

鋼管矢板土留めを本体利用した半地下構造の隅角部載荷実験

鋼管杭協会 正員 ○西山貴大

同 左 正員 上條崇

鋼管杭協会 正員 西海健二

大阪大学大学院 正員 西村宣男

1. まえがき 掘割道路など半地下構造の建設において、仮設時土留めとして鋼管矢板を用い、これを掘割構造の側壁として本体利用することで、工期短縮と工費削減が図られる。このような構造として、側壁を鋼管矢板と鉄筋コンクリートとの合成壁とし、RC または SRC の頂版と結合した構造が検討されている¹⁾。これに対して、側壁を鋼管単独とすることも考えられ(図1)より経済性を高めることができる。但し、この場合には、RC 頂/底版と鋼管側壁との結合部である隅角部(図2)が構造上の弱点にならないことを確認しておく必要がある。また、径厚比の大きな鋼管矢板を用いる場合には鋼管内にコンクリートなどの中詰材を充填して鋼管の局部変形を防止する必要があると考えられるが、径厚比と中詰材の要否の関係は明らかでない。以上の課題を検討するために、図2の隅角部を対象に載荷実験を実施したので、結果を報告する。

2. 実験方法 供試体は隅角域を部分的に取り出したモデルとし、試設計された隅角部を1/2に縮尺して供試体の外形寸法ならびにRC頂版の鉄筋量を決定した。奥行きは鋼管1本分とした。RC頂版から鋼管側壁の荷重伝達は、曲げモーメントはスタッド鉄筋が伝達し、頂版端部のせん断力は孔あき鋼板リブ(PBL)が伝達すると考えて部材寸法を決定している。供試体は鋼管径厚比と鋼管内充填コンクリートの有無をパラメータに3体制作し、地震時を想定した漸増繰返し載荷を行った。実験ケースを表1に、載荷方法を図3示す。

3. 実験結果

(1) 耐力性状 実験結果を表2に、各供試体の荷重 - 変位関係を図4に示す。3ケースとも、最終破壊形態は頂版のハッチ始点付近に塑性ヒンジが形成されるモードとなり、粘りのある耐力性状を示した。CASE1では、頂版主鉄筋が降伏した後、鋼管が塑性化し、最終的には最大耐力到達後に鋼管に局部変形が生じた(写真1)。CASE2では、鋼管の一部がわずかに塑性化した(図3の鋼管断面付近)がほぼ弾性範囲内であった。CASE3では実験を通して鋼管は弾性範囲内に留まっていた。いずれの供試体とも、定着鉄筋の抜け出しや、接合面のずれなどの破壊モードは確認されておらず、頂版 - 側壁接合面の荷重伝達には問題が無かったことが確認できた。

図4、表2から明らかのように、初期剛性に関しては、CASE1は他の2ケースとは異なり、初期剛性が計算値よりも若干小さくなっていたが、これは、隅角域の鋼管が断面変形したことにより剛性が低下したためである。

以上のことから、本実験においては CASE2 の鋼管径

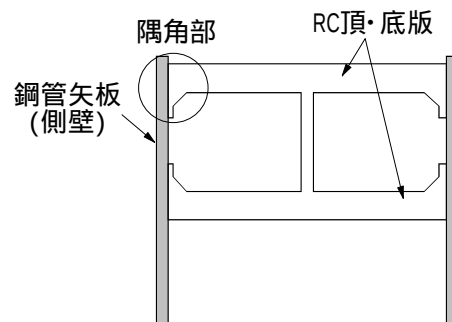


図1 鋼管矢板本体利用掘割構造

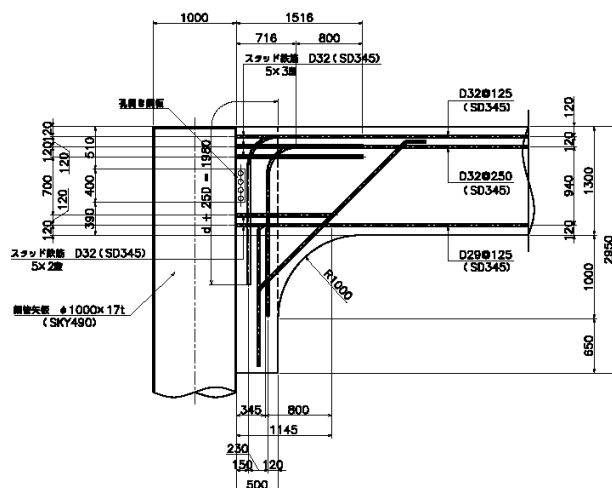


図2 隅角部構造

表1 実験ケース

CASE	側壁部(鋼管)				頂版部(RC)
	鋼管 D×t (mm)	径厚比 D/t	径厚比パラメータ R_t	充填コンクリート有無	
1	φ508×t9.5 (STK400)	53.5	0.081	なし	断面外寸; 590×650mm 上側主筋; 9-D19@100mm 下側主筋; 5-D19@100mm
2	φ508×t12.7 (STK400)	40.0	0.073	なし	
3	φ508×t9.5 (STK400)	53.5	0.081	有	

