

(43) 高架水槽の3次元地震応答解析

京都大学防災研究所 正会員 土岐 憲三
山口大学工学部 ○正会員 三浦 房紀

1. まえがき 高架水槽はTop heavy な構造物であるから、耐震性の観点からは不利な構造となる可能性が高い。このため耐震設計に際しても慎重な配慮を要するが、特殊な、もしくは複雑な構造をしている場合には、一般的な震度法の検討だけでは必ずしも十分な耐震安全性の検証がなされるとは限らない。この様な観点から、本研究ではある高架水槽の立体モデルを作成して、地震波水平2成分、鉛直成分を同時入力し、その3次元の挙動および応力状態を調べた。解析の対象とした水槽は鉄筋コンクリート製であり偏心荷重状態にある。従って2次元解析では評価し得ない回転運動の可能性が考えられる。また、Top heavy な構造物であるから動揺運動に伴って脚柱に引張応力の生じる可能性が考えられる。さらには脚柱を連結している梁にはせん断変形あるいはねじれ変形に伴って許容応力を越える応力の作用する可能性も考えられる。ここでは高架水槽を3次元アイソパラメトリック要素でモデル化し梁の応力状態を、また脚柱の下端面に3次元ジョイント要素¹⁾を配して、この面における動的応力状態を明らかにしその安全性の検討を試みた。

2. 解析モデルおよび解析ケース 解析の対象とした高架水槽の立断面図およびそのA-A断面図を図-1に示す。これと重量および回転慣性モーメントを等しくした有限要素モデルを図-2に示す。図-1から明らかのように、実際の構造物の脚柱は中空となっているが、有限要素でモデル化するには等しい重量をもつ均質等方の部材としている。剛性に関しては、せん断波速度を構造物とモデルとで等しくすれば等価な弾性定数が与えられる。タンク部においても同様の取扱いを行っている。ただし、タンク部においては、その構造上、4層に分割してモデル化を行っている。下から第一層、第二層・・・と呼ぶことにすれば、第一層はL.W.L.までの範囲、第二層はL.W.L.からH.W.L.第三層はH.W.L.から天井、第四層が偏心荷重となる突出部である。なおジョイント要素のばねは線形であり、従って解析は全て線形計算となる。また、鉄筋コンクリートの材料定数としては単位体積重量 2.4 t/m^3 、せん断波速度 1600 m/sec 、ポアソン比 0.17 を用いた。

本研究では応答に及ぼす偏心荷重の影響、脚柱の梁(図-2の要素BおよびC)の有無の影響、地震波の違いによる影響を調べるために表-1に示す4通りの場合について解析を行う。まず、Case 1とCase 2との比較によって3成分同時入力と2成分入力による構造物の挙動の差を、Case 1とCase 3の比較によって入力地震波の違いによる影響を、そしてCase 1とCase 4の比較により梁の有無の影響を調べることができる。ここで、入力地震波はEl Centro 1940, NS, EW, UD 成分(2成分入力時はNSとUD成分)、Taft 1952, N21E, S69E, UD 成分を無修正で用いた。なお水位はいずれも H.W.L. を対象とした。また減衰は基本モードに対

