

# 歩道設置に伴う既設逆T型擁壁の補強対策について

新垣 政弥、屋良 隆司、島袋 秀人

株式会社 沖縄建設技研（〒901-2126 沖縄県浦添市宮城三丁目7番5-103号）

キーワード：逆T型擁壁、補強対策、既存ストック、安定性評価、グラウンドアンカー

## 1. はじめに

近年の公共事業は、財政難に伴うコスト縮減のため、新規建設よりも既存ストックを有効活用することが重視されてきている。道路事業も同様であり、これまでに整備されてきた道路をより良く改良し、歩行者を含む道路利用者の利便性向上を図ることに重点が置かれている。

ここでは、既存ストックを有効利用した事例として、歩道設置に伴う既設逆T型擁壁の補強対策について報告する。

## 2. 設計概要

車道のみが整備されている道路に、歩道を設置することになった。その設置箇所は、図-1に示した既設擁壁の上部で車道部と接する盛土のり面ののり肩に位置する。また、既設擁壁前面にはマングローブが繁茂しており、その周辺には貴重種のハゼ類が生息していることが確認されている。したがって、生息環境の保全のため、既設擁壁の前面に盛り立てた道路の建設は避けなければならぬ状況にあった。

既設擁壁の構造形式は逆T型擁壁であり、その高さは $H=5.0\text{m}$ 、底版幅は $B=3.4\text{m}$ である。また、既設擁壁背後の土層は、盛土層および砂岩層で構成されており、盛土層はN値 $=7\sim 34$ のレキ質土、基礎地盤はN値 $\geq 50$ の砂岩層が確認されている。

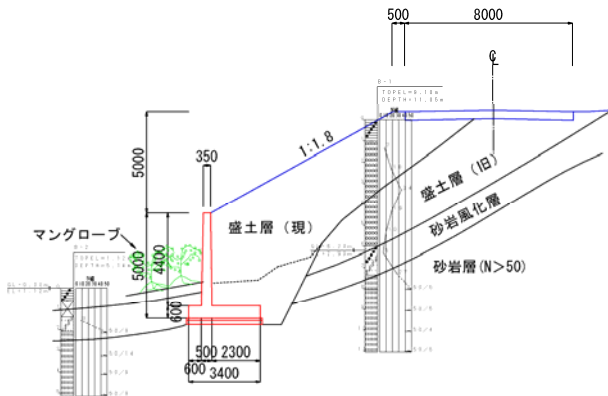


図-1 既設逆T型擁壁の概要

## 3. 既設逆T型擁壁の安定性評価

補強対策の検討に先立ち、既設逆T型擁壁の安定性評価

を実施した。

一般的に、擁壁の破壊形態は図-2に示すような現象が想定され、設計されているが、ここでは、基礎地盤がN値 $\geq 50$ を呈していることから、支持力の検討は割愛している。

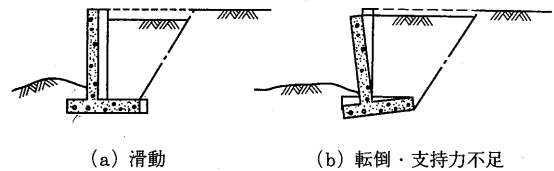


図-2 擁壁の破壊形態

### (1) 当初設計における安定性評価

既設逆T型擁壁の設計は昭和62年度に制定された標準設計(図面番号03-RCT-030)を参考に、表-1に示す設計条件によって行われており、その安定性評価は表-2に示すとおりである。

表-1 当初設計における設計条件

地震時の評価	考慮しない
擁壁高 $H$	5.0m
盛土高 $H_0$	5.0m
高さ比 $H_0/H$	1.00
盛土こう配	1 : 1.5
裏込土の種類 および土質条件	レキ質土 単位体積重量 $\gamma = 20\text{kN/m}^3$ 内部摩擦角 $\phi = 35$ 度

表-2 当初設計における安定性評価の結果

滑動	$F_s = 1.55 > 1.50$	0. K
転倒	$e = 0.24\text{m} < B/6 = 0.57\text{m}$	0. K

なお、滑動に対する計画安全率は1.5以上、転倒に対しては、土圧による水平力、擁壁や裏込材の自重などによる鉛直力など、合力の作用点が底版中央の底版幅1/3以内の範囲になるように、偏心距離 $e$ によって評価されている。

