

杭基礎の地震時保有水平耐力法に用いる 設計計算プログラムの現状と問題点

金 聲 漢¹・万名 克実²・森崎 啓³

¹正会員 工修 日本技術開発株式会社 東京支社 地下・構造部（〒164 東京都中野区本町5-33-11）

²正会員 株式会社オリエンタルコンサルタンツ 東京事業本部 総合技術部（〒213 川崎市高津区久本3-5-7）

³正会員 パシフィックコンサルタンツ株式会社 構造部 地震防災課（〒210 東京都新宿区西新宿2-7-1）

1. はじめに

平成8年12月の道路橋示方書¹⁾の改訂による地震時保有水平耐力法の導入に伴い、基礎の設計計算は従来のように手計算での検算が不可能な、電算機の使用を前提とした内容が取り込まれた。その結果、多くの場合、地震時保有水平耐力法による耐震設計によって、構造物の諸元が決定されるような状況となっている。その一方で、基礎の設計計算が地盤や基礎本体の非線形性を考慮した複雑な内容となっているために、道路橋示方書の規定（解説を含む）等²⁾を参考にプログラムを開発したとしても、開発者それぞれが用いる非線形計算のロジックや、道路橋示方書に十分には謳われていない事項の解釈によって、市販されている各社のプログラムは何らかの差が生じざるを得ないのが実状である。

本論文は、このような状況を背景に（財）土木研究センター内に設置された耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会（座長：川島一彦東京工業大学教授）での検討事項の内、「基礎の地震時保有水平耐力法 WG³⁾」による検討成果の一部である、杭基礎の設計計算プログラムに関する検討結果を報告するものであり、具体的には代表的な4社の市販プログラムを用いた比較解析により、杭基礎プログラムおよびそれを用いた設計計算において留意すべき事項を明らかにしたものである。

2. 杭基礎設計計算プログラムの現状

3. での試算で比較対象としたプログラムの内容一覧を表-1に示す。表中は1997年11月現在の内容を示したものである。全般的に差は少なく、ほぼ同様の考え方をを用いていることがわかる。

なお、一部のプログラムで、非線形解法として割線剛性法を用いている例があったが、基礎の解析における荷重作用方法が単調増加ではないため、荷重増分法を基本

とすることとした⁴⁾。また、4. にて記述するように部材の節点間隔の大きさが解析結果に大きく影響する。節点間隔はプログラムの運用上の問題であるが、プログラムによっては節点数の配列サイズ上の制約から50cm程度が下限とならざるを得ないものもあり、その点で結果に差を与える場合があることに注意する必要がある。

これらより、現段階で各社のプログラム間で考え方に相違のあるのは「杭体のM- ϕ 算出方法」、「フーチング前面抵抗のモデル化」、「基礎の降伏震度の判定方法」があげられ、これらの差に起因する解析結果への影響程度を3. で試算により把握した。

表-1 各社プログラムの概要

		方法1	方法2
骨組みモデル	節点間隔	基本的に制約はなし（ただし、節点数の制限から間隔長さが定まるプログラムがある）	
	杭体	M- ϕ 算出方法	・鉄筋1本ずつ考慮 ・積分方法（矩形、台形 等種々）
		剛性低下判定位置	部材中央
		部材の剛性評価方法	材央での値を一様に適用
	地盤抵抗	モデル化	分布バネ
		塑性化の取扱い	部材毎に塑性化を評価
		塑性化判定方法	部材の1/2範囲で反力度が上限値を超過
	フーチング	地盤抵抗モデル化	仮想のフーチング前面梁を設け、非線形分布バネを付与
		フーチング剛性	完全剛体
非線形解法		荷重増分法（R-min法）	荷重増分法（荷重増・加減法）（B社）
基礎の降伏判定方法		部材中央のモーメントが降伏モーメントに達した時点	部材端のモーメントが降伏モーメントに達した時点（B社）

※（ ）内の社名は3. での解析結果と符合している。

3. 市販プログラムによる比較解析

(1) 解析条件

表-2 に試算対象とした検討ケースの一覧を、図-1～5 に各ケースの地盤条件および杭諸元の模式を示す。

これら条件に対して表-1 にあげた4つの市販プログラムを用いて比較解析を行い、各プログラムが与える解析結果の差とその原因の把握を試みた。なお、本解析では、杭の節点間隔の影響を除外するため、全てのケースで杭の節点間隔を一律 20cm とした。

