

7. 当社の保有する耐震技術

7. 当社の保有する耐震技術

7.1 液状化判定法および液状化対策

7.1.1 動力学土質試験システム

耐震設計技術を強化するうえでは、各種構造物の用途および地質条件に応じた土質試験を行い、土の動的力学特性を探ることが必要である。当社ではこのために三軸試験、直接およびねじり単純せん断試験、あるいは大型せん断土槽等を用いた動力学試験システムを確立し、各種試験機の開発など独自のアプローチによって成果をあげている。本試験システムは、以下のような特長をもっている。

- ①各種の試験機器は、実務的機能と汎用性に重点をおき、東京大学生産技術研究所の龍岡文夫教授のご指導を得て、当社独自に設計・製作したものである。
- ②キャップ、軸受け、ロッド等簡単な備品の交換だけで、動的・静的試験の両者に対応できるようになっている。
- ③セルの基本形式、配管、バルブ配置などが通常的小型試験機と大型試験機とがほぼ同じになっているため、大型試験を行う場合でも特別の経験は必要としない。
- ④試験操作および計測・記録は全てマイクロ・コンピュータによって制御され、精度が高く、自動化による大幅な省力化を果たしている。

以下、代表的な試験機について概説する。図7.1.1にねじりせん断用三軸セルを、また図7.1.2～図7.1.3に直接単純せん断試験装置の概要を示す。

(1) 大型振動三軸試験機

三軸試験は、土質材料・岩など変形状態や強度・耐久性を求める方法としては広く実施されているが、大規模な盛土斜面やフィルダムなどには、ロック材料のような粗粒材料がよく用いられるため、大型の供試体を使用して実験することが必要となる。

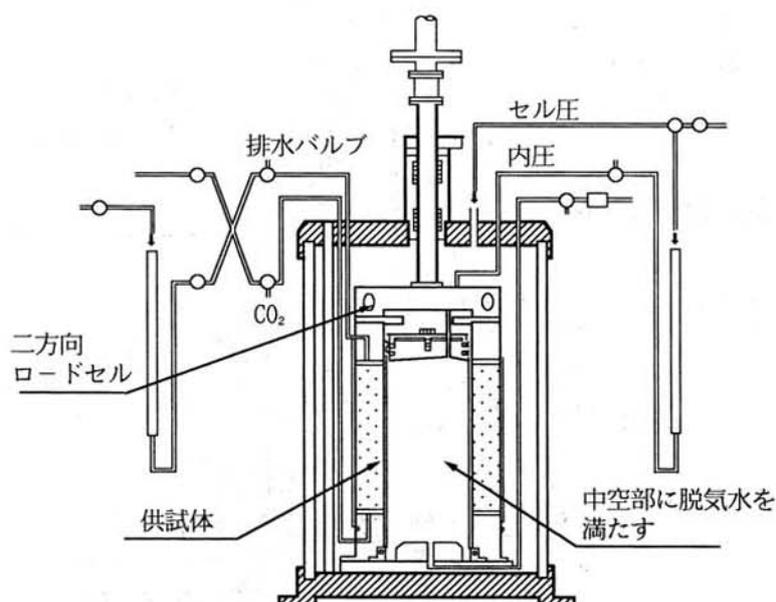


図 7.1.1 ねじりせん断用三軸セル

本試験機は、直径30cm、高さ65cmの供試体を使用でき、三軸加力状態で圧縮・伸長・繰返し試験を行うものである。複雑な応力制御や長期間にわたる圧密制御およびデータ解析は全てマイコンによって行われる。

(2) 大型ねじりせん断試験機

ねじりせん断試験は、水平な地盤上に建設される原子力発電所の基礎や人工島などの構造物に対応する試験方法で、通常のSin波の試験はもとより、地震時の現実的な土の要素変化を再現するための地震波を入力することができることに特長がある。

三軸試験のみでは試験結果の評価に限界があるため、当社独自に本試験機を設計・製作したもので、外径30cm・内径18cm、高さ60cmの供試体を使用することができ、単調載荷・繰返し載荷が可能である。試験機の作動およびデータ処理は、全てマイコンによって行われる。

(3) 大型2方向直接単純せん断試験機

本試験機は、以下に示すような特長を有する。

- ①基本構造は、Silver・龍岡らの基本原理を取り入れており、拘束リングあるいはレインフォースメンブレンを用いず、三軸セル内で軸対称応力状態を再現している。拘束リングを用いても変形の不均一さは存在し、側圧が制御できない、リング間の摩擦があるなどを考えると軸対称応力状態を任意に設定できる方が適用範囲が広がると考えられる。
- ②供試体の寸法は、直径30cm、高さ15cm（高さ10cmも可能）を標準とし、単純せん断条件の再現性を向上させ、粗粒材料への適用性向上を図るとともに、メンブレンペネトレーションの影響を軽減している。

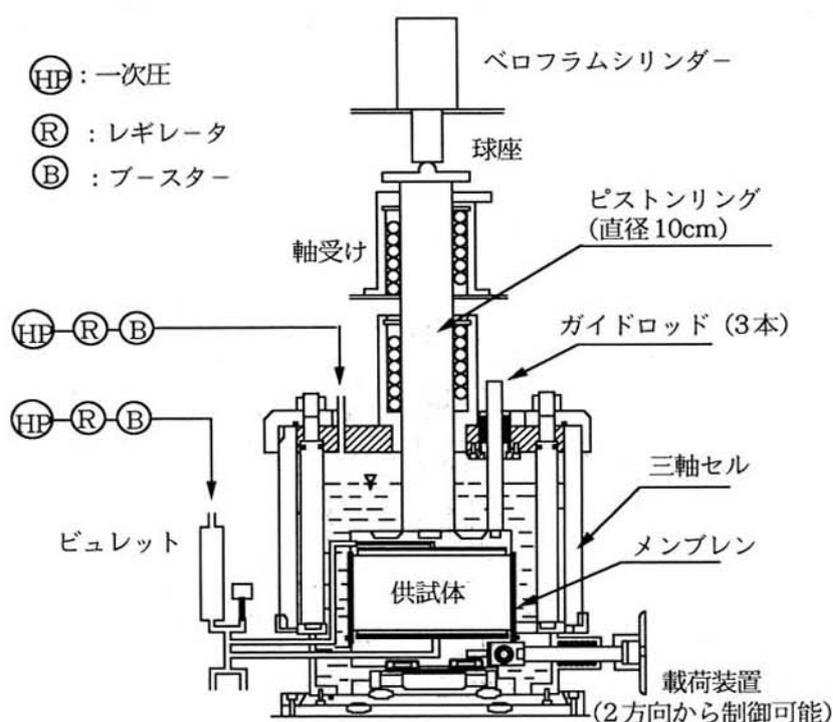


図 7.1.2 直接単純せん断試験装置

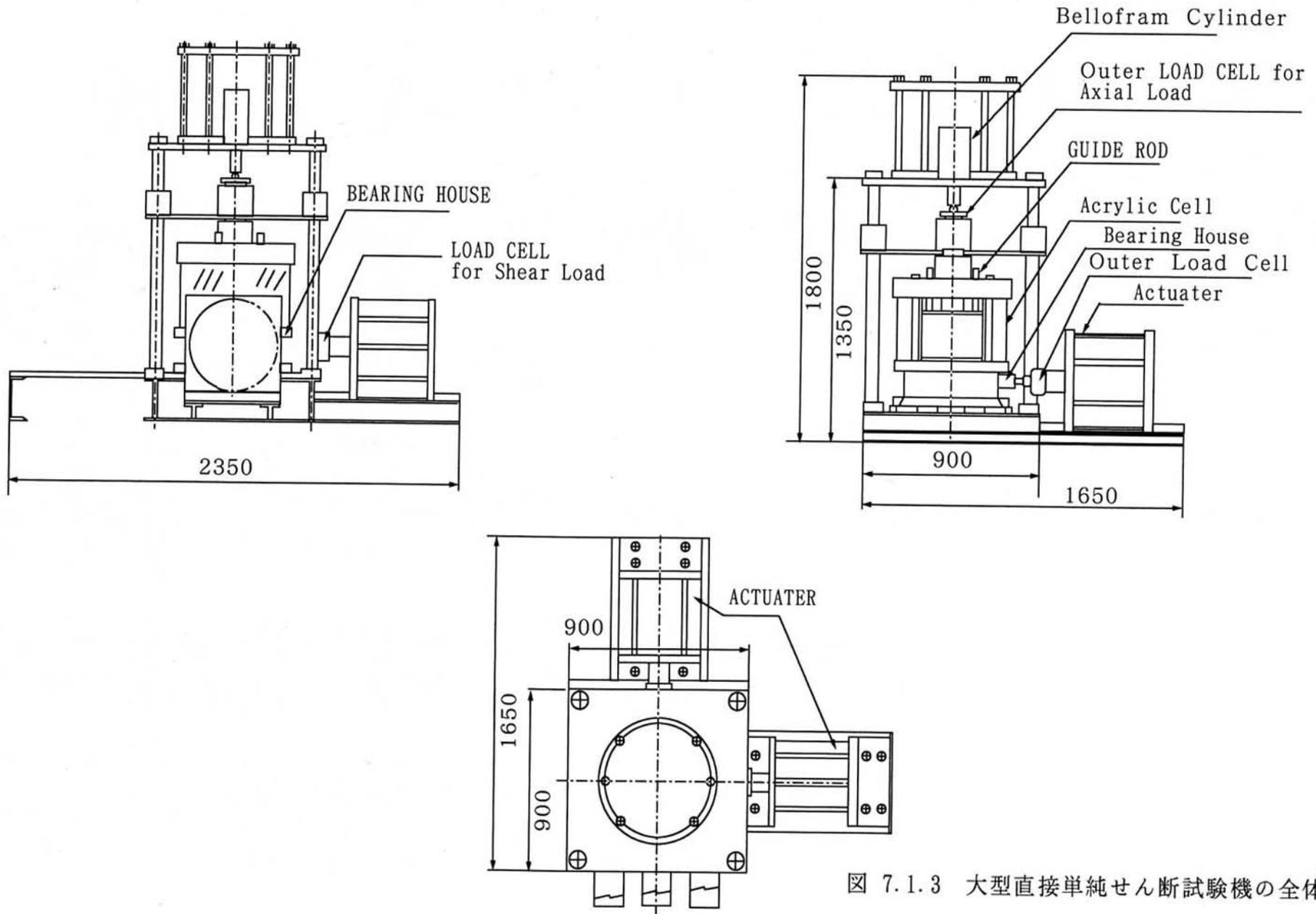


図 7.1.3 大型直接単純せん断試験機の全体図

- ③ ロッキング防止構造を極めて強固なものにした。図7.1.2に示すように、供試体に直応力を伝達させるピストンロッドの直径を10cm（供試体直径の1/3）とかなり大きくするとともに、別に3本のガイドロッドを設けた。なお、この太さのピストンロッドはかなりの重量となることから中空構造とした。
- ④ せん断応力発生装置として油圧サーボ加振機を直角方向に2台設置し、任意なせん断力および任意な方向への変位制御が可能となる構造形式とした。したがって、地震動のような不規則な荷重が多方向から生じ、供試体が円形上に変形するような現象を再現できる。

(4) 大型せん断土槽

飽和したゆるい砂地盤は、地震時に液状化し、深刻な被害をもたらすが、本実験装置は、関東大震災クラスの揺れを再現できる振動台を用いて二方向の地震動の揺れを受ける地盤の液状化現象を詳細に再現することが可能である。