### (2) 既設逆T型擁壁の現状の安定性評価

ボーリング調査の結果、既設擁壁背後の裏込土は、当初設計で設定されていたレキ質土で施工されていることが

確認され、盛土こう配は当初設計より緩こう配の 1 : 1.8 で施工されているものの、内部摩擦角  $\phi$  は 25~37 度 (平均値 31 度) であった。 $\phi$  を平均値で評価すると、滑動の安定性評価において当初設計における計画安全率  $F_s=1.5$  を下回ることが判明した。その際の設計条件を表-3 に、安定性評価の結果を表-4 に示す。

滑動の計画安全率は設計で想定し得なかった外力に対する抵抗性や施工精度に配慮して設定されているものであり、現時点における滑動の安全率  $F_s=1.39$  は、直ちに擁壁を破壊に至らしめるとは考えられない。しかし、経年劣化による既設逆 T 型擁壁の耐久性等に配慮すると、計画安全率は当初設計において設定された  $F_s=1.5$  以上を確保する必要があると考える。

表-3 既設逆 T 型擁壁の現状評価における設計条件

地震時の評価	考慮しない
擁壁高 H	5.0m
盛土高 $H_0$	5.0m
高さ比 $H_0/H$	1.00
盛土こう配	1 : 1.8
裏込土の種類 および土質条件	レキ質土 単位体積重量 $\gamma = 20\text{kN/m}^3$ 内部摩擦角 $\phi = 31$ 度

表-4 既設逆 T 型擁壁の現状における安定性評価の結果

滑動	$F_s=1.39 < 1.50$	N. G
転倒	$e=0.32\text{m} < B/6=0.57\text{m}$	0. K

### (3) 歩道設置に伴う既設逆 T 型擁壁の安定性評価

図-3 に示すように、盛土のり面のこう配は歩道を設置することにより 1 : 1.5 に、たて壁はのり尻を確実に土留めするために 30cm の嵩上げを行う方法を採用した。

また、安定性評価においては、歩道設置 (幅員  $W=2.5\text{m}$ ) による活荷重の増加および盛土荷重の増加を考慮した。

歩道設置に伴って上載荷重は確実に増加することから、「(2) 既設逆 T 型擁壁の現状の安定性評価」と同様に、滑動に対する計画安全率は 1.5 以上、確保する必要があると考える。

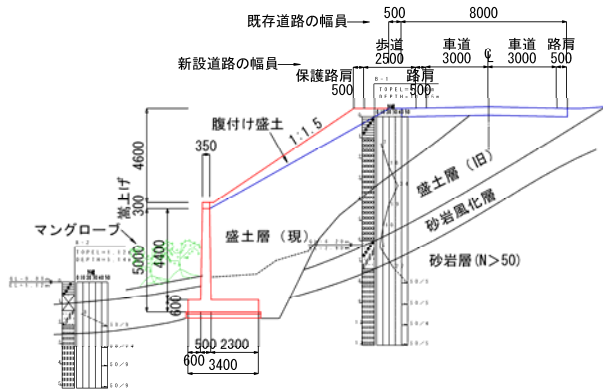


図-3 歩道設置に伴う既設逆 T 型擁壁の概要

その際の設計条件を表-5 に、安定性評価の結果を表-6 に示す。滑動の安定性評価においては「(2) 既設逆 T 型擁壁の現状の安定性評価」と比べて、計画安全率  $F_s=1.5$  をさらに下回ることが判明した。これは歩道設置に伴って上載荷重が増加したためであり、既設逆 T 型擁壁には何らかの補強対策が必要と考える。

表-5 歩道設置に伴う既設逆 T 型擁壁の設計条件

地震時の評価	考慮しない
擁壁高 H	5.3m
盛土高 $H_0$	4.6m
高さ比 $H_0/H$	0.87
盛土こう配	1 : 1.5
裏込土の種類 および土質条件	レキ質土 単位体積重量 $\gamma = 20\text{kN/m}^3$ 内部摩擦角 $\phi = 31$ 度

