

戦-51 構造物基礎の新耐震設計体系の開発

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 20～平 23

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：星隈順一，塚淳一，西田秀明，
谷本俊輔，河野哲也

【要旨】

本研究は、橋の地震時の実際の挙動を適切に考慮して上部構造・下部構造を合理的に耐震設計するための体系化を目指すものである。これには、動的照査法の活用が有効であると考えられるため、動的照査法をベースとした設計体系の構築のための検討を行うものである。平成 22 年度は、新設橋梁以上に動的照査法による合理的な耐震性評価が強く望まれる既設橋梁を対象とした検討を実施した。具体的には、既設橋梁の中でも比較的耐震性が低く、数も多いとされる既製コンクリート杭を対象とし、杭種・地盤種別等の違いによる動的挙動の違いを評価し、耐震性の違いを検討した。

キーワード：橋，杭基礎，耐震設計，動的解析

1. はじめに

現在の基礎の耐震設計法は、いわゆる震度法の枠組みの中で発展してきたものであり、複雑な実現象のうちの未解明な点が、設計上の割り切りとして慣性力と照査値に集約されて単純化された状態となっている。このため、新しい基礎形式を採用しづらい、既設基礎の耐震性能評価が困難である等の課題が生じている。こうした課題を解決するために、上部構造・下部構造躯体・基礎・地盤の橋全体系として耐震性能を照査する体系に基づく基礎の耐震設計法を確立することが求められている。

このためには、動的照査法の活用が有効であると考えられる。しかし、動的解析による道路橋基礎の耐震設計法を提案するためには、どのような解析モデルを用いたときにどのような照査値をどの程度の許容値に抑えておけば良いのかを検討する必要がある。こうした背景から、本研究では、最終的に動的照査法をベースとした設計体系を構築することを目的に、基礎および地盤の地震時挙動の評価、基礎の限界状態の設定、地震動・地盤変位の外的作用の評価を行うこととしている。

今年度は、以下の二点の検討を行った。

1) 上述の通り、このような動的照査法の活用が期待される既設基礎について動的解析を実施し、その耐震性を評価することとした。具体的には、杭基礎の中でも比較的耐震性に劣るといわれている既製コンクリート杭を対象に、杭種、地盤条件、構造条件をパラメータとして数ケースの動的解析を実施し、既製コンクリート杭の中でも比較的耐震性の高いもの、低いものの選定を試みた。

2) 過年度までの検討において、杭基礎の動的解析において基礎の挙動を精度よく推定するためには、自由地盤の動的挙動をいかに精度良く評価することが必要不可欠であることが分かっている。自由地盤の動的挙動を精度よく評価するためには、地盤の物性の評価が非常に重要となるが、地盤の物性は調査法により異なるため、動的解析に用いる物性をどのような試験法により推定するのが望ましいか、明らかではない。そこで、いくつかの地盤調査法を選定し、それらの調査法で得られた地盤物性値を用いて自由地盤の動的解析を行い、地盤調査法の違いによる地盤の動的挙動の推定精度の違いを評価した。

2. 既設コンクリート杭の動的解析

2.1 はじめに

大地震に対する道路としての耐震性を確保するためには、要求される耐震性能を有する新設橋梁の建設だけでなく、既設橋梁の耐震性を向上させる必要がある。そこで、CAESAR では既設橋基礎の効率的な耐震補強を実現するため、既設道路橋基礎の耐震性の優劣を判定するための研究を行い、基礎の形式ごとに耐震性を 5 段階で評価する手法を提案している¹⁾。既製コンクリート杭は、耐震性が最も低いと判定された基礎の一つであり、また、耐震性が最も低いと判定された基礎の中でも、比較的既設数が多い基礎形式であるが、全ての既製コンクリート杭の耐震性を向上させるのは容易ではない。そのため、実際に補強を行う前に、さらに詳細に耐震性を評価して、既製コンクリート杭の中でも補強の優先度が高い橋梁を

選定するとともに、杭種や地盤条件等の条件の違いによる耐震性の優劣を評価し、耐震性の劣るものから補強するのが合理的である。

以上の背景から、本研究では既設コンクリート杭基礎を対象に、以下の検討を行った。

- ・文献 1) における耐震性判定は、耐震性を簡易に判定することを目的としたものであることから、プッシュオーバーによる静的解析によるものである。すなわち、文献 1) で耐震性が低いと評価された橋梁に対して、当該橋梁を忠実にモデル化した実験やプッシュオーバーよりも詳細な解析を実施することで、当該橋梁の耐震性をより詳細に評価できる可能性がある。そこで、本研究では、地震時の基礎の挙動を考慮した動的解析により、既製コンクリート杭の耐震性を評価することとした。
- ・既製コンクリート杭の中でも、杭種や地盤条件、構造条件等により、耐震性は異なると考えられる。そこで、既製コンクリート杭の中でも耐震性の高低を評価することを目的とし、これらの条件をパラメータとして動的解析を実施した。

なお、基礎の動的解析については、必ずしもその精度が明らかになっているとは言えず、実務において用いるには多数の課題が残されている。例えば、動的解析に用いる荷重側、抵抗側のモデルについては、既に様々な提案が行われている一方で、それぞれのモデル化の適用範囲や実力は必ずしも十分に明確になっているとは言えず、かつ、採用するモデルやパラメータの値によって解析結果が大きく変化することも周知の事実である。今後、さらに実験や被災事例の分析などにより、モデルの妥当性や精度の向上を実施していく必要がある。ただし、本研究は、それぞれのモデルの精度向上を目的とするものではなく、上記の通り、既製コンクリート杭について耐震性の違いについて検討する一研究であるため、これらの解析モデルの精度に関する言及に多くは割かない。以上より、本文に示す結果は、これらの問題点については未解決の状態で示すものであることを、最初に述べておく。

2.2 解析対象の選定

既製コンクリート杭基礎の使用実績を、表-2.2.1 に示す。同表に示すように、既製コンクリート杭は昭和 40 年代以前の昔から使用されていた杭種である。そして、時代によって、使用される杭種や設計基準が変化している。そこで、設計基準における設計パラメータの違いや杭種の物性値の違いが、橋梁の設計結果にどの程度影響

するかを確認するため、試設計を実施した。試設計は、Case a, b, c については、昭和 41 年の設計資料²⁾、Case d, e, f については、昭和 54 年の建設省標準設計³⁾に基づいて上部構造反力を設定し、Ⅱ 種地盤を想定して、それぞれの設計基準に準じて設計した。その結果、PHC 杭と PC 杭は、必要杭本数がほとんど変わらなかった。一方、RC 杭は、PHC 杭・PC 杭の倍以上の杭本数が必要となった。また、杭種以外の要因で杭本数に大きな違いが生じたものは無かった。以上から、解析対象の杭種として、最も古い RC 杭と最も新しい PHC 杭を選定し、動的解析の対象とするケースを表-2.2.2、図-2.2.1 のような 5 ケース定めた。

杭頭部の N 値は、極めて弱いもの(N=2)と、比較的硬いものの支持層にはなりえず、杭基礎以外の基礎形式が採用されないであろうと思われるもの(N=15) の 2 種類とした。慣性力の作用位置と大きさは橋脚高さの大きいもの(20m) と低いもの(10m) の 2 種類を設定した。各ケースの地盤条件を表-2.2.3 に示す。支持層は砂層とし、N 値はそれぞれの基準で目安とされていた下限値とした。設計水平震度は、RC 杭・PHC 杭それぞれについて、最も実績が多かった時代(RC 杭は昭和 40 年頃、PHC 杭は平成 2 年頃) の基準の値を用いた。そして、杭本数は、先の試設計と同様に、想定している年代の設計基準で要求されている照査を満足するような本数を定めた。

表-2.2.1 各年代の既製コンクリート杭の使用実績

ケース	年代	杭種	施工法
a	昭和 40 年代以前	RC 杭	打込み杭
b	昭和 40 年代	RC 杭	打込み杭
c	昭和 40 年代	PC 杭	打込み杭
d	昭和 50 年~60 年代	PC 杭	中掘り杭(先端打撃)
e	昭和 50 年~60 年代	PHC 杭	中掘り杭(セメントミルク)
f	平成元年~平成 8 年	PHC 杭	中掘り杭(セメントミルク)

表-2.2.2 動的解析ケース一覧

CA SE	杭種	杭工法	杭頭部 N 値	支持層 N 値	橋脚高さ (m)	設計水平震度	杭本数 (本)	基準
A	PH	中掘り杭	2	30	10	0.25	20	H2
B	C	り杭	15	30	10	0.25	18	道示

C			2	30	20	0.25	36	
D	RC	打込	2	25	10	0.20	20	S39 指針
E		み杭	15	25	10	0.20	16	

表-2.2.3 地盤条件

(1) Case-A, Case-C 地盤条件

	地盤の 種 類	層厚 (m)	平均 N 値	粘着力 $c(kN/m^2)$	せん断 抵抗角 ϕ (度)	単位体積重 量(kN/m^3)	
						γ	γ'
1層	粘性土	2.5	2	25.0	0	17	8
2層	砂質土	2.2	2	0.0	20	17	8
3層	粘性土	5.0	15	90.0	0	17	8
4層	砂質土	4.2	20	0.0	32	19	10

(2) Case-B 地盤条件

1層	砂質土	4.7	15	0.0	30	17	8
2層	粘性土	5.0	15	90.0	0	17	8
3層	砂質土	4.2	20	0.0	32	19	10
4層	砂れき	1.0	30	0.0	36	19	10

(3) Case-D 地盤条件

1層	粘性土	2.5	2	25.0	0	17	8
2層	砂質土	2.2	2	0.0	25	17	8
3層	粘性土	5.0	15	90.0	0	17	8
4層	砂質土	4.2	20	0.0	35	19	10
5層	砂れき	1.0	25	0.0	37	19	10

(4) Case-E 地盤条件

1層	砂質土	4.7	15	0.0	33	17	8
2層	粘性土	5.0	15	90.0	0	17	8
3層	砂質土	4.2	20	0.0	35	19	10
4層	砂れき	1.0	25	0.0	37	19	10

1) Case-A～C のせん断抵抗角 ϕ は H2 年道示¹⁾ 5.5 より、 $\phi = 15 + \sqrt{15N} \leq 45$ として算出した。

Case-D～E のせん断抵抗角 ϕ は S39 年設計指針³⁾ 3.1.3 より、 $\phi = \sqrt{12N} + 20$ として算出した。

2) 粘着力は $c=6N$ としてとして算出した。

2.3 解析モデル

2.1 で述べたように、基礎の動的解析モデルについては、各要素について様々なモデル化が検討されているが、いずれもその実力や適用範囲、根拠が十分に明確にされているとはいえないものの、本文では、一研究として、次の通りモデル化した。動的解析は、橋軸方向を対象として実施した。

2.3.1 杭体のモデル化

既製コンクリート杭に特化した杭体モデル杭体はファイバー要素を用いてモデル化した。各材料の応力-ひずみ関係を、図-2.3.1～2.3.5 に示す。コンクリートの応力-ひずみ関係は、杭内部にコンクリートが充填されている区間は平成 14 年道路橋示方書 V 耐震設計編(以下、現行道示 V⁴⁾) に記載されている、横拘束効果を考慮した応力-ひずみ関係を用いた(図-2.3.1)。杭内部にコンクリートが充填されていない区間、および中詰めコンクリート部は、平成 14 年道路橋示方書 III コンクリート橋編(以下、現行道示 III⁵⁾) の応力-ひずみ関係を用いた(図-2.3.2)。コンクリートの履歴則は、修正六車モデルを用いた(図-2.3.3)。

PC 鋼材の応力-ひずみ関係は、初期に導入されるプレストレスを考慮するため、原点をずらして定めた(図-2.3.4)。履歴則は、非線形トリリニア型とした。PC 鋼材以外の鉄筋は、降伏応力度を上限とするバイリニア型とした(図-2.3.5)。

2.3.2 基礎-地盤のモデル化

(i) 基礎-地盤間の水平抵抗

本研究では、杭-地盤間の水平抵抗として、完全弾塑性バイリニア型のバネを設定した。本解析モデルでは、杭基礎-地盤間の水平抵抗特性については、図-2.3.6 に示す白戸が提案する Winkler 型 $p-y$ 曲線の履歴則を与えたバネ^{6),7)}を用いることとし、水平地盤反力の上限值は平成 14 年道路橋示方書 IV 下部構造編(以下、現行道示 IV)⁸⁾を参考にして算出した。また、通常、フーチング前面の地盤は埋戻し土が用いられ、十分な抵抗が期待されない可能性があることから、現行の道路橋示方書では、埋戻し土を十分に締固める場合にのみ、フーチング前面の地盤抵抗を考慮してよいとされている。このため、実設計では、安全側の配慮として前面抵抗を考慮しないことが多いが、本研究では、基礎の実挙動を極力厳密に再現することを目的としているため、フーチング前面-地盤間の水平抵抗も、これと同じバネで考慮した。地盤反力係数 k_H は次式により算出した。

$$k_H = \alpha k_0 \quad (2.1)$$

$$k_0 = \frac{E}{0.3} \times \left(\frac{B}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (2.2)$$

