

直接基礎の耐震設計法に関する検討

福井次郎¹・西谷雅弘²・増田真一³・岩田克司⁴

¹正会員 工修 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室 室長 (〒305-0804 つくば市旭1番地)

²正会員 工修 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室 主任研究員 (〒305-0804 つくば市旭1番地)

³正会員 日本技術開発株式会社 技術開発本部 課長補佐 (〒164-8601 東京都中野区本町5-33-11)

⁴正会員 工修 日本技術開発株式会社 環境防災事業部 (〒164-8601 東京都中野区本町5-33-11)

1. はじめに

平成8年度版の道路橋示方書(以下、平成8年道示と称す。)では、直接基礎の安定計算は常時および、震度法のみで行い、地震時保有水平耐力法(以下、保耐法と称す。)による照査は行わないこととされている。これは、直接基礎は一般に良好な地盤に支持されており、地盤の支持力に余裕があるため、基礎の浮上がりによってエネルギー吸収が期待でき、また、直接基礎がこのような非線形挙動を示す場合においても、地盤には過度の損傷が生じないと考えられたためである。

一方で、このような直接基礎が浮き上がることによる非線形挙動を適切に考慮することにより、合理的な耐震設計法を確立できるものと考えられる。そこで、大規模地震時の設計において重要な指標と考えられる応答変位を適切に評価できるような設計法の検討を行ってきた。

本論文では、既に保耐法が採用されているケーソン基礎など柱状体基礎との設計的な連続性にも配慮しながら、直接基礎に対する保耐法の検討結果を報告する。また、近年の研究成果から、支持力係数の寸法効果を考慮することにより極限支持力を精度よく推定できることが可能となってきた。保耐法の検討にあたっては、現行の極限支持力公式に寸法効果に対する補正を行った支持力公式を適用するとともに、極限支持力の推定精度の向上に伴い、最大地盤反力度の上限値規定を削除した場合の常時、レベル1地震時に対する設計法について検討した結果も報告する。

2. 支持力照査法の検討

(1) 支持力係数の寸法効果に対する補正

従来から用いられている基礎底面地盤の極限支持力

の算定式は、剛完全塑性理論に基づいて導かれたものであり、地盤の全般せん断破壊を前提とした修正 Terzaghi 式による支持力係数を基本としている。この支持力式から算出される支持力値は、基礎寸法に影響を与えるほど過大になる傾向にあった。

一方、近年の研究成果から、土要素を均質な等方完全塑性体と仮定すれば、本来無次元の一定量であるべき支持力係数が基礎幅により変化し、支持力係数に寸法効果が生じることが明らかになってきた。すなわち、支持力係数の寸法効果を適切に考慮することにより極限支持力を精度よく推定できるものとされている^{1), 2), 3)}。なお、日本道路公団の設計要領集ではこれらの研究成果をもとにして、支持力係数の寸法効果を考慮した極限支持力公式が採用されている⁴⁾。

文献1)～4)を参考に、支持力係数の寸法効果は、式(1)に示すように、極限支持力公式の各支持力係数に対して S_c 、 S_q 、 S_γ として考慮するものとした。

$$Q_u = A_o \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + 1/2 \gamma_1 \beta B_o N_\gamma S_\gamma \} \quad (1)$$

ここに、

Q_u : 地盤の極限支持力 (kN)

A_o : 有効載荷面積 (m^2)

c : 地盤の粘着力 (kN/m^2)

q : 上載荷重 (kN/m^2)

γ_1 : 支持地盤の単位重量 (kN/m^3)

B_o : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 (m)

α 、 β : 基礎の形状係数

κ : 根入れ効果に対する割増し係数

N_c 、 N_q 、 N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

S_c 、 S_q 、 S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数で式(2)によるものとした。

$$S_c = (c^*)^\lambda, S_q = (q^*)^\nu, S_\gamma = (B^*)^\mu \quad (2)$$

ここで、 λ 、 ν 、 μ は寸法効果の程度を表す係数で、

$\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とした。

c^* : $c^*=c/c_0$ 、ただし、 $1 \leq c^* \leq 10$
 c_0 : 1.0 (kN/m²)
 q^* : $q^*=q/q_0$ 、ただし、 $1 \leq q^* \leq 10$
 q_0 : 1.0 (kN/m²)
 B^* : $B^*=B_e/B_0$ 、ただし、 $1 \leq B^*$
 B_0 : 1.0 (m)