表-2 検討ケース一覧

検討ケース		CASE A	CASE B	CASE C	CASE D	CASE E	CASE F
地盤種別	Ⅱ種	○	○				○
	Ⅲ種			○			
	Ⅲ種 液状化				○	○	
地層構成	堅→軟→硬	○					
	軟→硬→軟		○				
液状化層の流動化					○		
杭種		場所打	場所打	場所打	場所打	場所打	鋼管
杭径		φ1500	φ1200	φ1000	φ1200	φ1200	φ800

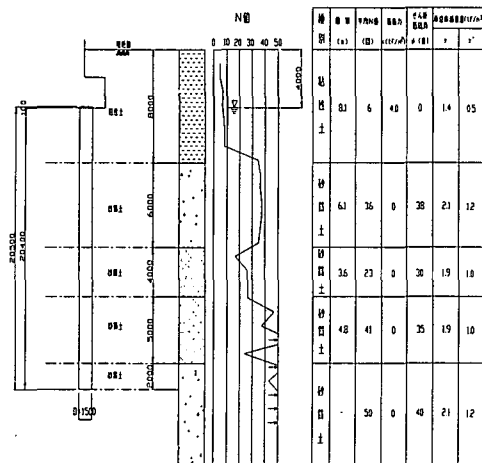


図-1 CASE A の解析条件

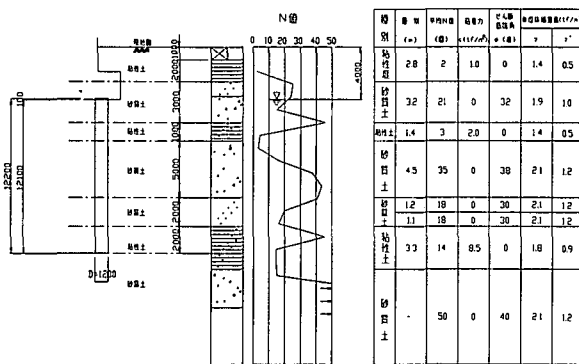


図-2 CASE B の解析条件

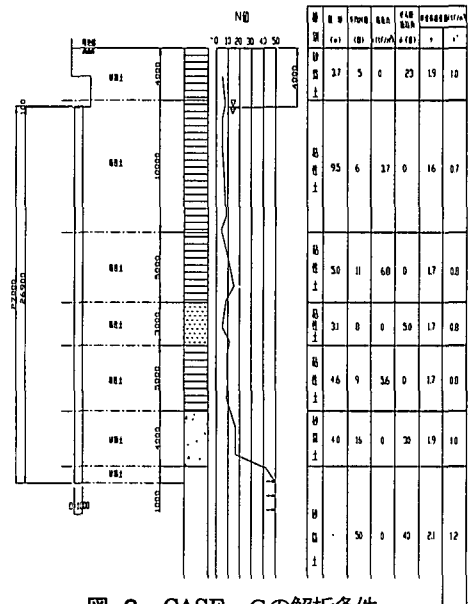


図-3 CASE C の解析条件

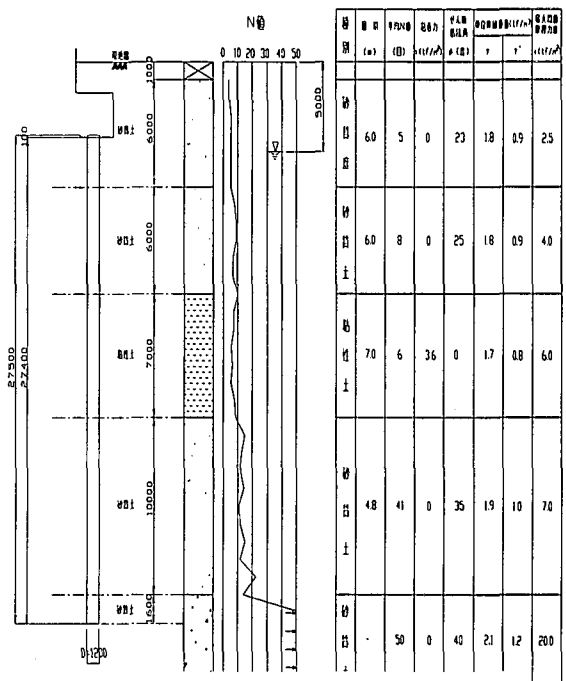


図-4 CASE D、E の解析条件

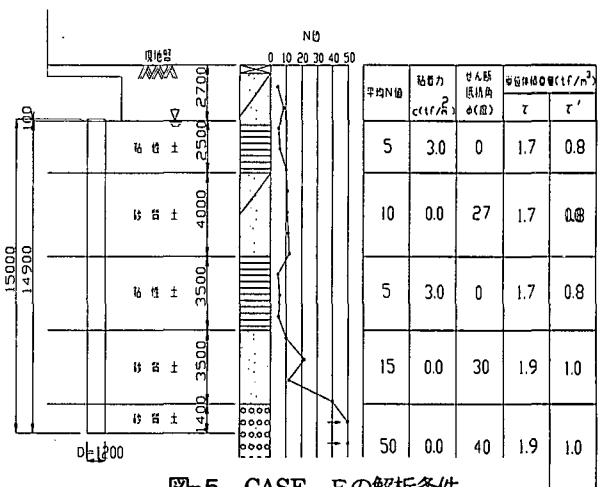


図-5 CASE F の解析条件

(2) 解析結果

比較解析の結果、杭頭部が降伏するケースを除いて、各社のプログラムによる解析結果のばらつきは設計上問題とならない程度に小さいことが確認できた。

以下に、主な解析結果の概要とそれに関する考察を記述する。

1) プログラムの内部で計算される解析諸定数

a) 杭体のM-φ

表-1に示した通りM-φ算出の考え方は各社間で若干異なっている。しかしながら、各社のプログラムが算出するMcは全てが一致した結果を与え、また、MyおよびMuについても、そのばらつきは1%程度以下であることが確認された。

b) 水平方向地盤反力係数およびその上限値

杭およびフーチングの前面抵抗に関する杭の抵抗特性値は、全てのプログラムで一致した値を算出することが確認された。

2) 解析結果

解析結果に基づく基礎の降伏震度の一覧を表-3に、杭頭部で杭体が降伏するケース(CASE-E)の解析結果の例を表-4に、また地中部で杭体が降伏するケース(CASE-F)の例を表-5に示す。なお、表-4~5中の諸数値は、押込み側杭の降伏時の値を示している。

a) 基礎の降伏震度

支持力または地中部の杭体降伏で基礎の降伏震度が決定される場合(CASE-A~D、F)には、プログラム間のばらつきは、1%程度以下であり、設計上問題がないレベルにあることが確認された。

