

大地震力を考慮した直接基礎の設計法の提案

羽矢 洋¹・西村昭彦²

¹正会員 主任技師 (財)鉄道総合技術研究所 基礎担当 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

²正会員 工 博 (財)鉄道総合技術研究所 基礎担当 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

鉄道の基礎構造物設計基準では、平成9年度に限界状態設計法が導入された。この中では、地震力としてマグニチュード8、震央距離40km程度の海洋型地震を想定しており、これにより設計震度は従来と比べ大きくなった。しかし、平成7年1月に発生した兵庫県南部地震(マグニチュード7.2の都市直下型巨大地震)の持つ地震力は、その値を大きく上回るものであり、従って、このような大地震力を考慮した基礎の設計法の確立が急がれている。本論文では、このような大地震力を念頭に、基礎構造物のうち、浅い剛体基礎として分類される「直接基礎」の設計法の確立を目的に行ってきた実験的研究および解析的研究の成果をまとめ、「大地震力を考慮した直接基礎の設計法」について提案を行った。

Key Words: shallow foundation, spread foundation, earthquake resistant design, lateral loading test, shaking table test

1. まえがき

鉄道における構造物の設計は、長年、許容応力度設計法を基本とする設計基準に準じ行われてきたが、平成4年のコンクリート構造物および鋼・合成構造物の設計基準への限界状態設計法の導入^{1)・2)}を皮切りに、平成9年には基礎構造物の設計基準にもこの限界状態設計法が導入された³⁾。

これらの設計基準では、地震力としてマグニチュード8、震央距離40km程度の海洋型地震を想定しており、これにより設計震度は従来と比べ大きくなった。そのため、「直接基礎」の設計において従来の許容応力度設計法に基づく安定の照査法を踏襲するならば、フーチング諸元が大きくなることになる。

そこで、この限界状態設計法による基礎構造物の設計基準では、このような大きい地震力に対する安全性の照査法(地震時終局限界状態に対する検討)として、震度法を基本としながら、直接基礎の変形性能を考慮した設計の考え方を導入した。

一方、平成7年1月に発生した兵庫県南部地震(マグニチュード7.2の都市直下型巨大地震)の持つ地震力は、先に述べた値を大きく上回るものであり、したがって、このような大地震力を考慮した直接基礎の設計法の確立が急がれている。

このような大地震力を考慮した基礎構造物の設計を行う場合、従来のような動的作用力を静的な作用力に置き換える、いわゆる震度法に依ることには限

界があり、そのため、上下部工を適切にモデル化した上で、動的解析を行うことが必要と考える。

本論文は、兵庫県南部地震規模の大地震力を念頭に、基礎構造物のうち、浅い剛体基礎として分類される「直接基礎」の耐震設計法の確立を目的に行ってきた実験的研究および解析的研究の成果をまとめ、「大地震力を考慮した直接基礎の設計法」を提案するものである。

2. これまでに実施してきた実験概要

筆者らは直接基礎の耐震設計法に関する基礎資料を得るため、これまで多くの実験を行ってきた。それら一連の実験を挙げると以下の通りである。

「土被りゼロの状態」で、直接基礎模型に対し

①大変位領域におよぶ静的水平載荷実験

②振動台を使用した大加速度加振実験

「路線変更で不要となった実物直接基礎橋脚」への

③大変位領域におよぶ静的水平載荷実験

「土被りを変化させた状態」で、直接基礎模型への

④大変位領域におよぶ静的水平載荷実験

⑤振動台を使用した大加速度加振実験

このうち、①から③の実験の目的は以下に示す通りである。

- ・直接基礎の限界状態の定義の明確化
- ・大変位領域におけるフーチング底面地盤の支持力性状の把握

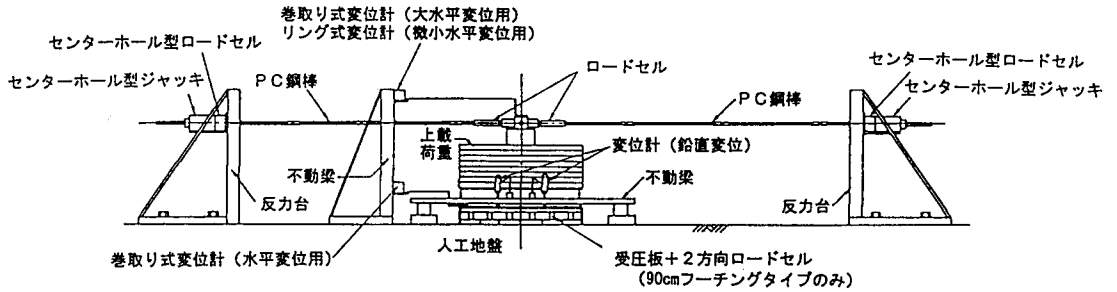


図-1 載荷実験状況図

一方、④、⑤の実験の目的は以下の通りである。

- ・土被りの影響が及ぼす直接基礎の支持力性状と履歴性状の把握

なお、①から③の実験結果、解析結果等についてはこれまでも詳しく報告するとともに(文献4)、5)等)、得られた多くの知見を鉄道の基礎構造物設計基準³⁾の中へ反映させた。

本論文では、はじめに①から②の実験・解析等により得られた知見についてまとめ、次に、④、⑤の実験・解析結果の考察を行った後、兵庫県南部地震規模の地震力を考慮した直接基礎の設計法について提案を行うこととする。

ところで、実物基礎の載荷実験である③を除く他の実験シリーズでは、模型の直接基礎を使用している。基礎の大きさは60cm正方形と90cm正方形フーチングであり、また、模型総重量は最も重いケースで3.4tfという重量を確保した。

したがって、筆者らはこれら構造物を小さいながらも実物基礎としてとらえ、得られた実験結果の解析を行うとともに、これらにより得られた知見、設計の考え方を③の実物基礎の載荷実験結果にあてはめることで、それらの妥当性の検証を行ったことは文献6)に述べた。

3. 「土被りゼロの状態での実験」で得られた知見

(1) 大変位領域におよぶ静的水平載荷実験による結果と考察

a) 実験概要

実験ではフーチングの大きさが60cm×60cmと90cm×90cmの2種類の正方形フーチングの直接基礎を製作し、使用した。フーチング底面から載荷点までの高さは、一般的な構造物における基礎底面の回転モーメントとせん断力の比を考慮し1mとした。

なお、90cm模型についてはフーチングを6分割し、

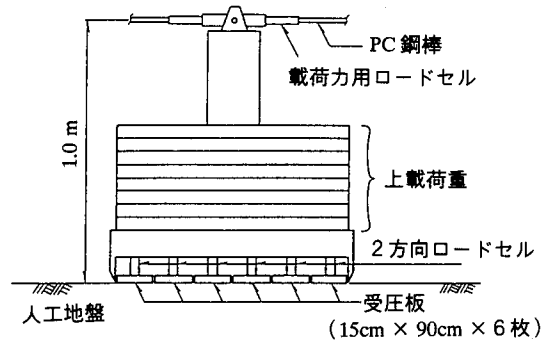


図-2 直接基礎模型概要

表-1 載荷実験ケース一覧

ケース名	基礎の大きさ (cm)	載荷方法	模型総重量 (tf)
CASE1-60-1	60×60	正負交番3サイクル載荷	1.00
CASE1-60-2		上載荷重・一定	1.50
CASE1-60-3		上載荷重・一定	2.00
CASE1-90-1	90×90	正負交番3サイクル載荷	2.00
CASE1-90-2		上載荷重・一定	2.70
CASE1-90-3		上載荷重・一定	3.40

