

(1) はじめに

(2) 解析概要

適用性の検討に用いた動的遠心力載荷試験のケースは図-2.3.5.1 に示すジオテキスタイル補強土壁である。実験および解析に用いた諸条件は表-2.3.5.1 に示す通りである。

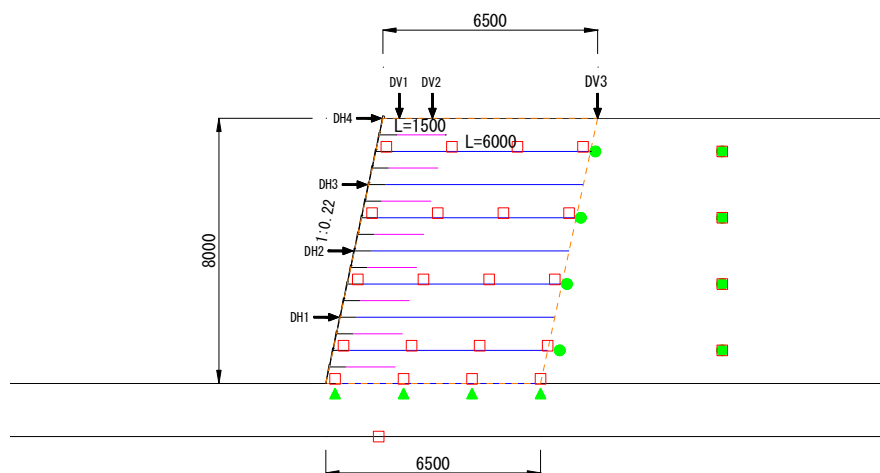


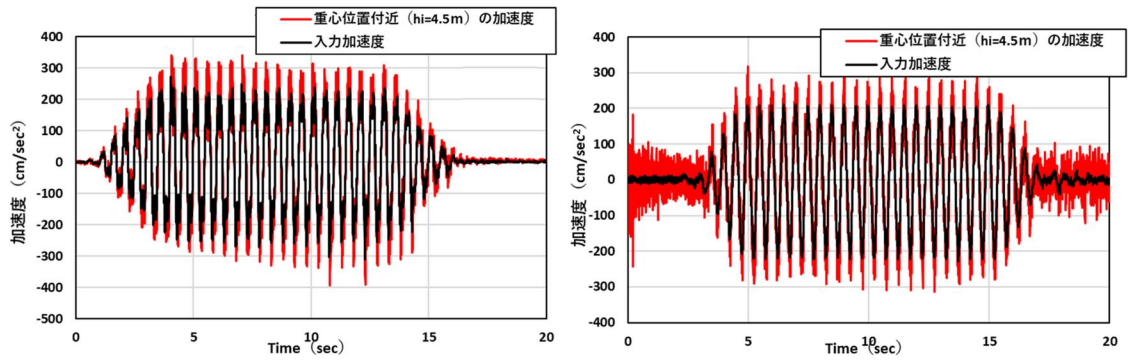
図-2.3.5.1 検証に用いた遠心模型実験ケース (GW20)

表-2.3.5.1 実験および解析に用いた諸条件

対象	解析物性値	数値	備考
地盤	変形係数 E	300N/mm^2	測定したS波速度 V_s から換算
	ポアソン比 ν	0.3	
	粘着力 c	10kN/m^2	三軸圧縮試験結果
	内部摩擦角 ϕ	38°	三軸圧縮試験結果(ϕ_{res})
補強材	変形係数 E_r	7.03kN/mm^2	
	補強材長 L	6.5m	
	補強材厚さ t	10mm	

図-2.3.5.2 に実験および解析における入力加速度とすべり土塊の重心位置における平均応答加速度の時系列挙動を示す。平均応答加速度の算出方法については 2.3.2 項に示す通りである。実験、解析ともに入力地震動の最大振幅が 200gal 程度であるのに対し平均応答加速度の最大振幅は 300gal 程度を示しており、実験結果と解析結果で大きな差異は見られない。なお、解析において地震動（正弦波）の前後で 100gal 程度の微細動がみられるが、これはモデルの自重解析をしたことにより、つり合い式を解いているものの、節点が完全には停止していないことが原因と考えられる。この微細動による解析に及ぼす影響は確認されていない。

図-2.3.5.3 に重心位置における平均応答加速度と変位の関係を、図-2.3.5.4 に地震により発生するすべりの位置を示す。なお、図-2.3.5.4 において、実験におけるすべり位置は実験時に目視で確認したすべり線の位置を示し、解析においては最大せん断ひずみの位置を示している。図-2.3.5.3 において実験における壁面変位は 30mm 程度であるのに対し、解析で得られた壁面変位は 50mm 程度であり、結果に大きな乖離はない。また、図-2.3.5.4 から実験と解析ですべり面（最大せん断ひずみが卓越する範囲）が概ね一致した。これらのことから、数値解析において実験結果を精度よく再現できていると考えられ、有限差分法解析コード FLAC3D は補強土壁の地震時挙動を検討する上で適用性があると結論付けた。



