

# 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

平松住雄<sup>1</sup>・橋泰久<sup>1</sup>・秋山伸一<sup>2</sup>・荒添正棋<sup>3</sup>

<sup>1</sup>中部電力株式会社 土木建築部 原子力土建グループ (〒461-8680 名古屋市東区東新町1番地)

<sup>2</sup>正会員 工博 佐藤工業株式会社 中央技術研究所 (〒103-8639 東京都中央区日本橋本町4-12-20)

<sup>3</sup>正会員 佐藤工業株式会社 中央技術研究所 (〒103-8639 東京都中央区日本橋本町4-12-20)

A cyclic loading test was performed for clarifying strength and ductility of the existing underground structure. A box culvert which has been laid under the ground and actually used as drainage way for about 13 years was examined in the test. Condition of the structure was so well that any crack of the concrete or rust of the steel bar were invisible. The test piece was cut out of the structure with wire saw. Strength of the structure reached the maximum (386kN), when the angle of deformation of the wall was 1/100 radian. The above value obtained in the test is higher than that from the framework calculation based on the design standards. Shear failure arose at the end of the wall of the structure after the plastic deformation was proceeded by bending moments of the wall.

**Key Words :** cyclic loading test, existing underground structure, maximum strength and ductility, nonlinear behavior

## 1. はじめに

1995年兵庫県南部地震による被害を契機に、これまでの耐震設計基準の見直しが各機関で進められている。また、こうした流れを踏まえて、地中構造物については、合理的な耐震設計法の構築を目指した実験的研究<sup>1)</sup>も行われている。一方、このような趨勢の中で、従来の設計法に従って建設された既存の構造物はレベル2地震動のようなより大きな地震力を受けた場合に、その安全性をどのように照査するのが大きな課題となっている。

従来の設計による既存構造物がレベル2地震動のような巨大な地震力を受けた場合、構造部材は線形領域から非線形領域に入るのは明らかである。したがって、線形領域の中で設計された既存構造物の地震時安全性を照査するには、構造物の非線形挙動や破壊過程を明らかにする必要がある。

このような背景から、本研究では地中構造物の地震時耐力および変形性能を調べるための載荷実験を行った。さて、構造実験に用いられる試験体は実験用に製作されるのが一般的である。これに対して、本実験ではこれまで実際に使用されてきた実物の地中ボックスカルバートを用いており、その結果は既

