

# 水道協会雑誌

Journal of Japan Water Works Association Vol. 76 No. 12 December 2007

平成19年12月 第76巻 第12号 (第879号)

## 主　要　目　次

「卷頭言」ゆるぎない安心と信頼の追求 ..... 酒井五津男  
—新たな100年に向けての決意

「論文」急速攪拌槽の改良による ..... 六澤徳道  
凝集沈殿効果の改善とG値の低減化 ..... 今野弘市  
齊藤孝市

「報文」矩形ステンレス鋼製配水池の耐震設計 ..... 後藤道雄  
卞建春

「事例報告」土師ダム貯水池で近年発生した ..... 中田浩三  
カビ臭に関する考察

「文献抄録・文献目録・新聞情報目録」  
「資料」第5回日米地震対策  
ワークショップの発表論文について(その2)  
「資料」水道事業のISO規格化に注目を(その20)  
「会告」平成20年度日本水道協会主要行事予定  
「会告」平成20年度日本水道協会研修会開催日程(案)  
「会告」第59回全国水道研究発表会開催のご案内  
「会告」第59回全国水道研究発表会の論文募集案内

社団法人 日本水道協会

Japan Water Works Association

## 「報文」

## 矩形ステンレス鋼製配水池の耐震設計

後藤道雄  
株式会社ベルテクノ技研技術部長

卞建春  
株式会社ベルテクノ技研次長・工博

**要旨：**矩形ステンレス鋼製配水池は、円筒型と比較して多数の内部補強材を有してその耐震設計が極めて複雑であるが、現状では標準的設計指針が示されていない。本稿では、プレース付き架構の内部構造を有する同配水池に対して、構造力学の観点から天井ばね力の考え方を導入し、耐震設計を試みた。さらに、設計結果に対し、数値シミュレーション法を用いて照査し両方の結果がよく一致していることが明らかになった。同配水池は重要な水道施設として、その実績が年々確実に伸びている。従って、今後の地域住民の安全・安心な生活を確保するには、その設計指針の確立が急務と思われる。そのため本稿がその一助となれば幸いである。

**キーワード：**矩形ステンレス鋼製配水池、耐震設計、プレース付き構造、数値シミュレーション

**分類項目：**配水池の設計・施工 (070101)

### 1. はじめに

ステンレス鋼製配水池は水道施設として登場してから日が浅いが、その耐震性、経済性、美観、衛生性、フリーメンテナンス性など多くのメリットが評価され、実績が大幅に伸びている。特に、そのうちの矩形配水池は敷地形状の対応性に優れた特徴を有し、毎年竣工の基数が着実に増大するだけでなく、その容量も次第に大きくなつて、10,000m<sup>3</sup>級の矩形ステンレス鋼製配水池も施工されようとしている<sup>1)</sup>。

水道施設の設計については、阪神・淡路大震災後、特に、耐震性についての重要性が求められ、1997年に『水道施設耐震工法指針・解説』が大幅に改正された。しかし、同指針には円筒型鋼製配水池について詳細が記載されているが、矩形鋼製配水池については言及されていない<sup>2)</sup>。

このため、矩形ステンレス鋼製配水池メーカー各社は独自の考え方で設計施工を行っているのが現状である。しかし、この現状のままでは、本当に耐震性が確保できるかが懸念されている。今年3月25日に発生した能登半島地震では、異なるメーカーの2基の矩形鋼製配水池の破損による断水で地域住民に多大な不便と不安を与えた<sup>3)</sup>。この破損事故はその懸念を現実なものにした。

そこで、本稿は、矩形ステンレス鋼製配水池の

耐震性を確保するために、耐震設計の具体的な手法について提案した。

### 2. 矩形水槽の耐震設計現状

矩形水槽の耐震設計については、財団法人強化プラスチック協会が作成した『FRP水槽耐震設計基準』<sup>4)</sup>がある。矩形ステンレス鋼製配水池は、これと形状や構成部材の成りたちが類似していることもあり耐震設計にあたって、その考え方の一部が参照されているものの、前者とは材質、容量規模、内部構造、施設重要度等においては、異なる部分が多すぎるため、そのままの利用は難しい。

一方、建築業界では多層多スパンの建物はごく一般的であり、その耐震計算手法も確立している<sup>5)</sup>。矩形ステンレス鋼製配水池は、これとも構造形式が相似しているため、耐震設計にあたって、その手法が参考にされているが、構造形式が相似しているといえども、負荷特性・構造特性等が大きく異なるために、参考は限定的である。

このように、矩形ステンレス鋼製配水池の耐震設計について、明確な指針がなく実務設計に当たっては、担当者は限られた参考資料に頼って模索しつつ行っている。その結果として、補強方式や計算方法が考え方の相違により多岐にわたる結果となっている。

現状では、矩形ステンレス鋼製配水池の内部構

造には幾つかの種類があるが、一般的にラーメン構造またはプレース付きラーメン構造が多い。

### 2.1 ラーメン構造

図-1に矩形ステンレス鋼製配水池の内部補強構造におけるラーメン構造の典型的な架構を示している。

このラーメン式架構は、図-1に示すように柱材と水平材を剛に接合し、曲げモーメントによって外力に抵抗するため、各部材には軸力のほかに曲げモーメントが発生し、特に剛接合部に大きな応力が発生して、大きな部材断面を必要とする。ラーメン交点において、塑性ヒンジが形成され、大きな地震エネルギーを吸収することができるのが同架構のメリットである。