(a) 実験 (step2) (b) 解析 (200gal)

図-2.3.5.2 入力加速度と平均応答加速度の時系列挙動

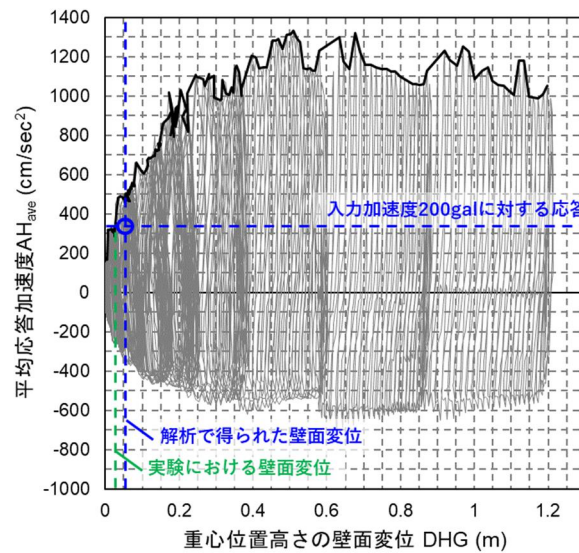
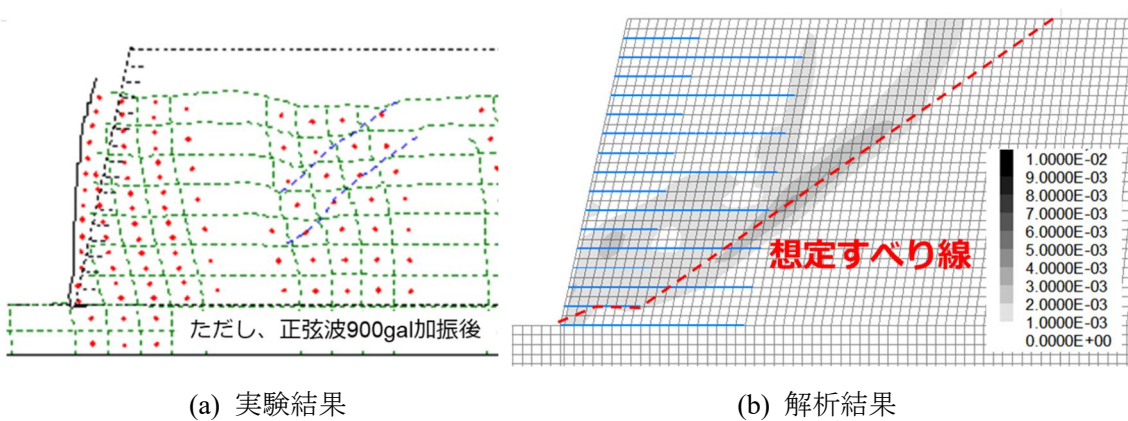


図-2.3.5.3 重心位置における平均応答加速度と変位の関係



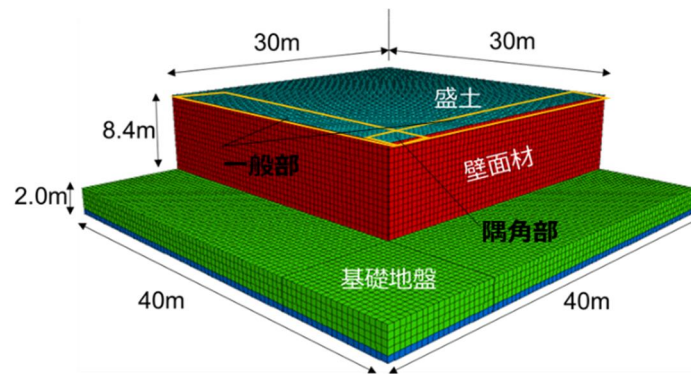
(a) 実験結果 (b) 解析結果

図-2.3.5.4 地震により発生するすべりの位置

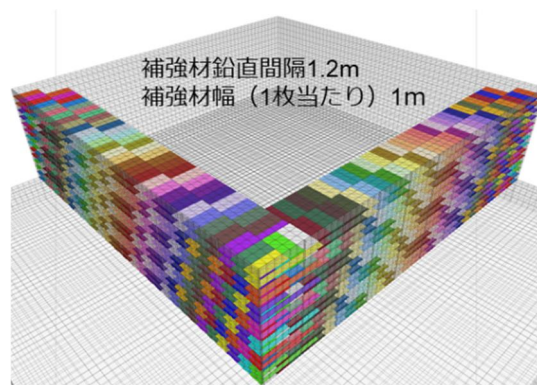
2) 解析モデルとパラメーター

検討に用いた解析モデルは、2つの壁面が直角に交わる隅角部を有する幅30m、奥行30m、高さ8.4mの盛土（補強土壁）が2.0mの基礎地盤上にあることを仮定して設定した。また、補強材（ジオテキスタイルを想定）は高さによらず一律4.5m（ $L/H=0.56$ ）の長さとし、1m幅ごとに独立した構造とした。隅角部では補強材がラップするため、方向の異なる補強材が接しないように5cm離隔を有することとした。さらに、隅角部の壁面同士は分離した（軸力、せん断力及びモーメントを伝達しない）構造としてモデル化した。解析モデルを図-2.3.5.5に示す。

