

Stabilità di strutture offshore fondate su pendio e soggette a sisma

F. PELLI*, R. VANZINI**

SOMMARIO: La progettazione di strutture offshore, ed in particolare di strutture petrolifere, in aree soggette ad attività sismica, richiede la previsione del comportamento del sistema suolo-struttura sotto l'azione di carichi dinamici. Per strutture fondate su pendio le deformazioni indotte dal sisma nel terreno possono condurre al danneggiamento dei pali di fondazione. In questa memoria viene presentata una metodologia che consente di valutare lo stato tensionale che verrebbe a svilupparsi nei pali in conseguenza delle deformazioni residue indotte dal sisma nel terreno di fondazione. La procedura comprende l'esecuzione di una analisi di risposta sismica tipo «free-field», la valutazione degli spostamenti indotti nel pendio dal sisma, e la risoluzione del problema di interazione palo-terreno. Viene inoltre illustrata l'applicazione di tale metodologia nell'ambito del progetto di una piattaforma petrolifera fondata su pendio e situata nel Mare Mediterraneo.

1. Introduzione

La stabilità di strutture offshore fondate su pendio richiede una attenta valutazione da parte del progettista, soprattutto se il sito è compreso in un'area soggetta ad attività sismica. In particolare, le deformazioni permanenti indotte nel pendio da terremoti di elevata intensità possono condurre al danneggiamento dei pali di fondazione ed al conseguente collasso della struttura. Viene presentata nel seguito una metodologia per la valutazione della stabilità di pendii sottomarini soggetti a carichi sismici, in relazione all'integrità dei pali di fondazione ed alla sicurezza della struttura. È inoltre descritta l'applicazione di tale metodologia per il progetto di una piattaforma petrolifera situata nel Mare Mediterraneo, nel corso del quale si è potuto disporre di una considerevole mole di dati geotecnici.

La metodologia discussa nel seguito consiste di tre fasi fondamentali:

- 1) analisi di risposta sismica «free-field», basata su una storia di accelerazioni reale, e condotta tenendo conto del comportamento non lineare del terreno;
- 2) calcolo delle deformazioni permanenti indotte nel terreno dal sisma mediante un modello costituito da blocco rigido poggiato su un piano inclinato;
- 3) valutazione dello stato tensionale indotto dal sisma nei pali di fondazione, mediante analisi non lineare di interazione palo-terreno.

Per il caso reale descritto nel seguito, l'applicazione di analisi pseudo-statiche basate sul metodo dell'equilibrio limite condurrebbe ad una valutazione

non realistica ed eccessivamente cautelativa. D'altro canto la metodologia di calcolo descritta è sufficientemente semplice per essere utilizzata correntemente nella pratica progettuale.

2. Considerazioni generali

La stabilità di un pendio soggetto a carichi di tipo statico può essere verificata applicando i principi dell'equilibrio limite. Nel caso di carichi sismici, d'altro canto, si rende necessaria l'applicazione di metodologie più complesse, che tengano conto delle modalità di applicazione dei carichi e delle caratteristiche di risposta dei terreni. Questo in quanto i metodi pseudo-statici, che consistono nell'applicazione dei principi dell'equilibrio limite per verifiche di stabilità in condizioni di carico dinamiche, risultano in molti casi insufficientemente accurati ai fini progettuali.

La riduzione della sollecitazione dinamica e ciclica indotta nel pendio dal sisma ad un carico statico equivalente, su cui si basa l'approccio pseudo-statico, richiede la determinazione di un coefficiente sismico la cui definizione è tutt'altro che univoca. Nel caso in cui si adotti per l'analisi un coefficiente sismico corrispondente all'accelerazione di picco, ipotizzando quindi che la massima sollecitazione sia applicata al pendio per un tempo lungo, è inevitabile il conseguimento di risultati cautelativi. Nella realtà, infatti, il massimo livello di sollecitazione può interessare il pendio soltanto per qualche frazione di secondo, per poi tornare ad oscillare entro livelli più modesti, senza causare fenomeni di instabilità di rilievo. Per superare tale limitazione senza discostarsi dalle metodologie pseudo-statiche, può essere selezionato un coefficiente sismico corrispondente ad una acce-

* Dott. Ing. Fabrizio Pelli, Project Manager, D'Appolonia S.p.A., Genova.

** Dott. Ing. Roberto Vanzini, Engineering Standards and Specifications Manager, Agip S.p.A. Milano.

lerazione inferiore a quella di picco. Tale scelta è tuttavia arbitraria, e contiene implicitamente l'accettazione di un certo livello di deformazione permanente che non può essere quantificato mediante l'applicazione dei principi dell'equilibrio limite.

Nell'ambito della progettazione di strutture offshore, l'adozione di metodologie di calcolo altamente cautelative è raramente utilizzabile. Ciò è dovuto alle modeste caratteristiche meccaniche che spesso caratterizzano i terreni di fondale, nonché agli elevati costi che scelte progettuali eccessivamente cautelative comporterebbero. Va inoltre aggiunto che il parametro di principale interesse da parte del progettista, e cioè il livello di deformazione indotto dal terremoto nel pendio e nella fondazione della struttura, non può essere valutato mediante i metodi pseudo-statici.

Come rilevato da NEWMARK [1965], l'entità degli spostamenti che si sviluppano nel terreno durante il terremoto dovrebbe essere considerata come elemento di valutazione della stabilità o instabilità di un pendio soggetto a carichi sismici. Il fatto che il coefficiente di sicurezza possa temporaneamente scendere al di sotto dell'unità durante il sisma non costituisce, di per sé, un indicatore di instabilità. Gli spostamenti indotti nel pendio dal sisma possono essere calcolati mediante una procedura analoga a quella utilizzata per analizzare il movimento di un blocco rigido adagiato su un piano inclinato. Questo principio è stato applicato da GOODMAN e SEED [1966] per calcolare gli spostamenti permanenti in rilevati di sabbia, in seguito a terremoti. Il metodo di GOODMAN e SEED [1966] consiste nell'integrare due volte quella porzione della storia delle accelerazioni che supera il valore a_y (valore dell'accelerazione di soglia per cui si ha rottura lungo una superficie di scorrimento). Un altro metodo basato sull'ipotesi di blocco rigido è stato presentato successivamente da SARMA [1975], che ha anche osservato come tale principio possa essere applicato sia a terreni sabbiosi che a terreni argillosi. MAKDISI e SEED [1977] hanno evidenziato il ruolo delle caratteristiche di deformabilità dei terreni, che dovrebbero essere considerate nell'ambito di analisi di risposta sismica in campo non lineare.