(2) 試算結果

従来の極限支持力公式によって算出される支持力は、基礎寸法が大きくなるほど過大に評価される傾向にある。このため、現行の平成8年道示では、常時の最大地盤反力度に上限値を設けることで基礎寸法が過度に小さくなることを避け、結果として過大な沈下の発生を回避している。

極限支持力を精度よく推定できれば、最大地盤反力度の上限値の規定を削除することができ、合理的な直接基礎の設計を行うことができるものと考えられる。そこで、本検討では、最大地盤反力度の上限値の規定を削除し、(1)式に示される極限支持力公式を用いた震度法（以下、提案震度法と称す。）を用いて、直接基礎の基礎寸法設定に関する試算を行った。

試算結果を図-1に示す。これは平成8年道示の震度法によって設計された実在する道路橋の直接基礎について、提案震度法によって設計を行った結果である。試算は支持地盤が砂地盤、軟岩、硬岩であるものをそれぞれ10ケース、合計30ケース行った。式(1)に示す極限支持力公式は、信頼性の高い地盤調査や土質試験から直接地盤定数を求めた場合に適用できるものである。本検討では、土質試験を行っていないケースもあり本来は式(1)を適用できないが、ここでは、N値により地盤定数を推定した値を使用している。

図-1の右側縦軸は平成8年道示の震度法による基礎幅に対する提案震度法による基礎幅の比（＝提案震度法基礎幅／平成8年道示震度法基礎幅）を示している。

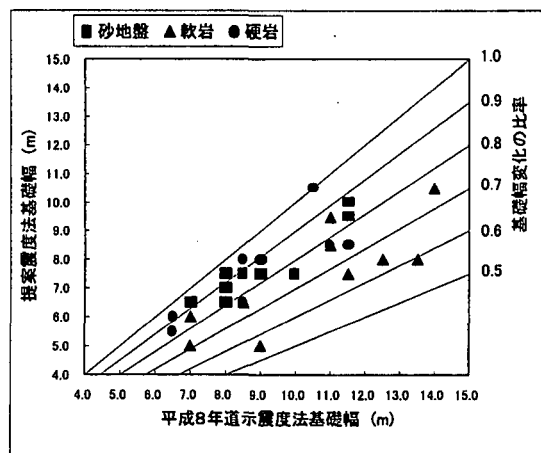


図-1 提案震度法を適用した場合の基礎幅の変化

図-1より、基礎幅変化の比率は0.6～0.9程度となっており、提案震度法を適用した場合の基礎幅は、平成8年道示震度法を適用した場合の震度法よりやや小さくなる傾向にある。この結果から、常時およびレベル1地震時の設計において、支持力係数の寸法効果に対する補正を考慮した極限支持力公式を採用し、最大地盤反力度の上限値の規定を削除することにより、従来と比較して合理的な直接基礎の設計が可能になるものと考えられる。

3. レベル2地震動に対する安定計算法

(1) 基本的考え方

平成8年道示では、直接基礎の地震時安定計算については常時および、震度法（レベル1地震動）により設計し、地震時保有水平耐力法（レベル2地震動）の照査は行わなくてよいものとされている。これは、直接基礎は一般に良好な地盤に支持されていることから地盤の支持力に対する余裕があるため、基礎の端部が浮き上がることによってエネルギー吸収が期待でき、また、直接基礎がこのような非線形挙動を示す場合においても、地盤には過度の損傷が生じないと考えられたためである。

一方で、このような直接基礎の端部が浮き上がることによる非線形挙動を適切に評価することにより、直接基礎の大規模地震時における合理的な設計法を確立できるものと考えられる。

そこで、本検討では、ケーソン基礎等の柱状体基礎との設計的な連続性を図り、また、大規模地震時における非線形挙動を考慮した応答変位を評価するために、直接基礎のレベル2地震動に対する安定計算法について、下記に示す考え方に基づいた検討を行った。

①基礎底面のモーメントMと回転角 α の關係に着目
直接基礎のレベル2地震動に対する安定計算では、基礎底面の浮上りや基礎端部付近の地盤の塑性化により、大規模な地震力の作用に対して急増すると考えられる回転角 α に着目する。

