M：フーチング断面に作用する実曲げモーメント（t・m）

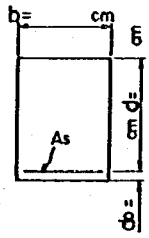
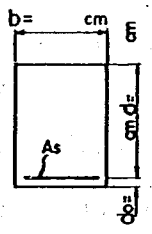
㊀ 最小鉄筋量（A_{sm}）および実応力度（σ_c，σ_s）は，ノモグラムによる照査ができないので，3.4.5 鉄筋コンクリート断面の計算方法に示す各式により照査値を求める。また，必要鉄筋量（A_{s0}）は，グラムにより照査値が求められるが，適用範囲以外については上記と同様である。

㊉ 各照査に用いる断面力は，集計表－26～27の判定の合否より㊆の場合は設計成果値を，㊇の場合は照査値を用いる。

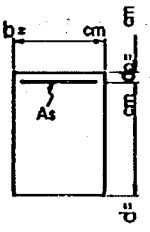
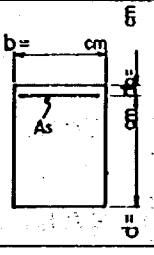
㊇ 設計成果値の合否の判定は，ノモグラムによる照査値に対して±2～3％の範囲を目安とする。また，照査項目によっては許容値を用いて，照査値に対する判定を行う。

〔集計表－28　フーチングの断面設計の照査（橋軸方向）〕

(1) フーチング下面主鉄筋(下側引張)の場合

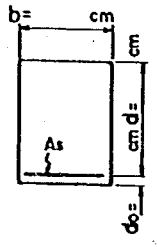
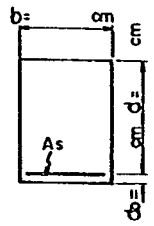
照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件		照査値 常時	照査値 地震時	設計成果値および許容値 常時	設計成果値および許容値 地震時	判定
設計断面力および許容値	集計表-26		$M\boxed{1}$ (t·m/m)					
			M_0 (t·m/m)					
			σ_{ca} (kg/cm²)			有効幅 (b_0)		—
			σ_{sa} (kg/cm²)			b_0= (m)		
鉄筋量	MR-1-6 3.4.5(2)-(1)		A_{s0} (cm²)			$A_s = D\boxed{} - \boxed{}^{clc}$		
			A_{sm} (cm²)			= (cm²)		
実応力度	3.4.5 (1)-(1)-(a)-(i)		A_s (cm²)					—
			σ_c (kg/cm²)			≦ σ_{ca}		
			σ_s (kg/cm²)			≦ σ_{sa}		
平均せん断応力度	集計表-26 RC－S		$M\boxed{2}$ (t·m/m)			—		—
			$S\boxed{2}$ (t/m)					
			$\tan\theta$					
			S_h (t/m)					
			τ_m (kg/cm²)					
デープビームにおける許容せん断応力度	RC－Sの式(2)、(3)による。		τ_{a1} (kg/cm²)			—	—	
			α					
			τ'_{a1} (kg/cm²)					

(2) フーチング上面主鉄筋(上側引張)の場合

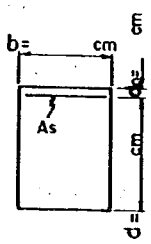
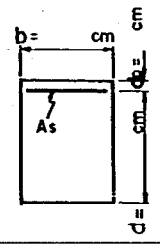
照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件		照査値 常時	照査値 地震時	設計成果値および許容値 常時	設計成果値および許容値 地震時	判定
設計断面力および許容値	集計表-26		$M\boxed{1}$ (t·m/m)					
			M_0 (t·m/m)					
			σ_{ca} (kg/cm²)			有効幅 (b_0)		—
			σ_{sa} (kg/cm²)			b_0= (m)		
鉄筋量	MR-1-6 3.4.5(2)-(1)		A_{s0} (cm²)			$A_s = D\boxed{} - \boxed{}^{clc}$		
			A_{sm} (cm²)			= (cm²)		
実応力度	3.4.5 (1)-(1)-(a)-(i)		A_s (cm²)					—
			σ_c (kg/cm²)			≦ σ_{ca}		
			σ_s (kg/cm²)			≦ σ_{sa}		
平均せん断応力度	集計表-26 RC－S		$M\boxed{2}$ (t·m/m)			—		—
			$S\boxed{2}$ (t/m)					
			$\tan\theta$					
			S_h (t/m)					
			τ_m (kg/cm²)					
デープビームにおける許容せん断応力度	RC－Sの式(2)、(3)による。		τ_{a1} (kg/cm²)			—	—	
			α					
			τ'_{a1} (kg/cm²)					

〔集計表−29　フーチングの断面設計の照査（橋軸直角方向）〕

(1)　フーチング下面主鉄筋(下側引張)の場合

照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件		照査値 常時	照査値 地震時	設計成果値および許容値 常時	設計成果値および許容値 地震時	判定
設計断面力および許容値	集計表-27		$M\boxed{1}$ (t·m/m)					
			M_0 (t·m/m)					
			σ_{ca} (kg/cm²)			有効幅 (b_0)		−
			σ_{sa} (kg/cm²)			b_0= (m)		
鉄筋量	MR-1~6 3.4.5〔2〕-(1)		A_{s0} (cm²)			$A_s = D\boxed{} - \boxed{}$ clc		
			A_{sm} (cm²)			= (cm²)		
実応力度	3.4.5 〔1〕-(1)-(a)-(i)		A_s (cm²)					−
			σ_c (kg/cm²)			≦ σ_{ca}		
			σ_s (kg/cm²)			≦ σ_{sa}		
平均せん断応力度	集計表-27 RC−S		$M\boxed{2}$ (t·m/m)			−		−
			$S\boxed{2}$ (t/m)					
			$\tan\theta$					
			S_h (t/m)					
			τ_m (kg/cm²)					
デープビームにおける許容せん断応力度	RC−Sの式(2)、(3)による。		τ_{a1} (kg/cm²)			−	−	
			α					
			τ_{a1}' (kg/cm²)					

(2)　フーチング上面主鉄筋(上側引張)の場合

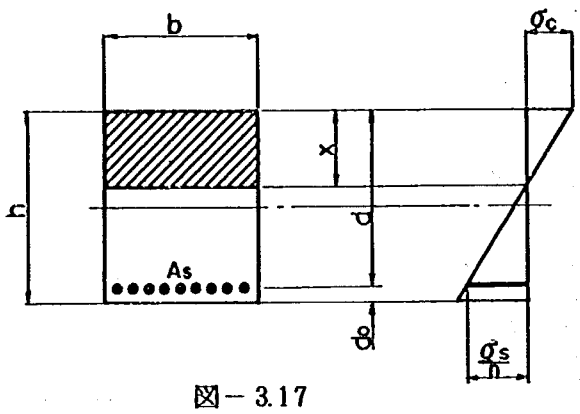
照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件		照査値 常時	照査値 地震時	設計成果値および許容値 常時	設計成果値および許容値 地震時	判定
設計断面力および許容値	集計表-27		$M\boxed{1}$ (t·m/m)					
			M_0 (t·m/m)					
			σ_{ca} (kg/cm²)			有効幅 (b_0)		−
			σ_{sa} (kg/cm²)			b_0= (m)		
鉄筋量	MR-1~6 3.4.5〔2〕-(1)		A_{s0} (cm²)			$A_s = D\boxed{} - \boxed{}$ clc		
			A_{sm} (cm²)			= (cm²)		
実応力度	3.4.5 〔1〕-(1)-(a)-(i)		A_s (cm²)					−
			σ_c (kg/cm²)			≦ σ_{ca}		
			σ_s (kg/cm²)			≦ σ_{sa}		
平均せん断応力度	集計表-27 RC−S		$M\boxed{2}$ (t·m/m)			−		−
			$S\boxed{2}$ (t/m)					
			$\tan\theta$					
			S_h (t/m)					
			τ_m (kg/cm²)					
デープビームにおける許容せん断応力度	RC−Sの式(2)、(3)による。		τ_{a1} (kg/cm²)			−	−	
			α					
			τ_{a1}' (kg/cm²)					

3.4.5 鉄筋コンクリート断面の計算方法

〔1〕 応力度および必要鉄筋量の計算式

(1) 曲げモーメント(M)が作用する部材

(a) 単鉄筋矩形断面



図－3.17

(i) 応力度を求める計算式

$$x=\frac{n\cdot As}{b}\cdot\left(-1+\sqrt{1+\frac{2\cdot b\cdot d}{n\cdot As}}\right)$$

$$\sigma_c=\frac{2M}{b\cdot x\cdot(d-x/3)}$$

$$\sigma_s=n\cdot\sigma_c\cdot\frac{d-x}{x}$$

$$\tau_m=\frac{S}{b\cdot d}$$

(ii) 必要鉄筋量を求める計算式

○ σ_{sa}より求める場合……(Ass)

$$x^3-3\cdot d\cdot x^2-\frac{6M\cdot n}{\sigma_{sa}\cdot b}\cdot(x-d)=0$$

$$Ass=\frac{M}{\sigma_{sa}\cdot(d-x/3)}$$

○ σ_{ca}より求める場合……(Asc)

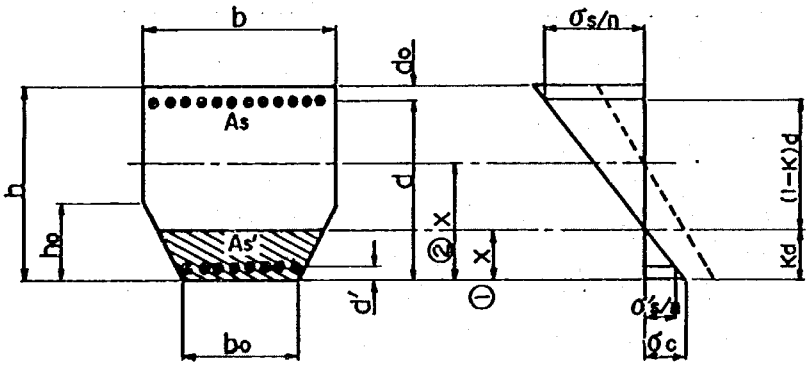
$$x=\frac{3d}{2}\cdot\left(1-\sqrt{1-\frac{8M}{3b\cdot d^2\cdot\sigma_{ca}}}\right)$$

$$\sigma_s=n\cdot\sigma_{ca}\cdot\frac{d-x}{x}$$

$$Asc=\frac{\sigma_{ca}\cdot b\cdot x}{2\sigma_s}$$

よって、必要鉄筋量(Aso)は，AssとAscのうち大きい方となる。

(b) 複鉄筋台形断面 ($As\neq As'$)



図－3.18

(i) 応力度を求める計算式

① 中立軸（x）が $x>ho$ の場合

$$A\cdot K^2+B\cdot K+C=0$$

$$A=-\frac{b\cdot d}{2}$$

$$B=-n\cdot As+b\cdot ho-\frac{(b+bo)\cdot ho}{2}-n\cdot As'$$

$$C=n\cdot As-\frac{b\cdot ho^2}{2d}+\frac{(bo+2b)\cdot ho^2}{6d}+\frac{n\cdot As'\cdot d'}{d}$$

$$Zc=\left[\frac{b}{3}\cdot\frac{(K\cdot d-ho)^3}{K\cdot d}+\frac{1}{K\cdot d}\cdot\left\{bo\cdot K^2\cdot d^2\cdot ho-\frac{1}{2}ho^2\cdot\left(2bo\cdot K\cdot d-\frac{b-bo}{ho}\cdot K^2\cdot d^2\right)\right.\right.$$
$$\left.\left.+\frac{1}{3}ho^3\cdot\left(bo-\frac{b-bo}{ho}\cdot 2K\cdot d\right)+\frac{1}{4}ho^3\cdot(b-bo)\right\}+n\cdot As'\cdot\frac{(K\cdot d-d')^2}{K\cdot d}\right]\Big/\left(n\cdot As\cdot\frac{1-K}{K}\right)$$

② 中立軸（x）が $x\leqq ho$ の場合

$$n\cdot\left(As+As'\cdot\frac{d'}{d}\right)-n\cdot(As+As')\cdot K-\frac{bo}{2}\cdot d\cdot K^2-\frac{b-bo}{6ho}\cdot d^2\cdot K^3=0$$

$$Zc=\left[\frac{bo}{3}\cdot K^2\cdot d^2+\frac{(b-bo)\cdot K^3\cdot d^3}{12ho}+\frac{n\cdot As'\cdot(K\cdot d-d')^2}{K\cdot d}\right]\Big/\left(n\cdot As\cdot\frac{1-K}{K}\right)$$

①，②式より K および Zc を求める。

$$\sigma_c=\frac{M}{n\cdot\frac{1-K}{K}\cdot\left\{Zc+(1-K)\cdot d\right\}\cdot As}$$

$$\sigma_s=n\cdot\sigma_c\cdot\frac{1-K}{K}$$

$$\tau_m=\frac{S}{b\cdot d-\frac{(b-bo)}{2}\cdot ho}$$

〔記号説明〕

	M	：曲げモーメント
	S	：せん断力
	σ_c	：コンクリートの曲げ圧縮応力度
	σ_s	：鉄筋の引張応力度

σ_{ca}　：コンクリートの許容曲げ圧縮応力度

σ_{sa}　：鉄筋の許容引張応力度

τ_m　：平均せん断応力度

As　：引張鉄筋量

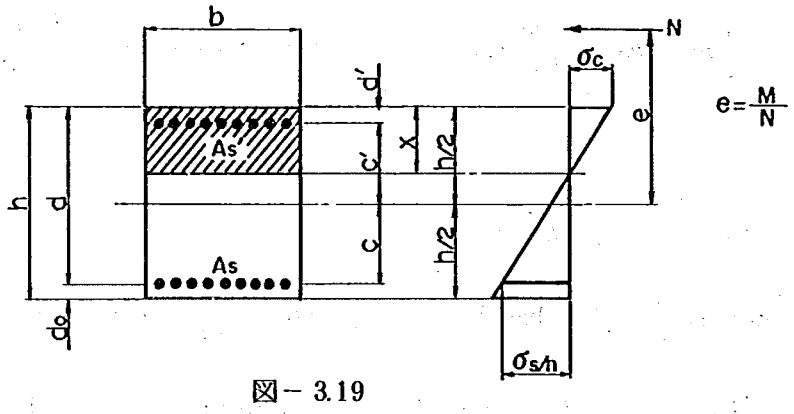
As'　：圧縮鉄筋量

n　：鉄筋とコンクリートのヤング係数比（n=15とする）

(ii) 必要鉄筋量は，上式を用いて$\sigma_c=\sigma_{ca}$，または，$\sigma_s=\sigma_{sa}$となるAs，As'を求めればよい。

(2) 曲げモーメント(M)，軸力(N)が作用する部材

(a) 矩形断面



図－3.19

(i) 応力度を求める計算式($As \neq As'$)

$$x^3-3\left(\frac{h}{2}-e\right)\cdot x^2+\frac{6\cdot n}{b}\cdot\left[As(e+c)+As'(e-c')\right]\cdot x-\frac{6\cdot n}{b}\cdot\left[As(c+\frac{h}{2})(e+c)+As'(\frac{h}{2}-c')(e-c')\right]=0$$

上式より x を求める。

$$\sigma_c=\frac{M}{\frac{b\cdot x}{2}\cdot(\frac{h}{2}-\frac{x}{3})+\frac{n\cdot As'}{x}\cdot c'(c'-\frac{h}{2}+x)+\frac{n\cdot As}{x}\cdot c(c+\frac{h}{2}-x)}$$

$$\sigma_s=\frac{n\cdot\sigma_c}{x}\cdot(c+\frac{h}{2}-x)$$

$$\tau_m=\frac{S}{b\cdot h}$$

(ii) 必要鉄筋量を求める計算式

○ σ_{ca} より求める場合($As=As'$)……(Asc)

$$x^3-2h\cdot x^2+\left[\frac{6\cdot N\cdot e}{\sigma_{ca}\cdot b}+\frac{3}{2}(d^2+d'^2)\right]\cdot x-\frac{3N(e\cdot h+2c^2)}{\sigma_{ca}\cdot b}=0$$

上式より x を求める。

$$\sigma_s=\frac{n\cdot\sigma_{ca}}{x}\cdot(d-x)$$

$$Ms'=N(e-c')$$

$$As=As'=\frac{Ms'+\sigma_{ca}\cdot\frac{b\cdot x}{2}\cdot\left(\frac{x}{3}-d'\right)}{\sigma_s(d-d')}$$

○ σ_{sa} より求める場合($As'=0$)……(Ass)

$$\sigma_c{}^3+\left(\frac{3\sigma_{sa}}{2n}-\frac{3M}{b\cdot d^2}\right)\cdot\sigma_c{}^2-\frac{6M}{n\cdot b\cdot d^2}\cdot\sigma_{sa}\cdot\sigma_c-\frac{3M}{n^2\cdot b\cdot d^2}\cdot\sigma_{sa}{}^2=0$$

上式より σ_c を求める。

$$S=\frac{n\cdot\sigma_c}{n\cdot\sigma_c+\sigma_{sa}}$$

$$As=\frac{\sigma_c\cdot\frac{S}{2}-\frac{N}{b\cdot d}}{\sigma_{sa}}\cdot b\cdot d$$

よって，必要鉄筋量(Aso)は，AscとAss のうち大きい方とする。

〔記号説明〕

	M	：曲げモーメント
	N	：軸力
	S	：せん断力
	σ_c	：コンクリートの曲げ圧縮応力度
	σ_s	：鉄筋の引張応力度
	τ_m	：平均せん断応力度
	σ_{ca}	：コンクリートの許容曲げ圧縮応力度
	σ_{sa}	：鉄筋の許容引張応力度
	e	：断面中心から軸力作用位置までの距離
	As	：引張鉄筋量
	As'	：圧縮鉄筋量
	Asc	：σ_{ca} より求まる必要鉄筋量
	Ass	：σ_{sa} より求まる必要鉄筋量
	n	：鉄筋とコンクリートのヤング係数比（n=15とする）

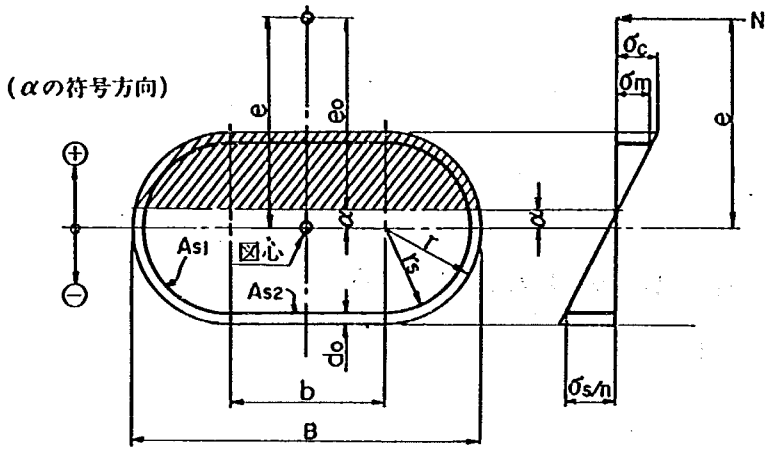
(b) 小判形断面

(i) 応力度を求める計算式

〔記号説明〕

N	：設計軸力	τ_m	：平均せん断応力度
M	：設計曲げモーメント	Gc	：コンクリートの全断面一次モーメント
S	：せん断力	$Gc_{1\sim2}$	：コンクリートの各断面一次モーメント
e	：断面中心から軸力作用位置までの距離	Gs	：鉄筋の全断面一次モーメント
e_0	：中立軸から軸力作用位置までの距離	Ic	：コンクリートの全断面二次モーメント
As_1	：円部分の全鉄筋量	$Ic_{1\sim2}$	：コンクリートの各断面二次モーメント
As_2	：直線部分の全鉄筋量	Is	：鉄筋の全断面二次モーメント
σ_c	：コンクリートの曲げ圧縮応力度	n	：コンクリートと鉄筋のヤング係数比
σ_s	：鉄筋の引張応力度		（n=15とする）

(イ) 橋軸方向



図－3.20

○任意に変化させる（α）の符号は，図心に対して，上側を⊕，下側を⊖とする。

$$e=\frac{M}{N} \cdots\cdots ①$$

$$e=e_0+\alpha \cdots\cdots ②$$

$$=\frac{(Ic+Is)+(Gc+Gs)\cdot\alpha}{(Gc+Gs)}$$

①，②式より，αを求める

〔応力度の計算式〕

$$\sigma_m=\frac{N}{G}\cdot(r_s-\alpha)=\frac{N(r_s-\alpha)}{Gc+Gs} \cdots\cdots ③$$

$$\sigma_c=\frac{\sigma_m(r-\alpha)}{r_s-\alpha}=\frac{N(r-\alpha)}{Gc+Gs} \cdots\cdots ④$$

$$\sigma_s=\frac{n(r_s+\alpha)}{r_s-\alpha}\cdot\sigma_m=\frac{n(r_s+\alpha)}{r-\alpha}\cdot\sigma_c \cdots\cdots ⑤$$

$$\tau_m=\frac{S}{r(\pi\cdot r+2b)} \cdots\cdots ⑥$$

ここに，$Gc = 2Gc_1 + Gc_2$

$$Gc_1 = \frac{1}{3}\sqrt{(r^2-a^2)^3} + \frac{a}{2}\left(a\sqrt{r^2-a^2} + r^2 \cdot \tan^{-1}\frac{a}{\sqrt{r^2-a^2}} - \frac{1}{2}\pi \cdot r^2\right)$$

$$Gc_2 = \frac{b}{2}(r-a)^2$$

$$Gs = -n \cdot a \cdot (As_1 + As_2)$$

$$Ic = 2Ic_1 + Ic_2$$

$$Ic_1 = \frac{\pi r^2}{2}\left(\frac{r^2}{8} + \frac{a^2}{2}\right) + \frac{a}{4}\sqrt{(r^2-a^2)^3} - \frac{r^2}{8}\left(a\sqrt{r^2-d^2} + r^2 \cdot \tan^{-1}\frac{a}{\sqrt{r^2-a^2}}\right)$$

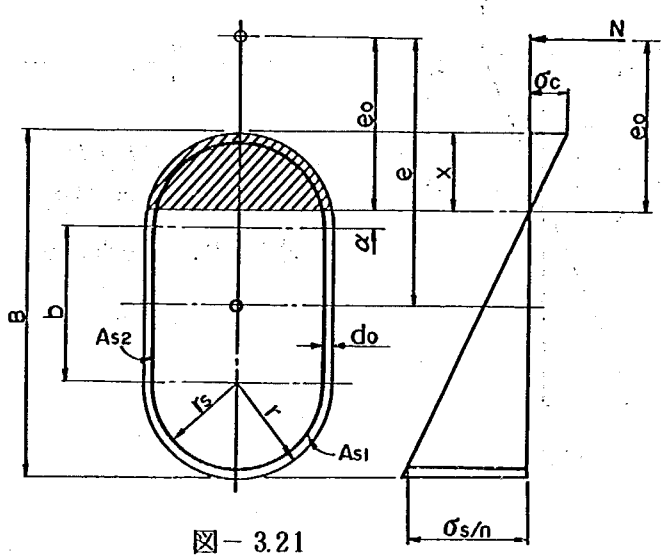
$$-\frac{2}{3}a\sqrt{(r^2-a^2)^3} - \frac{a^2}{2}\left(a\sqrt{r^2-a^2} + r^2 \cdot \tan^{-1}\frac{a}{\sqrt{r^2-a^2}}\right)$$

$$Ic_2 = \frac{b}{12}(r-a)^3 + b(r-a)\left(\frac{r-a}{2}\right)^2$$

$$Is = \left(\frac{1}{2} \cdot n \cdot As_1 \cdot r_s^2 + n \cdot As_1 \cdot a^2\right) + \left(n \cdot As_2 \cdot r_s^2 + n \cdot As_2 \cdot a^2\right)$$

(ロ) 橋軸直角方向

① 中軸軸の境界条件が $x \leqq r$ の場合（$a \geqq 0$ である。）



図－3.21

$$e = \frac{M}{N} \cdots\cdots ①$$

$$e = e_o + \left(\frac{b}{2} + a\right) \cdots\cdots ②$$

ここに，$e_o = \dfrac{I}{G} = \dfrac{Ic + Is}{Gc + Gs}$

①，②式より，a を求める。

〔応力度の計算式〕

$$\sigma_c = \frac{N(r-a)}{Gc + Gs} \cdots\cdots ③$$

$$\sigma_s = \frac{n(r_s + b + a)}{r-a} \cdot \sigma_c \cdots\cdots ④$$

$$\tau_m = \frac{S}{r(\pi \cdot r + 2b)} \quad \cdots\cdots ⑤$$

ここに，$Gc = \frac{2}{3}\sqrt{(r^2-a^2)^3} + a\left(a\sqrt{r^2-a^2} + r^2 \cdot \tan^{-1}\frac{a}{\sqrt{r^2-a^2}} - \frac{\pi r^2}{2}\right)$

$$Gs = -n\left(a + \frac{b}{2}\right) \cdot (A_{s1} + A_{s2})$$

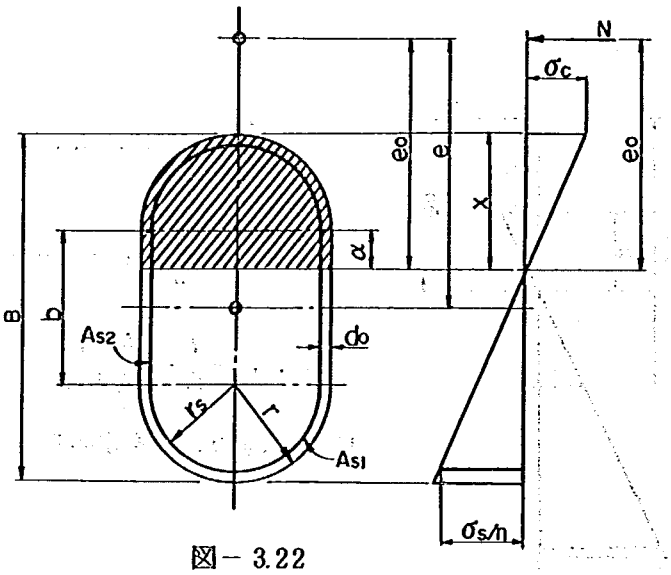
$$Ic = \pi r^2\left(\frac{r^2}{8} + \frac{a^2}{2}\right) + \frac{a}{2}\sqrt{(r^2-a^2)^3} - \frac{r^2}{4}\left(a\sqrt{r^2-a^2} + r^2 \cdot \tan^{-1}\frac{a}{\sqrt{r^2-a^2}}\right)$$

$$-\frac{4}{3}a\sqrt{r^2-a^2} - a^2\left(a\sqrt{r^2-a^2} + r^2 \cdot \tan^{-1}\frac{a}{\sqrt{r^2-a^2}}\right)$$

$$Is = \frac{n \cdot A_{s1}}{2} \cdot r_s^2 - \left(\frac{2r_s}{\pi}\right)^2 \cdot n \cdot A_{s1} + \left(\frac{b}{2} + \frac{2r_s}{\pi}\right)^2 \cdot n \cdot A_{s1} +$$

$$\frac{n \cdot A_{s2} \cdot b^2}{12} + \left(\frac{b}{2} + a\right)^2 \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot n$$

② 中立軸の境界条件が $r < x \leqq r + b$ の場合（$a \geqq 0$ である）



図－3.22

$$e = \frac{M}{N} \quad \cdots\cdots ①$$

$$e = e_o + \left(\frac{b}{2} - a\right) \quad \cdots\cdots ②$$

ここに，$e_o = \frac{I}{G} = \frac{Ic + Is}{Gc + Gs}$

①，②式より，a を求める。

〔応力度の計算式〕

$$\sigma_c = \frac{N(r+a)}{Gc + Gs} \quad \cdots\cdots ③$$

$$\sigma_s = \frac{n(r_s + b - a)}{r + a} \cdot \sigma_c \quad \cdots\cdots ④$$

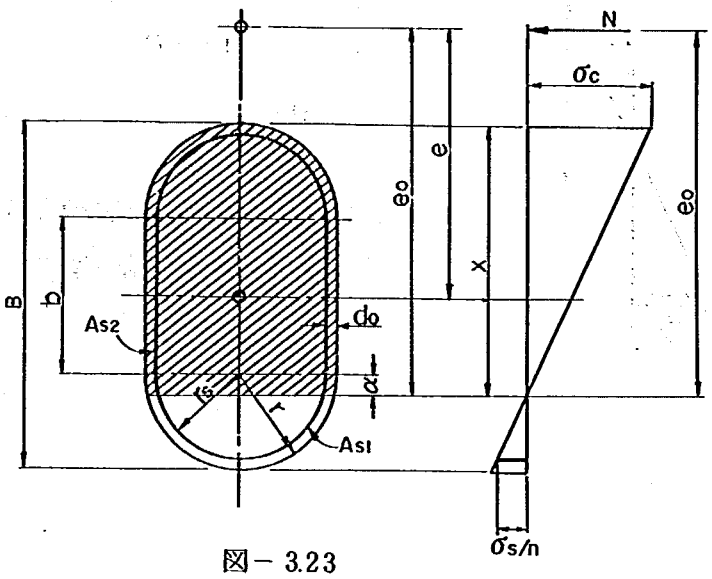
ここに，$Gc = \frac{\pi r^2}{2}\left(\frac{4r}{3\pi} + a\right) + r \cdot a^2$

$$Gs = -n\left(\frac{b}{2}-a\right)\cdot(As_1+As_2)$$

$$Ic = \left(\frac{\pi}{8}-\frac{8}{9\pi}\right)\cdot r^4+\frac{\pi r^2}{2}\left(\frac{4r}{3\pi}+a\right)^2+\frac{2}{3}\cdot r\cdot a^3$$

$$Is = \frac{n\cdot As_1}{2}\cdot r_s^2-\left(\frac{2r_s}{\pi}\right)^2\cdot n\cdot As_1+\left(\frac{b}{2}+\frac{2r_s}{\pi}\right)^2\cdot n\cdot As_1+\frac{n\cdot As_2\cdot b^2}{12}+\left(\frac{b}{2}-a\right)^2\cdot(As_1+As_2)\cdot n$$

③ 中立軸の境界条件が $r+b<x\leqq r+b+r_s$ の場合（$a\geqq 0$ である）



図－3.23

$$e=\frac{M}{N}\cdots\cdots①$$

$$e=e_o-\left(\frac{b}{2}+a\right)\cdots\cdots②$$

ここに，$e_o=\dfrac{I}{G}$

$$=\frac{Ic+Is}{Gc+Gs}$$

①，②式より，a を求める。

〔応力度の計算式〕

$$\sigma_c=\frac{N(r+b+a)}{Gc+Gs}\cdots\cdots③$$

$$\sigma_s=\frac{n(r_s-a)}{r+b+a}\cdot\sigma_c\cdots\cdots④$$

ここに，$Gc=\dfrac{2}{3}\left(r^3-\sqrt{(r^2-a^2)^3}+2r\cdot b\left(\dfrac{b}{2}+a\right)+\dfrac{\pi r^2}{2}\cdot\left(\dfrac{4r}{3\pi}+b+a\right)\right.$

$$Gs=n\left(\frac{b}{2}+a\right)\cdot(As_1+As_2)$$

$$Ic=-\frac{a}{2}\sqrt{(r^2-a^2)^3}+\frac{r^2}{4}\left(a\sqrt{r^2-a^2}+r^2\cdot\tan^{-1}\frac{a}{\sqrt{r^2-a^2}}\right.$$

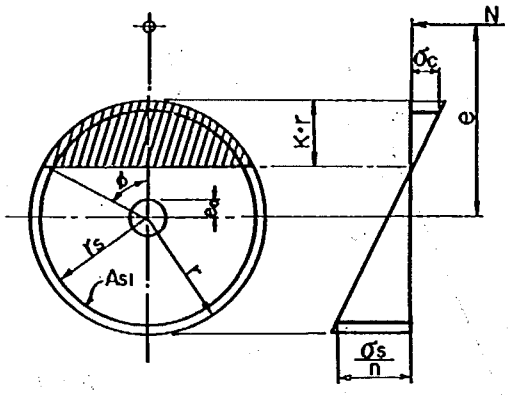
$$+\frac{rb^2}{12}+2r\cdot b\left(\frac{b}{2}+a\right)^2+\left(\frac{\pi}{8}-\frac{8}{9\pi}\right)\cdot r^4+\frac{\pi r^2}{2}\left(\frac{4r}{3\pi}+b+a\right)^2$$

$$I_s = \frac{n \cdot A_{s1}}{2} \cdot r_s^2 - \left(\frac{2r_s}{\pi}\right)^2 \cdot n \cdot A_{s1} + \left(\frac{b}{2} + \frac{2r_s}{\pi}\right)^2 \cdot n \cdot A_{s1} + \frac{n \cdot A_{s2} \cdot b^2}{12} + n \cdot (A_{s1} + A_{s2}) \cdot \left(\frac{b}{2} + a\right)^2$$

○必要鉄筋量は，応力度を求める計算式を用いて，$\sigma_c = \sigma_{ca}$ または，$\sigma_s = \sigma_{sa}$ とした場合のA_{s1}，A_{s2}を求めればよい。

(c) 円形断面

(i) 応力度を求める計算式



図－3.24

$$\frac{e_o}{r} = \frac{0.25 + 0.5 n \cdot P\left(\frac{r_s}{r}\right)^2}{1 + n \cdot P}$$

$$e = \frac{M}{N}$$

ここで，$e/r \leqq e_o/r$ の場合は①式を

$e/r > e_o/r$ の場合は②式を使用する。

① 断面に引張応力がおこらない場合

$$P = \frac{A_{s1}}{\pi \cdot r^2}$$

$$C = \frac{1}{\pi \cdot (1 + n \cdot P)} + \frac{\frac{e}{r}}{\frac{\pi}{4} + \frac{\pi}{2} \cdot n \cdot P\left(\frac{r_s}{r}\right)^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{r^2} \cdot C$$

② 断面に引張応力がおこる場合

$$\frac{e}{r} = \frac{\frac{\phi}{4} - \left(\frac{5}{12} - \frac{\cos^2\phi}{6}\right) \cdot \sin\phi \cdot \cos\phi + \frac{1}{2} n \cdot \pi \cdot P\left(\frac{r_s}{r}\right)^2}{\frac{\sin\phi}{3}\left(2 + \cos^2\phi\right) - \phi \cdot \cos\phi - n \cdot \pi \cdot P \cdot \cos\phi}$$ （ϕを求める式）

$$C=\frac{(2+\cos^2\phi)\frac{\sin\phi}{3}-\phi\cdot\cos\phi-n\cdot\pi\cdot P\cdot\cos\phi}{1-\cos\phi}$$

$$K=1-\cos\phi$$

$$\sigma_c=\frac{N}{r^2\cdot C}$$

$$\sigma_s=\frac{1-K+\frac{r_s}{r}}{K}\cdot n\cdot\sigma_c$$

ここに，N　：設計軸力

M　：設計曲げモーメント

e　：断面中心から軸力作用位置までの距離

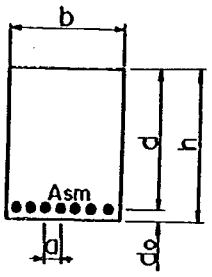
σ_c　：コンクリート曲げ圧縮応力度

σ_s　：鉄筋の引張応力度

○必要鉄筋量は，応力度を求める計算式を用いて，$\sigma_c=\sigma_{ca}$ または，$\sigma_s=\sigma_{sa}$ とした場合の A_{S1} を求めればよい。

〔2〕 最小鉄筋量の計算式

(1) 曲げモーメントのみが作用する部材



図－3.25

$$Mc = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot \sigma_{ct}$$

$$Mu = Asm \cdot \sigma_{sy}\left(d - \frac{1}{2} \cdot \frac{Asm \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot b}\right)$$

上式より，$Mu - Mc = 0$ となる，Asm を求める。

但し，$Mo \leqq \frac{3}{4} \cdot Mc$ の場合は，上式によらず最小鉄筋量を，

$Asm \geqq 5cm^2$，$a \leqq 30cm$ とする。

ここに，Asm ：軸方向主鉄筋の最小鉄筋量 (cm^2)

Mc ：部材断面のひびわれモーメント $(kg \cdot cm)$

Mu ：部材断面の破壊抵抗曲げモーメント $(kg \cdot cm)$

Mo ：部材断面に作用する最大設計曲げモーメント $(kg \cdot cm)$

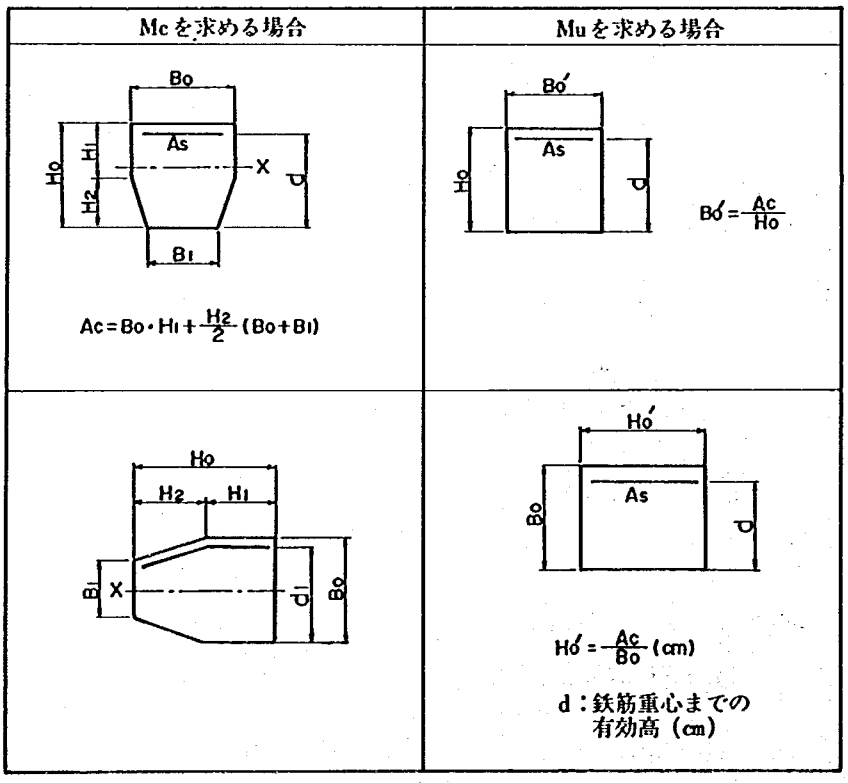
σ_{ct} ：コンクリートの曲げ引張強度($\sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}$) (kg/cm^2)

σ_{sy} ：鉄筋の引張降伏応力度 (kg/cm^2)

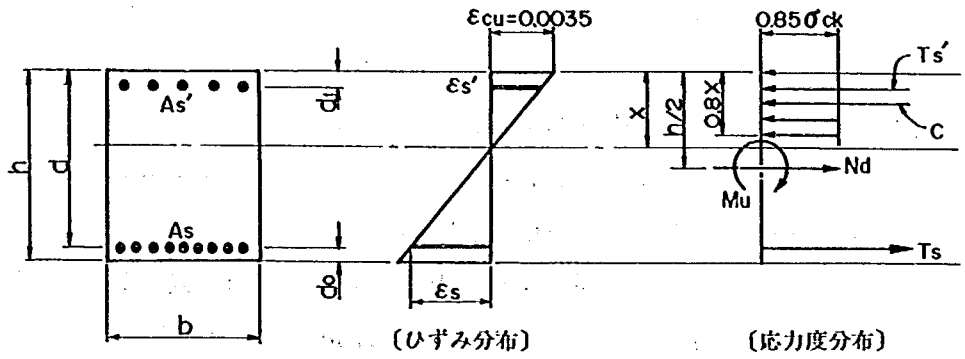
σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 (kg/cm^2)

a ：鉄筋の中心間隔 (cm)

○台形断面の矩形換算方法



(2) 曲げモーメント，軸力が作用する部材



図－3.26

○ 最小鉄筋量は，下記の①～③の規定より求まる最大値とする。

① $Mu \geqq Mc$ となる鉄筋量を配筋する。

$$Mc = \frac{h}{b}(\sigma_{ct} \cdot b \cdot h + Nd) \cdots\cdots Ⓐ$$

式Ⓐより，$Md \leqq 3/4 \cdot Mc$ ならば，この規定によらなくてよい。

$$Mu = C\left(\frac{h}{2} - 0.4x\right) + Ts'\left(\frac{h}{2} - d_1\right) + Ts\left(\frac{h}{2} - do\right) \cdots\cdots Ⓑ$$

$$C = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b \cdot x$$

$$Ts = As \cdot \sigma_{sy}$$

$$Ts' = As' \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{x - d_1}{x}$$

ここに，Mc ：ひびわれモーメント (kg·cm)

Mu ：破壊抵抗曲げモーメント (kg·cm)

Md ：部材断面に作用する最大設計曲げモーメント (kg·cm)

Nd ：部材断面に作用する設計軸力 (kg)

(ひびわれモーメントおよび破壊抵抗曲げモーメントの計算においては，一般に死荷重のみを考慮する。)

σ_{ct} ：コンクリートの曲げ引張強度 ($\sigma_{ct} = \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}}$) ($kg/cm^2$)

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 (kg/cm^2)

σ_{sy} ：鉄筋の引張降伏応力度 (kg/cm^2)

Es ：鉄筋のヤング係数 (kg/cm^2)

ε_{cu} ：コンクリートの終局ひずみ ($\varepsilon_{cu} = 0.0035$)

As ：引張主鉄筋の全断面積 (cm^2)

As' ：圧縮鉄筋の全断面積 (cm^2)

C　：コンクリートの圧縮応力度の合力　(kg)

Ts　：引張鉄筋の引張応力度の合力　(kg)

Ts'　：圧縮鉄筋の圧縮応力度の合力　(kg)

x　：部材圧縮縁から中立軸までの距離　(cm)

式Ⓑのxは，$Nd = C + Ts' - Ts$の均合い式より求める。

$$\alpha \cdot x^2 + (\beta - Ts - Nd) \cdot x - \beta \cdot d_1 = 0 \quad \cdots\cdots ⓒ$$

ここに，$\alpha = 0.68 \cdot \sigma_{ck} \cdot b$，$\beta = As' \cdot Es \cdot \varepsilon_{cu}$とする。

したがって，最小鉄筋量（$Asm = As$，$Asm' = As'$）は，式ⓒよりxを求め，式Ⓐ，Ⓑより，$Mu - Mc = 0$となる，AsmおよびAsm'を求めればよい。

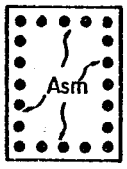
ここに，Asm　：引張主鉄筋の最小鉄筋量　(cm^2)

Asm'　：圧縮鉄筋の最小鉄筋量　(cm^2)

② 計算上必要なコンクリート断面積の0.8％以上の鉄筋量を配筋する。

$$Acmin = \frac{3 \cdot No}{(0.008\sigma_{sy} + 0.85\sigma_{ck})}$$

$$Asm = 0.008 \cdot Acmin$$



図－3.27

ここに，$Acmin$：計算上必要なコンクリート断面積　(cm^2)

σ_{ck}　：コンクリートの設計基準強度　(kg/cm^2)

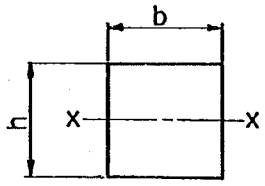
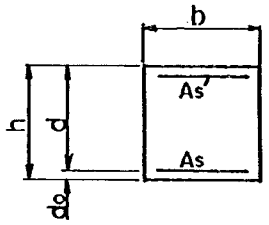
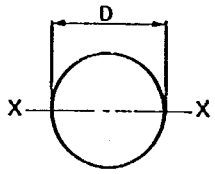
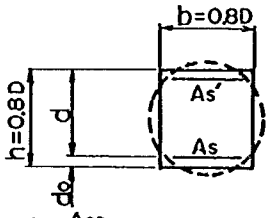
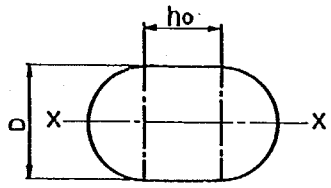
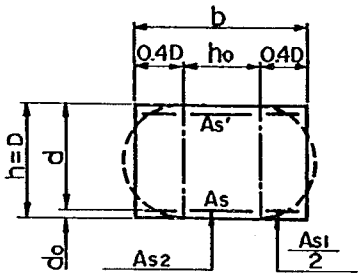
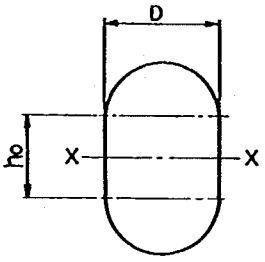
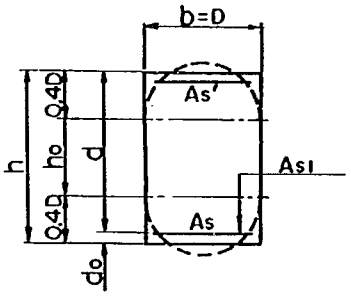
σ_{sy}　：鉄筋の引張降伏応力度　(kg/cm^2)

No　：部材断面に作用する最大設計軸力　(kg)

Asm　：最小鉄筋量（図－3．27 参照）　(cm^2)

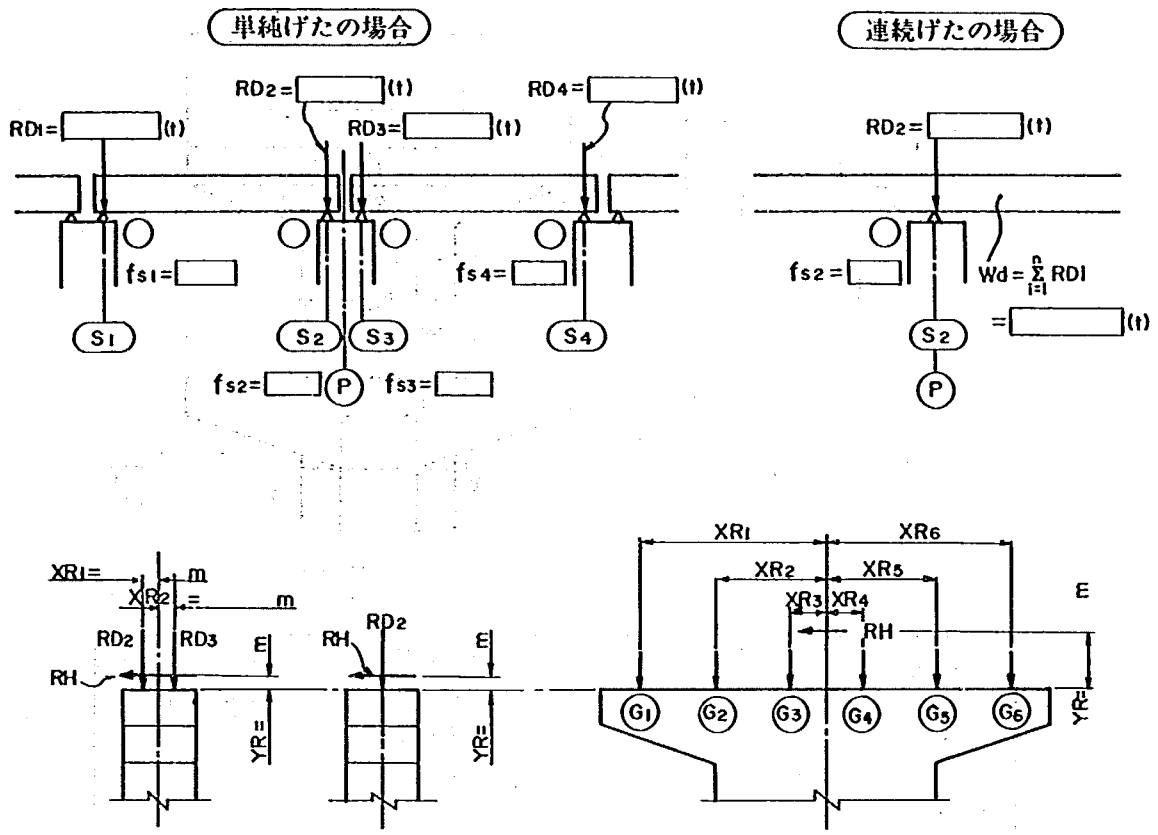
③ 鉄筋コンクリート部材には，その表面に沿った長さ1mあたり，5cm^2以上の鉄筋量を鉄筋中心間隔30cm以下に配筋する。

○ 各断面の矩形換算方法

	Mc（ひびわれモーメント）を求める場合	Mu（破壊抵抗曲げモーメント）を求める場合
矩形断面	 $Mc=\frac{h}{6}(\sigma ct\cdot b\cdot h+Nd)$	
円形断面	 $Mc=\frac{\pi D^3}{32}(\sigma ct+\frac{4Nd}{\pi D^2})$	 $As=As'=\frac{Aso}{2}$　Aso：全鉄筋量
小判形断面—①（橋軸方向）	 $Mc=Zc(\sigma ct+\frac{Nd}{Ac})$ $Ac=\frac{\pi D^2}{4}+ho\cdot D$ $Zc=\frac{\pi D^3}{32}+\frac{ho\cdot D^2}{6}$	 $As=As'=As1+As2$ As1：円部分の片側鉄筋量 As2：直線部分の片側鉄筋量
小判形断面—②（橋軸直角方向）	 $Mc=Zc(\sigma ct+\frac{Nd}{Ac})$ $Ac=\frac{\pi D^2}{4}+ho\cdot D$ $Zc=\frac{1}{D+ho}\left\{2D^4(\frac{\pi}{D^4}+\frac{1}{9\pi})+\frac{D^2\cdot ho^2}{6}(\frac{ho}{D}+\frac{2D}{ho}+\frac{3\pi}{4})\right\}$	 $As=As'=As1$ As1：円部分の片側鉄筋量

3.4.6 照査集計表

〔集計表ー1　上部構造からの設計データーおよび外力計算に対する照査〕



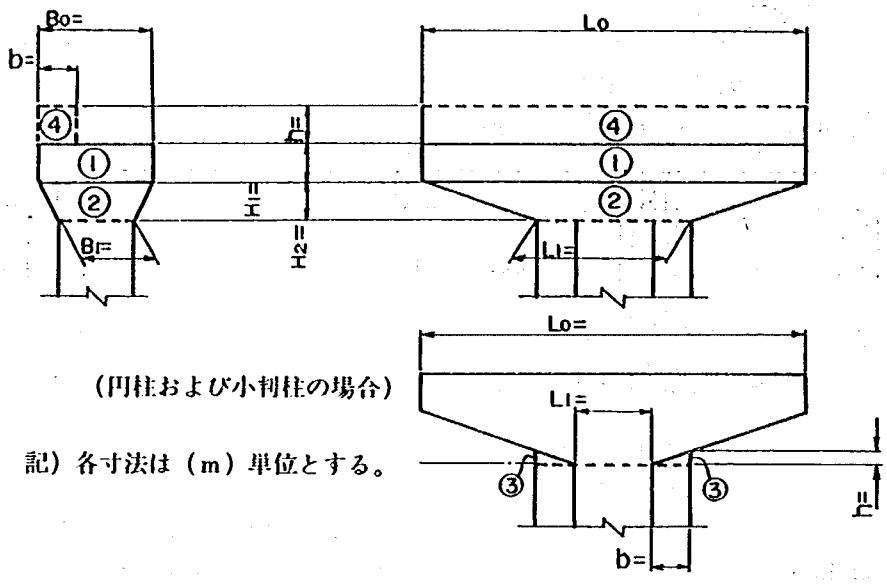
1)　各荷重によるけた反力の設計データー

けた番号	死荷重によるけた反力 Rd(t)		安定計算用・活荷重けた反力 Rl(t)		はり部材設計用・活荷重けた反力 Rl'(t)		けた反力の作用位置 XR(m)	
Ⓖ	S_2	S_3	S_2	S_3	S_2	S_3	S_2	S_3
①								
②								
③								
④								
⑤								
⑥								
⑦								
⑧								
⑨								
⑩								
計								

2)　ⓐ上部構造からの荷重による外力の計算に対する照査

外力項目	計算により求めた照査値		設計成果値		判定
	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	
RD (t)					
RL (t)					
RH (t)					
MRd(t·m)					
MRl(t·m)					
MRH(t·m)					

〔集計表－2 Ⓑ はり自重による外力の計算に対する照査〕

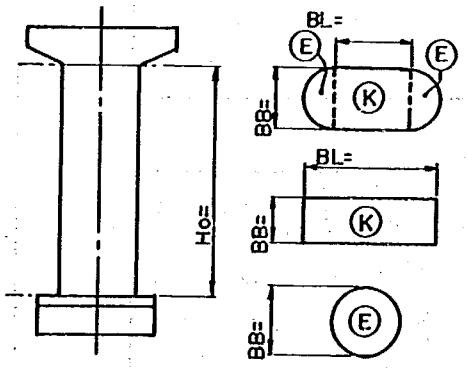


（円柱および小判柱の場合）

記）各寸法は（m）単位とする。

照査条件	ノモグラムによる照査値					設計成果値	判定
	①	②	③	④	計		
B_1/B_0	1.0		—	1.0			
L_1/L_0	1.0		—	1.0			
A_0 (m^2)			—		—	—	—
$H_1 \cdot H_2$ (m)			—	—			
b (m)	—	—		—			
h (m)	—	—					
適用ノモグラム	PG-1~2	PG-1~2	PG-3	PG-1~2	—	—	—
N_{GB} (t)							
M_{GY}(t·m)							
H_{GB} (t)	N_{GB} [ ] × K_h [ ]						
M_{GB}(t·m)	M_{GY} [ ] × K_h [ ]						
M_{GX}(t·m)	—	—	—				

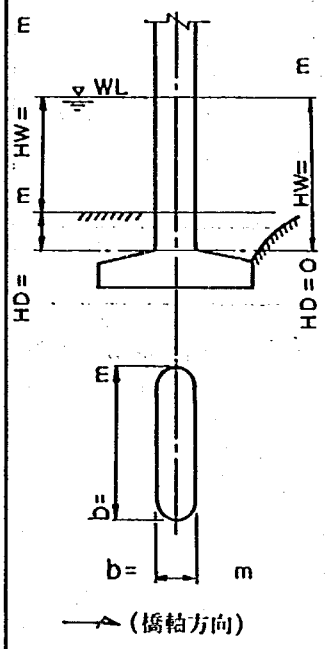
〔集計表－3 Ⓒ 柱自重による外力の計算に対する照査〕



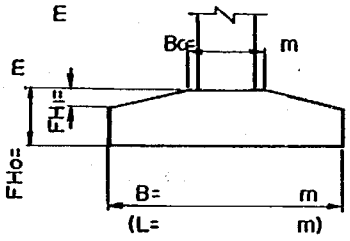
外力項目	ノモグラムによる照査値			設計成果値	判定
	Ⓚ	Ⓔ	計		
適用ノモグラム	PG-4~7			—	—
N_{GP} (t)					
M_G(t·m)				—	—
H_{GP}((t)	N_{GP} [ ] × K_h [ ]				
M_{GP}(t·m)	M_G [ ] × K_h [ ]				

記）各寸法は（m）単位とする。

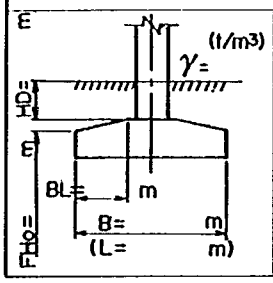
〔集計表－4 ⓓ 動水圧による外力の計算に対する照査〕

照査条件			ノモグラムによる照査値		設計成果値	判定
	橋軸方向	適用ノモグラム	PG-11~12	—	—	—
		b (m)				
		b/HW				
		PWH_0 (t)	—			
		PWH (t)	PWH_0 [ ] × Kh [ ] /0.2			
		PWM_0 (t·m)	PWH [ ] × HW [ ] /2			
		PWM (t·m)	PWM_0 [ ] + PWH [ ] × HD [ ]			
	橋軸直角方向	適用ノモグラム	PG-11~12	—	—	—
		b (m)				
		b/HW				
		PWH_0 (t)	—			
		PWH (t)	PWH_0 [ ] × Kh [ ] /0.2			
		PWM_0 (t·m)	PWH [ ] × HW [ ] /2			
		PWM (t·m)	PWM_0 [ ] + PWH [ ] × HD [ ]			

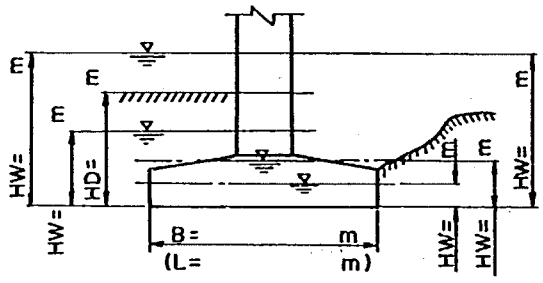
〔集計表－5 ⓔ フーチング自重による外力の計算に対する照査〕

照査条件	外力項目	ノモグラムによる照査値		設計成果値	判定
	NG (t/m)	—		—	—
	PG-8				
	MG(t·m/m)	—		—	—
	PG-9				
	NGF (t)	NG [ ] × L [ ]			
	HGF (t)	NGF [ ] × Kh [ ]			
	MGF(t·m)	MG [ ] × L [ ] × Kh [ ]			

〔集計表－6 ① フーチング上の土砂による外力の計算に対する照査〕

照査条件		適用ノモグラム PG－10	ノモグラムによる照査値		設計成果値	判定
	A (m^2)				—	—
	A/L					
	ND_1 (t/m)	—				
	ND_2 (t/m)					
	NDG (t)	$(\frac{ND_1}{[\quad]}+\frac{ND_2}{[\quad]})\times\frac{L}{[\quad]}\times\frac{\gamma}{[\quad]/1.8}$				

〔集計表－7 ② 浮力の計算に対する照査〕

照査条件		適用ノモグラム PG－13	ノモグラムによる照査値		設計成果値	判定
	常時	HW (m)			—	—
		NU_1 (t/m)				
		NU_2 (t/m)				
		NGF (t)				
		NUP (t)				
	地震時	HW (m)			—	—
		NU_1 (t/m)				
		NU_2 (t/m)				
		NGF (t)				
		NUP (t)				

A= (m²), A/L=

〔集計表－8　柱基部における外力の計算に対する照査〕

計算ケースおよび外力項目 / 荷重項目	適用ノモグラムおよび集計表番号	橋軸方向 常時 N (t)	橋軸方向 常時 H (t)	橋軸方向 常時 MX (t·m)	橋軸方向 常時 MY (t·m)	橋軸方向 地震時 N (t)	橋軸方向 地震時 H (t)	橋軸方向 地震時 MX (t·m)	橋軸方向 地震時 MY (t·m)	橋軸直角方向 常時 N (t)	橋軸直角方向 常時 H (t)	橋軸直角方向 常時 MX (t·m)	橋軸直角方向 常時 MY (t·m)	橋軸直角方向 地震時 N (t)	橋軸直角方向 地震時 H (t)	橋軸直角方向 地震時 MX (t·m)	橋軸直角方向 地震時 MY (t·m)
水位無視の場合																	
ⓐ 上部構造からの荷重による外力	集計表-1	—	—	—	—				—	—	—	—	—				—
ⓑ はり自重による外力	PG-1~3 集計表-2		—		—				—		—	—	—			—	—
ⓒ 柱自重による外力	PG-4~7 集計表-3		—	—	—			—			—	—	—			—	
① 外力集計 ノモグラムによる照査値	—		—		—						—		—				
① 外力集計 設計成果値	—		—		—						—		—				
① 外力集計 判定	—		—		—						—		—				
水位考慮の場合																	
①における外力	—		—		—						—		—				
ⓓ 動水圧による外力	PG-11~12 集計表-4	—	—	—	—	—		—		—	—	—	—	—		—	
② 外力集計 ノモグラムによる照査値	—		—		—						—		—				
② 外力集計 設計成果値	—		—		—						—		—				
② 外力集計 判定	—		—		—						—		—				

〔集計表―9　フーチング底面中心における外力の計算に対する照査〕

計算ケースおよび外力項目 / 荷重項目	適用ノモグラムおよび集計表番号	橋軸方向 常時 N (t)	橋軸方向 常時 H (t)	橋軸方向 常時 MX (t·m)	橋軸方向 常時 MY (t·m)	橋軸方向 地震時 N (t)	橋軸方向 地震時 H (t)	橋軸方向 地震時 MX (t·m)	橋軸方向 地震時 MY (t·m)	橋軸直角方向 常時 N (t)	橋軸直角方向 常時 H (t)	橋軸直角方向 常時 MX (t·m)	橋軸直角方向 常時 MY (t·m)	橋軸直角方向 地震時 N (t)	橋軸直角方向 地震時 H (t)	橋軸直角方向 地震時 MX (t·m)	橋軸直角方向 地震時 MY (t·m)
水位無視の場合																	
①柱基部における外力集計値	集計表-8		—		—				—		—		—				—
ⓒ フーチング自重による外力	PG-8~9 集計表-5		—	—	—			—			—	—	—			—	
ⓕ フーチング上の土砂による外力	PG-10 集計表-6		—	—	—		—	—	—		—	—	—		—	—	—
③ 外力集計 ノモグラムによる照査値	—		—		—						—		—				
外力集計 設計成果値	—		—		—						—		—				
外力集計 判定	—		—		—						—		—				
水位考慮の場合																	
②柱基部における外力集計値	集計表-8		—		—				—		—		—				—
ⓒ フーチング自重による外力	PG-8~9 集計表-5		—	—	—			—			—	—	—			—	
ⓕ フーチング上の土砂による外力	PG-10 集計表-6		—	—	—		—	—	—		—	—	—		—	—	—
ⓚ 浮力	PG-13 集計表-7		—	—	—		—	—	—		—	—	—		—	—	—
④ 外力集計 ノモグラムによる照査値	—		—		—						—		—				
外力集計 設計成果値	—		—		—						—		—				
外力集計 判定	—		—		—						—		—				

〔集計表—10　転倒・支持力・滑動に対する安定の照査〕

照査項目	適用ノモグラム	照査条件		橋軸方向				橋軸直角方向				判定
				水位無視		水位考慮		水位無視		水位考慮		
				常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時	
(*) フーチング底面中心における外力			N (t)									
			H (t)	—		—		—		—		
			MX (t·m)									
			MY (t·m)	—		—		—		—		
			$M=MX+MY$									
転倒	PG-14	ノモグラムによる照査値	e (m)									
			B,L (m)									
	—	設計成果値	—	$B=$ ［　　］(m)				$L=$ ［　　］(m)				
支持力	PG-15	ノモグラムによる照査値	x_0 (m)									
			N/B, N/L									
			e/B, e/L									
			Q_1 (t/m²)									
			Q_2 (t/m²)									
	—	設計成果値	x_0 (m)									
			Q_1 (t/m²)									
			Q_2 (t/m²)									
滑動	PG-16	ノモグラムによる照査値	$\tan\phi_B$	—		—		—		—		
	—	設計成果値	$\tan\phi_B$	—		—		—		—		

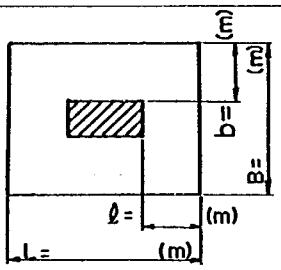
記）○(*)フーチング底面中心における外力は，集計表—9における照査の合否が，㊀の場合は，設計成果値，㊁の場合は，ノモグラムによる照査値を用いる。

