

都市域における地震時地盤災害への取り組みー擁壁形式の地盤・構造物系に則して

井合 進*

Mitigating Seismic Geo-hazards in Urban Areas- Seismic analysis and performance of retaining structures

Susumu IAI *

Abstract

An overview is presented on the development on evaluation of seismic geo-hazards in urban areas centered round the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake. In particular, the seismic performance of retaining structures will be the focus of this paper. Which of the soil strengths should be used for seismic design of retaining walls with dry soil, peak or residual? The effort to answer this simple question leads to a generalized methodology that is based on the multiple-sliding plane concept using both the peak strength, for defining slip plane, and the residual strength, for evaluating earth pressure associated with the slip plane. Many of the assumptions made in the conventional seismic design, successfully applicable to retaining walls with dry soil, become questionable when the soil is submerged. Adequate characterization of the undrained behavior of sand under transient and cyclic loads is needed. A performance-based design methodology is being developed with a collective efforts of international experts.

キーワード：設計，地震，地震時挙動，擁壁

Key words : design, earthquakes, seismic performance, retaining structures

1. はじめに

鉄道の軌道を支える擁壁，港湾の岸壁など，都市域に展開される擁壁形式の地盤・構造物系の耐震性は，従来は，壁背後の土を剛体的すべり土塊，

ないし，地盤バネに簡易化して評価してきた (Seed and Whitman, 1970)。剛体的すべり土塊の解析により，擁壁に加わる地震時土圧は，古典的なクーロン土圧理論に慣性力の影響を加味して算

* 京都大学防災研究所
Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University

定できる(Mononobe, 1924; Okabe, 1924)。この地震時土圧を用いることにより、ニューマーク流のすべり解析に基づいて擁壁の永久変位が算定できる(Newmark, 1965; Franklin and Chang, 1977; Richards and Elms, 1979; Nadim and Whitman, 1983; Towhata and Islam, 1987)。傾斜についても、回転成分について、これと同様の解析を適用して算定できる(Nadim and Whitman, 1983; Whitman and Liao, 1984; Prakash et al., 1995; Steedman and Zeng, 1996)。また、擁壁の根入部の地盤を地盤パネとみなすことにより、地盤反力係数を用いて地盤反力を計算することができる(Rowe, 1952; Terzaghi, 1955)。このように、剛体的すべり土塊、ないし、地盤パネに基づく簡易法は、わが国はもとより、北米、その他の世界の主要地震活動地域において、擁壁の耐震性評価における基本的な方法として活用されてきている(PIANC, 2001)。

しかし、土が水で飽和している場合には、簡易法で設けている仮定の多くが成り立たなくなる。地震時のように急速な繰り返しせん断が加わる状況下では、密度や応力状態に応じて、土が膨張ないし収縮する傾向が、過剰間隙水圧の変化となって現れる。その極端な例が、地盤の液状化である。また、地盤の液状化よりは知名度が低い現象であるが、ダイレイタンスの発生にともなう負の過剰間隙水圧を示す場合もあり、この場合には、乾燥状態の砂のせん断強度よりも大きなせん断強度を発揮する可能性もある。

地盤の飽和、不飽和の条件に応じた土の挙動の相違の議論とは別の流れとして、1960年代より開始された強震観測により記録された地震動の最大加速度は、年を追うごとに上昇してきている。1968年十勝沖地震では0.25gであったものが、1995年兵庫県南部地震では0.5~0.8g、観測網が一段と充実した2000年以降では1gを越える観測記録が続出し、2008年岩手・宮城内陸地震では4gを越えるものとなっている。内部摩擦角が例えば35度の乾燥砂からなる水平成層地盤が抵抗できる限界の最大加速度は0.7g (= $\tan 35^\circ g$)である。地盤工学の関連技術者は、このような新たな観測

データを前に、どのような形で、地盤・構造物系の耐震性評価に取り組んできたのであろうか。

本論文では、1995年兵庫県南部地震を境として、急展開を見せてきたこれらの2点、すなわち、非排水繰り返しせん断時の砂の力学的挙動の評価、および乾燥砂のせん断強度を上回る強い地震動における地盤・構造物系の挙動の評価、の発展を中心として論じてみたい。

2. 砂の繰り返しせん断挙動

擁壁は壁により背後の土を支える構造であり、その地震時挙動は、地盤・構造物の相互作用によって支配される。この相互作用は、擁壁-背後地盤-基礎地盤で構成される幾何的な形状の面のみならず、強い地震のゆれにより発生する土の著しい非線形性、の両面から、極めて複雑な現象である。そもそも、地震動が加わる前の時点で、壁付近の土の応力状態は、せん断破壊に近い状態となっており、このような応力状態にさらに上乗せする形で繰り返しせん断応力が加わるのであるから、その際の土の力学的挙動を解明しようとすることは、きわめて難易度の高い学術上の問題に帰属するともいえる。「擁壁の50年」と題する論文の中で「長い混乱の歴史」として見事にまとめられた土圧に関する研究の発展史(Peck, 1990)は、このような地盤・構造物の相互作用問題を、(誤った)仮定に基づいて導いた種々の簡易法の提案の歴史といってもよいであろう。

