

◆ 特集：動的実験施設を活用した研究開発 ◆

掘割スリット構造の中柱に関する大型交番载荷実験

山口高弘* 山下知之** 古川 敦*** 大越靖広****

1. はじめに

近年、都市部においては、土地の取得問題や生活環境の保全問題から地中空間の活用が注目されており、自動車専用道路においても掘割スリット構造で計画される場合がある。この掘割スリット構造は、常時の頂版上载荷重をスリットに構築されたストラットを通して中柱に伝達し、支持する構造である。したがって、掘割構造の耐震設計は、中柱の変形性能に着目する必要があるが、中柱とストラットとの接合が3次元的に複雑な構造となっていることに加え、高軸力下における大変形時の部材耐力については、研究事例が乏しく、その地震時挙動には不明な点が多く残されているのが実状である。

一方、当該構造の標準断面で試設計を行った結果、地盤条件により中柱の層間変形角が、応答震度法で1/20、動的解析で1/23となり、研究事例と比較しても厳しい条件下にあることが判明した。そこで、掘割構造の耐震設計で設定すべき高軸力下での中柱の許容層間変形角と適切な中柱の配筋方法を確認することを目的として、高軸力下で終局状態までの大変形を伴う大型载荷実験を実施することとした。

なお、本実験は、日本道路公団東京建設局が「掘割構造耐震実験」として社団法人日本土木工業協会に委託したものであり、熊谷組技術研究所振動実験棟で実験を行ったものである。

2. 実験概要

2.1 供試体および実験ケース

図-1に掘割スリット構造の対象断面を示す。中柱は幅1m、奥行き2.5m、高さ7.6mで、5m間隔で配置される。実験に用いる中柱の供試体は、実物大とすることが理想であるが、実験設備に関する制約条件等を考慮し、性能実験として実構造と同一の挙動が期待できる1/2縮尺とした。また、中柱は地震時に

においてストラットと床版がほぼ水平状態を保ったまま水平方向にせん断される。したがって、中柱のモーメント分布はほぼ直線で、柱高さの約半分の位置から上下2つの片持ち梁に分けて考えることが可能であることから、中柱を頂部と基部に分離し、ハーフモデルを用いた载荷実験を行うこととした。

本実験では3ケースの载荷を行った。No.1供試体は基本ケース、No.2供試体は軸力を1.5倍にしたケース、No.3供試体は中間拘束筋のフックを片側直角、片側鋭角にしたケースである。表-1に供試体の特徴および実験ケースを示す。

2.2 载荷装置

2.2.1 要求性能と特徴

本载荷実験の実施には、①高軸力、②大変形、③負の復元力下での载荷の3条件を実現させる载荷装置が不可欠である。

ここで、軸力 P 作用下で水平変位 δ を伴い水平荷重 S_1 で载荷を行うと、中柱には転倒モーメント $M_t = P\delta$ が発生するため、柱の高さを H と