La definizione della massima deformazione permanente accettabile nel pendio, a seguito di un evento sismico, varia a seconda del tipo di opera. Nel caso di una diga in terra, ad esempio, possono essere ritenuti accettabili spostamenti relativamente ampi, purché la riduzione del franco dovuta alla deformazione del corpo diga non sia tale da innescare la trascinamento dello sbarramento. Per una struttura offshore situata su un pendio sottomarino l'ampiezza degli spostamenti permanenti dovrà essere tale da non mettere in pericolo l'integrità della struttura

stessa. In particolare dovrà essere assicurata l'integrità dei pali di fondazione la cui rottura potrebbe condurre al collasso della piattaforma. Per valutare questi fenomeni in fase progettuale è necessario analizzare il meccanismo di interazione palo-terreno, e verificare che lo stato tensionale indotto dal sisma nei pali sia compatibile con limiti di accettabilità prestabiliti.

3. Informazioni sul progetto

La piattaforma offshore in oggetto è collocata nel Mare Mediterraneo, in un sito caratterizzato da una profondità d'acqua di circa 100 metri. La morfologia del fondale è stata definita in dettaglio mediante misure sonar, mentre le caratteristiche stratigrafiche dell'area sono state stabilite sulla base di una campagna geofisica di tipo sismico, integrata da numerosi sondaggi profondi. In corrispondenza dell'area di installazione della piattaforma il fondale presenta una pendenza di circa due gradi. Tale pendenza tende ad aumentare gradualmente mano a mano che ci si sposta verso est. I risultati della campagna geofisica hanno messo in luce una sostanziale uniformità degli strati di terreno prossimo al fondale. Ciò indica che il pendio sottomarino non è stato interessato da significativi fenomeni di instabilità a partire dall'epoca di deposizione di tali strati.

Una stratigrafia tipica del sito è riportata in Figura 1. Il profilo stratigrafico è caratterizzato da tre strati principali:

- 1) uno strato di argilla normalmente consolidata con spessore variabile tra 10 e 20 metri;
- 2) uno strato di sabbia mediamente addensata ($D_r \approx 60\%$) con spessore variabile tra 10 e 30 metri;
- 3) argilla normalmente consolidata fino ad una profondità, rispetto al fondale marino, non inferiore ai 200 metri.

La resistenza al taglio in condizioni non drenate indicata in Figura 1 per gli strati argillosi è stata stabilita mediante prove di compressione triassiale non consolidate-non drenate (UU) e consolidate-non drenate (CIU), taglio semplice, scissometro e penetrometro statico (CPT). Il comportamento dei terreni sotto l'effetto di carichi ciclici è stato studiato mediante prove triassiali cicliche condotte sia sui terreni granulari che su quelli coesivi.

La fondazione della piattaforma è composta da pali tubolari in acciaio del diametro di circa 2 metri, infissi ad una profondità di circa 70 metri sotto il fondale.

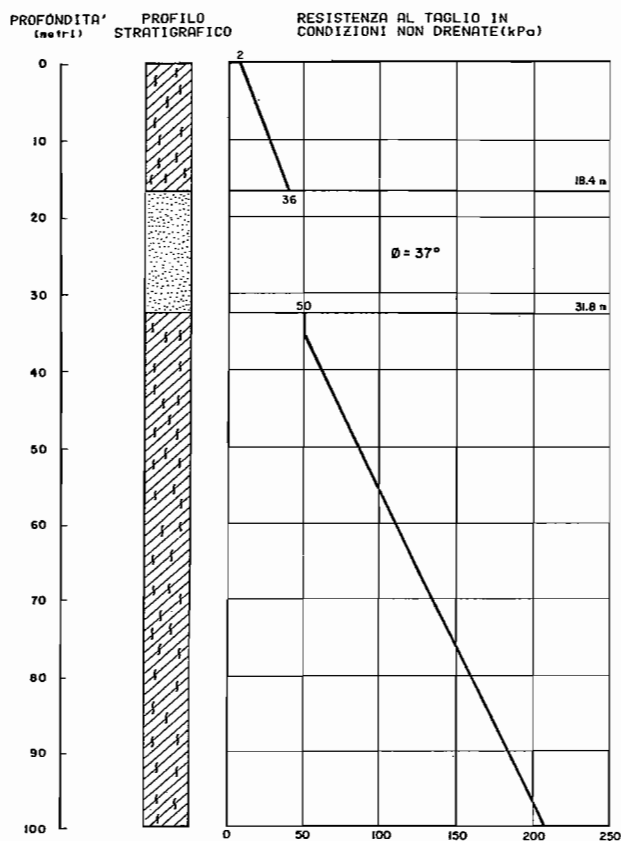


Fig. 1 - Stratigrafia del sito e parametri di resistenza al taglio dei terreni.