このような複雑な地盤-構造物の相互作用について論じるためには、まずは、繰り返しせん断時の土の挙動に関する既往の知見のまとめから始めるのがよいであろう(Iai, 1998)。排水条件(乾燥した条件)下の繰り返しせん断では、土の応力ひずみ関係は、Fig. 1に示すとおり履歴ループを描く(Hardin and Drnevich, 1972)。同図に示すとおり履歴ループはひずみレベルに応じて変化するが、これは、履歴ループが土のせん断強度により応力の上限と下限の両側で挟まれてしまっているためである。ここで見る土の履歴挙動は、例えば、地中に根入れされた構造物が横方向への繰り返し載荷を受けた際の地盤反力がFig. 2に示すと

おりの履歴ループを描く機構の基本となるものである。同図に示す地盤反力の上限值，下限値は，土圧理論における主動土圧，受働土圧に対応するもので，これらの値は，擁壁の既往の設計理論では，極めて重要な役割を果たしてきた。

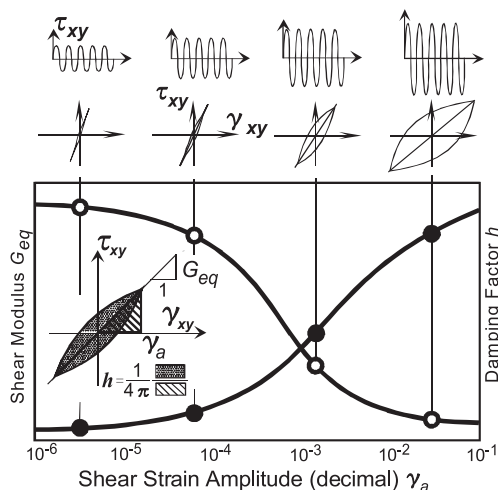


Fig. 1 Sand Behavior under Drained Cyclic Shear

他方，非排水条件下での繰り返しせん断では，上に見る排水条件下と全く異なり，土の応力ひずみ関係が過剰間隙水圧やこれに対応する有効応力の変化に著しい影響を受ける結果，Fig. 3 に示すとおりとなる (Ishihara, 1985)。排水条件下にお

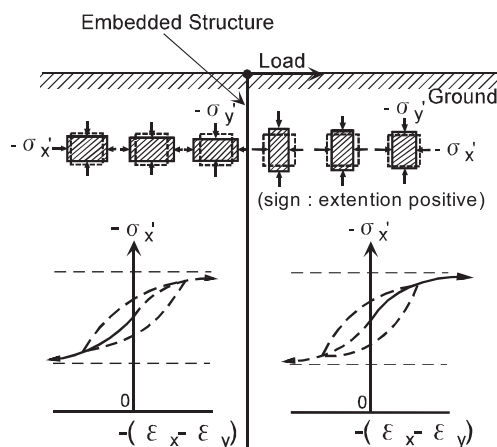
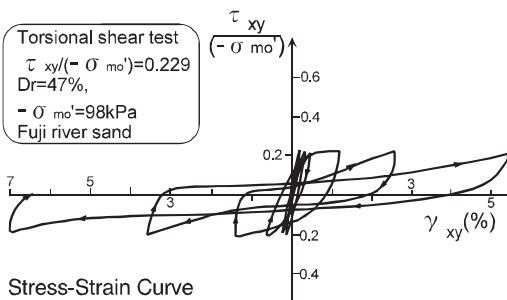
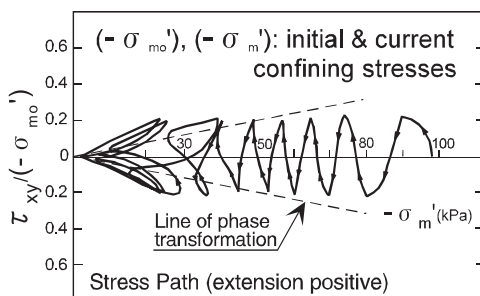
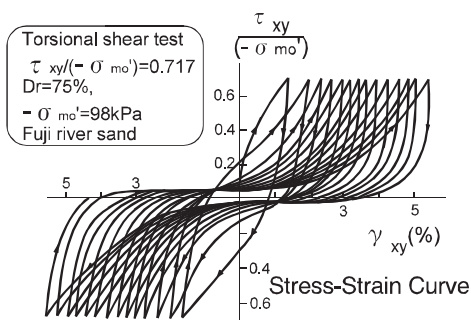
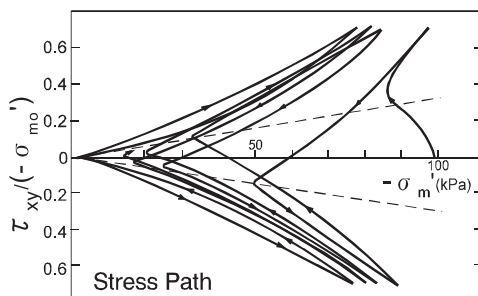