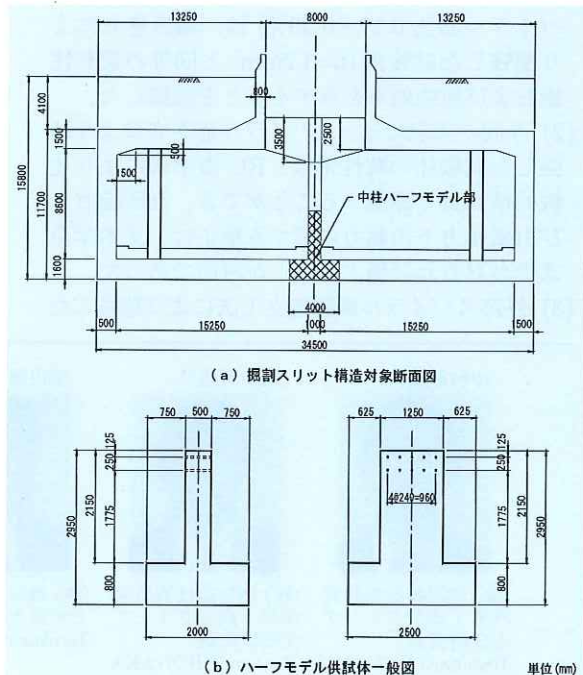


図-1 掘割構造対象断面および供試体一般図

The Large-Scale Cyclic Loading Tests for RC Center Pillar of Depressed Structure

表-1 供試体の特徴および実験ケース

供試体 No.	No.1 供試体	No.2 供試体	No.3 供試体
概 要	主鉄筋は試設計で想定している鉄筋で、せん断補強筋を増やし、拘束効果を高めたケース	No.1 供試体と同じ配筋とし、軸力を 1.5 倍としたケース。載荷実験完了後、軸力を 5,000kN まで増加させ、コア部の応力－ひずみ特性を把握	施工性を考慮し、No.1 供試体と鉄筋量、軸力は同じとし、中間拘束筋のフック形状を片側直角、片側鋭角としたケース
着目点	基本ケースにおける基本性能を把握	軸力が大きい場合の変形性能を把握	中間拘束筋のフック形状が変形性能に及ぼす影響を把握
σ_{ck} 注1)	30N/mm ²		
主鉄筋 注2)	D16@60/SD345、主鉄筋比 1.5% (D32@125/SD345)		
横拘束筋 注2)	D10@50/SD345、 $\rho_s = 0.018$ (2D22@125SD345)		中間拘束筋のフック形状を片側鋭角、片側直角に変更
	中間拘束筋のフック形状は両端とも鋭角		
平均軸力 注3)	2,500kN/4N/mm ²	3,750kN/6N/mm ² (5,000kN/8N/mm ²)	2,500kN/4N/mm ² (5,000kN/8N/mm ²)

注1)：コンクリート設計基準強度，注2)：() 内は実構造物の値を示す。

注3)：() 内は載荷実験終了後（負の復元力となった後）、中立軸において載荷した軸力を示す。

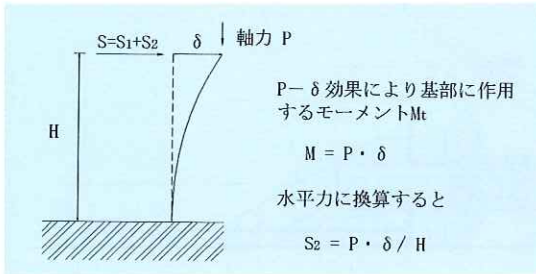


図-2 P-δ 効果概念図

すると、仮想水平荷重 $S_2 = P\delta/H$ として作用していると見なすことができる。中柱部材の水平荷重 $S (= S_1 + S_2)$ と水平変位 δ に関する復元力特性を考えた場合、水平変位増大とともに転倒モーメントに起因する仮想水平荷重 S_2 は線形的に増大するため、高軸力で水平変位が増大した大変形時には仮想水平荷重 S_2 が水平荷重 S を上まわることになる。すなわち、水平荷重 $S_1 < 0$ となり、負の復元力となる。

一般に交番載荷実験では、床版を固定して柱を鉛直に支持し、柱頭部で一定軸力を油圧ジャッキにより載荷しながら、アクチュエータにより強制変位させる方法が採用される。しかしながら、本載荷実験では、前述のように負の復元力が生じるまで載荷することから、ストロークが大きな状態で柱の転倒を抑制するため引張りながらストロークをさらに増やさなければならない。また、高軸力であることから、実験作業の安全面にも配慮しなければならない。このような機能を有する汎用型の載荷装置は現存しないため、本載荷実験用に専用の載荷装置を製作し、実験を行うこととした。