本せん断土槽は、内径1,200mm,高さ1,400mmの円筒形のものであり、幅150mm,厚さ42mmのドーナツ状の円盤を30段積み重ねた構造である。各円盤の底部には、ボールベアリングが設置されており、平面内のあらゆる方向に相対変位が可能な構造になっている。本せん断土槽を用いて地盤と構造物の動的相互作用や液状化対策工に関する模型実験を行っている。

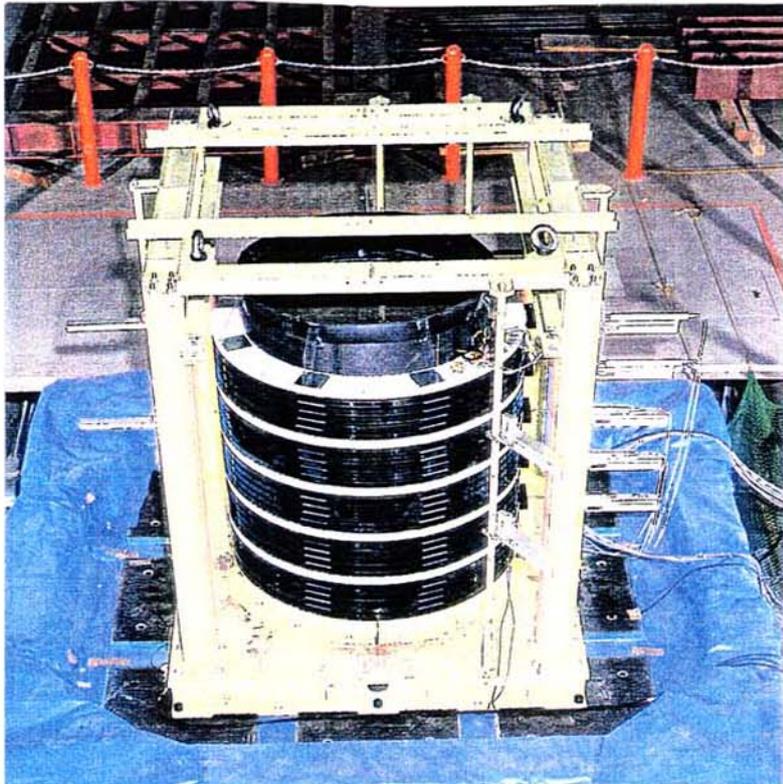


写真 7.1.1 大型せん断土槽による模型振動台実験

7.1.2 液状化予測システム — 『アリス (ALIS)』 —

(ANALYSIS FOR LIQUEFACTION OF SAND DEPOSITS)

液状化の可能性を検討する方法としては、「Seedらの方法」と「石原の方法」¹⁾が一般的に用いられているが、室内試験における一様な正弦波荷重から実際の地震動の不規則性をどう取り扱うかが大きな相違点である。

しかし、Seed方式で用いられている N_{eq} (地震時のマグニチュードの関数として表わされる等価繰返し回数) は、震央距離、発生メカニズム、地盤条件などが変化すれば当然変わる性格のもので、一般性をもたないことが指摘されている。

一方の石原の方式は、一様な正弦波荷重を20回繰返してかけた時点で、液状化するときの応力比 SR_{20} をパラメータとし、これに補正係数を掛けたものを不規則荷重による単純せん断強度としているが、近年、この SR_{20} は、砂の種類、締固め方法、密度によって異なることが指摘されている。

このように、従来から提案されている液状化解析手法では、締固め地盤、埋立地、人工島などの耐震設計に対して合理的なものとは言えない。

そこで今回、 N_{eq} や SR_{20} に代わる新しいパラメータとして

- 1) 限界繰返し回数 $(N_c)_{cr}$
- 2) 修正余裕間隙比 $V_d = e_c - e_{min,c}$

を提案し、液状化防止のための締固め設計を合理的に進める方法を開発した。

図7.1.4にシステムの概要を示す。以下、その方法について概略説明する。番号は、図7.1.4の番号に対応している。また、本予測システムにおける加速度パルスの定義と計算方法の概略を図7.1.5に示す。

- ①全応力表示のもとで非線形応答解析を行なう。

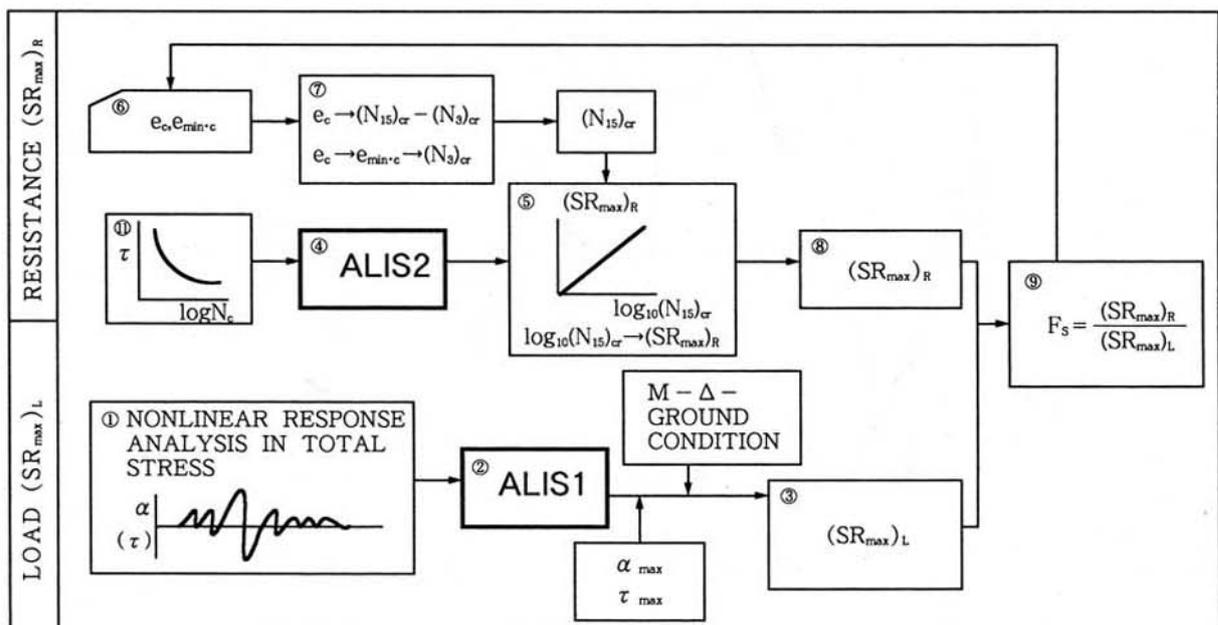


図 7.1.4 液状化予測システム—『アリス (ALIS)』の概要

- ② ALIS1 を用いて応答時刻歴をパルス順列に変換する。
- ③②の応答波の不規則性と最大加速度 α_{max} の値、マグニチュード (M)、震央距離 (Δ)、地盤条件等から応力 (SR_{max}) を推定する。
 この場合、設計地震荷重 ($SR_{max})_{design}$ が与えられれば、上記のプロセスは必要としない。
- ④ ALIS2 を用い、応答波形が液状化強度に及ぼす影響を Cumulative Damage Concept (累積損傷度理論) により計算する。
- ⑤ ALIS2 により得られる結果は、強度 ($SR_{max})_R$ と ($N_{15})_{cr}$ の関係である。
- ⑥ 地盤定数を入力する。この場合、間隙比 e_c と最小間隙比 e_{min-c} が必要となる。
- ⑦ $e_c \sim (N_{15})_{cr} - (N_3)_{cr}$ 関係および $e_c - e_{min-c} \sim (N_3)_{cr}$ 関係により ($N_{15})_{cr}$ を決定する。
- ⑧⑤の ($SR_{max})_R \sim (N_{15})_{cr}$ 関係から⑦の ($N_{15})_{cr}$ に対する強度 ($SR_{max})_R$ が決定される。
- ⑨ 液状化の判定は、③で得られた応力 ($SR_{max})_L$ と⑧で得られた強度 ($SR_{max})_R$ から、安全率 $F_s = (SR_{max})_R / (SR_{max})_L$ として与えられる。
- ⑩ 埋立地、人工島など締固め密度が必要な場合、⑨で得られた F_s が所定の値となるように⑥の e_c を変化させながら求める。
- ⑪ 不攪乱試料を用いた室内動的せん断試験を実施する場合、⑥⑦のような推定のプロセスは必要なく、より直接的に液状化の判定ができる。

7.1.3 砂質地盤の不飽和振動締固め工法

従来から、砂質地盤の締固め工法としてはサンドコンパクション工法やバイブロフローテーション工法等があるが、近年になって液状化現象のメカニズムが解明されるにしたがって、液状化に抵抗するのは単純に砂の相対密度と相関関係があるのではなくて、砂質地盤の締固め方法や地下水位等の条件に影響されることが分かってきた。

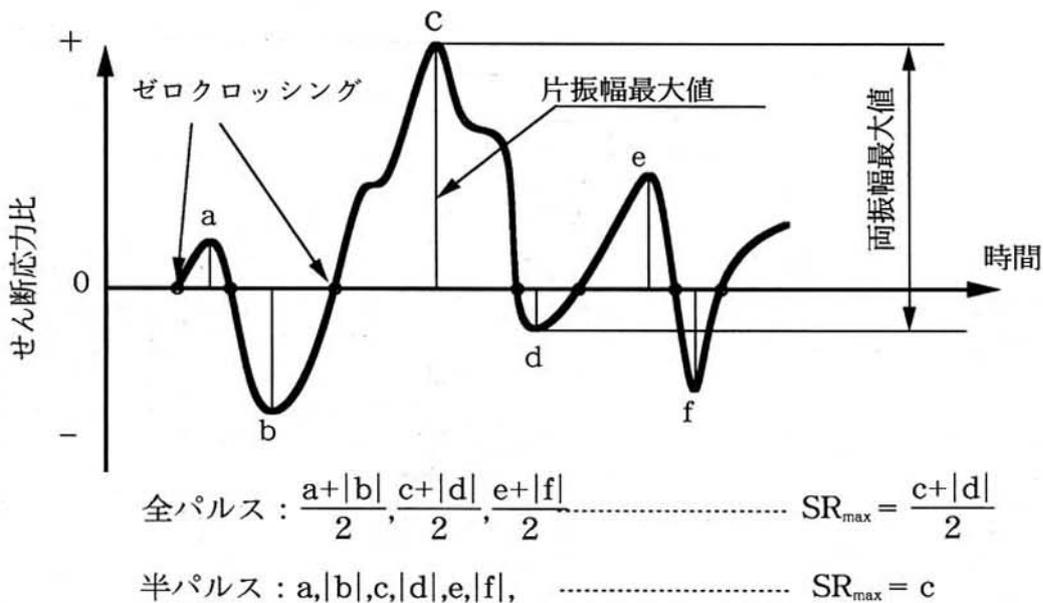


図 7.1.5 『アリス』における加速度パルスの定義と計算方法

そのため、上記の従来の工法では、地下水位が高く、比較的緩い沖積砂質地盤や埋立砂質地盤の液状化抵抗を顕著に増大させることは難しく、特にシルト分の含有の多い砂質系地盤では締固めが十分にできない等の問題が指摘されている。

本工法は、地下水位の比較的高い砂質地盤にバイプロロッドを振動させながら貫入し、続いて地下水を強制排水して周辺地盤を不飽和な状態で締固め、その後、碎石あるいは砂を投入しながらバイプロフロットを引き抜いて液状化抵抗の強い締固め地盤を構築する工法である。

