

実際に使用されてきた地中構造物の変形性能に関する検討

佐藤工業 正会員 荒添正棋
中部電力 正会員 平松住雄
佐藤工業 正会員 秋山伸一
中部電力 正会員 橘 泰久

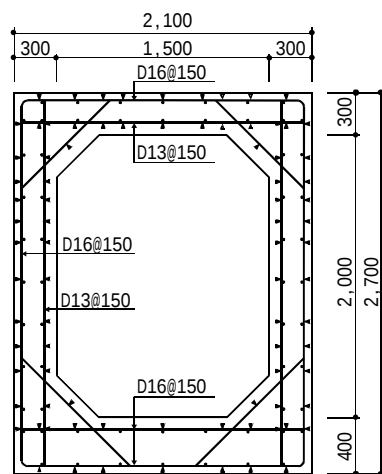
1. はじめに

著者らは既設構造物の地震時耐力および変形性能を調べるために、地下構造物の載荷実験を行ってきた¹⁾。この実験は、これまで約13年間に渡り実際に使用されてきた既設構造物を用いている点に特徴がある。さて、コンクリート構造物の耐震性能を評価する上で、鉄筋ひずみは重要な計測項目のひとつである。しかしながら、この実験では試験体に損傷を与えることが懸念されるため、主筋にゲージを貼り鉄筋ひずみを測定することは困難であると判断された。そこで、鉄筋のひずみを測定するために、既設構造物を模擬した試験体を新たに製作し、載荷実験を行った。ここでは、この実験の概要を示すとともに、鉄筋ひずみの測定結果に従って試験体の変形性能について検討した結果を述べる。

2. 試験体

試験体の配筋および鉄筋ひずみゲージの設置位置を図-1に示す。載荷実験では試験体のハンチ端部付近にひび割れが集中しやすいことが分かっている。したがって、鉄筋もこの付近で降伏することが予想されるため、ハンチ端部付近に比較的多くのゲージを設置した。

新設試験体の作成に際しては、既設構造物の要素試験結果を参考にコンクリートの配合を選定した。新設試験体と既設構造物の要素試験結果を表-1に示す。コンクリート圧縮強度と鉄筋降伏強度ともに新設試験体の結果は既設試験体の結果に比べて1割ほど小さかった。



▼ ひずみゲージ設置位置
図-1 試験体

表-1 要素試験結果

試験体	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋(SD345) 降伏強度 (N/mm ²)
新設試験体	28.1	347
既設構造物	31.5	381

3. 実験結果

交番載荷実験において頂版中央で計測された荷重と変形の関係を図-2に示す。正加力載荷時では、まず、水平変位が2.3mm(部材変形角1/400rad.)の時に側壁とハンチの交差部付近に曲げひび割れが発生し、水平変位が11.2mm、水平荷重が260kNに達したところで右側壁下端とハンチ交差部付近で外側鉄筋が降伏した。さらに水平変位が27.8mmで最大耐力316kNに達した。一方、負加力載荷時では、水平変位が-18.4mm、水平荷重が-295kNで左側壁下端とハンチ交差部付近で外側鉄筋が降伏した。また、水平変位が-27.8mmで最大耐力-297kNを示したが、2回目の交番載荷で図-3に示すように右側壁下部にせん断ひび割れが現れ、水平変位が37mmに達したところでこのせん断ひび割れが大きく開き、耐力が低下した。

この実験から得られた試験体の最大耐力と最大変位は、既設構造物を用いた実験結果と比べて低い値であった。しかし、

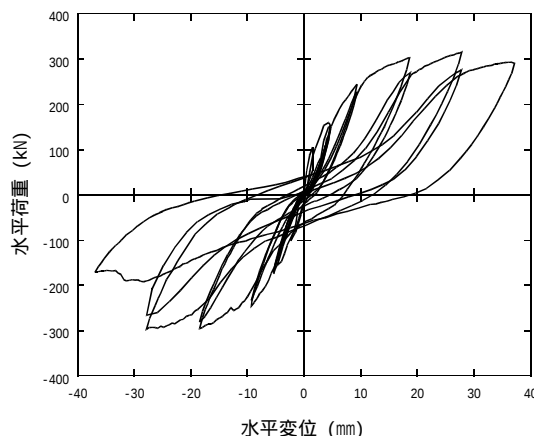


図-2 試験体中央の荷重と変位の関係

キーワード：既設地中構造物、レベル2地震動、鉄筋降伏、変形性能、靱性率

佐藤工業(株)中央技術研究所 〒103-8639 中央区日本橋本町 4-12-20, TEL.03-5823-2352, FAX.03-5823-2358
中部電力(株)土木建築部 〒461-8680 名古屋市東区東新町 1 番地, TEL.052-973-2254, FAX.052-973-3173