ここで、 B は杭径、またはフーチング幅である。 E は地盤の動的変形係数であり、本文では次式で求めた。

$$E = 2(1 + \nu_D) G_D \quad (2.3)$$

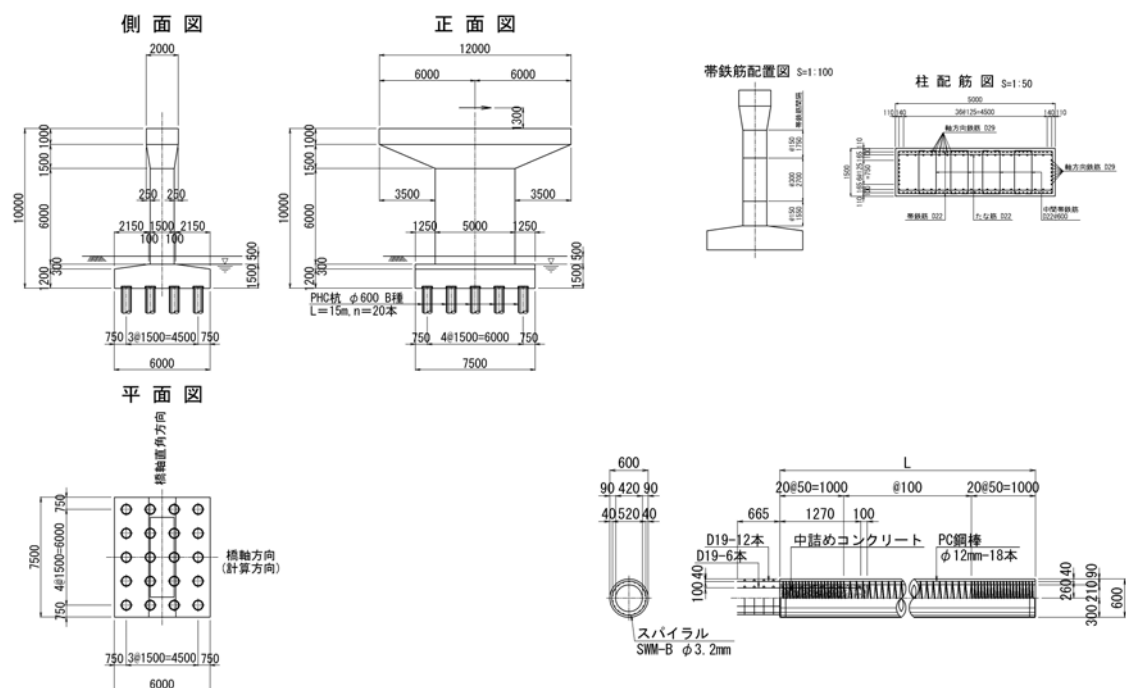


図-2.2.1(a) 動的解析対象橋梁(Case A)

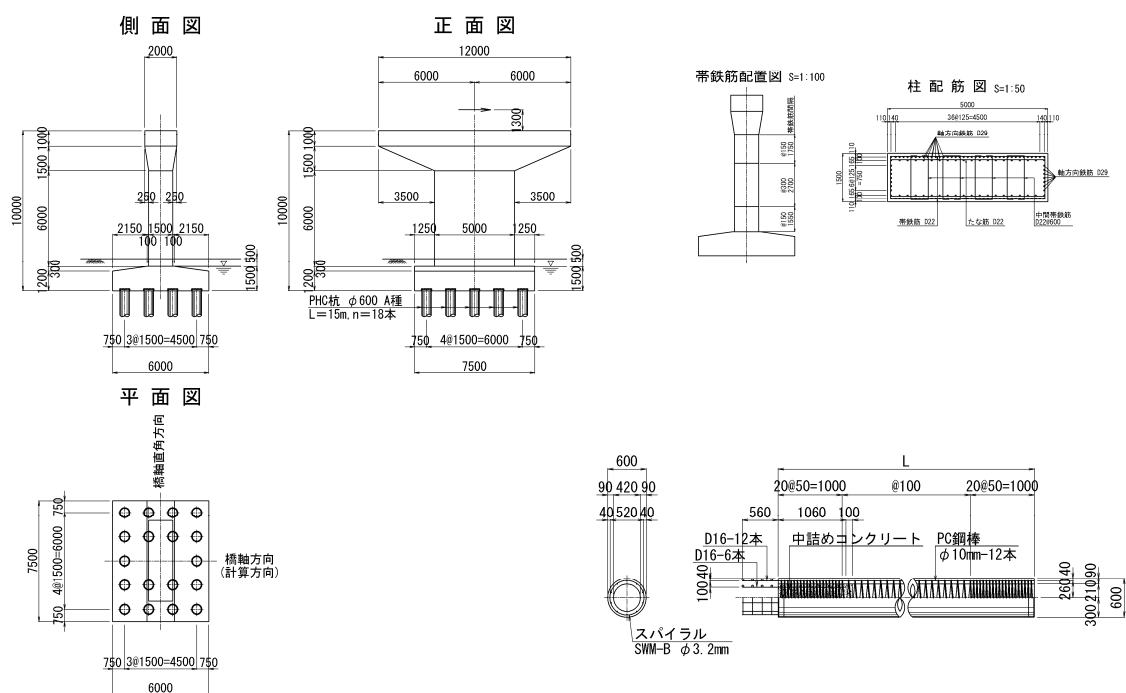


図-2.2.1(b) 動的解析対象橋梁(Case B)

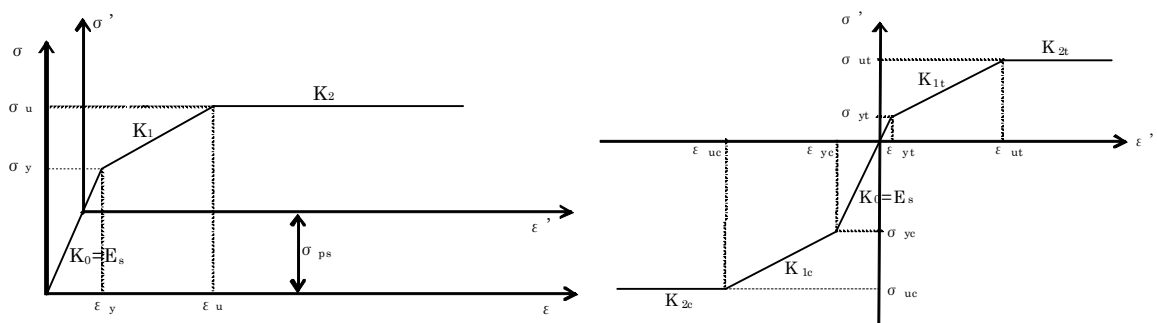


図-2.3.4 PC 鋼材の応力-ひずみ関係の履歴則：非対称トリリニア型

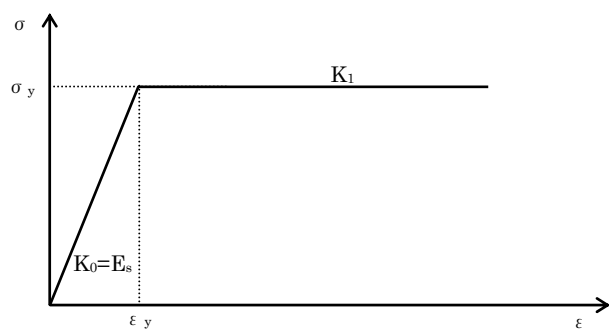


図-2.3.5 鉄筋の応力-ひずみ関係の履歴則：バイリニア型

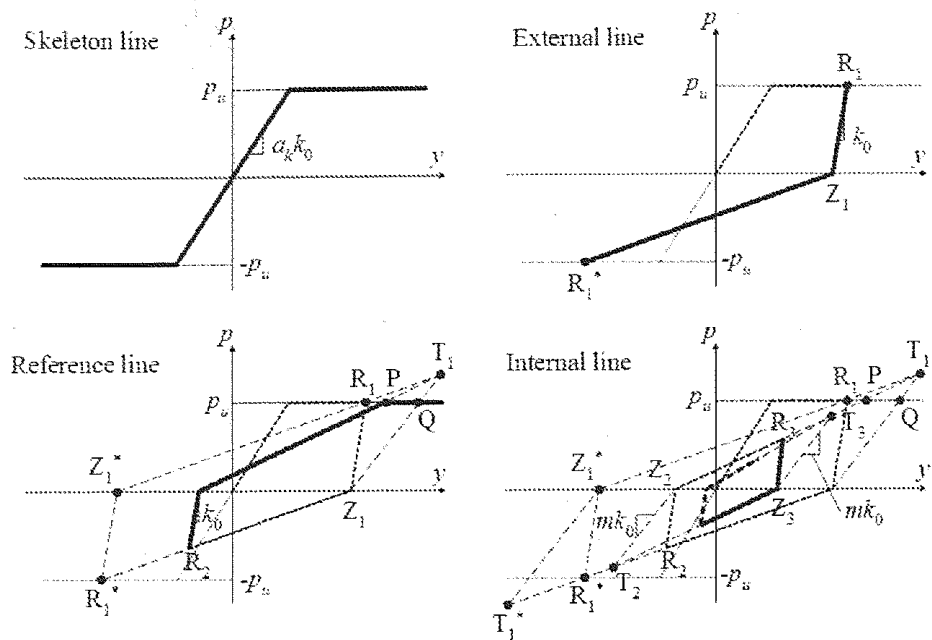


図-2.3.6 Winkler 型 p-y 曲線履歴モデル^{6),7)}

ここに、 v_b は地下水以浅では 0.45、以深では 0.5 とした。 G_D は、地盤の動的変形特性で、室内試験から求めた。 α は本来曲線である p - y 曲線を直線で近似するための補正係数であり、白戸の提案に基づいて初期勾配では 0.1、除荷勾配では 1.0 とした。さらに、上式は単杭に関する式である一方、今回の解析の対象とした基礎は全て群杭であるため、文献 9) を参考に群杭効果を考慮した補正を行っている。また、地盤反力度の上限値は、道路橋示方書に示されている値を用いた。

$$p_{Hu} = \alpha_p p_u \quad (2.4)$$

$$\text{杭-地盤間, 砂質土の場合} \cdots \cdots \alpha_p = 3.0 \quad (2.4-1)$$

$$\text{杭-地盤間, 粘性土}(N > 2) \text{の場合} \cdots \cdots \alpha_p = 1.5 \quad (2.4-2)$$

$$\text{杭-地盤間, 粘性土}(N \geq 2) \text{の場合} \cdots \cdots \alpha_p = 1.0 \quad (2.4-3)$$

フーチング前面-地盤間 $\cdots$

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0 \quad (2.4-4)$$

$$p_u = K_{EP} h + 2c \sqrt{K_{EP}} \quad (2.5)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin \phi}{\cos \delta_E}} \right)^2} \quad (2.6)$$

ここで、

p_{Hu} : 水平地盤反力度の上限値(kN/m²)

p_u : 地震時の受働土圧強度(kN/m²)

α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

δ_e : 地震時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で、 $\delta_e = -\phi/6$ とする

K_{ep} : 地震時の受働土圧係数

c : 粘着力(kN/m²)

ϕ : 内部摩擦角 (°)

内部摩擦角 ϕ と粘着力 c は、 N 値との相関式を用いて推定する。内部摩擦角 ϕ は、次式により推定する。

$$\phi = 4.8 \ln(170N/70 + \sigma'_v) + 23 \quad (N \geq 5)$$

$$\phi = 23 \quad (N < 5)$$

ここで、

σ'_v : 有効土被り圧[kN/m²]で、50 を上限とする。

である。

粘着力 c は、次式により推定する。

$$c = 12.5N [\text{kN/m}^2] \quad (N \geq 5)$$

$$c = 0.5(40 + 5N)^{1.15} [\text{kN/m}^2] \quad (N \geq 5)$$

さらに、杭-地盤間については、白戸らの提案に基づいて群杭効果を考慮した。白戸らの提案は、砂質土の場合、抵抗面積 A を単杭における抵抗面積 A_0 で除した値を補正係数 η とし、粘性土の場合、抵抗面積比による係数に、表-2.3.1 に示す水平力の載荷方向に直交する方向

の杭中心間隔に応じた抵抗面積の低減係数を乗じた値を η とするものである。なお、杭の抵抗面積は、前列杭・後列杭等の位置の違いによって 1 本の杭が負担する面積が異なる。群杭の配置によっては同じ杭列でも杭の位置によって抵抗面積が異なるが、杭列ごとに各杭体の抵抗面積の平均値を与え解析を行うこととする。

(ii) 杭-地盤間の鉛直抵抗特性

杭-地盤間の鉛直抵抗特性は、杭先端支持力と周面摩擦力の 2 つに分けられる。現行の道路橋示方書では、杭-地盤間の鉛直抵抗特性は、2 つのバネをそれぞれ評価することはせず、杭頭のバネに集約する方法がとられている。これは、特に地盤調査結果から周面摩擦の評価することが難しく、これを適切に評価する方法が未だ研究段階であるためである¹⁰⁾。その一方、中谷らは、仮に厳密に周面摩擦を評価できた場合、先端と周面のそれぞれバネを考慮することで、現行の杭頭集約バネに比べて、鉛直支持力特性をより適切に評価できる可能性があることを示している。本解析モデルでは地盤および基礎は仮想モデルであり、地盤調査の不確実性が生じず、別途、厳密に周面摩擦を評価できるという仮定の上で、本研究においては、杭-地盤間の鉛直抵抗特性は、杭と周面地盤の摩擦を考慮した鉛直方向の基礎-地盤間バネ K_{sv} を杭周面に、杭先端の地盤抵抗を考慮した鉛直方向の基礎-地盤間バネ K_v を杭先端に設置することでモデル化する。それぞれのバネ定数は、次式で算出する。

$$K_{sv} = C_s U \Delta h \quad (2.7)$$

$$K_v = k_v A \quad (2.8)$$

砂質土の場合²⁵⁾

$$C_s = 200 N \quad (2.9)$$

$$k_v = 0.6 \times \left(\frac{E_D}{0.3} \right) \times \left(\frac{D}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (2.10)$$

粘性土の場合²⁵⁾

$$C_s = 700 N \quad (2.11)$$

$$k_v = 1.9 \times \left(\frac{E_D}{0.3} \right) \times \left(\frac{D}{0.3} \right)^{-3/4} \quad (2.12)$$

ここで、

K_{sv} : 杭と周面地盤の摩擦を考慮した鉛直方向の基礎-地盤間バネ定数(kN/m)

K_v : 杭先端の地盤抵抗を考慮した鉛直方向の基礎-地盤間バネ定数(kN/m)

C_s : 杭と周面地盤のすべり係数(kN/m³)

U : 杭の周長(m)

Δh : 要素の部材長(m)

k_v : 杭先端地盤の鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

A : 杭の断面積(m²)

N : N 値

E_D : 地盤の動的変形係数(kN/m²)

D : 杭の直径(m)

なお、周面摩擦力および極限支持力は、現行道示の値に従って算出することとした。

杭の軸方向バネの履歴則は、杭と周辺地盤の摩擦を考慮したバネについてはスリップ型バイリニアモデル、杭先端の鉛直地盤反力を考慮したバネについては、押し込み時のみ作用する片側スリップモデルを採用した。

(iii) 支持層内の地盤抵抗

本研究で対象とする基礎は支持杭であるため、杭先端は支持層内に根入れされている。支持層内の周面摩擦については、杭先端の先端支持力に含まれているが、回転抵抗、水平抵抗については、これらを考慮できる水平バネ、回転バネを設けてモデル化する。

$$K_h = nk_H DH \quad (2.13)$$

$$K_{\theta} = \frac{nk_H DH^3}{12} \quad (2.14)$$

(iv) 周辺地盤のモデル化

本文2.で述べたように、自由地盤の挙動は、現段階では十分な精度をもって推定できているとは言えず、そのモデル化、物性値の評価方法等について今後の研究成果を待たねばならない。本文では、この点を考慮した上で、既往の動的解析で比較的良好に用いられている方法でモデル化した。すなわち、バネの骨格曲線に双曲線モデル、履歴則に Masing 則を用いてモデル化した。