4. Fase 1: Analisi di risposta sismica «free field»

Al fine di valutare accelerazioni, deformazioni e tensioni indotte nel terreno dal terremoto, è stata condotta una analisi di risposta sismica di tipo «free field». Le deformazioni permanenti indotte nel pendio dipendono infatti dalle modalità con cui l'energia liberata dal sisma, a profondità tipicamente dell'ordine di qualche chilometro, si propaga in direzione verticale. Inoltre l'analisi può evidenziare livelli di terreno soggetti ad ampie deformazioni tangenziali, dove potrebbero svilupparsi tensioni elevate nei pali di fondazione. I risultati dell'analisi di risposta sismica consentono infine di stabilire, insieme con i risultati delle prove di laboratorio, se esiste il rischio di liquefazione nei terreni sabbiosi. L'analisi di risposta sismica è stata condotta utilizzando il programma ad elementi finiti QUAD4 [IDRISS *et al.*, 1973]. Tale programma di calcolo mette in conto la non linearità del modulo di taglio e dello smorzamento del terreno mediante un modello lineare equivalente, utilizzando una procedura iterativa per ottenere valori di modulo e di smorzamento compatibili con le «deformazioni effettive» in ogni elemento. Vista la limitata pendenza del fondale (circa due gradi) e degli strati di terreno (fino a 4.5 gradi) è stato sufficiente utilizzare un modello ad elementi finiti

monodimensionale, rappresentativo di una colonna di terreno di 200 metri. Lo spessore degli elementi è stato stabilito in modo da consentire una accurata simulazione del fenomeno di propagazione per frequenze superiori a 10 Hertz.

Una storia di accelerazioni orizzontali della durata di 30 secondi è stata applicata alla base del modello (Figura 2). Tale accelerogramma è stato registrato su roccia a Bagnoli durante il terremoto del 1981, ed è stato scalato successivamente per ottenere una accelerazione di picco di circa 0.4 g. Questo valore dell'accelerazione di picco è stato stabilito mediante uno studio di rischio sismico, ed è riferito ad un evento sismico RIE (Rare Intense Earthquake) come definito nel contesto di un'analisi probabilistica di rischio sismico nell'area di interesse. L'accelerogramma è stato collocato a 200 metri di profondità in quanto i terreni soffici collocati a profondità inferiori non sono in grado di trasmettere le elevate accelerazioni. È stato inoltre condotto uno studio parametrico con il quale si è dimostrato che, ponendo l'accelerogramma a profondità comprese tra 100 e 200 metri, i risultati conseguiti rimangono sostanzialmente invariati alle profondità di interesse.

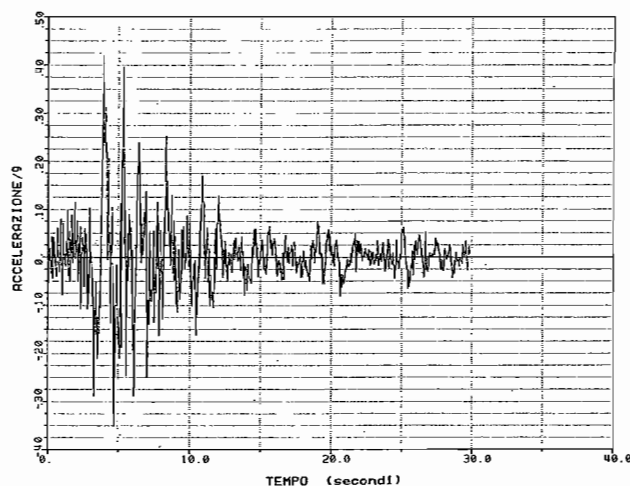


Fig. 2 - Versione modificata dell'accelerogramma registrato a Bagnoli nel 1981.

Le caratteristiche di deformabilità e smorzamento dei terreni sabbiosi ed argillosi sono state stabilite in base ai risultati delle prove sperimentali, e facendo riferimento alle relazioni analitiche sviluppate da HARDIN e DRNEVICH [1972]. Il modulo di taglio per piccole deformazioni, G_{max} , è mostrato in Figura 3 in funzione della profondità. Allo scopo di evitare la rottura degli elementi più profondi del modello, che avrebbe limitato la quantità di energia trasmessa agli strati più superficiali, si è incrementato cautelativamente il valore di G_{max} in prossimità del punto di applicazione dell'accelerogramma. Le variazioni di modulo di taglio e smorzamento in funzione delle

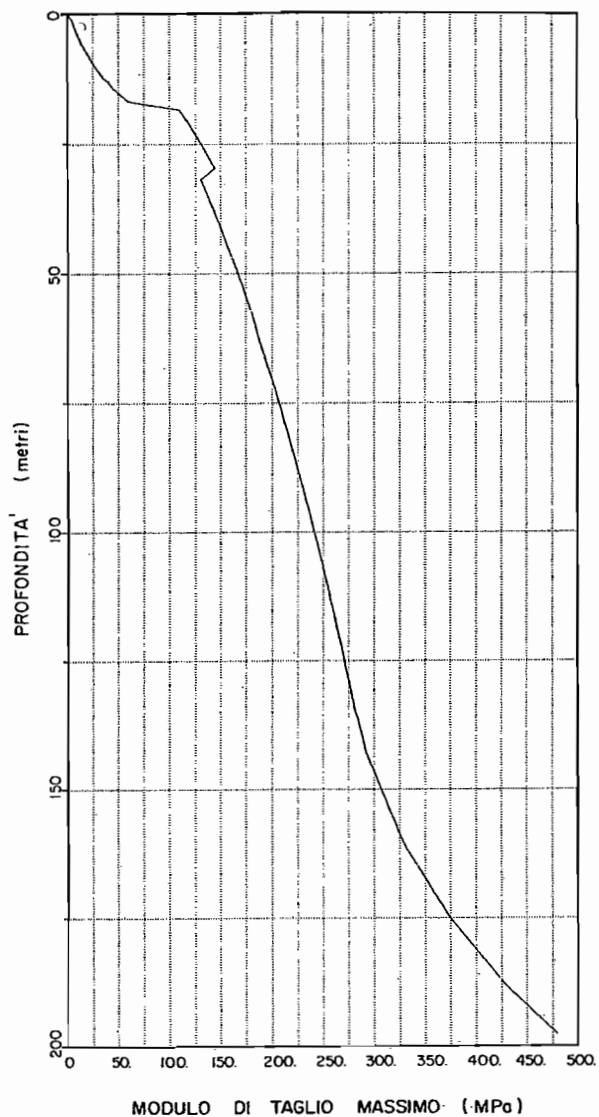


Fig. 3 - Modulo di taglio massimo, G_{max} , in funzione della profondità.

deformazioni tangenziali sono presentate in Figura 4 per ciascuna delle formazioni caratterizzanti il sito. Si noti che l'abbattimento del modulo di taglio all'aumentare della deformazione è più pronunciato nell'argilla che nella sabbia. L'argilla è anche caratterizzata da valori relativamente elevati dello smorzamento, che per ampie deformazioni raggiunge valori prossimi al 30 per cento.

