

地盤変形の影響を考慮した栈橋の耐震性能簡易評価法に関する研究 (概要)

中央復建コンサルタンツ (株) 小 田 隼 也

1. はじめに

現行の港湾基準において、耐震強化施設としての栈橋のレベル2地震動に対する性能照査は、2次元地震応答解析で行うことが標準となっており、計算負荷が大きいという問題がある。2次元地震応答解析では、レベル1地震動の照査結果による断面を初期断面とするため、レベル2地震動に対する性能を満足する最終的な断面との間に乖離がある。特に、レベル1地震動の性能照査では、上部工慣性力のみを考慮した骨組解析をもとに断面が設定されるが、栈橋は軟弱地盤上に構築されるために巨大地震発生時には地中部で大きな曲げモーメントが生じる場合が多く、2次元地震応答解析を多数繰り返す原因となっている。

そこで、本研究では、設計実務における計算負荷の低減を目的とし、2次元地震応答解析の結果を計算負荷の低い骨組解析で再現する方法について検討した。

2. 2次元地震応答解析

非線形有限要素解析コードFLIPを用いて、K港、X港の建設事例をもとに解析モデルを設定した。K港を例として、図-1に解析モデル、表-1に地盤条件、表-2に杭剛性条件を示す。なお、杭剛性条件におけるcase1は原設計条件であり、初期条件とする。case2はcase1より杭剛性を小さく、case3はcase1より杭剛性を大きく設定した。

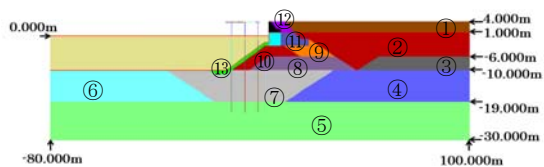


図-1 解析モデル(K港)

表-1 地盤条件(K港)

層番号	密度 ρ (t/m ³)	初期せん断剛性 G_{ma} (kN/m ²)	基準拘束圧 σ_{ma} (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c (kN/m ²)
①	1.45	6797	98	30	0
②	1.45	10100	98	30	0
③	1.45	14880	98	30	0
④	1.45	14880	98	30	0
⑤	2.00	249218	98	44	0
⑥	1.45	17170	98	0	24.35
⑦	1.84	38930	39	41.2	0
⑧	1.84	38930	39	41.2	0
⑨	1.84	38930	39	41.2	0
⑩	2.00	180000	98	35	20
⑪	2.00	180000	98	40	0
⑫	1.80	180000	98	40	0
⑬	2.00	180000	98	35	20

表-2 杭剛性条件(K港)

			case1	case2	case3	
重防食部	杭剛性	EI	kNm ²	422450	262384	517320
	全塑性モーメント	M_p	kNm	2436.5	1500	3000
水中部	杭剛性	EI	kNm ²	355300	260538	513520
	全塑性モーメント	M_p	kNm	2056.5	1500	3000
土中部	杭剛性	EI	kNm ²	418200	262269	517089
	全塑性モーメント	M_p	kNm	2412.5	1500	3000

入力地震動は、地中部で大きな地盤変形が生じるよう、低周波成分が卓越する1968年十勝沖地震における八戸波を用いて、最大加速度を600Galに振幅調整を行った。地震動の主要動部分とフーリエスペクトル図-2に示す。

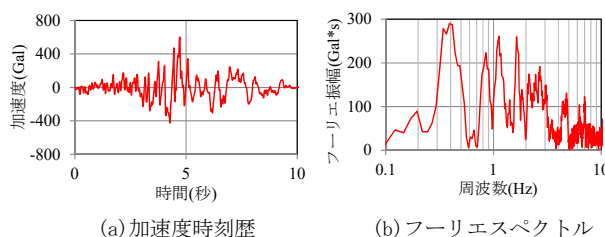


図-2 入力地震動

3. 骨組解析

栈橋は軟弱地盤上に建設されることが多く、地盤変形により杭に力が作用する(以下、地盤変形力とする)。また、質量が上部工に集中していることから、地震作用時には上部工に慣性力が作用する。よって、骨組解析では、地盤変形力と慣性力を考慮した静的解析を行い、FLIP解析結果の再現を試みる。まず、地盤変形力として、FLIP解析より算出した地中部の杭変位を、骨組モデルに強制変位として作用させる。また、慣性力は、FLIP解析における上部工応答加速度と上部工重量から算出する。

本検討では、case1のFLIP解析結果を参考に、海側、陸側へ上部工加速度が最大となる時刻(5.34s, 8.47s)、地中部での曲げモーメントが最大となる時刻(7.55s)に着目した。なお、()内の時刻はK港の例である。

以降に示す解析結果では、FLIP解析の結果をF、骨組解析の結果をEと表記する。例えば、FLIP解析case1はF1、FLIP解析case1の杭変位を骨組モデルcase3に作用させた場合はE3F1とする。

4. 解析結果

K港におけるE1F1のモーメント分布を図-3に示す。同図より、FLIP解析、骨組解析で同じ杭剛性を用いた場合、モーメント分布は一致することが確認できる。なお、本検討では、地中部での挙動に着目することとし、杭頭部のモーメント不一致については、今後の課題とする。