せん断剛性比 $G/G_0=0.5$ に対する基準ひずみを設定して周辺地盤のみの動的解析を行った場合、地盤のせん断ひずみが大きくなり、地表面における加速度波形が頭打ちとなることがある。そこで、基準ひずみを何通りかに変化させて周辺地盤のみの動的解析を行って検討し、この結果を踏まえ、地表面における加速度に前述のような傾向がでないような基準ひずみを設定した。基準ひずみの設定に必要な $G/G_0-\gamma$ 曲線は、次式で算出される平均有効主応力に依存している^{11~14)}。

$$\sigma'_m = \frac{(1+2K_0)}{3} \Sigma \gamma h \quad (2.15)$$

ここで、

σ'_m : 平均有効主応力

K_0 : 静止土圧係数で、0.5 とする

γ : 単位体積重量 (有効重量) (kN/m³)

h : 層厚(m)

周辺地盤のせん断バネ K は、次式より求める。

$$K = \frac{A_G G_D}{h} \quad (2.16)$$

ここで、

A_G : 周辺地盤の面積(m²)

G_D : 地盤の動的せん断変形係数(kN/m²)

h : 層厚(m)

せん断変形係数は、文献¹⁵⁾を参考に、次式を用いて拘束圧依存性を考慮する。

$$G_D = A \sigma_m'^{0.5} \quad (2.17)$$

ここで、係数 A は、各層中央において平均せん断弾性波速度から求めたせん断変形係数に等しくなるように定めるものとする。周辺地盤の面積 A_G は、1 辺が基礎幅(フーチング幅)の 10 倍と仮定して設定する。

また、周辺地盤のモデル化には、工学的基盤面における逸散減衰効果を見込んで、周辺地盤のモデルの工学的基盤上端の境界にダッシュポットを考慮する。ダッシュポットの減衰係数 C (kN・s/m) は次式により求める。

$$C = \frac{\gamma}{g} V_{si} A_G \quad (2.18)$$

ここで、

γ : 基盤層の単位体積重量(kN/m³)

g : 重力加速度 (=9.80665) (m/s²)

V_{si} : 平均せん断弾性波速度(m/s)

A_G : 周辺地盤の面積(m²)

2.3.3 上部構造と橋脚のモデル化

上部構造及び橋脚は、質点集中型のはり要素でモデル化した。橋脚は RC 構造物であり、その非線形性は、 $M-\phi$ 関係を用いてモデル化した。骨格曲線は、ひび割れ、初降伏、終局を結ぶトリリニア型モデルとする。履歴則は Takeda モデルとした。フーチングは、剛な梁要素でモデル化し、回転慣性を考慮した。ただし、質量は重心位置に設けた質点に集中させた。

2.3.4 減衰のモデル化

固有振動モードごとの減衰定数は、ひずみエネルギー比例減衰法により求めた。ここで、各要素の減衰定数としては、現行道示 V を参考にして定めた表-2.3.1 の値を用いた。構造物(橋脚・杭体)における粘性減衰は、地

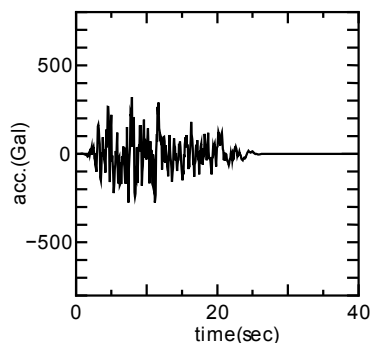
盤の1次モードと構造物のロッキングモードから決まる要素別 Rayleigh 減衰とした。周辺地盤における粘性減衰は、地盤の1次モードに対する剛性比例型の減衰とした。

表-2.3.1 要素別の減衰定数

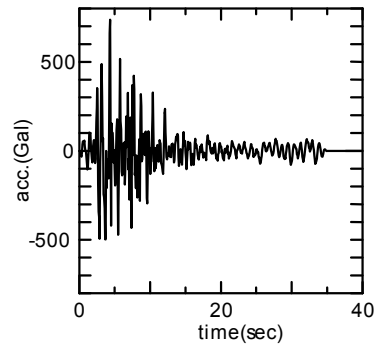
部位		減衰定数h	備考
固定支承		0.00	
RC 橋脚	梁部	0.00	剛部材
	柱部	0.02	履歴減衰を別途考慮
フーチング		0.00	剛部材
杭体		0.02	履歴減衰を別途考慮
基礎地盤間バネ	水平方向のバネ	0.20	逸散減衰効果を見込む
	杭周面の鉛直方向の摩擦バネ	0.00	逸散減衰効果はほとんど見込めないと考えられる
	杭先端の地盤抵抗の鉛直バネ	0.20	逸散減衰効果を見込む
	支持層根入れ部の水平・回転バネ	0.20	逸散減衰効果を見込む
周辺地盤の層間せん断バネ	沖積粘性土層	0.01	非線形モデルによりエネルギーの履歴吸収を別途考慮
	沖積砂質土層	0.01	

2.4 入力地震動

入力地震動は、レベル2地震動とした。図-2.4.1に、入力した地震動の時刻歴を示す。Case A については、Type I 地震動と Type II 地震動の両方を対象として解析した。ここで、Type I 地震動は、I 種地盤の標準加速度波形を露頭基盤波とみなして入力し、Type II 地震動は文献 13) にて提案されている基盤波を入力した。Case A の解析の結果、Type I 地震動よりも Type II 地震動の方が基礎や橋脚の応答が大きかったため、Case B 以降は Type II のみを入力した。



(a) Type I 地震動



(b) Type II 地震動

図-2.4.1 入力地震動時刻歴

2.5 動的解析結果

前述の通り、Case A については入力地震動として Type I, Type II の両方を設定し、Type II の方が大きな応答が得られたため、解析結果は、入力地震動として Type II 地震動を考慮した場合のみについて、解析結果を報告する。

(1) フーチング底面位置の変位

図-2.5.1 に、各ケースのフーチング底面(杭の杭頭付近)の水平変位の時刻歴を示す。また、図-2.5.2 は、横軸に杭頭位置の最大応答水平変位、縦軸にフーチングの最大応答回転角を示したものである。

杭種の違いによる最大応答変位の違いに着目するため、Case A と D を比較する。ここに、Case A と D は、ともに橋脚高さ 10m で杭頭付近の地盤の N 値が 2 であるケースであり、Case A が PHC 杭、Case D が RC 杭である。両ケースにはほぼ同程度の水平変位が生じており、杭種により、杭頭の最大応答水平変位に有意な違いがないことが分かる。橋脚高さ 10m で杭頭付近の地盤の N 値が 15 の Case B と E についても、杭種の違いによる最大応答水平変位に大きな違いは無い。橋脚高さの違いが杭の最大水平応答変位に与える影響について考察するため、Case A と C を比較する。この2ケースはともに PHC 杭で杭頭付近の地盤の N 値が 2 のケースである。最大水平応答変位を見ると、大きな違いは無い。杭頭付近の地盤の N 値の違いによる最大応答水平変位の違いに着目すると、杭頭付近の N 値が小さい(N=2) Case A, D は、いずれも、杭頭付近の地盤の N 値が大きい(N=15) の Case B, E よりも、約 2.5 倍大きな変位が生じている。

以上から、最大応答水平変位に対しては、杭種や慣性力の作用位置や大きさよりも、杭頭付近の地盤条件が大きく影響することが分かった。

図-2.5.2 について、縦軸の回転角の値を見ると、杭頭付近の地盤のN 値や杭種の違いによる回転角の違いはほとんどない。一方、前述の通り、水平変位は杭頭付近の地盤N 値によって比較的大きな違いが生じる。その結果、杭種に関わらず、杭頭付近の地盤のN 値が小さいケースは回転角に対して水平変位が卓越するスウェーモードが支配的となり、N 値が大きいケースはN 値が小さいケー

スに比べてロッキングが支配的になる傾向がみられた。一方、慣性力作用位置が高いケースと低いケースについてみると、慣性力作用位置が高いケースは回転角が小さく、杭頭付近の地盤のN 値が小さく、慣性力作用位置が低いケースよりもさらにスウェーモードが卓越していることが分かった。

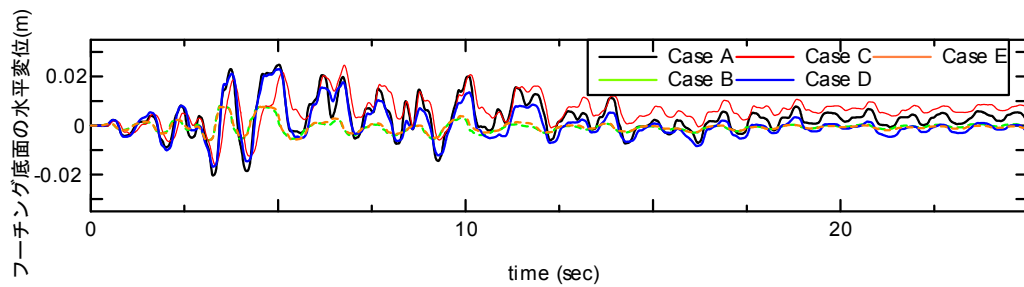


図-2.5.1 フーチング底面位置の水平変位の時刻歴

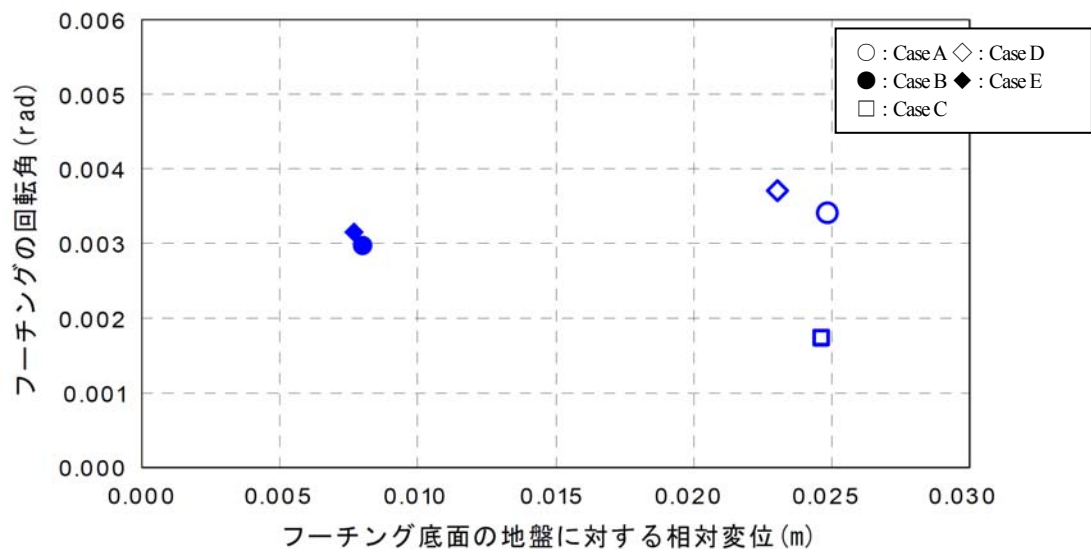


図-2.5.2 フーチングの最大応答回転角と最大応答水平変位

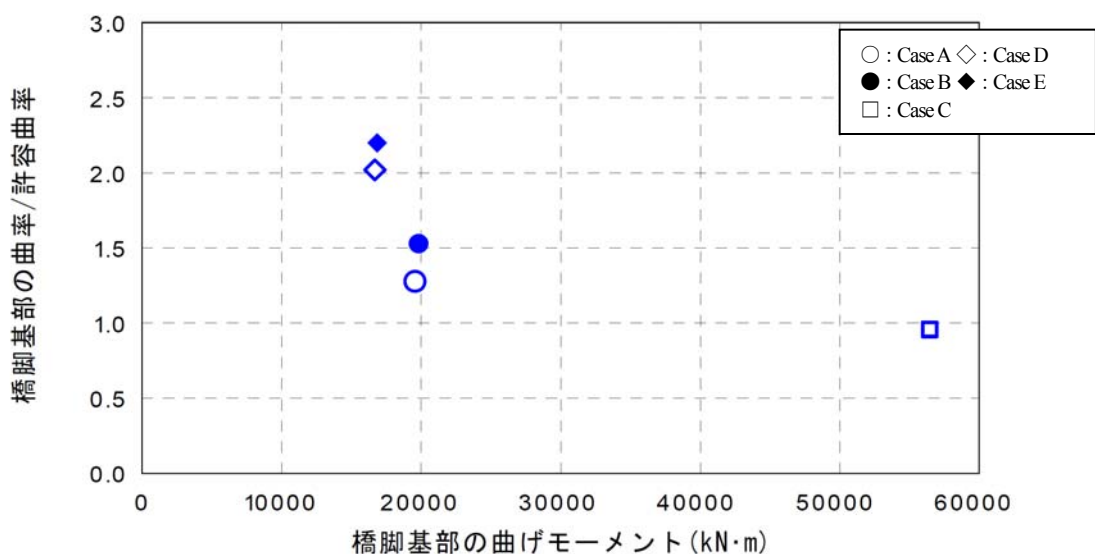


図-2.5.3 橋脚基部に生じた曲率と許容曲率の比率

(2) 橋脚基部に生じた曲げモーメントおよび曲率

図-2.5.3 は、横軸に橋脚基部に生じた曲げモーメント、縦軸に橋脚基部の曲率を許容曲率で除し、許容曲率に対する安全余裕を示したものである。ここで、許容曲率は、現行の現行道示 V により算出した。

橋脚基部に生じた曲げモーメントは、慣性力作用位置が小さい Case A, B, D, E は約 20,000 kN・m 程度であり、慣性力作用位置が大きい Case C はその約 3 倍の 60,000 kN・m 程度生じている。(1)で述べたように、慣性力作用位置が高いケースは水平変位や回転角が比較的小さいが、前述の通り、橋脚基部にエネルギーが集中することで基礎にエネルギーが伝達しなかったものと思われる。一方、基部の曲率が許容曲率を下回ったのは、発生曲げモーメントが著しく大きい、慣性力作用位置が高いケースのみであった。

