

土 木 研 究 所 資 料

第 1197号

多柱式基礎およびパイルベント 基礎の設計法のまとめ

昭和52年 2 月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

まえがき

現在、一般的に採用されている基礎は、ケーソン基礎、直接基礎、くい基礎の三種であるが、施工上の制約を受ける場合には、近年、矢板式基礎が水中基礎として採用される例も多い。

多柱式基礎あるいはパイルベント基礎も一般的には水中基礎として用いられる場合が多く、多柱式基礎に関しては、重要橋梁の基礎として採用された実例も計画中の例もあるので、水中基礎の一形式として将来、汎用的に用いられる可能性が強い。

多柱式基礎およびパイルベント基礎の設計法は、大別すると次の二種となる。

- 1) 自由長を有するくい基礎として設計する方法
- 2) ラーメン構造として設計する方法

両計算法の適用区分は、頂版とくい(柱)との剛性比率によって判断され、一般的にはパイルベント基礎および小規模な多柱式基礎は 1) の設計法、大規模な多柱式基礎は 2) の設計法によるのが望ましい。

1) の設計法については「道路橋下部構造設計指針・くい基礎の設計篇」の中に「特殊な条件におけるくいの設計」として規準化されているので、本報告書においては主に 2) の設計法を統一した思想でまとめたものである。

基礎研究室

矢 作 枢
岡原美知夫
千野啓次
山本 洋 司

目 次

1. 多柱式基礎およびパイルベント基礎の定義	1
2. 適用の範囲	2
3. 基礎としての特性	2
4. 設計の基本的流れ図	4
5. 設計荷重	5
5.1 荷重の種類	5
5.2 死荷重	5
5.3 上部構造からの荷重	5
5.4 浮力および揚圧力	6
5.5 流水力	6
5.6 波力	8
5.7 温度変化およびコンクリートの乾燥収縮	18
5.8 地震の影響	19
5.9 風荷重	22
5.10 船舶の衝突力	22
6. 許容応力度および基準変位量	23
6.1 コンクリートの許容応力度	23
6.2 鉄筋の許容応力度	24
6.3 構造用鋼材の許容応力度	25
6.4 鋼管の許容応力度	26
6.5 溶接部および接合用鋼材の許容応力度	27
6.6 施工条件による許容応力度のてい減	28
6.7 荷重の組合せと許容応力度の割増	28
6.8 基準変位量および基準回転角	29
7. 地盤の許容支持力	29
7.1 くい(柱)軸方向許容支持力	30
7.2 くい(柱)側面の水平方向許容支持力	32

8. 地盤反力係数	33
8.1 水平方向地盤反力係数	33
8.2 鉛直方向地盤反力係数	34
8.3 くい(柱)底面の水平方向地盤反力係数	35
9. 構造系のモデル化	35
9.1 基本方針	35
9.2 立体ラーメンの場合のモデル化	35
10. 構造解析	38
10.1 解析理論の概要	38
10.2 インプットデータ	40
11. 構造細目	40
11.1 頂版配筋	47
11.2 頂版とくい(柱)の結合構造	47
11.3 くい(柱)構造	48
11.4 くい(柱)先端の構造	48
12. 動的解析	53
12.1 応答スペクトル法	53
12.2 経時応答法	54
13. 設計例	59
13.1 一般寸法図	59
13.2 構造系のモデル化	59
13.3 計算結果	62
あとがき	66
参考文献	67

1. 多柱式基礎およびパイルベント基礎の定義

多柱式基礎およびパイルベント基礎は、一種のくい基礎である。すなわち、水中に複数本のくい(柱)を立ち上げ、水面上でくい(柱)頭を連結することにより一体とし、水平力をくい(柱)の曲げ抵抗およびくい(柱)の軸方向反力により支持する基礎構造をいう。

多柱式基礎とパイルベント基礎との違いはくい(柱)列数にあり、くい(柱)列が図-1.1に示すように複数の場合を“多柱式基礎”とよび、図-1.2に示すように単数の場合を“パイルベント基礎”とよぶ。

また、くい(柱)頭連結部分は、一般に図-1.1に示すように多柱式基礎では“頂版”とよび、図-1.2に示すようにパイルベント基礎では“つなぎ梁(まくら梁)”とよぶ。

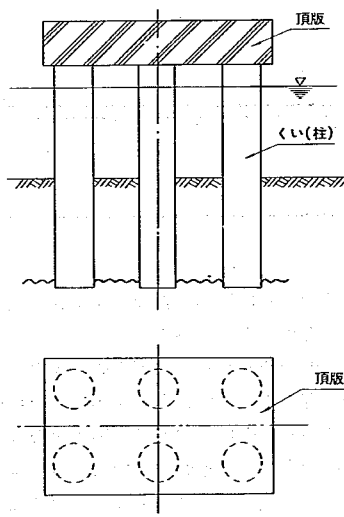


図-1.1 多柱式基礎

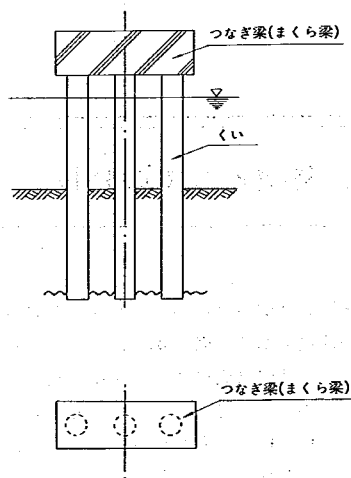


図-1.2 パイルベント基礎

2. 適用の範囲

パイルベント基礎は小規模な基礎に採用され、多柱式基礎は大規模な基礎にまで採用される。

同一基礎形式であっても、基礎の規模によって準拠する基準も異なる。以下に基礎の規模別の主たる準拠基準を示す。

規模	小 規 模 基 礎	大 規 模 基 礎
基礎	パイルベント基礎 多 柱 式 基 礎	多 柱 式 基 礎
主 た る 準 拠 基 準	1) 道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇 昭和51年 8 月 日本道路協会 2) コンクリート標準示方書 昭和49年 9 月 土 木 学 会	1) 本州四国連絡橋 下部構造設計基準 昭和51年 4 月 本州四国連絡橋公団 2) 鉄骨、鉄筋コンクリート構造 設計指針 (案) 昭和50年 3 月 土 木 学 会

3. 基礎としての特性

多柱式基礎およびパイルベント基礎は、他の基礎形式に比べてかなり顕著な特徴を持つ基礎である。表-3.1 は、その主な特徴をまとめたものである。

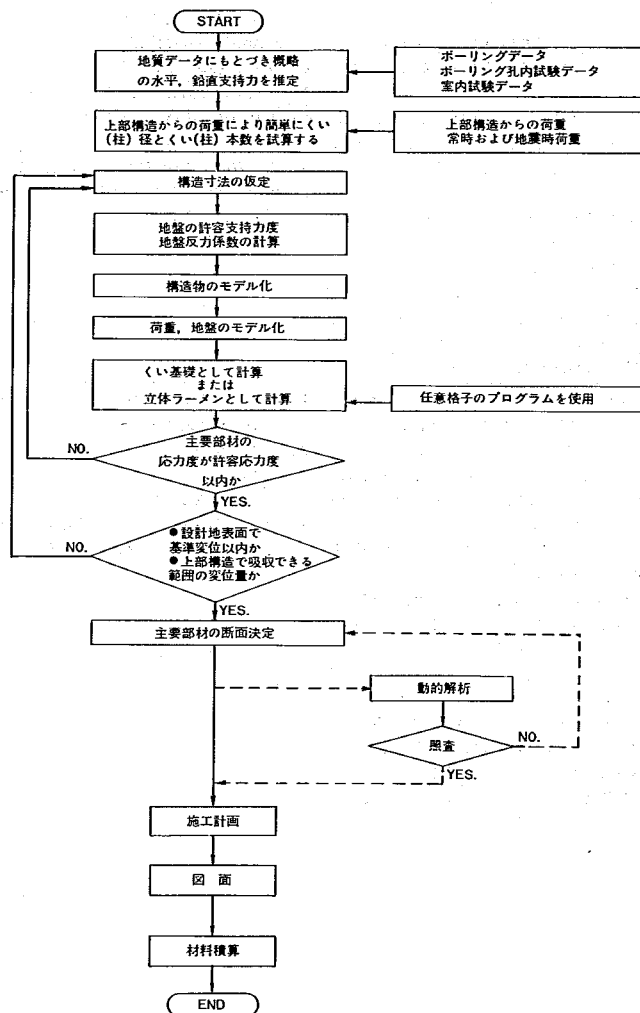
多柱式基礎は大口径ぐいを用いた基礎であり、仮締切りや築島の不可能な大水深・大流速の地点でも施工ができるといった特長を有する。反面、トップヘビーな可撓構造のため振動減衰が小さいという一面も持っている。山口県の大島大橋の場合は、潮流は最大10ノットの急潮流で、水深は最大60m、最小でも25mといった大水深で、海底は起伏がはげしく、さらに支持層が岩盤であるといった厳しい外的条件への適合性、工事の安全性、経済性などの要求を考慮して多柱式基礎形式が採用された。

パイルベント基礎はぐいの断面剛性を有効に利用したシンプルな構造であり、水中のみならず、陸上の高架橋橋脚にも採用されている。

表-3.1 多柱式基礎およびパイルベント基礎の特性

	多 柱 式 基 礎	パ イ ル ベ ン ト 基 礎
構 造 上 の 特 性	1) 橋軸方向、橋軸直角方向ともに複数列のくい(柱)を立ち上げらせ、水面上でくい(柱)頭部を頂版で結合し、一体とした基礎形式である。 2) 大口径くい(柱)を用いて、くい(柱)本数を減らし、基礎寸法を減少させることができる。 3) ラーメン構造として扱えば、くい(柱)の根入れ長さの不等のある場合とか、根入れ長さの短い場合にも、同一の手法で設計できる。 4) 柱状構造であるので、流水抵抗が小さい。 5) トップヘビーで、かつ可撓構造であるため地震時の振動減衰が小さい。 6) 建て込みくい(柱)の場合には、くい(柱)の周面摩擦力を設計上、期待しないので、先端支持力に期待する割合が大きくなり、良好な支持層が必要である。	1) 橋軸直角方向に一列複数本のくいを立ち上げらせ、水面上または地上でくい頭部をつなぎ梁(まくら梁)で結合し、一体とした基礎形式で、基礎の橋軸方向剛性はくいの断面剛性のみに依存する。 2) 自由長を持つくいとして設計できる。 3) 柱状構造であるので、流水抵抗が小さい。 4) 占有面積が小さい基礎形式なので、狭い場所にも設置できる。 5) 橋軸方向と橋軸直角の剛度の違いが大きい。 6) 橋軸方向に対して可撓構造のため、地震時の変形が大きい。
施 工 上 の 特 性	1) 作業台や作業船を用いて施工できるため、仮締切りや築島が不可能な大水深、大流速の地点でも施工が可能である。 2) 地盤が岩質の場合でも、大型岩盤掘削機による機械化施工で省力化、工期短縮がはかれ経済的である。 3) ケーソン基礎に比べ、コンクリートの施工量が少なく施工能率に富む。 4) 地盤の成層状態の変化(粘性土、砂質土、岩盤などの複合地層となっている状態)が著しい場合は、施工能率が悪い。 5) 建て込みくい(柱)の場合、くい(柱)と孔壁との間隙をモルタルグラウトなどにより充てんする際、その品質管理に技術が要求される。 6) 岩盤を支持層とする場合、現位置載荷による底面支持力の確認は困難である。 7) 頂版とくい(柱)の結合構造が複雑となるため、高い施工精度が要求される。	1) 仮締切りや築島が不要なので、工期短縮がはかれ経済的である。 2) コンクリートの施工量が少なく施工能率に富む。 3) 単純な構造なので、施工管理が容易である。 4) 打込みくいが主なので、動的支持力公式などにより支持力の確認ができる。

4. 設計の基本的流れ図



図一4.1 設計の基本的流れ図

5. 設計荷重

5.1 荷重の種類

架橋地点の状況や下部工の構造形式によって荷重の組合せは適宜変化するが、基本的設計荷重について表-5.1に示す。また、従荷重は常時以外の状態を考慮する場合であるので、表-6.1に従い許容応力度の割増を行うことができる。

表-5.1 荷重の種類

種 別	荷 重 の 種 類
主 荷 重	1) 上部構造からの荷重
	2) 死荷重
	3) 浮力または揚圧力
	4) 流水力
従 荷 重	5) 波力
	6) 温度変化および乾燥収縮の影響
	7) 地震力
	8) 施工時荷重
	9) 風荷重
	10) 船舶の衝突力
	11) その他の荷重

5.2 死荷重

死荷重の算出には、表-5.2に示す単位重量を用いてよい。ただし、実荷重の明らかなものは、その値を用いる。

表-5.2 材料の単位重量 (t/m³)

材 料	単位重量	材 料	単位重量
鋼、鉄鋼、鍛鋼	7.85	セメントモルタル	2.15
鋳 鉄	7.25	木 材	0.80
鉄筋コンクリート	2.50	水	1.00
コンクリート	2.35	海 水	1.03

5.3 上部構造からの荷重

表-5.3の荷重の組合せより上部工の計算を行い、各荷重状態の最大値をもって上部工からの荷重とする。

表 5.3 上部工に考慮する荷重の組合せ

常 時	死荷重+活荷重 死荷重+活荷重+温度変化の影響
暴 風 時	死荷重+風荷重 死荷重+風荷重+温度変化の影響
地 震 時	死荷重+地震時活荷重+地震力 死荷重+地震時活荷重+地震力+温度変化の影響
架 設 時	死荷重+架設荷重 死荷重+架設荷重+温度変化の影響 死荷重+架設荷重+風荷重

・長大橋の場合に考慮する。

5.4 浮力および揚圧力

浮力または揚圧力が作用することが明らかで、その大きさを推定できる場合は、その値を設計に考慮する。また、それらの値が不明確で浮力および揚圧力を推定により決定する場合は、理論水圧の 100% または 0% を設計が安全側になるように作用させる。一般的には安定上は 100% 作用させ、支持力上は 0% とする。

5.5 流水力

- (1) 流水速度は、現地での実測値の最大流速を用いる。
- (2) 流水速度の深さ方向の分布は、原則として一様分布とする。
- (3) 流水方向は現地の実状により定めるが、±15°の範囲で最も不利となる方向を考慮する。
- (4) 流水力

流水力は、流水方向に直角な投影面積に作用する水平荷重で、その大きさは次式による。

$$P_D = C_D w_o A \frac{v^2}{2g}$$

ここに

P_D : 投影面に作用する流水力 (t)

C_D : 流水方向と水平断面形状によって定まる抗力係数。その値を表 5.4 に示す。

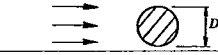
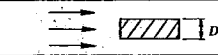
w_o : 流水の単位重量 (t/m³)

A : 投影面積 (m²)

v : 流水速度 (m/sec)

g : 重力の加速度 (9.80m/sec²)

表-5.4 抗力係数 C_D

断面形状	流水方向	抗力係数
円柱		1.2
正角柱		2.0
長方形柱		2.2
長方形柱		1.4

(5) 流水方向に部材が二つ以上並ぶ場合は、前の部材の影響を次式によって考慮する。

$$P_{Dn} = \frac{\ell_{n-1}}{4 D_{n-1}} \cdot P_D \dots \dots (n \geq 2)$$

ただし、 $\frac{\ell_{n-1}}{4 D_{n-1}} > 1$ となる場合は $\frac{\ell_{n-1}}{4 D_{n-1}} = 1$ とする。

ここに、

P_{Dn} : n 番目の部材に作用する流水力 (t)

ℓ_{n-1} : $n-1$ 番目と n 番目の部材の純間隔 (m)

D_{n-1} : $n-1$ 番目の部材の仮想幅 (m)