そのため、地下水が高く、緩い沖積の砂質地盤や埋立砂質地盤の液状化抵抗を効果的に向上させることができる。特にシルト質等の細粒粘土分の水中浮遊がないのでシルト含有分の多い砂質系地盤でも締固め効果が優れている。

図7.1.6に本工法の概要を、また図7.1.7にバキュームパイプを取付けた状態のバイプロフロットの概略を示す。

本工法は、両図に示すように、地下水面が比較的高い砂質地盤を改良する場合、ケーシングに取付けられた起振装置を水平および上下に振動させながら地盤中に貫入させ、所定の深度に達したらバキュームポンプを作動させ地下水を吸引排水し、バイプロフロットの周辺地盤が不飽和になったら、碎石あるいは砂を投入しながらバイプロフロットを振動させながら引き上げ締固めが終了する工法である。施工中および締固め終了後の状況を図7.1.8に示す。このように強制的に地下水を低下させて、砂質地盤を不飽和な状態にして振動を加えて締固める方法（不飽和振動締固め法）は、

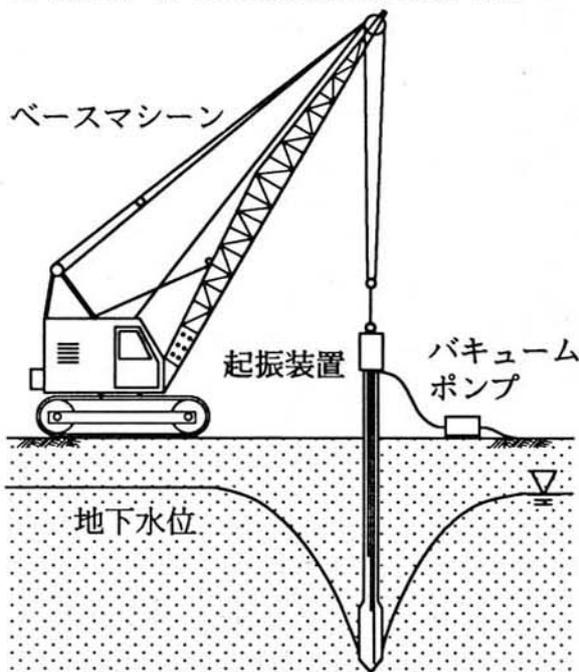


図 7.1.6 工法概要

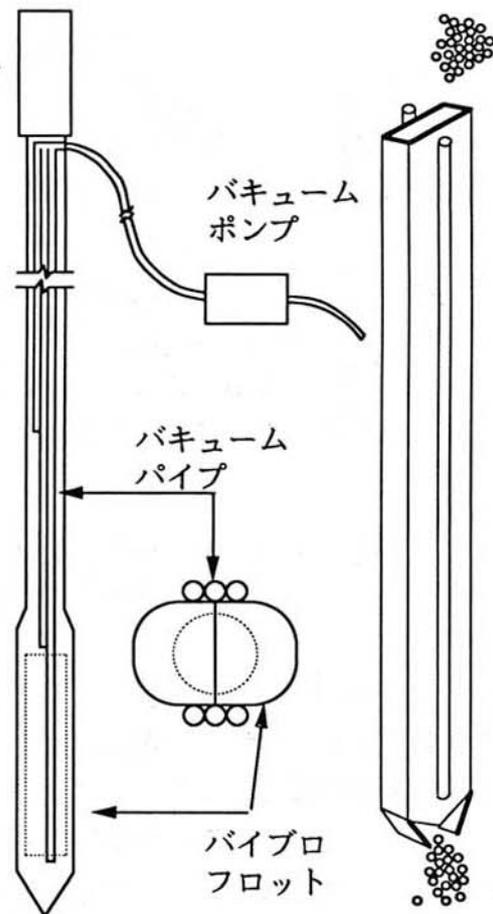


図 7.1.7 バイプロフロットの概略図

図7.1.9に示すように、他の締固め方法と比較して最も大きな液状化抵抗を発揮する。

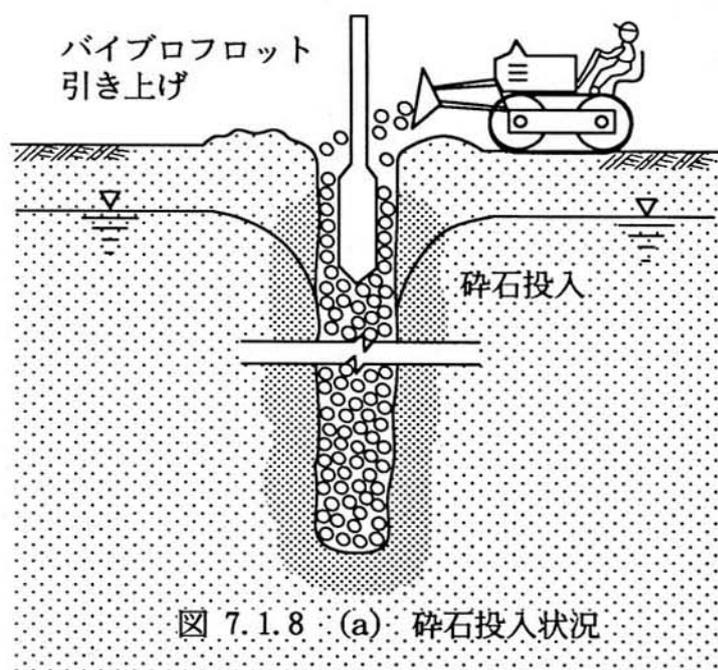


図 7.1.8 (a) 碎石投入状況

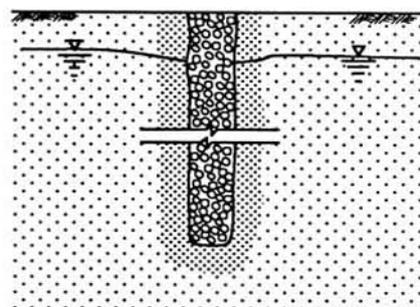


図 7.1.8 (b) 締固め終了後の状態

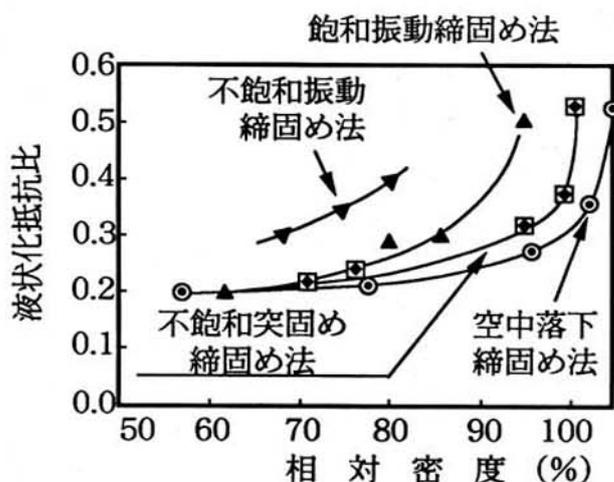


図 7.1.9 砂の締固め方法の違いによる液状化抵抗比の比較

7.1.4 クロスドレーン工法

『受働的排水』に相当する排水距離の短縮によって、間隙水圧の上昇を抑制して液状化の程度を軽減しようとする工法にグラベルドレーン工法があるが、このグラベルドレーンの材料として用いる礫は、液状化対策として実用上十分に高い透水性を有するとともに、それ自身液状化の可能性がないものでなければならない。また、目詰まり等の耐久性の問題もある。

さらに、本工法は、原地盤の砂質土自体を改良するものではないので、ある程度の

過剰間隙水圧の発生を認める工法であり、過剰間隙水圧比が1.0近くになったとき急激に大変形をおこす可能性があるため、「ねばり強さ」に欠けることが吉見により指摘されている。

本工法は、その材料特性がかなり制限される礫あるいは碎石に代わるプラスチック系のドレーン材による液状化対策工法である。

その特徴は、液状化対策工法として透水性に優れたプラスチックボードドレーンとして、芯材の剛性を強化した板状の大断面ドレーンを4枚用いて十字型に構成したこと等である。そのため、地震時に発生する過剰間隙水圧を速やかに消散することが可能である。

クロスドレーンの形状は、図7.1.10に示すように、フィルターとコア部とからなる板状のプラスチックボードドレーンを4枚用いて構成されるが、地震時に過剰間隙水圧を速やかに消散できるようにコア部分の芯材を強化して大断面が確保できるようにしてある。

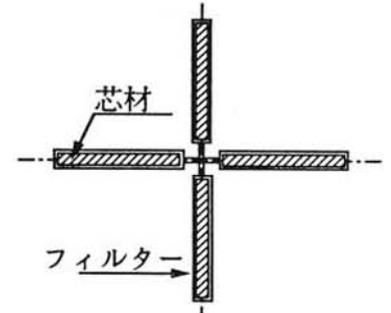


図 7.1.10 十字型ドレーンの形状の模式図

図7.1.11は、直径1.2m、高さ1.4mの大型せん断土槽を用いた模型振動台実験結果である。本実験は、模型実験の相似則を満足させるためにグリセリン水溶液を用いて行っているため、実際の原地盤で施工されている状況が再現されている。同図より、クロスドレーンの場合、他の2つと比較して過剰間隙水圧比の上昇速度に顕著な違いが認められ、液状化防止工法としての有効性が確認されている。

図7.1.12および図7.1.13には、クロスドレーン工法の設計法の基本を示す。クロスドレーンは、現在、プラスチックボードドレーン工法の設計で用いられている板状のドレーンの換算直径の1.5倍を有する円柱形のドレーンとして設計される。

