

終局変形を考慮した橋台基礎の設計

牧野敏明、當間優樹

株式会社 沖縄建設技研（〒901-2126 沖縄県浦添市宮城三丁目7番5-103号）

キーワード：鋼管杭、杭長、杭径、設計水平震度、変形性能

1. はじめに

構造物の設計法においては、作用する荷重に対して、荷重が許容応力度を下回ることを照査することで行う許容応力度設計が簡便である。しかしながら、再現期間が数十年～100年程度の巨大地震時に作用する地震力が、許容応力度を下回るように設計を行うと、部材が過大なものとなり、工事コストを押し上げ不合理となる。

このため、巨大地震時には、構造部材の損傷をある程度許容しながら、構造としての最低限の機能を失わないような設計（終局強度設計）が行われている。たとえば、道路橋示方書では、レベル2地震動に対する耐震設計において、地震エネルギーと部材の変形能力との関係から部材塑性域における挙動をモデル化し、設計を行うことが規定されている。

終局強度設計では、部材の強度だけでなく、変形性能を評価する必要があるため、部材断面の強度だけでなく、部材の数や配置などを含めた、構造系全体の挙動について適切に評価することが課題となる。本稿では、車道橋における杭基礎の設計について述べる。

2. 道路橋示方書における終局強度設計

構造材料の荷重-変位曲線は、変位の小さい領域では直線となり弾性挙動を示すが、変位が大きくなると降伏するため、一定の荷重のまま変位だけが大きくなる弾塑性体として近似される(図-1)。地震力が作用したとき、材料が完全弾性と仮定した場合、図-1に示すグレーの領域とピンクの領域を加えた部分がエネルギー吸収能力となる。橋台な地震力に対して完全弾性とみなせる部材は大断面となるため、部材の塑性変形を考慮した設計を行い、図-1中のグレーの領域とブルーの領域を加えた面積をエネルギー吸収能力とすることで、部材断面を小さくする。

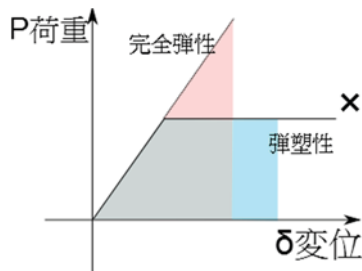


図-1 部材の荷重-変形曲線

このように、道路橋示方書においては、部材の荷重-変形曲線の積分値を部材のエネルギー吸収能力とし、地震力に対して生じる変形時のエネルギー吸収能力が、同部材を完全弾性体と仮定したときのエネルギー吸収量と等しくなるように設計を行う。

3. 構造部材の終局変形

強大な地震力に対して合理的な耐震設計を行うには、主構造のじん性、すなわち変形性能が重要となる。ここでは鋼管杭の変形性能について基礎的な検討を行う。

鋼管杭を、フーチングに剛結された一本の片持ち梁としてモデル化すると(図-1)、フーチングの変位は以下の式であらわされる。

$$\delta = \frac{Pl^3}{3EI} \quad (1)$$

ここに、 δ : 変位
 P : 地震力
 l : 杭長
 E : 弾性係数
 I : 断面2次モーメント

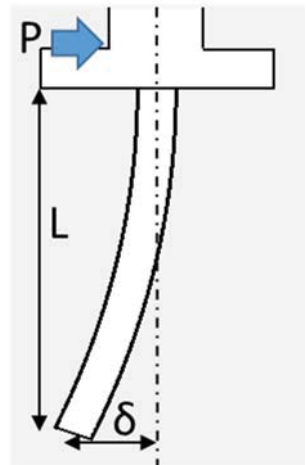


図-2 鋼管杭のモデル化

式(1)は、弾性理論から導かれるたわみ式であり、鋼管杭塑性化後の挙動については、別途モデル化が必要がある。道路橋示方書では、鋼管杭降伏後の剛性についてはゼロとし、許容塑性率を3（橋台基礎の場合）とすることとなっている。