受圧板と2方向ロードセルの組み合わせを6組配置することで、フーチング底面に発生する鉛直地盤反力とせん断地盤反力の大きさおよびそれらの分布状態を把握した。なお、載荷方法は正負交番の3サイクル載荷とした。載荷状況および模型概要を図-1、図-2に、実験実施ケースを表-1に示す。

なお、試験地盤は、最適含水比で調整した砂質土(稲城砂)を1層あたり30cmの厚さに撒き出し、輾圧後の仕上がり厚さを25cmとすることで、総地盤厚さを2.5m、幅3.5m、奥行き7.0mの大きさに人工的に構築し、こうしてできあがった地盤表面上に、直接基礎模型を土被りゼロの状態で設置した。

b) 抵抗モーメント～フーチング回転角の関係

基礎底面における抵抗モーメントとフーチング回転角の関係の一例を図-3に示す。

図の縦軸は水平載荷力にフーチング底面から載荷

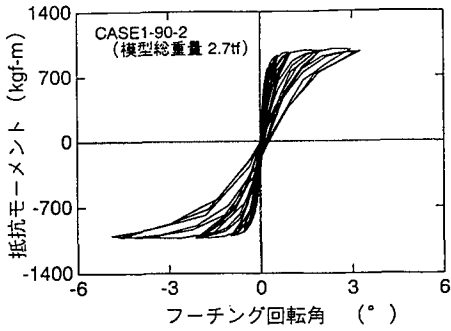


図-3 抵抗モーメントとフーチング回転角の関係 (CASE1-90-2)

点までの高さ (1m) を乗じた値で、フーチング底面地盤反力が発揮するモーメントと考えられることから抵抗モーメントと言いました。この図から

- ①ある大きさに回転変位が進行すると抵抗モーメントの値は一定値に収束する。
- ②その後、抵抗モーメントがほとんど低下することなく、回転変位のみ進行する領域が広く存在する。
- ③さらに、回転変位量が増加すると重心の移動による偏心モーメントの影響により、抵抗モーメントは低下する方向へ移行する。

ことがわかる。この性状は、いずれのケースについても同様に確認された。

c) 履歴性状に関する考察

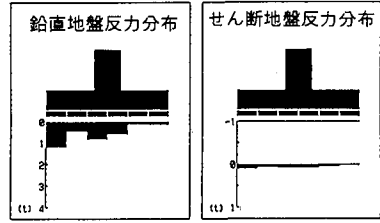
載荷履歴ループは非線形の性状を示し、その形状はループ面積の小さい鳥の嘴状を呈するとともに、原点指向の傾向が強いことがわかる。

交番載荷に伴うフーチングの挙動は、載荷時には回転変位の進行に応じ、フーチング端を持ち上げる格好で支持地盤の間で完全な浮き上がり呈し、次に、除荷時にはこの浮き上がった高さ分もとに戻るといった単純な動きを呈した。また、載荷力ゼロの状態における残留変位量は小さく、これらの理由からループ面積が小さく、原点指向性の強い履歴性状を示す結果となったものと考えられる。

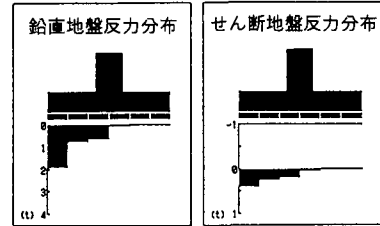
d) 地盤反力形状に関する考察

実験で得られた鉛直地盤反力とせん断地盤反力の分布状態の一例を図-4に示す。

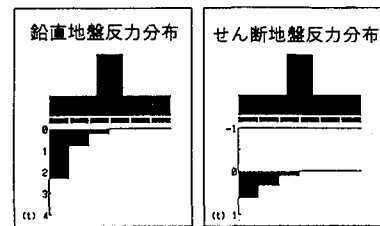
水平載荷力を漸増させていくのに伴い(a)から(c)へと地盤反力形状が変化し、引張り力が最大値に達した状態では(d)のように引張り側端の1枚の受圧板に、総模型重量のかなりの割合に相当する鉛直地盤反力が発生していることがわかる。また、抵抗モーメントが最大値に達してからは、この引張り側端の1枚の受圧板に発生する地盤反力の増減はほとん



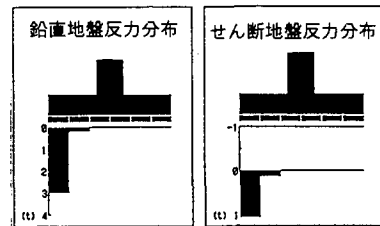
(a) 水平載荷力 $H=511\text{kgf}$



(b) 水平載荷力 $H=953\text{kgf}$



(c) 水平載荷力 $H=1092\text{kgf}$



(d) 水平載荷力 $H=1201\text{kgf}$

図-4 地盤反力状態 (CASE1-90-3)

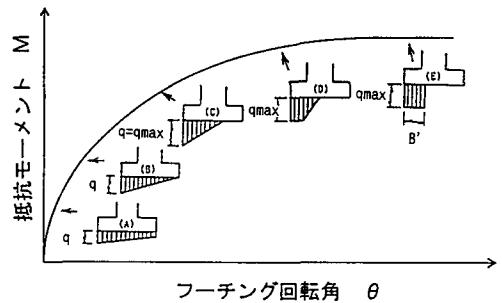


図-5 地盤反力形状の変化

どなく、回転変位のみが進行することを確認した。そこで、抵抗モーメント M の変化に伴う地盤反力の分布状態を幾何的に次のように考えた。

- ①抵抗モーメント M の値が小さい初期の段階においては地盤反力分布形状は図-5 (A) に示すよ

表-2 支持力度の比較

実験ケース	実験結果による限界支持力度 q_{max} (t/m^2)	基礎標準による極限支持力度(t/m^2)
CASE1-60-1	20.8	22.3
CASE1-60-2	26.7	22.6
CASE1-60-3	20.8	23.6
CASE1-90-1	22.2	18.2
CASE1-90-2	18.0	19.2
CASE1-90-3	19.4	19.6

* 室内土質試験結果より $C=2.2(t/m^2)$, $\phi=30.0^\circ$, $\gamma=1.65(t/m^3)$

うな台形分布と考える。

- ②Mの増加に伴い地盤反力分布は三角形分布に移行していく。なお、(B)に示すような三角形分布状態を浮上り限界モーメント M_1 ($B \cdot N / 6$, B:フーチング幅, N:鉛直荷重)と定める。
- ③さらにMが増加していくと地盤反力の分布幅(有効幅)は減少し、片方が浮上りの状態(地盤反力が発生しない状態)となる((B)の状態以降)。
- ④(c)の状態で地盤反力度は地盤が発揮しうる限界支持力度 q_{max} に達し、それ以降は(D)に示すような台形分布へと変化する。
- ⑤さらに、載荷力の増加により抵抗モーメントが最大値に達する。このときの地盤反力は(E)に示すように矩形分布となり、この状態に達してから以降は載荷力を増加しようとする有効面積が不足するのでフーチングは沈下を生じ有効面積を確保する。したがって、最大値に達してから以降は変位は進行するが抵抗モーメントは増加しない。この状態のモーメントを最大抵抗モーメント M_{max} と定める。

e) 支持力の評価と最大抵抗モーメントの算定

上で述べた最大抵抗モーメント(M_{max} =最大水平載荷力 H_2 ×載荷点高さ h)の大きさは、支持地盤が発揮し得る支持力(地盤の限界支持力)の大きさと密接な関係があることは、これらの実験結果から予測がつく。