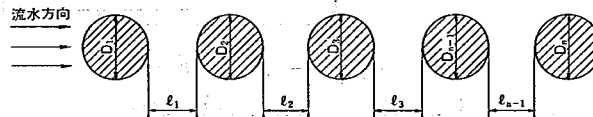


図-5.1 流水方向と部材の純間隔及び仮想幅の説明図

5.6 波 力

本節では、本州四国連絡橋下部構造設計基準（以下「本四基準」と称する）による波力算定方法を示す。

(1) 波力算定の全流れ図

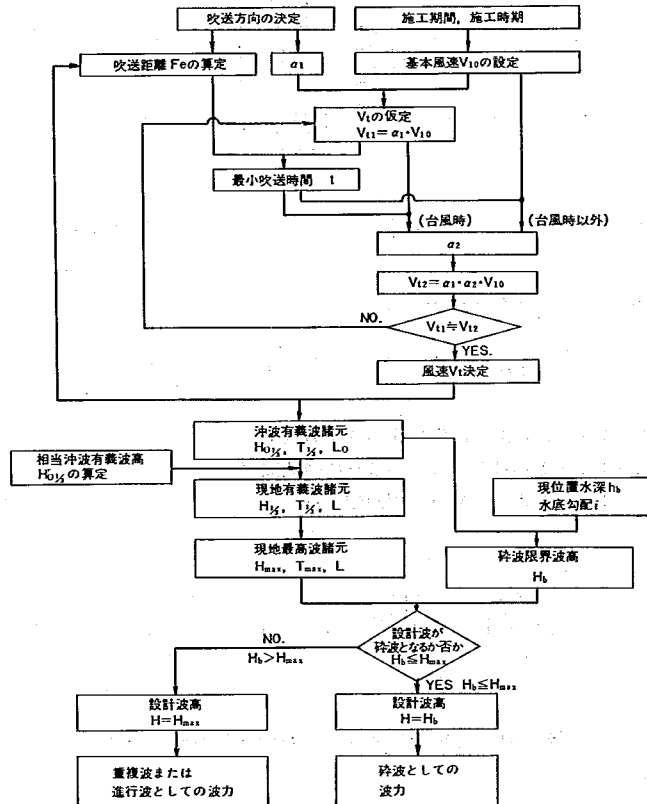


図-5.2 波力算定の流れ図

(2) 有効吹送距離 F_e の算定

$$F_e = \frac{\sum_{-\frac{45^\circ}{2}}^{+\frac{45^\circ}{2}} F_i \cos \theta_i}{\sum_{-\frac{45^\circ}{2}}^{+\frac{45^\circ}{2}} \cos \theta_i} \div \frac{\sum_{-\frac{45^\circ}{2}}^{+\frac{45^\circ}{2}} F_i \cos \theta_i}{16.9}$$

ここに、

F_i : θ_i の角度の場合の吹送距離 (m)

(対象地点から陸地までの距離)

θ_i : 吹送方向に対する角度 ($^{\circ}$)

(主方向を中心軸として 5° 間隔で $\pm 45^{\circ}$ までとる。)

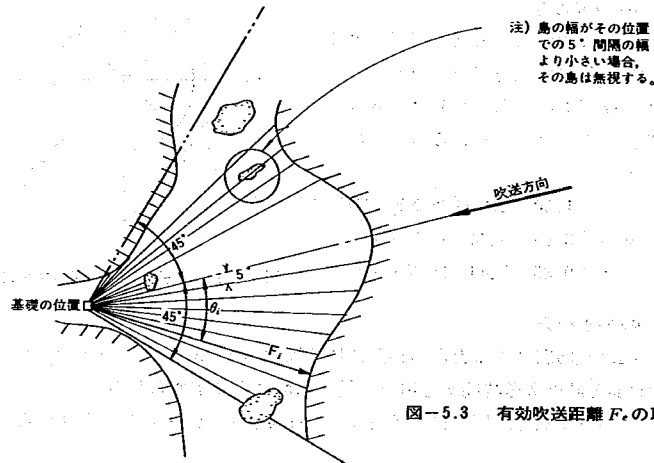


図-5.3 有効吹送距離 F_e の取り方

(3) V_{10} の設定

海面上10mの10分間平均風速を V_{10} という。すなわち、対象水域の観測資料から求めることを原則とする。

一例として、本州四国連絡橋の場合の V_{10} を表-5.5 に示す。

表-5.5 基本風速 V_{10} (m/sec)

ルート	条 件	永 久 構造物	施 工、架 設 時				
			施 工 条 件				
			I	II	III	IV	V
A ルート	鳴門海峡地域	50	43	33	22	10	5
	明石海峡地域	43	32	29	20	10	5
D ルート (全 域)		43	31	26	18	10	5
E ルート (来 島)		40	25	25	18	10	5

注 1) 施工条件 I: 施工期間 6 ヶ月以上、または台風期にかかる場合。

施工条件 II: 施工期間 1 ~ 6 ヶ月、または冬季季節風期にかかる場合。

施工条件 III: 施工期間 1 週間以上 1 ヶ月未満で予報によって施工。条件 I、II に示すような強風を避けられると判断される場合。

施工条件 IV: 施工条件 III と同じであるが、施工期間が 1 日以上 1 週間未満の場合。

施工条件 V: 施工期間が数時間でよい条件を選び得る場合。

注 2) 施工条件 I、II は施工期間や耐用年数を考慮して決めたものである。

施工条件 III、IV は単に段階的に落したものであるため、現地での実状に応じて決定することが望ましい。

(4) 風速の低減率 α_1, α_2 の求め方

a) 台風に対する低減率

i) α_1 の求め方

α_1 は風向別による10分間平均風速の最大値の低減を考慮したもので、風の吹送方向が図-5.4 に示される範囲のどこに入るかによって、次のようになる。

$$\alpha_1 = \begin{cases} 1.00 & \text{風向 ①② NE} \sim \text{SE} \sim \text{W} \\ 0.95 & \text{風向 ③ N} \sim \text{N} \\ 0.85 & \text{風向 ④ N} \sim \text{NE} \end{cases}$$

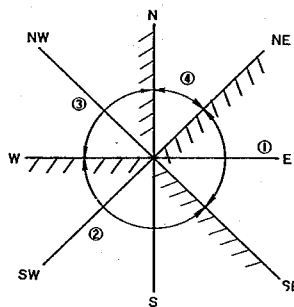


図-5.4 台風による吹送方向の範囲

ii) α_2 の求め方

α_2 は風向別による台風の移動に伴う風速の変化のしかたを考慮したもので、 $\alpha_1 V_{10}$ と最小吹送時間 t を用い、図-5.5 により求められる。

なお最小吹送時間 t は、 Fe と $V_t \equiv \alpha_1 V_{10}$ を用い図-5.6 により求める。

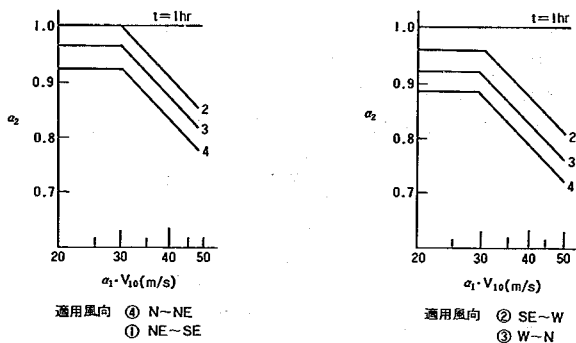


図-5.5 台風による低減率 α_2

b) 台風以外の風に対する低減率

i) α_1 の求め方

台風以外の風については $\alpha_1 = 1.0$ を原則とする。ただし、季節風が非常に強い場合で、季節風の方向と非常に異なる場合は観測データから実状を考慮して低減させることができる。

ii) α_2 の求め方

α_2 は $\alpha_1 V_{10} (= V_{10})$ と最小吹送時間 t とにより、図-5.7 から得られる。

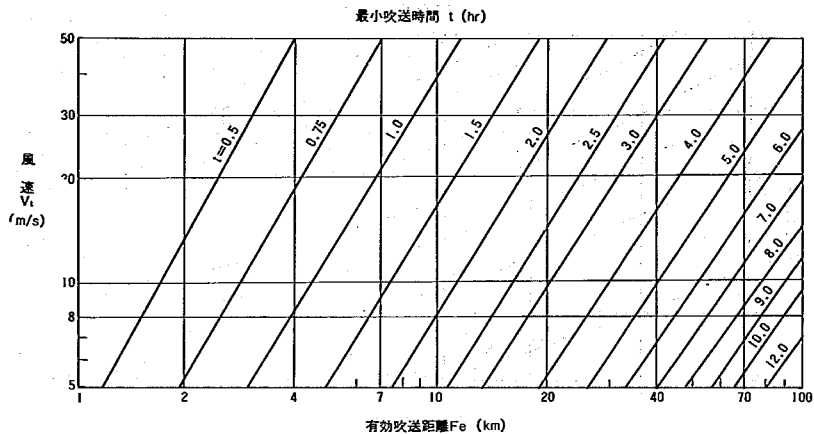


図-5.6 最小吹送時間

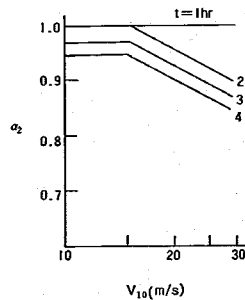


図-5.7 台風以外の風による低減率 α_2

(5) 沖波有義波諸元の求め方

沖波有義波の波高($Ho_{1/2}$)、周期($T_{1/2}$)は、Wilson が改良したものを用いて図-5.8、図-5.9より求める。

また、この波の波長 Lo は、次式で得られる。

$$Lo = \frac{g}{2\pi} T_{1/2}^2 \approx 1.56 T_{1/2}^2$$

(6) 相当沖波有義波高 $Ho_{1/2}$ の算定

一般には摩擦、屈折によって波高は減少するので、設計上波力が大きなウェートをしめ、現地最高波高が実状とあわせて過大評価となる場合に、これらの効果を考えて波高の減少を考慮することもできる。

海底まきつによる波高減少率および屈折係数等の算定は、水理公式集P.499に従うものとする。

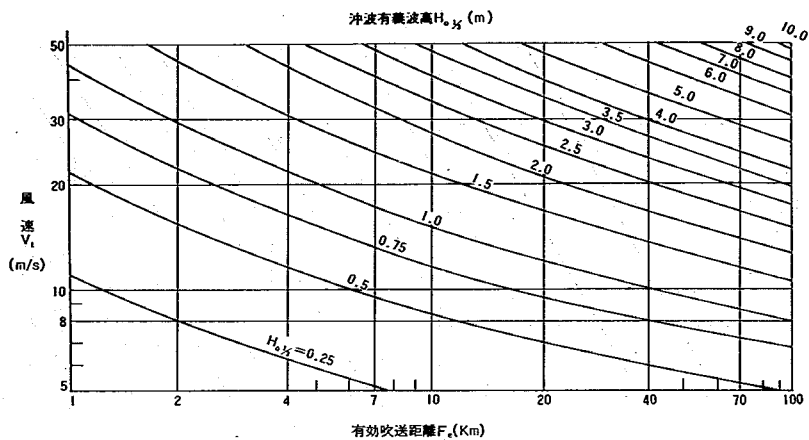


図-5.8 沖波有義波高

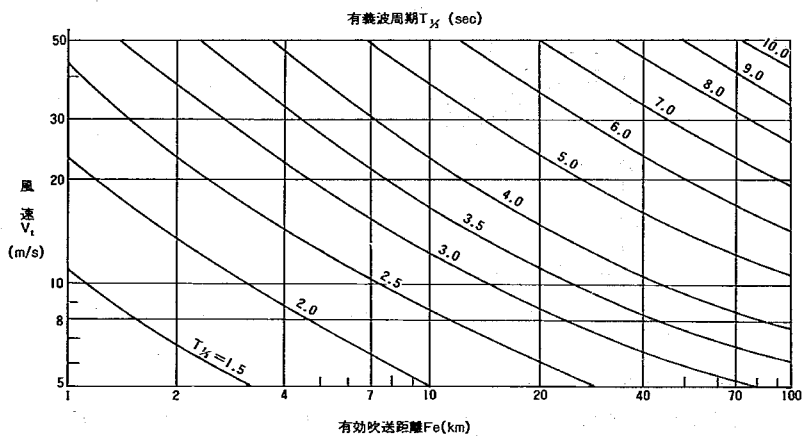


図-5.9 沖波有義波周期

(7) 現地有義波諸元の求め方

現地波とは、対象地点での波を示す。沖から到達する波は、水深が浅くなることによって変形(shoaling)し、波長、波高がかわる。

現地有義波高は、次式から得られる。

$$H_{1/2} = K_S \cdot H_{0/2} \quad (\text{または } K_S \times K'_{0/2})$$

ここで K_S は浅水係数といわれ、図-5.10から求める。また、現地有義波長 L も図-5.10から求まる。図中の L_0 は $L_0 = 1.56 T_{0/2}^2$ 、 h は対象地点の水深を用いる。

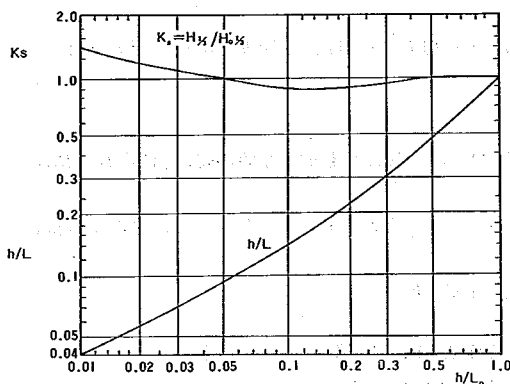


図-5.10 浅水における波高と波長

(8) 現地最高波高 H_{max} の求め方

現地最高波高は、 H_s の有義波がある時間継続している場合に生ずる最大波高を示す。最高波高は、次式より算定するものを標準とする。

台風による風波に対しては、500波ほどの波群を考えて、

$$H_{max} = 1.8 H_s$$

その他の波に対しては、2,000波ほどの波群を考えて

$$H_{max} = 2.0 H_s$$

ただしこの波の周期は T_s 、波長は図-5.10で得られた L とする。

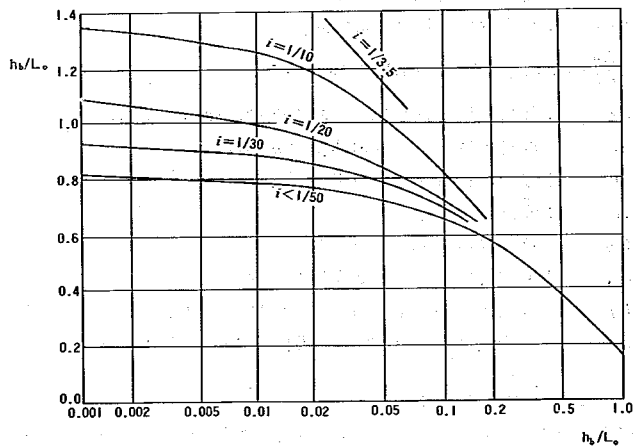


図-5.11 碎波限界波高比 H_s/h_b

(9) 碎波限界波高 H_b の求め方

碎波限界波高は沖波波長 L_o ($\approx 1.56 T^2$)、碎波水深 h_b 、海底勾配 i を用いて

図-5.11より求める。

(10) 進行波としての波力

a) 現地最高波高 H_{max} が碎波限界波高 H_b よりも小さな値の時は、波高 $H = H_{max}$ とする。

b) 柱状構造物に作用する波力、流水力合力の最大値 $(F_T)_{max}$ は、次式から得られる。

$$(F_T)_{max} = \beta_1 (F_D)_{max} + \beta_2 (F_M)_{max}$$

ここに、

β_1, β_2 : 次式で示される係数で図-5.12(a)より求める。

$$\beta_1 = \sin^2 \theta_0 + 2\sqrt{\gamma} \sin \theta_0 + \gamma$$

$$\beta_2 = \cos \theta_0$$

θ_0 : (F_T) を最大とする位相で図-5.12(b)より求める。

γ : 流水による抗力と波による抗力の比 $\gamma = P_D / (F_D)_{max}$

P_D : 5.5 (4) に示す流水力 (t)

$(F_D)_{max}$: 最大抗力 (t/m)

$$= \frac{w_o}{2g} C_D U_{max}^2 ds = w_o C_D D H^2 K_D$$

$(F_M)_{max}$: 最大慣性力 (t/m)

$$= \frac{w_o}{g} C_M \left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)_{max} dv = w_o C_M D^2 H K_M$$

w_o : 水の単位重量 (t/m^3)

g : 重力加速度 (m/sec^2)

U_{max} : 最大水粒子速度 (m/sec)

$\left(\frac{\partial u}{\partial t} \right)_{max}$: 最大水粒子加速度 (m/sec^2)

ds : 部材単位長さ当りの流水方向投影面積 (m^2/m)

dv : 部材単位長さ当りの体積 (m^3/m)

D : 波の進行方向直角投影幅 (m)

H : 波高 (m)

C_D : 抗力係数 (表-5.6 参照)

C_M : 慣性力係数 (表-5.6 参照)

K_D : 最大抗力の算定定数 (図-5.13により求める。)