表-6 歩道設置に伴う既設逆 T 型擁壁の安定性評価の結果

滑動	$F_s=1.29 < 1.50$	N. G
転倒	$e=0.43\text{m} < B/6=0.57\text{m}$	0. K

さらに、たて壁細部の検討においては、鉄筋の引張応力度が許容応力度  $160\text{N/mm}^2$  に対して  $235\text{N/mm}^2$  を示し、鉄筋量不足も生じることが判明した。

図-4 および図-5 に既設逆 T 型擁壁の配筋図を、図-6 に曲げモーメント図 (M 図) を示す。

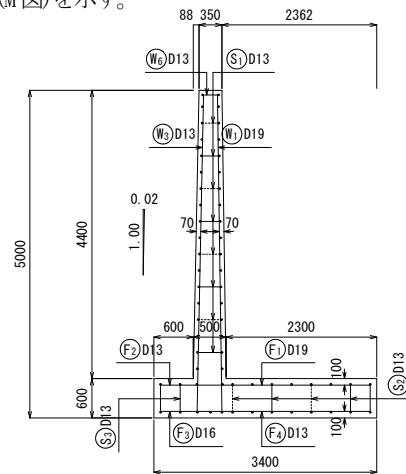


図-4 既設逆 T 型擁壁の配筋図 (断面図)

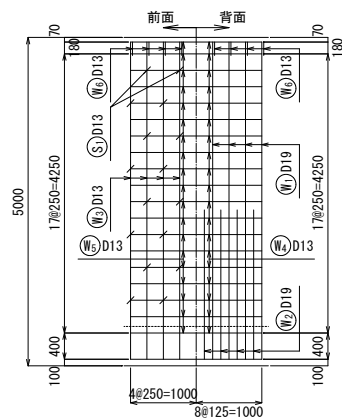


図-5 既設逆 T 型擁壁の配筋図 (たて壁)

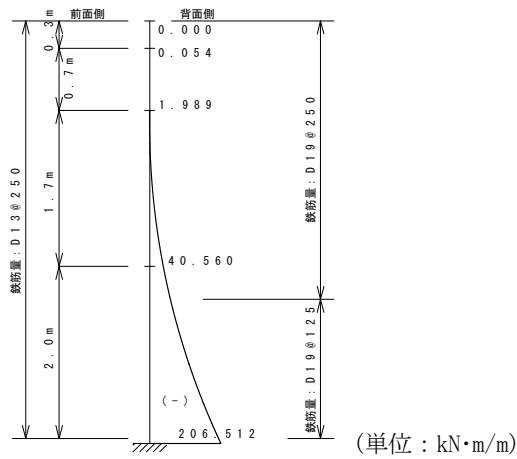


図-6 既設逆 T 型擁壁のたて壁に作用する M 図

#### 4. 既設逆 T 型擁壁の補強対策(基本設計)

既設逆 T 型擁壁の補強対策を検討するにあたって、「既設擁壁を直接的に補強する案」および「既設擁壁に作用する外力の軽減または除荷案」が考えられ、比較検討を行った。比較検討に当っては、既設逆 T 型擁壁の安定性(構造的)確保に加え、自然環境への影響(環境性)、既存道路への影響(施工性)および経済性に着目し総合的に判断した結果、グラウンドアンカーによる補強対策を最適案とした。その概要を表-7に示す。

表-7 既設逆 T 型擁壁の補強対策の比較検討

対策案	構造的	環境性	施工性	経済性	総合評価
アンカーによる補強案	○	○	○	(33万/m)	○
軽量盛土材による外力軽減案	○	○	△	(63万/m) ×	△
二段擁壁による外力除荷案	○	○	×	(57万/m) △	×

図-7にはグラウンドアンカーによる補強対策の概要を示す。

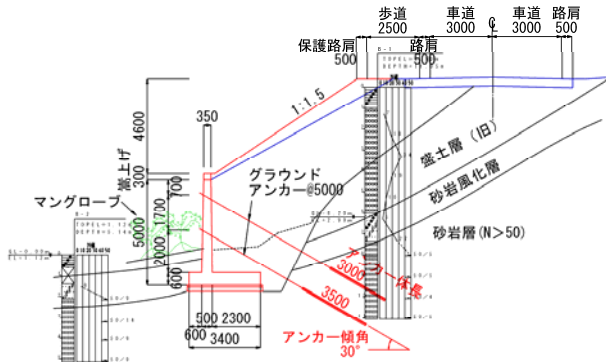


図-7 既設逆 T 型擁壁の補強対策の概要

#### 5. 補強対策の詳細設計

補強対策の基本設計に基づき、アンカーによる補強案について詳細設計を実施した。

一般に、滑動に対する擁壁全体の安定性は、①式により

表される。

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + C_B \cdot B}{\sum H} \dots\dots\dots ①$$