そこで、載荷実験用人工地盤から採取した試料から得られた地盤の強度定数(内部摩擦角 ϕ , 粘着力度 c)および M_{max} 時のフーチング底面位置における水平力 H_2 , 鉛直荷重 N を用い、文献7) (以下、基礎標準と呼ぶ)に基づいて算定した極限支持力度(テルツァギーの支持力公式を基本とし、荷重の傾斜補正を考慮している)と、地盤反力状態が図-5(E)に示す矩形分布状態と考え算定される限界支持力度(M_{max} , N から算定される地盤反力の矩形分

布幅 B' , 基礎の奥行き幅 L と鉛直荷重 N より算定)の両者を比較した結果、表-2に示すように各ケースとも概ね一致する結果となった。

これらの試算結果から、直接基礎の設計において支持地盤が発揮し得る最大抵抗モーメントは、次の手順により算定可能となる。

- ①支持地盤の強度定数の把握
- ②フーチング寸法(幅 B , 奥行き L)の決定
- ③フーチング底面位置における鉛直荷重の算定
- ④水平震度を漸増させながら、フーチング底面におけ鉛直支持力 Q と鉛直荷重 N が次式を満足するまで繰り返し計算を行う。なお、鉛直支持力 Q は次式で与えられるが、式中の極限支持力度 q_{max} は支持地盤の強度定数のほか、フーチング底面位置における作用水平力 H および鉛直荷重 N により決定され、さらに有効幅 B' はフーチング底面位置における回転モーメント M および鉛直荷重 N から決定される。

$$Q = N$$

$$\text{ただし, } Q = q_{max} \cdot B' \cdot L$$

$$L: \text{フーチング奥行き幅}$$

- ⑤上記の条件が成立したときに、最大抵抗モーメント M_{max} は次式により算定される。

$$M_{max} = Q \cdot \left(\frac{B}{2} - \frac{B'}{2} \right)$$

f) 荷重～変位関係の近似曲線の提案

最初に述べたように、基礎構造物の設計基準に境界状態設計法を導入するにあたり、従来より大きい地震力に対する安全性の照査法として、震度法を基本としながら、直接基礎の変形性能を考慮した設計の考え方を導入した。

その際、必要なことは直接基礎に作用する荷重と変位の関係を実務設計に適用可能なかたちで定式化することであった。そこで次のような荷重～変位($M \sim \theta$)関係の近似曲線化について検討を行った。

基礎標準では支持地盤の強度定数に応じたばね定数の算定式を示している。そこで、 $M \sim \theta$ 関係を考える上で浮上り限界モーメント M_1 (=弾性限界耐力)までは基礎標準に定める回転ばね定数 K_r (地震時ばねで常時ばねの2倍の値)を勾配とする関係を考えることとする。

$$M = K_r \cdot \theta$$

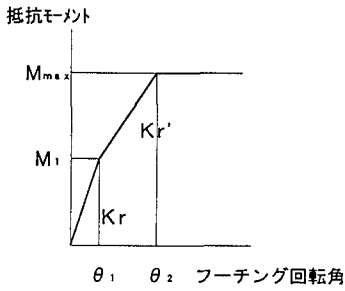


図-6 荷重～変位の近似曲線

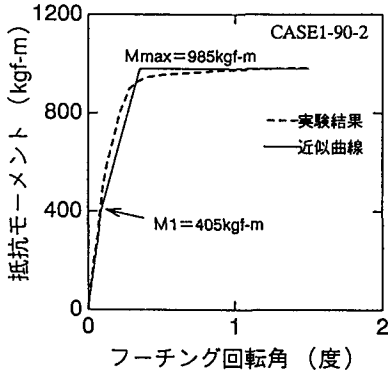


図-7 実験結果と近似曲線の比較 (CASE1-90-2)

次に、 M_1 から最大抵抗モーメント M_{max} までは、初期の弾性ばね定数 K の1/2の値の K_r' を用いる。なお、この1/2の値は、各実験ケースで得られた $M \sim \theta$ 関係の骨格曲線を踏まえ定めた。

また、 M_{max} に達した後は M_{max} 一定のまま、回転変位だけが進行するものとする。

$$K_r' = \frac{1}{2} K$$

K_r' : 浮上り限界モーメントを超えた状態での回転ばね定数

なお、最大抵抗モーメント M_{max} は、設計諸元から算定可能であることは先に述べた。

以上の考え方を図-6に示す。また、CASE1-90-2の荷重実験結果についてこの近似曲線をあてはめた結果を図-7に示す。

この図から、近似曲線は概ね良好に実験結果を近似できていることがわかる。

(2) 振動台を使用した大加速度加振実験結果

直接基礎の動的挙動の把握を目的に「土被りゼロの状態」で、振動台を使用した大加速度加振実験を実施した。

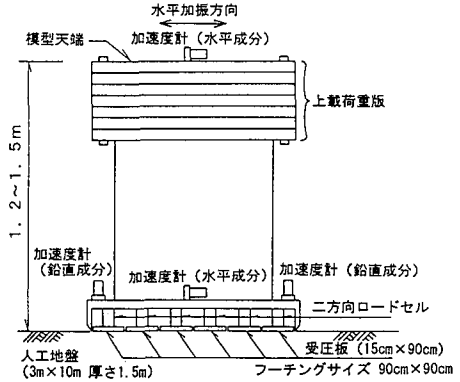


図-8 直接基礎模型概要

表-3 振動実験ケース一覧

ケース名	フーチングサイズ (cm)	模型総重量 (tf)	初期固有振動数 (Hz)	加振振動数 (Hz)
CASE2-60	60×60	2.00	4.6	5.0
CASE2-90-1	90×90	2.30	6.8	8.0
CASE2-90-2		2.90	6.2	2.5, 4.0, 8.0
CASE2-90-3		4.00	5.2	5.0

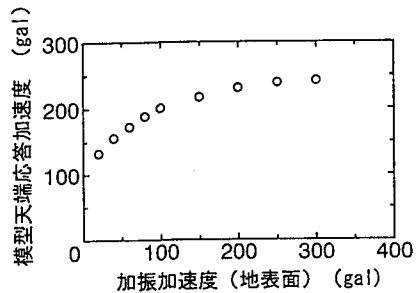


図-9 入力加速度と模型天端応答加速度の関係 (CASE2-60, 5.0Hz加振)

a) 実験概要

直接基礎模型は静的荷重実験と同様60cm正方形と90cm正方形の2種類とし、試験地盤は砂質土(稲城砂)を用い、固定土槽内に輾圧により構築した。

加振は正弦波加振とし、加振加速度を漸増させる方法で実験を行った。なお、予め微小加速度入力による共振実験を実施し、模型の初期固有振動数を選けた振動数で加振実験を実施した。

図-8に模型概要を、表-3に実験ケースと各々の模型の初期固有振動数、加振振動数を示す。

なお、振動台加速度と地盤加速度は等しいことを実測値から確認している。

b) 加振加速度と模型天端応答加速度の関係

加振加速度と模型天端応答加速度の関係の一例を図-9に示す。

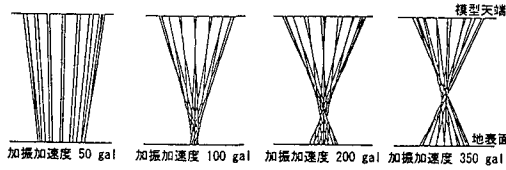


図-10 振動モードの変化 (CASE2-90-2 : 2.5Hz加振時)