Fig. 2 Hysteretic Subgrade Reaction in Drained Cyclic Shear Condition



(a) Loose Sand



(b) Dense Sand

Fig. 3 Sand Behavior under Undrained Cyclic Shear (Ishihara, 1985)

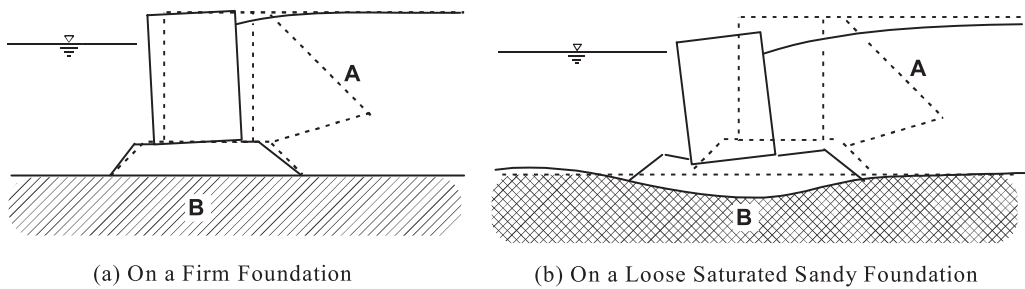


Fig. 4 Deformation/Failure Mode of Gravity Quaywall

ける土のせん断強度に対応して存在していた応力
の上限値, 下限値は, 非排水条件下では無意味と
なってしまう。それは, これらの値が, 繰り返し
载荷によって変化する有効応力に依存するため
である。このことと並び重要な点として, 繰り返し
せん断の応力振幅が一定値であっても, ひずみ振
幅は, 繰り返しせん断に応じて, 次第に増加して
いく点が挙げられる。

擁壁の地震時挙動のような2次元ないし3次元
非線形問題においては, 土に加わる応力として動
的成分のみならず重力に起因する静的成分があ
る。例えば, Fig. 4の示すような岸壁背後の地盤
内の土要素Aの応力状態を見てみよう。この土の
応力状態は, 重力の影響により, 主働土圧に対応
するせん断破壊状態に近い応力状態にある。他
方, 同図の土要素Bは, ケーソンから伝達される
荷重により圧縮せん断モードでのせん断破壊状態
に近い応力状態にある。これらの異方応力状態
は, 地震前から存在し, 地震中も継続して作用し
続けるものであり, 慣用的に初期せん断と呼ぶ
が, この応力状態が, 地震時に加わる繰り返し
せん断時およびその後の土の変形挙動に著しい影響
を与えることは明らかであろう。

このような異方応力状態において繰り返しせん
断を受ける土要素Bの変形挙動の概念図をFig. 5
に示す。同図に示すとおり, この土要素は, 次第
に, 初期に加わっていた最大主応力軸の方向 (こ
の場合には, 下向き) に変形していく。このよう
な土要素の累積的な変形が, 擁壁直下の基礎地盤
の横方向へのはらみ出しを伴う沈下を発生させる
基本的な機構となる。ここで議論した異方応力状

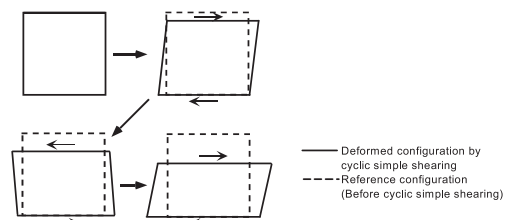


Fig. 5 Schematic Deformation of Soil Element under Undrained Cyclic Loading with Initial Shear

態での繰り返しせん断挙動に関する研究は, 歴史
的には, 相当に早く着手され, その成果は, 既に
1972年には発表されている (Ishihara and Li,
1972)。少なくとも1995年兵庫県南部地震より20年
は軽く時代を先取りしている慧眼といえる。

上に見る土の力学的挙動を, 地盤-構造物の相
互作用の解析において考慮するためには, 適切な
土の構成式が必要となる。その構成式の満たすべ
き条件とは, 単純明快で, 数値解析的に破綻しに
くいこととともに, このような土の力学的特徴を
表現することができる程度には複雑であることが
必要である。その条件を列挙すれば, 以下のとお
りとなる (Iai, 1998) :

