

## 架空配電設備の震害事例調査および配電柱と地盤の 変形特性に関する水平繰り返し载荷実験

EARTHQUAKE DAMAGES OBSERVED IN AERIAL ELECTRIC POWER DISTRIBUTION  
FACILITIES IN JAPAN AND POLE-GROUND DEFORMATION CHARACTERISTICS  
BY HORIZONTAL CYCLIC LOADING TEST

桑原 洋\*・畠山 昭\*\*・清水全生\*\*\*

By Hiroshi KUWAHARA, Akira HATAKEYAMA and Haruo SHIMIZU

Earthquake damages of aerial electric power distribution facilities in Japan were investigated, and factors contributing to the earthquake-proof of the facility components and ground conditions were identified for the various pole types, ground surface and layering, and foundation penetration depth.

Deformation characteristics of pole-ground coupled system was evaluated by in-situ horizontal cyclic loading test, and parameters required for seismic response analysis of the aerial electric power distribution facilities were derived.

*Keywords*: aerial electric power distribution facility, earthquake damage, cyclic loading test, deformation characteristic

### 1. ま え が き

東京圏における過密化は年々その度合を深め、ウォーターフロント開発など湾岸部の埋立地にまで開発の波が押し寄せている。このような軟弱地盤地帯の人口の増加に対応して、電力系統も年々整備が行われている。過密都市部における電力系統のうち高圧(27.5万~2.2万ボルト)の電力線は、共同溝、専用洞道、直埋ケーブルなどで地下化されており、低圧の電力線も一部は地下化がはかられているが大部分は架空設備となっている。

1985年9月19日に発生したメキシコ地震では、震源からはるか離れたメキシコ市の軟弱地盤上で、卓越周期2.0秒前後の長周期地震波を観測した。その結果、低層から中層までの建物が大被害を受けたが、電力設備にも被害がみられ、配電設備の被害が目立った。

電力設備のうち、架空配電設備は、その構成がコンクリートまたは鋼製の配電柱(以下支持物という)とそれに装備される変圧器、低圧線、高圧線等から成り、固有

周期が1.0~2.0秒の範囲にある。また、設備は前述のとおり軟弱地盤地帯に設置することが多くなっていることから、メキシコ地震のような長周期の地震動に対しても耐震安全性を検討することは重要な課題である。

本研究は、耐震安全性の検討の前段として、架空配電設備の既往の地震時の震害事例を文献により調査し被害形態を明らかにするとともに、支持物と地盤の変形特性に関する水平繰り返し载荷実験結果について述べる。

载荷実験は、支持物の種類、支持地盤および舗装の有無等の差異による支持物と地盤間の力学的変形特性の定量的把握を試みるために、実物大の実験とした。この実験により得られた支持物と地盤の変形特性を、支持物と地盤の連成振動モデルによる耐震性の解析に用いることとした。

### 2. 震害事例調査<sup>1)~8)</sup>

文献調査から最近の主な地震による架空配電設備の被害状況ならびに被害の特徴をまとめると次のようになる。

#### (1) 被害の特徴

##### a) 支持物

① 折損、倒壊、傾斜の被害のうち、傾斜の被害件数が多い。

\* 正会員 東京電力(株)送変電建設所副所長  
(〒170 豊島区東池袋1-25-8)

\*\* 正会員 東京電力(株)工務部工務土木課課長  
(〒100 千代田区内幸町1-1-3)

\*\*\* 正会員 佐藤工業(株)技術本部次長  
(〒103 中央区日本橋本町4-12-20)

- ② 被害は地盤の移動、液状化によるものが多い。
- ③ 折損の被害は、角度柱（平面配置上電線が角度を有する支持物）、分岐柱（分岐線を有する支持物）、引留柱（電線が引留されている支持物）に多い。折損箇所は支線の取付位置や地際部が多い。
- ④ 軟弱地盤地域では、支持力不足によると思われる倒壊、傾斜の被害が集中している。
- ⑤ 地形、地質、地盤震害の有無にもよるが、震度Ⅳ程度以上の地域で被害がみられるようになる。

b) 変圧器

- ① 落下、傾斜、ずれの被害が多い。
- ② 落下については、1968年十勝沖地震後の対策として捕縛を強化したため、その後は被害が激減している。
- ③ 変圧器の被害は、軟弱地盤地域に多発し、支持物の倒壊・傾斜によるものが多い。

(2) 被害の要因の推定

以上の被害状況、被害の特徴を各地震ごとに分析し、被害の支配的要因を推定した。このうち、変圧器の傾斜防止のための捕縛方法の改良など、すでに具体的な対応

策が実施されているものもある。

a) 支持物

- ① 支持物の耐力不足
- ② 地際部の応力集中
- ③ 角度柱、分岐柱の架線・支線張力
- ④ 支持地盤の支持力不足
- ⑤ 地盤の移動、液状化、土砂崩れ
- ⑥ 建物、樹木の倒壊

b) 変圧器

- ① 支持物の折損、倒壊、傾斜
- ② 捕縛方法の不良（鉄線の巻き回数、巻きつけ位置、鉄線の締め付け具合等）

3. 水平繰り返し載荷実験の概要

(1) 実験目的

震害事例調査および既往の研究成果の調査の結果、支持物の折損については地際部の固定条件が、倒壊、傾斜については地盤の水平支持条件が、おのおの支配的であることがわかるが、定量的な把握が明確になっていない。

ここでは、支持物の種類、支持地盤条件、地際条件（舗装の有無）および根入れ深さを変化させて、実際に供用されている支持物を用いた変形特性実験を行うことにより、支持物と地盤間のはね特性および支持物の変形特性を定量的に把握することとした。実験の流れを図-2に示す。