(3) 杭体に生じた断面力

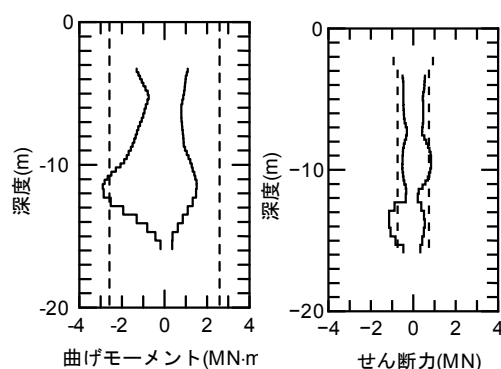
図-2.5.4 に、動的解析で得られた杭に生じた曲げモーメントの深度方向分布と現行道示 IV における杭体の降伏曲げモーメント、発生せん断力の深度方向分布と杭体のせん断耐力を示す。同図で示した発生断面力の分布は、断面力が最も発生しにくいと思われるフーチング中心よりの位置の杭について、最大曲げモーメント、最大せん断力が生じた瞬間のものである。また、曲げモーメントについて、最大曲げモーメント、降伏曲げモーメント、最大曲げモーメントと降伏曲げモーメントの比率を、表-2.5.1 に示す。

杭種、慣性力作用位置に関わらず、杭頭付近の地盤の N 値が 2 である Case A, C, D は、地中部で生じた杭の曲げモーメントが降伏曲げモーメントを超えている。これらは基礎を構成する杭の中でも最も曲げモーメントが発生しにくい杭に対する結果であることから分かる通り、全杭についてこれ以上の曲げモーメントが発生していた。すなわち、全杭降伏状態となっており、現行道示 IV における地震時保有水平耐力法の照査でいう、基礎の降伏に至っている状態である。一方、杭頭付近の地盤の N 値が 15 である Case B, E は基礎の降伏に達していない。最大発生曲げモーメントと降伏曲げモーメントの比率についてみると、N 値が 15 の場合、RC 杭の Case E は、PHC 杭の Case B と同程度である。一方、N 値が 2 の場合、Case A の PHC 杭に生じた最大曲げモーメントは降伏曲げモーメントの 1.1 倍程度であるが、RC 杭の Case D は降伏曲げモーメントの 1.4 程度のモーメントが生じている。これは、そもそも RC 杭の降伏ひずみの値が小さ

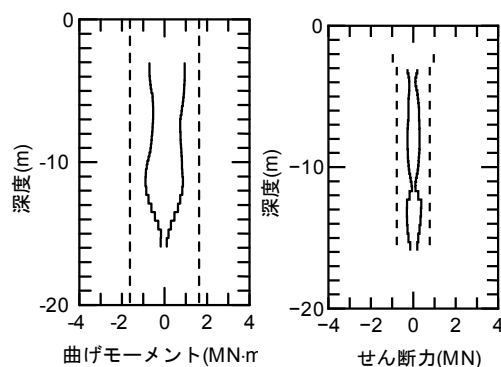
いことも一因である。

発生せん断力については、ファイバー要素による評価は困難であるが、参考までにみると、発生曲げモーメントが降伏曲げモーメントに達したケースは、せん断力もせん断耐力を超え、せん断破壊していることが分かる。

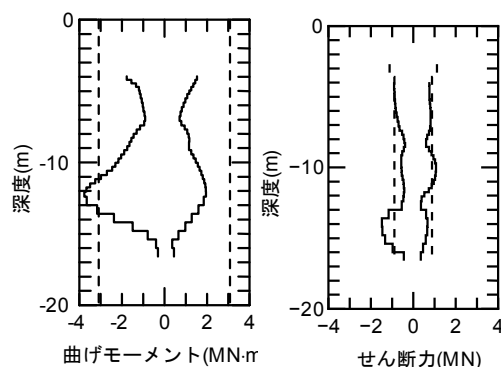
以上から、杭体に発生する曲げモーメントの値に対しても、最大水平応答変位と同様に、杭頭付近の地盤条件が支配的な要因であると考えられる。中でも、降伏曲げモーメントの値が小さい RC 杭の場合は、その傾向が顕著である。



(a) Case A



(b) Case B



(c) Case C

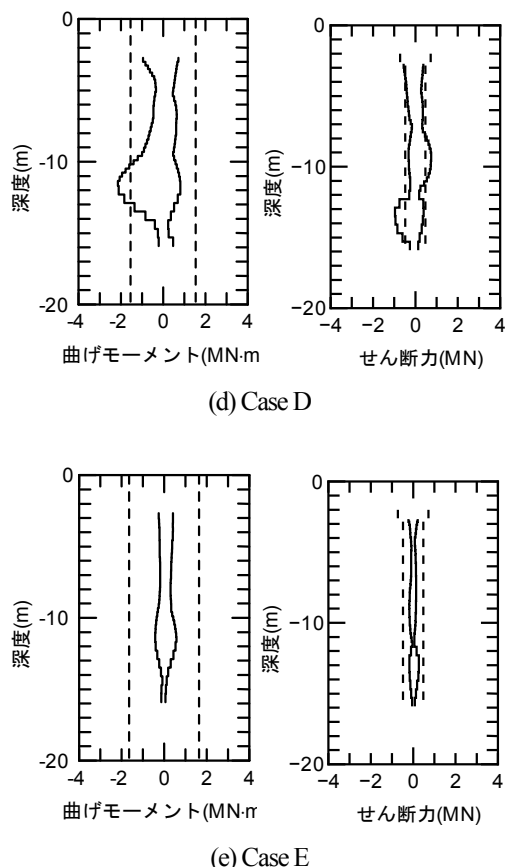


図-2.5.4 杭に生じた断面力の深度方向分布(左：曲げモーメント分布, 右：せん断力)

2.6 地震時保有水平耐力法による照査結果

前述の通り、本解析の検討対象とした中で杭頭の水平変位、杭体に発生する断面力の観点から最も耐震性に劣ると思われたのは、Case Dである。そこで、本ケースについて、現行設計法（地震時保有水平耐力法）に基づいて照査を行った。

地震時保有水平耐力法による安定照査の結果、水平変位は杭径の1.5%(9mm)、回転角は0.001 radであり、いずれも動的解析結果よりも小さい値となった。

部材照査については、動的解析結果と同様に橋脚基部は塑性化が生じ、さらに橋脚基部の塑性化後に杭体がせん断破壊するなどの損傷が生じた。ただし、発生せん断力がせん断耐力を上回った位置は動的解析と地震時保有水平耐力法で異なり、動的解析では地中部においてであったが、地震時保有水平耐力法では杭頭位置であった。また、動的解析結果と異なり、いずれの杭も発生曲げモーメントは降伏曲げモーメントには達しなかった。

このように、地震時保有水平耐力法で基礎に生じると推定される損傷は、安定照査、部材照査ともに、動的解

析で推定される損傷に比べて小さい傾向を示した。例えば、動的解析では杭体が降伏する等の挙動が見られた一方で、地震時保有水平耐力法では動的解析で見られた損傷には至らなかった。動的解析で杭体が降伏した要因は、動的解析で杭体が降伏曲げモーメントを超えた深度は軟弱な粘性土層と比較的良質な砂質土層との層境であることから、各層の地盤の挙動を考慮してこれを直接的に荷重として考慮したためであると推定される。また、地震時保有水平耐力法では地震時の地盤の挙動をモデル化しない代わりに、慣性力を大きめに評価している。その結果、基礎よりも橋脚躯体や橋脚基部に大きな荷重が作用し、この部分の損傷が先行する傾向がある。解析対象とした橋梁は橋脚耐力が著しく小さく、慣性力により橋脚基部が降伏する震度が極めて小さかったため、この傾向がより顕著であると考えられる。

3. 自由地盤の応答評価のための土質試験法に関する検討

3.1 背景

平成21年度は、道路橋の杭基礎の動的解析に対する地盤の力学パラメータのばらつきの影響について検討を行い、基礎・地盤の相互作用に関わるパラメータ（地盤反力係数、地盤反力度の上限値）よりも、自由地盤の応答評価に関わるパラメータ（せん断強度 τ_f ）のばらつきが解析結果に最も大きな影響を及ぼすことを明らかにした¹⁶⁾。せん断強度 τ_f が杭基礎の動的解析に大きな影響を与える理由は、概ね次のとおりである。

- 杭基礎の地震時挙動に影響を与える作用としては、上部構造の慣性力と地盤振動変位がある。
- 大地震時のせん断振動によって各土層に生じるせん断応力が土のせん断強度 τ_f 付近に達すると、 τ_f 以上の地盤のせん断応力が上方に伝達しないため、地表に向かって到達する加速度には土層構成と各層のせん断強度 τ_f に応じた上限が存在する。このため、 τ_f のばらつきは地表位置での地盤の応答加速度に大きな影響を与える。これを入力地震動として応答解析を行うため、 τ_f のばらつきが上部構造の慣性力に影響を与えることになる。
- ある土層に生じるせん断応力がせん断強度 τ_f 付近に達すると、せん断ひずみが急増し、地盤振動変位が急増する。このため、 τ_f のばらつきは地盤振動変位の大さに強く影響する。

例えば、 τ_f が実際よりも小さめに設定された場合の動的解析の結果を考えてみると、大きめの地盤振動変位とともに小さめの慣性力が得られる。このことを基礎の耐震性の観点から考えると、地盤振動変位は安全側、慣性力は危険側となる。したがって、実地盤のせん断強度 τ_f の特性値を的確に評価することが、基礎の耐震性を考える上で重要である。

液状化地盤を除けば、一般に、地盤の地震時挙動の評価にあたっては、一般に Hardin-Dmievich モデル、Ramberg-Osgood モデル、双曲線モデル等の全応力モデルが用いられ、その材料パラメータは、繰返し変形特性試験で得られた履歴曲線(割線剛性、履歴減衰)から設定される。しかし、繰返し変形特性試験は、大地震時・大ひずみ時の挙動を評価するにあたり、様々な課題が指摘されている¹⁷⁾。

そこで、本年度は、様々な方法により土質試験を行い、大地震時における非液状化地盤の地震時挙動を得るためにはどのような土質試験法が適しているかについて検討した。

検討は、各種土質試験法の適否が、地震時の地盤のせん断応力 τ ・せん断ひずみ γ 関係との比較に基づいて評価できることから、動的遠心模型実験において計測された加速度から直接算出したせん断応力 τ ・せん断ひずみ γ 関係を比較対象とした。

3.2 既往の動的遠心模型実験による土の応力・ひずみ関係

3.2.1 実験概要

各種土質試験との比較対象とする実験は、独立行政法人土木研究所の大型動的遠心力载荷試験装置により、70G の遠心力場の下で行ったものである。以降に示す物理量は、特記しない限り実物スケールの値である。

検討対象としたのは、図-3.2.1 に示す Case1-1 および Case1-2 の層3を構成する粘性土層、Case1-3 の層1を構成する砂質土層である。これらの実験は橋脚杭基礎の地震時挙動を把握することを目的としたものであるが、本検討では構造物の影響が少ない遠方地盤(加速度計A1-1～A1-7)における地盤の地震時挙動のみに着目した。

Case1-1 と Case1-2 は、地盤条件が同一であり、入力地震動のみが異なる。地盤材料には豊浦硅砂およびカオリン粘土を使用し、模型地盤は、相対密度 $Dr=60\%$ の乾燥砂による層1、 $Dr=60\%$ の飽和砂による層2、正規圧密粘土による層3、 $Dr=85\%$ の飽和砂による層4、 $Dr=90\%$ の飽和砂による層5の5層から構成される。

Case1-1 の入力地震動は、兵庫県南部地震における強震記録の逆解析等に基づいて設定されたレベル2地震動タイプII相当の解放基盤面(いわゆる2E)での基盤地震動波形¹⁸⁾から設定したものである。実験時には、振動台の加振能力等を勘案し、振幅を原波形の0.7倍に調整している。Case1-2 の入力地震動は、鉄道標準¹⁹⁾における基盤地震動波形のうちスペクトルI適合波であり、振動台の加振能力等を勘案し、振幅を原波形の0.7倍に調整している。入力地震動波形とその加速度応答スペクトルを図-3.2.2、図-3.2.3に示す。

Case1-3 の模型地盤は乾燥砂のみにより構成される。地盤材料には豊浦硅砂を使用し、模型地盤は、相対密度 $Dr=60\%$ の層1、相対密度 $Dr=85\%$ の層2、相対密度 $Dr=90\%$ の層3の3層から構成される。入力地震動波形はCase1-1と同一である。

3.2.2 せん断応力・せん断ひずみ関係の算出

せん断応力 τ は、各時刻における加速度計測値の深さ方向分布を線形補間し、次式により算出した。

$$\tau(z) = \int_0^z \rho(\zeta) \ddot{u}(\zeta) d\zeta \quad (3.1)$$

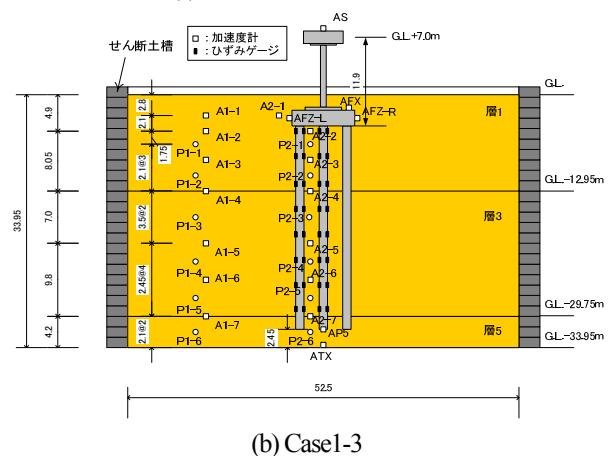
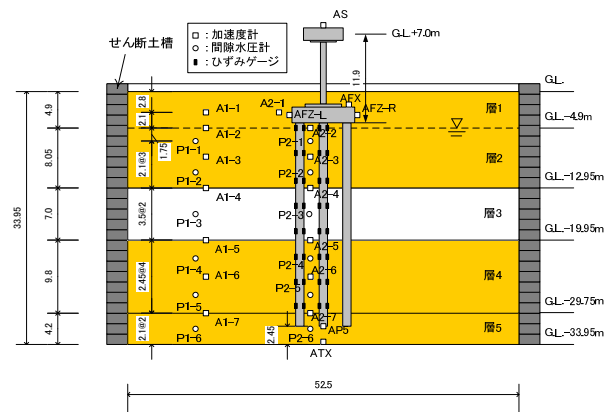
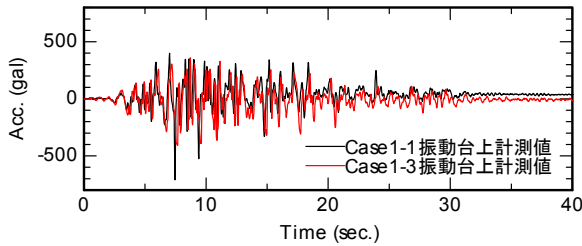
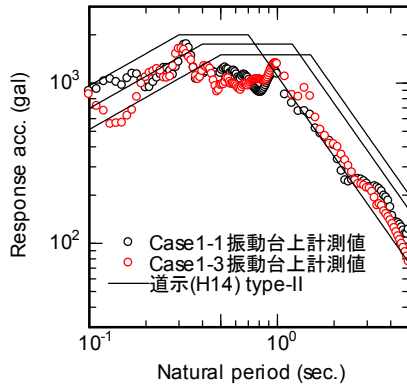


