

# 大型連続地中壁基礎の設計

大阪第三建設部 設計課 福岡 悟  
同部 同課 中村 忠春

## 要 約

現在施工中の大阪府道大阪東大阪線港工区において、橋梁の基礎として大型の連続地中壁基礎（平面形状 20.5 m × 12.0 m）が採用された。これは、他の基礎形式（ケーソン・杭基礎等）に比べて隣接構造物への工事中の影響が少ないこと、平面形状が小さくでき、かつ分割施工が可能なることから工事用地を少くできること、掘削機械の開発や、施工管理技術の発達により、連続地中壁の信頼性が増大したことなどが採用に当たっての大きな理由である。

しかし連続地中壁基礎の施工例は比較的少く、設計法も十分には、確立されていないのが実情である。そこで当基礎（P<sub>10</sub>）の設計に先だち、まず連続地中壁基礎の設計法について、耐震性状も含めた各種の検討を行い、設計指針の作成を試みたので、その概要と検討の経緯について述べるとともに、それに基づく実施設計の概要について報告するものである。

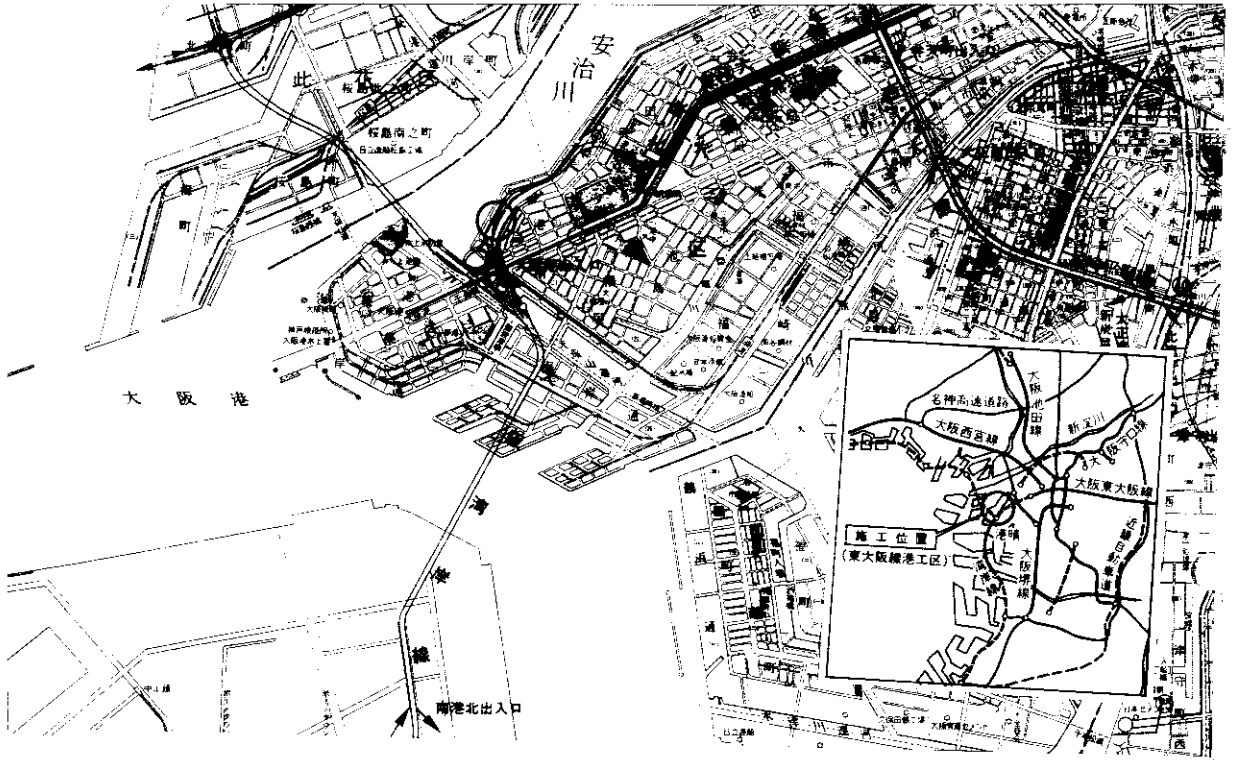
## はじめに

現在、施工中の大阪府道高速大阪東大阪線港工区付近は、大型トラックが頻繁に出入し、荷物を積卸しするフォークリフトが行き交う大型倉庫群の間を通過するため工事場所を極力小さくする必要がある（図-1、図-2）。中でもP<sub>10</sub>橋脚の基礎は、大型冷凍倉庫とはほぼ接するような位置関係にあたるため、非常に、厳しい制約下での施工を強いられることから、橋脚の基礎として連続地中壁基礎（以下連壁基礎と記す）を採用した。その理由として、場所打ち杭基礎に比べて平面形状が小さくでき、かつ分割施工が可能であることから既設の大型倉庫群の業務活動に対して支障を少なく施工ができること、ケーソン基礎に比べて周辺地盤を乱さずに施工するため、工事中における