○(・) x_0 は，支持力度の分布幅であり，フーチングの断面計算の照査に用いるので，次式より求める。

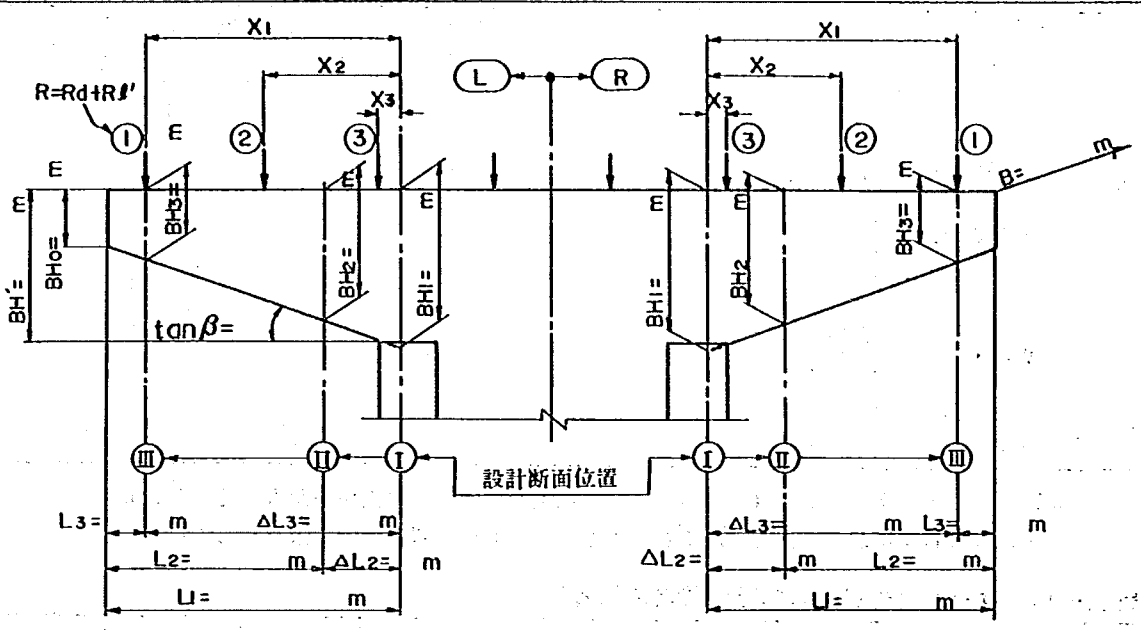
$x_0=3\left(\frac{B\text{または}L}{2}-e\right)$ …… ただし，$x_0>B$ または L の場合は，$x_0=B$ または L とする。

ここに，B および L は，設計成果値である。

〔集計表－11　剛体として扱えるフーチング厚さの照査〕

照査項目	適用ノモグラム	照査条件		ノモグラムによる照査値	設計成果値	判定
鉛直地盤反力係数	FG-2~3		$\alpha \cdot E_0$ (kg/cm²)		—	
			A_v (m²)			
			K_v (kg/cm²)			
剛性率 (μ)	FG-1		λ (m)		—	
			h (m)			
			E (Kg/cm²)			
			μ		≦ 1.0	

〔集計表ー12　はり部材に作用する上部構造からの荷重の設計データーによる断面力の計算値〕



1)　各設計断面位置におけるけた反力による断面力の計算値

計算方向		けた反力 $R=Rd+Rl'$ (t)	設計断面位置① x_i (m)	MR (t·m)	SR (t)	設計断面位置② $x_i-\Delta L_2$ (m)	MR (t·m)	SR (t)	設計断面位置③ $x_i-\Delta L_3$ (m)	MR (t·m)	SR (t)
L	①				R①~○			R①~○			R①~○
	②										
	③										
	④										
	⑤										
	計	—	—			—			—		
R	①				R①~○			R①~○			R①~○
	②										
	③										
	④										
	⑤										
	計	—	—			—			—		

2)　設計断面位置①における、地震時の慣性力による断面力の計算値

けた反力番号	L					R				
	Rdi (t)	Rhi (t)	x_i (m)	MH (t·m)	SH (t)	Rdi (t)	Rhi (t)	x_i (m)	MH (t·m)	SH (t)
①					設計断面位置②に作用する Rh Rh①~○					設計断面位置②に作用する Rh Rh①~○
②										
③										
④										
⑤										
計	—	—	—			—	—	—		

〔集計表―13　はり部材の鉛直方向断面における，各荷重による設計断面力の照査〕

照査項目	適用ノモグラムおよび集計表番号	照査条件	ノモグラムによる照査値			設計成果値			判定
			①	⑪	⑩	①	⑪	⑩	
はり自重による断面力	PD-1~2 集計表-12	BH (m)				—	—	—	
		L (m)							
		MG_0 (t·m/m)							
		SG_0 (t/m)							
		MG (t·m)							
		SG (t)							
けた反力による断面力	集計表-12,1)	MR (t·m)							
		SR (t)							
断面力の集計	$MG+MR$	M (t·m)							
	$SG+SR$	S (t)							

記）けた反力による断面力は，左右の設計断面位置における最大値を記入する。したがって，はり自重による断面力は，これに応じた設計断面位置について求めればよい。

〔集計表―14　はり部材の鉛直方向断面設計の照査〕

照査項目	適用計算式	照査条件		計算による照査値	設計成果値および許容値	判定
鉄筋量	3.4.5 (1)-(1)-(a)-(ii) 又は 同(b)-(i)	b= cm	σca (kg/cm²)			—
			σsa (kg/cm²)			
			Aso (cm²)		D□-□ctc	
			$Asmin$ (cm²)		= (cm²)	
実応力度	3.4.5 (1)-(1)-(a)-(i) 又は 同(b)-(i)		As (cm²)			—
			σc (kg/cm²)		≦σca	
		※M=□(t·m)	σs (kg/cm²)		≦σsa	

記）○(*)集計表－13より設計断面位置①の値を用いる。また，照査値は判定の合否により㊀の場合は設計成果値を，㊁の場合はノモグラムによる照査値を用いる。

〔集計表―15　はり部材の各設計断面位置における平均せん断応力度の照査〕

照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件	ノモグラムによる照査値			設計成果値			判定
			①	⑪	⑩	①	⑪	⑩	
平均せん断応力度	RC－S 集計表-12	b (m)				—	—	—	—
		d (m)							
		M (t·m)							
		S (t)							
		$\tan\beta$							
		Sh (t)							
		τ_m (kg/cm²)							
デープビームにおける許容せん断応力度	RC－Sの式(2)、(3)による。	τ_{a1} (kg/cm²)							
		α	2.0						
		τ_{a1}' (kg/cm²)							
許容せん断応力度に対する判定	—	$\tau_m \leqq \tau_{a1}'$ *							

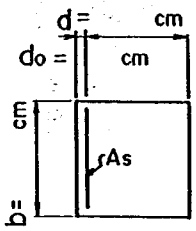
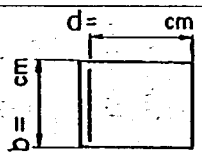
記）○(*)許容せん断応力度に対する判定の合否を○，×により記入する。
○集計表－13より照査値は判定の合否により，㊀の場合は設計成果値を，㊁の場合はノモグラムによる照査値を用いる。

〔集計表—16　スターラップの鉄筋量の照査〕

集計表－15の許容せん断応力度に対する判定結果が全て許容値を満足する場合は集計表－16の照査は不要であり，満足しない場合は τ_m が最大値となる設計断面位置について照査を行う。また照査値は判定の合否により㊀の場合は設計成果値を，㊁の場合はノモグラムによる照査値を用いる。ただし，$\tau_{a'1} < \tau_m \leqq \tau_{a2}$ であること。（τ_{a2}：斜引張鉄筋と協同して負担する場合の許容せん断応力度）

照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件	ノモグラムおよび計算式による照査値		設計成果値	判定
スターラップが負担するせん断力	SR－As の計算式	Sh (t)	—		—	—
		Sc (t)	$\frac{1}{2}\times$ [τd_1] $\times$ [b] $\times$ [d]			
		Sh_0 (t)	[Sh] − [SC]			
スターラップの必要鉄筋量	SR－As	d (m)	—		—	—
		a (mm)				
		σ_{sa}(kg/cm²)				
		Aw' (cm²)				
		Aw (cm²)	[Aw'] ×1800／[σ_{sa}]			
使用鉄筋量	—	Aw_0 (cm²)	D[ ] − [ ] (本)以上		D[ ] − [ ] (本) = (cm²)	

〔集計表—17　はり部材の側面方向断面設計の照査〕

照査項目	計算式および集計表番号	照査条件		計算による照査値	設計成果値	判定
① 上部構造からの水平力による断面力	集計表-12, 2	Kh= [ ]	MH (t·m)			
			SH (t)			
② はり自重の地震時慣性力による断面力	集計表-13	$MGK = MG_1 \cdot Kh$ (t·m)				
		$SGK = SG_2 \cdot Kh$ (t)				
③ 断面力の集計 (①+②)	—	—	M (t·m)			
			S (t)			
④ 鉄筋量	3.4.5 〔1〕-(1)-(a)-(ii) 又は (b)-(i) 〔2〕-(1)		M^* (t·m)		—	—
			σ_{ca}(kg/cm²)			
			σ_{sa}(kg/cm²)			
			Aso (cm²)			
			$Asmin$ (cm²)			
⑤ 実応力度	3.4.5 〔1〕-(1)-(a)-(i) 又は (b)-(i)		As (cm²)			—
			σ_c (kg/cm²)		≦σ_{ca}	
			σ_s (kg/cm²)		≦σ_{sa}	
⑥ 平均せん断応力度（設計断面位置⑪）	RC－Sの式 (2)、(3)による		S^* (t)			—
			τ_m(kg/cm²)			
	—		$\tau_{a'1}$(kg/cm²)	τ_{a1} [ ] ×1.5= [ ] (kg/cm²)		

記）○①の断面力は，集計表－12, 2）の左右の設計断面位置における最大値を記入する。
○各荷重によるせん断力は，設計断面位置⑪の値を用いる。
○(*)の照査値は③の判定の合否により，㊀の場合は設計成果値を，㊁の場合に計算による照査値を用いる。

〔集計表—18　はりと柱の接合部における外力計算結果〕

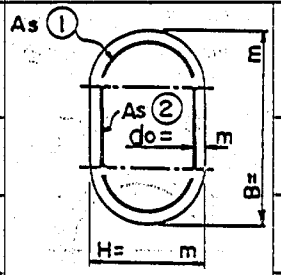
荷重項目 ＼ 設計方向および外力項目	橋軸方向			橋軸直角方向		
	N(t)	H(t)	MY(t·m)	N(t)	H(t)	MY(t·m)
ⓐ 上部構造からの荷重による外力						
ⓑ はり自重による外力						
ⓜ 外力集計						

〔集計表—19　柱部材の各設計断面位置における断面力の照査〕

設計方向	照査条件（集計表-8、集計表-18による）				式(1)～(5)による照査値 ①	②	③	④	⑤	設計成果値 ①	②	③	④	⑤	判定
橋軸方向	N_0 (t)		h (m)												—
	H_0 (t)		N (t)												
	MX_0 (t·m)		H (t)	HRK (t)						—	—	—	—	—	—
	MY_0 (t·m)			PWH (t)											
	Nm (t)			計											
	Hm (t)		M (t·m)	MRK (t·m)						—	—	—	—	—	—
	Mm (t·m)			MGP (t·m)											
				MX_0 (t·m)											
	h_0 (m)			PWM (t·m)											
	PH (m)			計											
橋軸直角方向	N_0 (t)		h (m)												—
	H_0 (t)		N (t)												
	MX_0 (t·m)		H (t)	HRK (t)						—	—	—	—	—	—
	MY_0 (t·m)			PWH (t)											
	Nm (t)			計											
	Hm (t)		M (t·m)	MRK (t·m)						—	—	—	—	—	—
	Mm (t·m)			MGP (t·m)											
				MX_0 (t·m)											
	h_0 (m)			PWM (t·m)											
	PH (m)			計											

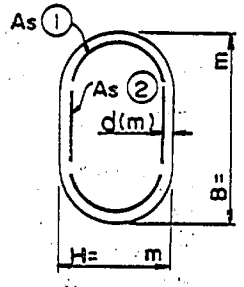
①～⑤は設計断面を表わす。

〔集計表－20.1　柱基部の断面設計の照査（小判柱）〕

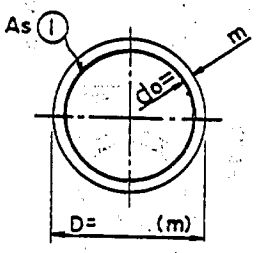
照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件			ノモグラムおよび計算による照査値		設計成果値および許容値		判定
					橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	
鉄筋量	集計表-19		断面力	N① (t)			○断面力は、集計表－19の判定の合否により㊀の場合は、設計成果値を、㊁の場合は、照査値を用いる。		
				H① (t)					
				M① (t·m)					
	3.4.5 〔1〕-(2)-(b)-(i)		必要鉄筋量	A_{SR1} (cm²)			$A_{SO1}=D$ － 本＝ *		
				A_{SR2} (cm²)			$A_{SO2}=D$ － 本＝ *		
	3.4.5 〔2〕-(2)		最小鉄筋量	A_{SM1} (cm²)			＜ A_{SO1}		
				A_{SM2} (cm²)			＜ A_{SO2}		
実応力度	3.4.5 〔1〕-(2)-(b)-(i)	$\sigma_{ca}=$ (kg/cm²)	コンクリート、鉄筋の応力度	σ_c (kg/cm²)			≦ σ_{ca}		
		$\sigma_{sa}=$ (kg/cm²)		σ_s (kg/cm²)			≦ σ_{sa}		
平均せん断応力度	NS-1~4	○断面寸法は、上図による。	割増しを考えた許容せん断応力度	$N/M(m^{-1})$			－		－
				α					
				$\tau_{a'1}$ (kg/cm²)					
	3.4.5 〔1〕-(1)-(b)-(i)	$\tau_{a1}=$ (kg/cm²)	平均せん断応力度	A_c (m²)			－		
				τ_m (kg/cm²)			≦ $\tau_{a'1}$		

(*) 使用鉄筋量である。

〔集計表－21.1　柱部材における鉄筋の定着位置の照査（小判柱）〕

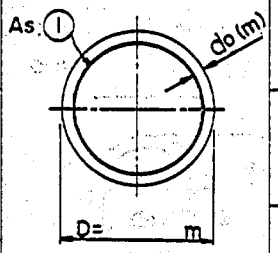
照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件			ノモグラムおよび計算による照査値			設計成果値および許容値			判定
					②$h=$ m	③$h=$ m	④$h=$ m	②	③	④	
実応力度	集計表-19		断面力	N (t)				○断面力は、集計表－20.1より、柱基部断面が決定される設計方向の値とし、集計表－19による。			－
				H (t)							
				M (t·m)							
	3.4.5 〔1〕-(2)-(b)-(i)		使用鉄筋量	d_0 (m)				○$A_{SO1,2}$は、各鉄筋変化位置における使用鉄筋量である。			－
				A_{SO1} (cm²)							
				A_{SO2} (cm²)							
			コンクリート、鉄筋の応力度	σ_c (kg/cm²)				≦ σ_{ca}			
				σ_s (kg/cm²)				≦ $0.5\sigma_{sa}$			
平均せん断応力度	NS-1~4	$\sigma_{ca}=$ (kg/cm²)	割増しを考えた許容せん断応力度	$N/M(m^{-1})$				－			－
		$\sigma_{sa}=$ (kg/cm²)		α							
		$\tau_{a1}=$ (kg/cm²)		$\tau_{a'1}$ (kg/cm²)							
	3.4.5 〔1〕-(2)-(b)-(i)	$\tau_{a'1}=\frac{2}{3}\cdot\alpha\cdot\tau_{a1}$	－	τ_m (kg/cm²)				≦ $\tau_{a'1}$			

〔集計表－20.2　柱基部の断面設計の照査（円柱）〕

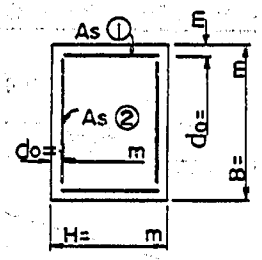
照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件			ノモグラムおよび計算による照査値		設計成果値および許容値		判定
					橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	
鉄筋量	集計表－19		断面力	N① (t)			○断面力は、集計表－19の判定の合否により㊀の場合は、設計成果値を、㊁の場合は、照査値を用いる。		
				H① (t)					
				M① (t·m)					
	3.4.5 〔1〕-(2)-(c)-(i)		必要鉄筋量	A_{SR1} (cm²)			$A_{SO1}=D$ － 本＝ *		
				A_{SR2} (cm²)	－	－	$A_{SO2}=D$ － － － 本＝ － *		
	3.4.5 〔2〕-(2)		最小鉄筋量	A_{SM1} (cm²)			$< A_{SO1}$		
				A_{SM2} (cm²)			$< A_{SO2}$		
実応力度	3.4.5 〔1〕-(2)-(c)-(i)	$\sigma_{ca}=$ (kg/cm²) $\sigma_{sa}=$ (kg/cm²)	コンクリート、鉄筋の応力度	σ_c (kg/cm²)			$\leq \sigma_{ca}$		
				σ_s (kg/cm²)			$\leq \sigma_{sa}$		
平均せん断応力度	NS－1～4	○断面寸法は、上図による。	割増しを考えた許容せん断応力度	N/M (m^{-1})			－		
				α					
				$\tau_a'_1$ (kg/cm²)					
	3.4.5 〔1〕-(2)-(c)-(i)	$\tau_{a1}=$ (kg/cm²)	平均せん断応力度	A_c (m²)			－		
				τ_m (kg/cm²)			$\leq \tau_a'_1$		

(*) 使用鉄筋量である。

〔集計表－21.2　柱部材における鉄筋の定着位置の照査（円柱）〕

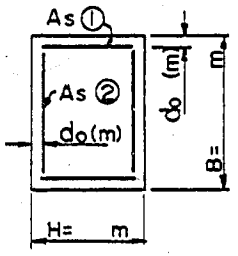
照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件			ノモグラムおよび計算による照査値			設計成果値および許容値			判定
					②$h=$ m	③$h=$ m	④$h=$ m	②	③	④	
実応力度	集計表－19		断面力	N (t)				○断面力は、集計表－20.2より、柱基部断面が決定される設計方向の値とし、集計表－19による。			－
				H (t)							
				M (t·m)							
	3.4.5 〔1〕-(2)-(c)-(i)		使用鉄筋量	d_0 (m)				○$A_{SO1,2}$は、各鉄筋変化位置における使用鉄筋量である。			－
				A_{SO1} (cm²)							
				A_{SO2} (cm²)	－	－	－				
			コンクリート、鉄筋の応力度	σ_c (kg/cm²)				$\leq \sigma_{ca}$			
				σ_s (kg/cm²)				$\leq 0.5\sigma_{sa}$			
平均せん断応力度	NS－1～4	$\sigma_{ca}=$ (kg/cm²) $\sigma_{sa}=$ (kg/cm²) $\tau_{a1}=$ (kg/cm²)	割増しを考えた許容せん断応力度	N/M (m^{-1})				－			－
				α							
				$\tau_a'_1$ (kg/cm²)							
	3.4.5 〔1〕-(2)-(c)-(i)	$\tau_a'_1=\frac{2}{3}\cdot\alpha\cdot\tau_{a1}$	－	τ_m (kg/cm²)				$\leq \tau_a'_1$			

〔集計表－20.3　柱基部の断面設計の照査（矩形柱）〕

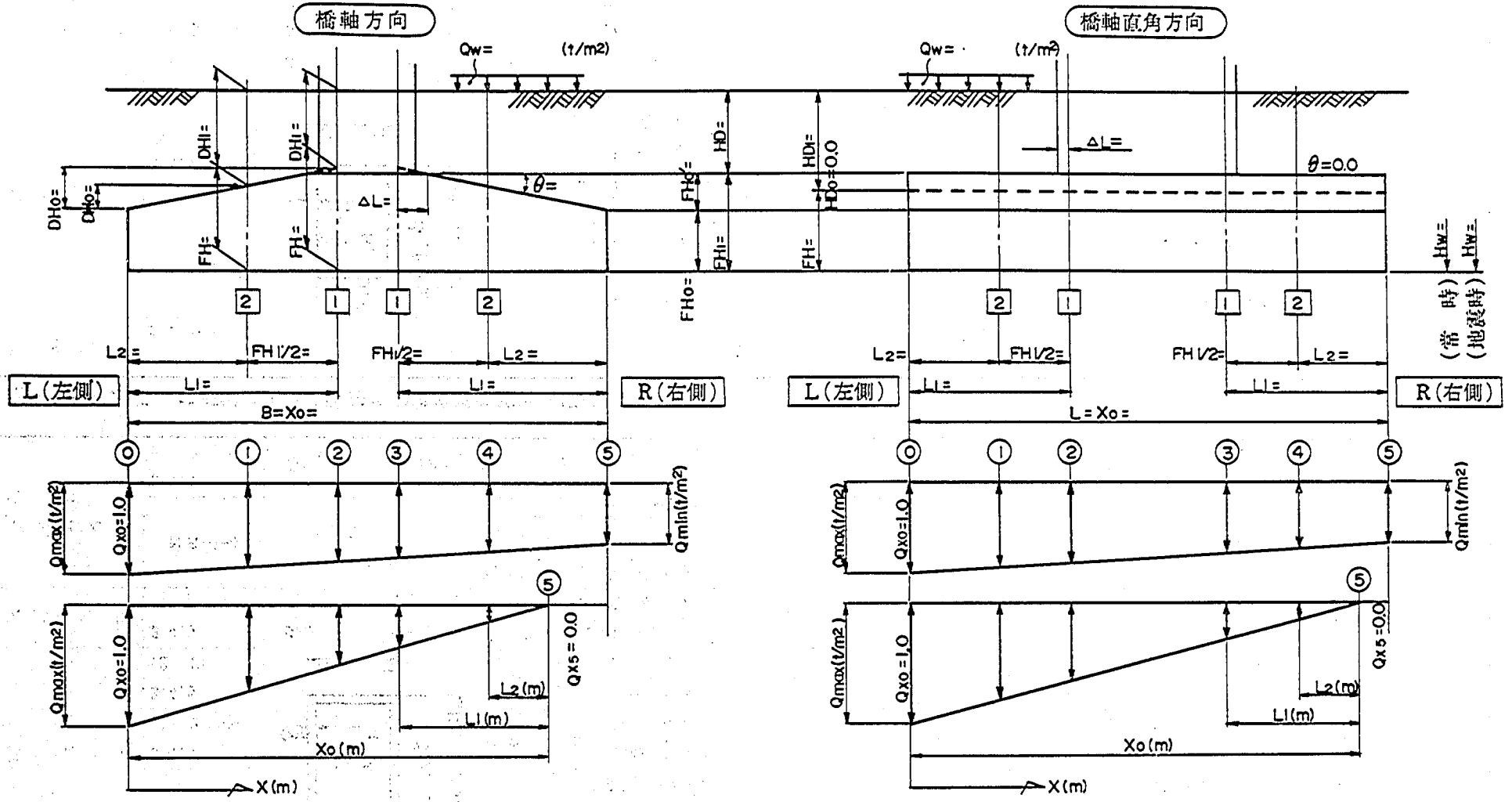
照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件			ノモグラムおよび計算による照査値		設計成果値および許容値		判定
					橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	
鉄筋量	集計表-19		断面力	N① (t)			○断面力は、集計表－19の判定の合否により㊀の場合は、設計成果値を、㊁の場合は、照査値を用いる。		
				H① (t)					
				M① (t·m)					
	3.4.5 〔1〕-(2)-(a)-(i)		必要鉄筋量	A_{sR1} (cm²)			$A_{so1}=D$ － 本＝ *		
				A_{sR2} (cm²)			$A_{so2}=D$ － 本＝ *		
	3.4.5 〔2〕-(2)		最小鉄筋量	A_{sM1} (cm²)			$< A_{so1}$		
				A_{sM2} (cm²)			$< A_{so2}$		
実応力度	3.4.5 〔1〕-(2)-(a)-(i)	$\sigma_{ca}=$ (kg/cm²) $\sigma_{sa}=$ (kg/cm²)	コンクリート、鉄筋の応力度	σ_c (kg/cm²)			$\leq \sigma_{ca}$		
				σ_s (kg/cm²)			$\leq \sigma_{sa}$		
平均せん断応力度	NS-1~4	○断面寸法は、上図による。	割増しを考えた許容せん断応力度	$N/M(m^{-1})$			—		—
				α					
				τ_{a1}' (kg/cm²)					
	3.4.5 〔1〕-(2)-(a)-(i)	$\tau_{a1}=$ (kg/cm²)	平均せん断応力度	A_c (m²)			—		
				τ_m (kg/cm²)			$\leq \tau_{a1}'$		

(*) 使用鉄筋量である。

〔集計表－21.3　柱部材における鉄筋の定着位置の照査（円柱）〕

照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件			ノモグラムおよび計算による照査値			設計成果値および許容値			判定
					②$h=$ m	③$h=$ m	④$h=$ m	②	③	④	
実応力度	集計表-19		断面力	N (t)				○断面力は、集計表－20.3より、柱基部断面が決定される設計方向の値とし、集計表－19による。			—
				H (t)							
				M (t·m)							
	3.4.5 〔1〕-(2)-(a)-(i)		使用鉄筋量	d_0 (m)				○$A_{so1,2}$は、各鉄筋変化位置における使用鉄筋量である。			—
				A_{so1} (cm²)							
				A_{so2} (cm²)							
			コンクリート、鉄筋の応力度	σ_c (kg/cm²)				$\leq \sigma_{ca}$			
				σ_s (kg/cm²)				$\leq 0.5\sigma_{sa}$			
平均せん断応力度	NS-1~4	$\sigma_{ca}=$ (kg/cm²) $\sigma_{sa}=$ (kg/cm²) $\tau_{a1}=$ (kg/cm²)	割増しを考えた許容せん断応力度	$N/M(m^{-1})$				—			—
				α							
				τ_{a1}' (kg/cm²)							
	3.4.5 〔1〕-(2)-(a)-(i)	$\tau_{a1}'=\frac{2}{3}\cdot\alpha\cdot\tau_{a1}$	—	τ_m (kg/cm²)				$\leq \tau_{a1}'$			

図ーA　フーチング断面に作用する各荷重の設計データー



計算ケース / 項目	水位無視の場合		水位考慮の場合	
	常時	地震時	常時	地震時
$Qmax(Q_1)$ (t/m^2)				
$Qmin(Q_2)$ (t/m^2)				
x_0 (m)				

計算ケース / 項目	水位無視の場合		水位考慮の場合	
	常時	地震時	常時	地震時
$Qmax(Q_1)$ (t/m^2)				
$Qmin(Q_2)$ (t/m^2)				
x_0 (m)				

〔集計表－22 フーチングの各設計断面位置における各荷重による断面力の照査（橋軸方向）〕

照査項目	適用ノモグラム	照査条件	ノモグラムによる照査値		設計成果値		判定
			設計断面[1]	設計断面[2]	設計断面[1]	設計断面[2]	
① フーチング自重による断面力	PD－3~5	FH_0 (m)			—	—	
		FH (m)					
		L (m)					
		MG (t·m/m)					
		SG (t/m)					
② フーチング上の土砂による断面力	PD－6~8	HD_0 (m)			—	—	
		HD_1 (m)					
		L (m)					
		MD_0 (t·m/m)					
		SD_0 (t/m)					
		γ (t/m³)					
		MD (t·m/m)					
		SD (t/m)					
③ 浮力による常時断面力	PD－9~10	Hw (m)			—	—	
		L (m)					
		MU (t·m/m)					
		SU (t/m)					
④ 浮力による地震時断面力	PD－9~10	Hw (m)			—	—	
		L (m)					
		MU (t·m/m)					
		SU (t/m)					
⑤ 地表面載荷荷重による断面力	PD－9~10	Qw (t/m²)			—	—	
		L (m)					
		Mw (t·m/m)					
		Sw (t/m)					

〔集計表ー23　フーチングの各設計断面位置における各荷重による断面力の照査（橋軸直角方向）〕

照査項目	適用ノモグラム	照査条件	ノモグラムによる照査値		設計成果値		判定
			設計断面1	設計断面2	設計断面1	設計断面2	
① フーチング自重による断面力	PD-3~5	FH_0 (m)			—	—	
		FH (m)					
		L (m)					
		MG (t·m/m)					
		SG (t/m)					
② フーチング上の土砂による断面力	PD-6~8	HD_0 (m)			—	—	
		HD_1 (m)					
		L (m)					
		MD_0 (t·m/m)					
		SD_0 (t/m)					
		γ (t/m³)					
		MD (t·m/m)					
		SD (t/m)					
③ 浮力による常時断面力	PD-9-10	Hw (m)			—	—	
		L (m)					
		MU (t·m/m)					
		SU (t/m)					
④ 浮力による地震時断面力	PD-9~10	Hw (m)			—	—	
		L (m)					
		MU (t·m/m)					
		SU (t/m)					
⑤ 地表面載荷荷重による断面力	PD-9~10	Qw (t/m²)			—	—	
		L (m)					
		Mw (t·m/m)					
		Sw (t/m)					

〔集計表－24：フーチングの各設計断面位置における地盤反力度による断面力の照査（橋軸方向）〕

照査条件および適用ノモグラム		水位無視の場合							
		常時				地震時			
PD－11	地盤反力度に関する設計データー	Q_{max}= (t/m²) Q_{min}= (t/m²) X_0 = (m), KQ=				Q_{max}= (t/m²) Q_{min}= (t/m²) X_0 = (m), KQ=			
	地盤反力係数	X(m)		Qx		X(m)		Qx	
	⓪								
	①								
	②								
	③								
	④								
	⑤								
PD－12～13	設計断面位置	L		R		L		R	
		1	2	1	2	1	2	1	2
	w_1								
	w_2								
	KM								
	KS								
	L (m)								
ノモグラムによる照査値	MQ(t·m/m)								
	SQ(t/m)								
設計成果値	MQ(t·m/m)								
	SQ(t/m)								
判定	—								

照査条件および適用ノモグラム		水位考慮の場合							
		常時				地震時			
PD－11	地盤反力度に関する設計データー	Q_{max}= (t/m²) Q_{min}= (t/m²) X_0 = (m), KQ=				Q_{max}= (t/m²) Q_{min}= (t/m²) X_0 = (m), KQ=			
	地盤反力係数	X(m)		Qx		X(m)		Qx	
	⓪								
	①								
	②								
	③								
	④								
	⑤								
PD－12～13	設計断面位置	L		R		L		R	
		1	2	1	2	1	2	1	2
	w_1								
	w_2								
	KM								
	KS								
	L (m)								
ノモグラムによる照査値	MQ(t·m/m)								
	SQ(t/m)								
設計成果値	MQ(t·m/m)								
	SQ(t/m)								
判定	—								

〔集計表—25 フーチングの各設計断面位置における地盤反力度による断面力の照査（橋軸直角方向）〕

照査条件および適用ノモグラム		水位無視の場合							
		常時				地震時			
PD－11	地盤反力度に関する設計データ	Q_{max}= (t/m²) Q_{min}= (t/m²) X_0 = (m), KQ=				Q_{max}= (t/m²) Q_{min}= (t/m²) X_0 = (m), KQ=			
	地盤反力係数	X(m)		Q_x		X(m)		Q_x	
	⓪								
	①								
	②								
	③								
	④								
	⑤								
PD－12～13	設計断面位置	L		R		L		R	
		1	2	1	2	1	2	1	2
	w_1								
	w_2								
	KM								
	KS								
	L (m)								
ノモグラムによる照査値	MQ (t·m/m)								
	SQ (t/m)								
設計成果値	MQ (t·m/m)								
	SQ (t/m)								
判定	—								

照査条件および適用ノモグラム		水位考慮の場合							
		常時				地震時			
PD－11	地盤反力度に関する設計データ	Q_{max}= (t/m²) Q_{min}= (t/m²) X_0 = (m), KQ=				Q_{max}= (t/m²) Q_{min}= (t/m²) X_0 = (m), KQ=			
	地盤反力係数	X(m)		Q_x		X(m)		Q_x	
	⓪								
	①								
	②								
	③								
	④								
	⑤								
PD－12～13	設計断面位置	L		R		L		R	
		1	2	1	2	1	2	1	2
	w_1								
	w_2								
	KM								
	KS								
	L (m)								
ノモグラムによる照査値	MQ (t·m/m)								
	SQ (t/m)								
設計成果値	MQ (t·m/m)								
	SQ (t/m)								
判定	—								

〔集計表－26　フーチングの各設計断面位置における設計断面力の照査（橋軸方向）〕

(1)　水位無視の場合

設計断面位置および計算ケース ＼ 断面力の項目		L・左側				R・右側			
		1		2		1		2	
		常	地	常	地	常	地	常	地
フーチング自重による断面力	MG								
	SG								
フーチング上の土砂による断面力	MD								
	SD								
地表面載荷荷重による断面力	Mw								
	Sw								
地盤反力度による断面力	MQ								
	SQ								
断面力の合計（ノモグラムによる照査値）	M(t·m/m)								
	S (t/m)								
設計成果値	M(t·m/m)								
	S (t/m)								
判定	－								

(2)　水位考慮の場合

設計断面位置および計算ケース ＼ 断面力の項目		L・左側				R・右側			
		1		2		1		2	
		常	地	常	地	常	地	常	地
フーチング自重による断面力	MG								
	SG								
フーチング上の土砂による断面力	MD								
	SD								
地表面載荷荷重による断面力	Mw								
	Sw								
地盤反力度による断面力	MQ								
	SQ								
浮力による断面力	MU								
	SU								
断面力の合計（ノモグラムによる照査値）	M(t·m/m)								
	S (t/m)								
設計成果値	M(t·m/m)								
	S (t/m)								
判定	－								

記）○ 断面力の符号は，下向きに作用する荷重による断面力を㊦とする。
○ 表内の常……常時，地……地震時である。

〔集計表ー27　フーチングの各設計断面位置における設計断面力の照査（橋軸直角方向）〕

(1)　水位無視の場合

断面力の項目 ＼ 設計断面位置および計算ケース		L・左側				R・右側			
		1		2		1		2	
		常	地	常	地	常	地	常	地
フーチング自重による断面力	MG								
	SG								
フーチング上の土砂による断面力	MD								
	SD								
地表面載荷荷重による断面力	Mw								
	Sw								
地盤反力度による断面力	MQ								
	SQ								
断面力の合計（ノモグラムによる照査値）	M(t·m/m)								
	S(t/m)								
設計成果値	M(t·m/m)								
	S(t/m)								
判定	—								

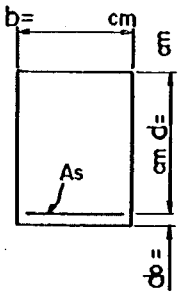
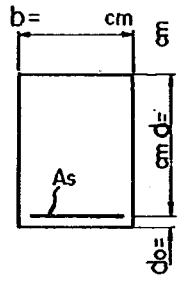
(2)　水位考慮の場合

断面力の項目 ＼ 設計断面位置および計算ケース		L・左側				R・右側			
		1		2		1		2	
		常	地	常	地	常	地	常	地
フーチング自重による断面力	MG								
	SG								
フーチング上の土砂による断面力	MD								
	SD								
地表面載荷荷重による断面力	Mw								
	Sw								
地盤反力度による断面力	MQ								
	SQ								
浮力による断面力	MU								
	SU								
断面力の合計（ノモグラムによる照査値）	M(t·m/m)								
	S(t/m)								
設計成果値	M(t·m/m)								
	S(t/m)								
判定	—								

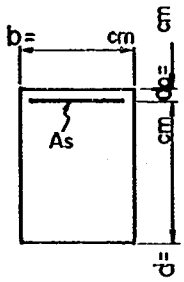
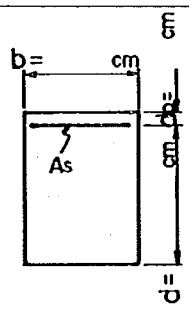
記）○断面力の符号は，下向きに作用する荷重による断面力を⊕とする。
　　○表内の常……常時，地……地震時である。

〔集計表－28　フーチングの断面設計の照査（橋軸方向）〕

(1)　フーチング下面主鉄筋(下側引張)の場合

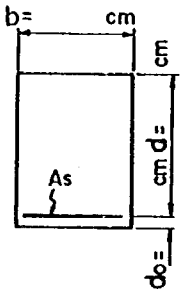
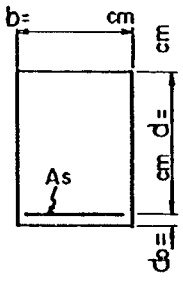
照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件		照査値 常時	照査値 地震時	設計成果値および許容値 常時	設計成果値および許容値 地震時	判定
設計断面力および許容値	集計表-26		$M\boxed{1}$ $(t\cdot m/m)$					
			M_0 $(t\cdot m/m)$					
			σ_{ca} (kg/cm^2)			有効幅 (b_0)		—
			σ_{sa} (kg/cm^2)			$b_0=$ (m)		
鉄筋量	MR-1~6 3.4.5〔2〕-(1)		As_0 (cm^2)			$As=D\boxed{}-\boxed{}$ ctc		
			Asm (cm^2)			$=$ (cm^2)		
実応力度	3.4.5 〔1〕-(1)-(a)-(i)		As (cm^2)					—
			σ_c (kg/cm^2)			$\leq \sigma_{ca}$		
			σ_s (kg/cm^2)			$\leq \sigma_{sa}$		
平均せん断応力度	集計表-26 RC－S		$M\boxed{2}$ $(t\cdot m/m)$			—		—
			$S\boxed{2}$ (t/m)					
			$\tan\theta$					
			Sh (t/m)					
			τ_m (kg/cm^2)					
デープビームにおける許容せん断応力度	RC－Sの式(2)、(3)による。		τ_{a1} (kg/cm^2)			—	—	
			α					
			$\tau_{a'1}$ (kg/cm^2)					

(2)　フーチング上面主鉄筋(上側引張)の場合

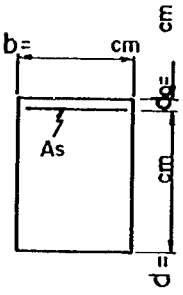
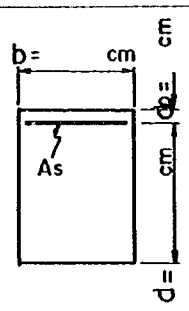
照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件		照査値 常時	照査値 地震時	設計成果値および許容値 常時	設計成果値および許容値 地震時	判定
設計断面力および許容値	集計表-26		$M\boxed{1}$ $(t\cdot m/m)$					
			M_0 $(t\cdot m/m)$					
			σ_{ca} (kg/cm^2)			有効幅 (b_0)		—
			σ_{sa} (kg/cm^2)			$b_0=$ (m)		
鉄筋量	MR-1~6 3.4.5〔2〕-(1)		As_0 (cm^2)			$As=D\boxed{}-\boxed{}$ ctc		
			Asm (cm^2)			$=$ (cm^2)		
実応力度	3.4.5 〔1〕-(1)-(a)-(i)		As (cm^2)					—
			σ_c (kg/cm^2)			$\leq \sigma_{ca}$		
			σ_s (kg/cm^2)			$\leq \sigma_{sa}$		
平均せん断応力度	集計表-26 RC－S		$M\boxed{2}$ $(t\cdot m/m)$			—		—
			$S\boxed{2}$ (t/m)					
			$\tan\theta$					
			Sh (t/m)					
			τ_m (kg/cm^2)					
デープビームにおける許容せん断応力度	RC－Sの式(2)、(3)による。		τ_{a1} (kg/cm^2)			—	—	
			α					
			$\tau_{a'1}$ (kg/cm^2)					

〔集計表ー29　フーチングの断面設計の照査（橋軸直角方向）〕

(1)　フーチング下面主鉄筋(下側引張)の場合

照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件		照査値 常時	照査値 地震時	設計成果値および許容値 常時	設計成果値および許容値 地震時	判定
設計断面力および許容値	集計表-27		$M\boxed{1}$ $(t\cdot m/m)$			常時	地震時	—
			M_0 $(t\cdot m/m)$					
			σ_{ca} (kg/cm^2)			有効幅 (b_0)		—
			σ_{sa} (kg/cm^2)			$b_0=$ (m)		
鉄筋量	MR-1~6 3.4.5〔2〕-(1)		A_{s0} (cm^2)			$A_s=D\boxed{}-\boxed{}$ ctc		
			A_{sm} (cm^2)			$=$ (cm^2)		
実応力度	3.4.5 〔1〕-(1)-(a)-(i)		A_s (cm^2)					—
			σ_c (kg/cm^2)			$\leqq \sigma_{ca}$		
			σ_s (kg/cm^2)			$\leqq \sigma_{sa}$		
平均せん断応力度	集計表-27 RC－S		$M\boxed{2}$ $(t\cdot m/m)$			—		—
			$S\boxed{2}$ (t/m)					
			$\tan\theta$					
			S_h (t/m)					
			τ_m (kg/cm^2)					
デープビームにおける許容せん断応力度	RC－Sの式(2)、(3)による。		τ_{a1} (kg/cm^2)			—	—	
			α					
			$\tau_{a'1}$ (kg/cm^2)					

(2)　フーチング上面主鉄筋(上側引張)の場合

照査項目	適用ノモグラムおよび計算式	照査条件		照査値 常時	照査値 地震時	設計成果値および許容値 常時	設計成果値および許容値 地震時	判定
設計断面力および許容値	集計表-27		$M\boxed{1}$ $(t\cdot m/m)$			常時	地震時	
			M_0 $(t\cdot m/m)$					
			σ_{ca} (kg/cm^2)			有効幅 (b_0)		—
			σ_{sa} (kg/cm^2)			$b_0=$ (m)		
鉄筋量	MR-1~6 3.4.5〔2〕-(1)		A_{s0} (cm^2)			$A_s=D\boxed{}-\boxed{}$ ctc		
			A_{sm} (cm^2)			$=$ (cm^2)		
実応力度	3.4.5 〔1〕-(1)-(a)-(i)		A_s (cm^2)					—
			σ_c (kg/cm^2)			$\leqq \sigma_{ca}$		
			σ_s (kg/cm^2)			$\leqq \sigma_{sa}$		
平均せん断応力度	集計表-27 RC－S		$M\boxed{2}$ $(t\cdot m/m)$			—		—
			$S\boxed{2}$ (t/m)					
			$\tan\theta$					
			S_h (t/m)					
			τ_m (kg/cm^2)					
デープビームにおける許容せん断応力度	RC－Sの式(2)、(3)による。		τ_{a1} (kg/cm^2)			—	—	
			α					
			$\tau_{a'1}$ (kg/cm^2)					

3.5　設計照査用ノモグラムとその考え方

3.5.1　安定計算および柱の設計照査用ノモグラム

目　　次

PG－1～3　はりと柱の接合部における，はり自重による鉛直力（NGB），地震時慣性力（HGB），モーメント（MGB）を求めるノモグラム …… 85

PG－1　はり自重による鉛直力（NG①,②），地震時慣性力（HG①,②）を求めるノモグラム …… 88

PG－2　はり自重の地震時慣性力によるモーメント（MY①,②）を求めるノモグラム …… 92

PG－3　はり付根の柱半円部自重による外力（NG③,HG③,MY③）を求めるノモグラム（小判柱および円柱の場合） …… 96

PG－4～7　柱自重による鉛直力（NGP），地震時慣性力（HGP），および地震時慣性力によるモーメント（MGP）を求めるノモグラム …… 99

PG－4　柱自重による鉛直力（NGP），地震時慣性力（HGP）を求めるノモグラム（NGP≦500 t の場合） …… 103

PG－5　柱自重による鉛直力（NGP），地震時慣性力（HGP）を求めるノモグラム（NGP＞500 t の場合） …… 104

PG－6　柱自重の地震時慣性力によるモーメント（MGP）を求めるノモグラム（MGP≦750 t・m の場合） …… 105

PG－7　柱自重の地震時慣性力によるモーメント（MGP）を求めるノモグラム（MGP＞750 t・m の場合） …… 106

PG－8　フーチング自重による鉛直力（NGF），地震時慣性力（HGF）を求めるノモグラム …… 107

PG－9　フーチング自重の地震時慣性力によるモーメント（MGF）を求めるノモグラム… 111

PG－10　フーチング上の土砂による鉛直力（NDG）を求めるノモグラム …… 115

PG－11～12　動水圧（PWH）および動水圧によるモーメント（PWM）を求めるノモグラム … 119

PG－11　（b／HW≦2.0 の場合） …… 124

PG－12　（2.0＜b／HW の場合） …… 125

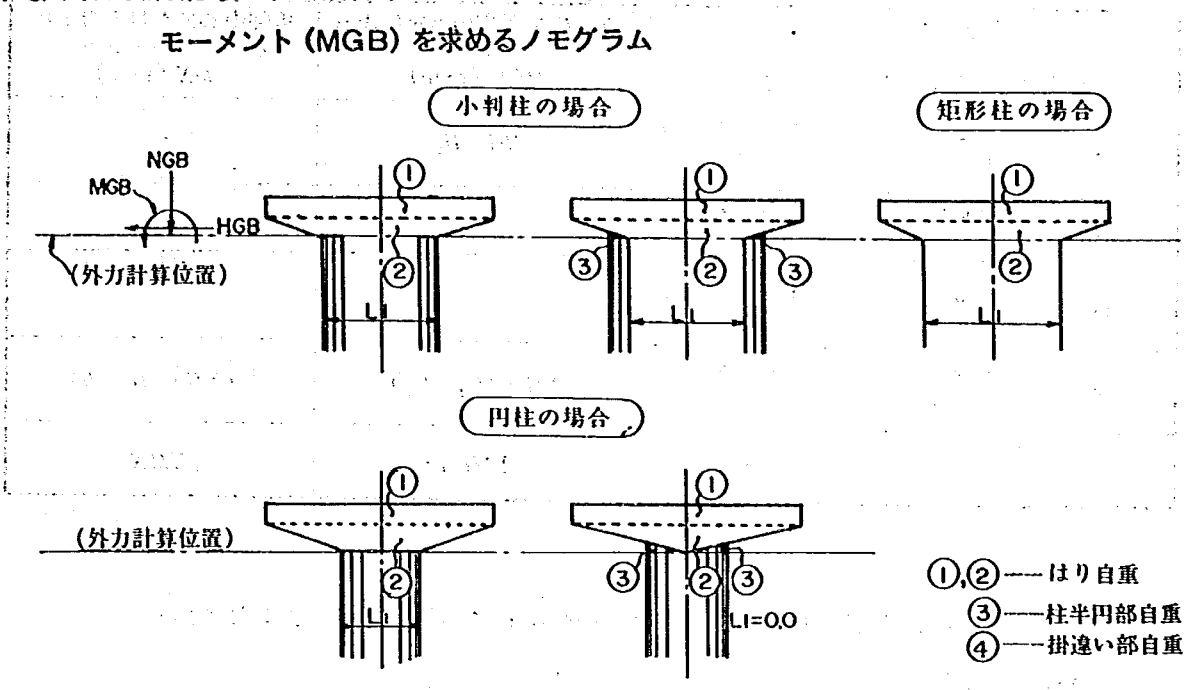
PG－13　浮力（NUP）を求めるノモグラム …… 126

PG－14　鉛直力（N），モーメント（M）より転倒の許容値に対するフーチング幅（B）を求めるノモグラム …… 130

PG－15　フーチング底面での支持力（Q_1，Q_2）を求めるノモグラム …… 133

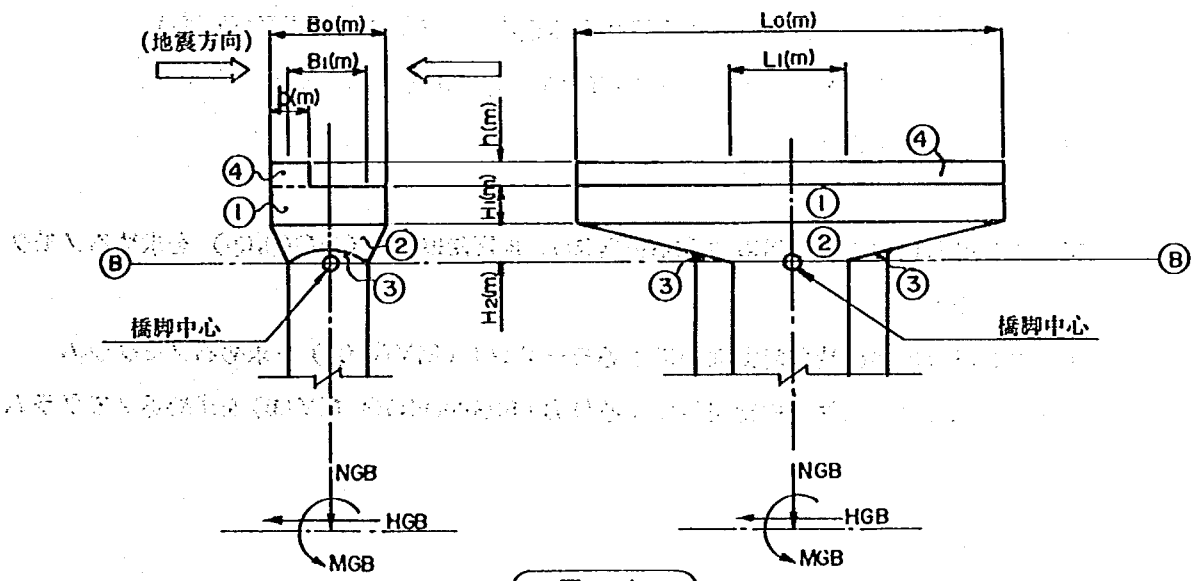
PG－16　水平力（H），鉛直力（N）より滑動安全率に対する摩擦係数（$\tan\phi_B$）を求めるノモグラム …… 135

PG−1〜3　はりと柱の接合部における，はり自重による鉛直力（NGB），地震時慣性力（HGB），モーメント（MGB）を求めるノモグラム



ここに　NGB：はり自重および柱半円部自重による鉛直力　（t）
HGB：はり自重および柱半円部自重による水平力（地震時慣性力）（t）
MGB：はり自重および柱半円部自重によるモーメント　（t·m）
L_1　：橋軸直角方向のはり下幅であり、図中のL_1は、各はり形状におけるL_1の取り方を示している。（m）

〔はりと柱の接合部（B－B）における橋脚中心での*NGB*，*HGB*，*MGB*の求め方〕



図－A

外力項目 / ブロック番号	自重による鉛直力 NG (t)	自重による仮想モーメント MG (t・m)	$B-B$ 位置での自重による仮想モーメント MGY (t・m)	橋脚中心における自重による偏心モーメント MX (t・m)
①	PG－1 より求める。	PG－2 より求める。	$HG \cdot H_2$	—
②	PG－1 より求める。	PG－2 より求める。	—	—
③	PG－3 より求める。	PG－3 より求める。	—	—
④	PG－1 より求める。	PG－2 より求める。	$NG \cdot (H_1+H_2)$	$\frac{1}{2} \cdot NG \cdot (B_0-b)$
計	ΣNG	ΣMG	ΣMGY	ΣMX

上表より，はりと柱の接合部（$B-B$）における橋脚中心での外力は，次式より求める。

$$\left.\begin{aligned} NGB &= \Sigma NG \\ HGB &= \Sigma NG \cdot Kh \\ MGB &= (\Sigma MG + \Sigma MGY) \cdot Kh + \Sigma MX \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (1)$$

ここに，ΣNG ：各ブロック自重による鉛直力の合計値（t）

ΣMG ：各ブロック自重による仮想モーメントの合計値（t・m）

ΣMGY ：$B-B$位置での各ブロック自重による仮想モーメントの合計値（t・m）

ΣMX ：橋脚中心での各ブロック自重による偏心モーメントの合計値（t・m）

図－AよりΣMXの値は，地震方向が ⇦ ⊕，⇨ ⊖とする。

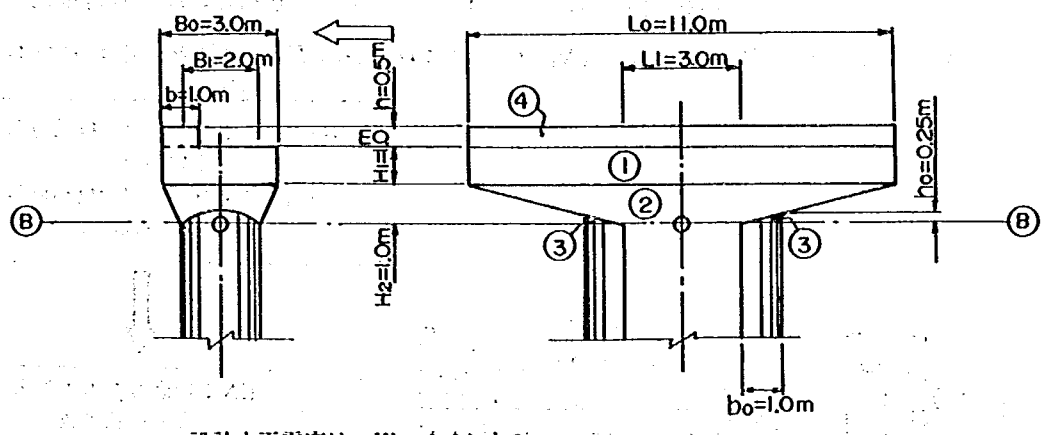
Kh ：設計水平震度

PG－1：はり自重による鉛直力（NG①,②），地震時慣性力（HG①,②）を求めるノモグラム

PG－2：はり自重の時震時慣性力によるモーメント（MY①,②）を求めるノモグラム

PG－3：はり付根の柱半円部自重による外力（NG③,HG③,MY③）を求めるノモグラム

〔（$B-B$）位置における，はりおよび柱半円部自重による外力の計算例〕



○設計水平震度は、Kh＝0.2とする

外力項目 / ブロック	$NG(t)$	$MG(t\cdot m)$	$MGY(t\cdot m)$	$MX(t\cdot m)$
①	PG－1	PG－2	$NG\cdot H_2$	—
	83.0	41.0	83.0×1.0＝83.0	
②	PG－1	PG－2	—	—
	45.0	28.0		
③	PG－3	PG－3	—	—
	0.8	0.1		
④	PG－1	PG－1	$NG\cdot(H_1+H_2)$	$1/2\cdot NG\cdot(B_0-b)$
	14.0	3.0	14.0×(1.0＋1.0)＝28.0	1/2×14.0×(3.0－1.0)＝14.0
計	ΣNG	ΣMG	ΣMGY	ΣMX
	142.8	72.1	111.0	14.0

式(1)より（$B-B$）位置における外力は，

$NGB=$ $\boxed{142.8}$ (t)

$HGB=$ 142.8 × 0.2 ＝ $\boxed{28.6}$ (t)

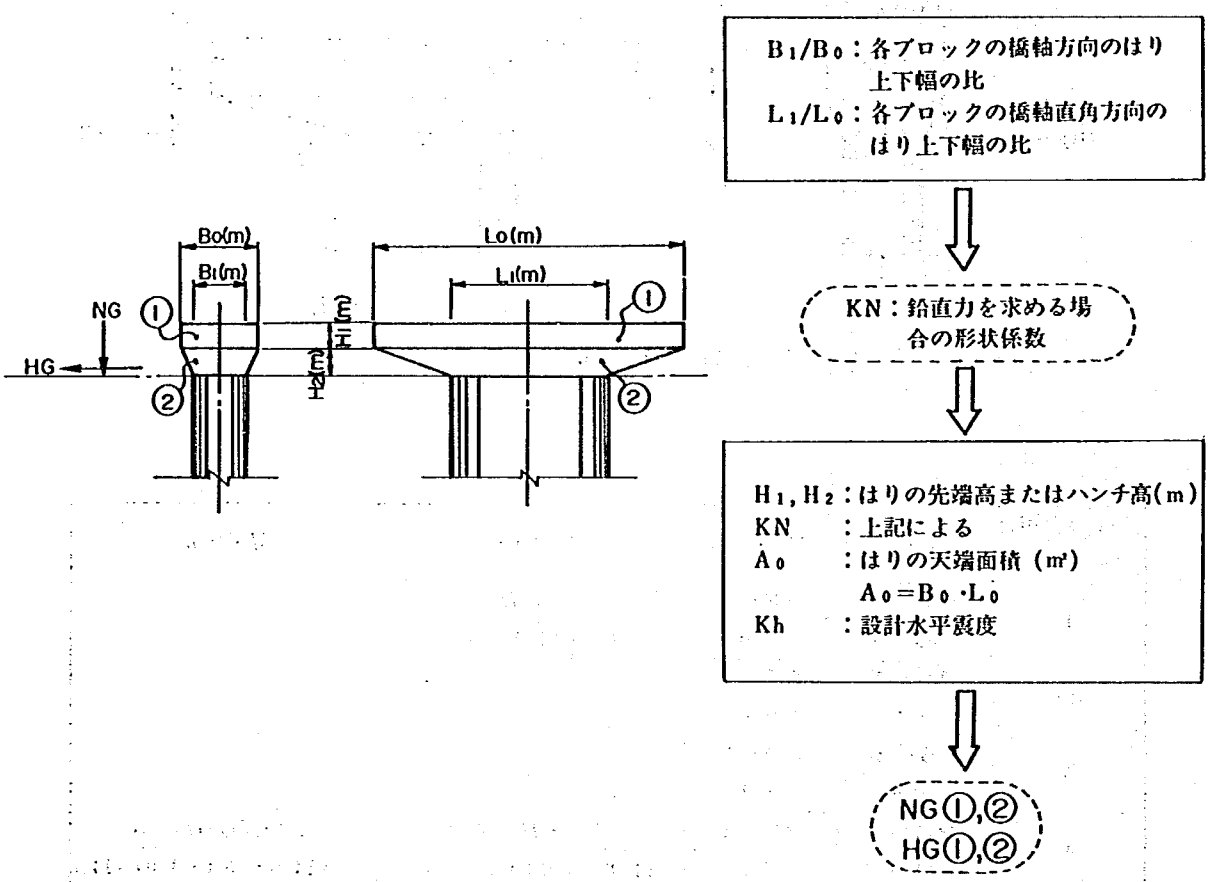
$MGB=$ (72.1 ＋ 111.0) × 0.2 ＋ 14.0 ＝ $\boxed{50.6}$ (t・m)

となる。

PG－1　はり自重による鉛直力（NG①,②），地震時慣性力（HG①,②）を求めるノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，はり形状を下図のような①,②ブロックに分割し，各々の自重による鉛直力，地震時慣性力を（B_1/B_0，L_1/L_0，KN，H_1 または H_2，A_0，Kh）より求めるものである。



なお，①ブロックの自重による NG，HG を求める場合は，$B_1/B_0=1.0$，$L_1/L_0=1.0$，$KN=3.0$ として求めればよい。

〔 計　算　式 〕

○ 鉛直力を求める計算式……$NG=\frac{h}{3}\cdot A_0\cdot KN\cdot W_c$

○ 地震時慣性力を求める計算式……$HG=NG\cdot Kh$ ……(2)

ここに，KN：鉛直力を求める場合の形状係数で次式より求める。

$$KN=(1+\alpha\cdot\beta)+\frac{1}{2}(\alpha+\beta)$$

ただし，$\alpha=B_1/B_0$，$\beta=L_1/L_0$ とする。

h　：はりの高さ（H_1 または H_2）　(m)

W_c　：鉄筋コンクリートの単位重量（$W_c=2.5$ t/m³とする）

NG：各ブロックの自重による鉛直力　(t)

HG：各ブロックの自重による地震時慣性力（t）

〔ノモグラムの見方〕

① B_1/B_0, L_1/L_0, A_0 を計算する。

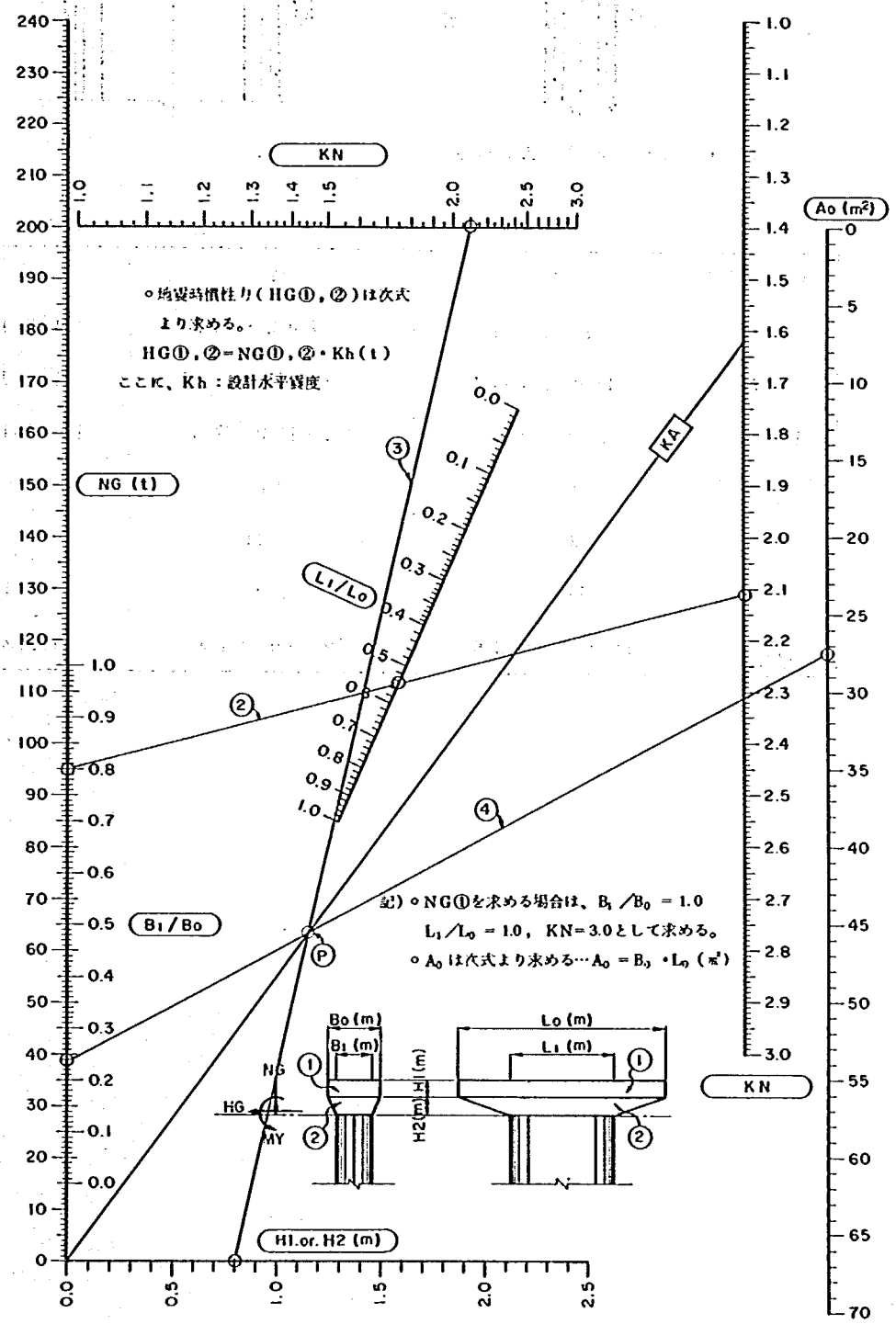
② 左軸に B_1/B_0 をとり，中軸に L_1/L_0 をとる。両点を結び右軸まで延長し，KNを求める。