(2) 支持地盤の概要

支持物の倒壊、傾斜に対する耐震性の検討に重点をおき、現行の道路脇に支持物が設置されている地盤を調査し最も軟質な地盤として、N値1~3の粘性土地盤とN値5程度砂質土地盤の2種類を選定した。

a) 粘性土地盤

- 単位体積重量は1.47~1.56 gf/cm<sup>3</sup>で、平均含水比62~98%，細粒分（シルト分+粘土分）含有率60

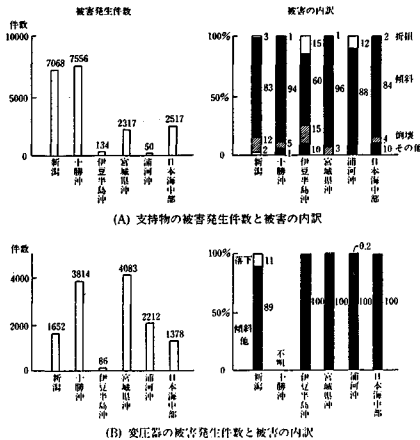


図-1 各地震別の被害傾向

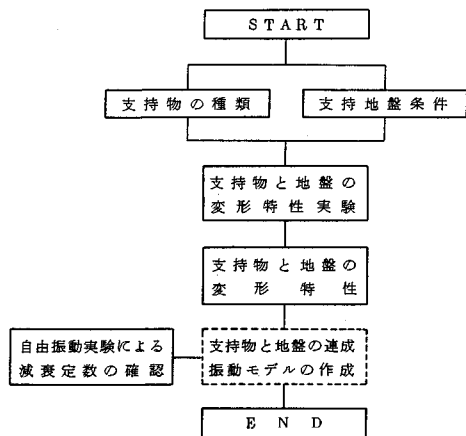
表-1 架空配電設備の被害一覧

地震名(M)	(単位: 被害件数)							
	新潟(M7.7)	1968年十勝沖(M7.9)		伊豆半島沖(M6.9)	宮城沖(M7.4)	浦河沖(M7.1)	日本海中部(M7.7)	
発生日時	昭和39年 6月16日 13時01分	昭和43年: 5月16日 9時49分		昭和49年 5月9日 8時33分	昭和53年 8月12日 17時14分	昭和57年 3月21日 11時32分	昭和58年 5月26日 12時0分	
電力会社	B社	A社	B社	C社	B社	A社	B社	
架 空 配 電	支 線	213	8(コンクリート柱) 16(木柱)	56(木柱)	20	21	6	24(コンクリート柱) 22(木柱)
	引 留 柱	820	1	348(木柱)	19	83	—	77(コンクリート柱) 17(木柱)
電 線	高 圧	5870	777(コンクリート柱) 1292(木柱)	131(コンクリート柱) 4872(木柱)	81	2213	44	1489(コンクリート柱) 632(木柱)
	低 圧	100(倒壊) 65(喪失)	—	25(コンクリート柱、低下) 30(木柱)	14(喪失)	—	—	244(コンクリート柱、低下) 51(木柱、低下) 7(喪失、倒壊)
建 物	落 下	185	46	—	—	—	6	—
	傾 斜	147 (地盤)	1129	2597(全休) 2274(構)	84	3817	2123	1351
の 他	引 込 線	1320	42	—	—	—	—	—
	変 圧 器	—	—	—	266 (損傷)	83	—	27 (損傷)
害	高 圧	3416(断線) 10999(良線)	1185 (断線、良線)	2998 (断線、良線)	53 (断線)	317(良線) 153(断線)	88 (断線、良線)	107(良線) 21(断線)
	低 圧	—	920 (断線、良線)	7353 (断線、良線)	27 (断線)	451(良線) 241(断線)	—	1045(良線) 90(断線)
支 線	—	—	—	119	—	—	—	374
	引 込 線	51314	2027	5910	158(断線) 505(その他)	325(良線) 2348(断線)	—	1203(断線、良線) 5071(フック外れ)

表一 架空配電設備の震害事例調査の対象地盤の概要と被害の概要

項目 地質名	発生日月日	マグニチュード M	架空配電設備の被害地盤の特性				架空配電設備の被害の概要	
			被害地盤の震度	概略地形	地質	工学的特性	架空配電設備の被害概要	架空配電設備に係わる地盤被害その他
十勝沖	1952年 (S.27.3.4)	8.3	震度IV	沖積低地(十勝川流域)	泥炭		支持物の傾斜・折損 変圧器の落下	
新潟	1964年 (S.39.6.16)	7.7	震度IV以上	沖積低地(信濃川流域) 田圃・埋立地・宅地 造成地・沼沢地 盛土	砂質土(飽和)主体		支持物の傾斜・傾倒 支持物の落下(Max.3.0m) 支持物の折損(角渡柱,分岐柱)	液状化
1968年十勝沖	1968年 (S.43.5.16)	7.9	震度IV以上	山地 沖積低地 埋立地 盛土(炭に道路沿い)	中古生層,第三紀層 火山岩類 泥炭,火山灰土,シルト 質ローム(砂と粘土 の中間土),砂質土 砂質土		支持物の傾倒・傾斜,折損 支持物の傾倒・傾斜,折損 支持物の落下(平均20~30cm) 支持物の傾倒・傾斜,変圧器の落下 支持物の傾倒・傾斜,折損	山くずれ すべり,崩壊 液状化 集中豪雨(地震発生時,150~200mm) すべり,崩壊
伊豆半島沖	1974年 (S.49.5.9)	6.9	震度V	山地 沖積低地 盛土(水田,畑)	火山岩及び火山砕屑岩類 砂質土(飽和)		支持物の傾倒・傾斜,折損(傾斜は 角渡柱,引留柱が多い)	土砂崩れ,落石 液状化
宮城県沖	1978年 (S.53.6.12)	7.4	震度IV以上	沖積低地 埋立造成地 水田	砂質土 粘性土 腐植土	柱底部(GL-2.5m)付近 のN値 N<5 被害発生 80% N>6 被害発生 5% 地盤種別*2~4種	支持物の傾倒・傾斜,折損(被害の 火災分は傾斜で,角渡柱,引留柱に 多い)	すべり,地割れ
浦河沖	1982年 (S.57.3.21)	7.1	震度IV以上	沖積低地	泥炭,シルト	地下水位(GL-1.0 ~2.0m) Va=50~80m/sec 地盤種別*2~4種	支持物の折損,クラック 変圧器の落下	
日本海中部	1983年 (S.58.5.26)	7.7	震度V	沖積低地(地物川,水 代川流域及び八郎島沖) 砂丘・砂防堤 盛土	砂質土(飽和)		支持物の落下 支持物の傾倒・傾斜,折損	液状化 すべり,崩壊
ノキシコ	1985年 (S.60.9.19)	8.1	震度V~VI	高原上の閉鎖盆地	高成層 粘土(N=10程度) 火山灰質粘性土(N=0)	Vs=48~78m/sec 含水比 20~100% 100~500%多	変圧器の傾倒(落下,焼損) 支持物の傾倒・傾斜	