これによれば、加振加速度に対する応答加速度の増幅の度合いは、入力値の増加にともない小さくなり、結果的に応答加速度は一定値に収束する傾向を示す。この性状は他のケースについても確信された。これは静的載荷実験で得られた最大抵抗モーメントへの収束状況と類似の性状で、理由として地盤の抵抗値に限界があり、これにより基礎の応答値にも頭打ちが生じるためと考えられるが、詳しい考察は次の振動モードのところでも述べることにする。

c) 振動モード

振動モード図の一例を図-10に示す。各モデルにおいて共通していることであるが、加振加速度が小さい範囲では模型の振動は地表面と同位相で振動するモードを呈するが、漸次加振加速度を増加していくと節（ノード）が模型基礎下端に現れてくる。その結果、模型基礎下端と上端は逆位相の振動となり、さらに加振加速度を増加させていくとノードの位置は地表面付近から上方の模型重心位置に向かって上がって行くことがわかる。

この理由については次のように考察する。

直接基礎模型がロッキング振動することでフーチング底面位置には慣性力によるモーメントが発生する。ロッキング振動を継続させるためには、この作用モーメントに対し支持地盤からの抵抗モーメントが必要であるが、先に述べたように支持地盤が抵抗し得るモーメントには限界がある（最大抵抗モーメント M_{max} ）。そのため、 M_{max} を超えそうになると構造物の回転中心は重心位置に近づき、その結果、フーチング底面位置での作用モーメントが M_{max} を超える状態には至らない。

なお、この現象はすべての実験ケースで生じた。

d) 履歴ループ

模型重心位置の応答加速度とフーチング回転角の関係を図-11に示す。

この図はCASE2-90-2の振動数4.0Hz 加振時の結果で、段階的に加振加速度を増加させていき、各々の加振ステップにおいて直接基礎の振動状態が定常状態になったときの1ループを描いたものである。得られた履歴ループ形状は静的載荷実験で得られた荷重～変位関係の履歴ループとよく似た形状となった。

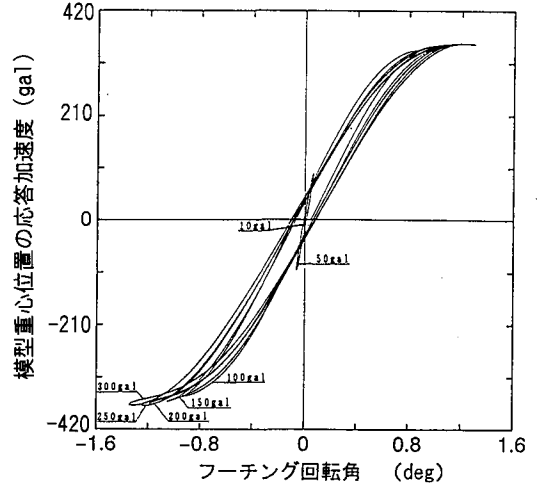


図-11 履歴ループの一例 (CASE2-90-2 : 4.0Hz加振時)

(3) まとめ

以上、基礎構造物設計基準に限界状態設計法を導入するために実施してきた実験および解析の結果を述べた。以下に、「土被りゼロの状態」シリーズの結果をまとめると、次の通りとなる。

- ①支持地盤の抵抗モーメント M とフーチング回転変位 θ の関係において、ある大きさに回転変位が進行すると抵抗モーメントの値は一定値に収束し、その後、抵抗モーメントが低下することなく回転変位のみが進行する領域が広く存在する。換言すれば、基礎の塑性変形性能を考慮した設計法の導入が可能である。
- ②載荷履歴ループは非線形の形状を示し、ループ面積の小さい鳥の嘴状を呈するとともに、原点指向の傾向が強い。また、静的および動的ループは両者ともよく似た形状となった。
- ③フーチング底面支持地盤が発揮し得る最大抵抗モーメント M_{max} は、支持地盤強度、フーチング寸法、フーチング底面位置における鉛直荷重が決まれば算定可能である。
- ④変形性能を考慮した設計の考え方を導入する上で必要な荷重と変位 ($M \sim \theta$) の関係を、トリリニア曲線により定式化することができ、実務設計に適用可能となった。
- ⑤加振加速度の増加に対し、応答加速度はある段階から一定値に収束する傾向を示すが、これには振動モードの変化が深く関わっているということがわかった。また、このことは支持地盤の発揮し得る抵抗値に限界がある（最大抵抗モーメント）ことに因るものと考えられる。
- ⑥換言すれば、橋脚は転倒に必要な転倒速度に達する前に、橋脚独自で応答値の増幅を抑える性

表-5 載荷実験ケース一覧

実施ケース	模型総重量	土被り量
CASE3-90-1	3057 kgf	0.00 m (0.0B)
CASE3-90-2	3789 kgf	0.45 m (0.5B)
CASE3-90-3	3789 kgf	0.90 m (1.0B)

B:フーチング幅(90cm)

c) 載荷方法および載荷実験の種類

載荷方法は正負交番の3サイクル載荷とし、載荷時は変位量制御、除荷時は荷重制御とした。載荷実験の種類を表-5に示す。

(2) 実験結果

a) 抵抗モーメント～回転変位の関係

実験で得られた抵抗モーメント(水平載荷力×フーチング下面から載荷点までの高さ)と躯体の回転変位の関係を図-13に示す。なお、模型は躯体およびフーチング共に十分な剛性をもたせ製作していることから、躯体の回転角=フーチング回転角と考えてもよい。

土被りのないCASE3-90-1の結果によれば、「土被りゼロの状態」での実験シリーズの結果同様、最大抵抗モーメントに達してから抵抗値が減少することなく回転変位のみ進行する領域が広いことがわかる。一方、土被りのあるCASE3-90-2,3の結果によれば、最大抵抗モーメントに達した後、回転変位の進行に伴い抵抗値の低下を示すことがわかる。

この低下の程度は土被りの大きいCASE3-90-3の方がCASE3-90-2より顕著で、0.03rad付近から低下の開始が認められる。

ところで、設計上許容し得るフーチング回転角の大きさを定める一要因として、橋脚天端位置における水平変位量が挙げられる。これは落橋を生じさせてはならないという理由によるものであるが、一般的な高さの橋脚の場合、フーチング回転角に換算すると、その最大応答値の制限値は100分の2rad程度以下に定められることが必要となる。

したがって、低下の程度の大きいCASE3-90-3にみられる0.03rad付近からの抵抗モーメントの低下現象は、変位量の制限値を考える重要な指標となるものとおもわれる。

ところで、この抵抗モーメントの低下の原因は、正負両方向に3サイクルずつ交番載荷を行ったことで躯体周辺の土被り地盤が乱され、緩みが生じたことに因るものと考えられる。

したがって、耐震設計における直接基礎の変位量の制限値を定める上で、このような基礎の支持力性状を考慮することは重要である。

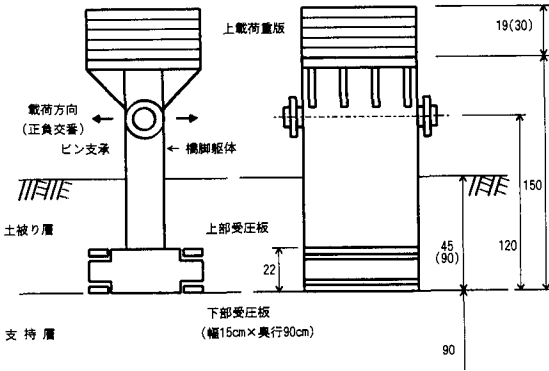


図-12 直接基礎模型概要

表-4 人工地盤の土質諸定数

土質諸定数	土被り層	支持層
単位体積重量 ρ_c (tf/m ³)	1.7	1.8
相対密度 D_r (%)	60	80
平均粒径 D_{50} (mm)	0.38	0.38
内部摩擦角 ϕ_d (°)	39.0	40.0
粘着力度 c (tf/m ²)	0.0	0.0
変形係数 E_0 (kgf/cm ²)	—	190.0