本実験の載荷装置の要求性能を表-2 に示す。表中の最大荷重は、設計検討より与えられた条件で

表-2 載荷装置の要求性能

	水平荷重載荷	軸力載荷
制御方式	変位制御 (要低速載荷)	荷重制御 (一定荷重)
最大荷重	800kN (1,000kN)	2,500kN (5,000kN) 注4)
最大変位	±400mm (±800mm)	±60mm (±100mm)

注4)：最大軸力は、No.1 供試体では 2,500kN であったが、No.1 の実験結果から No.2、No.3 供試体では 5,000kN とした。

あり、括弧内は装置として必要な能力を示す。一方、最大変位は、実験における層間変形角を 1/5 と設定した場合の数値であり、括弧内の数値は装置として必要なストロークを示している。

製作した載荷装置は以下の特徴を有する。

- (1) 3 本のスクリージャッキを用いた水平載荷機構により、最大ストローク ±800mm、最大水平荷重 1,000kN までの載荷が可能
- (2) 供試体が破壊しても安全を確保できる横置き型
- (3) 大変形時で負の復元力となっても、所定の変形を与えることが可能
- (4) 最大軸力 2,500kN (5,000kN) 注5)、最大鉛直ストローク ±100mm までの鉛直載荷が可能
- (5) 柱の静的交番載荷実験に特化したシンプルな制御機構を採用

2.2.2 載荷装置の改良

No.1 供試体の載荷実験では、当初の目的を達成し、負の復元力に至る約 200mm の大変形の載荷が可能であることが実証された。しかし、実験の最終段階では異常音と振動が発生し、装置の異常が確認された。ここで、No.2 供試体の載荷実

注5) () 内は No.1 供試体載荷後の変更仕様値を示す。

験では、軸力が2倍の5,000kNに増大されることから、仕様変更に伴う装置の改造と上述の懸念材料を取り除く装置の改良を行った。

主な装置の改良内容としては、①軸力・水平荷重支持機構の補強、②載荷用L型フレームの補強、③供試体支持機構の変更等である。特に③については、No.1 供試体では供試体把持装置ならびに軸力伝達部、水平荷重伝達部が、自重を車輪で支持しながらレール上を走行する機構であったが、供試体把持装置ならびに軸力伝達部、水平荷重伝達部を完全に床から切り離すために、これらの自重分をカウンターウエイトによって吊り上げる機構とし、実験精度と安全の向上を図った。これは、復元力が負となる程度の大変形領域では、供試体頂部の動きが必ずしも水平面内に収まっていたとは限らず、水平荷重の一部が車輪を介して実験棟の床に伝達されていた可能性があり、上述の異常音・振動の原因となることが考えられたためである。図-3に改良後の載荷装置の一般図を示す。(本誌グラビア、写真-11 参照)

2.3 載荷パターン

載荷パターンは低サイクル疲労を考慮して、降伏変位 δy の整数倍の載荷ステップで、各ステップ1サイクルの載荷を基本とした。なお降伏変位 δy は引張側主鉄筋が降伏ひずみ (約 2000μ) に達した時点の変位とした。

3. 実験結果

3.1 No.1 供試体 (図-4 (a) 参照)

主鉄筋の降伏変位 δ_y は 14.1mm、降伏荷重は 641kN であった。最大水平荷重は +2 δ_y 時 (29.0 mm) で 696kN となり、-12 δ_y (-186.6mm、層間変形角 1/10) で負の復元力となった。水平荷重は