- (1) Fig. 3上段に示すようにせん断破壊線に近い
応力経路での挙動を安定して表現できること
- (2) Fig. 3下段に示すようなハードスプリング型
の履歴形状を表現できること
- (3) Fig. 3下段に示すような繰り返しせん断に伴
うひずみ振幅の漸増を表現できること
- (4) Fig. 5に示すような異方応力条件下での繰
返しせん断の挙動を表現できること

3. 乾燥地盤の地震時土圧

既往の簡易法においては、乾燥地盤の地震時土圧は物部・岡部式(Mononobe, 1924; Okabe, 1924)により算定することが多い。様な水平、鉛直(下向き)加速度場、 k_{hg} 、 k_{vg} において、重力により鉛直下向きに向いていた物体力ベクトルが、次式により定義される地震慣性角、 ψ 、の分だけ回転する (Fig. 6 参照)

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k} \right]$$

物部・岡部式は、古典的なクーロン土圧の解を、幾何的に地震慣性角、 ψ 、だけ回転させることにより求められる。詳細は、設計指針類を参照されたい (Japan_Port_and_Harbour_Association_(ed.), 1989; Ebeling and Morrison, 1992)。

1990年代に入り、著しく強い地震のゆれを設計で考慮する必要性について関連技術者の認識が高まるにつれ、きわめて基礎的かつ根本的な疑問が浮上してきた：土のせん断強度にはピーク強度と残留強度の2種類があるが、耐震設計で用いるべきせん断強度は、これらのうちのいずれであろうか。砂のピーク強度と残留強度には著しい相違があることはよく知られている。例えば、密な砂の場合、それぞれの強度に対応する内部摩擦角は $\phi_{\text{peak}} = 50^\circ$ 、 $\phi_{\text{res}} = 30^\circ$ 程度の値に相当する。これらの内部摩擦角の差が、土圧に与える影響は、Fig. 7 に示すとおり、きわめて著しいものとなる。実際の土圧の発現の経過を追跡してみると、まず、せん断破壊は、残留強度ではなく、ピーク

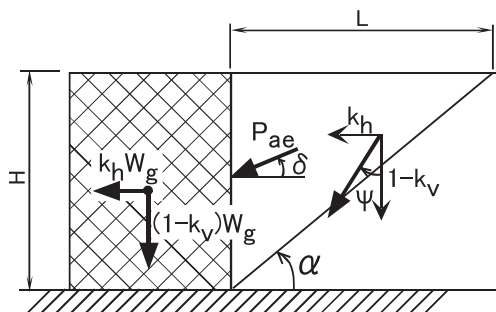


Fig. 6 Active earth pressure

強度に達した状態から開始される。次に、一旦、せん断破壊面が形成されると、この面上でのせん断抵抗がピーク強度から残留強度に低下する。ここで注意したい点は、せん断抵抗の変化に対応して内部摩擦角も変化するにも関わらず、すべり面はピーク強度において発生したすべり面のまま維持される点である。このすべり面は、さらに慣性力が増加して、ピーク強度に対応する新たなすべり面が発生するまで維持される。潜在的な多数のすべり面のうち、第1および第2のすべり面が形成されるシーケンスを概念的に Fig. 8 に示す。このような考え方に基づいて、乾燥地盤の地震時主

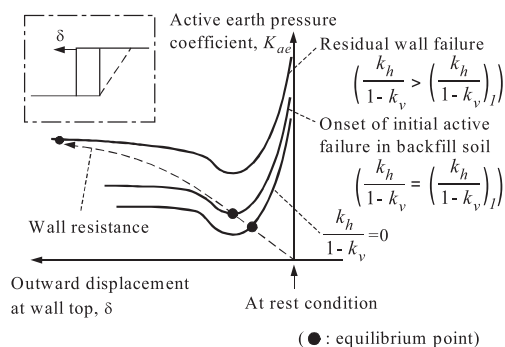


Fig. 7 Wall displacement and active earth pressure coefficient, modified from (Koseki et al., 1998)