設構造物の照査方法の向上に向けての基礎資料として期待される。こうした点が本研究の大きな特徴である。

## 2. 実験の概要

### (1) 試験体

実験には約13年間海水排水路として使用されてきた鉄筋コンクリート製の地中ボックスカルバートを試験体に用いた。実験に用いた構造物の形状および

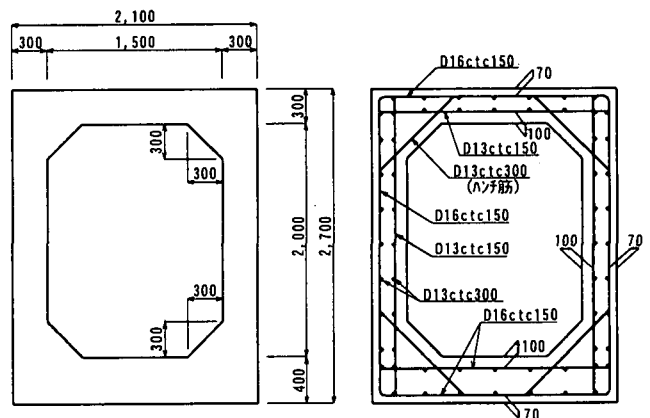


図-1 試験体の形状と配筋

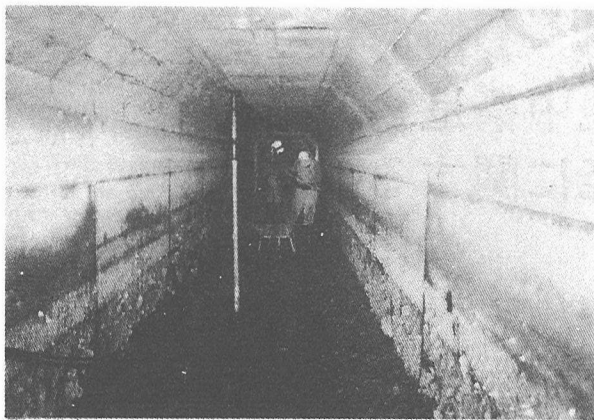


図-2 構造物内部の状況

表-1 要素試験結果

	コンクリート	鉄筋(SD345)
設計用	$f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$ (設計基準強度)	$345\text{N/mm}^2$ (降伏強度)
試験結果 (平均値)	$32\text{N/mm}^2$	$380\text{N/mm}^2$

配筋を図-1に示す。この構造物は現位置における土被り厚さを約1m、また、設計震度を0.3として震度法により設計されている。なお、せん断補強筋は配置されていない。

この構造物から試験体を取り出すために、予めRCレーダーを用いて構造物の鉄筋位置を測定した。この結果に基づき、次に主筋に当たらない位置の横断面をワイヤーソーイング工法により切断し、奥行き1.05mの試験体を取り出した。

試験体切り出しに先立ち、構造物の目視調査を行った。構造物内部の状況を図-2に示す。カルバート内部の側壁中央に見られる茶色に変色した部分はかつて水路内を流れていた海水面の跡を示す。この部分から下側に貝殻が付着している様子がみられる。調査の結果、このように変色あるいは貝殻の付着があるものの、構造物には有意なひび割れや鉄筋の錆などは見られず、構造物は健全な状態であった。

さらに、試験体切り出しと並行してコンクリートコアおよび鉄筋を採取して、コンクリートの圧縮試

験と鉄筋の引張試験を行った。試験結果を表-1に示す。表-1によると、コンクリートの圧縮強度は設計基準強度を上回る結果が得られた。これはコンクリートの材齢が約13年の長期に渡っていることから、強度が増加したものと考えられる。これらの結果から、この構造物には経年劣化の影響もほとんど見られなかった。

## (2) 載荷方法

実験に用いた載荷装置の概要を図-3に示す。本実験では土被り1mの上載土荷重と地震時に地盤から与えられるせん断変形を考慮して載荷した。上載土荷重については試験体上面に合計40kNのインゴットを並べ、等分布荷重として載荷した。一方、側壁上端部に設置した油圧アクチュエーター2台を用いて水平方向に圧縮加力を交番載荷し、地震時のせん断変形を模擬した。

交番載荷時に試験体せん断変形の拘束を避けるために、アクチュエーターの支点をピン構造とした。さらに、実験の条件を明確にするために、試験体底板を鉄筋コンクリート製座台およびPC鋼棒を用いて完全に固定した。

交番載荷実験では、始めに変形角1/800rad.の水平変位を1回繰り返して与え、次の変形角1/400rad.に移った。変形角1/400rad.以降では交番載荷を2回繰り返した後に新しい変形角に移り、試験体が終局状態に至るまで交番載荷を繰り返した。ここで、終局状態とは試験体の耐力が最大荷重の80%程度まで低下した状態を目安とした。