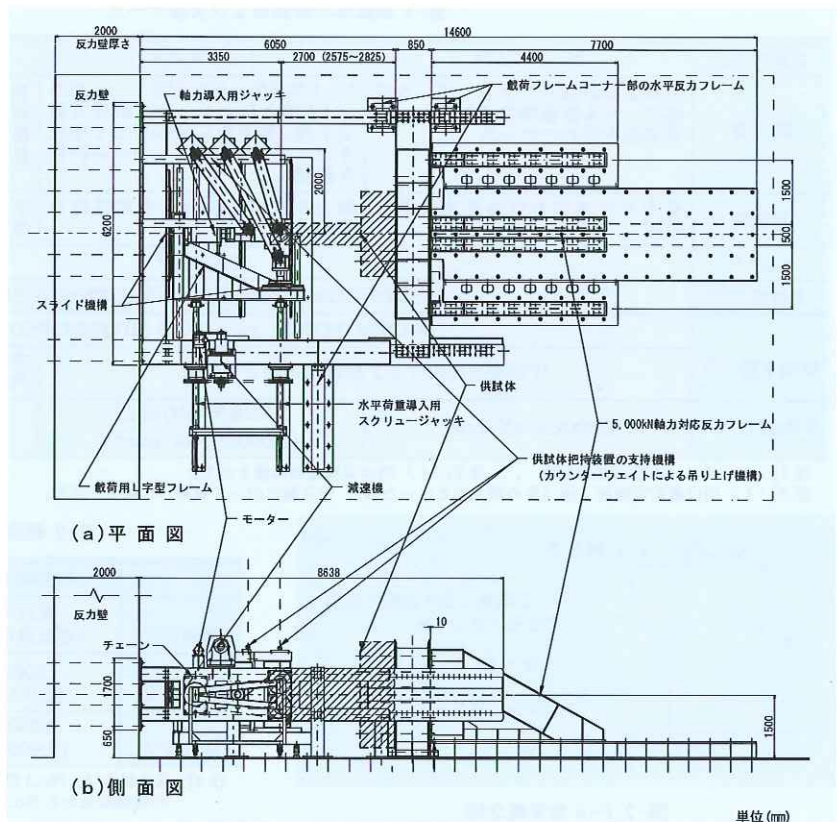
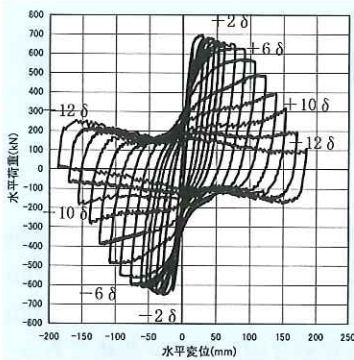


图-3 载荷装置一般图

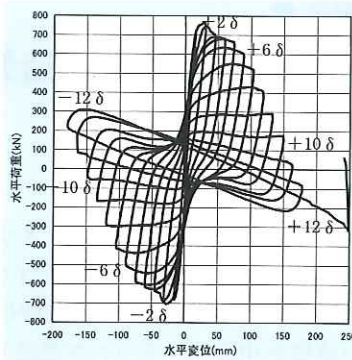
6 δy 以降に大きく低下しはじめ、かぶりコンクリートの剝落等と対応していた。塑性ヒンジの形成範囲は、水平変位および曲率分布より、基部から 30cm 程度の位置であった。主鉄筋は、8 $\delta y \sim 10\delta y$ で破断し始めたと推定されるが、負の復元力が発生した -12 δy 後の中立位置での鉛直変位量は 1.6mm で、2,500kN の軸力は保持できた。これは、塑性ヒンジが形成されたが、損傷領域が限定され、かつ塑性ヒンジ内のコンクリートコアが保たれたためと考えられる。

3.2 No.2 供試体 (図-4 (b) 参照)

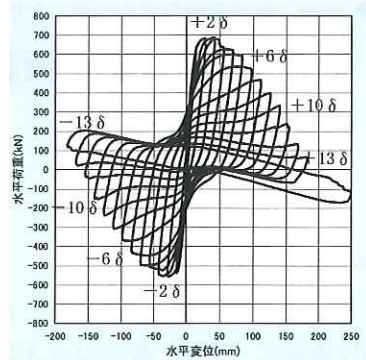
主鉄筋の降伏変位 δy は 14.8mm、降伏荷重は 710kN であり、最大水平荷重は $+2\delta y$ 時 (29.4mm) で 762kN となり、 $-11\delta y$ (-163.4mm 、層間変形角 1/12) で負の復元力となった。水平荷重は No.1 供試体と同様に $6\delta y$ 以降に大きく低下しはじめ、かぶりコンクリートの剥落等と対応していた。塑性ヒンジの形成範囲は水平変位および曲率分布より No.1 供試体と同様に基部から 30cm 程度の位置であった。主鉄筋は、 $10\delta y$ で破断し始めたが、 $12\delta y$ 後の中立位置での鉛直変位量は 3.7mm で、3.750kN の軸力は保持できた。なお、軸力保持が



