

掘割構造物の隅角部補強鉄筋に関する実験的研究

山崎幹夫¹・山岸将人²・本間英貴²

¹正会員 日本道路公団東京建設局千葉工事事務所（〒261-0014 千葉県千葉市美浜区若葉2-9-3）

²正会員 日本道路公団東京建設局千葉工事事務所技術第二課（〒261-0014 千葉県千葉市美浜区若葉2-9-3）

近年、土地取得や生活環境保全の問題から、地中空間を活用した構造物が注目されている。しかし、地下構造物は、地震時に強制的に変形を受け、構造物全体に大きなせん断力を受ける傾向にある。そこで、既往の知見があまり無い半地下構造物の隅角部補強方法について、1/4寸法供試体を用いた載荷実験を行い、合理的な隅角部補強方法と隅角部に隣接する側壁の変形性能について検討した。実験結果より、有効なせん断補強鉄筋量の算出方法を導き出し補強鉄筋量を低減することができた。また、側壁の変形性能についても、耐震性能上、十分満足できる層間変形角を確認できた。

キーワード：掘割構造, 隅角部, 載荷実験, せん断補強鉄筋, 層間変形角

1. はじめに

近年、都市内道路においては、土地取得や環境保全の問題から、地下空間を活用した図-1に示す、掘割構造の道路が実用化されてきている。

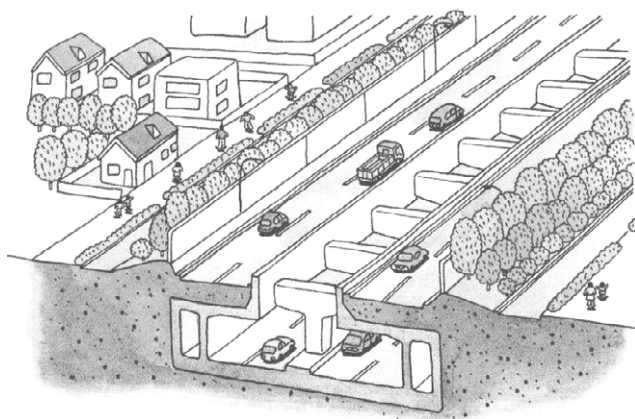


図-1 掘割構造道路イメージ

一般的に、地下空間は地震に有利と云われているが、兵庫県南部地震では、地下構造物も大きな被害を受けた。そこで、本検討区間において、図-2に示すように、構造物を非線形梁要素で、地盤を平面ひずみ要素（等価剛性）でモデル化し、地震時の応答解析を行ったところ、構造物底版付近に地盤の硬軟

質境がある場合、強制的に変形することが判明した。横断方向の耐震性の確保において、外周部材では側壁に変形が集中するため、その変形性能について着目する必要があった。これまで、既往の検討では、阪神高速道路公団（以下、阪高と略す）において、地震時を想定した載荷実験が行われている。これによると、隅角部に補強鉄筋を配置しない場合、隅角部に損傷が集中し、変形性能が著しく低下することが実証されている。このため、阪高の実験式より隅角部補強鉄筋を設計したところ、鉄筋量が非常に多くなり、施工上困難な配筋となるという課題が生じた。そこで、本研究では、合理的な隅角部補強（鉄筋量、配筋）方法に対し、模型による載荷実験を行い、隅角部に隣接する側壁の変形性能について確認した。