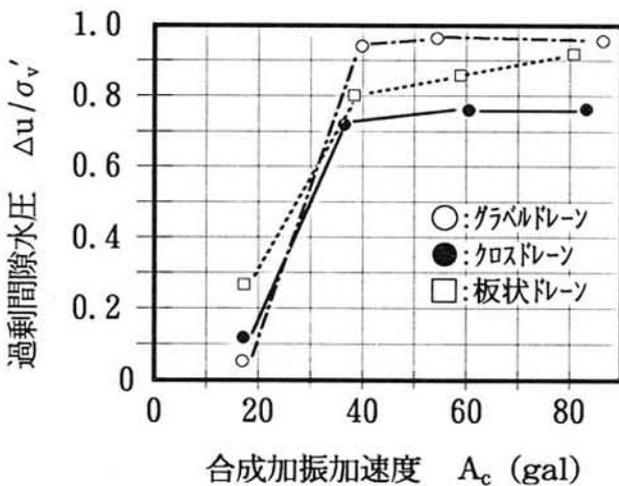


図 7.1.11 大型せん断土槽を用いた模型振動台実験結果

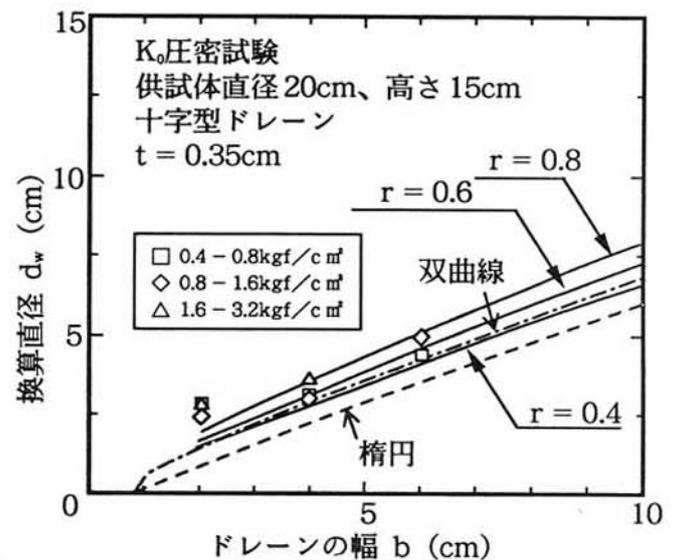


図 7.1.13 等価径の算定結果と実験結果の比較

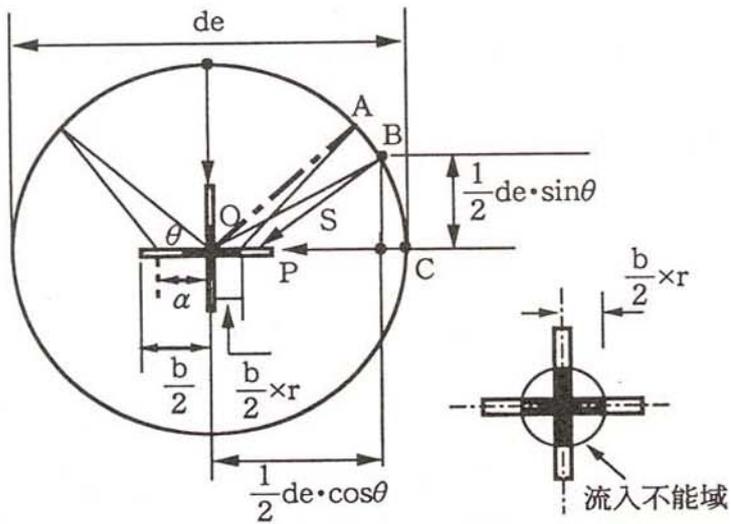


図 7.1.12 流入不能域を設定した十字型ドレーンの等価径の算定法

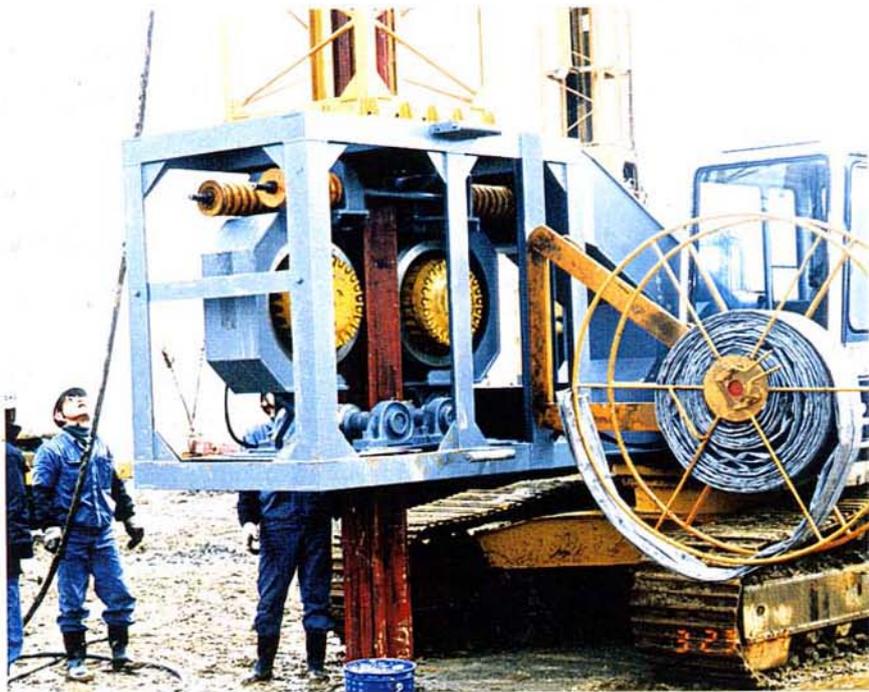


写真 7.1.2 クロスドレーンの打設機械および打設状況

7.1.5 排水補強杭工法

本工法は、補強機能と排水機能の両機能を期待する耐震地盤改良工法であり、地山補強に用いられる鉄筋のように、有効拘束圧の低下に無関係な高い剛性を有する補強

材の周辺に、新たに排水機能をプラスした新しい補強材を用いて、液状化の可能性の高い砂地盤の耐震補強対策として適用する工法である。

排水補強杭による耐震地盤改良効果は、上述したように排水補強杭を構成する芯材の引張り剛性による変形の拘束効果、およびその効果を発揮するために必要な芯材と周辺土との摩擦を確保するための芯材周辺に形成される排水材の排水効果の二つからなる。

この内、補強効果については棒状補強材による静的な補強効果に関するモデル解析を基に、補強材を挿入することによって地盤の平均有功主応力が増加すると表わすことが可能であることから、この効果を見掛け上地盤に作用するせん断応力比が減少するものとして見掛けの有効せん断応力比という概念を導入した。この概念が工法設計の基本になっている。

また、補強土がせん断変形をしたときに芯材に生じる引張り力が、補強土の変形を拘束する役割を果たすが、その拘束応力の増分を算定するために、補強材の引張り剛性を改良した地盤の面積平均で表す指標として補強率 $n \cdot E_r A_r / A_s$ (kgf/cm^2) というパラメータを導入しており、このパラメータを用いて排水補強材の直径および打設ピッチを決定している。

この補強率 $n \cdot E_r A_r / A_s$ (kgf/cm^2) は、補強土が単純せん断変形し、かつ、芯材と周辺土との間の定着が十分であったときに導かれたものである。しかし実際には、補強土がせん断変形をする場合には、芯材と周辺土との間に軸方向のせん断力が生じるが、これは両者の間の摩擦抵抗を越えることはできないために、せん断が進行すると両者の間の定着は十分でなくなる。この特性を表すために、定着係数 α を導入した。

したがって、排水補強材による耐震改良工法に特有な設計用定数は、見掛けの有効せん断応力比、定着係数および補強率であり、設計法についてはその代表的な半地下構造物の掘割道路の場合を図7.1.14に示す。これら設計用定数について以下に概略説明する。

- (1) 見掛けの有効せん断応力比： $\left(\frac{\tau_d}{\sigma_{vc}'}\right)$ 。
- (2) 定着係数： α
- (3) 補強率： $n \cdot E_r A_r / A_s$ (kgf/cm^2)

改良地盤の動的せん断強度は、以下に示す(7.1)式で与えられる。

$$\begin{aligned} & \text{改良地盤の動的せん断強度} (\tau_d) \\ & = \text{原地盤の動的せん断強度} (\tau_{d0}) \times \left(\frac{\sigma_{mc}' + \Delta\sigma_{mc}'}{\sigma_{mc}'}\right) \dots\dots\dots (7.1) \end{aligned}$$

これをせん断応力比で表すと、(7.2)式で表される。

$$\left(\frac{\tau_d}{\sigma_{vc}'}\right) = \left(\frac{\tau_{d0}}{\sigma_{vc}'}\right) \times \left(\frac{\sigma_{mc}' + \Delta\sigma_{mc}'}{\sigma_{mc}'}\right) \dots\dots\dots (7.2)$$

ここに、

$$\Delta\sigma_{mc}' = \frac{1 + 2K_0}{3} \cdot \Delta\sigma_{vc}' \dots\dots\dots (7.3)$$

ここで、棒状補強材による補強効果を単純せん断モデルでモデル化すれば、補強さ

れた要素全体のせん断強度は次式で与えられる。

$$\tau_r = (\sigma'_0 + n \cdot E_r A_r / A_s \cdot \frac{\theta^2}{2}) \cdot \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (7.4)$$

τ_r : 補強された要素全体のせん断強度

σ'_0 : せん断初期に作用する有効鉛直応力

θ : せん断角 (せん断ひずみは $\tan \theta$)

ϕ' : 土の有効内部摩擦角

n : 補強材の本数

E_r : 補強材の弾性係数

A_r : 補強材の断面積

A_s : 補強領域の砂の断面積

(7.4) 式は、せん断に伴い補強された土の要素は体積変化がなく、また補強材と土との摩擦が十分大きく、相互にずれが生じない場合を想定し、補強材の伸びひずみを微小ひずみの範囲に限定して次式のように近似している。

$$\epsilon_r = \frac{1 - \cos \theta}{\cos \theta} \doteq \frac{\theta^2}{2} \quad \dots\dots\dots (7.5)$$

ここに、

ϵ_r : 補強材の伸びひずみ

θ : せん断ひずみ ($\theta \doteq \tan \theta$)

実際には、せん断ひずみが大きいか、あるいは地震時のように過剰間隙水圧の発生により摩擦抵抗が低下し、補強材が十分拘束されずに補強材と土との間にずれが生じするような場合などには上の関係は成り立たない。

そこで、ここではこのような場合を含め、せん断ひずみと補強材の伸びひずみとの関係を次式で表すことにする。

$$\epsilon_r = \alpha \cdot \frac{\theta^2}{2} \quad \dots\dots\dots (7.6)$$

ここに、 α は、補強材と土との間の摩擦拘束度合いに関するパラメータであり、ここでは定着係数と呼ぶ。せん断に伴い完全に拘束されているときが $\alpha = 1$ であり、全く拘束がなくなったときが $\alpha = 0$ である。

したがって、(7.4) 式は、定着係数 α を考慮すれば次式で表される。

$$\tau_r = (\sigma'_0 + \alpha \cdot n \cdot E_r A_r / A_s \cdot \frac{\theta^2}{2}) \cdot \tan \phi' \quad \dots\dots\dots (7.7)$$

見掛けの有効せん断応力比は次式で表すことができる。

$$\begin{aligned} \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{vc}} \right)_0 &= \frac{\tau_d}{(\sigma'_{mc} + \Delta \sigma'_{mc})} \\ &= \frac{1}{R_{s1}} \times \frac{\tau_d}{\sigma'_{vc}} \times \frac{3}{(1+2K_0)} \quad \dots\dots\dots (7.10) \end{aligned}$$

$\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{vc}} \right)_0$: 見掛けの有効せん断応力比 τ_d : 地盤に作用する動的せん断応力

