

技術情報

台湾集集地震における擁壁・補強土構造物の被害調査

東京大学 内村太郎・古関潤一・龍岡文夫・早野公敏
台湾・国立成功大学 黄 景川

1. はじめに

筆者らは、1999年9月21日に台湾で発生した集集地震に関して、主に擁壁と補強土構造物に注目して、同年11月から12月にかけて計3回の現地調査を実施した(図-1)。その中で、重力式、もたれ式擁壁および補強土擁壁、補強盛土への被害事例について報告する。

2. 重力式・もたれ式擁壁への被害

2.1 149線乙6km山岳道路擁壁(図-1地点26)

斜面に切土・盛土によって山岳道路を建設した箇所、とくに盛土部を抑える重力式、あるいはもたれ式擁壁が、多数崩壊した。図-2は、その中の図-1地点26の崩壊事例、図-3はその推定断面図である。擁壁高さは約7mで、重力式擁壁としては基礎幅が小さい。隣接箇所に残存する壁体の基礎を見ても杭などの基礎処理は確認できず、壁体が勾配50°程度の急斜面に直接置かれて

いるようであった。また、道路の舗装部分に現れたすべり面を観察すると、厚さ50cm近くにわたってアスファルトのオーバーレイを繰り返した跡があり、この盛土あるいは地山自体が、長年にわたって沈下していた可能性があることから、壁体の基礎としての地山も、あまり堅牢なものではなかったと思われる。そのため、基礎の支持力が小さく、地震時の安定性が非常に低かったことが崩壊の一因と考えられる。

一般に、道路の山側斜面の切土部を抑える重力式擁壁も多く建設されていたが、こちらには被害が比較的少なかった。これは、同じ直接基礎であっても、地盤が斜面でなく水平であ

り、もともと深い部分の地山であるため、盛土部の擁壁に比べて高い支持力が確保されていたからだと考えられる。

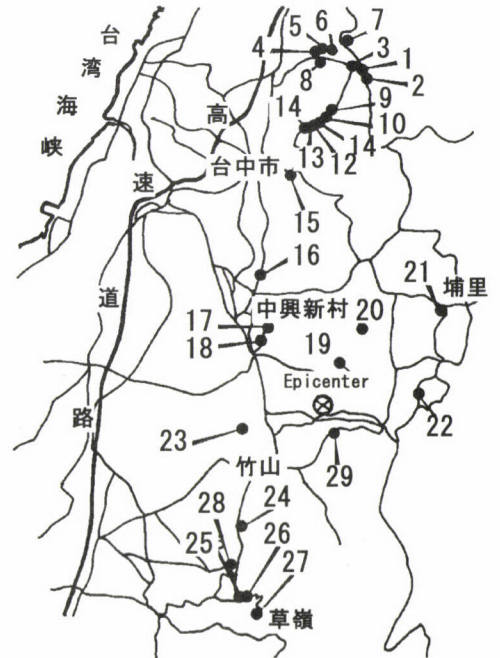


図-1 3回の調査団による調査地点



図-2 149線乙6km山岳道路擁壁の被害状況

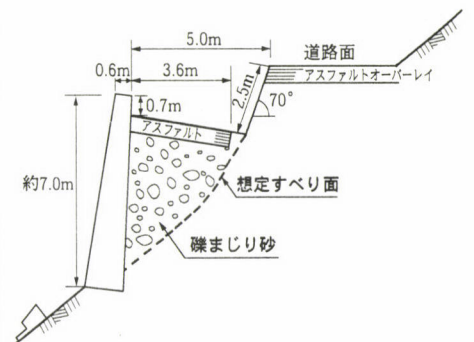


図-3 149線乙6km山岳道路擁壁の推定断面図
(鉄道総研・館山らによる)