盛土材、基礎地盤、壁面材及び補強材に設定したパラメーターは表-2.3.5.2に示す通りとした。また、補強材の摩擦抵抗は砂の摩擦角と土被りに依存することとし、設定した。



(a) 解析モデルのスケール



(b) 補強材の敷設位置

図-2.3.5.5 解析モデル

表-2.3.5.2 解析に設定したパラメーター

対象	解析物性値				備考
	変形係数 E	ポアソン比 ν	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ	
盛土	300MPa	0.3	10kN/m ²	38.0°	
基礎地盤	1000MPa	0.3	50kN/m ²	46.5°	
壁面材	7.2GPa	0.3	-	-	せん断剛性を0に設定
補強材	7.03kN/mm ²	0.2	-	-	遠心模型実験と同等、せん断剛性を0に設定

3) 検討方法

2)に示したモデルを用いて、隅角部に直交する方向に地震動を入力した場合（Case1）と片方の壁面に直交する方向（本検討では x 軸方向）に地震動を入力した場合（Case2）の隅角部及び一般部の応答を比較する。地震動の入力方向を図-2.3.5.6 に示す。入力地震動は正弦波（2Hz、20 波、500gal）とした。以降、各軸方向の変位挙動とひずみ分布、有効拘束圧（ここでは平均主応力を有効拘束圧と定義する）の変化を比較項目として整理した。

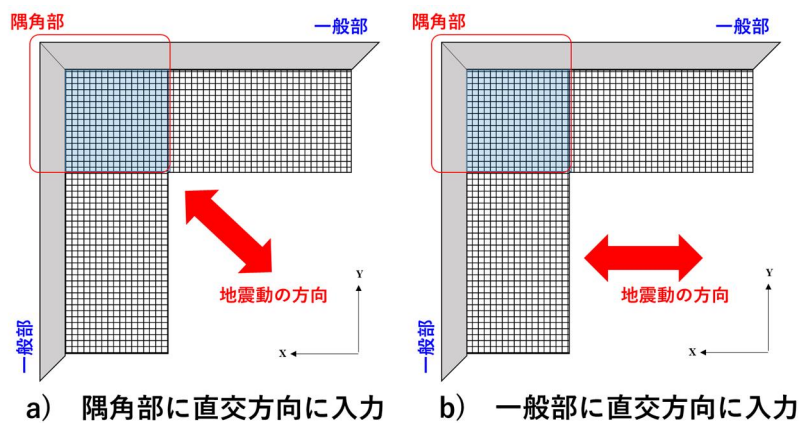


図- 2.3.5.6 解析における地震動の入力方向

(3) 解析結果

1) 隅角部に直交に地震動が入力された場合 (Case1)

図-2.3.5.7 に Case1 の x 軸方向の変位コンター、y 軸方向の変位コンター及び変位ベクトル図を示す。各壁面に直交する方向 (x 軸方向、y 軸方向) の最大変位は隅角部と一般部の境界付近で発生する結果であった。また、変位ベクトルに着目すると、隅角部では地震動の方向 (隅角部に直交) に変位が発生しているのに対し、隅角部から離れた一般部では壁面の直角方向に卓越する結果となった。隅角部において変位ベクトルが著しく大きくなる傾向は見られない。