状を示すものと考えられる。この現象は、直接基礎構造物の転倒問題を考える上で重要な性状であるといえる。

4. 「土被りを変化させた状態」での、大変位領域におよぶ静的水平載荷実験結果

直接基礎の支持力性状、履歴性状への土被りの影響の把握を目的に、土被りの大きさを段階的に変化させた状態で、大変位領域におよぶ静的水平載荷実験を実施した。以下にその概要と結果を述べる。

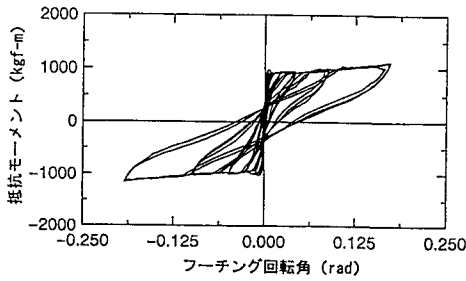
(1) 実験概要

a) 直接基礎模型概要

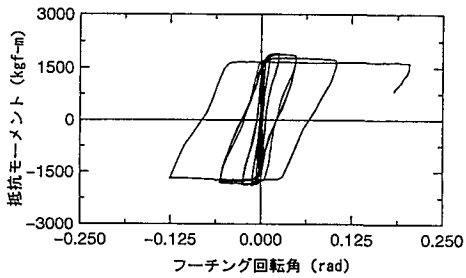
直接基礎模型は図-12に示すようにフーチングの大きさが90cm×90cmで、フーチング上面および底面に4組の受圧板と2方向ロードセルを配置し、これにより底面地盤反力と上面に発生する地盤反力の大きさを計測した。

b) 人工地盤の概要および特徴

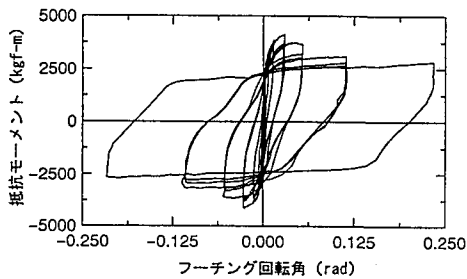
実験を実施するにあたり試験地盤を人工的に構築した。使用した土の種類は気乾状態の砂質土(相馬砂)で、支持地盤の厚さをフーチング幅分の90cmとした。この地盤の土質諸定数および平板載荷試験結果を表-4に示す。



(a) CASE3-90-1 (土被り=0.0B)



(b) CASE3-90-2 (土被り=0.5B)



(c) CASE3-90-3 (土被り=1.0B)

図-13 抵抗モーメントと回転角の関係

b) 履歴性状に関する検討

載荷履歴ループは著しい非線形の性状を示す。

ループの全体形状に着目すると、CASE3-90-1では「土被りゼロの状態」での実験シリーズの結果同様、ループの面積は小さく、原点指向の傾向を強く示すのに対し、CASE3-90-2,3では、履歴ループの面積は大きく広がり、形状も土被りのないものとは異なるが、これは主に除荷時のループ経路の違いによるものであるといえる。

そこで、除荷時の経路に着目してみると、土被りの有無、土被りの大きさに応じた定性的な特徴が明瞭に現れていることがわかる。つまり、CASE3-90-1では上述したように原点指向性が顕著であるのに対し、CASE3-90-2,3では戻り勾配は強い。

除荷時の経路がこのようになる理由としては、CASE3-90-1の場合は「土被りゼロ」のシリーズ同様回転変位の発生によりフーチング端が浮き上がり、次

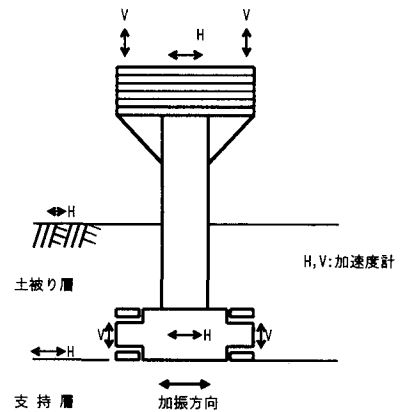


図-14 直接基礎模型概要

に、除荷経路側では浮き上がった高さ分もとに戻るといった単純な動きを呈し、その結果、原点指向性の強い履歴性状を示すものと考えられるのに対し、土被りのあるCASE3-90-2,3ではフーチング上載土および側方地盤の影響を大きく受け、その結果、履歴減衰の大きいループ形状になるものと考えられる。

ところで、落橋を生じさせないという制限から定まるフーチング回転角の制限値が100分の2rad程度以下にあることは先に述べたが、図-13のCASE3-90-2,3の結果において、このような回転変位レベルにおける除荷時の経路勾配をみると、土被りが大きいCASE3-90-3の方が垂線に近く、履歴減衰の大きいループ形状となっていることがわかる。

5. 「土被りを変化させた状態」での振動台を使用した大加速度加振実験

直接基礎の地震時の挙動の把握を目的に、振動台上に土被りの大きさを段階的に変化させた状態で模型直接基礎を設置し、小加速度から大加速度入力におよぶ加振実験を実施した。

(1) 実験概要

a) 直接基礎模型概要および実験ケース

直接基礎は、土被りを確保した状態で実施した静的載荷実験で用いた模型を使用した(図-14)。

測定項目のうち、主な項目を以下に示す。また、実施ケースと土被りの状態を表-6に示す。なお、上載荷重の大きさは静的載荷実験の各ケースと一致させている。

- ① 振動台の加速度
- ② 地表面の加速度

表一六 加振実験ケース一覧

実施ケース	模型総重量	土被り量
CASE4-90-1	3057 kgf	0.00 m (0.0B)
CASE4-90-2	3789 kgf	0.45 m (0.5B)
CASE4-90-3	3789 kgf	0.90 m (1.0B)

B:フーチング幅(90cm)

③模型基礎上下部の水平加速度

④橋脚上部および中間部の動的変位

b) 人工地盤の概要および特徴

試験地盤は砂質土(相馬砂)を用いた。この人工地盤の大きさは3.4m×1.8mで、支持地盤の厚さはフーチングの幅分を確保し90cmとして、振動台上の土槽内に突き固めにより構築した。

c) 加振方法

実験では、最初に振動台にパルス波を入力し、自由振動波形を収録、これにより模型の固有振動数を把握した。

次に、上記実験で得られた基礎の固有振動数を外した振動数で正弦波加振を行い、加振加速度に対する応答加速度、動的変位を計測した。

加振加速度はゼロから漸増させていき、目標加速度に達した時点で一旦、加速度を固定、基礎の挙動が定常状態となるのを待って、次の目標加速度まで漸増させた。なお、波形収録は連続的に行った。

加振加速度は概ね以下の値を目標とした。

なお、加振振動数はパルス入力実験結果を考慮し、6.0 Hz一定とした。

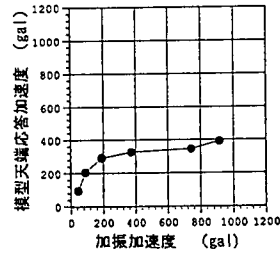
加速度段階：50, 100, 150, 200, 250, 300, 400, 500, 600, 800, 1000 gal