\*「道路指示方書・同解説・V耐震設計集」昭和55年5月,日本道路協会  
(p14~16)の地盤種別の区分による。



図一 実験の流れ

~82%の沖積粘性土に相当する。

- 一軸圧縮強度は  $q_u = 0.37 \sim 0.98 \text{ kgf/cm}^2$  である。
- 横方向地盤反力係数は  $K = 0.4 \sim 2.3 \text{ kgf/cm}^3$  である。

b) 砂質土地盤

砂質土地盤は、粘性土地盤を3mまで掘削し、付近に堆積している砂により置換し、N値5程度となるように締め管理を十分に行って作成した。

- コーン指数は  $q_c = 13.7 \sim 15.4 \text{ kgf/cm}^2$  である。
- 砂分含有率 89~97% で日本統一土質分類では SM (シルト混じり砂) に区別される。
- 現場密度試験により自然含水比 11~16%, 湿潤密度は  $1.67 \sim 1.8 \text{ g/cm}^3$  である。

表一 実験ケース

条件 ケース	支持物	支持地盤	地 際	根入れ長	実験本数
1	コンクリート柱	粘性土	舗装なし	2.40 m	2
2			アスファルト舗装	2.40 m	2
3	[設計荷重500kgf]	砂質土	舗装なし	2.40 m	2
4			粘性土	2.70 m	1
5	[設計荷重700kgf]	砂質土	舗装なし	2.45 m	2
6				2.45 m	2

注) 設計荷重とは、JIS 5309 遠心力プレストレストコンクリートボールの曲げ強さ試験結果より求められる耐力に安全率 2.0 を考慮した値をいう。

- 横方向地盤反力係数は  $K = 3.9 \sim 8.7 \text{ kgf/cm}^3$  である。

(3) 実験ケース

実験ケースは、支持物の種類、支持地盤条件、地際条件および根入れ条件をパラメーターとして表一3に示すケースを設定した。ここで、アスファルト舗装については、東京都における歩道がない場合の一般的な舗装構造とし、アスファルト(表層+基層)10cm, 上・下層路盤30cmとした。実験用支持物の仕様を図一3に示す。

(4) 実験方法

a) 建 柱

実験用支持物の建柱は、標準的な建柱工事手順に従って、建柱車に装備されたオーガー(径450mm)によって地盤を削孔し、沈下防止のために割栗石を柱底部に厚さ5cmほど設置してから支持物を所定の位置に建て込

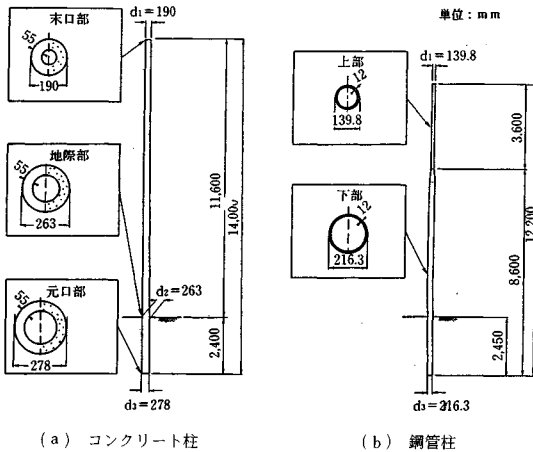


図-3 実験用支持物の仕様

み、支持物と地盤間には、川砂を填充した。

サポート柱の建柱は、実験用支持物の建柱と同じ手順にて行い、さらに載荷荷重に対して十分な反力が得られる構造とするために、基礎コンクリートおよび支線により補強した。

b) 水平繰り返し載荷実験方法

地震による大変形時の支持物の変形特性および支持物と地盤間のばね特性を把握するため、載荷装置、載荷方法は以下によった。

① 載荷装置

載荷装置は、サポート柱基礎コンクリートに取り付けた3tウィンチ、張力計、ワイヤ、滑車等から構成されており、張力計の出力をモニターしながら支持物に所定の荷重が作用するようにウィンチを巻き取る方式によった。

② 載荷方法

載荷方法は「杭の水平載荷試験方法」(土質工学会)に準拠し、以下のように行った<sup>9)</sup>。

- 載荷方式としては、正負交番多サイクル方式を採用した。
- 載荷荷重は、一段階 100 kgf を標準として行った。図-4に載荷荷重サイクルを示す。
- 載荷速度は、載荷時および除荷時とも 100 kgf/min を標準とした。
- 実験終了の判定は、以下のいずれかの場合を基準とした。
  - \* 変圧器位置の傾斜角が 15° (機能上支障となる最小傾斜角) に達した場合。
  - \* 支持物柱頭部の変位が急増し、危険と判断された場合。実際に載荷した最大荷重は、コンクリート柱で 800 kgf (粘性土、砂質土)、鋼管柱で、200 kgf (砂質土)、1 100 kgf (粘性土) であった。

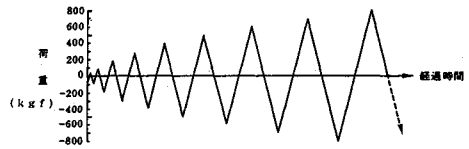


図-4 載荷サイクル

c) 自由振動実験

装柱されていないコンクリート柱、鋼管柱について、自由振動実験を行い固有周期と減衰定数を求めた。実験は載荷荷重位置に設置したナイロンテープに引張荷重 (50, 100 kgf) を与え、ロープを切断することにより生じた自由振動を加速度計により測定した。

d) 計測

計測項目は、支持物については、水平変位、傾斜角、ひずみ、地盤については、土圧と地表面鉛直変位とした。計測項目、計測器、取付け位置の一覧を表-4に示し、計測器取付け詳細を図-5に示す。

4. 実験結果と考察

(1) 荷重と支持物の水平変位、傾斜角

支持物の変形特性を検討するにあたり、支持物の水平変位と傾斜角の各実測値を各実験ケースごとに平均化した。

表-4 計測項目、計測器および取付け位置

計測項目	計測器	取付け位置
載荷荷重	張力計	ワイヤ
支 持 物	水平変位	大変位計
		変圧器位置
		地盤
		傾斜角
	物	ひずみ
GL+2.90 m 位置		
地盤		
GL-1.00 m 位置		
		GL-2.05 m 位置
地 盤	土圧計	地上盤
		地中盤
地表面鉛直変位	変位計	地中盤(支持物南側)
		地中盤(支持物北側)