②基礎に主たる非線形性が生じるものとして設計
他の基礎と異なり、基礎～地盤に主たる非線形性が生じることを設計の前提とする。これは、直接基礎はエネルギー吸収の多くの部分が「浮上り」に伴うものであり、このような非線形性が生じることで直ちに基礎の残留変位の発生に結びつくものではないためである。また、レベル1地震動に対する照査基準と直接基礎の抵抗特性の關係から、一般に橋脚の耐力は基礎の耐力を上回ることが多い。したがって、レベル2地震動に対して橋脚と基礎との耐力比較は行わないものとする。

(2) 直接基礎の応答変位

a) 直接基礎の非線形挙動

直接基礎にレベル2地震動相当の大きな地震力が作用した場合のモーメントと回転角の関係、および基礎底面の地盤反力度の分布を図-2に示す。基礎底面に作用するモーメントが小さい段階では、地盤反力分布は台形分布となる。作用するモーメントが基礎の浮き上がり限界モーメントを越えると、基礎と地盤間には引張力が作用しないことから地盤反力度分布は三角形分布となる。ここで、基礎の浮上り限界モーメントと浮上り限界回転角は式(3)および(4)で表される。

$$M_0 = \frac{B V}{6} \quad (3)$$

$$\alpha_0 = \frac{12 M_0}{B^3 \cdot D \cdot k_v} \quad (4)$$

ここに、

M_0 : 浮上り限界モーメント (kN・m)

α_0 : 浮上り限界回転角 (rad)

B : 水平荷重作用方向の基礎幅 (m)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

D : 水平荷重作用方向に直交する基礎幅 (m)

k_v : 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

以下、モーメントと回転角の関係は、基礎寸法に関係なく一般化された関係式とするために、浮上り限界モーメント M_0 と浮上り限界回転角 α_0 を基準として表す。

図-2に示した $M/M_0 \sim \alpha/\alpha_0$ の関係は、浮上り限界を越える荷重の作用に対して地盤反力度分布が三角形分布とすると式(5)で表される。

$$\frac{M}{M_0} = 3 - 2\sqrt{\frac{\alpha_0}{\alpha}} \quad (5)$$

上式は浮上り基本式と称し、 α/α_0 が無限大に近づくとき $M/M_0 = 3$ に漸近する曲線となる。式(5)において、荷重が $M/M_0 = 3$ に近づくことは、合力の作用位置がフーチングの端部に近づくことを意味する。このような場合、現実の基礎地盤では基礎端部の地盤に塑性化が生じ、最終的には「極限支持力状態」の荷重に漸近する。

そこで、本検討では、基礎端部の地盤反力度が上限値に達するような荷重が作用した場合には、地盤反力度分布は再び台形分布になるとして、式(6)および(7)に示す地盤反力度の上限値を考慮した関係式を用いることにした。ここで、式(6)は地盤に塑性化が生じている状態(図-2の $M_y \sim M_u$)、式(7)は極限支持力状態(図-2の M_u)を示すものである。

$$\frac{M}{M_0} = \frac{M_u}{M_0} - \frac{n^3}{16} \left(\frac{\alpha_0}{\alpha} \right)^2 \quad (6)$$

$$\frac{M_u}{M_0} = 3 - \frac{3}{n} \quad (7)$$

$$n = \frac{BDq_y}{V} \quad (8)$$

ここに、 q_y : 支持力度 (kN/m²)

式(8)において、支持力度 q_y は荷重傾斜 $\tan \theta$ の関数として表される。したがって、図-2において地盤反力度が上限値に達すると、これを越える荷重の作用に対して変位が急増するような曲線となる。また、このような荷重と変位の関係については、既往の実験においても同様な結果が得られている⁵⁾。