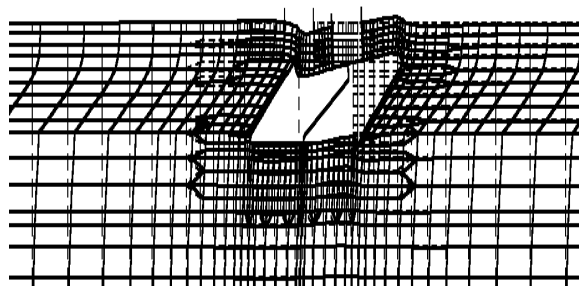


図-2 地震応答解析結果（変形図）

2. 実験概要

(1) 実験供試体

供試体の縮尺は、曲げが卓越する実験であることから、図-3に示す縮尺1/4の供試体で期待する精度が得られるものと判断した。

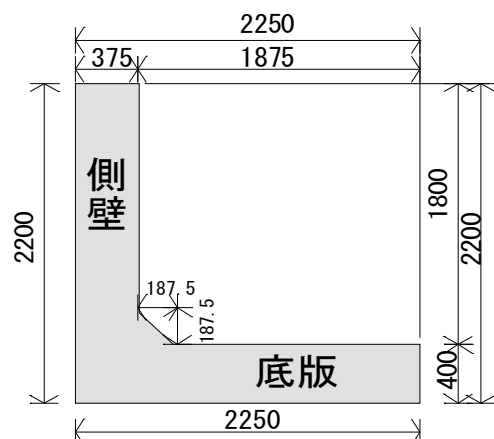


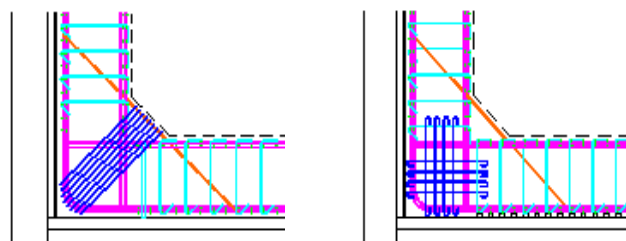
図-3 供試体概要図及び写真

(2) 実験ケース

実験ケースを表-1に示す。主鉄筋は、隅角部補強鉄筋及び側壁の変形性能に対する影響が大きい。しかし、地盤条件により、主鉄筋量が大きく異なることが予想された。主鉄筋量が多くなると隅角部補強鉄筋量も多くなり、側壁の変形性能も厳しくなることから、当該区間において、レベルⅡタイプ2相当の外力を想定して試設計した場合、ほぼ上限値にあたる主鉄筋比2.4%の条件を基本ケースとした。

隅角部補強鉄筋については、阪高実験式より供試体No.1の鉄筋量を算出した。供試体No.1の結果において、隅角部補強鉄筋が殆ど降伏しなかったことから、供試体No.2、No.3の鉄筋量を1/2に低減した。また、隅角部補強鉄筋の配筋方法については、阪高実験においては、ハンチ鉄筋に対し直角方向に配置する方法が有効であると確認されていたが、今回は、土留め壁を裏型枠とし使用した場合、内側からのみの施工であることを想定して、図-4に示す、X-Y方向に配筋する方法を採用した。

ハンチ鉄筋については、基本的に側壁主鉄筋と同径・同間隔とした。ただし、No.2に関しては、ハンチ鉄筋量が隅角部へ及ぼす影響を把握するため、鉄筋量を低減した。



阪高実験での配筋方法

今回検査配筋方法

図-4 隅角部配筋図

表-1 実験ケース一覧表

供試体	主鉄筋 (実構造物)	隅角部補強鉄筋 (実構造物)	ハンチ筋	ケースの概要	着目点
No.1 (基本ケース)	2-D10@31.25mm (2-D38@125mm) 主鉄筋比: 2.4%	D6@31.25mm (D25@125mm)	D10@31.25mm (D38@125mm)	主鉄筋比は試設計で算出された最大鉄筋比。隅角部補強鉄筋は既往の実験式より算出。	基本ケースにおける変形性能の把握
No.2	2-D10@31.25mm (2-D38@125mm) 主鉄筋比: 2.4%	D6@62.5mm (D25@250mm)	D4@31.25mm (D16@125mm)	No.1の結果から隅角部補強鉄筋とハンチ筋を低減	基本ケースから隅角部補強鉄筋量とハンチ筋を低減した場合の変形性能を確認
No.3	2-D10@31.25mm (2-D38@125mm) 主鉄筋比: 2.4%	D6@62.5mm (D25@250mm)	D10@31.25mm (D38@125mm)	No.1の結果から隅角部補強鉄筋を低減	供試体No.2に対しハンチ筋を低減した場合の変形性能を確認

(3) 載荷方法

載荷方法については、隅角部に所定の断面力を作
 用させること及び側壁の変形性能を確認することを
 目的とし、図-5 のように底版を反力床に固定し、油
 圧ジャッキにより側壁に水平荷重を正負交番載荷し
 た。

載荷パターンは、正載荷側（閉じる側）の降伏荷重 δy の整数倍を基本とした。なお、降伏変位は事前に断面耐力から算出された降伏荷重載荷時の変位とした。載荷は荷重が降伏荷重の計算値以下に低下するまで実施し、それ以降は、供試体の状況を考慮して載荷を継続した。