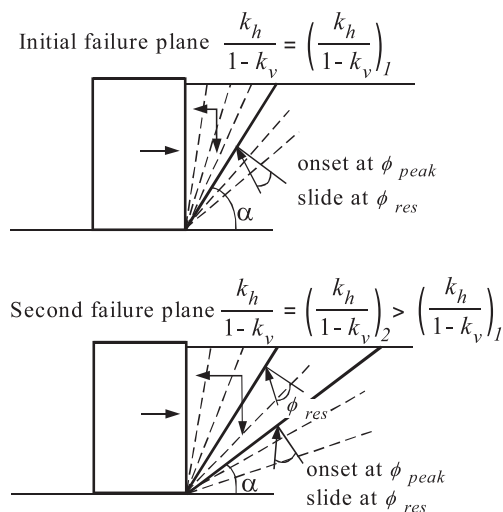


Fig. 8 Multi-stage active failure

働土圧に関する一般化された算定法が提案されるに至った (Koseki et al., 1998)。

この方法により算定される主動土圧の算定例を Fig. 9 に示す。同図には、初期のすべり面が静的な状態で発生する場合 (すなわち $k_h/(1-k_v) = 0$)、および $k_h/(1-k_v) = 0.2$ の状態で発生する場合、の 2 通りを示している。初期のすべり面が形成された後は、すべりはこの面に沿って進行する。この過程は、現在のすべり面に伴う土圧が、次のすべり面としてピーク強度に対応する物部・岡部式による土圧に追いぬかれる時点まで継続する。土圧が追い抜かれると、次の段階に入り、新たなすべり面が形成される。Fig. 9 に示す地震時土圧の結果より、既往の設計において用いている残留強度に対応する主動土圧に基づく設計は、特に、高い設計震度の条件では、過大設計となっている恐れがあることが伺われる。

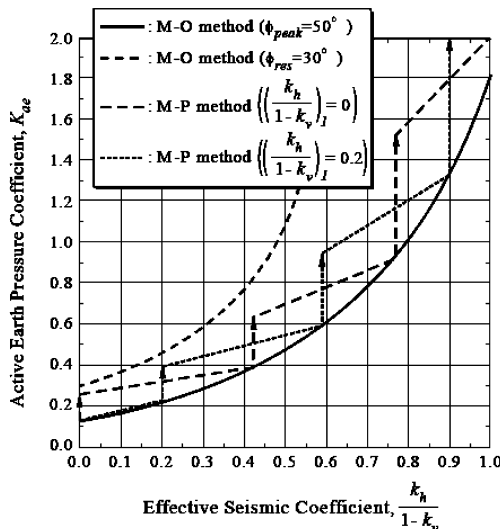


Fig. 9 Active earth pressure by the generalized method ($\phi_{peak}=50^\circ$, $\phi_{res}=30^\circ$ and $\delta=25^\circ$), modified from (Koseki et al., 1998)

4. 飽和地盤の擁壁の地震時挙動

既往の簡易法では、飽和地盤の間隙水圧は、物部・岡部式における浮力として取り扱われてきた (Japan_Port_and_Harbour_Association_(ed.), 1989;

Ebeling and Morrison, 1992)。この方法では、非排水条件下での特徴的な砂の力学的挙動を性格づけるダイレイタンシーの影響は無視されてきた。恐らく、簡単のため、という理由の名のもとに無視されてきたのではなからうかと思われる。前述のとおり、乾燥地盤に対して設けられた多くの仮定は、飽和地盤に対しては、成り立たない。飽和砂の応力ひずみ関係は、乾燥砂とは全く異なる。剛体的なすべり土塊の挙動の仮定も、飽和地盤に対しては成り立たず、すべり線を境界とするすべりというよりは、連続体としての変形挙動を示す。このようなわけで、1980年後半より、飽和地盤の擁壁の地震時挙動については、次第に、簡易法から有限要素法などを用いて、先に述べた特徴的な飽和砂の力学的挙動を表現する構成式を組み込んで、地盤・構造物系としての解析を通じて評価・検討する方向へと進むようになってきたのである (Iai et al., 1998)。

1995年兵庫県南部地震においては、神戸港において、多数のケーソン岸壁が Fig. 10 に示すような被害を受けた。これらのケーソン壁は、ゆるい飽和置換土 (まさ土) 上に建設されたもので、同地震において水平・鉛直最大加速度 $0.54g$, $0.45g$ の地震動を受け、平均 3 m (最大 5 m) 海側へ水平移動、 $1\sim 2\text{ m}$ 沈下、 4 度海側へ傾斜した。簡易法で考慮されるすべり破壊の機構でも、海側への大きな水平移動は説明可能であるが、この機構では、著しい沈下や海側への傾斜は説明することができない。ケーソン直下の基礎地盤が、過剰間隙水圧の上昇により軟弱化したことが、被害の主たる原因ではないか、と推察された。

この推察は、多重せん断モデルに基づく構成式 (Iai et al., 1992) を組み込んだコンピューター解析プログラム FLIP による有効応力解析により、その妥当性が確認された。解析モデルのパラメタは、地盤の PS 検層、標準貫入試験、乱さない試料の繰り返し三軸試験に基づいて決定した。繰り返し三軸試験に用いた供試体は、原位置凍結サンプリングによる乱さない試料である。入力地震動は、解析対象とする岸壁から 2 km にあるポートアイランド内の強震記録である。解析対象範囲

は、ケーソンを含む水平220m、鉛直40mの鉛直2次元断面とした。

有効応力解析による残留変形は Fig. 11に示すとおりである。同図に示すとおり、有効応力解析による変形モードは、ケーソンが海側に傾斜し、ケーソン直下の基礎地盤を押し出す形態を示している。これは、Fig. 12に示す地震後の潜水調査で明らかにされた捨石マウンドを含む実際のケーソン岸壁の変形形態と合致するものとなった。