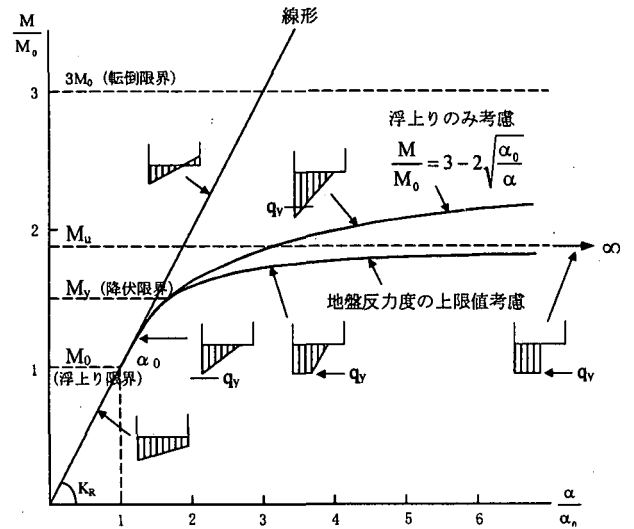


図-2 基礎底面のモーメント～回転角関係

b) 非線形回転角の推定法

大規模地震時における直接基礎の応答回転角は、基礎の浮上りにより地震エネルギーが吸収されるものと考え、基礎底面のモーメントと回転角の関係にエネルギー一定則を適用して推定するものとした。エネルギー一定則による非線形回転角は、図-3に示すように以下の考え方により推定するものとした。

①原点と浮上り限界である $M/M_0 = \alpha/\alpha_0 = 1$ を通る直線上に、レベル2地震動が作用したときの基礎の線形応答を表す M_L/M_0 が規定される。線形応答 M_L/M_0 は保耐法の設計水平震度に相当する荷重である。なお、本来は基礎から地盤への逸散減衰の効果等を考慮する必要があるが、現段階では、詳細な検討が行われていないことから、減衰定数別補正係数 $c_D = 1.0$ とする。

②この線形応答と地盤反力度の上限値を考慮した浮上り曲線の関係にエネルギー一定則を適用することにより、応答回転角 α_N/α_0 を求める。(図-3の斜線部面積=縦線部面積となるように α_N/α_0 を求める)

本検討では、他の基礎形式と同様に、橋梁基礎に生じる変位により橋全体系の安全性が損なわれないよう、上記手法で算出された回転角に対する照査基準値を0.025radとした。なお、水平支持に対しては、後述する滑動抵抗により照査するものとした。

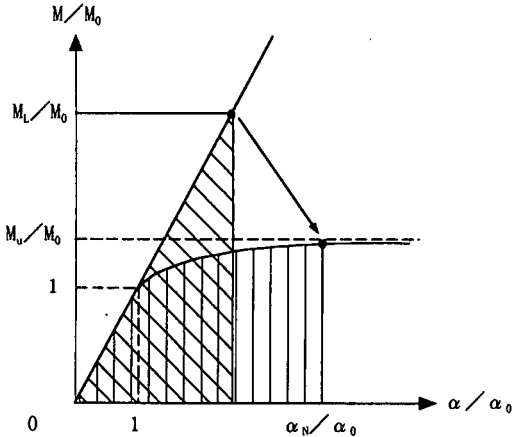


図-3 エネルギー一定則を用いた回転角の推定

c) 試算結果

2章の提案震度法によって設定した30ケースの基礎諸元に対して、エネルギー一定則を用いて回転角を推定した。図-4に、代表的な3ケースについて、エネルギー一定則を用いて線形応答を非線形応答に変換した過程を示す。また、図-5に30ケースの基礎幅と回転角の関係、図-6に30ケースの保耐法設計水平震度と回転角の関係を示す。

図-4より、地盤強度が比較的低い砂地盤では、荷重が小さい領域において地盤反力度の上限値に達するが、地盤強度が比較的高い硬岩では、地盤反力度の上限値に達しないので、浮上り基本式に近い曲線となっていることがわかる。

図-5より、ほとんどのケースで回転角は照査基準値の0.025radを下回っているが、基礎幅が比較的小さい場合に回転角が照査基準値を越えるケースがある。これは、図-6より保耐法の設計水平震度が大きい場合には回転角が大きくなる傾向があるからである。本試算で回転角が照査基準値を超えたケースは、保耐法の設計水平震度が $k_{hc}=2.0$ と大きくなっている。

表-1に、回転角が基準値を上回ったケースについて、これを満足するように基礎幅を設定した結果を示す。表-1より、本文で提案する震度法および保耐法によれば、結果として平成8年道示による基礎幅を上回ること