③ 下軸に H_1 または H_2 をとり，上軸に KNをとる。両点を結び KA 線との交点 (P) を求める。

④ 右軸に A_0 をとり，交点 (P) とを結び左軸まで延長すれば NG が得られる。

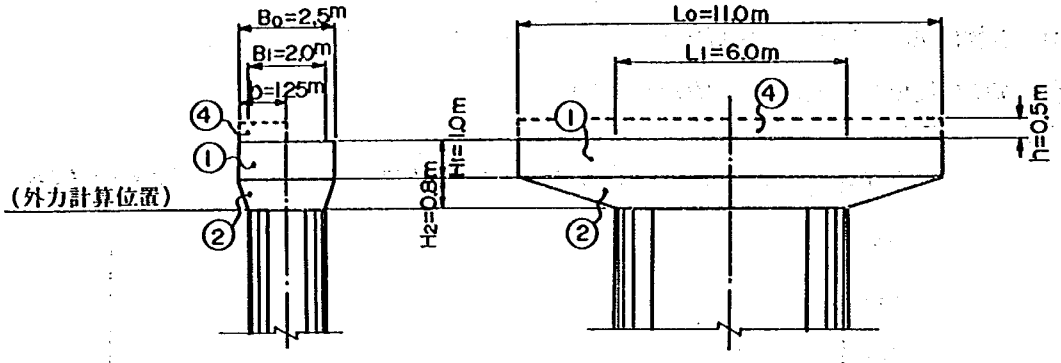
⑤ NGを使用し，式(2)より HGを計算する。

PG−1　はり自重による鉛直力（NG①,②），地震時慣性力（HG①,②）を求めるノモグラム



〔ノモグラムの使用例〕

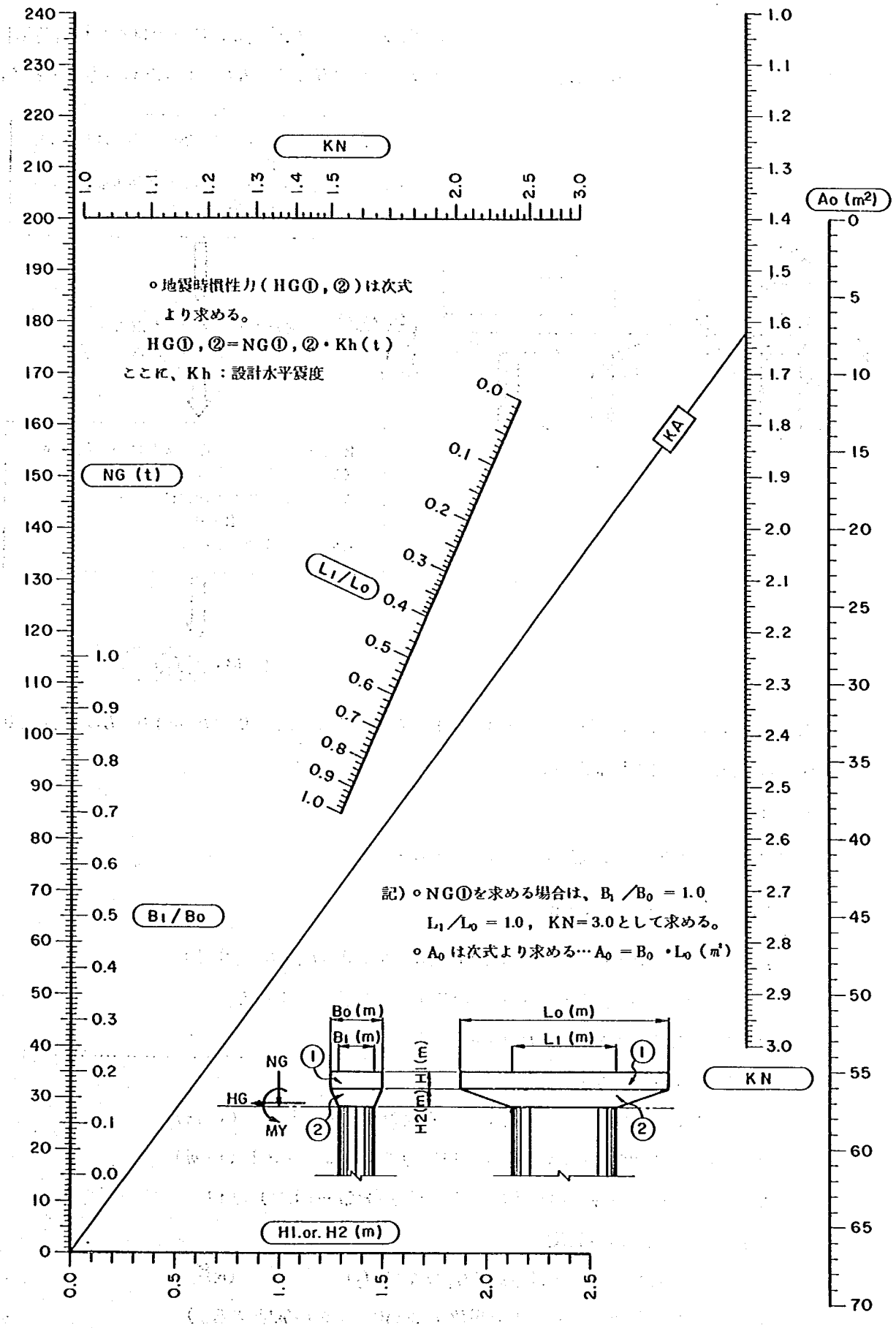
下図の寸法を使用し，はり自重によるNG，HGをPG—1より求める。なお，設計水平震度は，$Kh=0.2$とする。



○ ④ブロックは，掛違い部である。

ブロック番号	①	②	④
B_1/B_2	2.5/2.5=1.0	2.0/2.5=0.80	1.25/1.25=1.0
L_1/L_0	11.0/11.0=1.0	6.0/11.0=0.55	11.0/11.0=1.0
$A_0(m^2)$	2.5×11.0=27.5	2.5×11.0=27.5	1.25×11.0=13.8
H_1またはH_2 (m)	1.0	0.8	0.5
KN	3.0	2.11	3.0
$NG(t)$	69.0	39.0	17.0
式(2)より $HG(t)$	69.0×0.2=13.8	39.0×0.2=7.8	17.0×0.2=3.4

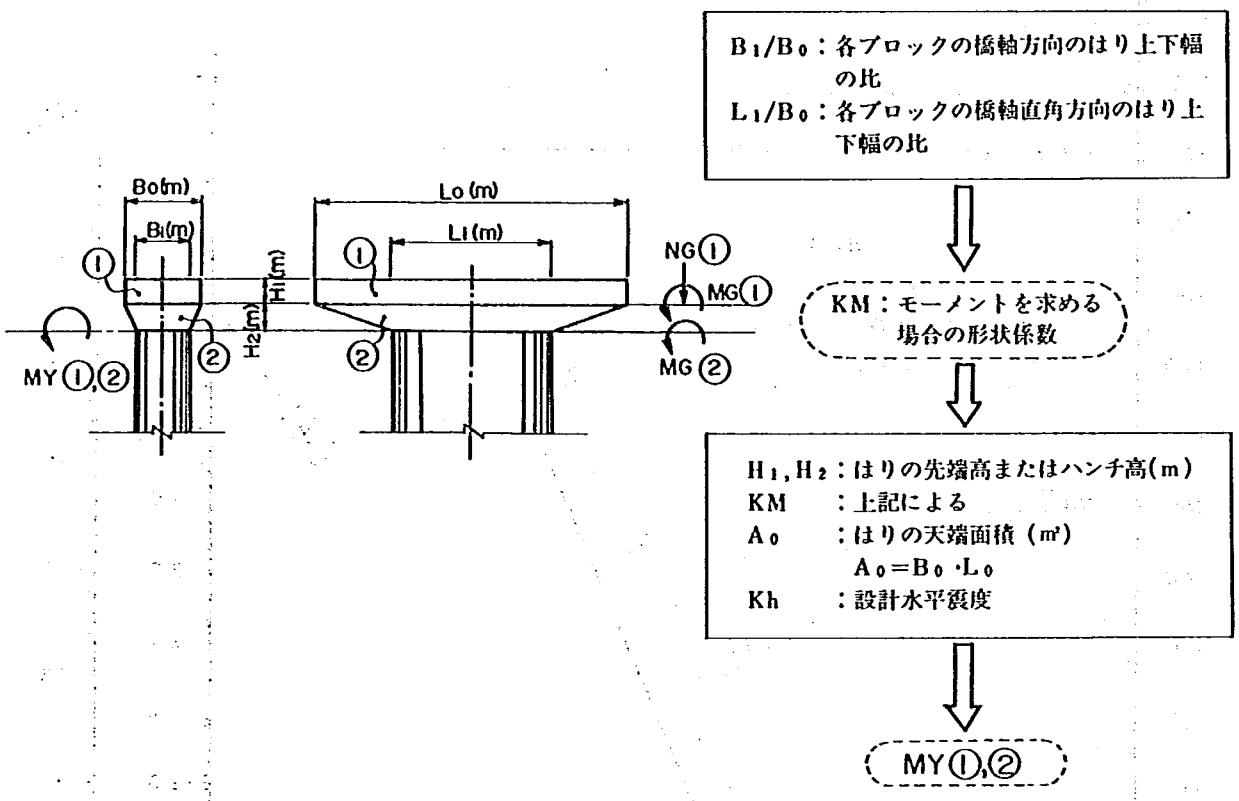
PG−1　はり自重による鉛直力（NG①,②），地震時慣性力（HG①,②）を求めるノモグラム



PG－2　はり自重の地震時慣性力によるモーメント（MY①,②）を求めるノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，はり形状を下図のような①,②ブロックに分割し，各々の自重の地震時慣性力によるモーメントを（B_1/B_0，L_1/L_0，KM，H_1またはH_2，A_0，Kh）より求めるものである。



なお，①ブロックの仮想モーメント（MG①）を求める場合は，$B_1/B_0=1.0$，$L_1/L_0=1.0$，$KM=6.0$として，求めればよい。

〔計　算　式〕

各ブロックの自重による仮想モーメント（MG）は，

$$MG=\frac{h^2}{12}\cdot A_0\cdot KM\cdot W_c$$

$$KM=3+\beta+\alpha+\alpha\cdot\beta$$（ただし，$\alpha=B_1/B_0$，$\beta=L_1/L_0$とする）

となり，地震時慣性力によるモーメント（MY）は，次式より求める。

$$\left.\begin{aligned}MY①&=(MG①+NG①\cdot H_2)\cdot Kh\\MY②&=MG②\cdot Kh\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(3)$$

ここに，MG①,②：①,②ブロックの自重による仮想モーメント　（t・m）

MY①,②：①,②ブロックの地震時慣性力によるモーメント（t・m）

NG①　：①ブロックの自重による鉛直力（PG－1より）（t）

Kh　：設計水平震度

h　：各ブロックのはり高（H_1またはH_2）　（m）

W_c　：鉄筋コンクリートの単位重量（$W_c=2.5$ t/m³とする。）

〔ノモグラムの見方〕

① B_1/B_0，L_1/L_0，A_0 を計算する。

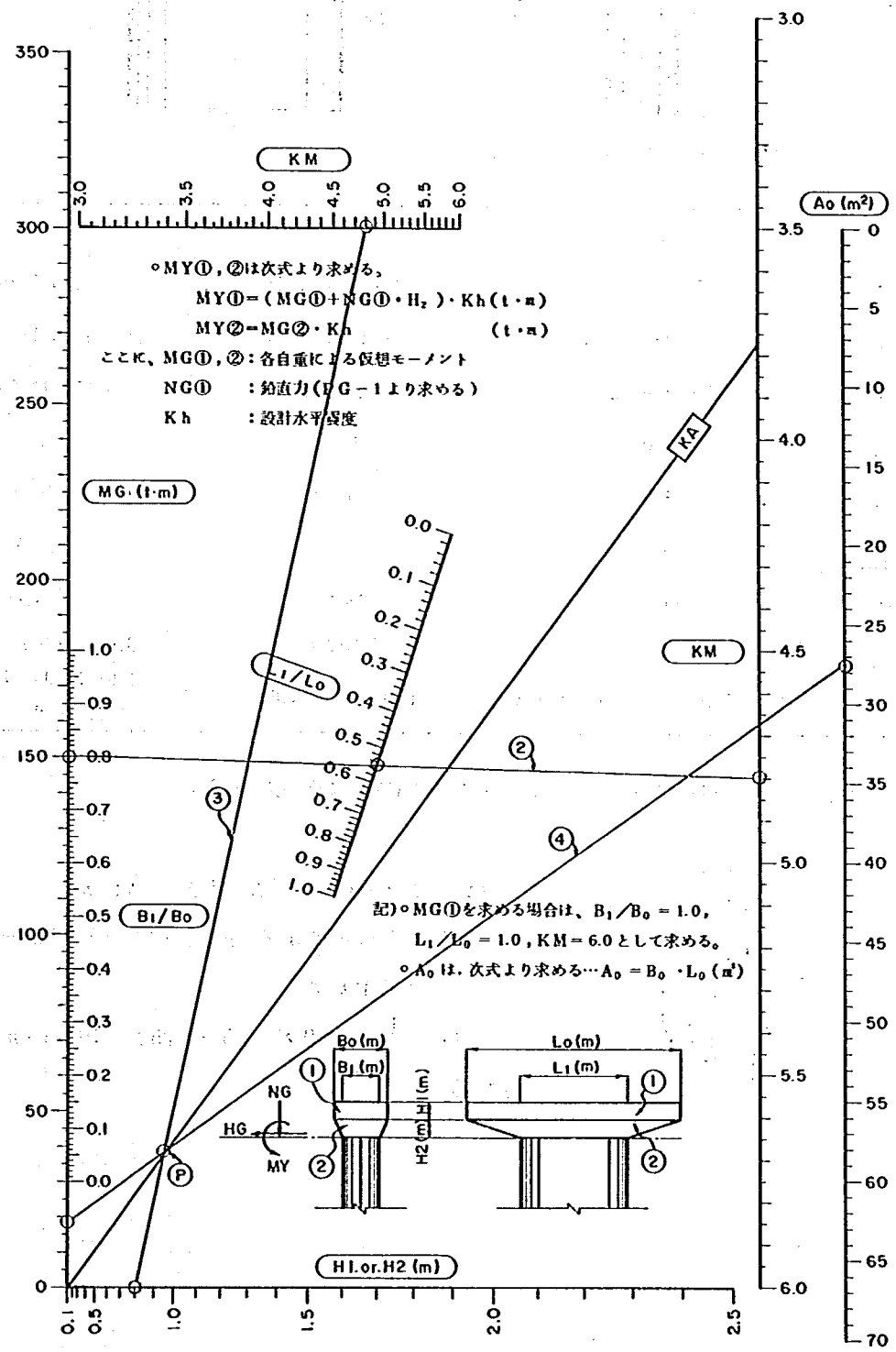
② 左軸に B_1/B_0 をとり，中軸に L_1/L_0 をとる。両点を結び右軸まで延長し，KM を求める。

③ 下軸に H_1 または H_2 をとり，上軸に KM をとる。両点を結び KA 線との交点 (P) を求める。

④ 右軸に A_0 をとり，交点 (P) とを結び左軸まで延長すれば，MG が得られる。

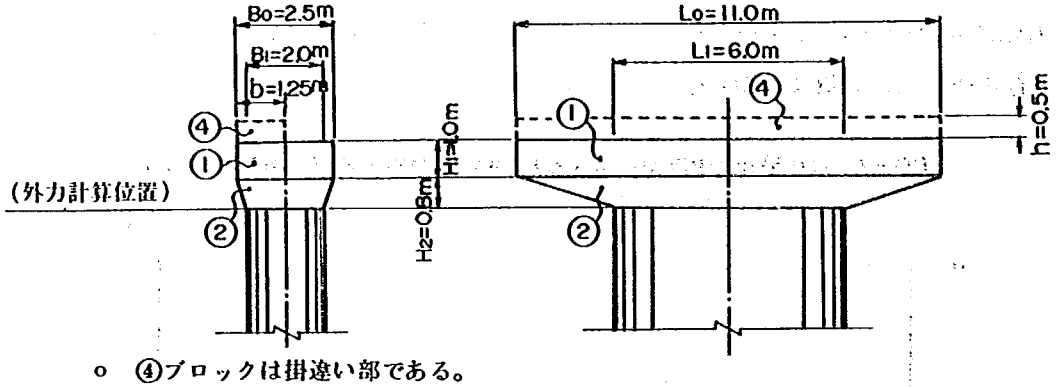
⑤ MG を使用し，式(3)より MY を計算する。

PG−2　はり自重の地震時慣性力によるモーメント（MY①,②）を求めるノモグラム



〔ノモグラムの使用例〕

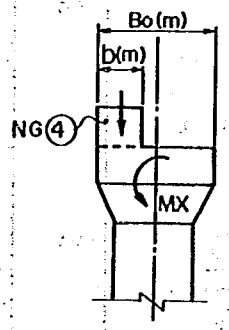
下図の寸法を使用し，はり自重の地震時慣性力によるモーメント（MY）をPG－2より求める。なお，設計水平震度は$Kh=0.2$とする。



○ ④ブロックは掛違い部である。

ブロック番号	①	②	④
B_1/B_0	2.5/2.5=1.0	2.0/2.5=0.80	1.25/1.25=1.0
L_1/L_0	11.0/11.0=1.0	6.0/11.0=0.55	11.0/11.0=1.0
$A_0(m^2)$	2.5×11.0=27.5	2.5×11.0=27.5	1.25×11.0=13.8
H_1またはH_2 (m)	1.0	0.8	0.5
KM	6.0	4.79	6.0
$NG(t)$ (PG-1より)	69.0	—	17.0
$MG(t\cdot m)$	34.0	18.0	4.0
$MY(t\cdot m)$ 式(3)より	$(MG+NG\cdot H_2)\cdot Kh$	$MG\cdot Kh$	$\{MG+NG\cdot(H_1+H_2)\}\cdot Kh$
	(34.0+69.0×0.8)×0.2=17.8	18.0×0.2=3.6	{4.0+17.0×(1.0+0.8)} ×0.2=6.9

○ 掛違い部④の自重による偏心モーメント（MX）は次式による。



$$MX=\frac{1}{2}\cdot NG④\cdot(B-b)\qquad(t\cdot m)$$

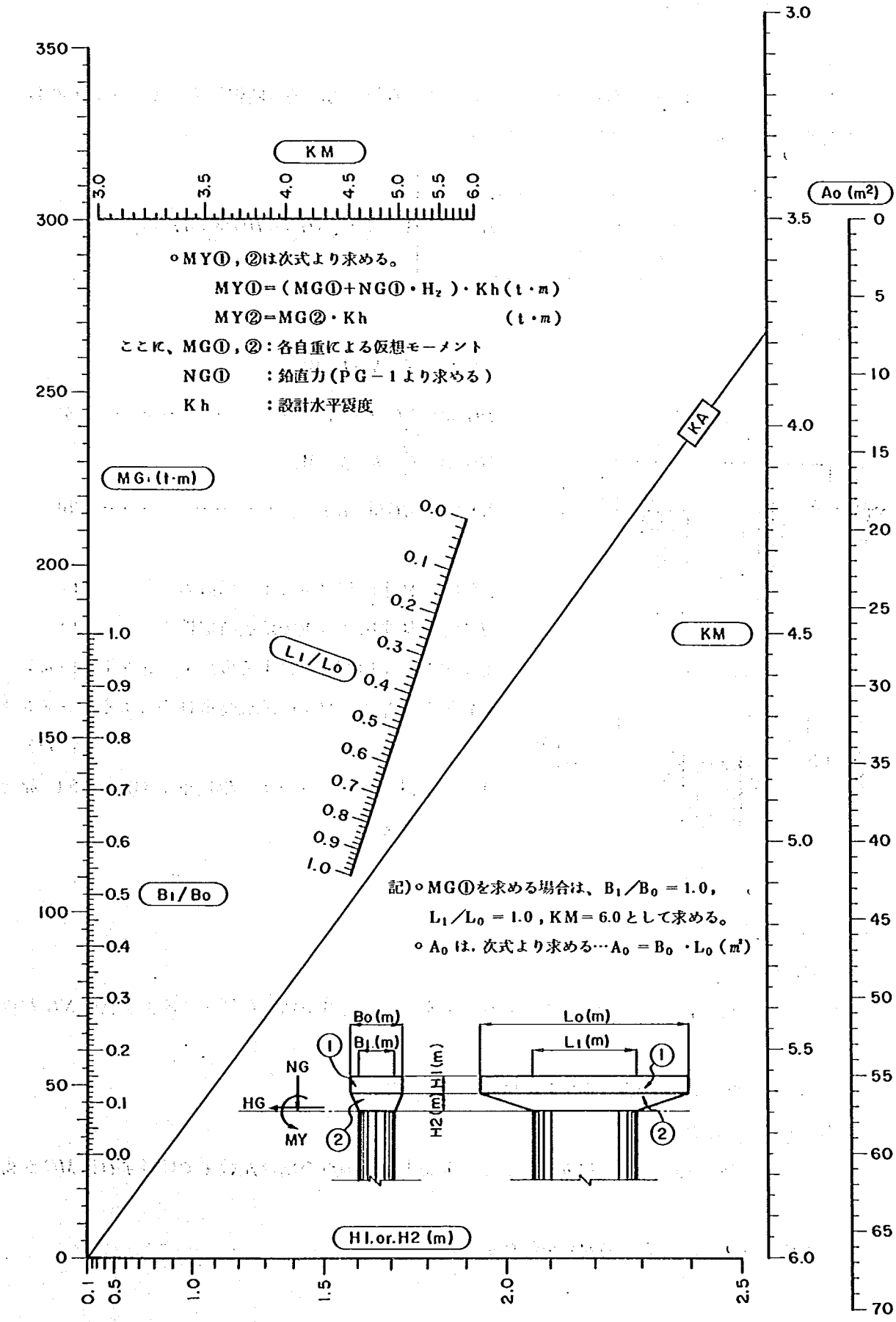
ここに，NG④：自重による鉛直力（t）……PG－1より求める。

上記の例よりMXは，

$$MX=\frac{1}{2}\times 17.0\times(2.5-1.25)=10.6\ t\cdot m$$

となる。

PG－2 はり自重の地震時慣性力によるモーメント（MY①,②）を求めるノモグラム



○MY①，②は次式より求める。

$MY① = (MG① + NG① \cdot H_2) \cdot Kh \ (t \cdot m)$

$MY② = MG② \cdot Kh \ (t \cdot m)$

ここに、MG①，②：各自重による仮想モーメント

NG①　：鉛直力（PG－1より求める）

Kh　：設計水平震度

記）○MG①を求める場合は、$B_1/B_0 = 1.0$，$L_1/L_0 = 1.0$，KM＝6.0として求める。

○A_0は，次式より求める…$A_0 = B_0 \cdot L_0 \ (m^2)$

PG－3　はり付根の柱半円部自重による外力（NG③, HG③, MY③）を求めるノモグラム（小判柱および円柱の場合）

〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，はり付根の柱半円部自重による鉛直力，地震時慣性力，モーメントを各々の条件（h, b, Kh）を用いて求めるものである。

h ：半円部の高さ（m）	⇒ NG③, HG③, MY③
b ：半　径　　（m）	
Kh ：設計水平震度	

〔計　算　式〕

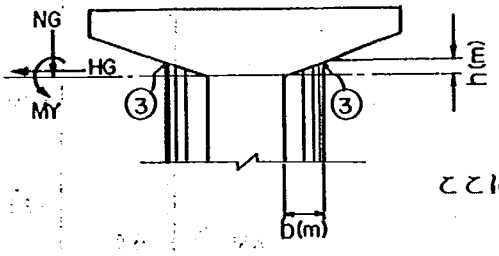
$$NG③=\frac{4}{3}\cdot b^2\cdot h\cdot W_c$$

$$HG③=NG③\cdot Kh \quad \cdots\cdots (4)$$

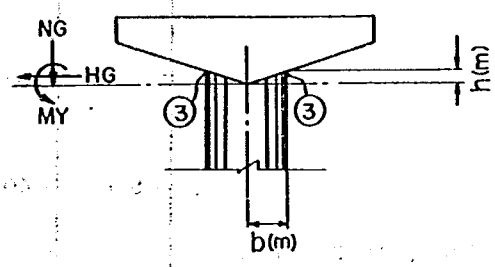
$$MG③=\frac{\pi}{8}\cdot b^2\cdot h^2\cdot W_c$$

$$MY③=MG③\cdot Kh \quad \cdots\cdots (5)$$

小判柱の場合



円柱の場合



ここに，$NG③$：柱半円部自重による鉛直力　（t）

$HG③$：柱半円部自重の地震時慣性力　（t）

$MG③$：柱半円部自重による仮想モーメント（t・m）

$MY③$：柱半円部自重の地震時慣性力によるモーメント（t・m）

W_c　：鉄筋コンクリートの単位重量（W_c＝2.5 t/m^3とする）

〔ノモグラムの見方〕

○ NG, HGを求める場合

① $\boxed{NG}$ 線に関する中軸にbを，右軸にhをとり，両点を結び左軸まで延長すればNGが得られる。

② NGを使用し，式(4)よりHGを計算する。

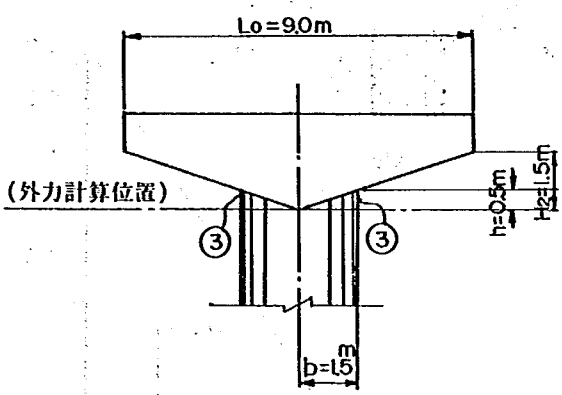
○ MYを求める場合

③ $\boxed{MG}$ 線に関する中軸にbを，右軸にhをとり，両点を結び左軸まで延長すればMGが得られる。

④ MGを使用し，式(5)よりMYを計算する。

〔ノモグラムの使用例〕

下図の寸法を使用し，円柱の場合の半円部自重による外力をPG－3より求める。なお，設計水平震度は，$Kh=0.2$ とする。



$$h=\frac{2\times1.5}{9.0}\times1.5=0.5\,m$$

$\boxed{NG}$ より，NG③＝$\boxed{3.7}$ (t)，$\boxed{MG}$ より，MG③＝0.6 (t・m) となる。したがって，式(4)，式(5)より，

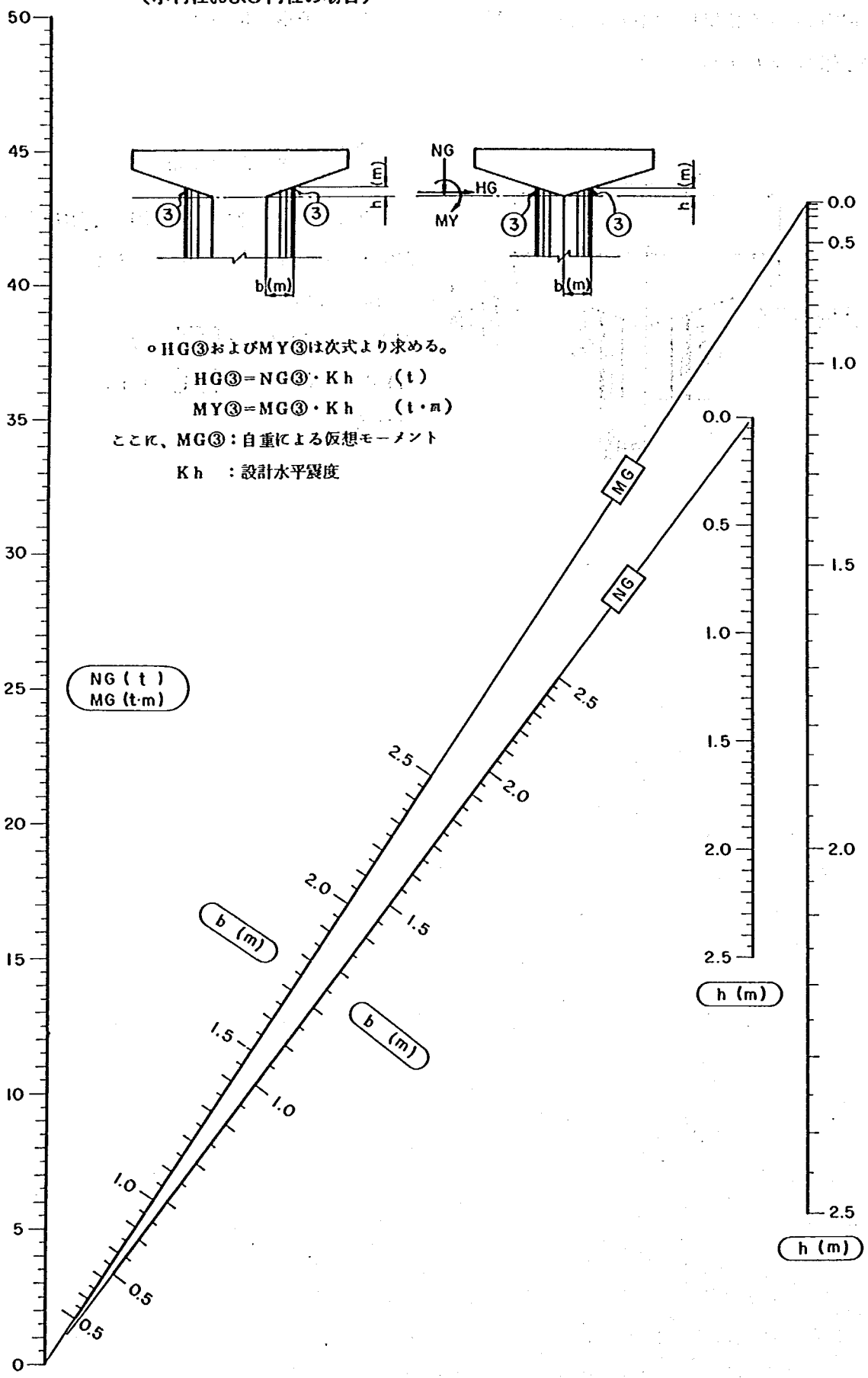
HG③＝3.7×0.2＝$\boxed{0.7}$ (t)

MY③＝0.6×0.2＝$\boxed{0.1}$ (t・m)

となる。

PG－3　はり付根の柱半円部自重による外力（NG③，HG③，MY③）を求めるノモグラム

（小判柱および円柱の場合）



PG－4～7　柱自重による鉛直力（NGP），地震時慣性力（HGP），および地震時慣性力によるモーメント（MGP）を求めるノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，小判柱を基本にして，円形部Ⓔと矩形部Ⓚに分割し，柱自重による鉛直力，地震時慣性力およびモーメントを各々の条件（BB, BL, H_0, Kh）を用いて求めるものである。

BB：橋軸方向の柱幅または直径（m） BL：橋軸直角方向の柱幅または，小判形の直線幅（m） H_0：はりと柱の接合部（$B-B$）から設計位置までの高さ（m）	……下図参照
Kh：設計水平震度	

⇩

（NGP, HGP, MGP）

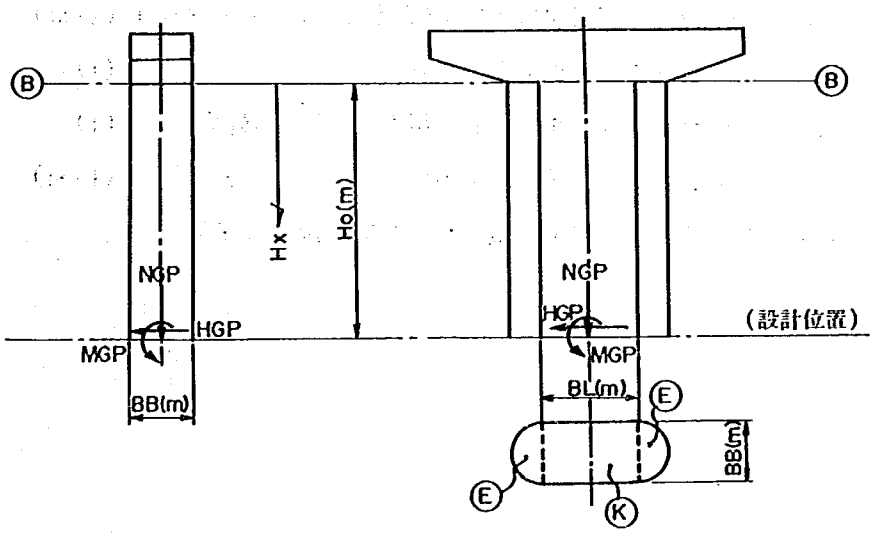
なお，ノモグラムの作成および利用上の留意点は次のとおりである。

① NGPおよびMGPを求めるノモグラムは，次のように作成している。

- NGPを求めるノモグラム……
  - （PG－4）$NGP \leqq 500$（t）の場合
  - （PG－5）$NGP > 500$（t）の場合
- MGPを求めるノモグラム……
  - （PG－6）$MGP \leqq 750$（t・m）の場合
  - （PG－7）$MGP > 750$（t・m）の場合

〔計　算　式〕

- 柱断面を下図のように（Ⓔ円形部，Ⓚ矩形部）分割して外力を求める。



Ⓚ, Ⓔの自重による鉛直力は，

$$NGK = BB \cdot BL \cdot H_0 \cdot W_c \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Ⓚ}$$

$$NGE = \frac{\pi}{4} \cdot BB^2 \cdot H_0 \cdot W_c \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Ⓔ}$$

となり，また，$Kh = 0.2$ の場合の地震時慣性力によるモーメントは，

$$MGK = \frac{1}{4} \cdot BL \cdot BB \cdot H_0^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Ⓚ}$$

$$MGE = \frac{\pi}{16} \cdot BB^2 \cdot H_0^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Ⓔ}$$

となる。したがって，柱自重による外力は，次式より求める。

$$\left.\begin{aligned} NGP &= NGK + NGE \\ HGP &= (NGK + NGE) \cdot Kh \\ MGP &= (MGK + MGE) \cdot \frac{Kh}{0.2} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (6)$$

ただし，矩形柱の場合は，$NGE = MGE = 0$ となり，円柱の場合は，$NGK = MGK = 0$ となる。

○ 任意の設計位置（H_x）における外力の求め方

$$\left.\begin{aligned} NGP_x &= NGP \cdot \frac{H_x}{H_0} \\ HGP_x &= NGP_x \cdot Kh \\ MGP_x &= MGP \cdot \frac{H_x^2}{H_0^2} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (7)$$

ここに，NGK：矩形部の自重による鉛直力　(t)

NGE：円形部の自重による鉛直力　(t)

MGK：$Kh = 0.2$ の場合の矩形部の地震時慣性力によるモーメント (t・m)

MGE：$Kh = 0.2$ の場合の円形部の地震時慣性力によるモーメント (t・m)

NGP：設計位置における柱自重による鉛直力　(t)

HGP：設計位置における柱自重による水平力（地震時慣性力）　(t)

MGP：設計位置における柱自重の水平力によるモーメント　(t・m)

W_c　：鉄筋コンクリートの単位重量（$W_c = 2.5$ t/m³ とする）

〔ノモグラムの見方〕

（円形部のNGEまたはMGEを求める場合）

① 右軸にH_0をとり中軸にBBをとる。両点を結び左軸まで延長すればNGEまたはMGEが得られる。

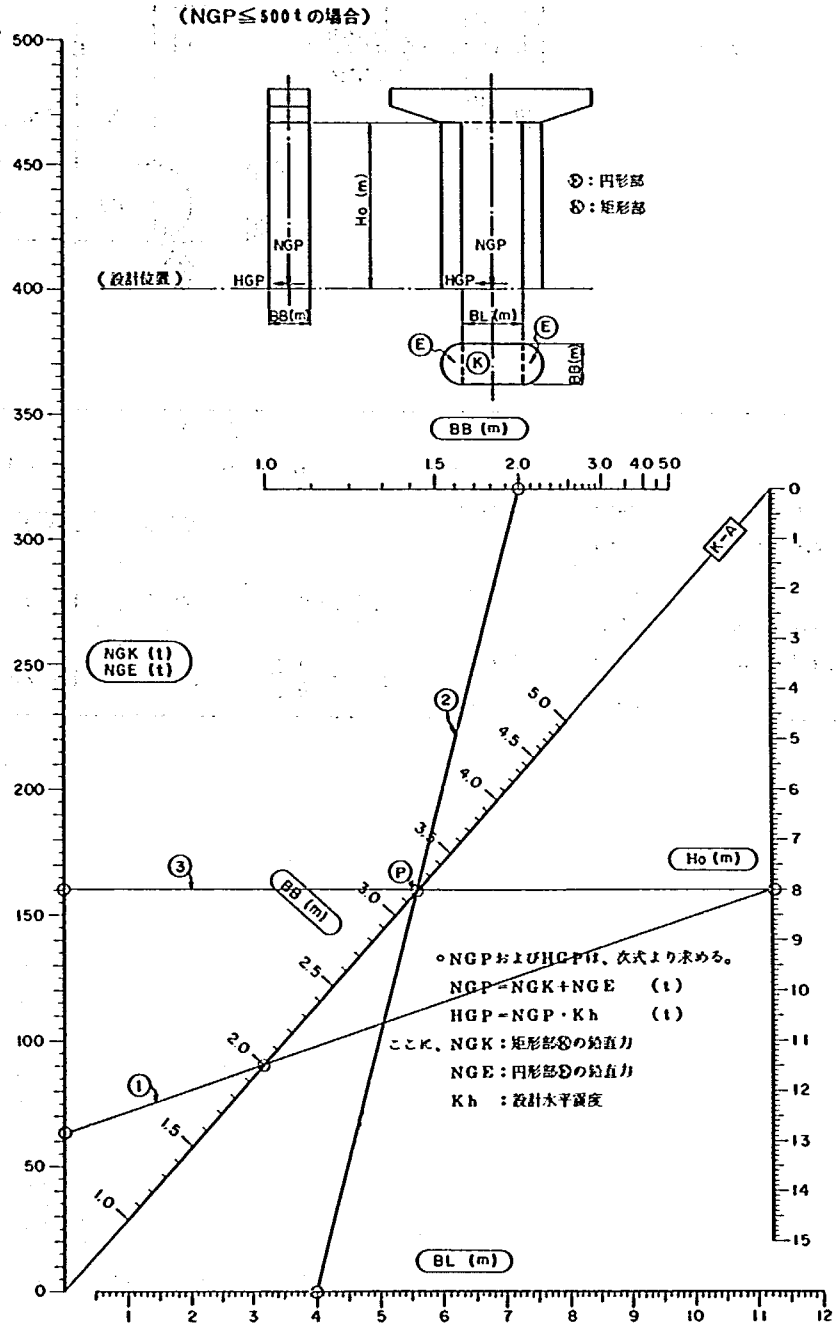
（矩形部のNGKまたはMGKを求める場合）

② 下軸にBLをとり，上軸にBBをとる。両点を結び $\boxed{KA}$ 線との交点（P）を求める。

③ 右軸にH_0をとり，交点（P）とを結び，左軸まで延長すれば，NGKまたはMGKが得られる。

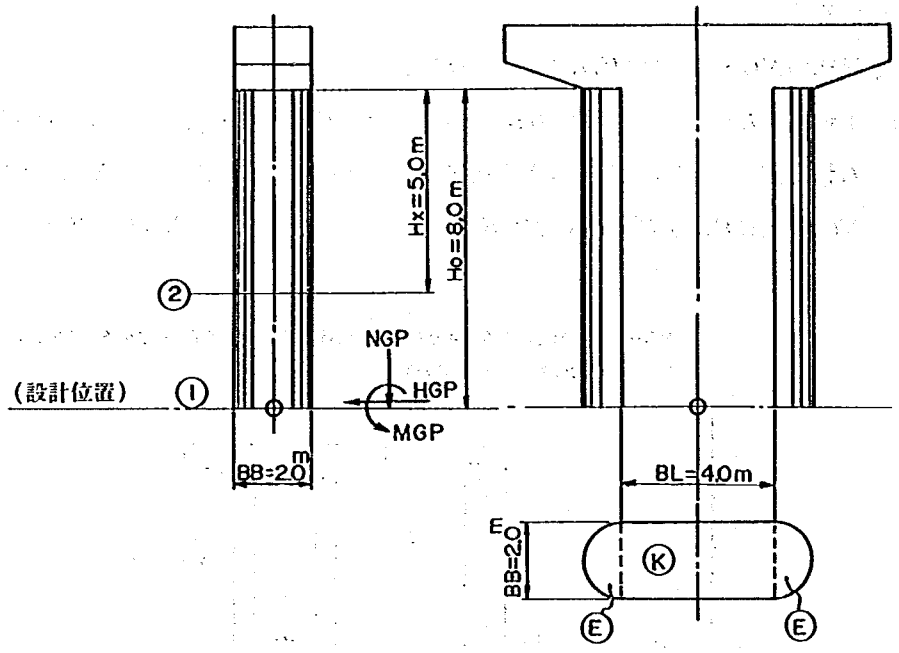
④ NGE, MGEおよびNGK, MGKを使用し，式（b）より，NGP, HGP, MGPを計算する。

PG−4 柱自重による鉛直力（NGP）地震時慣性力（HGP）を求めるノモグラム
（NGP≦500 t の場合）



〔ノモグラムの使用例〕

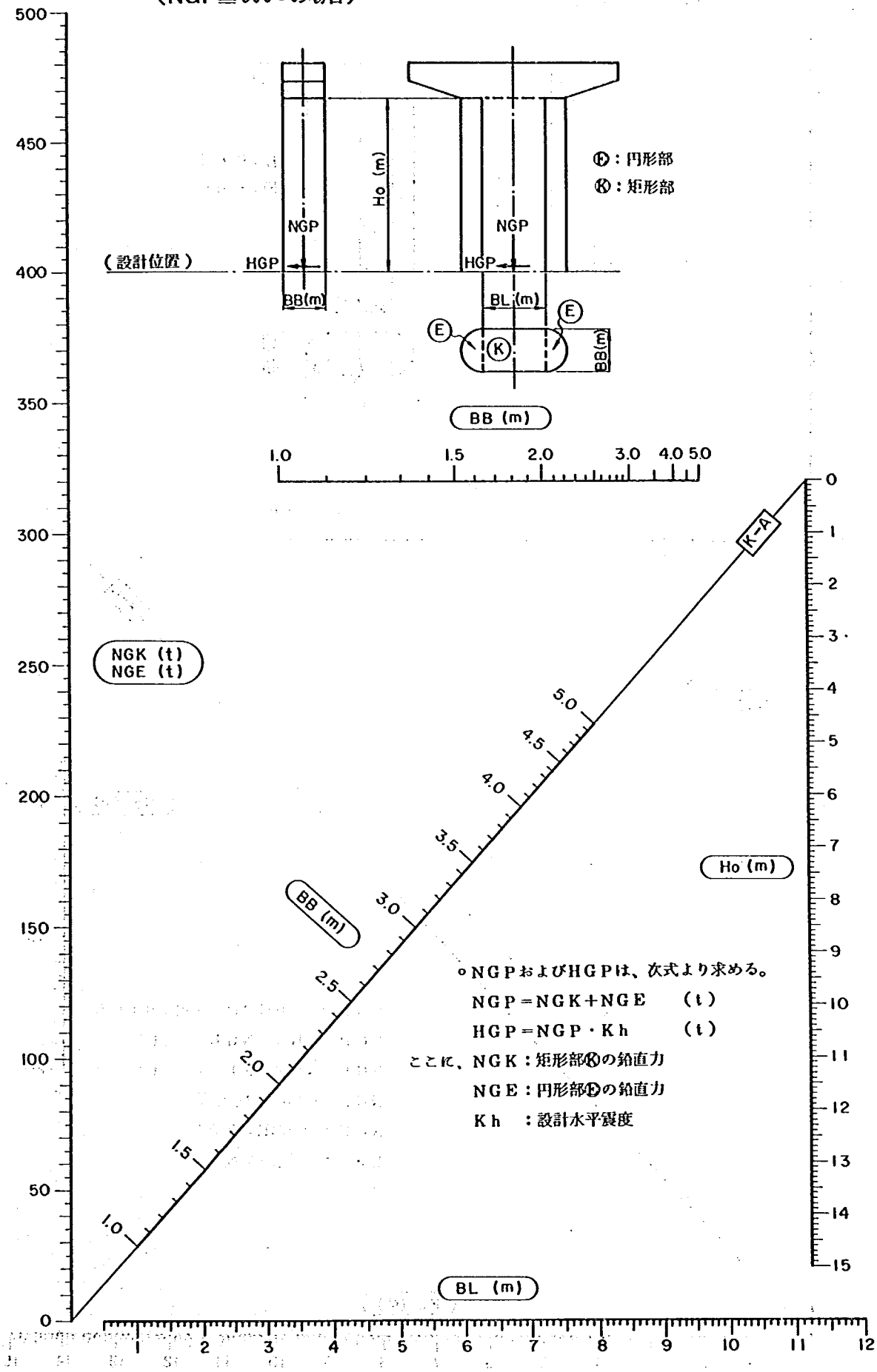
下図の寸法を使用し，柱自重による外力を求める。なお，設計水平震度は，$Kh=0.18$ とする。



使用ノモグラム	Ⓚ、Ⓔによる外力		柱自重による外力	設計位置① (式(6)による)		設計位置② (式(7)による)	
PG－4	NGK (t)	160.0	NGP (t)	—	223.0	$223.0\times\frac{5.0}{8.0}$	139.4
	NGE (t)	63.0					
	計	223.0	HGP (t)	223.0×0.18	40.1	139.4×0.18	25.1
PG－6	MGK (t·m)	128.0					
	MGE (t·m)	50.0	MGP (t·m)	$178.0\times\frac{0.18}{0.20}$	160.2	$160.2\times\frac{5.0^2}{8.0^2}$	62.6
	計	178.0					

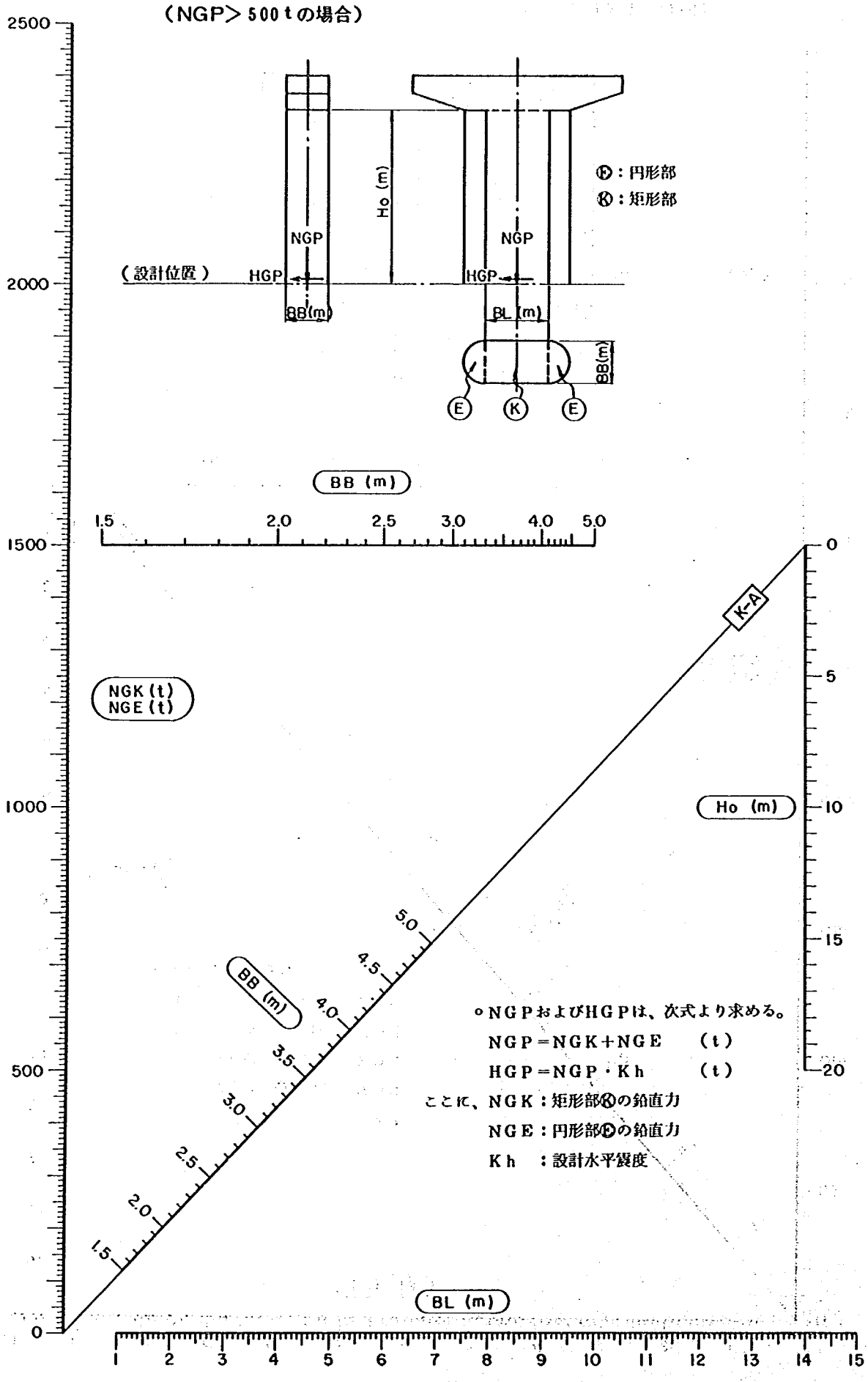
PG－4　柱自重による鉛直力（NGP）地震時慣性力（HGP）を求めるノモグラム

（NGP≦500ｔの場合）



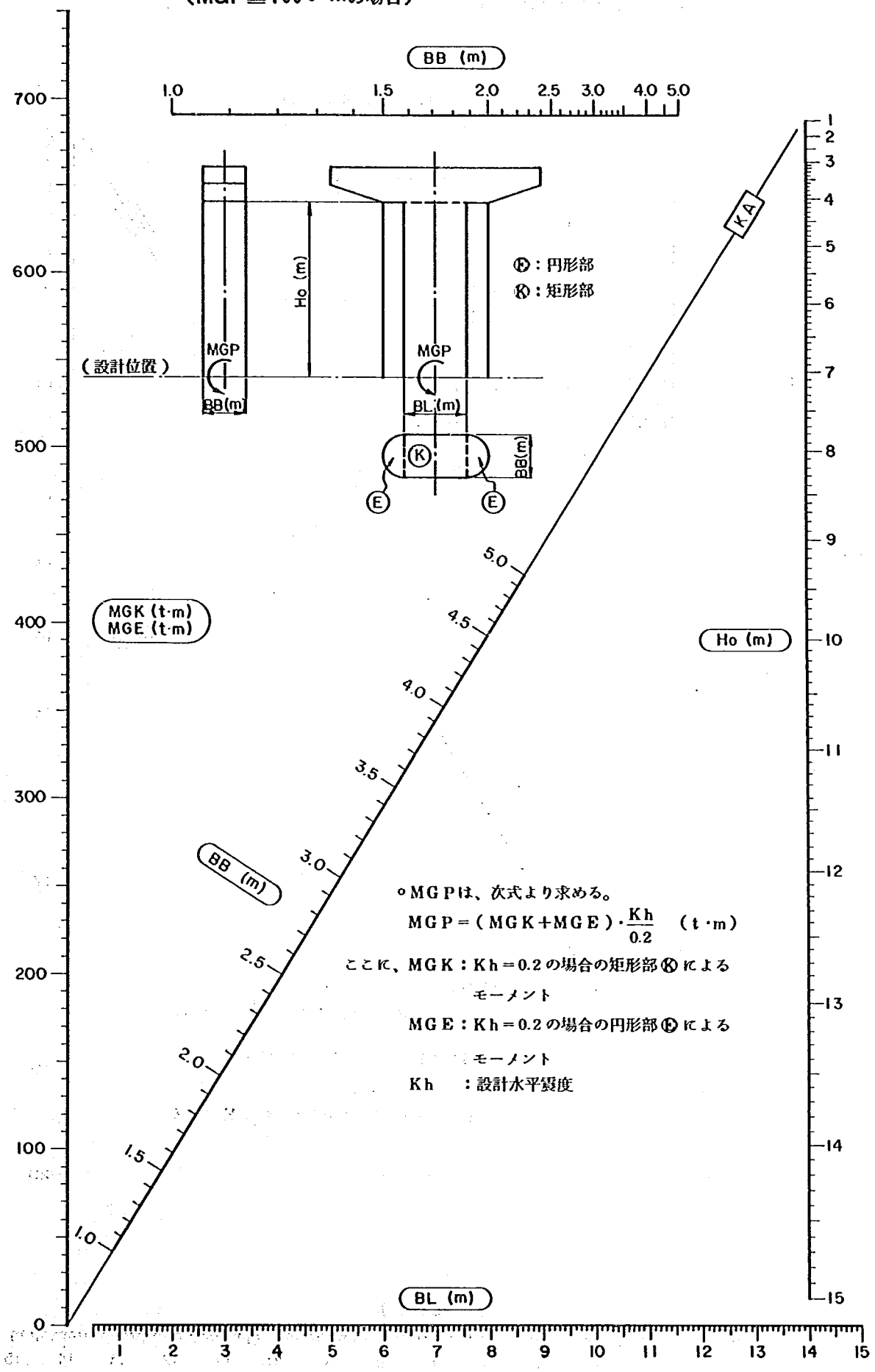
PG－5　柱自重による鉛直力（NGP），地震時慣性力（HGP）を求めるノモグラム

（NGP＞500 t の場合）



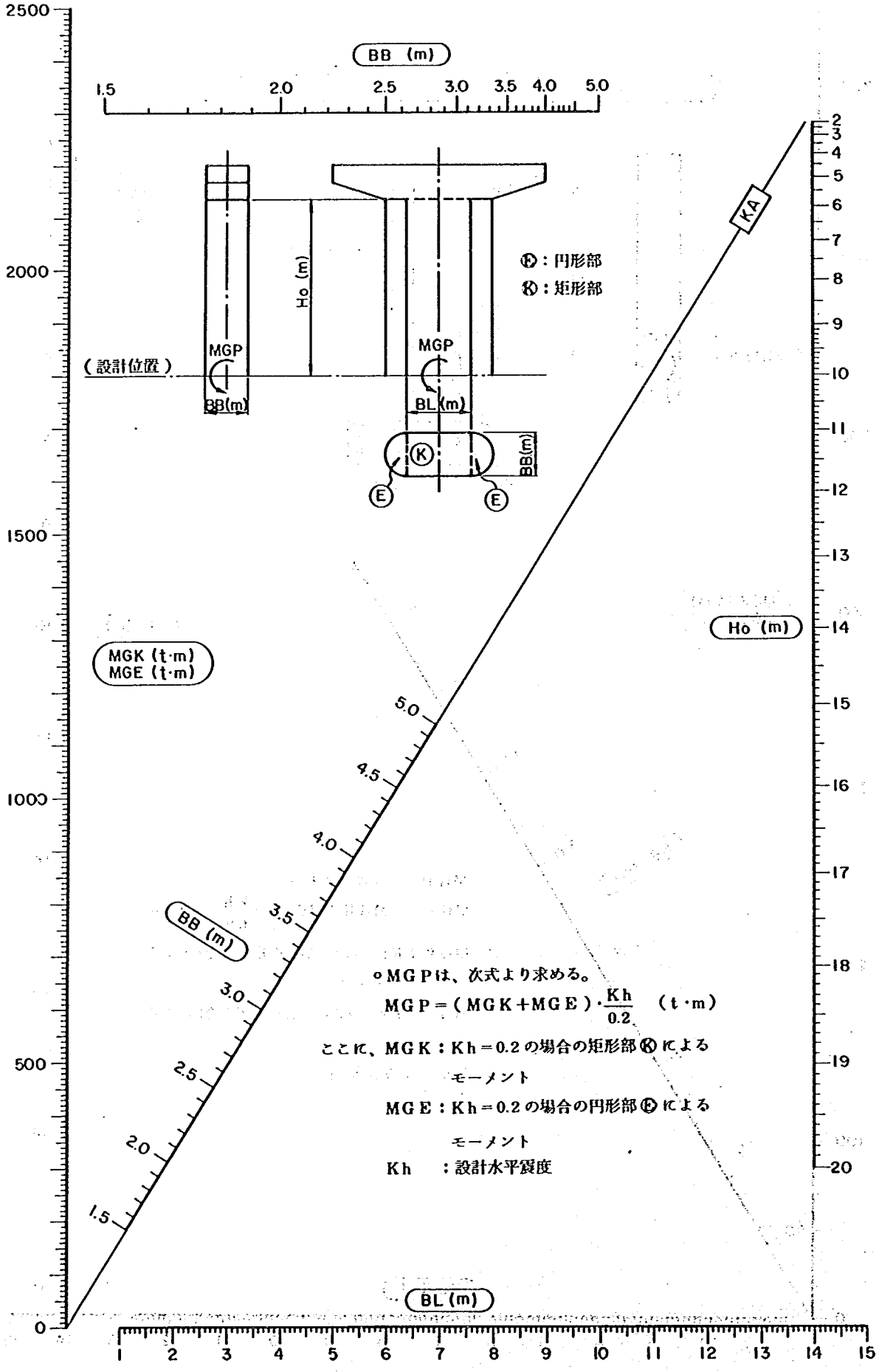
PG－6　柱自重の地震時慣性力によるモーメント（MGP）を求めるノモグラム

（MGP≦750 t・mの場合）



PG−7　柱自重の地震時慣性力によるモーメント（MGP）を求めるノモグラム

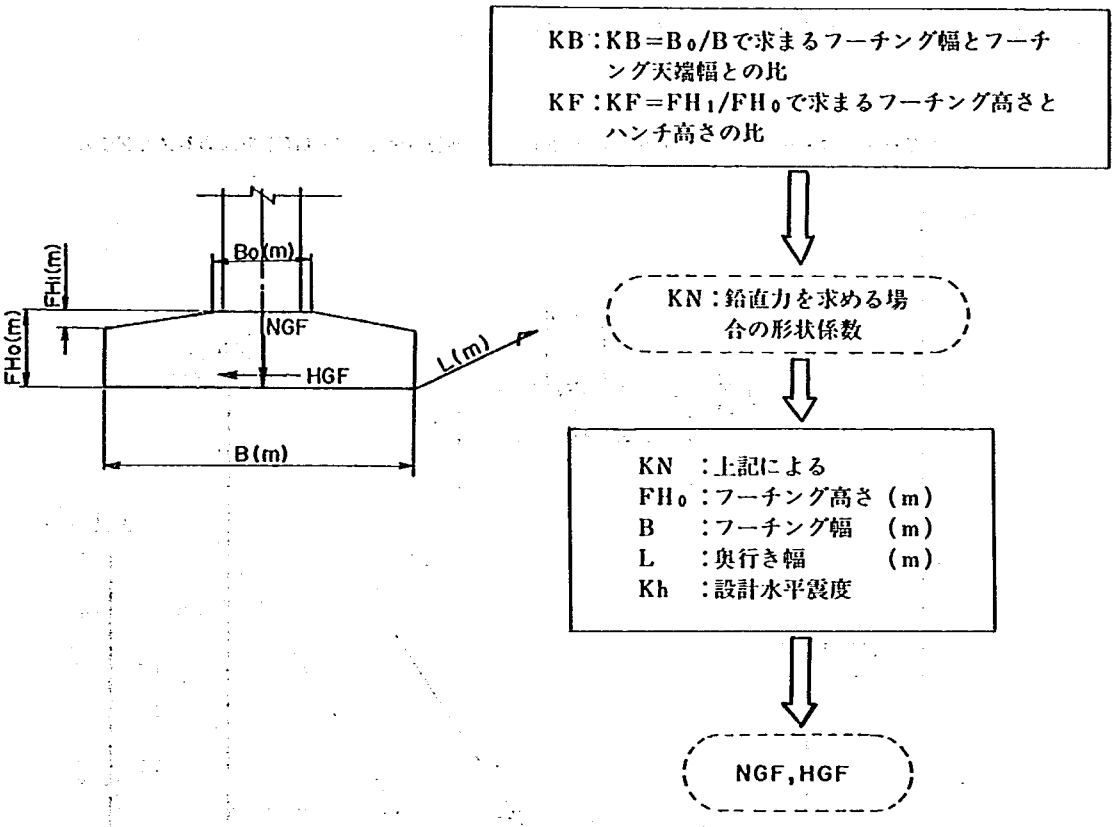
（MGP＞750 t・mの場合）



PG－8　フーチング自重による鉛直力（NGF），地震時慣性力（HGF）を求めるノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，フーチング自重による鉛直力および地震時慣性力（奥行き幅 1 m 当り）を各々の条件（KB, KF, KN, B, FH_0, Kh）を用いて求めるものである。



なお，ノモグラムの使用上の留意点は次のとおりである。

① $KB=1.0$ または $KF=0.0$ の場合は，$KN=2.0$ として使用する。

〔 計　算　式 〕

奥行き幅（$L=1.0\,m$ 当り）のフーチング自重による鉛直力（NG）は，

$$NG=\frac{1}{2}\cdot B\cdot FH_0\cdot L\cdot KN\cdot W_c \qquad (\mathrm{t}/m)$$

$$KN=2-KF+KF\cdot KB$$

となる。したがって，奥行き幅（L）における鉛直力および地震時慣性力は，

$$\left.\begin{aligned} NGF&=NG\cdot L\\ HGF&=NGF\cdot Kh\end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots (8)$$