また、壁体が打ち継ぎ目で割れた部分もあったが、打ち継ぎ目を補強する鉄筋などは見られなかった。この現場に限らず、無筋の重力式擁壁の打ち継ぎ目での破壊が多く見られ、特に骨材として直径 20cm 程度の玉石が加えられていることや、打ち継ぎ目に水抜きのパイプが並んでいることも、壁体の弱点を作っていたと思われる。

2.2 濁水溪重力式護岸（図-1 地点 2 3）

図-4～6は、濁水溪という河川の護岸として建設されていた重力式護岸の被害事例とその概略の断面図である（図-1 地点 23）。高さ 6.7m 位、底面幅 3.7m、天端幅 0.8m で、背面は鉛直であり、背面盛土の天端は道路（152 号線）になっている。擁壁の一部が、完全に倒壊していた。地盤は河川のシルト（レキ混じり）であり、壁体が残存していた部分の基礎を見ると、その上に直接壁体を置いている。地盤が玉石混じりの地盤であり、基礎杭の施工に工費・工期がかかることから、基礎処理をしなかったことも考えられる。

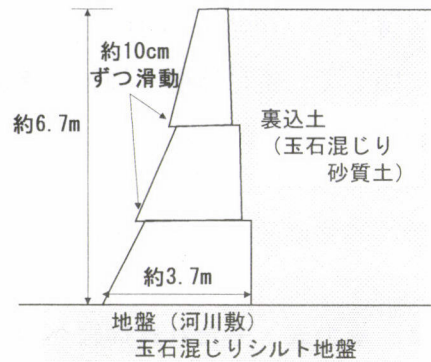


図-4 濁水溪重力式護岸の壁体破壊略図

壁体は無筋コンクリートであり、打ち継ぎ目で割れている（図-4、6）。一番下のブロックはあまり動かず、2段、3段目の部分が押し出された形になっている。背面からの土圧によって、打ち継ぎ目にせん断力がかかり、破壊したことが考えられる。また、ここでも打継面のレイタンス処理は無かった。

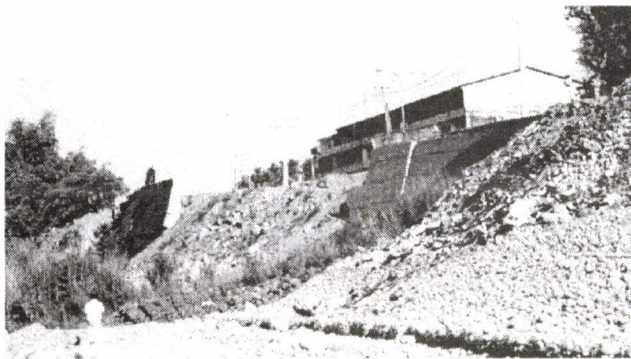


図-5 濁水溪重力式護岸の被害状況

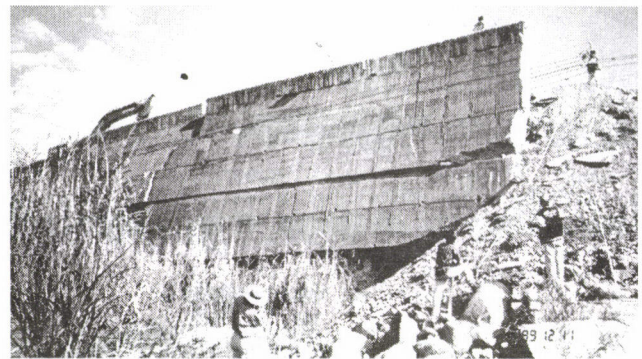


図-6 濁水溪重力式護岸の壁体破壊状況

3. 補強土擁壁への被害

3.1 双連坪橋と東山楽園付近の補強土擁壁（図-1 地点 12, 14）

129 号線沿いの双連坪橋付近では、コンクリート製の小型無筋ブロック（高さ 20cm）を積み上げて壁面工とした補強土擁壁 A（最大高さ 3.1m）が部分的に崩壊した（図-7）。隣接した最大高さ 3.5m の補強土擁壁 B でも同様な被害が生じた。補強材（ジオグリッド）はブロック間に設置されたピンを介してブロックに結合されており、鉛直方向の敷設間隔はいずれも 80cm であった（図-8）。壁面工の全体剛性が不足していたために大きな土圧が作用する下部がはらみ出し、さらに壁面工と補強材の結合強度も全く不足していたために崩壊に至った、と考えられる（図-8）。