はないことがわかる。

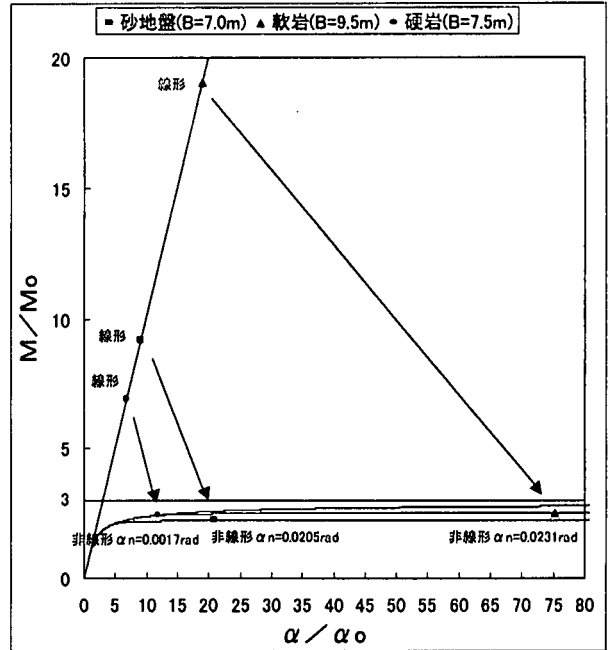


図-4 エネルギー一定則による非線形回転角の推定
(代表3ケース)

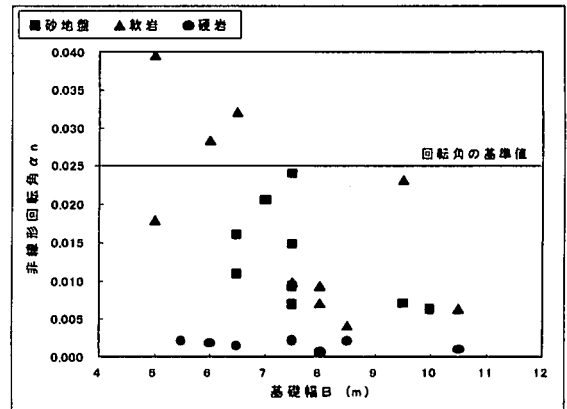


図-5 基礎幅と回転角

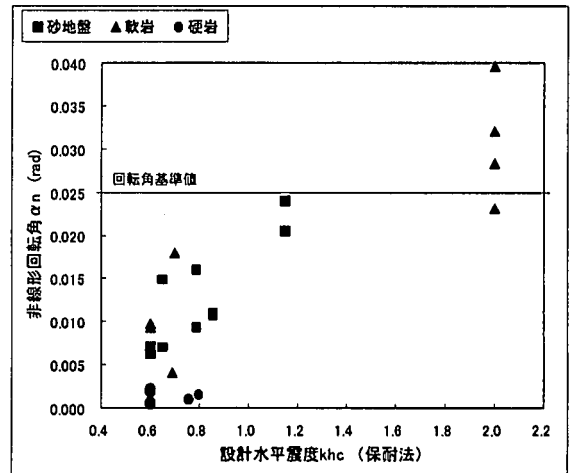


図-6 保耐法設計水平震度と回転角

表-1 基礎幅の比較

ケース	1	2	3
平成8年道示による基礎幅 (m)	7.0	8.5	7.0
提案震度法による基礎幅(m)	5.0	6.5	6.0
回転角 (rad)	0.040	0.032	0.028
保耐法による基礎幅 (m)	7.0	7.5	7.0
回転角 (rad)	0.020	0.019	0.021

(3) 直接基礎の滑動

a) 基礎底面の非線形水平力の推定と滑動抵抗力

基礎底面に作用する非線形水平力は、基礎の浮上りや地盤の局所的な塑性化によって慣性力が低減されることを考慮し、また、一般に橋脚の振動は1次振動モードが卓越することを考慮して、モーメントの低減率に比例するとして、式(9)によって算出するものとした。

$$H_N = H_L \frac{M_N}{M_L} \quad (9)$$

ここに、 H_N ：非線形水平力 (kN)

H_L ：線形水平力 (kN)

M_N ：非線形モーメント (kN・m)

M_L ：線形モーメント (kN・m)

また、基礎底面の滑動抵抗力は、直接基礎が滑動し始める際の限界の抵抗力から推定するものとし、式(10)および(11)により算出するものとした。

$$H_{ub} = H_{sn} + H_{ub} \quad (10)$$

$$H_{ub} = c_B \cdot A_{en} + V \cdot \tan \phi_B \quad (11)$$

ここに、

H_{sn} ：水平支持力 (kN)

H_{sn} ：フーチング前面地盤反力 (kN)
＝受働土圧抵抗力

H_{ub} ：フーチング底面地盤のせん断抵抗力 (kN)

c_B ：底面地盤の付着力 (kN/m²)