## 3. 実験結果と考察

### (1) 実験結果

交番載荷実験で試験体頂版中央で計測された荷重と変形の間係を図-4に示す。図-4では、右側のアクチュエーターから試験体を左側に加力したときの荷

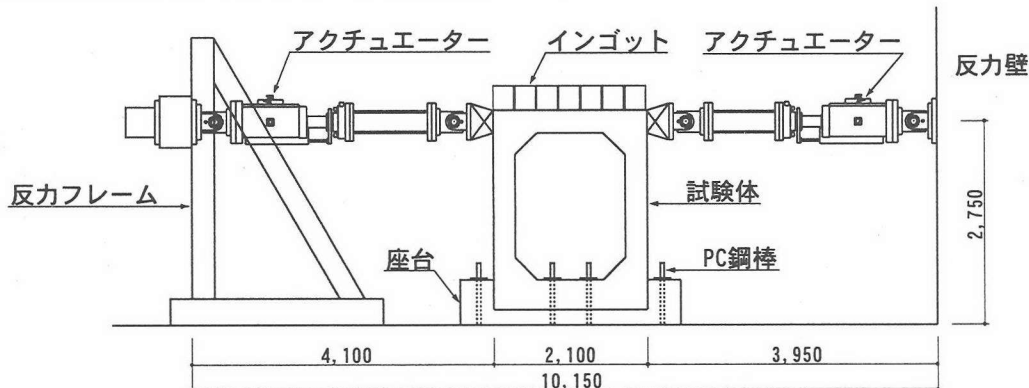


図-3 載荷装置の概要

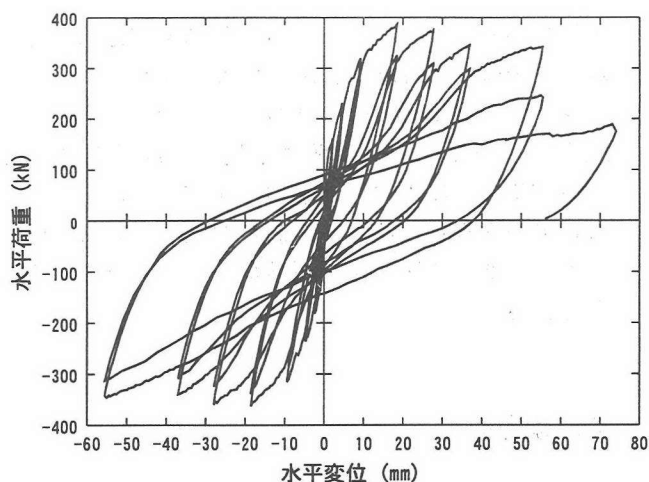


図-4 頂版中央における荷重-変位関係

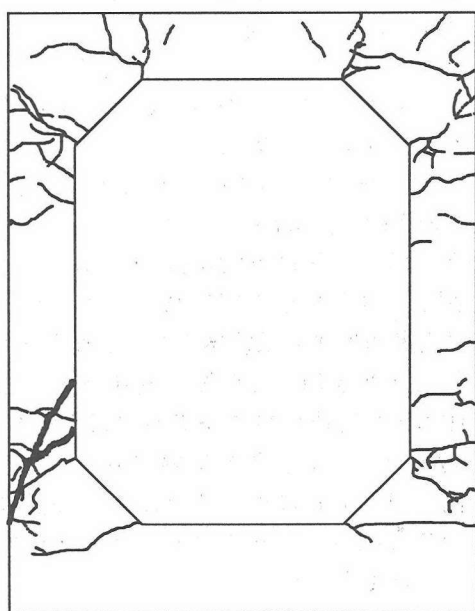


図-5 ひび割れ状況

重と変形を正の値、その反対を負の値として表す。

実験では、頂版の水平変位が18.5mm(部材変形角1/100rad.)に達したところで試験体の耐力は386kNで最大となった。ここから水平変位が増加するにつれて構造物の耐力は低下し、水平変位55.5mm(変形角1/33rad.)付近で左側壁下端部付近にせん断ひび割れが現れた。さらに右側アクチュエーターから荷重を加え、水平変位74mm(変形角1/25rad.)付近に達したところで左側壁下端部付近にせん断破壊が発生した。

図-4によると、水平変位9.7mm(変形角1/200rad.)付近までは1回目載荷と2回目載荷との間に大きな差は見られない。一方、試験体の耐力が最大となる水平変位18.5mm以降では載荷サイクル毎の履歴曲線の差が広がる。したがって、水平変位が試験体の最大耐力を越えると、繰り返し載荷の影響が大きくなるのがわかる。