### 2.2 プレース付き構造

図-2に矩形ステンレス鋼製配水池の内部補強構造におけるプレース付き構造の典型的な架構を示している。

このプレース付き架構は、図-1のラーメン架構の水平剛性や強度を補うため、プレース材を入れたものである。同架構は、プレース材により曲げ系構造から軸力系構造に変わり、各プレース材に軸力（圧縮力または引張力）しか発生しないのが



図-1 矩形ステンレス鋼製配水池における内部の補強架構（ラーメン構造）



図-2 矩形ステンレス鋼製配水池における内部の補強架構（プレース付き構造）

特徴である。一般に、構造物では、軸力で外力を負担する場合、部材断面が有効に利用されている。そのため、プレース付き架構は、ラーメン架構に比べて極端に部材断面を小さくした配水池の構築が可能である。

以上に記述したように、矩形ステンレス鋼製配水池の2種類の内部補強構造を比較すると、耐震性を確保するとともに、低建設コストで配水池を構築するには、プレース付き構造が最も適切だと考えられる。

矩形ステンレス鋼製配水池は、固有周期、負荷特性、変形特性等に特殊性があり、今後の研究者達の研究に委ねなければならない未解明な点が若干あるが、現段階では実務としての設計・施工がなされているため、その耐震設計手法の確立が急務だと思われる。

筆者らは、長年にわたって理論研究、実験研究、シミュレーション解析等の手段を用い矩形ステンレス鋼製配水池の耐震設計に携わってきて、プレース付き構造を有する矩形鋼製配水池の耐震設計に関する工学的な設計法を確立し、設計実務に応用してきている。本稿では、その設計法のコア部分であるプレース材の設計法を紹介する。また設計例として、同手法を用いてプレース付き架構を設計し、さらにその結果に対して、有限要素法による3次元数値シミュレーションを用い照査し、同設計法の妥当性を検証した。

### 3. 矩形配水池の負荷特性と補強部材の役割

満水状態の矩形配水池は、常時、水深と比例する静水圧荷重を受ける。この静水圧荷重は、対向両側の側壁に同時に作用するので、配水池全体に、左右対称な荷重が作用する。プレース付き架構の水平材（図-2参照）は、この静水圧荷重に抵抗するために設置したものである。

一方、満水状態の矩形配水池は、静水圧荷重のほかに、地震時、式(1)、式(2)で表わす Housner らの動水圧式<sup>2)</sup>で算出する動水圧荷重を受ける。この動水圧荷重は、静水圧と同様に、対向両側の側壁に同時に作用するが、作用方向が一致するので配水池全体にとっては、水平荷重となる。プレース付き架構のプレース材（図-2参照）は、この動水圧荷重に抵抗するために設置するものである。

$$P_w = \sqrt{3} \gamma k_{\text{H}} h \left\{ \frac{Z}{h} - \frac{1}{2} \left( \frac{Z}{h} \right)^2 \right\} \tanh \left( \sqrt{3} \frac{\ell}{h} \right) \quad (h \leq 1.5\ell) \quad (1)$$

$$P_w = r k_H \ell \quad (h > 1.5\ell) \quad (2)$$

ここで、

$$\begin{array}{ll} \gamma : \text{水の密度} & k_H : \text{設計水平震度} \\ h : \text{全水深} & Z : \text{計算位置の水深} \\ \ell : \text{区画長さ (配水池幅の1/2)} \end{array}$$

である。

図-2のプレース付き架構では、ラーメンの部分に比較してプレース部分（以下では縦型組立ぱりと称する）の水平剛性が桁違いに大きく、水平力の殆どがプレース材により負担される。よって、プレース付き架構を有する矩形配水池の耐震設計は、実質的には図-3に示すように、ラーメン部分を無視し動水圧荷重に対して、縦型組立ぱりの応力解析を行えばよいこととなる。



図-3 ブレース付き架構の耐震計算モデル

#### 4. 天井ばねの考え方

図-3に示す補強架構の縦型組立ばりは、水平材により数段に分けられる片持ちはりであり、プレース材の軸力を評価するには、各段プレース材天端に作用する水平力から、算出した各段プレース材天端に作用する設計せん断力に対して、プレース材の応力解析を行うのが一般である。しかし、実際の矩形配水池は、複数の補強架構と側壁があり、それに縦型組立ばりの上端部が天井板により拘束されるのでプレース材の軸力を正確に評価することは、それほど容易なことではない。

以下では、天井ばねの概念を導入し、プレース材の軸力に関する評価方法について説明する。

図-4にプレース付き架構を有する矩形配水池の立体イメージ図を示す。地震荷重方向には複数の

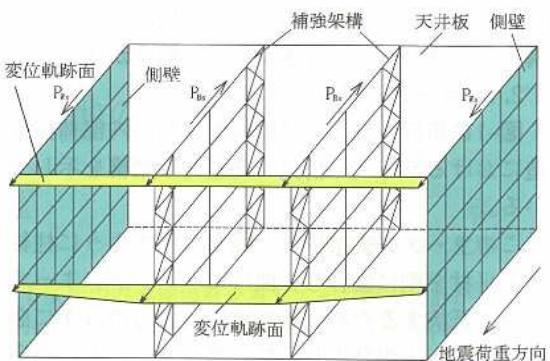


図-4 矩形配水池の変位特性とばね力と発生

プレース付き架構のほかに、複数の側壁（青色）がある。一般に、これらの側壁は、プレース付き架構に比較して面内水平せん断剛性がかなり大きい。一方、側壁とプレース付き架構の上端部に設置されている天井面は、水平荷重を受けた場合、幅が大きく、面内曲げ変形が殆ど発生せず、剛床特性を呈し同一変位と仮定できる。