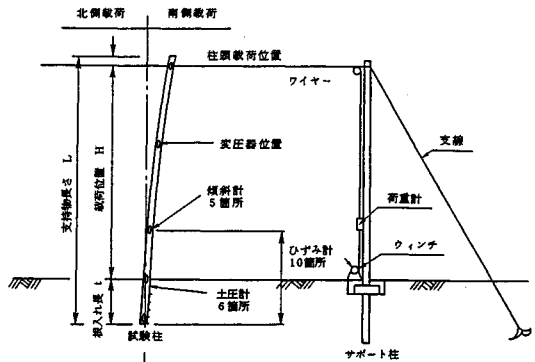


図-5 計測器取付け詳細

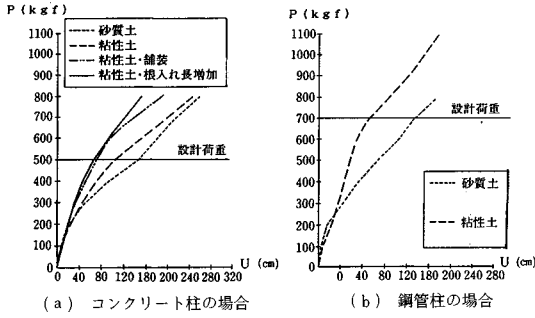
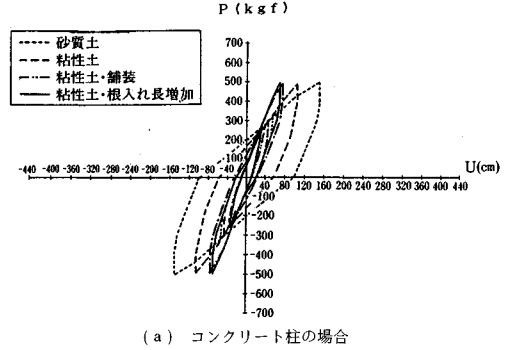


図-6 荷重と柱頭水平変位関係(平均骨格曲線)



(a) コンクリート柱の場合

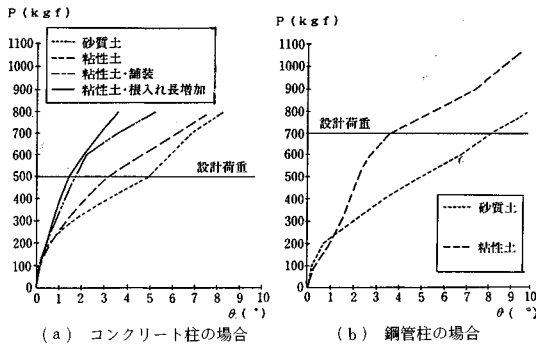
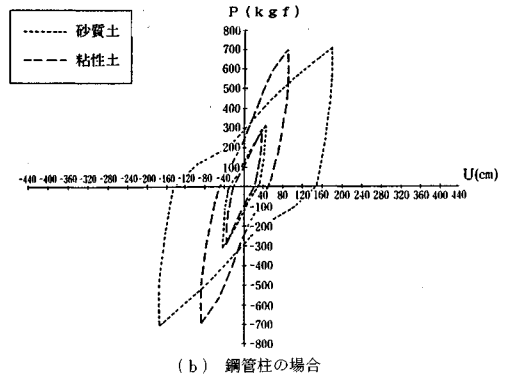


図-7 荷重と地際傾斜角関係(平均骨格曲線)



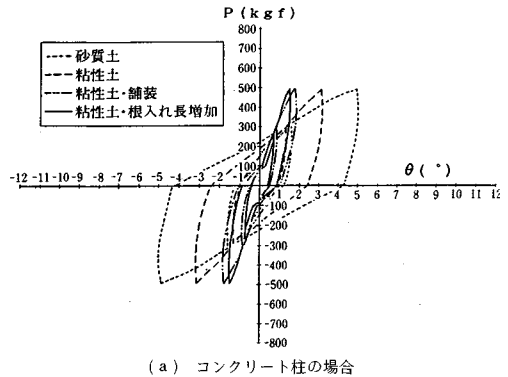
(b) 鋼管柱の場合

図-8 荷重と柱頭水平変位関係(平均履歴曲線)

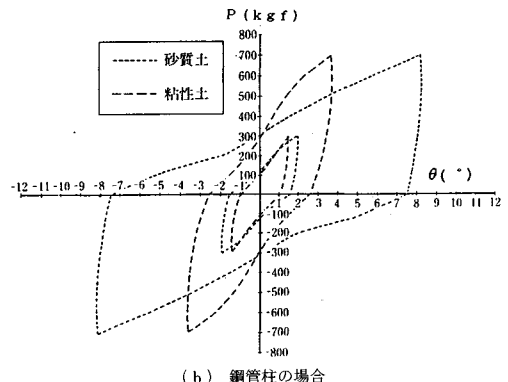
平均化は、同一荷重時における南側載荷時および北側載荷時のそれぞれの水平変位、傾斜角を実験柱ごとに平均化し、それをさらに同一条件の実験ケースについて平均した。なお、平均履歴曲線は、平均化された片側のループを原点に対称となるようにもう一方を重ね合わせて作成している。

荷重と柱頭水平変位および地際傾斜角の骨格曲線を図-6, 7に示し、履歴曲線を図-8, 9に示す。また、代表荷重時(300, 500 kgf)の柱頭水平変位と地際傾斜角を表-5, 6に示す。

これより、支持地盤の違いが支持物の変形に及ぼす影響をみると、粘性土と砂質土の比較では、荷重が300 kgf程度までは、各支持物の柱頭水平変位、地際傾斜角ともに、両者の差はないが、それ以上の荷重になると砂質土の場合が大きな変位量(水平変位、残留変位)を示している。これは砂質土地盤の場合、粘性土地盤より横方向地盤反力係数が大きい、大変形時の支持物周辺の空隙の発生状況を見ると、除荷時に空隙周辺地盤が自立性を失い、土が空隙内に落ち込むことにより空隙が大きくなり水平抵抗力が低減する。一方、粘性土地盤の場合は粘着力の効果から地盤が自立し、空隙は砂質土地盤ほど拡大しないため水平抵抗力を保持しているためと考えられる。なお、この傾向は、変圧器位置、地際部の水平変位および変圧器位置の傾斜角についても同様である。