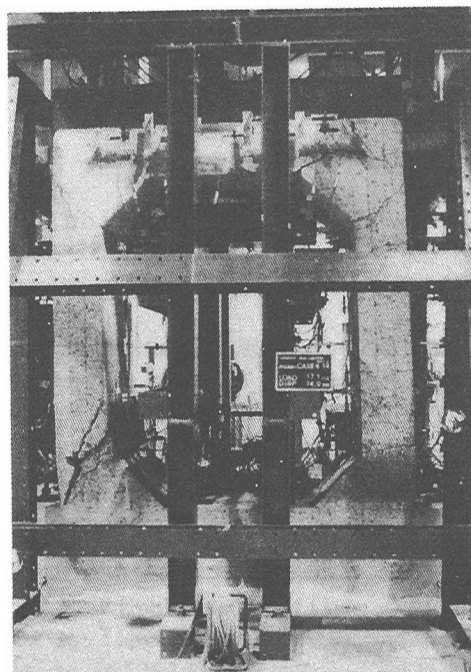


図-6 試験体の最終状況

図-5に試験体に発生したひび割れの最終状況を示す。図中、左側の側壁下端部の太い実線がせん断破壊の原因となったひび割れを示す。図-5によると、ひび割れは特定の箇所に集中して現れることがわかる。すなわち、ひび割れはハンチ付近に集中して現れるのに対し、部材中央部にはひび割れは少ない。このことはひび割れが発生している特定の箇所に部材の変形が集中することを示している。

これらのひび割れは、部材変形角が小さい実験初期の段階において曲げひび割れとして現れた。水平変位の増加に伴い塑性変形が進行すると、左側壁下端部に見られるように、曲げひび割れを結ぶようにせん断ひび割れが発生し、最終的にせん断破壊に至った。

せん断破壊後の試験体の状況を図-6に示す。図-6に示すように、左側壁下端部がせん断破壊したにも関わらず、試験体の内空は確保されている。これは試験体上面に作用させた荷重が土被り1mの上載土荷重であり比較的小さかったために、せん断破壊が起こっても試験体自体の崩壊には至らなかったと考えられる。

## (2) 実験結果に関する検討

実験結果を考察するために、試験体が保有する水平耐力と変形性能について簡易的な検討を行った。検討に用いた試験体のモデルを図-7に示す。このモデルは試験体のハンチ部を剛域とした骨組みモデルである。