図-3.2.1 実験模型 (単位: m, 寸法は実物スケール)

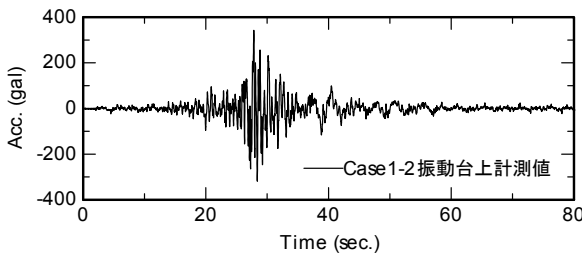


(a) 時刻歴波形

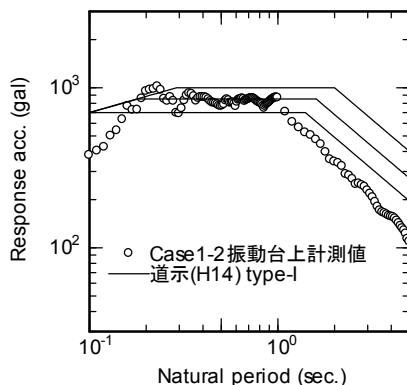


(b) 加速度応答スペクトル

図-3.2.2 入力地震動 (Case1-1 および Case1-3)



(a) 時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図-3.2.3 入力地震動 (Case1-2)

ここに、 $\rho(\zeta)$ 、 $\ddot{u}(\zeta)$ はそれぞれ深さ ζ における地盤の密度、応答加速度である。せん断応力の算出深度 z は各加速度計の中間位置とした。なお、せん断応力の計算値の精度は、加速度の深さ方向分布を線形補間する仮定の

妥当性によるが、本実験のように加速度計が深さ方向に密に配置されている場合、せん断応力は精度よく算出されているものと考えられる。

せん断ひずみは、上下隣り合う 2 つの加速度計計測値の差として得られる波形を、0.1Hz 程度のハイパスフィルタを用いて周波数領域で 2 回積分し、これをさらに加速度計間の距離で除すことにより算出した。ただし、2 回積分による変位およびせん断ひずみの時刻歴の計算値には、比較的大きな数値誤差が含まれている可能性があることを断わっておく。

ここでは、液状化層を除き、最も大きなせん断ひずみが得られた深度に着目した。すなわち、着目深度は、Case1-1, 1-2 では GL-12.95~19.95m (加速度計 A1-4・A1-5 間) の飽和粘性土層、Case1-3 では GL-4.9~8.75m (加速度計 A1-2・A1-3 間) の乾燥砂質土層である。実験時における飽和粘性土層の過剰間隙水圧比の最大値は Case1-1 で 0.5、Case1-2 で 0.3 程度であり、液状化に至るほどではない。

ここでは、液状化層を除き、大きなひずみが計測された位置として、Case1-1 および Case1-2 の加速度計 A1-4~A1-5 間、Case1-3 の加速度計 A1-2~A1-3 間に着目することとした。それらの位置におけるせん断応力 τ ・せん断ひずみ γ 関係を図-3.2.4 に示す。Case1-1, 1-2 では、負側にせん断応力が大きく突出している箇所が見られるが、これは上方に位置する液状化層のサイクリックモビリティによるスパイク状の加速度波形が影響したものであり、誤差の一種であると考えられる。これを除けば、いずれのケースについてもせん断応力の頭打ちが見られ、せん断強度付近に達していることが分かる。

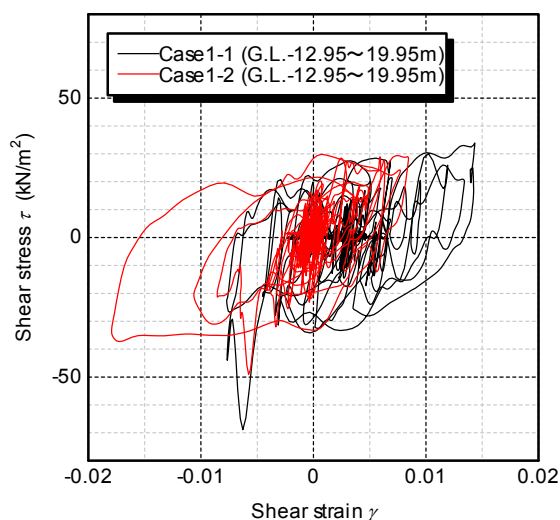
各ケースの着目土層に関する基本的な物理量として、密度 ρ 、初期有効上載圧 σ'_{v0} 、初期有効拘束圧 σ'_{m0} 、S 波速度 V_s および初期せん断剛性 G_{0F} を表-3.2.1 に示す。ここに示した密度は、地下水位以深に位置するカオリン粘土層については飽和密度 ρ_{sat} 、乾燥砂地盤として実験を行った Case1-3 の豊浦砂については乾燥密度 ρ_d である。初期有効上載圧 σ'_{v0} 、初期有効拘束圧 σ'_{m0} はいずれも着目土層の中間深度における値であり、初期有効拘束圧 σ'_{m0} は次式により算出している。

$$\sigma'_{m0} = \frac{\sigma'_{v0} + 2K_0\sigma'_{v0}}{3} = \frac{1+2K_0}{3}\sigma'_{v0} \quad (3.2)$$

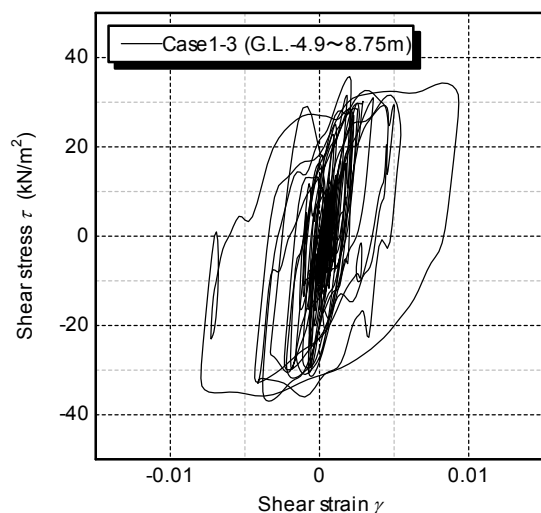
ここに、 K_0 は静止土圧係数であり、一般的な値として 0.5 とした。S 波速度 V_s は微小インパルス加振における加速度波形の走時線から読み取った値である。加速度の計測ノイズの問題により、 V_s はピーク時刻から読み取って

表-3.2.1 着目土層に関する基本的な物理量

実験 ケース	地盤材料	中間深度 GL.- (m)	ρ (t/m ³)	σ'_{v0} (kN/m ²)	σ'_{m0} (kN/m ²)	Vs (m/s ²)	G_{0F} (kN/m ²)
Case1-1	カオリン粘土 (OCR=1.0)	16.45	1.666	169.6	113.1	174	50.4×10^3
Case1-2	カオリン粘土 (OCR=1.0)	16.45	1.666	169.6	113.1	154	39.5×10^3
Case1-3	豊浦砂 (Dr=60%)	6.83	1.511	101.1	67.4	138	28.8×10^3



(a) Case1-1, Case1-2 (粘性土層)



(b) Case1-3 (砂質土層)

図-3.2.4 せん断応力 τ ・せん断ひずみ γ 関係

るが、微小加振時の加速度は地表付近においても2~4gal程度と極めて小さいため、ひずみレベルは十分に小さいとみなすことができる。

なお、遠心実験では、応力とひずみについては相似則

が満足されているものの、ひずみ速度については相似則が満足されておらず、実物に比べて70倍のひずみ速度が生じていることを付記しておく。使用した地盤材料の変形・強度特性にひずみ速度が影響する場合は、その影響が実験結果に表れているものと考えられる。

3.3 繰返し変形特性試験による応力・ひずみ関係の再現性

3.3.1 はじめに

最初に、従来から用いられている繰返し変形特性試験を行い、図-3.2.4の τ ・ γ 関係の再現性について検討を行った。

3.3.2 試験方法

Case1-1, 1-2で着目する飽和粘性土(カオリン粘土、過圧密比OCR=1.0)に対しては非排水条件、Case1-3で着目する乾燥砂質土(豊浦砂、Dr=60%)に対しては排水条件で繰返し変形特性試験を行った。試験ケースを表-3.3.1および表-3.3.2に示す。いずれの条件についても、载荷方法は地盤工学会基準²²⁾(JGS 0542-2009, JGS 0543-2009)に従った。すなわち、各载荷段階における繰返し载荷中は非排水条件あるいは排水条件とし、次の载荷段階に移行する前に過剰間隙水圧を消散させた。なお、Case S5は文献²⁰⁾に示した試験データである。

カオリン粘土の供試体は、予圧密容器にスラリー状のカオリン粘土を投入し、上載圧を20~120kN/m²まで徐々に増加させることで一次元圧密させた後、予圧密容器から取り出してトリミング法により成形することで作製した。最終的な上載圧を120kN/m²としたのは、これより圧密応力を小さくすると供試体の成形が困難となるためである。豊浦砂の供試体は、モールドを試験機に設置した後、空中落下法により作製した。

まず、実務でよく行われるのは、繰返し三軸試験による方法である。この場合、三軸圧縮・伸張を与えることで平均応力 σ_m が変化する。これに対応するのがCase C4

表-3.3.1 繰返し変形特性試験のケース (カオリン粘土)

Case	载荷方法	初期鉛直応力 σ'_{v0} (kN/m ²)	初期水平応力 σ'_{h0} (kN/m ²)
C4	三軸圧縮・伸張	120	120
C5	中空ねじり	120	120
C6	中空ねじり	170	85

表-3.3.2 繰返し変形特性試験のケース (豊浦硅砂)

Case	载荷方法	初期鉛直応力 σ'_{v0} (kN/m ²)	初期水平応力 σ'_{h0} (kN/m ²)
S4	三軸圧縮・伸張	70	70
S5	中空ねじり	100	100
S6	中空ねじり	100	50

および S4 である。三軸試験では、供試体のひずみを直接計測する局所ひずみ計 (LDT) を用いることで微小ひずみを精度よく計測することができるが、実務レベルで使用されることは少ないことから、ここではあえて使用していない。

次に、異方圧密状態を再現しないものの、平均応力 σ_m を変化させることなくせん断応力を与える方法として、等方圧密条件下 ($K_0=1.0$) で繰返し中空ねじりせん断試験を行う方法がある。これに対応するのが Case C5 および S5 である。

さらに、地震時における地中の応力状態について考えると、地震前には異方圧密状態 ($K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v \neq 1.0$, σ'_h : 有効側圧, σ'_v : 有効上載圧) にあり、これを初期条件として水平方向の繰返しせん断を受け、かつ、水平成層地盤であれば SV 波の入力に対して平均応力 $\sigma_m = (\sigma_v + 2\sigma_h)/3$ が変化しない。これを忠実に再現するための一手法として、異方圧密条件下で繰返し中空ねじりせん断試験を行う方法がある。これに対応するのが Case C6 および S6 である。これらのケースでは、静止土圧係数 $K_0=0.5$ とした。

3.3.3 データ整理方法

繰返し変形特性試験を三軸試験により行った場合 (Case C4, S4), 試験結果としては等価ヤング率 $E \cdot$ 軸ひずみ ε 関係が得られる。これについては、 $G=E/3$, $\gamma=1.5\varepsilon$ とすることで $G \cdot \gamma$ 関係に換算した。これは、ポアソン比 $\nu=0.5$ としたことに相当し、飽和試料の非排水試験では体積ひずみ $\varepsilon_v=0$ であることから一定の合理性を有するが、排水試験の場合は体積ひずみが生じることから、本来的にはこれを適用することの合理性はない。しかし、微小ひずみレベルにおける体積ひずみを精度よく計測するこ

とが困難であることから、ここでは便宜上、非排水試験の場合と同様に整理することとした。

遠心実験と土質試験において、有効拘束圧に多少の差があることから、これを次式²¹⁾により補正することとした。

$$\frac{G}{G_0} = \left(\frac{G}{G_0} \right)_L \frac{B + \gamma A (\sigma'_{m0L})^{m-n}}{B + \gamma A (\sigma'_{m0F})^{m-n}} \quad (3.3)$$

$$G_0 = A (\sigma'_m)^m \quad (3.4)$$

$$\tau_f = B (\sigma'_m)^n \quad (3.5)$$

ここに、 σ'_{m0L} は土質試験における初期有効平均応力、 σ'_{m0F} は遠心実験の着目深度における初期有効拘束圧、 G/G_0 は初期有効拘束圧を σ'_{m0F} 相当に補正したせん断剛性比、 $(G/G_0)_L$ は土質試験で得られた初期有効拘束圧 σ'_{m0L} のときのせん断剛性比、 γ はせん断ひずみ、 A, m は初期せん断剛性の拘束圧依存性に関するパラメータ、 B, n はせん断強度の拘束圧依存性に関するパラメータである。

パラメータ m については土質によらず 0.5 とした。土質試験における初期平均有効応力 $\sigma'_{m0L} = (\sigma'_{a0} + 2\sigma'_{r0})/3$, σ'_{a0} : 初期有効軸応力, σ'_{r0} : 初期有効側圧) とそこで得られた微小ひずみ時のせん断剛性 G_{0L} を用いることで、パラメータ A が求まる。