となる。

ここに，KB, KF：$KB=B_0/B$, $KF=FH_1/FH_0$ より求める。

NGF　：フーチング自重による鉛直力　（t）

HGF　：フーチング自重による地震時慣性力（水平力）（t）

W_c　：鉄筋コンクリートの単位重量（$W_c=2.5\,\mathrm{t}/m^3$ とする）

〔ノモグラムの見方〕

① KBおよびKFを計算する。

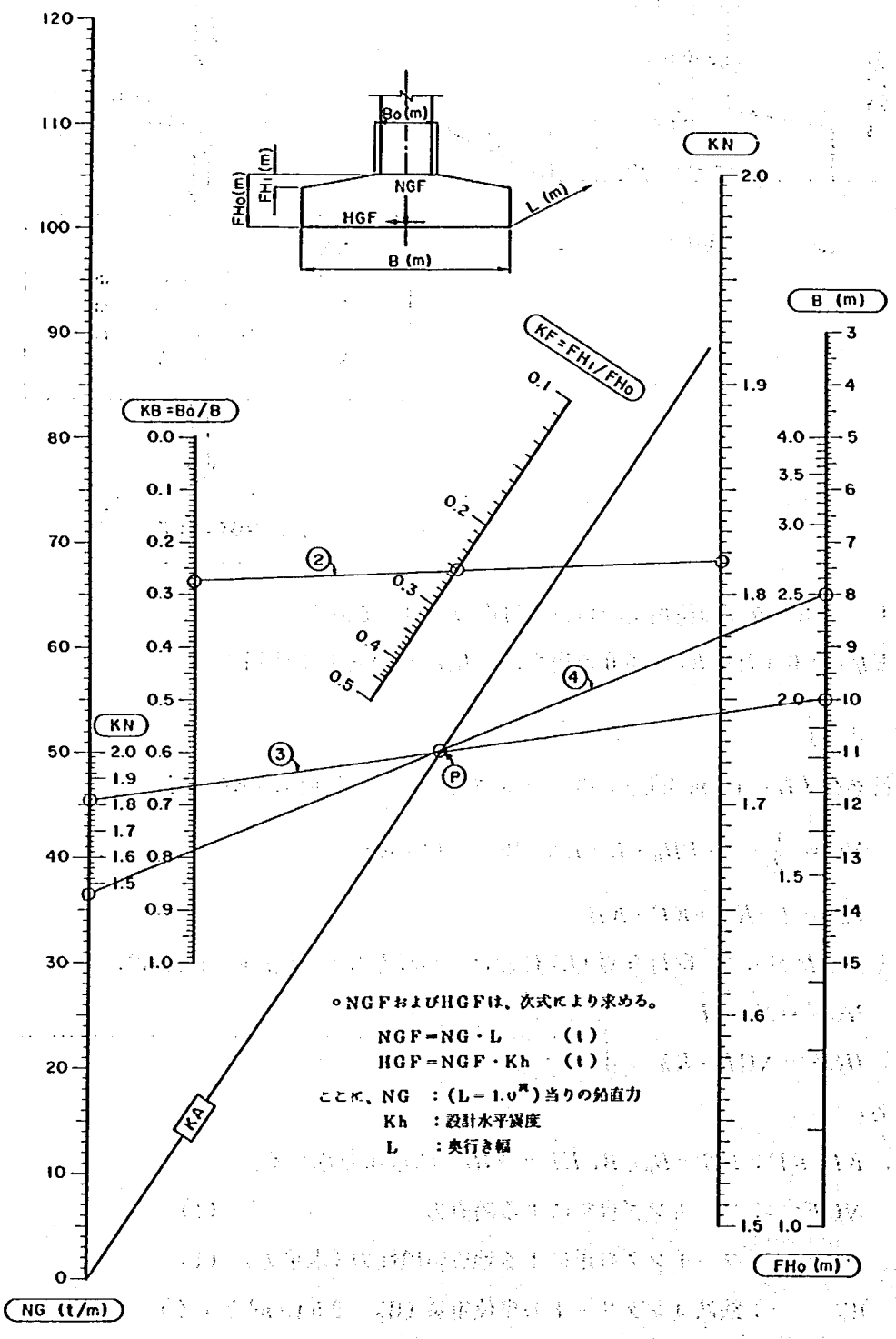
② 左軸にKBをとり，中軸にKFをとる。両点を結び右軸まで延長し，KNを求める。

③ 左軸にKNをとり，右軸にFH_0をとる。両点を結び $\boxed{KA}$ 線との交点 (P) を求める。

④ 右軸にBをとり，交点 (P) とを結び左軸まで延長すれば，NGが得られる。

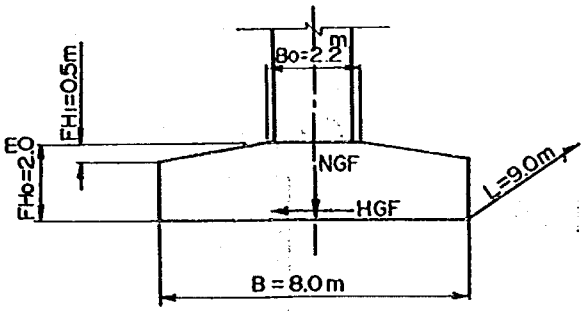
⑤ NGを使用し，式(8)より，NGF，HGFを計算する。

PG−8　フーチング自重による鉛直力（NGF），地震時慣性力（HGF）を求めるノモグラム



〔ノモグラムの使用例〕

下図の寸法を使用し，フーチング自重による鉛直力および地震時慣性力をPG－8より求める。



$$KB = \frac{2.2}{8.0} = 0.275$$

$$KF = \frac{0.5}{2.0} = 0.25$$

PG－8より……$\begin{cases} KN = 1.82 \\ NG = 36.4 \ (\mathrm{t}/m) \end{cases}$

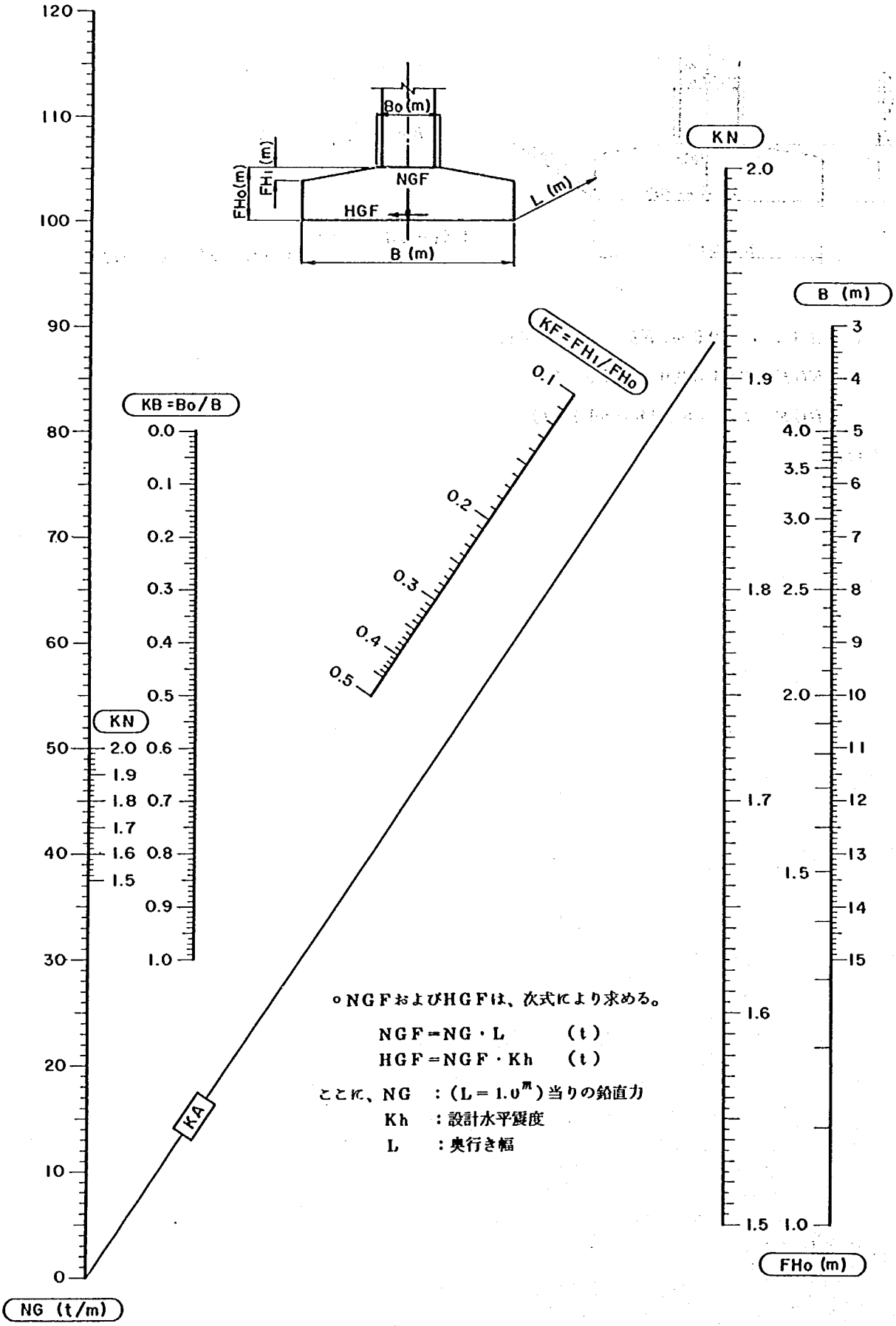
式(8)より，$L = 9.0\,m$，$Kh = 0.18$ とすれば，

$NGF = 36.4 \times 9.0 = 327.6 \quad (\mathrm{t})$

$HGF = 327.6 \times 0.18 = 59.0 \ (\mathrm{t})$

となる。

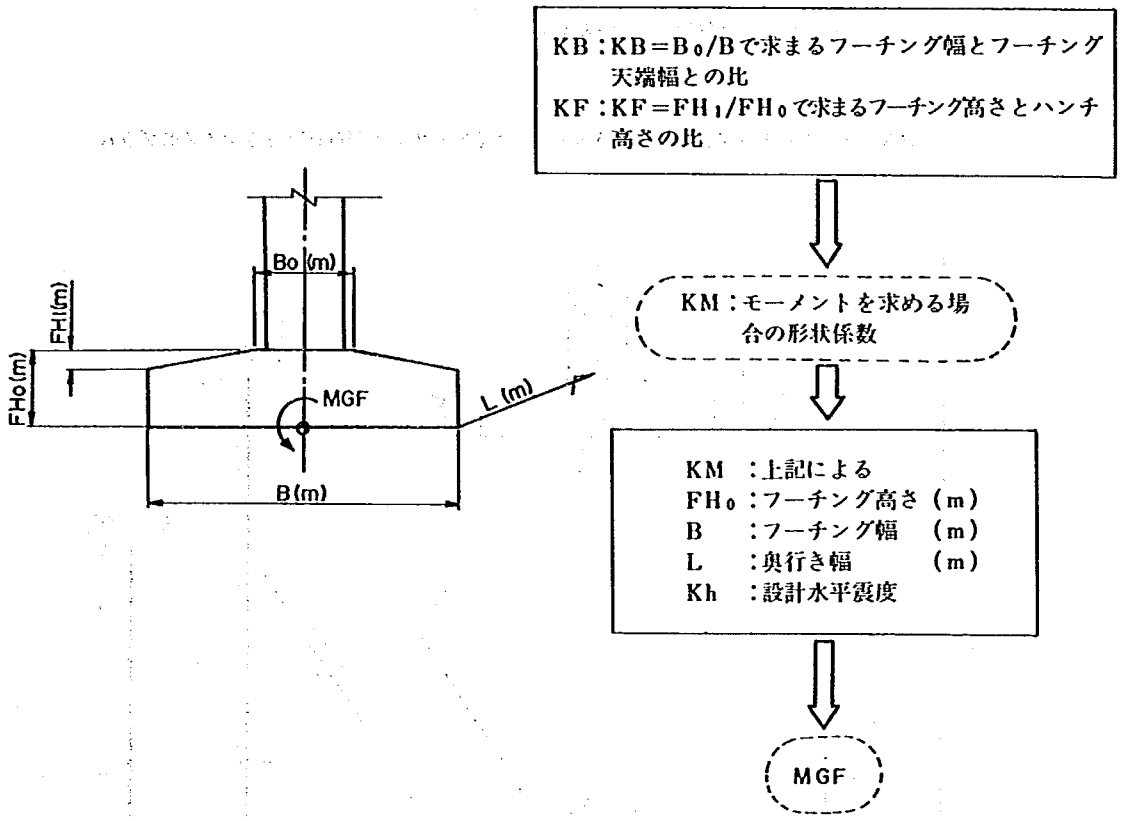
PG－8　フーチング自重による鉛直力（NGF），地震時慣性力（HGF）を求めるノモグラム



PG－9　フーチング自重の地震時慣性力によるモーメント（MGF）を求めるノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，フーチング自重の地震時慣性力によるモーメント（奥行き幅 1 m 当り）を各々の条件（KB, KF, KM, B, FH_0, Kh）を用いて求めるものである。



なお，ノモグラムの使用上の留意点は，次のとおりである。

① $KB = 1.0$ または $KF = 0.0$ の場合は，$KM = 1.0$ として使用する。

〔計　算　式〕

奥行き幅（$L = 1.0\,m$ 当り）のフーチング自重による仮想モーメント（MG）は，

$$MG = \frac{1}{2} \cdot B \cdot FH_0^2 \cdot L \cdot KM \cdot W_c \quad (\mathrm{t \cdot m/m})$$

$$KM = 1 - KF\left(1 - \frac{KF}{3} - KB + \frac{KF \cdot KB}{3}\right)$$

となる。したがって，奥行き幅（L）における地震時慣性力によるモーメントは，

$$MGF = MG \cdot Kh \cdot L \quad \cdots\cdots (9)$$

となる。

ここに，KB, KF：$KB = B_0/B$，$KF = FH_1/FH_0$ より求める。

MGF　：フーチング自重の地震時慣性力によるモーメント（$\mathrm{t \cdot m}$）

W_c　：鉄筋コンクリートの単位重量（$W_c = 2.5\ \mathrm{t/m^3}$ とする。）

〔ノモグラムの見方〕

① KBおよびKFを計算する。

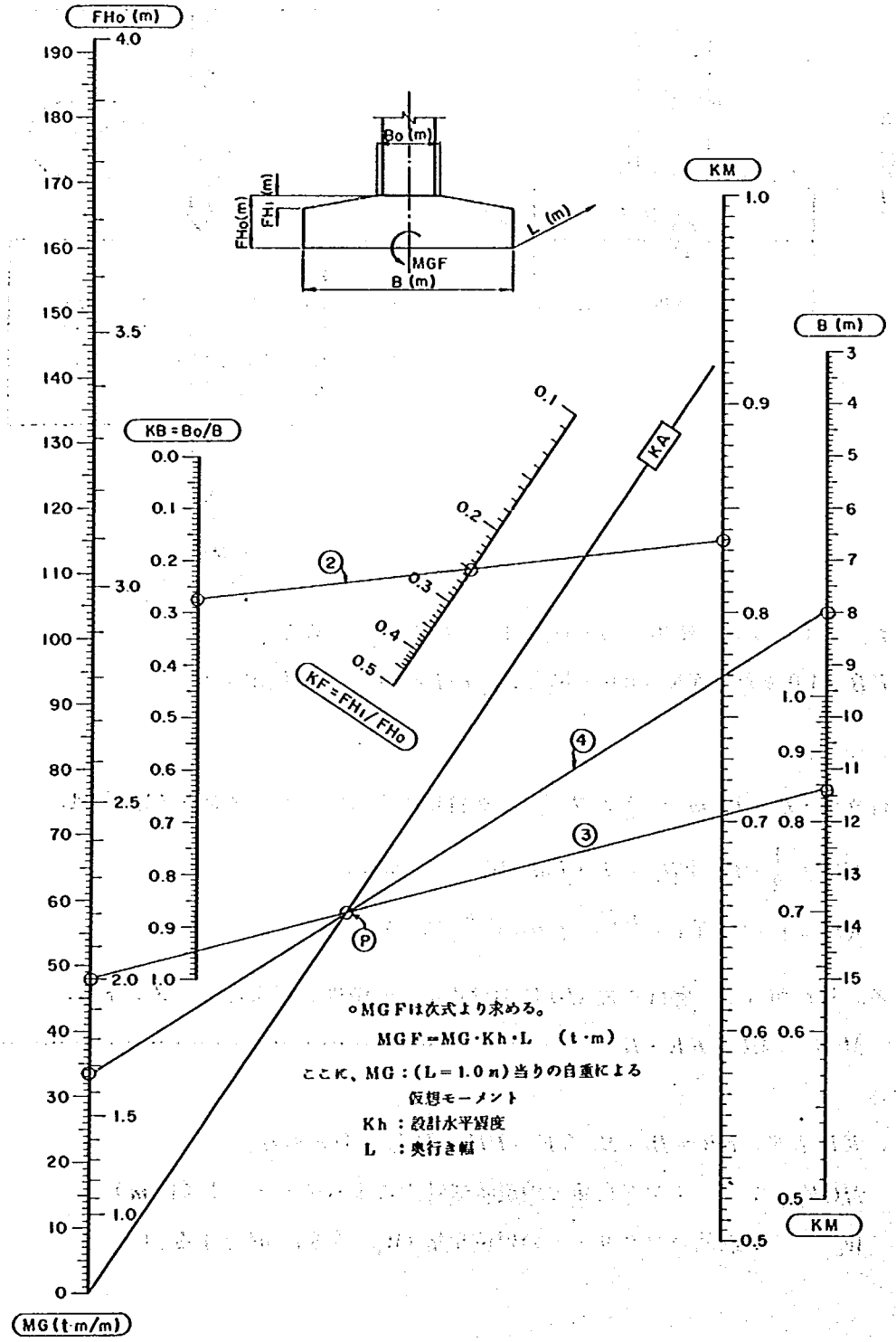
② 左軸にKBをとり，中軸にKFをとる。両点を結び内側の右軸まで延長しKMを求める。

③ 外側の右軸にKMをとり，左軸にFH_0をとる。両点を結び $\boxed{KA}$ 線との交点 (P)を求める。

④ 右軸にBをとり，交点 (P) とを結び左軸まで延長すればMGが得られる。

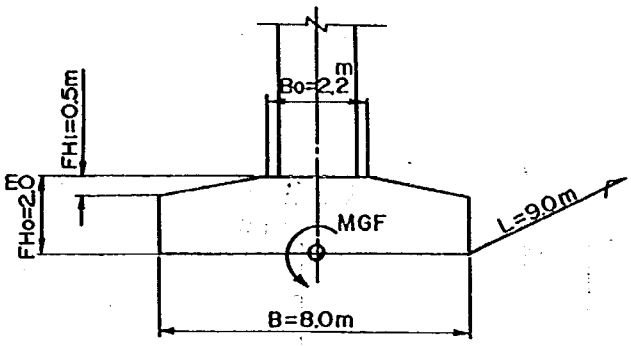
⑤ MGを使用し，式(9)より，MGFを計算する。

PG－9　フーチング自重の地震時慣性力によるモーメント（MGF）を求めるノモグラム



〔ノモグラムの使用例〕

下図の寸法を使用し，フーチング自重の地震時慣性力によるモーメントをPG－9より求める。



$$KB = \frac{2.2}{8.0} = 0.275$$

$$KF = \frac{0.5}{2.0} = 0.25$$

PG－9より…… $KM = 0.834$

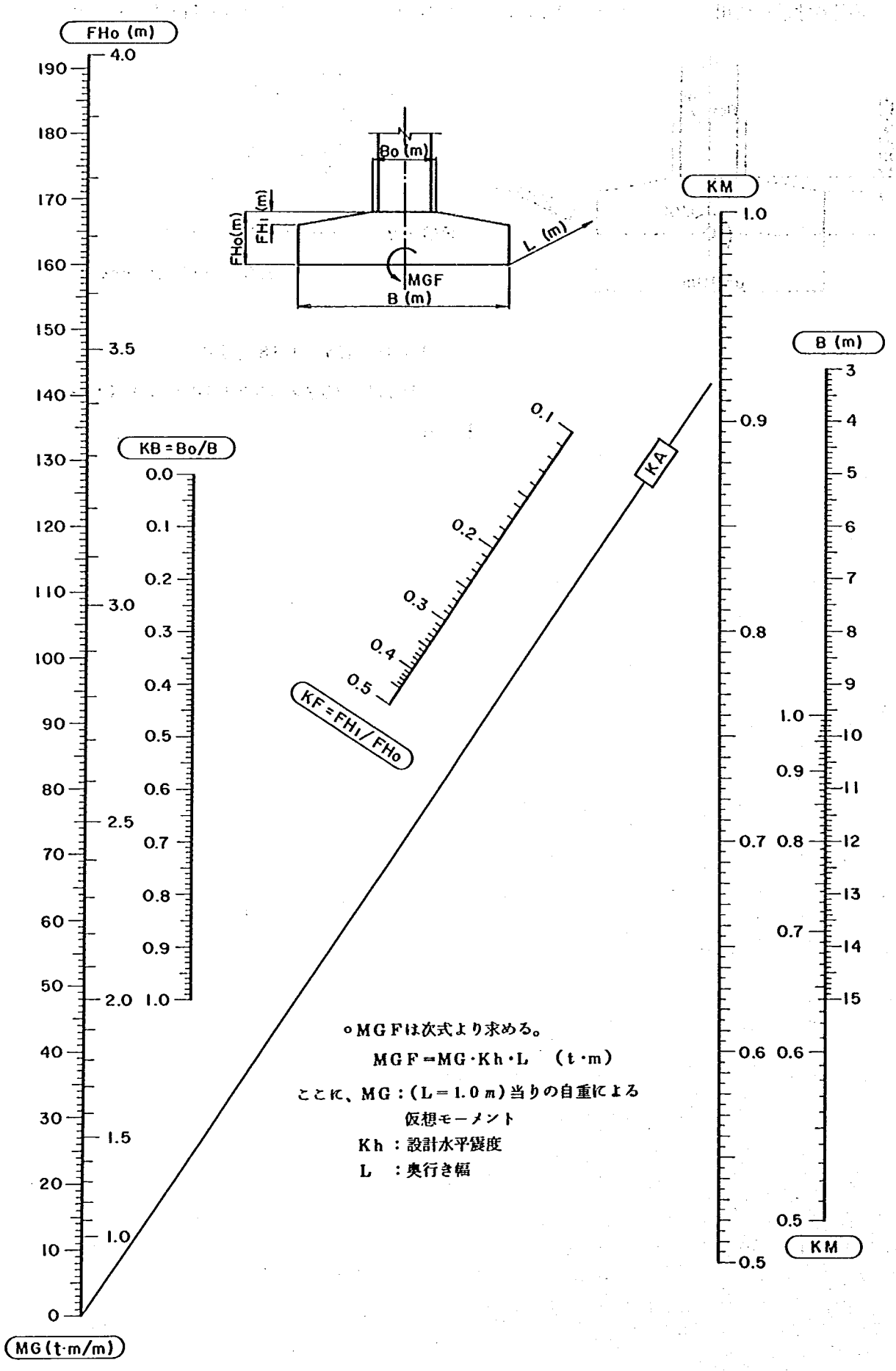
$MG = 33.2$ (t・m/m)

式(9)より，$Kh = 0.18$ とすれば，

$$MGF = 33.2 \times 9.0 \times 0.18 = 53.8 \ (t \cdot m)$$

となる。

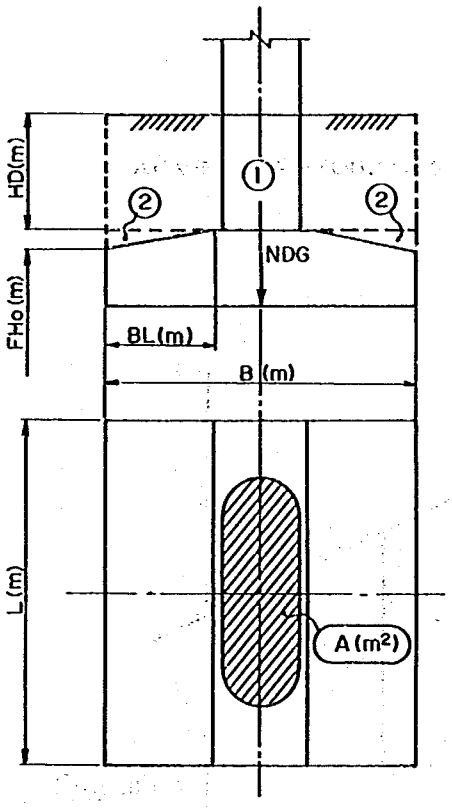
PG－9　フーチング自重の地震時慣性力によるモーメント（MGF）を求めるノモグラム

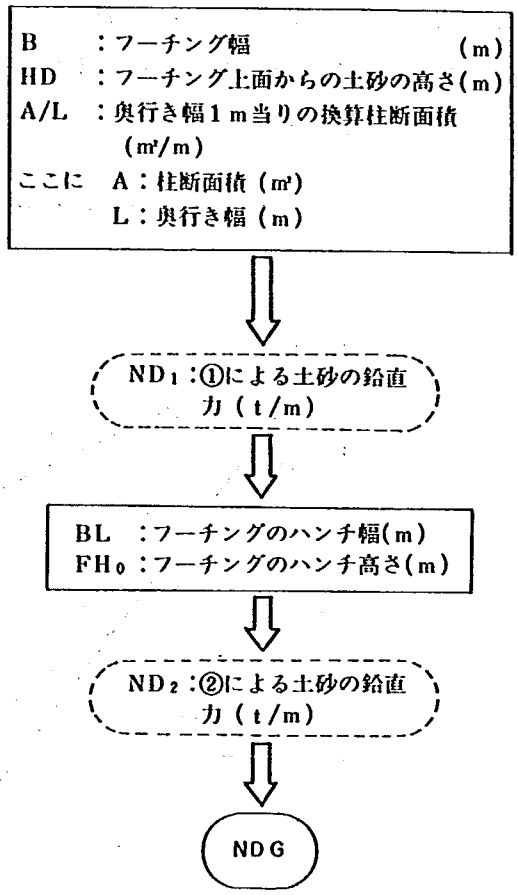


PG−10　フーチング上の土砂による鉛直力（NDG）を求めるノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，土砂を下図のように分割し，フーチング上の土砂による鉛直力（奥行き幅1 m 当り）を各々の条件（B, BL, HD, FH_0, A/L）を用いて求めるものである。





なお，ノモグラムは，土砂の単位重量を $\gamma = 1.8\ t/m^3$ として作成している。

〔 計　算　式 〕

①，②ブロックの土砂による鉛直力（奥行き幅1 m 当り）は，

①…… $ND_1 = (B - A/L) \cdot HD \cdot \gamma$

②…… $ND_2 = BL \cdot FH_0 \cdot \gamma$

となる。したがって，奥行き幅（L）における全鉛直力は，

$$NDG = (ND_1 + ND_2) \cdot L$$

となる。また，土砂の単位重量（γ）が $\gamma = 1.8\ t/m^3$ 以外の鉛直力を求める場合は，次式による。

$$NDG = (ND_1 + ND_2) \cdot L \cdot \frac{\gamma}{1.8} \quad \cdots\cdots (10)$$

ここに，$ND_{1,2}$：①，②ブロックの奥行き幅1 m 当りの土砂による鉛直力（t/m）

NDG：土砂による鉛直力　(t)

〔ノモグラムの見方〕

① AおよびA/Lを計算する。

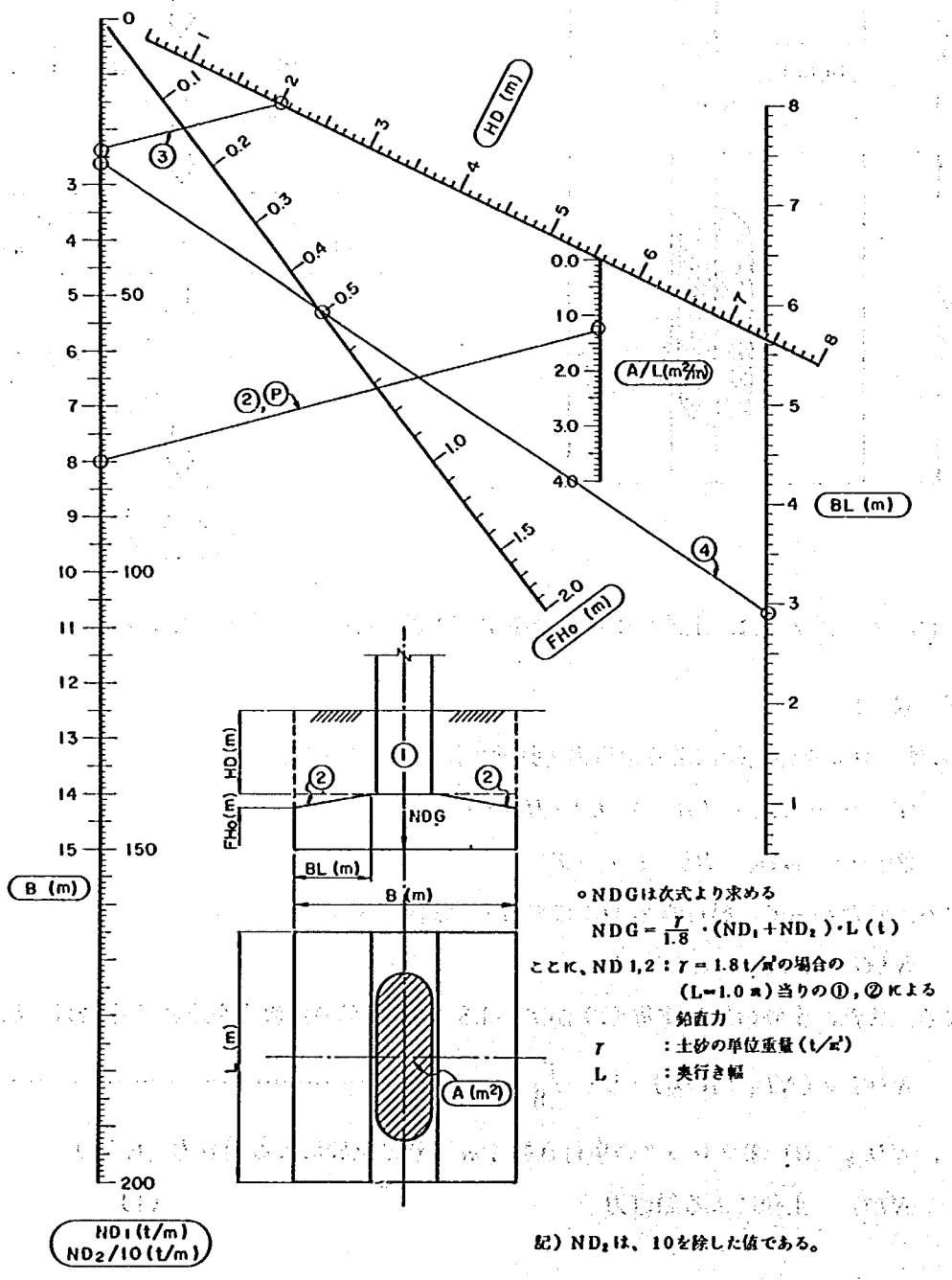
② 左軸にBを，中軸にA/Lをとり，両点を結んだ線をⓅ線とする。

③ 上軸にHDをとり，この点を通るⓅ線との平行線を描き，左軸との交点を読み取れば，ND_1が得られる。

④ 右軸にBLをとり，中軸にFH_0をとる。両点を結び左軸まで延長すればND_2が得られる。（但し，ND_2は10を除した値とする。）

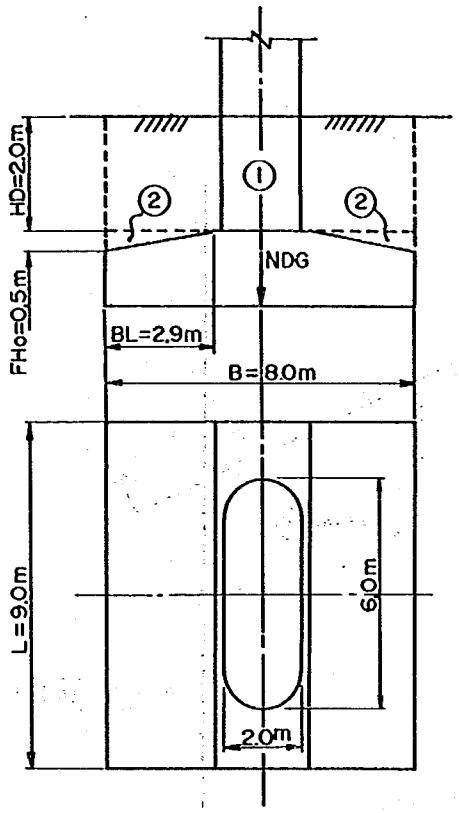
⑤ ND_1，ND_2を使用し，式(10)よりNDGを計算する。

PG－10　フーチング上の土砂による鉛直力（NDG）を求めるノモグラム



〔ノモグラムの使用例〕

下図の条件に対して，土砂による鉛直力を求める。なお，土砂の単位重量は $\gamma = 1.9\ t/m^3$ とする。



$$A = \frac{\pi \times 2.0^2}{4} + 2.0 \times 4.0 = 11.14\ (m^2)$$

$$A/L = \frac{11.14}{9.0} = 1.24\ (m^2/m)$$

PG−10より，$ND_1 = 24.3\ (t/m)$

$ND_2 = 2.6\ (t/m)$

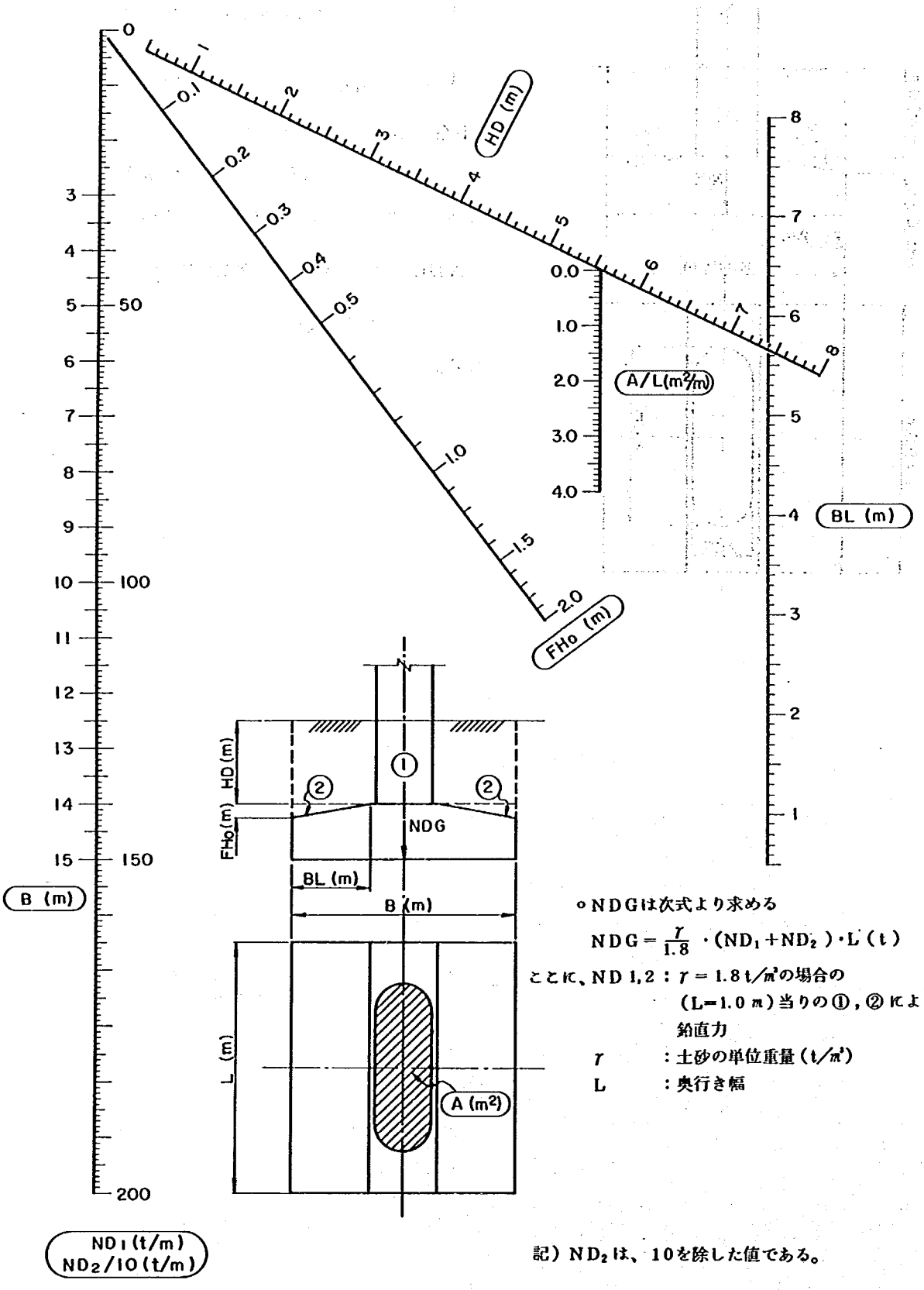
となる。したがって，NDGは，式(10)より

$$NDG = (24.3 + 2.6) \times 9.0 \times \frac{1.9}{1.8}$$

$$= 255.6\ (t)$$

となる。

PG－10　フーチング上の土砂による鉛直力（NDG）を求めるノモグラム



○NDGは次式より求める

$$NDG = \frac{\gamma}{1.8} \cdot (ND_1 + ND_2) \cdot L \ (t)$$

ここに、ND 1,2：$\gamma = 1.8\ t/m^3$の場合の（L＝1.0 m）当りの①，②による鉛直力

γ　：土砂の単位重量（t/m^3）

L　：奥行き幅

記）ND_2は、10を除した値である。

PG−11〜12　動水圧（PWH）および動水圧によるモーメント（PWM）を求めるノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，柱状構造物に作用する地震時の動水圧および動水圧によるモーメントを各々の条件（b/HW，HW，b，Kh，HD）を用いて求めるものである。

HW	：水　深	(m)
b	：動水圧の作用方向に直角な柱幅	(m)
b/HW	：b と HW の比	
Kh	：設計水平震度	
HD	：フーチング上面からの土砂の高さ	(m)

⇩

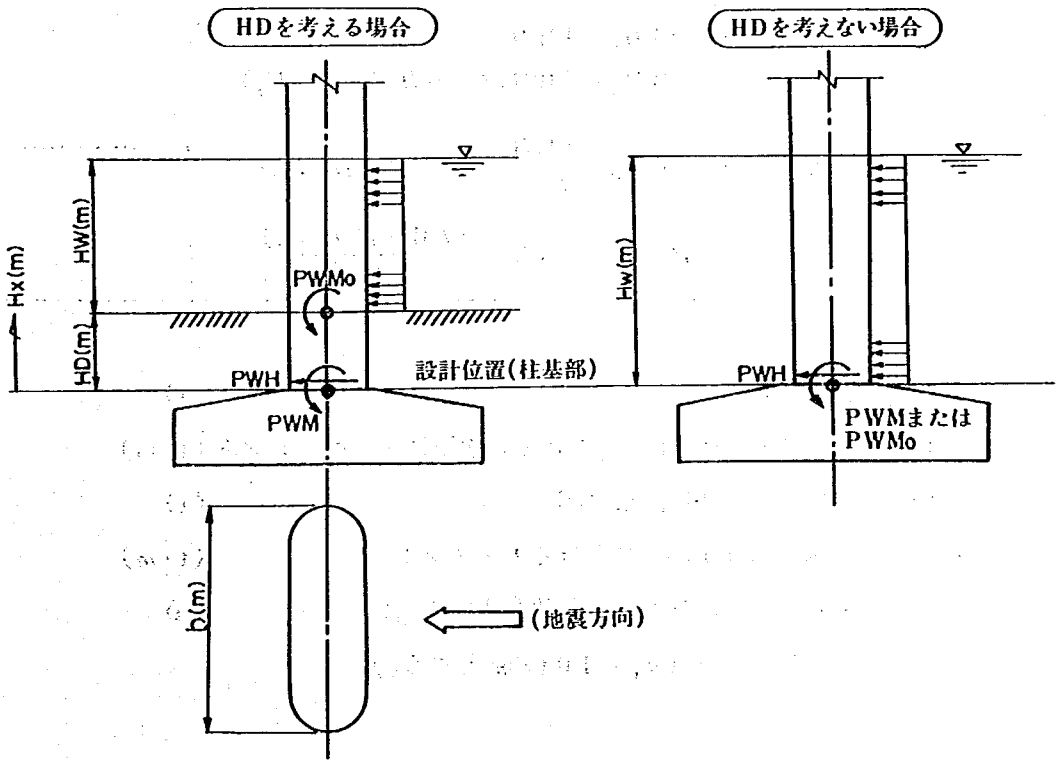
（PWH，PWM）

なお，ノモグラムの作成および利用上の留意点は，次のとおりである。

① ノモグラムは，$b/HW \leqq 2.0$ の場合（PG−11）および $b/HW > 2.0$ の場合（PG−12）に，区分して作成している。

② ノモグラムは，設計水平震度を $Kh=0.2$ として図化したものである。したがって，$Kh=0.2$ 以外の動水圧を求める場合は，〔計算式〕の項の補正式による。

〔 計　算　式 〕



○ 動水圧を求める一般式

① $\left(\frac{b}{HW} \leqq 2.0\right.$ の場合) …… $PWH = \frac{3}{4} \cdot Kh \cdot w_0 \cdot b^2 \cdot HW \left(1 - \frac{b}{4 \cdot HW}\right)$

② $\left(2.0 < \frac{b}{HW} \leqq 3.1\right.$ の場合) …… $PWH = \frac{3}{8} \cdot Kh \cdot w_0 \cdot b^2 \cdot HW$

③ $\left(3.1 < \frac{b}{HW}\right.$ の場合) …… $PWH = \frac{7}{6} \cdot Kh \cdot w_0 \cdot b \cdot HW^2$

○ 上式より $Kh = 0.2$, $w_0 = 1.0\ t/m^3$ とした場合の動水圧

$$\left.\begin{array}{ll} ① & PWH_0 = \frac{3}{20} \cdot b^2 \cdot \left(HW - \frac{b}{4}\right) \\ ② & PWH_0 = \frac{3}{40} \cdot b^2 \cdot HW \\ ③ & PWH_0 = \frac{7}{30} \cdot b \cdot HW^2 \end{array}\right\} \text{ノモグラムに使用した計算式}$$

○ 設計位置（柱基部）における動水圧によるモーメントの一般式

$$PWM = PWH \cdot \left(\frac{HW}{2} + HD\right)$$

○ $Kh = 0.2$ 以外の動水圧および動水圧の作用高さにおけるモーメントを求める計算式

$$\left.\begin{array}{l} PWH = PWH_0 \cdot \frac{Kh}{0.2} \\ PWM_0 = PWH \cdot \frac{HW}{2} \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (11)$$

○ 任意の設計位置（H_x）における動水圧およびモーメントを求める計算式

$$\left.\begin{array}{ll} (H_x < HD) \cdots\cdots & PWH_x = PWH \\ & PWM_x = PWM_0 + PWH \cdot (HD - H_x) \\ (H_x \geqq HD) \cdots\cdots & PWH_x = \frac{PWH}{HW} \cdot (HW + HD - H_x) \\ & PWM_x = PWM_0 \cdot \frac{(HW + HD - H_x)^2}{HW^2} \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (12)$$

ここに，PWH ：動 水 圧 (t)

PWM ：設計位置（柱基部）における動水圧によるモーメント (t・m)

PWH_0 ：$Kh = 0.2$ の場合の動水圧 (t)

PWM_0 ：動水圧の作用高さにおけるモーメント (t・m)

H_x ：柱基部から，任意の設計位置までの高さ (m)

w_0 ：水の単位重量（$w_0 = 1.0\ t/m^3$ とする。）

〔ノモグラムの見方〕

① b/HWを計算し，b/HWよりノモグラムの検索をする。

○ PG－11の場合（下図参照）

② 下軸にbをとり，上軸にb/HWをとる。両点を結び $\boxed{KA}$ 線との交点Ⓟを求める。

③ 右軸にHWをとり，交点Ⓟとを結び左軸まで延長すればPWH_0が得られる。

④ PWH_0を使用し，式(11)，(12)より，PWH，PWMを計算する。

○ PG－12の場合

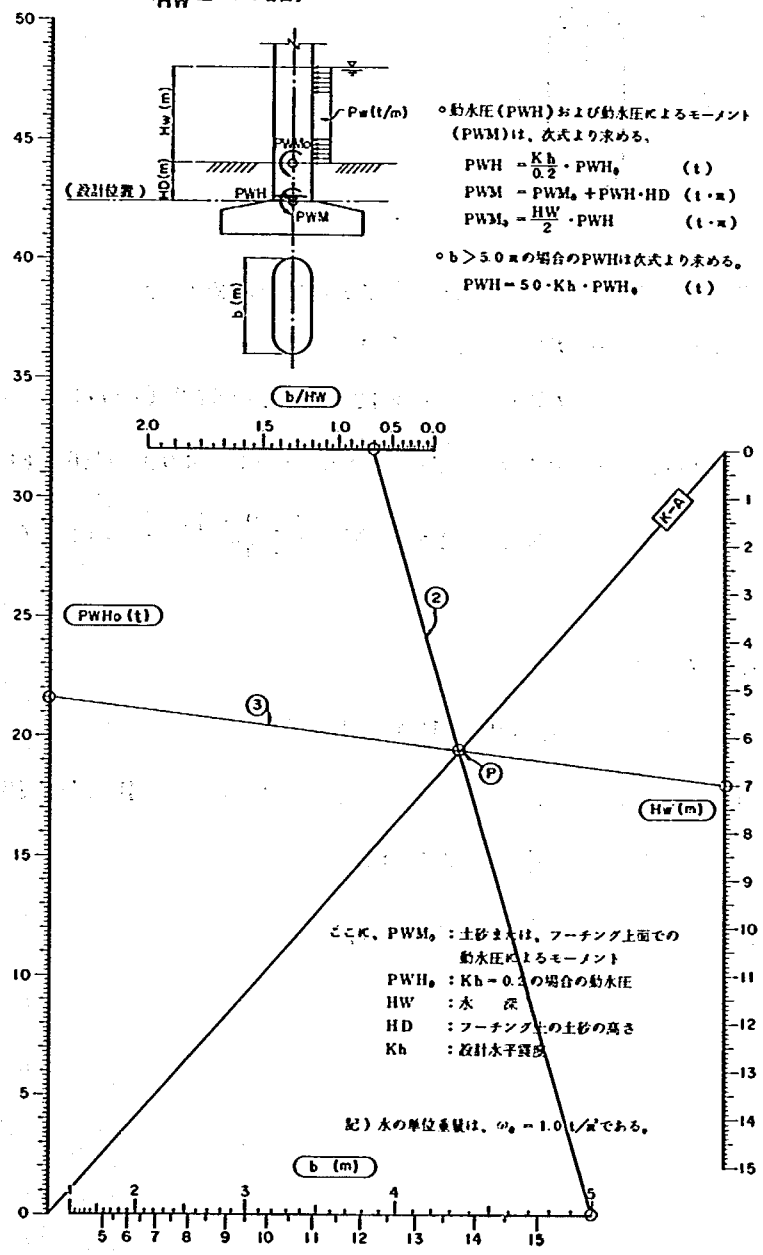
② b/HWの範囲より，使用する軸を決める。

③ 右軸にHWをとり，中軸にbをとる。両点を結び左軸まで延長すれば，PWH_0が得られる。

④ PWH_0を使用し，式(11)，(12)より，PWH，PWMを計算する。

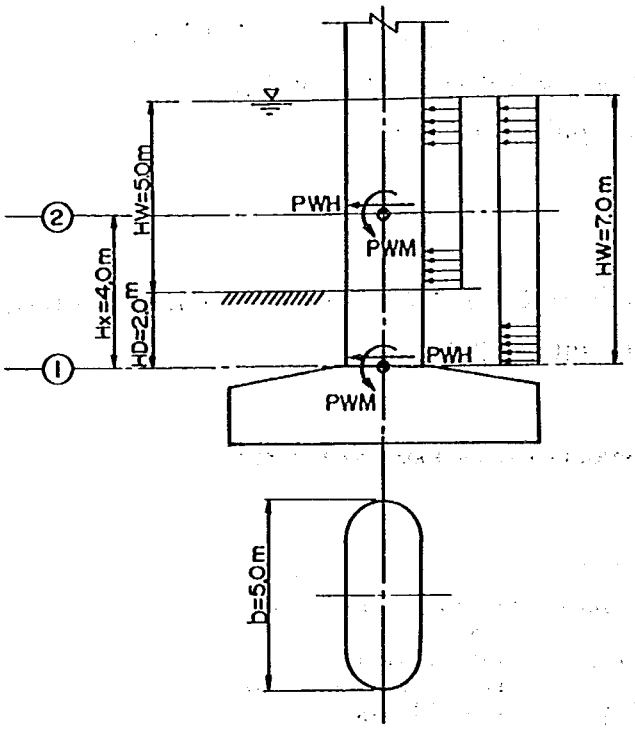
PG－11　動水圧（PWH）および動水圧によるモーメント（PWM）を求めるノモグラム

（$\frac{b}{HW} \leqq 2.0$の場合）



〔ノモグラムの使用例〕

下図の条件に対して，PWH および PWM を求める。なお，設計水平震度は $Kh=0.18$ とする。



○ $HW=5.0\,m$，$HD=2.0\,m$ の場合

$\dfrac{b}{HW}=\dfrac{5.0}{5.0}=1.0$ より，PG−11を使用する。

PG−11より $PWH_0=14.1$ (t) となる。

したがって，式(11)より，PWH，PWM_0 は，

$$PWH=14.1\times\frac{0.18}{0.2}=12.7\ (\mathrm{t})$$

$$PWM_0=12.7\times\frac{5.0}{2}=31.8\ (\mathrm{t}\cdot m)$$

となる。

（式(12)より，各設計位置における PWH および PWM を求める。）

① $(H_x=0.0)$ …… $PWH=12.7$ (t)

$$PWM=31.8+12.7\times2.0=57.2\ (\mathrm{t}\cdot m)$$

② $(H_x=4.0\,m)$ …… $PWH=\dfrac{12.7}{5.0}\times(5.0+2.0-4.0)=7.6$ (t)

$$PWM=31.8\times\frac{(5.0+2.0-4.0)^2}{5.0^2}=11.4\ (\mathrm{t}\cdot m)$$

○ $HW=7.0\,m$，$HD=0.0$ の場合

$\dfrac{b}{HW}=\dfrac{5.0}{7.0}=0.71$ より，PG−11を使用する。

PG−11より，$PWH_0=21.6$ (t) となる。したがって，式(11)より，PWH，PWM_0 は，

$$PWH=21.6\times\frac{0.18}{0.2}=19.4\ (\mathrm{t})$$

$$PWM_0=19.4\times\frac{7.0}{2}=67.9\ (\mathrm{t}\cdot m)$$

となる。

（式(12)より，各設計位置におけるPWHおよびPWMを求める。）

① （$H_x=0.0$）…… $PWH_1=19.4$（t）

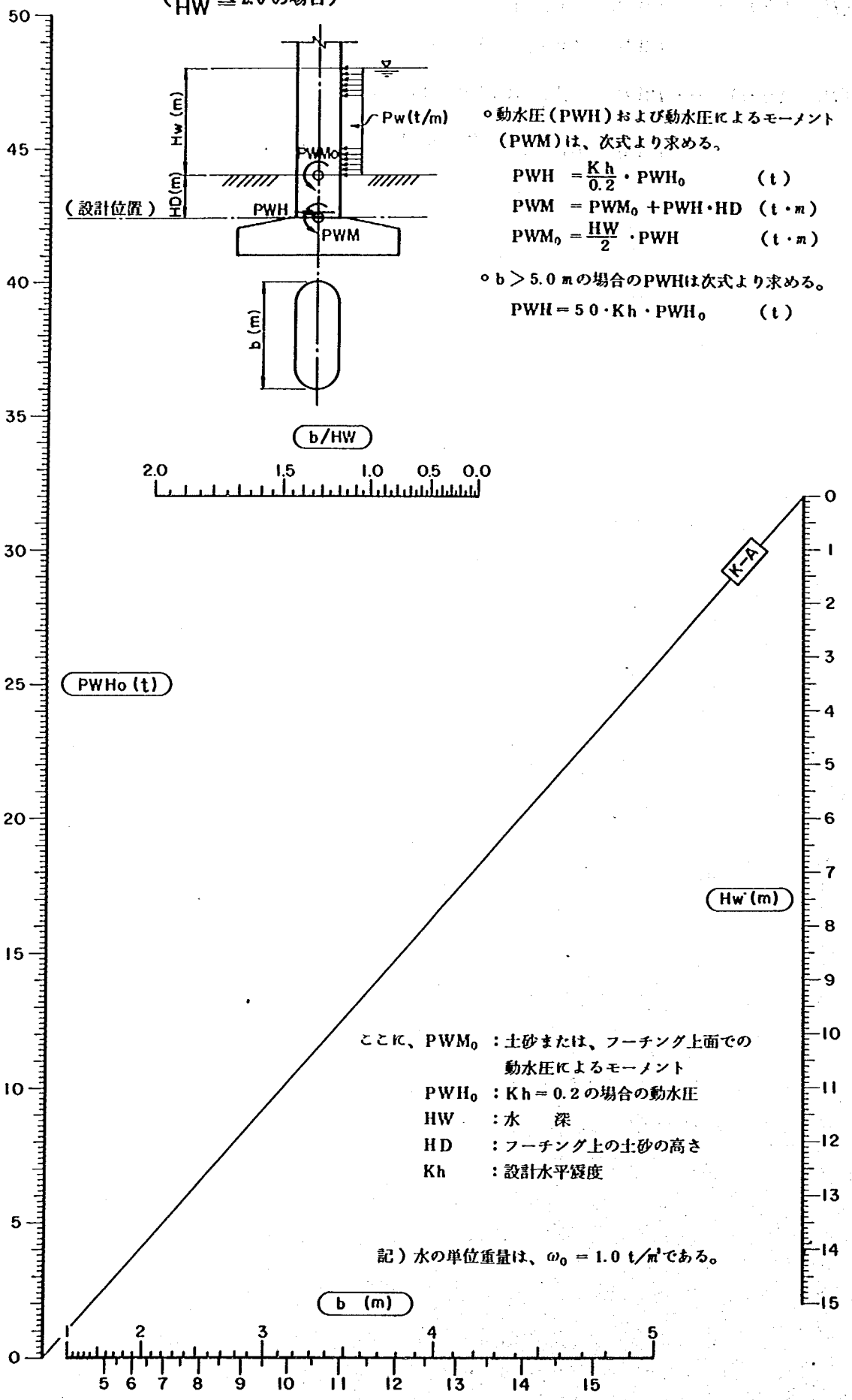
$PWM_1=PWM_0=67.9$（t・m）

② （$H_x=4.0\,m$）…… $PWH_2=\dfrac{19.4}{7.0}\times(7.0-4.0)=8.3$（t）

$PWM_2=67.9\times\dfrac{(7.0-4.0)^2}{7.0^2}=12.5$（t・$m$）

PG－11　動水圧（PWH）および動水圧によるモーメント（PWM）を求めるノモグラム

（$\frac{b}{HW} \leqq 2.0$ の場合）



○動水圧（PWH）および動水圧によるモーメント（PWM）は、次式より求める。

$$PWH = \frac{Kh}{0.2} \cdot PWH_0 \quad (t)$$

$$PWM = PWM_0 + PWH \cdot HD \quad (t \cdot m)$$

$$PWM_0 = \frac{HW}{2} \cdot PWH \quad (t \cdot m)$$

○ b ＞ 5.0 m の場合のPWHは次式より求める。

$$PWH = 50 \cdot Kh \cdot PWH_0 \quad (t)$$

ここに、PWM_0 ：土砂または、フーチング上面での動水圧によるモーメント

PWH_0 ：Kh＝0.2 の場合の動水圧

HW ：水　深

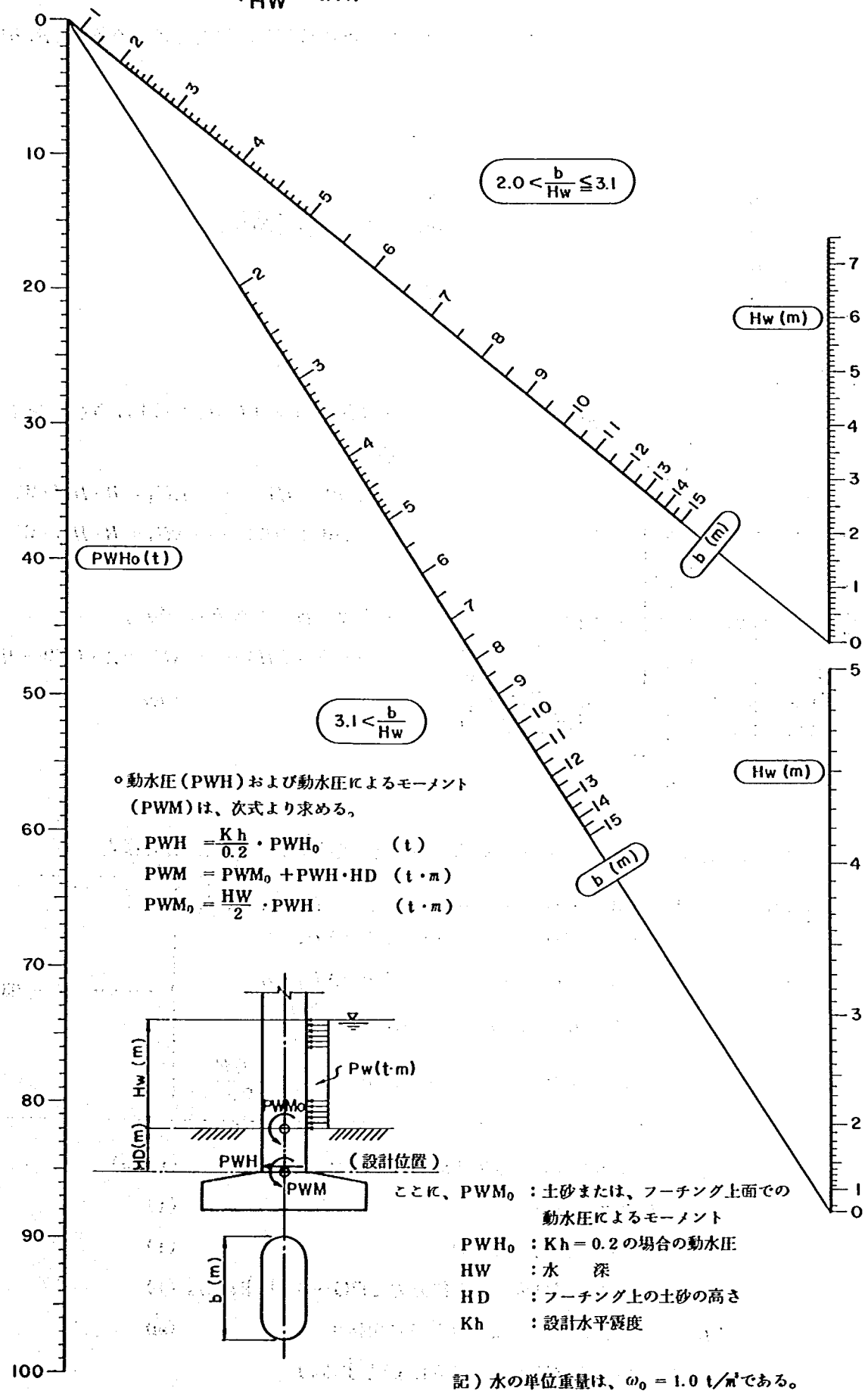
HD ：フーチング上の土砂の高さ

Kh ：設計水平震度

記）水の単位重量は、$\omega_0 = 1.0\ t/m^3$ である。

PG－12　動水圧（PWH）および動水圧によるモーメント（PWM）を求めるノモグラム

（$2.0 < \frac{b}{HW}$ の場合）



○動水圧（PWH）および動水圧によるモーメント（PWM）は、次式より求める。

$$PWH = \frac{Kh}{0.2} \cdot PWH_0 \quad (t)$$

$$PWM = PWM_0 + PWH \cdot HD \quad (t \cdot m)$$

$$PWM_0 = \frac{HW}{2} \cdot PWH \quad (t \cdot m)$$

ここに、PWM_0 ：土砂または、フーチング上面での動水圧によるモーメント

PWH_0 ：$Kh = 0.2$ の場合の動水圧

HW ：水　深

HD ：フーチング上の土砂の高さ

Kh ：設計水平震度

記）水の単位重量は、$\omega_0 = 1.0\ t/m^3$ である。

PG−13　浮力（NUP）を求めるノモグラム

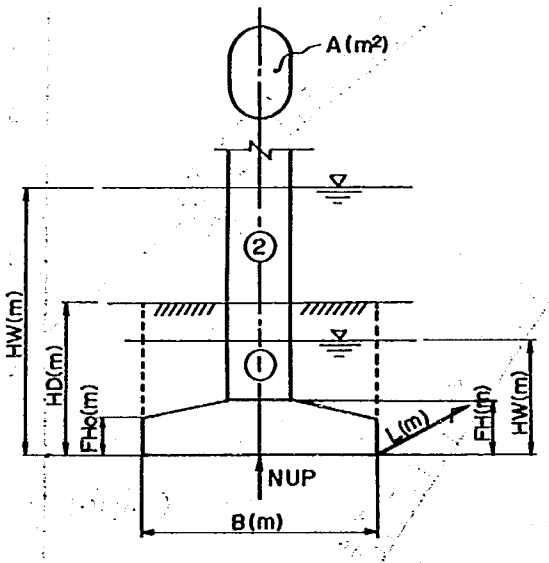
〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，下図のように，土砂部①と柱部②に分割し，浮力を各々の条件（B, HW, HD, A, L）を用いて求めるものである。

B	：フーチング幅	(m)
L	：奥行き幅	(m)
HW	：水　　位	(m)
HD	：フーチング上の土砂の高さ	(m)
A	：柱の断面積	(m^2)

⟹ NUP

〔 計　算　式 〕



○　土砂部①の浮力（奥行き幅 1 m 当り）を求める一般式

$(HW \leqq HD)$ …… $NU_1 = B \cdot HW \cdot W_0$

$(HW > HD)$ …… $NU_1 = B \cdot HD \cdot W_0$

○　柱部②の浮力を求める一般式

$(HW > FH)$ …… $NU_2 = A \cdot (HW - HD) \cdot w_0$

○　上式より，$HD > 0$，$HD = 0$ の場合の水位の変化に応じた浮力を求める計算式

$$\left.\begin{array}{ll}
\boxed{HD > 0\text{の場合}} & (HW > HD) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots NUP = NU_1 \cdot L + NU_2 \\
 & (HW \leqq HD) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots NUP = NU_1 \cdot L \\
\boxed{HD = 0\text{の場合}} & (HW \leqq FH_0) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots NUP = NU_1 \cdot L \\
 & (FH \geqq HW > FH_0) \cdots\cdots NUP = \dfrac{NGF}{2.5} \\
 & (HW > FH) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots NUP = NU_2 + \dfrac{NGF}{2.5}
\end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (13)$$

ここに，

NU_1	：	土砂部①の奥行き幅 1 m 当りの浮力	(t/m)
NU_2	：	柱部②の浮力	(t)
NUP	：	構造物に作用する浮力	(t)
NGF	：	フーチング自重による鉛直力でPG−8より求める。	(t)
FH, FH_0	：	フーチングの全高さおよび先端高さ	(m)
w_0	：	水の単位重量（$w_0 = 1.0\ t/m^3$ とする。）	

