

(1) はじめに

図-2.3.6.1 補強領域の変形（外形）のイメージ^{2.3.6-1)}

1) 分析対象とした遠心模型実験の概要

図-2.3.6.2 は、SS08 の模型概要図である。壁高は 7.5 m であり、補強材長は最下段が約 4.0 m、最上段が約 5.6 m の逆台形型である。補強材および壁面材は、それぞれ帯状鋼材および鉄筋コンクリートパネルを想定しモデル化した。壁面材の下端には、基礎コンクリートをモデル化した鋼製の板を設置した。その他の実験方法や条件の詳細については 2.3.2 項を参照されたい。

図-2.3.6.3 は、加振によって得られたフロントブロックの平均的な水平震度（平均応答加速度を重力加速度で除した値）と重心位置の水平変位の関係を示したものである。2.3.2 項において述べた補強領域を通るすべりが生じ始める状態を示す折点（A 点）の状態での変位は約 0.4 m である。この変位を δ_y と表記することとし、図中には δ_y の整数倍を表示した。

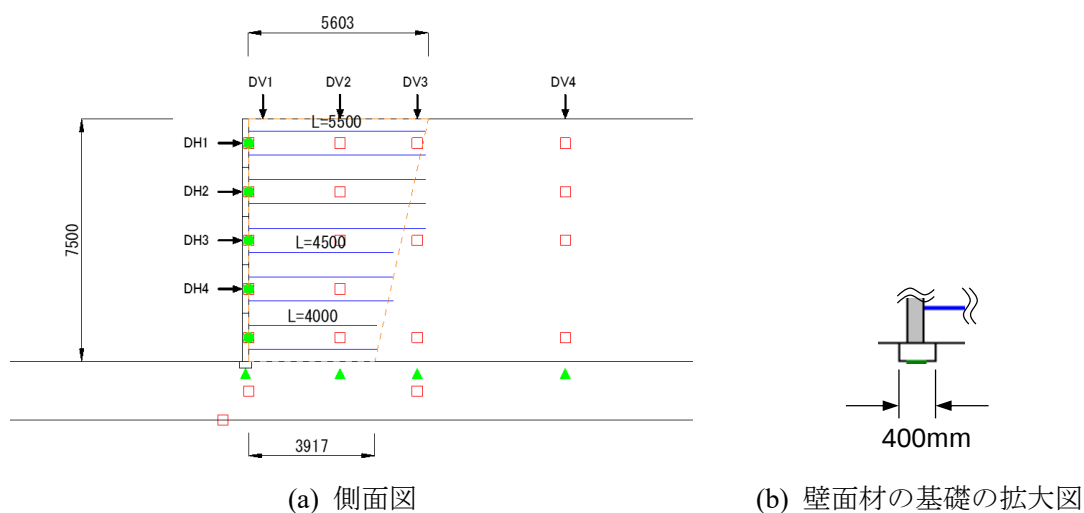


図- 2.3.6.2 遠心模型実験の模型概要図（SS08）

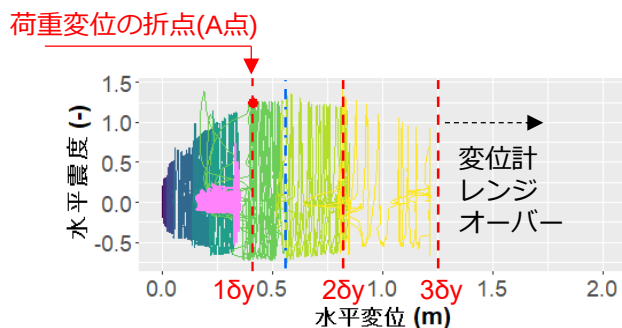


図- 2.3.6.3 フロントブロックの水平震度（平均応答加速度/g）と重心位置の水平変位の関係（SS08）

2) 盛土材および補強材の変形の測定手法

本項では、補強土壁が水平力を受けて変形し盛土材に沈下等が発生した場合の補強材の位置、形状、張力等の状態を調べることに主眼を置いている。補強材の位置および形状については、補強材は盛土の内部に設置されるため直接目視や計測することが困難である。そこで、使用した補強材は曲げおよびせん断剛性が十分に小さいことから、実験における補強材の位置および変形が盛土材の位置および変形と適合していると仮定し、図-2.3.6.4に示すようにガラス面から見えるように盛土材に配した標線の観察および標点に関する画像解析（PTV）によって盛土材の変形を評価することで、補強材の位置および形状を評価した。

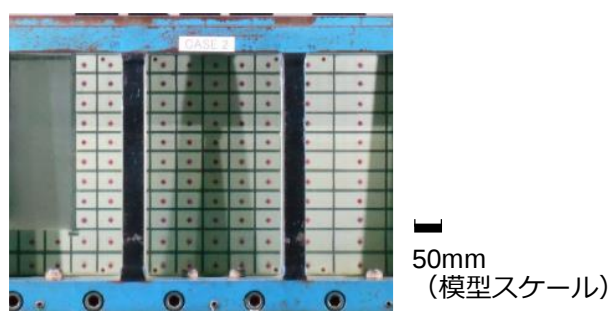


図-2.3.6.4 標点および標線の配置（実験において補強材の位置および変形が盛土材の位置および変形と適合していると仮定）

(3) 補強材の状態の分析の結果

1) 補強材の位置・形状

図-2.3.6.5 は、盛土材の変形と最大せん断ひずみのコンター図をフロントブロックの水平変位ごとに示したものである。水平変位は、既述のとおり図-2.3.6.3 において示した重心位置の変位に対応している。

重心位置の変位が $1\delta_y$ や $2\delta_y$ では、補強領域の盛土材の変形の形態において壁面材の背面付近も含めて単純せん断が卓越するとともに、わずかに沈下が進展している。壁面材と補強材の接合部付近において補強材が極端に垂れ下がっているなどの状態は認められない。一方で、 $3\delta_y$ では、壁面材の基礎の支持力破壊により、基礎地盤への基礎コンクリートのめり込みが顕著となった（図- 2.3.6.5 (c)の赤丸で示した位置）。これにより、壁面材の下端の位置が下がり、壁面材と補強材の接合部付近において補強材の位置が下がった。