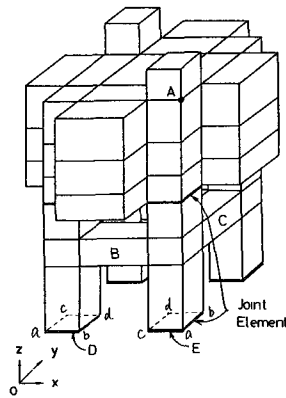


図-2 有限要素モデル

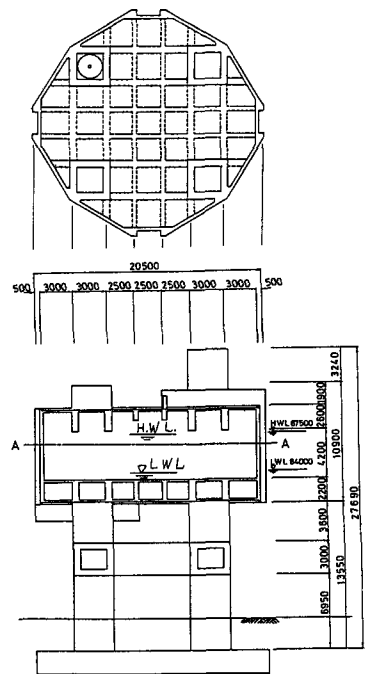


図-1 高架水槽

して5%とした。

3. 固有振動解析 上記4通りの解析ケースのうち、異なるモデル(梁の有無)と梁が有り水位がL.W.L.の場合の計3通りについて固有振動解析を行った。その結果得られた固有振動数を表-2に、また固有モードを図-3に示す。(a),(b),(c)は梁有りの場合の基本、3次、4次モード、(d)は梁無しの場合の基本モードである。いずれも基本モードはせん断変形の卓越するモードであるが、タンク部は脚柱部の伸縮によって傾斜しており、純粋なせん断変形ではない。両者を比較すると、梁の無い方が脚部でのせん断変形が卓越しており、このためタンク部の傾きは小さくなっている。2次は基本モードと直行する方向への基本モードと同様の变形モードである。3次は回転変形であり、4次は曲げの卓越したモードとなっている。なお、水位がL.W.L.で梁有りの場合の固有モードはほぼ水位H.W.L.、梁有りモデルのそれと同様である。

4. 地震応答解析 (1) 高架水槽の地震時挙動 Case1、Case2における図-2に示した点Aの加速度応答を図-4、5に示す。(a)はX、(b)はY、(c)はZ方向の成分である。また、この点における各成分の最大値を表-3にまとめて示す。まず、Case1とCase2を比較すると

X方向の応答に関しては最大値、波形ともにほとんど差は生じていない。しかしながら上下動に対しては変位について約2倍、加速度で約20%程前者が大きい。次に梁の有無による差をみるためにCase4とCase1を比較すると、X方向に関してはCase4の方が変位、速度で約85%、加速度で約15%大きくなっている。一方、Y方向では速度、加速度はCase4の方が小さくなっており、上下動もCase4の方が小さくなっている。Case4の上下動がCase1のそれより小さいのは、固有モードからも伺えるように、前者においては梁がないために脚柱のせん断剛性が低く、後者に比べてより純せん断に近い形で運動しているためと考えられる。

前述した様に、対象とする高架水槽は偏心荷重状態にある。そこで、これに起因する回転運動に関する検討を次に行う。Case2の応答波形から明らかな様に、入力水平成分がX方向のみの場合のY方向の応答量は極めて小さい。即ち、偏心荷重に起因する

表-1 解析ケース

Case	入力地震波	梁の有無
1	El Centro 3成分	有
2	El Centro 2成分	有
3	Taft 3成分	有
4	El Centro 3成分	無

表-2 固有振動数(Hz)

次数	H.W.L.梁有	L.W.L.梁有	H.W.L.梁無
1	6.37	7.25	4.87
2	6.48	7.31	5.03
3	8.22	9.11	5.48
4	15.28	17.25	13.97
5	16.74	17.92	14.14
6	16.92	18.00	14.51
7	30.94	31.60	29.47

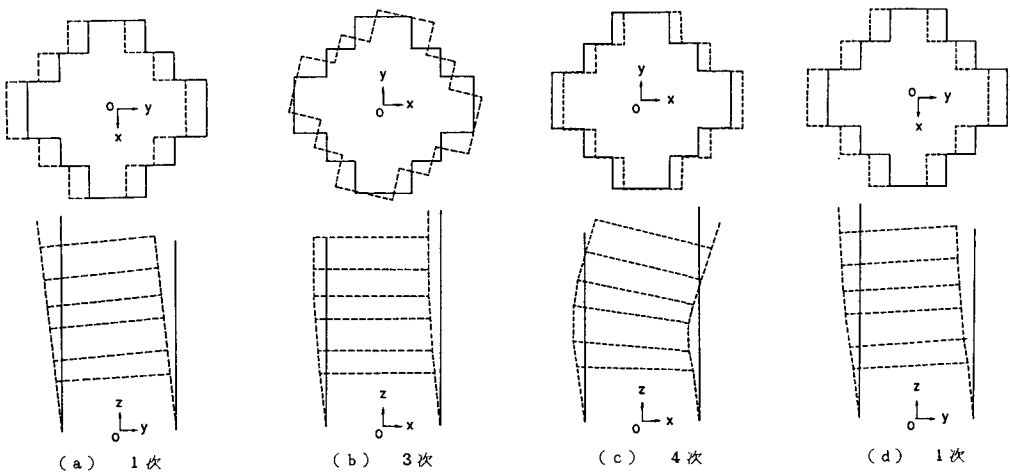


図-3 固有振動形；(a)~(c)：梁有、(d)：梁無

回転運動は小さいことが推察できる。表-4は各ケースにおけるZ軸回りの最大回転角を示したものである。これよりCase4は他の約2倍あるが、いずれもほぼ 10^{-4} 度のオーダーであり、これと貯水槽の半径が約10mであることから円周方向の変位を算出すると $1.5 \sim 3.0 \times 10^{-3}$ cmとなり極めて小さく、この程度であれば耐震上特に問題とはならないといえよう。