〔ノモグラムの見方〕

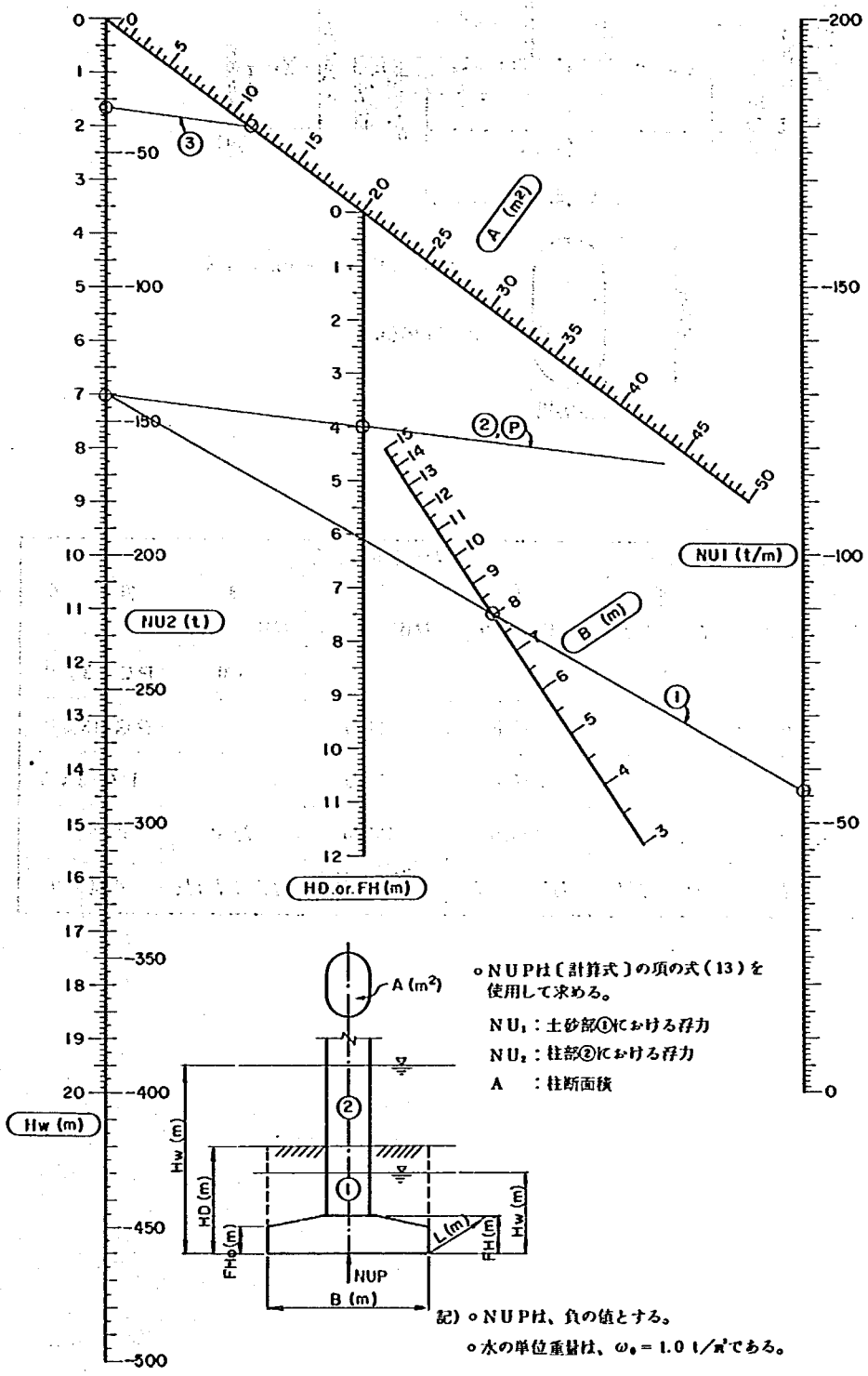
① 左軸にHWをとり，中軸にBをとる。両点を結び右軸まで延長すればNU_1が得られる。

② 左軸にHWをとり，中軸にHDをとる。両点を結んだ線をⓅ線とする。

③ 上軸にAをとり，この点を通るⓅ線と平行線を描き，左軸との交点を読み取れば，NU_2が得られる。

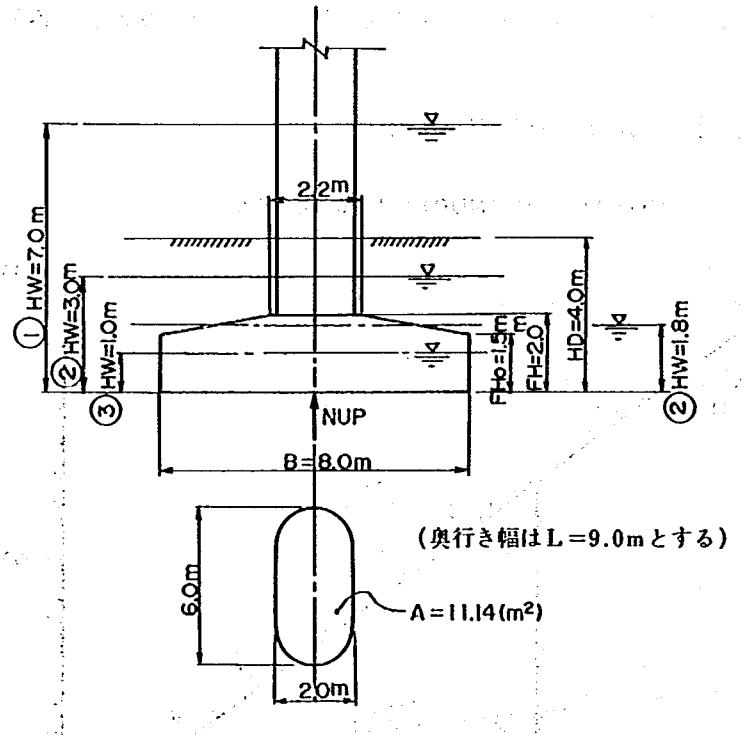
④ NU_1，NU_2を使用し，式(13)よりNUPを計算する。

PG－13　浮力（NUP）を求めるノモグラム



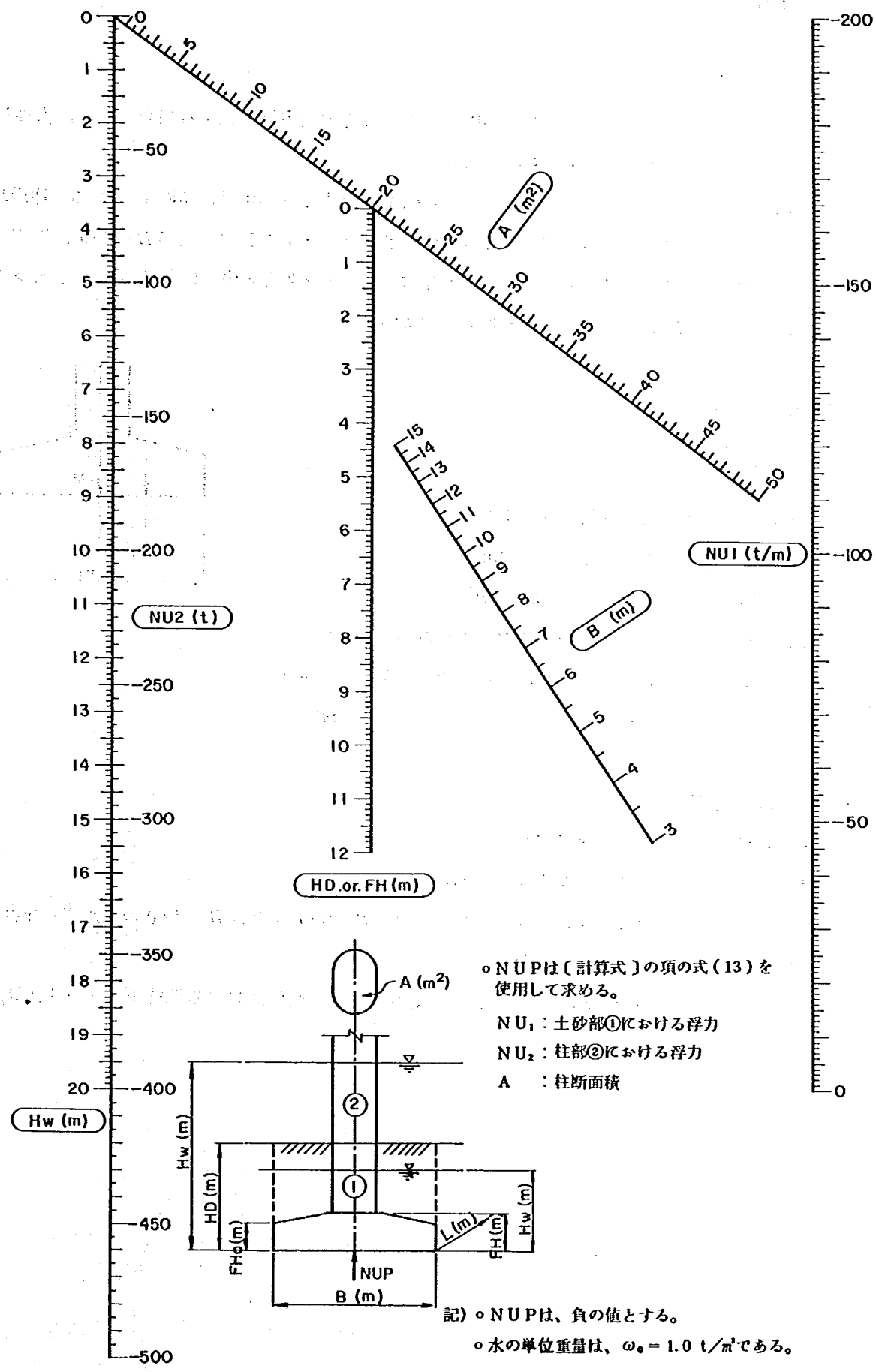
〔ノモグラムの使用例〕

下図の条件に対して，$HD=4.0\,m$，$HD=0.0$ の場合の浮力を求める。



水位 ＼ 項目	$HD=5.0m$の場合		$HD=0.0$の場合			備考
	① $HW=7.0m$	② $HW=3.0m$	① $HW=7.0m$	② $HW=1.8m$	③ $HW=1.0m$	
NU_1 (t/m)	32.0	24.0	—	—	8.0	PG-13より
NU_2 (t)	33.0	—	55.0	11.0	—	PG-13より
NGF (t)	—	—	327.6	315.0	—	PG-8より
NUP (t)	−321.0	−216.0	−186.0	−137.0	−72.0	式(13)より
HWの範囲	$HW>HD$	$HW\leq HD$	$HW>FH$	$FH\geq HW>FH_0$	$HW\leq FH_0$	式(13)より

PG－13　浮力（NUP）を求めるノモグラム



○ＮＵＰは〔計算式〕の項の式（13）を使用して求める。

NU_1：土砂部①における浮力

NU_2：柱部②における浮力

A　：柱断面積

記）○ＮＵＰは、負の値とする。

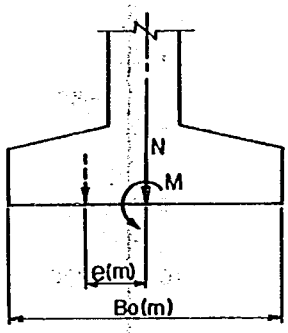
○水の単位重量は、$\omega_0 = 1.0$ t/m³である。

PG—14　鉛直力（N），モーメント（M）より転倒の許容値に対するフーチング幅（B）を求めるノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，フーチング底面中心における外力（奥行き幅1 m 当り）より，直接基礎の転倒に対する安定度を照査するものである。

なお，ノモグラムの作成に当たり考慮した転倒に対する許容値は，常時 $e=B/6$，地震時 $e=B/3$（フーチング中心より）であり，許容値に対するフーチング幅は，常時 $B=6\cdot e$，地震時 $B=3\cdot e$ となる。したがって，ノモグラムの利用は，フーチング底面中心における N, M より e を求め，この e に対する最小フーチング幅を求めればよい。



〔 計 算 式 〕

$$e=\frac{M}{N}$$

○ 転倒の許容値に対する最小フーチング幅

（常　時）　$B=6\cdot e\leqq B_0$　(m)

（地震時）　$B=3\cdot e\leqq B_0$　(m)

ここに，N：フーチング底面中心における鉛直力　（t）

M：フーチング底面中心におけるモーメント（t・m）

e：偏　心　量　(m)

〔ノモグラムの見方〕

① 右軸に N をとり，左軸に M をとる。

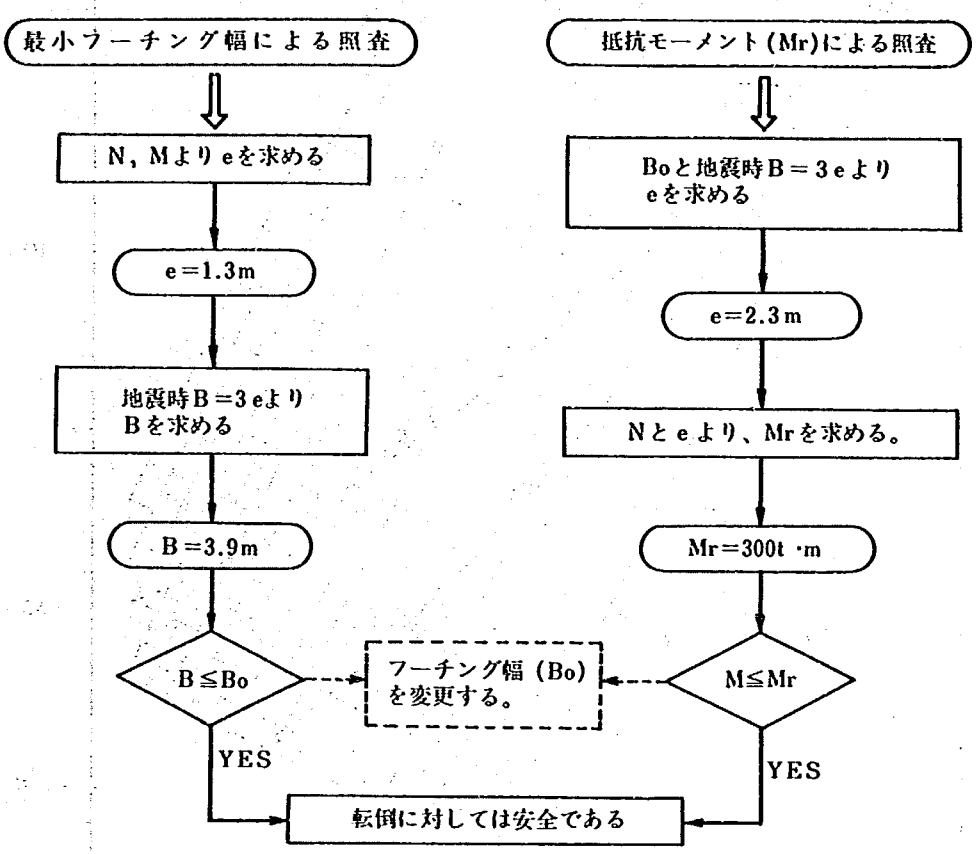
② 両点を結び，中軸との交点が e である。

③ この交点により，中軸に対する垂線を上げ，$B=6\cdot e$ または $B=3\cdot e$ の交点より許容値に対する最小フーチング幅が得られる。

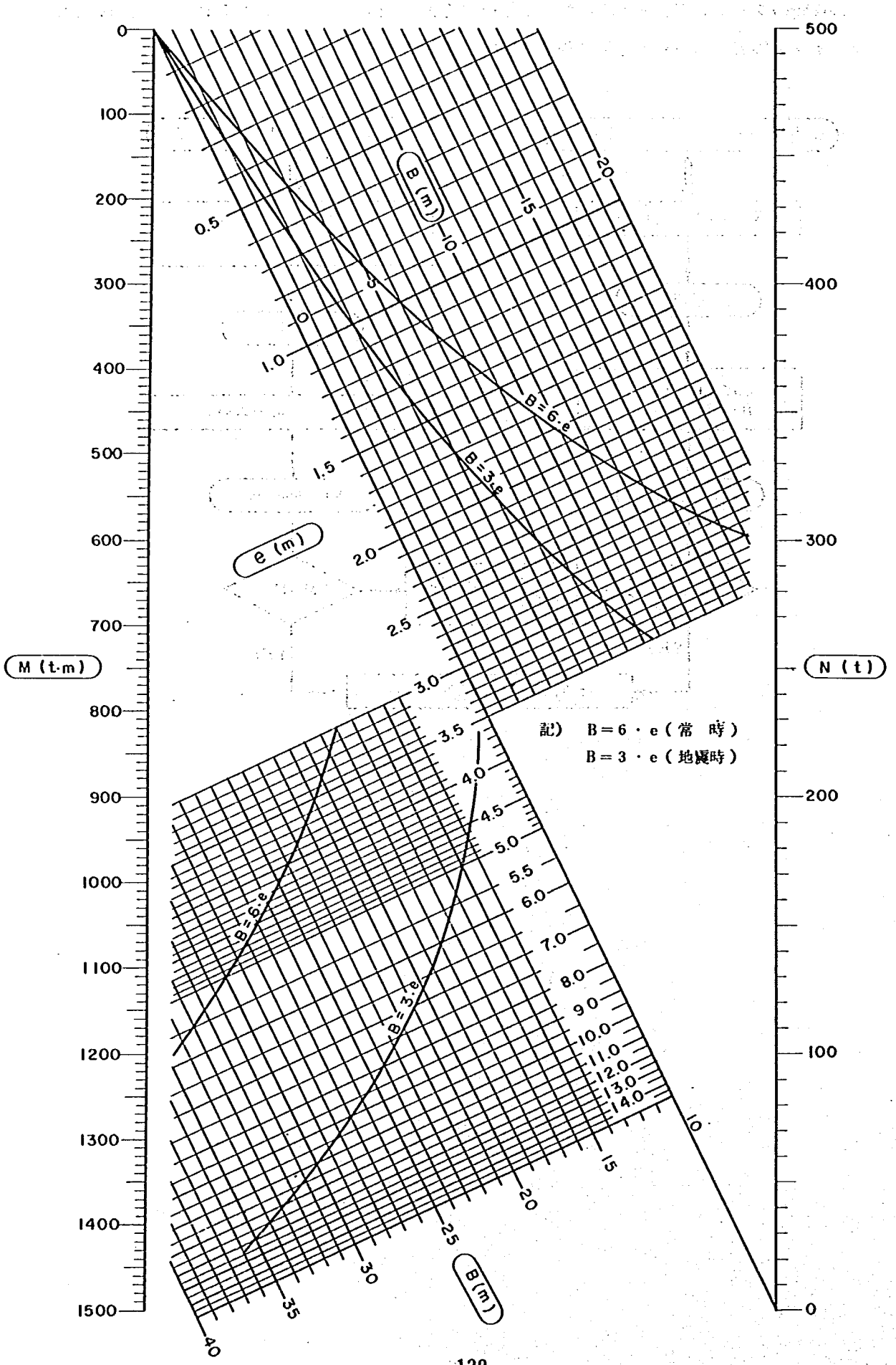
④ また③→①の逆の手順でノモグラムを使用すれば，転倒に対する抵抗モーメント（M_r）が得られる。

〔ノモグラムの使用例〕

地震時のフーチング底面中心における鉛直力を$N=129$ t，モーメントを$M=171$ t・m とし，フーチング幅$B_0=7.0$ mの転倒に対する安定度を照査する。



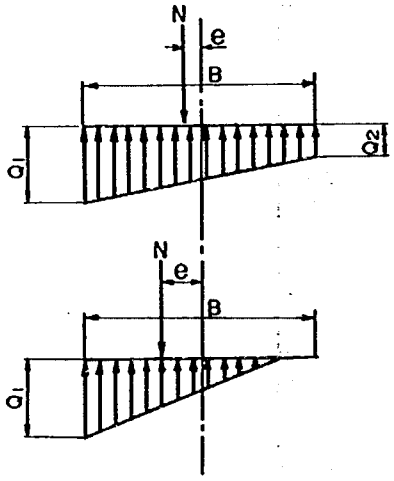
PG－14 鉛直力(N)，モーメント(M)より転倒の許容値に対するフーチング幅(B)を求めるノモグラム



PG－15　フーチング底面での支持力度（Q_1，Q_2）を求めるノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，フーチング底面中心における外力（奥行き幅1m当り）より，直接基礎の支持力度（Q_1，Q_2）を求めるものである。



〔 計　算　式 〕

$$e=\frac{M}{N}$$

（台形分布の場合）

$$Q_1,\ Q_2=\frac{N}{B}\left(1\pm\frac{6e}{B}\right)\leqq Q_a$$

（三角形分布の場合）

$$Q_1=\frac{N}{B}\cdot\frac{2}{3\left(\frac{1}{2}-\frac{e}{B}\right)}$$

ここに，　N　：フーチング底面中心における鉛直力（t）

M　：フーチング底面中心におけるモーメント（t・m）

e　：フーチング底面中心からの偏心量　（m）

B　：フーチング幅　（m）

Q_1，Q_2：フーチング底面での支持力度　（t／m^2）

Q_a　：許容支持力度　（t／m^2）

〔ノモグラムの見方〕

① e/B，N/Bを計算する。

② 中軸にe/Bをとり，左軸にN/Bをとる。

③ 両点を結び，右軸まで延長すればQ_1が得られる。また$e/B<1/6$の時は，中軸にQ_2が得られる。

〔ノモグラムの使用例〕

$N=140$（t），$M=171$（t・m），$B=7.0$（m），$Q_a=45$（t／m^2）とすると，

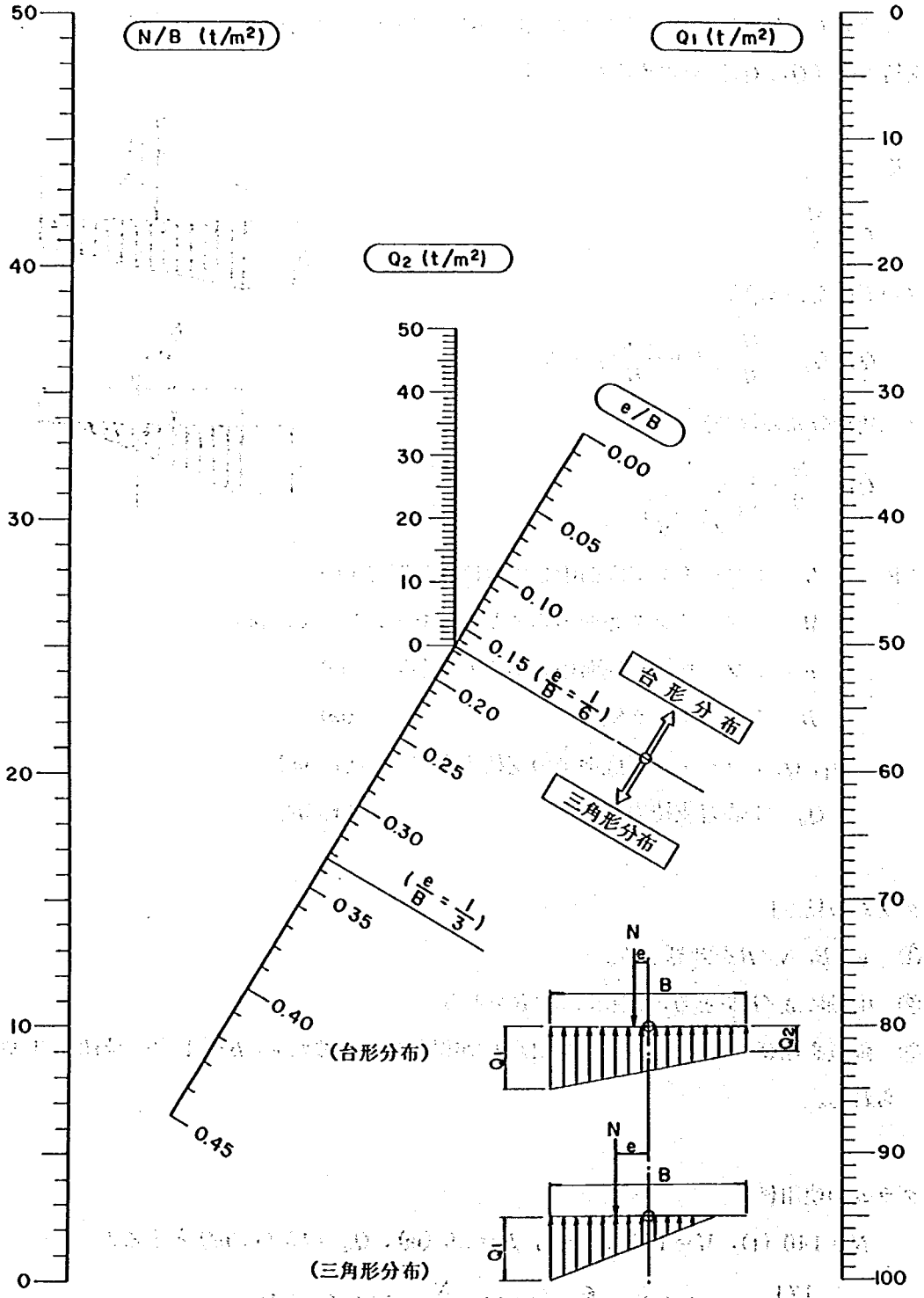
$$e=\frac{171}{140}=1.22\ (m),\quad \frac{e}{B}=0.174,\quad \frac{N}{B}=20.0\ (t/m^2)$$

となる。よってPG－15より

$$Q_1=41\ (t/m^2)<Q_a=45\ (t/m^2)$$

が得られる。

PG－15　フーチング底面での支持力度（Q_1～Q_2）を求めるノモグラム



PG—16　水平力（H），鉛直力（N）より滑動安全率に対する摩擦係数（$\tan\phi_B$）を求めるノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，フーチング底面中心における外力（奥行き幅 1 m 当り）より，直接基礎の滑動に対する安定度を照査するものである。

なお，照査は許容滑動安全率の常時 $F_{s0}=1.5$，地震時 $F_{s0}=1.2$ を使用し，許容値に対する摩擦係数（$\tan\phi_B$）または，せん断抵抗力によって行えばよい。（ノモグラムの使用例を参照）

〔計　算　式〕

$$F_s=\frac{N\cdot\tan\phi_B}{H}$$ より，$F_s=F_{s0}$ とすれば，

$$\tan\phi_B=\frac{H}{N}\cdot F_{s0}\leqq \text{設計時の}\ \tan\phi_B$$

$$H_u=\frac{N\cdot\tan\phi_B}{F_{s0}}\geqq H$$

となる。

ここに，F_s　：滑動安全率

F_{s0}　：許容滑動安全率

N　：フーチング底面中心における鉛直力（t）

H　：フーチング底面中心における水平力（t）

$\tan\phi_B$：基礎底面と地盤との間の摩擦係数

H_u　：せん断抵抗力　（t）

〔ノモグラムの見方〕

① 右軸にHをとり，左軸にNをとる。

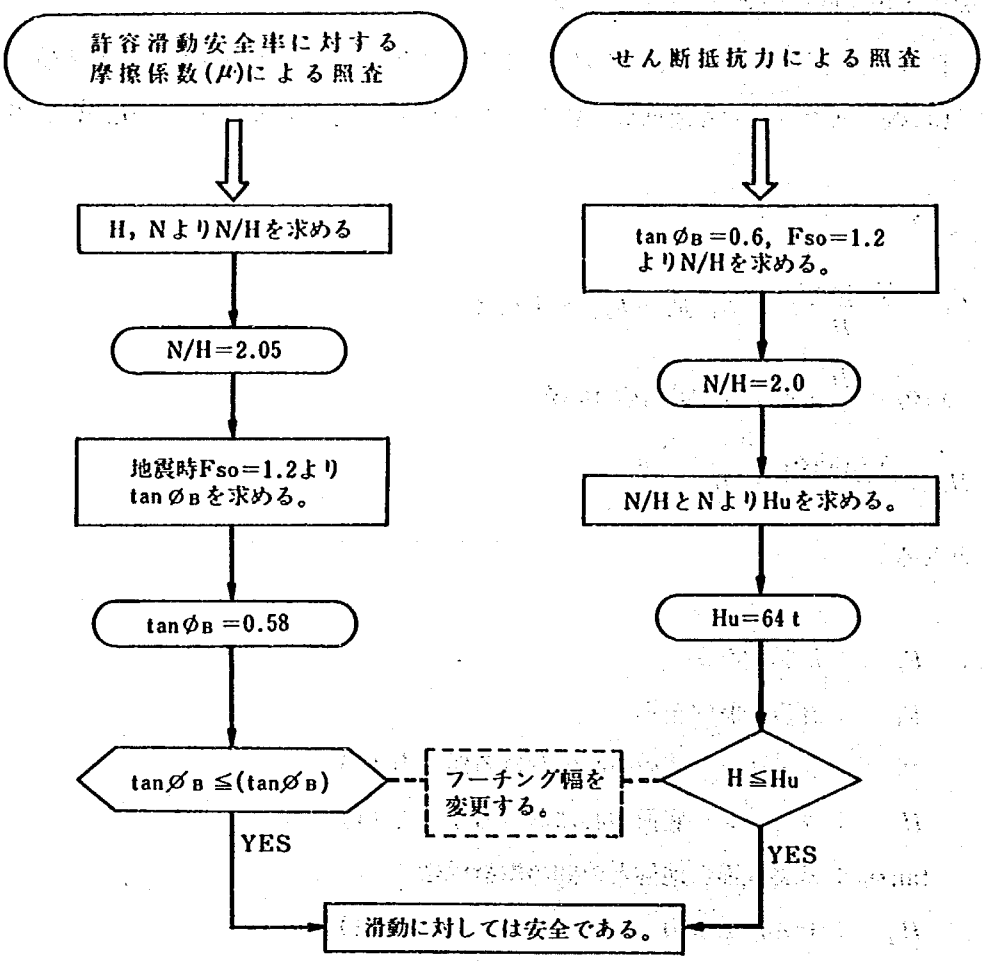
② 両点を結び，中軸との交点（N/H）を求める。

③ この点より，中軸に対する垂線を上げ，F_{s0} との交点を読みとれば，$\tan\phi_B$ が得られる。

④ また③→①の逆の手順でノモグラムを使用すれば，せん断抵抗力（H_u）が得られる。

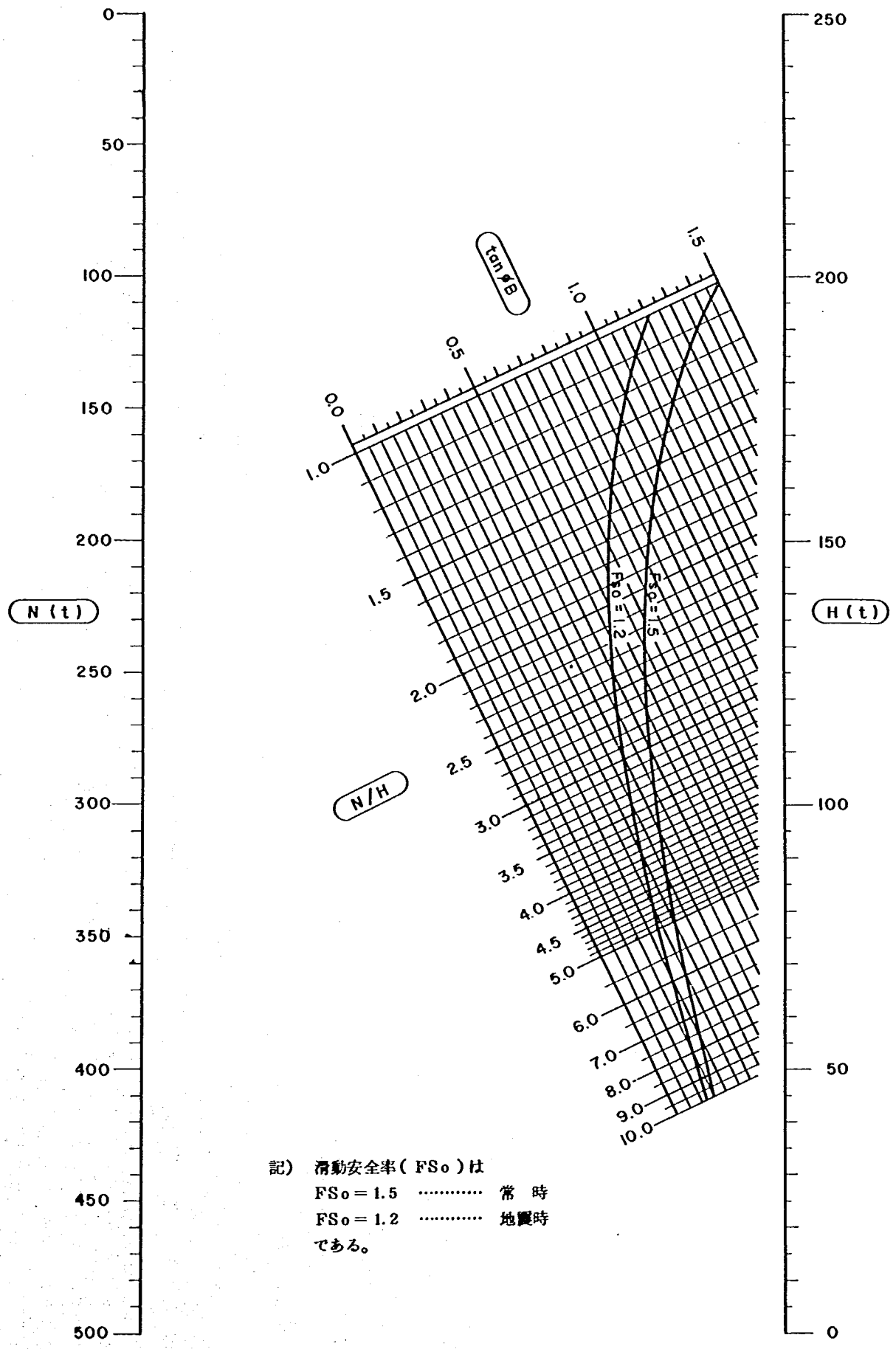
〔ノモグラムの使用例〕

地震時のフーチング底面中心における鉛直力を$N=129$ (t)，水平力を$H=63$ (t) とし，$\tan\phi_B=0.6$ とした場合の滑動に対する安定度を照査する。



記）(tanØB) ：設計時の摩擦係数

PG－16　水平力（H），鉛直力（N）より滑動安全率に対する摩擦係数（$\tan\phi_B$）を求めるノモグラム



記）　滑動安全率（FSo）は
FSo＝1.5 …… 常　時
FSo＝1.2 …… 地震時
である。

3.5.2　フーチング厚さの設計照査用ノモグラム

目　　次

FG－1　フーチングを剛体として扱える厚さを照査するノモグラム …… 143

FG－2～3　鉛直方向の地盤反力係数（K_V）を求めるノモグラム …… 148

FG－2　（$\alpha \cdot E_0 \leqq$ 5,000 kg/cm²の場合）…… 150

FG－3　（$\alpha \cdot E_0 \leqq$ 10,000 kg/cm²の場合）…… 151

ＦＧ－１　フーチングを剛体として扱える厚さを照査するノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，フーチングを剛体として扱える厚さを，剛性率（$\mu \leqq 1.0$）により照査する場合と，剛性率を $\mu = 1.0$ として求めた平均フーチング厚さ（h_0）により照査する場合の，μ または，h_0 を各々の条件（K_V，h，λ，E）より求めるものである。

① フーチングの剛性率（$\mu \leqq 1.0$）により照査する場合

K_V，h，λ，E ⇒ μ

② フーチングの剛性率を $\mu = 1.0$ として求めた平均フーチング厚さ（h_0）により照査する場合

K_V，λ，E，$\mu = 1.0$ ⇒ h_0

〔 計　算　式 〕

○ フーチングの剛性率（μ）を求める計算式

$$\mu = \beta \cdot \lambda \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad \mu \leqq 1.0$$

ここに，$\beta = \sqrt[4]{\dfrac{3 \cdot K}{E \cdot h^3}}$　（m^{-1}）

$$K = \begin{cases} K_V \cdots\cdots\cdots \text{直接基礎の場合} \\ K_p \cdots\cdots\cdots \text{くい基礎の場合} \end{cases}$$

K_V　：鉛直方向の地盤反力係数（t／m^3）

K_p　：換算地盤反力係数（t／m^3）$\cdots\cdots\cdots K_p = K_{V0} \cdot \dfrac{n \cdot m}{L \cdot B}$

K_{V0}：１本のくいの軸方向バネ係数（t／m）

B　：フーチングの幅（m）

L　：フーチングの奥行き（m）

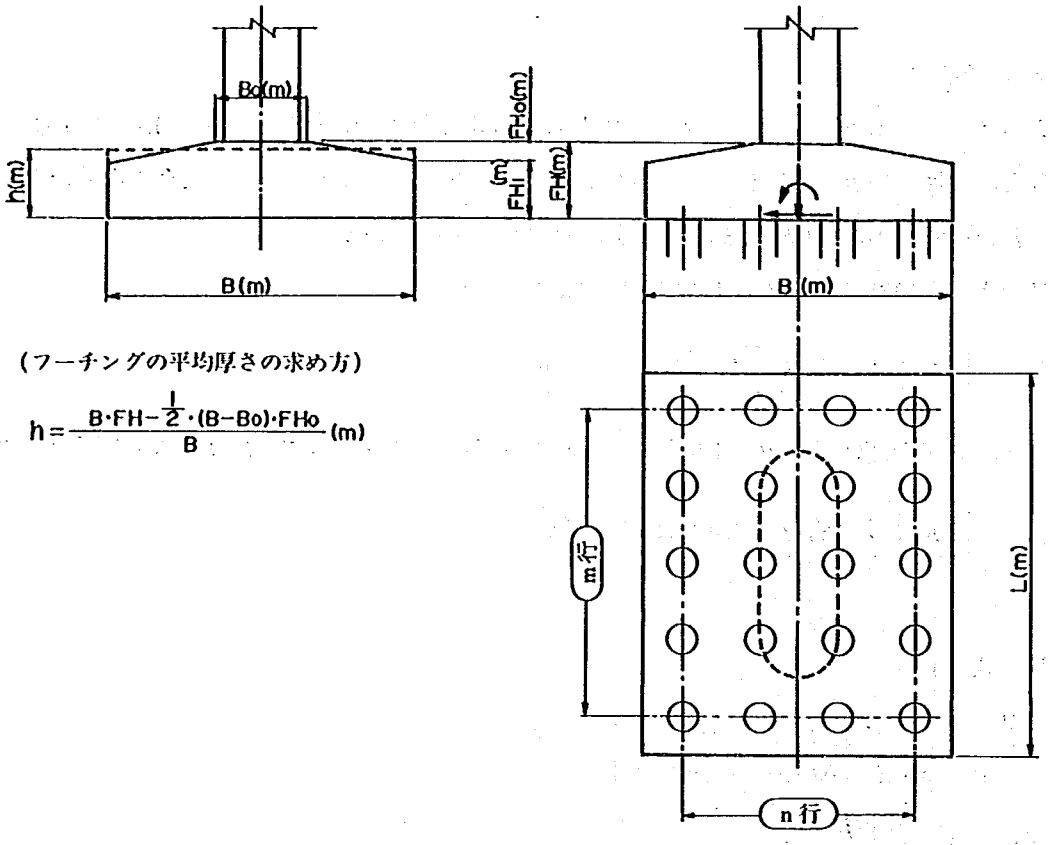
n　：くいの列数

m　：くいの行数

E　：フーチングの弾性係数（t／m^2）

h　：フーチングの平均厚さ（m）

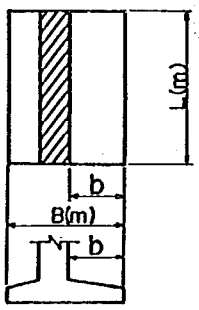
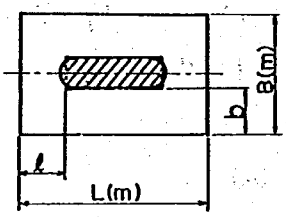
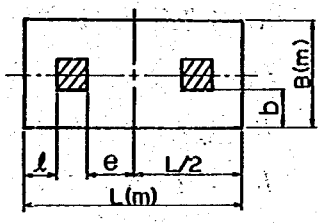
λ　：フーチングの換算突出長（m）で，フーチングの形状に応じて表－１より求める。



（フーチングの平均厚さの求め方）

$$h=\frac{B\cdot FH-\frac{1}{2}\cdot(B-Bo)\cdot FHo}{B}\ (m)$$

表－1　フーチングの換算突出長（λ）の求め方

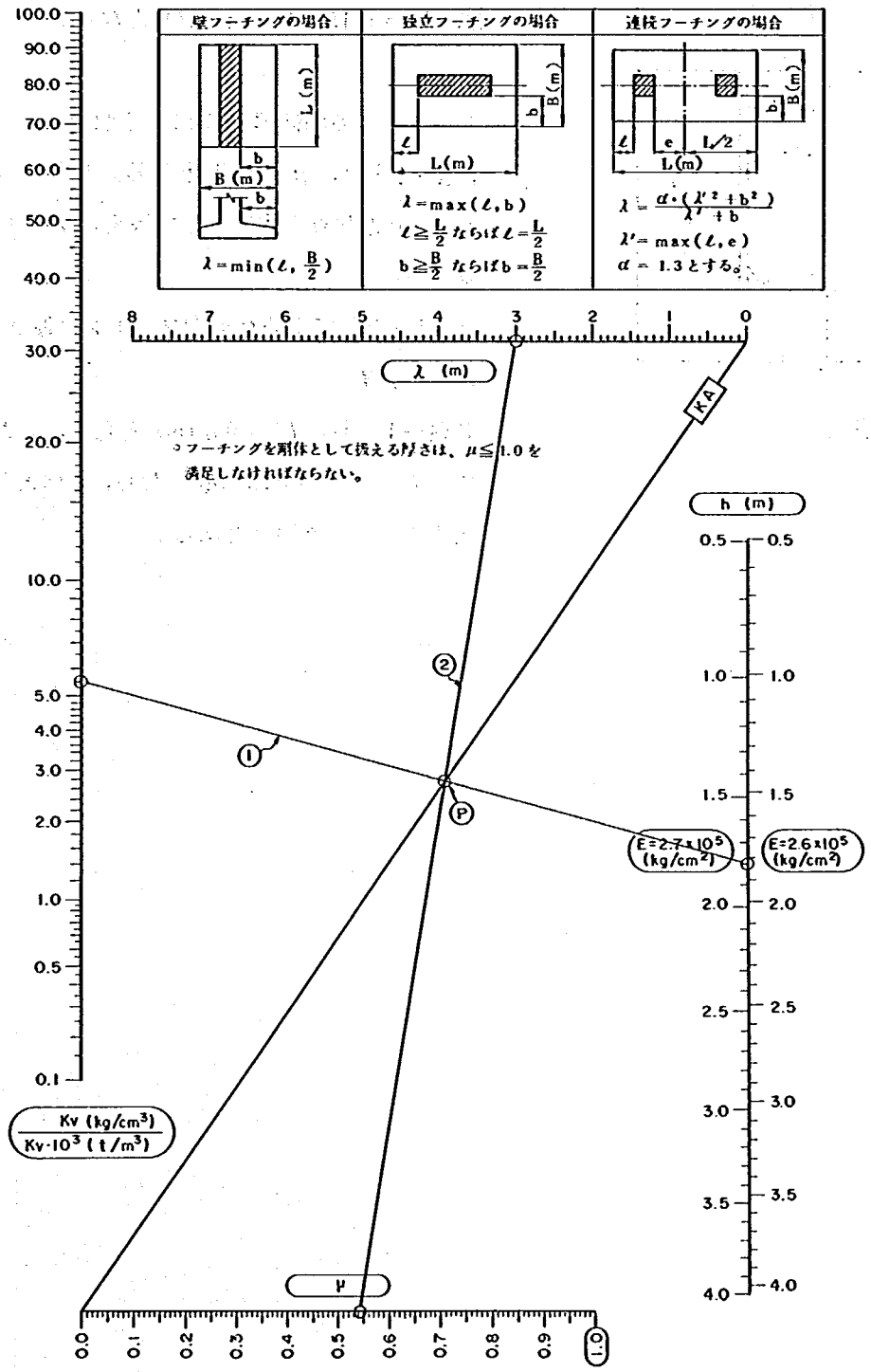
壁フーチングの場合	独立フーチングの場合	連続フーチングの場合
 $\lambda=\min(\ell,\frac{B}{2})$	 $\lambda=\max(\ell,b)$ ここに $\ell\geqq\frac{L}{2}$ ならば $\ell=\frac{L}{2}$ $b\geqq\frac{B}{2}$ ならば $b=\frac{B}{2}$	 $\lambda=\frac{\alpha(\lambda'^2+b^2)}{\lambda'+b}$ ここに $\lambda'=\max(\ell,e)$ $\alpha=1.3$とする

〔ノモグラムの見方〕

○ μを求める場合…
① 右軸にEに対応するhをとり，左軸にK_Vをとる。両点を結び $\boxed{KA}$ 線との交点Ⓟを求める。
② 上軸にλをとり，Ⓟ点とを結び，下軸まで延長すればμが得られる。

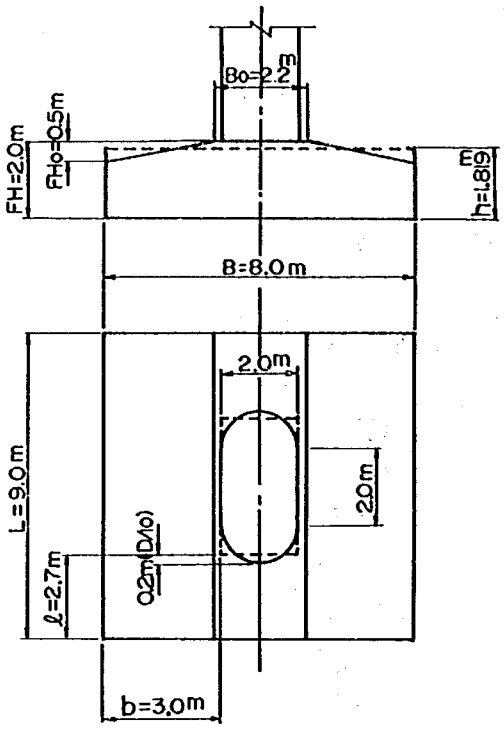
○ h_0を求める場合…③ $\mu=1.0$として，②→①の逆の手順でノモグラムを使用すれば，hが得られる。よって，必要平均フーチング厚さ（h_0）は，$h_0=h$となる。

FG−1 フーチングを剛体として扱える厚さを照査するノモグラム



〔ノモグラムの使用例〕

下図の条件に対して，フーチングの剛性率の照査を行う。なお，フーチングの弾性係数は，$E = 2.6 \times 10^5$ (kg/cm^2) とする。



$$h = \frac{8.0 \times 2.0 - \frac{1}{2} \times (8.0 - 2.2) \times 0.5}{8.0}$$

$$= 1.819 \ (m)$$

表－1より，$\lambda = max\,(2.7,\ 3.0) = 3.0$ (m)

○ K_V は，FG－2～3より，$\alpha \cdot E_0 = 2000\ kg/cm^2$ とすれば，$K_V = 5.45 \times 10^3$ (t/m^3) となる。

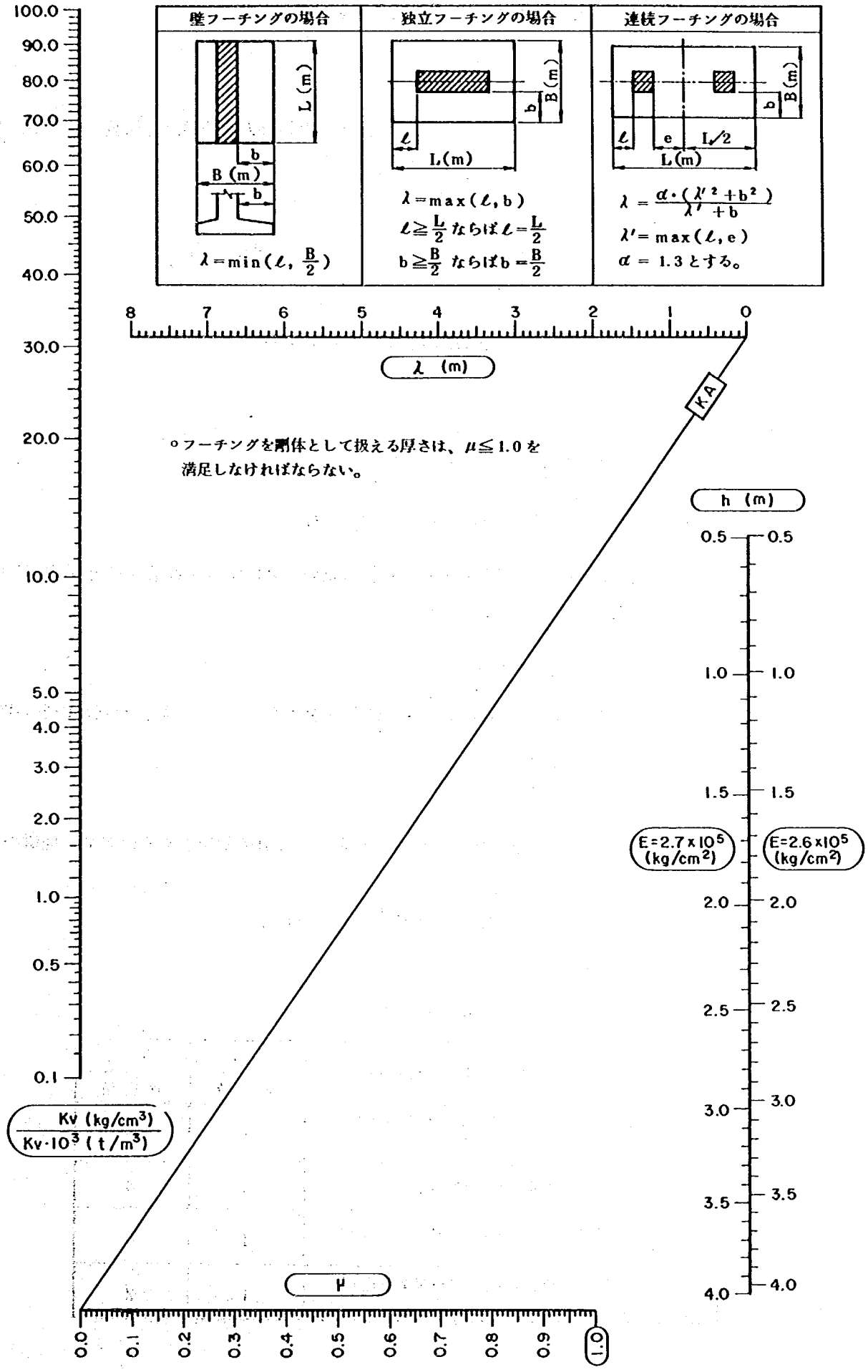
① フーチングの剛性率 (μ) による照査

FG－1より，$\mu = 0.54$ となる。したがって，$\mu \leqq 1.0$ となり，剛体として扱えるフーチング厚さである。

② $\mu = 1.0$ として求めた平均フーチング厚さ (h_0) による照査

FG－1より，$h_0 = 0.8$ (m) となる。したがって，$h_0 \leqq h = 1.819$ (m) となり，剛体として扱えるフーチング厚さである。

FG−1　フーチングを剛体として扱える厚さを照査するノモグラム



FG－2～3　鉛直方向の地盤反力係数（Kv）を求めるノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，下記の〔計算式〕による直接基礎の鉛直方向地盤反力係数（K_V）を，各々の条件（$\alpha \cdot E_0$，A_V）を用いて求めるものである。

$\alpha \cdot E_0$	：地盤反力係数の指定に用いる係数（α）を考えた地盤の変形係数（kg/cm²）
A_V	：鉛直方向の載荷面積（cm²）

⇒ （K_V）

なお，$\alpha \cdot E_0$ は，$\alpha \cdot E_0 \leqq 10{,}000$ kg/cm² として作成している。

〔 計 算 式 〕

○ 鉛直方向の地盤反力係数（K_V）を求める計算式

$$K_V = K_{V0}\left(\frac{B_V}{30}\right)^{-(3/4)} = 12.8\,K_{V0} \cdot B_V^{-(3/4)} \quad (\mathrm{kg/cm^3})$$

ここに，K_{V0}：直径 30 cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向の地盤反力係数（kg/cm³）で，次式より求める。

$$K_{V0} = \frac{1}{30} \cdot \alpha \cdot E_0$$

B_V：基礎の換算載荷幅（cm）で，次式により求める。ただし，底面形状が円形の場合は，直径とする。

$$B_V = \sqrt{A_V}$$

E_0：表－2に示す方法で測定または，推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kg/cm²）

α：地盤反力係数の推定に用いる係数で表－2による。

A_V：鉛直方向の載荷面積（cm²）

表－2　E_0 と α

試験方法による変形係数 E_0（kg/cm²）	α の値	
	常　時	地震時
直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の½	1	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または，三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値より$E_0 = 28 \cdot N$で推定した変形係数	1	2

○ ノモグラムに使用したK_Vの計算式

$$K_V = 0.4273 \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot A_V^{-(3/2)} \cdots\cdots (kg/cm^2)$$

$$K_V = 1.3512 \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot A_V^{-(3/2)} \cdots\cdots (t/m^3)$$

〔ノモグラムの見方〕

① $\alpha \cdot E_0$ およびA_Vを計算する。

② 右軸に$\alpha \cdot E_0$をとり，中軸にA_Vをとる。

③ 両点を結び左軸まで延長すればK_Vが得られる。

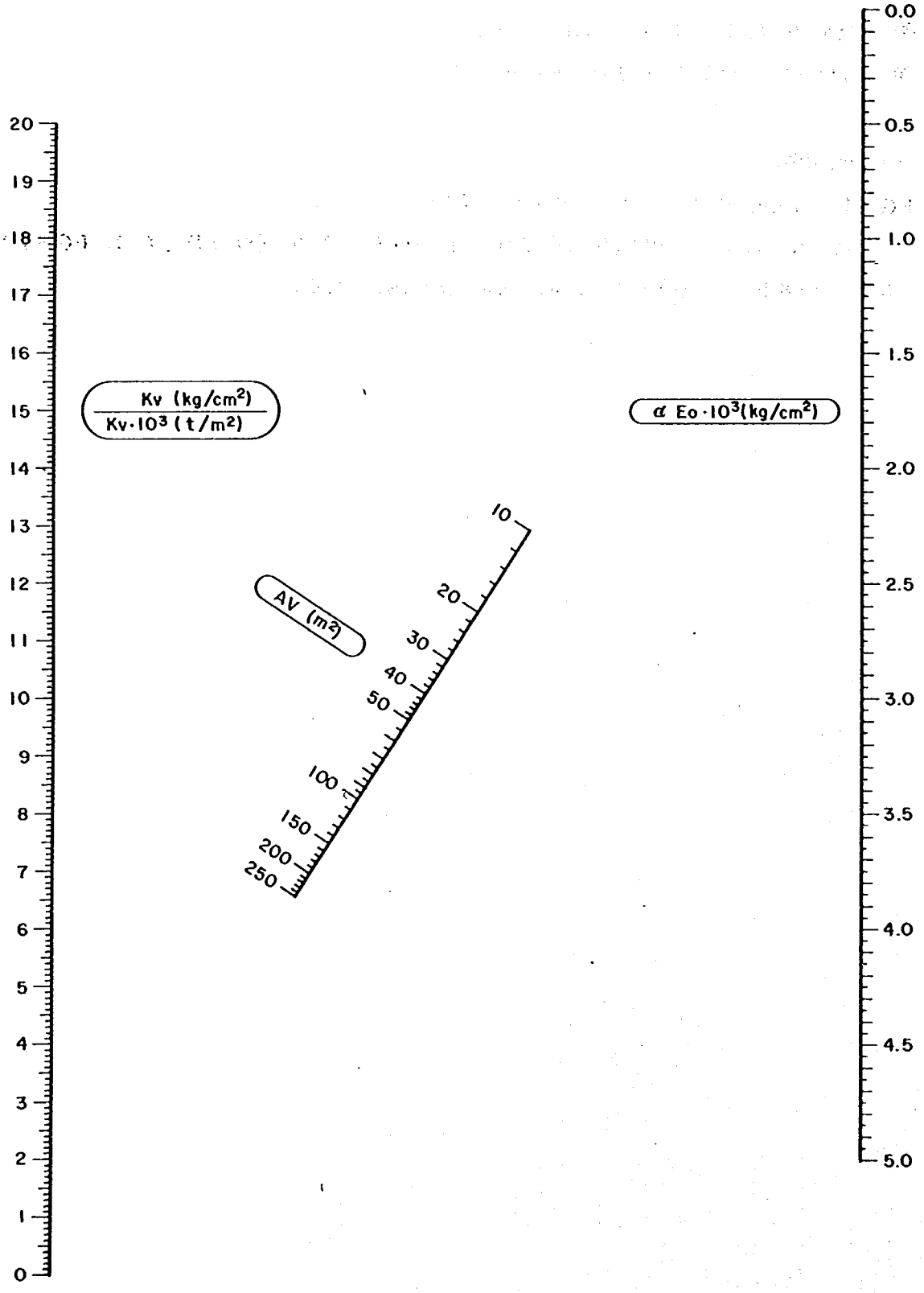
〔ノモグラムの使用例〕

FG—1の〔使用例〕より，$A_V = 8.0 \times 9.0 = 72.0$ (m^2) とする。

ここに，$\alpha = 1$，$E_0 = 2{,}000$ (kg/cm^2) とすれば，$\alpha \cdot E_0 = 2{,}000$ (kg/cm^2) となり，FG—2より，$K_V = 5.45 \times 10^3$ (t/m^3) または，$K_V = 5.45$ (kg/cm^2) となる。

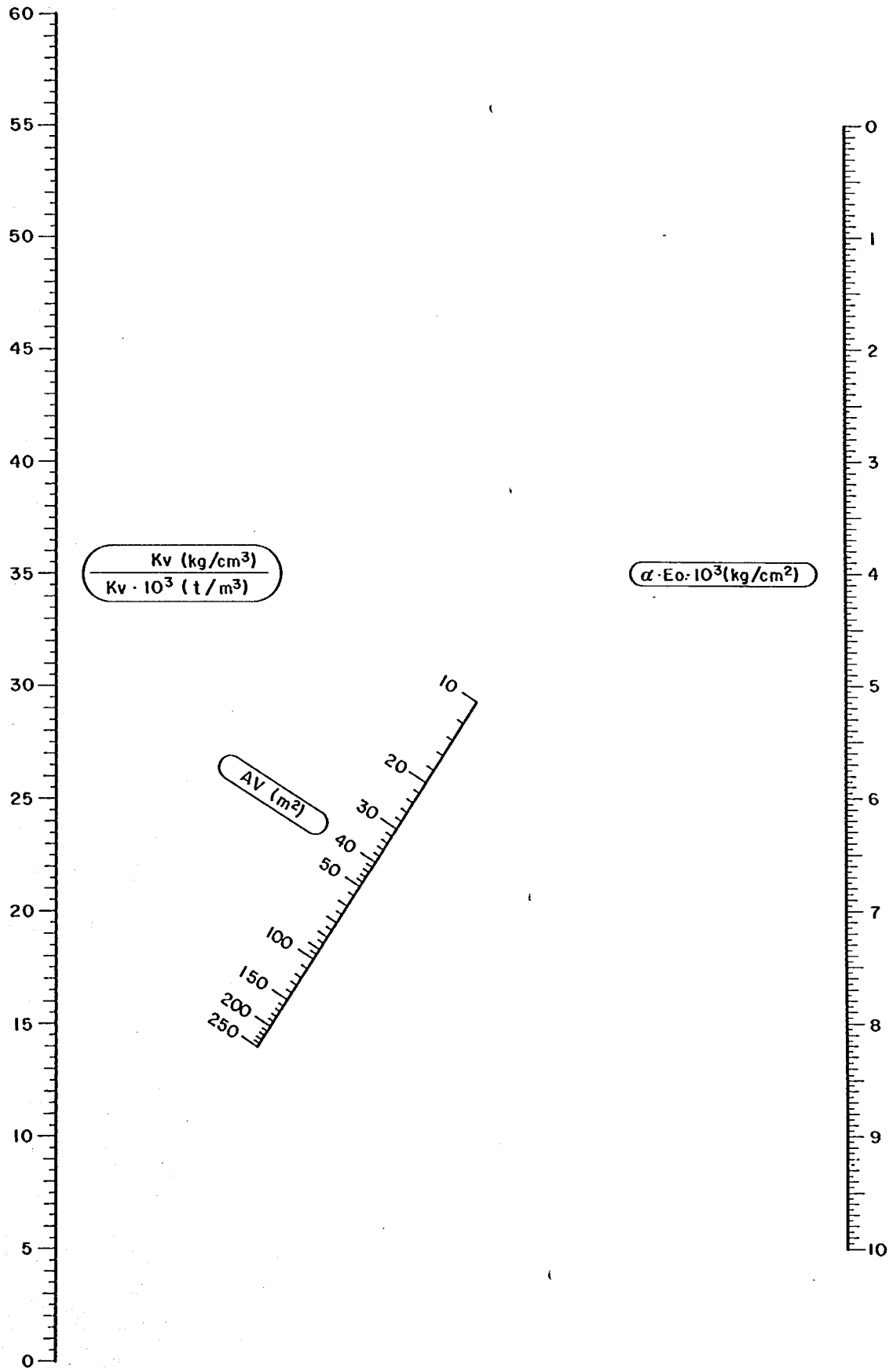
FG－2　鉛直方向の地盤反力係数（K_V）を求めるノモグラム

（$\alpha \cdot E_0 \leqq 5000\,kg/cm^2$の場合）



FG－3　鉛直方向の地盤反力係数（K_V）を求めるノモグラム

（$\alpha \cdot E_0 \leqq 10{,}000\ kg/cm^2$ の場合）



3.5.3　はりの設計照査用ノモグラム

目　　次

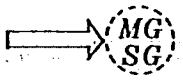
PD－1～2　はり自重による曲げモーメント（MG），せん断力（SG）を求めるノモグラム … 157
PD－1　はり自重による曲げモーメント（MG）を求めるノモグラム …… 161
PD－2　はり自重によるせん断力（SG）を求めるノモグラム …… 162

PD－1～2　はり自重による曲げモーメント（MG），せん断力（SG）を求めるノモグラム

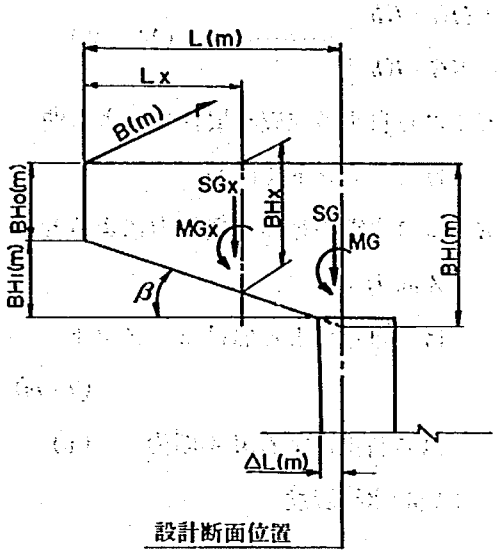
〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，はり自重による曲げモーメント（MG）および，せん断力（SG）を各々の条件（L，BH，BH_0，B）を用いて求めるものである。

L	：設計断面位置からのはりの張出し長	(m)
BH	：設計断面位置におけるはりの高さ	(m)
BH_0	：はりの先端高さ	(m)
B	：橋軸方向のはり幅	(m)



〔 計　算　式 〕



○　橋軸方向のはり幅（$B=1\,m$ 当り）の断面力

$$MG_0=\frac{L^2}{6}\cdot(2\cdot BH_0+BH)\cdot W_c$$

$$SG_0=\frac{L}{2}\cdot(BH_0+BH)\cdot W_c$$

○　橋軸方向のはり幅（B）における断面力

$$\left.\begin{aligned}MG&=MG_0\cdot B\ (\mathrm{t}\cdot m)\\SG&=SG_0\cdot B\ (\mathrm{t})\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots(14-1)$$