このケーソン岸壁の被害事例は、被災状況の調

査、土の室内試験、入力地震動、のすべてのデータ面で理想的な条件を満たしており、土の構成式の妥当性の検証や数値解析の適用性の検討のためのベンチマークとして、わが国はもとより、世界中の地盤工学関連技術者・研究者の間で広く引用されている。この事例の重要性については、一見すると、上に述べたとおり、構成式の妥当性の検証や数値解析法の適用性の検討のために貴重な役割を果たしていることにあるように見える。しかし、この事例が果たした最も重要な点は、そのよ

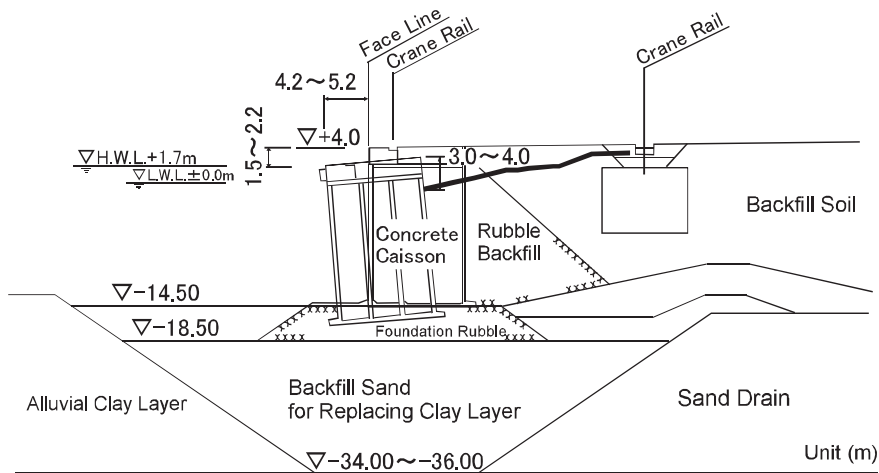


Fig.10 Deformation/Failure of Gravity quaywall at Kobe Port during 1995 Hyogoken-Nambu, Japan, earthquake