上記の矩形配水池において、水平力を受けた場合、天井板より低い水平断面においては、側壁位置とプレース付き架構位置の変位は、両者の剛性の差に起因して、側壁位置が小さくプレース材位置が大きく、全体の変位軌跡面は台形（黄色い台形）を呈する。これに対して、天井板位置の水平断面においては、側壁面位置とプレース付き架構位置の変位は、両者の剛性差による相違が現れようとするものの、面内曲げ剛性の大きい天井板の拘束により、結果としてそれぞれの本来の変位量が取れず、ほぼ等しい変位量（黄色い長方形）とならざるを得ない。

つまり、天井板は、水平せん断剛性が異なった側壁とプレース付き架構の上端部を強制的に同一変位にさせる役割を果たしている。その結果として、両者の上端部に内力のばね力 ( $P_{Bs}$ ,  $P_{Ws}$ ) が発生することになる。

以下では、これらのばね力の求め方について、説明する。

矩形配水池は、背丈が低く水平力を受けた場合、せん断変形モードが支配的である。1枚の補強架構を取り出して考える場合、天井ばね力と設計せん断力の作用方向が反対なので、各段プレース材

天端の相対水平変位量は、式(3)により求める。

$$\delta_{Bi} = \frac{(Q_{Bi} - P_{Bs})\ell_{Bi}}{m_{Bi}E_B A_{Bi} \cos^2 \varphi_i} \quad (3)$$

式(3)中の  $Q_{Bi}$  は天井ばね力を除く各段プレース材天端に作用する設計せん断力で、その大きさは式(4)により求める。

$$Q_{Bi} = \sum_{j=i}^{n_B} P_{Bj} \quad (4)$$

ここで、

- $\delta_{Bi}$  : i 段目プレース材天端の相対水平変位量
- $\ell_{Bi}$  : i 段目プレース材の長さ
- $m_{Bi}$  : プレース付き架構における i 段目プレース材の合計本数
- $E_B$  : プレース材のヤング率
- $A_{Bi}$  : i 段目プレース材の断面積
- $\varphi$  : プレース材軸方向と水平方向との角度
- $P_{Bi}$  : i 段目プレース材天端に作用する水平力
- $n_B$  : プレース材の段数

である。

一方、1枚の側壁を取り出して考える場合、天井ばね力と設計せん断力の作用方向が一致するので、側壁面については、次式が成立する。

$$\delta_{Wi} = \frac{2(1+\nu)h_{Wi}(Q_{Wi} + P_{Ws})}{E_W L t_{Wi}} \quad (5)$$

$$Q_{Wi} = \sum_{j=i}^{n_W} P_{Wj} \quad (6)$$

ここで、

- $\delta_{Wi}$  : i 段目側壁天端の相対水平変位量
- $h_{Wi}$  : i 段目側壁の鉛直幅
- $Q_{Wi}$  : i 段目側壁天端に作用する、ばね力を除く設計せん断力
- $P_{Ws}$  : 側壁面の上端部に作用するばね力
- $E_W$  : 側壁のヤング率
- $L$  : 地震方向の側壁幅
- $t_{Wi}$  : i 段目側壁の厚み
- $P_{Wi}$  : i 段目側壁天端に作用する水平力
- $n_W$  : 側壁の段数
- $\nu$  : 側壁のポアソン比

である。

剛床と仮定した天井平面において、あらゆる箇所での水平変位量が等しいので、式(7)が成立する。

$$\delta_R = \sum_{i=1}^{n_B} \delta_{Bi} = \sum_{i=1}^{n_W} \delta_{Wi} \quad (7)$$

なお、天井板に発生するばね力のベクトル和がゼロとなるので、式(8)が成立する。

$$N_B P_{Bs} - N_W P_{Ws} = 0 \quad (8)$$

ここで、

$\delta_R$  : 剛床天井の同一変位量

$n_W$  : 地震方向の側壁の枚数

$N_B$  : 地震方向のプレース付き架構の枚数  
である。

式(3)～式(8)を連立し整理すれば、プレース付き架構の上端部に作用するばね力は、式(9)で表わせる。

$$P_{Bs} = \frac{\sum_{i=1}^{n_B} \frac{\ell_{Bi} Q_{Bi}}{m_{Bi} A_{Bi} \cos^2 \varphi_i} - \sum_{i=1}^{n_W} \frac{2(1+\nu) h_{Wi} Q_{Wi}}{L t_{Wi}}}{\sum_{i=1}^{n_B} \frac{\ell_{Bi}}{m_{Bi} A_{Bi} \cos^2 \varphi_i} + \sum_{i=1}^{n_W} \frac{2(1+\nu) N_B h_{Wi}}{N_W L t_{Wi}}} \quad (9)$$

式(8)により側壁の上端部に作用するばね力は、次式で求める。

$$P_{Ws} = - \frac{N_B}{N_W} P_{Bs} \quad (10)$$

## 5. プレース材の設計例

4章では、天井ばね力の考え方について、構造力学理論から説明した。以下では、この考え方に基づいて、実際のプレース材に関する天井ばね力の考えの具体的な応用方法を説明する。