ここに，MG_0：橋軸方向のはり幅（$B=1\,m$当り）の曲げモーメント（t・m/m）

SG_0：橋軸方向のはり幅（$B=1\,m$当り）ののせん断力（t／m）

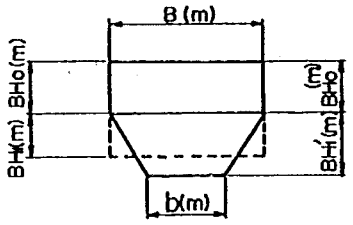
W_c　：鉄筋コンクリートの単位重量（$W_c=2.5\,\mathrm{t}/m^3$とする。）

BH　：設計断面位置におけるはりの高さで，次式より求める。

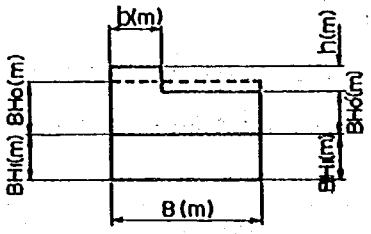
$$BH=BH_0+L\cdot\tan\beta\ (m)$$

$$\tan\beta=BH_1/(L-\Delta L)$$

○　下図のようなはり断面における BH_0 および BH_1 の求め方

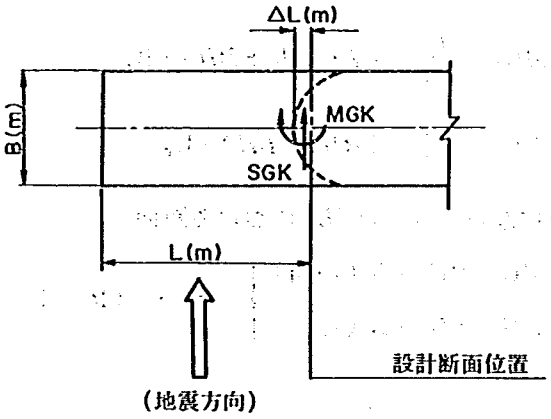


$$BH_1 = \frac{\frac{1}{2}\cdot(b+B)\cdot BH_1'}{B}\ (m)$$



$$BH_0 = BH_0' + \frac{b\cdot h}{B}\ (m)$$

○　はり側面（水平方向）の断面計算に用いる，はり自重の地震時慣性力による断面力（MGK, SGK）は，次式より求める。



$$\left.\begin{aligned} MGK &= MG\cdot Kh \\ SGK &= SG\cdot Kh \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (14-2)$$

ここに，MGK：はり自重の地震時慣性力による曲げモーメント（t・m）

SGK：はり自重の地震時慣性力によるせん断力（t）

MG　：はり自重による曲げモーメント（t・m）

SG　：はり自重によるせん断力　（t）

Kh　：設計水平震度

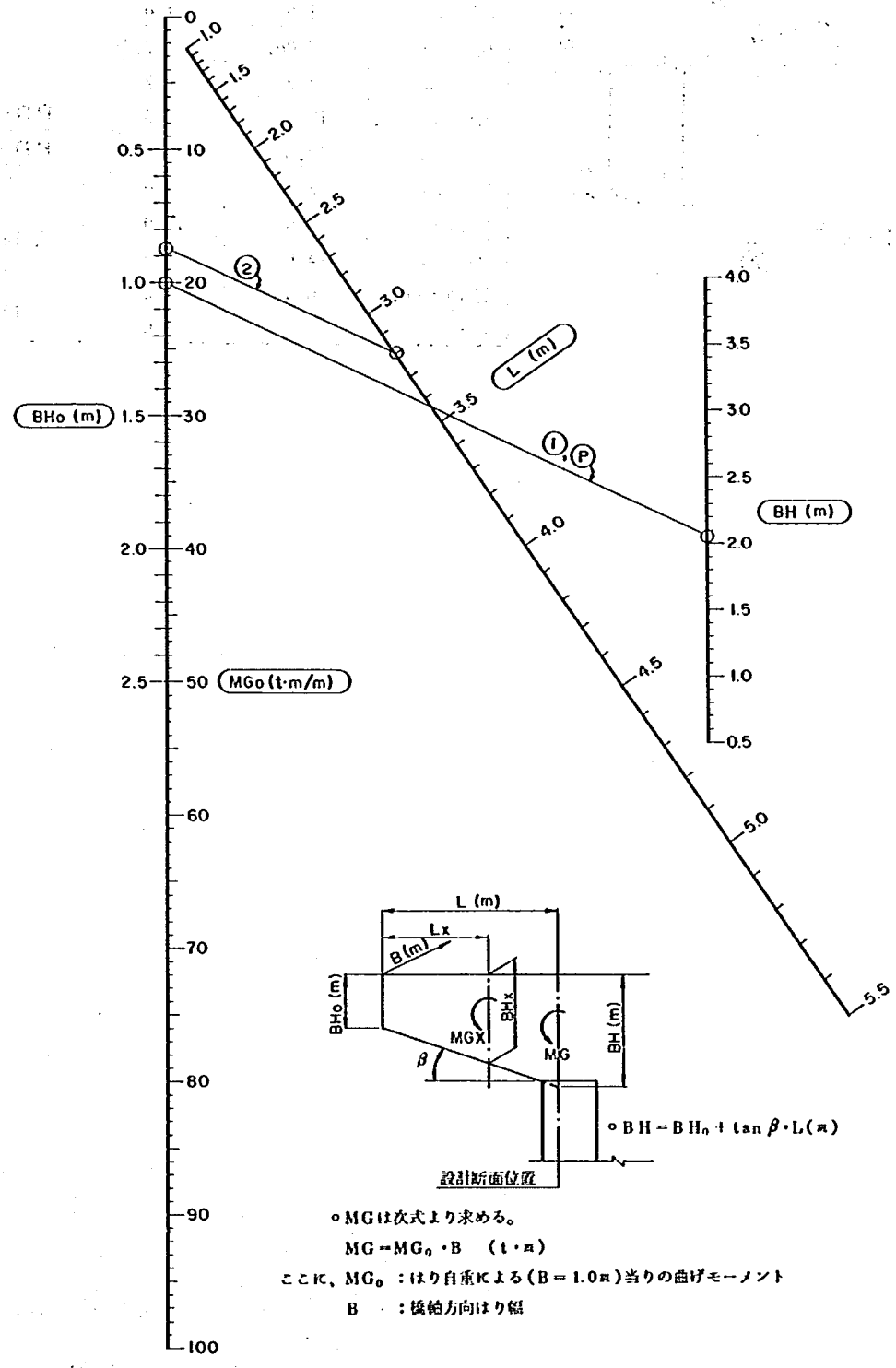
〔ノモグラムの見方〕

① 左軸にBH_0を，右軸にBHをとり，両点を結んだ線をⓅ線とする。

② 中軸にLをとり，この点を通るⓅ線と平行線を描き，左軸との交点を読み取れば，MG_0またはSG_0が得られる。

③ MG_0または，SG_0を使用し，式（14－1）より，MGまたはNGを計算する。

PD－1　はり自重による曲げモーメント（MG）を求めるノモグラム



○BH＝BH₀＋tan β・L(m)

○MGは次式より求める。

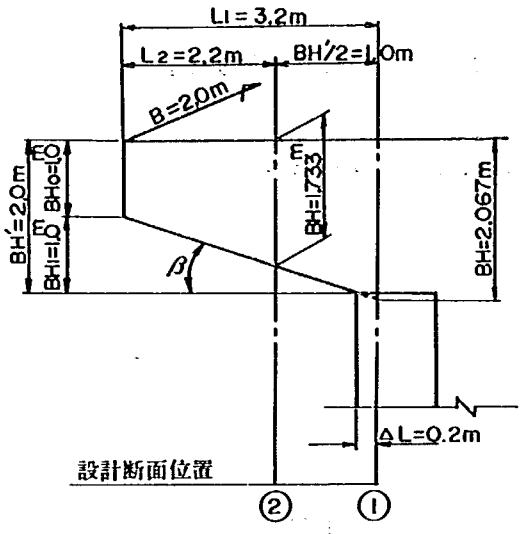
MG＝MG₀・B　(t・m)

ここに、MG₀　：はり自重による（B＝1.0m）当りの曲げモーメント

B　：橋軸方向はり幅

〔ノモグラムの使用例〕

下図の条件に対してMG, SG, MGK, SGKを求める。なお，設計水平震度は$Kh=0.2$とする。

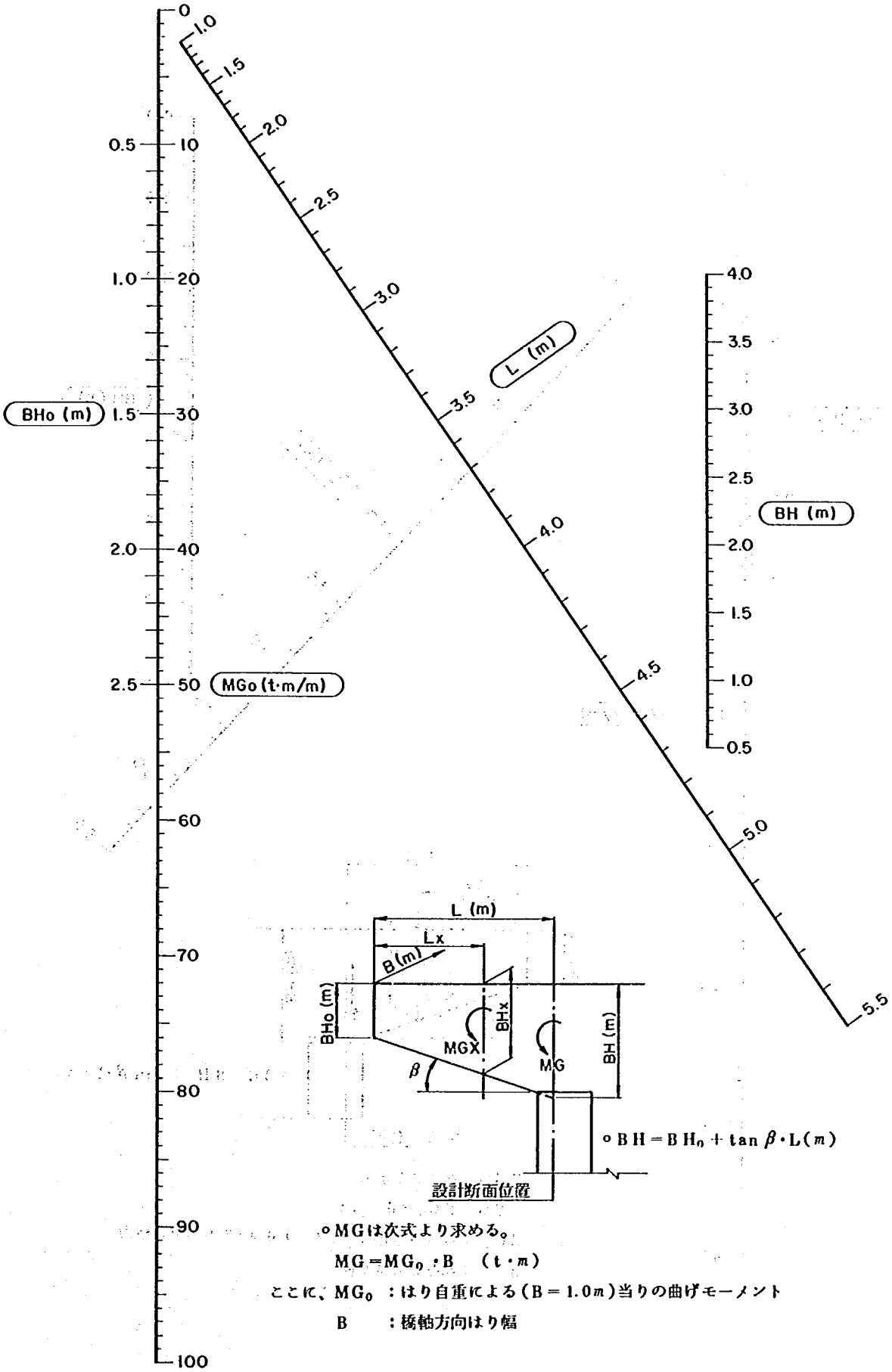


$$\tan\beta=\frac{1.0}{3.0}=0.333$$

$$BH=1.0+3.2\times0.333=2.067\ (m)$$

項目＼設計断面位置	①	②	備　考
BH_0 (m)	1.0	1.0	
BH (m)	2.067	1.733	
L (m)	3.2	2.2	
MG_0 (t·m/m)	17.3	7.5	PD－1
SG_0 (t/m)	12.3	7.5	PD－2
B (m)	2.0	2.0	
MG (t·m)	34.6	15.0	式(14-1)
SG (t)	24.6	15.0	
MGK (t·m)	6.9	3.0	式(14-2)
SGK (t)	4.9	3.0	

PD－1　はり自重による曲げモーメント（MG）を求めるノモグラム



○ $BH = BH_0 + \tan\beta \cdot L(m)$

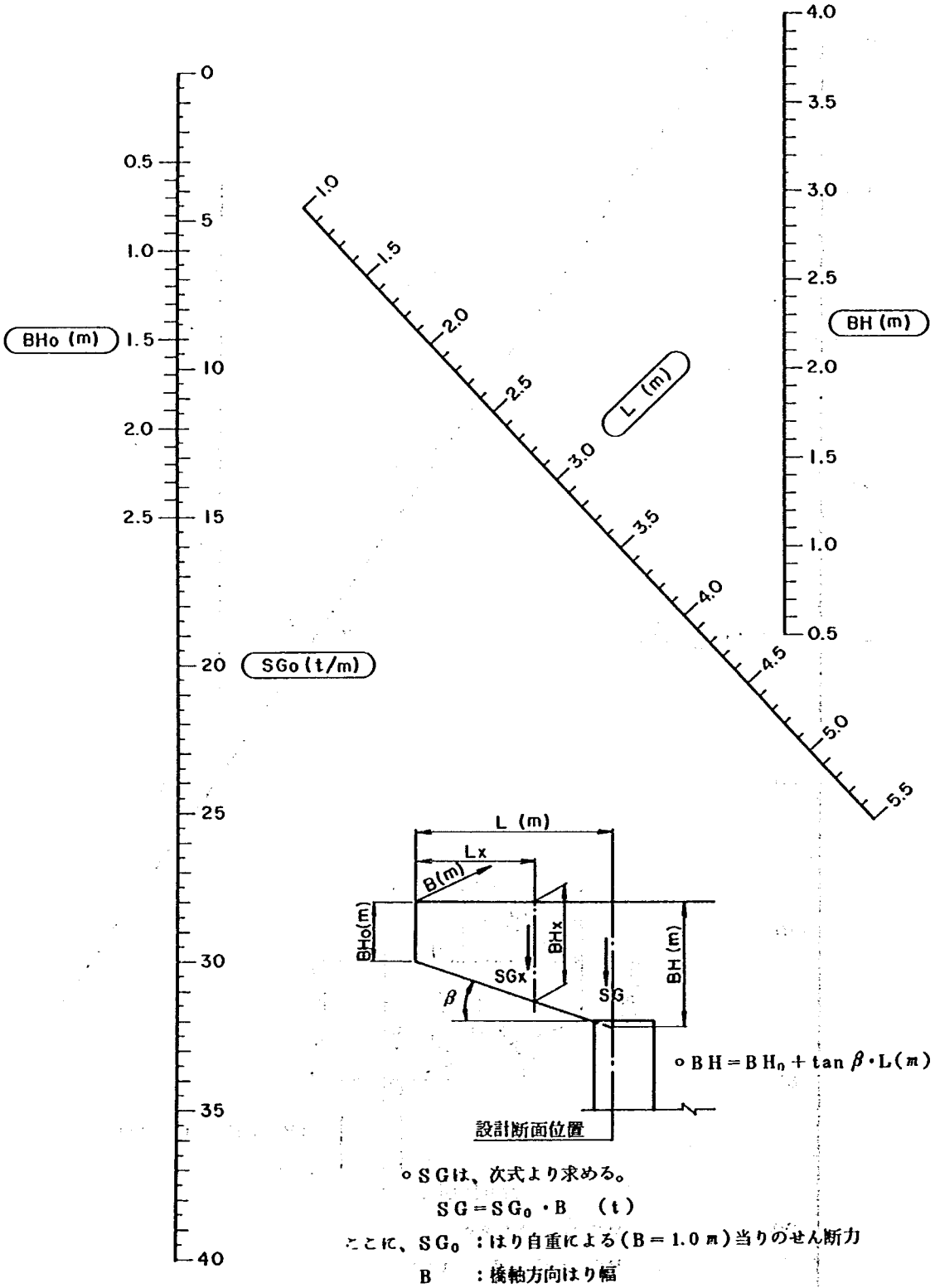
○MGは次式より求める。

$MG = MG_0 \cdot B$　（t・m）

ここに、MG_0　：はり自重による（B＝1.0m）当りの曲げモーメント

B　　：橋軸方向はり幅

PD－2　はり自重によるせん断力（SG）を求めるノモグラム



○ $BH = BH_0 + \tan\beta \cdot L(m)$

○ SGは、次式より求める。

$$SG = SG_0 \cdot B \quad (t)$$

ここに、SG_0 ：はり自重による（B＝1.0 m）当りのせん断力

B　：橋軸方向はり幅

3.5.4　フーチングの設計照査用ノモグラム

目　　次

PD－3～5　フーチング自重による曲げモーメント（MG），せん断力（SG）を求めるノモグラム …… 167

PD－3　フーチング自重による曲げモーメント（MG）を求めるノモグラム（L≦4.0mの場合） …… 170

PD－4　フーチング自重による曲げモーメント（MG）を求めるノモグラム（4.0m＜L≦8.0mの場合） …… 171

PD－5　フーチング自重によるせん断力（SG）を求めるノモグラム …… 172

PD－6～8　フーチング上の土砂自重による曲げモーメント（MD），せん断力（SD）を求めるノモグラム …… 173

PD－6　フーチング上の土砂自重による曲げモーメント（MD）を求めるノモグラム（L≦4.0mの場合） …… 176

PD－7　フーチング上の土砂自重による曲げモーメント（MD）を求めるノモグラム（4.0m＜L≦8.0mの場合） …… 177

PD－8　フーチング上の土砂自重によるせん断力（SD）を求めるノモグラム… 178

PD－9～10　浮力および地表面載荷荷重による断面力（MU，SU，MW，SW）を求めるノモグラム …… 179

PD－9　（L≦4.0mの場合） …… 182

PD－10　（4.0m＜L≦8.0mの場合） …… 183

PD－11～13　地盤反力度による断面力（MQ，SQ）を求めるノモグラム …… 184

PD－11　（地盤反力度係数（Qx）を求める） …… 188

PD－12　（MQを求める） …… 189

PD－13　（SQを求める） …… 190

MR－1～6　単鉄筋矩形断面における抵抗曲げモーメント（M_r）および必要鉄筋量（A_s）を求めるノモグラム …… 191

MR－1　（N＝0，d_0＝10cm，h≦130cm，σ_{ca}＝70，80kg/cm²，σ_{sa}＝1,600kg/cm²の場合） …… 194

MR－2　（N＝0，d_0＝10cm，h≦300cm，σ_{ca}＝70，80kg/cm²，σ_{sa}＝1,600kg/cm²の場合） …… 195

MR－3　（N＝0，d_0＝15cm，σ_{ca}＝70，80kg/cm²，σ_{sa}＝1,600kg/cm²の場合） …… 196

MR－4　（N＝0，d_0＝10cm，h≦150cm，σ_{ca}＝105，120kg/cm²，σ_{sa}＝2,700kg/cm²の場合） …… 197

MR－5　（N＝0，d_0＝10cm，h≦300cm，σ_{ca}＝105，120kg/cm²，σ_{sa}＝2,700kg/cm²の場合） …… 198

MR－6　（N＝0，d_0＝15cm，σ_{ca}＝105，120kg/cm²，σ_{sa}＝2,700kg/cm²の場合） …… 199

PD－3～5　フーチング自重による曲げモーメント（MG），せん断力（SG）を求めるノモグラム

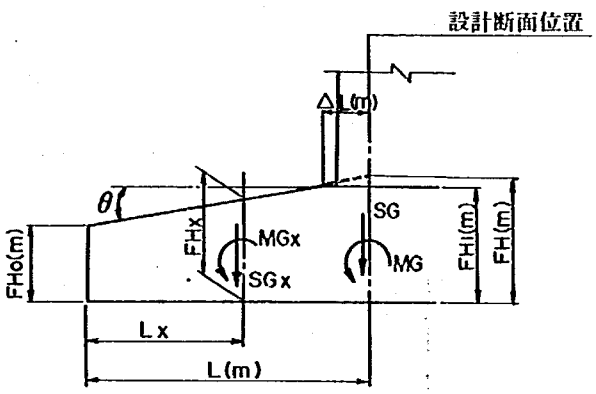
〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，奥行き幅1m当りのフーチング自重による曲げモーメント（MG）およびせん断力（SG）を各々の条件（FH, FH_0, L）を用いて求めるものである。

FH	：設計断面位置における設計上のフーチング厚さ	(m)
FH_0	：フーチング先端の厚さ	(m)
L	：設計断面位置からのフーチングの張出し長	(m)

⇒ MG SG

〔 計 算 式 〕



$$MG=\frac{L^2}{6}\cdot(2\cdot FH_0+FH)\cdot W_c \quad (\mathrm{t}\cdot m/m)$$

$$SG=\frac{L}{2}\cdot(FH_0+FH)\cdot W_c \quad (\mathrm{t}/m)$$

ここに，FH：設計断面位置における設計上のフーチング厚さで次式より求める。

$$FH=FH_0+L\cdot\tan\theta \quad (m)$$

$$\tan\theta=\frac{FH_1-FH_0}{L-\Delta L}$$

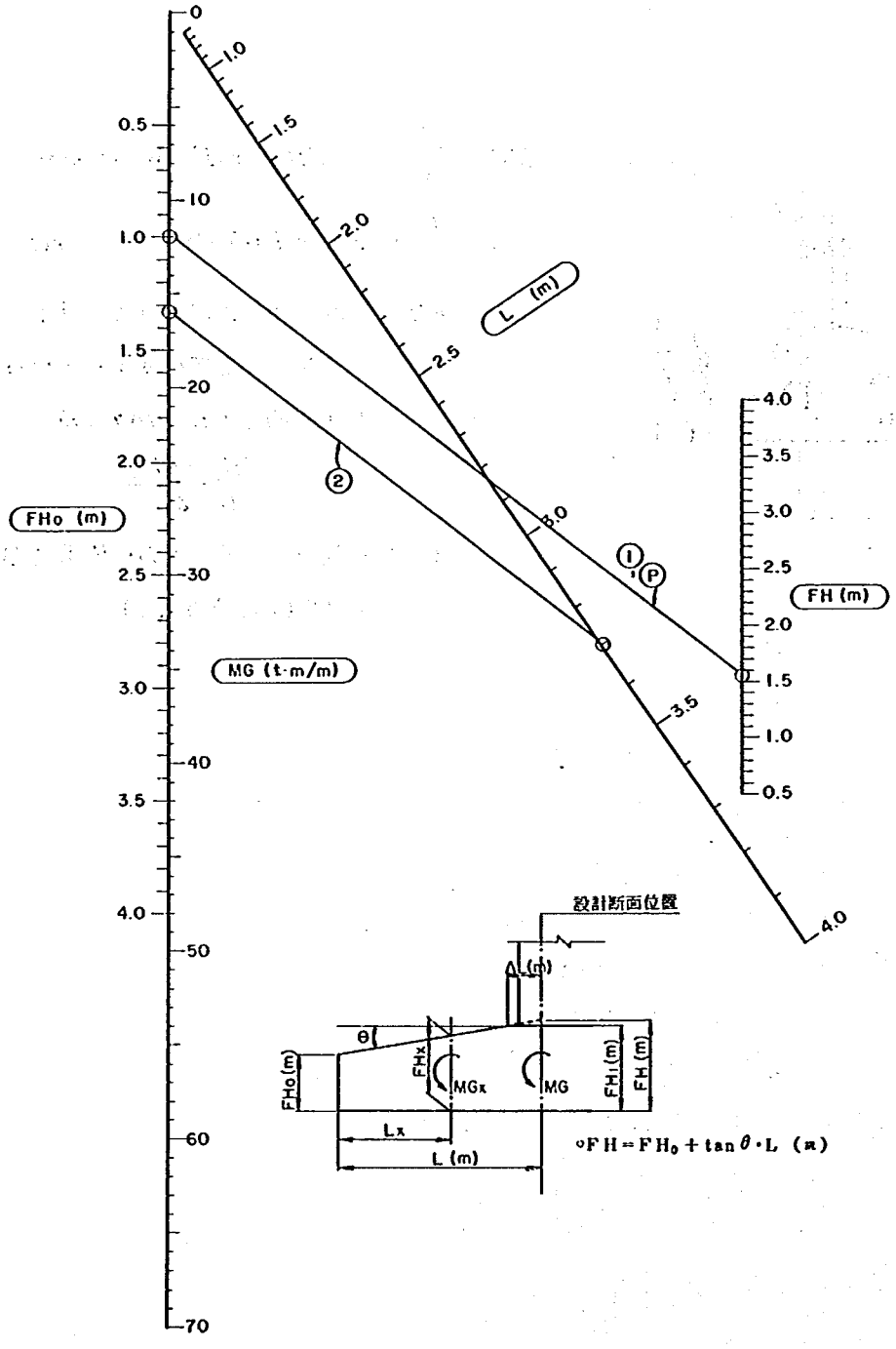
W_c：鉄筋コンクリートの単位重量（$W_c=2.5\ \mathrm{t}/m^3$とする。）

〔ノモグラムの見方〕

① 左軸にFH_0を右軸にFHをとり，両点を結んだ線をⓅ線とする。

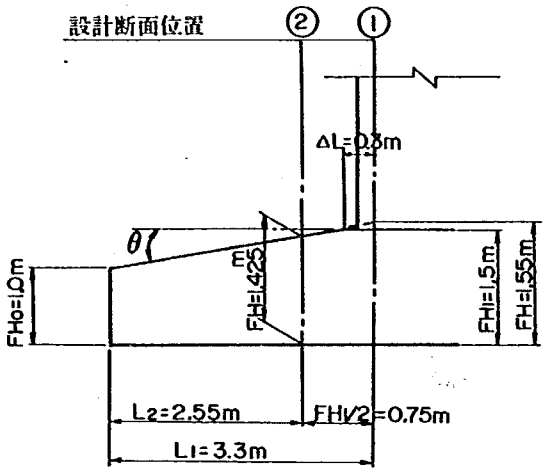
② 中軸にLをとり，この点を通るⓅ線と平行線を描き，左軸との交点を読み取れば，MGまたは，SGが得られる。

PD－3　フーチング自重による曲げモーメント（MG）を求めるノモグラム
（L≦4.0mの場合）



〔ノモグラムの使用例〕

下図の条件に対してMG，SGを求める。

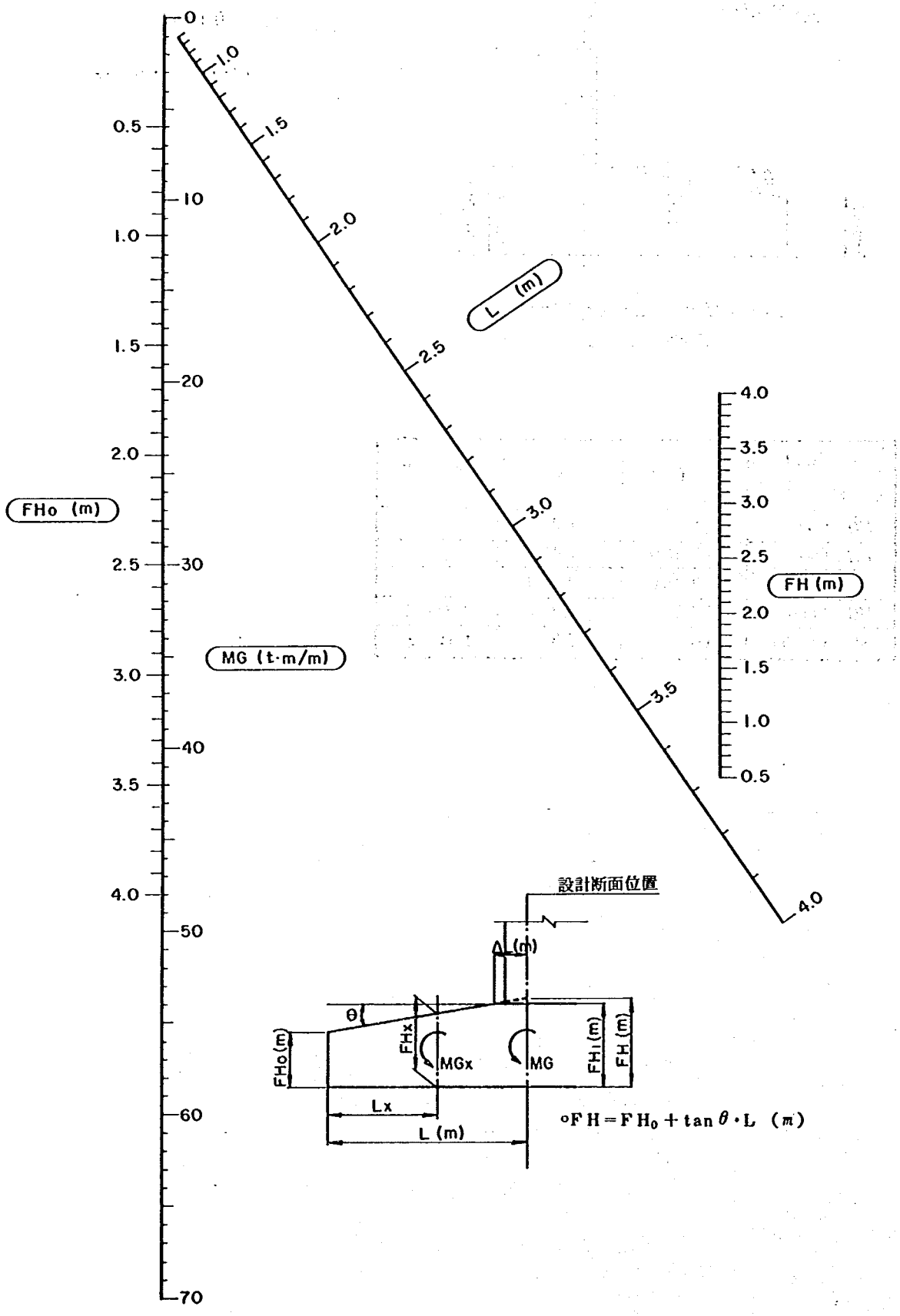


$$\tan\theta = \frac{1.5-1.0}{3.3-0.3} = 0.1667$$

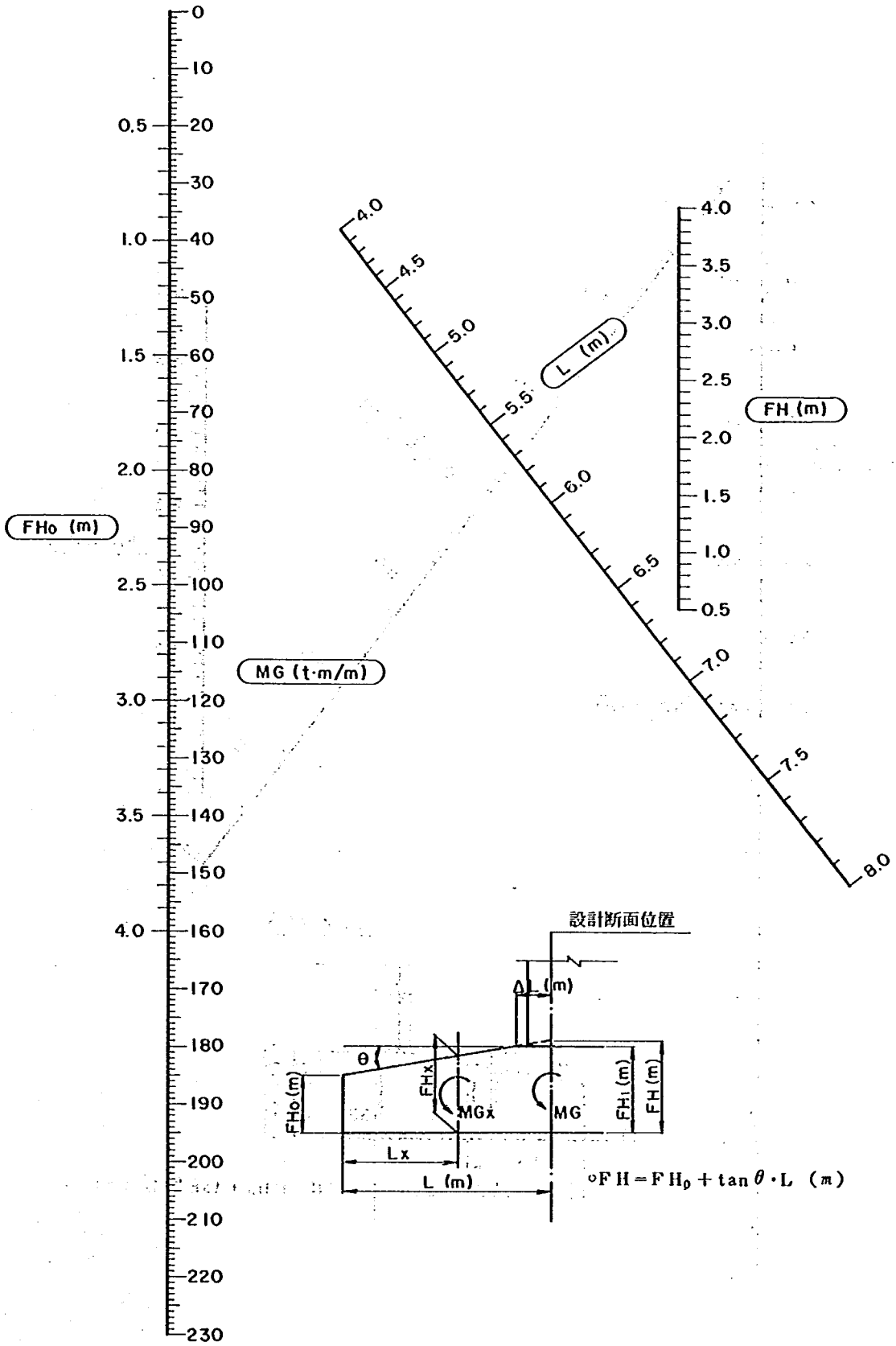
$$FH = 1.0 + 3.3 \times 0.1667 = 1.55\ (m)$$

項目 ＼ 設計断面位置	①	②	備考
FH_0 (m)	1.0	1.0	
FH (m)	1.550	1.425	
L (m)	3.300	2.550	
MG $(t \cdot m/m)$	16.1	9.3	PD－3
SG (t/m)	10.5	7.8	PD－5

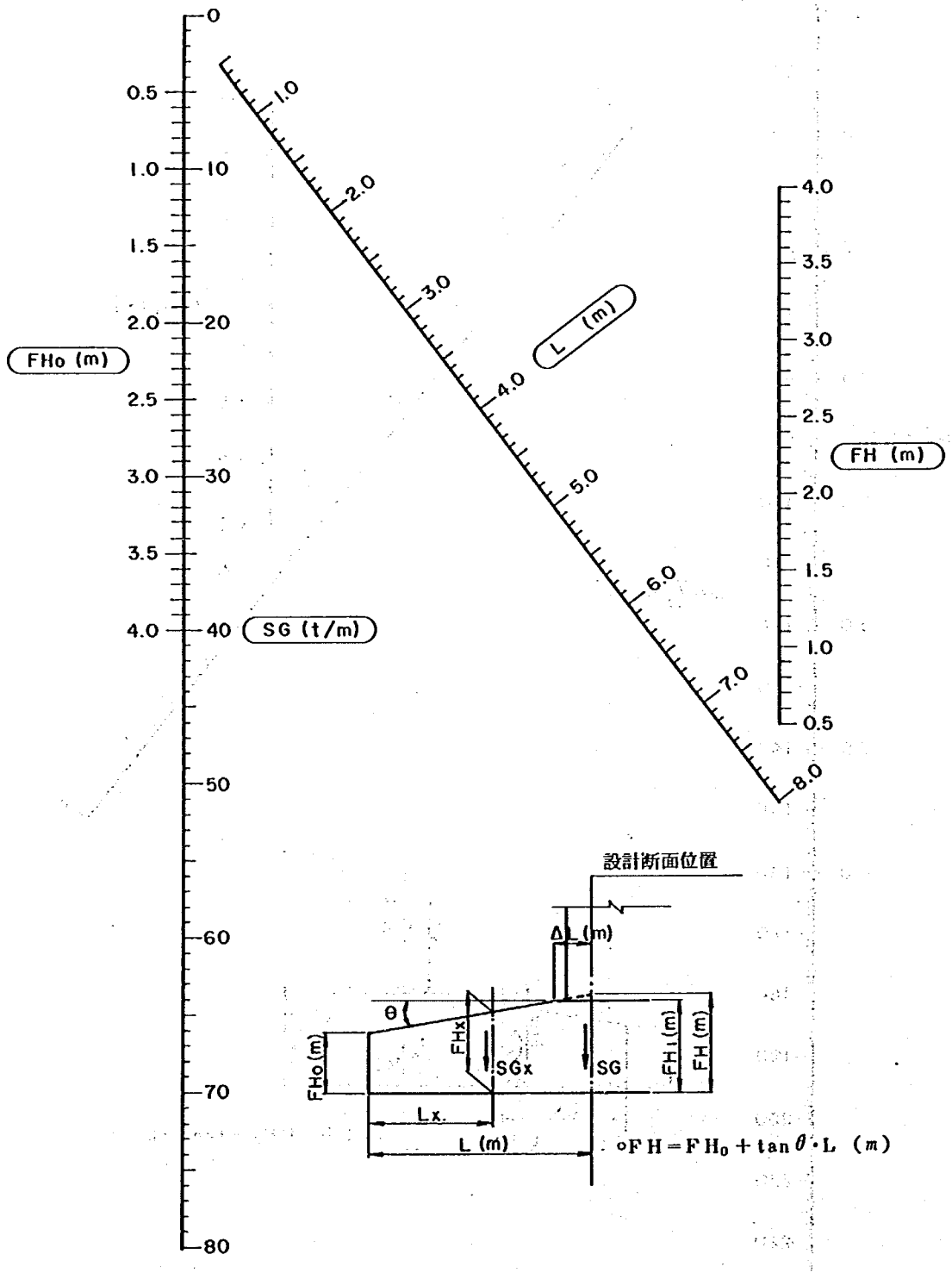
PD－3　フーチング自重による曲げモーメント（MG）を求めるノモグラム
（L≦4.0mの場合）



PD－4　フーチング自重による曲げモーメント（MG）を求めるノモグラム
（4.0m＜L≦8.0mの場合）



PD－5　フーチング自重によるせん断力（SG）を求めるノモグラム



PD－6～8　フーチング上の土砂自重による曲げモーメント（MD），せん断力（SD）を求めるノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

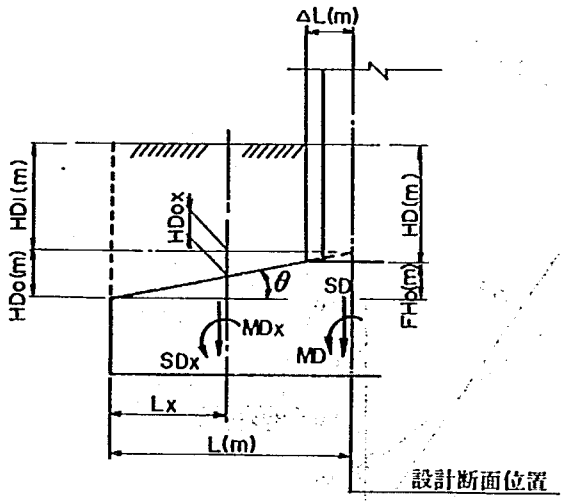
このノモグラムは，奥行き幅 1 m 当りのフーチング上の土砂自重による曲げモーメント（MD）およびせん断力（SD）を各々の条件（HD_1，HD_0，L，γ）を用いて求めるものである。

$HD_{0,1}$	：設計断面位置における設計上の土砂の各々の高さ（m）（下図参照）
L	：設計断面位置からのフーチングの張出し長（m）
γ	：土砂の単位重量　（t／m^3）

⇒ MD SD

なお，ノモグラムは，土砂の単位重量を $\gamma = 1.8$ t／m^3 として図化したものである。

〔 計　算　式 〕



○　MD，SDを求める一般式

$$MD = \frac{L^2}{6} \cdot \gamma \cdot (3HD_1 + 2HD_0) \quad (\mathrm{t \cdot m/m})$$

$$SD = \frac{L}{2} \cdot \gamma \cdot (2HD_1 + HD_0) \quad (\mathrm{t/m})$$

ここに，HD_0 および HD_1 は，次式により求める。

$$HD_0 = FH_0 + \tan\theta \cdot \Delta L \quad (m)$$

$$HD_1 = HD - \tan\theta \cdot \Delta L \quad (m)$$

FH_0：フーチングのハンチ高さ　（m）

HD　：フーチング上面からの土砂の高さ（m）

○　$\gamma = 1.8$ t／m^3 以外の曲げモーメントおよびせん断力を求める場合

$$\left.\begin{aligned} MD &= \frac{\gamma}{1.8} \cdot MD_0 \\ SD &= \frac{\gamma}{1.8} \cdot SD_0 \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (15)$$

ここに，MD_0：$\gamma = 1.8$ t／m^3 の場合の土砂自重による曲げモーメント（t・m/m）

SD_0：$\gamma = 1.8$ t／m^3 の場合の土砂自重によるせん断力　（t／m）

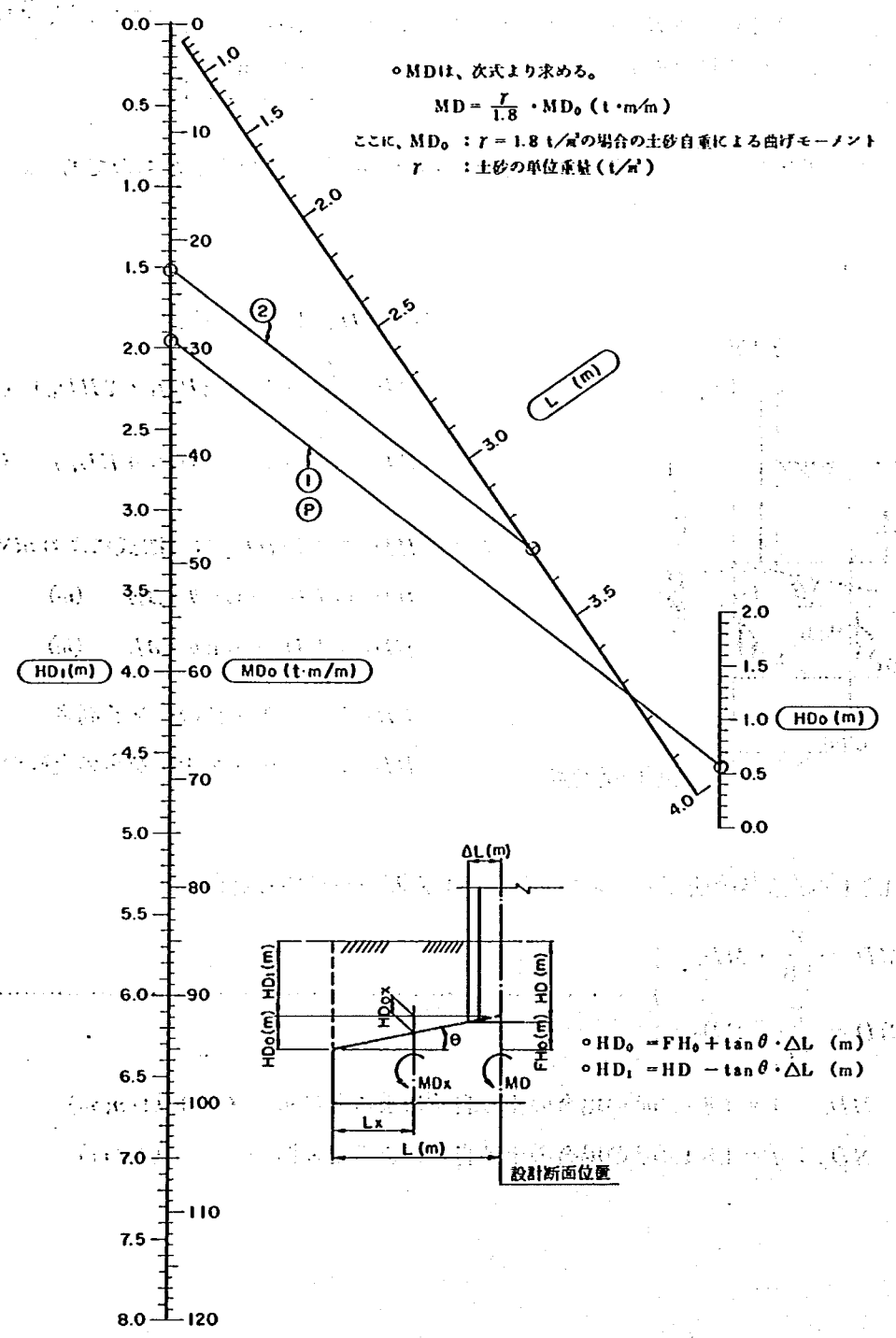
〔ノモグラムの見方〕

① 左軸にHD_1を，右軸にHD_0をとり，両点を結んだ線をⓅ線とする。

② 中軸にLをとり，この点を通るⓅ線と平行線を描き，左軸との交点を読み取れば，MD_0または，SD_0が得られる。

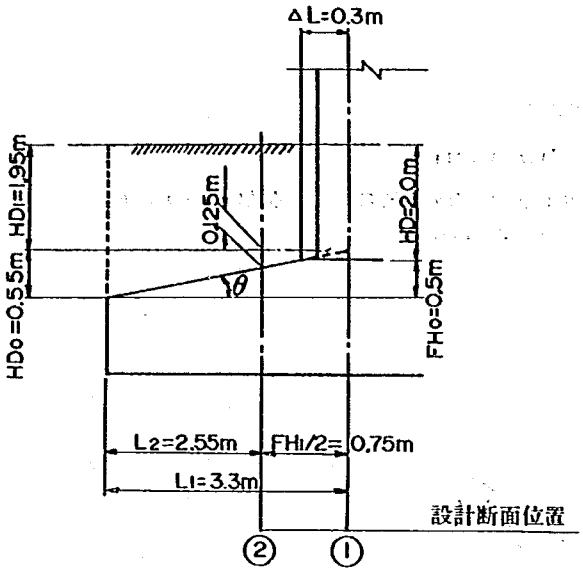
③ MD_0またはSD_0を使用し，式(15)よりMDまたはSDを計算する。

PD－6　フーチング上の土砂自重による曲げモーメント（MD）を求めるノモグラム
（L≦4.0mの場合）



〔ノモグラムの使用例〕

下図の条件に対してMD, SDを求める。なお，土砂の単位重量は，$\gamma = 1.9\ t/m^3$とする。



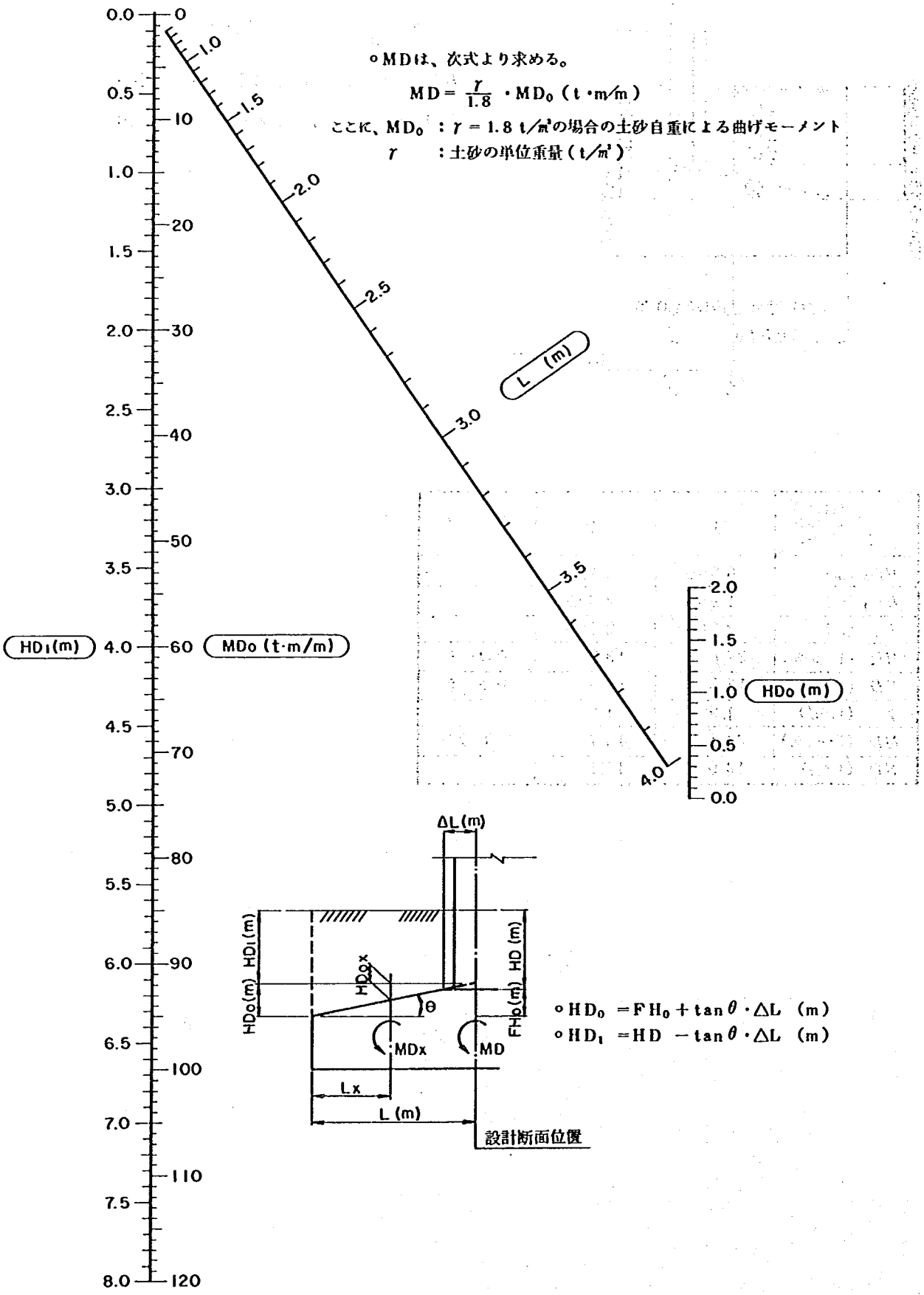
$$\tan\theta = \frac{0.5}{3.3-0.3} = 0.1667$$

$$HD_0 = 0.5 + 0.1667 \times 0.3 = 0.55\ (m)$$

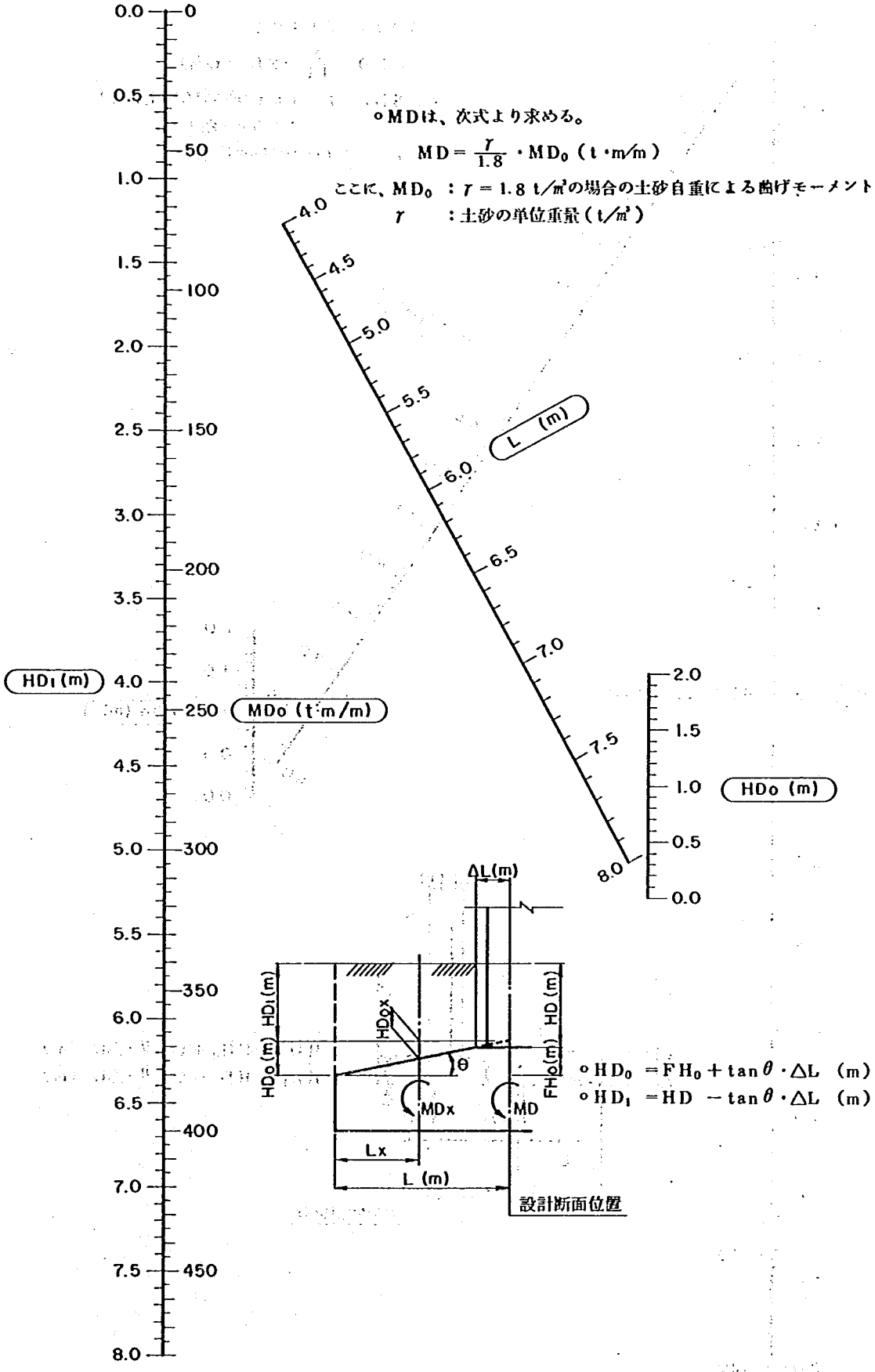
$$HD_1 = 2.0 - 0.1667 \times 0.3 = 1.95\ (m)$$

項目 ＼ 設計断面位置	①	②	備考
HD_0 (m)	0.550	0.425	
HD_1 (m)	1.950	2.075	
L (m)	3.300	2.550	
MD_0 $(t \cdot m/m)$	22.8	13.9	PD－6
SD_0 (t/m)	13.3	10.5	PD－8
γ (t/m^3)	1.9	1.9	
MD $(t \cdot m/m)$	24.1	14.7	式(15)より
SD (t/m)	14.0	11.1	

PD－6　フーチング上の土砂自重による曲げモーメント（MD）を求めるノモグラム
（L≦4.0mの場合）



PD－7　フーチング上の土砂自重による曲げモーメント（MD）を求めるノモグラム
（4.0m＜L≦8.0mの場合）



○MDは、次式より求める。

$$MD = \frac{\gamma}{1.8} \cdot MD_0 \ (t \cdot m/m)$$

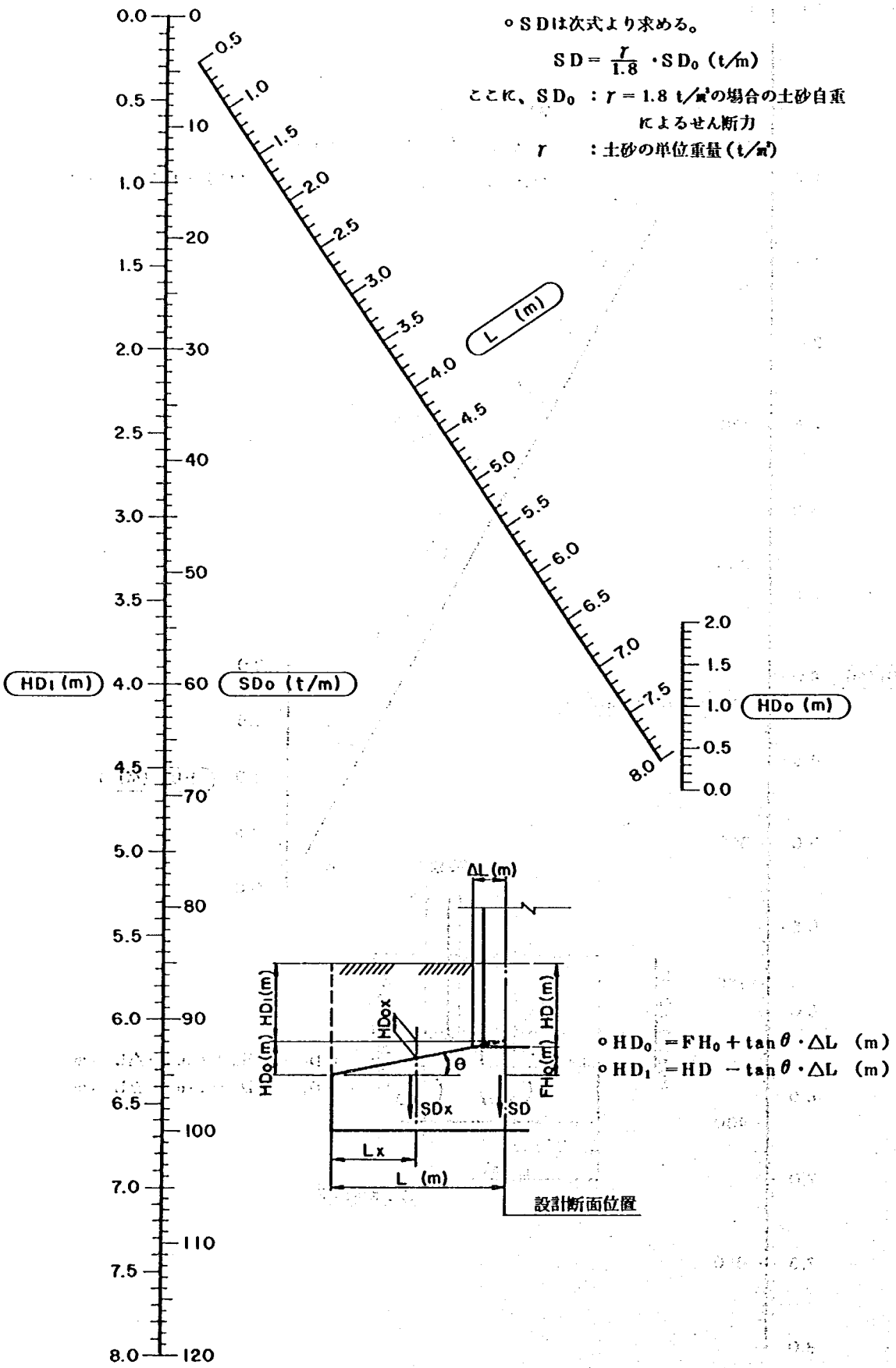
ここに、MD_0　：$\gamma = 1.8\ t/m^3$の場合の土砂自重による曲げモーメント

γ　：土砂の単位重量（t/m^3）

○$HD_0 = FH_0 + \tan\theta \cdot \Delta L$　(m)

○$HD_1 = HD - \tan\theta \cdot \Delta L$　(m)

PD－8　フーチング上の土砂自重によるせん断力（SD）を求めるノモグラム



PD－9～10　浮力および地表面載荷荷重による断面力（MU，SU，MW，SW）を求めるノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

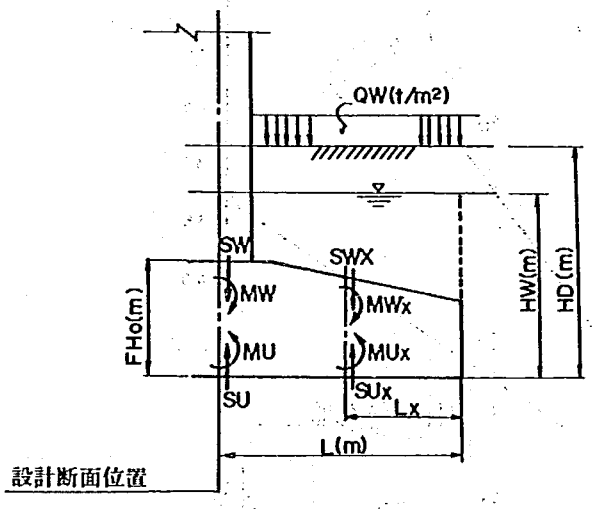
このノモグラムは，浮力による曲げモーメント（MU），せん断力（SU）および地表面載荷荷重による曲げモーメント（MW），せん断力（SW）を各々の条件（L，HWまたはQW）を用いて求めるものである。

L ：設計断面位置からのフーチングの張出し長 (m)	⟹	(MU, SU)
HW：フーチング底面からの水位 (m)		
QW：地表面載荷荷重 (t/m^2)	⟹	(MW, SW)

〔 計　算　式 〕

① 浮力による断面力

○ フーチング上には，土砂が作用し，水位が$HW \leqq HD$の場合または$HW < FH_0$の場合。但し，$HW > HD$の場合は，$HW = HD$とする。



$$-MU = \frac{L^2}{2} \cdot HW \cdot W_0 \quad (t \cdot m/m)$$

$$-SU = HW \cdot W_0 \cdot L \quad (t/m)$$

○ フーチング上に土砂を作用させないで，$HW \geqq FH_0$の場合は，次の方法により求める。

PD－3～5を使用し，MG，SGを求め次式により補正すればMU，SUが得られる。

$$\left.\begin{aligned} -MU &= \frac{W_0}{2.5} \cdot MG \quad (t \cdot m/m) \\ -SU &= \frac{W_0}{2.5} \cdot SG \quad (t/m) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (16)$$

② 地表面載荷荷重による断面力

$$MW = \frac{L^2}{2} \cdot QW \quad (t \cdot m/m)$$

$$SW = QW \cdot L \quad (t/m)$$

ここに，W_0 ：水の単位重量（$W_0 = 1.0\ t/m^3$とする。）

HD ：フーチング底面からの土砂の高さ　(m)

FH_0：フーチングの厚さ　(m)

MG ：PD－3～5より求まるフーチング自重による曲げモーメント ($t \cdot m/m$)

SG ：PD－3～5より求まるフーチング自重によるせん断力　(t/m)