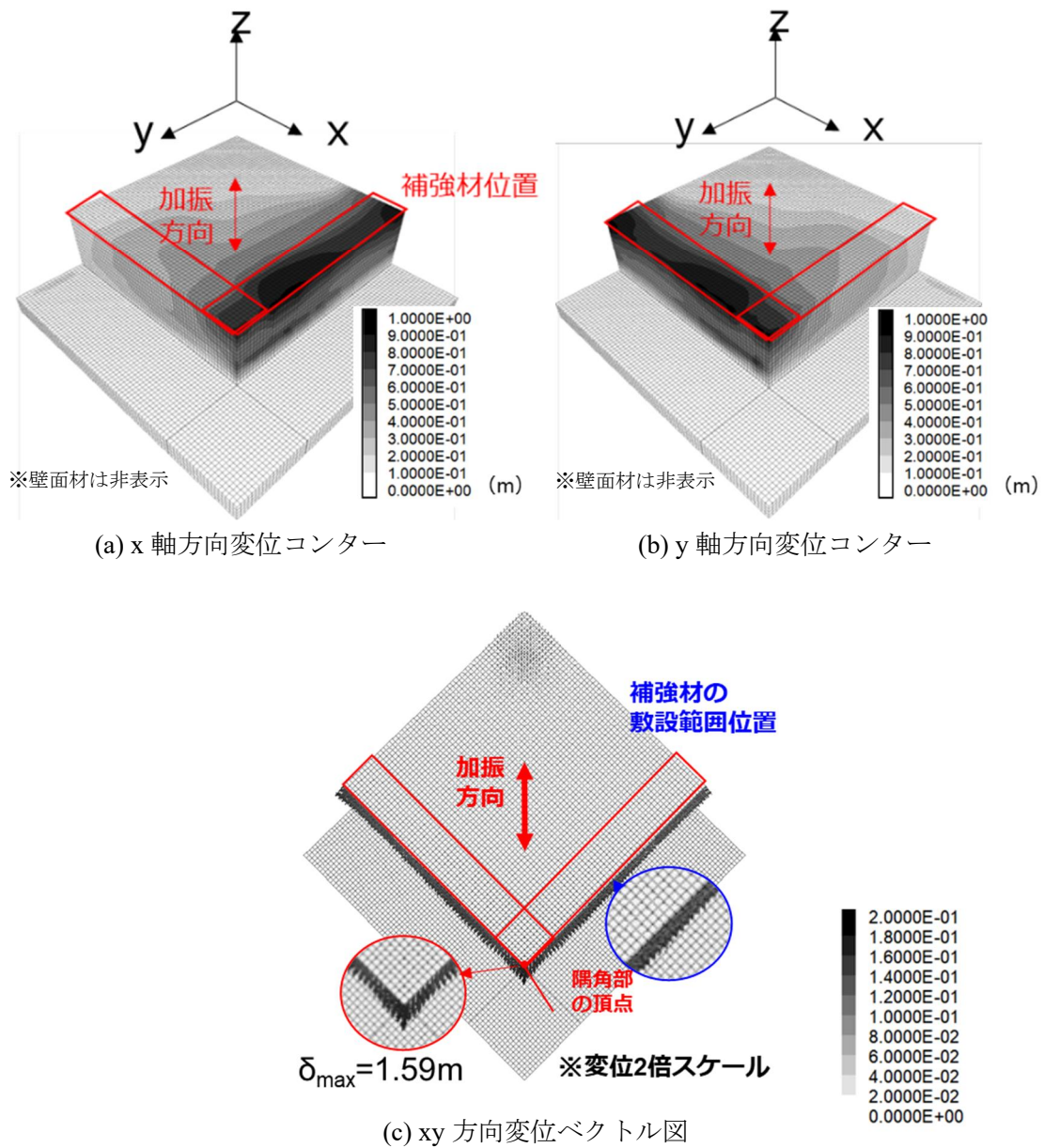
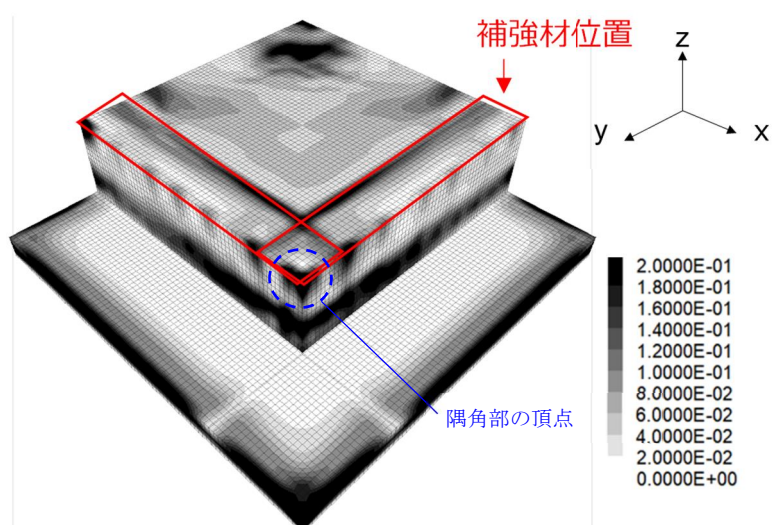
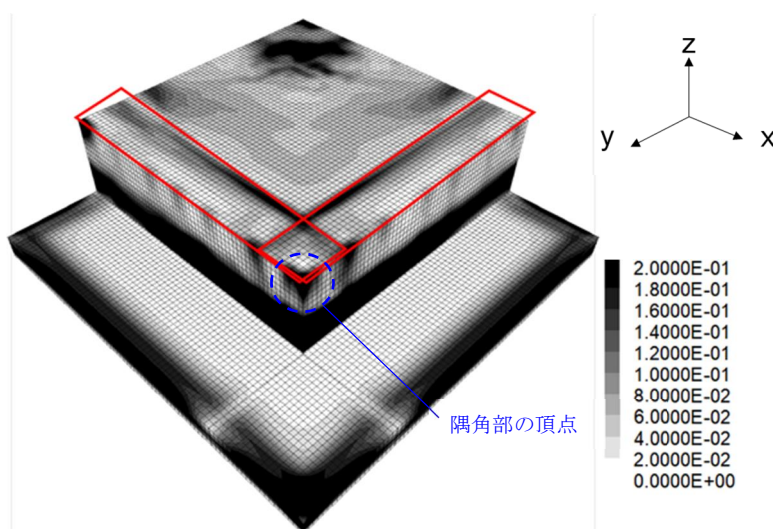