K_M : 最大慣性力の算定定数 (図-5.13により求める。)

c) 海底からの作用高 S_D, S_M

最大抗力の海底からの作用高を S_D とし、最大慣性力の海底からの作用高を S_M とすると、 S_D, S_M は図-5.14から求められる。

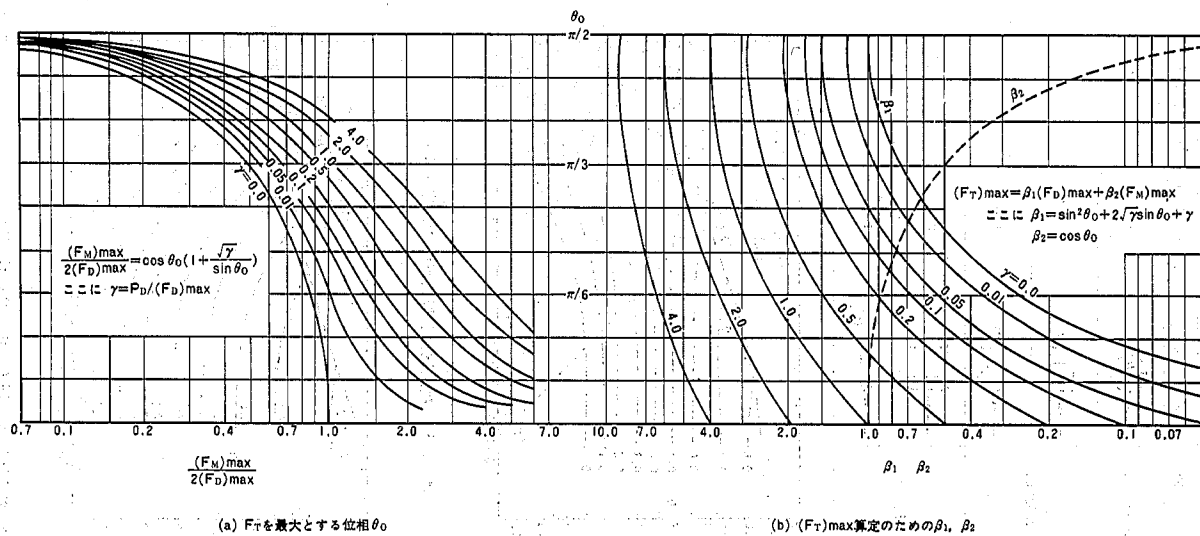


図-5.12 θ_0 および β_1, β_2

表-5.6 抗力係数、慣性力係数

断面形状	抗力係数 C_D	慣性力係数 C_M
円形断面	1.0	2.0
正方形断面	2.0	2.2
	1.6	
長方形断面	2.0	1.0
	1.4	1.0

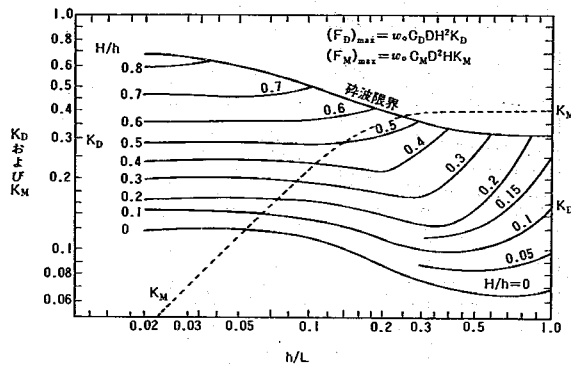


図-5.13 最大抗力と最大慣性力の算定定数

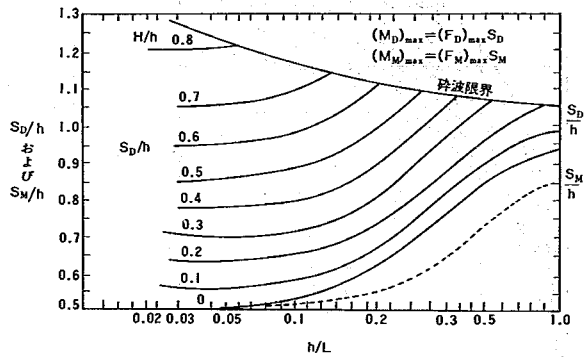


図-5.14 最大抗力および最大慣性力の作用高 S_D , S_M (海底からの高さ)

d) 柱列への影響

進行波は波の峰の部分の圧力が大きく、また波長が長いので、進行方向の柱間隔が $d/D > 5.0$ であれば単独の柱 (すなわち前列の 1 本のみ) として考える。ここに、 D : 円柱の直径、 d : 柱の中心間隔

(II) 砕波としての波力

- a) 砕波限界波高 H_b が現地最高波高 H_{max} よりも小さな値の時は、波高 $H = H_b$ として、砕波の波力を算定する。
- b) 構造物が柱状の場合には、有効衝撃砕波力と砕波力が働くときの進行波力との和もしくは進行波力としての最大値のうち、大きな方から波力を算定するものを原則とする。
- c) 柱状構造物に作用する砕波の波力は砕波の衝撃力が作用するときの波力合力 F_B と、進行波としての波力合力の最大値 $(F_T)_{max}$ とのうち大きい方の値とする。砕波の衝撃力が作用するときの波力合力 F_B は、有効衝撃砕波力 $(F_I)_e$ と、その時の位相を考慮した抗力と慣性力との和として算定され、次式から得られる。

$$F_B = (F_I)_e + (F_D)'_{max} [(1 - \lambda)^2 + 2 \sqrt{\gamma'} (1 - \lambda) + \gamma'] + (F_M)'_{max} \sqrt{1 - (1 - \lambda)^2}$$

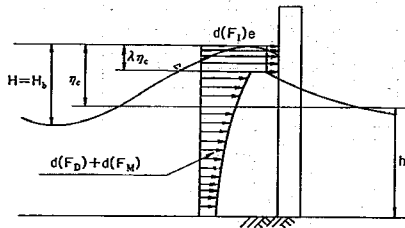


図-5.15 砕波の載荷状況

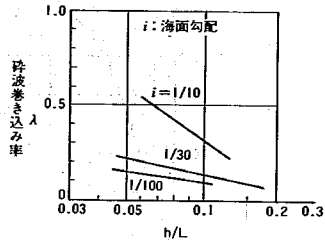


図-5.16 砕波巻き込み率

ここに

λ : 砕波巻き込み率といい、静水面上の波頂高 ($\eta_c = 0.8H_b$) のうち、衝撃力を考慮する載荷幅を示すパラメーターで図-5.17より求める。

$(F_I)_e$: 構造物の応答を考慮した有効衝撃砕波力で、波頂から $\lambda \eta_c$ の範囲に $d(F_I)_e$ の荷重強度を等分布載荷する。 $(F_I)_e = d(F_I)_e \cdot \lambda \eta_c$ で $d(F_I)_e$ は次式で求められる。

$$d(F_I)_e = X_{max} \cdot \frac{\pi \cdot 10^6}{2g} D C_b^2$$

ただし

D : 図-5.17に示されるような構造物の幅(m)

C_b : 砕波の波速(m/s)で、次式で得られる。

$$C_b = \sqrt{g(h + \eta_c)} \approx \sqrt{g(h + 0.8H)}$$

$X_{\max}$: 衝撃応答係数で図-5.17より、構造物の形状、直柱の固有振動数

f 、衝撃力の作用時間 $\tau_b (= D/2C_b)$ とから求める。

$(F_D)'_{\max}$: 波高 H_b の進行波としての抗力の合力の最大値

$(F_M)'_{\max}$: 波高 H_b の進行波としての慣性力の合力の最大値

γ' : 流水による抗力と波による抗力の比 $\gamma = P_D / (F_D)'_{\max}$

$$= \frac{\frac{w_a}{2g} C_D v^2 D h}{(F_D)'_{\max}}$$

ただし、実験資料または設計条件が一致する他の砕波としての波力を算定する資料がある場合は、十分検討してそれを用いてよい。

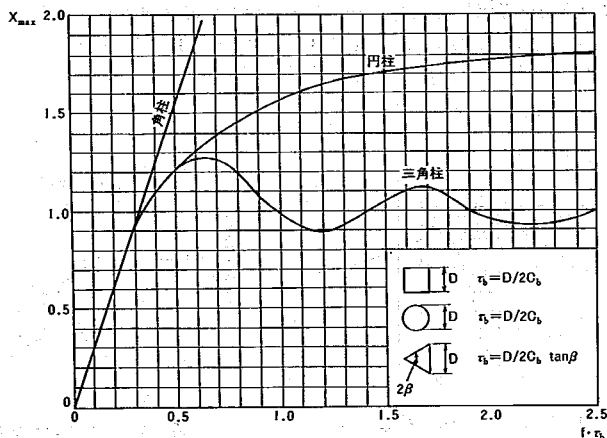


図-5.17 衝撃応答係数

5.7 温度変化およびコンクリートの乾燥収縮

空気中の構造物として不静定構造を採用する場合は、温度変化の影響を考慮しなければならない。この場合、温度変化は構造物に一樣なものとし、温度変化の範囲は基準温度を $+20^{\circ}\text{C}$ として、次の値を原則とする。

鋼構造物に対しては $\pm 30^{\circ}\text{C}$

コンクリート構造物に対しては $\pm 10^{\circ}\text{C}$

また、コンクリート、鉄筋、鋼材の線膨張係数は $1 \times 10^{-5} \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$ とする。空気中のコンクリートの乾燥収縮は 15×10^{-5} とする。なお、部材厚が大きい場合は温度変化の部材厚方向への補正を別途考慮してもよい。

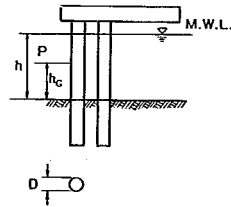
5.8 地震の影響

(1) 地震時の設計震度は修正震度法を用いて決定する。

(2) 動土圧

多柱式基礎、パイルベント基礎の場合は構造物の地盤内質量が小さく、変形も一般に第1不動点が浅いので、特に動土圧は考えない。

(3) 動水圧



$$D/h \leq 2.0 \text{ のとき } P = \frac{3}{4} k_h w_o D^2 h \left(1 - \frac{D}{4h}\right)$$

$$D/h > 2.0 \text{ のとき } P = \frac{3}{8} k_h w_o D^2 h$$

$$h_G = \frac{1}{2} h$$

図-5.18

ここに、

k_h : 水平震度

w_o : 水(海水)の単位体積重量 (t/m^3)

D : くい(柱)幅 (m)

h : 水深 (M.W.L. を採る) (m)

(3) 設計震度

a) 固有周期の計算

多柱式基礎またはパイルベント基礎を平面ラーメンにモデル化し、頂版軸線に水平力を作用させ、その時のたわみ曲線をもって1次振動モードに近似させる。この変形をもとに次式により固有周期を計算する。

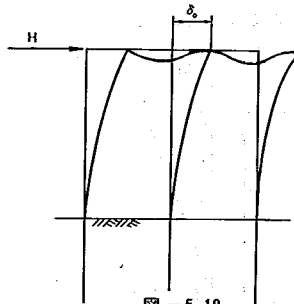
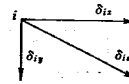


図-5.19



δ_o : 着目点変位 (m)

δ_{ix} : 水平変位 (m)

δ_{iz} : 鉛直変位 (m)

また系の振動重量は、次式で表わせる。

$$W_e = \sum_i \left(\frac{\delta_{iz}}{\delta_o} \right)^2 \cdot (w_i \Delta \ell_i) \quad (t)$$

ここに

W_e : 振動重量 (t)

$\Delta \ell_i$: i 要素の分割長 (m)

w_i : i 要素の単位長重量、 $k_i = 1.0$ とした時の動水圧も含む (t/m)

バネ係数は、次式で表わせる。

$$k = H / \delta_o \quad (t/m)$$

よって固有周期は、次式より求まる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_e}{k \cdot g}} \quad (\text{sec})$$

ここに

T : 基礎の固有周期

W_e : 振動重量 (t)

k : バネ係数 (t/m)

g : 重力の加速度 (9.8m/sec²)

b) 震度分布

頂版における震度 K_{HF} は、次式で求まる。

$$\begin{aligned} K_{HF} &= K_h \cdot D_I \\ &= K_h \frac{\sum_i (\delta_{ix} / \delta_o) w_i \Delta \ell_i}{\sum_i (\delta_{ix} / \delta_o)^2 w_i \Delta \ell_i} \end{aligned}$$

ここに

K_{HF} : 頂版位置における震度

K_h : 応答スペクトル曲線を用いて求める設計震度

D_I : 影響係数

δ_{ix} : 着目 i 点の水平変位 (m)

δ_o : 水平力による頂版水平変位 (m)

$w_i \Delta \ell_i$: i 要素の重量 (t)

震度の鉛直方向分布は、図-5.20のように考える。

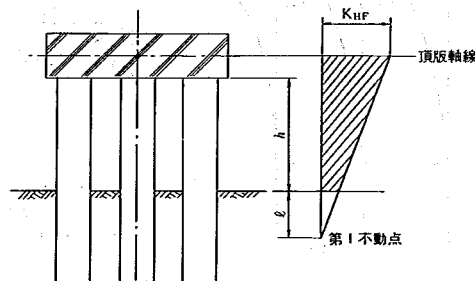


図-5.20 震度分布

ここに

K_{HF} : 頂版軸線に働く水平震度

ℓ : 地表面から第1不動点までの深さで、Chang式によれば

$$\ell = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{\beta h + 1}{\beta h - 1} \right) \quad (\text{m})$$

ただし

h : くい(柱)の自由長 (m)

$$\beta = \sqrt[4]{K_H D / 4EI} \quad (\text{m}^{-1})$$

K_H : 横方向地盤反力係数 (t/m^3)

D : くい(柱)径 (m)

EI : くい(柱)の曲げ剛性 ($\text{t} \cdot \text{m}^2$)

c) 応答スペクトル曲線

設計には、図-5.21に示す応答スペクトル曲線を用い設計震度を決定する。

$$K_A = \beta_o k_h$$

ここに

K_A : 設計震度

k_h : 震度法による水平設計震度

β_o : 構造物の固有周期による設計震度の補正係数で図-5.21による。

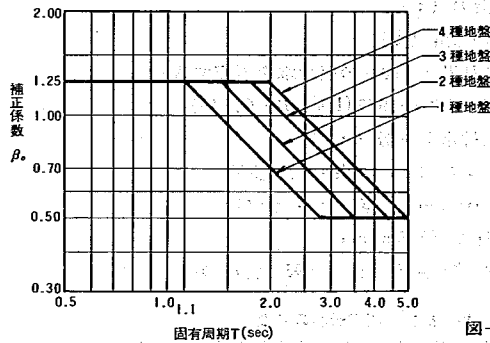


図-5.21 応答スペクトル曲線

注) 地盤種別は下表のとおり。

区 分	地 盤 種 別
1 種	(1) 第三紀以前の地盤 (2) 岩盤までの洪積層の厚さが10m未満。
2 種	(1) 岩盤までの洪積層の厚さが10m以上。 (2) 岩盤までの沖積層の厚さが10m未満。
3 種	沖積層の厚さが25m未満でかつ軟弱層の厚さが5m未満。
4 種	上記以外の地盤。

5.9 風 荷 重

下部構造の有効水平投射面に対する風速を一様とみなして、次式で計算する。

$$P = \frac{1}{2} \rho V^2 C_D A$$

ここに

P : 風圧 (kg)

ρ : 空気密度 ($=0.125 \text{ kg} \cdot \text{sec}^2 / \text{m}^4$)

V : 設計風速 ($=1.50 V_{10} \text{ m/sec}$)

V_{10} : 海面上10mの高さにおける10分間平均風速)

C_D : 抗力係数 (表-5.4 による)

A : 投影面積 (m^2)

5.10 船舶の衝突力

一例として、本四基準による船舶の衝突力の算定方法を示す。船舶の衝突力は、次式により計算する。

$$F = \frac{WV^2}{4gD}$$

ここに

F : 船舶の衝突力 (t)

W : 衝突船舶の重量 (t)

$W = 1.1 \times DT$ (10%の連行水を考慮する)

$\log DT = 0.177 + 0.947 (\log GT + 0.345)$

DT : 満載排水トン数 (t)

GT : 総トン数 (t) (表-5.7 参照)

V : 衝突速度 (m/sec) (表-5.7 参照)

g : 重力の加速度 (9.8 m/sec^2)

D : 衝突船舶の停止距離 (m) (表-5.7 参照)

表-5.7 衝突船舶の特性

航 路	衝突船舶 (GT) (t)	停 止 距 離 (m)	衝 突 速 度 (m/sec)
主航路	100,000	8	対水速度 1 m/sec とし、橋脚地点の 流速を加える。
側航路	2,000	1	

なお、衝突力作用位置は頂版軸線とし、構造物全体が危険となる場合は防衛工などで安全を確保するものとする。

6. 許容応力度および基準変位置

6.1 コンクリートの許容応力度

- (1) 許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} (軸方向力を伴う場合を含む)

$$\sigma_{ca} \leq \sigma_{ck} / 3$$

ここに

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度

- (2) 許容せん断応力度 τ_a は表-6.1 の値以下とする。

表-6.1 許容せん断応力度 τ_a (kg/cm²)