Gli andamenti con la profondità dell'accelerazione di picco e della deformazione tangenziale massima, ottenuti mediante l'analisi di risposta sismica, sono presentati nelle Figure 5 e 6 rispettivamente. In base a questi risultati possono essere formulate le seguenti considerazioni:

- 1) si osserva (Figura 5) una sostanziale deamplificazione delle accelerazioni applicate alla base del modello, con una accelerazione di picco pari a 0.15 g in corrispondenza del fondale (da para-

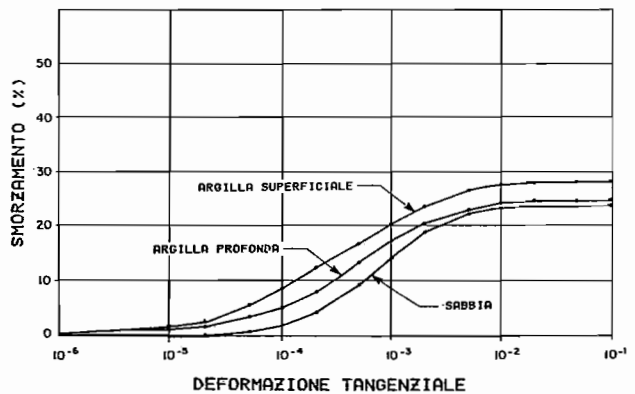
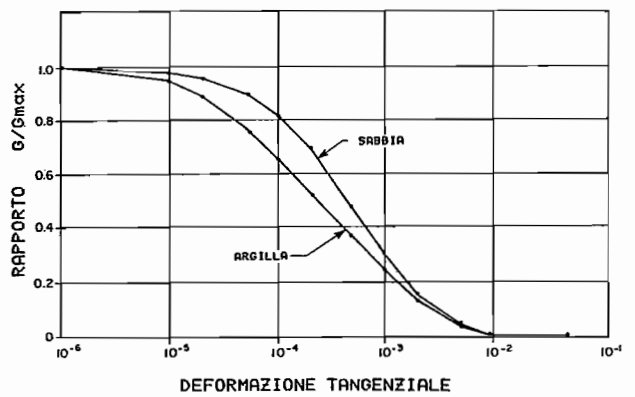


Fig. 4 - Rapporto G/G_{max} e smorzamento in funzione della deformazione tangenziale.

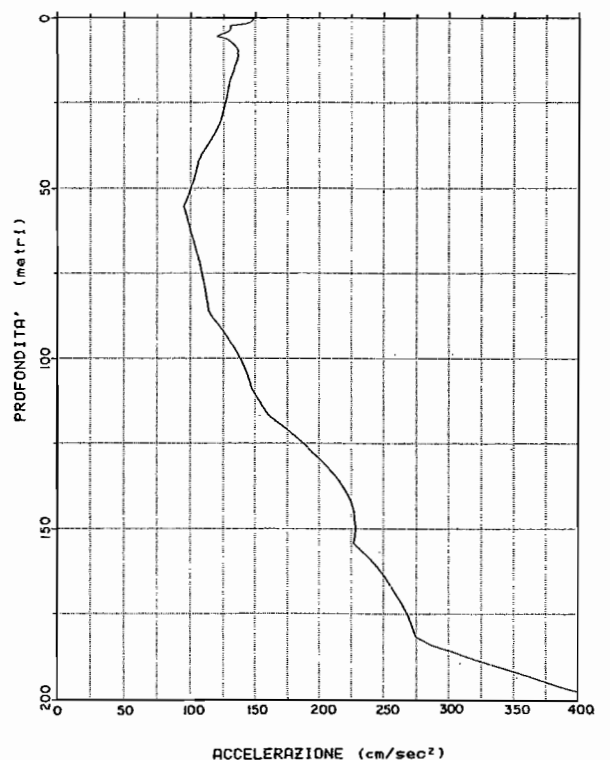


Fig. 5 - Accelerazione di picco in funzione della profondità, risultante dall'analisi di risposta sismica.

gonare all'accelerazione di picco di 0.4 g applicata alla base del modello);

- 2) nello strato di argilla più superficiale si osserva una zona soggetta ad elevate deformazioni tangenziali (Figura 6), con il valore di picco collocato a 3-4 metri di profondità.

La deamplificazione delle accelerazioni è dovuta alla presenza di terreni soffici; in particolare le formazioni argillose normalmente consolidate sono caratterizzate da moduli di taglio relativamente modesti e valori di smorzamento elevati.