一連の盛土材の変形を図解したものが図-2.3.6.6 である。すなわち、水平力を受けると盛土材には単純せん断変形と鉛直方向の圧縮が生じる。ただし、壁面材の基礎が支持力破壊すると、壁面材背面の盛土材の位置が下がり、補強材の位置や形状の不整の程度が増加する。

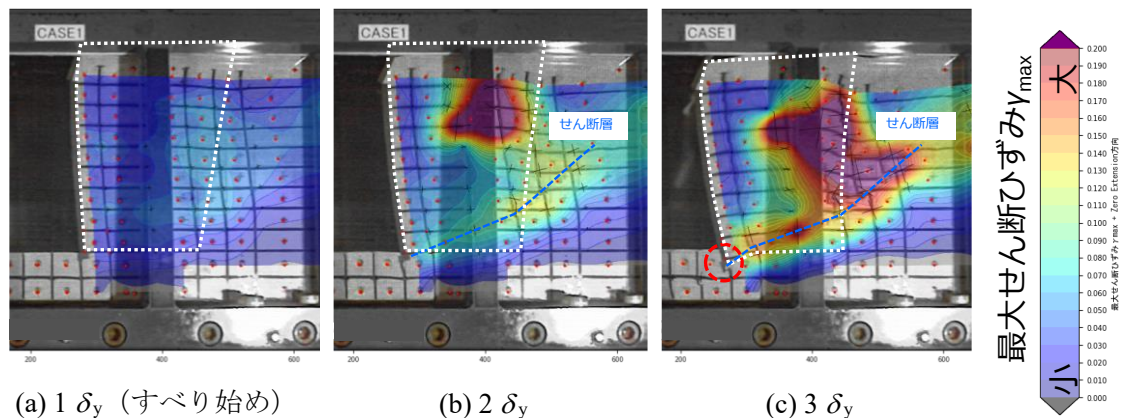


図- 2.3.6.5 盛土材の変形と最大せん断ひずみのコンター図

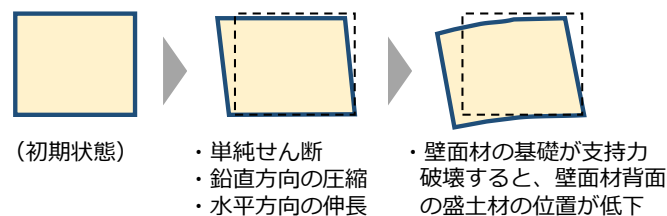


図- 2.3.6.6 盛土材の主な変形形態（この分析では補強材の変形は盛土材の変形と適合していると仮定しているため、図の外形は補強材の位置および変形を表していることになる）

図-2.3.6.7は、水平変位の増加に対する壁面材と補強材の接合部周辺における補強材の沈下量および勾配の推移を示したものである。ここで、補強材の沈下量および勾配は図の凡例の位置に設置された標点を画像解析（PTV）した結果より算出したものである。水平震度と水平変位の関係と合わせて確認すると、载荷の初期には水平震度の増加に伴い水平変位と沈下量 s が漸増した。壁面材の基礎が支持力破壊するまで（水平変位が約 0.55 m 未満）は、補強領域の天端付近において 0.2m 程度の沈下が生じた状態（沈下/壁高=2.7%）においても、2 点間の勾配は初期状態からの変化はほとんどない。すなわち、補強材に極端な不整は発生していないことが分かる。対して、壁面材の基礎が支持力破壊すると（水平変位が約 0.55 m 以上）、2 点間の勾配は単調に増加し、補強材の形状の不整が進展した。