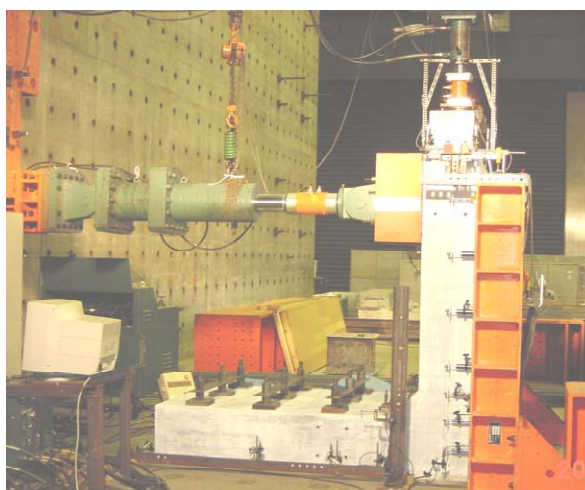
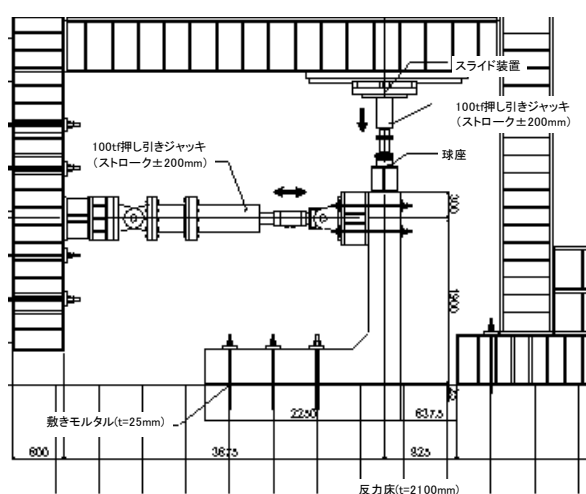


図-5 載荷装置概念図及び写真

3. 実験結果

(1) 供試体No. 1 【基本ケース】の結果

載荷実験から得られた供試体No.1の水平荷重－側壁変形角関係図を図-6に示す。

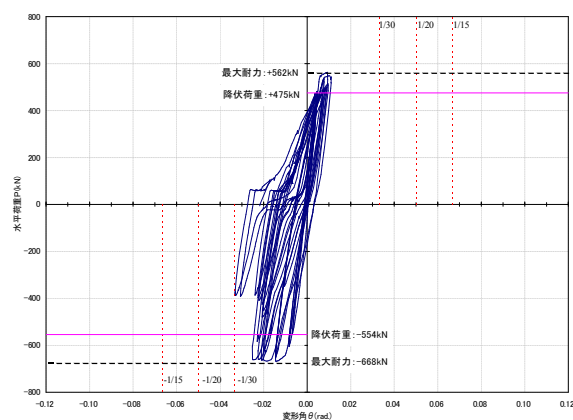
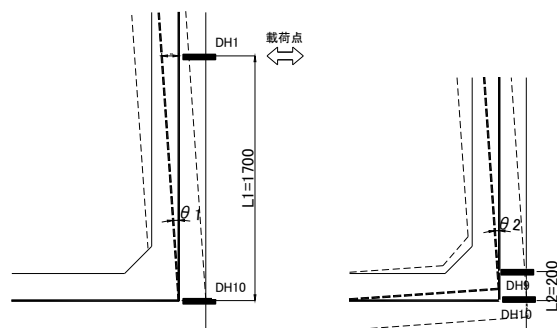


図-6 供試体No.1 水平荷重一側壁変形角関係図

ここで、側壁変形角 θ (rad.) は、図-7に示すように、載荷点水平変位を底版部材芯から載荷点までの距離で除したものととして算定された側壁のみかけの変形角 θ_1 から隅角部回転角 θ_2 を控除して算定した。



■側壁変形角の算定： $\theta = \theta_1 - \theta_2$

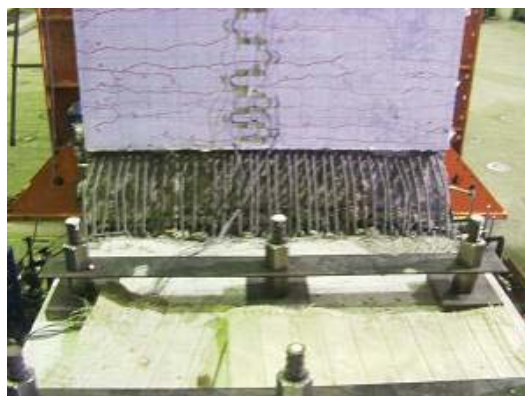
- ・側壁のみかけの変形角： θ_1 (DH1-DH10) /L1
- ・隅角部回転角： $\theta_2 = (\text{DH9-DH10}) /L2$