La deformazione tangenziale massima (Figura 6) si mantiene quasi ovunque al di sotto dello 0.5 per cento. Nella sabbia si registrano deformazioni massime dell'ordine dello 0.05 per cento. Viste le deformazioni elevate calcolate in prossimità dal fondale, dovute alle modeste caratteristiche meccaniche dell'argilla superficiale, si rende necessario considerare la presenza di una zona di instabilità, assunta cau-

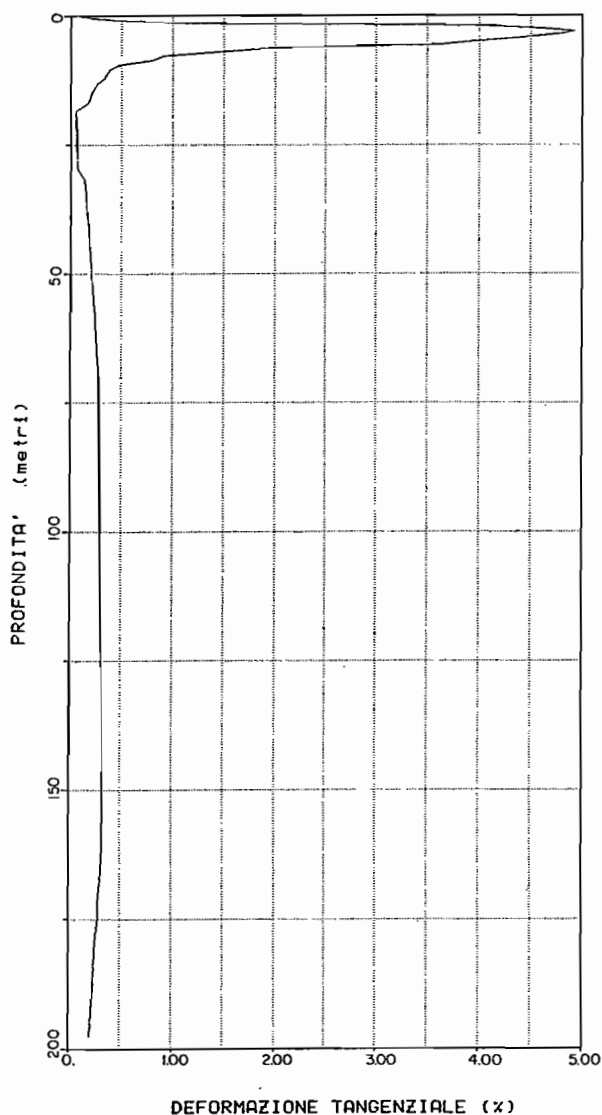


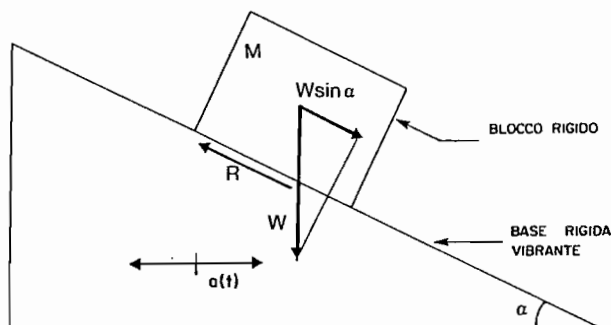
Fig. 6 - Deformazione tangenziale massima in funzione della profondità, risultante dall'analisi di risposta sismica.

relativamente dello spessore di 6-8 metri. Tuttavia, a causa della bassa resistenza caratterizzante l'argilla superficiale, si è giunti alla conclusione che questo meccanismo di rottura non è in grado di causare il danneggiamento dei pali di fondazione.

Gli accelerogrammi calcolati nello strato sabbioso sono stati utilizzati, insieme con i valori di resistenza alla liquefazione misurati in laboratorio, per condurre un'analisi di liquefazione in base alla procedura sviluppata da SEED *et al.*, [1975]. L'analisi ha indicato un coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione superiore a 2. Per quanto la trattazione dettagliata del fenomeno della liquefazione nei terreni granulari non rientri negli scopi di questa memoria, deve essere sottolineato che la comprensione del comportamento dei terreni soggetti a carico ciclico è fondamentale nell'ambito di una analisi di spostamento del tipo descritto. Considerazioni su questo argomento sono contenute nel paragrafo successivo.

5. Fase 2: Calcolo degli spostamenti permanenti

Gli spostamenti permanenti indotti nel pendio dal sisma sono stati calcolati in base alla procedura formulata da GOODMAN e SEED [1966] e SEED *et al.* [1985], dove viene considerato un blocco rigido poggiato su un piano inclinato (Figura 7). Per valori dell'accelerazione inferiori all'accelerazione di soglia a_y , il piano inclinato ed il blocco rigido si muovono come un unico corpo, senza dare luogo a spostamenti relativi. Quando il valore di soglia, che dipende dalle caratteristiche di resistenza al taglio del terreno, viene



LEGENDA

M MASSA DEL BLOCCO

W PESO DEL BLOCCO

R FORZA RESISTENTE

$a(t)$ STORIA DELLE ACCELERAZIONI INDOTTE DAL TERREMOTO

α ANGOLO DI IMMERSIONE DEL PENDIO

Fig. 7 - Modello di blocco rigido su piano inclinato.

superato dall'accelerazione, si ha uno spostamento del blocco che tende a scivolare sul piano inclinato. La procedura di calcolo dello spostamento consiste nell'integrare due volte la porzione di accelerogramma che supera il valore $a_y - a_w$, dove a_w è l'accelerazione parallela al piano inclinato (Figura 8) dovuta al peso proprio del terreno. A differenza della formulazione di GOODMAN e SEED [1966], l'accelerazione di soglia a_y qui definita è indipendente dalla pendenza del piano inclinato, che è considerata mediante a_w .

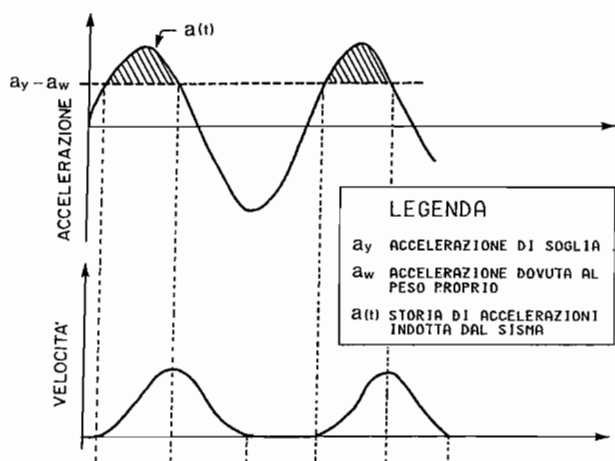


Fig. 8 - Metodo utilizzato per il calcolo degli spostamenti permanenti.