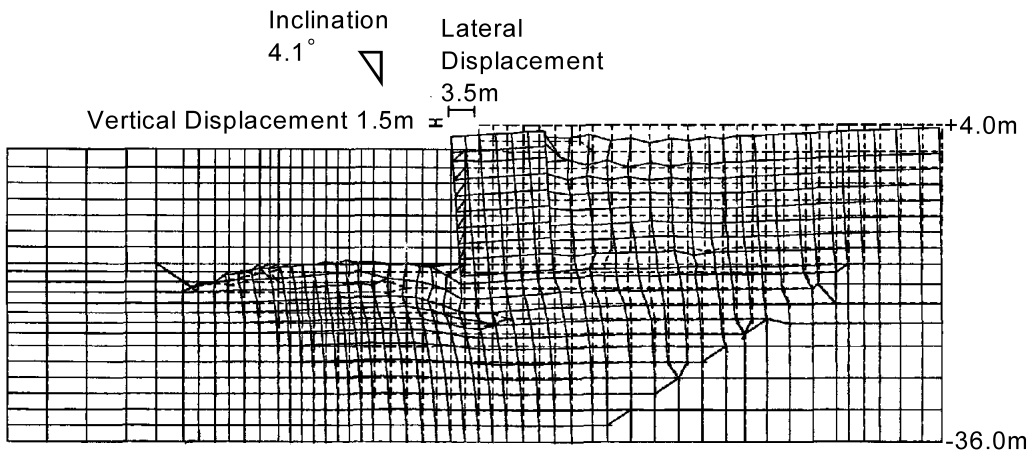


Fig.11 Computed deformation of a gravity quaywall

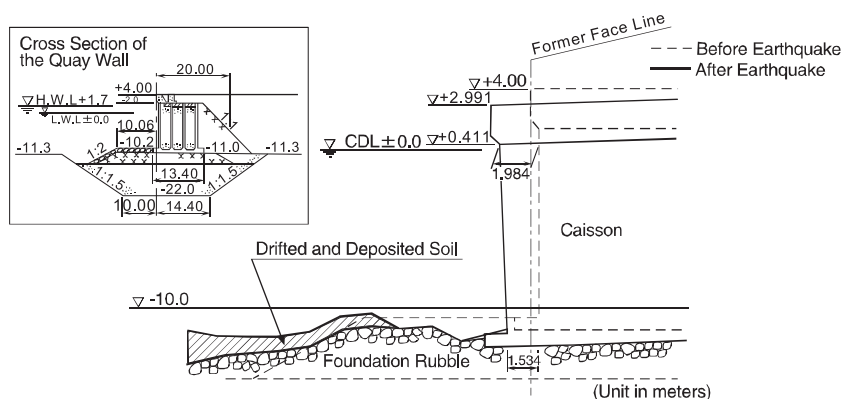


Fig.12 Deformation of rubble foundation of a quay wall investigated by divers

うな表面的ないし実際のな面のことよりも、非排水条件下における特徴的な砂の力学的挙動が飽和地盤に建設された地盤・構造物系の地震時挙動を性格づける本質的な機構であるという新たな知見をもたらしたという点にある。この機構では、繰り返しに伴う累積的なせん断ひずみの増大が全体の挙動を支配するのであって、乾燥地盤に適用可能な簡易法が基本とするすべり面に沿うすべり（せん断破壊）の機構とは異なる。この機構では、繰り返しに伴う累積的なひずみが、初期せん断の方向に向かって累積することにより、地盤・構造物系の変形が発生していく。このように、飽和地盤の壁擁の地震時挙動評価や耐震設計には、非排水条件下での土の繰り返しせん断挙動の把握が基本となるのである。

Whitman は、1995年兵庫県南部地震より少し前の1991年の state-of-the art lecture において、擁壁に関する諸問題の解決に向けての展望を以下のように述べている (Whitman, 1991) : 「... 今後10年のうちには、何とか今の研究の発展のペースが継続し、今日ある問題の中でも最も手ごわい問題の解決がなされることを期待したい...。その問題とは、より経済的で、かつ、適切な沿岸域の構造物とは何かを明らかにすることである。」1995年兵庫県南部地震を契機として、上に述べてきた内容の新たな知見に関する著しい発展がみられたことは、Whitman の期待が実現され、その展望が正しかったともいえるであろう。

5. 性能設計に向けた展開

これらの新たな知見が得られるようになって以降の展開、特に、2000年以降の展開としては、これらの現実的な地盤・構造物系の挙動の認識を基にして、より合理的な設計体系を確立するため世界の専門家間の協力により検討されてきた動きがあげられる。これにより体系づけられてきた設計法は、性能設計の原理に基づいており、概ね以下のとおりまとめられる (Iai, 2005)。

まず、設計の原則として、性能設計の体系を明示的に採用している。すなわち、地盤基礎構造物の設計では、まず、その目的と機能を明確にする。大まかな分類として、商用利用、公共利用、防災利用、などがある。

次に、耐震設計のための性能目標を、地震時あるいは地震後の機能に基づいて、以下のとおり設定する。

- －地震時および地震後の使用性：構造物は許容変形内、社会・産業活動への影響軽微、機能維持もしくは経済的復旧可能
- －地震時および地震後の安全性：人的被害、資産被害の最小化、社会的重要施設の機能維持、構造物は非崩壊

これらの性能目標に基づいて、基準地震動を以下のとおり設定する。

- －地震使用性照査地震動：対象構造物の設計期間内に発生する確率がある程度の地震動
- －安全性照査地震動：発生する確率は低いが非常

に強い地震動

これらの性能目標および基準地震動を基に、構造物の地震応答を表現する工学的パラメータを用いて性能規定を設定する。この際、施設の重要度、解析手法を考慮する。性能規定に基づく一つの方法として、限界状態設計法を示している。

ここに示した新たな基本的な設計の枠組みにおいて、地震使用性照査地震動の定義として、対象構造物の設計期間内に発生する確率がある程度の地震動としているのは、国際メンバーにより長い時間をかけた議論の結果である。「確率がある程度」という表現により、特定の再現期間を設定する既往および現行の設計法を包含すると同時に、全ての再現期間の地震動の集合を考慮する性能設計への移行を可能としている。この方向の流れに沿って、ライフサイクルコストの最小化を基本とする手法の導入に関する種々の検討がはじめられている (Iai et al., 2008)。今後のさらなる発展が期待される。

6. 結論

本論文では、都市域での地震時地盤災害に関して、1995年兵庫県南部地震の前とその後における概ね20年間にわたるパラダイムシフトについて、その概観をとりまとめた。

乾燥地盤の擁壁では、すべり面を規定するピークせん断強度およびその後のすべりに伴う土圧を規定する残留せん断強度の両者を考慮した多重すべり面解析に基づく一般化した算定法により、より適切に地震時土圧を評価することができることが知られるようになってきた。この結果、既往の耐震設計で用いられてきた残留せん断強度に基づく地震時土圧は、特に、設計震度が大きい領域では、過大評価となっている恐れがあることが伺われるようになってきた。

既往の耐震設計で設けたすべり面などをはじめとする仮定で、乾燥地盤に対して適用性のある多くの仮定は、飽和地盤に対しては、成り立たないことが広く知られるようになってきた。このため、飽和土の応力ひずみ関係を適切に評価し、モデル化することが重要であることが認識されるよ