(2) 梁部材の応力状態 ここでは脚柱を連結している梁(図-2の要素B、C)の応力状態について検討を加える。部材内に存在する応力は $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ の6成分であり、これより主応力 σ_1, σ_3 および最大せん断応力 $\tau_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ を算定し、時刻歴中の最大値を示したのが表-5である。このときのコンクリートおよび鉄筋に生じるせん断応力 τ_c および τ_s は次式で与えられる。

$$\tau_c = G_c A \tau_{max} / (A_c G_c + A_s G_s), \quad \tau_s = G_s A \tau_{max} / (A_c G_c + A_s G_s) \quad (1)$$

ここに、添字cはコンクリートを、sは鉄筋を意味し、Gはせん断弾性係数、Aは断面積(= $A_c + A_s$)である。 $A_c = 64467$ 、 $A_s = 333 \text{ cm}^2$ 、 $G_c = 115400$ 、 $G_s = 807700 \text{ kg/cm}^2$ および表-5の τ_{max} より τ_c および τ_s を求めると表-6に示す値を得る。今、コンクリートの圧縮強度 $\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$ の地震時における許容せん断応力度は常時のそれを1.5倍して、 $4.5 \times 1.5 = 6.75 \text{ kg/cm}^2$ となる²⁾。これと表-6の τ_c とを比較すると、いずれも τ_c の方が大きい結果となっている。そこで、許容応力度まで応答せん断応力を低下させるためには、入力レベルをEl Centro波形の場合 $6.75/8.775 = 0.769$ 倍、Taft波形の場合、 $6.75/9.182 = 0.735$ 倍しなければならない。即ち、これはEl Centro波形のNS成分でいえば最大加速度が $342 \times 0.769 = 263 \text{ gal}$ 、Taft波形のN21E成分でいえば、 $153 \times 0.735 = 112 \text{ gal}$ 以上の振幅が入力すれば、梁は許容応力度を越えることを意味するものである。

表-3 最大応答量

成分 \ Case	1	2	3	4	
X成分	変位 (cm)	0.82	0.81	0.56	1.51
	速度 (kine)	20.0	19.8	18.7	37.5
	加速度 (gal)	743	729	547	871
Y成分	変位 (cm)	0.81	0.02	0.58	0.65
	速度 (kine)	22.9	0.60	18.9	19.6
	加速度 (gal)	754	25	571	533
Z成分	変位 (cm)	0.37	0.18	0.17	0.21
	速度 (kine)	10.8	7.5	5.5	5.9
	加速度 (gal)	700	565	261	462

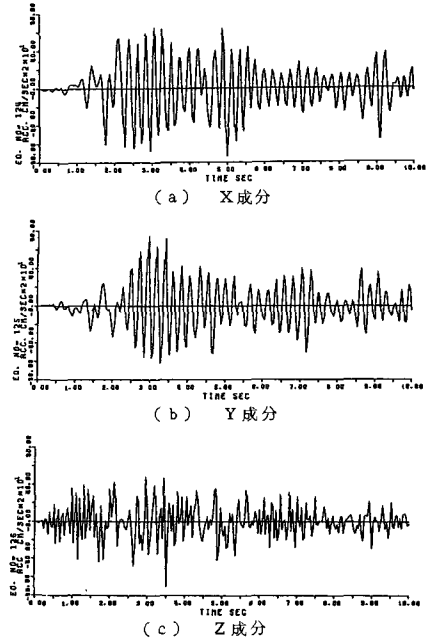


図-4 点Aの加速度応答 (Case 2)

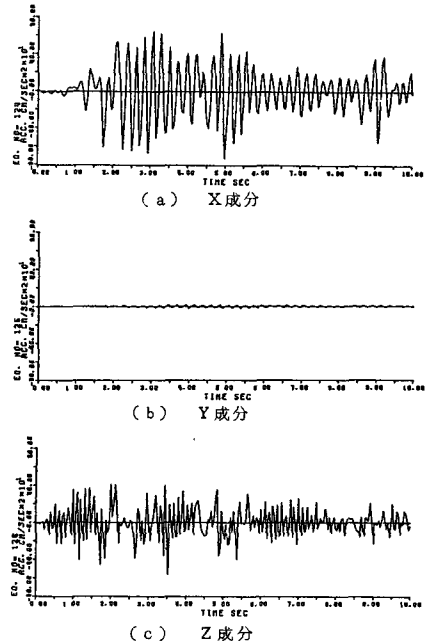


図-5 点Aの加速度応答 (Case 2)

表-4 最大回転角 ($\times 10^{-4}$ 度)

Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
0.850	0.842	0.789	1.552

(3) 脚柱の応力状態 脚柱の断面形状を図-6に示す。脚柱には震動中に引張力が発生し、表-7はその引張力が最大となった時刻における図-2に示したa~d点における節点力をまとめたものである(負は圧縮)。コンクリートの引張抵抗を0とし、以下鉄筋の引張応力について検討を加える。表-7からもわかるように、節点bとcの節点力は他の2つに比べて比較的近い値である。そこで、節点aの節点力を P_I 、b、cの節点力を $P_{II} = P_b + P_c$ 、dのそれを P_{III} と表わす。この P_I, P_{II}, P_{III} と部材の応力状態を示したのが図-7である。即ち図-6に示した脚柱を近似的に図-7に示すような形状で、鉄筋が3箇所(あり、偏心荷重Nを受ける場合に相当すると考る。力のつり合いおよびモーメントのつり合いより、中立軸の位置xは次の3次方程式を解くことによって求まる。

$$x^3 + \alpha x^2 + \beta x + \gamma = 0 \quad (2)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= -\frac{1}{2}(4e' + d_1) \\ \beta &= \frac{4n}{b} \{ A_{s1}(d_1 - e') + A_{s2}(d_2 - e') + A_{s3}(d_3 - e') \} \\ \gamma &= -\frac{4n}{b} \{ A_{s1}d_1(d_1 - e') + A_{s2}(d_2 - e') + A_{s3}d_3(d_3 - e') \} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

これよりxが求まれば、鉄筋の応力 $\sigma_{s1}, \sigma_{s2}, \sigma_{s3}$ が次式で与えられる。

$$\sigma_{s1} = n\sigma_c(x - d_1)/x, \quad \sigma_{s2} = n\sigma_c(d_2 - x)/x, \quad \sigma_{s3} = n\sigma_c(d_3 - x)/x \quad (4)$$

ここに、

$$\sigma_c = N/n \left\{ A_{s1} \frac{d_1 - x}{x} + A_{s2} \frac{d_2 - x}{x} + A_{s3} \frac{d_3 - x}{x} + \frac{b}{4x} (2x^2 - 2xd_1 + d_1^2) \right\} \quad (5)$$

ただし、上式中の e' は未知数であるので、これを適当に仮定して収束計算を行わなければならない。

$A_{s1} = 150, A_{s2} = 300, A_{s3} = 150 \text{ cm}^2, d_1 = 70, d_2 = 240, d_3 = 410 \text{ cm}, b = 168 \text{ cm}, n = 15$ を用いて求めた σ_{s3} の値を表-8に示す。鉄筋(SD35)の地震時における許容引張応力度は 3000 kg/cm^2 であるから²⁾、Case 1、要素Dを除いていずれも許容応力度を越えていることがわかる。Case 1、要素Eの場合、 $7532/3000 = 2.51$ を得る。従って、El Centro NS成分であれば、 $342/2.51 = 136 \text{ gal}$ 以上の入力があれば鉄筋の許容引張応力度を越える可能性が考えられる。またTaft N21E成分であれば、同様の計算をして、約88 gal以上の入力で許容応力度を越えることになる。

参考文献 1) 土岐、三浦、大竹；三次元ジョイント要素による地盤-構造物系の非線形震動解析、土木学会論文報告集、No.322、pp.51~58、1982。 2) コンクリート標準示方書、土木学会編、昭和55年版、1980。

表-5 主応力および最大せん断力 (kg/cm²)

Case	部材	σ_1	σ_3	τ_{max}
1	B	6.099	-11.99	9.05
	C	4.09	-12.20	8.15
3	B	6.71	-11.08	8.89
	C	8.65	-10.28	9.47

表-6 コンクリートおよび鉄筋のせん断応力(kg/cm²)

Case	部材	τ_c	τ_s
1	B	8.775	0.271
	C	7.901	0.244
3	B	8.626	0.267
	C	9.182	0.284

表-7 最大引張力(節点力) (ton)

Case	要素	a	b	c	d
1	D	213	391	505	-135
	E	924	256	334	-21
3	D	526	242	213	-142
	E	569	270	199	-178

表-8 鉄筋の最大引張

応力度(kg/cm²)

Case	要素	σ_{s3}
1	D	2848
	E	7531
3	D	4825
	E	5236

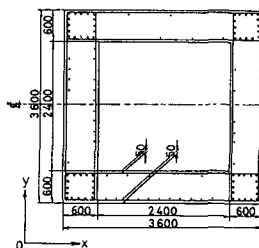


図-6 脚柱の断面

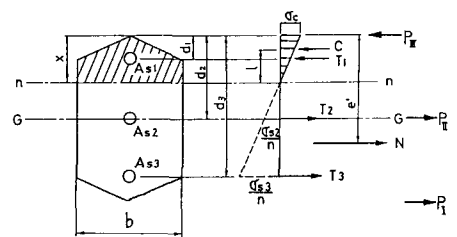


図-7 節点力と応力状態の関係