なお、擁壁Aでは壁面から約 6m 離れた裏込め土上で 30cm 程度の段差が生じ、擁壁Bでも壁面から約 5.4m 離れた位置に幅 20cm 程度の開口亀裂が生じていたことから、前述した壁面付近での局所的破壊に加えて、壁面から離れた裏込め土中（無補強領域と推定される）にもすべり面が形成されたものと考えられる。前者が後者を誘発した可能性も考えられる。

一方、これらの擁壁からあまり離れていない東山楽園付近にも同じ小型無筋ブロック壁面工を用いた補強土擁壁C（最大高さ 3.1m）があったが、最上部のブロック壁面工が背面の裏込め土の沈下により若干後傾した以外は、



図-7 補強土擁壁Aの崩壊部の状況
(補強材の敷設間隔 80cm)

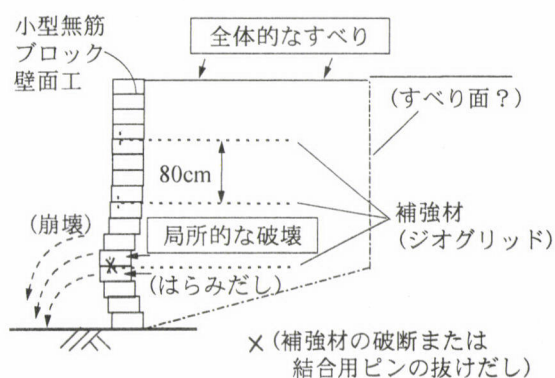


図-8 補強土擁壁A,Bの崩壊状況の模式図



図-9 補強土擁壁Cの状況
(補強材の敷設間隔 60cm)

被害を受けなかった（図-9）。これは、補強材の敷設間隔が 60cm で、擁壁AおよびBよりも密に配置されていたためと考えられる。

3.2 中興新村の公園内の補強土擁壁（図-1の地点17）

3.1と同じ小型無筋ブロック壁面工を用いた最大高さ 2.8m の補強土擁壁が計 3 段あった（図10）が、西側を向いた 2 段めの擁壁の一部が崩壊し、その南側に隣接した区間の下部がはらみ出した。崩壊区間には補強材が敷設されておらず、裏込め土中には仮設土留と思われるレール杭が残置されていた（図-11）。また、ブロック壁面工自体が前後に割れた箇所もあった。一方、はらみ出しが大きかった区間では下から 120cm の高さに補強材があると推測された（補強材の端部を確認）が、ブロック壁面工への結合の有無は確認できなかった。はらみ出しが小さかった区間