設計対象に想定した矩形配水池は、寸法が12×12×8 m、有効容量が約1,000m<sup>3</sup>である。

図-5にその内部の補強架構を示す。同プレース付き架構は、配水池内に2 m 間隔で設置する。各補強架構では、1 m 幅の縦型組立ばかりが架構の両端に設置されている。

プレース付き架構の耐震設計は、震度法に準じて行いその設計条件は、以下に示すようにした。

設計水平震度 0.55G

積雪高さ 1.0m

積雪密度 1.5KN/m/m<sup>2</sup>

最高水深 7.5m

以下では、プレース材の耐震設計について、四つのステップに分けて説明を進める。

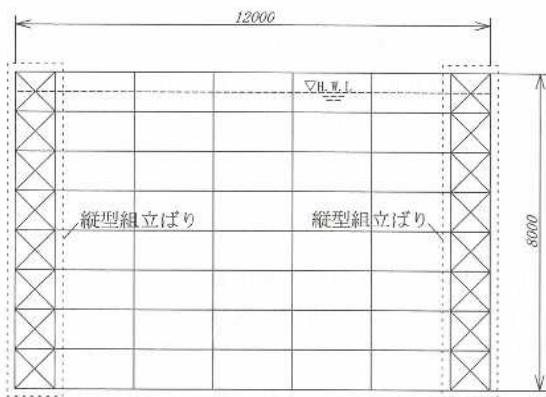


図-5 設計例の矩形配水池における内部補強架構

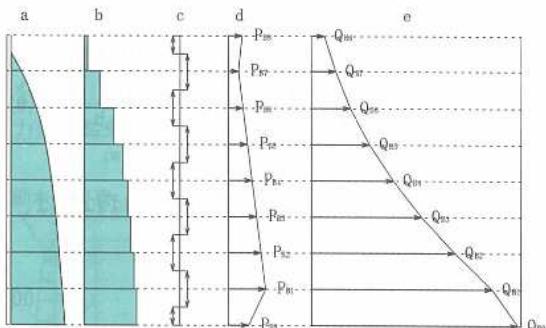


図-6 動水圧荷重による設計水平力の算出

#### ステップ1：各段プレース材天端における外力の算出

- ①まず各段プレース材天端位置の動水圧について、式(1)を用いて算出する（図-6a）。
  - ②各段プレース材段内の斜め分布の動水圧を平均化する（図-6b）。
  - ③水平負担幅（2 m）と鉛直負担幅（図-6c）、さらに、対向の2枚側壁に作用する動水圧分を考慮して各段プレース材天端に作用する水平力（ $P_{Bi}$ ）を算出する。この場合、天井位置（8段目）の水平力は、動水圧による水平力に、積載積雪荷重による慣性力を加えたものとする（図-6d）。
  - ④式(4)を用いて各段プレース材天端に作用するせん断力（ $Q_{Bi}$ ）を算出する（図-6e）。
- 算出した各段プレース材天端に作用する外力（設計水平力と設計せん断力）は、表-1にまとめた。なお、側壁については、同じ方法で外力（設

計水平力と設計せん断力）を算出する。ただし、側壁の水平負担幅は、プレース付き架構の半分とする。算出した結果も、同表にまとめた。

#### ステップ2：諸部材の選定

式(9)から、天井ばね力は各段プレース材のサイズ及び側壁材の厚みに関係するので、まず、部材の選定が必要となる。表-2にプレース材と側壁の詳細を示す。

#### ステップ3：天井ばね力の算出

表-1、表-2の値を式(9)に代入し、縦型組立ばりの上端部に作用するばね力は  $P_{Bs} = 152.9\text{KN}$  と求めた。また、側壁の上端部に作用する  $P_{ws}$  は、式(8)より  $P_{Bs}$  の2.5倍の  $382.6\text{KN}$  と算出した。

#### ステップ4：部材の安全性の検証

各段プレース材の軸応力度は、式(11)により求められる。

表-1 矩形配水池における水平外力の計算結果

段目	動水圧 (kPa)	補強架構位置		側壁位置	
		水平力 (KN)	せん断力 (KN)	水平力 (KN)	せん断力 (KN)
8	0.00	19.5	19.5	9.7	9.7
7	0.40	17.1	36.5	8.5	18.3
6	1.11	43.4	79.9	21.7	40.0
5	1.72	67.5	147.5	33.8	73.7
4	2.21	87.3	234.8	43.6	117.4
3	2.59	102.7	337.4	51.3	168.7
2	2.87	113.7	451.1	56.8	225.5
1	3.03	120.2	571.3	60.2	285.7

表-2 矩形配水池におけるプレース材と側壁の詳細仕様

段目	プレース材				側壁		
	断面積 (cm <sup>2</sup> )	長さ (cm)	本数	角度余弦	厚み (cm)	幅 (cm)	高さ (cm)
8	7.53	141	4	0.707	0.15	1200	100
7	5.64				0.20		
6	3.89				0.20		
5	1.73				0.25		
4	1.73				0.25		
3	1.73				0.30		
2	2.34				0.30		
1	2.34				0.30		

$$\sigma_{ti} = \frac{ABS(Q_{Bi} - P_{Bs})}{m_{Bi}A_{Bi} \cos \phi_i} \quad (11)$$