(2) 実験結果と考察

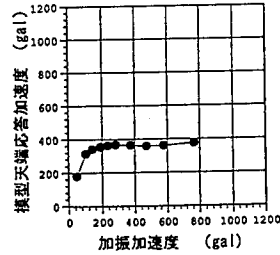
a) 加振加速度と模型天端応答加速度の関係

加振加速度と応答加速度(橋脚天端位置)の関係を図-15に示す。

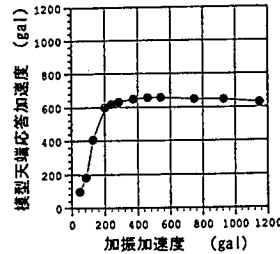
結果をみると、加振加速度に対する応答加速度の増幅率は入力値の増加に伴い小さくなり、結果的に応答加速度は一定値に収束する傾向を示すことがわかる。このことは「土被りゼロの状態」での実験シリーズの結果と同様の理由に因るものと考えられるが、ここで異なることは、土被りの大きさに応じて最大応答加速度値に差が生じていることである。つまり、模型総重量が同じCASE4-90-2とCASE4-90-3の比較では、土被りの大きい後の方が応答加速度値は大きい。この理由としては、躯体側方の土被り地盤が抵抗モーメントに寄与していることに因るものと考えられる。



(a) CASE4-90-1 (土被り=0.0B)



(b) CASE4-90-2 (土被り=0.5B)



(c) CASE4-90-3 (土被り=1.0B)

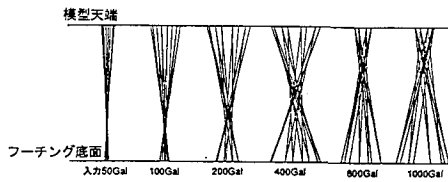
図-15 加振加速度と模型天端応答加速度の関係

しかし、いずれにしる底面、側面地盤の発揮し得る抵抗モーメントには限界があり、それを超えるような構造物の応答は許容し得ないということがこの結果からわかる。

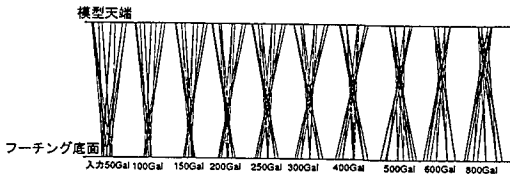
b) 振動モード

各ケースの振動モードを図-16に示す。いずれのケースも加振加速度が小さい範囲では模型の振動は地盤と同位相に振動するモードとなるが、漸次加振加速度を増加していくと節(ノード)が模型基礎下端に現れて、さらに加振加速度を増加させていくとノードの位置は地表面から模型重心位置に向かって上昇する現象を呈することが、この図からわかる。

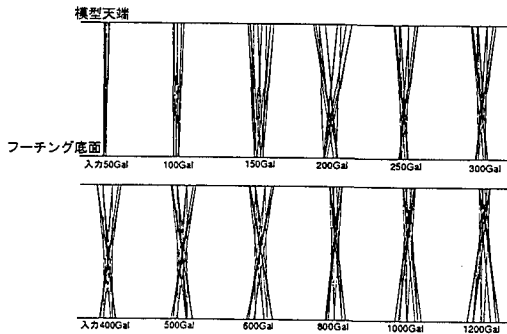
なお、CASE4-90-2とCASE4-90-3の結果を比較すると、逆位相に移行するときの加振加速度の大きさは土被りの大きさ、換言すれば支持力の大きさ、さらに換言すれば地盤ばねの大きさと明瞭な相関があり、土被りの大きい方がより大きい加速度まで同位相で振動可能であることがわかる。



(a) CASE4-90-1 (土被り=0.0B)



(b) CASE4-90-2 (土被り=0.5B)



(c) CASE4-90-3 (土被り=1.0B)

図-16 振動モードの変化

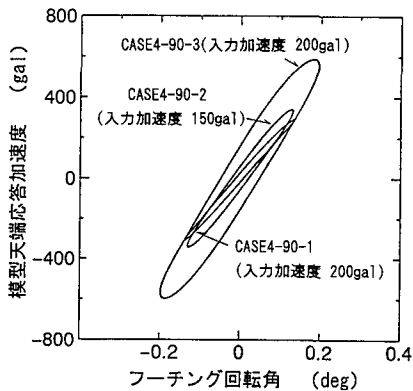
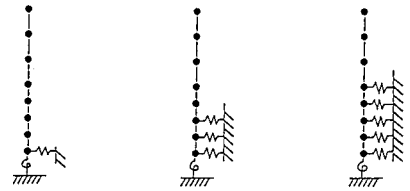


図-17 履歴ループ形状の比較

c) 履歴ループ形状に関する考察

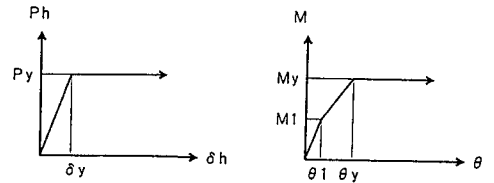
天端応答加速度が概ね最大応答値に達した状態での履歴ループ形状(天端加速度とフーチング回転角)を図-17に示す。

なお、CASE4-90-1, 3では加振加速度が200galで、CASE4-90-2では加振加速度が150galで概ね最大応答



(a) CASE3-90-1 (b) CASE3-90-2 (c) CASE3-90-3

図-18 静的解析用骨組み解析モデル概要



(a) 水平ばねの非線形性 (b) 回転ばねの非線形性

図-19 静的モデルに考慮する地盤ばねの非線形特性

値に達した。

土被りのないCASE4-90-1と、先に示した「土被りゼロの状態」シリーズのループ性状(図-11)を比較してみると、その形状は比較的似ており前者はわずかにS型を、後者は顕著なS型を呈し、いずれも面積が小さく、履歴減衰性の小さいループ形状となっていることがわかる。

一方、土被りのあるCASE4-90-2, 3の比較では、ループの広がり土被りの大きいCASE4-90-3が大きく、ループの往路、復路の両勾配とも強い(垂線に近い)ことがわかる。

6. 直接基礎の静的載荷実験結果の解析

静的載荷実験により得られた荷重と変位の関係をシミュレートするために図-18に示す骨組み解析モデルを考えた。

解析モデルで考慮する水平地盤ばねは、土被りの大きさに応じてその数を変えている。このばねの非線形性は、有効抵抗土圧(受働土圧)で完全降伏するバイリニアばねとし、また、フーチング底面の回転ばねについては図-6で説明したトリリニアばねを考慮した。ばねの概念を図-19に示す。

以下に各ケースのシミュレーション結果を示す。

なお、人工地盤の強度定数の把握を目的に平板載荷試験(φ30cm円形)および三軸試験(CD条件)を実施し、支持層については変形係数 $E_0 = 190 \text{ kgf/cm}^2$ (1862 N/cm^2)、内部摩擦角 $\phi = 40^\circ$ 、粘着力度 $c = 0.0 \text{ tf/m}^2$ (0.0 kN/m^2)、土被り層は $\phi = 39^\circ$ 、 $c = 0.0 \text{ tf/m}^2$ (0.0 kN/m^2)の物性値を得た。

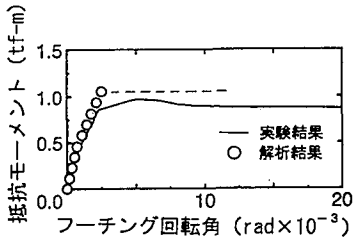


図-20 静的実験結果のシミュレーション(CASE3-90-1)

(1) CASE3-90-1のシミュレーション

a) 最大抵抗モーメントに関する検討

実験結果では最大抵抗モーメント M_{max} は $0.97\text{tf}\cdot\text{m}$ ($9.51\text{kN}\cdot\text{m}$)となった。

