

群馬大学 学	鄭 穎
群馬大学 正	鵜飼 恵三
群馬大学 正	若井 明彦
群馬大学 正	蔡 飛
たてぬま建設(株)	蓼沼 茂

1. はじめに

動的弾塑性有限要素法 (FEM) にもとづいて地震時のユニット式鋼構造地下室の耐震性を検討した。本報告では、均一な地盤中に、高さ 2.78m、平面寸法 2.855m×6.495m、周囲を厚さが 4.5mm の鋼板で囲まれた H 鋼の骨組を持つ地下室と、地盤範囲が地下室の X, Y 方向長さのそれぞれ 5 倍、Z 方向 3 倍を対象として (66.504m×32.864m×10.45m)、解析を行った (Fig. 1)。なお、入力波として正弦波と実地震波 (兵庫県南部地震における JR 鷹取駅での記録) を用いた。

2. 解析の方法

解析の方法は動的弾塑性 FEM である。土要素と鋼板要素には 20 節点 6 面体アイソパラメトリック要素を用いた。H 鋼には軸力、曲げ、ねじりに対応して 6 つの自由度をもつ梁要素を用いた。ただし、“変位 3 成分”と“回転角 3 成分”が独立した節点で定義される。

地盤は弾完全塑性体と仮定し、鋼材と H 鋼は弾性体とした。土は降伏条件 (破壊条件) として Mohr-Coulomb 式、塑性ポテンシャルとして Drucker-Prager 式を満たすと仮定した。粘性減衰は Rayleigh 減衰によって表示した。地盤の初期応力の計算にはせん断強度低減法 (SSRFEM) を用いた。

地盤は、ヤング率 E 、ポアソン比 ν 、粘着力 c 、摩擦角 ϕ 、ダイレイタンス角 ψ 、単位体積重量 γ の 6 つのパラメータによって表現される。鋼板は、ヤング率 E 、ポアソン比 ν 、単位体積重量 γ の 3 つのパラメータによって表現される。H 鋼梁は、ヤング率 E 、せん断弾性係数 G 、断面積 A 、局所座標系に対する二つ主軸まわり断面二次モーメント I_y 、 I_z 、及びねじりモーメント J_x 、単位体積重量 γ の 7 つのパラメータによって表現される。

3. 土質定数と鋼材定数

上と鋼板の材料定数は Table .1 のようである。H 型

鋼の寸法は H125×125×6.5×9mm であり、断面ねじりモーメント J_x は近似的に下式で与えることとした。

$$J_x = \frac{1}{2} * (I_y + I_z) \quad (1)$$

Table.1 材料定数

	soil	steel
内部摩擦角 ϕ	30°	0°
粘着力 c	6kPa	1.00E+20kPa
ダイレイタンス角 ψ	0°	0°
ヤング率 E	40000kPa	2.10e+08kPa
ポアソン比 ν	0.4	0.33
単位体積重量 γ	16kN/m ³	78kN/m ³

4. メッシュ分割

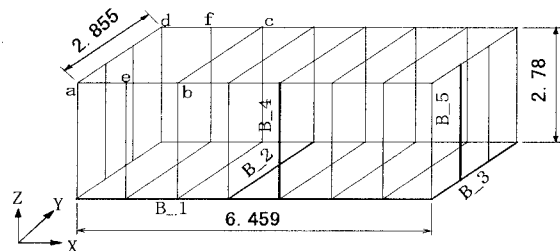


Fig. 1 地下室 (H 型鋼梁の位置)

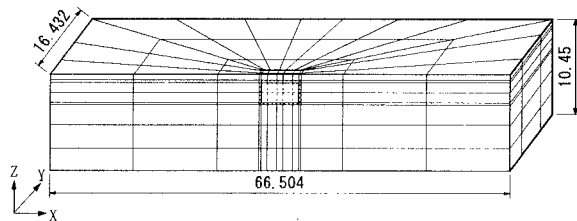


Fig. 2 メッシュ分割図

振動方向は X 方向であるので、解析は対称性を考えた、Fig. 2 のようなメッシュを用いた。以下において地下室頂点 a の応答加速度増幅率、応答水平変位量と梁 (B_1, B_2, B_3, B_4, B_5) の最大応答ひずみを検討した。

5. 解析結果および考察

(1) 入力波が正弦波の場合

キーワード：ユニット式鋼構造地下室 地震 耐震性 有限要素法 動的 弾塑性

〒376-8515 桐生市天神町 1-5-1 群馬大学工学部建設工学科(社2) Tel 0277-30-1622 tei@geotech.ce.gunma-u.ac.jp

地震波加速度 $a(t)$ を次のように想定した：

$$a(t) = 2.00 * \sin\left(\frac{2\pi}{0.7} * \Delta t\right) \text{ (m/s}^2\text{)} \quad (2)$$