各段プレース材の安全性評価は、式(12)を用いて行う。

$$\frac{\sigma_{ti}}{f_t} \leq 1.0 \quad OK \quad (12)$$

ここで、

$\sigma_{ti}$  : 各段プレース材の軸応力度

$f_t$  : プレース材の短期許容応力度  
である。

各段プレース材評価結果は表-3にまとめた。

表-3 プレース付き架構におけるプレース材の評価結果

段 目	部材記号	負荷応力度		$\frac{\sigma_{ti}}{f_t}$	評 価
		(KN/cm <sup>2</sup> )	(KN/cm <sup>2</sup> )		
8	L-40×40×4	19.1	20.5	0.93	<1.0 OK
7	L-40×40×4	16.5		0.81	
6	L-30×30×3	13.5		0.66	
5	L-30×30×3	0.30		0.02	
4	L-30×30×3	18.2		0.89	
3.	L-50×50×4	17.4		0.85	
2	L-50×50×6	19.1		0.93	
1	L-75×75×6	20.0		0.97	

## 6. シミュレーション方法、条件及び結果

天井ばね力の考え方の妥当性を検証するため、有限要素法による3次元数値シミュレーションツールを用いた。使用したソフトは、MSC. VisulNastran for windows2002である。

モデリングに当たって、配水池内部の補強材等のフレーム材に線要素を、側壁・天井板の板材にシェル要素を使用した。構築したモデルは図-7に示した通りであり、節点数544、要素数1331を用いた。

モデルに使用した部材は表-2に示したものとする。また天井板の厚みは0.15cmとした。荷重条件としては、表-1に示した水平力を節点荷重として、各段プレース材及び側壁の天端に(Y方向)を与えた。境界条件としては、底板にあるすべての節点にピン固定条件を与え、そのほかの節点については、5章の設計例の条件に一致させるため、水平荷重の方向(Y)以外の方向(X、Z)に固

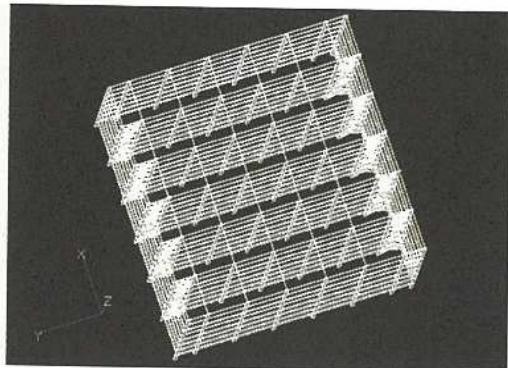


図-7 設計例配水池における解析モデルの全貌

定条件を与えた。解析方法は、線形静解析とした。

図-8に解析結果である配水池全体の変位分布のセンター図を示す。同図では、色で変位量の大きさを表わし、赤いほど変位量が大きいことを意味している。同図から、次のことが明らかになった。

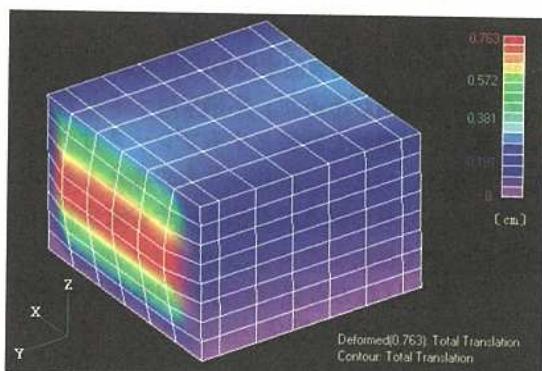


図-8 配水池の全体における変位分布図

- ①荷重が作用する方向において、側壁面位置の変位量が小さいがプレース付き架構位置の変位量が大きい。
- ②天井水平面においては、各所定ポイントの変位量は多少の差があるが全体的に見ればその分布が同一変位に近い状態を呈する(図-4の天井変位軌跡面に相似)。
- ③天井面より低い水平面においては、側壁部分の変位量が小さいのに対して、中央位置のプレース付き架構位置の変位が大きく、全体的に見ればその分布は台形を呈する(図-4の天井以外の変位軌跡面に相似)。

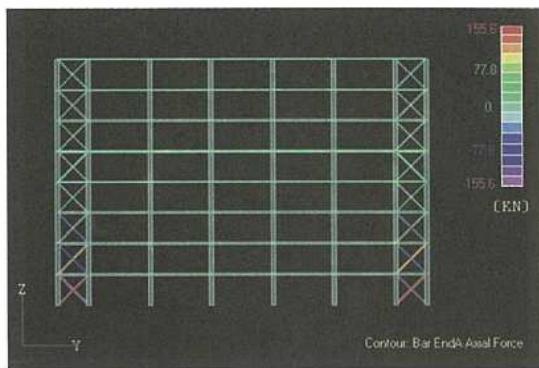


図-9 ブレース付き架構における軸力分布図

図-9に解析結果のブレース付き架構の軸力分布のセンター図を示す。同図から、まず軸力が主にブレース材に発生し、さらに、各段ブレース材における軸力（絶対値）の変化は下段から上段まで単調変化ではなく、まず、減少し一旦最小値に達してから再び上昇する（表-4参照）。

## 7. 考察

矩形ステンレス鋼製配水池の内部補強構造には、いくつかの種類があるが、本稿では、よりコスト・優れた耐震性を特徴とするブレース付き架構の耐震設計に対して、天井ばね力の考え方を導入し、ブレース材の耐震設計法及びその安全性の評価法について検討した。