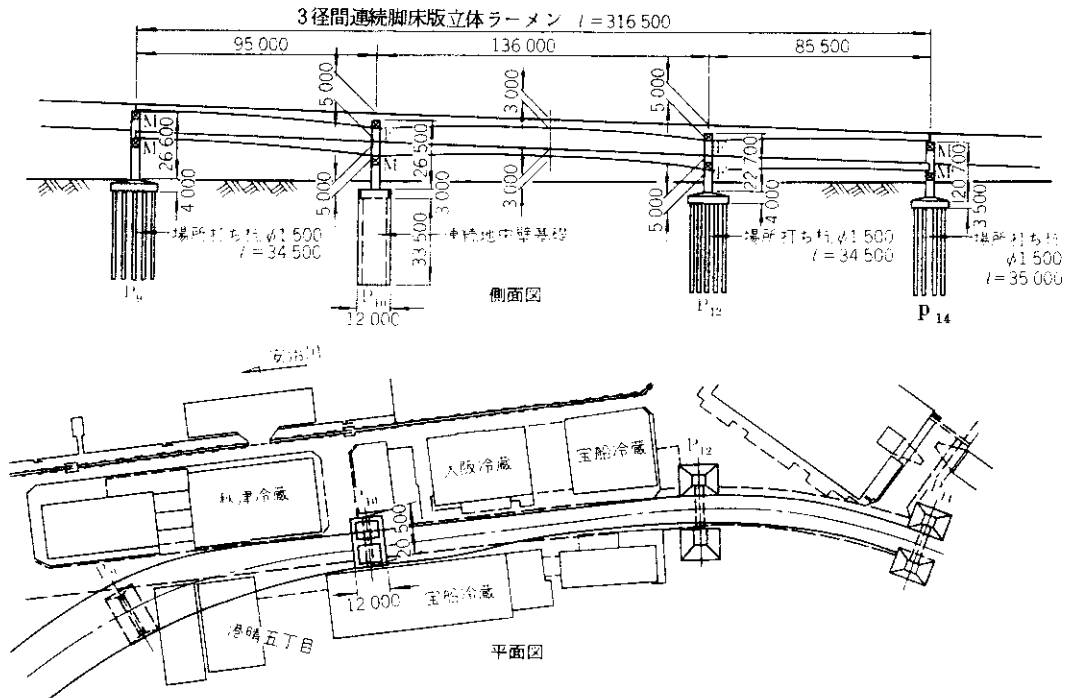
隣接構造物への影響を少くできること、などが挙げられる。

ところで、橋梁の基礎として連壁基礎を用いた例は、国鉄新幹線<sup>1)</sup>、首都高速道路公団<sup>2)</sup>、阪神高速道路公団<sup>3)</sup>、などに近年施工実績があり、また現在計画中のものも数例見うけられる。これは、掘削機械の開発や、施工管理技術の発達により連壁の信頼性が高まったこと、そして工期、安全性、施工中の公害、周辺地盤への影響などの面でケーソン工法より優れていることが注目されてきたことによる。したがって今後は、さらに多方面にわたって連壁基礎は、ふえてゆくものと予想される。

このことから一般性のある連壁基礎の設計法の確立が急がれるところであるが、これまで個々の施工例で幾つかの設計法が提案されているものの、従来の基礎構造物（杭基礎、ケーソン基礎等）との整合性という点については、十分議論されてい



図一 大阪府道大阪東大阪線港工区的位置



図二 一般図および近接する大型倉庫群

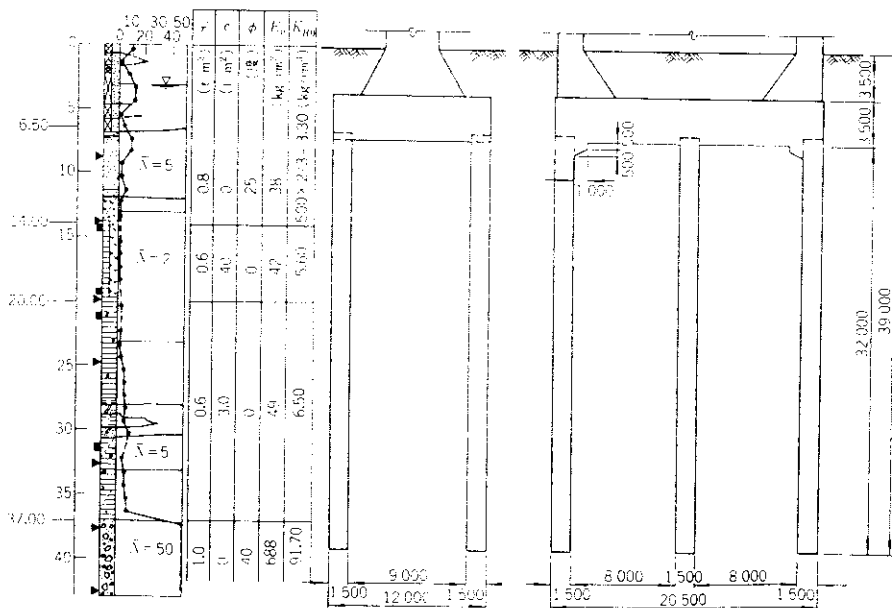
ないように見受けられる。とくに今回のように深く大型の連壁基礎は実施例がなく、耐震設計面からの評価を含めた設計法に関する検討が重要と思われる。

以上の趣旨からP<sub>10</sub>基礎の設計に先だち各種の検討を行い、連壁基礎の設計指針を作成したので以下にその大要を報告するとともに、併せてそれに基づく実施設計の結果について述べる。

## 1. 計画概要

大阪東大阪線は、東大阪市水走を起点に、大阪市港区港晴において湾岸線に接続する路線で、総延長19.1 kmのうち10.7 kmが供用中、残りの部分が現在施工中である。今回設計対象となる部分は、港晴付近(港工区)に含まれる高架橋の基礎であり、その主要諸元および地質概要は、次のとおりである。(図-2)

- (1) 上部工形式 3径間連続鋼床版2層ラーメン橋
- (2) 支間割 95.0 m + 136.0 m + 85.5 m
- (3) 総幅員 23.6 m ~ 10.9 m