$$\delta_{max} = 3\delta_{fy} \quad (2)$$

ここに、 δ_{max} : 終局変位
 δ_{fy} : 弾性変位
 また、鋼管杭の降伏モーメントは、以下である。

$$M_y = \sigma_y Z \quad (3)$$

ここに、 M_y : 降伏モーメント
 σ_y : 降伏応力
 Z : 断面係数

式(1)および(3)を用いて地震力Pと変位δの関係を整理し、図-3に示す。

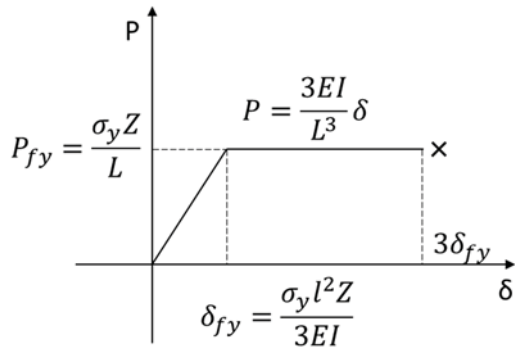


図-3 地震力Pと変位δの関係

鋼管杭は、地震力Pfyが作用し降伏した後、Pfyは一定のまま、変位δだけが增加し、3δfyで終局となる。式(1)、(3)から、δfyを求めると、式(4)が得られる。

$$\delta_{fy} = \frac{\sigma_y l^2 Z}{3EI} \quad (4)$$

また、断面二次モーメント、断面係数を整理し、式(4)を得る。

$$\delta_{fy} = \frac{\sigma_y l^2}{3Er} \quad (5)$$

ここに、r：鋼管杭半径

式(5)より、杭長lを増加させること、杭径を小さくすることにより、鋼管杭の変形性能であるδfyを向上させることができるといえる。

4. 設計対象橋梁

(1) 橋梁概要

今回設計対象とする橋梁の架設場所の現況を写真-1に示す。現在は床板橋が架設されているが、河川整備にともない架け替えとなる。計画橋梁の諸元を表-1に示す。



写真-1 現況

表-1 橋梁諸元

橋長	21.90 m
幅員	8.20 m
斜角	90°
設計荷重	B活荷重
上部工形式	プレテンションPCホロー桁

(2) 土層概要

ここでは、設計地震力の負担が大きい桁固定端となる橋台について検討する。表-3に、土層の概要を示す。

表-3 土層諸元

層	層厚(m)	深度(m)	土質	N値	液状化
1	1.289	1.229	埋土	18	しない
2	3.300	4.529	粘土	2	しない
3	5.100	9.479	砂質	3	する
4	1.700	10.229	軟岩	37	しない
5	5.940	15.529	軟岩	50	しない

(3) 基礎形式について

近隣工区の実績から本橋梁では鋼管杭を中心に基礎の比較検討を行った。表-3に、比較設計を行った鋼管杭を示す。

表-3 鋼管杭諸元

杭径(mm)	杭長(m)	l ² /r	配列
600	11.0	403.3	5×3
800	10.0	250.0	4×2
800	11.0	302.5	4×2
800	12.0	360.0	4×2
1000	11.0	242.0	3×2
1000	14.0	392.0	3×2

工法：中掘杭工法

(4) 橋台形式について

杭径の形式に対応した橋台の寸法を図-4および表-4に示す。く体幅は8.200mである。

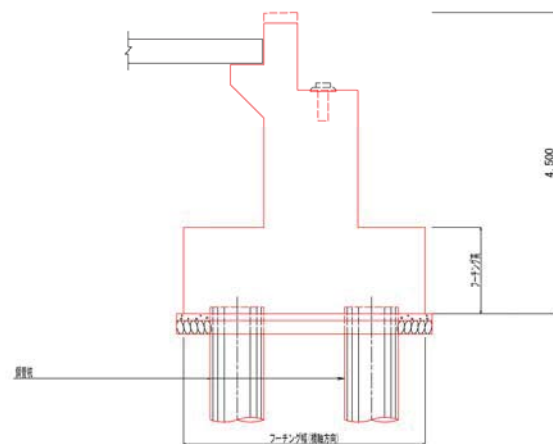


図-4 橋台側面図

表-4 橋台の寸法

杭径 (mm)	フーチング幅 (橋軸方向)	フーチング高
600	4.200m	1.300m
800	3.600m	1.300m
1000	4.500m	1.700m