ϕ_B ：底面地盤のせん断抵抗角 (度)

A_{en} ：非線形モーメントが作用したときの有効載荷面積 (m²)

V ：基礎底面に作用する鉛直力 (kN)

本検討では、滑動抵抗の照査として、レベル2地震動が作用した場合の非線形水平力が、式(10)から求められる水平支持力を超えないように設計するものとした。なお、底面地盤の付着力およびせん断抵抗角は、 $c_B = 2/3 c$ および $\phi_B = 2/3 \phi$ としている (c および ϕ は、基礎底面地盤の粘着力および内部摩擦角)。

b) 試算結果

図-7に、レベル2地震動による回転角の基準値を満足する基礎幅に対して、滑動照査を行った結果を示す。

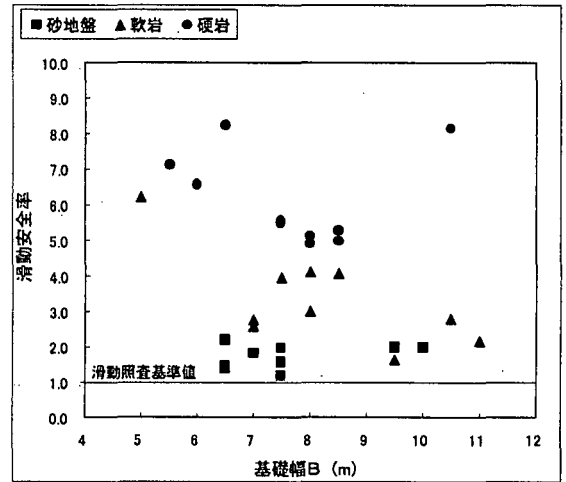


図-7 滑動照査結果

(4) 直接基礎の転倒

a) 転倒限界速度式

剛床上に置かれた剛体が転倒するかしないかの限界速度 V_o は式(12)で表される。

$$V_o = \mu \sqrt{\frac{8}{3} \cdot g \cdot \frac{1 - \cos \alpha}{\cos^2 \alpha} \cdot r} \quad (12)$$

ここで、

μ ：補正係数

r ：剛体重心点から回転中心までの距離(m)

g ：重力加速度 = 9.8 (m/s²)

α ：剛体重心点と回転中心を結ぶ線が垂線となす角 (rad)

式(12)の補正係数を $\mu = 1.0$ とした場合は、転倒限界速度の理論式を表す。これに対して、数々の解析および実験例によると、理論式より小さい速度で転倒することが知られている。これは、転倒が生じる以前にも、剛体のロッキングが生じることにより、浮上りや剛床との衝突の繰り返し等による動的な効果として、転倒が生じやすくなるためである。このような効果に対して、石山は正弦波加振による実験および解析結果に基づいて理論式に対する補正係数 $\mu = 0.4$ を提案している⁶⁾。

b) 試算結果

兵庫県南部地震で観測された最大加速度値は 818cm/s² (神戸海洋気象台地表面、震央距離 15.5km) で、この時の最大速度値は 91.7cm/s と計算されている。そこで、本検討では式(12)の転倒限界速度を $V_o = 100\text{cm/s}$ とし、補正係数 $\mu = 0.4$ とした場合について、橋脚重心高さと転倒しないために必要な基礎幅の関係に着目した。図-8には、この条件のもとで、本検討で提案する震度法と保耐法の基準値を満足する基礎幅 (図-7の横軸に示されている基礎幅) と重心高さを示す。

図-8より、本検討で提案する震度法と保耐法の基準値を満足する直接基礎は、大規模地震時における転倒に対して十分な安全性を確保していることがわかる。

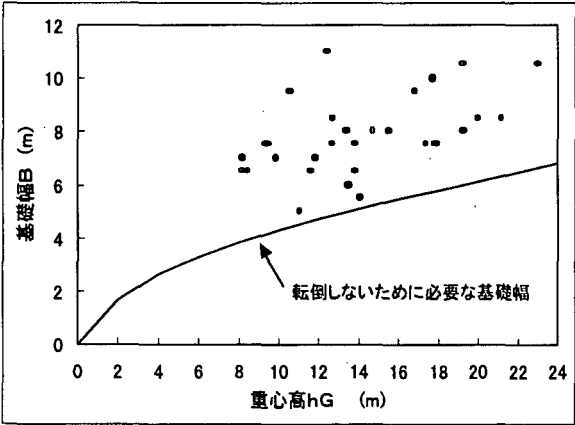


図-8 橋脚の重心高さと基礎幅の関係

4. フーチングの設計法

a) 基本的考え方

平成8年道示では、レベル2地震動による作用荷重によってフーチング端部に作用すると考えられる地盤反力に対して、フーチングの設計を行うものとされている。この場合に適用する地盤反力の合力の作用位置は、実在基礎に対する試算結果に基づいてフーチング端部から $B/20$ だけ内側の位置とされている。