### 7.1 天井ばね力とブレース材の水平変位分布及び軸力分布の関係

5章、6章の結果から、ブレース付き架構の高さ方向における水平変位も軸力分布も、単調増または単調減の分布を呈することなく、一旦最大値または最小値に達してから、再び減少または増加する分布を呈している。この理由は、天井ばね力が存在するからである。

矩形配水池の天井ばね力は、配水池が水平荷重を受け発生する内部力で、補強架構と側壁の水平せん断剛性における差さえあれば、必ず存在するものである。したがって、実際配水池において、縦型組立ばりの上端部に多かれ少なかればね力が発生している。

補強架構と側壁を連結する天井板がなければ、補強架構上端部への拘束がないので、天井ばね力がゼロとなり、縦型組立ばりは上端フリーの片持

ちばりモデルに当たる。一方、側板の水平せん断剛性が極端に大きくなれば、天井ばね力が最大値（固定端の水平反力に相当）に達し、縦型組立ばりは両端固定の梁モデルに当たる。つまり、実際配水池における縦型組立ばりの上端部の拘束条件は、完全フリーと完全固定の間に介するばね拘束である。

したがって、仮に縦型組立ばりを片持ちばりモデルにブレース材の軸力を計算するならば、ばね力が無視されることになり、上段ブレース材の軸力が過少評価され、下段ブレース材の軸力が過大評価されると推測できる。反対に、仮に縦型組立ばりを両端固定の梁モデルにブレース材の軸力を計算するならば、ばね力が余分に計上されることになり、上段ブレース材の軸力が過大評価され、下段ブレース材の軸力が過小評価されると推測できる。

### 7.2 計算結果と解析結果の比較検討

5章では、天井ばね力の考え方を用いてブレース付き架構の変位特性、軸力特性について検討し、その結果（以下、計算値と称する）は表-4にまとめた。一方、6章では、同じ条件下で3次元数値解析シミュレーション法を用い同様な内容について解析し、その結果（以下、解析値と称する）も同表に併記した。ここで、天井ばね力の考え方の妥当性を検証するため、解析値を基準値に両者の結果について、比較検討を行う。

表-4の変位結果から、解析値に比較して計算値はやや小さいことと、高さの増大につれて両者の

表-4 ブレース付き架構における変位分布と軸力分布

段目	変位(cm)		軸力(KN)	
	解析値 (基準値)	計算値	解析値 (基準値)	計算値
8	0.287	0.180	43.9	47.2
7	0.477	0.381	39.5	41.1
6	0.645	0.557	21.6	25.8
5	0.763	0.705	4.7	1.9
4	0.750	0.716	28.6	28.9
3	0.591	0.550	71.8	65.3
2	0.408	0.382	112.0	105.4
1	0.213	0.196	155.4	148.0

開きが大きくなるが全体的にその差が限定的であることが分かった。

また、表-4の軸力結果から、解析値に比較して計算値は下段が小さく上段が大きいがその差が僅かであることが分かった。

以上のように、計算値と解析値の間に一定の差があることがわかった。この理由は計算モデルでの剛床仮定に起因すると考えられる。

図-8の変位解析結果から分かるように、天井平面における変位分布は、同一変位に近いが完全に満足したわけではない。これに対して、計算値の場合、天井板の剛床仮定を用いたので、両者の結果の差をもたらしたと考えられる。したがって、計算値の場合の天井板の剛床仮定に適当な修正を加えれば、その差がもっと縮小されると予測できる。

### 7.3 天井板の剛床仮定の修正

実際配水池の天井板は、剛床仮定の同一変位条件を満たさないことが多いので、より正確なプレース材の軸力評価を行うため、剛床仮定に対する修正を必要とする。以下では、この修正方法について説明する。

天井板の同一変位条件を修正するには、まず地震荷重発生時の天井板の面内水平たわみを評価しなければならない。

図-10に天井板の面内水平たわみ ( $\delta_c$ ) の計算モデルを示す。荷重はプレース付き架構の上端部に作用するばね力とする。

側板と連結する天井板の両端部は、側壁の水平せん断変位でばね条件に適用するが、ここで計算

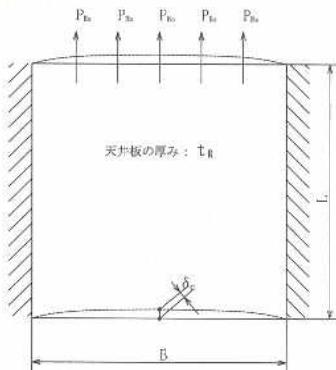


図-10 天井板の面内水平たわみの計算モデル図

しようとする天井板の面内水平たわみ ( $\delta_c$ ) は天井板両端部に対する相対変位であり、さらに、配水池における静水圧や補強材の働きを考慮して、天井端部における全体の回転が殆ど不可能であるので、完全固定条件とした。

このように、配水池の天井板を、均等分布荷重を受ける両端固定の梁に見なし、天井板の面内水平たわみ ( $\delta_c$ ) を求めることができる。

$N_B$  個の集中荷重ばね力を等分布荷重に置き換えることにより、天井板中央位置の面内水平たわみ ( $\delta_c$ ) は式(13)により求める。

$$\delta_c = \frac{(N_B P_{Bs}) B^3}{384 E_R I_R} = \frac{(N_B P_{Bs}) B^3}{384 E_R \frac{t_R L^3}{12}} = \frac{N_B}{32} \frac{P_{Bs}}{E_R t_R} \left( \frac{B}{L} \right)^3 \quad (13)$$