注) kmは常時の値  
地震時は2倍の値

図-3 地質柱状図および基礎寸法

- (4) 基礎形式 連壁基礎(平面形状12.0 m × 20.5 m、深さ33.5 m)
- (5) 地質概要 図-3に示す。

## 2. 連壁基礎の設計指針

### 2-1 設計の基本的な考え方

連壁基礎は、その支持機構からみて杭基礎とケーソン基礎との中間に位置するものであるが、剛性、支持力ともにケーソン基礎に匹敵することから、設計上、基本的にはケーソン基礎に準じて取扱ってよいと考えられるが、連壁基礎とケーソン基礎とは次のような相異点がある。

- (1) 地盤と構造物側面との密着性に伴う支持力特性の違い
- (2) 構造物の一体閉合性に伴う断面剛性の違い  
前者については、ケーソンの場合、鉛直支持力の大半を底面の支持地盤にとらせるのに対して、連壁基礎は、施工的に場所打ち杭基礎と全く同じであることから、支持力を考えるうえで周面摩擦力を期待でき、底面支持と摩擦支持の複合支持として設計することになる。また水平方向の支持力に

関しては、連壁基礎はケーソン基礎に比して側面の剪断抵抗力を十分考慮することが可能である。

後者については、まず鉛直方向の剛性に関してケーソンは平面形状が完全な一体構造であることから、100%設計断面としてみなせるのに対し連壁基礎は壁体を幾つかのエレメントに分割して施工することから、相互を結合する継手構造の信頼性の度合に応じて全体剛性の低減を考慮する必要がある。

以上のようなことから設計計算上以下のような仮定にもとづき計算することにした。

- ① 基礎本体は原則として弾性体として取扱う。
- ② 基礎底面は壁体断面部分のみを抵抗断面として期待するのを原則とする。
- ③ 地震時の評価において、原則として内部土は、抵抗力として期待しない。なお、耐震設計地盤面より上にある内部土については、慣性力を荷重として考慮する。
- ④ 連壁基礎周囲の地盤は、前面の水平バネ、側面のせん断バネ、底面の鉛直バネおよびせん断バネでモデル化する。
- ⑤ 連壁単体エレメント相互を結合する鉛直継手は、曲げモーメントおよびせん断力を伝達できる構造を原則とする。

(注)

①について 他の基礎形式の設計法との整合性を考慮して、連壁基礎は原則的には弾性体と定義するが、道示<sup>4)</sup>に示される「基礎の設計区分」と同様に $\beta \cdot l$ の値が1.0以下の場合には、ケーソン基礎と同様、剛体として取扱っても実用上さしつかえないと思われる。

②について 基礎底面はケーソン基礎と異なり開放されたものとなるので、基礎底面の支持は壁体部分のみを抵抗として考えるが、壁面と内部土の鉛直方向せん断抵抗が期待できるような場合(たとえば、比較的硬い地盤に十分根入れされた場合)には、閉塞していると見なしてもさしつかえないと考えられる。

③について 内部土については、周辺地盤を含めたFEMモデルによる動的応答解析などの検討結果(後述)から判断して、内部土は地震時において壁体とほぼ同一の挙動を示すと考えられるので原則として耐震設計上は、抵抗ばねとして考慮しないこととした。

④について 連壁周囲の地盤については、連壁基礎の構造特性を反映して上記のような4つのバネでモデル化し、地盤の鉛直反力度、水平反力度、せん断抵抗、変位量を算出し、それぞれが、あらかじめ設定した許容値を上回らないように設計してゆく。また本体の部材断面についても、同様にして求めた地盤反力が作用するものとして断面を設計してゆく。

⑤について 基礎として十分な剛性を保持させるために連壁単体エレメント相互を結合する鉛直継手が設けられる。したがって継手部は、曲げモーメントおよびせん断力を伝達できる剛結構造が望ましいが、この場合継手の構造、施工が複雑になるので、施工条件によっては、せん断力のみを伝達するピン構造とすることも考えるべきであろう。なお、設計計算上は、継手構造の信頼性の度合に応じて継手効率の評価を行い全体剛性の低減を考慮してゆくことになる。

## 2-2 支持地盤および根入れ長さ

連壁基礎の底面は、原則として良好な支持層に貫入させるものとし、その支持層への根入れ長さは、場所打ち杭に準じて、壁厚程度とした。

## 2-3 安定計算

安定計算は、図-4のモデルで行う。

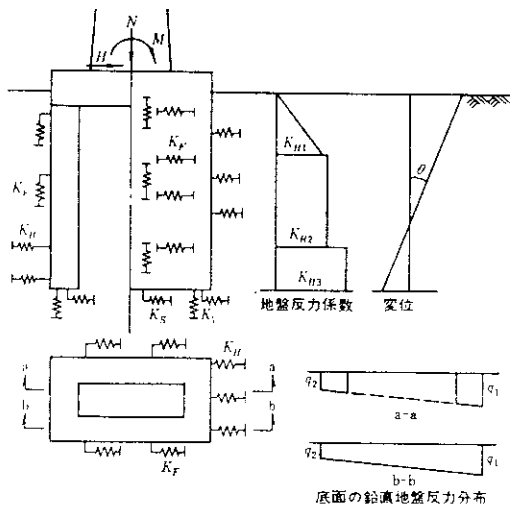
継手部の剛性低下については、構造、施工法により適宜決められることであるが、通常の剛結継手の場合、安定計算上は、100%の剛性を評価してよいと考える。