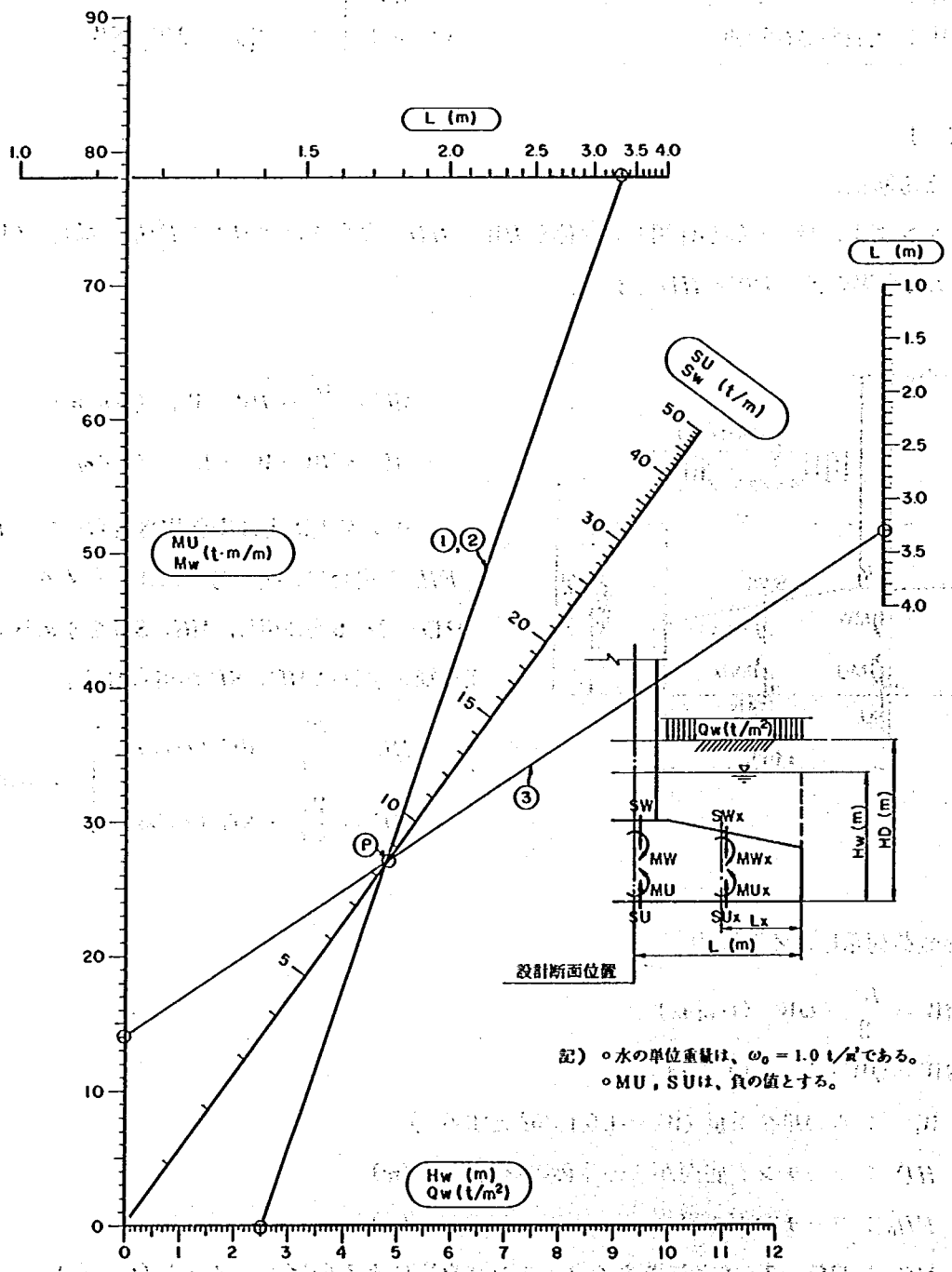
〔ノモグラムの見方〕

① 下軸にHWまたは，QWをとり，上軸にLをとる。

② 両点を結び中軸との交点Ⓟを読み取ればSU，SWが得られる。

③ 右軸にLをとり，交点Ⓟとを結び左軸まで延長すればMUまたは，MWが得られる。

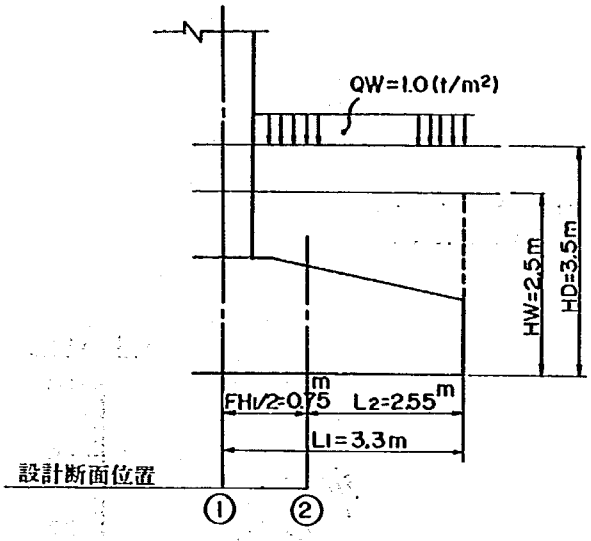
PD－9　浮力および地表面載荷荷重による断面力（MU，SU，MW，SW）を求めるノモグラム
（L≦4.0mの場合）



記）○水の単位重量は、$\omega_0 = 1.0$ t/m³である。
○MU，SUは、負の値とする。

〔ノモグラムの使用例〕

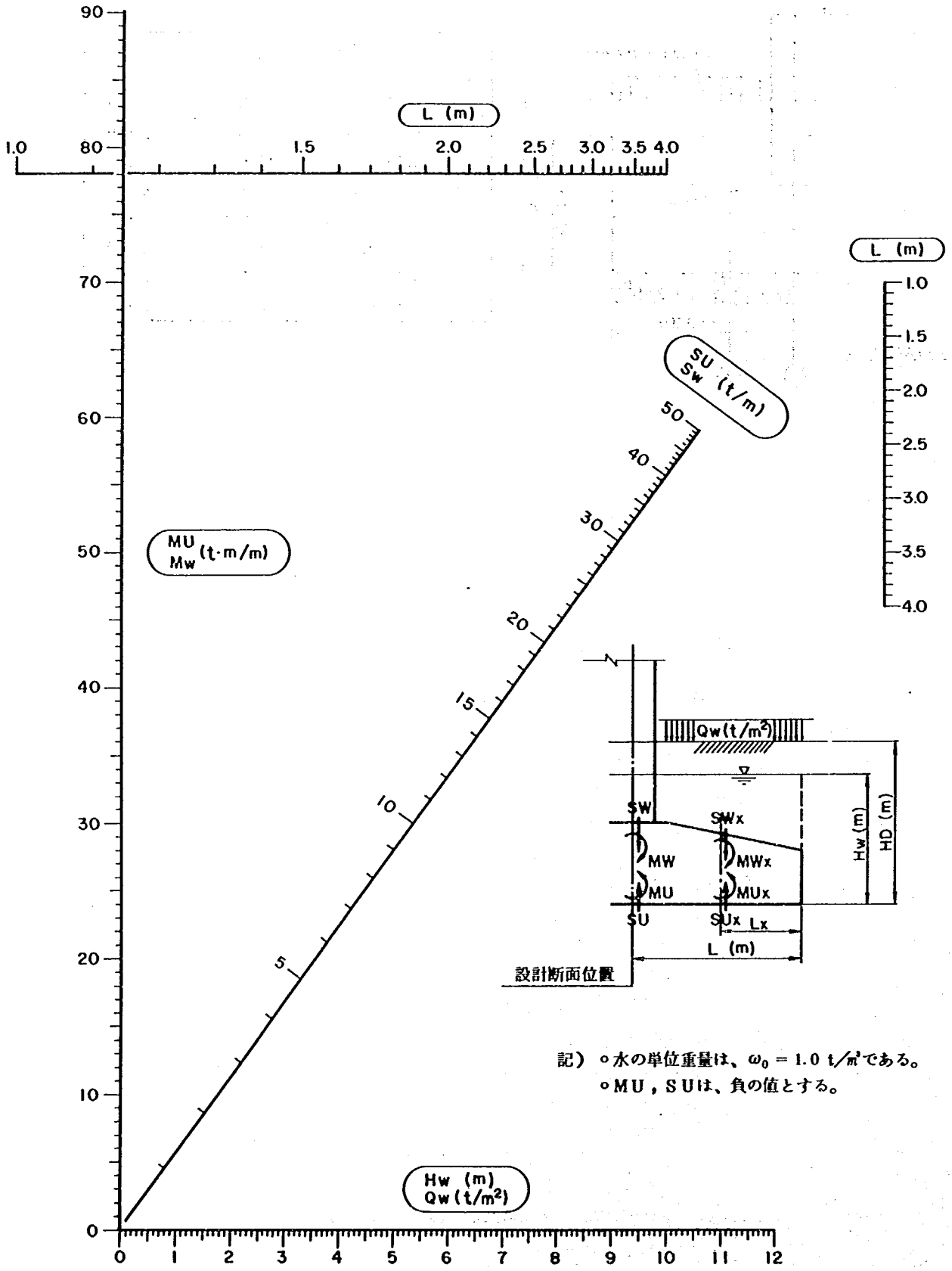
下図の条件に対して，浮力および地表面載荷荷重による断面力を求める。



○ PD−9より，下表の結果となる。

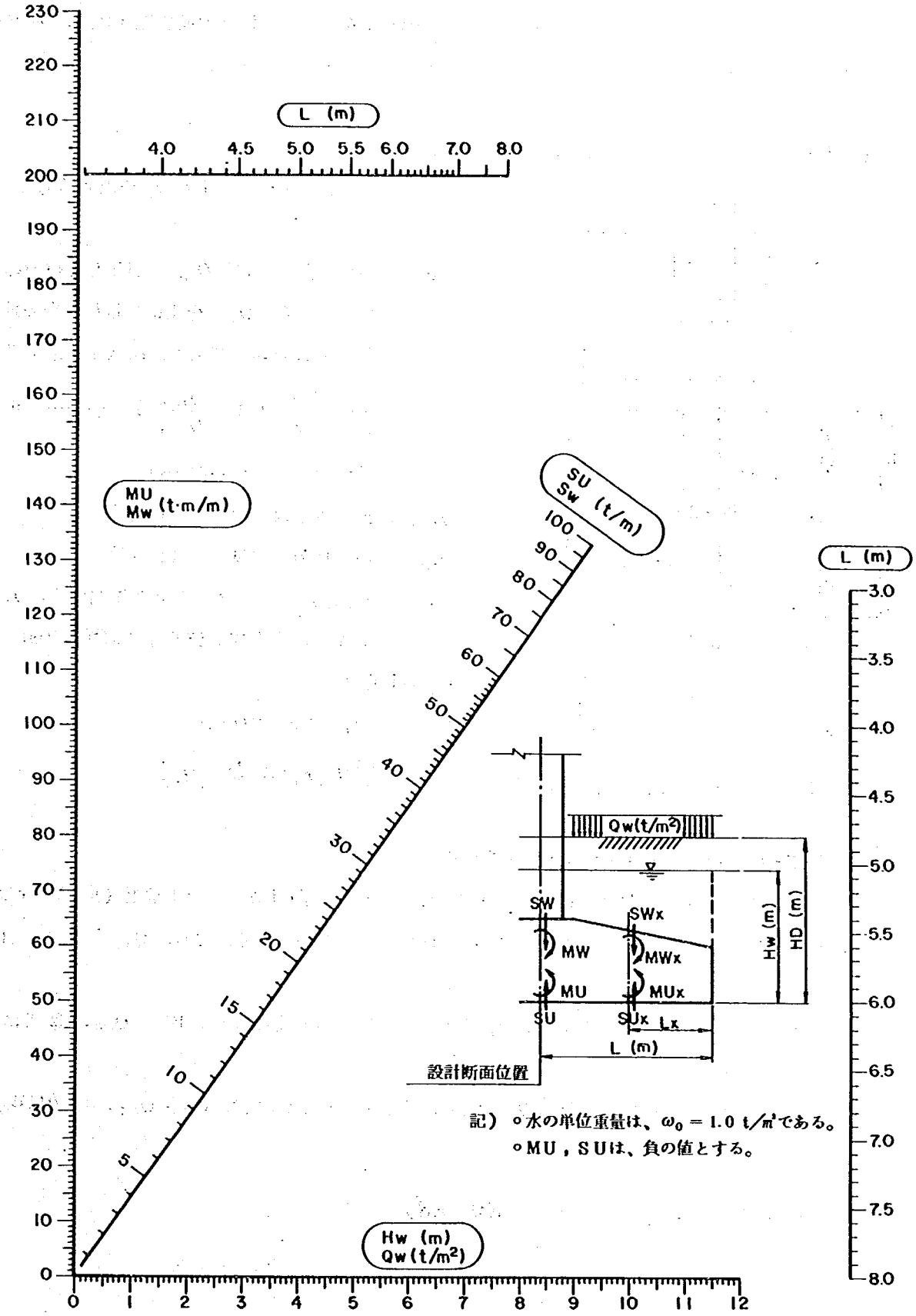
項目		設計断面位置 ①	②
浮力による断面力	HW (m)	2.500	2.500
	L (m)	3.300	2.550
	MU(t·m/m)	−13.8	− 8.2
	SU(t/m)	− 8.3	− 6.4
地表面載荷荷重による断面力	QW (t/m²)	1.0	1.0
	L (m)	3.300	2.550
	MW(t·m/m)	5.5	3.2
	SW (t/m)	3.3	2.6

PD－9　浮力および地表面載荷荷重による断面力（MU, SU, MW, SW）を求めるノモグラム
（L≦4.0mの場合）



記）○水の単位重量は、$\omega_0 = 1.0$ t/m³である。
○MU，SUは、負の値とする。

PD－10　浮力および地表面載荷荷重による断面力（MU，SU，MW，SW）を求めるノモグラム
（4.0m＜L≦8.0mの場合）

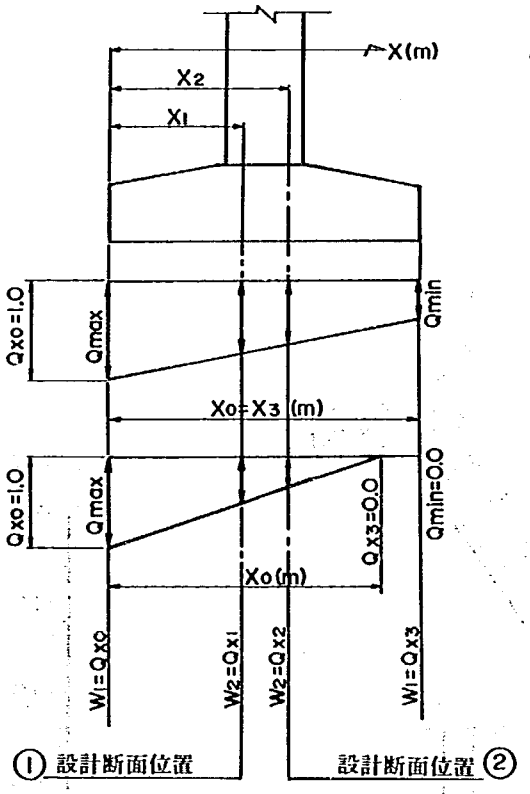


PD－11～13　地盤反力度による断面力（MQ，SQ）を求めるノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，地盤反力度による断面力（MQ，SQ）を，地盤反力度係数（Q_x），曲げモーメント係数（KM），せん断力係数（KS）を用いて求めるものである。

1　PD－11　地盤反力度係数（Q_x）を求める。



このノモグラムは，KQとxよりQ_xを求めるものである。

KQ　：最大地盤反力度（Q_{max}）が生じる位置の地盤反力係数（Q_x）を1.0とした場合の地盤反力係数の勾配であり，次式より求める。

$$KQ=\frac{1}{x_0}\left(1-\frac{Q_{min}}{Q_{max}}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (17)$$

x_0　：地盤反力度の分布幅（m）

Q_{max}：最大地盤反力度　（t/m^2）

Q_{min}：最小地盤反力度　（t/m^2）

x　：Q_{max}が生じるフーチング先端から，Q_xを算生しようとする位置までの距離（m）

○ Q_xの計算式

$$Q_x=1.0-KQ\cdot x$$

$\boxed{KQ,\ x}$ ⟹ Q_x

2　PD－12～13　MQまたはSQを求める。

このノモグラムは，PD－11より求めたQ_xを使用し，曲げモーメント係数（KM）およびせん断力係数（KS）を求め，式(18)よりMQ，SQを求めるものである。なお，Q_{xi}とW_iは，上図より次のように関係づける。

W_1：フーチング先端におけるQ_xであり，設計断面位置①では，$W_1=Q_{x0}$，②では，$W_1=Q_{x3}$となる。

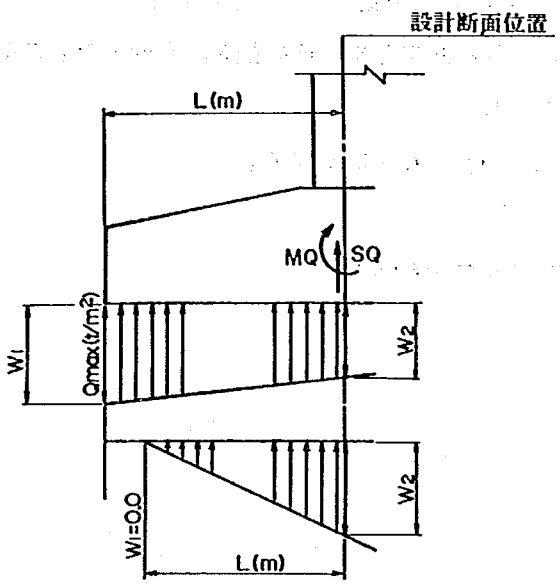
W_2：設計断面位置におけるQ_xであり，設計断面位置①では，$W_2=Q_{x1}$，②では$W_2=Q_{x2}$となる。

$\boxed{W_1,\ W_2,\ Q_{max}}$ ⟹ $KM,\ KS$

○ PD−12〜13より求めたKM, KSを使用し，次式により地盤反力度による断面力を求める。

$$\left.\begin{aligned} -MQ &= KM \cdot L^2 \quad (\mathrm{t}\cdot m/m) \\ -SQ &= KS \cdot L \quad (\mathrm{t}/m) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (18)$$

〔 計 算 式 〕



（一 般 式）

$$-MQ = \frac{L^2}{6} \cdot (2W_1 + W_2) \cdot Q_{max}$$

$$-SQ = \frac{L}{2} \cdot (W_1 + W_2) \cdot Q_{max}$$

（KM, KSの計算式）

$$KM = \frac{2 \cdot W_1 + W_2}{6} \cdot Q_{max}$$

$$KS = \frac{W_1 + W_2}{2} \cdot Q_{max}$$

○ KM, KSを一般式に代入すれば式(18)となる。

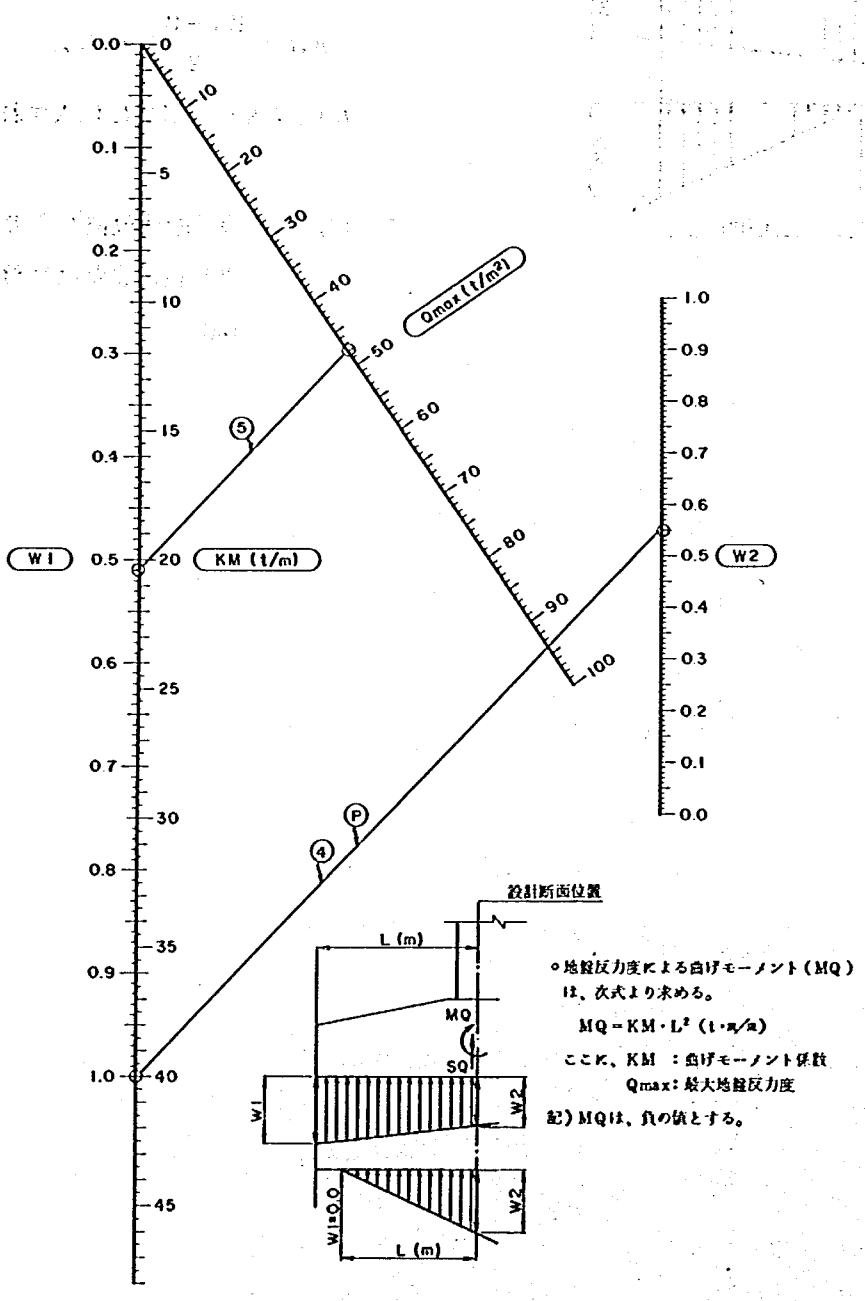
ここに，L：設計断面位置からのフーチングの張出し長，または地盤反力度の作用幅(m)

〔ノモグラムの見方〕

PD−11 ……
① 式(17)よりKQを計算する。
② 中軸にKQをとり，右軸にxをとる。両点を結び左軸まで延長すればQ_xが得られる。
③ PD−11より求めたQ_xからW_1，W_2を設定する。

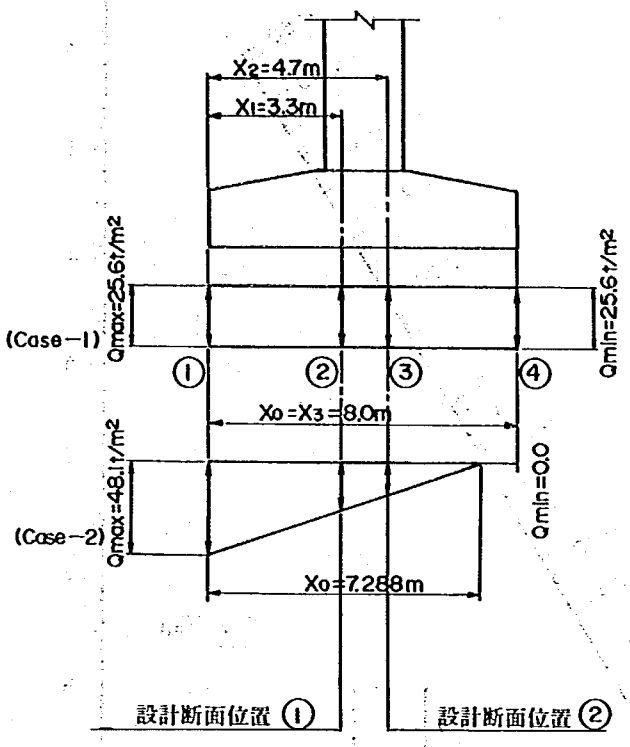
PD−12 または PD−13 ……
④ 左軸にW_1を，右軸にW_2をとり，両点を結んだ線をⓅ線とする。
⑤ 中軸にQ_{max}をとり，この点を通るⓅ線と平行線を描き，左軸との交点を読み取ればKMまたはKSが得られる。
⑥ KM，KSより式(18)を使用し，MQ，SQを計算する。

PD−12 地盤反力度による断面力（MQ，SQ）を求めるノモグラム
（MQを求める）



〔ノモグラムの使用例〕

下図の条件に対して，各々の設計断面位置におけるMQ，SQを求める。



（Case－1の場合）

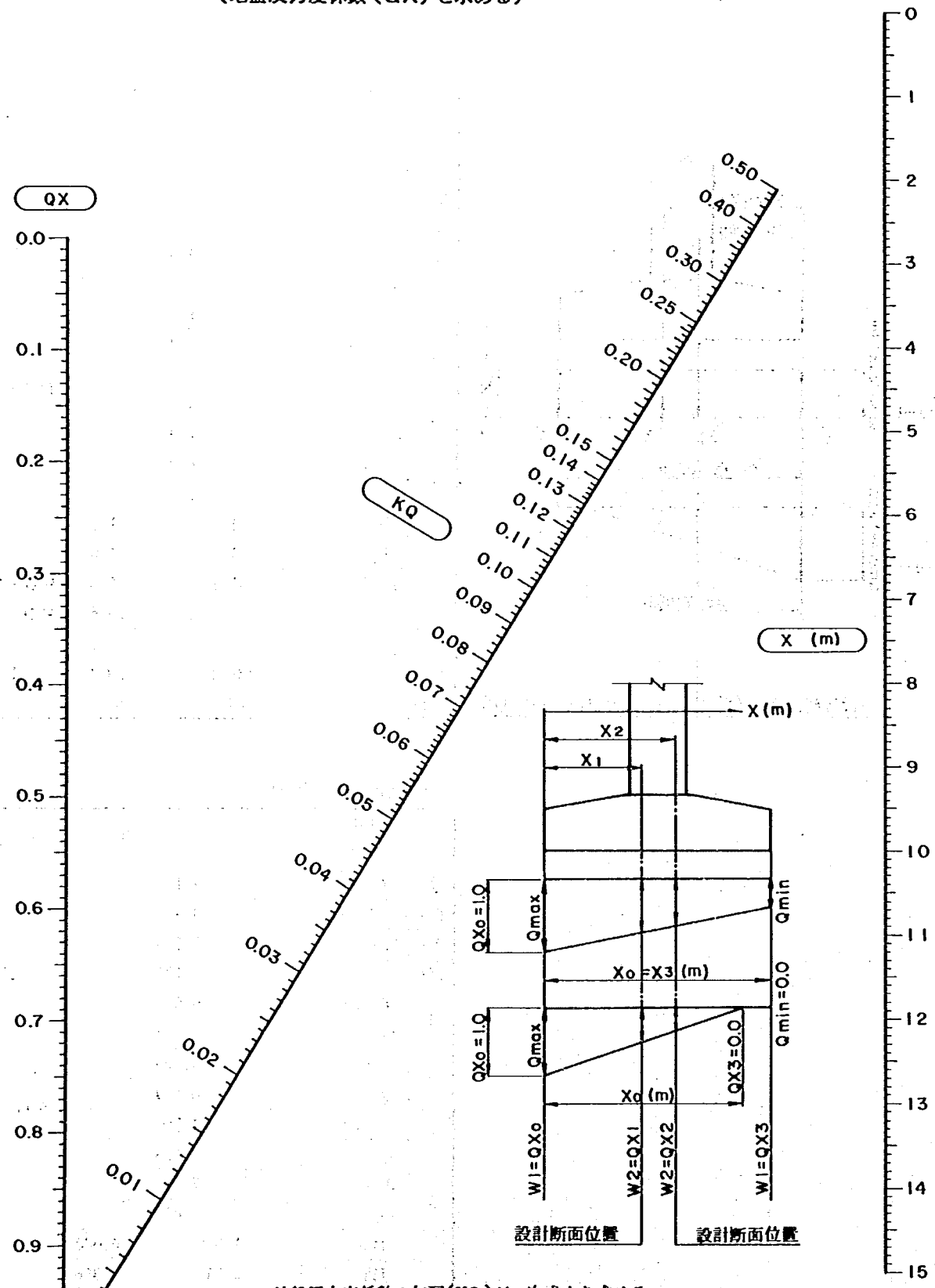
項目 ＼ 設計断面位置		①	②	備考
$Qmax$ (t/m^2)		25.6		
$Qmin$ (t/m^2)		25.6		
X_0 (m)		8.0		
KQ		0.0		式(17)
①	X (m)	0.0		PD−11
	Qx	1.0		
②	X (m)	3.3		
	Qx	1.0		
③	X (m)	4.7		
	Qx	1.0		
④	X (m)	8.0		
	Qx	1.0		
W_1		1.0	1.0	
W_2		1.0	1.0	
KM		12.8	12.8	PD−12
KS		25.6	25.6	PD−13
L (m)		3.3	3.3	式(18)
$MQ(t\cdot m/m)$		− 139.4	− 139.4	
$SQ(t/m)$		− 84.5	− 84.5	

（Case－2の場合）

項目 ＼ 設計断面位置		①	②	備考
$Qmax$ (t/m^2)		48.1		
$Qmin$ (t/m^2)		0.0		
X_0 (m)		7.288		
KQ		0.137		式(17)
①	X (m)	0.0		PD−11
	Qx	1.000		
②	X (m)	3.300		
	Qx	0.550		
③	X (m)	4.700		
	Qx	0.356		
④	X (m)	7.288		
	Qx	0.000		
W_1		1.000	0.000	
W_2		0.550	0.356	
KM		20.4	2.9	PD−12
KS		37.3	8.6	PD−13
L (m)		3.300	2.588	式(18)
$MQ(t\cdot m/m)$		− 222.2	− 19.4	
$SQ(t/m)$		− 123.1	− 22.3	

PD－11　地盤反力度による断面力（MQ，SQ）を求めるノモグラム

（地盤反力度係数（QX）を求める）



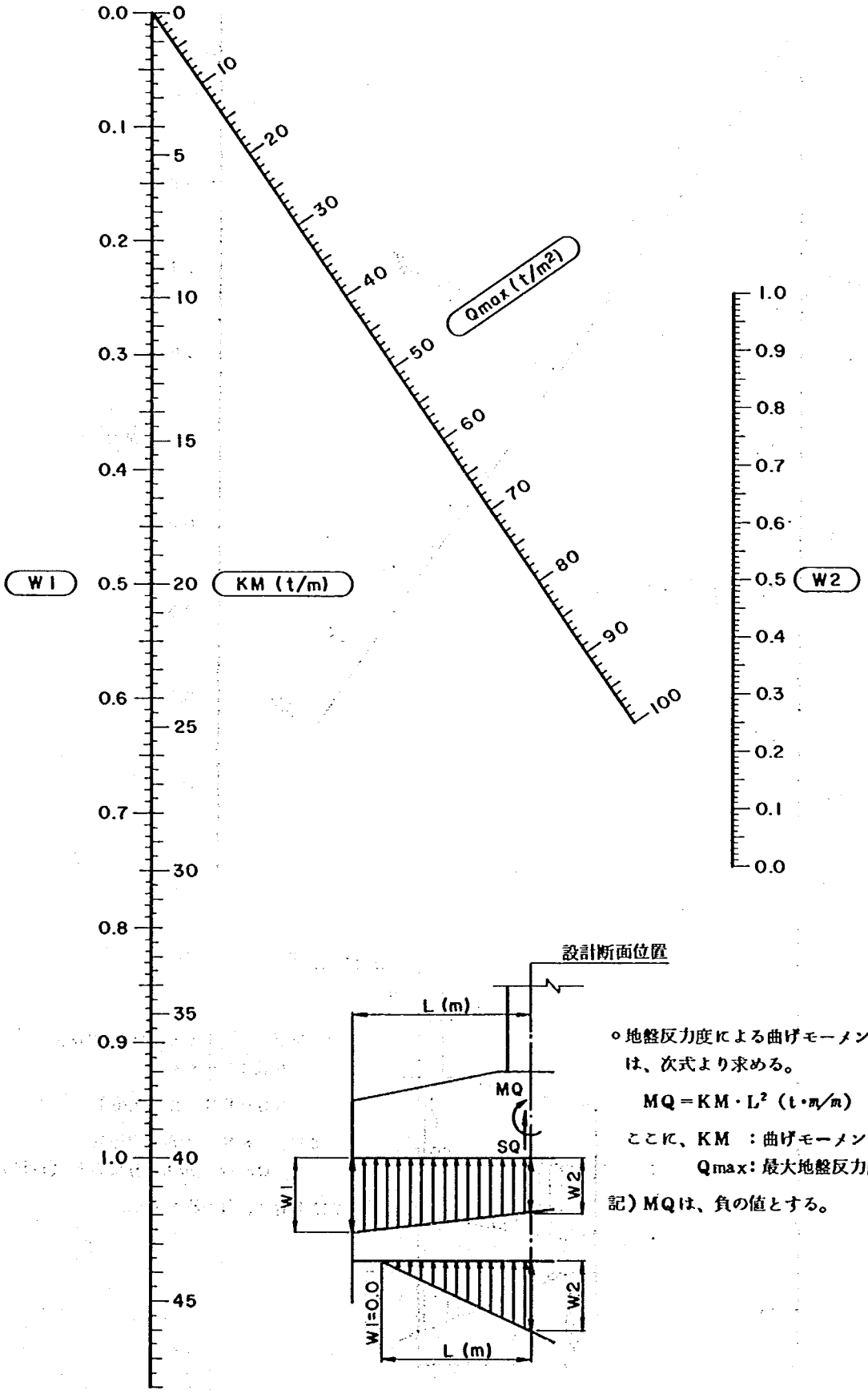
○地盤反力度係数の勾配(KQ)は、次式より求める。

$$KQ = \frac{1}{X_0} \cdot \left(1 - \frac{Qmin}{Qmax}\right)$$

ここに、Qmax，Qmin　：地盤反力度　　(t/m²)

X_0　：地盤反力度の分布幅（ m ）

PD−12　地盤反力度による断面力（MQ，SQ）を求めるノモグラム
（MQを求める）



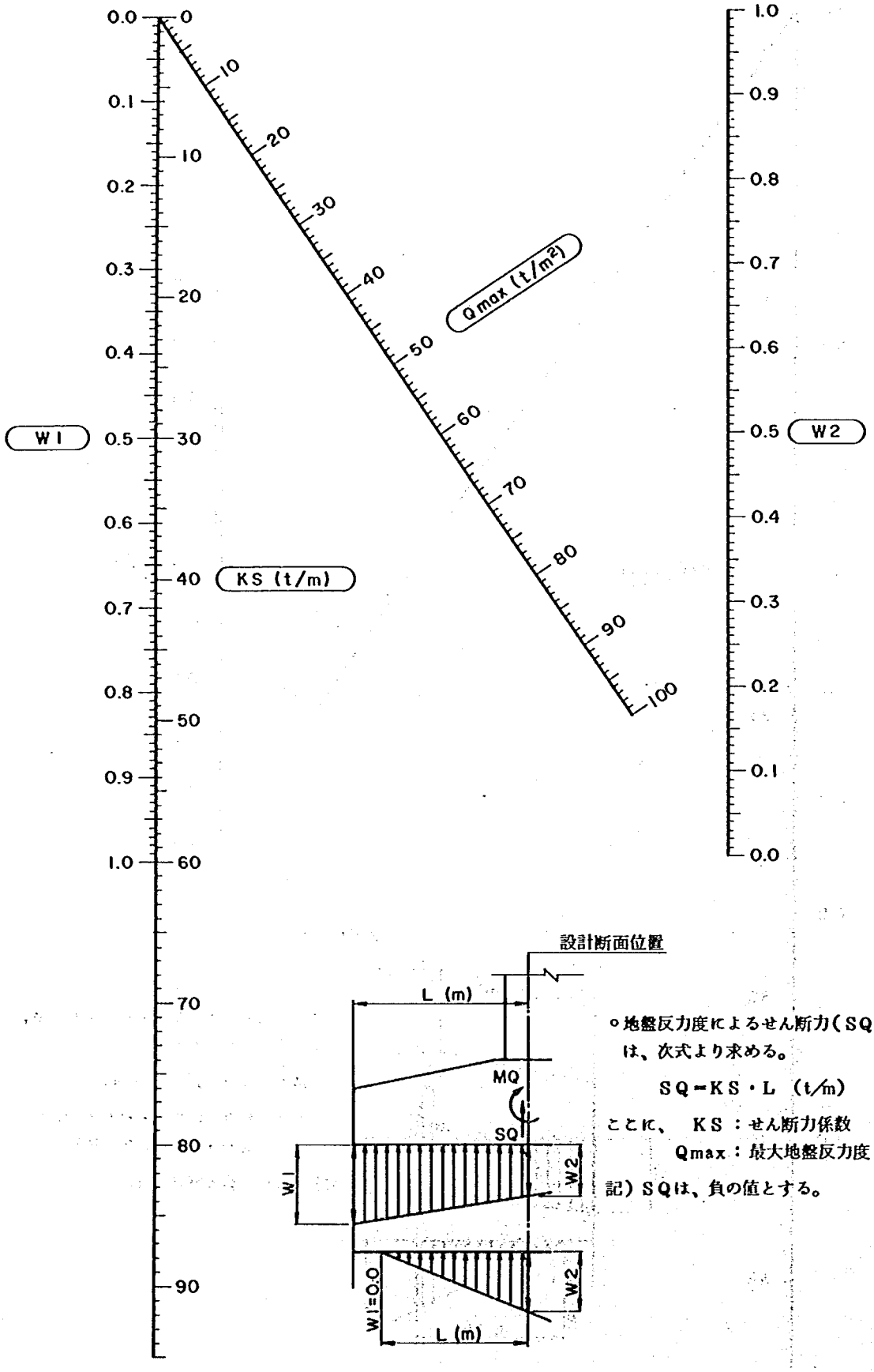
○地盤反力度による曲げモーメント（MQ）は、次式より求める。

$$MQ = KM \cdot L^2 \ (t \cdot m/m)$$

ここに、KM　：曲げモーメント係数
　　Qmax：最大地盤反力度

記）MQは、負の値とする。

PD－13　地盤反力度による断面力（MQ，SQ）を求めるノモグラム
（SQを求める）



○地盤反力度によるせん断力（SQ）は、次式より求める。

$$SQ = KS \cdot L \quad (t/m)$$

ことに、　KS ：せん断力係数
　　Qmax：最大地盤反力度（t/m²）

記）SQは、負の値とする。

MR－1～6　単鉄筋矩形断面における抵抗曲げモーメント（M_r）および必要鉄筋量（A_s）を求めるノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，単鉄筋矩形断面の抵抗曲げモーメントおよび必要鉄筋量を求めるものである。

① 抵抗曲げモーメント

抵抗曲げモーメント（M_r）は，h，d_0，A_s の各々の条件を用いて求めればよい。

$\boxed{h,\ d_0,\ A_s}$ ⇨ M_r

② 必要鉄筋量

必要鉄筋量（A_s）は，h，d_0，M_0 の各々の条件を用いて求めればよい。

$\boxed{h,\ d_0,\ M_0}$ ⇨ A_s

なお，ノモグラムは許容応力度を $\sigma_{ca}=70\ kg/cm^2$，$80\ kg/cm^2$，$\sigma_{sa}=1600\ kg/cm^2$ および $\sigma_{ca}=105\ kg/cm^2$，$120\ kg/cm^2$，$\sigma_{sa}=2700\ kg/cm^2$，として図化している。

ここに，h　：コンクリート断面の高さ　(cm)

d_0　：鉄筋のかぶり　(cm)

A_s　：使用鉄筋量または必要鉄筋量　(cm^2)

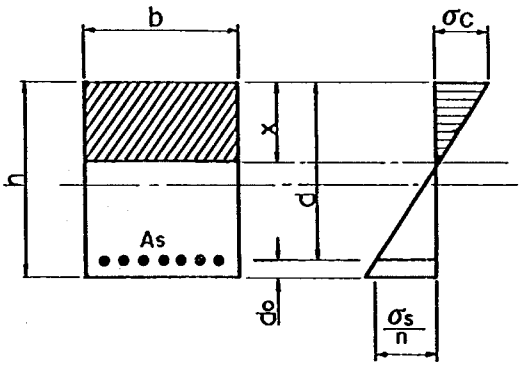
M_0　：設計曲げモーメント　(t・m)

M_r　：抵抗曲げモーメント　(t・m)

σ_{ca}：コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (kg/cm^2)

σ_{sa}：鉄筋の許容引張応力度　(kg/cm^2)

〔 計　算　式 〕



① 応力度を求める計算式

$$x=\frac{n\cdot A_s}{b}\left(-1+\sqrt{1+\frac{2b\cdot d}{n\cdot A_s}}\right)$$

$$\sigma_c=\frac{2M_0}{b\cdot x\cdot(d-x/3)}$$

$$\sigma_s=n\cdot\sigma_c\frac{d-x}{x}$$

② 必要鉄筋量を求める計算式

○ σ_{sa} より求める場合……（A_{ss}）

$$x^3-3d\cdot x^2-\frac{6M_0\cdot n}{\sigma_{sa}\cdot b}(x-d)=0$$

$$A_{ss}=\frac{M_0}{\sigma_{sa}(d-x/3)}$$

○ σ_{ca} より求める場合……（A_{sc}）

$$x=\frac{3d}{2}\cdot\left(1-\sqrt{1-\frac{8M_0}{3b\cdot d^2\cdot\sigma_{ca}}}\right)$$

$$\sigma_s=n\cdot\sigma_{ca}\frac{d-x}{x}$$

$$A_{sc}=\frac{\sigma_{ca}\cdot b\cdot x}{2\sigma_s}$$

よって，必要鉄筋量（A_s）は，A_{ss} と A_{sc} の最大値となる。

③ 抵抗曲げモーメントを求める計算式

$$x=\frac{n\cdot A_s}{b}\left(-1+\sqrt{1+\frac{2\cdot b\cdot d}{n\cdot A_s}}\right)$$

○ σ_{ca} より求める場合　$M_c=\dfrac{\sigma_{ca}\cdot b\cdot x(d-x/3)}{2}$

○ σ_{sa} より求める場合　$M_s=\sigma_{sa}\left(d-\dfrac{x}{3}\right)A_s$

よって，抵抗曲げモーメント（M_r）は，M_c と M_s の最小値となる。

ここに，σ_c ：コンクリートの曲げ圧縮応力度　(kg/cm²)

σ_s ：鉄筋の引張応力度　(kg/cm²)

A_{ss} ：σ_{sa} より求まる必要鉄筋量　(cm²)

A_{sc} ：σ_{ca} より求まる必要鉄筋量　(cm²)

M_c ：σ_{ca} より求まる抵抗曲げモーメント（t・m）

M_s ：σ_{sa} より求まる抵抗曲げモーメント（t・m）

n ：鉄筋とコンクリートのヤング係数比（$n=15$ とする。）

〔ノモグラムの見方〕

○ h，d_0，A_s より，抵抗曲げモーメント（M_r）を求める場合

① d_0，h および σ_{ca}，σ_{sa} よりノモグラム番号の検索をする。

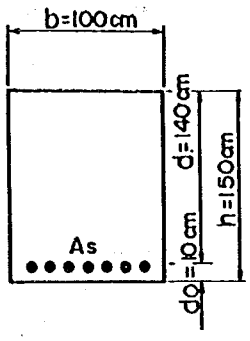
② 横軸に A_s をとり，垂線を上げる。次に h 線との交点を求め，縦軸の目盛を読みとれば，M_r が得られる。

○ h，d_0，M_0 より，必要鉄筋量（A_s）を求める場合

① d_0 および h より，ノモグラム番号の検索をする。

② 縦軸に M_0 をとり，垂線を引く。次に，h 線の交点を求め，横軸の目盛を読みとれば，A_s が得られる。

〔ノモグラムの使用例〕



① 次の条件より，抵抗曲げモーメント（M_r）を求める。

$A_s = D25 - 150\,\mathrm{ctc} = 33.78\ cm^2$

$\sigma_{ca} = 70 \times 1.5 = 105\ kg/cm^2$

$\sigma_{sa} = 1800 \times 1.5 = 2700\ kg/cm^2$

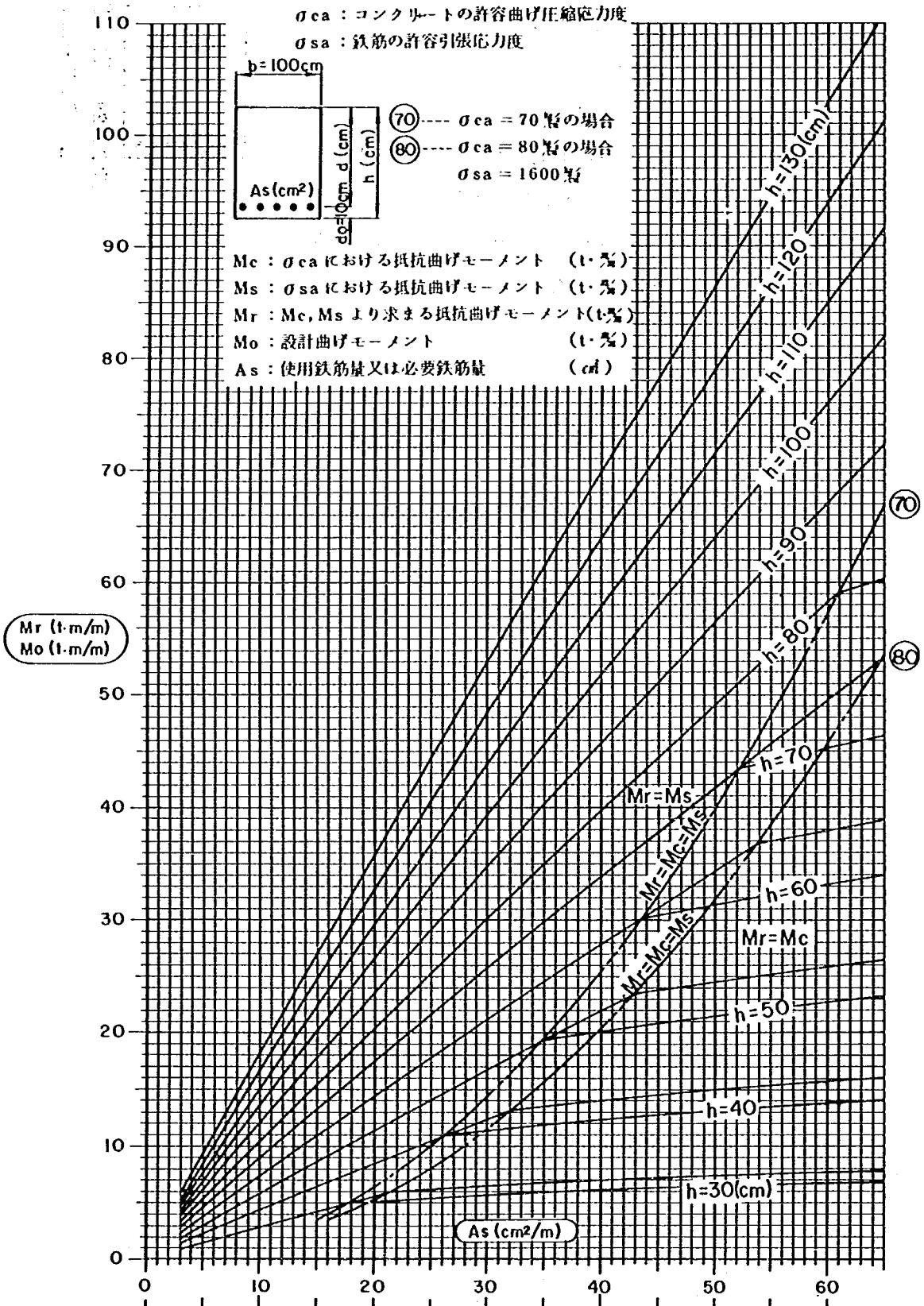
○ MR−4より$M_r = 118\ \mathrm{t \cdot m}$（$M_r = M_s$の領域）となる。

② 次の条件より，必要鉄筋量（A_s）を求める。

$M_0 = 111.2\ \mathrm{t \cdot m}$，$\sigma_{ca} = 105\ kg/cm^2$，$\sigma_{sa} = 2700\ kg/cm^2$

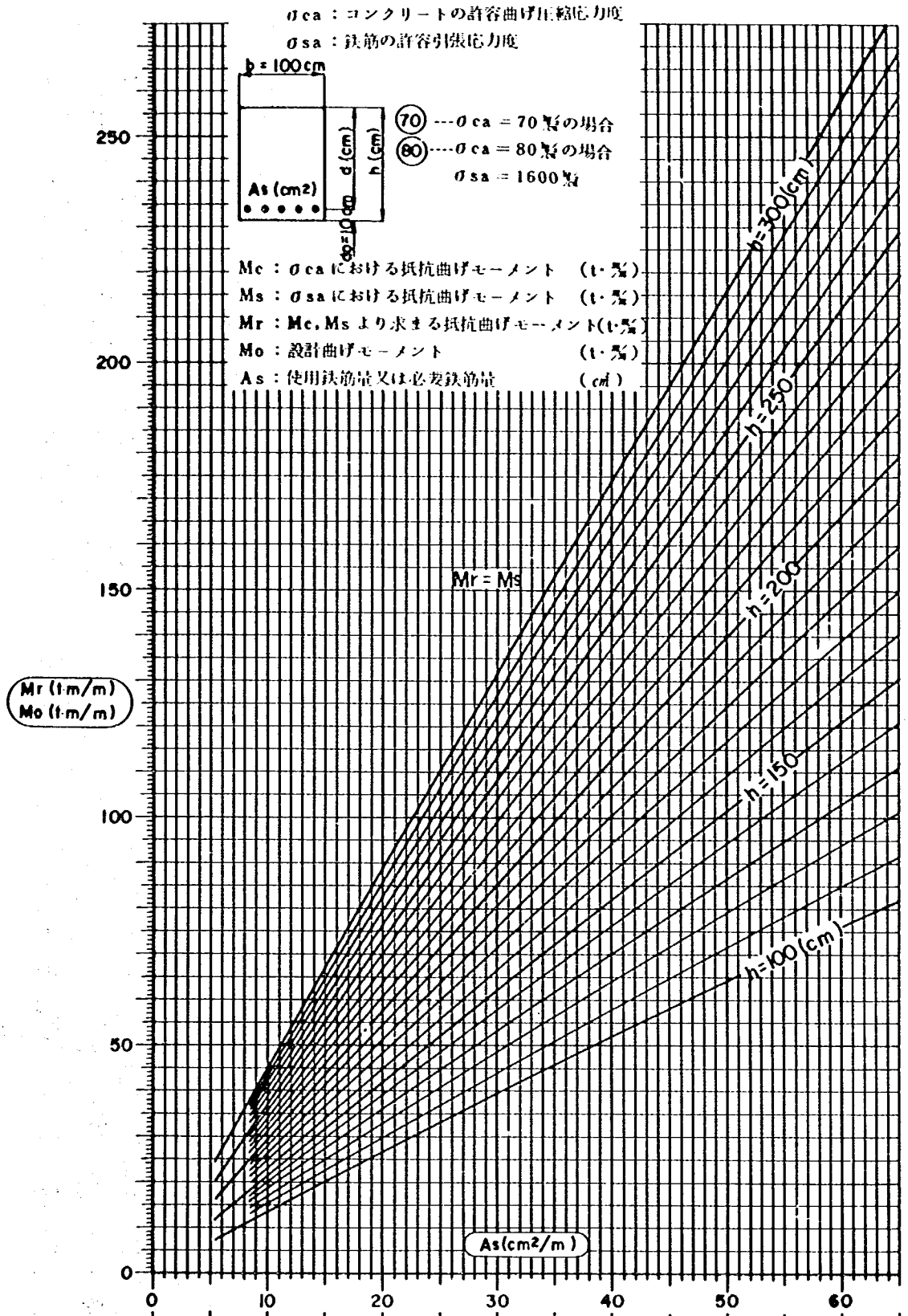
○ MR−4より$A_s = 31.5\ cm^2$となる。

MR－1　単鉄筋矩形断面における抵抗曲げモーメント（Mr）および必要鉄筋量（As）を求めるノモグラム（N＝0，do＝10cm，h≦130cmの場合）



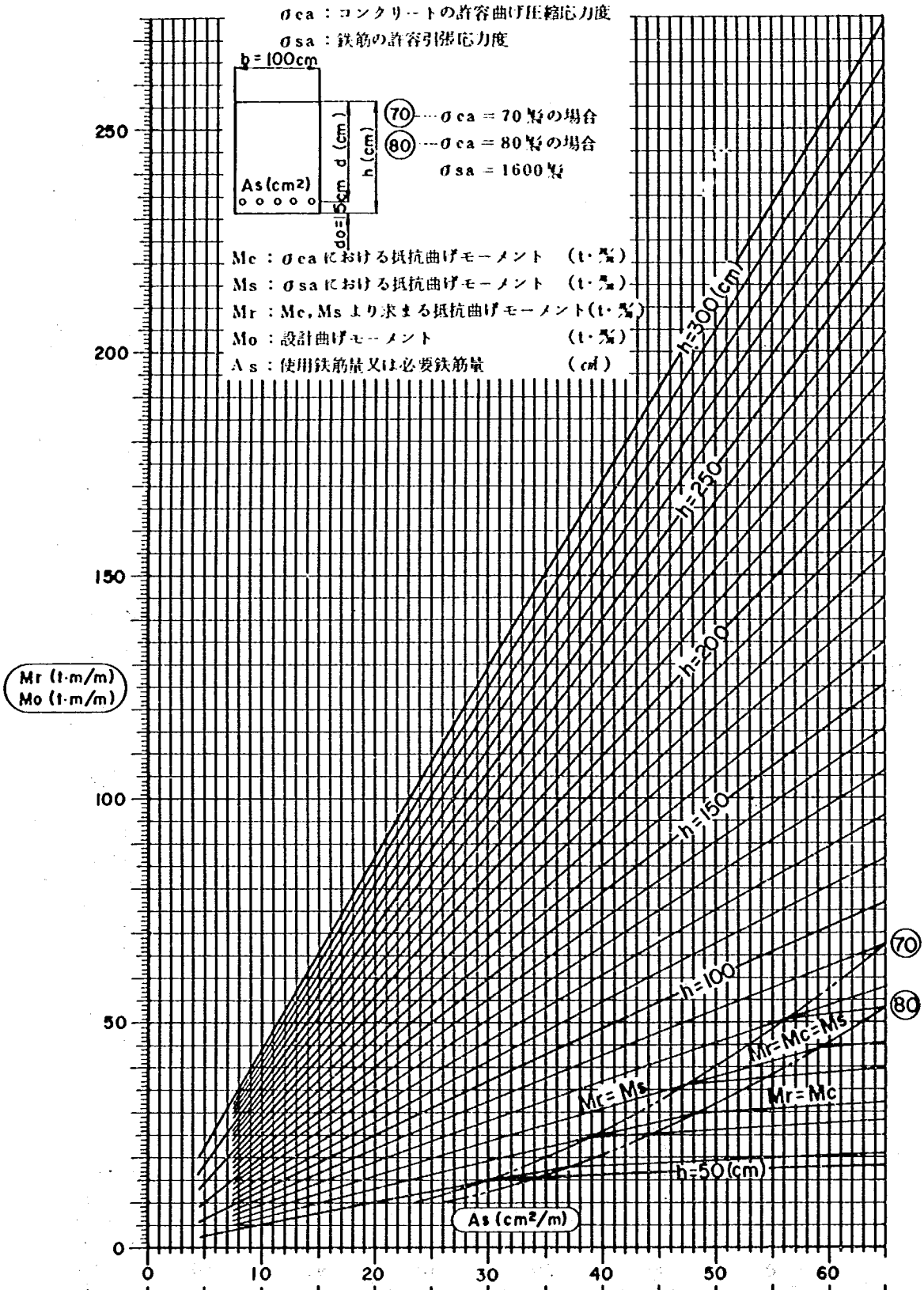
鉄筋径・ピッチ (mm)																	
100	D13			D16			D19			D22			D25			D29	
125	D13			D16		D19			D22			D25			D29		D32
150	D13		D16		D19			D22			D25			D29		D32	
200	D13		D16	D19		D22			D25			D29		D32			
250	D13	D16	D19		D22		D25			D29		D32					
300	D13	D16	D19	D22		D25		D29		D32							

MR－2　単鉄筋矩形断面における抵抗曲げモーメント（Mr）および必要鉄筋量（As）を求めるノモグラム（N＝0，do＝10cm，h≦300cmの場合）



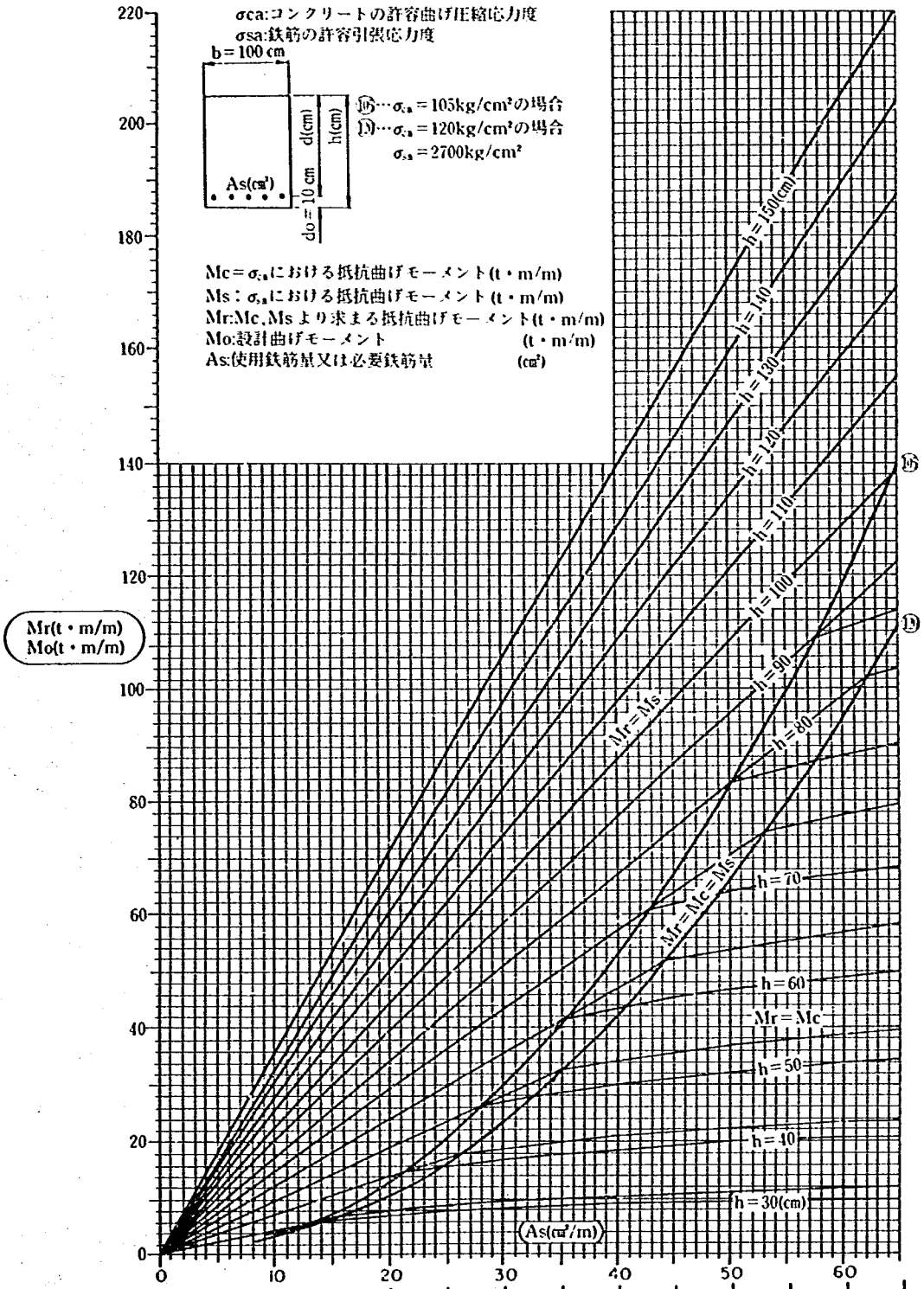
鉄筋径・ピッチ (mm)																		
100	D13				D16			D19			D22			D25			D29	
125	D13			D16			D19			D22			D25		D29		D32	
150	D13		D16			D19			D22			D25		D29		D32		
200	D13	D16		D19		D22		D25			D29		D32					
250	D13	D16	D19		D22		D25			D29		D32						
300	D13	D16	D19		D22		D25		D29		D32							

MR－3　単鉄筋矩形断面における抵抗曲げモーメント（Mr）および必要鉄筋量（As）を求めるノモグラム（N＝0，do＝15cmの場合）



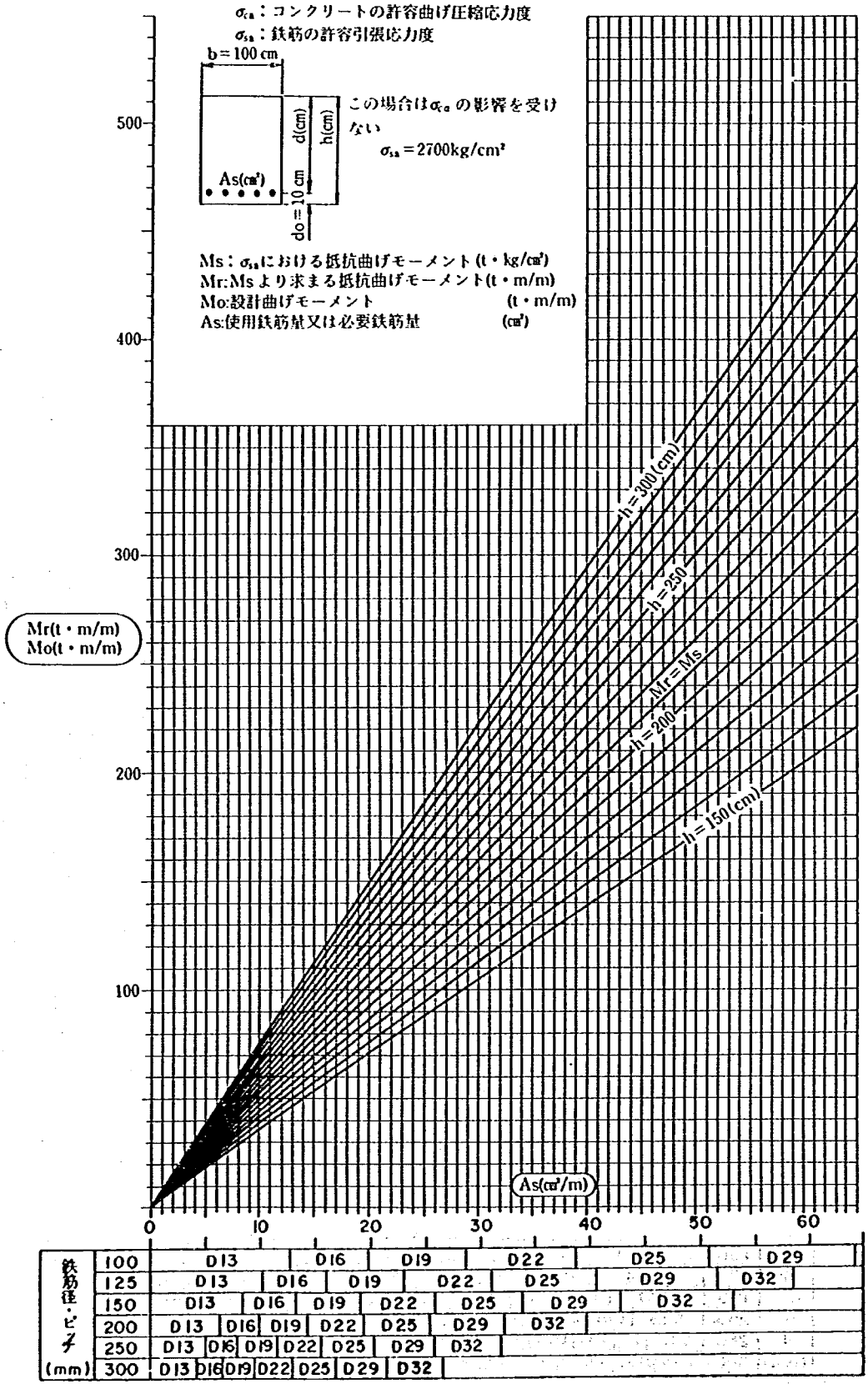
鉄筋径・ピッチ (mm)																	
100	D13				D16			D19			D22			D25			D29
125	D13			D16			D19			D22			D25		D29		D32
150	D13		D16			D19			D22			D25		D29		D32	
200	D13	D16		D19		D22		D25			D29		D32				
250	D13	D16	D19		D22		D25			D29		D32					
300	D13	D16	D19		D22		D25		D29		D32						