(a) コンクリート柱の場合



(b) 鋼管柱の場合

図-9 荷重と地際傾斜角関係(平均履歴曲線)

表一5 代表荷重時の柱頭水平変位

支持物 条件	単位: cm. ( )内は残留変位				
	コンクリート柱		鋼管柱		
荷重	300kgf	500kgf	300kgf	500kgf	700kgf
粘性土	44.6 (21.9)	103.9 (57.2)	36.3 (21.5)	56.4 (29.9)	89.4 (51.0)
粘性土・舗装	34.9 (12.5)	74.0 (25.6)	-	-	-
砂質土	51.4 (29.7)	147.7 (99.7)	43.3 (29.9)	104.6 (82.5)	175.5 (144.5)
粘性土・ 根入れ長増加	32.2 (10.7)	68.2 (21.6)	-	-	-

表一6 代表荷重時の地際傾斜角

支持物 条件	単位: 度. ( )内は残留傾斜角				
	コンクリート柱		鋼管柱		
荷重	300kgf	500kgf	300kgf	500kgf	700kgf
粘性土	1.31 (0.92)	3.12 (2.45)	1.44 (1.06)	2.17 (1.49)	3.57 (2.61)
粘性土・舗装	0.86 (0.50)	1.74 (1.06)	-	-	-
砂質土	1.58 (1.25)	4.89 (4.31)	1.94 (1.59)	4.84 (4.36)	8.10 (7.47)
粘性土・ 根入れ長増加	0.72 (0.42)	1.48 (0.89)	-	-	-

次に、コンクリート柱の場合で、アスファルト舗装のある場合とない場合を比較すると、支持物の設計荷重レベル 500 kgf 載荷時におけるアスファルト舗装のある場合の柱頭水平変位と地際傾斜角は、舗装のない場合の 70% と 50% 程度に小さくなり、残留変位についても 45% と 40% 程度に小さくなっている。同様に、コンクリート柱で根入れ長を 30 cm 長くした場合についてみると、アスファルト舗装のある場合の結果とほぼ同等となり、その支持効果は大きいことがわかる。

(2) 地際モーメントと支持物の水平変位、傾斜角

コンクリート柱と鋼管柱については、荷重の載荷位置、計測位置、直径、根入れ長および曲げ剛性などが異なるため、支持物の違いが変形特性に及ぼす影響を直接的に比較できない。そこで、荷重の載荷位置の違いは、荷重を地際におけるモーメントに置き換え、計測位置の違いについては、計測位置の等しい地際部に着目して、地際モーメントと地際部の水平変位、傾斜角関係に整理している。図一10に地際モーメントと地際水平変位および傾斜角の関係を示す。

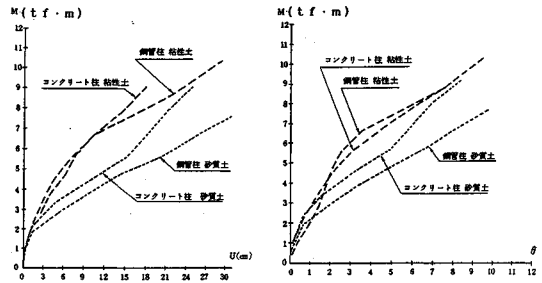
コンクリート柱と鋼管柱を比較すると、砂質土地盤の場合には、同一モーメントに対する変形量は鋼管柱のケースが大きくなっており、これは、後述のとおり直径および根入れ長の差異によるものである。一方、粘性土地盤の場合にも同様の差異が生じると考えられたが、実験結果は差異が明瞭ではない。

(3) 支持物の直径および根入れ長の影響

支持物の地盤耐力を求める式として、電気協会式<sup>10)</sup>が用いられているが、この式の適用性を今回の実験結果を用いて検証を試みた。検証は実験結果から支持物の直径、根入れ長、および荷重の載荷位置の差異を電気協会式を用いて補正することにより行った。

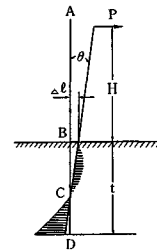
a) 電気協会式について

電気協会式は、支持物を剛体とみなし、土圧分布を放



(a) 地際水平変位 (b) 地際傾斜角

図一10 地際モーメントと地際水平変位、傾斜角



図一11 電気協会式

物線と仮定し、力のつり合いにより導かれている(図一11参照)。

支持物の地際部の水平変位量(Δl)を生じさせる水平荷重 P は、次式のように示される。

$$P = \frac{1}{12} \cdot \frac{1}{H + t/2} \cdot D_0 \cdot t^3 \cdot \Delta l \cdot K \dots \dots \dots (1)$$

また、地際モーメント M (=P×H) は、式(1)を変形すると次式(2)のようになり、H、D<sub>0</sub>、tより求めることができる。

$$M = \frac{1}{12} \cdot \frac{1}{1 + t/2H} \cdot D_0 \cdot t^3 \cdot \Delta l \cdot K \dots \dots \dots (2)$$

ここで、P: 水平荷重 (kgf)、M: 地際モーメント (kgf・m)、H: 水平荷重作用点の高さ (m)、t: 根入れ長 (m)、D<sub>0</sub>: 支持物の地際径 (m)、Δl: 地際部における水平変位量 (m)、K: 土質によって定まる実験的な定数 (kgf/m<sup>4</sup>)

b) 根入れ長増加の効果

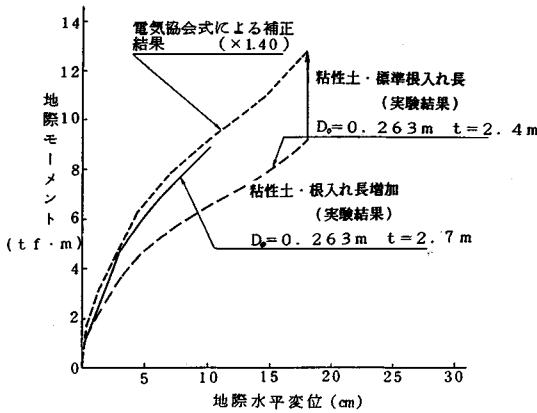
コンクリート柱・粘性土における根入れ長 (t=2.4 m) と根入れ長増加 (t=2.7 m) の変形特性の違いについて、前述の電気協会式を用いて検討した。