検討では、試験体の自重と上載荷重および骨組み

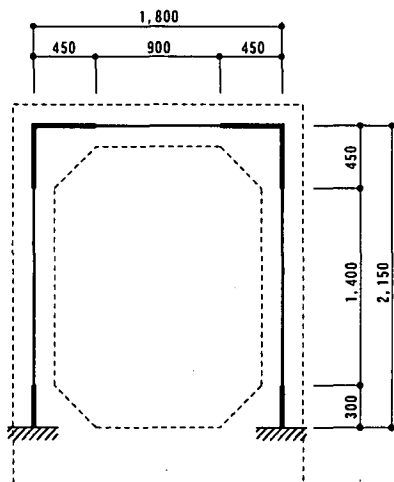


図-7 検討用モデル

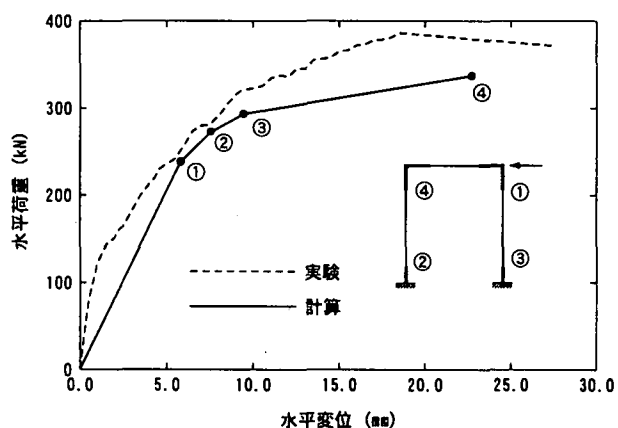


図-8 骨組み計算結果

モデルの右側壁上端部に水平力を作用させた計算を行った。ここで部材に発生する曲げモーメントが曲げ耐力<sup>2)</sup>を越えた箇所を塑性ヒンジとし、さらに荷重を増加させながら部材端部4箇所がすべて塑性ヒンジになり構造物が崩壊するまで逐次計算を行った。

ここでは部材の初期剛性を用いて線形計算を行っている。しかし、実験ではひび割れの発生に伴い部材剛性も低下するため、菅野らによる剛性低下率算定式<sup>3)</sup>を用いて部材降伏時の断面力から剛性低下率を算出した。その結果、部材毎の低下剛性は5～15%程度であり、試験体全体では平均10%程度であった。そこで、試験体全体の平均的な低下剛性を10%として変位を算出した。

計算から得られる頂版中央の荷重と変位の関係を図-8に示す。図中の実線は計算結果を示す。実線に示された数字は塑性ヒンジになる箇所を示す。一方、この図には比較のため、図-4に示す実験結果の曲線のうち最大耐力付近までの包絡線を破線で示す。

図-8によると、実験では水平変位18.5mmで最大耐力が386kNであったのに対して、計算結果は水平変位22.7mmの時に最大耐力337kNである。したがって、計算による耐力は実験結果よりも2割近く低い値を

示している。このことは一方で設計基準に基づく計算が安全側の照査結果を示すものと言える。

さらに、この計算では塑性ヒンジが形成される(曲げモーメントが曲げ耐力を越える)箇所において発生するせん断力はせん断耐力を越えていない。この結果から判断すると、実験では曲げによる降伏・塑性化が進んだ後にせん断破壊が発生したものと考えられる。

#### 4. まとめ

約13年間使用されてきた実際の地中構造物を用いて地震時の耐力と変形性能に関する載荷実験を行った。結果は次のようにまとめられる。

- (1)試験体切り出しに先立ち、目視観察を行ったところ、構造物に有意なひび割れや鉄筋の腐食は見られず、健全な状態にあった。
- (2)載荷実験の結果、部材角1/100rad.(水平変位18.5 mm)で最大耐力386kNに達した。さらに水平荷重を加えた結果、部材角1/20rad.(水平変位74mm)付近で側壁下端部にせん断破壊が発生した。ただし、せん断破壊後も試験体の内空は確保された。
- (3)骨組みモデルを用いて簡易検討を行った結果、試験体の水平変位が22.7mmの時に最大耐力は337 kNとなった。この結果を実験結果と比べると、最大耐力は2割程度低いことから、設計基準に基づいて算出される耐力は安全側の照査結果を与えると考えられる。
- (4)上記の検討によると、本実験では曲げによる降伏・塑性化が進んだ後にせん断破壊が生じたものと考えられる。

実験結果に対するに検討は骨組みモデルによる簡単な線形計算に基づいているにも関わらず、実験結果を比較的良く表している。しかしながら、詳細に見ると、塑性ヒンジの生成過程や非線形挙動をうまく表していないことや、さらには、実験に見られる最大耐力を示した後の耐力の低下および破壊を表せないと言ったところに問題がある。これらの問題点は今後の課題としたい。

#### 参考文献

- 1) 武田智吉・石川博之・足立正信：鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの非線形挙動の定量的評価，電力土木，No. 279，72-76，1999。
- 2) コンクリート標準示方書・設計編，土木学会，1996。
- 3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，許容応力度設計法，日本建築学会，57-59，1999。