

1. 平面ひずみ状態と軸対称ひずみ状態における乾燥砂のせん断特性
 2. 壁変位中における土圧特性と裏込め砂のせん断特性の関連

市原 松 平

この研究は壁変位に於ずる土圧変化の実測とともに裏込め砂のせん断特性を調べることによって、動的土圧の解明の基礎がためになる静的土圧の特性を究明しようとしたものである。土圧の計測としては土圧計を用いる方法もあるが、壁に作用する土圧は土圧合力、土圧合力の着力点、壁摩擦角の3要素を合理的に計測できる装置によって求めた。このような合力方式を採用することによって、きわめて安定した正確な計測値がえられ、また壁変位中の土圧3要素を壁変位量とともに連続的に求めることができた。

裏込め砂のせん断特性は平面ひずみ三軸圧縮試験機を試作して調べた。

壁変位中の土圧特性とせん断特性が合力の着力点と体積ひずみの挙動を比較することによって、両特性間に対応関係があることがわかった。すなわち土圧における着力点のもっとも下降したときの土圧状態が、せん断初期にみられる体積がもっとも収縮したときの応力状態に

応し、土圧の塑性平衡状態がせん断の破壊時に対応することが明確になった。これらの詳細は表-1、図-1に示される。この表と図からわかるように、破壊までは土圧とせん断は全く同一経路をたどっていることが明白になった。この図を $K-\phi$ 図面と名づけた。

クーロンの土圧式は本来塑性平衡状態の土圧も与えると考えられる。しかしながら、この一連の実験の結果を $K-\phi$ 図面にあらわすことにより、クーロンの土圧式は破壊までの任意の壁変位の位置で、実測土圧を満足させることがわかった。ただし、壁摩擦角は実測壁摩擦角を使用し、内部摩擦角のかわりに摩擦抵抗角（平面ひずみ三軸圧縮試験で求めたもの）を使用すればよい。

きわめて特筆すべきこととして、土圧における $h/H = \min$ 時の $K-\phi$ は裏込め砂の密度によらないで一定であり、またせん断におけるダイレイタンスー開始時の $\sigma_3/\sigma_1 (=K)$ と、そのときの摩擦抵抗角度も砂の密度によらない。しかも土圧とせん断における両状態の K, ϕ は散乱の範囲内で合致している。しかもに塑性平衡状態(土圧)ならびに破壊(せん断)において発揮される内部摩擦角は砂の密度によって変化している。これらの発見した事実から土圧はダイレイタンスーがしめる部分と、それ以外の部分から構成されることがきわめて明確になった。土圧分布は、壁面に沿う裏込め砂の拘束圧とひずみの分布、ならびにそれに基づくダイレイタンスーによって支配されることがわかった。

土圧は静止土圧状態で水圧分布を示し、壁が変位して塑性平衡状態でも再び水圧分布を示し、両状態間では水圧分布を示さない。上述したようにクーロンの土圧式で与えられる土圧は塑性平衡状態までの実測土圧を満足させるのであるが、いわゆるクーロン土圧と称するものは裏込め砂の塑性平衡状態の土圧にほかならない。

塑性平衡状態(土圧)および破壊(せん断)をすぎると両特性間の対応関係がなくなり、明確な差が生じた。このことからみると、この状態をすぎるとクーロン土圧式では説明できない土圧状態に移行すると考えられる。

土圧とせん断の両特性の大きな差のもう一つとしてあげられるものは、変形問題である。土圧で裏込め砂が塑性平衡状態になるまでの壁変位量は裏込め砂が密なるほうが、ゆるい場合よりも大きい。しかもに、せん断試験における破壊に要する変形量は、ゆるい砂のほうが密なる砂よりも大きい。しかしながら、このせん断において、ダイレイタンスー開始(平面ひずみ三軸圧縮試験による)後、破壊までの変形量は密なる砂のほうがゆるい砂よりも大きいという実験結果が得られた。このような変形問題には、破壊に至るまでの応力経路に関する問題が残されるが、ともかくダイレイタンスーが変形問題にも関係していることがわかった。

表-1 土圧実験と平面ひずみ三軸圧縮試験の各対応状態における K と ϕ

土 圧 実 験	平面ひずみ三軸圧縮試験				
	K	ϕ_{cfr}	$K(=\sigma_3/\sigma_1)$	ϕ_{fr}	変形の状態
静止土圧状態	0.65~0.85	2°40'~12°	0.75	7°	静止土圧状態の ϕ_{cfr} の平均値に等しい ϕ_{fr} が生じている状態
$h/H = \min$ 状態	0.30~0.40	22°~28°20'	0.29~0.34	27°~29°	試料の最大密度状態
塑性平衡状態	0.15~0.23	39°~43°	0.16~0.19	39°~42°30'	破壊
塑性平衡状態を過ぎて土圧3要素が一定になった状態	0.11~0.17	43°~49°	0.29~0.34	27°~29°	残留抵抗を示す状態