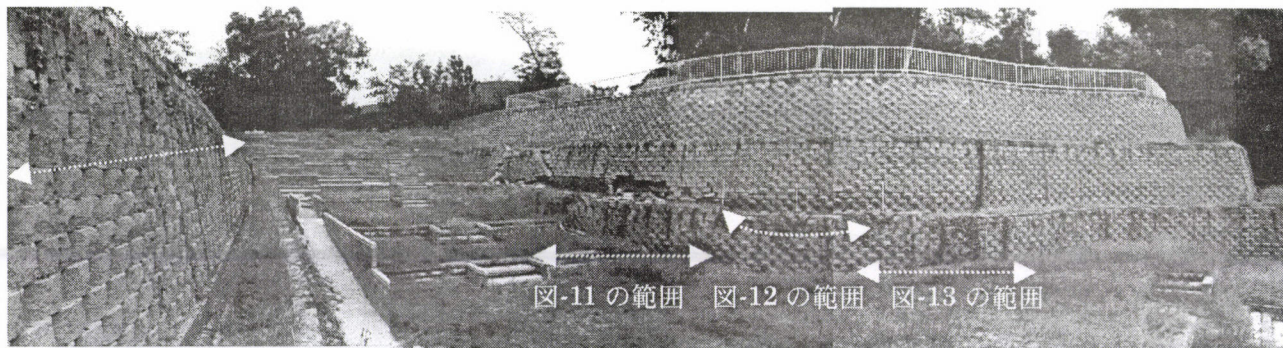


図-10 中興新村の公園内の補強土擁壁の状況（全景）

では、これと同じ高さで補強材とブロック壁面工の結合を確認した（図-12）。この区間では途中から高さ 200cm の位置にも補強材が結合されていた。さらに、高さ 40cm の位置でも補強材の結合が確認された区間が隣接していたが、はらみ出しはほとんどないか、あるいは無被害であった（図-13）。崩壊区間の北側にも無被害区間が隣接しており、補強材は高さ 80cm と 160cm の位置で確認された（この区間の壁高は 240cm）。また、これらの区間の反対側には東側を向いた無被害の補強土擁壁があり、補強材の敷設間隔は 60cm と小さかった（図-10 の左端の擁壁）。すなわち、この地点では被害の程度と補強材の敷設間隔の間に以下のような相関が見られた。

- a) 敷設間隔 60cm：無被害
- b) 敷設間隔 80cm：ほぼ無被害
- c) 敷設間隔 120cm：下部のはらみ出し（ブロック壁面工への結合の有無により被害程度が異なった可能性あり）
- d) 無補強（レール杭あり）：崩壊（部分的にブロック壁面工自体も破壊）