種 類		設計基準強度 σ_{ck} (kg/cm ²)			
		180	240	300	400以上
斜め引張鉄筋・鉄骨 の計算をしない場合 τ_{a1}	せん断力のみの場合	6	7	8	9
	せん断力とねじりの 影響を受ける場合 (スラブの場合)	8	9	10	11
斜め引張鉄筋・鉄骨 の計算をする場合 τ_{a2}	せん断力のみの場合	17	20	22	24
	せん断力とねじりの 影響を受ける場合	20	24	26	28

*せん断力とねじりの組合せ応力が作用する場合、せん断力およびねじりによる各々のせん断応力度は、せん断力のみの場合の値をこえてはならない。

- (3) 許容付着応力度 τ_{oa} は、表-6.2 以下の値とする。ただし直径32mmをこえる鉄筋については、責任技術者の指示に従うものとする。

表-6.2 許容付着応力度 τ_{oa} (kg/cm²)

種 類	設計基準強度 σ_{ck} (kg/cm ²)			
	180	240	300	400以上
形鋼、鋼板*	5	6	7	8
普通丸鋼、アンカーボルト	7	8	9	10
異形鉄筋	14	16	18	20

*形鋼、鋼板の下面およびコンクリートの充てんしがたい部分を除いた付着面積を対象とする。

- (4) 許容支圧応力度 σ_{ba}

$$\sigma_{ba} \leq 0.3 \sigma_{ck}$$

局部的載荷の場合には、コンクリート面の全面積をA、支圧を受ける面積をA'

とした場合、許容支圧応力度 σ_{ba} は次の式でこれを求めてよい。

$$\sigma_{ba} \leq (0.25 + 0.05 \frac{A}{A'}) \sigma_{ck}$$

ただし、 $\sigma_{ba} \leq 0.5 \sigma_{ck}$

支圧を受ける部分が十分補強されている場合には、試験によって安全率が3以上となる範囲内で許容支圧応力度を定めてよい。

上記(1)～(4)は、本四基準および鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針(案)(以下「SRC指針(案)」と称する)に主に準拠している。

コンクリート標準示方書との主な相違点を次に示す。

- 1) 斜め引張応力を鉄骨でとらせる場合も、鉄筋の場合と同等に扱っている。
- 2) 斜め引張鉄筋、鉄骨の計算を行う場合に、せん断力とねじりの影響を受ける場合の許容せん断応力度が与えられている。
- 3) 形鋼、鋼板の許容付着応力度を与えている。

6.2 鉄筋の許容応力度

(1) 鉄筋 (D10～D32) の許容応力度

許容応力度 σ_{sa} は、表-6.3 の値以下とする。

表-6.3 鉄筋の許容応力度 (kg/cm²)

鉄筋の種類	S D 24	S D 30	S D 35
許容応力度 (a)	1,400	1,600	1,600
許容応力度 (b)	1,400	1,800	2,000

注1) (a) 完成時の常時の荷重状態に用いる場合。

(b) 鉄筋の耐力から決まる許容引張応力度であり、地震時などの許容応力度の割増を考慮する荷重状態に用いる場合。

注2) 波浪などの繰返し荷重による疲労の影響が大きいと考えられる構造物の鉄筋許容応力度については、別途考慮するものとする。

(2) 太径鉄筋 (D35～D51) の許容応力度

D51の許容応力度は、原則として表-6.3に従うものとする。

D35～D41の鉄筋については、責任技術者が決定するものとする。

6.3 構造用鋼材の許容応力度

構造用鋼材の許容応力度は表-6.5のとおりとする。

表-6.5 構造用鋼材の許容応力度 (kg/cm²)

応力の種類		鋼材	SS 41, SM 41 SMA 41	SS 50	SM 50	SM 50Y, SM 53 SMA 50	SM 58, SMA 58
1	軸方向引張応力度 (純断面積につき)		1,400	1,700	1,900	2,100	2,600
2	軸方向圧縮応力度 (総断面積につき) l: 各層で規定する有効座 屈長 (cm) r: 部材総断面の断面二次 半径 (cm)	(a) $\frac{l}{r} \leq 20$ 1,400 (b) $20 < \frac{l}{r} < 93$ 1,400-8.4 $(\frac{l}{r}-20)$ (c) $93 \leq \frac{l}{r}$ $\frac{12,000,000}{6,700 + (l/r)^2}$	(a) $\frac{l}{r} \leq 17$ 1,700 (b) $17 < \frac{l}{r} < 86$ 1,700-11.3 $(\frac{l}{r}-17)$ (c) $86 \leq \frac{l}{r}$ $\frac{12,000,000}{5,700 + (l/r)^2}$	(a) $\frac{l}{r} \leq 15$ 1,900 (b) $15 < \frac{l}{r} < 80$ 1,900-13 $(\frac{l}{r}-15)$ (c) $80 \leq \frac{l}{r}$ $\frac{12,000,000}{5,000 + (l/r)^2}$	(a) $\frac{l}{r} \leq 14$ 2,100 (b) $14 < \frac{l}{r} < 76$ 2,100-15 $(\frac{l}{r}-14)$ (c) $76 \leq \frac{l}{r}$ $\frac{12,000,000}{4,500 + (l/r)^2}$	(a) $\frac{l}{r} \leq 14$ 2,600 (b) $14 < \frac{l}{r} < 67$ 2,600-21 $(\frac{l}{r}-14)$ (c) $67 \leq \frac{l}{r}$ $\frac{12,000,000}{3,600 + (l/r)^2}$	
	曲げ応力度 (1) けたの引張縁 (純断面積につき) (2) けたの圧縮縁 (総断面積につき) (2.1) 圧縮フランジが直接 鉄筋コンクリート床版な どで固定されている場合 (2.2) 圧縮フランジが直接鉄筋コンクリート床版などで固定されていない場合 (2.2.1) I形断面・U形断面	1,400 1,400	1,700 1,700	1,900 1,900	2,100 2,100	2,600 2,600	
	3	1) $\frac{A_e}{A_c} \leq 2$ A _e : 腹板の総断面積 (cm ²) A _c : 圧縮フランジの 総断面積 (cm ²) 2) $\frac{A_e}{A_c} > 2$ ($K = \sqrt{3 + \frac{A_e}{2A_c}}$)	(a) $\frac{l}{b} \leq 4.5$ 1,400 (b) $4.5 < \frac{l}{b} \leq 30$ 1,400-24 $(\frac{l}{b}-4.5)$ (a) $K \frac{l}{b} \leq 9$ 1,400 (b) $9 < K \frac{l}{b}$ 1,400-12 $(K \frac{l}{b}-9)$ ただし $\frac{l}{b} \leq 30$	(a) $\frac{l}{b} \leq 4.3$ 1,700 (b) $4.3 < \frac{l}{b} \leq 30$ 1,700-32 $(\frac{l}{b}-4.3)$ (a) $K \frac{l}{b} \leq 8.6$ 1,700 (b) $8.6 < K \frac{l}{b}$ 1,700-16 $(K \frac{l}{b}-8.6)$ ただし $\frac{l}{b} \leq 30$	(a) $\frac{l}{b} \leq 4.0$ 1,900 (b) $4.0 < \frac{l}{b} \leq 30$ 1,900-38 $(\frac{l}{b}-4.0)$ (a) $K \frac{l}{b} \leq 8$ 1,900 (b) $8 < K \frac{l}{b}$ 1,900-19 $(K \frac{l}{b}-8)$ ただし $\frac{l}{b} \leq 30$	(a) $\frac{l}{b} \leq 3.5$ 2,100 (b) $3.5 < \frac{l}{b} \leq 27$ 2,100-44 $(\frac{l}{b}-3.5)$ (a) $K \frac{l}{b} \leq 7$ 2,100 (b) $7 < K \frac{l}{b}$ 2,100-22 $(K \frac{l}{b}-7)$ ただし $\frac{l}{b} \leq 27$	(a) $\frac{l}{b} \leq 3.0$ 2,600 (b) $3.0 < \frac{l}{b} \leq 25$ 2,600-64 $(\frac{l}{b}-3.0)$ (a) $K \frac{l}{b} \leq 6$ 2,600 (b) $6 < K \frac{l}{b}$ 2,600-32 $(K \frac{l}{b}-6)$ ただし $\frac{l}{b} \leq 25$
ここに、l: フランジ固定点間距離 (cm)、固定点は床けた・横構・対横構などの取付け部における骨組線の交点とする。 下路プレートガーダーにおいてはニーブレス間隔とする。 b: 圧縮フランジの幅 (cm)							
4	(2.2.2) π形断面 箱形断面	1,400	1,700	1,900	2,100	2,600	
	せん断応力度 (総断面積につき)	800	1,000	1,100	1,200	1,500	
5	支圧応力度 (1) 球面支承または鋼支承 をヘルツ公式で計算する 場合、 (2) 鋼板と鋼板	6,000 2,100	7,000 2,500	7,000 2,600	7,000 3,100	1,500 3,900	

注 1) 曲げ応力度の(2.2.1)については、けたのフランジ固定点間で部材両端の曲げモーメントが異なり部材間で三角形分布に近い変化をするときは、 M/M_e を乗じて許容応力度を増加させることができる。ただし、けたの圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度の上限値をこえてはならない。

ここに

M: 設計断面に作用する曲げモーメント (kg・cm)

M_e : 設計断面を含む固定点間で、その固定点に作用する曲げモーメントを M_1 および M_2 ($M_1 \geq M_2$) とするとき、 $0.6M_1 + 0.4M_2$ と $0.4M_1$ のうち大きい方を用いる。なお M_1 の符号は着目しているフランジに圧縮応力が生じる場合を正とする。ただし中間に最大曲げモーメントが生じる場合はその値を M_e とする (kg・cm)。

注 2) (2.2) で示す断面の分類はつぎのとおり。

U形断面には逆台形断面も含める。π形断面には単に圧縮フランジをストラットで結んだ構造は含めない。

上記の基準は「道路橋示方書・同解説」(日本道路協会) に準拠している。

6.4 鋼管の許容応力度

鋼管構造の許容応力度は、表—6.6 のとおりとする。ただしグループ溶接部については表—6.7 の規定による。

表—6.6 鋼管の許容応力度 (kg/cm²)

鋼 種	SS 41, SM 41 SMA 41, STK 41	SM 50, STK 50	SM 50Y, SM 53 SM A50	SM 58, SM A58
(1) 軸方向引張応力度 (純断面積につき)	1,400	1,900	2,100	2,600
(2) 軸方向圧縮応力度 (純断面積につき)	表—6.5 の規定による			
1) 全体座屈に対するもの l : 有効座屈長 (cm) r : 部材純断面の断面二次半径 (cm)				
2) 局部座屈に対するもの R : 鋼管の半径 (cm) (中心から外縁までの距離) t : 鋼管の厚さ (cm)	$R/t \leq 50$ 1,400 $200 \geq R/t > 50$ $1,400 - 4.3(R/t - 50)$	$R/t \leq 40$ 1,900 $200 \geq R/t > 40$ $1,900 - 6.1(R/t - 40)$	$R/t \leq 35$ 2,100 $200 \geq R/t > 35$ $2,100 - 6.7(R/t - 35)$	$R/t \leq 25$ 2,600 $200 \geq R/t > 25$ $2,600 - 8.3(R/t - 25)$
(3) 軸方向圧縮力および曲げモーメントを受ける部材	軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける部材は、次の各項により検算しなければならない。 (軸方向力が引張の場合) $\sigma_t + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ta}$ かつ $-\sigma_t + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ta}$ (軸方向力が圧縮の場合) $\frac{\sigma_{ta}}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bc}} \leq 1.0$ ここに σ_t, σ_c : それぞれ検算する断面に作用する軸方向引張力による引張応力度および軸方向圧縮力による圧縮応力度 (kg/cm ²)。 σ_{ta}, σ_{bc} : それぞれ検算する断面に作用する曲げモーメントによる最大引張応力度および最大圧縮応力度 (kg/cm ²)。 σ_{ta}, σ_{bc} : それぞれ表—6.5 の規定による許容引張応力度および引張軸に関する許容軸方向最大圧縮応力度 (kg/cm ²)。 σ_{bc} : 表—6.5 の規定による許容曲げ圧縮応力度 (kg/cm ²)。なお曲げモーメントが弱軸まわりに作用する場合は、許容圧縮応力度の上限値を用いてよい。また着目している部材内で曲げモーメントが変化するとき表—6.5 注1) の緩和規定を適用してもよい。 $t_a = \alpha \cdot t$ として(2), 2)による鋼管厚 t_a の許容応力度をもちいる $\alpha = 1 + \frac{\varphi}{10}$ $\varphi = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1, 0 \leq \varphi \leq 2$ σ_1 : 曲げにより、鋼管に圧縮が生じる側の合応力度 ただし圧縮応力度 (kg/cm ²) に対して符号は負とする。 σ_2 : 曲げにより、鋼管に引張が生じる側の合応力度 ただし圧縮応力度 (kg/cm ²) に対して符号は負とし、引張応力度 (kg/cm ²) に対しては符号は正とする。			
1) 全体座屈に対するもの				
2) 局部座屈に対するもの				
(4) せん断応力度	$R/t \leq 125$ $800 - 0.019(R/t)^2$ $200 \geq R/t > 125$ $75,000/(R/t) - 90$	$R/t \leq 95$ $1,100 - 0.044(R/t)^2$ $200 \geq R/t > 95$ $75,000/(R/t) - 90$	$R/t \leq 85$ $1,200 - 0.057(R/t)^2$ $200 \geq R/t > 85$ $75,000/(R/t) - 90$	$R/t \leq 70$ $1,500 - 0.106(R/t)^2$ $200 \geq R/t > 70$ $75,000/(R/t) - 90$
1) 補剛材を設けるもの				
2) 補剛材を設けないもの ($R/t \leq 30$)	500kg/cm ²	600kg/cm ²	—	—
(5) 応力度の組合せ	軸方向圧縮応力度とせん断応力度の組合せは次式によって照査する。 $\frac{\sigma}{\sigma_a} + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1$ ここに σ : その断面に生じる垂直応力度 ($\sigma_a + \sigma_s$) (kg/cm ²) τ : その断面に生じるせん断応力度 (kg/cm ²) σ_a : (2)-(2) または (3)-(2) によって求めた局部座屈による許容圧縮応力度 (kg/cm ²) τ_a : (4) によって求めた局部座屈による許容せん断応力度 (kg/cm ²) σ_s : 軸力による垂直応力度 (kg/cm ²) σ_t : 曲げによる垂直応力度 (kg/cm ²)			

上記基準は「道路橋示方書・同解説」(日本道路協会)に準拠している。

6.5 溶接部および接合用鋼材の許容応力度

(1) 溶接部の許容応力度

溶接部の許容応力度は表-6.7 のとおりとする。強度の異なる鋼材を接合するときは、強度の低い方の鋼材に対する値をとるものとする。

表-6.7 溶接部の許容応力度 (kg/cm²)

溶 接 の 種 類		応力の種類	許 容 応 力 度 (kg/cm ²)			
			SS 41 SM 41 SMA 41	SM 50	SM 50Y SM 53 SMA 50	SM 58 SMA 58
工場溶接	グループ溶接	圧縮	1,400	1,900	2,100	2,600
		引張	1,400	1,900	2,100	2,600
		せん断	800	1,100	1,200	1,500
	すみ肉溶接	せん断	800	1,100	1,200	1,500
現場溶接		それぞれの場合について上記の90%とする。				

(2) 高力ボルトの許容応力度

高力ボルトのせん断許容応力度は表-6.8 のとおりとする。

表-6.8 摩擦接合の高力ボルトの許容応力度 (kg/cm²)

応力の種類	許 容 応 力 度 (kg/cm ²)		
	F 8 T	F 10 T	F 11 T
せん断応力度	1,000	1,250	1,300

(3) アンカーボルト・ピン・仕上げボルトの許容応力度

アンカーボルト・ピン・仕上げボルトの許容応力度は表-6.9 のとおりとする。

表-6.9 アンカーボルト等の許容応力度 (kg/cm²)

応力の種類	鋼 種 部材の種類	SS 41 SM 41	SS 50 S 30 C	SM 50 S 35 C
せん断応力度	アンカーボルト	600	700	800
	ピン	1,000	1,200	1,400
	仕上げボルト	900	1,080	1,200
曲げ応力度	ピン	1,900	2,300	2,600
支圧応力度	仕上げボルト	2,100	2,500	2,800
	ピン ¹⁾	2,100	2,500	2,800
	ピン ²⁾	1,050	1,250	1,400