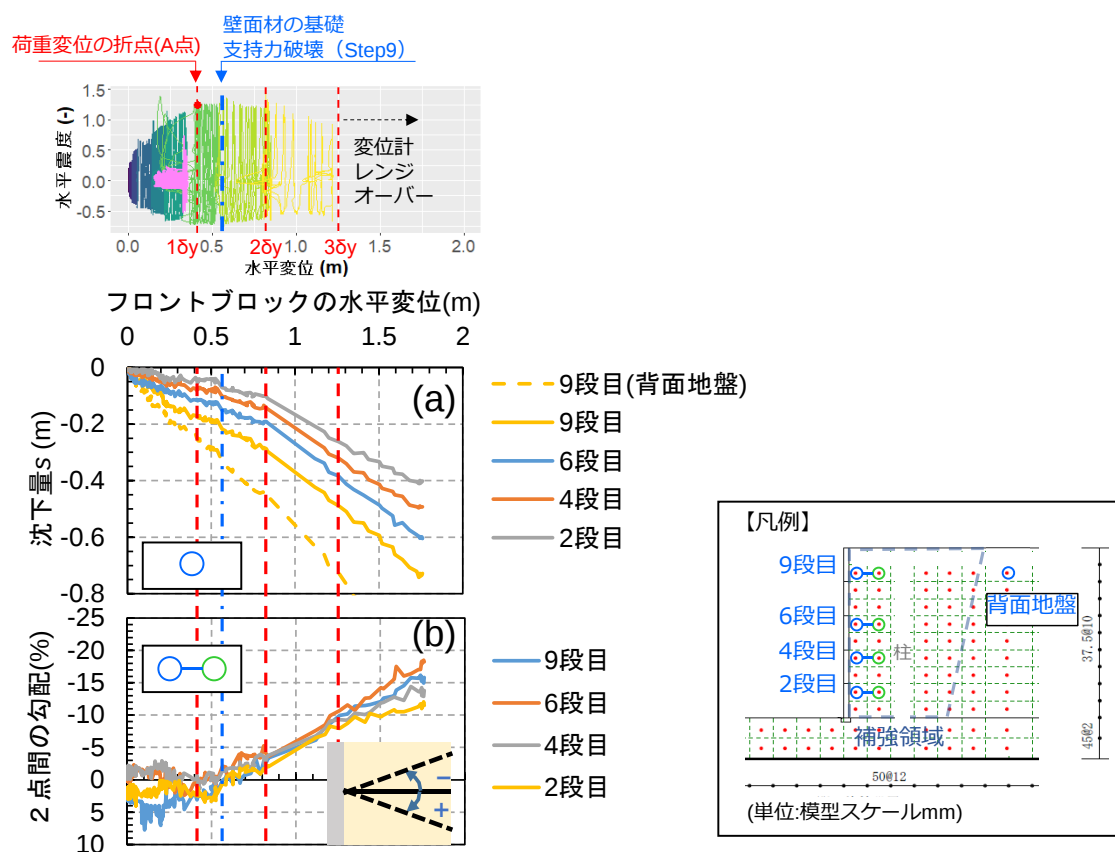


図- 2.3.6.7 壁面材と補強材の接合部周辺における補強材の沈下量および勾配の推移

次に、盛土材の単純せん断と鉛直方向の圧縮によって生じる壁面材と盛土材の間の相対沈下を試算した。図-2.3.6.8は、壁面材とその背後の盛土材からなる微小要素の挙動の概念図を示したものである。水平力を受けて、盛土材には単純せん断、鉛直方向の圧縮、水平方向の伸長が生じる。ここで、壁面材は盛土材に比べてその剛性が十分に高いことから、剛体的に挙動すると仮定する。したがって、壁面材には盛土材の単純せん断と水平方向の伸長に適合して並進と回転が生じる。このように仮定すると、壁面材と盛土材の間の単位高さあたりの相対沈下 S' は式(1)で与えられる。

$$S' = (1 - \cos\theta) - \varepsilon_y \quad (1)$$

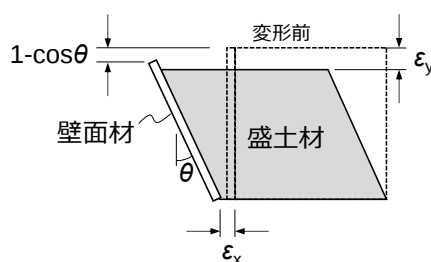


図- 2.3.6.8 壁面材とその背後の盛土材からなる微小要素の挙動

図- 2.3.6.9 は、壁面材の背面の盛土材に設置された標点の画像解析 (PTV) から算出した水平方向の伸長ひずみ ε_x 、鉛直方向の圧縮ひずみ ε_y および壁面材の回転に伴う単位高さあたりの下がり $(1 - \cos\theta)$ 並びにポアソン比 $\nu (= -\varepsilon_x/\varepsilon_y)$ を示したものである。なお、 ε_x および ε_y は画像解析の読み取りの精度に起因したノイズの影響を極力回避するために、図-2.3.6.7 の凡例に示した補強領域内の 8 つの要素の平均とした。また、壁面材の回転変位 θ は、図-2.3.6.2 に示した 2 つの変位計 (DH3 および DH4) により測定した壁面の水平変位から算出した。

図-2.3.6.9(a) に示したポアソン比 ν の推移によれば、初期は 0.5 未満の値であるが水平変位の増加とともにポアソン比 ν も増加し、 $1\delta_y$ 程度からは 0.5 程度の値を取っている。つまり、盛土の沈下 (鉛直方向の圧縮ひずみ ε_y) は、初期にはゆすり込み沈下が卓越して発生するものの、徐々に水平方向への伸長ひずみ ε_x に起因した等体積変形が支配的になっていたことが分かる。なお、ポアソン比 ν が一時的に 0.5 を上回る値となっているのは、画像解析の精度等に起因したものと考えられる。

次に、図- 2.3.6.9(b) のひずみの推移において、 $(1 - \cos\theta)$ と ε_y の差、すなわち式(1)で与えられる壁面材と盛土材の間の単位高さあたりの相対沈下に着目する。図より、相対沈下は 2% 程度で推移しており、高さ 1 m あたり 2 cm の相対沈下が生じることを意味する。前述のとおり、初期にはゆすりこみ沈下が卓越していると考えられる。仮にゆすりこみ沈下が生じていなければ、相対沈下はほぼ 0 で推移することとなる。