バネ定数については、以下のように考える。

- ① 前面地盤の水平方向地盤反力係数 $K_H$ は、道示<sup>4)</sup>に準拠して式(1)より求める。

$$K_H = K_{H0} (BH/30)^{-3/4} \dots\dots\dots (1)$$

ただし $K_{H0}$ は、直径30cmの剛体円板によ



- M : 上部構造から伝達される曲げモーメント
- N : 上部構造から伝達される鉛直力
- H : 上部構造から伝達される水平力
- K<sub>H</sub> : 荷重方向前面および背面で圧縮に対して効く水平ばね
- K<sub>V</sub> : 基礎底面の壁体断面に対して効く鉛直ばね
- K<sub>S</sub> : 基礎底面のせん断ばね
- K<sub>F</sub> : 基礎外周面に対して効くせん断ばね

図-4 安定計算モデル

る平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数、 $B_H$  は、基礎の換算載荷幅。

- ② 外周面の水平および鉛直のせん断バネ定数  $K_F$  は、式(2)より求める。

$$K_F = \alpha K_H \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 $\alpha$ は、前面の水平地盤反力係数に対するせん断バネ定数の比であり一般的には、0.3～0.9の間の値をとるといわれているが、一応ここでは、これまでの実験結果等を参考に  $\alpha = 0.6$  を提案する。しかしこの値については、今後さらに検討が必要であろう。

- ③ 底面の鉛直方向地盤反力係数  $K_V$  および水平方向せん断バネ定数  $K_S$  については、道示に準拠して式(3)、(4)より求める。

$$K_V = K_{V0} (A_0 / 30)^{-3/4} \dots\dots\dots (3)$$

$$K_S = \lambda K_V \dots\dots\dots (4)$$

ただし、 $K_{V0}$ は、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地盤反力係数とし  $\lambda$  は 1/3～1/4 の値を採用する。また  $A_0$  は底面の換算載荷幅。

#### 2-4 地盤の許容支持力度および許容変位量

地盤の許容支持力度および許容変位量は、道示の場所打ち杭およびケーソンの項に準じて以下のように許容値を設定する。

- ① 前面地盤の許容水平支持力度は、地盤の受動土圧強度を次の安全率で除した値とする。  
常時 1.5 地震時 1.1
- ② 周面地盤の許容せん断支持力度は、下記に示す外周面摩擦力度を安全率で除した値とし、水平方向および鉛直方向のせん断抵抗力の合力がこの許容値を超えないようにする。  
○ 外周面摩擦力度 ( $t / m^2$ )  
砂質土 0.5 N ( $\leq 20$ )  
粘性土 C または N ( $\leq 15$ )  
○ 安全率 常時 4 地震時 3
- ③ 底面地盤の許容鉛直支持力度は下記に示す底面の極限支持力度を安全率で除した値とする。

- 極限支持力度 ( $t / m^2$ )  
砂礫または砂層 300  
硬質粘土層  $3q_u$  ( $q_u$  は一軸圧縮強度)

- 安全率 常時 3、地震時 2
- ④ 底面地盤の許容せん断抵抗力は、基礎と地盤との間に働くせん断抵抗力を次の安全率で除した値とする。  
常時 1.5 地震時 1.2
- ⑤ 連壁天端での変位は、上部構造の機能と安全性を保持するうえで許容しうる変位量をとえないようにする。

なお、連壁基礎の変位については、設計上、4種類の地盤反力に対して許容値を設けて、この値を超えないように設計することになっているので、この意味では、下部構造からは、変位に制限を設ける必要はないと考えられる。したがって上記のような記述としたが、連壁基礎の場合、ケーソン基礎に比べて側面の摩擦抵抗力を比較的大きく見

込んでいるため、極端に大きな変位量（一応の目安として基礎幅の1/100程度）が生じる場合には、ばね定数を補正する必要がある。

## 2-5 部材の設計

連壁本体は次のような考え方で設計する。

- ① 部材の応力計算上の有効厚は公称壁厚と同等を原則とする。
- ② 側壁の水平方向の応力計算を行う場合は、荷重を側壁および隔壁で受けるものとし、側壁ならびに隔壁の位置に支点を設けた構造として解析する。また側壁の鉛直方向については、各水平断面に働く垂直応力度に対して安全ように配筋する。
- ③ 隔壁についても側壁と同様にして応力計算を行う。
- ④ 側壁に設ける継手は剛結継手とし、側壁と隔壁の接合部は、せん断継手を原則とする。なお継手部の応力照査は、その構造形式、施工条件に応じて適宜、許容応力度を低減する。

（注）

①について 一般に連壁基礎は、設計上掘削精度の高い施工が要求されており、壁面崩壊に対してベントナイトを主剤とする安定液または、ポリマーを主剤とする安定液などを使用して慎重な管理がなされることから、設計上断面欠損を考慮する必要はない。しかし軟弱地盤等土質条件の悪い所でベントナイト濃度の高い安定液を使用する場合や、やん断継手のように比較的高い施工精度が期待できない箇所では、若干の断面欠損を考慮する必要がある。

②について 連壁基礎は、施工時に内部の地盤を掘削することはないので、杭基礎と同様に本体部材の設計においては、竣工後の荷重のみを考えればよい。そして水平方向の応力計算を行う場合は、安定計算により求められた地盤反力を図-5に示すようなモデルに作用させて設計する。なお、連壁基礎は、ケーソンと異なり、施工上から