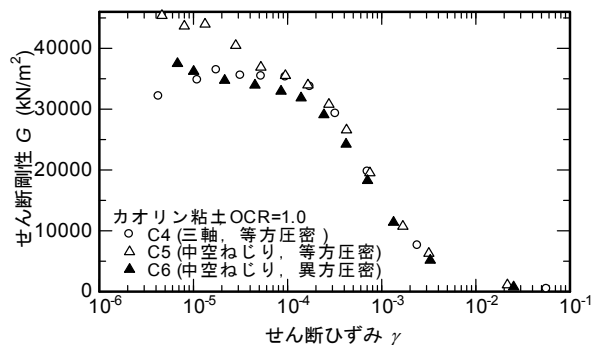
パラメータ n は、砂質土に対しては 1.0 とした。粘性土に対しては、後述の単調載荷試験で得られた強度定数 c, ϕ に基づいて設定した。土質試験で得られた $G \cdot \gamma$ 関係を $\tau \cdot \gamma$ 関係に換算し、双曲線モデルでフィッティングすることで、せん断強度 τ_L が求まる。これらと土質試験における初期平均有効応力 σ'_{m0L} を用いれば、パラメータ B が求まる。

3.3.4 各ケースにおける $G \cdot \gamma$ 関係の比較

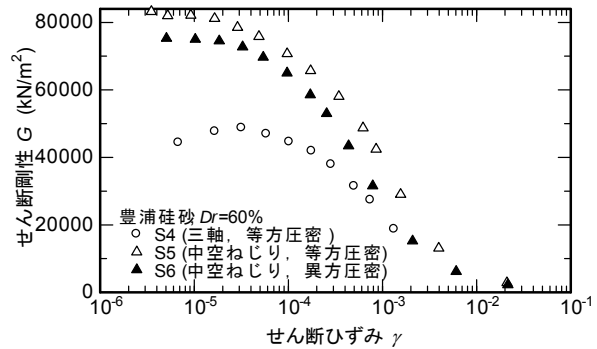
まず、前項に示した方法で拘束圧による補正を行った繰返し変形特性 $G \cdot \gamma$ 関係を図-3.3.1 に示す。

一般に、粘性土に比べて砂質土の方が小さなひずみレベルで剛性低下を生じるが、例えば微小ひずみ時のせん断剛性 G_0 に対して $G=G_0/2$ となるときのせん断ひずみに着目すると、カオリン粘土、豊浦硅砂ともに $\gamma=5 \times 10^4$ 前後であり、差が見られない。これは、カオリン粘土に比べて豊浦硅砂の圧密応力が半分程度と小さいためであると考えられ、不自然なことではない。

カオリン粘土については、微小ひずみレベルにおいて、せん断剛性 G に大きなばらつきが認められる。ひずみの



(a) カオリン粘土



(b) 豊浦硅砂

図-3.3.1 各ケースの $G \cdot \gamma$ 関係

計測は、三軸試験、中空ねじり試験ともに供試体キャップ位置で行っているが、キャップあるいはペダスタルと供試体上下端面の不完全接触等により、微小ひずみレベルにおけるせん断ひずみを精度よく計測できていないためであると考えられる。ただし、ひずみレベルが大きくなるにつれてせん断剛性 G のばらつきが小さくなっており、特に、 $\gamma = 5 \times 10^{-4}$ 以降のひずみ域では、各ケースによる $G \cdot \gamma$ 関係がよく一致している。実際に発生したひずみが大きくなることで、計測誤差の影響が小さくなったためであると考えられる。粘性土の場合は、荷重方向の影響（三軸圧縮・伸張と中空ねじりせん断による違い）、異方圧密の影響が小さいものと考えられる。

豊浦硅砂については、特に、三軸試験の場合がせん断剛性を小さめに評価している。豊浦硅砂の繰返し変形特性試験はいずれも排水条件下で行ったものであるが、前述のように、三軸試験の場合は試験で得られた $E \cdot \varepsilon$ 関係を非排水条件の場合と同様の方法によって $G \cdot \gamma$ 関係に換算したことが要因として考えられる。したがって、排水繰返し三軸試験により適切な $G \cdot \gamma$ 関係を得るためには、供試体の側方ひずみを精度よく計測することが必要である。一方で、排水せん断時の側方ひずみを精度よく計測する手法は一般に用いられることはないことから、この試験により適切な $G \cdot \gamma$ 関係を得ることが難しいと言える。

3.3.5 応力・ひずみ曲線の非定常化

一般に、繰返し変形特性試験の結果は図-3.3.1 のように整理され、個々の荷重段階における応力・ひずみ曲線の整理がなされないが、ここでは、各荷重段階における応力・ひずみ曲線について見てみる。繰返し変形特性試験では、荷重段階が進みひずみレベルが大きくなってくると、応力・ひずみ曲線の非定常化、すなわち繰返し回数によるループ形状の違いが表れ始める。この様子の例を図-3.3.2 に示す。なお、非排水条件とした Case C4~C6

では10回の繰返し荷重中にひずみが徐々に大きくなり、排水条件とした Case S4~S6 では10回の繰返し荷重中にひずみが徐々に小さくなる傾向が認められた。

応力・ひずみ曲線の非定常化の原因として、次のものが考えられる。

- 繰返し変形特性試験では各荷重段階で10回ずつの繰返しせん断を与えるが、繰返し回数が多いため、大きなひずみレベルの荷重段階では繰返しせん断中にダイレイタンス（体積変化）が顕著となり、土の骨格構造が変化する。
- 非排水条件下で繰返しせん断を与える場合（Case C4~C6）、繰返しに伴って過剰間隙水圧の上昇、有効拘束圧の減少が生じ、剛性・強度が低下する。繰返しに伴ってひずみが増加したのはこのためであると考えられる。なお、今回は実施しなかったが、非排水条件下で砂質土の繰返し変形特性試験を行うと、液状化の発生により大ひずみ域では特に非定常化が

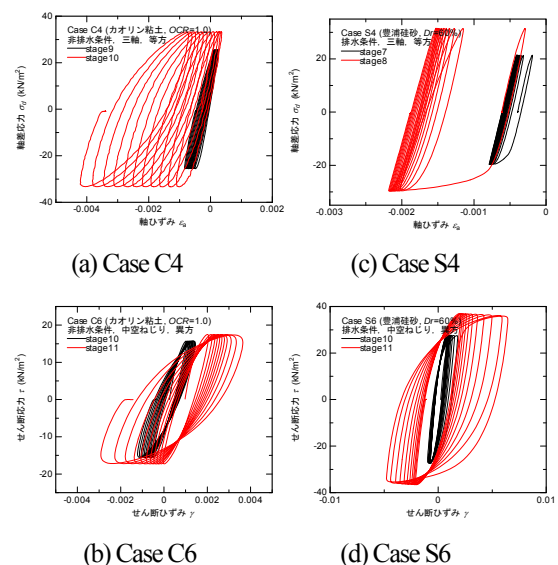


図-3.3.2 応力・ひずみ曲線の非定常化の例

顕著となる。

- ・ 排水条件下で繰返しせん断を与える場合 (Case S4～S6), 1つの载荷段階の中でも排水によって徐々に供試体が密実化し, 剛性・強度が高まっていく。繰返しに伴ってひずみが減少したのはこのためであると考えられる。
- ・ 繰返し三軸試験の場合 (Case C4, S4), 応力レベルが増加してくると圧縮側と伸張側で動員摩擦角 $\phi_{mob} (= \sin(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3))$ 。 σ_1 は最大主応力, σ_3 は最小主応力) の違いが大きくなるため, 正負でループの形状の違いが顕著となる。

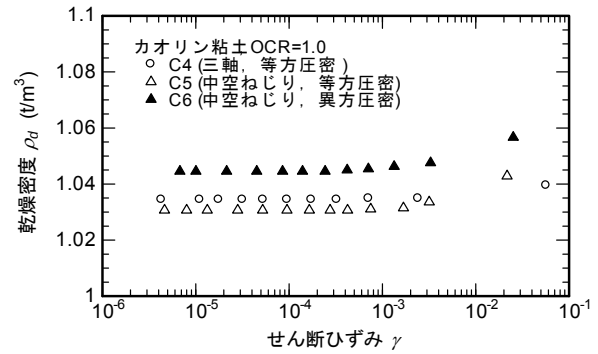
供試体の密度変化の状況として, 各载荷段階の開始前における乾燥密度 ρ_d を図-3.3.3 に示す。カオリン粘土では $\gamma = 3 \times 10^{-3}$ (0.3%) 程度, 豊浦硅砂では $\gamma = 1 \times 10^{-3}$ (0.1%) 程度から密度変化が顕著になり始めている様子が分かる。これは, 図-3.3.2 において, 応力・ひずみ曲線が非定常化し始めるひずみレベルと概ね対応している。なお, 非排水条件下で行われる繰返し変形特性試験においても, ある载荷段階終了時に生じた過剰間隙水圧を排水によって消散させて次の段階に移行するため, この際に密度が変化する。

実務的によく用いられる Hardin-Drnevich モデルや Ramberg-Osgood モデル等の全応力モデルは, 繰返し応力の作用に対して定常的な応力・ひずみループを示すものとしてモデル化するものであり, また, 繰返し変形特性試験は, これらのモデル化のために行われる試験である。この試験法の意義を失わない範囲で有意な試験結果を得ることができるのが前述のひずみレベルであるとすれば, 図-3.2.4 に示したような大地震時における数%オーダーのひずみ域における地盤の挙動を捉えるための試験としては, 適用限界を超えているものと考えられる。

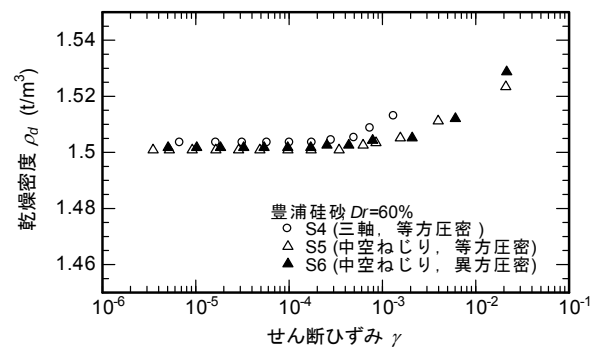
また, 三軸試験によって繰返し変形特性を求める場合, 応力・ひずみ曲線が左側にドリフトしている様子が見られるが, 各ループにおけるピーク点の割線勾配が等価ヤング率 E_{eq} とされる。原点から一方向にずれたループの割線剛性の物理的意味が不明であることも, 問題点として指摘されているところである¹⁷⁾。

3.3.6 遠心実験との比較

次に, せん断応力・せん断ひずみ関係について, 遠心実験結果と土質試験結果を図-3.3.4 に比較する。実務においては, 土質試験により得られた $G_L \cdot \gamma$ 関係をそのまま用いることはされず, 原位置弾性波探査により得られた初期せん断剛性 G_{0F} に基づき, $G_L(G_{0F}/G_{0L}) \cdot \gamma$ 関係として補正を行った上で解析に用いられる。そこで, 図



(a) カオリン粘土



(b) 豊浦硅砂

図-3.3.3 各载荷段階における密度変化

-3.3.4 には, $G_L \cdot \gamma$ 関係から求めた応力・ひずみ関係, $G_L(G_{0F}/G_{0L}) \cdot \gamma$ 関係から求めた応力・ひずみ関係の 2 通りについてプロットしている。ここで, 土質試験によって得られた $G_L \cdot \gamma$ 関係を G_{0F} によって補正するのは, 図-3.3.1 からも分かるように, 室内土質試験においては微小ひずみ域におけるせん断剛性の計測精度が悪く, 原位置弾性波探査により得られる G_{0F} の方が精度が高いためである。

排水条件下で試験を行った Case S4～S6 において, せん断応力を過大評価している傾向が見られる。特に, 原位置の応力状態を最もよく再現している Case S6 においても, この傾向が強く見られる。これは, 前述のように, ひずみレベルが大きくなるにつれて供試体の密度が変化したことの影響が考えられる。この意味からは, 排水条件下で行う繰返し変形特性試験は大地震時の地盤の地震応答解析に対する適用性が低いものと評価される。

次に, G_{0F} に基づく初期せん断剛性の補正の影響について見てみると, 本来, 微小ひずみ域の G の補正を意図しているにも関わらず, 全ひずみ域のせん断応力も変化している。例えば, 10^4 オーダーのひずみレベルにおけ