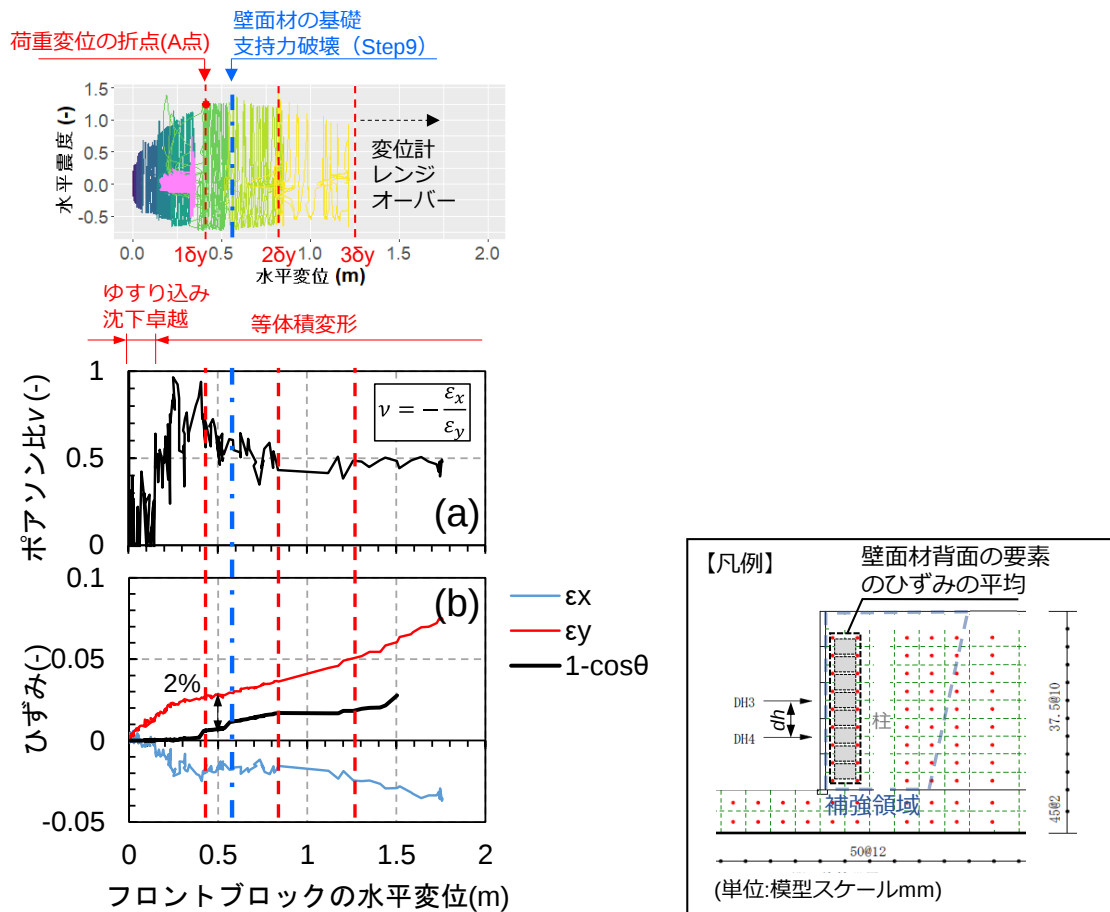


図-2.3.6.9 壁面材と補強材の間の相対沈下の推移

2) 補強材接合部付近の補強材の張力

ここまでで、補強土壁が水平力を受けて変形した場合に補強材の位置・形状がどのようになっているかを把握した。実験では、補強材のひずみをひずみゲージによって測定し、ひずみから軸力に変換している。したがって、測定された補強材の軸力は、前述した補強材の位置・形状の影響が反映されたものである。

図-2.3.6.10 には、壁面材と補強材の接合部の張力と水平変位の関係を示した。なお、張力は1本の補強材が分担する壁面積あたりの値として表示した。1δyまでは、応答加速度の増加に伴って接合部の張力も増加している。その後は、壁面材の基礎が支持力破壊しても3δy（補強材に15%程度の不整）程度までは接合部の張力に大きな変化は認められない。

以上の結果より、支持力破壊等によって基礎コンクリートが著しく沈下した状態となっていなければ、通常は、補強材の状態評価において水平変位に伴う沈下に起因した補強材の位置・形状の不整の影響は考慮しなくてもよいと考えられる。また、地震の際等において天

端の段差等が認められた場合には、基礎の状態を確認することが重要であり、補強土壁に生じた変形が補強領域の単純せん断変形が支配的であることを外形から確認されれば、補強材に大きな傾き等は生じていないと判断できると考えられる。基礎の状態を確認する方法としては、例えば、基礎コンクリートが目視できる場合に基礎コンクリートがめり込んでいないかを確認することや、基礎コンクリートが目視できない場合に基礎前面の地盤状況および壁面天端の不陸や沈下量を確認し、周辺（基礎の沈下が生じていないと想定される個所）の状況と比較して相対的に基礎地盤の沈下等を把握することが考えられる。

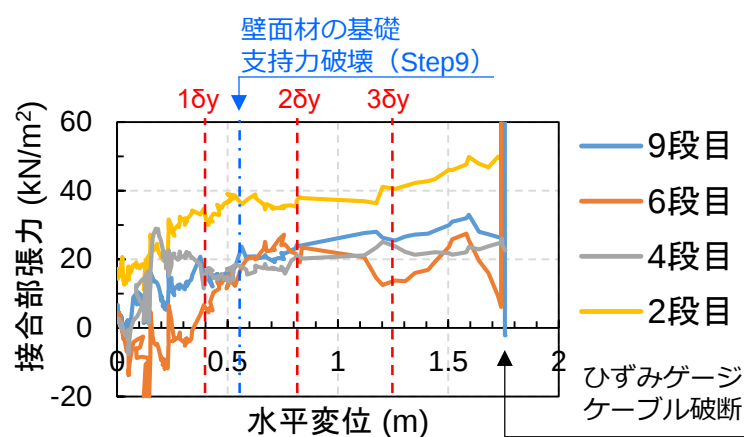


図- 2.3.6.10 壁面材と補強材の接合部の張力と水平変位の関係

(4) 相対鉛直変位が生じた状態での接合部耐力の検証例

本項(3)では、補強材については、その状態評価において水平変位に伴う沈下に起因した補強材の位置・形状の不整の影響は考慮しなくてもよいと考えられることを示した。一方で、補強材と壁面材の接合部に関しては、壁面材と補強材の位置関係が初期状態から変化する。したがって壁面材と補強材の接合部は、斜めに引っ張られる状態に対しても、個別の補強土壁工法の構造の特性に応じて、設計で想定する荷重が確実に伝達されることが明らかな構造としておく必要がある。

表-2.3.6.1 は、補強土壁工法における主な接合部の構造の例を示したものである。①は壁面材と補強材に相対鉛直変位が生じる構造であり、主に壁面材には鉄筋コンクリート製のパネルが用いられている。②は壁面材と補強材に相対鉛直変位が生じない構造であり、ジオテキスタイル補強土壁に多く用いられている構造である。この構造では、上下の壁面材どうしの接合部が沈下に追従してスライドする機構を有するため、壁面材と補強材の間に相対沈下が生じない。したがって、相対沈下が生じないことから、スライド機構が維持されている条件では接合部が斜めに引っ張られる状態とならない。