L'accelerogramma in prossimità di un potenziale piano di scorrimento è calcolato mediante l'analisi di risposta sismica. Come osservato da SEED *et al.* [1985], l'ipotesi che lo spostamento sia concentrato lungo un piano piuttosto che distribuito nella massa del terreno è cautelativa.

Allo scopo di definire l'accelerazione di soglia a_y , che dipende dalle caratteristiche di resistenza del terreno, deve essere stabilito se la resistenza statica del terreno possa essere adottata anche in rapporto a sollecitazioni di tipo dinamico, e se un valore costante nel tempo di a_y possa essere utilizzato per il calcolo senza considerare le sue variazioni associate alla natura ciclica del carico applicato. Poiché le valutazioni effettuate in sede progettuale non hanno indicato la possibilità di un sostanziale aumento delle pressioni interstiziali nella sabbia, le superfici di rottura più probabili sono state identificate nei terreni argillosi. La resistenza in condizioni non drenate nell'argilla è influenzata dalla rapidità con cui viene applicata la sollecitazione e dipende quindi dalla frequenza. In particolare all'aumentare della velocità di applicazione del carico la resistenza del terreno tende anche ad aumentare. D'altro canto, la ciclicità del carico può comportare un sensibile aumento delle pressioni interstiziali con conseguente degrado della resistenza. Le prove triassiali cicliche condotte sui

campioni di terreno argilloso prelevati al sito hanno indicato che per una frequenza di 1 Hertz la resistenza al taglio del terreno in condizioni dinamiche è superiore alla resistenza non drenata S_u , misurata in condizioni di carico statico (mediante prove di compressione triassiale) di circa il 30 per cento. Gran parte delle prove triassiali cicliche, condotte applicando una tensione di taglio massima variabile tra 0.65 e 0.85 S_u e comprendenti otto cicli di carico, non hanno evidenziato alcun degrado della resistenza al taglio dell'argilla dovuta alla ciclicità del carico. Una lieve diminuzione della resistenza del terreno, dell'ordine del 10 per cento, è stata osservata per un campione a cui è stata applicata una tensione di taglio massima a circa 1.3 S_u . I risultati delle prove triassiali cicliche sono in accordo con i dati forniti da LEFEBVRE *et al.* [1989] costituiti da valori tensionali di soglia (stability threshold for cyclic loading) osservati in vari terreni argillosi.

Per il caso oggetto di questo studio visto il limitato numero di cicli durante i quali potrebbe essere superata la resistenza del terreno, sono stati selezionati valori di a_y definiti in base alla resistenza statica in condizioni non drenate dell'argilla, e costanti nel tempo. In accordo ai risultati delle prove di laboratorio, tale scelta è cautelativa e quindi appropriata per le valutazioni di progetto.

L'analisi di spostamento è stata effettuata assumendo cautelativamente un angolo di pendio costante pari a 4.5 gradi, e considerando superfici di scorrimento situate a varie profondità. La superficie di scorrimento più critica è risultata collocata a circa 32 metri di profondità, nella formazione argillosa profonda. In corrispondenza di tale superficie è stato calcolato uno spostamento permanente massimo di quattro centimetri.

6. Fase 3: Modello di interazione palo-terreno

Lo stato tensionale indotto dal terremoto nei pali in acciaio ed associato agli spostamenti permanenti nel pendio è stato calcolato mediante un modello di interazione palo-terreno, composto da elementi trave ed elementi molla (Figura 9). Gli elementi trave sono stati utilizzati per rappresentare i 70 metri di palo, mentre le molle costituiscono gli elementi di interazione palo-terreno. Per le molle sono state adottate relazioni forza-spostamento non lineari, basate sulle curve p-y (forza laterale-spostamento) come indicato dall'American Petroleum Institute [API, 1987] e sviluppate nel corso di programmi di ricerca condotti da MATLOCK [1970], REESE *et al.* [1984] ed altri autori. In Figura 10 è mostrata una tipica curva p-y calcolata per l'argilla ad una profondità di circa 7 metri.

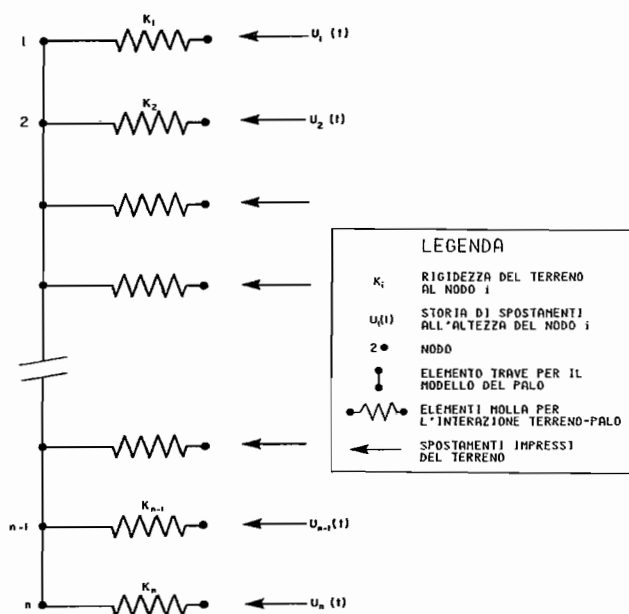


Fig. 9 - Schema del modello di interazione palo-terreno.

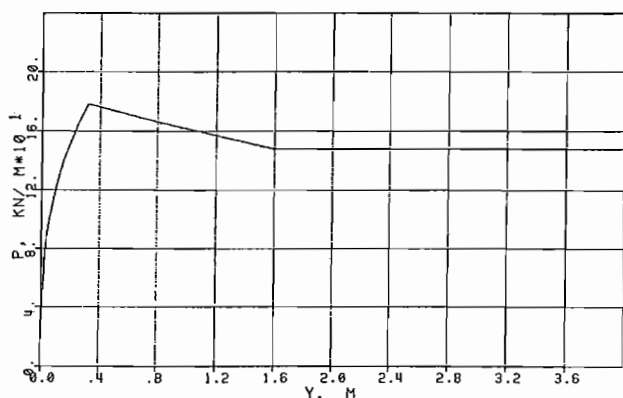


Fig. 10 - Esempio di curva p-y in argilla.