本実験は、同一の施工法により実験体を構築しているので、地盤条件および地際部水平変位が同一の場合、土質係数 K はほぼ等しいと考えられ、M/Δl・K の比率(表一7参照)を用いて、根入れ長 (t=2.4 m) の実験結果を補正し、根入れ長増加 (t=2.7 m) の実験結果と対比して図一12に示す。

この結果、補正した値は根入れ長増加の実験結果と良

表一七 根入れ長補正による  $M/\Delta I \cdot K$  の比率

検討項目	D <sub>0</sub> (m)	t (m)	H (m)	$\frac{M}{\Delta I \cdot K}$	$\frac{M}{\Delta I \cdot K}$ の比率
今回実験の粘性土 (基準)	0.263	2.4	11.35	0.2740	1.0
粘性土・根入れ長増加	0.263	2.7	11.05	0.3844	1.40



図一十二 地際モーメントと地際水平変位の関係 (根入れ長補正)

く一致している。

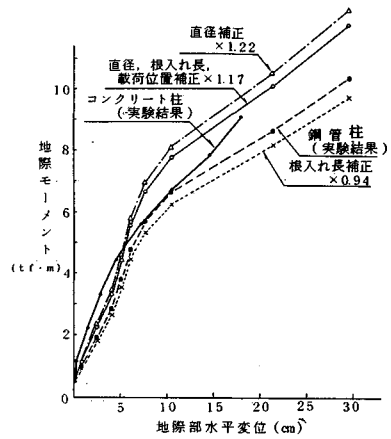
c) 支持物の違いについて

支持物の直径、根入れ長、荷重の載荷位置の差異が変形特性に及ぼす影響について b) と同様に検討し、表一八、図一十三に示す。

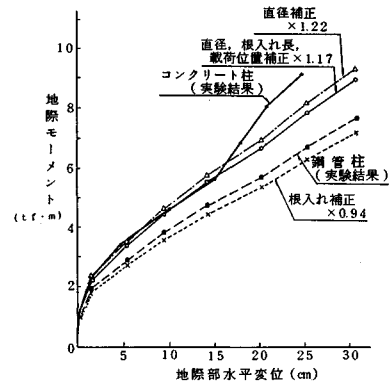
この結果、砂質土地盤の場合は、補正した値が実験結果と地際水平変位の全体にわたりよく一致している。一方、粘性土地盤の場合は、一致の度合いは低いがほぼ妥当な結果となっている。なお、電気協会式では、支持物の曲げ剛性の差が及ぼす影響については評価できない。しかし支持物の曲げ剛性が本実験の支持地盤に対して相対的に剛であることと、コンクリート柱 (地際～元口、曲げ剛性  $EI=831.8 \sim 1016.4 \text{ tf} \cdot \text{m}^2$ ) と鋼管柱 (地際部、 $EI=846.8 \text{ tf} \cdot \text{m}^2$ ) との差は最大で2割程度であることから、地際部付近の変形特性に及ぼす曲げ剛性による影響は小さいものと思われる。

表一八 電気協会式による  $M/\Delta I \cdot K$  の比率

検討項目	D <sub>0</sub> (m)	t (m)	H (m)	$\frac{M}{\Delta I \cdot K}$	$\frac{M}{\Delta I \cdot K}$ 比率
今回実験の鋼管柱 (基準)	0.2163	2.45	9.505	0.2348	1.0
直径補正	コンクリート柱と同直径の場合	0.2630	2.45	0.2655	1.22
根入れ長補正	コンクリート柱と同根入れ長の場合	0.2163	2.40	0.2214	0.94
t/H	コンクリート柱と根入れ長、荷重の載荷位置が同じ条件	0.2163	2.40	0.2253	0.96
コンクリート柱と直径、根入れ長、荷重の載荷位置が同じ条件	0.2630	2.40	11.35	0.2740	1.17



(a) 粘性土の場合



(b) 砂質土の場合

図一十三 地際モーメントと地際水平変位の関係 (直径、根入れ長補正)

(4) 支持物のひずみ分布

代表荷重時 (コンクリート柱=300 kgf, 鋼管柱=500 kgf) におけるひずみ分布を図一十四に示す。これによると、各支持物とも、支持地盤や地際条件によらずほぼ同一ひずみ分布を示しており、最大ひずみの発生位置は地際付近となっている。なお、コンクリート柱のひずみ分布における凹凸は、微小クラックの発生によるものと考えられる。

(5) 支持物の土圧分布

コンクリート柱の根入れ部に設置した土圧計の代表荷重時における出力より求めた土圧分布を図一十五に示す。

この土圧分布より支持物の回転中心位置を求めると、いずれの場合にも、およそ根入れ長の1/2~2/3の間にある。また、支持物の回転中心位置を、土圧分布より算定したものと地際変位と傾斜角より算定したものとを比較してみると (表一九参照)、粘性土およびアスファルト舗装のあるケースはほぼ同じ値が得られているが、砂質土の場合は後者で求めた場合が深くなっている。

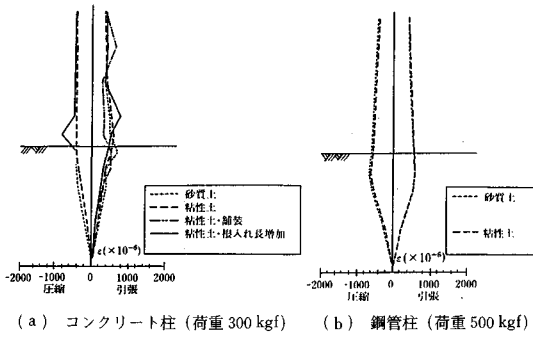


図-14 代表荷重時におけるひずみ分布

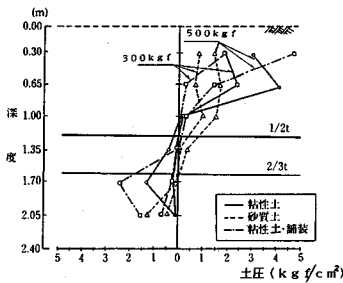


図-15 土圧分布 (コンクリート柱)