一方、杭頭部の杭体降伏で基礎の降伏震度が決定される場合(CASE-E)には、B社の結果とそれ以外とで降伏震度に有意な差が認められた。この差は、表-1に示したようにB社の基礎の降伏判定方法が他社とは異なることに起因するものである。

すなわち、図-6(a)にB社のプログラムによる基礎降伏時におけるモーメント分布を、同図(b)にはそれ以外の各社の方法による基礎降伏時のモーメント分布のイメージを示している。これらの図より、部材中央部のモーメントが降伏モーメントに達した時点を経験する基礎の降伏とする場合(B社以外の方法)には、部材端部のモーメントはすでに降伏モーメントを超過しており、言い換えるとより大きな荷重(設計水平震度)で降伏に達すると判定されることになる。このため、部材長が大きい場合や杭体モーメントの変化が急な場合には、部材端部での判定(B社の方法)と比べて、明瞭な差が生じることになるのである。

b) 杭頭変位および杭体断面力

表-4および5より、設計で照査すべき標記2つの項目に関する解析結果(水平変位、杭体せん断力)のばらつきは、杭頭部で杭体が降伏するCASE-EのB社を除き、2~3%程度と非常に小さいことが確認された。

c) 地盤の弾塑性境界位置(杭頭からの距離)

表-1に示した通り、地盤抵抗の塑性化判定方法に若干の違いがあるが、解析の結果、弾塑性境界位置は、各社間でほぼ一致しており、地盤の塑性化の取り扱いに有意な差は無いことが確認された。

表-3 基礎の降伏震度

	E社	C社	B社	D社	特 徴
A 場所打ち φ1,500	0.838 杭降伏	0.840 同 左	0.840 同 左	0.842 同 左	Ⅱ種(フーチング前面へ無視) : 地中部モーメント最大
B 同 上 φ1,200	0.999 支持力	1.000 同 左	1.000 同 左	0.998 同 左	同 上
C 同 上 φ1,000	1.023 支持力	1.023 同 左	1.030 同 左	1.024 同 左	Ⅲ種(フーチング前面へ無視) : 地中部モーメント最大
D 同 上 φ1,200	671.8tf 杭降伏	665.3tf 同 左	— 同 左	673.1tf 同 左	流動荷重(フーチング前面へ無視) : 杭頭モーメント最大
E 同 上 φ1,200	0.534 杭降伏	0.515 同 左	0.540 同 左	0.538 同 左	液状化地盤(フーチング前面へ無視) : 杭頭モーメント最大
F 鋼 管 φ 800	0.660 杭降伏	0.660 同 左	0.660 同 左	0.660 同 左	Ⅱ種 : 地中部モーメント最大