Ai nodi di free-field delle molle situate a profondità inferiori ai 32 metri è stato applicato uno spostamento di 4 centimetri, mentre i nodi a profondità maggiori sono stati bloccati. Questo approccio è cautelativo ai fini del calcolo delle tensioni nei pali, in quanto la deformazione nel terreno è considerata concentrata in prossimità del piano di scorrimento.

I carichi dovuti alla risposta sismica della struttura sono stati introdotti in modo semplificato, applicando alla testa dei pali la massima forza orizzontale e il massimo momento flettente calcolati in relazione all'evento sismico considerato nell'analisi; la direzione dei carichi è stata selezionata in modo da ottenere la combinazione più sfavorevole, associata alle tensioni più elevate nei pali. I risultati dell'analisi di interazione hanno indicato, per l'evento RIE, tensioni massime nei pali inferiori ad un terzo della tensione di snervamento dell'acciaio.

Una seconda analisi è stata condotta, a fine di confronto, applicando al modello di interazione le sto-

rie di spostamento calcolate, mediante l'analisi di risposta, alle varie profondità. In questo caso gli effetti della pendenza del fondale sono stati trascurati, e le deformazioni istantanee dovute all'evento sismico sono state calcolate in base ad una procedura pseudo-statica. Le rigidezze delle molle in condizioni dinamiche sono state definite mediante la metodologia sviluppata da ROESSET e ANGELIDES [1980], utilizzando il modulo di taglio del terreno come calcolato nel corso dell'analisi di risposta free-field. Sulla base delle ipotesi sopra descritte sono state calcolate nei pali tensioni trascurabili rispetto a quelle dovute alle deformazioni permanenti indotte dal sisma nel pendio.

7. Conclusioni

In questa memoria è presentata una metodologia per la valutazione della stabilità di pendii sottomarini, soggetti a carichi sismici, in relazione all'integrità dei pali di fondazione di strutture offshore. È inoltre descritta l'applicazione di tale metodologia per il progetto di una piattaforma petrolifera situata in un'area sismica nel Mare Mediterraneo.

La metodologia è relativamente semplice e utilizzabile correntemente nella pratica progettuale, ed una appropriata scelta dei parametri di input garantisce il conseguimento di risultati ragionevolmente cautelativi.

Sulla base della discussione presentata nei paragrafi precedenti, possono essere tratte le seguenti conclusioni:

- 1) anche in presenza di pendii molto dolci, l'effetto delle deformazioni permanenti dovute al sisma sullo stato tensionale nei pali può essere rilevante;
- 2) l'analisi di risposta sismica, condotta tenendo conto del comportamento non lineare dei terreni, costituisce una fase fondamentale per definire in modo appropriato accelerazioni e stati tensionali nel terreno dovuti al sisma. Per il caso descritto, si è calcolata una riduzione del 60 per cento dell'accelerazione di picco tra 100-200 metri di profondità ed il fondale marino. Inoltre l'analisi di risposta sismica consente di individuare possibili zone di rottura nei terreni soffici a profondità moderate;
- 3) la determinazione degli spostamenti permanenti indotti dal sisma nel pendio richiede la definizione degli effetti del carico ciclico sulle caratteristiche meccaniche dei terreni. Un'analisi di liquefazione della sabbia può essere condotta in base ai risultati dell'analisi di risposta sismica e delle prove

geomeccaniche di laboratorio. Il degrado della resistenza al taglio in condizioni non drenate dei terreni coesivi deve anche essere considerato. Un programma di prove di laboratorio che include prove triassiali cicliche condotte per livelli tensionali diversi può fornire gli elementi necessari per compiere tali valutazioni;

- 4) pur contenendo sostanziali semplificazioni del fenomeno fisico, il modello costituito da un blocco su un piano inclinato consente di calcolare in modo cautelativo gli spostamenti indotti nel pendio dal terremoto. I parametri del terreno devono essere selezionati con cura, ed è necessaria la disponibilità di dati sperimentali che consentano di valutare il comportamento dei terreni sotto l'effetto di carichi ciclici;
- 5) anche il modello di interazione palo-terreno fornisce risultati cautelativi, in quanto le deformazioni del terreno sono considerate concentrate in una sottile fascia di terreno. L'utilizzo delle curve p-y, consente inoltre di tenere conto del comportamento non lineare dei terreni.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano Agip S.p.A. per avere permesso la pubblicazione delle informazioni presentate in questa nota.