注 1) 回転を伴わない場合の許容応力度

注 2) 回転を伴う場合の許容応力度

上記基準は「道路橋示方書・同解説」(日本道路協会)に準拠している。

6.6 施工条件による許容応力度のてい減

コンクリートの許容応力度は、施工条件によって表—6.10の値に低減しなければならない。

表—6.10 コンクリートの施工条件による許容応力度のてい減

種 類		許 容 応 力 度	
大気中で上部構造と同程度の施工および検査のできる部分		表—6.1 で示される値の	100%
大気中であるが施工および検査の困難な部分		表—6.1 で示される値の	85%
静水中で打込む部分 (プレバッドコン クリートを除く)	施工が確実であると責任 技術者が判断した場合	表—6.1 で示される値の	70%
	一 般 の 場 合	表—6.1 で示される値の	50%
流水中で施工されるコンクリート		責任技術者の指示により決定する	

6.7 荷重の組合せと許容応力度の割増

荷重の組合せと許容応力度の割増率は表—6.11とする。

表—6.11 荷重の組合せによる許容応力度の割増率

荷 重 の 状 態 荷 重 の 種 類	完 成 時							施 工 時	
	常 時	常 時 + 温 度 変 化	暴 風 時	暴 風 時 + 温 度 変 化	地 震 時	地 震 時 + 温 度 変 化	船 舶 衝 突 時	施 工 時	施 工 時 + 暴 風 時
上部構造からの荷重	○	○	○	○	○	○	○	○	○
死 荷 重	○	○	○	○	○	○	○	○	○
浮力または揚圧力	○	○	○	○	○	○	○	○	○
流 水 力	○	○	○	○	○	○	○	○	○
波 力	○ ^{a)}	○ ^{a)}	○ ^{b)}	○ ^{b)}	○ ^{a)}	○ ^{a)}	○ ^{c)}	○ ^{a)}	○ ^{c)}
温度変化および乾燥収縮の影響		○		○		○			
地 震 力					○	○			
施工時荷重								○	○
風 荷 重			○ ^{b)}	○ ^{b)}			○ ^{c)}		○ ^{c)}
船舶の衝突力							○		
許容応力度の割増率 (%)	0	15	50	65	50	65	65	35	65

注：a) 常時の波力を考慮する。

b) 暴風時の波力、風荷重を考慮する。

c) 責任技術者の判断による。

6.8 基準変位置および基準回転角

下部構造の常時、地震時の変位および回転角は、いずれも表-6.12に示す基準変位置および基準回転角を参考値とする。

ただし、これらの基準変位置、基準回転角をこえるときは、橋梁全体として構造上支障のないことを、さらに詳細に検討するのが望ましい。

表-6.12 基準変位置および基準回転角

橋梁形式	吊 橋	吊橋以外の橋
基 準 値	タワーベースにおける 回転角 θ ($\times 10^{-4}$ rad) $\theta = 0.0055 \ell + 2$	地表面における 水平変位置 δ (cm) $\delta = 1.0$

注) ℓ : 中央支間長 (m)

上記表-6.12の基準は、本四基準によるものであり、小規模の基礎においては「道路橋下部構造設計指針・くい基礎の設計篇」に従うものとする。

7. 地盤の許容支持力

地盤の許容支持力を求める場合、くい(柱)の剛度により表-7.1に示すように、 $\beta \ell > 2$ の場合は「道路橋下部構造設計指針・くい基礎の設計篇」により、 $\beta \ell \leq 2$ の場合は「同指針・ケーソン基礎の設計篇」によるものとする。

表-7.1 くい(柱)の剛度による計算法の判定基準

計 算 方 法 の 区 分		$\beta \ell$
く い 基 礎	無 限 長	$3.0 \leq \beta \ell$
	有 限 長	$2.0 \leq \beta \ell < 3.0$
ケ ー ソ ン 基 礎		$\beta \ell \leq 2.0$

注1) ℓ : くい(柱)の根入れ長 (m)

β : $(K_H D / 4 E I)^{1/4}$ (m^{-1})

K_H : 地表面から $\ell/2$ までの平均水平方向地盤反力係数 (t/m^3)

D : くい(柱)径 (m)

$E I$: くい(柱)の曲げ剛性 ($t \cdot m^2$)

7.1 くい(柱)軸方向許容支持力

$$R_a = A \left\{ \frac{1}{n} (q_d - \gamma_2 \ell) + \gamma_2 \ell \right\} + \frac{1}{n} U \ell f_c$$

ここに

R_a : くい(柱)の軸方向許容支持力

A : くい(柱)の断面積 (m²)

n : (1), (2)で規定される安全率

q_d : くい(柱)底面地盤の極限支持力度 (t/m²)

γ_2 : くい(柱)底面より上にある地盤の単位体積重量で、基礎が水中にある場合は水中単位体積重量 (t/m³)

ℓ : くい(柱)の根入れ長 (m)

U : くい(柱)の周長 (m)

f_c : くい(柱)の周面摩擦力度 (t/m²)

なお、 q_d は構造物のくい(柱)の剛性および支持地盤の種類により以下に示す方法により求める。

(1) $\beta \ell \leq 2$ の場合、または支持地盤が岩盤の場合

$$q_d = 1.3 C N_c + 0.3 \gamma_1 D N_\gamma + \gamma_2 \ell N_q$$

ここに

C : くい(柱)底面より下にある地盤の粘着力 (t/m²)

γ_1 : くい(柱)底面より下にある地盤の単位

体積重量で基礎が水中にある場合は水中単位体積重量 (t/m³)

N_c : 支持力係数 (図-7.1 参照)。

N_q : 支持力係数 (図-7.1 参照)。

N_γ : 支持力係数 (図-7.1 参照)。

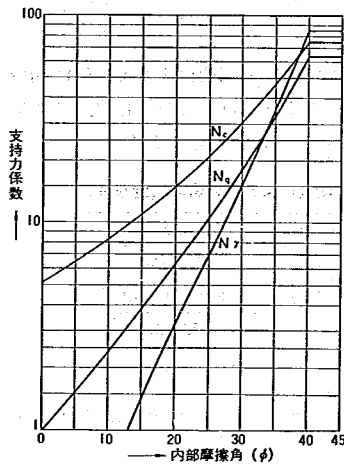


図-7.1 支持力係数

安全率 n は表-7.2 に示す値とする。

表-7.2 安全率 (n)

施工条件 (柱)の種類 載荷時の種類	基礎底面の施工条件	
	気 中	水 中*
常 時	支持ぐい(柱)	支持ぐい(柱)
地 震 時	3	4.5
	2	3

* 水中施工とは、基礎底面の施工にあたって水中で掘削し、水中で支持地盤の確認を行って水中コンクリートを打設する場合をいう。

(2) $\beta\theta > 2$ の場合

q_d は表-7.3 より求める。

表-7.3 ぐい(柱)底面地盤の極限支持力度 (t/m^2)

ぐい(柱)の種類	ぐい(柱)先端地盤	地盤の極限支持力度 q_d	
打込みぐい(柱)	れき・砂・粘性土層	$\alpha (N_1 + \bar{N}_2)/2$	
場所打ぐい(柱)	砂れき層 ¹⁾	$N \geq 50$	750
		$50 > N \geq 40$	525
		$40 > N \geq 30$	300
	砂層 ¹⁾	$N \geq 30$	300
	硬質粘土層	$3q_u^{2)}$	

注1) 砂れき層と砂層の区分は、綿密な土質調査結果に基づいて慎重に行うのがよい。また、れきまじり砂層は砂層とみなすのが望ましい。

注2) 硬質粘性土層について「ケーソン基礎の設計篇(昭和45年3月)」に準じて支持力度を定めた。

ここに

q_u : 一軸圧縮強度 (t/m^2)

N_1 : ぐい(柱)先端位置の N 値

$\bar{N}_2$: ぐい(柱)先端から上方へ $4D$ の範囲における平均 N 値

α : 図-7.2 より決まる係数

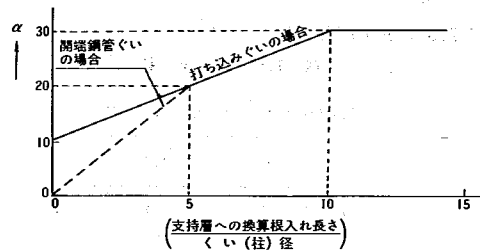


図-7.2 ぐい(柱)先端地盤の極限支持力度(q_d)の算定図

安全率 n は表-7.4 に示す値とする。

表-7.4 安全率

くい(柱)の種類 載荷時の種類	支持くい(柱)	摩擦くい(柱)
常時	3	4
地震時	2	3

7.2 くい(柱)側面の水平方向許容支持力度

(1) 常時 $p_a = \frac{1}{n} (K_p \gamma x + 2 C \sqrt{K_p})$

(2) 地震時 $p_a = \frac{1}{n} (K_{EP} \gamma x + 2 C \sqrt{K_{EP}})$

ここに

p_a : 深さ x の点における許容水平支持力度 (t/m^2)

C : 土の粘着力 (t/m^2)

γ : 土の単位体積重量で、基礎が水中にある場合は水中単位体積重量 (t/m^3)

x : 地表面からの深さ (m)

K_p : クーロン土圧による受働土圧係数

$$= \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left\{ 1 - \frac{\sin(\phi - \delta) \sin \phi}{\cos \delta} \right\}^2}$$

K_{EP} : 地震時受働土圧係数

$$= \frac{\cos^2(\phi - \delta)}{\cos \theta \cdot \cos(\theta_0 - \delta) \left\{ 1 - \frac{\sin(\phi - \theta_0) \sin(\phi - \delta)}{\cos(\theta_0 - \delta)} \right\}^2}$$

ϕ : 土の内部摩擦角 ($^\circ$)

δ : くい(柱)壁面と土との摩擦角 ($^\circ$)

θ_0 : 地震時の合力の地表面となす角 ($^\circ$)

$$\theta_0 = \tan^{-1} k_h$$

k_h : 水平震度

安全率 n は表-7.5 に示す値とする。

表-7.5 安全率

載荷時の種類	安全率
常時	1.5
地震時	1.1

なお、試算結果、地盤反力度が上記受働土圧をこえる部分については、地盤のバネ係数を修正するものとする。

8. 地盤反力係数

地盤反力係数を求める場合、くい(柱)の剛度により、 $\beta l > 2$ の場合は「道路橋下部構造設計指針・くい基礎の設計篇」により、 $\beta l \leq 2$ の場合は「同指針・ケーソン基礎の設計篇」により求めるものとする。

8.1 水平方向地盤反力係数

$$K_H = K_{HO} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{\frac{3}{4}} = 12.8 K_{HO} \cdot B_H^{-\frac{3}{4}}$$

ここに

K_H : 水平方向の地盤反力係数 (kg/cm³)

K_{HO} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向の地盤反力係数(kg/cm³)で、次式で表わせる。

$$K_{HO} = \frac{1}{30} \alpha E_0 = 0.033 \alpha E_0$$

α : 常時、地震時に用いる係数 (表—8.1 参照)

E_0 : 地盤の変形係数(kg/cm²) (表—8.1 参照)

表—8.1 地盤の変形係数と α 値

次の試験方法による変形係数 E_0 (kg/cm ²)	α			
	$\beta l \leq 2$		$\beta l > 2$	
	常 時	地震時	常 時	地震時
直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の繰り返し曲線から式(1)により求めた変形係数の1/2	1	2	—	—
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8	0.8	—
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	0.8	—
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 28N$ で推定した変形係数	1	2	0.2	—

B_H : 基礎の換算載荷幅 (cm)

$$B_H = \sqrt{A_H} = \sqrt{D \ell_0}$$

A_H : くい(柱)前面の面積 (cm²)

D : くい(柱)の直径 (cm)

ℓ_0 : Chang 式による第1不動点までの深さ (m)

$$\ell_0 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{\beta h + 1}{\beta h - 1} \right)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_H D}{4 EI}}$$

h : くい(柱)の自由長 (cm)

8.2 鉛直方向地盤反力係数

(1) $\beta l \leq 2$ の場合

$$K_v = K_{v0} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{\frac{3}{4}} = 12.8 K_{v0} B_v^{-\frac{3}{4}}$$

ここに

K_v : 鉛直方向の地盤反力係数 (kg/cm^3)

K_{v0} : 直径30cm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/cm^3)で、次式により求める。

$$K_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 = 0.033 \alpha E_0$$

α : 常時・地震時による係数 (表—8.2 参照)

E_0 : 地盤の変形係数(kg/cm^2) (表—8.2 参照)

表—8.2 地盤の変形係数と α 値

次の試験方法による変形係数 E_0 (kg/cm^2)	α	
	常 時	地震時
直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の繰り返し曲線から、式(1)により求めた変形係数の1/2	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 $E_0 = 28N$ で推定した変形係数	1	2

B_v : 基礎の換算載荷幅 (cm)

$$B_v = D$$

(2) $\beta l > 2$ の場合

$$K_v = a \frac{E_p}{l}$$

ここに

a : 載荷試験例から推定した表—8.3に示す係数。

K_v : κ い(柱)の軸方向地盤反力係数 (kg/cm^3)

E_p : κ い(柱)体の弾性係数 (kg/cm^2)

l : κ い(柱)長 (m)

表—8.3 係 数 a

κ い(柱)の種類	a
鋼管 κ い(柱)	$0.027(l/D) + 0.2$
プレストレストコンクリート κ い(柱)	$0.041(l/D) - 0.27$
場所打ち κ い(柱)	$0.022(l/D) - 0.05$

注1) $l/D \geq 10$ D は κ い(柱)径

8.3 くい(柱)底面の水平方向地盤反力係数

$$K_s = \lambda K_v$$

ここに

K_s : くい(柱)底面の水平方向地盤反力係数 (kg/cm^3)

λ : $1/3 \sim 1/4$

9. 構造系のモデル化

9.1 基本方針

構造のモデル化は、次の条件で行うのがよい。

- 1) パイルベント基礎および頂版剛性の大きい多柱式基礎は、自由長を有するくい基礎として設計する。
- 2) 頂版剛性が小さいか、重要構造物の基礎として用いられる場合の多柱式基礎は、立体ラーメンとして設計する。

9.2 立体ラーメンの場合のモデル化

(1) 構造のモデル化

構造物のモデル化にあたっては、つなぎ梁あるいは頂版、およびくい(柱)の各部材を部材軸線で表現される線部材に置換する。くい(柱)間隔が大きい場合は、くい(柱)列中間にも線部材を設け頂版を密な格子構造に置換するのがよい。なお各部材には、その部材の断面力分布がえがける程度の節点を配置する。構造のモデルを図—9.1に示す。

各部材は、次に示す断面性能で表現される。

E : 部材の弾性係数 (kg/cm^2)

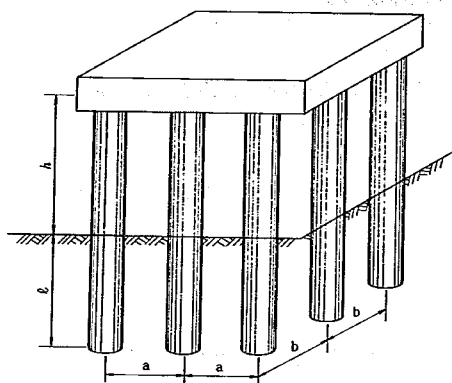
I : 部材の断面二次モーメント (cm^4)

G : 部材のせん断弾性係数 (kg/cm^2)

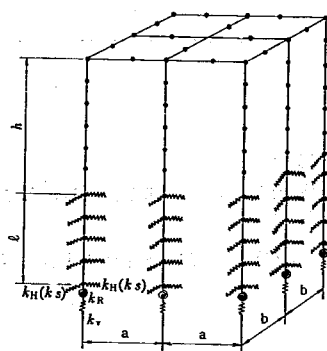
A : 部材の断面積 (cm^2)

J : 部材のねじり剛性 (cm^4)

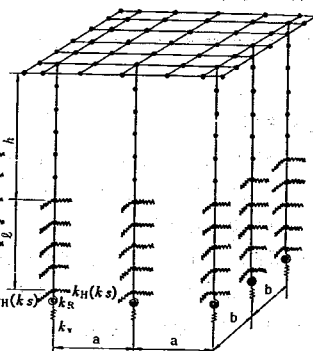
ただし、せん断変形、ねじり変形を無視する場合は G 、 J の各値はとくに必要としない。



a) 一般構造



b) く(柱)頭連結モデル



c) く(柱)列間部材考慮モデル

図-9.1 立体ラーメンのモデル

(2) 荷重のモデル化

上部工よりの荷重および躯体自重などの常時、地震時の荷重は、その荷重が直接作用する部材にできるだけ現実の作用時分布形に近い形で線荷重として作用させる。

(3) 地盤のモデル化

地盤反力係数 (kg/cm^3) が求まれば、地中部の各節点の分担長とくい(柱)径を乗じて、各節点に作用する集中バネ係数 (kg/cm) に換算する。

換算バネ係数の種類は基本的には、くい(柱)底面に作用する鉛直方向バネ係数 (k_v) とせん断バネ係数 (k_s) およびくい(柱)側面の橋軸方向、橋軸直角方向に作用する水平方向バネ係数 (k_H) の4種とする。