MR－4　単鉄筋矩形断面における抵抗曲げモーメント（Mr）および必要鉄筋量（As）を求めるノモグラム（N＝0，do＝10㎝，h≦150㎝の場合）

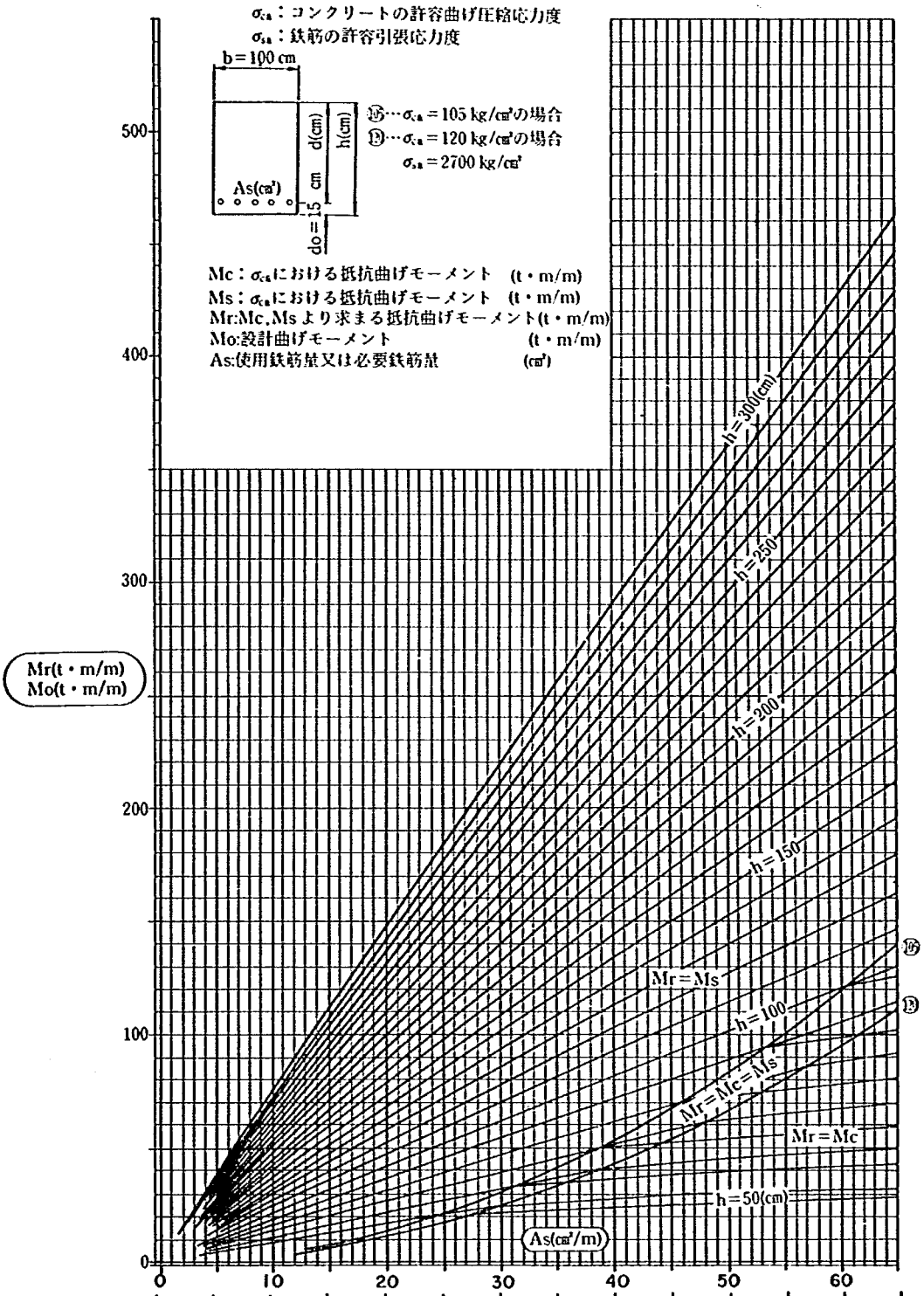


鉄筋ピッチ (mm)								
100	D13	D16	D19	D22	D25	D29		
125	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	
150	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	
200	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	
250	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	
300	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	

MR－5　単鉄筋矩形断面における抵抗曲げモーメント（Mr）および必要鉄筋量（As）を求めるノモグラム（N＝0，do＝10cm，h≦300cmの場合）



MR－6　単鉄筋矩形断面における抵抗曲げモーメント（Mr）および必要鉄筋量（As）を求めるノモグラム（N＝0，do＝15cmの場合）



鉄筋径・ピッチ (mm)																
100	D13			D16			D19			D22			D25			D29
125	D13			D16		D19			D22			D25		D29		D32
150	D13		D16		D19			D22			D25		D29		D32	
200	D13	D16		D19			D22			D25		D29		D32		
250	D13	D16	D19			D22			D25			D29		D32		
300	D13	D16	D19		D22			D25			D29		D32			

3.5.5　せん断力が作用する鉄筋コンクリート部材の設計照査用ノモグラム

目　　次

RC－S　鉄筋コンクリート部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力（Sh）を求めるノモグラム …… 205

SR－A_s　スターラップの必要鉄筋量（Aw）を求めるノモグラム …… 209

NS－1～4　軸方向圧縮力による許容せん断応力度の割増し係数（α）を求めるノモグラム …… 213

NS－1（矩形断面の場合）…… 218

NS－2（円形断面の場合）…… 219

NS－3（小判形断面－①の場合）…… 220

NS－4（小判形断面－②の場合）…… 221

RC－S　鉄筋コンクリート部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力（Sh）を求めるノモグラム

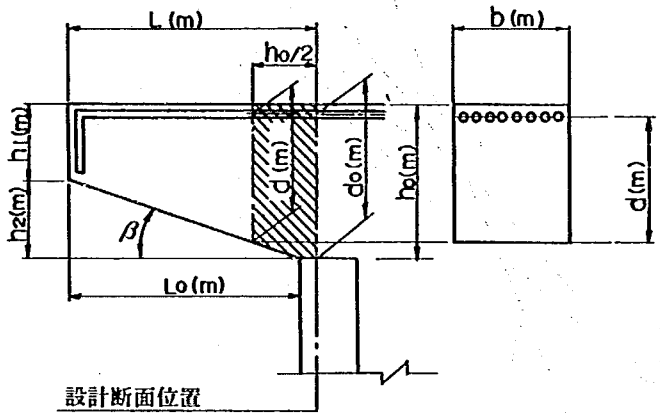
〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，鉄筋コンクリート部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力（Sh）を各々の条件（M，S，d，$\tan\beta$）を用いて求めるものである。したがって，ノモグラムより求めたShを用いて部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（τm）を求めることができる。

M	：	部材断面に作用する曲げモーメント（t・m）
S	：	部材断面に作用するせん断力　（t）
d	：	部材断面の有効高　（m）
$\tan\beta$	：	部材圧縮縁が部材軸方向となす角度の tan の値

⇒ （Sh）

〔 計 算 式 〕



① 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力（Sh）

$$Sh = S - \frac{M}{d} \cdot \tan\beta \quad (t)$$

$$\tan\beta = h_2 / L_0$$

② 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（τm）

$$\tau_m = \frac{Sh}{b \cdot d} \quad (kg/cm^2) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

③ ディープビームにおける許容せん断応力度の割増し係数（α）

$$\alpha = 3 - \frac{L - h_1/2}{d_0} \cdots\cdots 1.0 \leqq \alpha \leqq 2.0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

ここに，L ：設計断面位置から部材先端までの張出し長（m）

h_1 ：部材先端における高さ（m）

d_0 ：設計断面位置における部材断面の有効高（m）

式(2)より求まるαは，斜線で示す範囲以外に使用し，斜線部では，$\alpha = 2.0$ とする。したがって，割増し係数を考えた許容せん断応力度（$\tau_{a'1}$）は，次式より求める。

$$\tau_{a'1} = \alpha \cdot \tau_{a1} \quad (kg/cm^2) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3)$$

ここに，τ_{a1}：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度（kg/cm^2）

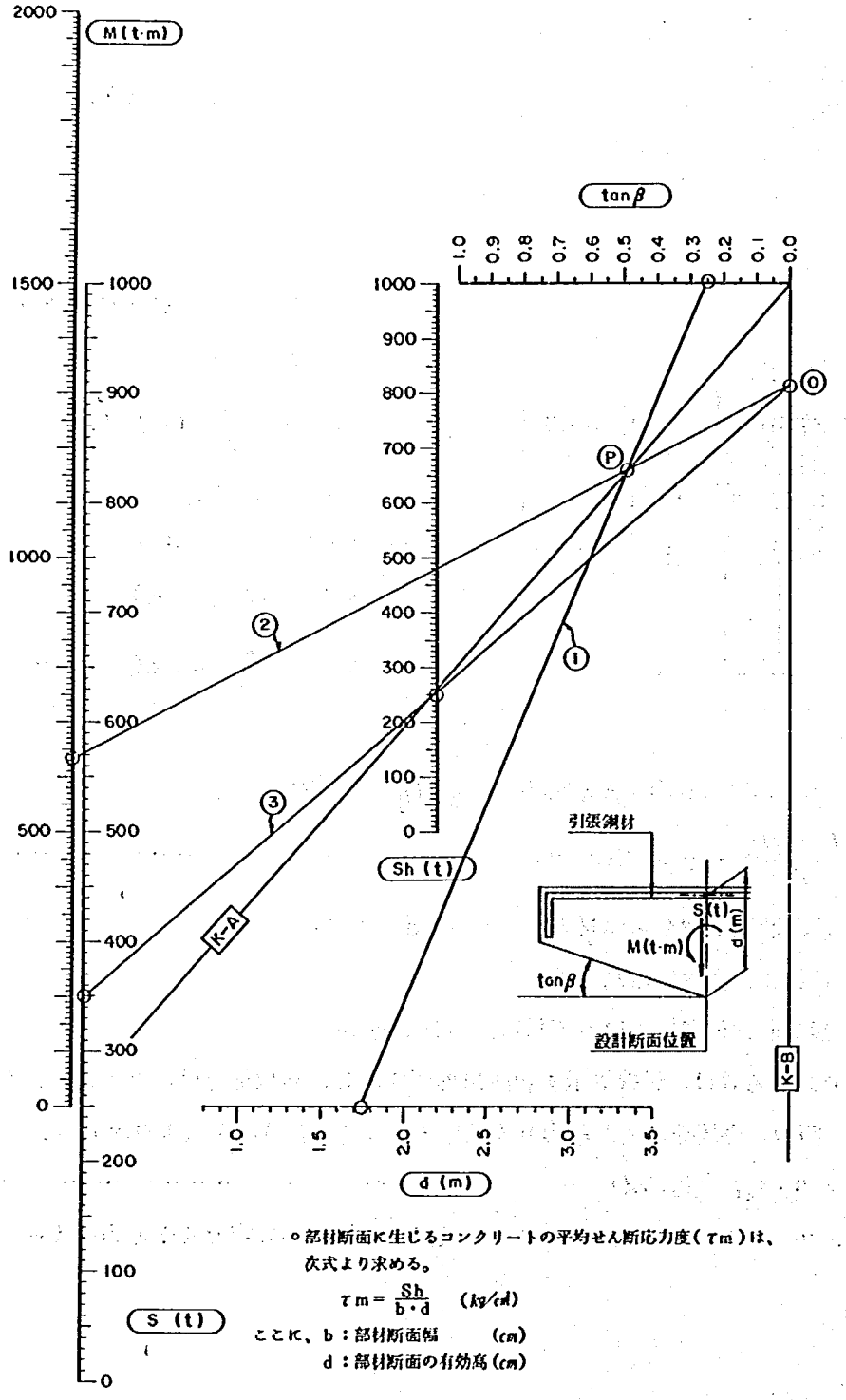
〔ノモグラムの見方〕

① 下軸にdをとり，上軸に$\tan\beta$をとる。両点を結び $\boxed{KA}$ 線との交点Ⓟを求める。

② 左軸にMをとり，Ⓟ点とを結び右軸の $\boxed{KB}$ 線との交点⓪を求める。

③ 左軸にSをとり，⓪点とを結び中軸との交点を読み取ればShが得られる。

RC－S 鉄筋コンクリート部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力（Sh）を求めるノモグラム



○部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（τm）は、次式より求める。

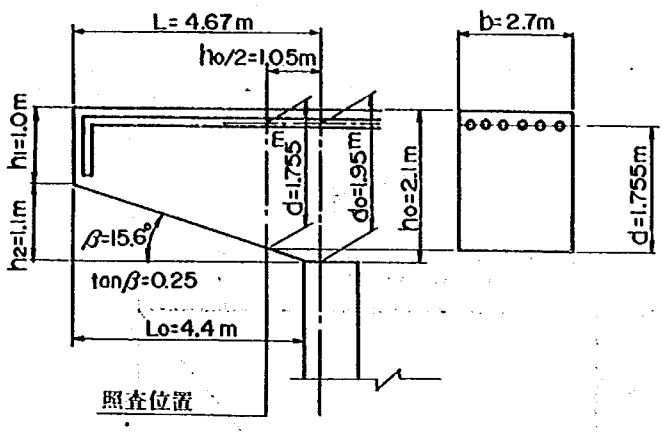
$$\tau m = \frac{Sh}{b \cdot d} \quad (kg/cm)$$

ここに、b：部材断面幅 (cm)

d：部材断面の有効高 (cm)

〔ノモグラムの使用例〕

下図のはり部材における平均せん断応力度の照査を行う。



○ 照査位置における断面力は，

$$\left.\begin{array}{l} M=770.0\ (\mathrm{t}\cdot m) \\ S=350.0\ (\mathrm{t}) \end{array}\right\}$$ とする。

○ RC—Sより，$Sh=240.0$ (t) と，なる。したがって，平均せん断応力度 (τ_m) は式(1)より，

$$\tau_m=\frac{240.0\times10^3}{270\times175.5}=5.06\ (kg/cm^2)$$

となる。

また，許容せん断応力度は，ディープビームにおける割増しを考え，次により求める。

式(2)より，

$$\alpha=3-\frac{4.67-1.0/2}{1.95}=0.86\cdots\cdots\cdots 1.0\leqq\alpha\leqq2.0 \text{ より } \alpha=1.0 \text{ となる。}$$

よって，許容せん断応力度は，式(3)より

$$\tau_{a'1}=1.0\times3.9=3.9\ (kg/cm^2)$$

ここに，$\sigma_{ck}=240\ kg/cm^2$ とする。

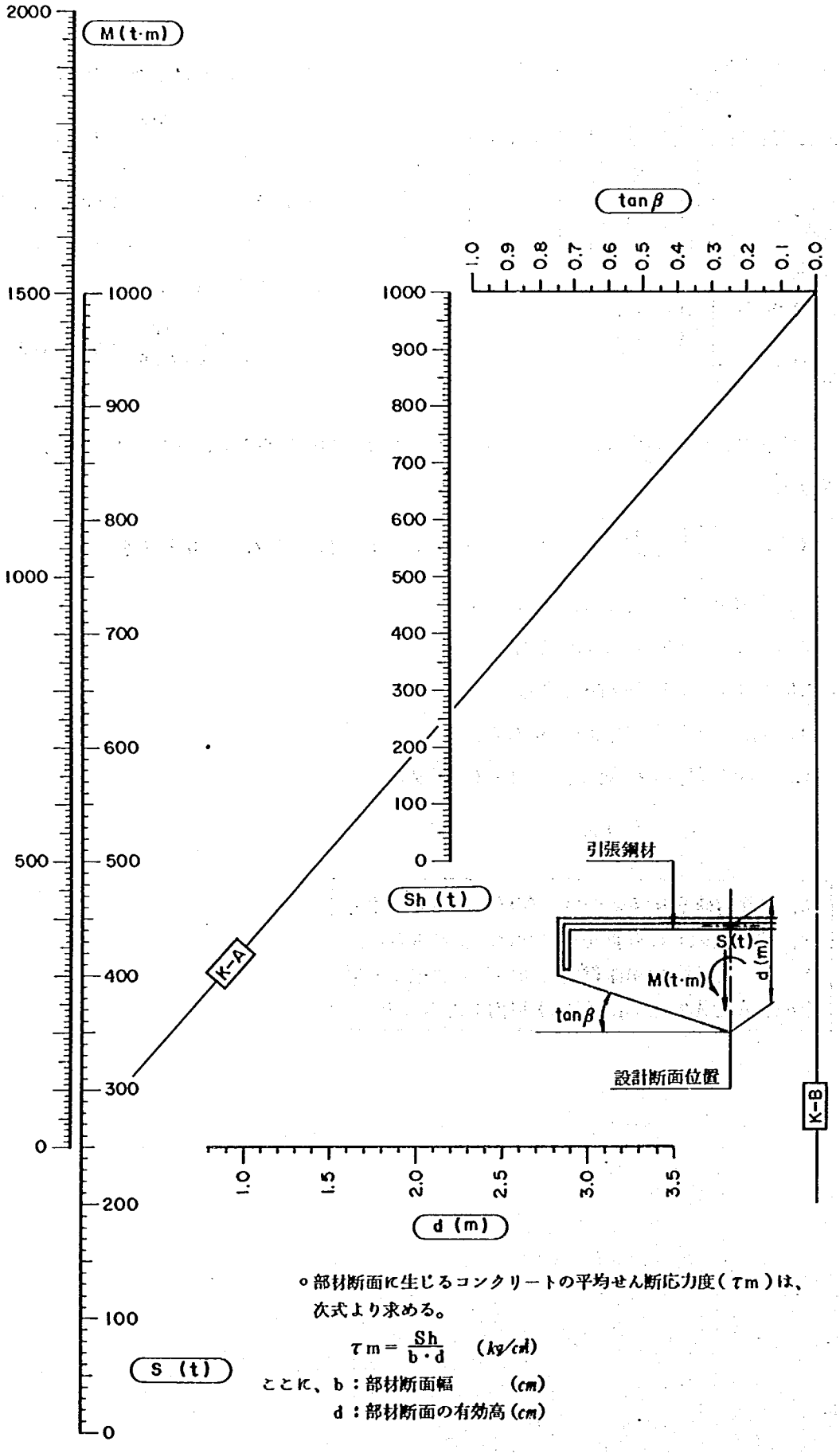
となり，τ_m との関係は次のようになる。

$$\tau_m=5.06\ (kg/cm^2)\not< \tau_{a'1}=3.9\ (kg/cm^2)$$

⇩

τ_m が許容値を越えるので，部材断面を変更するか，斜引張鉄筋の計算を行わなければならない。ただし，τ_m は，斜引張鉄筋と協同して負担する場合の許容せん断応力度 (τ_{a2}) 以内であること。

RC－S　鉄筋コンクリート部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力（Sh）を求めるノモグラム



○部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（τm）は、次式より求める。

$$\tau m = \frac{Sh}{b \cdot d} \quad (kg/cm^2)$$

ここに、b：部材断面幅　　(cm)

d：部材断面の有効高 (cm)

SR－A_S　スターラップの必要鉄筋量（Aw）を求めるノモグラム

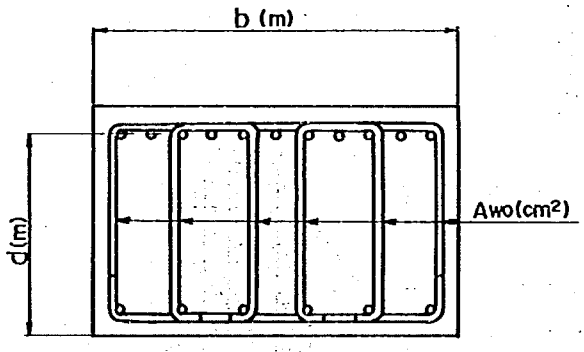
〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度（τ_m）が，コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度（τ_{a1}）をこえる場合に，配筋する斜引張鉄筋（スターラップ）の必要鉄筋量（A_w）を各々の条件（d，a，Sh_0）を用いて求めるものである。

a ：スターラップの部材軸方向の間隔（m）	
d ：部材断面の有効高（m）	⟹ （A_w）
Sh_0：スターラップが負担するせん断力（t）	

なお，このノモグラムは，鉄筋の許容引張応力度を $\sigma_{sa}=1800$（kg/cm^2）として，図化したものである。

〔 計　算　式 〕



① スターラップが負担するせん断力（Sh_0）を求める計算式

$$\left.\begin{aligned} Sh_0 &= Sh - S_c \quad (kg) \\ S_c &= \frac{1}{2}\cdot\tau_{a1}\cdot b\cdot d \quad (kg) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots (4)$$

ここに，Sh：部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力（kg）（RC－Sより求める）

S_c：コンクリートが負担するせん断力（kg）

τ_{a1}：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度（kg/cm^2）。ただし，ディープビームにおける許容応力度の割増しはよいが，荷重の組合せを考慮した許容応力度の割増しは，してはならない。

b：部材断面幅（m）

② スターラップの必要鉄筋量（A_w）を求める計算式

（一般式）$$A_w=\frac{1.15\,Sh_0\cdot a}{\sigma_{sa}\cdot d(\sin\theta+\cos\theta)} \quad (cm^2)$$

○ ノモグラムに使用した計算式（$\theta=90°$，$\sigma_{sa}=1800\ kg/cm^2$とする。）

$$A_{w'}=\frac{1.15\cdot Sh_0\cdot a}{1800\cdot d} \quad (cm^2)$$

③　$\sigma_{sa}=1800\,kg/cm^2$ 以外の A_w を求める計算式

$$A_w=\frac{1800}{\sigma_{sa}}\cdot A_{w'}\qquad (cm^2)\qquad\cdots\cdots(5)$$

ここに，σ_{sa} ：鉄筋の許容引張応力度（kg/cm^2）

θ ：スターラップが部材軸方向となす角度（度）

$A_{w'}$：$\sigma_{sa}=1800\,kg/cm^2$，$\theta=90°$ の場合のスターラップの必要鉄筋量（cm^2）

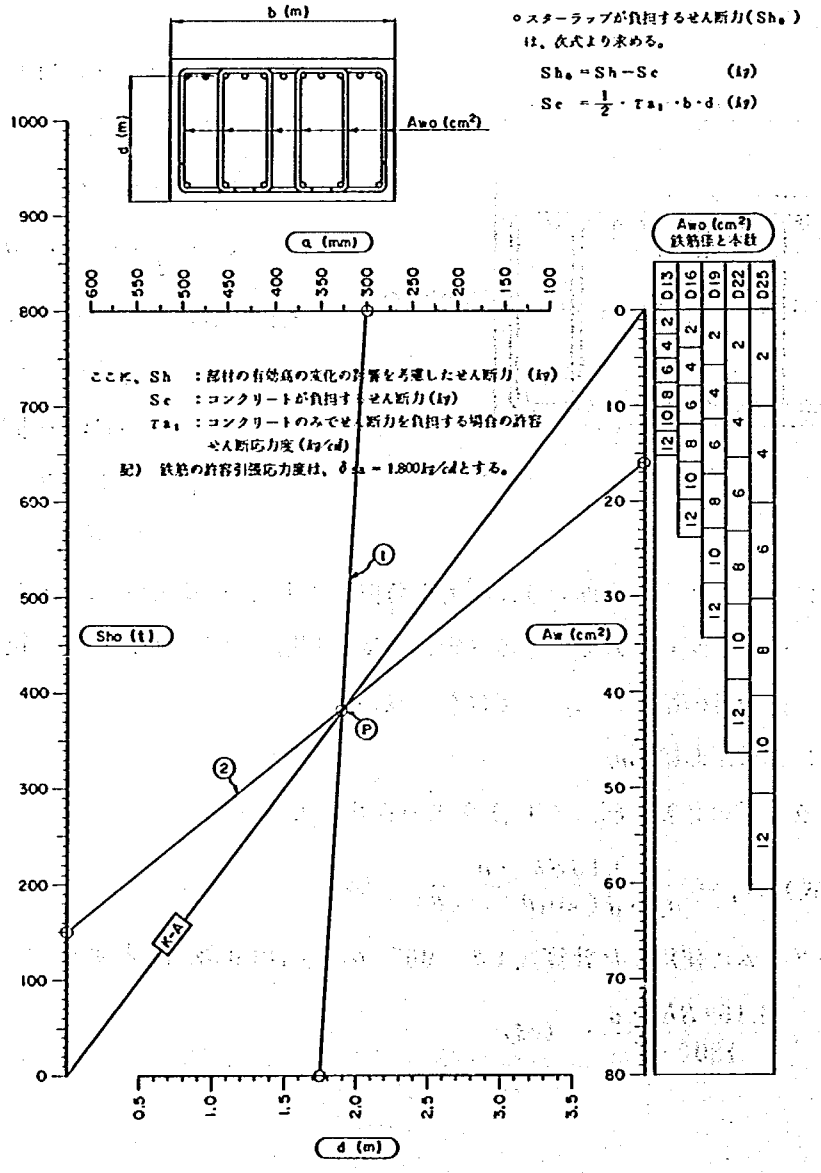
〔ノモグラムの見方〕

① 下軸に d をとり，上軸に a をとる。両点を結び $\boxed{KA}$ 線との交点Ⓟを求める。

② 左軸に Sh_0 をとり，Ⓟ点とを結び右軸まで延長すれば A_w が得られる。（右表は，A_w に対する鉄筋径と本数を示す。）

③ $\sigma_{sa}=1800\,kg/cm^2$ 以外の A_w を求める場合は，式(5)により計算する。

SR−A_s　スターラップの必要鉄筋量（A_W）を求めるノモグラム



〔ノモグラムの使用例〕

RC－Sの〔使用例〕より，$\tau_m = 5.06$ (kg/cm²) $\not< \tau'_{a1} = 3.9$ (kg/cm²) となる。よって，次の条件におけるスターラップの必要鉄筋量を求める。

$$\left.\begin{array}{ll} Sh & = 240.0 \ (\mathrm{t}) \\ d & = 1.755 \ (m) \\ b & = 2.700 \ (m) \\ \tau'_{a1} & = 3.9 \ (kg/cm^2) \\ \sigma_{sa} & = 1800 \ (kg/cm^2) \end{array}\right\}$$ を使用し，式(4)より Sh_0 は，

$$S_c = \frac{1}{2} \times 3.9 \times 270 \times 175.5 = 92{,}400 \ (kg) = 92.4 \ (\mathrm{t})$$

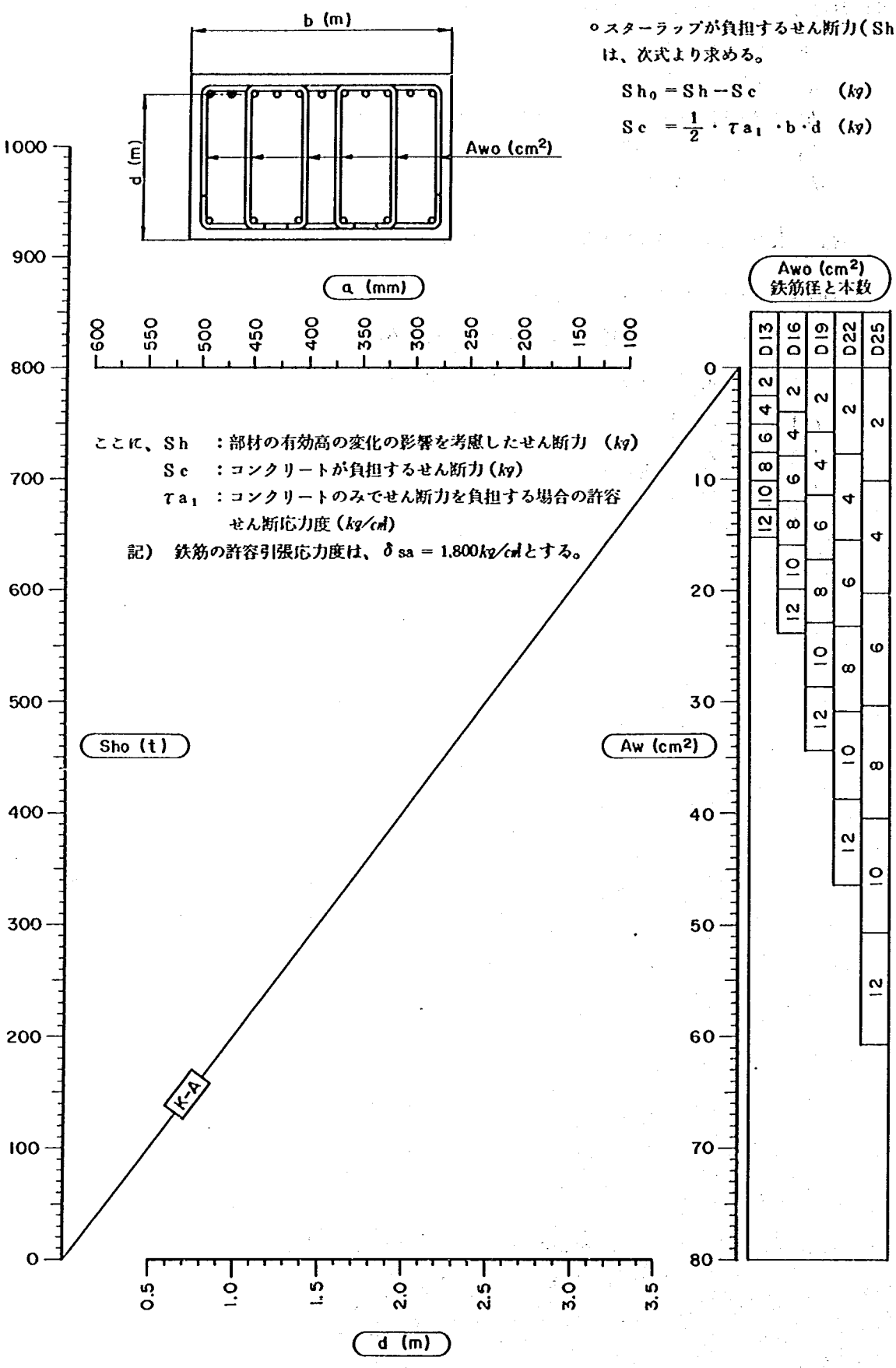
$$Sh_0 = 240.0 - 92.4 = 147.6 \ (\mathrm{t})$$

となる。したがって，$a = 300$ mm とすると，SR－A_S より A_w は，

$A_w = 16.0$ (cm²) となり，使用鉄筋径および本数は，

$$\left.\begin{array}{l} D\,16 - 10\text{本} \\ D\,19 - \ \ 6\text{本} \\ D\,22 - \ \ 6\text{本} \\ D\,25 - \ \ 4\text{本} \end{array}\right\}$$ となる。

SR－A_s　スターラップの必要鉄筋量（A_w）を求めるノモグラム



○スターラップが負担するせん断力（Sh_0）は、次式より求める。

$$Sh_0 = Sh - Sc \quad (kg)$$

$$Sc = \frac{1}{2} \cdot \tau a_1 \cdot b \cdot d \quad (kg)$$

ここに、Sh　：部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力（kg）

Sc　：コンクリートが負担するせん断力（kg）

τa_1　：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度（kg/cm²）

記）　鉄筋の許容引張応力度は、$\delta sa = 1{,}800$ kg/cm²とする。

NS－1～4　軸方向圧縮力による許容せん断応力度の割増し係数（α）を求めるノモグラム

〔ノモグラムの説明〕

このノモグラムは，鉄筋コンクリート部材に作用する軸方向圧縮力による許容せん断応力度の割増し係数（α）を，各々の断面形状について求めるものである。

1 NS－1（矩形断面の場合）…… $h, N/M$

2 NS－2（円形断面の場合）…… $D, N/M$

3 NS－3（小判形断面－①の場合）…… $D, h/D, N/M, E_0$

4 NS－4（小判形断面－②の場合）…… $D, h/D, N/M, E_0$

⇒ α

ここに，h ：部材断面の高さ。または，小判形断面の直線部幅（m）

D ：部材断面の直径（m）

N ：部材断面に作用する軸方向圧縮力（t）

M ：部材断面に作用する曲げモーメント（t・m）

E_0 ：部材断面の核心距離（m）

○ NS－1～4より求めた（α）を使用し，次式より軸方向圧縮力により割増しされた許容せん断応力度（τ'_{a1}）を求める。

$$\tau'_{a1} = \alpha \cdot \tau_{a1} \quad (kg/cm^2) \quad \cdots\cdots (1)$$

ここに，τ_{a1}：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度（kg/cm^2）

コンクリートの設計基準強度（σ_{ck}）	210	240	270	300
τ_{a1}（kg/cm^2）	3.6	3.9	4.2	4.5

〔 計　算　式 〕

○ 各断面形状における（α）を求める計算式

① 一 般 式

$$\alpha = 1 + \frac{M_0}{2M} \leqq 2.0 \quad \cdots\cdots (2)$$

ここに，M_0：軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント（t・m）

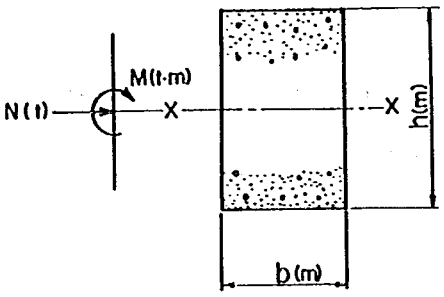
$$M_0 = \frac{N}{A_c} \cdot \frac{I_c}{y} \quad \cdots\cdots (3)$$

A_c：部材断面積（m^2）

I_c：部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント（m^4）

y ：部材断面の図心より部材引張縁までの距離（m）

1 矩形断面の場合

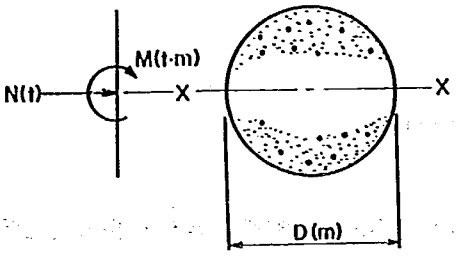


$$\left.\begin{aligned} A_c &= b \cdot h \\ I_c &= \frac{b \cdot h^3}{12} \\ y &= \frac{h}{2} \end{aligned}\right\}$$ を，式(3)に代入すれば

$M_0 = \dfrac{N \cdot h}{6}$ となる。したがって，式(2)より (α) は，

$\boxed{\alpha = 1 + \dfrac{N \cdot h}{12 \cdot M}}$ となる。

2 円形断面の場合

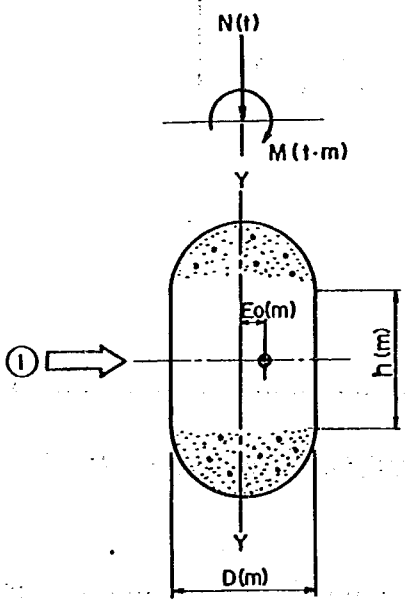


$$\left.\begin{aligned} A_c &= \frac{\pi \cdot D^2}{4} \\ I_c &= \frac{\pi \cdot D^4}{64} \\ y &= \frac{D}{2} \end{aligned}\right\}$$ を，式(3)に代入すれば，

$M_0 = \dfrac{N \cdot D}{8}$ となる。したがって，式(2)より (α) は，

$\boxed{\alpha = 1 + \dfrac{N \cdot D}{16 \cdot M}}$ となる。

3 小判形断面－①の場合



$$\left.\begin{aligned} A_c &= \frac{\pi D^2}{4} + D \cdot h \\ I_c &= \frac{\pi D^4}{64} + \frac{h \cdot D^3}{12} \\ y &= \frac{D}{2} \end{aligned}\right\}$$ を，式(3)に代入すれば，

$$M_0 = N \cdot \frac{\dfrac{\pi D}{32} + \dfrac{h}{6}}{\dfrac{\pi}{4} + \dfrac{h}{D}}$$ となる。

ここに，$a = h/D$ とすると，

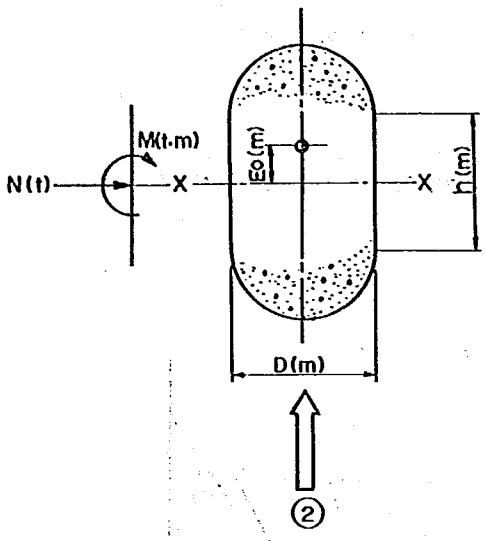
$$M_0 = N \cdot \frac{D\left(\dfrac{\pi}{8} + \dfrac{2}{3} \cdot a\right)}{\pi + 4a}$$

$$E_0 = \frac{D\left(\dfrac{\pi}{8} + \dfrac{2}{3} \cdot a\right)}{\pi + 4a}$$

となる。したがって，式(2)より (α) は，

$$\boxed{\alpha = 1 + \frac{N \cdot E_0}{2M}}$$ となる。

[4] 小判形断面－②の場合



$$A_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} + D \cdot h$$

$$I_c = \frac{\pi D^4}{64} + \frac{Dh^3}{12} + \frac{h \cdot D^3}{6} + \frac{\pi D^2 h^2}{16} + \frac{D^4}{9\pi}$$

$$= D^4 \left(\frac{\pi}{64} + \frac{1}{9\pi}\right) + \frac{D^2 \cdot h^2}{12}\left(\frac{h}{D} + \frac{2D}{h} + \frac{3\pi}{4}\right)$$

$$y = \frac{D+h}{2}$$

上記のA_c，I_c，yを式(3)に代入すれば，

$$M_0 = N \cdot \frac{D^4\left(\frac{\pi}{64} + \frac{1}{9\pi}\right) + \frac{D^2 h^2}{12}\left(\frac{h}{D} + \frac{2D}{h} + \frac{3\pi}{4}\right)}{\frac{D+h}{8}\left(\pi D^2 + 4hD\right)}$$

ここに，$a = h/D$とすると，

$$M_0 = N \cdot \underbrace{\frac{D\left\{\frac{\pi}{4.65} + \frac{2}{3}a^2\left(a + \frac{2}{a} + \frac{3\pi}{4}\right)\right\}}{(1+a)(\pi + 4a)}}_{E_0 \text{ となる。}}$$

となる。したがって式(2)より (α) は，

$$\boxed{\alpha = 1 + \frac{N \cdot E_0}{2 \cdot M}}$$ となる。

〔ノモグラムの見方〕

•NS－1または NS－2の場合

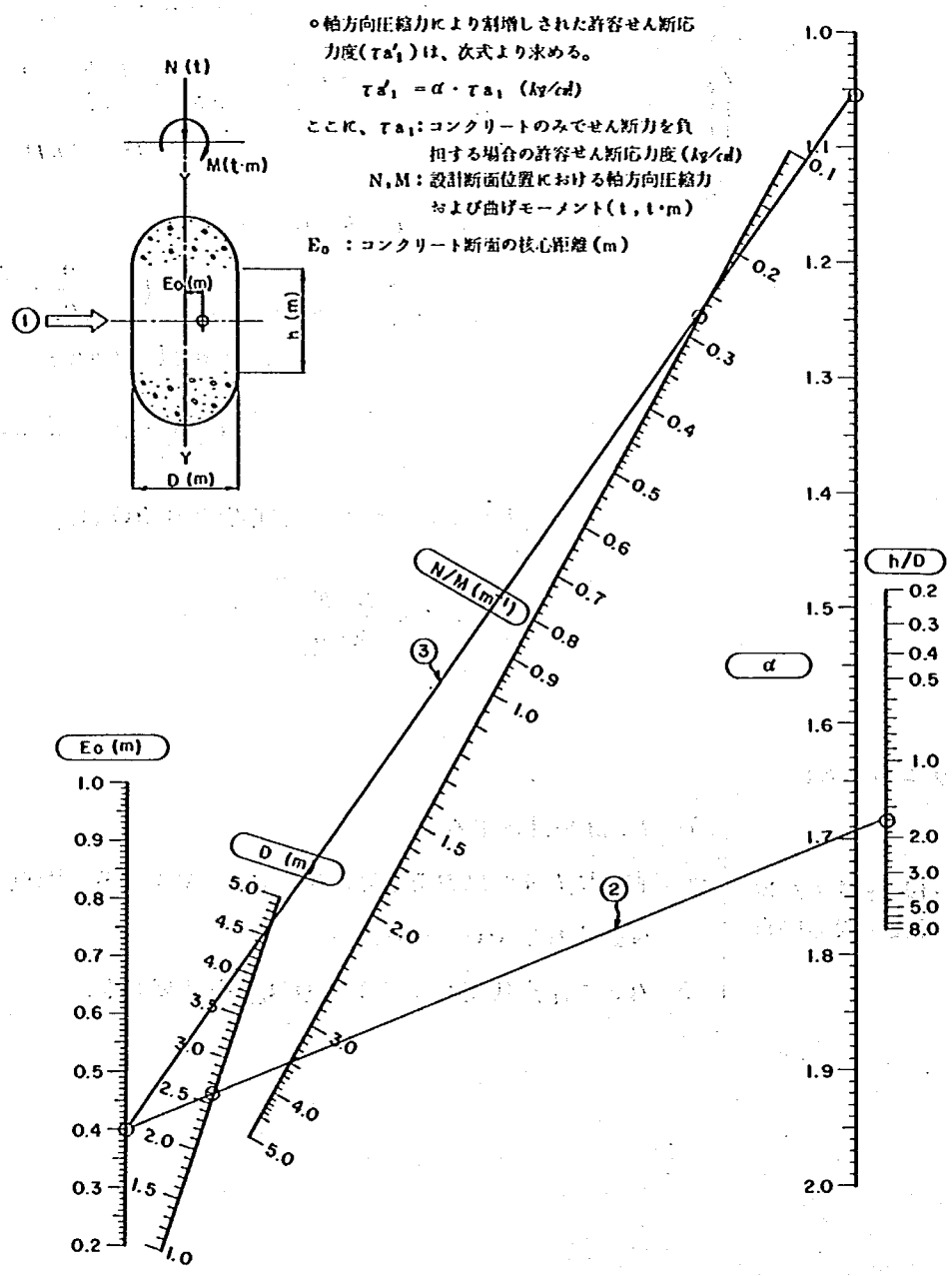
① N/Mを計算する。

② 右軸にhまたはDをとり，中軸にN/Mをとる。両点を結び左軸まで延長すれば (α) が得られる。

③ αとτ_{a1}を使用し，式(1)よりτ'_{a1}を計算する。

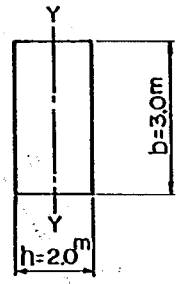
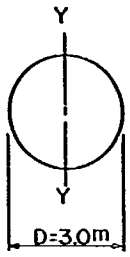
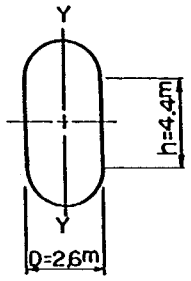
- NS－3または NS－4の場合（下図参照）
  - ① N/Mおよびh/Dを計算する。
  - ② 右軸にh/Dをとり，中軸にDをとる。両点を結び左軸（E_0）まで延長し，E_0を求める。
  - ③ 中軸にN/Mをとり，E_0とを結び右軸まで延長すればαが得られる。
  - ④ αとτ_{a1}を使用し，式(1)よりτ'_{a1}を計算する。

NS－3　軸方向圧縮力による許容せん断応力度の割増し係数（α）を求めるノモグラム
（小判形断面－①の場合）

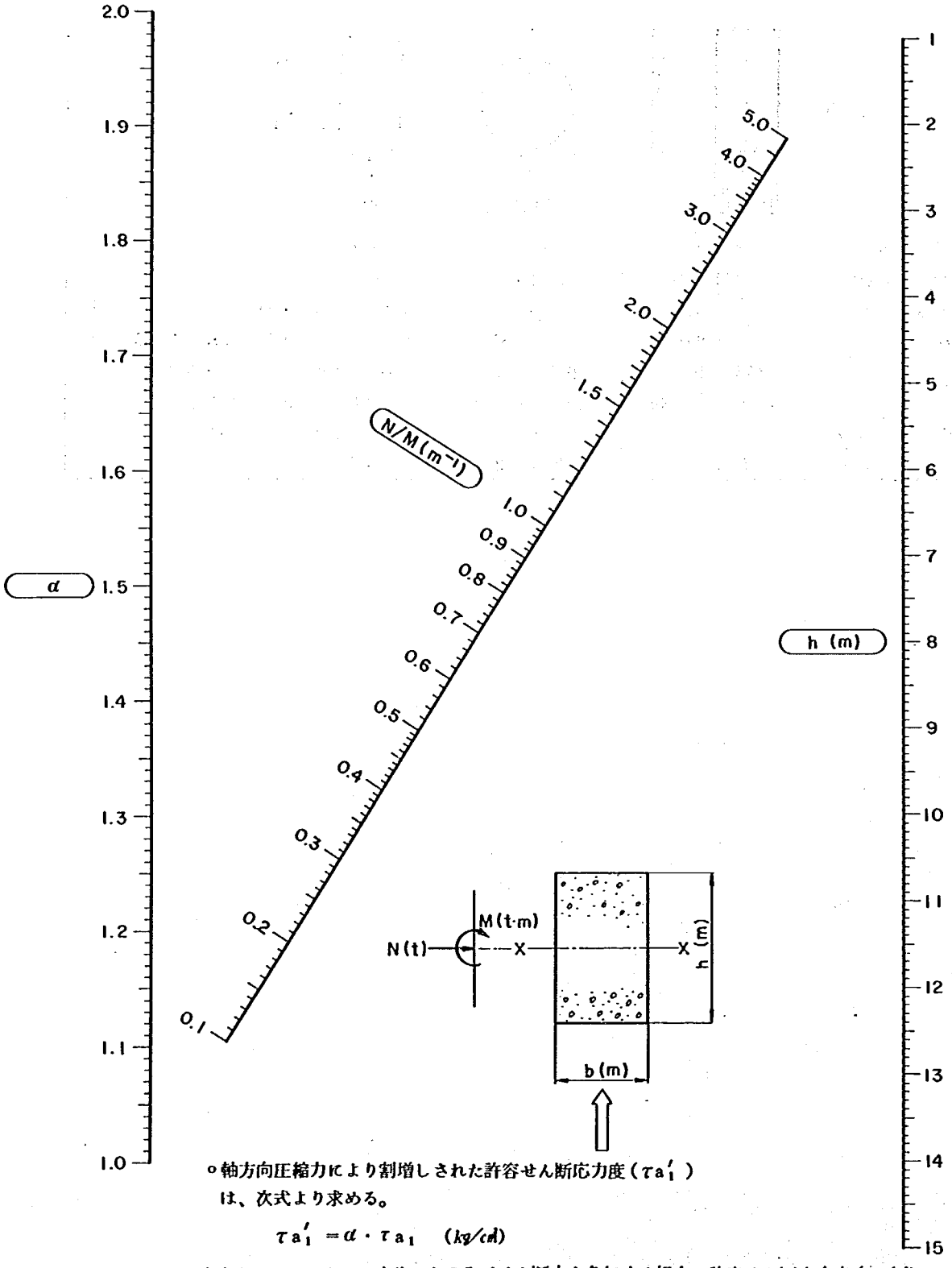


〔ノモグラムの使用例〕

下図の各断面形状を使用し，τ'_{a1} を求める。

項目＼断面種類	矩形断面の場合	円形断面の場合	小判形断面—①の場合		備考
断面形状					
N (t)	470.0	964.0	1640.0		設計断面位置における地震時断面力
M (t·m)	1440.0	2234.0	6000.0		
N/M (m^{-1})	0.326	0.432	0.273	$h/D=1.69$	
α	1.053	1.081	1.055	$E_0=0.39$	NS－1～3による荷重の組合せによる割増しを考慮
τ_{a1} (kg/cm^2)	($\sigma ck=210$) 3.6×1.5=5.40	($\sigma ck=240$) 3.9×1.5=5.85	($\sigma ck=210$) 3.6×1.5=5.40		
τ'_{a1} (kg/cm^2)	5.69	6.32	5.70		式(1)より
使用ノモグラム	NS－1	NS－2	NS－3		

NS－1　軸方向圧縮力による許容せん断応力度の割増し係数（α）を求めるノモグラム
（矩形断面の場合）

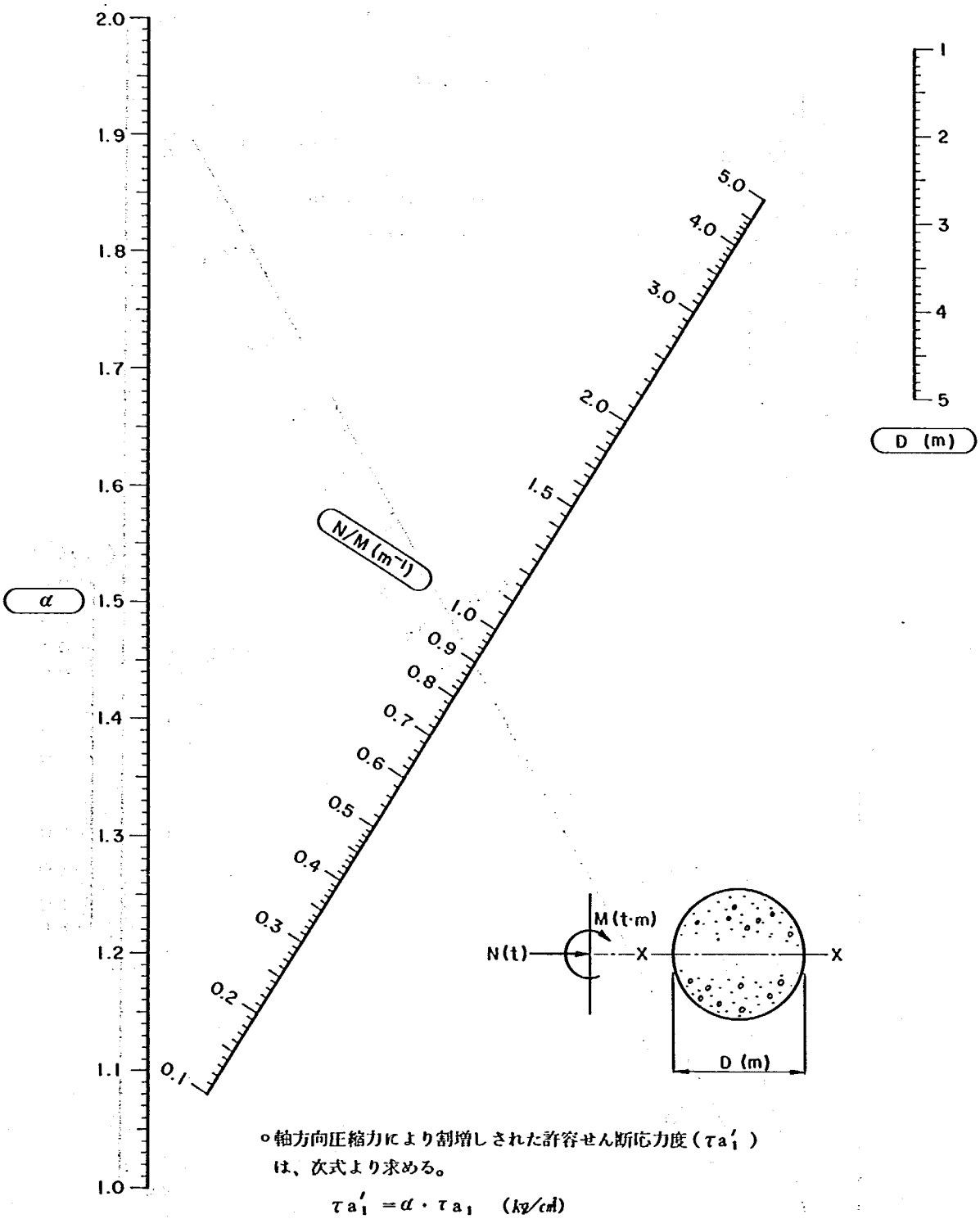


○軸方向圧縮力により割増しされた許容せん断応力度（$\tau a_1'$）は、次式より求める。

$$\tau a_1' = \alpha \cdot \tau a_1 \quad (kg/cm)$$

ここに、τa_1：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度（kg/cm）
N，M：設計断面位置における軸方向圧縮力および曲げモーメント（t，t·m）

NS－2　軸方向圧縮力による許容せん断応力度の割増し係数（α）を求めるノモグラム（円形断面の場合）



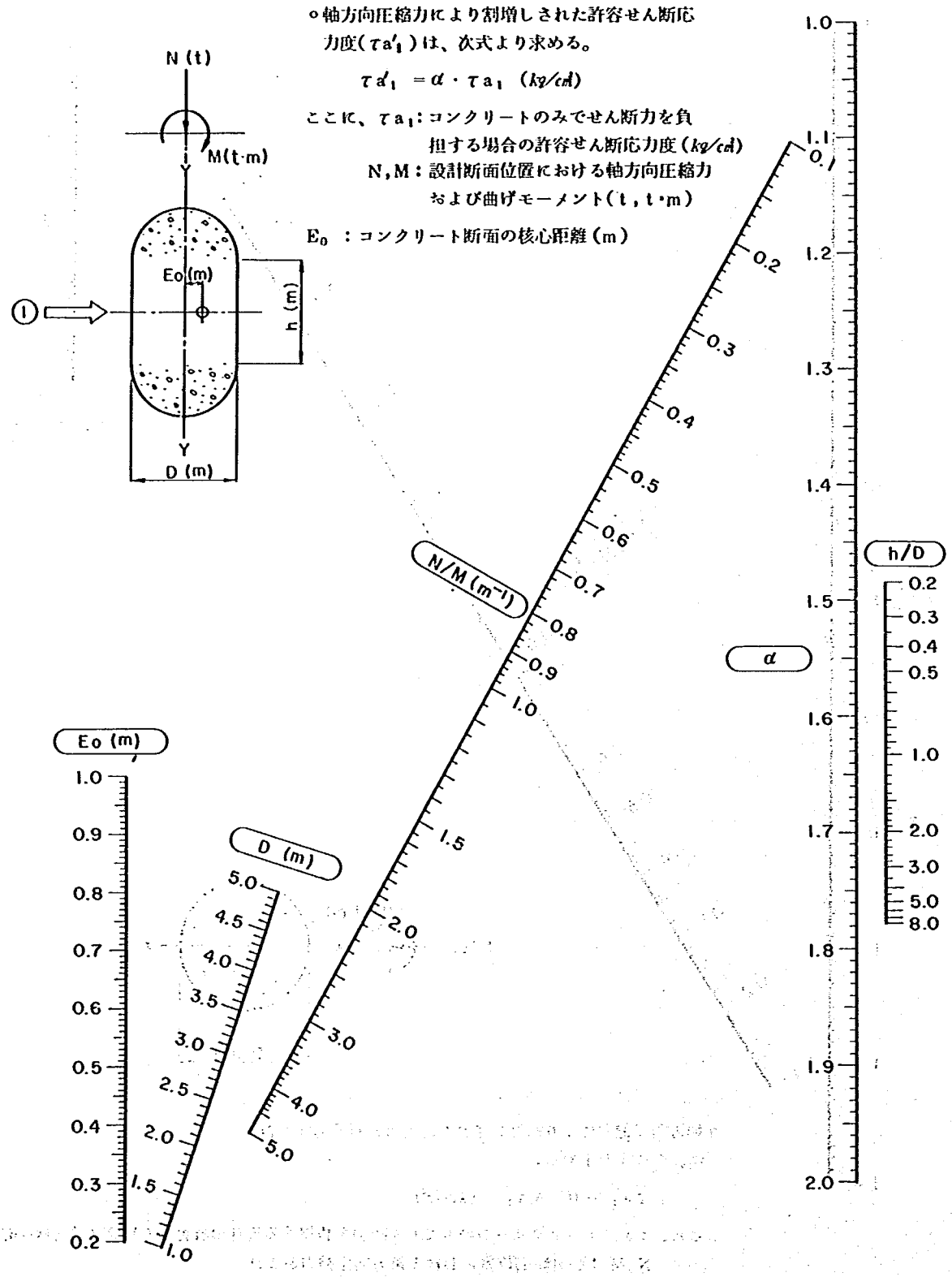
○軸方向圧縮力により割増しされた許容せん断応力度（$\tau a_1'$）は、次式より求める。

$$\tau a_1' = \alpha \cdot \tau a_1 \quad (kg/cm^2)$$

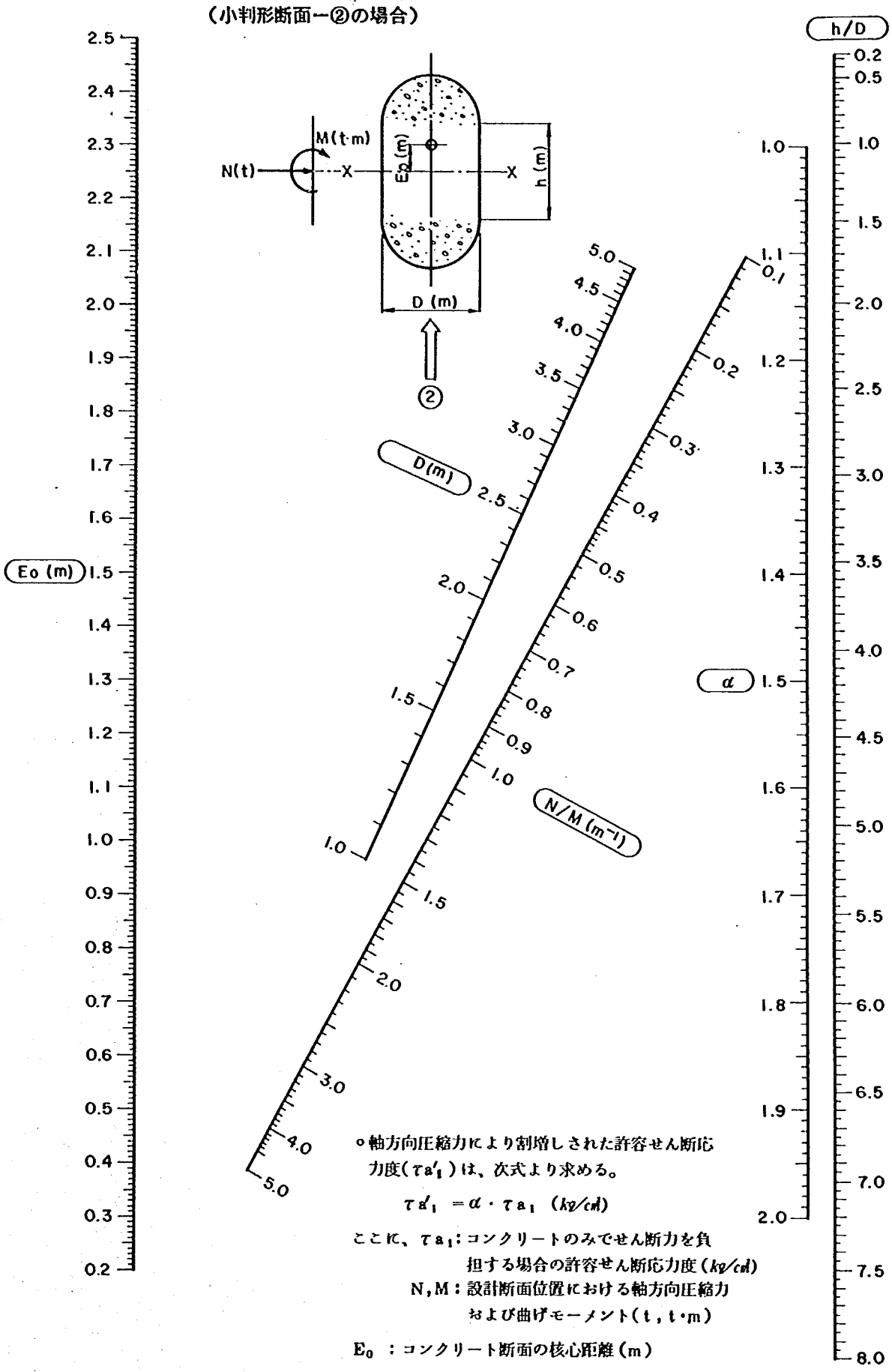
ここに、τa_1 ：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度（kg/cm²）

N，M ：設計断面位置における軸方向圧縮力および曲げモーメント（t，t·m）

NS－3　軸方向圧縮力による許容せん断応力度の割増し係数（α）を求めるノモグラム
（小判形断面－①の場合）



NS－4　軸方向圧縮力による許容せん断応力度の割増し係数（α）を求めるノモグラム
（小判形断面－②の場合）



○軸方向圧縮力により割増しされた許容せん断応力度（$\tau a'_1$）は、次式より求める。

$$\tau a'_1 = \alpha \cdot \tau a_1 \quad (kg/cm^2)$$

ここに、τa_1：コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度（kg/cm^2）

N，M：設計断面位置における軸方向圧縮力および曲げモーメント（t，t·m）

E_0：コンクリート断面の核心距離（m）

設計照査システムの提案（その4）
（張出し式・壁式橋脚を例として）

土木研究所資料第2002号
昭和58年3月（1983）

池村雅司，海江田光正，工藤真之助，
庵　直，樋口洋一，舘　敏幸

キーワード　張出し式橋脚・壁式橋脚・ノモグラム

要　旨

本資料は張出し式（壁式）橋脚を例とした土木構造物の設計照査システムについて，その考え方およびノモグラム等を集録したものである。

郵便はがき

40円切手をはって下さい

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

企画部システム課　御中

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2002号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印