ここで、

L：地震方向と平行方向の天井板の幅

B：地震方向と垂直方向の天井板の幅

$t_R$ ：天井板の厚み

$N_B$ ：地震方向と平行方向のプレース構面の枚数

$E_R$ ：天井板材のヤング率

$I_R$ ：天井板材の2次モーメント

である。

一方、剛床仮定に対する修正は、実質的に天井ばね力に対する修正であるので、ここで、修正係数  $C_f$  を導入し、仮に修正前のばね力と修正後のばね力の間では、式(14)が成立するとする。

$$P'_{Bs} = C_f P_{Bs} \quad (14)$$

ここで、

$P_{Bs}$ ：天井ばね力

$P'_{Bs}$ ：修正後の天井ばね力

である。

次に、修正係数  $C_f$  と天井板の面内水平変位 ( $\delta_c$ ) の関係式を導き出す。

この関係式の厳密な導出は、複雑な力学計算、更に大量な実験が必要となるから、ここでは、近似法でその関係式を求ることにする。

図-11に地震荷重が作用した場合、天井板平面における各部位の水平変位の関係を示す。 $\delta_{Bf}$  は補強架構の上端部がフリー状態の場合の水平変位、 $\delta_{Wf}$  は側壁の上端部がフリー状態の場合の水平変位で、 $\delta_R$  は両者の上端部が剛床仮定の天井板に拘束した場合の同一変位である。

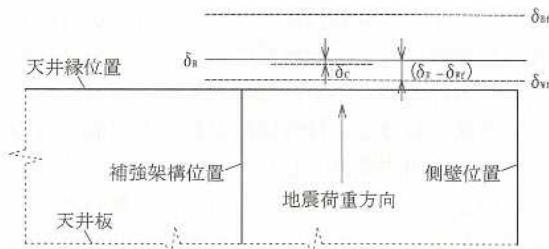


図-11 天井板平面における各部分の水平変位特性

天井板の水平変位に関する天井ばね力は、天井変位が $\delta_{Wf}$ 以上になって初めて発生するもので、その大きさが天井板の相対水平変位( $\delta_R - \delta_{Wf}$ )に比例している。一方、同様な変位値( $\delta_c$ )を維持するために、天井板の面内水平たわみ( $\delta_c$ )の発生は、天井板の同一変位幅( $\delta_R$ )が小さくて済み、すなわち、天井ばね力( $P_{Bs}$ )の軽減を意味している。したがって、天井板の面内水平たわみ( $\delta_c$ )と修正係数 $C_f$ の間では、式(15)が成立する。

$$C_f = 1 - \frac{\delta_c}{(\delta_R - \delta_{Wf})} \quad (0 < C_f < 1.0) \quad (15)$$

式(15)によれば、剛床では、 $\delta_c = 0$ の場合、 $C_f = 1.0$ となり、ばね力の軽減はない。天井板の面内水平たわみ( $\delta_c$ )の増大につれて、ばね力の軽減は大きくなり、天井板の面内水平たわみ( $\delta_c$ )が $(\delta_R - \delta_{Wf})$ に達すると、天井板の拘束効果を完全に失い、側壁と補強架構の上端部がフリーとなり天井ばね力は発生しなくなる。

以下では、前述した設計例のばね力( $P_{Bs}$ )について修正を行う。

$$\delta_c = \frac{N_B}{32} \frac{P_{Bs}}{E_R t_R} \left( \frac{B}{L} \right)^3 = 0.0083 \text{ cm} \quad (\text{式(13)参照})$$

$$\delta_{Wf} = \sum_{i=1}^{n_w} \frac{2(1+\nu)Q_{Wi}}{E_w L t_{wi}} = 0.037 \text{ cm} \quad (\text{式(5)参照 } P_{ws} = 0 \text{ とする})$$

$$\delta_R = \sum_{i=1}^{n_w} Q_{Wi} = \sum_{i=1}^{n_w} \frac{2(1+\nu)(Q_{Wi} - P_{ws})}{E_w L t_{wi}} = 0.18 \text{ cm} \quad (\text{式(7)参照})$$

$$C_f = 1 - \frac{\delta_c}{(\delta_R - \delta_{Wf})} = 0.942 \quad (\text{式(15)参照})$$

よって、修正後のばね力は

$$P'_{Bs} = C_f P_{Bs} = 144.0 \text{ KN} \quad (\text{式(14) 参照})$$

表-5 ブレース付き架構における修正後の変位分布と軸力分布

段目	変位(cm)			軸力(kN)		
	基準値	修正前	修正後	基準値	修正前	修正後
8	0.287	0.180	0.279	43.9	47.2	44.7
7	0.477	0.381	0.467	39.5	41.1	38.6
6	0.645	0.557	0.629	21.6	25.8	23.3
5	0.763	0.705	0.759	4.7	1.9	0.6
4	0.750	0.716	0.752	28.6	28.9	31.4
3	0.591	0.550	0.567	71.8	65.3	67.7
2	0.408	0.382	0.392	112.0	105.4	107.9
1	0.213	0.196	0.200	155.4	148.0	150.5

という結果となる。

修正後のばね力を用い高さ方向における補強構面位置の変位分布及び各段ブレース材の軸力を再計算した結果は、表-5にまとめた。

表-5から、変位と軸力の両者とも基準値との差がさらに縮小し、お互いによく一致するようになったので、修正方法の妥当性が確認されたと考えられる。

計算例のばね力に対する修正幅( $(P_{Bs} - P'_{Bs})/P_{Bs}$ )が約6%小さいが、式(13)から分かるように、他の条件が一定の場合、天井板の面内水平たわみ( $\delta_c$ )は、天井板のアスペクト比(B/L)の3乗と比例しているので、配水池の形状により、ばね力が大きく修正されるケースがあると考えられる。