ここに、

- $\sum V$  : 底版下面における全鉛直荷重 (kN/m)
- $\sum H$  : 底版下面における全水平荷重 (kN/m)
- $\mu$  : 擁壁底版と支持地盤の間の摩擦係数
- $C_B$  : 擁壁底版と支持地盤の間の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $B$  : 擁壁の底版幅 (m)

既設逆 T 型擁壁に対するアンカーによる補強効果を考慮して①式を②式に変形し、定量的に評価した。

$$F_s = \frac{(\sum V + P \cdot \sin \theta) \cdot \mu + C_B \cdot B}{\sum H - P \cdot \cos \theta} \dots\dots\dots ②$$

ここに、

- $P$  : アンカーによる補強効果 (kN/m)
- $\theta$  : アンカー傾角 (°)

さらに、詳細設計においてはアンカーの設置段数に応じたたて壁に作用する曲げモーメント M の相違に着目して検討した。通常、たて壁は、底版との結合部を固定端とする「片持ばり」として設計される。そのため、M は擁壁背面側に発生し、当然のことながら鉄筋量も背面側が多く、前面側は背面側よりも低減された鉄筋が配筋される。アンカーにより補強された場合には、たて壁に作用する M は片持ばりの場合と比較して、正負が逆になる場合が想定される。したがって、その構造モデルは「一端固定他単純支持ばり」として設定した。また、施工時におけるアンカー体形成により、たて壁は削孔されることに伴い主鉄筋が切断される可能性があり、鉄筋量不足が懸念される。したがって、鉄筋量が低減するものとして評価した。

#### (1) 補強対策の詳細設計(その1)

補強対策の詳細設計(その1)においては、コスト面を考慮して既設逆 T 型擁壁にアンカーを上段のみに配置した場合について検討した。表-8に既設逆 T 型擁壁(補強対策アンカー1段)の安定性評価の結果および鉄筋の引張応力度を、図-8に既設逆 T 型擁壁(補強対策アンカー1段)のたて壁に作用する曲げモーメント図(M 図)を示す。

表-8 既設逆 T 型擁壁(補強対策アンカー1段)の安定性評価の結果および鉄筋の引張応力度

滑動	$F_s = 1.50$ 以上	O. K
鉄筋の引張応力度①	$\sigma_s = 68 < \sigma_{sa} = 160\text{N/mm}^2$	O. K
鉄筋の引張応力度②	$\sigma_s = 210 > \sigma_{sa} = 160\text{N/mm}^2$	N. G
鉄筋の引張応力度③	$\sigma_s = 13 < \sigma_{sa} = 160\text{N/mm}^2$	O. K

なお、鉄筋の引張応力度①は底版との結合部における引張応力度、同じく③は上段アンカーの位置における引張応力度、同じく②は①および③間で発生する最大Mに対する引張応力度を表す。

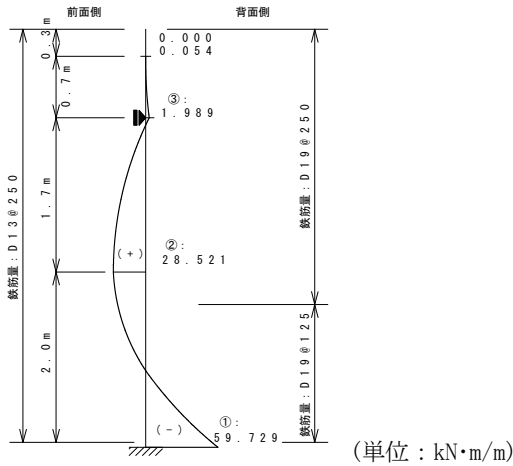


図-8 既設逆T型擁壁(補強対策アンカー1段)のたて壁に作用するM図 (単位: kN・m/m)