解析より、ピン節点、固定節点によらず、地下室上の点 a の応答水平加速度増幅率が約 1.7 倍であることがわかった。断面応答最大軸方向ひずみに関して、式 (3) を使った。ピン節点と固定節点構造での解析結果を Table. 2 に示す。(引張ひずみは正で、圧縮ひずみは負とする)

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{1}{E} * \left(\frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} \right) \quad (3)$$

Table. 2 H 鋼内に生じる最大ひずみ (正弦波)

梁番号	入力波は正弦波	
	ピン節点	固定節点
B_1	-5.25E-05	-5.00E-05
B_2	-2.40E-04	-3.42E-04
B_4	-1.27E-04	-3.43E-04
B_5	-1.25E-04	-1.27E-04

Table. 2 からわかるように、ピン節点構造の場合、X 方向梁 B_1 のひずみが小さい。Y 方向梁は地盤反力により底面真中の B_2 のひずみが一番大きい。Z 方向梁 B_4、B_5 のひずみは同じぐらい。固定節点構造の場合、X 方向梁は上と同じように B_1 のひずみが小さい。Z 方向梁は B_5 より B_4 の方が大きく、最大の値である、Y 方向梁 B_2 のひずみは B_4 のと同じぐらい。

小さい地震荷重の時、固定節点構造の応答最大ひずみがピン節点構造より大きいことが分かった。

(2) 入力波が実地震波の場合

実地震波として JR 鷹取駅で測定された阪神・淡路大震災の加速度 NS 成分と UD 成分を用いた。二つのケースを計算した。ケース 1 は入力波が NS 成分のみ、ケース 2 は入力波が NS 成分と UD 成分両方。その波形を Fig. 3 に示す。

ピン節点、固定節点によらず、点 a の応答水平加速度増幅率はケース 1 において 1.39 倍、ケース 2 において 1.4 倍であることがわかった。点 a における地震後の X 方向残留変位量はケース 1 において 5.39cm であり、ケース 2 において 6.08cm である。ピン節点、固定節点によらず、同じ値であった。これらは小さい値である。

H 鋼の応答最大ひずみに関して、ピン節点と固定節点構造での解析結果を Table. 3 に示す。ケース 1 におい

て、入力波が正弦波の時と同じように、ピン節点の場合 B_2 のひずみが最大であり、固定節点の場合 B_4 のひずみが最大である。ケース 2 において、ピン節点の場合、ケース 1 のピン節点の場合の解析結果と差が小さく、B_2 のひずみが最大である、つまり、この場合、地震波の U-D 成分の影響があまり無いといえる。固定節点の場合の解析結果は前のいくつかの場合とまったく異なる、ケース 1 の固定節点の場合と比べてみて、B_1、

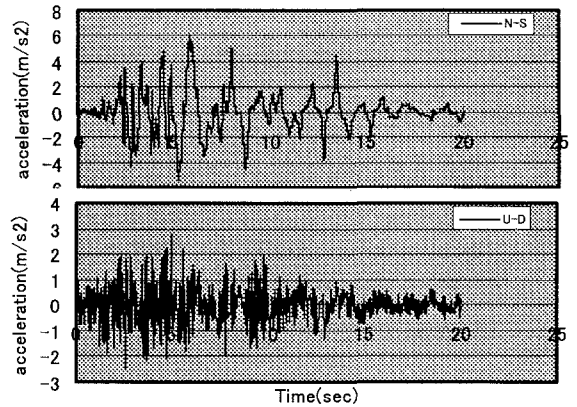


Fig. 3 実地震波形

B_3、B_5 のひずみが数倍になる、中でも、B_5 のひずみが 0.254% で、最大値である。この場合、地震波の U-D 成分の影響が無視できないことが分かった。

Table. 3 H 鋼内に生じる最大ひずみ (実地震波)

梁番号	入力波は実地震波			
	ケース 1		ケース 2	
	ピン節点	固定節点	ピン節点	固定節点
B_1	-1.79E-04	-1.81E-04	-1.84E-04	-6.64E-04
B_2	8.64E-04	-7.71E-04	8.56E-04	-7.86E-04
B_3	-3.04E-04	2.04E-04	-3.10E-04	8.99E-04
B_4	4.57E-04	-7.76E-04	4.76E-04	-7.60E-04
B_5	-6.42E-04	-6.28E-04	-6.52E-04	-2.54E-03

(3) 結論

結論は以下の通りである：

- ①地震時に、地下室の応答加速度は 1.5 倍程度増幅される。これは周囲地盤の増幅のためである。
- ②中規模地震によって地下室に生じるひずみは小さく、鋼板と H 鋼は塑性化しない。大地震の時、固定節点構造の場合鋼板と H 鋼は一部塑性化の可能性がある。
- ③地震波の UD 成分が地下室の応答水平加速度、応答水平変位に及ぼす影響は小さい。鋼板と H 鋼のひずみに及ぼす影響はピン節点の場合小さく、固定節点の場合大きい。