図-7 側壁変形角概念図

No. 1 では側壁より先に底版部に塑性ヒンジが形成されたため、側壁部の変形性能を確認することができなかったが、隅角部補強筋は、終局状況においても降伏に至らず、補強鉄筋量の低減が可能であることが判った。終局状況写真を図-8に示す。



側面



正面

図-8 供試体No.1 終局状況写真

(2) 供試体No. 2, No. 3 の結果

供試体No. 1 の結果より、供試体No. 2, No. 3 の隅角部補強鉄筋量については、低減して実験を行った。また、ハンチ鉄筋量が隅角部へ及ぼす影響を確認するため、供試体No. 2 はハンチ筋量を低減した。供試体No. 2 の水平荷重－側壁変形角関係図を図-9, 図-10 に、供試体No. 3 の水平荷重－側壁変形角関係図を図-11, 図-12に示す。

供試体No. 2 は、塑性ヒンジが側壁ハンチ上端部に形成され、変形性能についても、当初想定していた層間変形角（タイプⅠ：1/75，タイプⅡ：1/50）に対し、層間変形角1/20～1/15において降伏荷重が確保でき、側壁の変形性能は確認できた。隅角部補強鉄筋については、降伏に至ったが隅角部については外観上大きな損傷は見受けられなかった。供試体No. 3 についても、供試体No. 2 と同様の結果となった。終局状況の写真を図-11に示す。

また、図-13にハンチ鉄筋量の違いによる側壁内側主鉄筋の曲率を示す。各断面の主鉄筋に設置したひずみゲージより曲率を求め、その値を断面毎にプロットした。ハンチ鉄筋量を低減した供試体No. 2 は、断面9（ハンチ下端部）で隅角部剛域内の主鉄筋が降伏曲率（ $\phi_y=0.053$ ）を越えて降伏しているのに対し、ハンチ鉄筋量を低減しなかった供試体No. 3 は、隅角部剛域内の主鉄筋が降伏しなかった。