このような敷設間隔との相関は、3.1 で述べた地点における挙動の違い（敷設間隔 60cm は無被害、80cm は部分的に崩壊）と定性的に対応する。

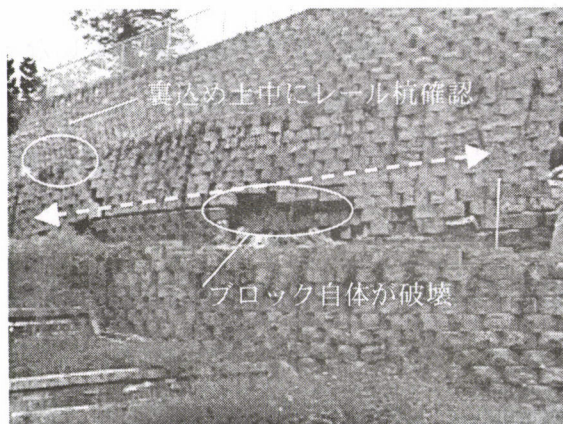


図-11 崩壊区間（補強材なし）

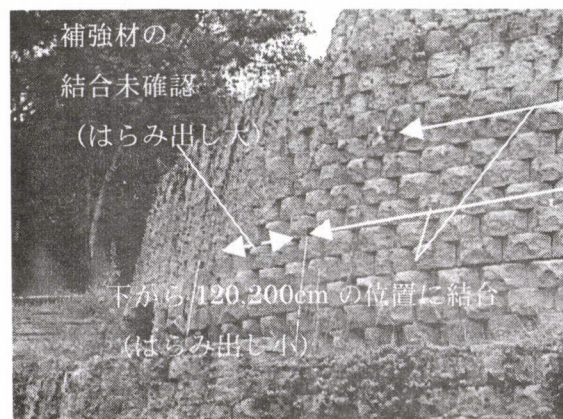


図-12 はらみ出した区間（敷設間隔 120cm）

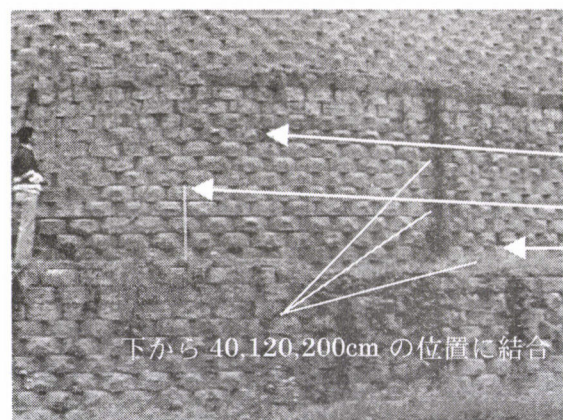


図-13 ほぼ無被害の区間（敷設間隔 80cm）

4. 補強盛土への被害（暨南国際大学の補強盛土；図-1の地点21）

埔里郊外にある暨南国際大学では、切土斜面上の4段の補強盛土（合計高さ40m程度）が広範囲にわたって崩壊した（図-14）。この補強盛土は、10個程度の土のうを積み上げながらジオグリッドで巻き込んで建設されており、補強材の敷設間隔は80~100cm程度であった（図-15）。大きく崩壊した部分では、補強材の巻き込み長さが50cm程度しかない箇所があった（図-16）が、1m程度以上はあったと判断される箇所もあった。また、強度の劣る補強材と接合せずに重ねあわせていた箇所もあった。一方、崩壊部分の端部（無被害部分との境界部）では、調査した全ての箇所において補強材の巻き込み長さは1m以上確保されていた（図-17）。

この大規模崩壊は、以下の2つの要因により生じた可能性が考えられる。

- ・補強材の敷設間隔が大きすぎたために下部の土のうに大きな土圧が作用し、局所的な破壊が生じた。同じ理由により盛土の水平のびひずみを補強材が拘束する効果が低下し、施工時の締固めが不十分であった可能性も考えられる。
- ・補強材の巻き込み長さが不足している箇所では盛土が少し変形しただけで補強材が抜け出してしまい、土のうの変形を補強材が拘束する効果が失われた。その結果として生じた部分的な崩壊が引き金となって、盛土全体が崩壊した。

なお、一部の補強盛土の下にあったのり枠アンカー工では、のり枠との定着部分でアンカーが引き抜ける被害も生じた。

また、最下段の補強盛土の建設中に激しい降雨により上部の切土が崩壊し復旧したという記録があることから、今回の地震では地山と復旧盛土部を主体とした崩壊が先に生じた可能性も考えられる。この点について今後検討する必要がある。