σ'_{vc} : 加振前の有効上載圧

σ'_{mc} : 平均有効主応力

γ_1 : せん断ひずみ

以上の方法で求めた掘割道路の補強対策例を図7.1.15に示す。

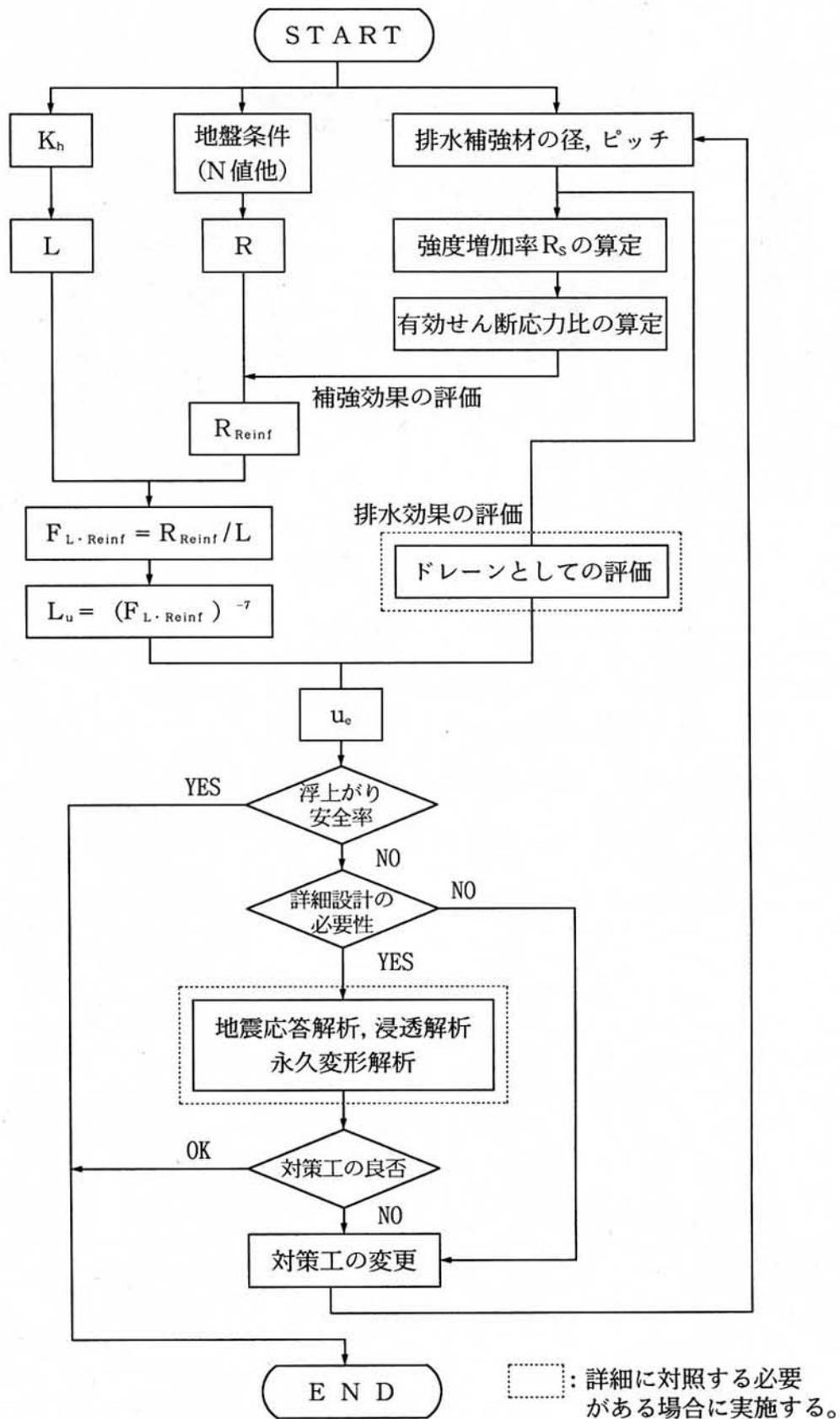
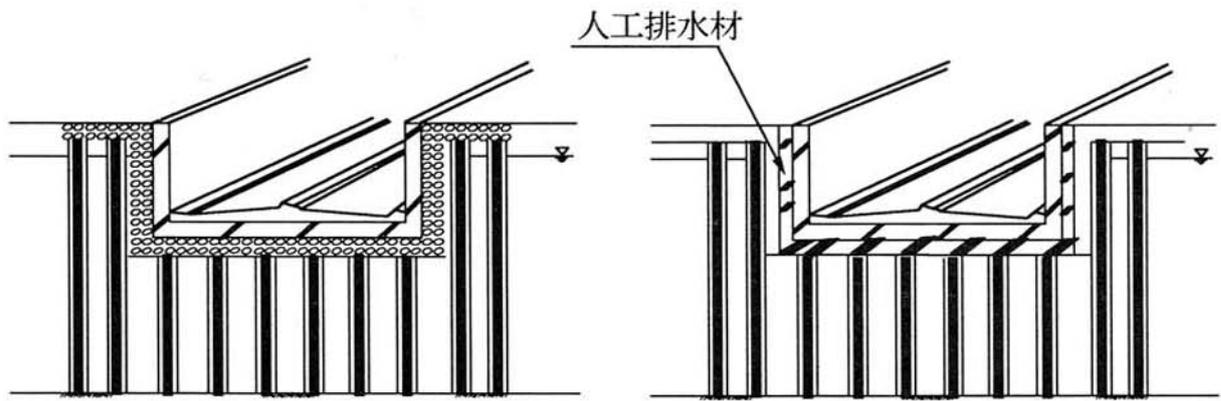


図 7.1.14 掘割道路に対する排水補強杭工法の設計フロー



(a) グラベルドレーン・ウォール・マットに
砕石を用いる場合

(b) 同様に新素材の材料を
用いる場合

排水補強材の構成

- ・直径 20cm
- ・芯材の剛性 $E_r = 5 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
- ・補強率 $n \cdot E_r A_r / A_s = 4,000 \text{ kgf/cm}^2$
- ・ピッチ 2.0m 正方形配置
- ・改良範囲 22.5m

図 7.1.15 掘割り道路（半地下構造物）に対する補強対策例

7.2 耐震解析技術

耐震計算法として、震度法（あるいは修正震度法）が一般に用いられている。震度法は比較的剛性の高い構造系を採用する場合の耐震計算法であり、修正震度法は固有周期が比較的長周期の変形しやすい構造系を対象とした耐震計算法である。ただし、「道路橋示方書・耐震設計編」（以下道示耐震編と略す）では、平成2年の改訂で、震度法と修正震度法の2つをまとめて改めて震度法として規定している。

構造物の振動特性を把握する手法として、固有周期の算定がある。すなわち、上部構造・下部構造一体の振動性状を把握するために、全体系のモデルに対し、橋軸方向の地震と橋軸直角方向の地震を想定し、固有周期、振動モードを算定する。

道示耐震編では、さらに、震度法により耐震設計した橋のうち、地震時の挙動が複雑な橋は、動的解析（地震応答解析）により安全性を照査するのが望ましいとしている。動的解析を行う目的は、静的設計では考慮しにくい要因を取り入れて動的な地震時挙動を明らかにすることにある。静的設計で考慮しにくい要因には、軟弱な地盤条件、地盤と構造物の相互作用、構造物の終局状態での挙動等が考えられる。道示耐震編で動的解析を行うのが望ましいとされる橋梁の構造は、以下のものである。

(1)地震時の挙動が震度法で想定した状態とは著しく異なる橋

- ① 多径間連続式の橋で、橋脚の形式、高さ、剛性、断面寸法などの違い、地盤条件の大きな変化等により、橋の振動特性が箇所ごとに著しく異なる橋
- ② 固有周期の長い橋で、高さ方向に地震力の増幅が著しい橋、もしくは変位がきわめて大きいと予想される橋
- ③ 小さな曲率半径で、桁の両端のなす角度が大きい曲線橋
- ④ 斜角が小さい斜橋
- ⑤ 斜張橋、吊り橋などのケーブル系の橋

(2)新形式の橋で、従来の震災経験をそのまま適用できない橋

(3)架橋地点の地盤が極めて軟弱な橋

動的解析の流れを図-7.2.1に示す。

動的解析により、固有値解析とその結果をもとに、最大加速度、最大変位、最大断面力等を求める応答解析が行われる。動的解析には、次の2つの方法がある。

- ① 地盤～基礎～下部工～上部工を質点-バネ要素系に置換する集中質点モデルとして解析する（「DYNA2E」）。
- ② 有限要素法（FEM）により解析する（地盤に着目した場合は「M-FLUSH」、構造物に着目した場合は「NASTRAN」）。



図-7.2.1 動的解析の流れ

構造物～基礎～地盤を質点－バネ要素系で解析するモデルの設定には、基礎～地盤を統合したバネにモデル化する必要がある。構造物に入力する地震波の設定には、地盤面における地震動が有するべき強度、周期、継続時間等の特性を用いて、入力地震動を地表面上の波形として考える必要がある。この入力地震波の算出には地盤応答解析プログラム「SHAKE」が用いられ、収束剛性および収束減衰定数が求められる。この収束値を、道示等に規定された換算バネ係数に変換する。ただし、地盤バネ定数の設定にはさまざまな仮定を用いている。たとえば、群杭効果に代表される基礎の3次元的效果、基礎と地盤間の減衰効果、杭の側面バネ、オープンケーソンの減衰効果等は、解析には考慮されない。

M-FLUSHは平面ひずみ状態を考慮した2次元モデルで、モーダル法、直接積分法、複素応答法が使用できる。地盤バネ定数の設定に関する制限事項は少なく、地盤のモデル化や定数について現位置での調査結果をそのまま入力できるという特徴を持つ。また、動的な実験結果から得られる土の非線形特性も入力できる。ただし、2次元であるため、奥行き方向の群杭効果等が評価できないという欠点がある。

NASTRANは2次元モデルおよび3次元モデル解析用の汎用有限要素解析プログラムであり、動的解析に限らず、各種構造解析、構造物の温度解析にも対応している。動的解析に関しては、モーダル法、直接積分法、応答スペクトル法、複素応答法が使用でき、さらに、非線形動的応答（非線形弾性、弾塑性、大変形）にも対応する。複雑な形状も解析可能で、現実とほぼ同じモデル化が可能であるが、パラメータスタディーが容易でなく、計算コストがかかる等の欠点がある。

構造解析の手順の例を図7.2.2に示す。

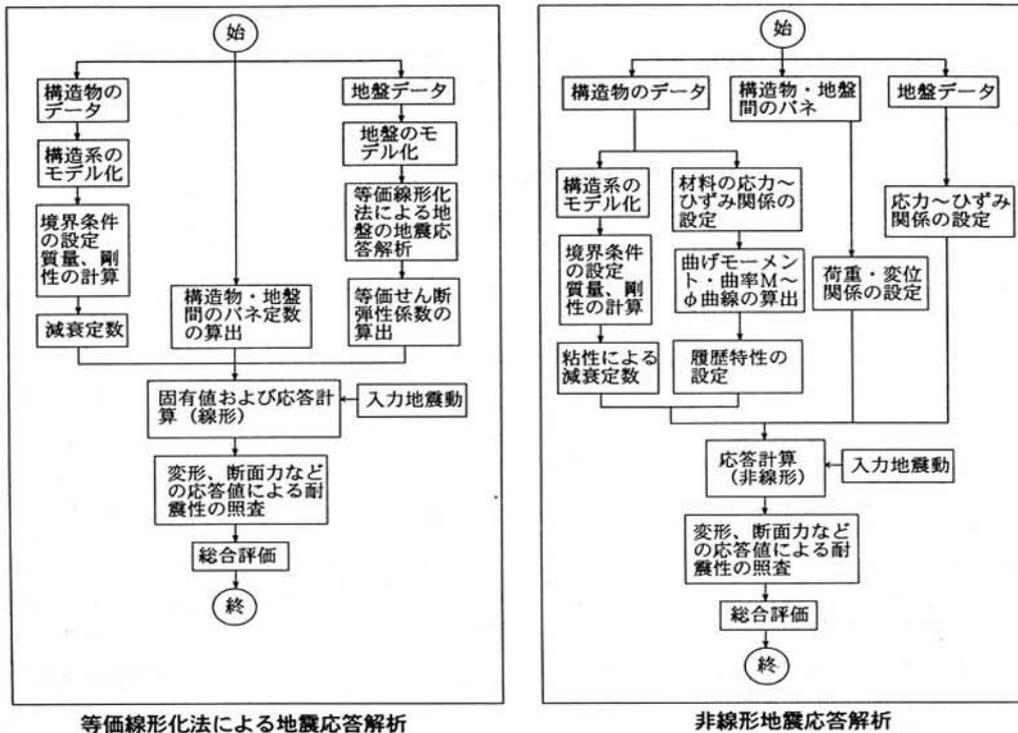


図 7.2.2 地震応答解析の手順例

土木構造物の耐震設計にあたっては、原則として地震により構造物が交通機能を損なうような損傷を受けないことが要求される。しかしながら、いかなる規模の地震に対しても損傷を受けないように構造物を設計することは、経済性を度外視した構造物となる可能性が高くなる。したがって、耐震性の目標水準を設定することが必要となる。この耐震水準（入力地震波の再現期間と構造物の損傷程度）に応じて、解析結果の照査を行う。たとえば、従来の耐震水準として一般に用いられているものとして、「構造物の耐用年数内に生じることが予想される程度の地震動に対しては、構造物の本質的な機能を損なうような損傷を受けないが、まれに発生する大規模地震に対しては、構造部材に相当な損傷を生じることが避けられないが、人命に係わるような構造物の崩壊は防止する」がある。それぞれの規模の地震動に対して、構造物に発生する最大断面力、最大応力、最大変位等が設定され、動的解析の結果と比較され、構造物の耐震性が照査される。