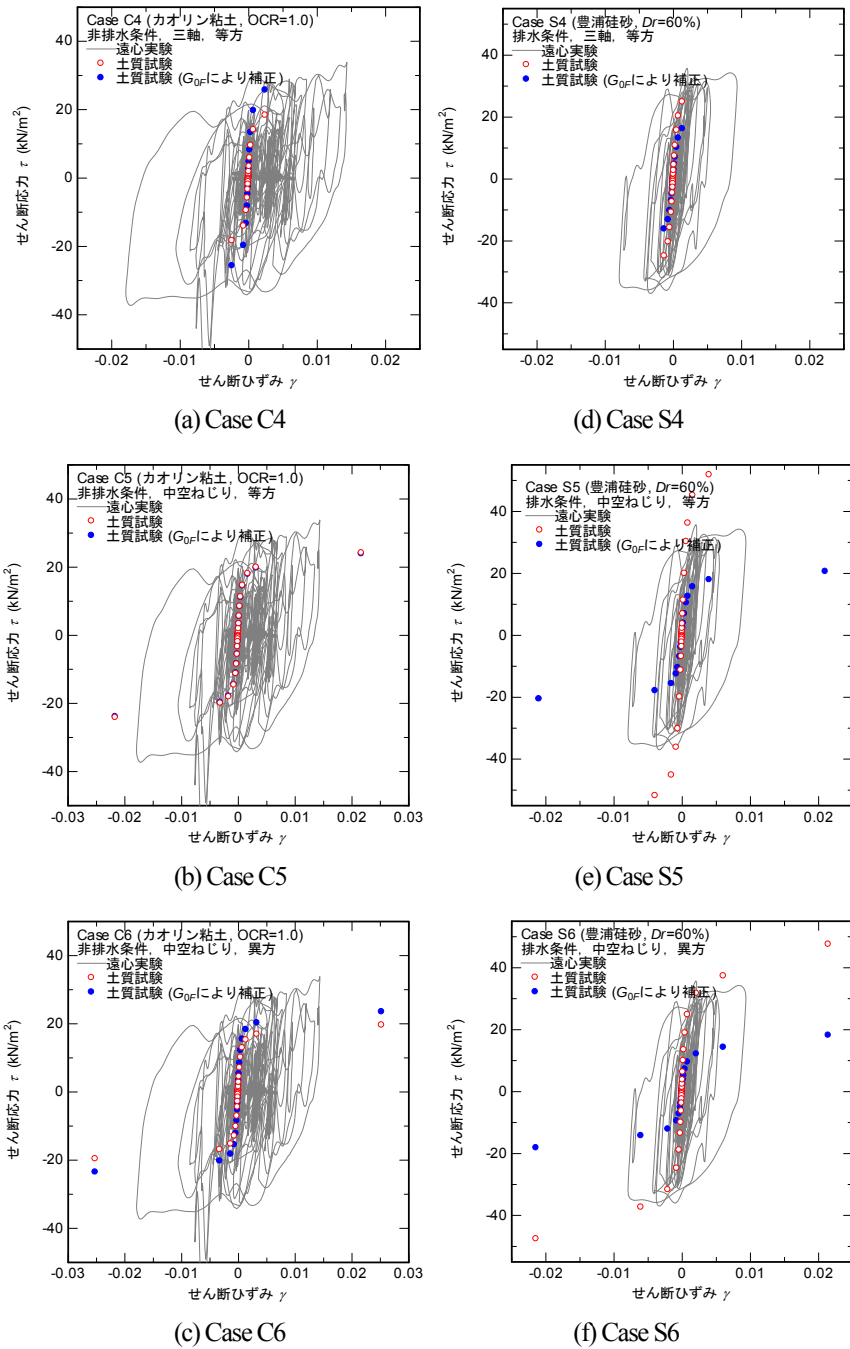


図3-3.4 遠心実験と繰返し変形特性試験結果の比較

る繰返し変形特性試験では共振法を用いた場合と同様な結果が得られ、以降のひずみ域ではひずみの計測精度に問題がないことが明らかとなっている²³⁾が、このように補正することで、全ひずみ域のせん断応力に G_{0L} のばらつきが影響を与える。このことも問題点の一つである。このようにして得られた大ひずみ域でのせん断応力が適切な値を与えることの必然性はない。

3.3.7 考察

以上に述べたとおり、土の繰返し変形特性試験の結果を大地震時における地盤の応答解析に適用することは、

多くの問題を抱えていることが明らかとなった。特に、繰返しせん断の過程で供試体の有効応力や密度が変化することで、定常的な応力・ひずみ関係が得られなくなり、大ひずみ域においては有意な値を得ることが難しい。

大地震時の地盤の応答解析にあたっては、せん断強度 τ_f を適切に設定することが必要となる。そこで、適切なせん断強度 τ_f を得るための一方法として、単調載荷試験により強度定数 c , ϕ を求め、Mohr-Coulomb の破壊規準に基づいて求める方法が考えられる。次節では、この方法について検討を行った。

3.4 単調載荷試験の適用性に関する検討

3.4.1 はじめに

次に、地盤のせん断強度 τ_f として適切な値を得るための一方法として、単調載荷試験の適用性について検討する。ここで想定する単調載荷試験とは、強度定数 c 、 ϕ を得るために一般的に行われる CU 試験、CD 試験等であり、この強度定数を用いて τ_f を推定することができる可能性があると考えたものである。ここに、 c は粘着力、 ϕ はせん断抵抗角である。

なお、実務レベルにおける単調載荷試験では、供試体のひずみを精度よく計測するための工夫がなされることは少なく、強度定数 c 、 ϕ を得ることのみに主眼が置かれることが多い。このことを踏まえ、ここではせん断強度 τ_f を得ることのみを目的とする。微小ひずみ域でのせん断剛性 G_0 については、原位置弾性波探査により精度よく求まるため、問題ないと考えられる。

一方で、単調載荷試験のみでは履歴減衰 h を求めることができない。これを求める方法については別途検討が必要である。

3.4.2 試験方法

カオリン粘土に対して CUB 試験、豊浦砂に対して CD 試験を行った。試験ケースを表-3.4.1 および表-3.4.2 に示す。試験方法は地盤工学会基準²⁾ (JGS 0523-2009, JGS 0524-2009, JGS 0551-2009) に従った。供試体の作製方法は繰返し変形特性試験の場合と同様である。

試験ケースは繰返し変形特性試験の場合と類似しており、等方圧密条件下で三軸圧縮応力を与える Case C1 および S1、等方圧密条件下で中空ねじりせん断を与える Case C2 および S2、異方圧密条件下で中空ねじりせん断

を与える Case C3 および S3 から構成される。

3.4.3 データ整理方法

大地震時の地盤の応答解析にあたっては、せん断強度 τ_f を適切に設定することが必要となることから、ここでは、単調載荷試験によって得られる強度定数に基づいて τ_f を設定することについて検討する。

土のせん断強度 τ_f は、Mohr-Coulomb の破壊規準に従うものと考え、次式により求めた。

$$\frac{\sigma_{1f} - \sigma_{3f}}{2} = c \cdot \cos \phi + \sigma'_{m0} \sin \phi \quad (3.6)$$

$$\left(\frac{\sigma_{1f} - \sigma_{3f}}{2} \right)^2 = \left(\frac{\sigma_{v0} - \sigma_{h0}}{2} \right)^2 + \tau_f^2 \quad (3.7)$$

ここに、 σ_{1f} 、 σ_{3f} はそれぞれ破壊時の最大主応力、最小主応力である。上式は、初期の異方圧密による軸差せん断 $(\sigma'_{v0} - \sigma'_{h0})/2$ と地震時の単純せん断 τ_f の組合せによって破壊が生じることを想定したものである。ここで、粘性土には全応力の値、乾燥砂には有効応力の値を用いた。また、 σ'_{m0} は平均有効応力であり、次式により求めた。

$$\sigma'_{m0} = \frac{1 + K_0}{2} \sigma'_{v0} \quad (3.8)$$

本来、水平地盤の平均有効応力は式(3.2)により与えられるが、Mohr-Coulomb の破壊規準は中間主応力の影響を無視したものであり、かつ、試験結果のデータ整理にあたっては、中間主応力の影響を無視して描かれる Mohr 円から強度定数 c 、 ϕ が求められる。したがって、ここでは中間主応力の影響を無視して平均有効応力を求めることとした。

3.4.4 試験結果

各ケースにより得られた強度定数 c 、 ϕ を表-3.4.3 および表-3.4.4 に示す。ここに示す強度定数は、非排水条件の Case C1～C3 については全応力 (CU 条件)、排水条件の Case S1～S3 については有効応力 (CD 条件) の値であり、いずれもピーク強度に相当する値である。なお、粘性土、砂質土いずれについても、土質試験においてひずみ軟化は顕著でなく、残留強度相当のせん断応力から強度定数 c 、 ϕ を求めてもほとんど差が認められなかった。

カオリン粘土、豊浦砂ともに、三軸圧縮試験 (Case C1, S1) に比べて等方圧密条件下で中空ねじり試験 (Case C2, S2) で得られた強度定数が大きく、また、中空ねじり試験により得られる強度定数は、異方圧密 (Case C3, S3) の場合の値が等方圧密の場合 (Case C2, S2) に比べて大きい。これは、土粒子の堆積面に対するせん断面の傾斜角度の違い、主応力方向の回転が影響し

表-3.4.1 単調載荷試験のケース (カオリン粘土)

Case	載荷方法	初期鉛直応力 σ'_{v0} (kN/m ²)	初期水平応力 σ'_{h0} (kN/m ²)
C1	三軸圧縮	60, 120, 180	60, 120, 180
C2	中空ねじり	60, 120, 180	60, 120, 180
C3	中空ねじり	80, 170, 250	40, 85, 125

表-3.4.2 単調載荷試験のケース (豊浦砂)

Case	載荷方法	初期鉛直応力 σ'_{v0} (kN/m ²)	初期水平応力 σ'_{h0} (kN/m ²)
S1	三軸圧縮	35, 70, 105	35, 70, 105
S2	中空ねじり	35, 70, 105	35, 70, 105
S3	中空ねじり	50, 100, 150	25, 50, 75

表-3.4.3 各ケースによる強度定数 c , ϕ

(カオリン粘土, OCR=1.0)		
ケース	粘着力 c (kN/m^2)	せん断抵抗角 ϕ (deg.)
C1	8.86	8.98
C2	6.10	11.8
C3	17.3	15.1

表-3.4.4 各ケースによる強度定数 c , ϕ

(豊浦硅砂, $Dr=60\%$)		
ケース	粘着力 c (kN/m^2)	せん断抵抗角 ϕ (deg.)
S1	3.09	38.06
S2	10.00	41.1
S3	7.5	44.3

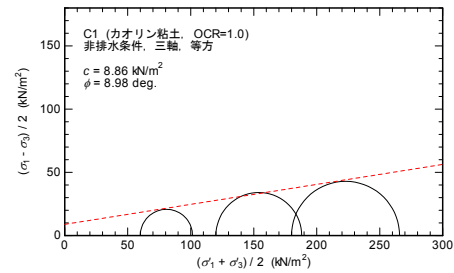
たものと考えられる。

ここで、粘性土に関する3ケースについて、試験により得られた Mohr 円を図-3.4.1 に示す。前述のように、カオリン粘土の供試体作製にあたっては、試料成形の都合から、予め 120kN/m^2 の上載荷重の下に圧密させている。このため、各ケースのうち最も圧密応力が小さい供試体については、試験時の圧密応力 σ'_c の方が小さいため、やや過圧密になっている可能性があり、いずれのケースについても、最も左側にある応力円の半径が少し大きめとなっている。これは、原位置で採取した試料の試験を行う場合でも同じであり、原位置での拘束圧よりも小さな圧密応力下でせん断を与えると、同様に過圧密の影響が表れる可能性がある。このことを考えると、3つの供試体の圧密応力の設定にあたっては、粒子破碎が生じやすい場合を除き、最も小さな圧密応力を原位置での拘束圧として設定し、他の2供試体については、それより大きな圧密応力を与えるといった配慮を行うのがよいと考えられる。

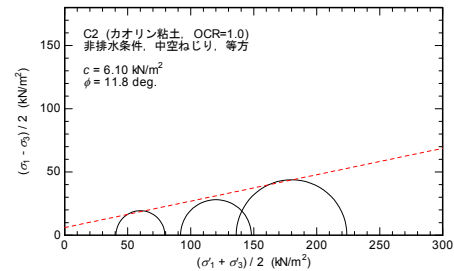
3.4.5 遠心実験による応力・ひずみ関係との比較

各ケースで得られた強度定数と式(3.6), (3.7)に基づいて得られたせん断強度 τ_f を、遠心実験により得られたせん断応力・せん断ひずみ関係に重ね書きしたものを図-3.4.2 に示す。また、同図には、土質試験により得られた τ_f と実験時の V_s から得られた初期せん断剛性 G_0 を用いて描かれる双曲線モデルの骨格曲線もあわせて示している。双曲線モデルの骨格曲線は次式で表される。

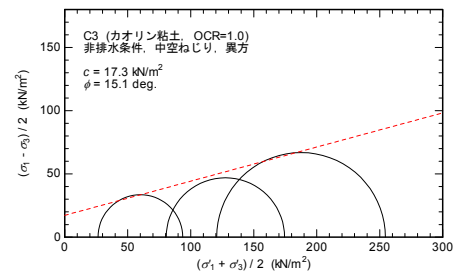
$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + |G_0 \gamma / \tau_f|} \quad (3.9)$$



(a) Case C1



(b) Case C2



(c) Case C3

図-3.4.1 粘性土の Mohr 円

まず、粘性土に着目すると、Case C1 および C2 では、せん断強度 τ_f を算出することができなかった。これは、初期異方圧密による軸差せん断のみによって破壊するという計算結果となったためである。実際には異方圧密状態を初期条件としてねじりせん断を与えた Case C3 および C6 では、一定のせん断応力を発揮していることから、これは明らかに不自然な結果である。一方、Case C3 については、やや小さめではあるが概ね適切にせん断強度 τ_f を再現できている。遠心実験におけるせん断応力が少し大きめとなったのは、せん断強度のひずみ速度依存性²²⁾が影響した可能性が考えられる。前述のとおり、遠心実験では応力、ひずみに関する相似則が満足されているものの、ひずみ速度については相似則が満足されておらず、今回の実験の場合、実物スケールに比べてひずみ速度の大きさは70倍である。この点についてさらなる検証を進めるためには、原位置の鉛直アレー記録に基づく検討が必要であり、今後の課題である。

次に、砂質土に着目すると、せん断強度 τ_f の算出が不可能となったケースはない。実際の応力状態を最も忠

実に再現した Case S3 では、遠心実験に比べてせん断強度 τ_f を大きめに評価している。Case S2 についても同様である。等方圧密条件下で三軸圧縮を与えた Case S1 では、遠心実験の結果を概ね再現しているが、実際の応力状態を再現しない試験方法が最良の結果を与えることの必然性はない。これらの結果の解釈については、今後、考察をさらに深めることが必要である。

3.4.6 考察

砂質土に対する試験結果の解釈は十分でないが、異方圧密条件下で中空ねじり試験を行うことで得られるせん

断強度 τ_f は、少なくとも繰返し変形特性試験結果に比べて劣ることはなく、かつ、大ひずみ域でも安定した結果を得ることができるものと考えられる。

また、初期せん断剛性については、一般的な計測方法に基づく場合は精度のよい値を得ることが難しいと考えられるが、これについては、原位置弾性波探査に基づいて評価し、両者の結果を組み合わせることでモデル化することが可能である。微小ひずみ域のせん断剛性の計測精度の問題は繰返し変形特性試験についても共通であるが、ひずみレベルによって計測誤差の影響度合いが異なる