(a) No.1 供試体



(b) No.2 供試体



(c) No.3 供試体

図-4 水平荷重-水平変位関係

確認されたことから、中立位置で 5,000kN まで軸力を増加させた後、3,750kN の軸力に戻し、水平変位 250mm の単調載荷を実施したが、最終状態まで軸力は保持できた。これは、No.1 供試体と同様の理由によるものと考えられる。

3.3 No.3 供試体 (図-4 (c) 参照)

降伏変位 δ_y は 14.0mm、降伏荷重は 631kN であり、最大水平荷重は $+3\delta_y$ 時 (41.8mm) で 687kN となり、 $-12\delta_y$ (-168.6 mm、層間変形角 1/11) で負の復元力となった。水平荷重は No.1 供試体よりも若干早く $5\delta_y$ 以降に大きく低下し、かぶりコンクリートの剥落等と対応していた。塑性ヒンジの形成範囲は、水平変位および曲率分布より、No.1 供試体と同様に基部から 30cm 程度の位置であった。主鉄筋は、 $11\delta_y$ で破断し始めたが、 $13\delta_y$ 後の中立位置での鉛直変位量は 1.8mm で、2,500kN の軸力は保持できた。なお、軸力保持の確認後、中立位置で 5,000kN まで軸力を増加させ、再度 2,500kN の軸力に戻し、水平変位 250mm の単調載荷を実施したが、最終状態まで軸力は保持できた。

4. おわりに

掘割スリット構造の中柱について、専用の載荷

装置を製作し、高軸力下で終局状態まで載荷実験を実施した。その結果「高軸力下での中柱の終局状態層間変形角」および「適切な中柱の配筋方法の確立」については、次の知見を得た。

(1) 高軸力下での中柱の終局状態層間変形角

層間変形角が 1/10~1/11 で負の復元力となったが、1/7.6 (水平変位量 250mm) の状態でも軸力の保持が確認できた。したがって、層間変形角が 1/10 程度においても、中柱は軸力を十分保持できることが分かった。また、その時の鉛直変位量は最大 8mm (No.2 供試体 5,000kN 載荷時) と小さな値であった。なお、層間変形角が 1/20 ($6\delta_y$) 程度を越えてからの損傷が大きいことも分かった。

(2) 適切な中柱の配筋方法の確立

中間拘束筋の片側が直角フックである No.3 供試体は、No.1 供試体と比較してひび割れや剥落範囲がやや大きいものの、中柱全体の耐力等には明確な差が認められないことから、No.3 供試体の配筋で必要な変形性能は確保できると考えられる。

参考文献

- 1) 安松敏雄, 山下知之, 渡邊仁夫, 渡邊雄二, 山本一敏: 軸力保持に着目した高軸力下の RC 中柱の変形性能に関する実験, 土木学会第 57 回年次学術講演会, V-099, 2002.9

山口高弘*

熊谷組土木技術部土木構造グループ副部長, 工修
Takahiro YAMAGUCHI

山下知之**

日本道路公団東京建設局
千葉工事事務所技術第二課課長, 工修
Tomoyuki YAMASHITA

古川 敦***

熊谷組土木技術部土木構造グループ係長
Atsushi FURUKAWA

大越靖広****

熊谷組技術研究所土木耐震研究グループ研究員, 工修
Yasuhiro OOKOSHI