7.3 耐震診断技術

7.3.1 1次診断

対象構造物の設計資料をもとに設計基準、地質、地盤等診断を行う上での必要項目を調査するとともに現地踏査を行い、斜面・盛土の安定状況、コンクリートのひび割れ・中性化の有無、鉄筋・鉄骨の錆、溶接・ボルトの状況等の目視検査を行う。

診断方法としては、現行の耐震基準に従って設計計算を行い照査をする。

また必要によって、斜面安定、液状化等の簡易解析を行って判断を下す。

表7.3.1 主要な1次診断項目

設計資料	適用基準	過去の震災経験を通して徐々に整備・拡充されている経緯がある
	地質条件、地盤条件	断層、地すべり地帯、軟弱層、液状化の可能性等
	構造形式	上部構造、下部構造、基礎構造等
	その他	使用材料、平面・縦断線形等
現地踏査	周辺地盤	地すべり、地山のきれつ、はらみ出し等の有無
	構造物	コンクリートのひび割れ・中性化の有無
		鉄筋・鉄骨の錆の有無
	溶接・ボルトの状況等	

7.3.2 2次診断

1次診断によって、更に詳細な検討が必要と判断されたものについて2次診断を行う。2次診断は、コンピュータによる動的応答解析によって行う。

動的応答解析は、①地盤特性を考慮した地震入力波の作成、②大型動的三軸試験装置を使用した地盤の試験・評価、③地盤の非線形有効応力解析（、④地盤・構造物の相互作用を考慮できる応答解析等の種々の解析システムを必要に応じて使い分けながら耐震診断を行う。

また、構造物について、㉑RC構造物の保有耐力解析、㉒基礎構造物の保有耐力解析を行い降伏後の粘り強さの診断を行う。

7.4 橋梁の耐震補強工法

耐震補強を行うに際しては、耐震性の診断結果に基づいて、その工期、経済性、施工性、余命期間、対策工の全体系への影響、およびその他の地域的条件（現交通の確保等）を総合的に考慮に入れて適切な工法を選定する必要がある。特に基礎および下部構造の補強は工期・工費とも多大に要するため、橋梁の余命期間、施設の重要性、震災後の復旧の難易度、対策工費等を総合的に判断して対策工法を選定する必要がある。

図7.4.1に主要な補強工法を示す。

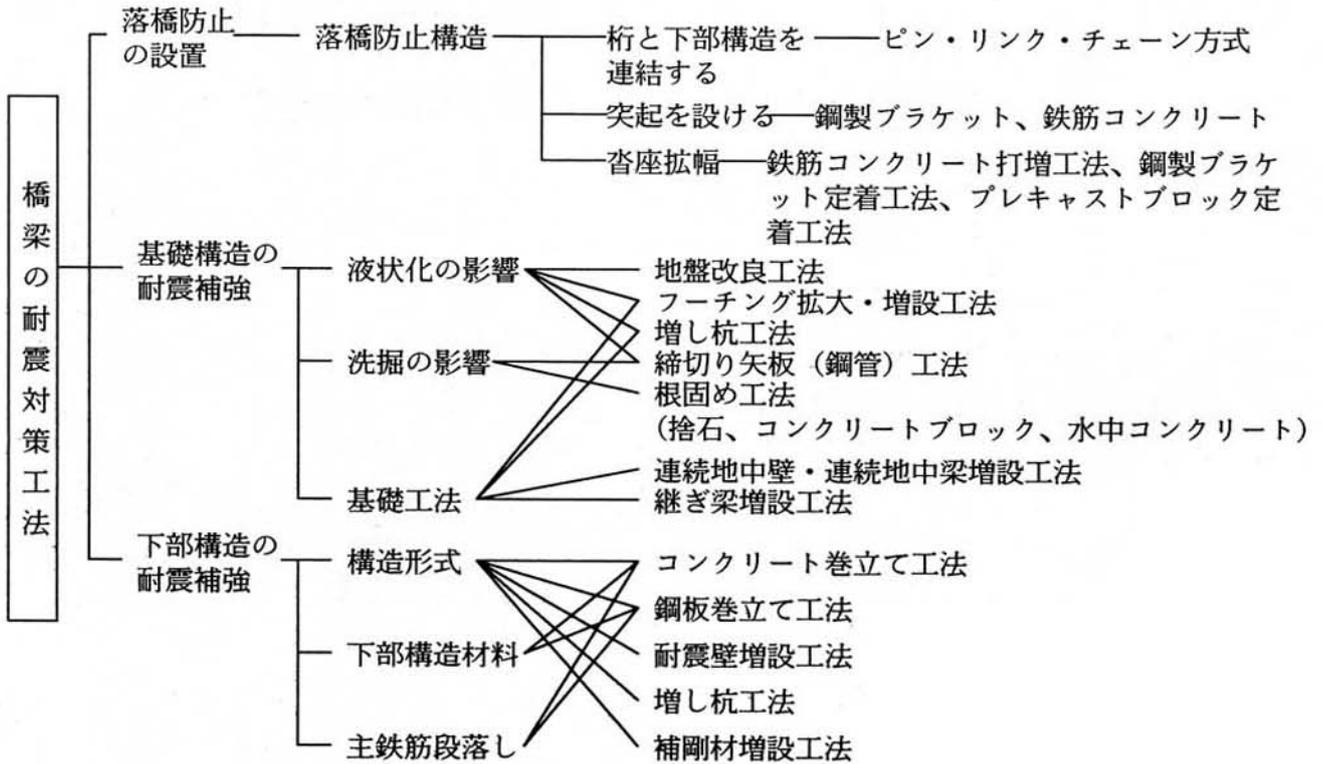
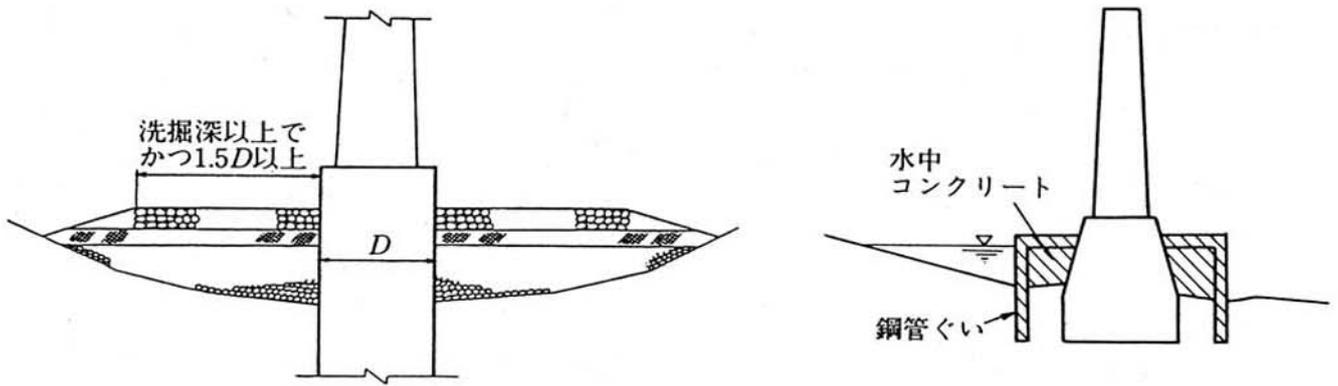
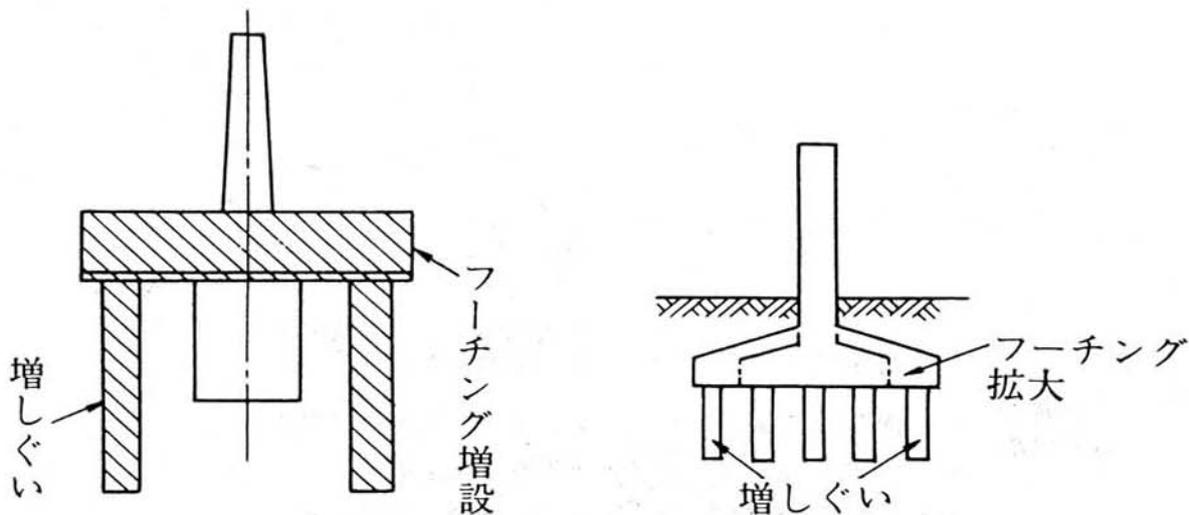