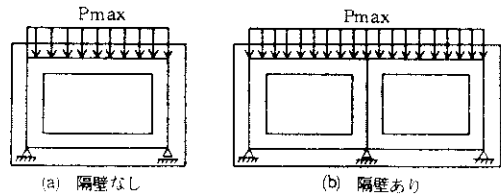


図-5 部材計算モデル

壁厚が決定されることにはならないので、鉛直方向の応力度についても検討しなければならない。

③について 隔壁の壁厚は、応力計算上不必要であっても、施工上の理由から側壁と同じとし、鉄筋量は有効断面の0.4%以上入れることにする。

④について 曲げモーメントおよびせん断力を伝達できる継手を剛結継手と定義するが、この場合、一般に次の3つの条件を満たしておけばよいと考える。

- a 鉄筋の継手長さ  $40\phi$  以上であること
- b 先行鉄筋と後行鉄筋の主筋純間隔が15cm以下であること
- c 接合面および側面は、鋼板または、鋼板同等のもので被覆していること。

また、継手部の応力照査においては、その構造、施工条件に応じて許容応力度を低減しなければならないが、図-6に示すような剛結継手等の場合においては、既往の実験結果等から図示する範囲の許容応力度を20%程度低減しておけば十分である。

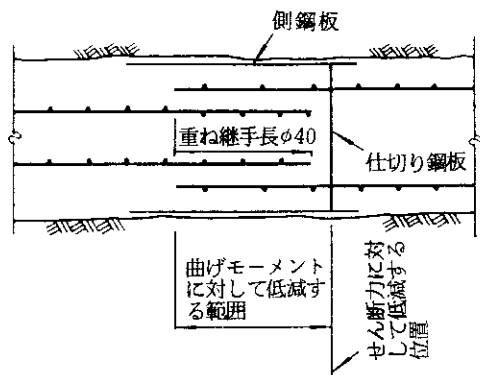


図-6 剛結継手構造例と許容応力度を低減して計算する範囲

（阪神高速道路路大阪ICにおける実施例）

### 3. 連壁基礎の動的挙動に関する検討

#### 3-1 検討の目的と方針

連壁基礎は、形式的にみれば、ケーソンと同一とみなせるが、内部土を乱さずに施工するため、内部の土を地震時に抵抗バネとして期待できるかどうか、設計上の一つのポイントになる。そこで、地震時の内部土の動的挙動を把握することを主眼とした振動解析を行い、前節で述べた安定計算法の妥当性を検証する。

ところで、動的評価を行う場合、上部工-基礎-地盤系の相互作用効果を適切に表現できる解析方法が必要になってくる。この方法については、種々の方法が提案されているが、ここでは、FEMモデルによる動的解析によって検討を進める。そして解析モデルは、内部土に着目して次の3ケースを考えた。(図-7)

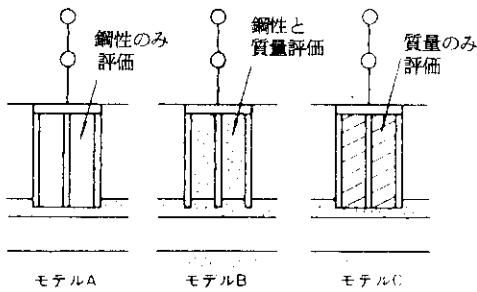


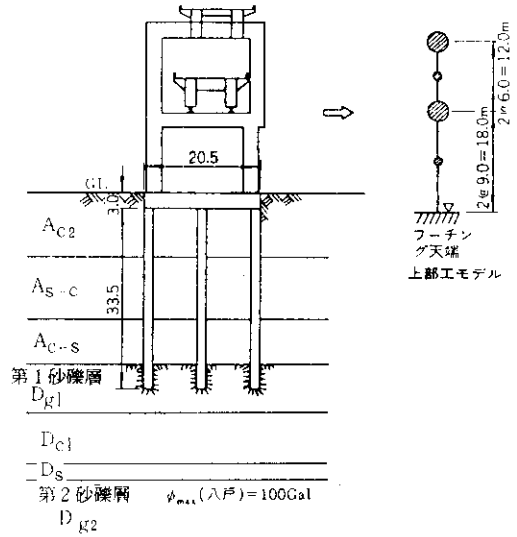
図-7 計算モデル

モデルA：内部土砂の剛性のみを考慮し質量は無視する。

モデルB：内部土砂の剛性および質量を考慮する。

モデルC：内部土砂を連壁の付加質量として考慮する。

このような各モデルについて応答解析を行えば、モデルAとBの比較から内部土の質量効果を、モデルBとCの比較から内部土の剛性効果を定性的に検討することができる。なお、モデルBでは、内部土と連壁との間に摩擦抵抗力を評価できるように、対応する各々のFEM要素間にせん断バネを介在させる。



	E (t / m <sup>2</sup> )	G (t / m <sup>2</sup> )	h (m)	
上部工(上路桁)			2	
橋脚	2.1 × 10 <sup>7</sup>	8.1 × 10 <sup>6</sup>	2	
上部工(下路桁)	-	-	2	
フーチング	2.7 × 10 <sup>6</sup>	1.16 × 10 <sup>6</sup>	5	
連続地中壁	2.7 × 10 <sup>6</sup>	1.16 × 10 <sup>6</sup>	5	
地盤	A <sub>c</sub>	4,060	1,450	6
		3,220	1,150	7
		2,660	950	8
		2,352	840	10
	A <sub>s-c</sub>	2,240	800	10
		2,100	750	11
	A <sub>c-s</sub>	1,680	600	24
		9,100	3,250	7
	D <sub>K1</sub>	9,100	3,250	7
		62,720	22,400	17
	D <sub>C1</sub>	62,720	22,400	17
		18,620	6,650	7
18,620		6,650	7	
D <sub>S</sub>	18,620	6,650	7	
	49,000	17,500	16.5	