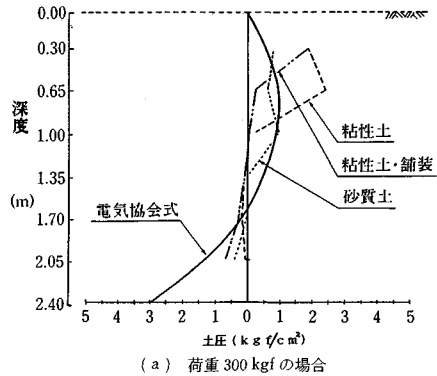
表-9 回転中心位置

	土質条件	回転中心位置 (cm)	
		(1)	(2)
コンクリート柱	粘性土	122	121
	アスファルト舗装	115	110
	砂質土	199	161
鋼管柱	粘性土	163	-
	砂質土	158	-

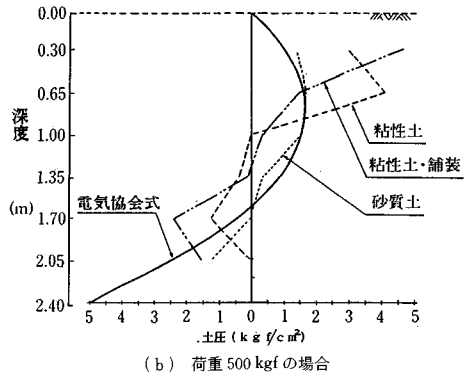
(1) 地際変位と傾斜角により算定  
 (2) 土圧分布により算定

支持物に作用する土圧分布をみると、アスファルト舗装のある場合は、回転中心位置から地表面に向かって土圧が増加する傾向を示すが、それ以外の場合は、地表面と回転中心位置の中間に最大土圧が生じ、荷重が増加するほどその傾向が顕著である。設計荷重 500 kgf 時の粘性土と砂質土の土圧をみてみると、最大土圧は、粘性土で約 4.0 kgf/cm<sup>2</sup>、砂質土で約 1.5 kgf/cm<sup>2</sup> となっている。

また、今回の実験による荷重 300 kgf、500 kgf における土圧分布と電気協会式の土圧分布との比較を図-16 に示す。これより、粘性土および粘性土・舗装のケースでは、実験により求められた土圧分布形状は、電気協会式とは異なり、むしろ直線状となっている。砂質土のケースでは、土圧分布の形状は電気協会式に近い傾向を示している。また、土圧の大きさもほぼ等しくなっている。



(a) 荷重 300 kgf の場合



(b) 荷重 500 kgf の場合

図-16 土圧分布の実測値と計算値

(6) 支持物と地盤間のばね特性

支持物と地盤の動的相互作用を考慮するばね特性を支持物の回転中心位置における曲げモーメントと傾斜角 ( $M-\theta$ ) 関係より求めた。 $M-\theta$  関係の算出の手順は以下のとおりである。

- ① 回転中心位置を根入れ長の 1/2 とした。
- ② 回転中心位置の傾斜角 ( $\theta$ ) は地中部に傾斜計を設置した場合には地中部傾斜計より線形補間して求め、地中部に傾斜計を設置しない場合にはひずみ分布より地際傾斜角を補正して求めた。
- ③ 回転中心位置の作用モーメント ( $M$ ) は、 $M = P \cdot (H + t_0)$  とする (ただし、 $P$  : 載荷荷重、 $H$  : 載荷位置高さ、 $t_0$  : 回転中心位置の深さ)。
- ④ 回転中心位置の  $M-\theta$  関係の平均骨格曲線および平均履歴曲線を求める。

$M-\theta$  関係について、各実験ケースの平均骨格曲線を図-17 に、各ケースの代表の履歴曲線を図-18, 19 に示す。これにより、回転中心位置の  $M-\theta$  関係は、(2) で述べたと同様なことがいえる。また、履歴曲線の形状は、一般に土質地盤に適用される Ramberg-Osgood 型に良く似たものが得られた。この結果から、支持物と地盤間の回転ばねの復元力特性は下式の骨格曲線で表わされ、各パラメーターは実験結果より求められる。



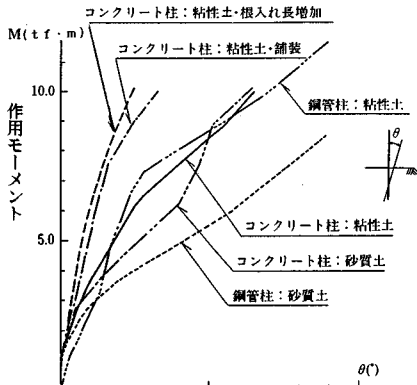


図-17 回転中心位置における平均骨格曲線

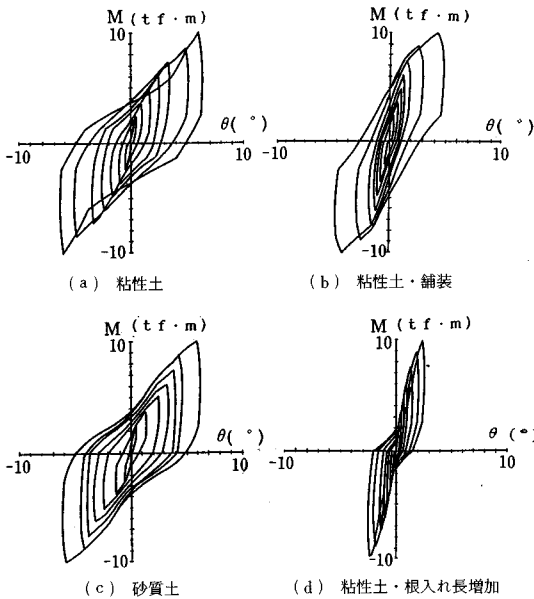


図-18 回転中心位置における履歴曲線(コンクリート柱)