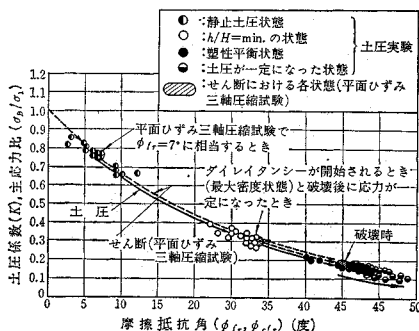


図-1 密なる砂における $K-\phi$ 図

道床部に着目した新軌道の研究

佐藤裕・樋口芳朗

本論文は、道床部に焦点をしばって省力志向の開発研究を実施した結果につき記したものであり、提案された独自の新軌道構造や新しい複合材料を、その特徴としている。まず、軌道構造に関する省力志向の問題点を概観し、これまで実施されてきたことがらを紹介したのち、とくに道床部に焦点をしばり、コンクリートまくらぎの果たしてきた役割について述べた。

まくらぎをコンクリート化すること自体が保線作業の省力に貢献するところは大きかったが、まくらぎそのものの製作にさいしての省力化についても不断的な努力が重ねられてきた。新幹線以前はほとんど全部のまくらぎがプレテンション方式でつくられてきており、長い間2本よりの2.9mm P C鋼線をさびさせるということで付着を確保していたが、さびという自然現象に頼ること自体管理上問題があり省力上も好ましくない点があるので、異形 P C鋼線を用いることによりこの難点を解決するとともに3本よりにするか5mm鋼線を用いることにより取扱い本数を減少させて省力化することに最近ふみきった。また東海道新幹線で大量に採用されたポストテンション方式のほうが大量生産に適しており省力化の点からも有利であることを指摘するとともに、このポストテンション方式の場合もボンドレス化その他の検討によりさらに省力化を徹底させるべきであるとしている。P Cまくらぎが果たした功績は顕著であったが、社会情勢の急激な変化のため保線作業労働力を確保することが、ますます困難となることは明らかであって、一方では機械化保線が強力に進められるとともに、保線を徹底的に省力化する軌道構造への要求がとくに強くなった。今後建設すべき新幹線網においてはとくにしかりである。

省力化を徹底させようとするればバラストを廃止するという方向をとるのが必然であるが、このような軌道の試みはすでに内外に多くの例がある。長大トンネルではとくに保線作業が困難であるから古くから努力が注がれ、種々の経験を経たのち昭和35年には北陸トンネル全長13kmにコンクリートまたは木ブロックを埋め込んだ改良形軌道が実施されている。このようなバラストレス軌道が特殊区間のみに限られ、一般に広く拡張されるに至らなかった理由は、高価であること、施工速度が遅くないこと、基盤の変状(主として沈下)に対して修正ができないこと等の壁が高かったからであると考えられる。古くからの多くの試みが、それだけにとどまったのも同様の理由によっている。

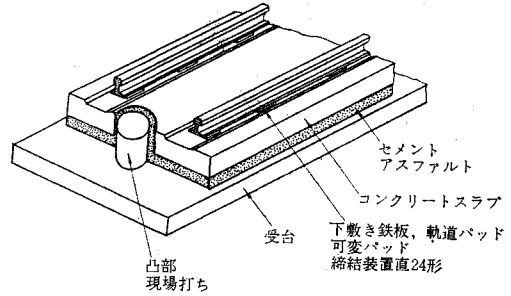


図-1

山陽新幹線ではトンネルや高架区間が2/3以上を占め、今後の新幹線網においても同様のことが予想されることから、まずトンネルや高架橋梁に適用されるもの、ついで路盤上のものを開発するのが適当と判断された。

以上のような事情を背景としてつぎに述べるようなバラストレス軌道(図-1参照)が開発された。すなわち、トンネルや高架橋梁のコンクリート上に約50mm程度の間隔をあけて長さ約5mのコンクリートスラブを配列し、正しい位置に調節したのち間隔きにセメントアスファルトモルタルをてん充して十分な支持力と適当な弾性をもった支持層をつくるものである。基盤コンクリートが沈下したときの修正は、スラブだけをこう上することによって生じた空げきに急硬性のセメントグラウトを注入すればよい。セメントアスファルトモルタルや急硬性セメントグラウトは、新しく開発されたグラウトである。レールはスラブ上に弾性締結されるが、この支持弾性はレール波状摩耗の恐れがなく、また衝撃に対する緩衝性を十分とったものとする。なおスラブに対してレールの上下および左右の調節も可能としているが、このさい新たに開発した可変パッドを用いて十分な精度が得られるようにしている。

スラブ軌道については、その他の形式も含めて全体設計、部品設計および室内実験を行なったのち、津田沼実験所構内に実物模型軌道を敷設した。敷設にあたっては急速施工が可能であるような機器を試作し、これらを用いた施工経過を調べることも重要な研究項目であった。試作された軌道については特別の荷重試験車によって載荷し、各部に生じる変形量を測定して計算値と対比した。続いて貨車の車軸に取り付けた加振機によって連続加振を行ない、動特性や耐久性を検討した。試験結果が良好であったので、営業後に敷設した軌道について、列車荷重による応力などの各種の測定を行なって実用上難点のないことを確かめたが東海道新幹線の試験では、200km/hに至るまでの試験を行なった。このスラブ軌道は、さきに述べた壁を原則として越えたことが判明したので本格的な実用段階にはいりつつある。