①の位置におけるMは、上段にアンカーを配置することにより、補強対策を行わない場合よりも1/4程度に抑えることができ、D19@125mm(=2292mm<sup>2</sup>/m)の鉄筋量で対応することができる。

②の位置においては正のMが発生し、D13@250mm(=506.8mm<sup>2</sup>/m)の鉄筋量では鉄筋量不足が生じ、アンカー1段のみでは構造的に不安定な状態になり、鉄筋の補強が必要となる。

③の位置においては、M値は、補強対策を行わない場合と同様であり、アンカーの削孔工による鉄筋量の低減を考慮して評価しても、D19@500mm(=573mm<sup>2</sup>/m)により対応することができる。

## (2)補強対策の詳細設計(その2)

補強対策の詳細設計(その2)においては、既設逆T型擁壁にアンカーを上下2段に配置した場合について検討した。表-9に既設逆T型擁壁(補強対策アンカー2段)の安定性評価の結果および鉄筋の引張応力度を、図-9に既設逆T型擁壁(補強対策アンカー2段)のたて壁に作用する曲げモーメント図(M図)を示す。

表-9 既設逆T型擁壁(補強対策アンカー2段)の安定性評価の結果および鉄筋の引張応力度

滑動	$F_s = 1.50$ 以上	0. K
鉄筋の引張応力度①	$\sigma_s = 19 < \sigma_{sa} = 160\text{N/mm}^2$	0. K
鉄筋の引張応力度②	$\sigma_s = 59 < \sigma_{sa} = 160\text{N/mm}^2$	0. K
鉄筋の引張応力度③	$\sigma_s = 69 < \sigma_{sa} = 160\text{N/mm}^2$	0. K

なお、鉄筋の引張応力度①は底版との結合部における引張応力度、同じく③は下段アンカーの位置における引張応力度、同じく②は①および③間で発生する最大Mに対する引張応力度を表す。

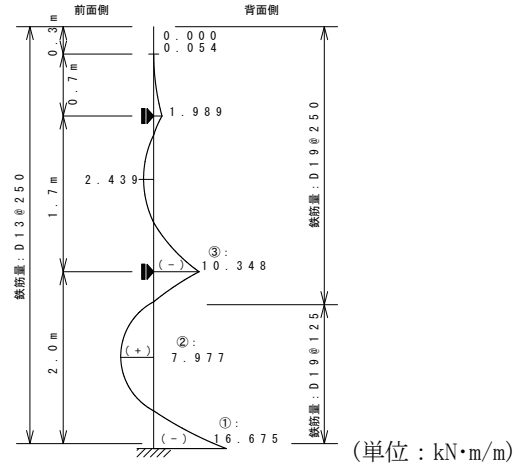


図-9 既設逆T型擁壁(補強対策アンカー2段)のたて壁に作用するM図 (単位: kN・m/m)

①の位置におけるMは、上下2段にアンカーを配置することにより、補強対策を行わない場合よりも1/10以下に抑えることができ、D19@125mm(=2292mm<sup>2</sup>/m)の鉄筋量で対応することができる。

②の位置においては正のMが発生したものの、下段アンカーを配置することにより、補強対策アンカー1段の場合と比べて1/4程度に抑え、D13@250mm(=506.8mm<sup>2</sup>/m)の鉄筋量で対応することができる。これにより、上下2段にアンカーを配置することにより、鉄筋の補強は不要となる。

③の位置においては、補強対策を行わない場合よりもM値は小さいので、アンカーの削孔工による鉄筋量の低減を考慮して評価しても、D19@500mm(=573mm<sup>2</sup>/m)により、対応することができる。

## 6. おわりに

国や地方の厳しい財政制約の下では、新たなニーズに対応した新規投資の縮小は避けられないと思われ、既存ストックを有効に活用することはコスト削減に対して効果的と考えられる。また、今後は、新規建設に対してはライフサイクルコストを考慮したうえで、計画性をもって維持管理・更新していく必要があると考えられる。

## 参考文献

- 1) 社団法人全日本建設技術協会：土木構造物標準設計第2巻 擁壁, 昭和62年7月
- 2) 社団法人日本道路協会：道路土工擁壁工指針, 平成11年3月
- 3) 社団法人地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説(JGS4101・2000).
- 4) JH 日本道路公団：グラウンドアンカー工設計指針, 平成4年11月