図-2.3.5.7 Case1 の変位コンター及び変位ベクトル図

図-2.3.5.8 に Case1 の最小主ひずみコンター、最大せん断ひずみコンターを示す。最小主ひずみ、最大せん断ひずみともに、隅角部の頂点付近において局所的にひずみが大きくなる結果となった。これは隅角部の壁面材同士の接合部が開くことにより盛土材が変形したためと考えられる。また、最小主ひずみ、最大せん断ひずみともに補強材の後端でひずみが卓越する結果となった。これは補強領域と背面地盤で剛性が異なるためその境界付近に不連続面が生じたためと考えられる。一般部の 2 次元断面における解析および実験でも同様の傾向がみられる。



(a) 最小主ひずみコンター



(b) 最大せん断ひずみコンター

図-2.3.5.8 Case1 の最小主ひずみコンター及び最大せん断ひずみコンター

図-2.3.5.9 に Case1 の平均主応力（有効拘束圧）を土被り圧で正規化した比をコンターで示す。土被り 1.0m、2.0m、4.0m 位置のコンターを示しており、コンターが白いほど平均主応力（有効拘束圧）が低下していることを表している。隅角部及び一般部にかかわらず、壁面背後 1m は有効拘束圧が低下する傾向を示しており、隅角部と一般部で平均主応力の挙動に優位な差は見られない結果であった。

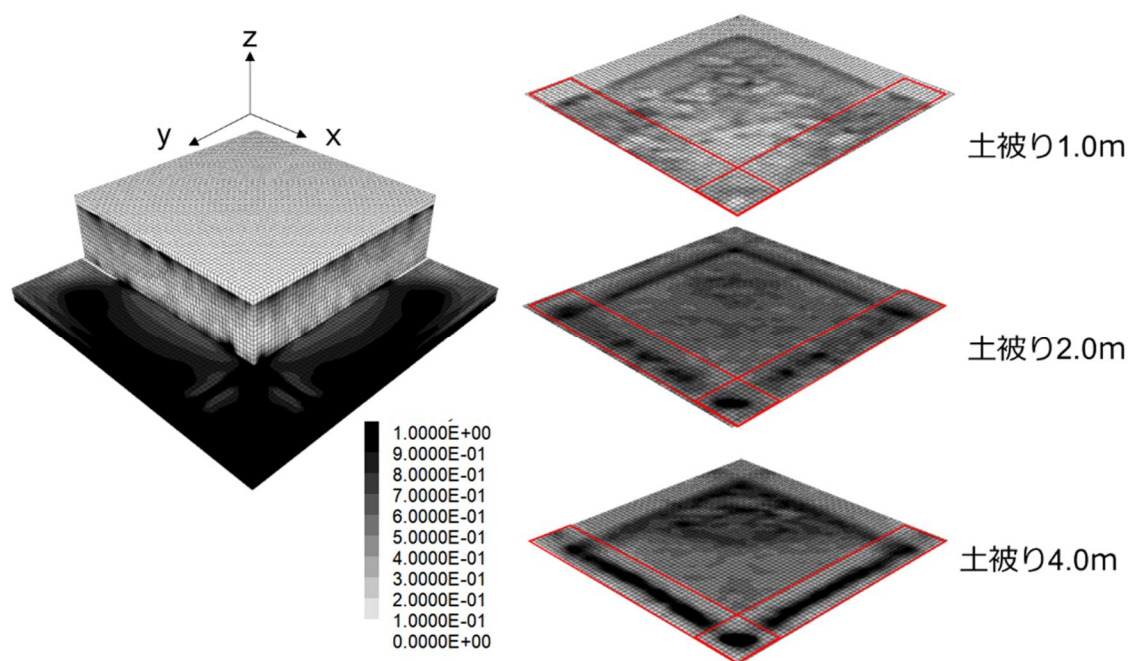


図-2.3.5.9 Case1 の平均主応力（有効拘束圧）/土被り圧コンター

2) 壁面に直交方向に地震動が入力された場合 (Case2)

図-2.3.5.10 に Case2 の x 軸方向の変位コンター、y 軸方向の変位コンター及び変位ベクトル図を示す。x 軸変位コンターに着目すると、壁面の水平変位は隅角部、一般部ともに地震動の方向 (この場合は x 軸方向) に卓越し、隅角部が特に弱部となる傾向は見られない結果となった。また、変位の大きさは、隅角部の方がわずかに小さい傾向を示す結果となった。これは、補強材がラップして設置されている効果と考えられる。y 軸方向変位コンターにおいて境界部付近で変位が発生しているのは、境界条件 (鉛直ローラー) により x 軸方向の変位が拘束されたため、側方に動く力が作用したものと考えられる。