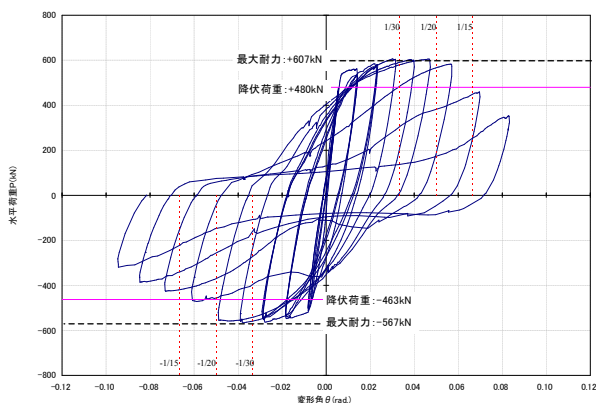


図-9 供試体No.3 水平荷重－側壁変形角関係図



側面



正面

図-10 供試体No.2 終局状況写真

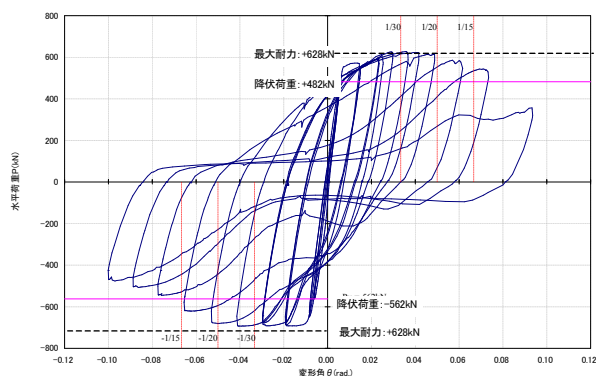


図-11 供試体No.3 水平荷重一側壁変形角関係図

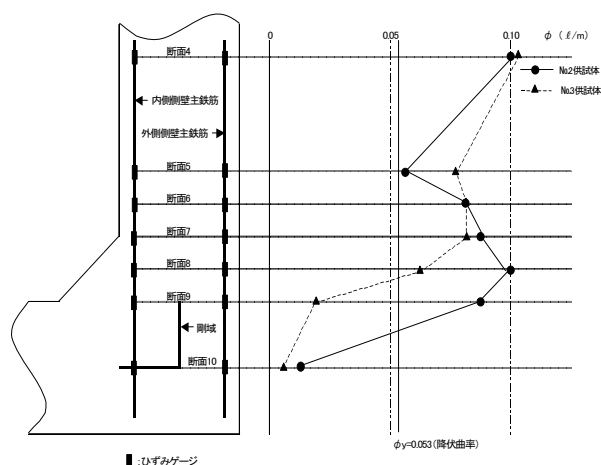


図-13 内側主鉄筋曲率関係図



側面



正面

図-12 供試体No.3 終局状況写真

4. まとめ

隅角部の合理的な補強方法と側壁部の変形性能を確認するために正負交番載荷実験を行った結果、既往の実験式より算出された隅角部補強鉄筋量が半分に低減できることが判った。また、ハンチ鉄筋については、鉄筋量を低減した場合、隅角部内主鉄筋が塑性化する結果となったことから、ハンチ鉄筋量は低減できなかった。

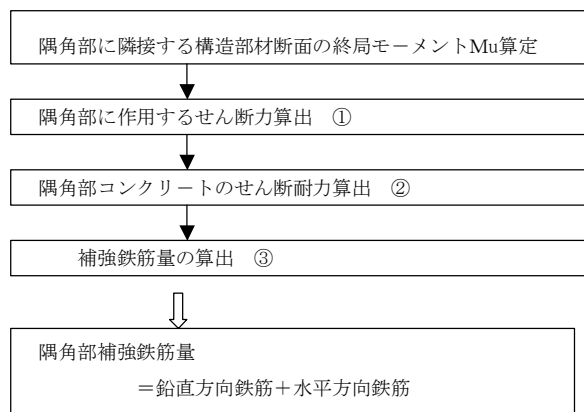
上記結果より、供試体No.3のケース（隅角部補強鉄筋量を低減し、ハンチ鉄筋を低減しなかったケース）が今回行った載荷実験の中で最も合理的な補強方法であり、側壁の変形性能についても、当初想定していた層間変形角（タイプⅠ：1/75，タイプⅡ：1/50）に対し、1/20～1/35程度の大きな変形性能を確認することができた。

隅角部については、今回の実験で確認した補強方法（隅角部補強鉄筋の鉄筋量とX-Y方向への配筋方法）により、隅角部付近での破壊形態は曲げ破壊先行型であることが確認された。また、そのときの耐力と塑性変形後のエネルギー吸収性能に関するデータも得られ、供試体No.3のケースの考え方に沿って設計すれば、大幅に施工が改善できる、という結論を得た。

5. 今後の展開

今回の実験結果について，各方面から提案されている設計手法と比較検討した結果，隅角部に働く終局曲げモーメントから，隅角部に働くせん断応力を算出し，そのせん断応力より，隅角部のコンクリート耐力と補強鉄筋のせん断耐力が上回るように補強鉄筋量を算出する，図-14 に示す，せん断モデルによる計算方法が比較的实验結果を再現できていた。

今後は，実設計に適用させていくため，せん断モデルによる設計手法を確立し，合理的な設計によるコスト削減や品質向上を図っていきたい。



① 隅角部作用せん断力は，次式で求める。

水平方向に作用する隅角部せん断力

$$P_{sh} = M_{su} / a$$

鉛直方向に作用する隅角部せん断力

$$P_{sv} = M_{tu} / b$$

※ここに， M_{su} ；側壁基部断面の終局曲げモーメント

a ；底版上下面主鉄筋の間隔

M_{tu} ；底版断面の終局曲げモーメント

b ；側壁内外主鉄筋の間隔

② 隅角部のせん断耐力は“コンクリート標準示方書（2002年制定）[構造性能照査編]土木学会“12.1.7で算出する。

③ 隅角部補強鉄筋量は以下の関係になるように求める。

隅角部コンクリートのせん断耐力

＋隅角部補強鉄筋のせん断耐力 > 隅角部作用せん断力

図-14 せん断モデルによる隅角部鉄筋設計手順