そのほかのバネ係数としては、くい(柱)径が大きい場合に考慮するくい(柱)底面に作用する回転バネ係数 (k_R) と、くい(柱)周面の付着抵抗が考慮できる場合のくい(柱)周面せん断バネ係数 ($\bar{k}_s$) がある。

以下に、それら各バネ係数の計算式を示す。

a) 鉛直方向バネ係数: k_v

$$k_v = K_v \cdot A \quad (\text{kg}/\text{cm})$$

ここに

K_v : 8.2より求まる地盤反力係数 (kg/cm^3)

A : くい(柱)底面積 (cm^2)

b) 水平方向バネ係数: k_H

$$k_H = K_H \cdot \ell_i \cdot D \quad (\text{kg}/\text{cm})$$

ここに

K_H : 8.1より求まる地盤反力係数 (kg/cm^3)

ℓ_i : i 節点の分担長 (cm)

D : くい(柱)径 (cm)

c) くい(柱)底面せん断バネ係数: k_s

$$k_s = K_s \cdot A$$

ここに

K_s : 8.3より求まる地盤反力係数 (kg/cm^3)

d) くい(柱)周面せん断バネ係数: $\bar{k}_s$

$$\bar{k}_s = \bar{K}_s \cdot \ell_i \cdot \pi D$$

ここに

$\bar{K}_s$: くい(柱)周面せん断反力係数 (kg/cm^3)

e) くい(柱)底面回転バネ係数: k_R

$$k_R = K_v \cdot I$$

ここに

I : くい(柱)の断面二次モーメント (cm^4)

10. 構造解析

構造を立体ラーメン系に置換すれば、モデル全体の計算自由度は非常に大きくなり、多元連立方程式となるので人力による解法は不可能となる。

ここでは立体骨組解析プログラムを使用し、電子計算機により計算することを原則とする。以下に解析理論の概要とインプットデータとして必要な項目について説明する。

10.1 解析理論の概要

任意の i 番目部材に着目し、全体座標系を (X, Y, Z) 、部材座標系を (x, y, z) で示す(図-10.1 a)参照)。また部材の両端 (j, k) に働く力を 図-10.1 b) に示す。

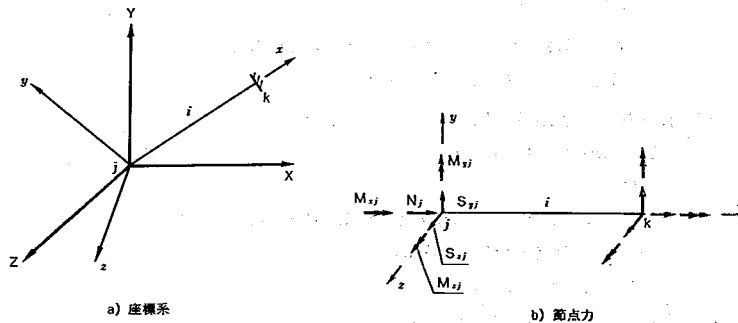


図-10.1 立体ラーメンの i 部材の座標と節点力

これらの力と変形の間には、次式の関係がある。

$$\{R_i\} = [K_i] \{u_i\} + \{f_i\} \dots \dots \dots (10.1)$$

ここに

$\{R_i\}$: 荷重項

$$= \{N_j, S_{yj}, S_{zj}, M_{yj}, M_{zj}, N_k, S_{yk}, S_{zk}, M_{yk}, M_{zk}\}^T$$

$\{f_i\}$: 等価節点荷重項

$$= \{N_j^f, S_{yj}^f, S_{zj}^f, M_{yj}^f, M_{zj}^f, N_k^f, S_{yk}^f, S_{zk}^f, M_{yk}^f, M_{zk}^f\}^T$$

$\{u_i\}$: 変位項

$$= \{u_j, v_j, w_j, \theta_{xj}, \theta_{yj}, \theta_{zj}, u_k, v_k, w_k, \theta_{xk}, \theta_{yk}, \theta_{zk}\}^T$$

$[K_i]$: 剛性マトリックス

$$= \begin{bmatrix} \frac{EA_x}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA_x}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_x}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_x}{\ell^2} & 0 & \frac{12EI_x}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_x}{\ell^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & -\frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ_x}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{GJ_x}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & \frac{4EI_y}{\ell} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & \frac{2EI_y}{\ell} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_x}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_x}{\ell} & 0 & \frac{6EI_x}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_x}{\ell} \\ \hline \frac{EA_x}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{EA_x}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_x}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_x}{\ell^2} & 0 & \frac{12EI_x}{\ell^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_x}{\ell^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{12EI_y}{\ell^3} & 0 & \frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ_x}{\ell} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ_x}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & \frac{2EI_y}{\ell} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{\ell^2} & 0 & \frac{4EI_y}{\ell} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_x}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_x}{\ell} & 0 & \frac{6EI_x}{\ell^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_x}{\ell} \end{bmatrix}$$

ただし $\ell = \sqrt{(X_k - X_j)^2 + (Y_k - Y_j)^2 + (Z_k - Z_j)^2}$

(10.1)式中の $[K_i]$ を全体座標系に変換すると、次式となる。

$$[\bar{K}_i] = [T]^{-1} [K_i] [T] \dots \dots \dots (10.2)$$

ここに

$[\bar{K}_i]$: 全体座標系に変換した剛性マトリックス

$[T]$: 座標変換マトリックス

$$= \begin{bmatrix} [T_0] & 0 & [T_0] & 0 \\ 0 & [T_0] & 0 & [T_0] \\ \hline [T_0] & 0 & [T_0] & 0 \\ 0 & [T_0] & 0 & [T_0] \end{bmatrix}$$

ただし

$$T_0 = \begin{bmatrix} \lambda & \mu & \nu \\ -\frac{\lambda \nu}{\sqrt{\lambda^2 + \nu^2}} & \sqrt{\lambda^2 + \nu^2} & -\frac{\mu \nu}{\sqrt{\lambda^2 + \nu^2}} \\ -\frac{\nu}{\sqrt{\lambda^2 + \nu^2}} & 0 & \frac{\lambda}{\sqrt{\lambda^2 + \nu^2}} \end{bmatrix}$$

$$\lambda = \frac{X_k - X_j}{\ell}, \quad \mu = \frac{Y_k - Y_j}{\ell}, \quad \nu = \frac{Z_k - Z_j}{\ell}$$

(10.1)、(10.2)式より i 部材の全体座標系における関係式が得られた。このような関係式を他部材でも求め、平衡条件と適合条件を用いて各部材を連続させてい

くと、結局、立体骨組全体として次式が成立する。

$$\{R\} = [\bar{K}]\{u\} + \{f\} \dots\dots\dots (10.3)$$

ここに $\{R\}$ 、 $\{f\}$ は全体系に与えられる荷重項であるので既知であり、 $[\bar{K}]$ は全体系の剛性マトリックスであるので既知である。

よって $\{u\}$ は次式で求められる。

$$\{u\} = [\bar{K}]^{-1}(\{R\} - \{f\}) \dots\dots\dots (10.4)$$

10.2 インプットデータ

(1) 構造モデルの節点データ

各節点の通し番号と、全体座標系における座標値および隣接節点で区切られる各部材の部材番号を整理する。

(2) 部材特性値

各部材の E 、 I 、 G 、 A 、 J の値を整理する。

(3) 計算ケースと載荷荷重

常時、地震時などの荷重の状態を計算ケースとしてもよいが、一般には上部工からの荷重、死荷重などの荷重の種類を基本的計算ケースとし、それらの荷重ケースを重ね合せて、常時、地震時などを求める方が載荷荷重の整理が行いやすい。ただし、計算ケースは多くなる。

11. 構造細目

多柱式基礎あるいはパイルベント基礎の主要構造部とは、次の部分である。

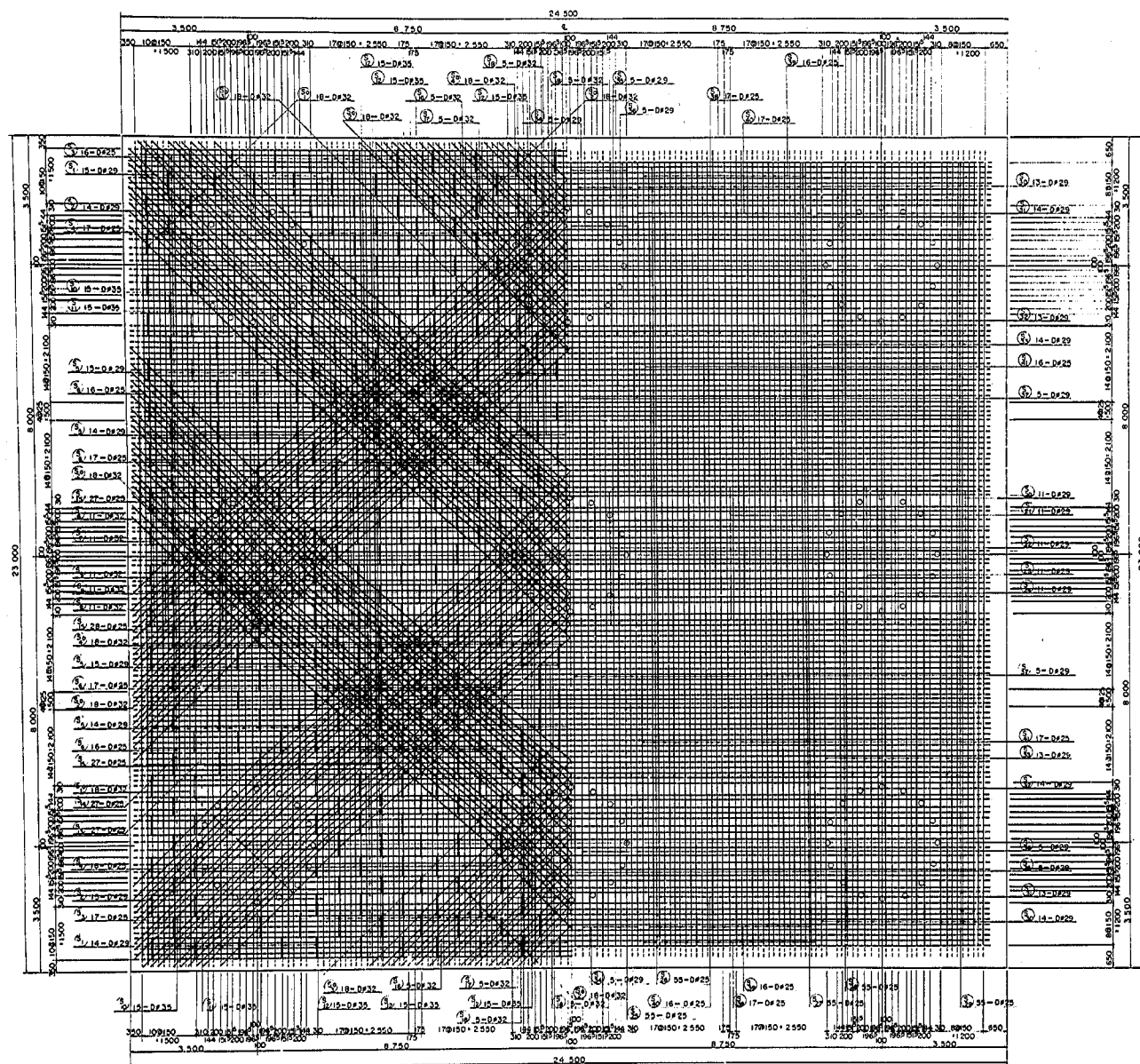
- 1) 頂版またはまくら梁
- 2) 頂版と柱の結合部
- 3) くいまたは柱
- 4) くい(柱)先端

頂版またはまくら梁は、一般にはコンクリート製であるのでとくに配筋が問題となる。

くい(柱)構造は、パイルベント基礎の場合は鋼製打込みぐい、多柱式基礎の場合では大型化すると建込み方式の場合が多く鋼製、コンクリート製の二種がある。このくい(柱)の構造により、頂版との結合が鉄筋定着型になる場合やアンカーボルト定着型になる場合がある。以下に構造各部の細部構造の実例を示す。

I - I

II - II

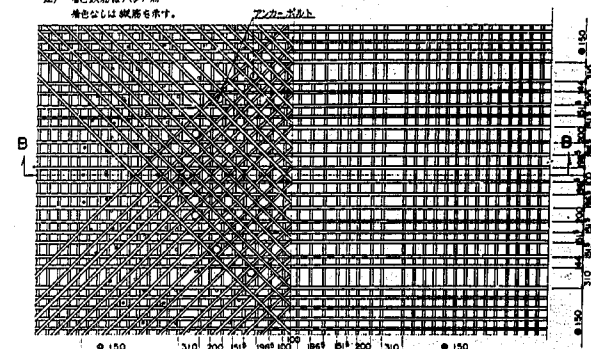


配筋詳細図 5/50

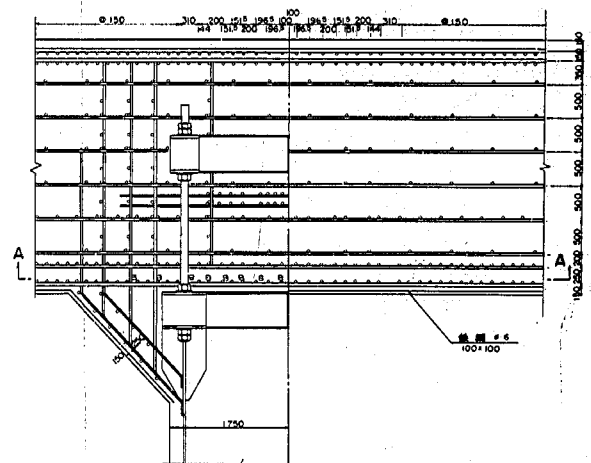
A - A

注) 青色鉄筋はハッチ筋
青色なしは縦筋を示す。

A-A-50



B - B



配筋図

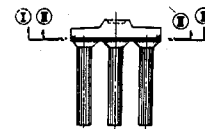


图-11.1 a) 頂版配筋图

11.1 頂版配筋

図—11.1 a), b)は大島大橋の配筋例である。この場合の特徴は、次のとおりである。

- 1) 表面筋は4方向配筋となっている。
- 2) 頂版厚さ方向に500ピッチで $D \phi 19$ を配置し、内部主応力に抵抗させている。
- 3) アンカーボルト周辺に4段の鉛直筋とフープ筋を設け、アンカー引き抜き時のせん断応力に対して補強をしている。

11.2 頂版とくい(柱)の結合構造

(1) アンカーボルト定着方式

頂版とくい(柱)の結合方法には、アンカーボルト定着方式と鉄筋定着方式とがある。図—11.2はアンカーボルト定着方式による大島大橋の例であり、その特徴は次のとおりである。

- 1) 本管への力の伝達をスムーズにするため、鋼管を短冊形に切り込み、アンカーボルトを直接鋼管に溶接している。
- 2) 鋼管頭部には、偏心力が作用しないよう溶接結合された支圧カラーが設けられている。

(2) 鉄筋定着方式

図—11.2a)は計画中のくい(柱)頭部の配筋図である。その特徴は次のとおりである。

- 1) くい(柱)主筋は柱頭部で圧接接続され、かつ頂版配筋が容易なように方形配置に修形されている。
- 2) 主筋もハンチ筋も頂版下端筋下面で鉛直方向に折り曲げられている。
- 3) ハンチ筋は主筋とはまったく独立した配筋となっている。

11.3 くい(柱)構造

(1) 鋼管構造

パイルベント基礎や小規模の多柱式基礎の場合は鋼管を打込み、中空部に座屈防止と変形剛性を高める目的でコンクリートを充てんする。曲げ耐力をも増加させる場合は、鉄筋コンクリートを充てんする場合もある。

一方、大規模な多柱式基礎の場合は鋼管を建込む場合が多い。この場合、鋼管と孔壁との間にモルタルグラウトを行う。流水中でモルタルグラウトを行うため、型枠を兼ねた鋼管を用い二重鋼管構造とする。図-11.3、図-11.4に本管の板厚の図と二重鋼管の構造の例を示す。

なお、本管が直接流水中に存在する場合の腐食速度は、次の値とする。

- 1) 0.1mm/年 通常の流水箇所
- 2) 0.3mm/年 飛沫帯

(2) 鉄筋コンクリート構造

この場合も、掘削孔内で直接鉄筋コンクリートを打設するのは品質の管理がむずかしいので、孔内に型枠がわりの鋼管を建込み、さらにこの鋼管と孔壁のグラウト用の鋼管を地上部に設けるのがよい。