図7.4.1 橋梁の主要耐震補強工法

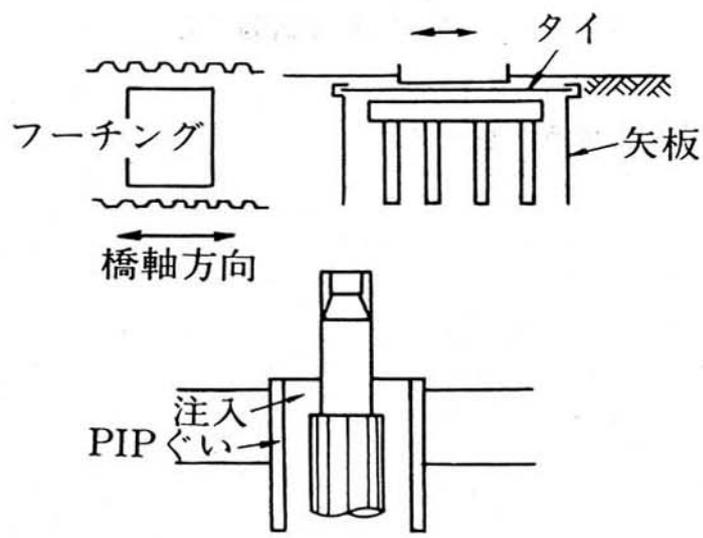
以下に耐震補強工法的具体例²⁾を示す。



(a) 捨て石・水中コンクリートによる根固め工法

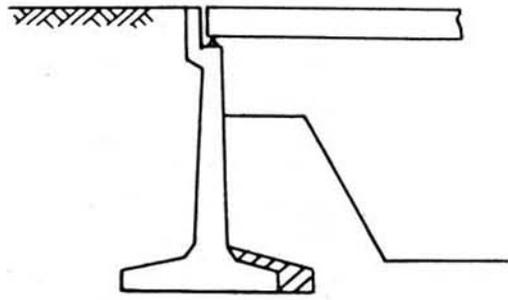


(b) 増し杭、フーチング拡大工法

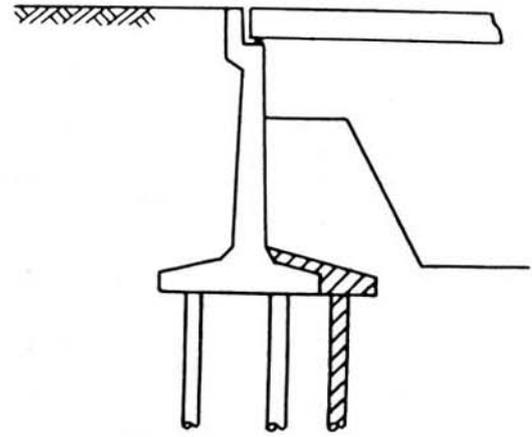


(c) 鋼矢板、鋼管杭による締切り工法

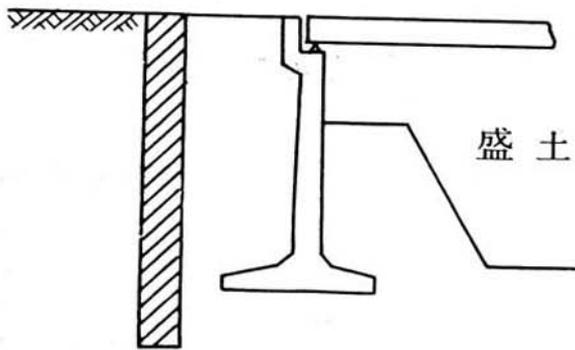
図 7.4.2 橋脚基礎の耐震補強工法



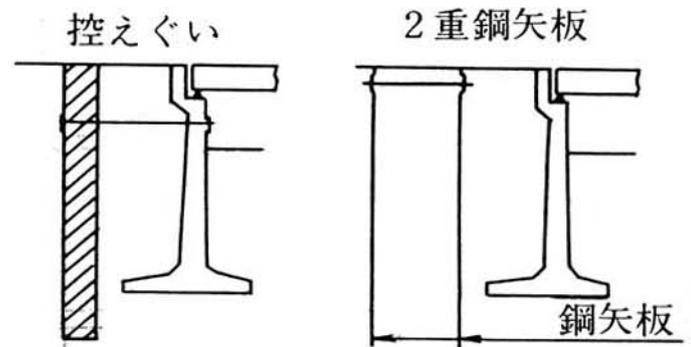
(a) フーチング拡大工法



(b) 増し杭, フーチング拡大工法

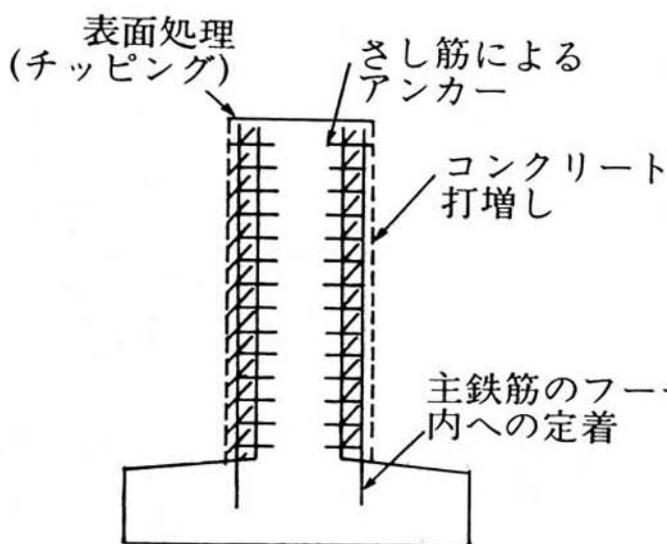


(c) 抑止杭工法

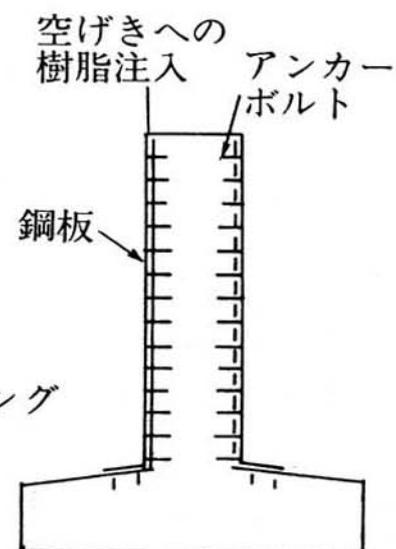


(d) 控え杭工法

図 7.4.3 橋台基礎の耐震補強工法



(a) 鉄筋コンクリート巻立て



(b) 鋼板巻立て

図 7.4.4 鉄筋コンクリート橋脚躯体の耐震補強工法

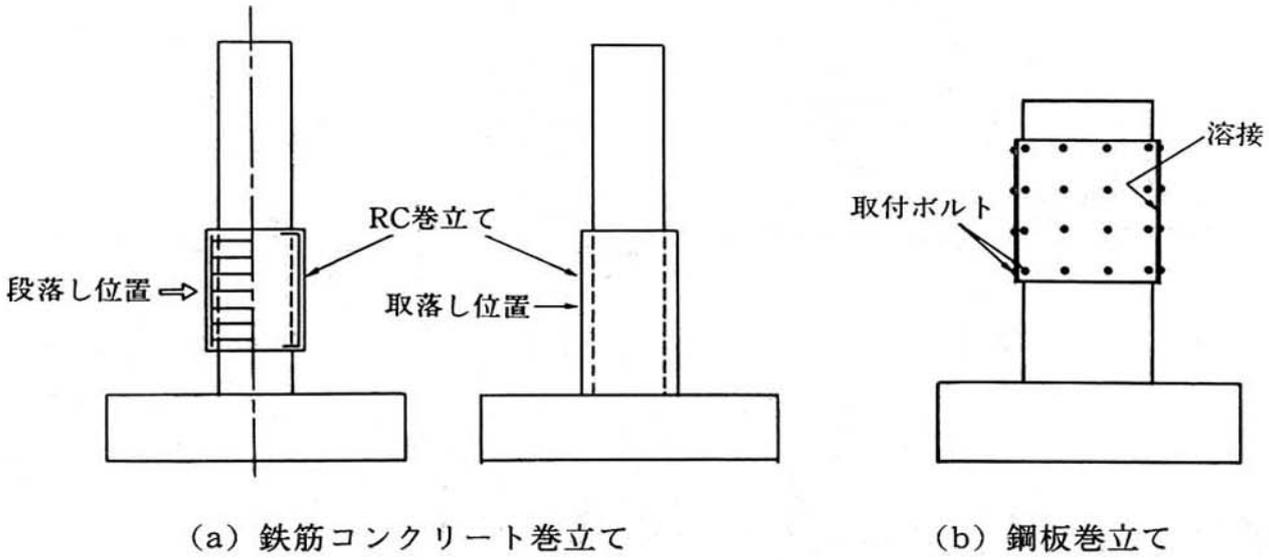


図 7.4.5 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震補強工法

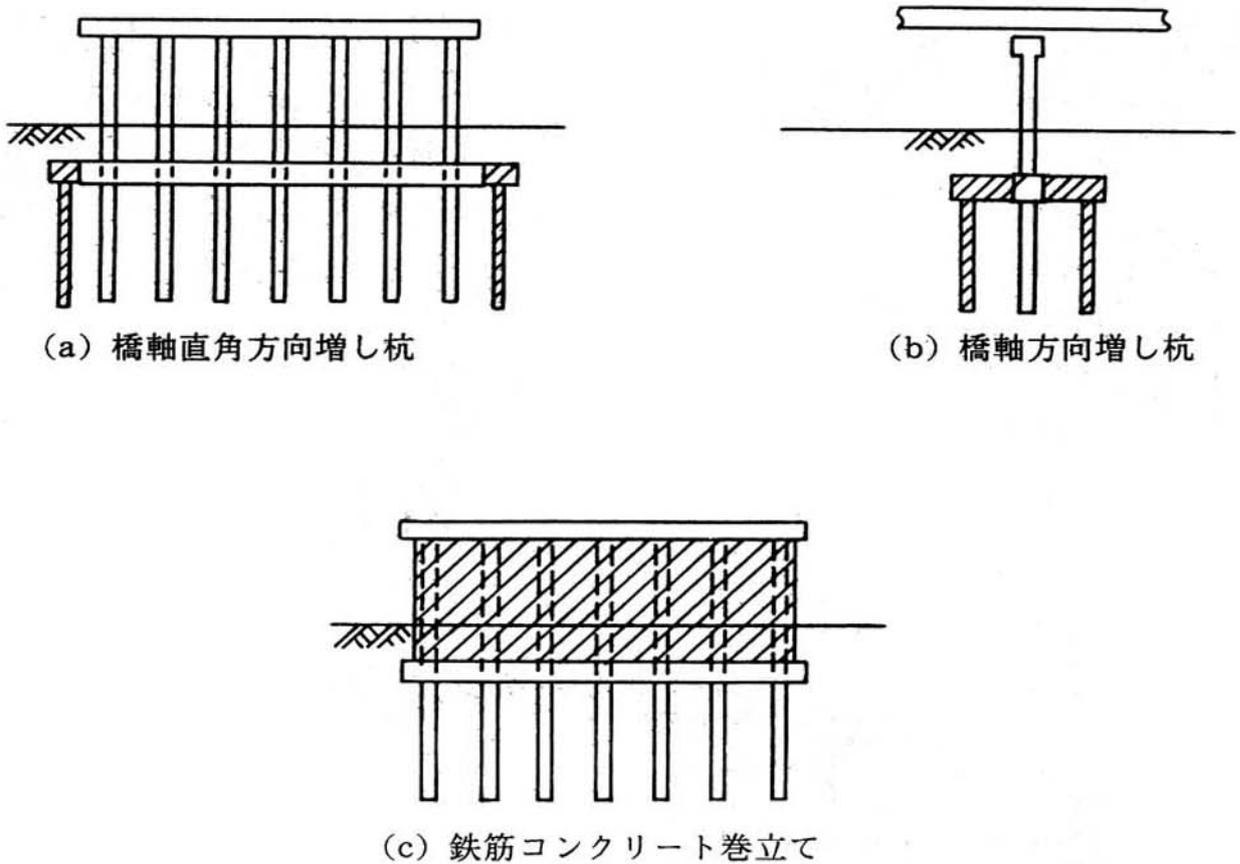


図 7.4.6 パイルベント橋脚の耐震補強工法

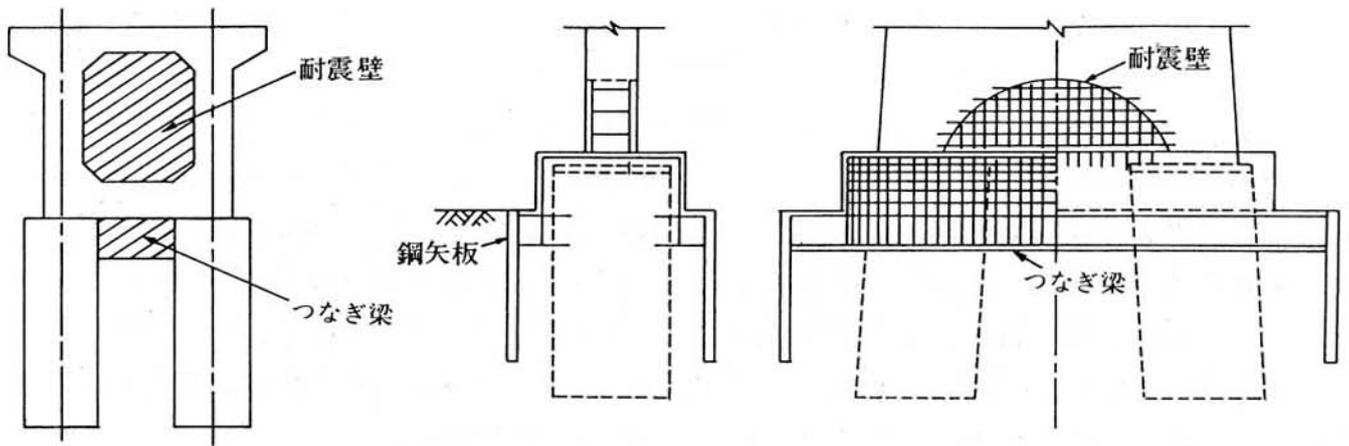


図 7.4.7 2脚ケーソン橋脚の耐震補強工法
(継ぎ梁、耐震壁の増設)