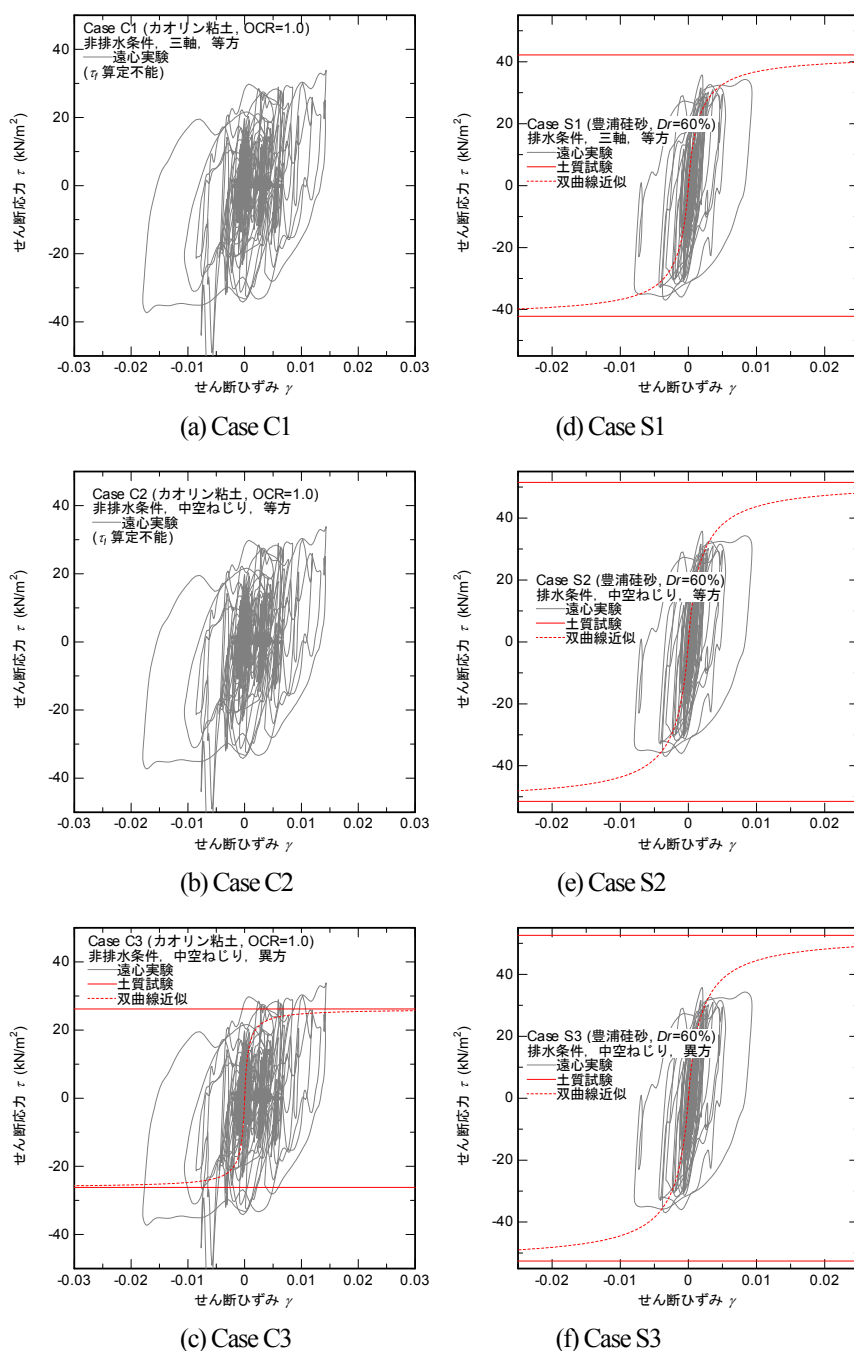


図-3.4.2 遠心実験と繰返し変形特性試験結果の比較

るため、これをひずみレベルに応じて補正するにあたって困難を伴う。

以上より、自由地盤のせん断振動におけるせん断強度 τ_f を評価する方法については、繰返し変形特性試験に比べて単調載荷試験の優位性が認められ、一定の適用性が確認された。これにより、杭基礎の動的解析にあたっては、単調載荷のせん断試験を行うことで、自由地盤のせん断振動におけるせん断強度と地盤抵抗の極限值を同時に把握することができる可能性がある。

ただし、単調載荷試験のみを行った場合、繰返しせん断時の履歴減衰 h を設定することができない。履歴減衰 h の評価方法については、今後の検討課題である。また、今回の試験で対象とした土は、単調載荷によるピーク強度発現後のひずみ軟化が顕著でなかった。実際、表-3.4.3および表-3.4.4に示した強度定数 c 、 ϕ はピーク強度に相当する値であるが、残留強度から求めても強度定数 c 、 ϕ にほとんど差が見られなかった。一方、よく締まった砂や過圧密比の高い粘性土のようにひずみ軟化が著しい地盤材料を対象とする場合、ピーク強度、残留強度のいずれを用いるべきかについても、今後の検討課題として残されている。

4. まとめ

本研究では、既設の既製コンクリート杭を対象に耐震性の優劣を評価した。また、地盤調査法の違いによる地盤の動的挙動の推定精度の違いについても検討した。

本研究で得られた主な成果は以下の通りである。

- (1) 動的解析の結果、既製コンクリート杭基礎の耐震性は、杭種・橋脚高さ(慣性力の大きさ)等の条件よりも、杭頭付近の地盤条件に強く依存することが明らかになった。
- (2) 動的解析の結果、杭頭付近の地盤条件が緩いケースについては、静的解析の場合は杭頭部で杭が降伏したのに対して、動的解析の場合は地中部で杭が降伏し、両者に違いがみられた。これは地震時保有水平耐力法が慣性力を大きめに評価している設計となっていることが一因と考えられる。また、冒頭に述べたように動的解析モデルにはまだ多くの課題が残っていることから、引き続き検討が必要である。

また、杭基礎を対象とした動的解析を行う場合、自由地盤の応答評価におけるばらつきが解析結果に及ぼす影響が大きく、せん断強度 τ_f を適切に評価することが重要であることから、大地震時における地盤の動的応答特性

を把握するにあたっての各種土質試験法の適用性について検討した。

本研究で得られた主な成果は以下の通りである。

- (3) 地盤のせん断剛性 G ・履歴減衰 h のひずみ依存性を従来より一般的に行われてきた繰返し変形特性試験結果に基づいてモデル化し、大地震時を想定した応答解析に適用する場合、次の(a)から(c)の問題があることを明らかにした。この結果から大地震時における地盤のせん断強度を得るための試験法として、繰返し変形特性試験の適用性は低いと考えられる。
 - (a) ひずみレベルが大きくなるにしたがって繰返しせん断中の応力・ひずみ関係にダイレイタンスーが強く影響することなどにより、応力・ひずみ曲線の非定常化が顕著となる。
 - (b) 排水条件下での繰返し三軸試験では、特に微小ひずみ域で供試体の側方ひずみを精度よく計測することも難しく、 $G \cdot \gamma$ 関係を推定よく推定することが困難である。
 - (c) 一般的な計測方法で室内土質試験を行うと、得られる微小ひずみ域でのせん断剛性 G_{0L} のばらつきが大きい。このため、試験結果を解析に適用するにあたっては、一般に原位置弾性波探査により得られた初期せん断剛性 G_{0F} を用いた $G/G_0 \cdot \gamma$ 関係の補正が行われるが、これによって G_{0L} のばらつきの影響が大ひずみ域での $G \cdot \gamma$ 関係にも影響する。
- (4) 繰返し変形特性試験に代わるものとして、単調載荷試験によって各土層の強度定数 c 、 ϕ を求め、Mohr-Coulombの破壊規準に基づいてせん断強度 τ_f を得ることを試みた。得られた知見は次のとおりである。
 - (a) 粘性土の場合、三軸試験および等方圧密条件下での中空ねじり試験から求めた強度定数 c 、 ϕ からせん断強度 τ_f を算定することができなかった。これは、初期異方圧密による軸差せん断のみによって破壊するという計算結果となったためである。
 - (b) 粘性土の場合、異方圧密条件下での中空ねじり試験で得られたせん断強度 τ_f は、遠心実験に比べて少し小さめであった。これは、せん断応力のひずみ速度依存性の影響による可能性が考えられる。
 - (c) 砂質土の場合、中空ねじり試験に基づいて設定したせん断強度 τ_f は、遠心実験に比べてせん断強度 τ_f をやや大きめに評価した。一方、三軸圧縮試験に基づいて設定されたせん断強度 τ_f が遠心実験結果を概ね再現した。この結果の解釈については、今後さらなる検討が必要である。

今後は以下の課題について、検討していく必要がある。

- (1) これまでの知見を踏まえて、既設の既製コンクリート杭からなる杭基礎を対象とした動的解析を行ったが、特に地盤挙動の推定精度や杭・地盤間のモデルの適用範囲などについては、十分に明らかにされているとは言えず、不透明な部分も残されてことから、解析モデルの推定精度の向上や適用範囲の明確化などが必要である。
- (2) 本研究で対象とした既製コンクリート杭からなる既設橋梁は、比較的橋脚基部の耐力が小さいものであったため、橋脚の損傷が先行し基礎の損傷が比較的軽微であったということも考えられる。このことから、橋脚基部の耐力が基礎の耐力より相対的に大きな場合など、条件の異なる場合の動的解析の適用性についての検討も必要である。
また、基礎の動的解析のための自由地盤の応答評価に関しては、今後以下の点について検討が必要である。
- (3) 今回の実験対象とした地盤材料は、ピーク強度と残留強度にほとんど差が見られなかった。よく締まった砂や過圧密比の大きな粘土など、ひずみ軟化を生じるような地盤材料に対し、ピーク強度、残留強度のいずれを採用すべきかについて検討が必要である。
- (4) 単調荷重試験では得ることができない履歴減衰の設定法についての検討が必要である。
- (5) 今回は動的遠心模型実験を比較検討の対象としたが、鉛直アレー観測記録を用いて実地盤を対象として同様の検証を行うことも、今後の重要な課題である。

参考文献

- 1) 中谷昌一、星隈順一、白戸真大、西田秀明、谷本俊輔、横幕清、豊島孝之：既設道路橋基礎の耐震性関に評価手法に関する研究、土木研究所資料、第4168号、2010。
- 2) 橋梁編纂委員会；プレストレストコンクリート道路橋設計資料 ポストテンション方式単純 T 桁橋 標準設計、1966。
- 3) (社)全日本建設技術協会；建設省制定土木構造物標準設計、第17巻 ポストテンション方式PC 単純 T げた橋、1980。
- 4) (社)日本道路協会；道路橋示方書 V 耐震設計編、2002。
- 5) (社)日本道路協会；道路橋示方書 III コンクリート橋編、2002。
- 6) 白戸真大、野々村佳哲、中谷昌一、福井次郎：Winkler バネを用いた深い基礎の非線形動的解析モデル、9 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.89-96、2006。
- 7) 白戸真大、吉田望、福井次郎、野々村佳哲：軟弱粘性土上の効果構造物・基礎・地盤系の地震時挙動予測への Winkler 型非線形相互作用バネの適用、日本地震工学会論文集第6巻第4号、2006。
- 8) (社)日本道路協会；道路橋示方書 IV 下部構造編、2002。
- 9) 白戸真大、野々村佳哲、福井次郎：動的解析における群杭のモデル化に関する検討、地震工学論文集 Vol.28、2005。
- 10) 河野哲也；講座「この式どうやってできたの?どう使うの?」杭軸方向バネ定数 K_v について、基礎工、Vol. 38, No.7. pp. 67-71、2010。
- 11) 建設省土木研究所地震防災部振動研究室；地盤の地震時応答特性の数値解析法—SHAKE : DESRA—土木研究所資料、第1778号、1982。
- 12) 岩崎、龍岡、高木；地盤の動的変形特性に関する実験的研究(II)、土木研究所報告、第153号、No.2、1980。
- 13) 岩崎、常田、吉田；沖積粘性土の動的変形特性—せん断剛性率のひずみ依存性—、土木研究所資料、第1504号、1979。
- 14) 岩崎、常田、吉田；沖積粘性土の動的変形・強度特性について、第15回土質工学研究発表会、1980。
- 15) 吉田；1995年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析
- 16) 独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ：構造物基礎の新耐震設計体系の開発、戦. 34、平成21年度戦略研究報告書
- 17) 吉田望、三上武子：時代の要請に応える土の繰返しせん断変形特性試験の確立を、地盤工学会誌、Vol.58, No.2, pp.1-5、2010.2
- 18) 国土交通省土木研究所耐震技術研究センター振動研究室：大規模地震を考慮した地中構造物の耐震設計法に関する試験調査、平成12年度振動研究室調査試験研究成果概要報告書、第22号、pp.19-20、2001.3。
- 19) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、丸善出版、1999.10。
- 20) 谷本俊輔、堺淳一、岡田太賀雄、河野哲也、運上茂樹、星隈順一：大地震時の地盤の動的挙動に関する動的遠心模型実験とその動的解析、第13回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.275-282、2010.2。
- 21) 吉田望、辻野修一、石原研而：地盤の1次元非線形解析に用いる土のせん断応力-せん断ひずみ関係のモデル化、日本建築学会大会学術講演梗概集、2820, pp.1639-1640、1990.1。

- 22) (社)地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説, 2009.11.
- 23) 龍岡文夫：室内試験法の変化・変遷と今後一せん断試験 (砂礫・堆積軟岩・改良土), 土と基礎, Vol.54, No.2, pp.26-30, 2006.2.
- 24) 山本陽一, 兵動正幸：粘性土の繰返しせん断特性に及ぼす載荷速度の影響, 土木学会論文集, No.645/III-50, pp.63-76, 2000.3.
- 25) 岡原美知夫, 高木章次, 中谷昌一, 木村嘉富：杭体の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究, 土木研究所資料第 2919 号, 1991.

Study on Development of Seismic Design Method Based on Dynamic Response Analysis Considering Soil-Structure Interaction

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2008-2012

Research Team : Bridge and Structural Technology Research
Group

Author : HOSHIKUMA Junichi, Sakai Junichi
NISHIDA Hideaki, TANIMOTO Shunsuke,
KOHNO Tetsuya

Abstract : In the current seismic design code for highway bridge foundations, complex dynamic behavior of foundations is simplified to static behavior, and only inertia force of superstructures is considered as an external force. Because the performance based design method has widely used, however, it is urgent to introduce the performance based design concept in design method of bridge foundations, and thus the actual dynamic behavior should be considered in design. Therefore, it is necessary to develop a seismic design method based on dynamic response analysis considering soil-structure interaction. On the other hand, there are many the precast concrete pile foundations in Japan, and their seismic capacity is very low. So, we need to evaluate their seismic capacity more particularly. In FY 2011, we analyzed dynamically for precast concrete pile foundations. And we checked difference of their seismic capacity by the condition, for example pile style, ground condition, and so on.

Key words : bridge, pile foundation, seismic design, dynamic analysis