(5) 設計水平震度

設計水平震度を表-5 に示す。

表-5 設計水平震度と上部工反力

種別	設計水平震度	鉛直荷重 (kN)	慣性力 (kN)
レベル2 タイプ2	0.49	2000	4000×0.49

5. 杭基礎の比較

(1) 水平震度と水平変位の関係

橋台基礎の設計においては、水平力を段階的に増加させながら作用させ、水平変位を算出することで基礎の挙動を把握する。基礎挙動の把握にあたり、 α_i を以下のように定義する。

$$\alpha_i = \frac{khi}{khg} \quad (6)$$

ここに、 α_i : 変位算出時の水平震度と
設計水平震度の比
khi: 変位算出時の水平震度
khg: 設計水平震度

設計水平震度作用時の地震エネルギーに対して基礎が応答した際の α_i が 1.0 よりも大きい場合は、設計荷重が作用しても塑性化せず、 α_i が 1.0 よりも小さい場合は、基礎が降伏した後に地震エネルギーに対する応答変位が発生することを示す。

図-5 に、杭径 800mm の杭長 11.0m における α_i と水平変位の関係を示す。これは図-1 と同様な考え方であり、グリーンの面積は完全弾性とみなした場合のエネルギー吸収能力であり、ブルーの面積は弾塑性とみなした場合のエネルギー吸収能力を表している。応答変位後から終局点までの面積であるレッドの部分には、終局変位に至るまでのエネルギー吸収能力の余力となっている。このようなエネルギー吸収能力を考慮しながら、設計検討を行った。

図-6 に示す杭径 600mm の計算結果では、地震エネルギーに対する応答変位時の α_i が 1.0 であることから、基礎の弾性領域で耐震性能を満足している。つまり、塑性域の余裕が大きく、過大な設計となっている可能性がある。杭長 11.0m については、常時の押し込み力に対する許容支持力から、必要根入れ長を確保する為の杭長となっている。

図-7 に杭径 1000mm の計算結果を示す。図-6 に示した杭径 600mm と同様に杭長 11.0m で計算を行った。その結果、地震エネルギーに対する応答変位が生じる以前に基礎が終局した。この原因としては、杭径を大きくしたために、変形性能が低下したことが考えられる。