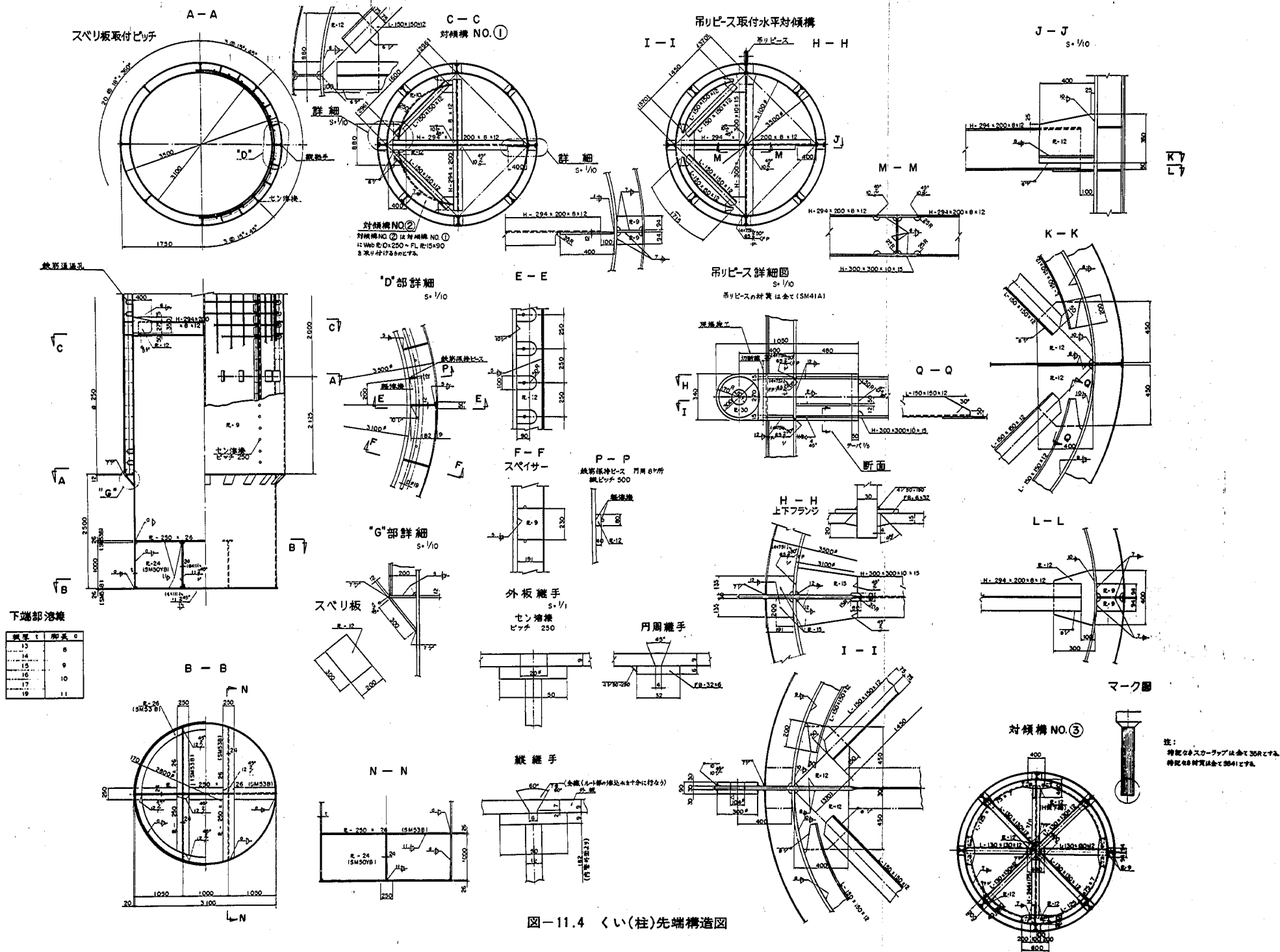
11.4 くい(柱)先端の構造

(1) 鋼管構造

打込みくい(柱)の場合は無処理であるが、建込みくい(柱)の場合は充てんコンクリートと一体となって支持面を構成する必要がある、鋼管とコンクリートがせん断ずれを生じないような構造としなければならない。図-11.4は大島大橋におけるくい(柱)先端の構造例である。

(2) 鉄筋コンクリート構造

多柱式基礎の場合、ケーソンなどの基礎に比べ地盤反力度が大きく、かなり大きな支圧力を受けることになる。よって、先端には網筋を設け、支圧応力度に対する補強を行う。



12. 動的解析

現在、設計時に利用される動的解析手法には、次の2つがある。

- 1) 応答スペクトル法
- 2) 経時応答法

以下に上記2手法について概要を示す。

12.1 応答スペクトル法

本手法では、構造系の高次モードに対する影響をも考慮している。それに対し、日本道路協会の耐震設計指針に提唱されている修正震度法は、1次モード（基本モード）のみ考慮した特殊な場合であり、その手法は5.8.(4) c) に示してある。

(1) 計算モデル

設計時に用いた立体ラーメン系モデルを準用する。ただし、計算自由度を減じため節点数を減じることとは可能である。

(2) 固有周期、固有モードの計算

固有値 p は、次式より求まる。

$$|K - p^2 M| = 0 \quad \text{.....(12.1)}$$

ここに

K : 構造全体の剛性マトリックス

p : 固有値 (cps)

M : 質点質量の対角マトリックス

上記(12.1)式を解くとき、各 $p_i (i=1, 2, 3, \dots, n)$ に対するモードベクトル $\{e_{ij}\}$ も同時に求まる。固有周期 T_i は、次式より求まる。

$$T_i = 1/p_i \quad \text{.....(12.2)}$$

以上の式の演算には、電子計算機を用いる。

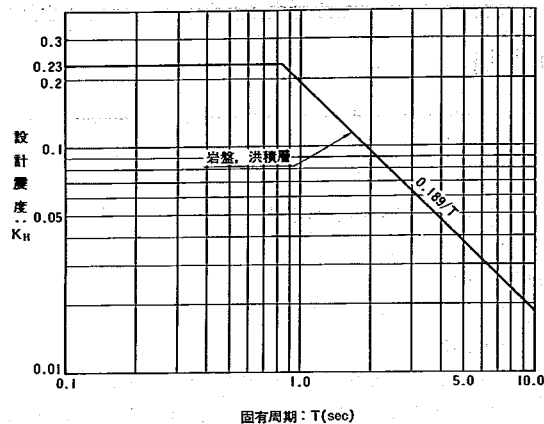
(3) 応答スペクトル曲線

使用するスペクトル図としては図-12.1に示すようなものがある。

(4) 設計時に考慮する自由度

立体ラーメンの場合の計算次数は $3n$ (n : 質点数) あり、演算時間がぼう大となる。

一方、計算に考慮する次数による計算精度は低次モードに支配される。よって重ね合せとして考慮するモードは5次ないし10次位でよい。



注1) $\nu=0.05$ に近い場合

注2) 基準震度は $K_{H0}=0.2$ の場合

図-12.1 応答スペクトル曲線

12.2 経時応答法

(1) 計算モデル

応答スペクトル法と同一のモデルでよい。

(2) 作用地震波

設計しようとする基礎の現位置において強地震の観測資料がある場合は、その地震波を用いる。最も一般に用いられている地震波としては、ELCENTRO-NSがある。

(3) 最大地震加速度

地区によって修正してもよいが、原則としては180galを用いる。

(4) 減衰定数

多柱式基礎は減衰性が悪いので、原則として $\nu=0.05$ を用いる。柱の剛性不足の場合や軟弱な沖積層が厚い場合には、 $\nu=0.02$ の計算をも行うのがよい。

(5) 計算時間間隔と計算時間

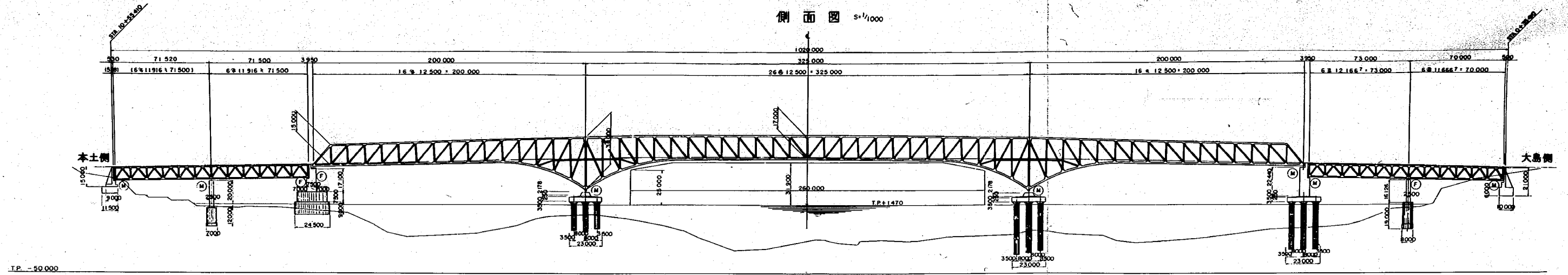
原則として $\Delta T=1/100\text{sec}$ 、 $T=10\text{sec}$ が望ましい。

実用上は、 $\Delta T=1/50\text{sec}$ 、 $T=6\text{sec}$ 位でも可能である。

(6) 数値計算

計算はモーダルアナリシス法を用いて、初期値接続問題として扱うのがよい。この計算は電子計算機により行う。

側面図 $S=1/1000$



平面図 $S=1/1000$

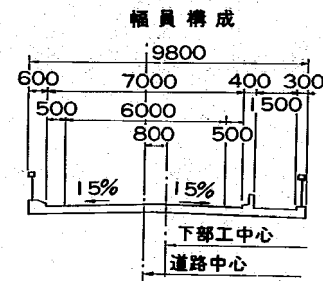
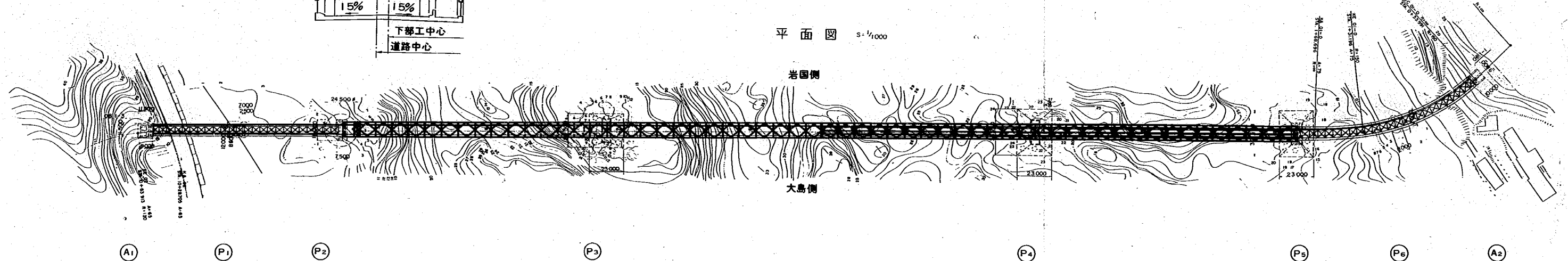


図-13.1 橋梁全体図

橋軸方向

橋軸垂直方向

注：() 内は地下埋高を示す。

土質柱状図

設計条件

上部工	橋梁形式	1 橋梁形式 TL=30 上流側1/22 下流側1/22 7.350 8.000 8.000 7.350			
	反力	単位	単位	単位	単位
自然条件	最大潮流	m	3.980	4.700	4.700
	設計潮流	m	0.19	0.19	0.19
地质条件	許容支持力	単位	330 kgf	330 kgf	330 kgf
	許容埋深	m	100 cm	100 cm	100 cm

設計諸元

名	単位	数値	単位	数値
最大基礎埋深	cm	1.03	単位	1.03
反力	kgf	14.0	単位	14.0
潮流	m	0.19	単位	0.19
許容支持力	kgf	330	単位	330
許容埋深	m	100	単位	100

土質柱状図凡例

○	花崗岩
□	凝灰岩
△	沖積花崗岩
▽	凝灰沖積花崗岩
◇	花崗閃綠岩
◇	片麻岩花崗閃綠岩
◇	凝灰片麻岩花崗閃綠岩
◇	花崗岩
◇	凝灰片麻岩
◇	花崗閃綠岩

図-13.2 P₃基礎一般寸法図

13. 設計例

多柱式基礎の設計例として日本道路公団広島建設局において設計・施工された大島大橋、P₃の設計計算の概要を示す。

13.1 一般寸法図

橋梁全体図を図-13.1に、基礎の一般寸法図を図-13.2に示す。

13.2 構造系のモデル化

(1) 基礎本体のモデル化

図-13.3に示すような立体ラーメン系にモデル化している。なお、各部材の断面性能を表-13.1に示す。

表-13.1 各部材の断面性能

		$A \text{ (m}^2\text{)}$	$I_y \text{ (m}^4\text{)}$	$I_z \text{ (m}^4\text{)}$	$I_x \text{ (m}^4\text{)}$	
く い (柱)	111-117, 131-137, 151-157	1.35	1.17	1.17	2.55	
	311-317, 331-337, 351-357					
	511-517, 531-537, 551-557					
剛 域	117-11, 137-13, 157-15	1.35	23.4	23.4	2.55	
	317-31, 337-33, 357-35					
	517-51, 537-53, 557-55					
頂 版	橋軸方向(⌈)	11-51, 15-55	2.55	6.88	2.61	7.07
	⌈	12-52, 13-53, 14-54	1.96	3.13	2.00	4.62
	橋軸直角方向(⌋)	11-15, 51-55	2.47	6.22	2.52	6.84
		⌋	21-25, 31-35, 41-45	1.79	2.39	1.83
斜 材	11-33, 15-33, 51-33, 55-33	6.00	—	—	—	

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$G_s = 8.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

注1) 全部材の断面性能は、すべて鋼換算されている。

注2) 剛域とは、頂版内に埋込まれたくい(柱)で、頂版の剛度を考慮したものである。

注3) 斜材とは、頂版のせん断変形防止のための仮想部材である。

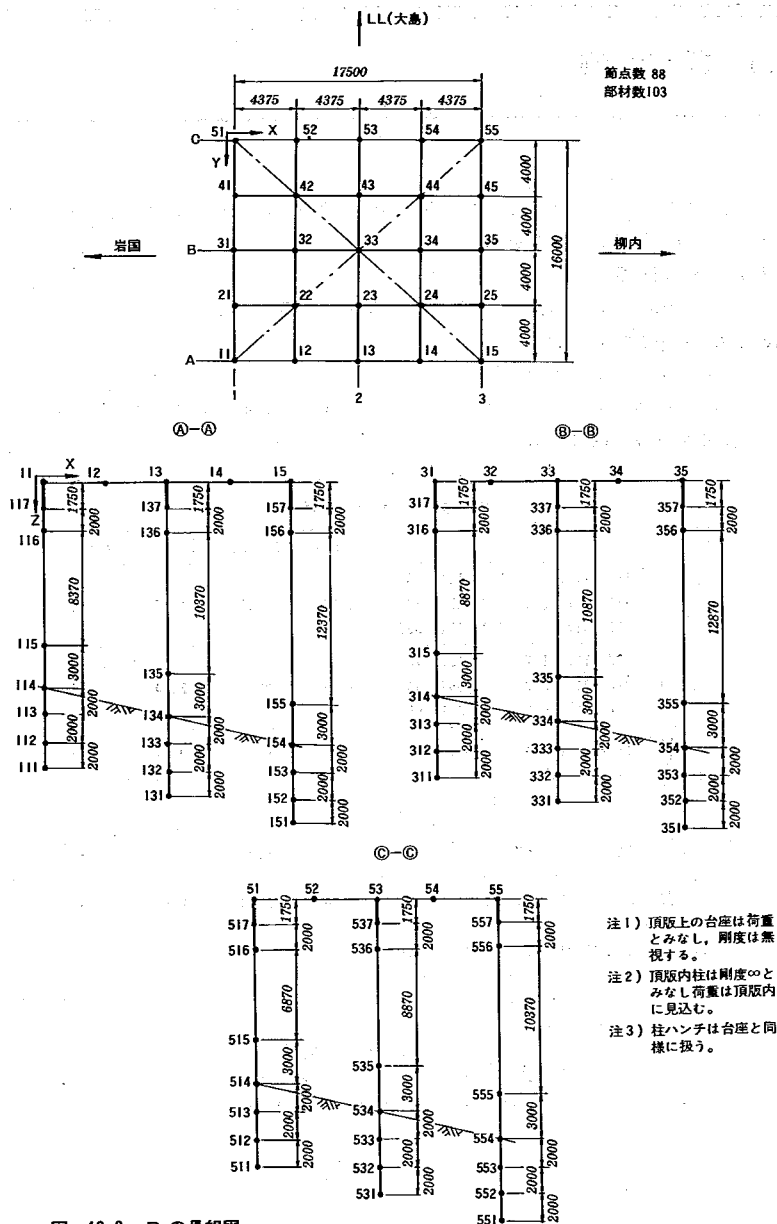


図-13.3 P₃の骨組図

表-13.2 各節点のバネ係数

節点番号	バネの種類	常時	地震時
114, 134, 154 314, 334, 354 514, 534, 554	水平バネ k_H	$1.16 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$2.31 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
113, 112, 133 132, 153, 152 313, 312, 333 332, 353, 352 513, 512, 533 532, 553, 552	水平バネ k_H	$2.31 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$4.62 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
111	水平バネ k_H	$1.16 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$2.31 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	鉛直バネ k_V	$3.49 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$6.97 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	回転バネ k_R	$26.7 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$	$53.3 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$
131	k_H	$1.16 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$2.31 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	k_V	$4.02 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$8.03 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	k_R	$30.8 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$	$61.5 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$
151	k_H	$1.16 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$2.31 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	k_V	$5.85 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$11.7 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	k_R	$44.7 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$	$89.3 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$
311	k_H	$1.16 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$2.31 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	k_V	$3.56 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$7.12 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	k_R	$27.3 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$	$54.5 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$
331	k_H	$1.16 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$2.31 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	k_V	$4.24 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$8.48 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	k_R	$32.5 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$	$64.9 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$
351	k_H	$1.16 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$2.31 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	k_V	$6.05 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$12.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	k_R	$46.4 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$	$92.8 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$
511	k_H	$1.16 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$2.31 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	k_V	$3.64 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$7.27 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	k_R	$27.9 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$	$55.7 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$
531	k_H	$1.16 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$2.31 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	k_V	$3.56 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$7.12 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	k_R	$27.3 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$	$54.5 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$
551	k_H	$1.16 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$2.31 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	k_V	$4.24 \times 10^6 \text{ kg/cm}$	$8.48 \times 10^6 \text{ kg/cm}$
	k_R	$32.5 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$	$64.9 \times 10^9 \text{ kg} \cdot \text{cm/Rad}$