この実験で、試験体は曲げによる降伏・塑性化が進んだ後にせん断破壊に至っており、既設構造物を用いた場合と同様の過程を辿っている。

4．変形性能についての検討

はじめに、上述の実験経過を確認するために、既設構造物を用いた実験で行った検討¹⁾と同様に骨組みモデルによる簡易計算を行った。その結果得られる頂版中央の荷重と変位の関係を図-4 に示す。図-4 によると、計算結果は実験結果の包絡線と良く一致している。ただし、実験では正加力に対して右側壁下ハンチ端部で外側鉄筋が初めに降伏したのに対して、計算では右側壁上のハンチ端部で内側鉄筋が降伏する点に違いがある。一方、表-2 に示す断面力と耐力の比較一覧によると、塑性ヒンジが形成される時点の発生せん断力はせん断耐力を越えていない。この結果から、本実験では曲げによる塑性化が進展した後にせん断破壊が発生したと判断される。

つぎに、実験で得られた降伏変位と終局変位(最大変位)から靱性率を求めた。その結果、靱性率は正加力時で 3.3(降伏変位：11.2mm，終局変位：37mm)，負加力時で 2.0(降伏変位：-18.4mm，終局変位：-37mm)となる。正加力時と負加力時で靱性率が異なるのは鉄筋が降伏するときの変位が両者で異なるためである。ここで、コンクリート標準示方書・耐震設計編²⁾に従って算出される部材靱性率は 3.4 である。この値は実験結果のうち正加力時の靱性率に近い値を示す。

さらに、実験に用いた構造物が埋設されていた地点の地盤をモデル化して一次元の地震応答解析を行い、この構造物の耐震性能を照査した。地盤モデルは厚さ 8m の表層地盤と岩盤で構成されている。入力地震動は 1995 年兵庫県南部地震で記録されたポートアイランド波(GL-83m)を用いた。地震応答解析の結果、構造物頂底板間の地盤の最大応答相対変位は 1.7mm であった。この値は降伏変位と比べると十分に小さく、耐震性能は満足している。以上の検討結果から、地中構造物の耐震性能は構造物が有する性能の他に周辺地盤の影響が大きく関わっていると言える。

5．まとめ

地中構造物の鉄筋ひずみを計測するために、既設構造物を模擬した試験体を作成し、載荷実験を行った。実験から得られる靱性率は 2～3.5 と小さい値である。しかし、レベル 2 地震動時の構造物頂底板間の最大相対変位は部材の降伏変位に比べて十分小さいことから、耐震性能を満足することを確認した。このように、地中構造物の耐震性能は構造物自身の変形性能の他に周辺地盤の影響も大きい。

-参考文献-

- 1)平松・橘・秋山・荒添：実際に使用されてきた地中構造物を用いた地震時の耐力・変形性能に関する載荷実験，第 1 回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム，pp.175-178, 2000.
- 2)コンクリート標準示方書・耐震設計編，土木学会，14pp.1996.

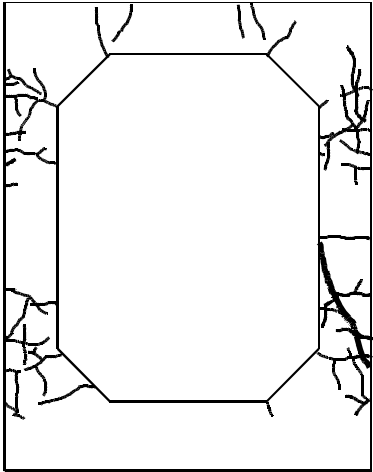


図-3 ひび割れ発生状況

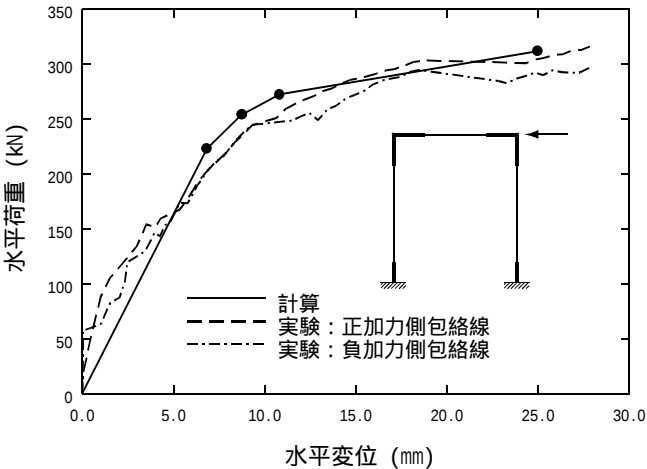


図-4 骨組み計算結果

表-2 塑性ヒンジ形成時の断面力と耐力

No.	箇所	発生断面力		断面耐力	
		M (kNm)	S (kN)	Mu (kNm)	Su (kN)
	右側壁上	70	108	70	115
	左側壁下	104	139	104	162
	右側壁下	113	131	113	150
	左側壁上	155	180	155	194

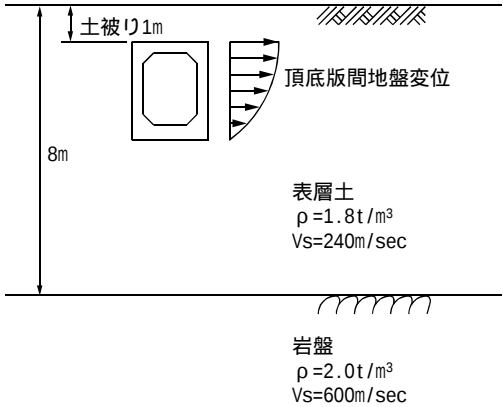


図-5 地盤モデル