図-8 解析モデルおよび入力データ

#### 3-2 入力データ

図-8に上部工-基礎-地盤系の解析モデルと入力データを示す。また入力波形は、比較的長周期成分が卓越している十勝沖地震の八戸港の記録を用い、入力加速度100gal、そして入力位置は、第2砂礫層上面とした。

### 3-3 解析結果と考察

図-9に最大加速度応答分布、図-10に最大変位分布、図-11にフーチング天端での加速度応答スペクトル、また表-1に最大加速度応答、表-2に最大変位応答(モデルB)をそれぞれ示す。解析結果より次のことが推察される。

- ① 加速度応答分布図(図-9)より、連壁基礎は、自然地盤とほぼ同一の応答を示すことがわかる。また変位応答分布図(図-10)より、連壁基礎は、ほぼ剛体運動をすると考えられる。なおこのときのフーチング天端での

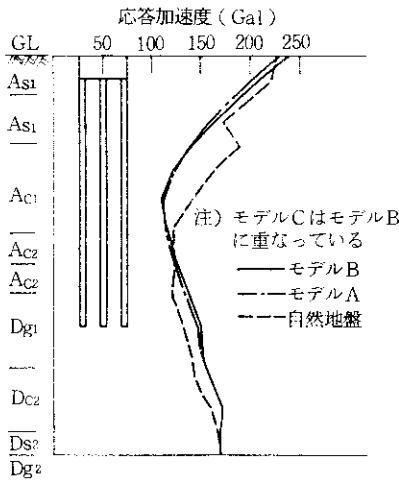


図-9 最大加速度応答分布(橋軸直角方向)

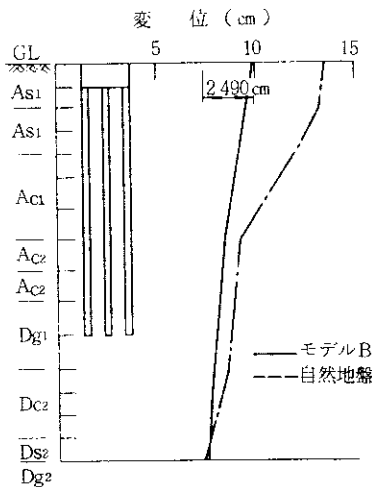


図-10 最大変位応答分布(絶対変位)

最大変位応答は、約2.5 cmである。

- ② 表-1からもわかるように内部土の加速度応答は連壁より若土の付加質量効果があるもののほぼ同じような挙動をしていると考えられる。
- ③ モデルA、B、Cの比較から(図-9、表-1)次のことが言える。すなわち、BはAより応答値が大きく、BはCとほとんど一致している。このことから内部土によるバネ効果は期待できず質量作用のみ及ぼすことがわかる。

以上のことから、内部土の存在によって若干の付加質量効果のみが生じることが明らかになった

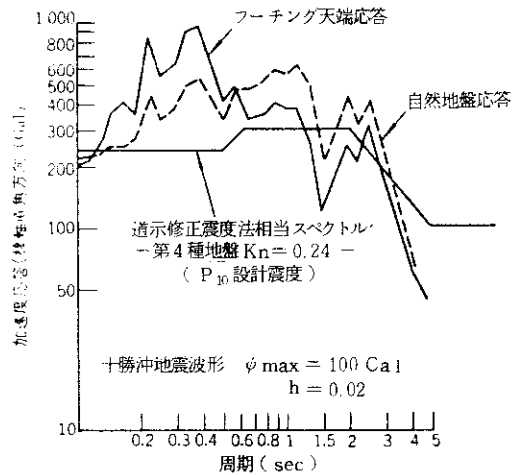


図-11 加速度応答スペクトル

表-1 最大加速度応答(単位 Gal)

階	土位置	モデルA		モデルB		モデルC		自然地盤
		連壁	内部土砂	連壁	内部土砂	連壁	内部土砂	-
1	上部土位置	1,397	-	1,138	-	1,140	-	-
1	フーチング天端	232.6	-	239.1	-	239.1	-	227.9
2	As1	205.3	-	211.0	-	210.9	-	222.9
3	As1	183.7	183.0	188.8	190.3	186.7	-	206.4
4		152.1	158.2	163.3	164.5	163.3	-	173.9
5	Ac1	138.4	137.9	136.8	140.3	139.8	-	187.6
6		120.9	120.9	121.4	121.5	121.5	-	164.6
7	Ac2	109.7	110.2	109.4	116.6	109.4	-	142.1
8		113.3	113.5	114.5	115.3	114.6	-	121.3
9	Ac2	121.6	121.9	123.5	124.2	123.6	-	123.7
10		132.3	132.7	135.0	135.9	135.2	-	119.9
11	Dg1	147.1	146.4	149.4	148.8	149.5	-	131.8
12		151.2	-	152.1	-	151.1	-	141.5
13	Dc1	-	161.3	-	162.2	-	161.7	148.5
14		-	170.2	-	170.9	-	170.5	160.5
15	Ds2	-	167.8	-	167.9	-	167.8	166.7
16		-	-	-	-	-	-	167.2

注) 入力波: 十勝沖八戸産  $\phi_{max} = 100 \text{ Gal}$



表一 2 最大変位応答(モデルB)(単位cm)