ここでは、①の2つのタイプについて、壁面材と補強材の間に相対沈下が生じて接合部が斜めに引っ張られる状態を想定して、接合部の耐力を実験的に検証した事例を示す。

表-2.3.6.1 補強土壁工法における接合部の構造（例）

① 壁面材と補強材に相対鉛直変位が生じる構造	①-1 ボルト接合タイプ 2.3.6-2)	ストリップ 拡大図 コネクティブ ボルト・ナット 2本取付
	①-2 ヒンジタイプ 2.3.6-3)	壁面材 (a) 接続ロッドアイ止めボルト (b) ダブルコネクター (c) コネクター止めボルト (a) 接続ロッドアイ止めナット 接続ロッドアイ
② 壁面材と補強材に相対鉛直変位が生じない構造 2.3.6-4)	鋼製棒 ジオテキスタイル 圧縮沈下	

1) 検証事例①

表-2.3.6.1 に示した①-1 の構造（壁面材と補強材に相対鉛直変位が生じる構造のうちボルト接合タイプ）について、壁面材と補強材の間に相対沈下が生じて接合部が斜めに引っ張られた場合（図-2.3.6.11(a)参照）に接合部が所定の耐力を有するかを実験的に検証した。

実験は、製品生産時の部材の品質管理において実施している接合部の引張強度試験に準じて実施した。実験で使用した荷重装置は、図-2.3.6.11 (b)に示すように、反力架台、荷重のための油圧ジャッキ、変位計および荷重計等で構成されている。荷重前に予め接合部を所定の斜め方向に人力による曲げ加工を行うことで、壁面材と補強材の間に相対沈下が生じた状態を再現した。斜め方向に荷重するケースでは傾斜角度調整用の反力架台（図-2.3.6.12 参照）を用い、所定の方向に荷重した。荷重は、荷重制御による段階荷重とし、各段階の荷重増加量は 10kN とした。また、各段階での荷重保持時間は 1 分程度とし、架台で計測している変位（図-2.3.6.11 参照）が収束したことを確認した後、次段階の荷重に移行し、部材が破壊するまで荷重を継続した。図-2.3.6.11 に示すように荷重計および変位計はデータロガーに接続し、その挙動を記録した。なお、実験終了時に壁面材や接合部の損傷等の状況を目視にて確認した。

実験ケースを表-2.3.6.2 に示す。接合部の角度は、通常の状態である 0° 、曲げ角度 25° 、 30° 、 35° および 45° の 5 種類とし、それぞれの角度で 3 回ずつ（全 15 回）の実験を実施した。帯鋼補強土壁では、接合部および補強材の各部材の耐力照査において、階層設計がされており、接合部の耐力は補強材の耐力を超えるように設計されている。このことから、本検証における目標荷重は帯鋼補強土壁において標準的に用いられている補強材の耐力（SM490A 材、有効断面積 180mm^2 、引張強さ 490N/mm^2 ）と設定し、目標荷重を超過することで接合部においても必要な耐力を有していると判断した。なお、荷重はピーク値が得られるまで行った。

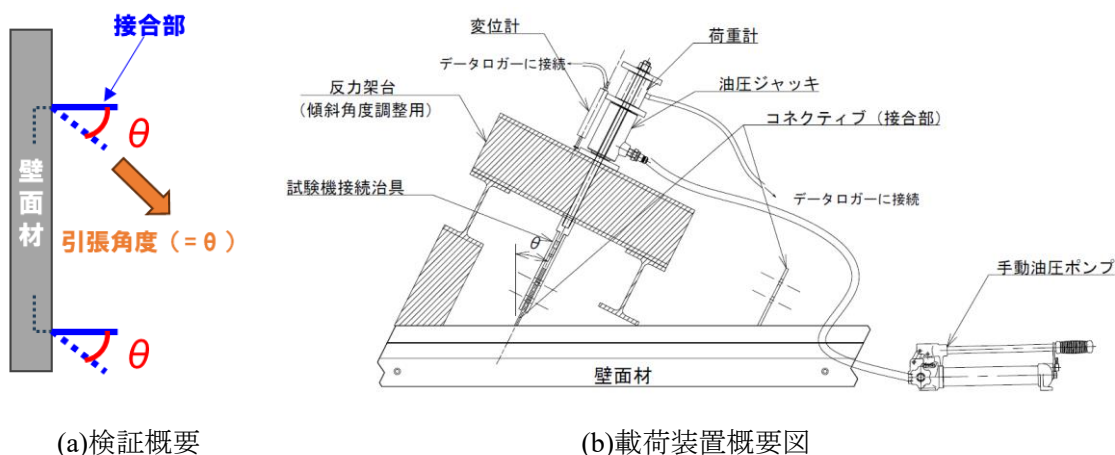
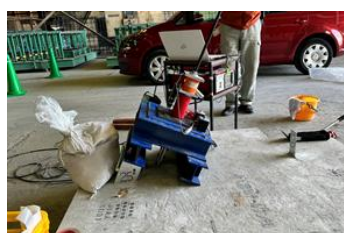


図-2.3.6.11 実験の概要図



(a) 曲げ角度 25°



(b) 曲げ角度 35°



(c) 曲げ角度 45°

図-2.3.6.12 実験のセットアップ (例)

表-2.3.6.2 実験ケースの一覧

接合部曲げ角度 θ	試験荷重	実験数
0°	■鋼材許容引張力：33.3kN ■鋼材引張り強さ：88.2kN (目標荷重)	各 3 回
25°		
30°		
35°		
45°		

各ケースの引張荷重と変位の関係を図- 2.3.6.13 に示した。図によると、最大荷重は全実験ケース（接合部曲げ角度 0° ～45° ）において、目標とした補強材の引張強さ（破断強度）を上回った。許容引張力を超過した以降は、角度によって抵抗力の低下やピーク強度に若干の差が確認できるが、本検討で対象としている範囲においては問題となる差はないと考えられる。