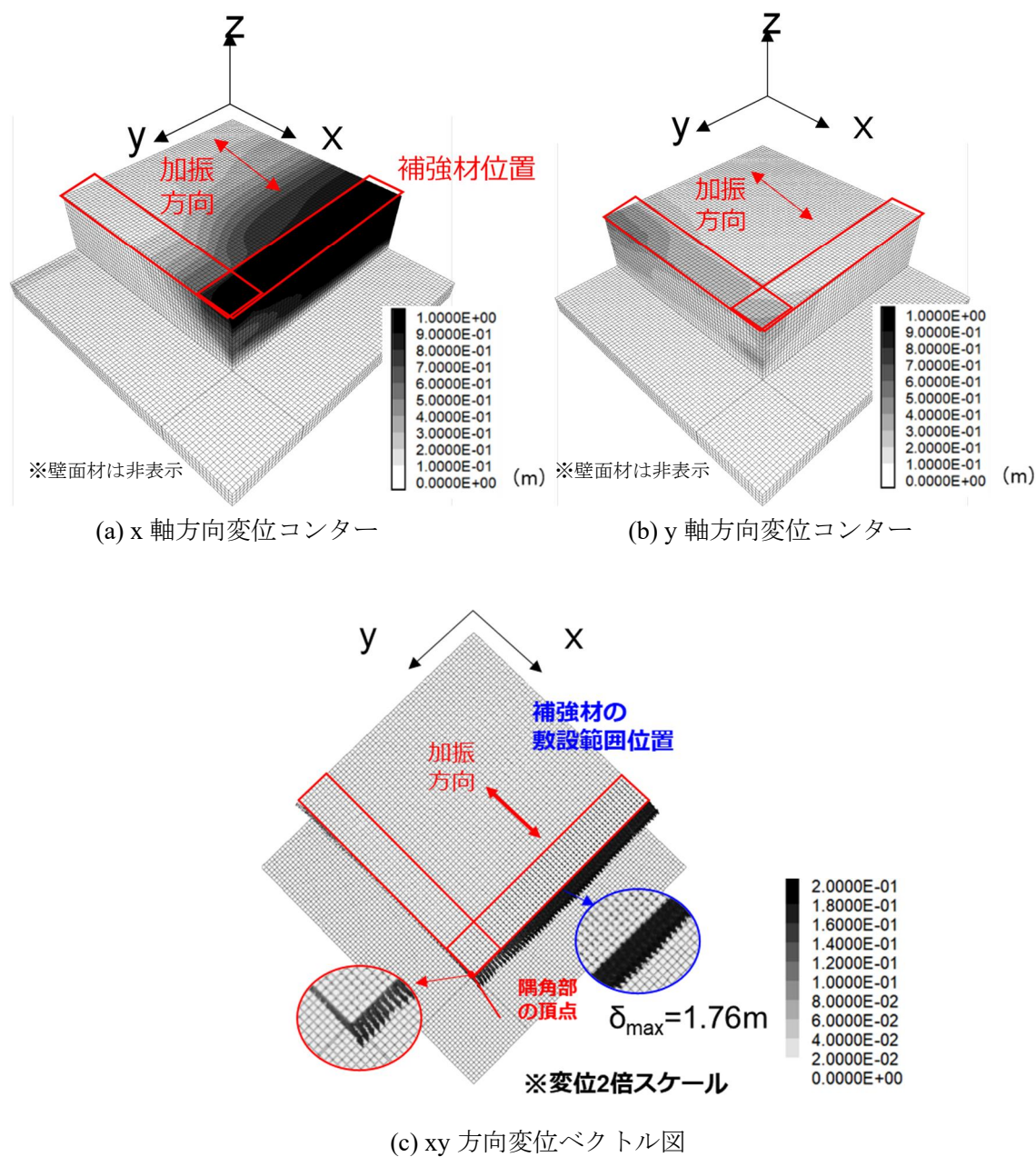
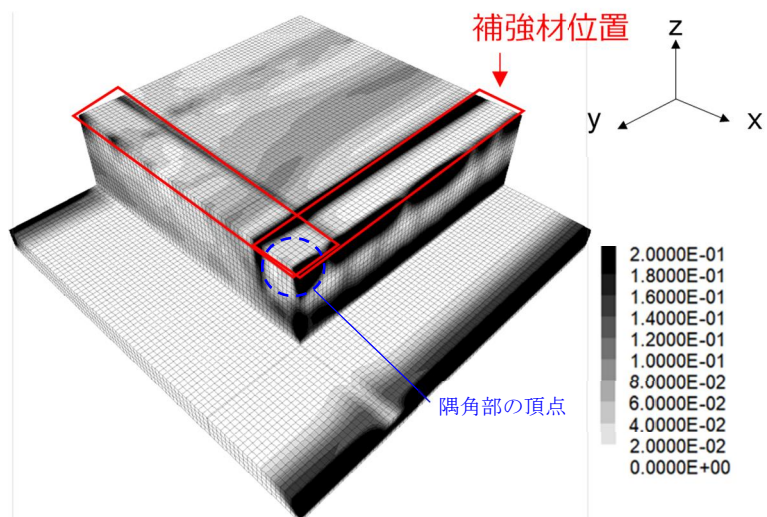
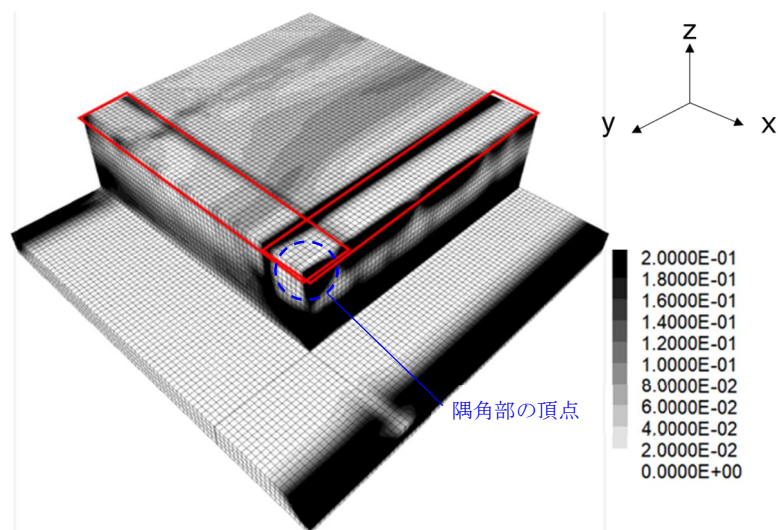