図-14 暨南国際大学の崩壊した補強盛土とのり枠アンカー工

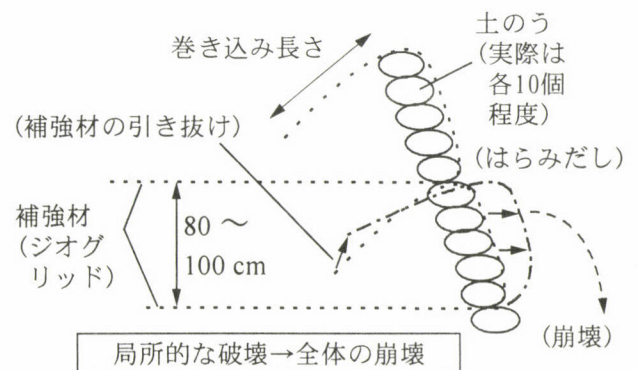


図-15 補強盛土の崩壊状況の模式図

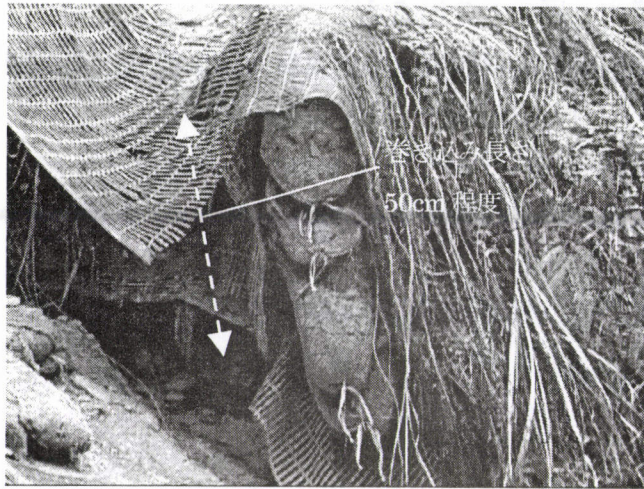


図-16 大きく崩壊した部分における補強材の巻き込み状況の例

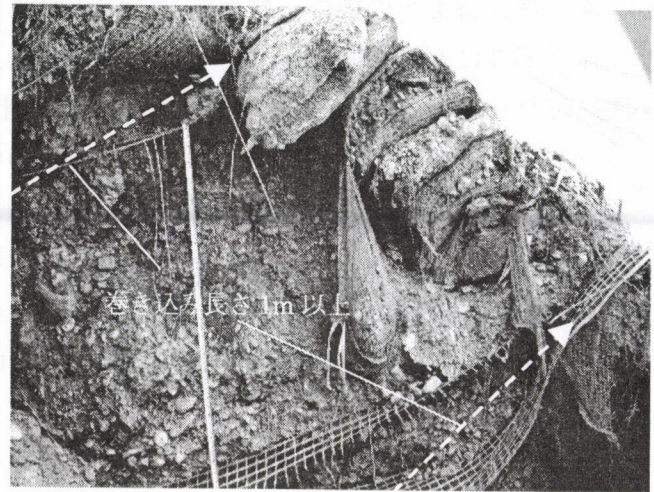


図-17 崩壊端部における補強材の巻き込み状況の例

5. まとめ

台湾集集地震の被害調査から、重力式あるいはもたれ式擁壁の被害事例を報告した。山岳道路の盛土部を抑える重力式擁壁については、急斜面に直接基礎で設置されたために、支持力不足による滑動が主因と見られる崩壊をしていた。急斜面上の擁壁の基礎処理の重要性を示している。また、無筋の重力式擁壁が、コンクリートの打ち継ぎ目で破壊している事例が多く見られ、土圧を受ける壁体としての強度の重要性を示している。

小型無筋ブロック壁面工を用いた補強土擁壁では、補強材の敷設間隔が 60cm の場合には無被害であったが、これよりも敷設間隔が大きくなるほど被害が激しくなった。また、巻き込み式補強盛土では、補強材の敷設間隔が過大で、巻き込み長さも部分的に不足していたために、局所的な破壊が生じて全体の崩壊を誘発した可能性が考えられることを示した。

謝 辞

今回の調査には、筆者らの他に以下のメンバーが参加した（敬称略）：渡辺健治・呉博凱（東京大学大学院）、松尾修・中村伸也（建設省土木研究所）、舘山勝・澤田亮（鉄道総合技術研究所）、岩崎好規（地域地盤環境研究所）、古田一郎（応用地質(株)）、田村幸彦（(株)複合技術研究所）、中矢隆雄（(株)クラレ）。また、本調査は、台湾の共同研究者として、下記の方々との合同で行った：倪勝火助教授（台湾・国立成功大学）、陳榮河教授（国立台湾大学）、李咸亨教授（国立台湾科技大学）、周南山博士（堅尼士工程顧問）。

参考文献 1) 内村ら(2000)：台湾集集地震における擁壁・補強土構造物への被害事例(その1)，第35回地盤工学会(投稿中)。 2) 古関ら(2000)：台湾集集地震における擁壁・補強土構造物への被害事例(その2)，第35回地盤工学会(投稿中) 3) Huang, C.-C. (2000): "Investigations into the Damaged Soil Retaining Structures During the Chi-Chi Earthquake", Journal of Chinese Institute of Engineering, Submitted.