試験終了時に試験部材の外観を確認したところ、全ケースにおいて図- 2.3.6.14 に示すように部材でも断面積が最も小さいボルト孔（設計上の照査位置）が変形し、次いで壁面材に微細なクラックが発生した。荷重変位関係の勾配に着目すると、曲げ加工した実験ケースでは、曲げ角度が大きいほど荷重-変位の勾配は緩い傾向となった。これは、人力により所定の角度に曲げたコネクティブの曲げ部分（R 形状）が、載荷によって伸び（直形状）、その変位が計測されたことが要因であると考えられる。

以上より、今回の実験で使用した壁面材、補強材および接合部を用いた構造については、壁面材と補強材の間に相対沈下が生じて接合部が 45° の方向に引っ張られても、接合部は設計上期待している耐力並びに機能を有していることを確認した。

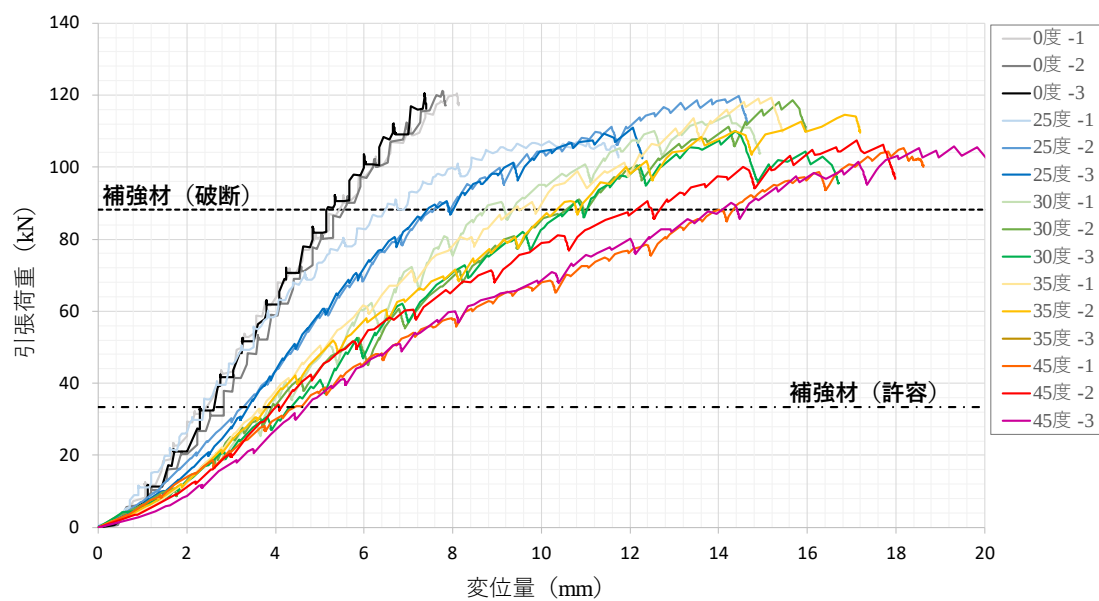


図- 2.3.6.13 引張荷重一変位関係



図- 2.3.6.14 実験終了時の部材の状態

2) 検証事例②

表-2.3.6.1 に示した①-2 の構造（壁面材と補強材に相対鉛直変位が生じる構造のうちヒンジ接続タイプ）について、図- 2.3.6.15 に示すように壁面材と補強材の間に相対沈下が生じて接合部が斜めに引っ張られた場合に接合部が所定の耐力を有するかを実験的に検証した。

図-2.3.6.16 に試験の概要を示す。試験では、実際の接合部の構造と同じくして、壁面材のインサートにダブルコネクターを取り付け、そこにロッドアイ、テンションバー、反力装置、センターホールジャッキ等で構成した。斜め方向に載荷するケースでは、反力装置とラムチェアの間で角度調整治具を介して所定の角度で載荷した。載荷は、荷重制御による段階載荷とし、各段階の荷重増加量は 10kN とした。また、各段階での荷重保持時間は 1 分程度とし、変位が収束したことを確認した後に次段階の載荷に移行し、部材が破壊するまで載荷を継続した。

試験ケースを表-2.3.6.3 に示す。接合部の引張角度は、壁面材に対して直角となる 0° 、盛土沈下方向（下方）へ角度 15° 、 30° および 45° の 4 種類とした。壁面材のコンクリートの圧縮強度については、アンカー補強土壁における基準強度 ($f_{ck}=40\text{N/mm}^2$ 以上) の範囲全ての耐力を保障するように計画した結果、載荷日材齢における圧縮強度は 36.2 N/mm^2 であった。アンカー補強土壁では、接合部および補強材の各部材の耐力照査において、階層設計がされており、接合部の耐力は補強材の耐力を超えるように設計されている。このことから、本検証における目標荷重は、アンカー補強土壁において標準的に用いられている補強材の耐力（SNR490B 材、有効断面積 168.7mm^2 、引張強さ 490N/mm^2 ）と設定し、目標荷重を超過することで接合部においても必要な耐力を有していると判断した。なお、載荷はピーク値が得られるまで行った。