図-2.3.5.10 Case2 の変位コンター及び変位ベクトル図

図-2.3.5.11 に Case2 の最小主ひずみコンター、最大せん断ひずみコンターを示す。壁面に直交方向に地震動が入力された Case2 においても、最小主ひずみと最大せん断ひずみともに、隅角部と一般部で優位な差は見られず、地震動に直交する壁面で一様にひずみが分布する結果となった。



(a) 最小主ひずみコンター



(b) 最大せん断ひずみコンター

図-2.3.5.11 Case2 の最小主ひずみコンター及び最大せん断ひずみコンター

図-2.3.5.12 に Case2 の平均主応力を土被り圧で正規化した比をコンターで示す。コンターを表示している高さは図-2.3.5.9 と同様である。平均主応力についても変位やひずみと同様に、隅角部と一般部で優位な差は見られない結果であった。

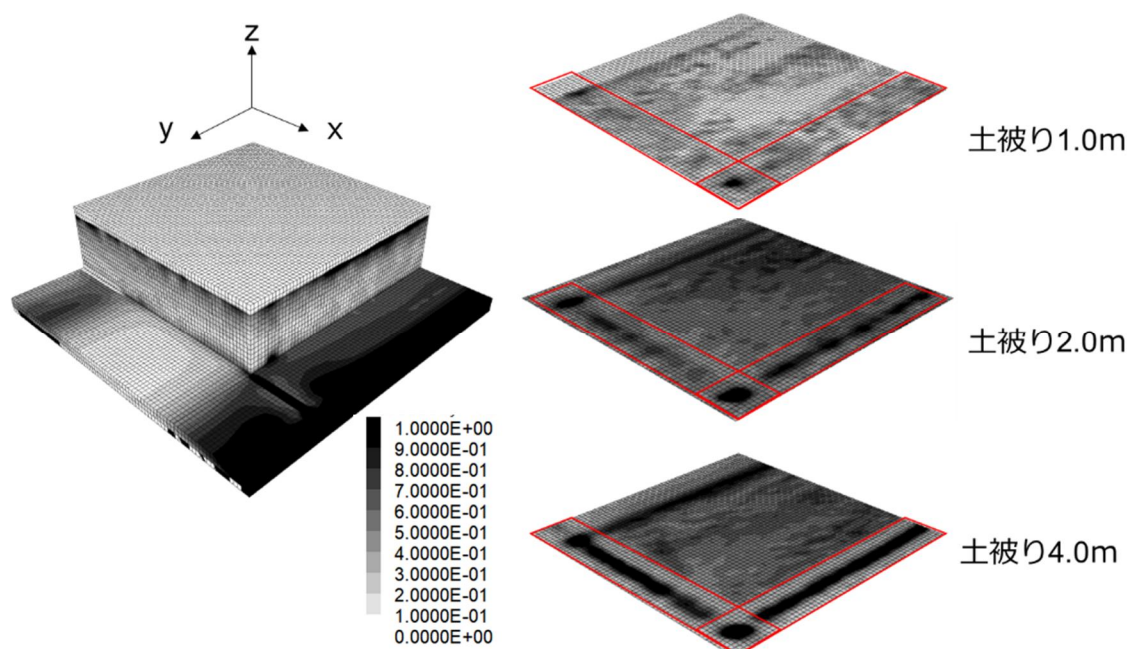


図-2.3.5.12 Case2 の平均主応力（有効拘束圧）/土被り圧コンター

3) 補強材張力

隅角部において、有効に機能していることを確認するために、Case1 における隅角部の張力と Case2 における一般部の張力分布を比較した。図- 2.3.5.13 に、各ケースの補強材張力の高さ方向分布を示す。なおここでは、Case1 では4 m ある隅角部の中央付近（隅角部から2 m 付近）にある補強材の張力を、Case2 では一般部である壁中央（隅角部から15m 付近）の補強材張力を抽出し、各補強材に発生する張力の最大値を示す。

図- 2.3.5.13 から、補強材に発生する張力は補強材張力の高さ方向の分布傾向は隅角部と一般部において明確な差は認められないが、張力の値は隅角部の方が一般部よりも大きい傾向が認められる。

ここで、隅角部において懸念されるのは、異なる2つの壁面に連結した補強材が交差・近接することにより、補強材どうしが相互に影響しあうことで補強効果が発揮されないことである。そのことに鑑みると、図- 2.3.5.13 に示すように隅角部の補強材でも一般部と同じように張力が発生していることから、補強材が有効に機能（変形に抵抗）していると考えられる。この結果は2.3.3 項(2)に示す補強材が近接する場合の引抜き挙動の検証結果とも一致する。

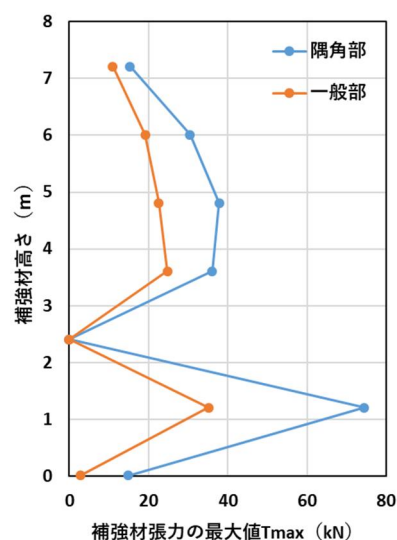