表-4 解析結果(CASE-E): 杭頭部で杭体が降伏

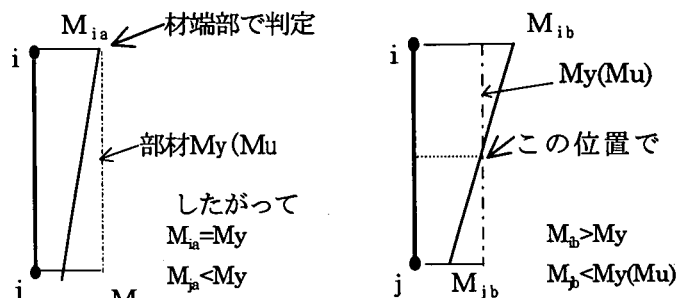
		CASE-E							
		A社		B社		C社		D社	
		計算値	ばらつき率	計算値	ばらつき率	計算値	ばらつき率	計算値	ばらつき率
フーチング中心作用力	Vo(tf)	1674		1674	1.00	1674	1.00	1674	1.00
	Ho(tf)	524		504	0.96	526	1.00	527	1.00
	Mo(tf-m)	5302		5111	0.96	5333	1.01	5338	1.01
基礎の降伏震度		0.534	0.515	0.96	0.540	1.01	0.538	1.01	
杭頭水平変位(mm)		36.1	34.6	0.96	35.9	0.99	36.0	0.99	
杭頭回転角(10 ⁻⁴ rad)		2.14	2.06	0.96	2.14	1.00	2.14	1.00	
杭頭鉛直変位(mm)		9.8	9.5	0.97	9.7	1.00	9.8	1.00	
杭頭鉛直反力(tf)		559	547	0.98	561	1.00	561	1.00	
杭頭モーメント(tf-m)		207	200	0.97	208	1.00	208	1.01	
地中部最大モーメント(tf-m)		-104	-102	0.98	-105	1.00	-105	1.00	
杭頭せん断力(tf)		71	68	0.96	71	1.01	71	1.01	
杭頭から弾塑性境界線までの距離(mm)		2600	2800	1.08	2700	1.04	2800	1.08	
杭体が降伏しているかどうか		杭体降伏	杭体降伏		杭体降伏		杭体降伏		
降伏位置(底版下面-Xmm)		0	0		0		0		

※ばらつき率はA社に対する値である。

表-5 解析結果(CASE-F): 地中部で杭体が降伏

		CASE-F							
		A社		B社		C社		D社	
		計算値	ばらつき率	計算値	ばらつき率	計算値	ばらつき率	計算値	ばらつき率
フーチング中心作用力	Vo(tf)	2470		2470	1.00	2470	1.00	2470	1.00
	Ho(tf)	1275		1292	1.01	1294	1.02	1293	1.01
	Mo(tf-m)	13052		13043	1.00	13047	1.00	13045	1.00
基礎の降伏震度		0.660	0.660	1.00	0.660	1.00	0.660	1.00	
杭頭水平変位(mm)		31.0	31.2	1.01	31.3	1.01	31.2	1.01	
杭頭回転角(10 ⁻⁴ rad)		1.07	1.07	1.00	1.07	1.00	1.07	1.00	
杭頭鉛直変位(mm)		22	22	1.00	22	1.00	22	1.00	
降伏時杭頭鉛直反力(tf)		606	606	1.00	606	1.00	606	1.00	
杭頭モーメント(tf-m)		27	24	0.91	24	0.90	24	0.90	
地中部最大モーメント(tf-m)		102	101	1.00	102	1.00	102	1.00	
杭頭せん断力(tf)		54	55	1.02	55	1.02	55	1.02	
杭頭から弾塑性境界線までの距離(mm)		2400	2400	1.00	2300	0.96	2400	1.00	
杭体が降伏しているかどうか		杭体降伏	杭体降伏		杭体降伏		杭体降伏		
降伏位置(底版下面-Xmm)		2600	2600		2600		2600		

※ばらつき率はA社に対する値である。



(a) 部材端部での判定 (B社) (b) 部材中央部での判定

図-6 基礎降伏時のモーメント分布 (図中 $M_{ia} < M_{ib}$)

4. 杭基礎プログラムの現状と問題点

3. に示した比較解析より、杭頭部で基礎が降伏しない条件下においては、解析条件を統一し、かつ確実な入力データを与えれば、市販各社のプログラムを用いた解析結果は、設計実務に支障となるような差を生じないことが確認された。これは、プログラムの運用方法を間違えなければ、市販されているプログラムを用いた設計実務に大きな問題はないことを示すものとする。