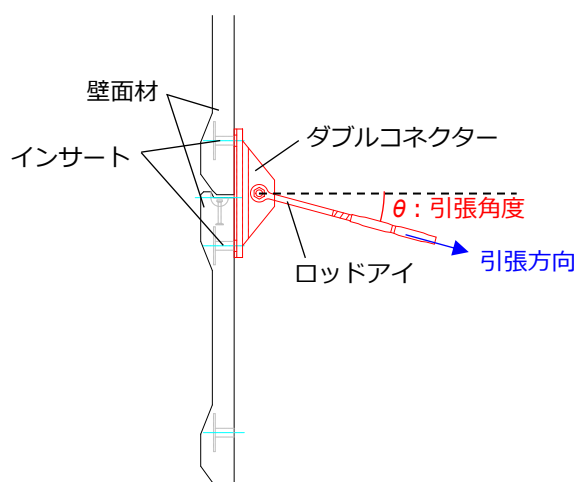


図- 2.3.6.15 検証の概要

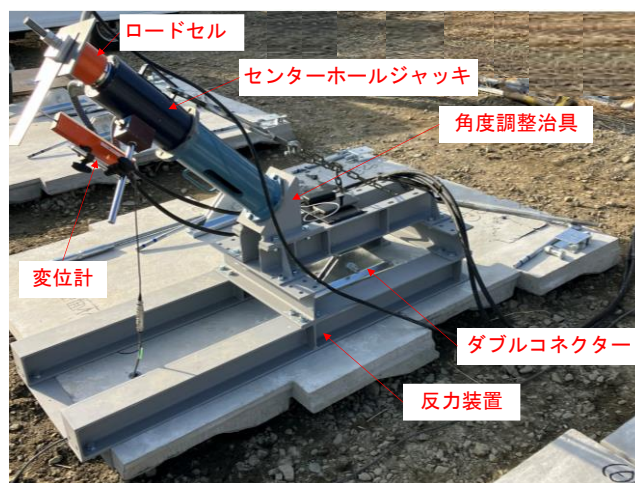
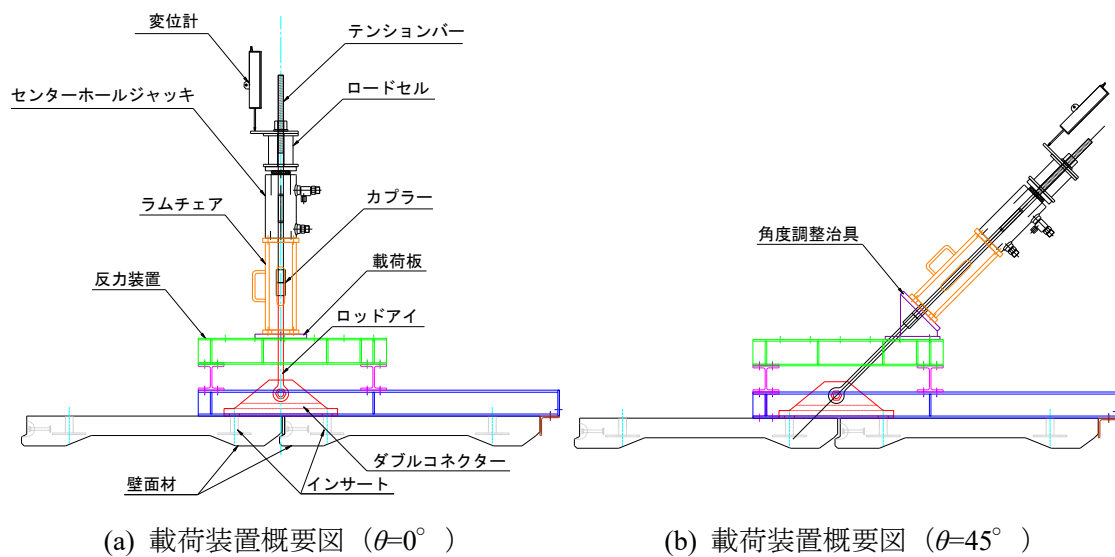


図-2.3.6.16 試験の概要

表-2.3.6.3 試験ケース

コネクター	引張角度 θ (°)	試験荷重 (補強材耐力)		
		許容引張力 [鋼材の許容応力度 に相当する引張力] (kN)	降伏強度 [鋼材の降伏点に相 当する引張力] (kN)	破断強度 (目標荷重) [鋼材の引張強さに相当す る引張力] (kN)
ダブル	0	31.2 (185N/mm ²)	54.8 (325N/mm ²)	82.7 (490N/mm ²)
	15			
	30			
	45			

各ケースの引張荷重と変位の関係を図-2.3.6.17に示した。図によると、最大荷重は全実験ケース（引張角度 0° ～ 45° ）において、目標とした補強材の破断強度を上回った。また、破断強度付近（概ね許容引張力の2.5倍）において、荷重－変位関係の変曲点が生じた。

試験部材の状態としては、全ケース共に荷重－変位関係の変曲点までは、接合部や壁面材に目立った変形、ひび割れ等は認められなかったが、変曲点を上回ると徐々に接合部に変形が生じ、壁面材のコンクリートにひび割れが発生した。試験終了時の部材の状態は、図-2.3.6.18に示すように接合部やロッドアイに変形が認められ、壁面材のコンクリートにはコーン破壊が生じた。補強材の破断は認められなかった。なお、壁面材の圧縮強度を通常よりも低く設定したため、接合部の耐力は補強材の破断強度と同程度になったと考えられる。

荷重－変位関係の勾配に着目すると、引張角度を変化しても変曲点までの勾配は概ね一定であることが認められる。これは、接合部のヒンジが機能することで、補強材に生じる曲げ応力の影響を軽減したことにより、引張角度が大きい場合も部材の抵抗力が低下しなかったと考えられる。なお、 $\theta=30^{\circ}$ および $\theta=45^{\circ}$ では、20～40kNの引張荷重の一部分において変位の急増が生じた。これは、壁面材とダブルコネクターを締結する長穴のボルト穴に最大で16.5mmのせん断方向の余裕しろがあり、引張角度の大きい $\theta=30^{\circ}$ および $\theta=45^{\circ}$ のケースでせん断方向への引張力がより働き、締結している部材に余裕しろ分のずれが生じた変位と考えられる。実際の施工では壁面が鉛直になった状態で接合部が取り付けられるため、部材のずれは生じにくい。

以上より、今回の実験で使用した壁面材、補強材および接合部を用いた構造については、壁面材と補強材の間に相対沈下が生じて接合部が 45° の方向に引っ張られても、接合部は設計上期待している耐力並びに機能を有していることを確認した。