#### 7.4 ブレース付き架構の実用的設計

ここまででは、ブレース付き架構の内部補強構造を有する矩形ステンレス鋼製配水池について、天井ばね力の考え方を用いブレース材の軸力の評価方法を検討した。しかし、5章の設計例の場合でも6章の解析の場合でも、一方向の純せん断変形モードの理想条件を用いており、実際配水池の場合、曲げ変形モードも多かれ少なかれ加えられるため、ここで示した結果と多少異なることがあると考えられる。

また、ここまで検討にあたって、ブレース材の座屈を無視したが、実際配水池では、水平力を受けるペアのブレース材がそれぞれに圧縮と引張状態にあるため、安全性の評価は、ブレース材の細長比に応じ、1本のブレース材の引張許容応力度と2本のブレース材の圧縮許容応力度の大き

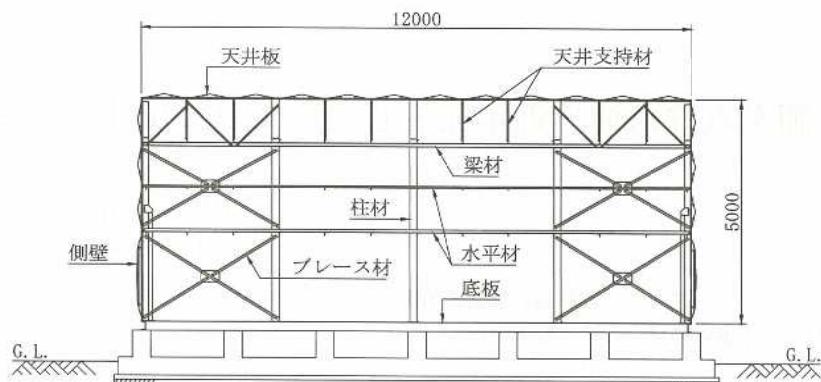


図-12 矩形配水池における実際の補強架構

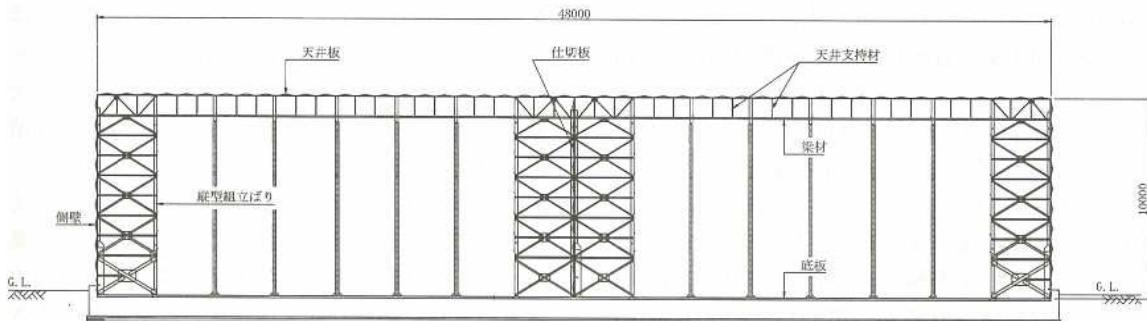


図-13 大型矩形配水池における実際の補強架構

い方を用いて行う必要がある<sup>6)</sup>。

設計例に示すプレース付き架構は、構造だけに着目して想定したパターンである。実務設計に当たっては、施工性・経済性は言うまでもなく、今後長い年月にわたって維持管理を行わなければならぬので、保守・点検の利便性を図る必要がある。よって、これらに対応した様々な補強架構が考えられる。

図-12に矩形ステンレス鋼製配水池における実際の補強架構を示す。

同補強架構は、底板からの2m高さ範囲内に水平材を設置しないため、作業員や機具の移動の障害はなく、保守・点検時の作業性が良くなる。

図-13に大型矩形ステンレス鋼製配水池における実際の補強架構を示す。

同補強架構は、部材の大型化により部材の点数、総重量を減らして、材料費・工事費の低減を図る。ただし、同補強架構について、地震荷重によるプレース材の軸応力度を本稿で提案した手法で求め

ことができるが、水平材を設置しないため、静水圧荷重もプレース材が負担することになる。したがって、プレース部材の安全性検証にあたっては、静水圧荷重にも配慮して行う必要がある。

#### 8. おわりに

配水池は、特に地震などの非常時、地域住民の生活用水の供給という重要な役割を担う公共施設で、その耐震性を確保するには、耐震設計のガイドラインの確立が急務と痛感している。

#### 参考文献

- 1) 後藤道雄、河村春彦：10,000m<sup>3</sup>ステンレス角型配水池、第58回全国水道研究発表会講演集、pp.432～433、2007年
- 2) 水道施設耐震工法指針・解説、日本水道協会、pp.103、1997年
- 3) 水道産業新聞：pp.1、2007年4月25日
- 4) FPR水槽構造設計計算法、強化プラスチック協会、1996年
- 5) 上野嘉久：実務からみた鉄骨設計、学芸出版社、2004年
- 6) 五十嵐定義：鉄骨構造学、朝倉書店、pp.114、1998年

(平成19年4月6日受付)