	連 壁		内部土砂 外側土		連壁と外側土との相対変位
	絶 対	相 対*	絶 対	絶 対	
1	9.890	2.490	-	9 -	-
2	9.713	2.313	-	9.545	0.168
3	9.509	2.109	9.517	9.384	0.125
4	9.270	1.870	9.277	9.186	0.084
5	9.055	1.655	9.060	8.983	0.072
6	8.842	1.442	8.845	8.798	0.044
7	8.595	1.195	8.598	8.556	0.029
8	8.382	0.982	8.384	8.339	0.043
9	8.210	0.810	8.213	8.149	0.061
10	8.074	0.674	8.078	7.981	0.093
11	7.957	0.557	7.946	7.818	0.139
12	7.755	0.355	-	7.678	0.077
13	7.619	0.219	-	7.600	0.019
14	7.543	0.143	-	7.532	0.011
15	7.473	0.073	-	7.482	-0.009
16	7.400	0.0	-	-	-

注) 入力波: 十勝沖八戸港  $\theta_{max} = 100 \text{ Gal}$   
 \* : 基礎の動きに対する相対変位

が、解析結果からもわかるように定量的にはわずかであり、設計上は無視しうるものと考えられる。したがって、連壁基礎の地震時の安定計算を進めるうえで内部土による水平方向の支持効果および慣性力は、無視してよいと結論づけられよう。

ただし、以上の解析結果は当該地点の比較的軟弱な地盤での結果であり、地盤条件、連壁基礎の規模等が異なれば、またちがった結果になることも十分考えられる。したがってこれまでの結論はあくまでも  $P_{10}$  に限った結論であり、一般性のある設計法を議論するためには、地盤条件、形状等をパラメーターにしたより詳しい検討が必要になるろう。

表一 4 安定計算結果

項 目	単 位	橋 軸 方 向		橋 軸 直 角 方 向		
		ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4	
変位(基礎天端)	鉛 直	cm	2.17	0.81	2.17	0.87
	水 平	cm	0.75	-0.32	0.87	2.02
	回 転 角	rad	$0.250 \times 10^{-3}$	$0.828 \times 10^{-4}$	$0.299 \times 10^{-3}$	$0.673 \times 10^{-3}$
前 面 反 力	最 大	t/m <sup>2</sup>	-2.39	-5.30	-5.64	-19.07
	(補正後)	"	"	-4.51	-	-9.54
底 面 反 力	最 小	"	109.1	81.2	115.0	146.5
	最 小	"	95.0	71.9	87.7	16.5
最大断面力	軸 力	t	11,505	10,850	11,909	10,381
	せん断力	t	272	-1,197	-428	-1,335
	曲げモーメント	t・m	4,835	26,284	14,184	49,328

表一 3 頂版中心作用荷重

	ケース	荷 重 ケース	水平力 (t)	鉛直力 (t)	曲げモーメント (t・m)
橋 軸 方 向	1	常 時	272	12,141	2,510
	2	地 震 時	-1,197	10,850	26,280
橋 軸 直 角 方 向	3	常 時	107	12,141	-13,185
	4	地 震 時	1,271	10,802	-40,980

#### 4. $P_{10}$ の設計

以上のような検討結果を踏えて  $P_{10}$  の詳細設計を行ったのでその大要を述べる。

##### 4-1 設計条件および基本寸法

コンクリート設計基準強度  $\sigma_{CR} = 240 \text{ kg/cm}^2$   
 鉄筋 S D 30  
 頂版中心作用力 表一 3 参照  
 基本寸法 図一 3 参照

##### 4-2 安定計算

2 節で述べた設計手法に基づいて安定計算を行った結果を表一 4 に示す。

##### 4-3 連壁本体の設計

側壁および隔壁の配筋を図一12に、継手位置とその構造を図一13に示す。

##### 4-4 頂版の設計

頂版構造は、用地幅の制約から橋脚外面と基礎の外縁が、ほぼ一致するため通常のアンカーフレームを設けることができないので、図-14に示すようなSC構造とした。また頂版と連壁との結合は、アンカーボルトを設けて鉄骨構造と連壁の一体化を図る構造とした。