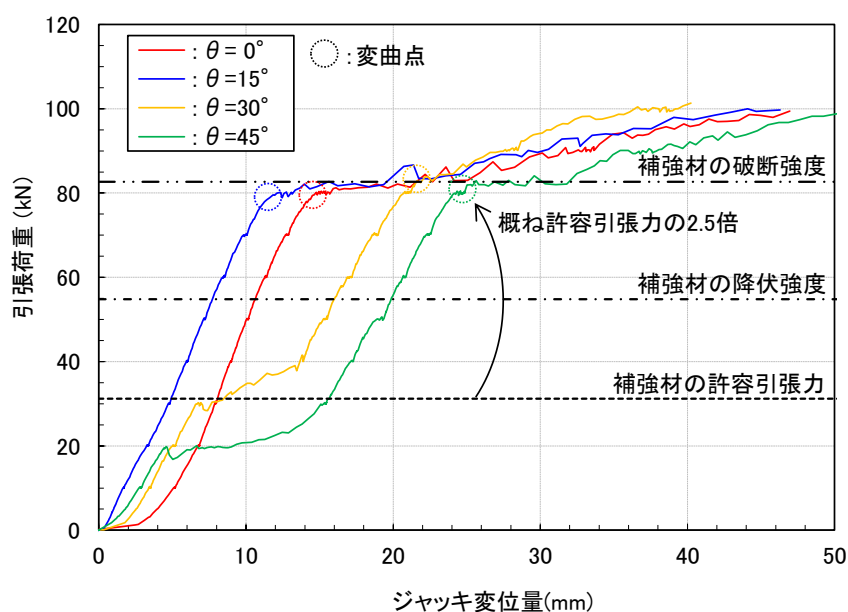
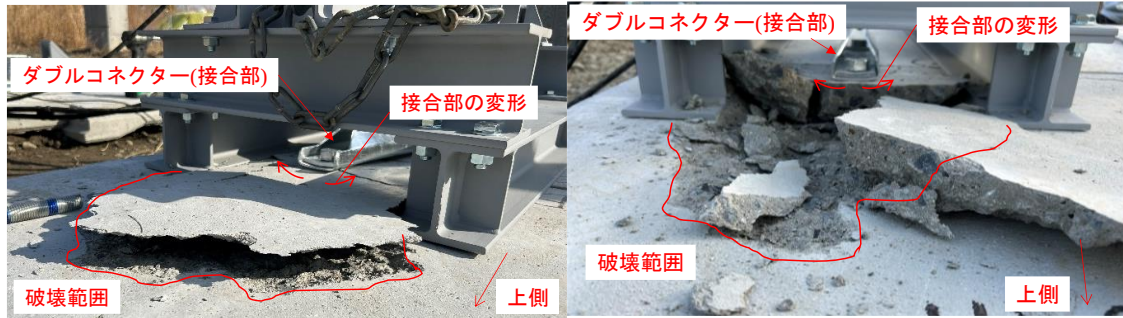
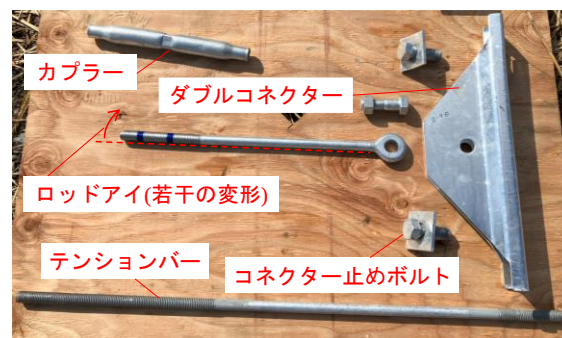


図-2.3.6.17 引張荷重－変位関係



(a) $\theta=15^\circ$ 試験終了時

(b) $\theta=45^\circ$ 試験終了時



(c) 試験終了後の接合部材 ($\theta=45^\circ$)

図-2.3.6.18 試験終了時の部材の状態

(5) まとめ

本項で得られた知見をまとめると以下のようなものである。

- ・事例等から認められる沈下の要因のうち、a)壁面の水平変位に対応した沈下に着目し、沈下発生時に補強材がどのような状態（変形）となっているかについて、動的遠心模型実験結果に基づいて調べた。
- ・遠心模型実験結果を分析した結果、加振レベルの増加に伴って壁面は水平に変位し、および補強領域には鉛直方向のひずみの増加によって沈下が漸増した。それにもかかわらず、補強領域の天端付近で 0.2m 程度の沈下が生じた状態（沈下/壁高=2.7%）においても、補強材の形状に極端な不整は発生しておらず、補強土壁の抵抗メカニズムが維持されていた。
- ・壁面材の基礎が支持力破壊すると補強材の形状の不整が進展したものの、壁面材の基礎が支持力破壊しても、 $3\delta_y$ の状態（補強材に 15%程度の勾配発生）まで、補強材接合部付近の張力に大きな変化は認められなかった。
- ・したがって、基礎コンクリートが著しく沈下した状態となっていなければ、補強材の状態評価において水平変位に伴う沈下（位置・形状の不整）の影響は考慮しなくてもよいと考えられる。
- ・地震の際等において天端の段差等が認められた場合には、基礎コンクリートがめり込んでいないかを確認し、補強土壁に生じた変形が補強領域の単純せん断変形が支配的であることを外形から確認されれば、補強材に大きな傾き等は生じていないと判断できると考えられる。
- ・壁面材と補強材の接合部は、壁面材の回転変位や基礎コンクリートの沈下等に起因して斜めに引っ張られる状態でも、設計で想定する荷重が確実に伝達されることが明らかな構造としておく必要がある。これについて、壁面材と補強材の間に相対鉛直変位が生じる構造のうち、ボルト接合タイプおよびヒンジタイプのそれぞれについての検証事例を示した。

参考文献

- 2.3.6-1) 佐々木哲也, 石原雅規, 荒木裕行: 補強領域内のせん断変形に着目した補強土壁の地震時変形量の計算法に関する検討, 土木研究所資料第 4336 号, 2016
- 2.3.6-2) 一般財団法人土木研究センター: 補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル第 4 回改訂版, 2014
- 2.3.6-3) 一般財団法人土木研究センター: 多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル第 4 版, 2014
- 2.3.6-4) 一般財団法人土木研究センター: ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル第二回改訂版, 2013