キーワード：半地下構造，掘割構造，隅角部，鋼管矢板，混合構造

連絡先：〒103-0025 東京都中央区日本橋茅場町3-2-10 TEL:03-3669-2437 FAX:03-3669-1685

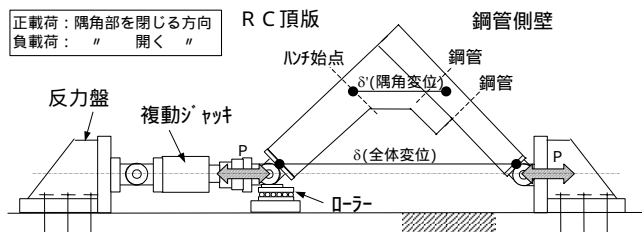
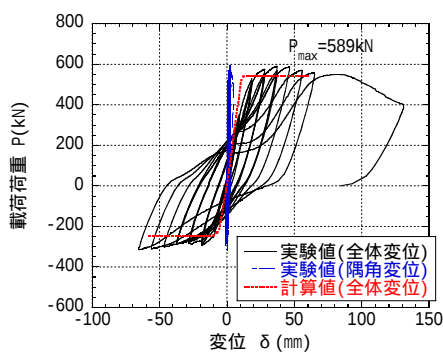


図3 荷重方法

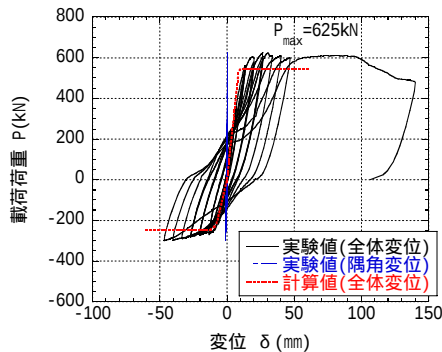
表2 実験結果(正載荷)

ケース	頂版降伏時剛性 P_v/δ_v (kN/mm)			最大耐力(頂版終局) P_{max} (kN)		
	実験値	計算値	実験/計算	実験値	計算値	実験/計算
CASE1	37.9	49.3	0.77	589	543	1.08
CASE2	52.6	61.6	0.86	625		1.15
CASE3	75.4	64.0	1.18	611		1.12

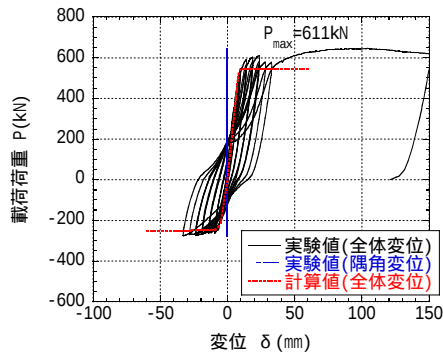
計算値：隅角部に剛域を考慮した弾塑性骨組解析



a) CASE1



b) CASE2



c) CASE3

図4 荷重 - 変位関係

厚比($D/t=40$)以下では鋼管側の剛性、耐力が十分で、中詰材は不要であったと考えられる。

(2) 中詰材の要否判定方法 掘削道路の頂版や鋼管の外形寸法ならびに両者の耐力比は、実験で想定したものと必ずしも同じにはならないので、中詰材の要否を判断する方法として、図5の簡易モデルを考えた。このモデルでは、写真1に示した鋼管の局部変形に対する安全性を検討するために、コンクリートから鋼管へ作用する支圧力を集中力(図中C)と考えて計算する。一方、支圧力に対する鋼管の耐力は、円形鋼管とガセットプレートとの継手の強度式²⁾を参考に式(1)で計算する。

$$C_u = 9.47\gamma^{0.2} \cdot t^2 \cdot F' \quad (1)$$

ここに、 $\gamma = D/(2t)$ 、 F' ：鋼管の降伏点(製造方法により区別)

今回の実験では、いずれの供試体とも図3のRC頂版ハンチ始点断面付近に塑性ヒンジが形成されていたので、頂版終局時に鋼管に作用する支圧力を図5で算定し式(1)と比べた。供試体の形状について計算した結果を図6に示す。検証できるデータは2体と少ないが、上記の計算方法で今回の実験の傾向が説明できる。

4. まとめ

図2に示した鋼管単独壁とRC頂版の結合構造で、剛結構造としての剛性と強度が確保できる。

鋼管の径厚比が大きいと隅角部に作用する曲げモーメントに対して鋼管の断面変形や局部変形が生じるため、補剛のための中詰材が必要になる。この要否は、鋼管の局部耐力をもとに判定できる。

参考文献 1) 黒田, 緒方, 武, 平田, 西村: 鋼管・コンクリート合成壁隅角部の耐力評価, 鋼構造年次論文報告集, Vol.10, pp.567-574, 2002年 2) 日本建築学会: 鋼管構造設計施工指針・同解説, 1990



写真1 CASE1 鋼管の局部変形(図3の鋼管断面付近)

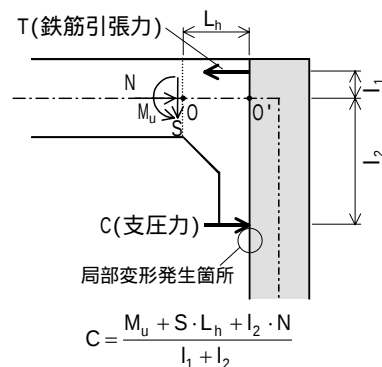


図5 支圧力の算定方法

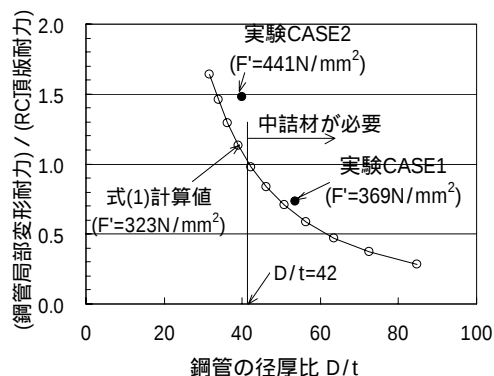


図6 中詰材要否判定