本検討では、保耐法におけるフーチングの設計外力として、3章で提案した安定計算で算出されるフーチング底面の諸力を採用することにした。

b) 試算結果

実在する道路橋の直接基礎30ケースに対して、レベル2地震動の安定計算による合力の作用位置と、提案する震度法と保耐法を満足する基礎幅(図-7の横軸で示されている基礎幅)の関係を図-9に示す。

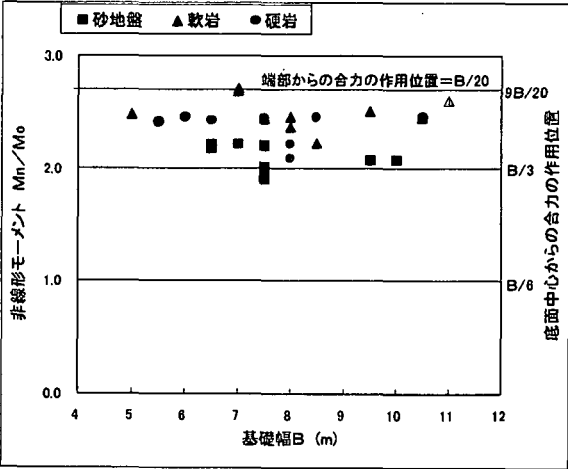


図-9 レベル2地震動による合力の作用位置

この結果より、ほとんどの直接基礎において、 Mn/Mo が2.7程度以下である。したがって、合力の作用位置は平成8年道示で定められている合力の作用位置 ($B/20$) より基礎中心に近くなることから、直接基礎のフーチングの鉄筋量は減少する傾向にあると考えられる。

5. まとめ

本論文では、直接基礎の地震時保有水平耐力法および、新しい研究成果に基づいた震度法を提案し、道路橋の橋脚基礎を例として試算を行った。この結果から得られた知見をまとめると、以下の通りである。

- ① 支持力係数の寸法効果に対する補正係数を考慮した極限支持力公式を用い、最大地盤反力度の上限値の規定を削除した震度法による試算を行った結果、基礎幅は平成8年道示より小さくなる傾向にある。
- ② 大規模地震時における直接基礎の応答変位を適切に評価できる地震時保有水平耐力法を提案した。また、安定性の照査に用いる工学的指標として、応答回転角および滑動抵抗を提案した。試算の結果、保耐法の照査基準を満足するように基礎寸法を設定しても、平成8年道示による基礎幅を上回ることはない。なお、橋脚の直接基礎においては、レベル2地震動において転倒が問題になることはないことから、照査指標とする必要はないものと考えられる。
- ③ 保耐法における基礎底面に作用する合力の作用位置は、平成8年道示で定められている合力の作用位置 ($B/20$) より基礎中心に近づくので、直接基礎のフーチングの鉄筋量は減少する傾向にあると考えられる。

参考文献

- 1) 前田良刀, 日下部治, 大内正敏: 密なスコリア層における大型三次元基礎の支持力特性, 土木学会論文集, NO. 430, PAGE. 97 - 106, 1991
- 2) 岡原美知夫, 高木章次: 剛体基礎の支持力に関する実験的研究, 土木研究所資料 3087, 1992. 3
- 3) 岡原美知夫, 木村嘉富, 知見健司, 井上昭生: 剛体基礎の支持力に関する解析, 土木技術資料, VOL. 35, NO. 7, PAGE. 65 - 71, 1993
- 4) 日本道路公団: 設計要領第二集, 1998 年
- 5) 羽矢 洋, 西村昭彦: 大地震力を考慮した直接基礎の設計法の提案, 土木学会論文集No.595/VI-39, 1998. 6
- 6) Yuji Ishiyama: Motions of Rigid Bodies and Criteria for Overturning by Earthquake Excitations, Earthquake Engineering and Structure Dynamics, Vol. 10, 1982