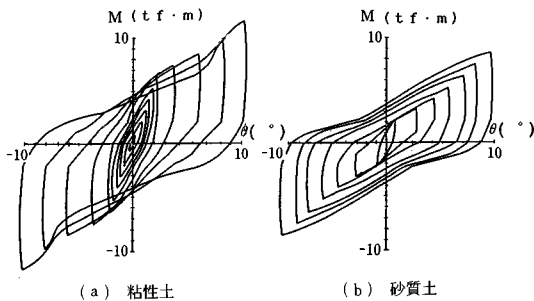


図-19 回転中心位置における履歴曲線(鋼管柱)

$$\theta = [M/K_0] \cdot [1 + \alpha(M/M_y)^2] \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 $\theta$ : 地盤ばね回転角(回転中心位置)(°)  
 $M$ : 作用モーメント(回転中心位置)(kgf·m)  
 $M_y$ : 降伏モーメント(定数)(kgf·m)

表-10 自由振動実験結果一覧

	荷重	固有周期(秒)	減衰定数(%)
コンクリート柱	50kgf	0.92	3.60
	100kgf	1.05	6.87
鋼管柱	50kgf	0.60	5.61
	100kgf	0.62	7.20

表-11 土質係数

(a) 電気協会式による土質係数

土質の種類		土質係数(K) (kg/m <sup>3</sup> )
普通土質	(A) 固まっている土または砂、多数の砂礫、石塊まじりの土などで硬い土の部類に属する。	4.0 × 10 <sup>6</sup>
	(B) 固まっている土または砂、多数の砂礫、石塊まじりの土などで軟い土の部類に属する。	3.0 × 10 <sup>6</sup>
軟弱土質	(C) 流砂(土がまじらないもの)	2.0 × 10 <sup>6</sup>
	(D) 水分の多い粘土、腐蝕土、盛土など軟弱な土。(原田を除く)	0.8 × 10 <sup>6</sup>

(b) 実験結果より算出した土質係数

土質	実験条件	K(kgf/m <sup>3</sup> ) × 10 <sup>6</sup>	備考
粘性土	コンクリート柱	0.3~0.7	ケース 1
	鋼管柱	0.6~0.7	ケース 5
砂質土	コンクリート柱 舗装	0.5~1.0	ケース 2
	コンクリート柱 根入れ長増加	0.4~0.8	ケース 4
砂質土	コンクリート柱	0.3~0.6	ケース 3
	鋼管柱	0.2~0.4	ケース 6

$K_0$ : 初期剛性(kgf·m/°)

$\alpha, \beta$ : 形状決定パラメーター

(7) 固有周期と減衰定数

装柱していないコンクリート柱および鋼管柱の自由振動実験結果を表-10に示す。

これより、装柱していない支持物の固有周期は、コンクリート柱で約0.9~1.1秒、鋼管柱で約0.6秒であり、荷重レベル(50, 100kg)に関係なくほぼ一定の値を示している。減衰定数については、コンクリート柱で3~7%、鋼管柱で約5~7%である。コンクリート柱、鋼管柱とも荷重が高いほど大きな減衰を示している。これは支持物のひずみレベルがきわめて小さい領域にあることから、地盤への逸散効果が現われているものと推定される。

(8) 土質係数

電気協会式における土質係数  $K$  と今回の実験結果より算定した土質係数との比較を表-11に示す。

これより、今回の実験結果による土質係数は、地際水平変位の大きさにより変化するが、粘性土の場合  $K = 0.3 \sim 1.0 \times 10^6$  kgf/m<sup>3</sup>、砂質土の場合  $K = 0.2 \sim 0.8 \times 10^6$  kgf/m<sup>3</sup> の範囲にある。

## 5. 結 語

既往文献からの架空配電設備の震害事例調査の結果、被害地震、被害地域、設備のうち被害の多発している部分、被害件数および被害の原因などが明らかとなり、耐震検討上の課題が確定できた。

すなわち、支持物の被害は傾斜が多く、その原因は、軟弱地盤地域での支持力不足、地盤の移動や液状化によるものなどである。支持物の折損は角度柱、分岐柱、引留柱などに多く、その原因は地際部の固定条件、架線や支線の張力の影響が大きいことなどである。また、変圧器の被害は落下、傾斜が多く、その原因は、支持物の倒壊、傾斜によるものが多いことなどである。

また、水平繰り返し載荷実験により、支持物の種類、支持地盤条件、根入れ長および地際条件が支持物の変形特性に及ぼす影響を定量的に把握できた。

すなわち、今回の実験結果によれば、軟質地盤における支持物の変位量は、粘性土と砂質土のいずれにおいても、荷重が小さい範囲(300 kgf程度)までは差はないが、それ以上の荷重になると、砂質土地盤では、支持物が大きな変位量となること、アスファルト舗装や根入れ長を深くすることは支持条件の改善効果に大きく寄与することなどである。また、水平荷重と地際水平変位の関係は、支持物の径、根入れ長も考慮して電気協会式で算定できることがわかった。

さらに、軟質地盤では支持物の回転中心位置は根入れ深さの1/2~2/3程度であること、ばね特性としての作

用曲げモーメントと傾斜角の関係は、Ramberg-Osgood型復元力特性に似ていること、装柱していない支持物の固有周期は、0.6~1.1秒程度であり、減衰定数は3~7%程度であることなどが把握できた。

この結果から、配電設備の耐震性の検討に必要な基本的な条件を整備し、今後の研究につなげたい。

### 参 考 文 献

- 1) メキシコ中央電灯会社：地震後のメキシコ・シティにおける電力復旧。
- 2) 十勝沖地震調査委員会：十勝沖地震調査報告書(1952年3月4日), 1954年。
- 3) 北海道電力技術研究所, 営業部配電課：配電設備の耐震性に関する研究, 昭和59年3月。
- 4) 土木学会：新潟地震震害調査報告。
- 5) 東地域電源調整会議技術小委員会：配電設備の地震対策について, 昭和49年3月。
- 6) 東京電力沼津支店配電課：伊豆半島沖地震による配電設備の被害状況について, 昭和49年6月。
- 7) 日本建築学会：1978年宮城県沖地震災害調査報告, 昭和53年12月。
- 8) 自然災害科学総合研究班：1983年日本海中部地震による災害の総合調査, 文部省科学研究費(No.58022002)自然災害特別研究, 突発災害特別研究成果, 昭和53年3月。
- 9) 土質工学会編：土質工学会基準 杭の水平載荷試験方法・同解説。
- 10) 日本電気協会電気技術基準調査委員会編：配電規定(低圧および高圧)。

(1990.10.24・受付)