うになった。飽和地盤の擁壁の地震時挙動は、すべり線を境界とするすべりというよりは、連続体としての変形挙動を示す。このようなわけで、飽和地盤の擁壁の地震時挙動については、次第に、有限要素法などを用いて、飽和砂の力学的挙動を表現する構成式を組み込んで、地盤・構造物系としての解析を通じて評価、検討する方向へと進むようになってきた。

上にとりまとめた都市域での地盤災害の機構に関する新たな知見を背景として、性能設計の原理に基づいて地盤災害軽減のための新たな方法論が、世界の専門家間の協力の下に体系づけられるようになってきた。今後のさらなる発展が期待される。

参考文献

- Ebeling, R.M. & Morrison, E.E.Jr. (1992) "The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures," US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, 1-256.
- Franklin, A.G. & Chang, F.K. (1977) "Earthquake resistance of earth and rockfill dams, Report 5: Permanent displacements of earth dams by Newmark analysis," US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, 2-71-17.
- Hardin, B.O. & Drnevich, V.P. (1972). "Shear modulus and damping in soils: design equation and curves," *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 98 (SM7), 667-692.
- Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T. (1992). "Strain space plasticity model for cyclic mobility," *Soils and Foundations*, 32(2), 1-15.
- Iai, S. (1998). "Seismic analysis and performance of retaining structures," *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III. , Geotechnical Special Publication No.75, ASCE*, 1020-1044.
- Iai, S., Ichii, K., Liu, H. & Morita, T. (1998). "Effective stress analyses of port structures," *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*, 2, 97-114.
- Iai, S. (2005). "International standard (ISO) on seismic actions for designing geotechnical works - An overview," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25, 605-615.

- Iai, S., Tobita, T. & Tamari, Y. (2008). "Seismic performance and design of port structures," *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics VI, Geotechnical Special Publication 181*, ASCE, 1-16.
- Ishihara, K. & Li, S. (1972). "Liquefaction of saturated sand in triaxial torsion shear test," *Soils and Foundations*, 12(2), 19-39.
- Ishihara, K. (1985). "Stability of natural deposits during earthquakes," *Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Balkema, 327-376.
- Japan Port and Harbour Association (ed.) (1989). *Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan, English version (1991) by the Overseas Coastal Area Development Institute of Japan*, 1-438.
- Koseki, J., Tatsuoka, F., Munaf, Y., Tateyma, M. & Kojima, K. (1998). "A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads," *Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu earthquake No.2*, 209-216.
- Mononobe, N. (1924). "Considerations on vertical earthquake motion and relevant vibration problems," *Journal of JSCE*, 10(5), 1063-1094 (in Japanese).
- Nadim, F. & Whitman, R.V. (1983). "Seismically induced movement of retaining walls," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 109(GT7), 915-931.
- Newmark, N.M. (1965). "Effects of earthquake on dams and embankments," *Geotechnique, 5th Rankine lecture*, 15(2), 139-160.
- Okabe, N. (1924). "General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam," *Journal of JSCE*, 10(6), 1277-1323.
- Peck, R.B. (1990). "Fifty years of lateral earth support," *Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication No.25*, ASCE, 1-7.
- PIANC (2001) *Seismic Design Guidelines for Port Structures*, International Navigation Association, Balkema, 1-474.
- Prakash, S., Wu, Y. & Rafnsson, E.A. (1995). "On seismic design displacements of rigid retaining walls," *Proc. 3rd Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, 1183-1192.
- Richards, R.Jr. & Elms, D. (1979). "Seismic behavior of gravity retaining walls," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 105(GT4), 449-464.
- Rowe, P.W. (1952). "Anchored sheetpile walls," *Proc. Institution of Civil Engineers, Part 1*, 1, 27-70.
- Seed, H.B. & Whitman, R.V. (1970). "Design of earth retaining structures for dynamic loads," *ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, 103-147.
- Steedman, R.S. & Zeng, X. (1996). "Rotation of large gravity walls on rigid foundations under seismic loading," *Analysis and Design of Retaining Structures against Earthquakes*, ASCE Geotechnical Special Publications 60, 38-56.
- Terzaghi, K. (1955). "Evaluation of coefficients of subgrade reaction," *Geotechnique*, 5 (4).
- Towhata, I. & Islam, S. (1987). "Prediction of lateral movement of anchored bulkheads induced by seismic liquefaction," *Soils and Foundations, JGE*, 27(4), 137-147.
- Whitman, R.V. & Liao, S. (1984). "Seismic design of gravity retaining walls," *Proc. 8th World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, 533-540.
- Whitman, R.V. (1991). "Seismic design of earth retaining structures," *Proc. of the Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, 1767-1778.

(投稿受理：平成22年4月23日)