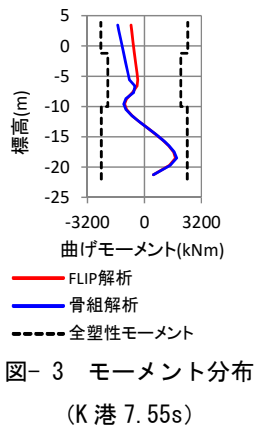


図-3 モーメント分布 (K港 7.55s)

次に、K港におけるE2F1、E3F1、X港におけるE3F1のモーメント分布を図-4に示す。K港では、FLIP解析と骨組解析で杭剛性は異なるが、モーメント分布を概ね再現できている。しかし、X港では、モーメント形状が大きく異なる。これは、土中部における栈橋の杭剛性比(case1の杭剛性に対する比)が影響していると考えられる。X港の杭剛性はcase1が99304kN・m²、case3が397171kN・m²であり、杭剛性比は4.00である。これに対して、図-4に示す(a)は0.63、(b)は1.24である。つまり、FLIP解析と骨組解析の杭剛性の差が大きいほど、地中部でのモーメントには差が生じると考えられる。

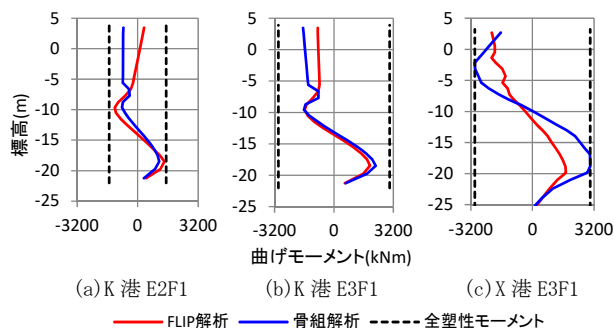


図-4 モーメント分布(地盤変形卓越時刻)

そこでK港において、全塑性モーメントを500~4500kNmの範囲で500kNm刻みに変化させ、E2F1~E10F1の追加検討を実施した。

以上の検討結果より、正規化した地中部での最大モーメントの差 Δrm (式(1))と、杭剛性比の関係を算出し、着目時間毎に図-5に示す。

同図より、5.34s時点では Δrm が小さいが、7.55s以降では大きな地盤変形が生じており、初期断面から杭剛性が大きく変化すると、 Δrm

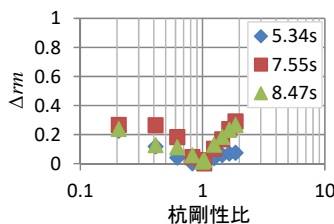


図-5 杭剛性比- Δrm

は増加することが分かる。

$$\Delta rm = \left| \frac{d_1}{M_p} - \frac{d_2}{M_p} \right| \quad (1)$$

ここで、 d_1 : FLIP解析における地中部での最大曲げモーメント、 d_2 : 骨組解析における地中部での最大曲げモーメント、 M_p : 地中部での全塑性モーメントとする。

5. 2種類の初期断面を用いた検討

設計実務では、初期断面からレベル2地震動に対する性能を満足する最終的な断面まで、杭剛性を増大させることがほとんどである。そこで、通常的设计で想定される範囲で、杭剛性が小さいケース(case1)と大きいケース($M_p=4500kNm$)の2種類の断面でFLIP解析を行い、その結果から中間の杭剛性($M_p=2500, 3000, 3500, 4000kNm$)におけるFLIP解析結果を再現する検討を行った。なお、K港の7.55s時点の結果に着目する。

まず、FLIP解析により全断面の杭変位を算出し、case1との杭変位差を求める。海底面位置を例として、変位差と杭剛性比との関係を図-6に示す。同図より、杭剛性比が大きくなると変位差も大きくなる。そこで、杭剛性比と変位差の関係が線形であると仮定し、中間の杭剛性4ケースの変位を推定する。このようにして推定した杭変位を、骨組モデルに強制変位として作用させ、FLIP解析結果との比較を行った。4.と同様に、杭剛性比と Δrm の関係を求め、図-7に示す。同図より、初期断面から杭剛性が大きく変化した場合でも Δrm は小さく、地中部での曲げモーメントを概ね再現できているといえる。よって、本提案法は適用性が高いと考えられる。

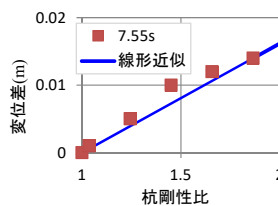


図-6 杭剛性比-変位差

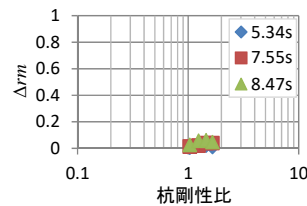


図-7 杭剛性比- Δrm

6. まとめ

実設計で想定される範囲内で、杭剛性の小さい条件と大きい条件でのFLIP解析結果から、杭剛性比と変位差の関係を算出し、この関係が線形であると仮定することで、中間の杭剛性における杭変位を推定することができる。また、推定した杭変位を、骨組モデルに強制変位として作用させることで、地中部における曲げモーメントは概ね再現できる。