(2) 地盤のモデル化

図-13.3の地中部節点に作用するバネ係数にモデル化する。各節点に作用するバネ係数を一覧表として表-13.2に示す。

(3) 荷重のモデル化

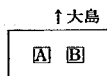
表-13.3に頂版骨線位置における上部工反力を一覧表として示す。この値を骨組荷重にモデル化する。1例として常時のモデル化された荷重図を図-13.4に示す。

表-13.3 上部工反力表

荷 重		省 位 置	A	B
地 震 時	橋 軸 方 向 (L L)	N (t)	3067	3067
		N (t)	2622	2622
		H (t)	170	170
		M (tm)	647	647
	橋 軸 直 角 方 向 (T T)	N (t)	430	4814
		H (t)	499	499
		M (tm)	2023	2023
	暴 風 時 (T T)	N (t)	1068	4176
		H (t)	294	294
		M (tm)	1227	1227
		N (t)	2118	4016
	活 荷 重 載 荷	H (t)	179	179
		M (tm)	750	750
架 設 時 (T T)	架 設 (T T)	N (t)	511	2304
		H (t)	283	283
		M (tm)	1183	1183

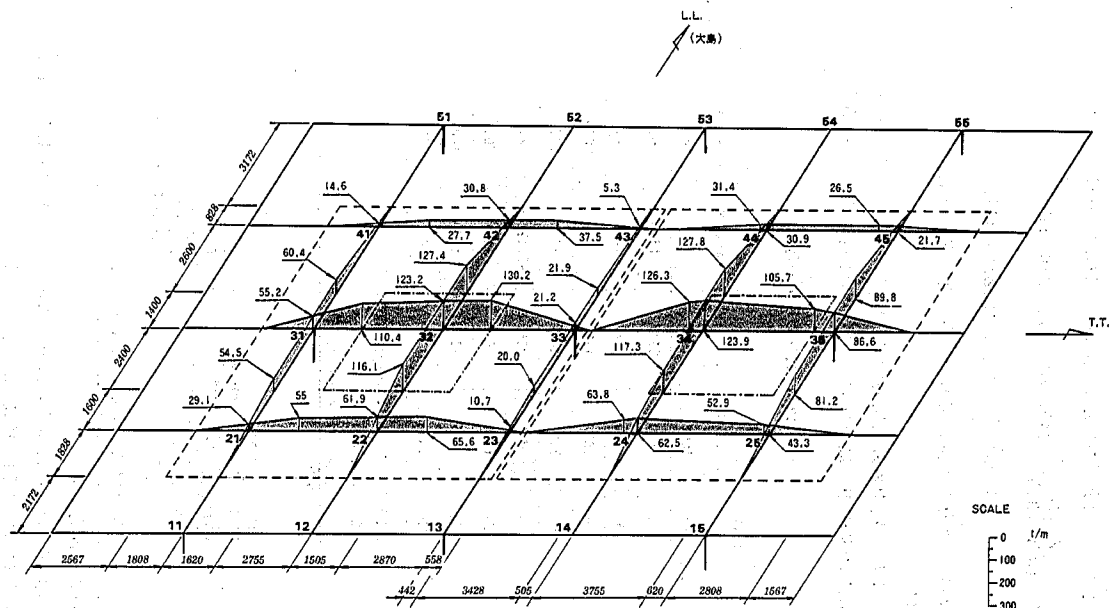
注1) 頂版骨線位置の荷重に換算されている。

注2) A, B省は次図のとおりとする。



13.3 計算結果

前節のインプットデータをもとに、立体ラーメンとして電子計算機により演算する。その結果のうち、くい(柱)反力とLL、TT両方向の中央くい(柱)列の断面力の分布を以下に示す。



注1) 番A, BはともにT.T. ⊕方向に+500mmの施工誤差を考慮している。
 注2) 点線は荷重の影響範囲を示し、一点鎖線は番を示す。

図-13.4 常時上部構造からの荷重

(1) くい(柱)反力

表—13.4に各くい(柱)の反力状態を一覧表として示す。最大反力は常時でB₃くい(柱)で生じ、最小反力は地震時case 3でC₁くい(柱)で生じる。

$$q_{\max} = \frac{2,307}{(\pi/4) \times 3.5^2} = 240 \text{ t/m}^2 < q_a = 330 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\min} = 491 - (1.03 \times \frac{\pi}{4} \times 3.5^2 \times 15.87) = 334 \text{ t}$$

すなわち、浮力を考慮しても引抜きが生ずることはない。

ここに

$q_{\max}$: P₃基礎中の最大反力度で、B₃くい(柱)に生じている。

$Q_{\min}$: P₃基礎中の最小反力で、C₁くい(柱)に生じている。

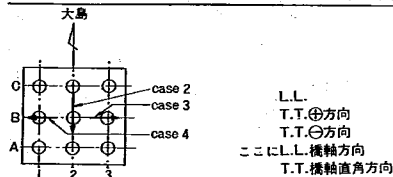
表—13.4 各柱の反力一覧表 (t)

柱番号	常 時	地 震 時			
	case 1	case 2	case 3	case 4	
A ₁	1602	1987	558	2673	
A ₂	1820	2147	1698	1698	
A ₃	1895	2221	2757	738	
B ₁	1837	1752	621	3059	
B ₂	2168	2038	2012	1962	
B ₃	2307	2167	3374 (2249)	813	
C ₁	1529	979	491	2622	
C ₂	1647	1140	1600	1481	
C ₃	1655	1169	2486	550	

注1) ()内の値は常時換算値である。

注2) 常時はcase 1のみ

地震時の各ケースは、下図の地震方向を示す。



注3) 陰影部は最大反力と最小反力を示す。

(2) 各部材の断面力分布

頂版およびくい(柱)に生ずる設計最大断面力の1例をL L、T T両方向の中央くい(柱)列について図—13.5 a)~b)に示す。

くい(柱)の基礎底面に不陸がある場合、基礎全体にねじれが生じるため、L L、T Tの断面力を重ね合せて最大断面力方向で設計している。

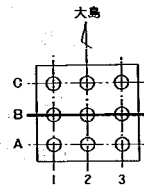
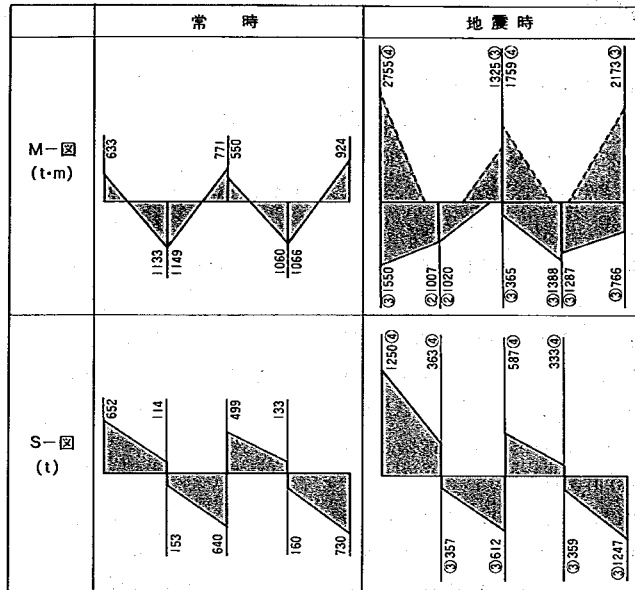


図-13.5 a) B柱列頂版の断面力分布図

注) ○内の数字はCASE番号を示す。

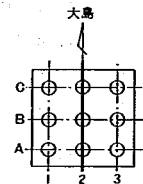
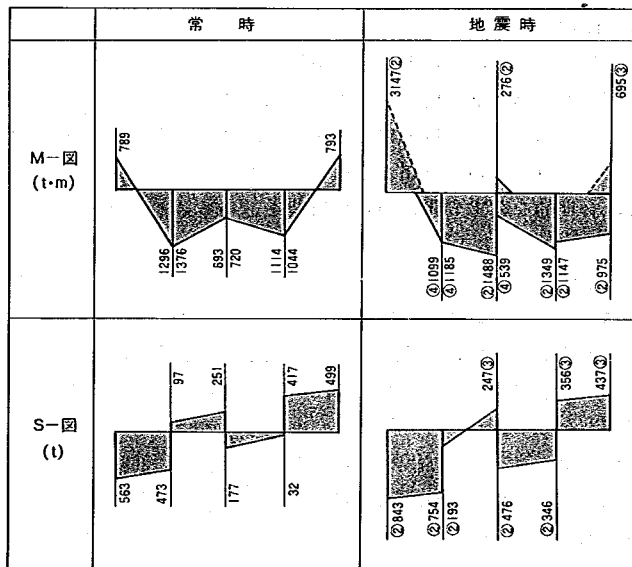


図-13.5 b) 2柱列頂版の断面力分布図

注) ○内の数字はCASE番号を示す。

あとがき

昭和48年度から実施された建設省の総合プロジェクト、新耐震設計法の開発の「橋脚の耐震性に係る耐力と変形性能」に関する研究の一環として、(財)国土開発技術研究センターの耐震技術委員会基礎工部会で、「矢板式基礎などくいを用いた基礎の施工性と構造特性に関する研究」を取りあげてきた。

基礎工部会では、昭和51年度、鋼管杭協会に「多柱式基礎およびパイルベント基礎の設計法のまとめ」について委託した。それを受けて鋼管杭協会でまとめたのが、本報告書である。多柱式基礎（パイルベント基礎）の施工実績調査から現行の設計法についてまとめ、一応の設計法を提案することができた。しかし、まだ残された問題も多く、今後の課題を以下に指摘して結びとする。

(i) 設計計算法

多柱式基礎の設計計算法は何種類があるが、これらの計算法は各構造物の規模と特性により適宜使い分けられていて、まだ基準化されていない。現在ある計算法を進展させ、一般化した技術基準をまとめることが必要である。

(ii) くい(柱)の荷重分担

基礎が大型化するにつれ、頂版の変形が無視できなくなる。またくい(柱)の間隔も直径の2.5倍を確保できない場合が生じてくる。その他、くい(柱)の変形や支持地盤の力学特性、荷重の大きさなどによっても各くい(柱)の荷重分担が変化するであろう。これらの関連を追求し、合理的な荷重分担について研究を進めることが重要と思われる。

(iii) ねじれ剛性

多柱式基礎は、ケーソン基礎に比べてねじれ剛性が乏しい。基礎の施工基面に不陸がある場合や地盤条件が変化している場合、必然的に基礎のねじれが問題となる。必要剛性とその評価方法についての検討が必要となろう。

(iv) 耐震設計

耐震設計法については、多柱式基礎の構造特性を考慮した手法を進展させる必要がある。特に、力学モデルへの置換の方法や地震入力の与え方、減衰定数のとり方などについて十分な検討を要しよう。

参考文献

(a) 基準類

- 1) 「道路橋下部構造設計指針・くい基礎の設計篇」(昭51.8 日本道路協会)
- 2) 「コンクリート標準示方書」(昭49.9 土木学会)
- 3) 「本州四国連絡橋下部構造設計基準同付則」(昭51.4 本州四国連絡橋公団)
- 4) 「鉄骨、鉄筋コンクリート構造設計指針(案)」(昭50.3 土木学会)
- 5) 「道路橋耐震設計指針・同解説」(昭47.4 日本道路協会)

(b) 雑誌, 学会論文等

多柱式基礎の構造特性

- 1) 多柱基礎工法 (現場技術者のための最新の基礎工法 1965)
- 2) 多柱基礎の性状について (土質工学会講演集 1971.6 No.148)
- 3) 多柱基礎の荷重分配性状について (土木学会講演集 1973.10 I-6)
- 4) 多柱基礎の構造特性 (橋梁と基礎 1972 Vol.6 No.9)
- 5) フーチングの剛性と杭反力の関係(第11回道路会議 No.510)
- 6) 自由長のあるくい基礎の水平抵抗(第9回土質工学会研究発表会 No.141)

多柱式基礎の実験

- 7) 多柱式基礎の立体振動 (第24回土木学会講演集 1969.9)
- 8) 多柱基礎の連成立体振動 (土木学会論文集 1971.10第194号)
- 9) 多柱式基礎の振動実験 (土と基礎 1972. Vol.20 No.7)
- 10) 大島大橋の概要と海上実験工事(土木技術 1971. Vol.28 No.7)
- 11) 琵琶湖大橋橋脚の振動について(橋梁 1966. Vol.1 No.1)
- 12) 大島大橋の多柱基礎実験工事(上)(橋梁と基礎 1974. Vol.8 No.2)
- 13) 同 上 (下)(橋梁と基礎 1974. Vol.8 No.3)
- 14) 多柱基礎の振動特性について(土木学会講演会 I-206)
- 15) 多柱基礎の動的特性に関する実験的研究(土木学会講演会 I-207)

多柱式基礎の設計

- 16) 大島大橋多柱式基礎の設計 (施工技術 1974. Vol.7 No.8)
- 17) 多柱式基礎の設計法 (土木技術 1967. Vol.22 No.6)
- 18) 多柱式基礎の設計, 施工例 (基礎工 1973. Vol.1 No.5)

多柱式基礎の計画および施工

- 19) 青柳橋多柱式基礎の施工 (橋梁と基礎 1970. Vol. 4 No.12)
- 20) 大島大橋の計画と基礎施工上の問題点(施工技術 1971. Vol. 4 No. 1)
- 21) 大島大橋多柱式基礎のモルタル及びコンクリートの施工
(コンクリート工学 Vol.13 No.9)
- 22) 大島大橋の計画 (橋梁と基礎 1971. Vol. 5 No. 3)
- 23) 大島大橋下部工工事の施工 (土木施工 1973. Vol.14 No. 2)
- 24) 岐阜県青柳橋における多柱式基礎の施工(土木施工 1971. Vol.12 No. 1)
- 25) 大島大橋多柱式基礎の施工 (施行技術 1974. Vol. 7 No.11)
- 26) 大島大橋下部工の施工—多柱式基礎(橋梁と基礎 1975. Vol. 9 No. 2)
- 27) 大島大橋の計画と現況 (第11回道路会議論文集 No.501)
- 28) 琵琶湖大橋の設計計画について(橋梁 Vol. 1 No. 3)
- 29) 琵琶湖大橋の概要について (橋梁 Vol. 1 No. 3)
- 30) 琵琶湖大橋基礎構造の設計と施工(橋梁 Vol. 4 No. 1)