7.5 都市防災に関する研究

都市防災に関する研究のひとつとして当社は、建設省をはじめ、大学、建設・エネルギー・エンジニアリング関連の民間企業の共同研究メンバーによって東京ライフライン構想³⁾の調査・研究を行なっている。

東京湾岸ライフライン構想は、「都市バックアップシステム（ライフアンカー）」と「大深度複合インフラネットワーク」から成っている。

ライフアンカー（図7.5.1）は、東京湾岸地域におけるニュータウンや再開発地域などの非常時における水供給やエネルギー供給等のいわゆるライフライン機能のバックアップを強化するものであり、都市の生命線ともいえるインフラ機能を都市の地下の安定地盤上に集約・統合的に構築する新しい都市システム基盤である。

これを東京湾を循環する大深度複合インフラネットワーク（大深度地下トンネルで構築され、約5km間隔で必要となる立坑は物流ステーションとなる）で結合して構築されるのが東京湾岸ライフラインシステムである（図7.5.2）。

その構想の狙いの第一は、地震時における災害の防止である。以下に研究調査書のなかで述べられていることを引用する。

東京湾岸には、発電所、製油所をはじめとする生産基盤、ごみ処理施設、下水処理場等の生活基盤の諸施設が集積している。これら諸施設からの供給処理ネットワークは、埋立地等の軟弱地盤上にも埋設されて都心や副都心、業務核都市と結ばれている。このため地震時には、軟弱地盤地域で液状化現象に寄り、ネットワークが分断され、基本的な生活基盤の崩壊、都市機能の停止を招く恐れがある。

これは我が国首都機能に大打撃を与えるだけでなく、国際金融面で世界の中核都市となった東京の国際都市機能に大打撃を与える。今や東京の安全性の確保は世界的責務になってきている。

東京湾岸ライフラインシステムの大深度における複合ネットワークや都市機能のバックアップシステムは、地下大深度への埋設ということでそれ自体地震の影響を回避するだけでなく、バックアップシステムによって災害の損傷を軽減することを可能とする。

以上が報告書の一部の引用であるが、今回の阪神大震災における都市機能の麻痺状態が現実のものとなると、こうした研究は重要な課題となる。

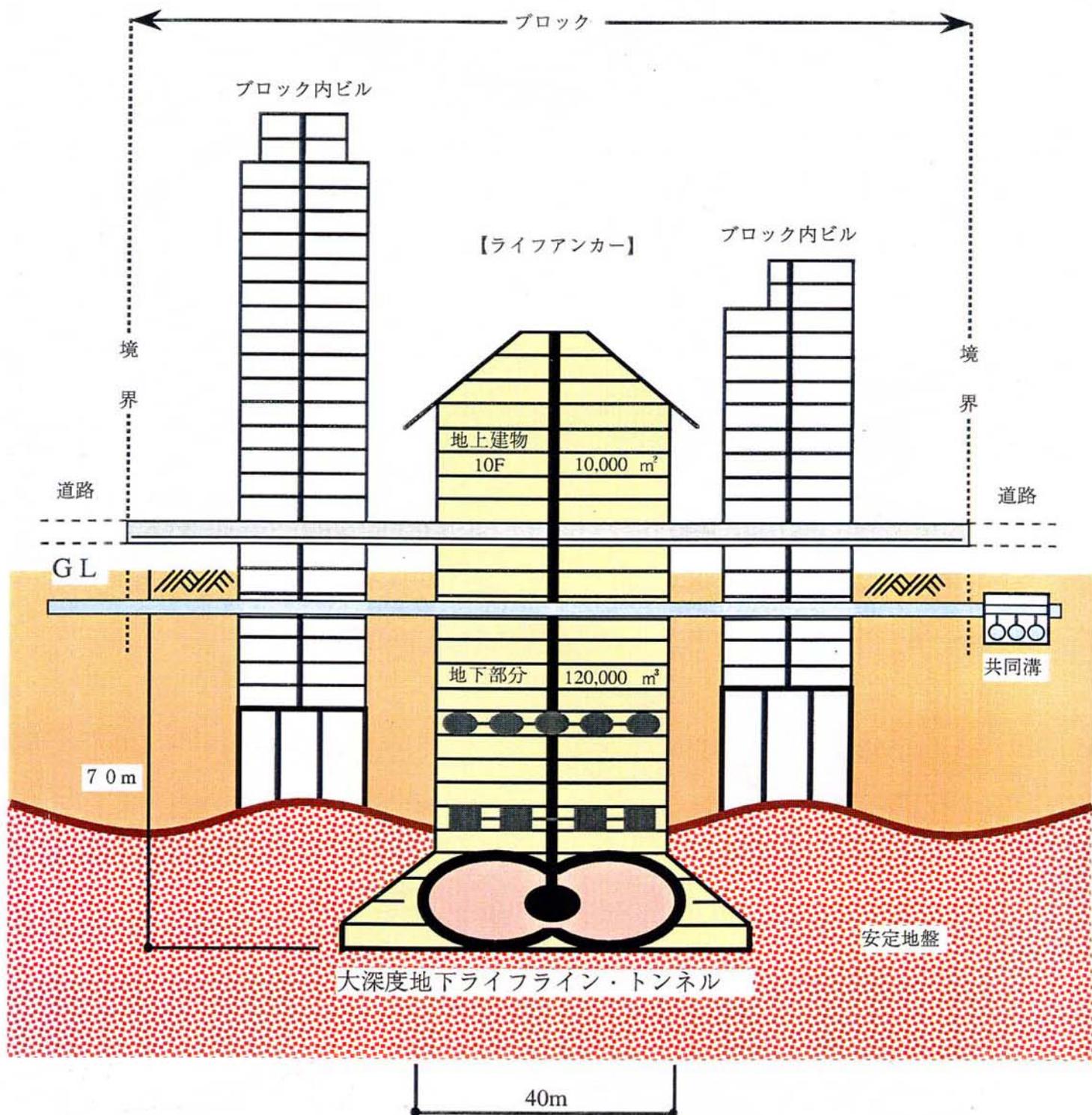


図 7.5.1 ライフアンカー概要図

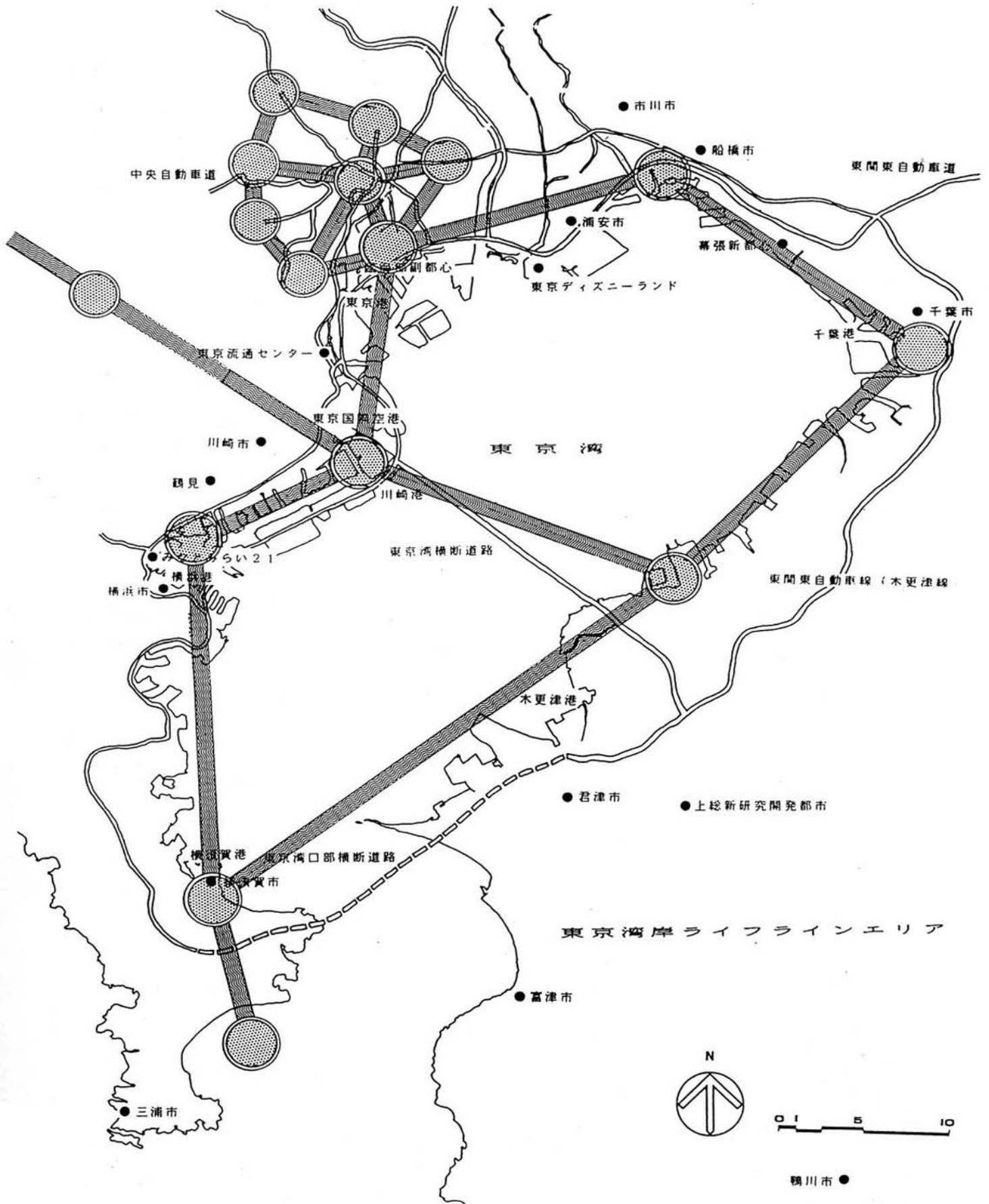


図7.5.2 東京湾岸ライフラインシステムネットワーク

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）平成2年2月
- 2) (社) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震災対策編）昭和63年2月
- 3) 東京湾岸ライフライン構想研究会、株式会社環境システム研究所
：東京湾岸ライフライン構想調査報告書 平成4年3月