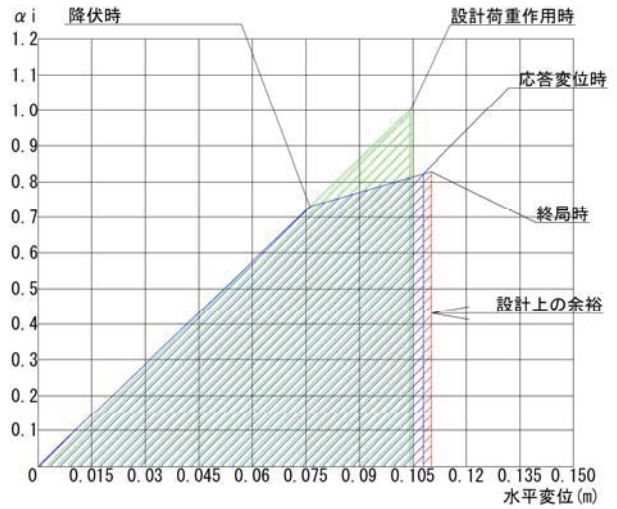


図-5 α_i と水平変位の関係

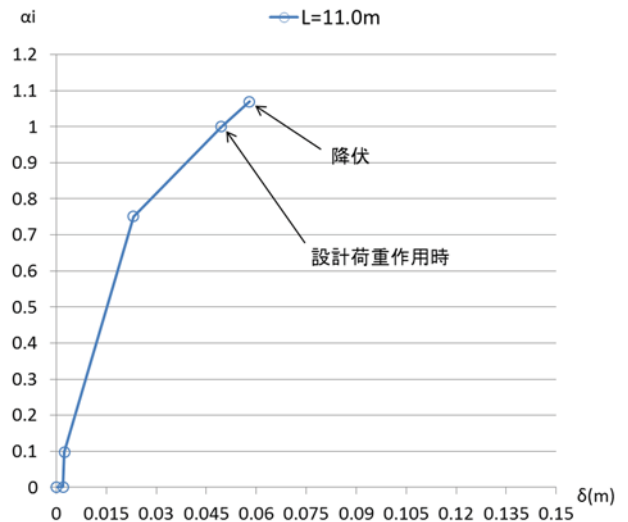


図-6 杭径 600mm

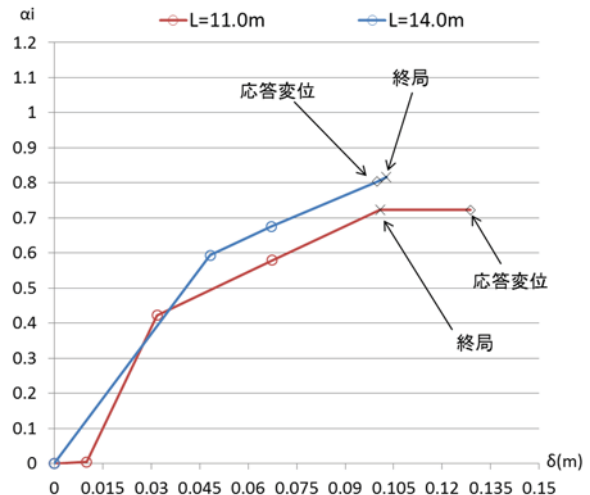


図-7 杭径 1000mm

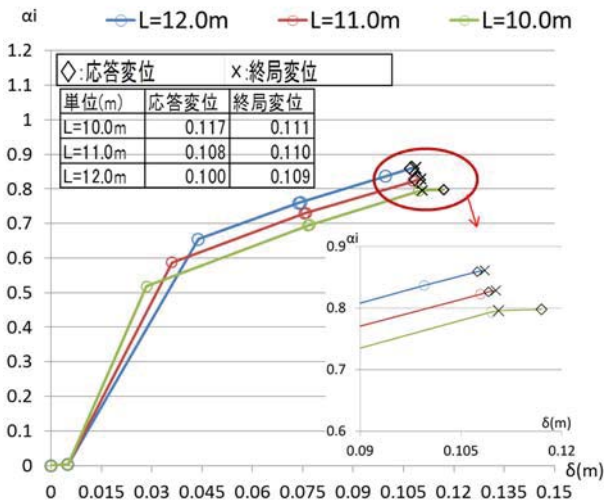


図-8 杭径 800mm

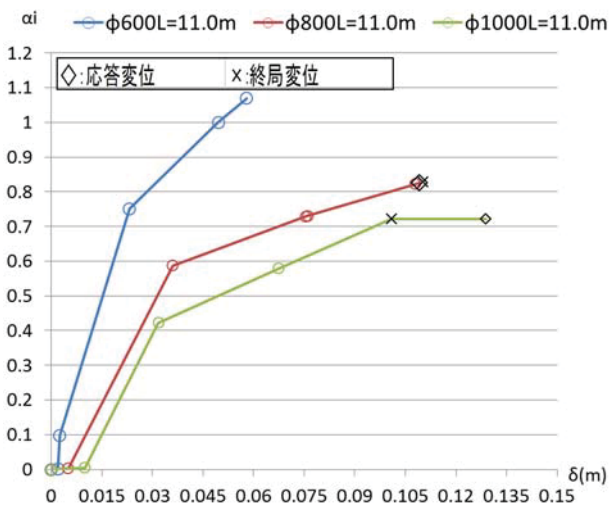


図-9 杭径の比較

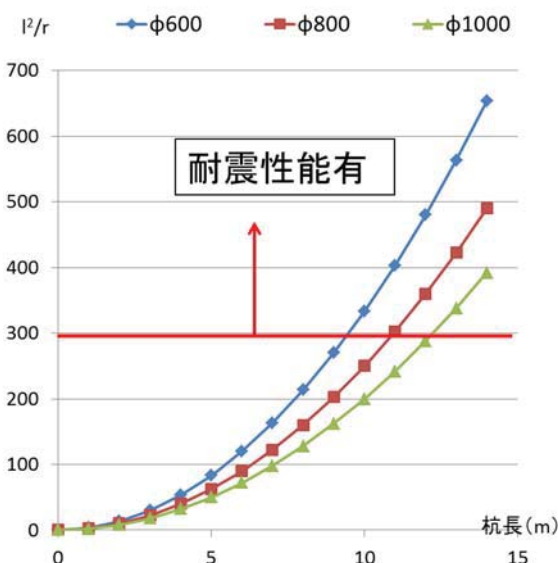


図-10 I^2 / r と杭長の関係

杭径 1000mm 杭長 11.0m では耐震性能を満足しないため、表-3 に示した杭径 600mm の I^2 / r が 403.3 (m²/m) を目安として、杭長を 14.0m とすることにより耐震性能を満足した。これは杭を長くすることで、変形性能が向上したことが考えられる。

合理的な設計を行う上では、杭の配列および杭長を考慮し、現地状況に適した最小規格の杭径、杭長、杭の配列を定める必要がある。杭径 600mm と 1000mm を比較し概略すると、以下となる。

- ・ 杭径 600mm は、杭の本数が杭径 1000mm に比べて多い。
- ・ 杭径 1000mm は杭径 600mm に比べ杭の長さが長い。

図-8 に、杭径 800mm における杭長 10.0m、11.0m および 12.0m の計算結果を示す。杭径 800mm では、杭径 600mm に比べ杭の本数は少なく、また、杭径 1000mm に比べ、耐震性能が高いという結果となった。このことから、杭径 600mm と 1000mm に比べ合理的な設計といえる。杭長 10.0m では、地震エネルギーに対する応答変位以前に終局しており、変形能力が不足する結果となった。また、杭長 12.0m の杭では、杭長 11.0m に比べ応答変位量が小さいことから、エネルギー吸収能力が高いといえる。