以下は、現時点で考えられる問題点を、3. での検討成果と文献4)を参照して記述したものである。

a) 節点間隔の影響⁴⁾

3. に示す比較解析では杭部材の節点間隔を20cmとしている。これに対して、従来の線形解析の延長線上でモデル化を考えた場合には50cm～100cm程度を採用しがちである。ところが、杭体の非線形性、すなわち杭体の剛性低下の判定を部材の中央で行っていることに起因して、部材の節点間隔により解析結果に大きな差を生じることが確認されており、これまでの常識を大きく下回る節点間隔を採用する必要がある。その一例として、杭頭モーメントが最大となるケースに対する試算結果の例を表-6に示す。表中の降伏震度は、部材中央での発生モーメントが杭体の降伏モーメントに達する設計水平震度(3. でのB社以外の方法)を示したものである。これより、節点間隔が大きいほど降伏震度が大きい、すなわち部材端部での降伏を的確に評価できないために基礎の降伏震度を過大評価することがわかる。このため、厳密に部材端部のモーメントによる部材の降伏を考慮するためには、部材端部のモーメントによる剛性低下のアルゴリズムを用いることが必要だが、現時点では必ずしも一般的ではない。このため、部材中央のモーメントで部材の剛性低下を判定する方法を採らざるを得ないが、この際には限りなく小さな部材間隔を用いるか、もしくは何らかの便法を考えることが必要である。ただし、これは杭頭部で最大モーメントが生じる場合のことであり、地中部がモーメント最大となる場合には、表-6の結果ほどは顕著な差を生じない。

表-6 節点間隔の差による結果への影響

節点間隔(cm)	5	10	20	50
降伏震度	0.726	0.732	0.746	0.791
降伏時水平変位(cm)	1.94	1.98	2.07	2.34

b) 基礎の降伏判定方法

3. で示したように、部材端部のモーメントの値によって基礎の降伏判定を行わないと、大きめの基礎の降伏震度を与えることが確認された。このことは上記の「a)」と密接に関連している。このため、部材中央でのモーメントによる部材の剛性低下の判定を行うことを前提に、「a) 節点間隔」と関連させてB社の基礎の降伏

判定方法を用いるための適用性検討を実施中である。

c) フーチング剛性の影響⁴⁾

基礎を杭ラーメンとしてモデル化する際のフーチング剛性の影響について試算を実施した。試算の結果、フーチング剛性を杭体の1,000倍以上とすれば、結果に差は生じないことが確認された。

d) 既製杭の取り扱い

既製杭を対象とした設計計算において留意すべき事項を以下に示す。

①既製コンクリート杭のM～ ϕ およびせん断耐力

地震時保有水平耐力法の解析では、杭のM～ ϕ 関係およびせん断耐力の値が必要となる。従来、既製コンクリート杭のこれら断面性能は、各杭メーカーによって微妙に値が異なっていたが、道路橋示方書の改訂に伴い、(社)コンクリートパイル建設技術協会の標準値が協会によって示されている⁵⁾。したがって、設計に際してはこの標準的な断面性能を用いることが望ましい。

②杭頭部結合部が弱点となる場合の取り扱い⁶⁾

既製杭の杭頭結合部は、杭体とは異なった剛性、耐力を示すことになる。このため、結合部の耐力が杭体の耐力を下回る場合には何らかの対処が必要である。この際の杭及び杭頭結合部の挙動については、建設省土木研究所基礎研究室によって、載荷試験が行われており、その性状が整理されている。このため、解析におけるモデル化はその結果を反映した形で、杭頭部分に結合部材の特性を用いる方向で検討中である。

5. おわりに

本論文は、前述の耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会における検討事項の一部を報告したものである。現時点では、若干の課題を残しているが、4. に示した課題やケーソン基礎についても今年度中に成果をとりまとめる予定である。ここに示した試算結果は、「基礎の地震時保有水平耐力法WG」の各メンバーの努力によるものであり心から感謝する次第である。

参考文献 他

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、平成8年12月
- 2) 例えば (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、平成9年3月
- 3) 中川忠直、藤江和久、田中達郎、大塚篤生、石沢克信、廣坂忠司、稲葉久男、池谷正幸 他のメンバーから構成される。
- 4) (財)土木研究センター：平成8年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書、pp.147～212、平成9年5月
- 5) 例えば、(社)コンクリートパイル建設技術協会他：既製コンクリート杭の設計資料 N-M図(土木編)、平成9年12月
- 6) 阪野 彰他：杭とフーチングの結合部の耐力・変形特性の評価法に関する載荷試験、本シンポジウム投稿中、平成10年1月