先に述べたように、支持地盤が発揮し得る M_{max} は地盤強度、フーチングの大きさとその底面に作用する荷重からテルツァギーの極限支持力を求めることによって、算定可能であった。そこで、支持地盤の内部摩擦角 $\phi=40^\circ$ を用い最大抵抗モーメントを算定したところ、その値は $1.06\text{tf}\cdot\text{m}$ ($10.39\text{kN}\cdot\text{m}$)となり、実験値の $0.97\text{tf}\cdot\text{m}$ ($9.51\text{kN}\cdot\text{m}$)と概ね一致する結果となった。

b) 底面回転およびせん断ばね定数の決定

このCASE3-90-1は土被りゼロの状態での実験であり、水平荷力による回転モーメントによって発生するフーチングの回転変位量は、フーチング底面の回転ばね定数にのみ依存するものと考えられる。

したがって、図-6で示したトリリニアばねの考え方に沿って回転ばね定数の算定を行った。

平板荷重試験による変形係数を用い、基礎標準に準じ回転ばね定数を算定すると、初期の回転ばね定数 K_r の値は $440\text{tf}\cdot\text{m}/\text{rad}$ ($4312\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)、 $K_r/2=220\text{tf}\cdot\text{m}/\text{rad}$ ($2156\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad}$)となる。

なお、底面せん断ばね定数 K_s についても、上記変形係数を用い、基礎標準に準じ算定を行った。

c) 実験結果のシミュレーション

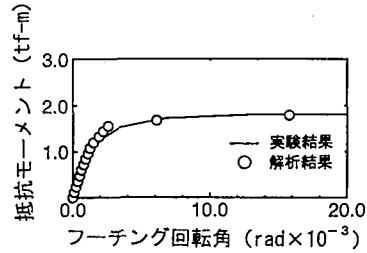
上記検討で得られたばね値を用い、非線形解析を行った結果を図-20に示す。

この結果をみると、最大抵抗モーメントの値は実験結果と解析結果の間に若干の違いが認められるものの、原点から $0.8\text{tf}\cdot\text{m}$ ($7.84\text{kN}\cdot\text{m}$)付近までは良好にシミュレートできていることがわかる。なお、図中の実験結果は骨格曲線で表している。

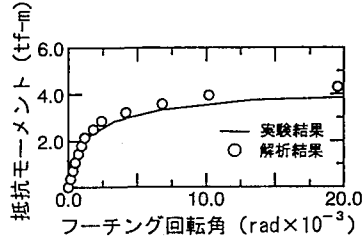
(2) CASE3-90-2,3のシミュレーション

a) 最大抵抗モーメントおよびばね定数の検討

フーチング底面地盤が発揮し得る最大抵抗モーメント M_{max} の値は、支持地盤の ϕ と各ケースの土被りの大きさを考慮し算出した値を用い、また、底面



(a) CASE3-90-2の結果の比較



(b) CASE3-90-3の結果の比較

図-21 静的実験結果のシミュレーション

回転ばね定数 K_r および K_r' と底面せん断ばね定数 K_s はCASE3-90-1の値をそのまま用いた。

また、平板荷重試験を行っていない土被り層のばね定数の算定は次のように行った。

基礎標準に示される $\phi\sim N$ 関係によると

- ・支持層(内部摩擦角 $\phi=40^\circ$)の換算 N 値=35
- ・土被り層($\phi=39^\circ$)の換算 N 値=31

となる。この換算 N 値の違いを考慮し、土被り層の水平ばねの値は支持地盤の変形係数 E_0 を1割低減させた値を用い算定した。

なお、解析モデルの地中質点に設定する水平ばねについては、基礎標準に定める有効抵抗土圧(受働土圧)で降伏するバイリニアばねを考慮したが、この受働土圧は各質点の深さと土被り層の $\phi=39^\circ$ を用い算定を行った。

b) 実験結果のシミュレーション

シミュレーション結果を図-21に示す。

これらの結果をみると、CASE3-90-2,3とも実験結果を良好にシミュレートできていることがわかる。

7. 振動実験結果のシミュレーション

動的解析による振動実験結果のシミュレーションを行った。解析モデルは振動実験に使用した直接基礎模型の構造を考え2質点3自由度モデルとしたが、この解析モデルは直接基礎を基礎とする一般的な橋梁橋脚の動的解析を行う場合にも妥当なモデルであるとおもわれる。その理由として

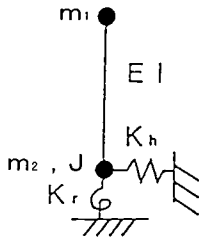


図-22 動的解析で考慮するモデル

- ・上部工とフーチング付近に質量が集中していることから、2質点で表現することは適切である。
- ・壁式橋脚の場合においても、橋軸方向は比較的にスレンダーな構造形式である場合が多く、したがって、橋脚躯体の部材剛性を適切に評価する必要がある。

ことが挙げられる。

以下は、このモデルによる実験結果のシミュレーション結果を述べるものである。なお、積分手法はニューマークのβ法を用いた。

(1) 解析モデル概要

解析モデルは図-22に示す2質点とし、上部の質点には水平の1方向、下部の質点には水平および回転の2自由度を持たせ、水平地盤ばねと回転ばねを設定した。

質点を結ぶビーム部材については、模型の橋脚躯体の曲げ剛性EIを設定した。

なお、直接基礎は浅い剛体基礎であり、ケーソンのような深い剛体基礎と比べ逸散減衰は小さいと考え、本解析では付加質量を考慮していない。

(2) 非線形履歴モデルの定式化

水平ばねについては、CASE4-90-1の場合、静的モデルで考慮した底面せん断ばねを付加した。また、土被りのあるCASE4-90-2,3については底面せん断ばねの他、静的モデルで付加した3個あるいは5個の水平ばねを下部質点に集めた。なお、このばねは線形ばねとした。

一方、底面の回転ばねの履歴性状としてはトリリニアばねを考慮したが、この履歴ルールに関しては実務設計を行うことをイメージし、以下のように設定した。

はじめに、荷重時の経路のルールとして、静的非線形解析で得られたM~θ関係を用いる。この理由としては、先ず、直接基礎のように浅い剛体基礎の場合、荷重と変位の関係にはフーチングの水平変位の影響は小さく、そのほとんどがM~θの影響に因

表-7 トリリニア回転ばねのパラメータ

	K_{r1} (tfm/rad)	K_{r2} (tfm/rad)	θ_1 (rad)	θ_2 (rad)
CASE3-90-1	650	325	0.0007	0.0025
CASE3-90-2	870	438	0.0010	0.0026
CASE3-90-3	1970	583	0.0011	0.0023

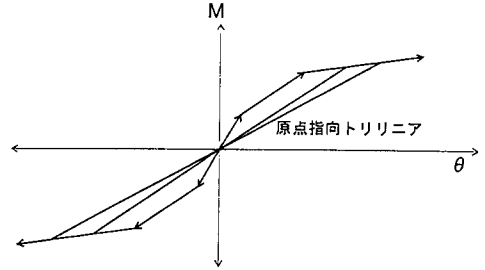


図-23 CASE4-90-1で考慮する回転ばねの履歴特性

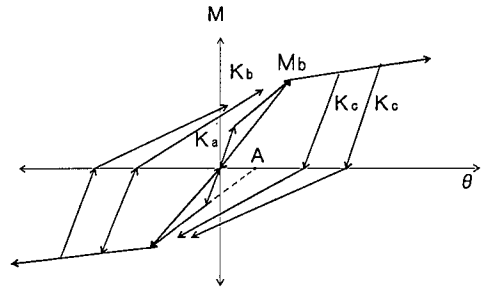


図-24 CASE4-90-2,3で考慮する回転ばねの履歴特性

るものと考えられることである。次に、先に述べたように静的解析では底面ばねだけでなく土被りの大きさに応じた水平ばねの非線形性を考慮することで、精度の良いM~θ関係が得られること、そして三つめとして、地盤調査で得られる土質強度定数を用い静的解析によるM~θ関係曲線を作成することで動的解析モデルが容易に作成可能であること、が挙げられる。