図- 2.3.5.13 隅角部と一般部の補強材張力の比較

(4) 解析結果の考察

表-2.3.5.3 に前述した数値解析 2 ケースの主な結果を一覧表に示す。隅角部では入力地震動の方向に変位が卓越するものの、変位の大きさ自体は隅角部と一般部で有意な差は生じないと考えられる。また、その変位モードは通常の二次元断面（奥行方向に均一）を比較し極端に異なるものではない。

一方で、隅角部を有する場合、地震動の入力方向次第では壁面材の接合部で開きが生じやすく、局所的（特に、隅角部の頂点付近）に一般部に比べ大きい変位やひずみが生じる可能性があることが示唆される。ただし、隅角部を有することによる影響は軽微であると推定される。

表-2.3.5.3 数値解析の主な結果

	隅角部に直交に地震動が入力された場合 (Case1)	壁面に直交方向に地震動が入力された場合 (Case2)
変位	・隅角部では、隅角部に直交方向に変位 ・隅角部と一般部の境で変位最大（ただし、数％程度の差）	・隅角部、一般部ともに壁面に直交方向（X方向）に変位 ・一般部で変位最大
ひずみ	・隅角部の頂点付近に局所的にひずみが発生（開きの影響） ・補強材後端でひずみが大きい	・補強材後端でひずみが大きい ・隅角部と一般部で優位な差は見られない
有効拘束圧	・隅角部付近と一般部で拘束圧の低下の傾向に差異は認められない	・隅角部付近と一般部で拘束圧の低下の傾向に差異は認められない

(5) まとめ

数値解析を用いた検証の結果、隅角部、一般部にかかわらず補強土壁の変位は地震動が入力される方向に卓越し、隅角部において一般部と極端に異なる変位モードは発生しないことが明らかとなった。また、隅角部と一般部で有効拘束圧の低下範囲（ゆるみ範囲）に極端に異なる傾向は見られないことも併せて確認した。一方で、同じ変位が発生した場合、隅角部では壁面材の開きが発生するため、不織布等での漏出対策が必要であることや隅角部では、一般部に比べ隅角部の頂点付近で開きに起因すると考えられる過大なひずみが局所的に発生するといった注意点も明らかとなった。

今回の検討ではジオテキスタイル補強土壁を例に整理・分析を行ったが、その他の工法（帯鋼補強土壁、アンカー補強土壁）についても隅角部における地震時挙動の傾向は大きく変わらないことが想定される。ただし、帯鋼補強土壁及びアンカー補強土壁は、その構造や抵抗機構について、ジオテキスタイル補強土壁と異なる部分もあるため、工法ごとの傾向については引き続き検討が必要である。