REFERENCES

- AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE (API) (1987) - *API recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms*. API RP 2A, 17th Edition, Dallas, TX.
- GOODMAN R.E., SEED H.B. (1966) - *Earthquake-induced displacements in sand embankments*. J. Soil Mech. & Found. Div. (ASCE), 92, SM2, pp. 125-146.
- HARDIN B.O., DRNEVICH V.P. (1972) - *Shear modulus and damping in soils: design equations and curves*. J. Soil Mech. & Found. Div. (ASCE), 98, SM7, pp. 667-692.
- IDRISS I.M., LYSMER J., HWANG R., SEED H.B. (1973) - *QUAD4: a computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures*. Report No. EERC 73-16. University of California, Berkeley.
- LEFEBVRE G., LEBŒUF D., DEMERS B. (1989) - *Stability threshold for cyclic loading of saturated clay*. *Canadian Geotech. J.*, vol. 26, n. 1, pp. 122-131.
- MAKDISI F.I., SEED H.B. (1977) - *A simplified procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments*. Report No. UCB/EERC-77/19, University of California, Berkeley.
- MATLOCK H. (1970) - *Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay*. Proc. Annual OTC, Paper No. 1204, Houston.
- NEWMARK N.M. (1965) - *Effects of earthquakes on dams and embankments*. *Géotechnique*, vol. 15, n. 2, pp. 139-160.
- REBSE L.C., COX W.R., KOOP F.D. (1974) - *Analysis of laterally loaded piles in sand*. Proc. Annual OTC, Paper No. 2080, Houston.
- ROESSET J.M., ANGELIDES D. (1980) - *Dynamic stiffness of piles*. Numerical Methods in Offshore Piling, ICE, London.
- SARMA S.K. (1975) - *Seismic stability of earth dams and embankments*. *Géotechnique*, vol. 25, n. 4, pp. 743-761.
- SEED H.B., IDRISS I.M., MAKDISI F., BANERJEE N. (1975) - *Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses*. Report No. EERC 75-29, University of California, Berkeley.
- SEED H.B., SEED R.B., LAI S.S., KHEMENEHPOUR B. (1985) - *Seismic design of concrete faced rockfill dams*. Proc. Symp. on Concrete Face Rockfill Dams (ASCE), pp. 459-478.

SUMMARY

Seismic stability of offshore structures on sloping seabed

1. Introduction

The assessment of the seismic stability of sloping seabed in relation with pile integrity and structural safety requires to evaluate the earthquake induced deformation in the soil mass and the soil-pile interaction. In this paper a procedure to evaluate stress concentrations in foundation piles due to residual deformation of the slope is presented, and the application of the procedure to a design case is discussed.

This procedure relies upon the following steps:

- free-field seismic response analysis, based on real acceleration time histories and accounting for soil non-linear behavior;
- computation of the earthquake-induced residual deformation by a sliding block-type procedure;
- non-linear soil-pile interaction analysis.

2. Background information

The platform foundation is composed of tubular steel piles, approximately 70 meters long, having a diameter of about 2 meters.

The site is characterized by a water depth of approximately 100 meters and the soil slope is about two degrees and gradually increases eastwards. A typical soil stratigraphy is shown in Figure 1. Extensive field and laboratory programs have included static and cyclic testing.

3. Step 1: Free-field seismic response analysis

A free-field seismic response analysis was carried out to evaluate accelerations, strains and stresses induced in the soil mass by the earthquake. The response analysis was conducted using the finite element code QUAD4 [IDRISS *et al.*, 1973] accounting for soil non-linearity. A one-dimensional finite element model was used. A 30 seconds horizontal acceleration time history was applied at the base of the model (see Figure 2).

Soil damping and deformability were defined according to HARDIN and DRNEVICH [1972]. The shear modulus for small strain G_{max} is plotted against depth in Figure 3. The shear modulus and damping ratio curves are presented in Figure 4.

The peak acceleration and maximum shear strain profiles obtained from the response analysis are shown in Figures 5 and 6 respectively. A substantial deamplification of the base accelerations is observed (Figure 5). The large deformation near the midline (Figure 6) indicates a failed zone. However, due to the low strength of the clay, no pile damage is expected due to this mechanism alone. A factor of safety against liquefaction [SEED *et al.*, 1975] larger than two was found in the sand.

4. Step 2: Computation of residual displacements

The residual deformation was evaluated according to GOODMAN and SEED [1966] and SEED *et al.* [1985], assuming the sliding block model depicted in Figure 7. The computation consists of integrating twice that portion of the acceleration time history that exceeds $a_y - a_w$, where a_y is the yield acceleration and a_w is the acceleration due to soil's self weight along the inclined plane (see Figure 8).

Due to the limited number of cycles exceeding the soil strength and in light of the results of the cyclic testing program, it was assumed a a_y value consistent with the static undrained shear strength of the material and constant during the earthquake.

The analysis was conducted conservatively for a constant slope angle of 4.5 degrees. It was found that the most critical slip plane

was located in the clay at about 32 meters below mudline, for which a maximum residual displacement of four centimeters was obtained.

5. Step 3: Modelling of soil pile interaction

The soil-pile interaction model is shown in Figure 9. Non linear relationships were adopted for the springs, with reference to the lateral force-deflection (p-y) curves as defined by the American Petroleum Institute [1987]. A typical p-y curve computed in the clay at a depth of approximately 7 meters is shown in Figure 10. A displacement pattern of four centimeters was applied to the free-field spring nodes located at depths lower than 32 meters, while at greater depth they were clamped. The maximum horizontal force and bending moment computed for the structure and relative to that specific RIE seismic event were applied at the pile head. The results of the interaction analysis indicated stresses lower than one third of the ultimate steel strength.

For comparison purposes an analysis was conducted applying to the model the displacement time histories measured during the response analysis. For this case the dynamic stiffness of the springs was defined applying the procedure developed by ROESSET and ANGELDES [1980]. Low stresses were computed in the steel under these assumptions.

6. Conclusions

In light of the results presented above the following conclusions can be drawn:

- 1) even for very gentle slopes, the effects of earthquake-induced residual deformations on stresses in the piles can be significant;
- 2) the seismic response analysis is a crucial step in defining acceleration and stress time histories within the soil mass. For the case described herein a reduction of peak acceleration of the order of 60 percent was computed between 100-200 meters of depth and the mudline. Furthermore, the response analysis allows to detect possible failure zones in the soft soils at moderate depth;
- 3) in order to compute the residual displacements in the slope, understanding of the soil behavior under cyclic loads is required. Both liquefaction potential in sand and strength degradation in cohesive soil must be investigated by appropriate laboratory testing;
- 4) Although simplifield, the sliding block model allows to compute conservatively the earthquake induced displacements in the soil slope. The soil parameters must be selected judiciously, and sufficient experimental data must be available for proper evaluation of soil behavior under cyclic loading;
- 5) The soil-pile interaction model also provides conservative results as the soil deformation is supposed to be concentrated within a thin slip band.