そこで、図-20, 21のM~θ曲線上で、最初に明瞭な折れ点が認められる点を第1折れ点、次に概ね回転モーメントの最大値に達した状態を第2折れ点と定め、トリリニアばねのパラメータとして定めた。なお、第2折れ点以降の第3勾配については、初期勾配(第1勾配)の5/100程度確保するものとする。表-7に各々の値を示す。

次に、回転ばねの除荷時の経路のルールは、静的荷重実験で得られた履歴ループの戻り特性を考慮し、CASE4-90-1では図-23に示す原点指向の履歴性状を、

CASE4-90-2, 3については図-24に示すように M_b 点までは原点指向で、それを越えた場合の戻り勾配を土被りの大きさに応じ変化させる考えをあてはめたが、その方法として戻りの勾配 K_c と初期の勾配 K_i の間に次式をあてはめた。

$$K_c = \alpha \cdot K_i$$

$$\alpha = \frac{D_i}{B}$$

B : フーチング幅

D_i : 土被り厚

CASE4-90-2 ---- $\alpha = 0.5$

CASE4-90-3 ---- $\alpha = 1.0$

ただし、 M_b 点を越えた状態からの戻りは、原点对称側ループの第2勾配延長線が θ 軸と交差するA点以下にはならないものとする。

図-25に、このモデルによる動的解析結果を示す。

解析に用いた入力波は実験と同じ6Hzの正弦波で、目標加速度までは徐々に増加させていき、過渡応答を極力抑えと共に、各加振加速度段階において模型の振動性状が定常状態になった時点で応答値をピックアップしている。

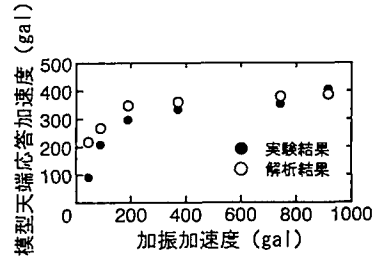
実験値については模型直下の地盤加速度および模型天端応答加速度の関係で表し、解析値は加振加速度と天端応答加速度値で表した。

この図から、CASE4-90-1では概ね良好にシミュレーションできていることがわかり、CASE4-90-2, 3については大加速度加振時において解析値が実験値を若干上回る傾向がみられるものの、600gal入力程度までは比較的良好にシミュレーションできていることがわかる。

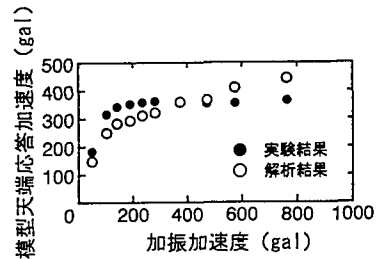
8. 直接基礎の設計法の提案

論文冒頭で述べたように、兵庫県南部地震規模の大地震力を考慮した基礎構造物の設計を行う場合、従来のような動的作用力を静的な作用力置き換える、いわゆる震度法に依ることには限界があり、そのため、上下部工を適切にモデル化した上で、動的解析を行うことが適切である。

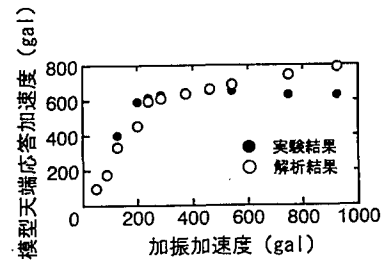
本論文では2質点3自由度モデルによる動的解析を行い、土被りがある場合、ない場合とも直接基礎の挙動が良好にシミュレート可能であることの結果を紹介するとともに、解析に必要なパラメータにつ



(a) CASE4-90-1の結果の比較



(b) CASE4-90-2の結果の比較



(c) CASE4-90-3の結果の比較

図-25 動的解析結果と実験結果の比較

いては、設計レベルで得られる諸定数により決定可能であることを併せて示した。

これら検討結果をまとめ、ここでは「兵庫県南部地震規模の大地震力を考慮した直接基礎の設計法」の提案として、一般的な直接基礎に対する設計法の考え方をフローチャートに表す(図-26)。

9. おわりに

これまで実施してきた一連の実験的研究により、大変位領域における基礎の支持力性状、大加速度加振時の動的挙動等、大地震力を考慮した設計法を確立する上で重要な多くの知見が得られ、さらに、実験結果をシミュレーションするかたちで進めた実務設計を念頭においた解析的研究も一通りの目標を達

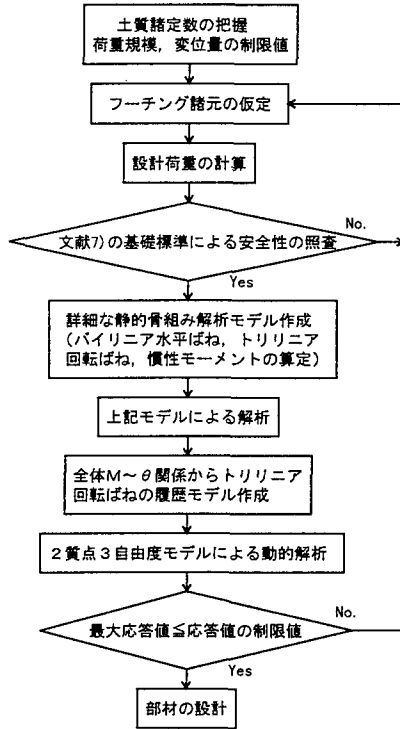


図-26 大地震力を考慮した直接基礎の設計フロー

成した。

こうした結果を受け、本論文では「兵庫県南部地震規模の地震力を考慮した直接基礎の設計法」の提案を行った。

しかし、依然、積み残した問題も幾つかあることは否めない。具体的に挙げれば、

- ①直接基礎の転倒問題に関する研究の深度化
- ②実設計の簡易化のための地盤別所要降伏強度スペクトルの作成

等である。今後はこうした問題を早期に解決すべく、鋭意努力する所存である。

参考文献

- 1) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説—コンクリート構造物, 1992. 10.
- 2) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説—鋼・合成構造物, 1992. 10.
- 3) (財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説—基礎構造物・抗土圧構造物, 1997. 3.
- 4) 羽矢洋, 西村昭彦, 下村勝, 室野剛隆: 直接基礎の限界状態設計法試案, 基礎構造物の限界状態設計法に関するシンポジウム, pp. 245~252, 1995. 5.
- 5) 羽矢洋, 神田仁, 西村昭彦: 大地震力を考慮した直接基礎の設計法, 第9回日本地震工学シンポジウム, 1994. 12.
- 6) Haya, H., Nishimura, A. and Sawada, R. : Loading and Vibration Tests for Spread Foundation, Proc. 10th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.1 pp. 203~206, Beijing China, 1995. 8.
- 7) 日本国有鉄道: 建造物設計標準解説—基礎構造物・抗土圧構造物, 1986. 3.

(1997. 8. 8 受付)

PROPOSITION OF DESIGN METHOD OF SPREAD FOUNDATION CONSIDERING LARGE SCALE EARTHQUAKE FORCE

Hiroshi HAYA and Akihiko NISHIMURA

The limit state design method was adopted for railway superstructure design in 1991 and substructure design in 1997. They deal with large scale earthquake ($M=8$, Epicentral Distance=40km) and consider very large ground acceleration. But January in 1995, the huge earthquake attacked the Southern Hyogo prefecture. The scale of this earthquake is far larger than the scale considered in the present design guideline. Therefore it can be said that the establishment of the foundation design method which consider such a large scale earthquake force is an urgent necessity. In this paper the authors describe the proposition of the design method of spread foundation considering large scale earthquake force.