図-9 に、杭径が異なる計算結果の比較を示す。杭長は 11.0m であり、同一である。地震エネルギーに対して塑性変形により抵抗する変形能力を有している杭径は、800mm のみとなっている。

杭径 600mm の場合、応答変位量が小さく、弾性域にとどまっていることからエネルギー吸収能力が高いが、設計が過大となっている可能性がある。一方、杭径 1000mm の場合、地震エネルギーに対する応答変位以前に終局するため、耐震性能が不足する。

これらのことから、変形性能を考慮した杭基礎設計においては、変形性能が最適となる杭径が存在し、必ずしも断面性能が高いものが優れているわけではないと考えられる。

図-10 に、表-3 に示した I^2 / r を示す。今回の設計対象では、 I^2 / r が 300 (m²/m) 以上あれば耐震性能を有する鋼管杭であることがわかる。

6. おわりに

LV2 地震動に対する照査が、道路橋示方書において変更された後の橋台基礎の設計であり、定量的な判断が困難となった。橋台基礎の設計を進めるにあたっては、変形能力およびエネルギー吸収能力について基礎検討を行ったうえで、設計を進めることが必要と考える。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編(平成 24 年 3 月)
- 2) 道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編(平成 24 年 3 月)
- 3) 杭基礎設計便覧(平成 18 年 3 月)
- 4) 道路橋の耐震設計に関する資料(平成 9 年 3 月)