#### 4-5 主要数量

P<sub>10</sub>基礎の主要数量（頂版部分除く）を表-5に示す。

#### あとがき

道路橋の基礎として連壁基礎を用いる場合の設

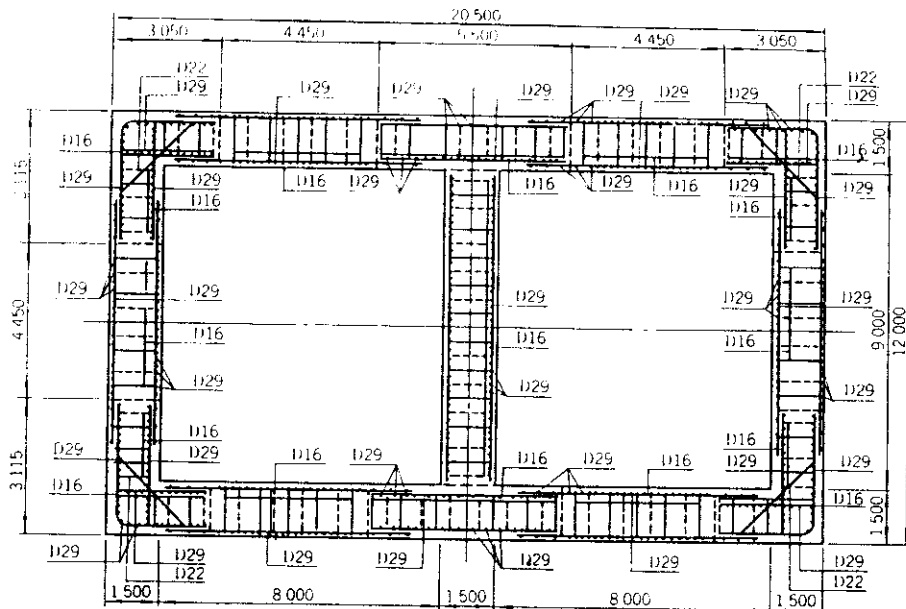


図-12 配筋

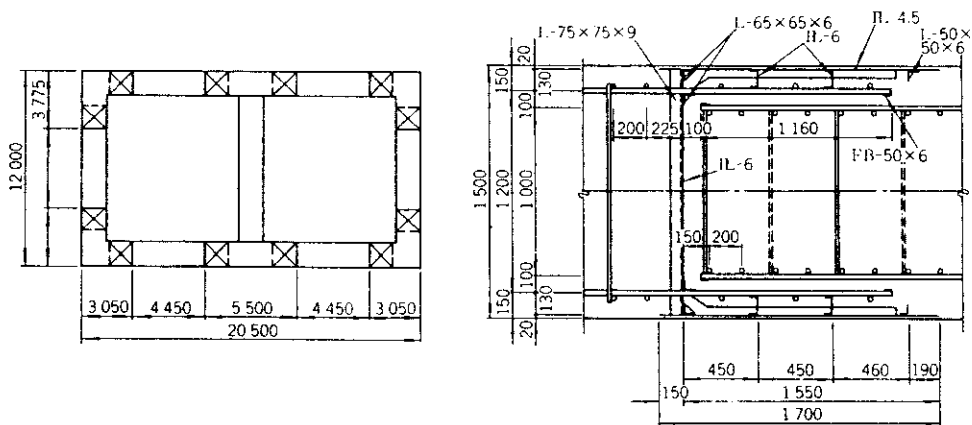
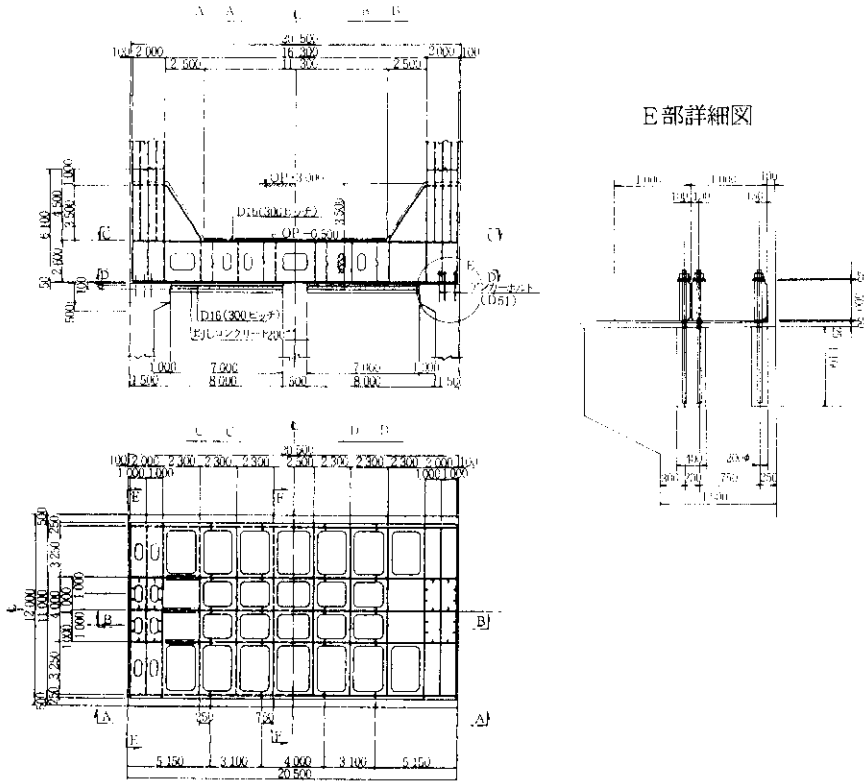


図-13 鉛直継手の位置および構造



図—14 頂版構造

表—5 P<sub>10</sub>基礎の主要数量

項目	仕様	単位	数量
鉄筋	SD30 (φ29, φ22, φ16)	t	282.0
コンクリート	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{sk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	m <sup>3</sup>	3,350.0
掘削工		m <sup>3</sup>	4,046.0
根固めモルタル		m <sup>3</sup>	20.0
地盤改良	泥水固化壁 (t = 600 mm)	m	1,440.0
	深層混合攪拌処理工法 φ800×20.10m	本	112
鋼材	薬液注入	m <sup>3</sup>	3,130.0
	継手鋼材	t	162.0
	継手防護用の仮設材など	m <sup>3</sup>	90.0

計法の提案を試み、それを適用した設計結果の概要について述べたが、まえばきでふれたように、施工面の優位性と経済性から、連壁基礎が使用されることが、今後多くなると予想される。その意味で、我国初の大規模連壁基礎の使用例であるP<sub>10</sub>の設計、施工法が各方面で注目され、今回提案した設計法が、一つの試案として議論の対象となれば幸いと考える。

最後に設計法の検討に当ってご指導いただいた

阪神公団技術審議会基礎工分科会（委員長京都大学、柴田徹教授）の諸先生方に深く感謝いたします。

#### 参考文献

- 1) 岩田、村上、平野：地下連続壁工法による鉄道橋りょう基礎、鉄道土木（昭54.11）
- 2) 板垣、小嶋、加藤：連続地中壁を用いた高架橋基礎、橋梁（昭54.11）
- 3) 松橋、高橋、山岡：連続地中壁工法による道路橋の基礎、土木学会誌（昭58.12）
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（昭55）
- 5) 河井、福岡、岡田：大型連続地中壁基礎の設計、橋梁と基礎（昭和60年4月）